港灣及海岸結構物設計基準

計畫主持人	所　　長	張金機
研究人員	研究員兼組長	王慶福
	副研究員	單誠基
	助理研究員	劉文雄
	助　　理	曾文傑
	[redacted]	馬維倫

台灣省政府交通處港灣技術研究所

中華民國八十三年六月三十日

序　　言

自民國六十九年，由台灣省政府交通處廣蒐國內外已有之資料，並配合本省之地理環境及港灣特性，加以整理修正發行『港灣構造物設計標準』以來，不僅使得國內之港灣結構物在設計及規劃上有所依循，也對促進設計水準及技術能力提昇有很大的幫助。

但標準發行至今已逾十年，由於當時主要之參考規範為民國五十六年日本港灣協會發行之『港灣結構物設計基準』，而標準發行之時，適逢日本之基準正進行全面修改，因此，改正後之新理念，無法適時予以加入。近幾年來，隨著各項技術能力之發展與新型結構物之開發，現有設計標準已無法滿足現時之需要，因此有必要加以補充修正。

設計基準涵蓋範圍相當廣泛，修正工作相當繁重，除須具備充分的理論基礎外，更應有實務上之驗證，因此修訂基準必須結合各界人士共同參與才可完成。本所雖在人力、經驗並不很充足情況下，肩負設計基準修正研究重任，主要目的是希望能藉由本研究整合港灣界人士智慧及經驗，建立港灣結構物設計基準，以解決規劃設計無所依循之困境，提昇未來規劃設計品質，為今後之港灣發展貢獻一份力量。本設計基準之研究除本所人員參與外，同時邀請各港務局總工程司、相關學者及顧問公司人員共同參與，經過不斷之研討及意見溝通，研訂此一設計基準，為今後規範之制定奠下一良好之基礎。

本設計基準編訂能如期完成，首先要感謝規劃設計組王組長慶福，以他在港灣工程規劃設計之豐富經驗，全心投入，孜孜不倦；再者感謝參與研究人員劉文雄先生負責日文翻譯與校稿，曾文傑先生協助繪圖，馬維倫、戴逸萍小姐協助文書處理。對本計畫執行期間參與研討奉獻智慧與經驗者，有交通處張技正富南，台中港務局陳副局長銘長，基隆港務區鄧總工程司陽，高雄港務局曾總工程司次弘，台中港務局賴總工程司淵光，花蓮港務局韓總工程司敏初等，在此一併致謝。

基準之研究雖為三年，但因研究期間參與本計畫研究人員任務性工作遽增，且延聘兼任人員費用無法動支，使投入本研究之人力減少，因此放棄全面性基準建立；利用有限經費，以1989年最新改正之日本港灣協會發行之港灣設施技術上之基準與解說為藍本，由本所自行進行部份之增修，作為基準之初步草案。今後除應配合國內港灣實際狀況與海岸特性，再予以充實及改訂外，更希望港灣與海岸工程界先進能在使用之過程中提供卓見，以使今後基準之訂立能更嚴謹。

台灣省政府交通處
港灣技術研究所所長　張金機

中華民國八十三年六月三十日

目　　錄

頁　次

第一篇　概論

第一章　概說 1-1

第二篇　設計條件

第一章　概說 2-1
第二章　船舶 2-3
第三章　風及風壓力 2-13
第四章　波浪 2-23
第五章　波力 2-77
第六章　暴潮位 2-97
第七章　漂砂 2-108
第八章　河口水力 2-133
第九章　土質 2-146
第十章　地震及地震力 2-180
第十一章　砂質土之液化 2-185
第十二章　土壓力及水壓力 2-191
第十三章　載重 2-210
第十四章　摩擦係數 2-225

第三篇　材料

第一章　概說 3-1
第二章　鋼鐵材 3-2
第三章　混凝土 3-37
第四章　瀝青材料 3-50
第五章　石料 3-56
第六章　木材 3-58

第 四 篇　預鑄混凝土

第 一 章　沉箱 4-1
第 二 章　L型塊 4-28
第 三 章　空心方塊 4-35
第 四 章　直立消波沉箱 4-42

第 五 篇　基礎

第 一 章　概說 5-1
第 二 章　淺基礎之承載力 5-2
第 三 章　深基礎之承載力 5-13
第 四 章　基樁之承載力 5-16
第 五 章　基礎之沉陷 5-72
第 六 章　邊坡之穩定 5-90
第 七 章　地層改良 5-100

第 六 篇　水域設施

第 一 章　概說 6-1
第 二 章　航道 6-3
第 三 章　防波堤外之航道 6-7
第 四 章　泊地 6-9

第 七 篇　外廓設施

第 一 章　概說 7-1
第 二 章　防波堤 7-2
第 三 章　防波堤之維修管理 7-23
第 四 章　開門 7-27
第 五 章　淤積對策設施 7-30

第　六　章　海堤與護岸..... 7-37
第　七　章　海岸侵蝕對策設施..... 7-62

第八篇　碼頭設施

第　一　章　概說..... 8-1
第　二　章　碼頭之尺寸..... 8-3
第　三　章　碼頭設施之結構型式..... 8-7
第　四　章　重力式碼頭..... 8-16
第　五　章　版樁式碼頭..... 8-25
第　六　章　平版樁基式碼頭..... 8-46
第　七　章　鋼版樁圓筒式碼頭..... 8-55
第　八　章　鋼板圓筒碼頭..... 8-66
第　九　章　直樁式橫棧橋..... 8-81
第　十　章　其他型式之棧橋碼頭..... 8-93
第十一章　離岸式碼頭..... 8-100
第十二章　浮碼頭..... 8-104
第十三章　繫靠船台..... 8-116
第十四章　曳船道..... 8-120
第十五章　氣墊船碼頭設施..... 8-123
第十六章　繫船浮筒..... 8-126
第十七章　其他形式之碼頭..... 8-132
第十八章　連接部..... 8-145
第十九章　附屬設施..... 8-152
第二十章　岸肩..... 8-200
第二十一章　裝卸機械之基礎..... 8-219
第二十二章　碼頭設施之維護管理..... 8-225

第 一 篇　　概　　論

第一章　概　　說

1-1 適用範圍

本港灣及海岸結構物設計基準，適用於港灣及海岸設施興建、改善亦或維修之情況。對於施工中之港灣設施則不適用。

[說明]

(1)基準概況

如同法律爲自由世界社會所共通依循的規則，規劃、設計、施工如能有一規則可依循的話，則能避免混亂，並使執行較易。假若工程規劃設計無規則可循，一切依主任工程師之想法，或一切委任技師，當有意見不同，而且又有破壞發生，責任由誰來負擔即爲一問題。當任意採用公式亦或原理來設計，但發包者或施工者有不同看法時，要加以判斷何者較正確，亦很困難，因此，至少在目前大多數人認爲可容許之範圍內，對規劃、設計、施工之原則、規定在事前加以明示的話，將使工程之進行能較順暢。

規範(Specifications)、基準(Criteria)、標準(Standard)、準則(Manual)、手冊(Handbook)、規則(Code)等，雖在意義上稍有不同，但均係爲此而準備的，如係由權責機構所核定的，雙方較易取得協調及共識，因此，規範、基準類等，通常由各學會或相關部門之專家所組成之協會來制定的較多，而由權責單位監修，亦有成法律的。

如同法規一般，若制訂得過細，則將喪失自由與創意，但若語焉不詳、曖昧、規定鬆散，則又將產生混亂，因此雖說依據規範或基準，但不意味對下決定之主任工程師可免於負責之意。

因此，基準絕非爲了要限制自由思想所進行的規劃或設計，若不如此加以解釋的話，那麼技術將無法進步。此外基準並非最先端之技術,而是稍顯保守並已達共識之技術，其主要規定以下事項:

a.安全上所應遵守之最低限事項以及所應考慮之事。

b.經由長期經驗之累積，已被視爲一般的及合理的安全上所須之事項。

c.設施之標準化能提昇安全性，同時使工作能合理化之事項。

(2)基準修正之背景

如前所述，現有基準主要係根據民國五十六年日本港灣協會發行之『港灣結構物設計基準』爲藍本所編製的，經歷了二十多年，隨著對港灣品質要求日益提高，以及各種新技術知識之累積等，使得港灣所處之環境亦產生了很多變化，例如:

(a)隨著水域開發之進展，爲充分利用水域，因此浮體結構物之重要性逐漸增加，

有關浮體設施之技術基準亦有充實之必要。

(b)隨著對鋼結構物等維修方法的進步，使得設施維修管理方法有再檢討之必要。

(c)有關港灣設施之耐震性以及地盤液化等調查研究進展，相關技術基準亦須重新檢討。

(d)隨著港灣設施往外海發展，深水化等結構物之出現以及適用之設計法亦須再予檢討。

(e)隨著船型變化及船種多樣化與各種相關基準之修正，更應適時導入本基準中。

爲因應此種變化，現行結構物設計標準，自應適時加以修正，至於目前所使用之設計標準其主要特徵爲:

(a)依據民國五十六年版之港灣結構物設計基準，將全文分爲八篇，先對共同之設計條件、材料、基礎等加以敘述，而後依水域設施、外廓設施、繫靠設施等分別敘述。

(b)敘明基準之適用範圍，同時基準亦分爲本文及說明，本文很簡明的將敘述之事加以明示，說明則針對其背景加以敘述，此外並依場合補充其內容。

(c)隨著技術之成熟，對於絕對應遵守之事，建議應遵守之事，及雖有問題但尚無適當之處理法，提供一判斷之方法。

(d)航道、泊地等之水域設施，所須之水深、寬度等之標準值以船長爲單位，加以表示。

所以本基準所具有之特色，實爲提供規劃設計時之依據，但隨著調查研究成果之增加以及施工技術之進步，加上港灣所處環境之變遷，因此1989年日本新增修之港灣設施技術上之基準同解說，在內容上亦作了很多修正，其主要特徵爲:

(a)將波浪以不規則波來處理，同時將波譜之概念導入設計方法中。

(b)將作用於直立壁之重複波及碎波之波力計算，統一以合田公式爲準。

(c)訂定了貨櫃碼頭、渡輪碼頭及遊艇港之設計基準。

(d)提供港灣設施之維修管理方針。

(e)新型防波堤之導入。

(f)新耐震設計法之開發。

1-2 國內外設計基準檢討

國內外設計基準有關港灣者，在此選出一些代表例加以介紹

1. 中共

港口工程技術規範(1987)由中共交通部頒佈並於1988年10月1 日起實施，主要是將自1975年至1987年所陸續出版的港口工程技術規範及有關規定共20個單冊，由交通部水運規劃設計院組織有關單位匯編修訂而成，計有規範及規定2524條分爲上、下二卷。

2. 日本

由於現行結構物設計標準係以日本基準爲藍本，因此較爲國人所熟悉，而其演變過程大致如下:

1950年　港灣工事設計示方要覽
1958年　海岸保全設施築造基準
1959年　港灣工事設計要覽
1967年　港灣結構物設計基準
1978年　港灣設施技術上之基準，同解說
1980年　同上(超大型油輪用設施，海上貯油基地設施)
1987年　海岸保全設施築造基準解說(改定版)
1989年　海灣設施技術上基準，同解說(改定版)

3.聯合國

United Nations Conference on Trade and Development，"Port Development A Handbook for planners in developing countries" ，Second edition revised and expanded，United Nations，1985. 此手冊主要係聯合國爲開發中國家進行港灣開發所整理之手冊，港灣之整體規劃 ，特別是以計劃之實行可行性爲重點，內容包含港灣關連之各種事項，以及港灣營運管理、裝卸機具等， 經由此手冊可對港灣之整體作一概略了解，但並無法作爲設計上使用。

4.美國

U.S Army Coastal engineering research Center,"Shore protection manual volume I～III'，U.S Government printing office，1975.海岸變遷、波浪、海岸有詳細論述，可作爲海岸護岸、防波堤之參考。

同時由於以實驗驗證，所以圖表豐富。

Naval facilities engineering commend， 'Design manual———Soil mechanics，foundations，and earth structures

——— Structural engineering

——— Harbor and Coastal facilities

VFAC DM-7，-2，-26，US governament printing office，1971，1970具有很多之手冊，同時每個手冊均獨自販賣，爲一很實用之書，圖表計算式很多，亦有例題。

5.德國

Committee for waterfront structures of the society for harbor engineering and the german society for soil mechanics and foundation engineering ，"Recommendations of the committee for waterfront structures EAU 1985 "，Ernst & Sohn.

每年由委員會加以檢討

6.英國

BSI (British Standards Institution)，' Code of practice on maritime structures' ，Draft，1979.

7.法國

J. Chapon，'Travaux maritimes tome 1～2' ，Eyrolles，1984.

此書並非基準，係法國港灣工程之教科書。

1-3 基準修正

本次設計基準之修正，主要針對以下幾項重點進行

1. 創造安全舒適之港灣空間技術之導入。

由於以往之基準，對於港灣設施之維修管理，並未規定具體的實施方法，但隨著防波堤、碼頭設施之增加，所須之維修管理費亦日漸增多，加以設施之老朽化，今後設施之維修管理更顯重要，因此新基準對於水域設施、防波堤、碼頭等設施之維修管理、檢查之方法、檢查之項目、異狀之評估等提供一方法，以使港灣設施在經過長期使用後亦能維持良好狀態。

遊艇港方面，由於交通部觀光局另有參考規範，因此在本基準不予討論。

另外，隨著水域開發之進展，浮體結構物之重要性亦日增，如浮式飯店、浮式停車場等，以往浮體構造物之設計基準，均以波浪較小者爲對象，僅規定如浮棧橋之設計法等，而新的基準中則針對各種形態之浮體結構物規定了浮體結構物之設計法。

2. 設計之合理化

將防波堤之波壓公式，統一以合田公式爲準，同時對於深水區域，當波谷來臨時之波力爲重要因素時，其計算法亦予明示。

另外，隨著樁載重試驗成果之累積，推算樁之軸向極限支持力所採用之靜力學計算式亦重新檢討。砂質土之場合，樁之先端支持力係數原爲$40NA_p$，改成$30NA_p$，同時求取N值之範圍亦改變，另外，樁有接續時，以往每一接續處，其軸向容許支持力約減少20%，但隨著接續信賴性之增加，其低減率亦緩和了。

關於防舷材之計算，以往靠岸能量之計算有偏小之傾向，因此新的計算法中假想質量係數之值，較以往大20%， 同時計算不須依防舷材間隔不同而採用不同計算式。

3. 新技術之導入

隨著新型防波堤技術日益成熟以及累積之實績，新基準規定了直立消波沉箱堤，上部斜面堤、浮式防波堤等之設計法。砂質土之液化，在以往之基準中，對液化之判定雖規定了一些方法，但隨著最新調查研究成果，液化之範圍以及液化之判定法與液化對策內容均予充實。

4. 其他

隨著近年船型之變化，相對應之標準船型加以重新檢討，因此相關的泊地水深、碼頭長度與水深之標準值亦予改正，同時在以往，礦石專用船與一般貨船加以分開，但由於其船型差異不大，因此在新基準中其包含在貨船中。

第 二 篇　設 計 條 件

第一章　概　說

港灣設施之設計條件是依該設施的特性及其所處之情況，考慮其自然條件，該設施的利用狀況、施工條件、材料特性、社會大眾的要求等，就以下所舉之設計條件加以適當的選定，而使該設施能安全。

1. 船舶尺寸
2. 船舶產所生之外力
3. 風及風壓力
4. 波浪及波力
5. 潮汐及異常潮位
6. 海流
7. 作用於浮體之外力及其擺動
8. 河口水理及漂砂
9. 土質
10. 地震及地震力
11. 土壓
12. 水壓
13. 自重
14. 載重
15. 浮力
16. 其他必要之設計條件

[說明]

(1)概述

由於設計條件之設定對設施之安全、功能之確保、經濟性等有重要影響，因此須慎重爲之，設計條件通常是依調查及試驗結果而定。因此事前需要作充分的調查及試驗，更須充分的了解調查及試驗的方法及結果，以決定適當的設計條件，所以爲決定設計條件所做的研究非常重要。

(2)影響設計之因素

對港灣設施之設計，須考慮以下因素:

(a)設施之功能

設施的功能未必只有一種，故須考慮各項功能均能充分的發揮。

(b)設施的重要性

爲了作適當的設計，須考慮設計的安全性及經濟性，因此須考慮其重要性。作重要性的判定時，須考慮下列事項:

設施的替代性

設施的建設費

設施之損毀對人命、財產之影響

設施之損毀對其他設施之影響

設施之損毀對社會、經濟之影響

(c)耐用年限

耐用年限爲在設施設計決定結構及材料時所應考慮的，同時對現有設施改善之必要性及決定改善方案等，也應加以考慮。耐用年限有功能上、經濟上、社會規劃上及物理上四種之分，因此耐用年限之設定，須對上述四種加以檢討，以期作適當的決定。若設計時由前三者來決定耐用年限時，則須選擇適合耐用年限的結構及材料，如無法由此決定時，則取物理上之耐用年數，如結構物用鋼材或木料，爲設計上之安全計，在設定耐用年限時，因材料腐蝕會使設施的效用明顯的降低，故須加以明確的說明。

(d)自然狀況

對決定設施結構物等的自然條件，非僅是直接影響之波浪、地震、地形、地層等狀況而已，對水質、底質、生物、大氣等均須加以考慮。

(e)載重

(f)材料

(g)安全率

安全率爲表示安全性之指標，其主要意義可說是設計時爲了涵蓋許多不確定因素之係數。隨安全率之大小可以作定性的安全性比較，嚴格的說，僅能對同條件之結構物而言，而對在不同條件之結構物安全性之比較則無意義。就現況而言，結構物之抵抗力以及作用力諸要素之關係，並無法完全把握住其定量的關係，因此安全率須含經驗因素在內。安全率在其他條件相同時，若要素間之值差距愈大，調查試驗的精度愈差且設計的精度亦差。而結構物的耐用年限很長，同時結構物的重要性愈大，所要求之安全率則會愈大。所以安全率嚴格來講，應依各條件而加以決定，但若以個案作爲取決時，恐有錯誤判斷之危險。本基準所示之值是以標準的條件爲前提，再以經驗上充分的安全考慮者。視條件之需要亦可將這些值稍降低些，惟此時須有充分的理由，經審慎的判斷再作取決，切記不可輕率的將安全率隨便降低。

(h)施工方法

合理的設計非考慮施工方法不可，且須考慮施工時對周遭環境之影響。

(i)施工精度

設計時應考慮所能獲取的施工精度。而施工精度則請參考港灣工程施工說明書。

(j)工期

在作設計時須兼考慮施工方法，而決定工期時，更須使該工程於其工期內如期竣工。

而工期通常取決於材料取得難易、施工設備、施工之難易、設施所需要的時間及自然狀況等。

(k)工程費

(l)補償費

(m)維護管理費

第 二 章　　船　舶

2-1 船舶尺寸

設計主要船舶之尺寸，應加以適當的決定。

[說明]

(1)當船舶之尺寸不夠明確時，可參照表2-1予以決定。

(2)船體之主要尺寸如圖2-2-1所示。

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)
客船	2,000	86	13.2	6.4	4.0
	3,000	99	14.7	7.6	4.5
	5,000	120	16.9	9.5	5.2
	8,000	142	19.2	11.6	5.8
	10,000	154	20.4	12.9	6.2
	15,000	179	22.8	14.7	6.8
	20,000	198	24.7	16.1	7.5
	30,000	230	27.5	18.3	8.5
車輛渡船	1,000	73	14.3	9.4	3.7
	2,000	96	17.1	10.7	4.4
	3,000	113	18.9	11.5	4.9
	4,000	127	20.2	12.2	5.3
	6,000	138	22.4	13.2	5.9
	10,000	170	25.4	14.5	6.5
	13,000	188	27.1	15.3	6.7
	15,000	200	28.1	15.7	6.9
汽車專用船	700	77	12.8	6.9	4.3
	1,000	86	14.1	8.0	4.7
	2,000	105	17.1	10.7	5.5
	3,000	117	19.1	12.7	6.0
	5,000	136	22.0	15.8	6.8
	6,000	144	23.1	17.1	7.1
	10,000	166	26.6	21.2	8.0
	15,000	187	29.8	25.1	8.8
	20,000	203	32.2	28.4	9.5
液化瓦斯船	1,000	70	11.7	5.7	5.0
	2,000	87	14.3	7.3	5.9
	3,000	99	16.1	8.5	6.6
	5,000	117	18.6	10.2	7.5
	10,000	145	22.7	13.1	9.0
	15,000	165	25.5	15.2	10.2
	20,000	181	27.7	16.9	11.0
	30,000	206	31.2	19.6	12.0
	50,000	242	36.1	23.6	13.5

種類	噸數 (D.W)	全長 (m)	寬度 (m)	深度 (m)	滿載吃水 (m)
油船	1,000	61	9.8	4.4	4.0
	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
	70,000	244	36.7	19.2	14.3
	80,000	255	38.3	19.9	14.9
貨船	700	58	9.7	5.5	3.7
	1,000	64	10.4	5.8	4.2
	2,000	81	12.7	6.8	4.9
	3,000	92	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
	100,000	259	38.7	21.2	15.8
	150,000	290	45.0	23.7	17.5
貨櫃船	20,000	201	27.1	15.6	10.6
	30,000	237	30.7	18.4	11.6
	40,000	263	33.5	20.7	12.4
	50,000	280	35.8	22.6	13.0

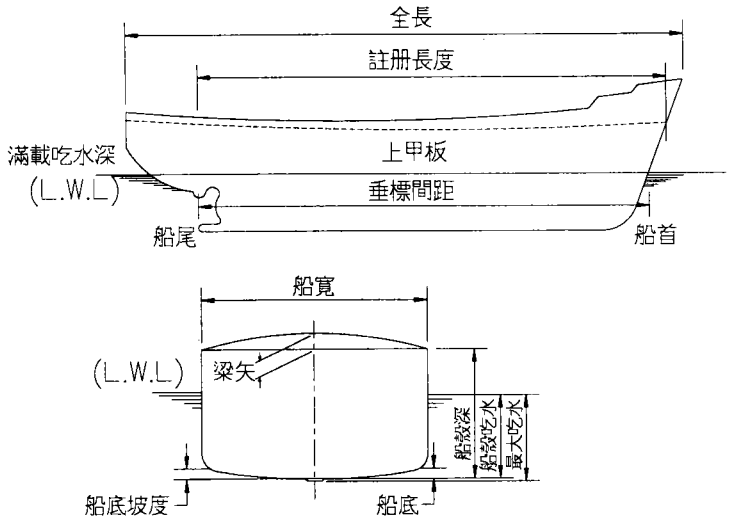


圖2-2-1　船體之主要尺寸

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，深度爲船殼深度，最大吃水係指滿載吃水。

(3)船舶噸數分爲總噸(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)是爲總噸。總噸爲表示商船大小之尺度，一般廣泛使用並作爲統計之基準。

(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，港務局以此作爲收取噸稅、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爲滿載排水量。船殼重量及輪機重量之和稱爲輕載重量。軍艦使用之噸數爲排水噸。

(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，如爲近海航線時，爲其載貨重量之10% 以下，遠洋航線時，內燃機船爲10%～15%，煤炭燃料船爲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。

$$
\left.\begin{array}{l}
\text{貨船} \\
\quad \log G.T = -0.347 + 1.049 \log D.W \quad (D.W < 6000) \\
\quad \log G.T = 0.162 + 0.915 \log D.W \quad (D.W \geq 6000) \\
\text{油船} \\
\quad \log G.T = -0.336 + 1.014 \log D.W \\
\text{貨櫃船} \\
\quad \log G.T = -0.670 + 1.140 \log D.W
\end{array}\right\} \quad (2\text{-}1)
$$

汽車專用船

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

瓦斯船

$\log G.T=-0.051+0.994\ \log D.W$

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

2-2 船舶所產生之外力

2-2-1 概述

船舶靠泊時作用於碼頭之外力，須考慮船舶之大小(總噸、船長、船寬、深度、吃水等)、靠岸方法、靠岸速度、碼頭結構、繫泊方式、繫泊系統之性質及氣象、海象等，以適當的方法慎重決定之。

[說明]

(1)船舶靠岸或繫泊時作用於碼頭之載重須考慮:

(a)船舶靠岸所生之載重。

(b)繫泊船隻擺動所生之載重。

碼頭的設計須考慮船舶靠岸時之靠岸力，停泊時作用於船舶之波力、風力及船舶受潮流壓力而擺動，其作用於碼頭之撞擊力及牽引力。尤其是面對外海長波侵入港內之碼頭及錨泊區(Sea Berth) 亦或設於港口部之繫留設施或是船舶在港內避泊之碼頭等，因作用於船舶之波力甚大，故須特別慎重的考慮。

(2)船舶作用於碼頭之靠岸力，須依船舶之靠岸能量，依防撞方法之位移復原特性加以計算爲原則。

(3)停泊中船舶擺動所生之張力及撞擊力，須依作用於船舶之波力、風壓力、潮流之流壓力、停泊系統之特性等，以擺動計算求取爲原則。

2-2-2 船舶靠岸所生之外力

[1]船舶靠岸能量

船舶靠岸能量以運動力學的方法加以計算如(2-2)式所示:

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

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(標準爲1.0)

C_c: 船席形狀係數(標準爲1.0)

[說明]

(1)船舶僅作橫向移動時，船舶靠岸的動能量$E_s=W_sV^2/2g$，但船舶在有護舷材等防撞設施之碼頭靠岸時，其能量被該設施所吸收，亦即船舶之靠岸能量$E_f=f\times E_s$，$f=C_e\times C_m\times C_s\times C_c$。

(2)船舶之重量噸與排水噸之關係如下:

$$\left.\begin{array}{ll}\text{貨船} & \log D.T=0.404+0.932\log D.W\\ \text{油輪} & \log D.T=0.326+0.950\log D.W\end{array}\right\}\ldots\ldots\ldots\ldots(2\text{-}3)$$

但須 $D.T\geqq 1,000$

(3)柔軟性係數C_s爲船舶之靠岸能量與船舶外殼之變形所吸收能量之比，通常船舶變形所吸收之能量甚小，因此C_s之值爲1.0。

(4)靠岸船舶周圍的水面，開始移動的初期，水面對碼頭有些什麼影響呢? 當船舶靠岸時，船舶與碼頭間之水面受壓縮，由彈性效用顯示，其能量被防撞工吸收而減小。因此須考慮船席的形狀係數予以慎重決定之，然此部份不明之處仍很多。

[2]靠岸速度

船舶靠岸速度須考慮船舶的大小、載貨狀況、碼頭之位置及結構、氣象、海象、拖船之有無、大小等以實測值及以往靠岸之實測資料慎重決定之。

[說明]

(1)大型貨船及大型油輪靠岸時，船舶先平行停於碼頭前約10餘公尺處，再以數艘拖船緩慢推靠碼頭。若有強風吹向碼頭時，拖船則以反風向拖拉使之緩慢靠上碼頭。採用此靠岸方法時，依以往的經驗其靠岸速度多爲10～15cm/s左右。

(2)渡輪、貨櫃船等特殊船或小型貨船等不使用拖船而自行靠岸者，其船首及船尾之燈應平行於碼頭線移動，即大型船舶採以他種靠岸方法時，此類靠岸方法須注意其靠岸速度應依實測值慎重決定之。

[3]偏心係數

船舶靠岸時之偏心係數須考慮操船狀況、船舶之大小及護舷材之配置等，以下式計算之:

$$C_e=1/[1+(L/r)^2]\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(2\text{-}4)$$

L爲從平行於碼頭線之接觸點至船舶重心之距離(m)

r爲通過船舶重心垂直軸之水平回轉半徑(環動半徑)(m)

[說明]

(1)操船靠岸中的船舶並非與船席線平行，船舶在接觸撞碰碼頭後，開始旋轉，轉動的結果損耗了一部份動能，然轉動時所損耗的一部份動能與旋轉時相較之下是很小的，且可忽略之，因此只考慮旋轉動能的損耗。

(2)環動半徑可由圖2-2-2求得之。

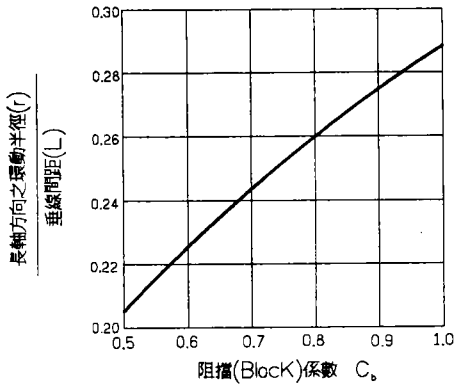


圖2-2-2 長軸方向之環動半徑與阻擋(Block)係數之關係(Myers 1969)

[4]假設質量係數

假設質量係數之標準值可由下式求得

$$C_m=1+(\pi/2C_b)(d/B) \quad \cdots\cdots(2\text{-}5)$$

式中

C_b: 阻擋(Block)係數[$=W_s/(LBdW_o)$]

d: 吃水(m)

B: 船寬(m)

L: 船長(m)

W_o: 海水之單位體積重量(t/m^3)

[說明]

(1)在船舶靠岸時，船舶的質量(M_s)與船舶周圍水塊的質量(M_w)同時被減速，因而此水塊的質量之慣性力被付加於船舶上。

由此可知假設質量係數(2-6)式可定義爲:

$$C_m=\frac{M_s+M_w}{M_s} \quad \cdots\cdots(2\text{-}6)$$

式中

C_m: 假設質量係數

M_w: 船舶周圍水塊的質量之付加質量

M_s: 船舶之質量(船舶之排水量/重力加速)

(2)(2-6)式爲日本的上田依模型試驗及現場觀測結果所提案的，式中所稱之船長(L)爲垂線間距。

2-2-3 船舶停泊中擺動所產生之外力

[1]碇泊船舶之擺動

碇泊船舶會因波浪、風、潮流等作用造成擺動，故碼頭須考慮承受碇泊船舶擺動所生之外力。

[說明]

(1)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，均將遭受波浪、風、潮流等作用使停泊船舶擺動，而停泊船擺動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。

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

[2]作用於船舶之波力

作用於停泊船舶之波力，須考慮船型及波浪之大小，以適當的方法去計算之。

[說明]

作用於船舶之波力，可以截片法(Strip Method)、特異點分佈法、邊界元素法、有限元素法等適當的方法求取，對船舶而言最常用的爲截片法(Strip Method)。

[3]作用於船舶的風力

作用於船舶的風力，宜選用適當的計算式求之。

[說明]

(1)作用於船舶的風力，依下式計算之:

$$R=0.5\rho CU^2(A\ \cos^2\theta+B\ \sin^2\theta).....(2-7)$$

式中

ρ: 空氣之密度($Kg.S^2/m^4$)，$\rho=0.123Kg.S^2/m^4$

R: 風力之合力(Kg)

U: 風速(m/s)

A: 水面上船體正面之投影面積(m^2)

B: 水面上船體側面之投影面積(m^2)

θ: 風向與船體中心線之交角(°)

C: 風壓力係數

(2)風壓力係數C之值宜用下式求之

θ之單位爲度(°)，參照圖2-2-3。

(a)C之值

貨船

$$C=1.325-0.05\cos2\theta-0.35\cos4\theta-0.175\cos6\theta.....(2-8)$$

客船

$$C=1.142-0.142\cos2\theta-0.367\cos4\theta-0.133\cos6\theta....(2-9)$$

油輪

$$C=1.120-0.083\cos2\theta-0.25\cos4\theta-0.177\cos6\theta.....(2-10)$$

(b)風壓合力之作用點

$$a/L = 0.291 + 0.0023\theta \quad \cdots\cdots (2\text{-}11)$$

(c)風壓合力之作用方向

$$\Phi = \{1 - 0.15(1 - \theta/90) - 0.80(1 - \theta/90)^3\} \times 90 \quad \cdots\cdots (2\text{-}12)$$

日本鈴木康正及諸石一幸將上式修正如下:

$$\left.\begin{aligned} \Phi &= \{3 - (1 - \theta/90)^q\} \times 90 \quad \theta \geq 0 \\ \Phi &= \{1 + (1 - \theta/90)^q\} \times 90 \quad \theta < 0 \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (2\text{-}13)$$

上式中，指數q在貨船及空載油輪爲5，滿載油輪則爲3。

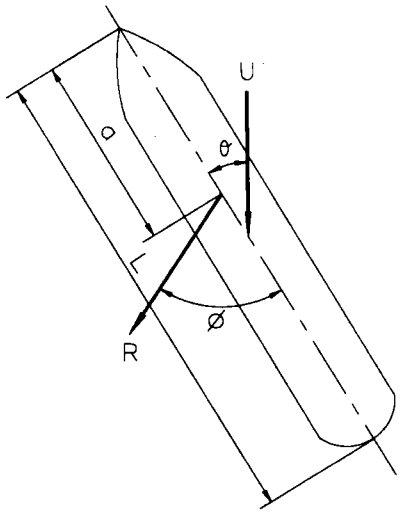


圖2-2-3 風力計算圖

(3)風速U則採用最大速度(10分鐘平均風速)。

[4]作用於船舶之潮流壓力

作用於船舶之潮流壓力，宜採用適當的計算式求之。

[說明]

(1)流向船首方向之流壓力

流向船首方向對船舶所生之流壓力，可以下式計算之。

$$R_f = 0.14SV^2 \quad \cdots\cdots (2\text{-}14)$$

式中

R_f: 流壓力(kg)

S: 浸水面積(m^2)

V: 潮流之流速(m/s)

(2)流向船側方向之流壓力可以下式計算之。

$$R = 0.5\rho CV^2B \quad \cdots\cdots (2\text{-}15)$$

式中

R: 流壓力(kg)

ρ: 海水之密度(kgs^2/m^4)，ρ=104.5kgs^2/m^4

C: 流壓係數

V: 流速(m/s)

B: 吃水線下之船體側面的投影面積(m^2)

(3)潮流之流壓力可分爲摩擦抵抗及壓力抵抗。一般可假設爲對流向船首方向之抗力，大部份爲摩擦抗力，而對流向側面的大部份爲壓力抵抗。但兩者很難加以嚴密區分。

式(2-14) 爲R.E. Froude公式(2-16)將ρ_w=1.025，t=15°，λ=0.14代入所得之式。

$$R_f=\rho_w \lambda \{1+0.0043(15-t)\}SV^{1.825} \quad \text{.....(2-16)}$$

式中

R_f: 流壓力(Kg)

ρ_w: 海水之比重，ρ_w=1.025

t: 溫度(°C)

S: 浸入面積(m^2)

V: 潮流之流速(m/s)

λ: 係數

船之全長30m者　λ=0.14741

船之全長250m者　λ=0.13783

(4)流壓係數

流壓係數C依船舶與潮流之相對流向θ而變化，可參考圖2-2-4求得其值。

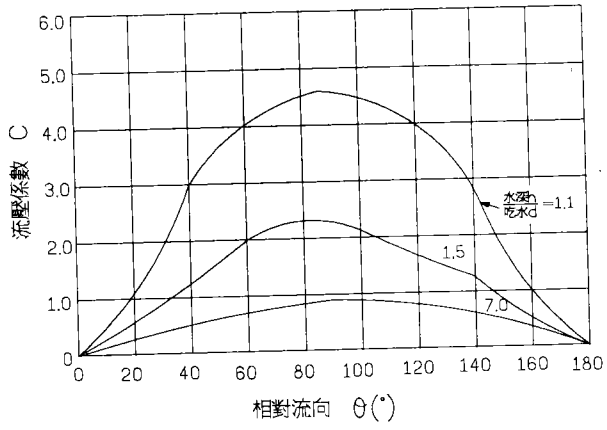


圖2-2-4　流壓係數C

[5]停泊系統之特性

停泊船舶之擺動計算時，須將纜繩或護舷材等繫泊系統的位移復原力加以適當的模式化。

2-2-4 作用於繫船柱之拉力

作用於繫船柱之拉力如下:

1. 作用於直柱之拉力依船舶總噸，水平方向之拉力如表2-2 所示，而垂直方向之作用力爲水平力之1/2。
2. 作用於曲柱之拉力依船舶總噸,作用於所有方向之拉力如表2-2所示。
3. 未定於表2-2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 2-2　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，其中間部份爲了彈性而加設之繫船柱，且不考慮懸掛兩條以上纜索時之力量。

[說明]

(1)直柱係設置於碼頭船席兩端附近，或離碼頭線相當距離之處，於颱風時繫泊之用。而曲柱則供平時船舶停泊及停靠碼頭之用，故設置於碼頭線附近。

(2)作用於直柱之拉力係直柱設置於離碼頭線大於船寬之後面時，且能使船纜與船軸拉成45°的方向，而依作用於船舶風力的條件計算，求得在25～30m/s 的風速時，在輕載重狀況下之船舶仍能安全繫泊者。在日本海事協會鋼船規則中相當於纜繩1～2 條之切斷強度。而對1,000 總噸以下之小型船而言，則仍能耐至風速35m/s之拉力。作用於曲柱之拉力係船首尾纜繩與船軸拉成25° 以上之方向，依作用於船舶風力的條件計算求得曲柱只能耐15m/s 之風速時，輕載重船舶可繫泊者。此對1,000總噸以下之船舶而言，在日本海事協會鋼船規則中相當於1條纜繩之切斷強度，對超過5,000 噸以上之船舶則相當於兩條纜繩之切斷強度。

( ) 內之拉力是用於船席一定時，在船席之中間部份專爲彈性使用而加設之曲柱者，在日本海事協會之鋼船規則中相當於1 條纜繩之切斷強度。但在新編的

日本海事協會鋼船規則中對有關合成纖維索則另有規定，其中尼龍(Nylon) 繩與維尼龍(Vinylon) 繩兩種因耐摩損失小等理由，因此所需的安全率較大，故所需的繩徑較粗，以致使用實績較少。所以若特意使用尼龍繩或維尼龍供作船席上船舶之停泊時，是不適用表2-2( )內之數值。上述拉力之計算，除風力外尙須考慮沿船軸方向2 節(Knot)及垂直船軸方向0.6 節(Knot)之潮流。

(3)對總噸200 噸以下小型船舶之拉力，非考慮船舶之種類、靠岸狀況及碼頭結構等不可。但對200 噸以下船舶之拉力在實際設計時，仍採作用於直柱之拉力爲15噸，作用於曲柱之拉力爲5噸作爲準則。

(4)靠岸時船舶之纜繩配置及名稱請參照第八篇「船席長度及水深」所述。

(5)對於車輛渡船 (Car Ferry)，貨櫃船等拉力之計算，因受風面積很大，故使用表2-2時須特別注意。

第 三 章　　風及風壓力

3-1　一般

港灣設施之設計須考慮之氣象要素爲風、氣壓、霧、下雨、積雪、氣溫及其他等。

[說明]

(1)影響港灣設施設計之氣象要素如下:

(a)氣壓及其分佈是支控風及暴潮發生的主要因素。

(b)風不但支控波浪及暴潮發生，而且港灣設施及停泊中的船舶也遭到風壓的影響而受到外力作用，更且是妨礙裝卸及其他港埠作業的主要因素。

(c)下雨爲取決港灣內排水設施之主要因素，同時也是妨礙裝卸及其他港埠作業的主要因素。

(d)霧會妨礙船舶的航行及進出港，也是使港灣設施利用降低的主要因素。

(e)積雪對港灣設施之裝載荷重須加以個別考慮。

(f)氣溫在溫度應力發生時，會影響構造材料之應力分析。

(2)計算颱風發生之暴潮或波浪，可依颱風區域內氣壓之實測值以藤田(Fujita)公式(式3-1)或Myers公式(式3-2)求之，氣壓分佈多數爲假定者。

$$P = P_\infty - \frac{\triangle P}{\sqrt{1+\left(\frac{r}{r_o}\right)^2}} \quad \text{(藤田公式)} \qquad (3\text{-}1)$$

$$P = P_c + \triangle P \exp\left(-\frac{r_o}{r}\right) \quad \text{(Myers公式)} \qquad (3\text{-}2)$$

式中

P: 與颱風中心相距r點之氣壓(mb)

r: 與颱風中心之距離(km)

P_c: 颱風中心之氣壓(mb)

r_o: 颱風中心至最大風速之點的距離(km)

$\triangle P$: 颱風中心之氣壓深度(mb)$\triangle P = P_\infty - P_c$

P_∞: $r \to \infty$之氣壓(mb)，$P_\infty = P_c + \triangle P$

颱風的規模通常是隨著時間而變動，故r_o, $\triangle P$ 須以時間的函數求取之。

(3)風，請參照本篇「風」所述。

(4)排水設施之設計須以設計機率年的降雨強度予以決定之，因此從現場的雨量資料中，可以設計降雨繼續時間來決定降雨強度。降雨強度的實驗中可採用(3-3)式:

$$i = \frac{a}{t+b} \quad \text{(Talbot型)} \qquad (3\text{-}3)$$

式中

i: 降雨強度(mm/h)

t: 降雨繼續時間(min)

a, b: 常數

依特性係數法中機率降雨強度之計算，對機率降雨年數N年所給予60分及t分(通常爲10分鐘)的降雨強度，Talbot公式之N年機率降雨強度i_n改如(3-4)式表示之:

$$i_n=\beta_n R_n \quad \cdots\cdots(3\text{-}4)$$

上式中，R_n爲N年機率60分鐘的雨量，β_n爲N年機率特性係數如(3-5)式所示。

$$\beta_n=a'/(t+b)$$

$$a'=b+60$$

$$b=\frac{60-\beta_n t}{\beta_n t-1} \quad \cdots\cdots(3\text{-}5)$$

式中$\beta_n t$爲N年機率t分鐘降雨強度$I_n t$與N年機率60分鐘雨量R_n之比，即$\beta_n t = I_n t / R_n$。

(5)港灣設施之裝載重量與雪重的關係請參照本篇「雪重」乙節所述。

(6)對不靜定結構物之設計，須考慮溫度變化時所產生的溫度應力之影響。一般而言與結構物同樣會有溫度昇降者，溫度昇降的標準分別爲15°C，但一年四季溫差大的地方，尤須特別考慮之。

3-2 風

1. 推算暴潮及波浪所使用的風速、風向，須以實測值及梯度風加以適當的修正推測之。
2. 作用於結構物的風，須以以前30年以上期間之統計資料作爲決定設計風速之標準。

[說明]

(1)梯度風(Gradient Wind)

(a)梯度風之風速爲氣壓梯度、等壓線之曲率半徑、緯度、空氣密度等之函數，可以(3-6)式表示之:

$$V_g=r\omega \sin\phi \left(-1+\sqrt{1+\frac{\partial P/\partial r}{\rho_a r \omega^2 \sin^2\phi}}\right) \quad \cdots\cdots(3\text{-}6)$$

式中

V_g: 梯度風速(cm/s)，高氣壓時(3-6)式之值爲負數，故須取絕對值。

$\frac{\partial P}{\partial r}$: 氣壓梯度(低氣壓取正數，高氣壓取負數)(質量$g/cm^2/s^2$)

r: 等壓線之曲率半徑(cm)

ω：地球自轉之角速度(1/s)，ω=7.29×10^{-5}/S

ϕ：緯度(度)

ρ_a：空氣之密度(g/cm^3)，ρ_a=1.1×10^{-3} g/cm^3

計算時，實用單位須換算成上述之CGS單位來使用。因此緯度1°相當於約1.11×10^{7}cm的距離，氣壓1mb爲10^{3}g/cm/s^2。

(b)(3-6)式中，當曲率半徑爲無限大(等壓線變成直線)時之梯度風特稱之爲地衡風(Geostrophic Wind)，其風度以V=(∂p/∂r)/(2$\rho_a\omega\sin\phi$)表示之。

(c)梯度風速之計算則以使用圖2-3-1之圖表較爲方便。此時可假定ρ_a=1.1×10^{-3} g/cm^3。舉實例說明如下:在緯度40度處每2mb等壓線之間隔(氣壓梯度)相當於緯度0.6度，且在等壓線之曲線半徑相當於6 度時(設爲低氣壓)，求其梯度風速之方法，係先從圖2-3-1上找出氣壓梯度相當於緯度0.6度之A點與緯度表上40°之B點以直線連之，再求出此AB直線等壓線之曲率半徑 r=6°之曲線相交於C點，再從C點作一垂直縱線與梯度風速線相交，即可讀出梯度風約爲21.5m/s。

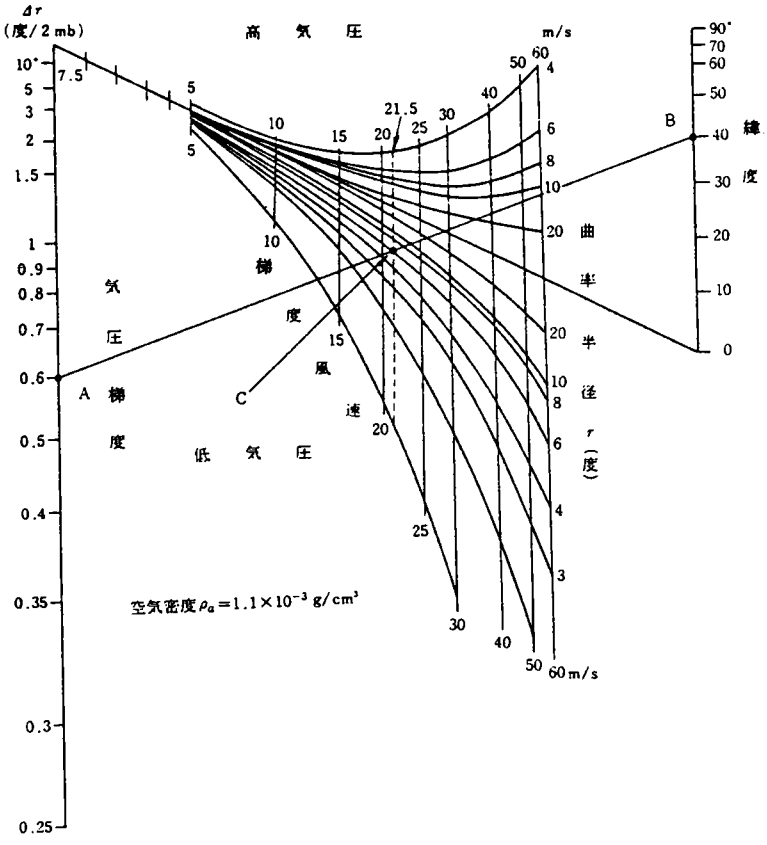


圖2-3-1 梯度風計算圖

(2)實際上海面之風速通常較利用氣壓梯度所求之數值爲小。而且梯度風之風向在理論上雖與等壓線垂直，但實際上則如圖2-3-2 所示與等壓線之切線形成一α角。地球的北半球氣壓梯度，以高壓指向低壓爲正，反之爲負，故低氣壓中心如颱風等，其周圍的風向反時針方向向內吹，而高氣壓中心如蒙古冷氣團周圍的風，則順時針方向向外吹。而梯度風與海面風的關係則隨緯度之不同而有差異，大致上

彙集如表3-1 所示。但表中數值僅爲一般之參考的標準值而已，而在沿岸推測海面實測值及參照海上船舶之通報記載於天氣圖上之風速，在推測海面風時均須加以適當的修正。

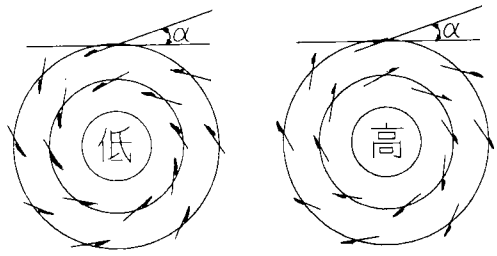


圖2-3-2 低氣壓與高氣壓之吹風方向(北半球)

(3)作用於港灣設施的設計風速，須依長期(以30年以上爲原則)之實測值來推測風速出現的機率分佈，而採用所需再現週期相對應之風速。 風的因素包括風向及風速，而風向爲地面風所吹來之方向，自北而東可分爲 16方位，依次爲北(N)、北北東(NNE)、東北(NE)、東北東(ENE)、東(E)、東南東(ESE)、東南(SE)、南南東(SSE)、南(S)、南南西(SSW)、西南(SW)、西南西(WSW)、西(W)、西北西(WNW)、西北(NW)、北北西(NNW)。風速則根據世界氣象組織規定,平均風速係於某一觀測時間正時前10 分鐘之風速平均值，而此平均風速即一般所謂之風速。在時時刻刻變化之風速瞬間值，則稱之爲瞬間風速以資區分， 而最大瞬間風速則係指瞬間風速之中於某時間內產生之最大值。

表3-1 梯度風與海面風之關係

緯 度	10°	20°	30°	40°	50°
α	24°	20°	18°	17°	15°
V_s/V_g	0.51	0.60	0.64	0.67	0.70

註:V_s: 海面風速(m/S)，V_g: 梯度風速(m/S)。

α: 海面風之風向與等壓線所形之角度。

(4)本文(1)內所述之風速是以海面上高10m左右之值爲標準，而氣象局所測之風速則是以地面上高10m左右之值。因此欲利用有關本文(1)之觀測值來推測海面風時，或結構物之高度與本文 (2)所述高度相差很大時，對於在其高之風速須加以修正。風速的垂直分佈通常係以對數法表示，但現行各種結構物之設計風速計算則採用簡單的指數法。

$$U_h=U_o\left(\frac{h_n}{h_o}\right) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3\text{-}7)$$

式中

U_h: 在h高度之風速(m/s)

U_o: 在h_o高度之風速(m/s)

指數n爲地表面之粗度，隨大氣層之安定狀況而變化，在結構物之強度計算中建築物採用n=1/4，起重機等結構規格時採用n=1/8，海面上通常則多數採用$n \geqq 1/7$。風速在統計資料中均以某觀測時間正時前之風速平均值爲觀測之平均風速，而結構物則採以更短時間內之平均風速， 偶而採以最大瞬間風速者亦有之，此時則須掌握著該地區之平均時間與最大風速之關係，及暴風率之特性等。

3-3 風壓力

風壓力須考慮設施之形態、設置地點之狀況而定。因此作用於堆貨場及倉庫、裝卸機械與公路橋樑及高架道路等的風壓力，述之如下:

1.作用於堆貨場及倉庫之風壓力，按建築規定計算之。

2.作用於裝卸機械之風壓力，則分別按吊桿起重機結構規格、移動式起重機結構規格及轉臂起重機(Derrick Crane)結構規格等計算之。

3.作用於公路橋樑及高架公路之風壓力則按公路橋樑之規定計算之。

[說明]

(1)堆貨場及倉庫之風壓

風壓力爲速度壓及風力係數之函數，依(3-8)式計算之。

$$P=cq \quad \text{.....(3-8)}$$

式中

P: 風壓力(kg/m^2)

q: 速度壓(kg/m^2)

c: 風力係數

(a)(3-8)式使用之速度壓q，按(3-9)及(3-10)式計算建築物之高度在16m以下部份。

$$q=60\sqrt{h} \quad \text{.....(3-9)}$$

建築物高度超過16m以上部份

$$q=120\sqrt[4]{h} \quad \text{.....(3-10)}$$

(3-9)及(3-10)式中

h: 自地面起之高度(m)

q: 速度壓(kg/m^2)

(b)若附近有防風林或其他類似的建築物靠近該建築物，且可有效的遮蔽風的方向時，該方向的速度壓，可依前式所得之數值減少二分之一。

(c)風力係數，除以風洞試驗決定者外，其建築物之風力係數依其斷面形狀或類似形狀，可利用圖2-3-3所示之值表示之。

(2)吊桿起重機所受之風力

(a)吊桿起重機所受之風力之值，可以(3-11)式求得。

$$W=qCA \quad \text{.....(3-11)}$$

式中

W: 風力(kg)

q: 速度壓(kg/m^2)

C: 風力係數

A: 受風壓面積(m^2)

(b)(3-11)式速度壓之值，視吊桿起重機之狀態而異，可以(3-12)及(3-13)式求得其值。

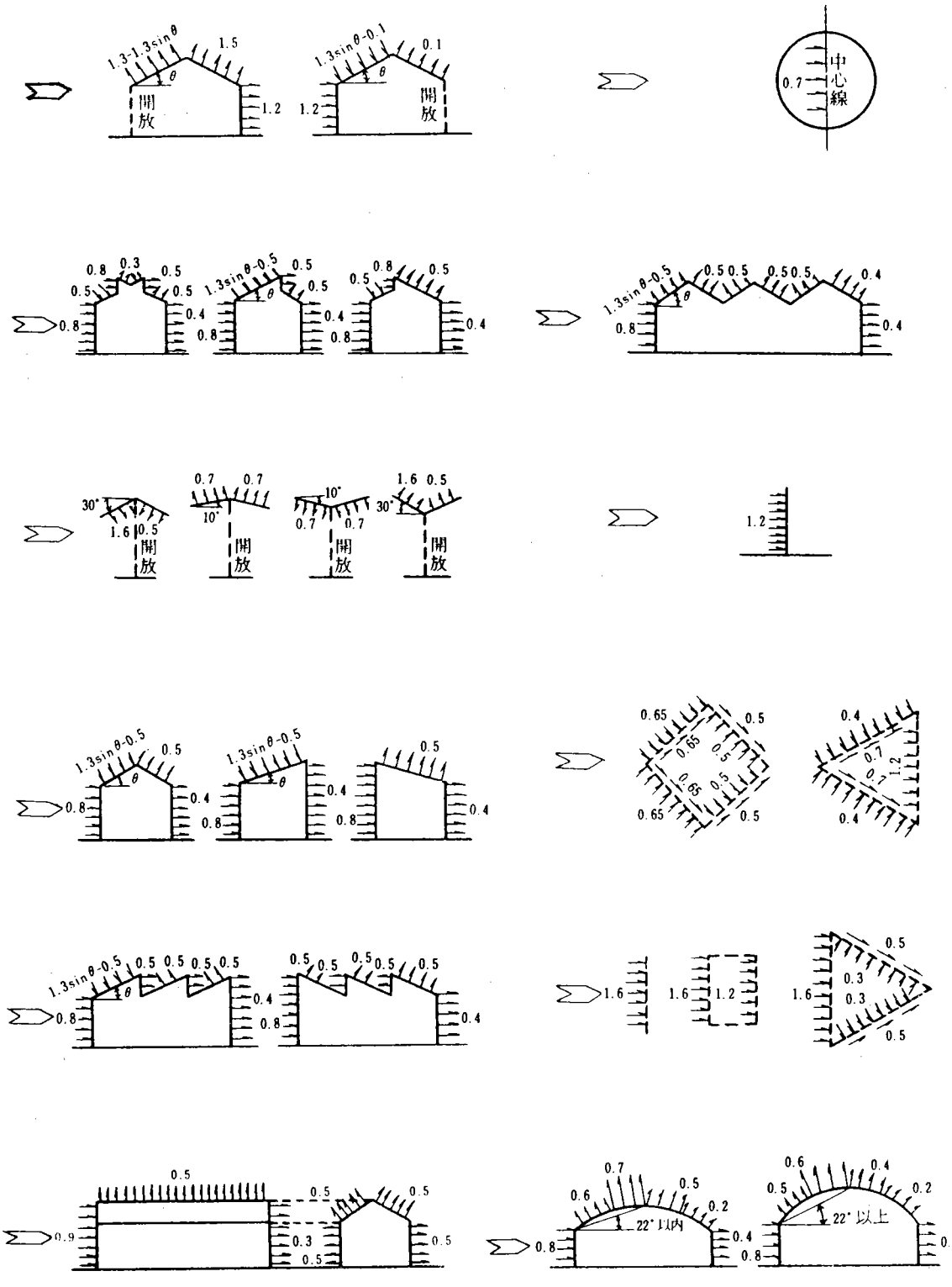


圖2-3-3　各種結構物之風力係數

起重機作業時：$q=8.5\sqrt[4]{h}$ .....(3-12)

起重機停止時：$q=100\sqrt[4]{h}$ .....(3-13)

h：從地面至起重機受風面之高度(m)，高度不足16m時取h=16m。

(c)吊桿起重機之風力係數，除用風洞試驗外，可利用表3-2所示之值。

表3-2　有關吊桿起重機所受風力之風力係數

吊桿起重機受風面種類		值
由平面桁架構成之面	W_1在0.1以下	2.0
	W_1在0.1～0.3	1.8
	W_1在0.3～0.9	1.6
	W_1在0.9以上	2.0
由平板構成之面	W_2在5以下	1.2
	W_2在5～10	1.3
	W_2在10～15	1.4
	W_2在15～25	1.6
由圓筒之面及鋼製之平面桁架構成之面	W_3在1以下	1.2
	W_3在1以上	0.7

備考：本表中W_1 W_2及W_3各種之值表示如下：

W_1=充實率(吊桿起重機受風面積÷受風面外型總面積)

W_2=吊桿起重機受風面之寬度÷受風面長向之長度

W_3=圓筒或鋼管之長(m)×$\sqrt{q}$，q爲停止時。

表3-2 中所謂之『由平板構成之面』爲駕駛室、機械室、電氣室等箱形結構之面。而『圓筒之面』則包括鋼索之面。『受風面積』則如圖2-3-4所示斜線部份之面積。

(d)(3-11)式之受壓面積爲與吊桿起重機受風面之方向成直角之投影面積。而受風面具有兩面以上重疊時，受風面第一面的投影之中，以與第二面未與第一面重疊部份之面積。

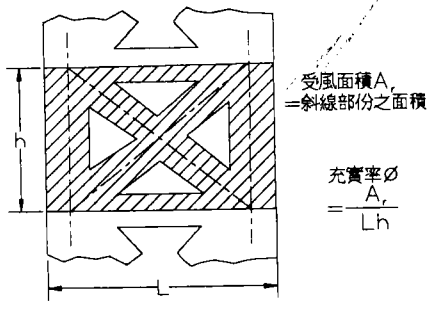


圖2-3-4　受風面積

而圖2-3-5中之b，h，Φ及η之值則如圖2-3-6所示。

b: 吊桿起重機受風面桁架之間隔。

h: 吊桿起重機受風面向風前方桁架之高度。

Φ: 吊桿起重機受風面向風前方受風面之充實率。

η: 降低率。

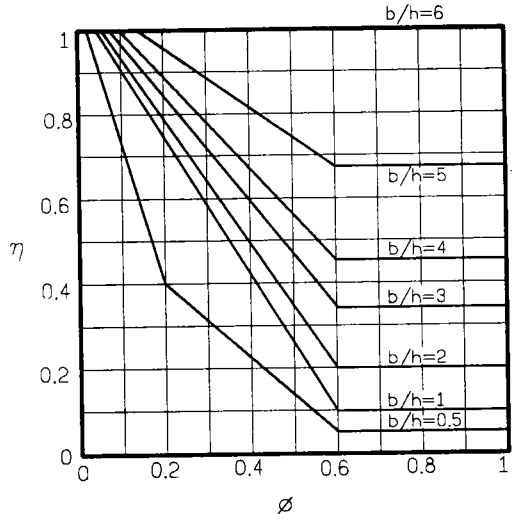
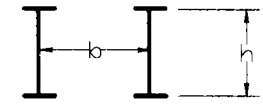
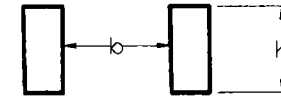


圖2-3-5 投影面積之降低率



(a)型鋼結構桁架



(b)平板箱型結構桁架

圖2-3-6 b及h之取法

(3)移動式起重機受風力之計算如下:

(a)風力之值依(3-11)式計算之。

(b)速度壓依(3-12)及(3-13)式計算之。

(c)移動式起重機有關受風之風力係數，除以風洞試驗求得之值外，可採用表3-2之值。但平板構成之面的風力係數值，不論如何W_2之值均採1.2，而W_3之計算中，其速度壓之值，可用(3-12)及(3-13)求之。

(d)移動式起重機受壓面積爲其與受風面成直角之投影面積，受風面具有兩個以上重疊時，其面積爲第一面之投影面積的50% ，加第三面未重疊部份之投影面積。

(4)轉臂起重機受風力之計算如下:

(a)風力之值依(3-11)式計算之，而風速爲暴風時採50m/s，暴風以外時採16m/s。

(b)速度壓依(3-14)計算之。

$$q=\frac{U^2}{30}\sqrt[4]{h} \quad \cdots\cdots\cdots\

表3-3　有關轉臂起重機之風力係數

受風面種類	充實率	風力係數
由小平面或桁架構成之面	0.1以下 0.1～0.3 0.3～0.9 0.9以上	2.0 1.8 1.6 2.0
平面構成之結構物面		1.2
鋼　索		1.2
註：充實率係指受風面積除以其總面積之值		

(5)道路橋梁風力之規定如下：

(a)風力作用於橋軸直角之水平力，所應考慮者爲材料產生最不利的應力負載力。

風力的大小如下：

(i)板樑(Plate Girder)，桁架(Truss)

表3-4　板樑(Plate Girder)，主結構桁架之風力
（橋軸方向之長度每1.0m）

形　　式			風　　力(kg)
上層板樑 下層板樑			240+450h≧600 450h≧600
桁架	載重桿件	載重時	330+450h≧600
		無載重時	360+900h≧600
	無載重桿件	載重時	450h≧300
		無載重時	900h≧300

註：h=板樑　，桁架之高度(m)

(ii)鋼管結構

作用於鋼管材料之風力如下，但橋軸方向每1.0m長度需150kg以上。

無負載活載重時，對風上側及風下側各種上部結構之有效垂直投影面積爲150kg/m²。

負載活載重時，對風上側及風下側各種上部結構之有效垂直投影面積爲75kg/m²。

對活載重，橋面上1.5m的位置爲150kg/m²。

(iii)其他形式

作用於其他形式之風力如下，但橋軸方向每1.0m長度需300kg以上。

無負載活載重時，對風上側上部結構之有效垂直投影面積爲300kg/m²。

對風下側上部結構之有效垂直投影面積爲150kg/m²。

負載活載重時，對風上側上部結構之有效垂直投影面積爲150kg/m²。

對風下側上部結構之有效垂直投影面積爲75kg/m^2。

對活載重，橋面上1.5m的位置爲150kg/m^2。

(b)對吊橋、斜張橋等設計時須考慮受風影響而擺動之變形及應力等。此時設計之標準風速爲55m/s，但對架設地點之地形、高度等應另行加以修正。

(c)作用於下部結構之風力作用於橋軸直角方向及橋軸方向之水平力。但同時兩方向均作用時，風力之大小爲對風方向之有效垂直投影面積可利用表3-5之值。

表3-5　作用於下部結構之風力(kg/m^2)

軀體之斷面形狀		風力
圓形 橢圓形	活載重載重時	75
	活載重無載重時	150
方形	活載重載重時	150
	活載重無載重時	300

(6)作用於航道標誌之風壓力，依下例標準決定之。

(a)風壓力爲速度壓與風力係數之乘積，受壓投影面以均勻分佈作用視之。

(b)風力係數是平面爲1.0，圓形爲0.7。

(c)速度壓以0.3t/m^{2}爲原則。

第 四 章　波　　浪

4-1 概 述

4-1-1 設計波之取法

外廓設施及其他港灣設施之設計或港內靜穩度等之檢討時所採用之波浪，應依實測或推算所得之波浪資料加以適當的統計處理，並考慮波浪的變形而加以選定。

[說明]

(1)設計波之選定程序，可以圖2-4-1表示。

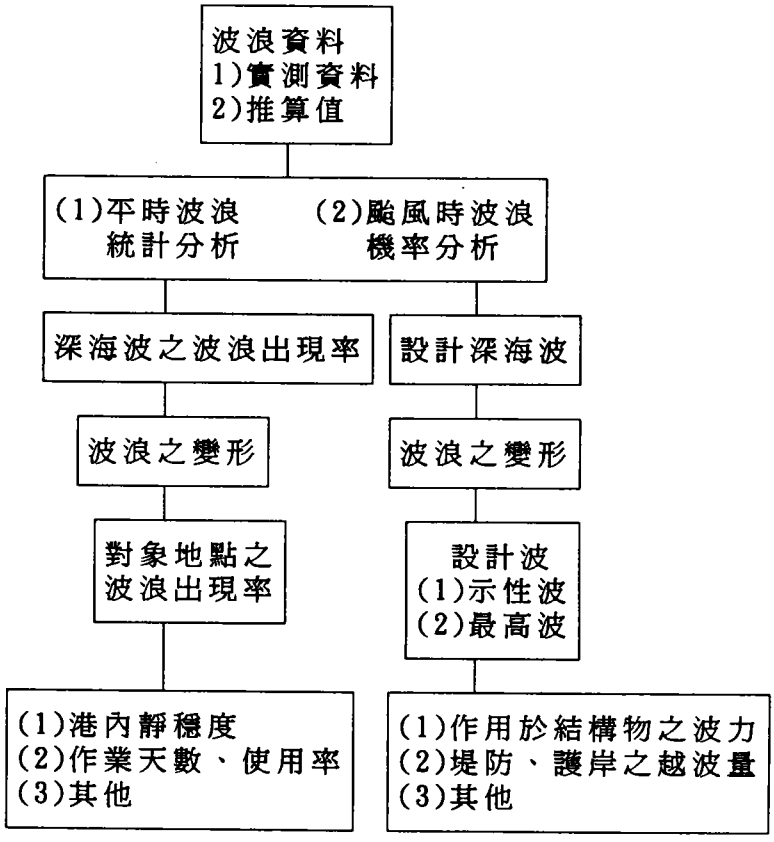


圖2-4-1　設計波之選定程序

(2)以推算所得之波浪資料，須以過去長期間(原則上30年以上)之颱風或假想颱風等之波浪推算值爲準，亦或以平時波浪爲主，採用 5年以上連續之氣象資料所進行之推算值爲準。

(3)波浪之統計處理分爲以颱風時之波浪及平常時波浪爲主，並且應採個別適當的方法，前者主要爲選定結構物之設計深海波，後者主要爲計算靜穩日數及使用率時所需要。

(4)所謂波浪之變形，係指深海波進行到結構物設置地點亦或須要波浪資料之地點時所受之各種變形，如折射、繞射、反射、淺化、碎波等。

(5)以上設計時所採用波浪之決定程序，須充分考量波浪之不規則性，同時應儘可能

以不規則波來處理。

4-1-2 波浪之定義

港灣設施設計時所採用之波浪因素其定義如下:

示性波($H_{1/3}$，$T_{1/3}$): 某一波群中，將波高按照大小順序排列選出全部波數中前面最大之1/3個波，求其平均值。

最高波(H_{max}，T_{max}): 某一波群中，波高最大者。

深水波(H_o，T_o): 水深大於波長之1/2以上地點的波浪。

相當深水波高 (H_o'): 爲修正波浪因受折射、繞射等之平面地形影響效果而假設之波高。

[說明]

(1)示性波作爲不規則波群之統計指標所假設之波浪，由於示性波與波浪之目視觀測值相近，因此波浪推算法採用示性波。而且示性波之週期與波浪波譜之尖峰週期幾乎相等，所以一般採用示性波代表海面不規則波。

(2)某個期間(例如1天、一個月、一年等)觀測所得之最大示性波稱爲最高波的情形很多，但爲避免產生困惑，應將其寫爲日(月或年) 最大示性波。

(3)設計地點之相當深海波波高可以(4-1)式計算:

$$H_o' = K_d . K_r . H_o \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (4\text{-}1)$$

式中

K_r: 折射係數

K_d: 繞射係數

H_o': 相當深海波波高(m)

H_o: 深水波(m)

4-1-3 波浪之性質

[1]波浪之基本性質

波長、波速以及其他波浪之基本性質可依微小振幅波理論計算，但若認爲精確度不夠時，應考慮波浪之有限振幅效果加以計算。

若不規則波群以成分波之組成加以表示時，各成分波之基本性質，可以微小振幅波理論加以計算。

[說明]

(1)波浪之基本性質通常隨波高週期以及水深而改變，以微小振幅波理論所求得淺海波之第一近似解，可以下列公式表示。座標採用波浪之進行方向爲 X軸，垂直向上爲 Z軸，Z軸之原點爲靜水位，水深 h爲不變，波浪特性在橫向(Y軸方向)爲相同。

(a)表面波形(由靜水面起之變化)(m):

$$\eta(x,t) = \frac{H}{2} \mathrm{Sin}\left(\frac{2\pi}{L} X - \frac{2\pi}{T} t\right) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (4\text{-}2)$$

式中 η 爲水位變化，H: 波高(m)、L: 波長(m)、T: 週期(sec)

(b)波長(m):

$$L = \frac{gT^2}{2\pi}\tanh\frac{2\pi h}{L} \qquad g:\text{重力加速度}(m/s^2) \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots (4\text{-}3)$$

(c)波速(m/sec):

$$C = \frac{gT}{2\pi}\tanh\frac{2\pi h}{L} = \sqrt{\frac{gL}{2\pi}\tanh\frac{2\pi h}{L}} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (4\text{-}4)$$

(d)水分子運動速度(m/sec):

$$\left.\begin{aligned} u &= \frac{\pi H}{T}\,\frac{\cosh\frac{2\pi(Z+h)}{L}}{\sinh\frac{2\pi h}{L}}\,\sin\left(\frac{2\pi}{L}X-\frac{2\pi}{T}t\right) \\ w &= -\frac{\pi H}{T}\,\frac{\sinh\frac{2\pi(Z+h)}{L}}{\sinh\frac{2\pi h}{L}}\,\cos\left(\frac{2\pi}{L}X-\frac{2\pi}{T}t\right) \end{aligned}\right\} \quad (4\text{-}5)$$

式中

u:X軸方向水分子速度(m/s)

w:Z軸方向水分子速度(m/s)

(e)水分子加速度(m/sec²):

$$\left.\begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} &= -\frac{2\pi^2 H}{T^2}\,\frac{\cosh\frac{2\pi(Z+h)}{L}}{\sinh\frac{2\pi h}{L}}\,\cos\left(\frac{2\pi}{L}X-\frac{2\pi}{T}t\right) \\ \frac{\partial w}{\partial t} &= -\frac{2\pi^2 H}{T^2}\,\frac{\sinh\frac{2\pi(Z+h)}{L}}{\sinh\frac{2\pi h}{L}}\,\sin\left(\frac{2\pi}{L}X-\frac{2\pi}{T}t\right) \end{aligned}\right\} \quad (4\text{-}6)$$

式中: $\frac{\partial u}{\partial t}$及$\frac{\partial w}{\partial t}$爲水分子之加速度。

(f)波浪產生之波壓壓力(t/m²):

$$P = \frac{W_oH}{2} \frac{\text{Cosh}\ \frac{2\pi(Z+h)}{L}}{\text{Cosh}\ \frac{2\pi h}{L}} \text{Sin}\left(\frac{2\pi}{L}X - \frac{2\pi}{T}t\right) - W_oZ \quad \ldots\ldots\ldots (4\text{-}7)$$

式中W_o爲海水單位體積之重量(t.m^3)

(g)單位面積平均波能(t.m/m^2):

$$E = E_k + E_p = \frac{1}{8} w_o H^2 \quad E_k與E_p各爲動能及位能.\ E_k = E_p \quad \ldots\ldots (4\text{-}8)$$

(h)單位時間單位面積輸送之平均波能:

$$W = C_g E = nCE \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (4\text{-}9)$$

$$C_g = nC \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (4\text{-}10)$$

式中: C_g爲波浪之群速度(m/sec)

$$n = \frac{1}{2}\left(1 + \frac{\frac{4\pi h}{L}}{\text{Sinh}\frac{4\pi h}{L}}\right) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (4\text{-}11)$$

(2)h/L＞1/2 海域中之波浪稱爲深海波、深海波之各種特性可以微小振幅波之各式中h/L→∞加以求出。深海波之波長L_o、波速C_o以及群速度C_g如下:

$$L_o = 1.56T^2 (m)$$

$$C_o = 1.56T (m/s)$$

$$C_g = 0.78T (m/s) = 1.52T (Knot) = 2.81T (Km/t) \quad (4\text{-}12)$$

由上式可知，深海波的波長、波速及群速度與水深無關。

(3)h/L＜1/25 即與水深相比波長很長之波稱爲長波，長波之各種特性可以微小振幅波式中h/L爲非常小加以求出，長波之波長、波速以及群速度如下:

$$L = T\sqrt{gh} \quad (4\text{-}13)$$

$$C = C_g = \sqrt{gh}\ (m/s)$$

(4)因水深而致波長以及波速之改變如表4-1(a)～(c)所示。

(5)在(1)中所使用之公式，對一般波高較高之淺海波來說，並不一定精確，因此依需要，應使用有限振幅波之公式 。採用微小振幅波理論之各式子計算所得之誤差，隨波浪尖銳度H/L以及水深波長比h/L而不同，不過大約在20～30%左右。

(6)波浪之有限振幅效果之一爲波高與波峰η_c比之變化，波高愈大其值會增大。圖2-4-2 爲水深h=100～150cm 之水工模型試驗資料所得進行波之波峰高變化，另外圖2-4-3 爲根據現場波形記錄所作成的 ，係由各觀測資料所讀取之最高波高與記錄之最高波高 H_{max}之比，與 $H_{1/3}/h$ 之關係以圖表示者，實際之波峰高較模型試驗值略大，在$H_{1/3}/h$＜0.5之領域可利用圖2-4-3。

表4-1(a) 水深、周期、波長及波速

周期(s)	3.0		4.0		5.0		6.0		7.0		8.0		9.0		10.0	
水深(m)	波長(m)	波速(m/s)	波長(m)	波速(m/s)	波長(m)	波速(m/s)	波長(m)	波速(m/s)	波長(m)	波速(m/s)	波長(m)	波速(m/s)	波長(m)	波速(m/s)	波長(m)	波速(m/s)
0.5	6.39	2.13	8.67	2.17	10.92	2.18	13.16	2.19	15.39	2.20	17.62	2.20	19.84	2.20	22.06	2.21
1.0	8.69	2.90	11.99	3.00	15.23	3.05	18.43	3.07	21.61	3.09	24.78	3.10	27.94	3.10	31.09	3.11
1.5	10.21	3.40	14.37	3.59	18.40	3.68	22.36	3.73	26.29	3.76	30.19	3.77	34.08	3.79	37.95	3.80
2.0	11.30	3.77	16.22	4.05	20.94	4.19	25.57	4.26	30.14	4.31	34.67	4.33	39.18	4.35	43.68	4.37
2.5	12.09	4.03	17.71	4.43	23.08	4.62	28.31	4.72	33.46	4.78	38.56	4.82	43.62	4.85	48.67	4.87
3.0	12.67	4.22	18.95	4.74	24.92	4.98	30.71	5.12	36.39	5.20	42.01	5.25	47.58	5.29	53.13	5.31
3.5	13.09	4.36	19.98	5.00	26.52	5.30	32.84	5.47	39.02	5.57	45.13	5.64	51.18	5.69	57.19	5.72
4.0	13.39	4.46	20.85	5.21	27.93	5.59	34.75	5.79	41.42	5.92	47.98	6.00	54.48	6.05	60.92	6.09
4.5	13.60	4.53	21.57	5.39	29.18	5.84	36.49	6.08	43.61	6.23	50.61	6.33	57.53	6.39	64.40	6.44
5.0	13.75	4.58	22.18	5.55	30.29	6.06	38.07	6.34	45.63	6.52	53.05	6.63	60.38	6.71	67.64	6.76
6.0	13.91	4.64	23.11	5.78	32.17	6.43	40.84	6.81	49.24	7.03	57.47	7.18	65.57	7.29	73.58	7.36
7.0	13.99	4.66	23.75	5.94	33.67	6.73	43.19	7.20	52.39	7.48	61.37	7.67	70.20	7.80	78.92	7.89
8.0	14.02	4.67	24.19	6.05	34.86	6.97	45.19	7.53	55.16	7.88	64.86	8.11	74.38	8.26	83.77	8.38
9.0	14.03	4.68	24.47	6.12	35.81	7.16	46.91	7.82	57.61	8.23	68.01	8.50	78.19	8.69	88.22	8.82
10.0	14.03	4.68	24.65	6.16	36.56	7.31	48.37	8.06	59.78	8.54	70.85	8.86	81.68	9.08	92.32	9.23
11.0	14.04	4.68	24.77	6.19	37.15	7.43	49.62	8.27	61.72	8.82	73.44	9.18	84.89	9.43	96.12	9.61
12.0	14.04	4.68	24.84	6.21	37.60	7.52	50.69	8.45	63.44	9.06	75.80	9.48	87.85	9.76	99.67	9.97
13.0	14.04	4.68	24.89	6.22	37.95	7.59	51.60	8.60	64.98	9.28	77.96	9.74	90.59	10.07	102.98	10.30
14.0	14.04	4.68	24.91	6.23	38.22	7.64	52.38	8.73	66.35	9.48	79.93	9.99	93.14	10.35	106.07	10.61
15.0	14.04	4.68	24.93	6.23	38.42	7.68	53.03	8.84	67.58	9.65	81.73	10.22	95.51	10.61	108.98	10.90
16.0	14.04	4.68	24.94	6.23	38.57	7.71	53.58	8.93	68.66	9.81	83.39	10.42	97.71	10.86	111.71	11.17
17.0	14.04	4.68	24.95	6.24	38.68	7.74	54.04	9.01	69.63	9.95	84.90	10.61	99.77	11.09	114.29	11.43
18.0	14.04	4.68	24.95	6.24	38.77	7.75	54.42	9.07	70.49	10.07	86.29	10.79	101.68	11.30	116.71	11.67
19.0	14.04	4.68	24.95	6.24	38.83	7.77	54.74	9.12	71.25	10.18	87.56	10.95	103.47	11.50	119.00	11.90
20.0	14.04	4.68	24.95	6.24	38.87	7.77	55.00	9.17	71.92	10.27	88.72	11.09	105.14	11.68	121.16	12.12
22.0	14.04	4.68	24.95	6.24	38.93	7.79	55.39	9.23	73.03	10.43	90.76	11.35	108.14	12.02	125.12	12.51
24.0	14.04	4.68	24.96	6.24	38.96	7.79	55.65	9.28	73.89	10.56	92.46	11.56	110.76	12.31	128.66	12.87
26.0	14.04	4.68	24.96	6.24	38.98	7.80	55.83	9.30	74.54	10.65	93.86	11.73	113.04	12.56	131.83	13.18
28.0	14.04	4.68	24.96	6.24	38.98	7.80	55.94	9.32	75.03	10.72	95.02	11.88	115.01	12.78	134.66	13.47
30.0	14.04	4.68	24.96	6.24	38.99	7.80	56.02	9.34	75.40	10.77	95.97	12.00	116.72	12.97	137.19	13.72
35.0	14.04	4.68	24.96	6.24	38.99	7.80	56.11	9.35	75.96	10.85	97.64	12.20	120.03	13.34	142.38	14.24
40.0	14.04	4.68	24.96	6.24	38.99	7.80	56.14	9.36	76.22	10.89	98.61	12.33	122.26	13.58	146.25	14.63
50.0	14.04	4.68	24.96	6.24	38.99	7.80	56.15	9.36	76.39	10.91	99.46	12.43	124.71	13.86	151.16	15.12
60.0	14.04	4.68	24.96	6.24	38.99	7.80	56.15	9.36	76.42	10.92	99.72	12.46	125.71	13.97	153.68	15.37
70.0	14.04	4.68	24.96	6.24	38.99	7.80	56.15	9.36	76.42	10.92	99.79	12.47	126.10	14.01	154.91	15.49
深海波	14.04	4.68	24.96	6.24	38.99	7.80	56.15	9.36	76.43	10.92	99.82	12.48	126.34	14.04	155.97	15.60

(註)周期2.0秒以內時，表4-1(a)及表4-1(b)之水深及波長值以0.01倍換算，周期及波速值則以0.1倍換算。

表4-1(b)　水深、周期、波長及波速

周期(s) / 水深(m)	11.0		12.0		13.0		14.0		15.0		16.0		18.0		20.0	
	波長(m)	波速(m/s)	波長(m)	波速(m/s)	波長(m)	波速(m/s)	波長(m)	波速(m/s)	波長(m)	波速(m/s)	波長(m)	波速(m/s)	波長(m)	波速(m/s)	波長(m)	波速(m/s)
1.0	34.2	3.11	37.4	3.12	40.5	3.12	43.7	3.12	46.8	3.12	50.0	3.12	53.1	3.12	56.2	3.12
2.0	48.2	4.38	52.6	4.39	57.1	4.39	61.6	4.40	66.0	4.40	70.5	4.40	74.9	4.41	79.4	4.41
3.0	58.6	5.33	64.2	5.35	69.6	5.36	75.1	5.37	80.6	5.37	86.1	5.38	91.5	5.38	97.0	5.39
4.0	67.3	6.12	73.7	6.14	80.1	6.16	86.5	6.18	92.8	6.19	99.1	6.20	105.4	6.20	111.8	6.21
5.0	74.9	6.81	82.0	6.84	89.2	6.86	96.3	6.88	103.4	6.90	110.5	6.91	117.6	6.92	124.7	6.93
6.0	81.5	7.41	89.4	7.45	97.3	7.48	105.1	7.51	113.0	7.53	120.8	7.55	128.5	7.56	136.3	7.57
7.0	87.6	7.96	96.1	8.01	104.7	8.05	113.2	8.08	121.6	8.11	130.1	8.13	138.5	8.15	146.9	8.16
8.0	93.1	8.46	102.3	8.52	111.4	8.57	120.6	8.61	129.6	8.64	138.7	8.67	147.7	8.69	156.7	8.71
9.0	98.1	8.92	108.0	9.00	117.7	9.05	127.4	9.10	137.1	9.14	146.7	9.17	156.3	9.19	165.9	9.22
10.0	102.8	9.35	113.2	9.44	123.6	9.50	133.8	9.56	144.1	9.60	154.2	9.64	164.4	9.67	174.5	9.69
12.0	111.3	10.12	122.8	10.24	134.2	10.33	145.6	10.40	156.8	10.45	168.0	10.50	179.2	10.54	190.3	10.57
14.0	118.8	10.80	131.3	10.95	143.8	11.06	156.1	11.15	168.3	11.22	180.5	11.28	192.6	11.33	204.7	11.37
16.0	125.5	11.41	139.0	11.58	152.4	11.72	165.7	11.83	178.8	11.92	191.9	11.99	204.9	12.06	217.9	12.11
18.0	131.4	11.95	145.9	12.16	160.3	12.33	174.4	12.46	188.5	12.57	202.4	12.65	216.3	12.72	230.1	12.78
20.0	136.8	12.44	152.3	12.69	167.5	12.88	182.5	13.04	197.4	13.16	212.2	13.26	226.9	13.35	241.5	13.42
22.0	141.7	12.89	158.1	13.17	174.1	13.39	190.0	13.57	205.7	13.72	221.3	13.83	236.8	13.93	252.2	14.01
24.0	146.2	13.29	163.4	13.61	180.3	13.87	197.0	14.07	213.5	14.23	229.9	14.37	246.1	14.48	262.3	14.57
26.0	150.2	13.66	168.3	14.02	186.0	14.31	203.5	14.53	220.8	14.72	237.9	14.87	254.9	14.99	271.8	15.10
28.0	153.9	13.99	172.8	14.40	191.3	14.72	209.6	14.97	227.6	15.17	245.5	15.34	263.2	15.48	280.8	15.60
30.0	157.3	14.30	176.9	14.74	196.2	15.10	215.3	15.38	234.1	15.60	252.7	15.79	271.1	15.95	289.4	16.08
35.0	164.4	14.95	186.0	15.50	207.2	15.94	228.1	16.29	248.7	16.58	269.0	16.81	289.1	17.01	309.1	17.17
40.0	170.1	15.46	193.5	16.12	216.5	16.65	239.1	17.08	261.4	17.43	283.4	17.71	305.2	17.95	326.7	18.15
45.0	174.5	15.86	199.6	16.64	224.4	17.26	248.7	17.76	272.6	18.17	296.2	18.51	319.5	18.80	342.6	19.03
50.0	178.0	16.18	204.7	17.06	231.0	17.77	256.9	18.35	282.5	18.83	307.6	19.23	332.4	19.56	357.0	19.83
55.0	180.7	16.42	208.8	17.40	236.6	18.20	264.1	18.86	291.1	19.41	317.8	19.86	344.1	20.24	370.1	20.56
60.0	182.7	16.61	212.1	17.68	241.4	18.57	270.3	19.31	298.8	19.92	326.9	20.43	354.7	20.86	382.0	21.22
70.0	185.5	16.86	216.9	18.08	248.7	19.13	280.3	20.02	311.6	20.77	342.4	21.40	372.9	21.94	403.0	22.39
80.0	187.0	17.00	220.0	18.33	253.7	19.52	287.7	20.55	321.5	21.43	354.9	22.18	387.9	22.82	420.5	23.36
90.0	187.8	17.07	221.9	18.49	257.2	19.78	293.1	20.93	329.1	21.94	364.9	22.80	400.3	23.55	435.3	24.19
100.0	188.3	17.11	223.0	18.58	259.5	19.96	297.0	21.21	334.9	22.32	372.8	23.30	410.4	24.14	447.8	24.88
120.0	188.6	17.15	224.1	18.67	261.9	20.15	301.6	21.54	342.5	22.83	383.9	23.99	425.4	25.03	466.9	25.94
140.0	188.7	17.15	224.4	18.70	262.9	20.23	303.8	21.70	346.6	23.11	390.6	24.41	435.2	25.60	480.1	26.67
160.0	188.7	17.16	224.5	18.71	263.3	20.26	304.9	21.78	348.7	23.25	394.4	24.65	441.4	25.96	489.1	27.17
180.0	188.7	17.16	224.6	18.72	263.5	20.27	305.3	21.81	349.8	23.32	396.6	24.79	445.2	26.19	495.0	27.50
200.0	188.7	17.16	224.6	18.72	263.6	20.27	305.5	21.82	350.4	23.36	397.8	24.87	447.5	26.32	498.8	27.71
深海波	188.7	17.16	224.6	18.72	263.6	20.28	305.7	21.84	350.9	23.40	399.3	24.96	505.3	28.07	623.9	31.19

表4-1(c)　水深、周期、波長及波速

周期(s) / 水深(m)	2.2		2.4		2.6		2.8		3.0		3.2		3.5		4.0	
	波長(m)	波速(m/s)	波長(m)	波速(m/s)	波長(m)	波速(m/s)	波長(m)	波速(m/s)	波長(m)	波速(m/s)	波長(m)	波速(m/s)	波長(m)	波速(m/s)	波長(m)	波速(m/s)
0.10	2.15	0.976	2.35	0.978	2.55	0.980	2.75	0.981	2.95	0.983	3.15	0.983	3.35	0.984	3.55	0.985
0.20	2.99	1.361	3.28	1.367	3.57	1.372	3.85	1.376	4.14	1.379	4.42	1.382	4.70	1.384	4.99	1.385
0.30	3.61	1.643	3.97	1.655	4.32	1.663	4.68	1.670	5.03	1.676	5.38	1.681	5.73	1.685	6.08	1.688
0.40	4.11	1.870	4.53	1.887	4.94	1.901	5.35	1.912	5.76	1.921	6.17	1.928	6.57	1.934	6.98	1.939
0.50	4.53	2.059	5.00	2.084	5.47	2.103	5.93	2.118	6.39	2.131	6.85	2.141	7.31	2.149	7.76	2.156
0.60	4.89	2.222	5.41	2.255	5.93	2.280	6.44	2.300	6.95	2.316	7.45	2.329	7.96	2.340	8.46	2.349
0.70	5.20	2.364	5.77	2.404	6.33	2.436	6.89	2.462	7.45	2.482	8.00	2.499	8.54	2.512	9.09	2.524
0.80	5.47	2.488	6.09	2.538	6.70	2.577	7.30	2.607	7.90	2.632	8.49	2.653	9.08	2.669	9.66	2.684
0.90	5.72	2.598	6.38	2.657	7.03	2.703	7.67	2.740	8.31	2.770	8.94	2.794	9.57	2.814	10.19	2.831
1.00	5.93	2.695	6.63	2.764	7.33	2.818	8.01	2.861	8.69	2.896	9.36	2.924	10.02	2.948	10.68	2.968
1.10	6.12	2.782	6.87	2.861	7.60	2.923	8.32	2.973	9.04	3.013	9.75	3.045	10.45	3.073	11.14	3.095
1.20	6.29	2.859	7.08	2.949	7.85	3.019	8.61	3.075	9.36	3.121	10.11	3.158	10.84	3.189	11.57	3.215
1.30	6.44	2.928	7.27	3.028	8.08	3.107	8.88	3.170	9.66	3.222	10.44	3.264	11.22	3.299	11.98	3.328
1.40	6.58	2.989	7.44	3.100	8.29	3.188	9.12	3.258	9.95	3.316	10.76	3.363	11.57	3.402	12.36	3.434
1.50	6.70	3.044	7.60	3.165	8.48	3.262	9.35	3.340	10.21	3.403	11.06	3.455	11.90	3.499	12.73	3.535
1.60	6.80	3.092	7.74	3.225	8.66	3.331	9.56	3.416	10.46	3.486	11.34	3.543	12.21	3.590	13.07	3.630
1.70	6.90	3.135	7.87	3.278	8.82	3.394	9.76	3.487	10.69	3.562	11.60	3.625	12.50	3.677	13.39	3.721
1.80	6.98	3.173	7.99	3.327	8.97	3.452	9.95	3.552	10.90	3.635	11.85	3.703	12.78	3.759	13.70	3.807
1.90	7.05	3.206	8.09	3.371	9.11	3.505	10.12	3.614	11.11	3.702	12.08	3.776	13.05	3.837	14.00	3.889
2.00	7.12	3.236	8.19	3.411	9.24	3.554	10.28	3.670	11.30	3.766	12.30	3.845	13.30	3.911	14.28	3.967
深海波	7.55	3.431	8.98	3.743	10.54	4.055	12.23	4.367	14.04	4.679	15.97	4.991	19.11	5.459	24.96	6.239

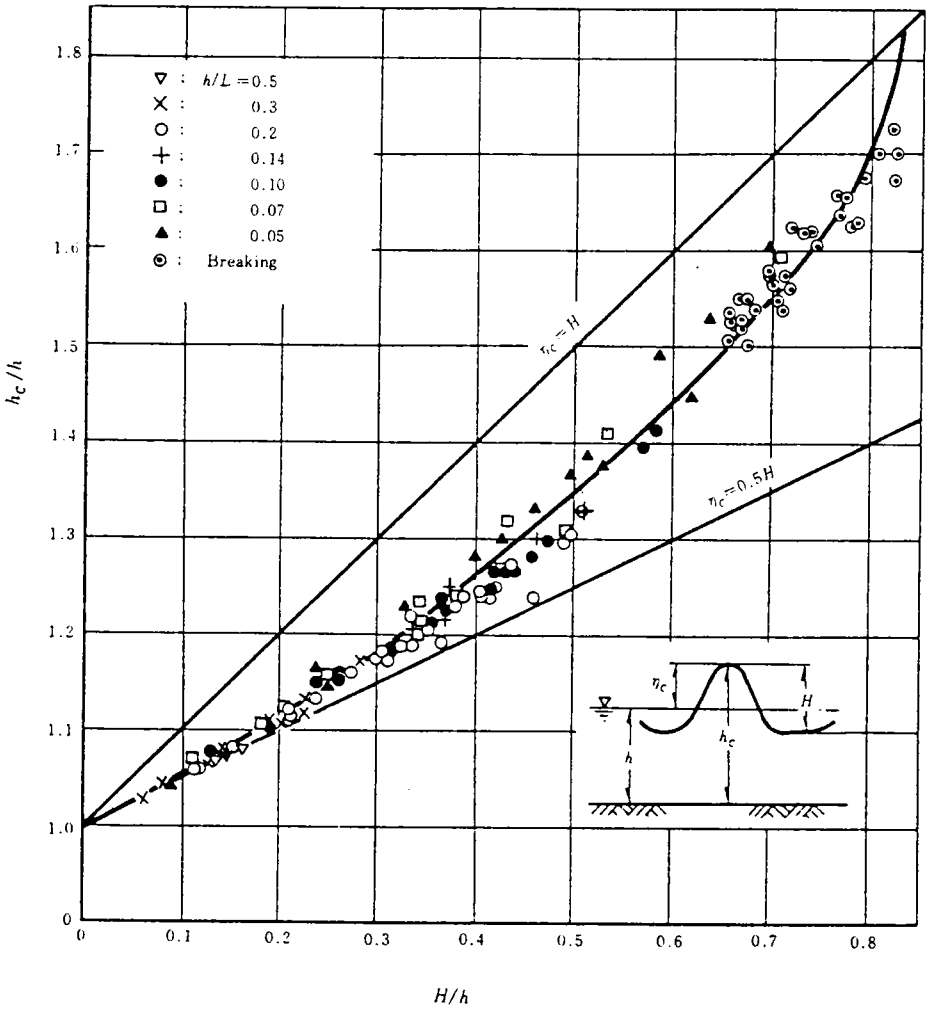


圖2-4-2　相對波峰高

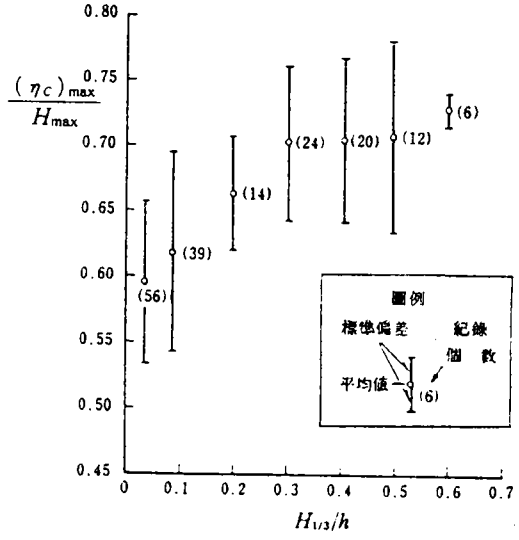


圖2-4-3　最高波峰高$(\eta_c)_{max}/H_{max}$與相對波$H_{1/3}/h$之關係

[2]波浪之統計性質

1. 港灣設施設計時，須對波高、週期等之波浪統計性質加以考慮。
2. 不規則深海波波群之波高分佈以Rayleigh分佈爲準。

[說明]

(1)Rayleigh分佈可以下式表示:

$$P(H/\bar{H})=\frac{\pi}{2}\frac{H}{\bar{H}}\exp\left[-\frac{\pi}{4}\left(\frac{H}{\bar{H}}\right)^2\right] \qquad (4\text{-}14)$$

P(H/H): 波高之概率密度函數

$\bar{H}$: 平均波高

依據Rayleigh分佈，1/10波高($H_{1/10}$)、示性波高($H_{1/3}$)、平均波高($\bar{H}$)之關係如下:

$$\left.\begin{aligned} H_{1/10}&=1.27H_{1/3}\\ H_{1/3}&=1.60\bar{H}\end{aligned}\right\} \qquad (4\text{-}15)$$

這些關係與平均的波浪觀測之結果相當一致。

最大波高H_{max}之不確定因素很多，很難加以定義，一般可以下式決定:

$$H_{max}=(1.6\sim2.0)H_{1/3} \qquad (4\text{-}16)$$

(2)波浪行進至海岸，當波高大於碎波臨界波高時將會碎波，而使波高減小，故在碎波帶內波高分佈不能使用Rayleigh分佈。

(3)最大波$_{1/10}$波、示性波及平均波之週期間，平均而言可有以下之關係:

$$T_{max}=T_{1/10}=T_{1/3}=(1.1\sim1.3)T \qquad (4\text{-}17)$$

[3]波譜

港灣設施設計時，須充分考慮波譜形式，而採用適當的分佈形式，波譜須考慮頻率譜形式及方向分佈函數形式。

[說明]

(1)波譜之一般形式，通常可以下列表示:

$$S(f,\theta)=S(f)G(f,\theta) \qquad (4\text{-}18)$$

式中

f: 頻率

θ: 波浪主方向之偏角

$S(f,\theta)$: 爲風浪之方向波譜

S(f): 頻率譜

$G(f,\theta)$: 方向函數

$$S(f)=0.257\left(\frac{H_{1/3}}{T^2_{1/3}}\right)^2 f^{-5}\exp[-1.03(T_{1/3}f)^{-4}] \qquad (4\text{-}19)$$

$$G(f,\theta)\alpha\cos^{2s}\frac{\theta}{2} \qquad (4\text{-}20)$$

式中之比例常數可由$\int_{\theta_{min}}^{\theta_{max}} G(f,\theta)d\theta=1$ 加以求出

此處 θ_{max}, θ_{min} 各爲主方向之最大與最小偏角。

另外式(4-20)中之S爲顯示波浪方向集中之參數，可由下式求出:

$$\left.\begin{array}{ll} \text{當 } f>f_m \text{ 時} & S=S_{max}\left(\frac{f}{f_m}\right)^{-2.5} \\ f\leqq f_m \text{ 時} & S=S_{max}\left(\frac{f}{f_m}\right)^{5} \end{array}\right\} \qquad (4\text{-}21)$$

f_m爲波譜之尖峰頻率，可以下式計算:

$$f_m=\frac{1}{1.05T_{1/3}} \qquad (4\text{-}22)$$

(2)顯示波浪集中情況之參數之最大值S_{max}，風浪時爲10，湧浪時考量波浪之減衰，取用20以上爲標準。

(3)方向函數之形式隨折射而變化，因此若不規則波之繞射計算採用折射後之波浪時，特別應注意方向函數之變化，圖2-4-4 爲在直線形平行等深線之海岸波浪折射後之S_{max}值，圖中$(\alpha_p)_0$爲深海波之主方向角，係等深線之垂直方向之偏角。

(4)當波譜已知時，示性波高可由(4-23)式求取:

$$H_{1/3}=3.8\left(\int_0^{\infty}\int_{\theta_{min}}^{\theta_{max}} S(f,\theta)dfd\theta\right)^{1/2} \qquad (4\text{-}23)$$

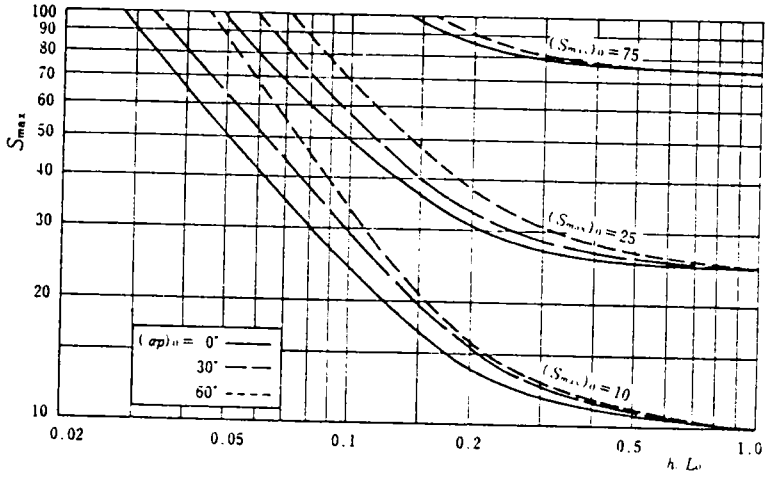


圖2-4-4 折射所致S_{max}之變化

4-2 設計波浪之決定法

4-2-1 決定設計深海波之基本原則

1. 港灣設施設計時所考慮之深海波，係依相當長期間之波浪實測值亦或依30年以上之氣象資料所得之推算值，並以實測資料加以修正再經由適當之統計處理，並檢討發生概率之結果，亦或根據假設之颱風計算所得之波浪推算值而決定。
2. 深海波之各種因素，須以帶給結構物影響之16方位之各方向分別加以檢討後再決定。

[說明]

(1)實測資料最好是有相當長時間(10年以上)之資料，但如資料不足時，亦可利用大約30年以上之氣象資料推算其值，並以實測資料修正後使用。

(2)由氣象資料所求得之推算值以實測資料修正時，實測資料最少應有3 年以上，同時必須包含颱風時之波浪資料。但是若觀測資料中有數十年才會發生之異常氣象，其值又大於推算值，或屬非常特殊的時候，可以參考自然條件相近之鄰近地區實測資料加以取捨。

(3)若該地區全無實測資料，或屬非常特殊之情況，可參考自然條件相似之附近地區實測資料。

(4)若在氣象資料推算期間以外之時期，有特別異常紀錄之時，須對此加以考慮。

(5)以假設颱風加以推算時，須充分檢討颱風過去之規模、颱風路徑等，並對此種颱風之發生概率加以檢討。

(6)以實測資料推算深水波時，由於實測波高受折射或淺化之影響，因此須除以折射係數或淺化係數，換算成深海波高，此時並須考慮波向之變化。

(7)由實測資料所得示性波高在實測地點水深之0.5 倍以上時，由於受碎波之影響，故應先進行深海波之推算，由推算所得之深海波，考慮波浪之變形，計算實測地點之示性波再與實測值相比以確定推算值之準確性。

(8)設計深海波，應根據再現期與結構物之使用年數加以求取，但發生概率應如何取捨，受結構物之功能、重要性、投資效果所影響，通常很難決定，須依各個場合，由主管工程人員依實際狀況來決定。而所謂發生概率爲在使用期間內，發生波浪較大於某個假設再現期波高，至少出現一次之概率。

(9)決定設計深海波時應參考設計主要結構物相鄰之現有結構物之外力及以往相關災害紀錄。

(10)如港址颱風侵襲機會甚低，季風設計波浪可能大於颱風設計波浪，由於兩種波浪極端值出現機率截然不同，宜分別估計颱風與季風時設計波浪後，取其大者。

(11)深海波之各種因素，須以帶給結構物影響之16方位之各方向分別加以檢討後再決定。但若波高顯著很小，對結構物之影響很小之方位可以除外，此時波向以不規則波內具最大能量之波浪方向爲主方向。

4-2-2 求設計波浪各要素之程序

1. 依前述設計深海波之決定原則決定深海波，同時考慮波浪之折射、繞射、淺化以及碎波等變形，以採用對結構物或其背後設施最不利作用之波浪。

2. 目標地點之特殊條件，例如若有由外部產生之反射波或轉角部所致波高增加之影響時亦應考慮。
3. 對於以上所求之波浪，求取波力、越波以及其他對結構物之波浪作用。
4. 依波浪作用之各條件進行檢討時，由於潮位低，亦可能有最大波力發生，因此須對假想之各種潮位加以檢討。
5. 以上之計算應對深海波之各個來襲方向進行，而以波浪作用爲最大或帶給結構物或其背後設施最不利之作用者爲設計波。

[說明]

(1)若無合適之推算法可同時考慮波浪之折射、繞射、淺化、碎波變形等，而以下法決定設計波。首先，考慮波浪之折射、繞射等平面地形之影響求取相當深水波，再對此相當深水波考慮淺化及碎波之波高減衰效果，而決定設計目標地點之設計波各要素。

(2)波浪之折射、繞射、碎波等波浪之變形，參照本篇「波浪之變形」所述。

(3)在設計主要結構物時，波高、波向及週期均有可能成爲重要因素，故應對此詳加檢討。

(4)以各來襲方向深海波所求得目標地點之波高，須將其波向在±15° 範圍內加以修正，而以其中最不利條件之波向作爲設計目標地點之波向。

4-3 波浪之推算

4-3-1 概說

波浪之推算，須以適當的推算法進行。

[說明]

(1)波浪之推算，可分爲以下二階段進行:

(a)風域之設定。

(b)波浪之發展、減衰計算。

(2)使波浪發生厲害之處稱爲風域，其要素爲風速、風向、吹風距離、吹風時間，風域設定後以該風域條件最適當之推算法去計算波浪之發展、減衰。

(3)風域依下列程序設定:

(a)收集天氣圖、氣象資料。

(b)決定推算情況之計算期間。

(c)由天氣圖計算梯度風。

(d)由經驗公式或實測資料推算海上風。

(e)作成風域圖。

(4)天氣圖原則上採用3、9、15、21時之6小時間隔的天氣圖。收集之氣象資料爲風向、風速及氣壓。風向、風速之資料爲由梯度風推算海上風時所須之參考資料，氣壓資料爲推算颱風區域內氣壓分佈所必須者。

(5)推算期間爲以某一氣象條件在推算地點由其最厲害之波浪可計算其充分之有效期

間。

(6)由天氣圖求取梯度風可依式(3-6)或圖2-3-1加以計算。

(7)由梯度風推算海上風，若有海上相近地點的風速實測值，應以此值對推算值加以檢討。

(8)利用本篇4-3-2 「吹風區域推算波浪」所述，使用波浪預報曲線或圖形解法推算波浪時，在所作成之風域圖中，首先，由每個天氣圖上求取推算地點之波浪主方向與所推定方向直線上之風速、風向分佈。

風域內之差在30°以內之範圍，假設風域之前端、後端與波浪主方向與風向之差爲30°。風向與波浪之主方向不同時，所使用之風速以取波浪之主方向計算。

(9)以數值計算進行波浪推算時，風域之取法如下，首先將主要海域以格子狀分割，在每個網格點上加入氣壓資料，並計算梯度風之風向風速，網格內之風向、風速以網格點上之值加以內插，風域之界限，由風速之減小、風向之變動自動設定。

4-3-2 吹風區域波浪之推算法

吹風區域波浪之推算以示性波法或波譜法爲準。

[說明]

(1)概述

(a)對於推算結果之妥當性以及其精確度，須與觀測值相對照加以檢討。

(b)在此所謂示性波法係指最初提倡示性波概念及提出示性波推算法之 Sverdrup，Munk以及將其修正改良之Bretschneider之S-M-B法及將其擴張至一般之風域亦適用的Wilson法、淺海之波浪推算法、Bretschneider 法、板本、井島法以及將這些數值解析之推算方法的總稱。

(c)波譜之推算法除 Pierson，Neumann, James之P-N-J法外，另有Wailden法，D-arby-shire 法等，這些方法之推算過程與示性波並無很大差異，推算結果大都以示性波來表示較多，因此在此不將其與示性波法特別加以區分 ，而將其視爲示性波法來處理。

(d)本文所謂波譜法係依據能量不滅公式，追算波譜之發展、減衰方法之總稱，此法須利用電腦進行大規模之計算，同時波浪之發展、減衰之理論公式及經驗公式，仍有不明確之處。雖然如此，但對包含湧浪波譜之發展、變形等狀況能加以掌握等，此爲示性波法所未有之特徵。

(2)示性波法

(a)S-M-B法

S-M-B法由於適用於風域不移動之場合，因此由風域內之風速、吹風時間、吹風距離利用圖2-4-5推算深海中之示性波之波高、週期，由風速、吹風時間求得之波高、週期與由風速、吹風距離求得到之波高週期相比 ，較小者即爲推算值。圖2-4-5爲依據 Wilson 在1965年所發表修正公式4-24，4-25所求得之圖表。

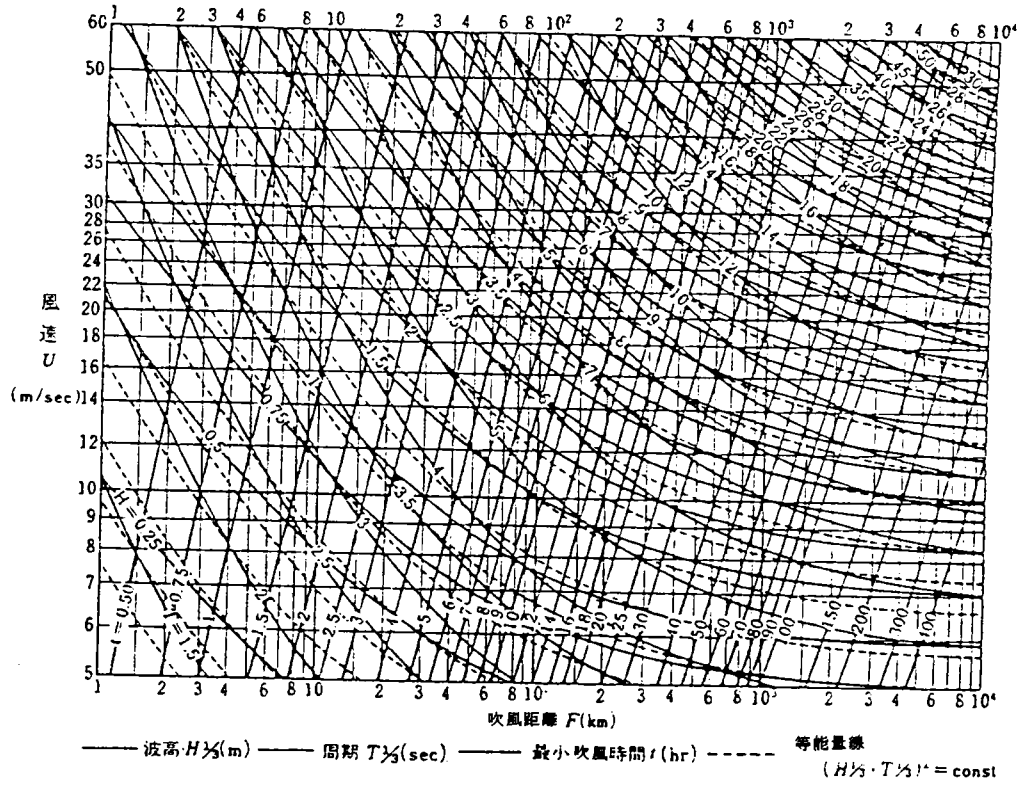


圖2-4-5　S-M-B推算法

$$\frac{gH_{1/3}}{U^2}=0.30\left[1-\frac{1}{\{1+0.004(\frac{gF}{U^2})^{1/2}\}^2}\right] \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(4\text{-}24)$$

$$\frac{gT_{1/3}}{2\pi U}=1.37\left[1-\frac{1}{\{1+0.008(\frac{gF_{1/3}}{U^2})\}^5}\right] \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(4\text{-}25)$$

式中

$H_{1/3}$: 示性波高(m)

$T_{1/3}$: 示性波週期(s)

U : 海面上10m高度之風速(m/s)

F : 吹風距離(m)

g : 重力加速度(m/s²), g=9.8m/s²

(b)Wilson法

Wilson法爲S-M-B之擴充法，係爲適用於如颱風般移動性風域而加以修改的，利用圖2-4-6之 $H_{1/3}$-t-F-$T_{1/3}$圖，追蹤F-t 面之波浪行進，在$H_{1/3}$-F面，$T_{1/3}$-t面追蹤示性波之波高、週期的發展，圖2-4-6爲由公式(4-24)(4-25)所求出，計算過程請參考文獻。

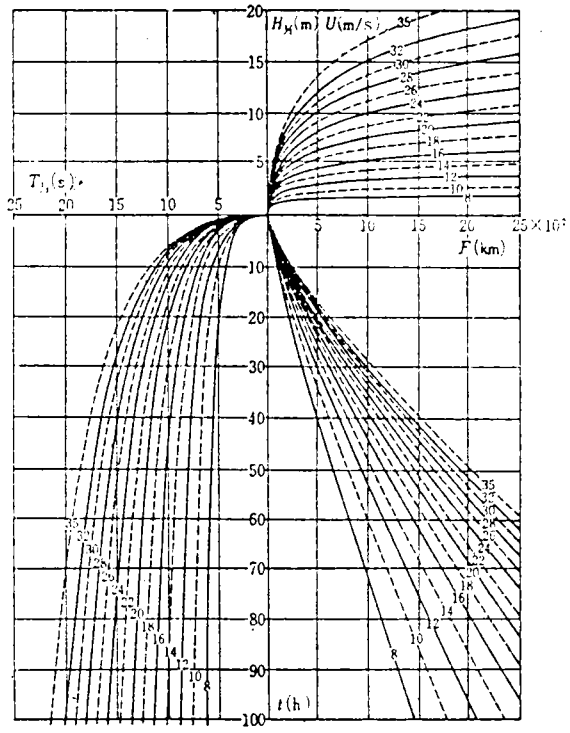


圖2-4-6 $H_{1/3}$-t-F-$T_{1/3}$

(c)淺海之波浪推算法

考慮水深對波浪發展影響之方法有Bretschndider法、阪本、井島法。

Bretschneider法爲使用圖2-4-7(a)(水深爲一定)，圖4-7(b)～(d)(海底斜坡爲一定之時)，當風速、吹風距離爲已知時，可計算有義波之波高，示性波之週期可由示性波之波高與4-26之關係，得到:

$$T_{1/3}=3.86\sqrt{H_{1/3}} \qquad (4\text{-}26)$$

式中$T_{1/3}$之單位爲秒，$H_{1/3}$之單位爲m。

Bretschneider法適用於吹風時間很長，波高爲由吹風距離以及風速來決定之時。阪本、井島法爲依照深海中之 Wilson 方法導入淺海中，作爲圖2-4-8之$H_{1/3}$-t-F-C_g圖，使在移動風域中， 進行淺海波之推算。

(d)示性波法之數值解析法

雖然移動風域中，可用Wilson法及阪本、井島法之圖解法進行波浪推算，但將其用電腦進行解析的則爲示性波法之數值解析法，圖解法爲設定線風域，但數值解析法則採用平面風域之時間變化加以輸入，波浪之主方向隨當地之風向而變化，此爲兩種方法主要差異點，適用範圍原理上與圖解法相同。

(e)示性波法各種方法之適用性

波浪推算時所採用示性波法之選擇時，視推算地點爲面對外海之沿岸或位於小海灣或內灣之沿岸而不同。外海由於吹風距離與時間較長，較難符合S-M-B 法所假設之一定風域條件，因此，原則上使用Wilson法或數值解法。另外，風域之變動較小時，可以利用圖2-4-5 所顯示之等能量線，以S-M-B 法推算。但是面臨外海之沿岸，推算颱風進行波浪之時，風域之設定很容易流於主觀，

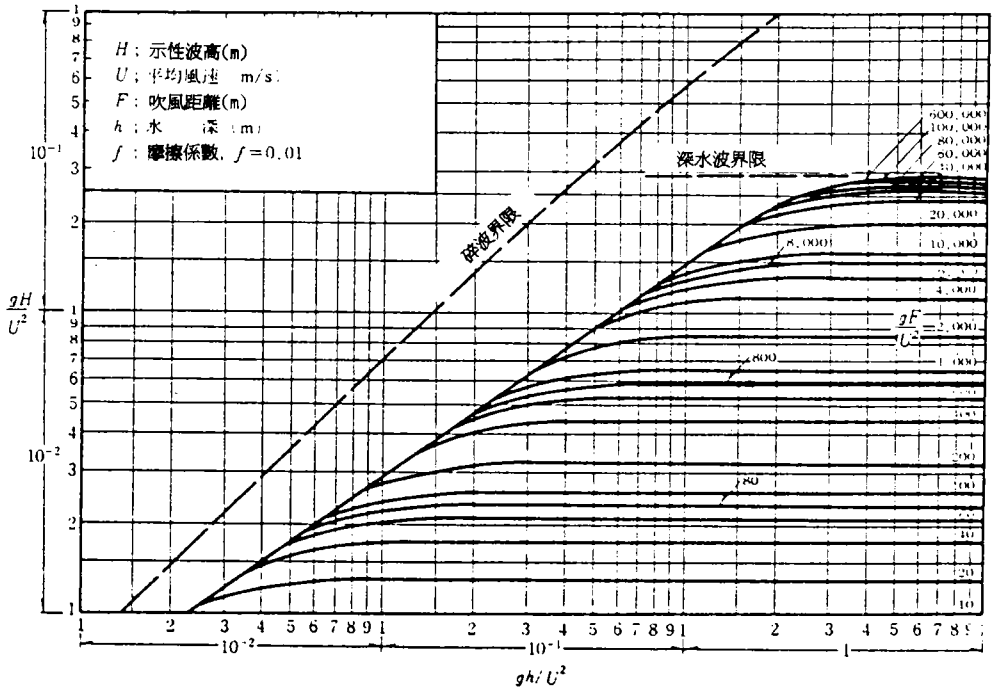


圖2-4-7(a)　等水深情況淺水波高與風速、吹風距離及水深關係
(f=0.01時)　Bretschneider method

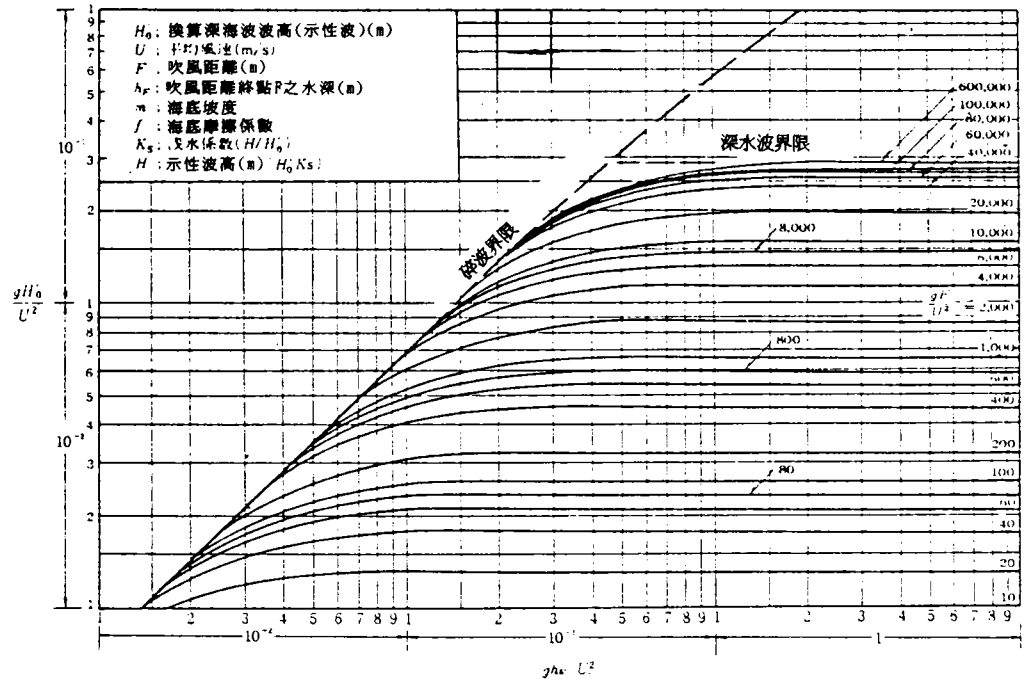


圖2-4-7(b)　海底坡度一定時淺水波高與風速、吹風距離及水深之關係
(f/m=5.28時)　Bretschneider method

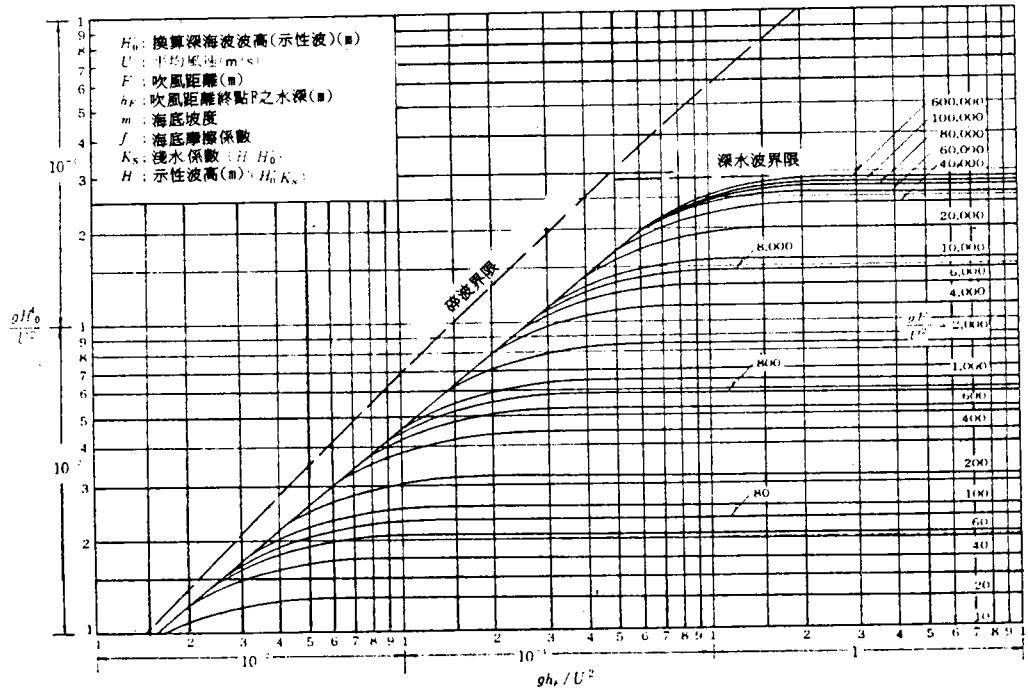


圖2-4-7(c)　海底坡度一定時淺水波高與風速、吹風距離及水深之關係
(f/m=10.6時)　Bretschneider method

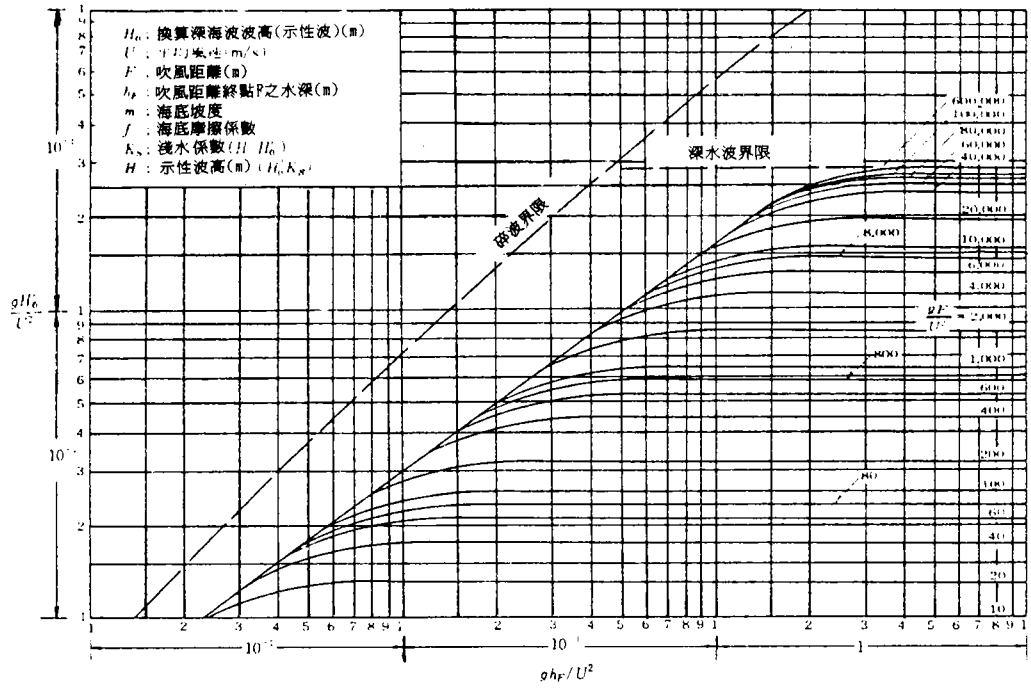


圖2-4-7(d)　海底坡度一定時淺水波高與風速、吹風距離及水深之關係
(f/m=52.8時)　Bretschneider method

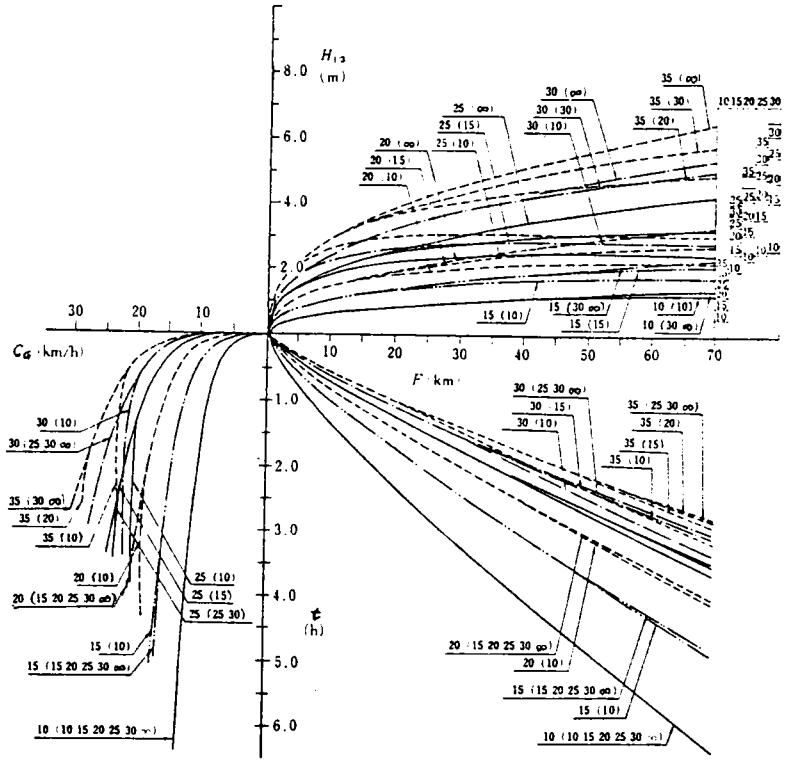


圖2-4-8 淺海波之$H_{1/3}$-t-F-C_g圖

推算結果精確度不佳，最好不要使用S-M-B 法。若推算地點爲小海灣或內灣之時，通常須推算淺海波，爲判別推算之波浪是否會爲淺海波， 須先利用圖2-4-5求取深海波之各要素，再由波長與推算地點之水深關係加以判斷即可。若海域狹窄，水深又相對較深，可視爲深海波時，可使用S-M-B 法。推算淺海波時可利用阪本、井島法或數值解法，但若可假設爲固定風域時，可利用Bretschneider法之圖2-4-7(a)-(d)。

(3)波譜法

波譜法有不同頻率及方向譜之各成分在達到平衡狀態前獨自發展所組成之波譜法與波浪波譜之發展、減衰可由少數之參數加以記敘之參數法等。前者爲由風之能量傳達至波譜之各成分波與各成分波間之微小非線形相互作用，加以描述波浪之發生，而後者則以波浪之發生由很強的非線形效果之綜合結果加以掌握，設定波浪之一種近似發生機構，並對發生變形之過程以參數表示其法則而定式化加以計算。

波譜法之推算精度，由於方法較新實績較少，目前各方面仍在檢討中，可視爲與示性波法大致相同，但須注意是即使採用相同的推算模式，由於計算格子、邊界條件、經驗常數等之不同，將使結果有10～20% 左右之差，就現狀而言，比較波浪推算法之精度卻往往是因海上風向、風速之推算精度不佳而較成問題，另外，亦有隨推算模式採用不同之風計算法，所以波浪推算之精度很難得有一明確之結論。因此，推算結果與觀測值相比較，檢討結果之適用性及精度即有必要，

第四章　閘　門

4-1 設置位置之選擇

在選擇閘門之設置位置時，應考慮地層、風、浪、潮流、漂沙、水位差等自然條件，通過船舶之大小、艘數等，使船舶進出時，能安全而且順利地操船。

[說明]

(1)所謂閘門係在水位不同的二個水面間，使船舶能順利通行之設施。可分爲設於河川等運河之閘門，與設於港灣地帶之閘門。本章所述以後者爲主。

(2)閘門隨設置位置之適當與否，不但受其背後之港灣功能，例如泊地面積、碼頭之擴充預定地等所限，而對通過之船舶有無危險更應顧及，且其設置位置之自然條件，對工程費亦有很大之影響，故閘門位置應謹慎加以選擇之。

(3)原則上應避免在軟弱地層上設置閘門，如不得已須設置時，須有不均勻沉陷之對策。另外，在有地層下陷之處，隨著閘門之下陷，將減低其功能，此時，應事先預估應加高之堤高。

(4)隨著風、浪、潮流、漂沙等影響，會使船舶之進出發生困難，故閘門之設置位置原則上應選擇靜穩之場所。而在非靜穩之場所設置閘門時應構築防波堤或導流堤，務使閘門附近之水域得以靜穩。

(5)通過閘門船舶之大小、隻數等亦爲設置位置之選定條件，亦即爲提供船舶暫時避難之泊地以及迴船池之水面必須有充分之範圍作爲選擇位置之條件。

(6)其他應充分考慮背後腹地之利用狀況及陸上交通條件等，而決定設置位置。

4-2 各部之名稱以及尺寸

閘門各部之基本尺寸如下:

1. 有效水深=主要船舶之吃水+ 餘裕
2. 有效寬度=主要船舶之寬度×排數＋餘裕
3. 有效長度=主要船舶之長度×縱方向船數＋餘裕

[說明]

(1)閘門各部之名稱，如圖7-4-1 所示。

(2)閘門隨其各部配置之組合，可分類如下:

(a)單門閘門

此通常使用於海港或河口港，內部之水域面積狹窄，內部形如港口且僅有1扇門，故外側有水位差時不能利用，因船舶之進入受到限制。

(b)雙門閘門

使用於普通河川運河等，有二扇門，各扇門僅具有一方向可開之門，亦或往上開之門。

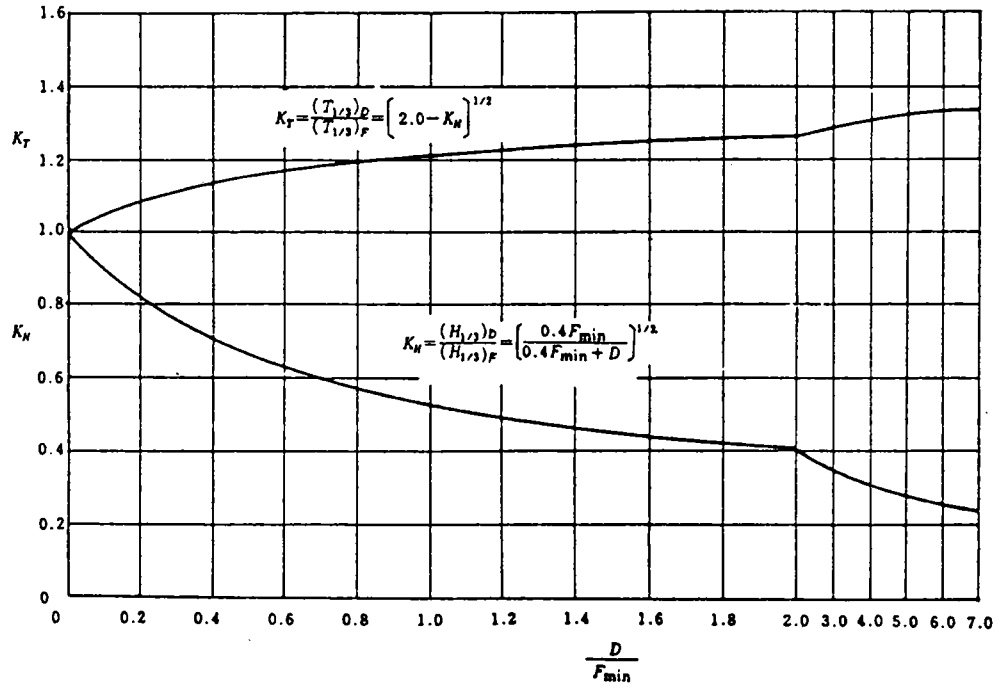


圖2-4-9　湧浪推算圖

4-4 波浪觀測、推算資料之統計處理

1. 平常時之波浪特性，可由波浪資料依月別、季別以及各年之資料，依波向以波高、週期之相關頻率分佈表加以表示。
2. 異常時之波浪特性，應對極大波進行統計處理，並以概率波高表示。

[說明]

(1)平常時之波浪分佈特性，可依波向將波高、週期之相關頻度分佈加以表示，由於波高、週期之觀測資料可利用之情況頗多，因此，以採用此法爲準。若觀測資料欠缺，則進行波浪推算，但由於平常時之波浪受局部地區風之影響頗大，因此局部地區風之特性應充分掌握，此外通常波向之觀測資料較少，因此以推算爲主，但須考慮湧浪之影響。

(2)外廓設施之設計波高，應由長期間(原則上30年以上)之資料，求取極大波之再現期，而以概率波高表示，由於有長期間觀測資料的地點很少，因此一般採用推算資料。

(3)概率波高推算所用的極大波，爲在某一氣象條件時在波浪生成，減衰之過程中波高爲最大時之波浪(一般爲示性波)稱之。樣本中之極大波在統計上爲相互獨立，概率波高推算時在主要期間中，極大波高有使用在某一設定值以上之資料的時系列，與求取每一年之極大波之最大值，利用每年最大波之資料者，不論係何種方法，由於並未對概率波高求取理論之分佈函數，因此以Gumbel分佈 Weibull分佈以及其他之分佈函數去驗核，而找出接近資料之函數形式，而以此推定函數形式，利用外插對各種重現期之概率波高加以推算，另外此種推算值之精度主要受採

用資料之精度所左右，所以極大波之資料若以波浪推算進行時，對推算法之選擇及結果之檢討，應充分留意。

(4)與概率波高相對應之週期，由推定概率波高之極大波之波高與週期之相關關係決定。

4-5 波浪之變形

4-5-1 概說

港灣設施設計時，須考慮波浪進行時受折射、繞射、反射、淺化等變形之影響。

[說明]

(1)當水深在波長 1/2 以上時，波浪幾乎不受海底之影響，但是當波浪進行至其波長1/2以下之水深時，波浪受海底之影響，波速變慢、波長縮小、波高亦產生變化，因此當水深大於波長1/2 以上之水域，稱爲深海區，水深比波長1/2淺者稱爲淺海區。

(2)對不規則波浪而言淺海區與深海區之區別，可用深海波之示性波週期T_o，計算深海波之波長L_o，$L_o=1.56T_o^2$，以此區別水深。

(3)在深海區中，須考慮島嶼或岬灣等造成波浪繞射或因海中巨大結構物而使波浪反射之影響。

(4)若設計主要結構物存在於淺海域時，除直接量測外，還必須要計算波浪之各種變形。

(5)淺海區中，由於受折射、繞射、淺化、碎波等之影響，波譜之形式以及波高分佈與深海之狀況不同，須予考慮。

4-5-2 波浪之折射

1. 淺海域中，隨著水深之變化使波速改變產生波浪之折射，因此須考慮波高及波向之變化。
2. 折射計算時，應將波浪之波譜特性加以考慮。

[說明]

(1)規則波之折射計算

(a)折射現象與折射係數(圖2-4-10)

當波浪斜向入射至水深h_1與h_2之境界面時，由於水深之改變而致波速產生變化，因此波浪在境界面時會產生折射。當波向線之間隔由b_1變成b_2時，若波向線之間隔變化不很大，可假設波浪之能量不會橫越波向線而流失，同時假設海底摩擦或其他之能量損失可忽視的話，由能量輸送量之連續性，水深h_1之波高H_1與水深h_2之波高H_2可由式4-28求出。

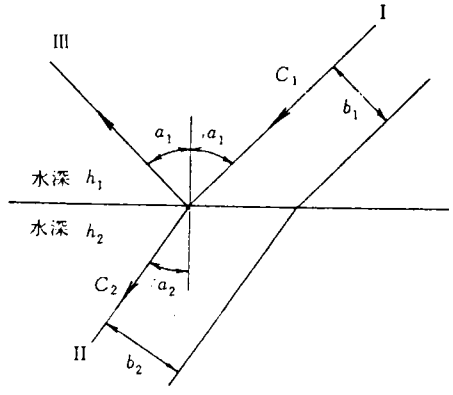


圖2-4-10 規則波之折射計算

$$\frac{H_2}{H_1}=\sqrt{\frac{C_{g1}}{C_{g2}}}\sqrt{\frac{b_1}{b_2}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(4\text{-}28)$$

C_{g1}, C_{g2}: 水深 h_1, h_2處之群速度

b_1, b_2 : 水深 h_1, h_2處之波向線間隔

式中之$\sqrt{b_1/b_2}$ 爲折射所造成波高變化,$\sqrt{C_{g1}/C_{g2}}$:爲水深變化所產生之波高變化，可以用淺化係數加以表示$\sqrt{C_{g1}/C_{g2}}=K_{s2}/K_{s1}$，此處$K_{s2}$，$K_{s1}$爲水深$h_1$,$h_2$處之淺化係數，因折射現象而使深海波之波向線寬度由$b_o$變成b時，此變化而產生波高之比稱爲折射係數(Kr)，可以4-29表示。

$$Kr=\sqrt{b_o/b} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(4\text{-}29)$$

(b)折射計算法

規則波之折射計算法有波向線法之圖形解法及波向線法以電腦計算者，也可以將表面波之方程式直接以電子計算機進行差分求解之數值波動解析法等。視各種狀況選擇採用適當之方法。

但直線平行等深線之場合，波向之變化以及折射係數可由式(4-30)、(4-31)計算。

$$\sin\alpha=\sin\alpha_o \tanh\frac{2\pi h}{L} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(4\text{-}30)$$

$$K_r=\sqrt{\frac{\cos\alpha_o}{\cos\alpha}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(4\text{-}31)$$

式中L, α , α_o分別爲水深h之波長與波浪入射角度以及深海區之波浪入射角。圖2-4-11(a)及(b)爲利用(4-30),(4-31)計算所得折射係數與波向變化圖。

(c)波向線法之問題點

波向線爲幾何光學之圖解法，受波浪及地形等條件影響波向線可能相交，在此交點上波高將成無限大，但此爲波向線間能量輸送爲連續之假設所造成，實際上，在波向線交點附近，沿著波峰線因波高之變動很大，波浪能量橫越波向線而流失，波高不可能無限大，但曾有研究結果顯示交點附近波高可達入射波高的 2倍，因此對波向線交點附近之波浪處理，可將深水波之波向線間隔加大，使其不產生交差或交點以下成 2個方向波浪處理後，最後再取合成波高之方法，但不明確之處還很多，實用上仍須充分檢討。

(2)規則波折射計算之適用範圍

根據折射原理，規則波計算所適用之範圍爲湧浪、海嘯等任何方向分散很小，頻率帶較小之波浪。風浪之方向分散很大，頻率帶寬廣之波浪應採用不規則波進行折射計算，但是在海岸之直線平行等深線規則波與不規則波折射係數圖2-4-11(a)與圖2-4-12(a)與波向之變化圖2-4-11(b)與圖2-4-12(a)相比較，可知二者間並無很大之差異，因此對平行海岸線之直線等深線海域地形單調者，規則波與不規則波之折射計算結果差異很小，採用規則波之結果亦可。

(3)不規則波之折射計算

不規則波之折射計算法有將波浪之方向波譜加以分割成適當個數之成分波，對每個成分波進行折射計算之成分波法與利用電腦將波浪之能量平衡方程式或緩坡度方程式差分加以解析之法。由於能量平衡方程式與成分波法相同，係經由假設波浪之能量不橫越波向線而導出，因此基本上二者雖是同樣的方法，但由於係在微小領域內計算折射，因此不適用於區域較廣之處，在此，爲求取不規則波浪之折射係數，可採用較簡便之前法，但成分波之折射計算時，若產生波向線交差時，實用上應採用能量平衡方程式。

(4)在水深爲深海波高之0.5 倍程度以下之地點，由於流之影響遠大於波浪，因此波向以及折射係數計算時所採用之折射計算適用範圍爲水深大於深海波高之0.5 倍以上。

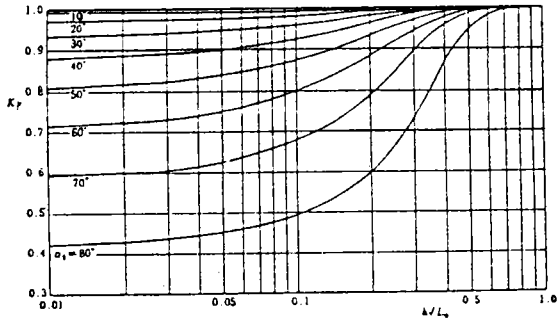


圖2-4-11(a)　直線平行等深線規則波之折射係數

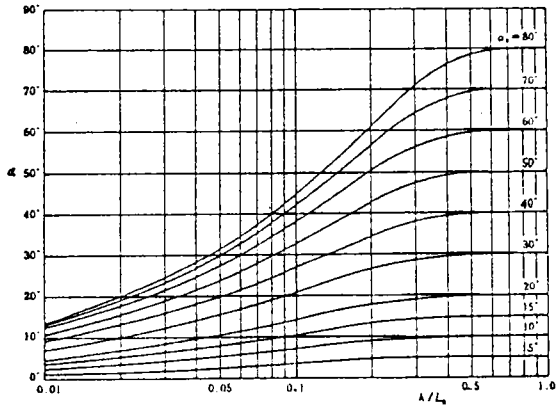


圖2-4-11(b)　直線平行等深線不規則波之波向變化

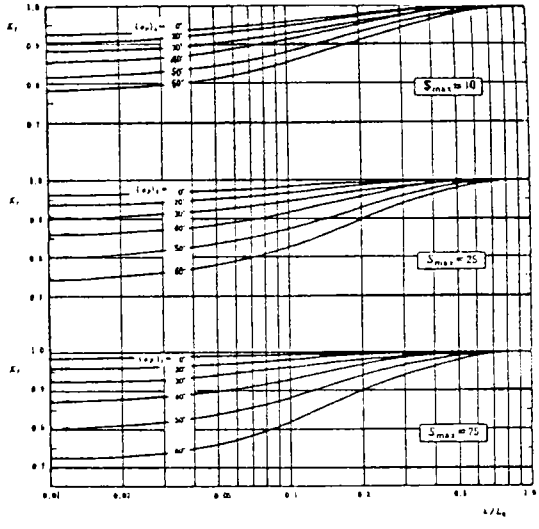


圖2-4-12(a)　直線平行等深線不規則波之折射係數

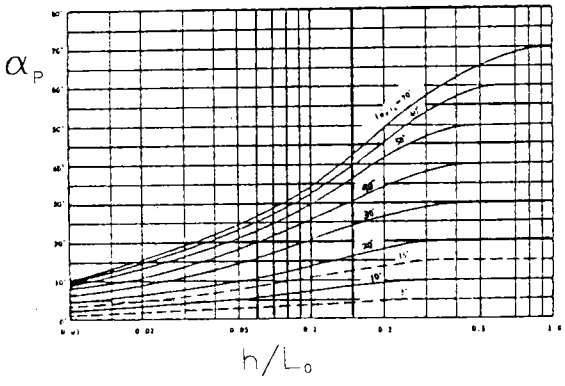


圖2-4-12(b)　直線平行等深線不規則波之折射變化

4-5-3 波浪之繞射

1. 因防波堤及島嶼等之障礙物所造成繞射波而影響區域內之波高，可以繞射圖、繞射計算或水工模型試驗求取。
2. 繞射波之計算應考慮波浪之波譜特性。

[說明]

(1)單堤所造成不規則波之繞射圖，如圖2-4-13～圖2-4-19，圖中之實線爲等波高比值，虛線爲等週期比值，S_{max}=10爲風浪，S_{max}=25 爲減衰初期之湧浪，S_{max}=75爲相當於具湧浪特性之波浪，但在淺海區域，由於折射使S_{max}產生變化，須加以考慮。另外繞射波高與入射波高之比稱爲繞射係數， 以K_d表示，θ爲波浪之主方向，座標則以示性波之波長加以無因次化，繞射圖未考慮防波堤內側反射而來之波浪。

(2)圖2-4-20～圖2-4-23爲雙堤開口之防波堤的繞射圖，波浪之主方向與防波堤垂直，座標爲以開口寬度加以無因次化之值，圖之右半部爲繞射係數，左半部爲週期之比值。

(3)雙堤開口防波堤、波浪由斜向入射時之繞射圖， 最好能以電腦進行數值計算求取，如果無法作到亦或只想有一概略參考時，可以下法求出。

斜向入射時，雙堤開口防波堤繞射波之軸線方向爲θ'，(參考圖2-4-24)與入射波浪之主方向θ稍爲偏離。 圖2-4-25(a)～(c)及圖2-4-26(a)～(c)即爲一例。開口寬度比B/L 以及隨波浪之入射方向，繞射波之軸線方向加以整理者如表4-2(a)～(c)由這些表可求出繞射波之軸線方向，對此θ'假設開口寬度B'/L可由4-32式求出。

$$B'/L=(B/L)\sin\theta' \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (4\text{-}32)$$

由直角方向入射之繞射圖中，選出與假設開口寬度比相等開口比之繞射圖，並旋轉使繞射圖之入射方向與表4-2 所求出繞射波之軸線方向成一致，即成了斜向入射波之繞射圖，此種近似法所生之誤差在防波堤開口部附近最大，以繞射係數值來說大約是0.1。

(4)若無與開口寬度比B/L相等之繞射圖時， 採用與此相近值之繞射圖或近似之二組繞射圖加以內插。

(5)由於波浪之繞射，受波向變化較週期變化影響大，因此與波浪之波長長相比，如很大之島嶼等之繞射，可以只考慮波浪能量之方向分散而以方向分散法計算。

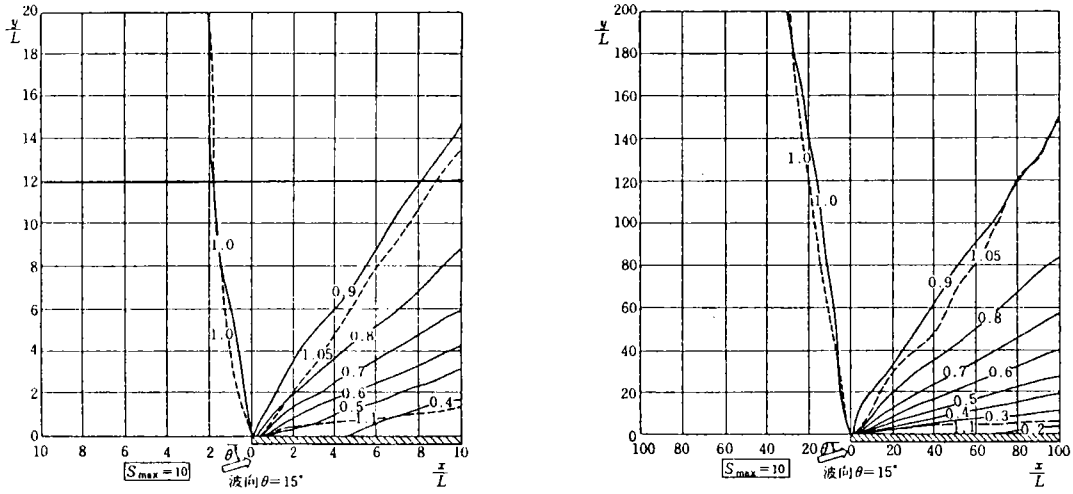
(6)若在波浪遮蔽水域中，水深之變化大時，應考慮波浪之折射。

(7)繞射後不規則波之示性波週期與繞射前不同應加以注意。

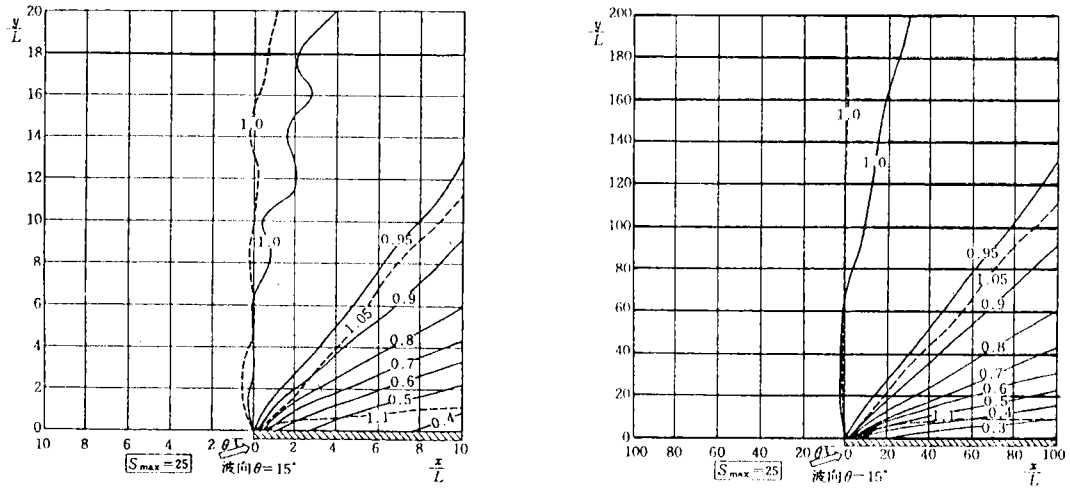
(8)繞射後之波浪被碼頭等反射時，可採用影像反射圖法或其他適當的方法加以計算。

(9)規則波之繞射圖如圖2-4-27(a)～(h)與圖2-4-28(a)～(h)所示。圖2-4-27爲單堤之繞射圖，圖2-4-28爲雙堤開口防波堤之繞射圖。

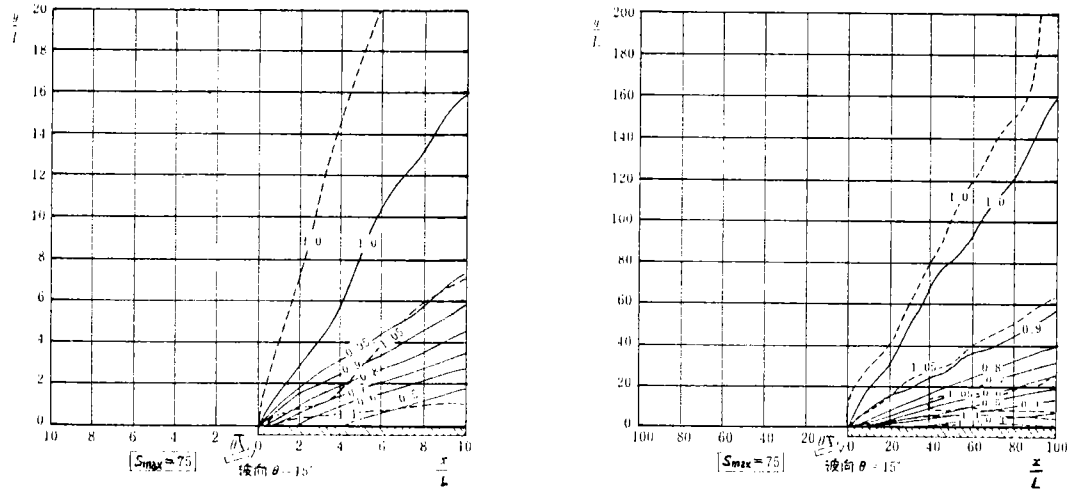
(10)當暴風侵襲時波高很大， 碎波進入港口，此時亦可以上述之繞射圖計算港內波高，但是由於碎波時，波浪能量集中度較高，因此波浪集中度參數S_{max}採用75以上，亦或利用規則波之繞射圖。



(a) $S_{max}=10$

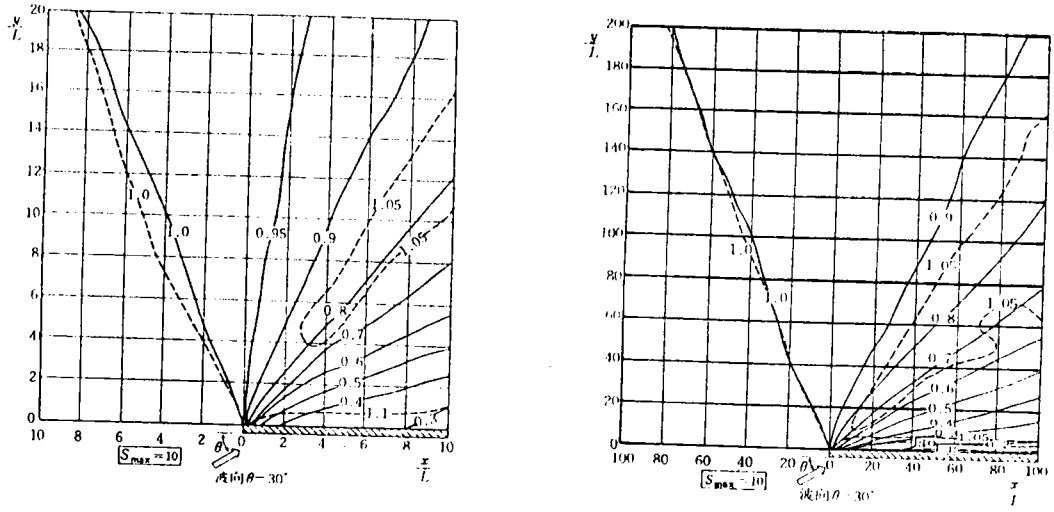


(b) $S_{max}=25$

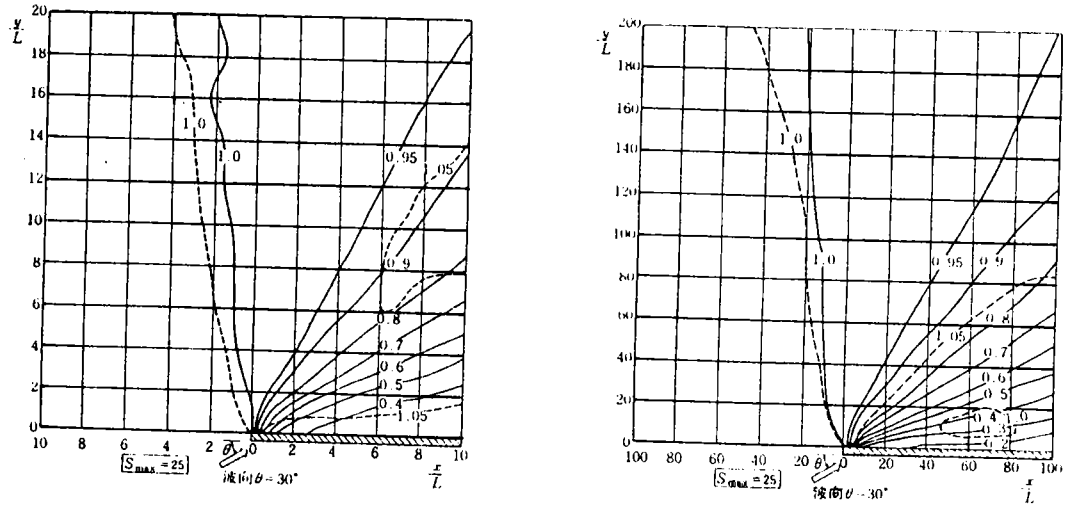


(c) $S_{max}=75$

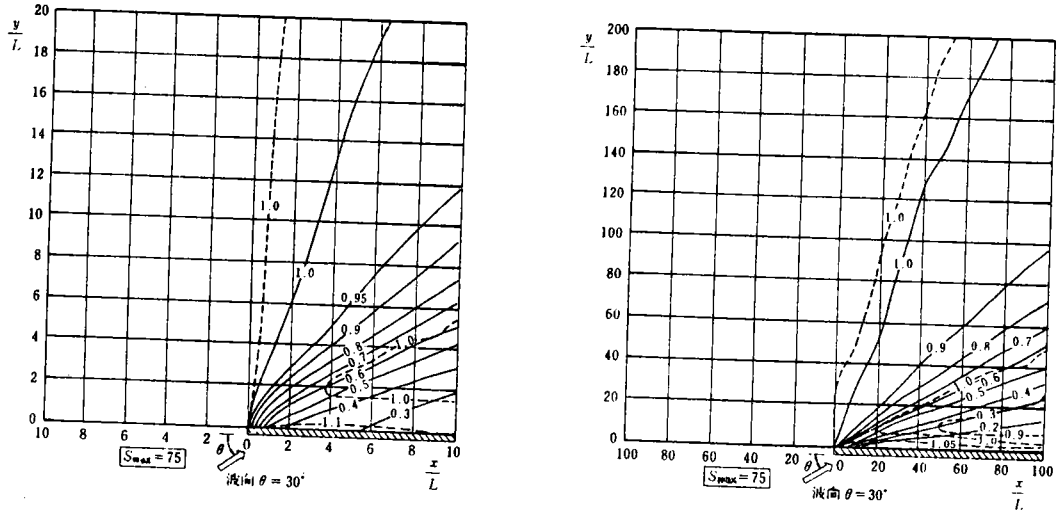
圖2-4-13　單堤繞射圖(θ=15°)



(a) $S_{max}=10$

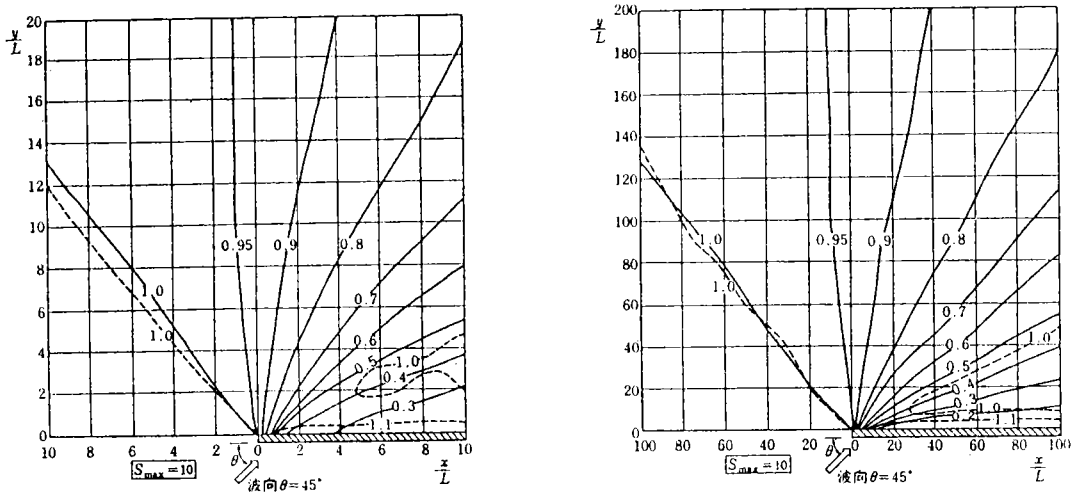


(b) $S_{max}=25$

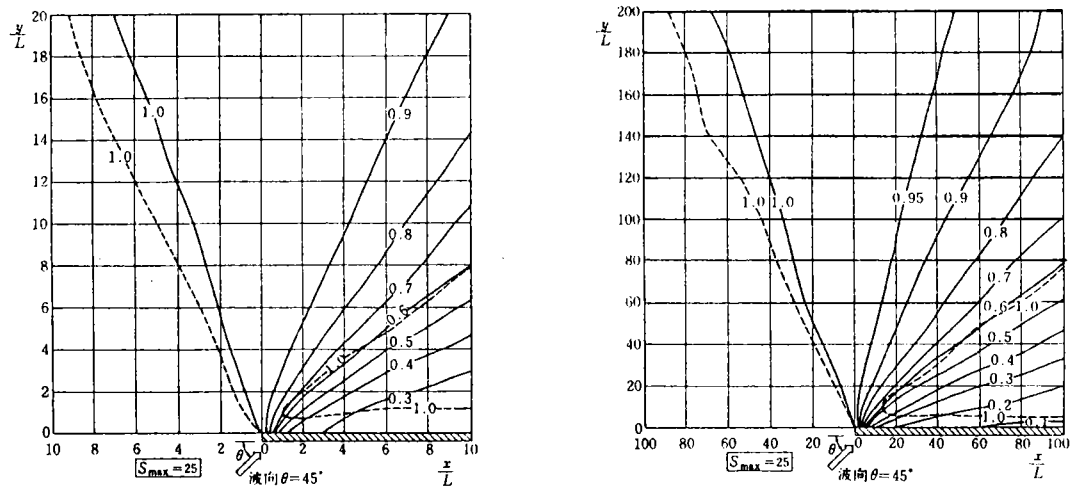


(c) $S_{max}=75$

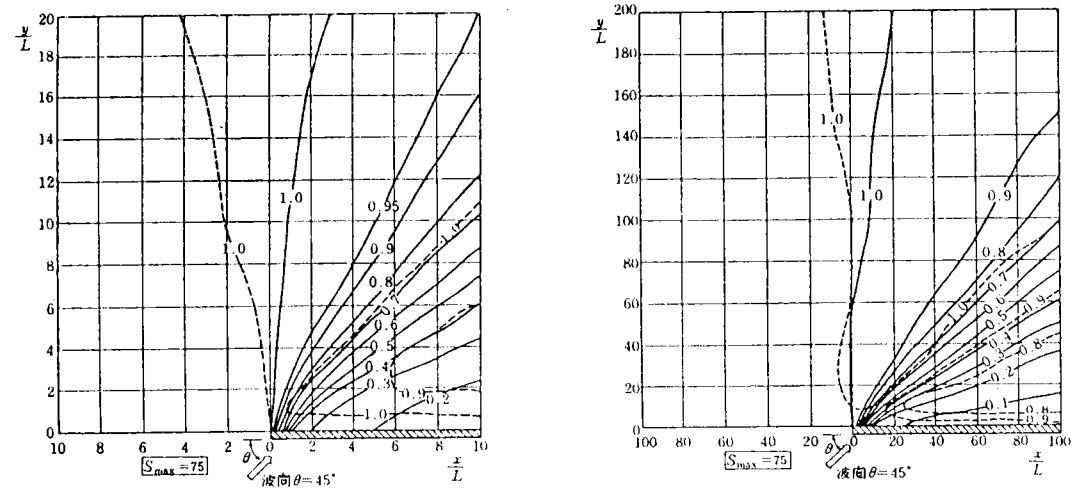
圖2-4-14　單堤繞射圖(θ=30°)



(a) $S_{max}=10$

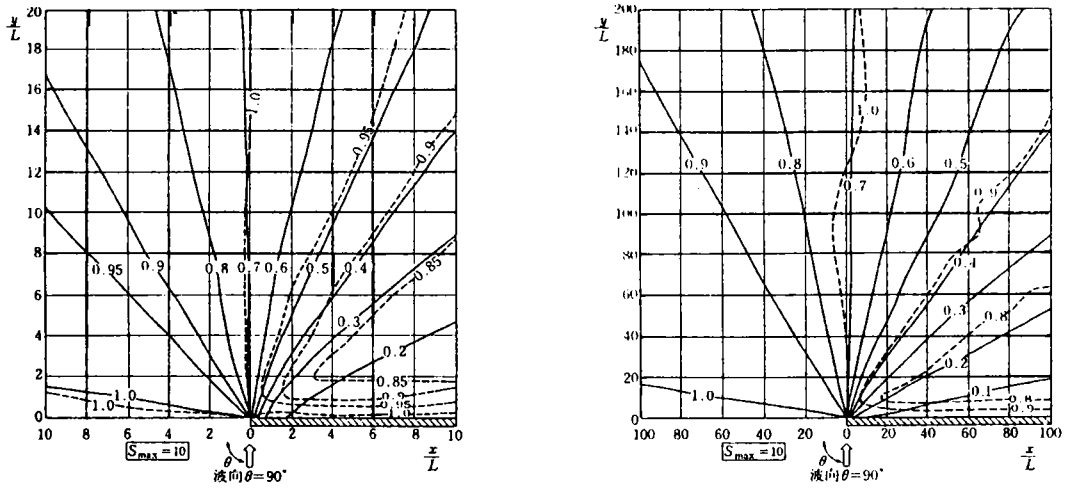


(b) $S_{max}=25$

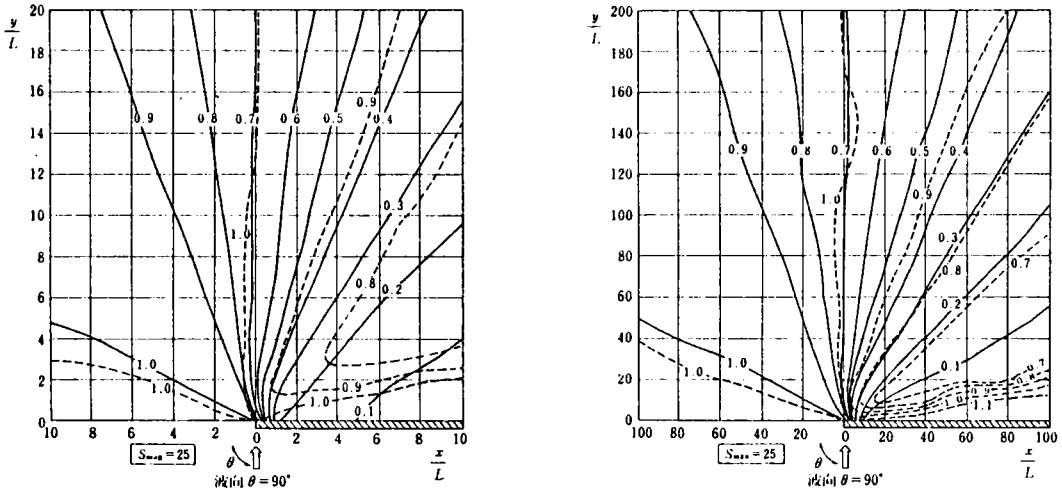


(c) $S_{max}=75$

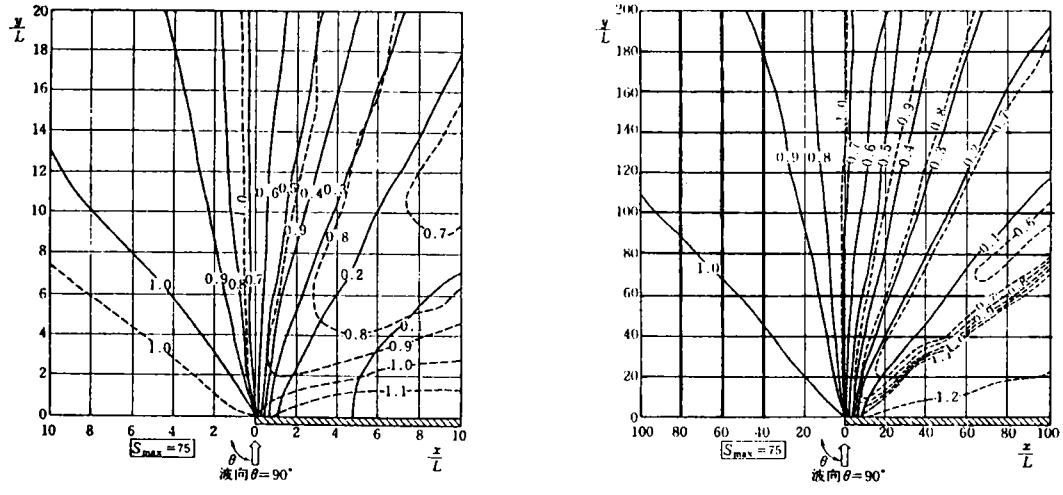
圖2-4-15　單堤繞射圖(θ=45°)



(a) $S_{max}=10$

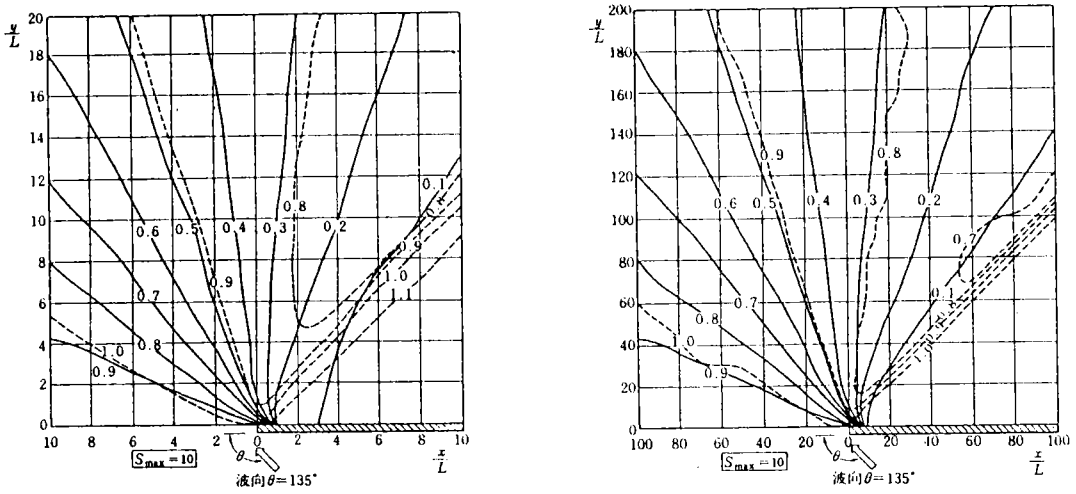


(b) $S_{max}=25$

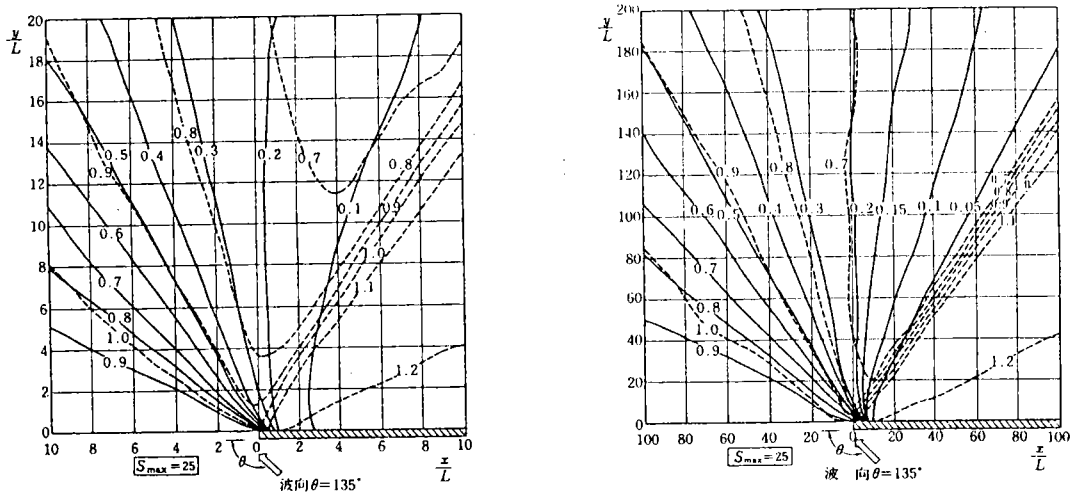


(c) $S_{max}=75$

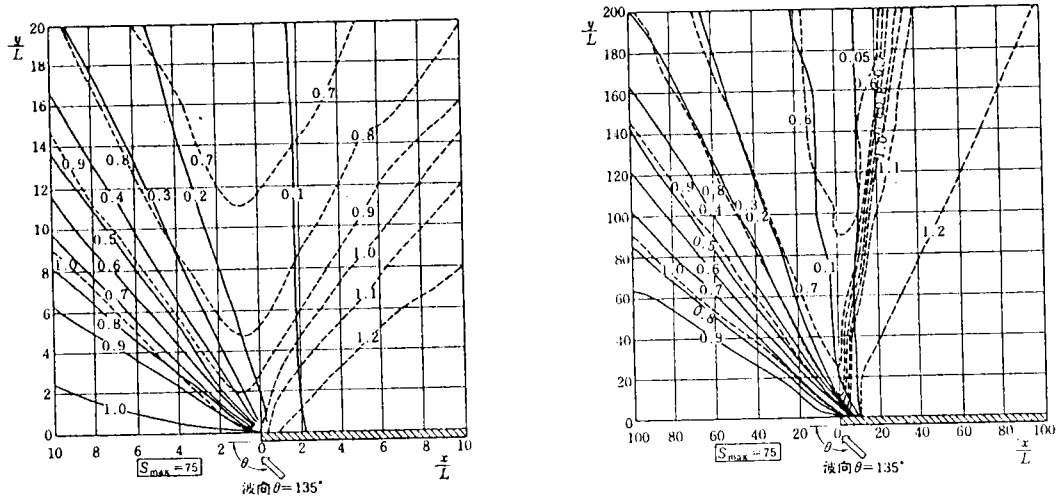
圖2-4-16　單堤繞射圖(θ=90°)



(a) $S_{max}=10$

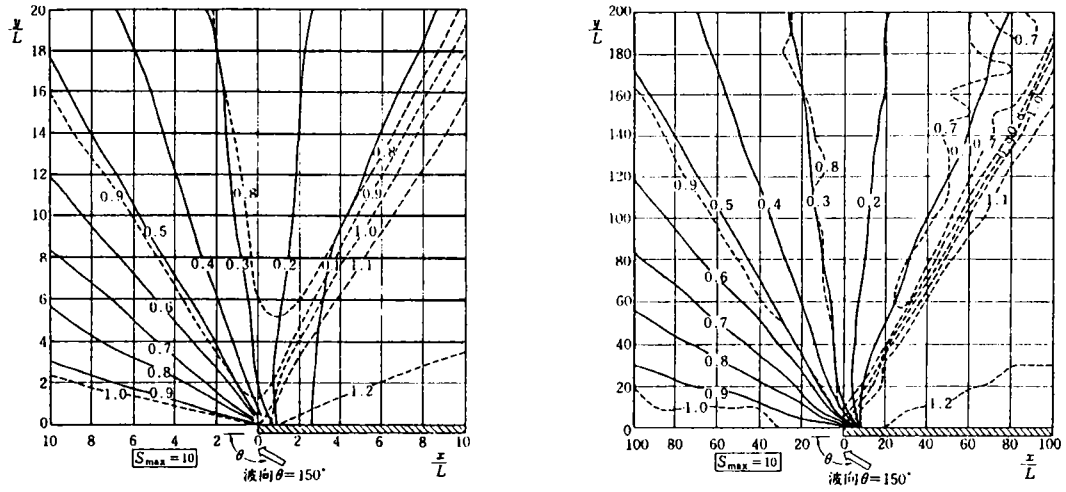


(b) $S_{max}=25$

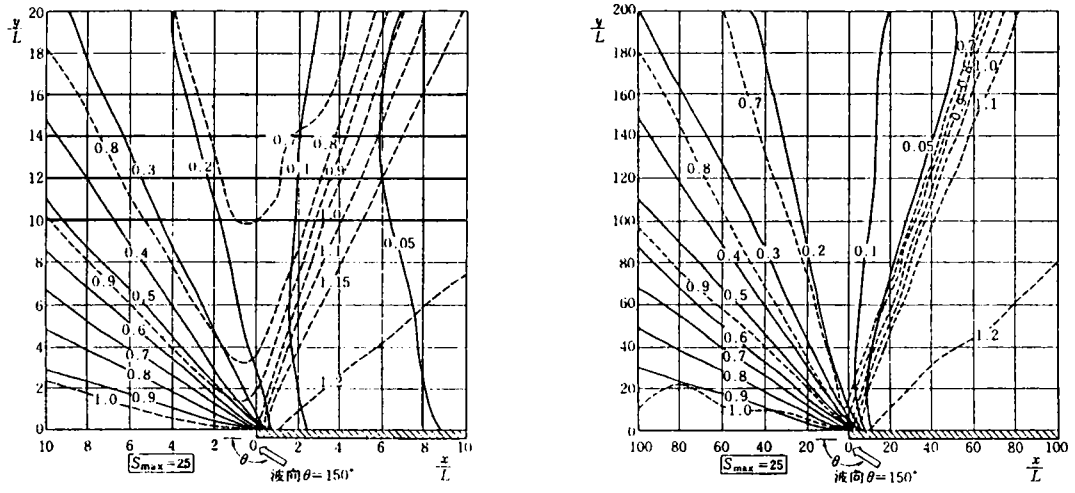


(c) $S_{max}=75$

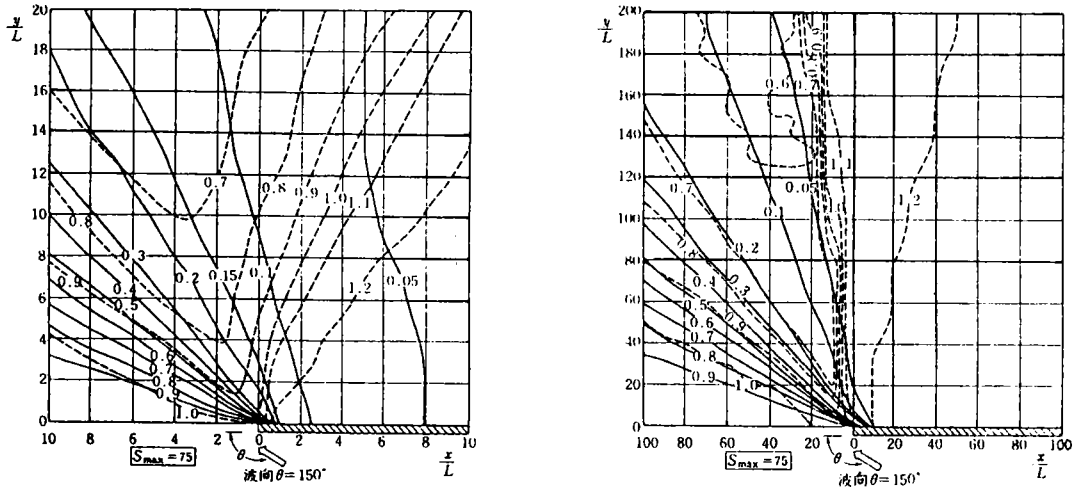
圖2-4-17　單堤繞射圖(θ=135°)



(a) $S_{max}=10$

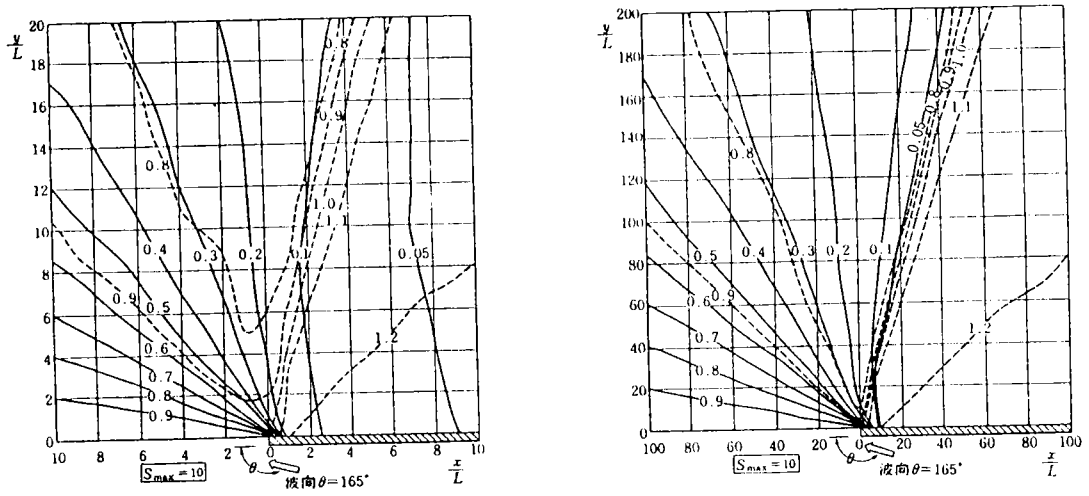


(b) $S_{max}=25$

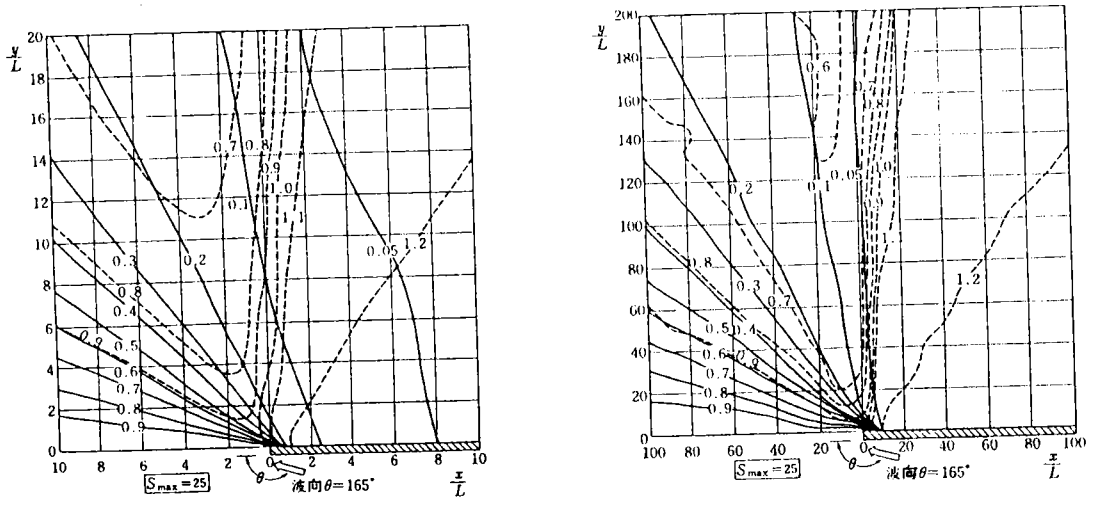


(c) $S_{max}=75$

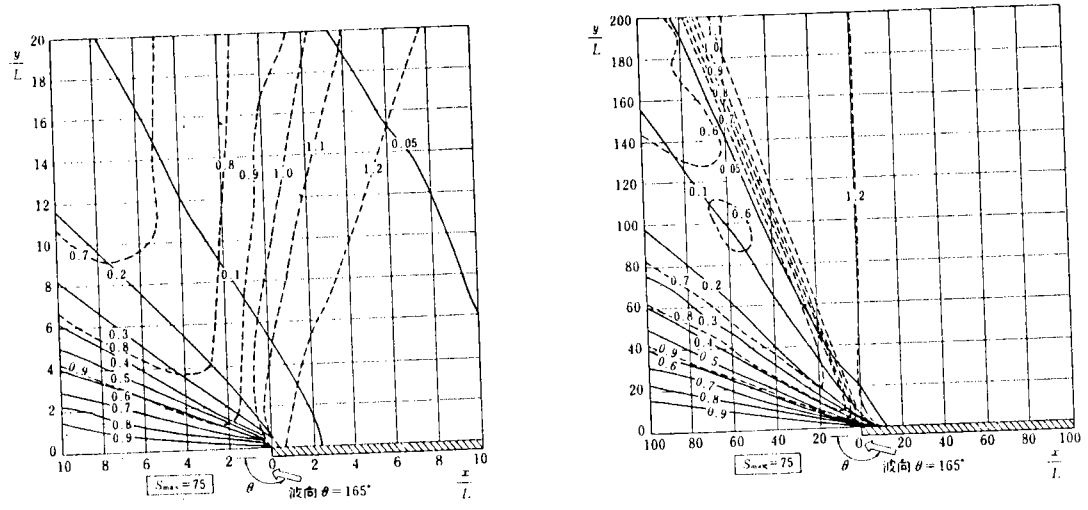
圖2-4-18　單堤繞射圖(θ=150°)



(a) $S_{max}=10$

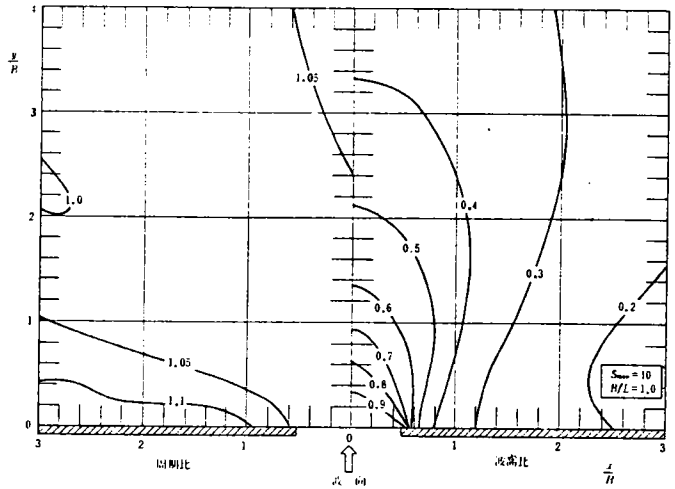


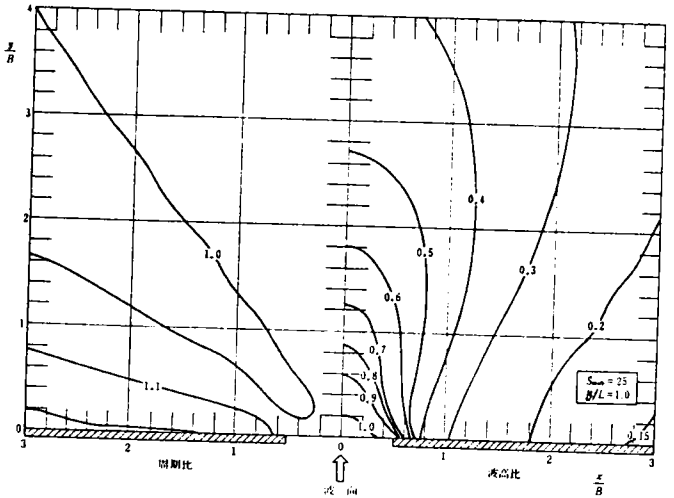
(b) $S_{max}=25$

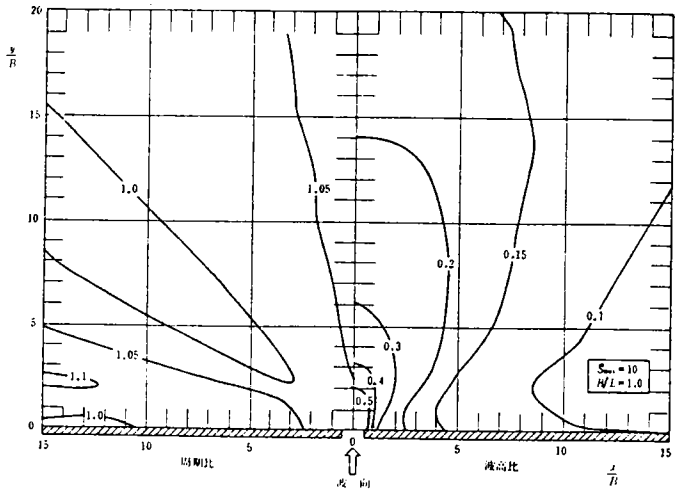


(c) $S_{max}=75$

圖2-4-19　單堤繞射圖(θ=165°)







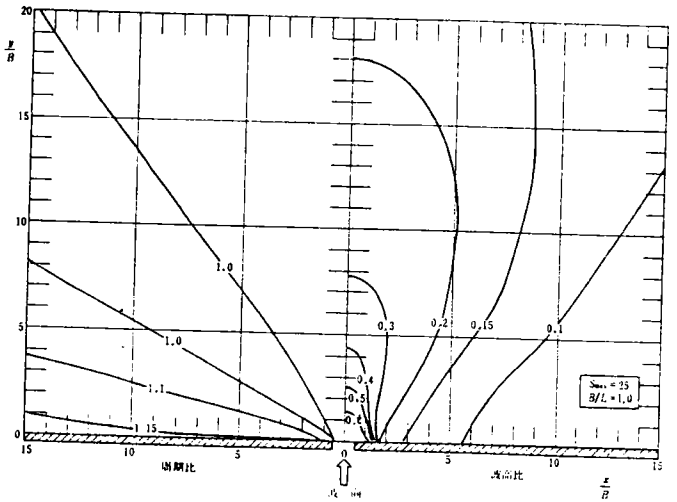
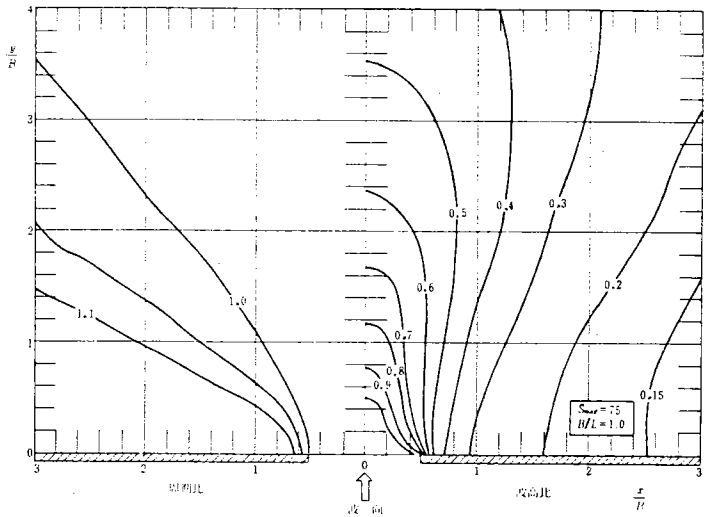


圖2-4-20(a)　開口防波堤之繞射圖(B/L=1.0, S_{max}=10)

圖2-4-20(b)　開口防波堤之繞射圖(B/L=1.0, S_{max}=25)



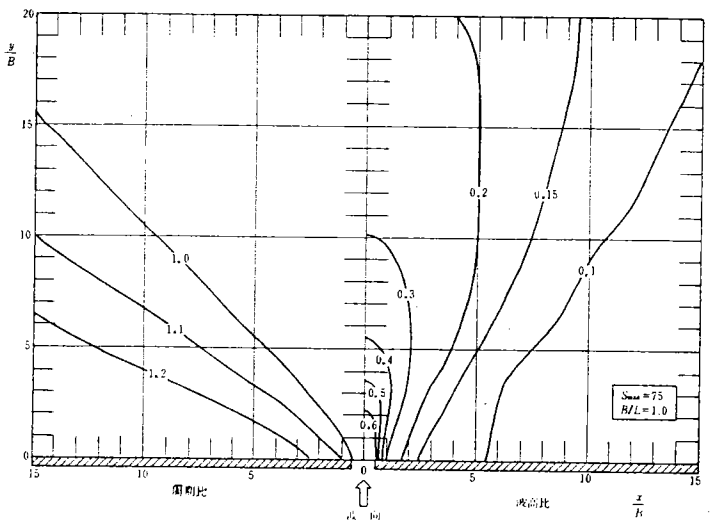
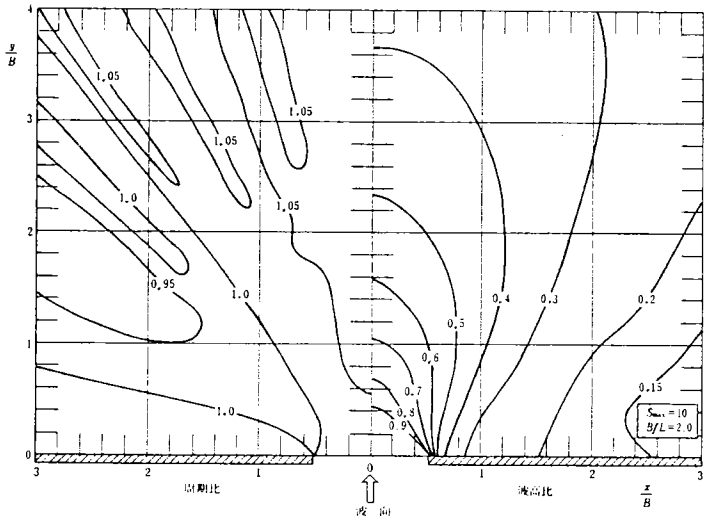


圖2-4-20(c)　開口防波堤之繞射圖(B/L=1.0, S_{max}=75)



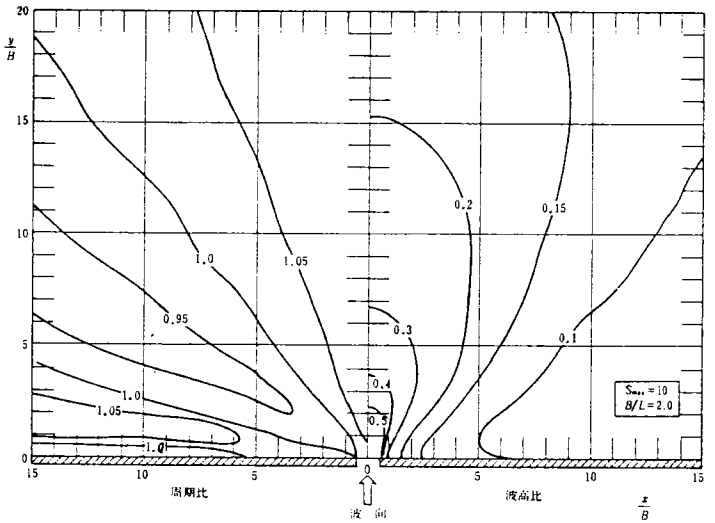
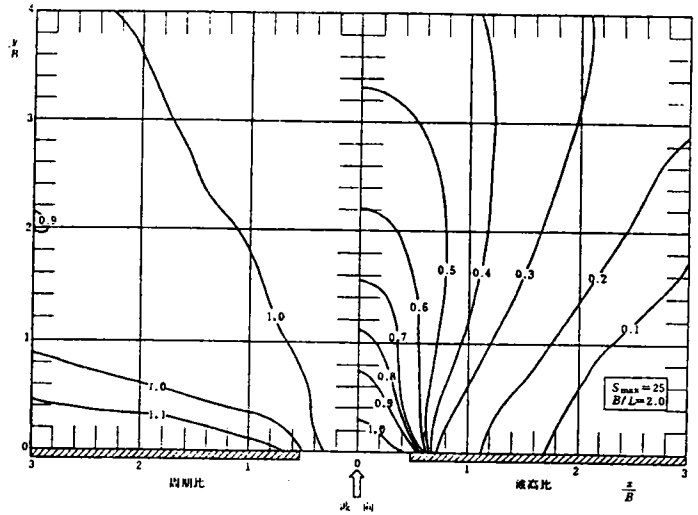


圖2-4-21(a)　開口防波堤之繞射圖(B/L=2.0, S_{max}=10)



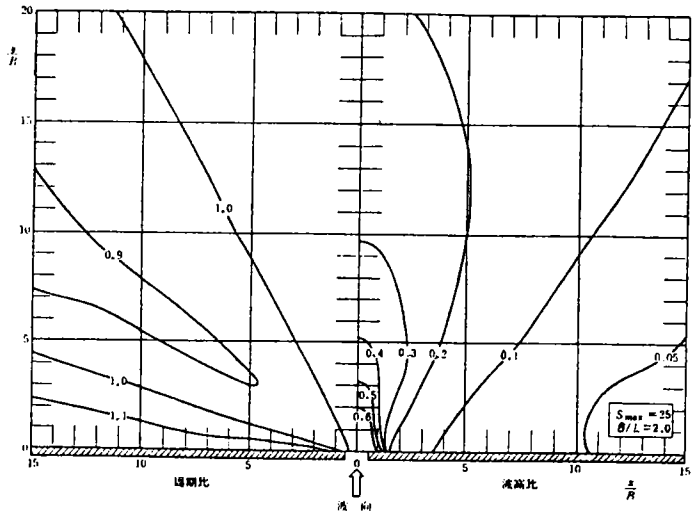
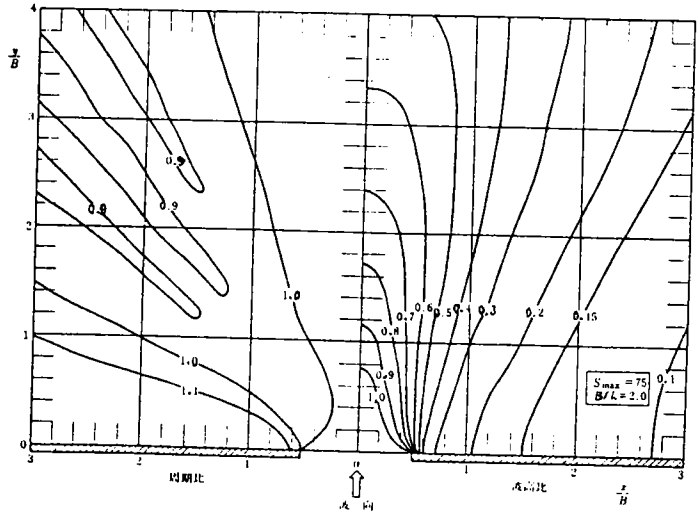


圖2-4-21(b)　開口防波堤之繞射圖(B/L=2.0, S_{max}=25)



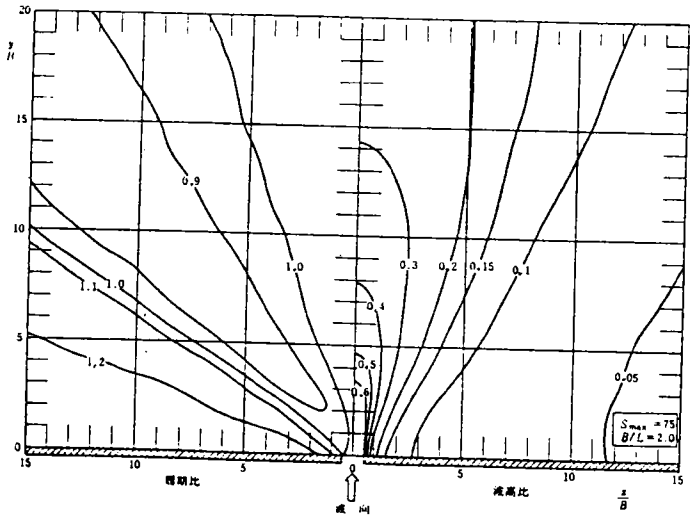
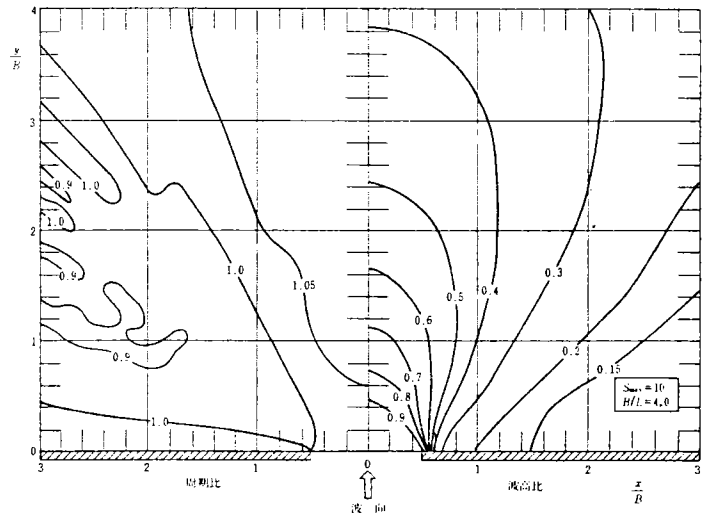


圖2-4-21(c)　開口防波堤之繞射圖(B/L=2.0, S_{max}=75)



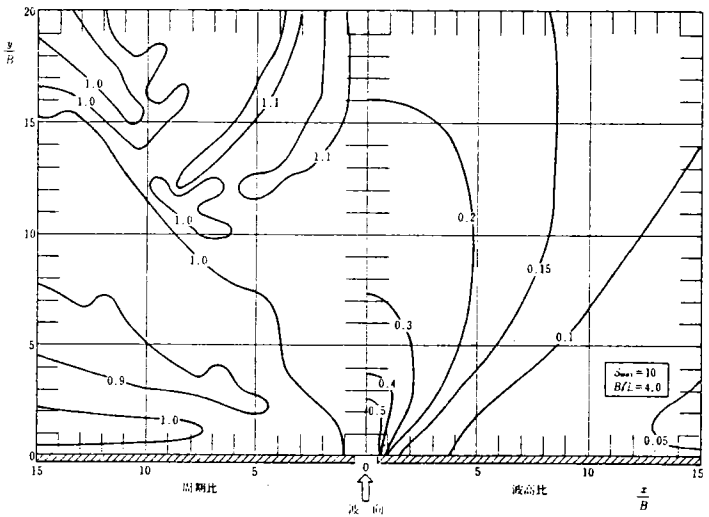
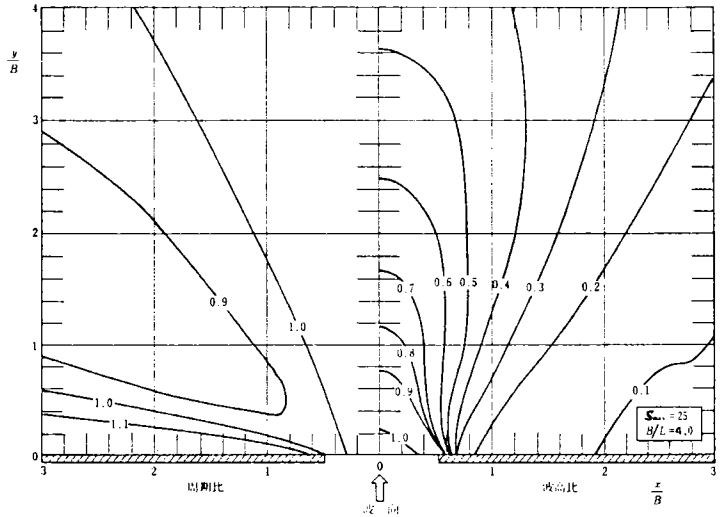


圖2-4-22(b)　開口防波堤之繞射圖(B/L=4.0, S_{max}=25)



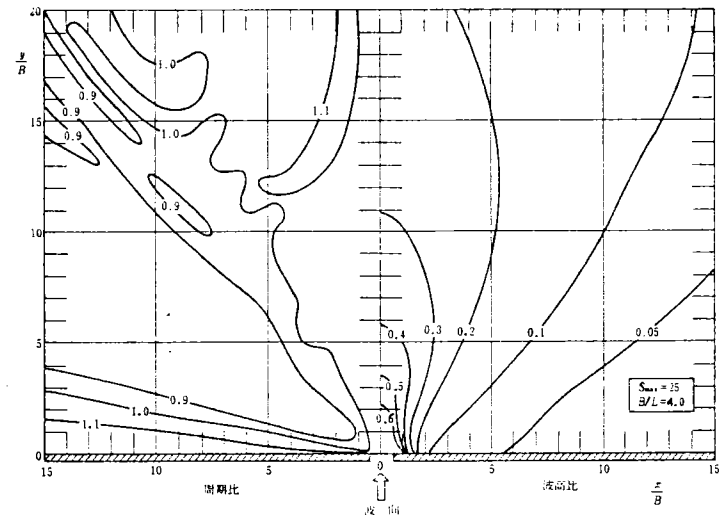
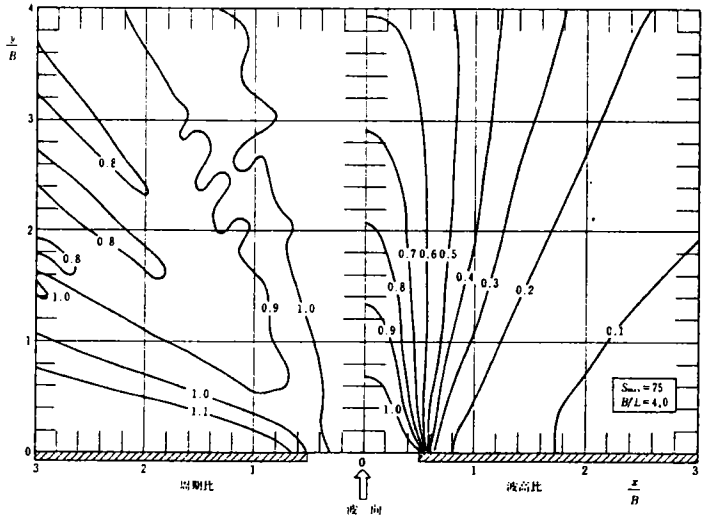


圖2-4-22(a)　開口防波堤之繞射圖(B/L=4.0, S_{max}=10)



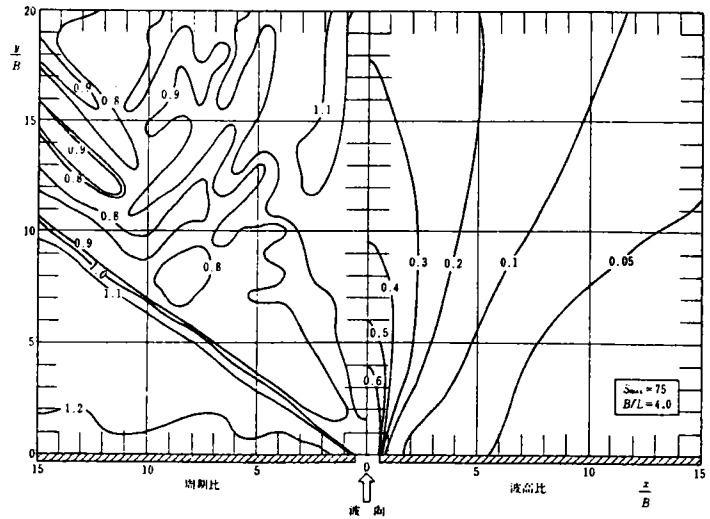
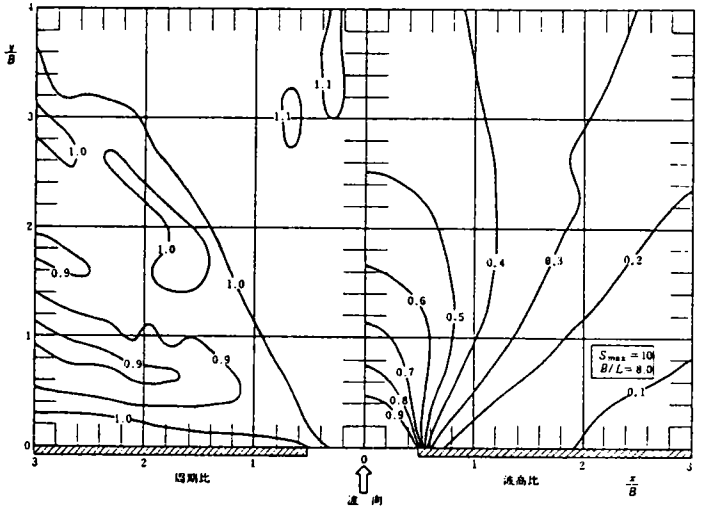


圖2-4-22(c)　開口防波堤之繞射圖(B/L=4.0, S_{max}=75)



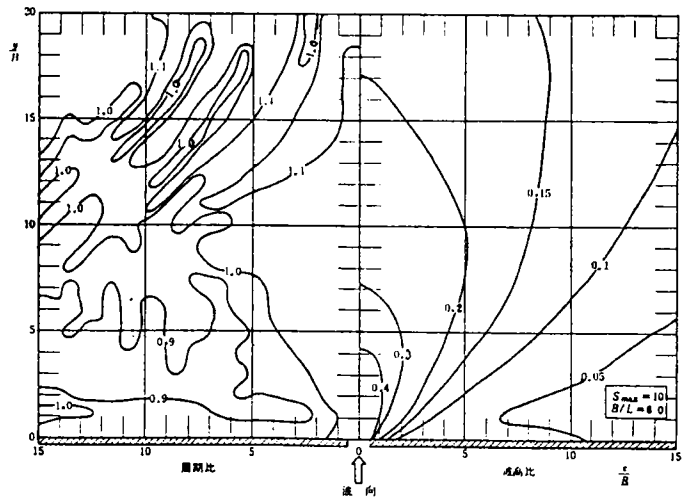
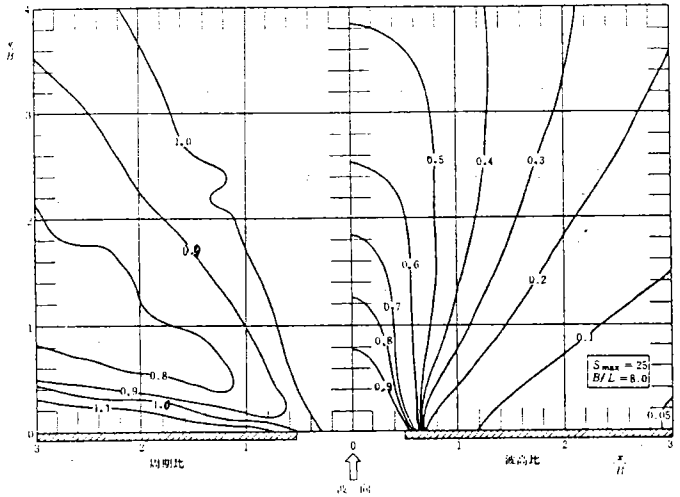
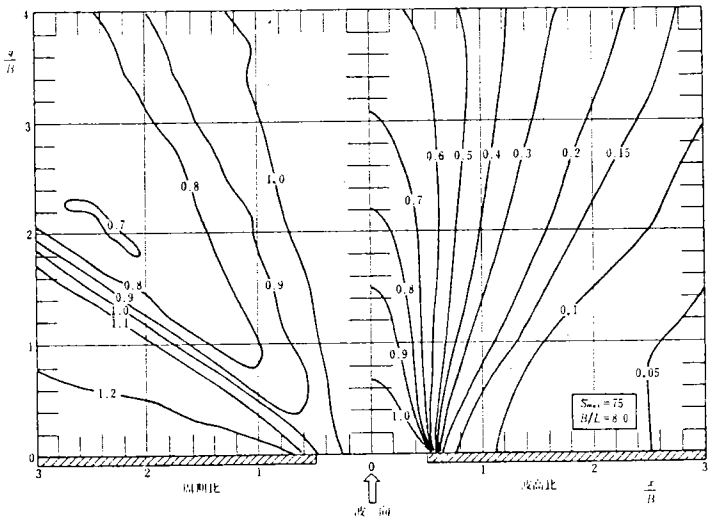
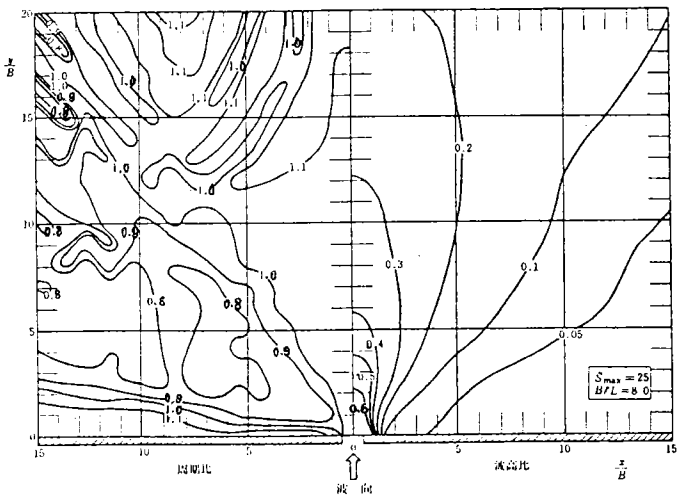


圖2-4-23(a)　開口防波堤之繞射圖(B/L=8.0, S_{max}=10)







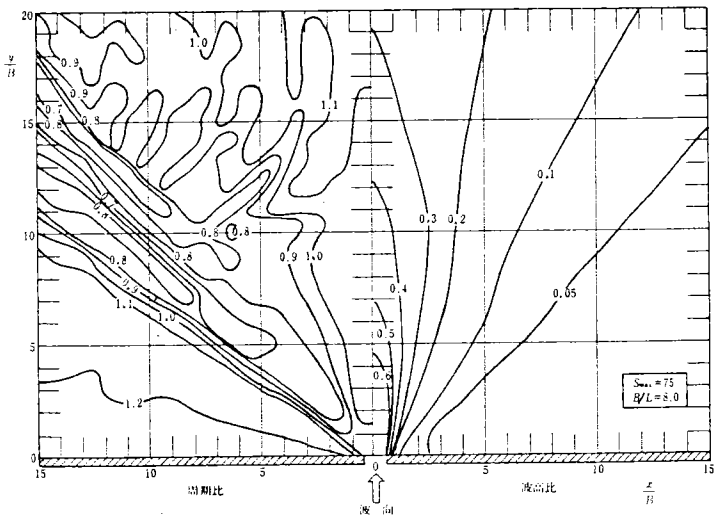


圖2-4-23(b)　開口防波堤之繞射圖(B/L=8.0, S_{max}=25)

圖2-4-23(c)　開口防波堤之繞射圖(B/L=8.0, S_{max}=75)

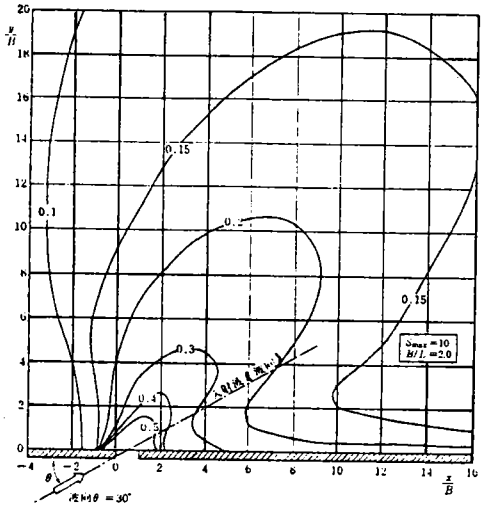


圖2-4-25(a)　斜向入射波之繞射圖
(B/L=2.0, θ=30°) Smax=10

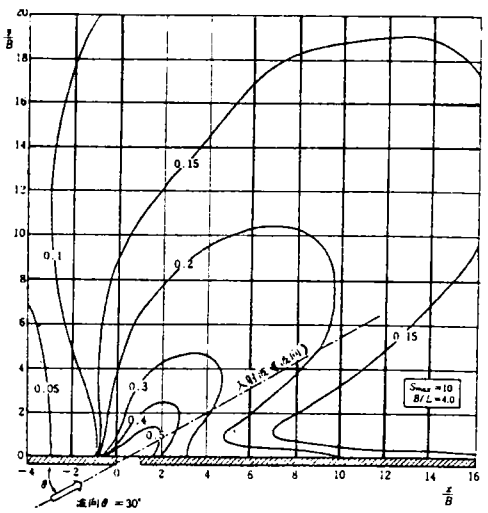


圖2-4-26(a)　斜向入射波之繞射圖
(B/L=4.0, θ=30°) Smax=10

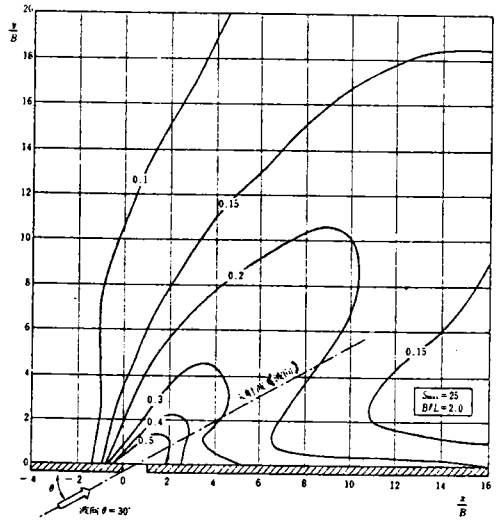


圖2-4-25(b)　斜向入射波之繞射圖
(B/L=2.0, θ=30°) Smax=25

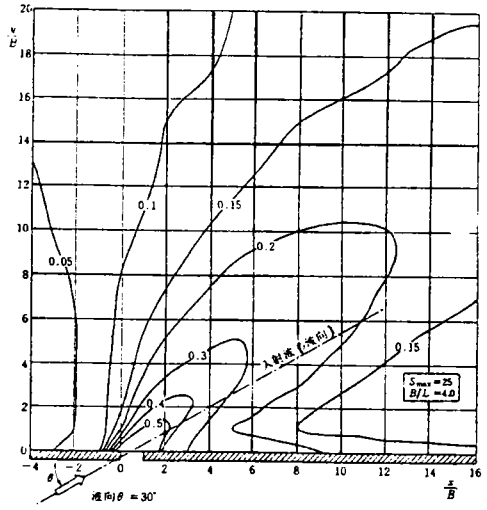


圖2-4-26(b)　斜向入射波之繞射圖
(B/L=4.0, θ=30°) Smax=25

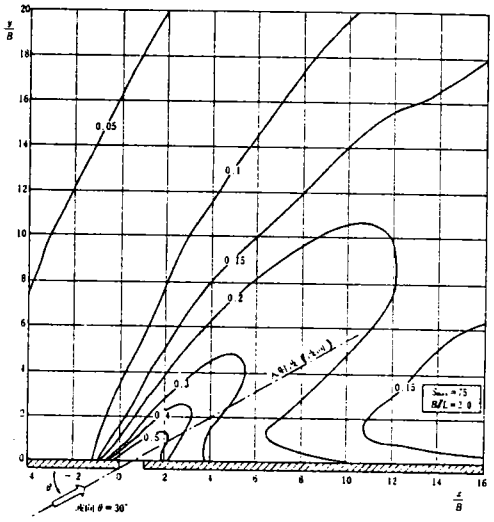


圖2-4-25(c)　斜向入射波之繞射圖
(B/L=2.0, θ=30°) Smax=75

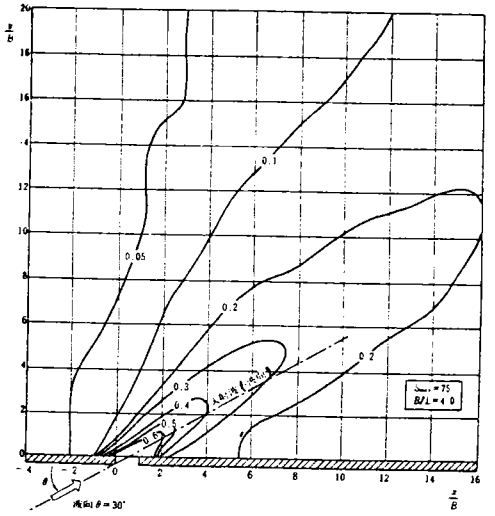
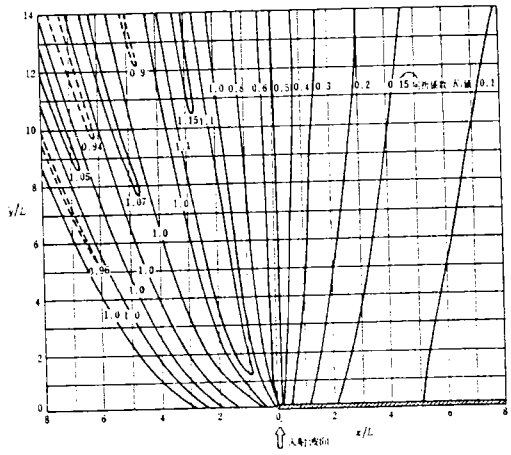
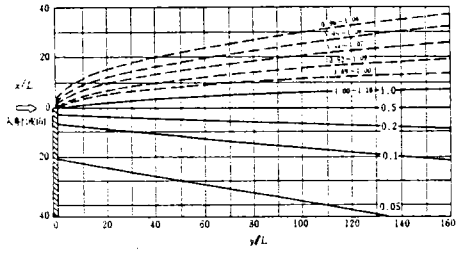


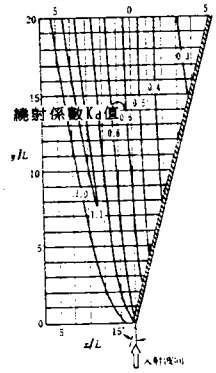
圖2-4-26(c)　斜向入射波之繞射圖
(B/L=4.0, θ=30°) Smax=75



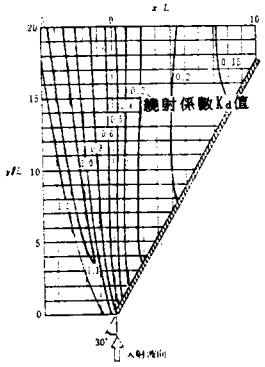
(a) $\theta_0 = 90^\circ$



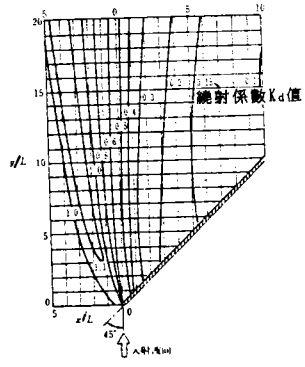
(b) $\theta_0 = 90^\circ$



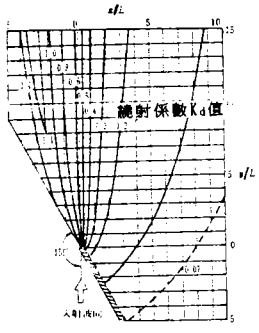
(c) $\theta_0 = 15^\circ$



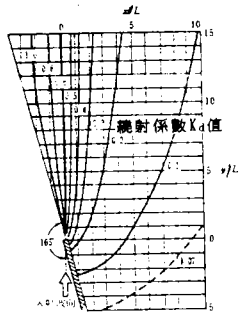
(d) $\theta_0 = 30^\circ$



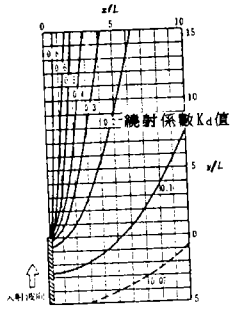
(e) $\theta_0 = 45^\circ$



(f) $\theta_0 = 150^\circ$

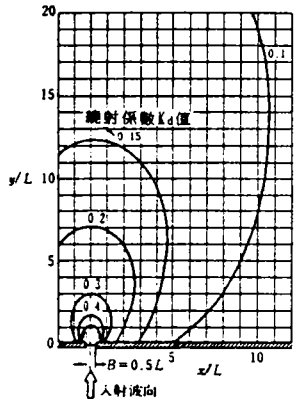


(g) $\theta_0 = 165^\circ$

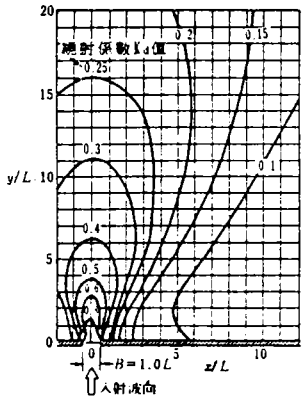


(h) $\theta_0 = 180^\circ$

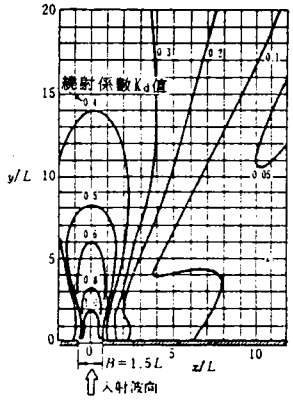
圖2-4-27　單堤防波堤規則波之繞射圖



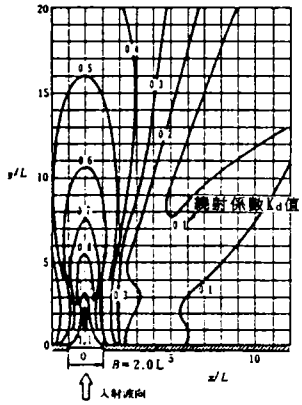
(a) $B/L=0.5$



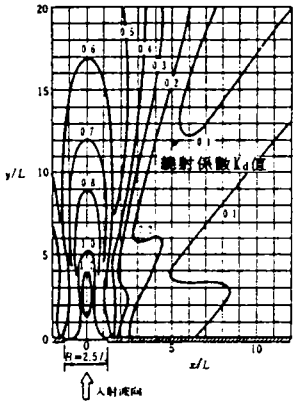
(b) $B/L=1.0$



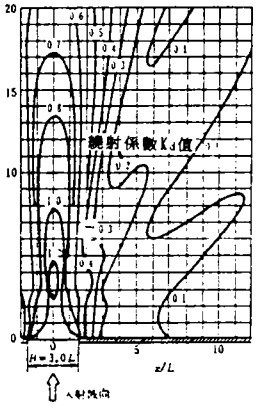
(c) $B/L=1.5$



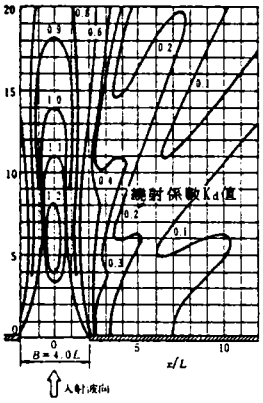
(d) $B/L=2.0$



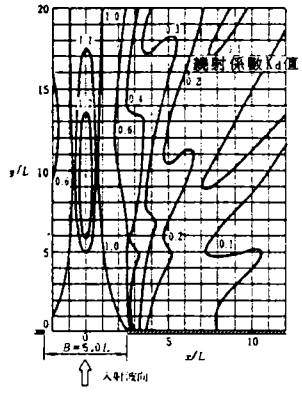
(e) $B/L=2.5$



(f) $B/L=3.0$



(g) $B/L=4.0$



(h) $B/L=5.0$

圖2-4-28　開口防波堤規則波之繞射圖

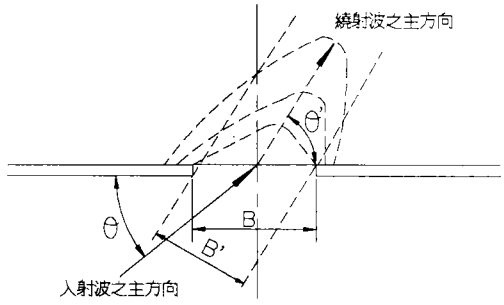


圖2-4-24 假設開口寬度B'與繞射波之軸線角度

表4-2 不規則波之軸線角度

(a) S_{max}=10

B/L	防波堤與波向所成角度			
	15°	30°	45°	60°
1.0	53°(38°)	58°(28°)	65°(20°)	71°(11°)
2.0	46°(31°)	53°(23°)	62°(17°)	70°(10°)
4.0	41°(26°)	49°(19°)	60°(15°)	70°(10°)

(b) S_{max}=25

B/L	防波堤與波向所成角度			
	15°	30°	45°	60°
1.0	49°(34°)	52°(22°)	61°(16°)	70°(10°)
2.0	41°(26°)	47°(17°)	57°(12°)	67°(7°)
4.0	36°(21°)	42°(12°)	54°(9°)	65°(5°)

(c) S_{max}=75

B/L	防波堤與波向所成角度			
	15°	30°	45°	60°
1.0	41°(26°)	45°(15°)	55°(20°)	66°(6°)
2.0	36°(21°)	41°(11°)	52°(7°)	64°(4°)
4.0	30°(15°)	36°(6°)	49°(4°)	62°(2°)

4-5-4 波浪之反射

[1]概述

1. 港灣設施設計時，受鄰近設施所造成反射波影響，以及該設施反射波對鄰近設施之影響等應加以檢討。
2. 因反射波等造成多數之波群存在時，其波高可依4-33式計算。

$$H_s=\sqrt{H_1^2+H_2^2+\ldots+H_n^2} \qquad (4\text{-}33)$$

式中 H_s:波群全體之示性波高

$H_1^2, H_2^2, \ldots, H_n^2$:各波群之示性波高

[說明]

(1)防波堤之反射波使航路擾動，或碼頭等之多重反射使港內擾動，此種因港內設施之反射波而對船舶航行或裝卸有很大之影響，須加以注意。

(2)反射波之間或入射波與反射波相重合時之波高，在規則波時可以波形之單純重疊加以求取，並隨重疊位相情況有很大之起伏。但是在不規則波時，由於包含很多之成分波因此起伏較平均，反射波之波高爲各波群之能量組合，所以可以(4-33)式計算，但此種能量合成只在距離反射面0.7波長以上地點才能適用。

(3)對波浪之繞射或折射而言，波向爲重要之要素，各波群之波向不同時，對各波群進行所需之計算，求取各波群之示性波高，並以(4-33)式計算合成波高，另外，求取各波群之波譜，並計算這些波譜所構成之各數群波之波譜形式而以此計算折射或繞射。

(4)不同週期之 2種波群重疊時之波力計算，示性波高可以(4-33)式之能量合成計算，示性波週期以(4-34)式求取。

$$T_{1/3} = k. \sqrt{\frac{(H_{1/3})_i^2 + (H_{1/3})_{ii}^2}{\frac{(H_{1/3})_i^2}{(T_{1/3})_i^2} + \frac{(H_{1/3})_{ii}^2}{(T_{1/3})_{ii}^2}}} \qquad (4\text{-}34)$$

式中

$$k = 1.0 + a(R_h/U)^{-0.121A \ln(R_h/U)}$$

$$a = 0.08(\ln R_t)^2 - 0.15 \ln R_t$$

$$\mu = \begin{cases} 0.632 + 0.144 \ln R_t & ; \ 0.1 \leqq R_t \leqq 0.8 \\ 0.6 & ; \ 0.8 \leqq R_t < 1 \end{cases}$$

$$A = \begin{cases} 13.97 + 4.33 \ln R_t & ; \ 0.1 \leqq R_t \leqq 0.4 \\ 10.0 & ; \ 0.4 \leqq R_t < 1 \end{cases}$$

$R_h = (H_{1/3})_i / (H_{1/3})_{ii}$

$R_t = (H_{1/3})_i / (H_{1/3})_{ii}$

$(H_{1/3})_i, (H_{1/3})_{ii}$:重疊前之波群Ⅰ，Ⅱ之示性波高

$(T_{1/3})_i, (T_{1/3})_{ii}$:重疊前之波群Ⅰ，Ⅱ之示性波週期

[2]反射率之計算

反射率應加以合理決定。

[說明]

反射率最好能以現場觀測值加以計算，但觀測困難時或施工前之狀況，可參考

水工模型試驗結果加以計算，實驗波最好使用不規則波。

[3]轉角部、防波堤堤頭部附近以及島堤周邊之波浪變形

在結構物之轉角處或防波堤堤頭部附近以及島堤週邊，由於波高較一般重複波高爲大，因此對波高之增大應充分檢討，同時應考慮波浪之不規則性。

[說明]

(1)在計算結構物之轉角處或防波堤堤頭部附近之波高分佈時，可得到起伏很大之分佈形式，但若將波浪之不規則性加以考慮，除了在距轉角處未滿一波長之範圍內以外，其分佈形式均很平滑，波高亦小，因此可知，以規則波所作之計算，波高之增加可預見爲過大。

(2)以不規則波所作轉角處分佈如圖2-4-29(a)、(b)所示，由於此圖爲以數值計算，對各主方向所得之波高最大分佈形，因此，可知波浪因防波堤而反射，圖中之K_d爲主防波堤前面之波高與入射波高之比，計算所採用不規則波爲具 $S_{max}=75$之波譜形式，爲具相當方向集中度之波浪，圖中之虛線爲近似計算求得各點之波高最大值分佈，L_1爲主防波堤長度L_2爲轉角防波堤長度，β爲轉角角度。轉角部之波高分佈可以採用此圖計算。

(3)若設置消波塊以減輕轉角部之波高增加，若所放之消波塊能使防波堤之反射率低於 0.4以下時，因轉角部所致波高之增加可以不必考慮，但是此僅指折角部防波堤之全延長均有消波塊時，若折角防波堤很長，由於折角防波堤反射波之影響，可達到轉角點相離很遠之處，因此若消波塊無法在防波堤延長上設置時，效果就不佳，另外主防波堤對折角防波堤之效果亦同。

(4)單堤以及雙堤開口防波堤之堤頭部附近（由堤頭開始至未滿一波長之範圍）由於波浪之繞射效果，可能會產生較通常重複波之波高較大之波浪，另外，由於防波堤後面，波高分佈呈現波狀形，因此要注意內外水位差所產生之巨大波力。

(5)島堤亦相同，堤兩端因波浪之繞射效果會產生較一般重複波爲高之波浪，因此堤背面波高分佈亦呈波狀形，此種內外水位差使波力變大，特別是島堤之堤長與波長之比，以及因波向而產生最大波力之地方會改變須留意。

4-5-5 淺化

1. 淺海區域波浪進行時，除折射、繞射外，亦應考慮淺化之影響。
2. 淺化係數之計算，須考慮波浪之非線性。

[說明]

(1)圖2-4-30 爲首藤根據非線型長波理論所作成之計算圖，但亦包含微小振幅波之線性解，可推算波浪由深海域進入淺海域之變形，在此K_s爲淺化係數，H_o'爲相當深海波高，H爲水深 h處之波高，L_o爲深海波波長。

(2)當不規則波進入長波領域時，不規則波中之各成分波均會收斂成長波之波速，由

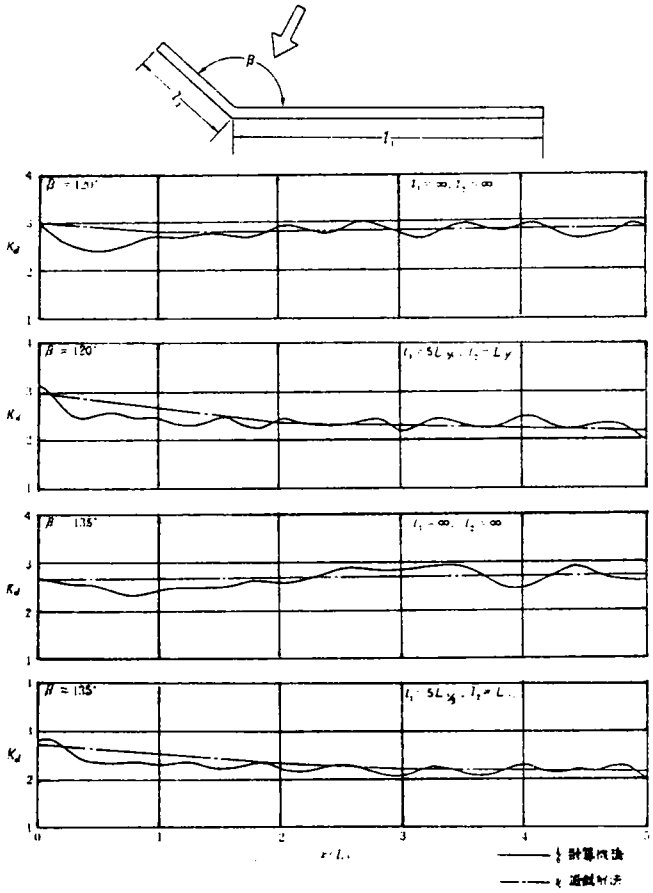


圖2-4-29(a)　波高最大值之分佈

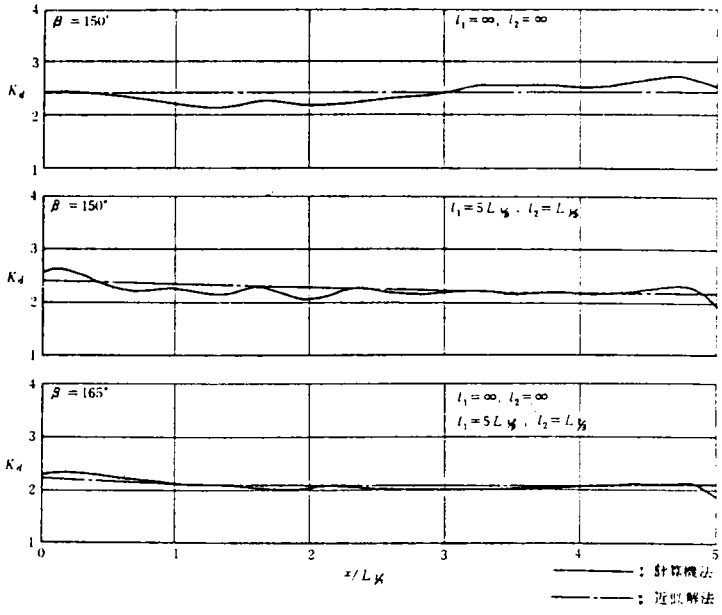


圖2-4-29(b)　波高最大值之分佈

於因頻率不同波速之差別已不存在，因此進行時不會改變波列之形狀。此種以碎波前之波浪爲對象，對於不規則波群中之每一個波浪可適用非線型長波之變形理論，因此對於規則波之非線型長波之變形公式，也適用於不規則波。

(3)具有Bretshneider或 Pierson與 Moskowitz波譜形式之不規則波的各成分波，假設其與微小振幅有相同之淺水變形，計算不規則波之淺化係數，其與微小振幅之規則波之淺化係數在$h/L_o > 0.05$之領域誤差最多僅爲5%，因此，即使在長波領域外，不規則波之淺化係數亦可以微小振幅規則波之淺化係數近似使用。

(4)由(2)及(3)碎波前之淺海域規則波淺化係數，不論是否在長波領域，可以示性波來代表，由圖2-4-30求取。

(5)圖2-4-30中之虛線爲受碎波之影響，示性波高減衰 98%之地點，此虛線上方之領域，由於碎波所造成波高減衰之效果很大，不能僅以淺水變形推算波高。

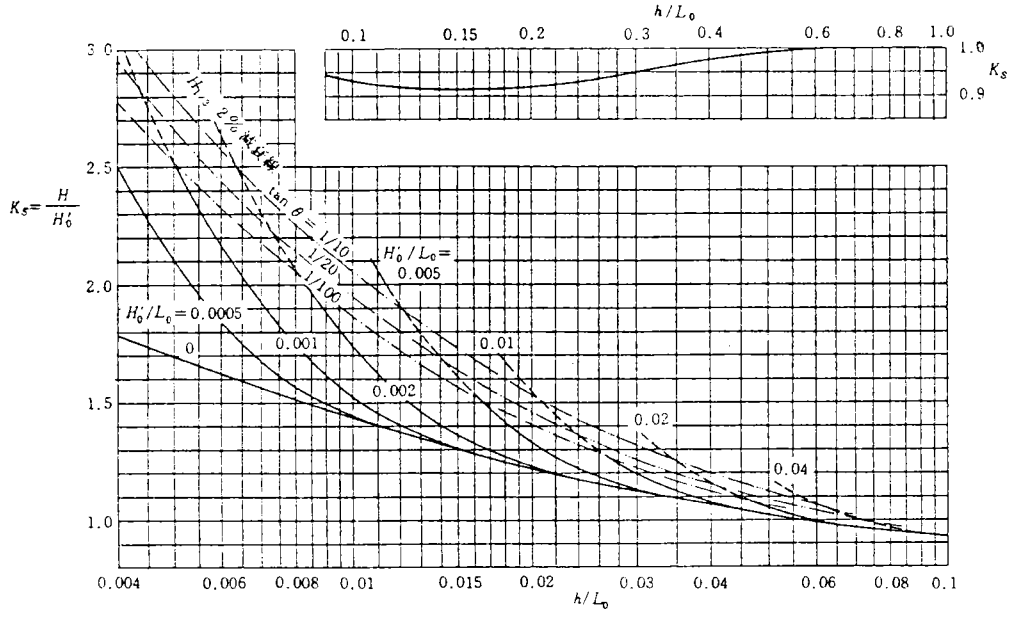


圖2-4-30　淺化係數計算圖

4-5-6 碎波

1. 當水深約爲相當深水波高之大約3倍以下地點，應考慮碎波所致波高之變化。
2. 碎波所致波高之變化，應考慮波浪之不規則性。

[說明]

(1)碎波所致波高之變化，應考慮波浪之不規則性，並可依圖2-4-31(a)～(e)或圖2-4-32(a)～(e)求取，這些圖爲合田依碎波之理論模式，計算得到之不規則波波高變化。

(2)圖中虛線右側區域之波高變化，可依本篇「淺化係數」加以計算，虛線左側區域，由於因碎波所致波高之變化顯著，因此須以此圖決定波高。

(3)海底坡度取水深與相當深水波高之比 h/H_o' 在1.5～2.5之範圍內之平均坡度爲準。

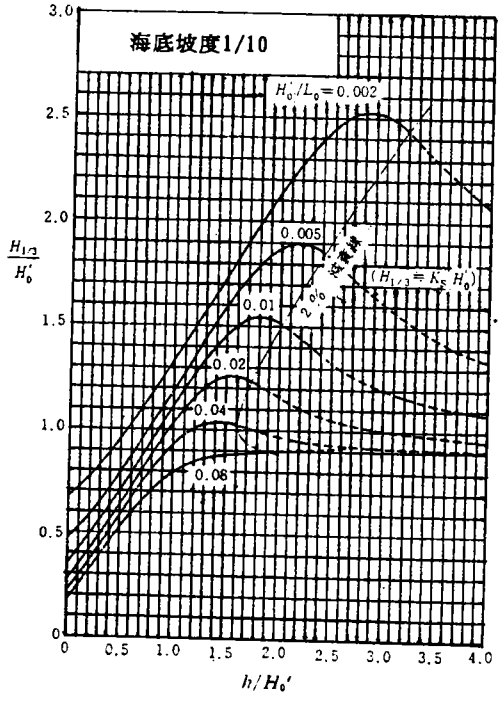


圖2-4-31(a) 碎波帶內示性波高之計算圖

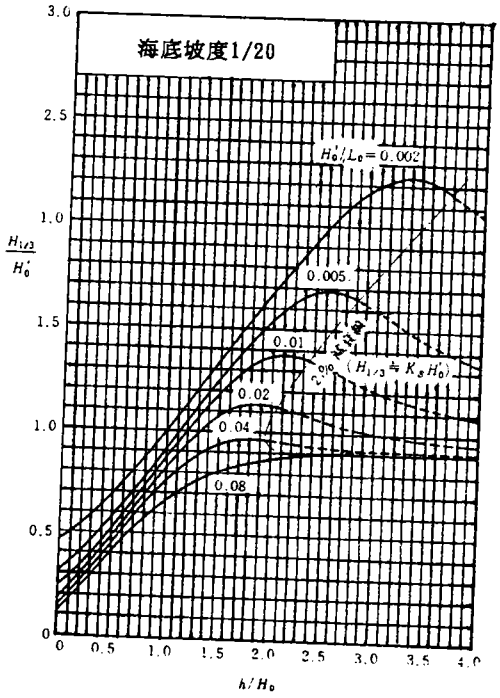


圖2-4-31(b) 碎波帶內示性波高之計算圖

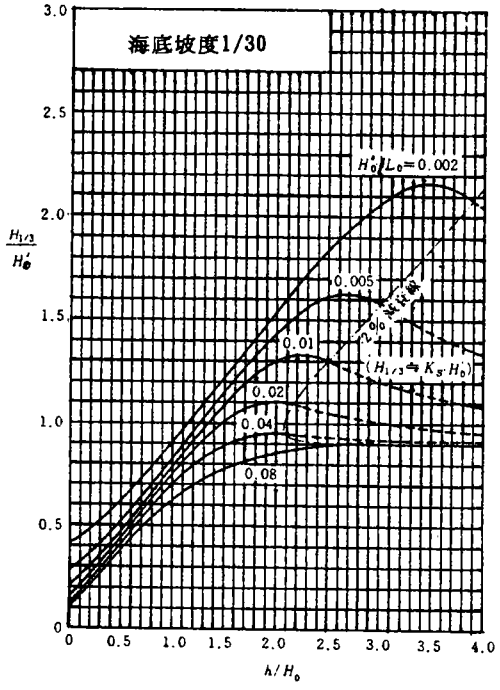


圖2-4-31(c) 碎波帶內示性波高之計算圖

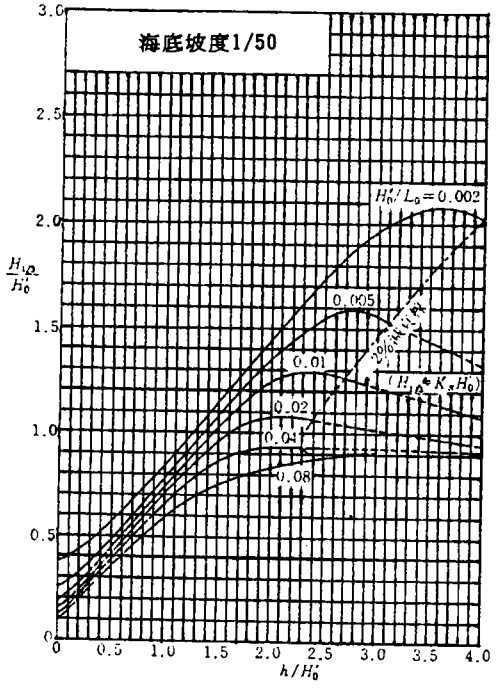


圖2-4-31(d) 碎波帶內示性波高之計算圖

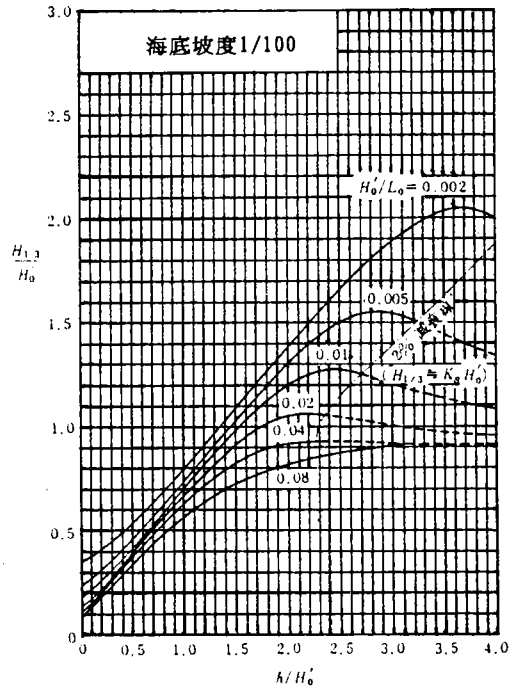


圖2-4-31(e) 碎波帶內示性波高之計算圖

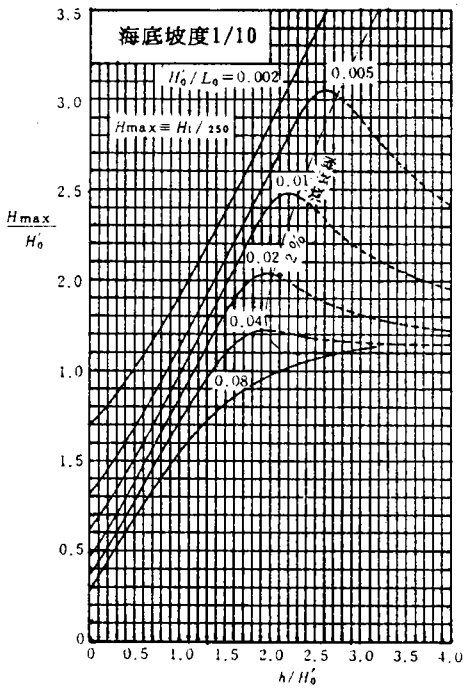


圖2-4-32(a) 碎波帶內最大波高之計算圖

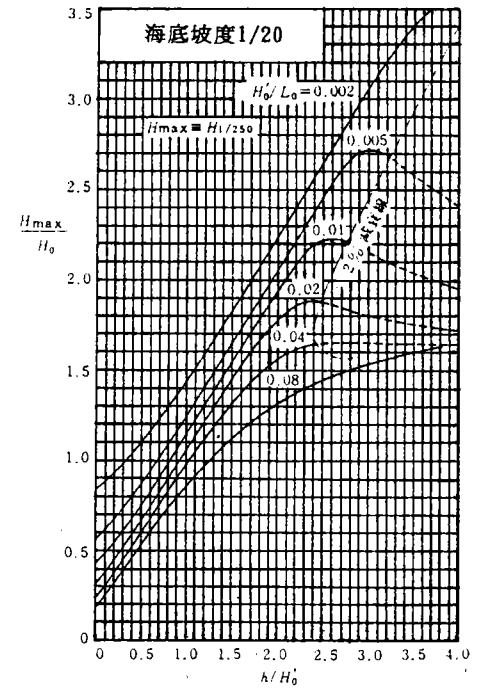


圖2-4-32(b) 碎波帶內最大波高之計算圖

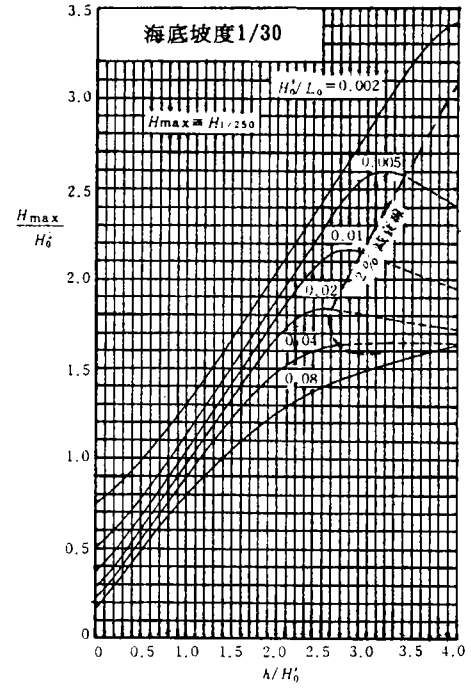


圖2-4-32(c) 碎波帶內最大波高之計算圖

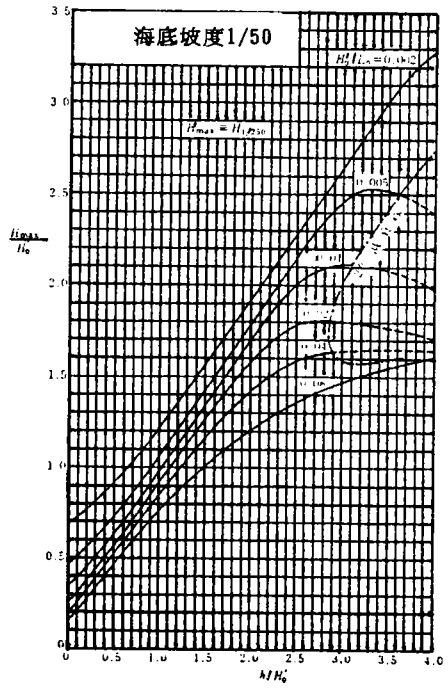


圖2-4-32(d) 碎波帶內最大波高之計算圖

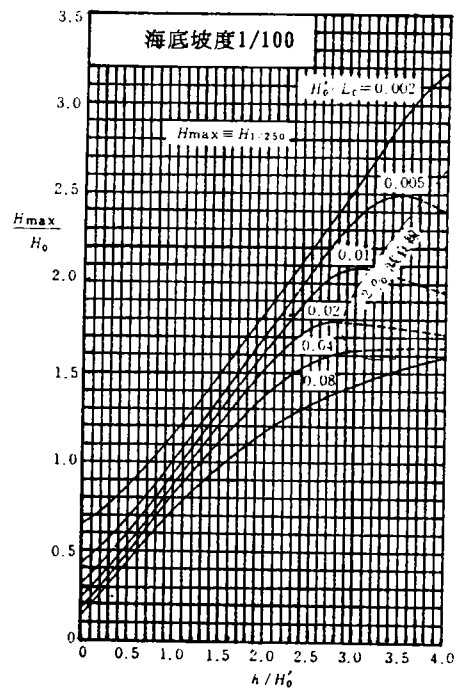


圖2-4-32(e) 碎波帶內最大波高之計算圖

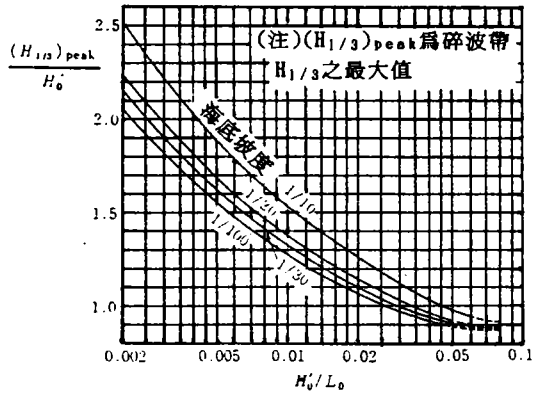


圖2-4-33 碎波帶內示性波高最大值之計算圖

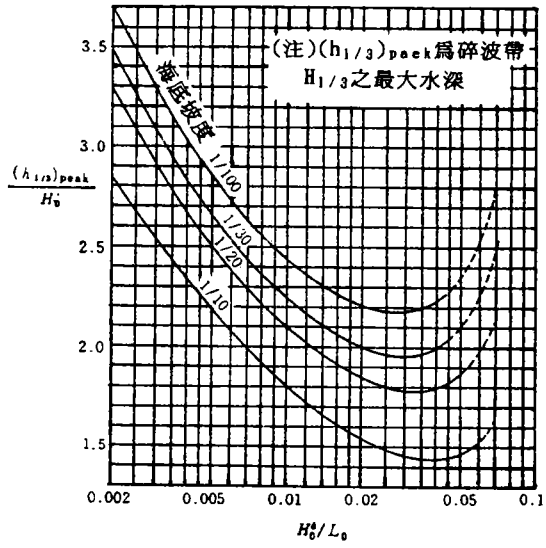


圖2-4-34 示性波高最大時之碎波水深

(4)圖中波高比之值雖分得很細，但實際之波浪 $H_{1/3}/H_o'$ 之比在±0.1左右亦或有超過此值之差異，須充分加以考慮。

(5)水深在相當深水波高之0.5 倍以下之地點，海流之能量遠較波浪產生之水位變化影響爲大，因此在計算作用於結構物之波力時，希望能採用水深爲相當深海波高0.5倍地點之波高。

(6)通常以碎波理論模式計算波高變化時，須以電腦進行計算，但是考慮現象之變動性及綜合之精確度，可以採用以下之簡便公式計算波高變化。

$$H_{1/3}=\begin{cases}K_sH_o' & (h/L_o\geqq 0.2)\\ \min\{(\beta_oH_o'+\beta_1h),\beta_{max}H_o',K_sH_o'\} & (h/L<0.2)\end{cases} \tag{4-35}$$

式中

$$\begin{aligned}\beta_o&=0.028(H_o'/L_o)^{-0.38}\exp[20(\tan\theta)^{1.5}]\\ \beta_1&=0.52\exp[4.2(\tan\theta)]\\ \beta_{max}&=\max\{0.92,0.32(H_o'/L_o)^{-0.29}\exp[2.4\tan\theta]\end{aligned} \tag{4-36}$$

淺化係數K_s可以圖2-4-30求取，tanθ爲海底坡度。

同樣的，最高波H_{max}概略式如下:

$$H_{max}=\begin{cases}1.8K_sH_o' & (h/L_o\geqq 0.2)\\ \min\{(\beta_o^*H_o'+\beta_1^*h),\beta_{max}^*H_o',1.8K_sH'_o\} & (h/L_o<0.2)\end{cases} \tag{4-37}$$

式中

$$\begin{aligned}\beta_o^*&=0.052(H_o'/L_o)^{-0.38}\exp[20(\tan\theta)^{1.5}]\\ \beta_1^*&=0.63\exp[3.8(\tan\theta)]\\ \beta_{max}^*&=\max\{1.65,0.53(H_o'/L_o)^{-0.29}\exp[2.4\tan\theta]\}\end{aligned} \tag{4-38}$$

淺化係數K_s可以圖2-4-30求取，tanθ爲海底坡度。

(7)如果碎波帶內示性波高之最大值$(H_{1/3})_{peak}$爲碎波波高的話，碎波指標曲線可以用圖2-4-33表示，另外如果示性波高爲最大時之水深$(H_{1/3})_{peak}$爲碎波水深的話，碎波水深可用圖2-4-34表示。

(8)圖2-4-35爲規則波之碎波臨界波高，根據此圖可計算採用規則波之水工模型試驗

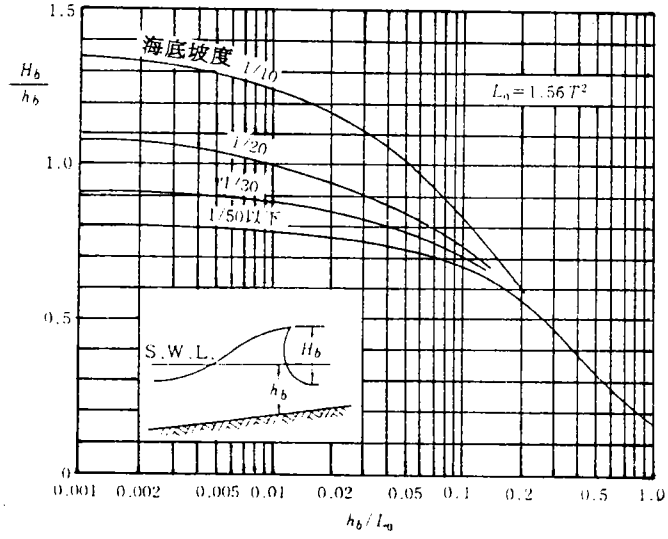


圖2-4-35　規則波之碎波限界波高

等之碎波界限波高，圖中之曲線爲式4-39之近似值。

$$\frac{H_b}{L_o} = 0.17\left\{1-\exp\left[-1.5\ \frac{\pi h}{L_o}(1+15\tan^{4/3}\theta)\right]\right\} \qquad (4\text{-}39)$$

式中：tanθ爲海底坡度。

另外圖2-4-35爲第1 次碎波點之臨界波高，在水深較淺處，由於碎波使水位上昇而增加水深，因此碎波帶內臨界波高推定時，須考慮水位上昇之影響。

4-6 越波及傳遞波

對於越波量在設計上爲重要因素之結構物來說，應根據水工模型試驗亦或以往水工模型試驗資料，計算越波量，此時應考慮波浪之不規則性。

[說明]

(1)以實驗計算越波流量之時，原則上採用不規則波，但若無法以不規則波進行實驗時，亦可以規則波實驗來計算。以規則波實驗計算越波流量之時，首先以實驗作出越波流量曲線（對深海波之越波流量圖）此時，規則波之週期，可使用示性波週期，求出越波流量曲線後，乘上各波高之出現率以計算越波流量之期待值（此稱爲期待越波流量）作爲不規則波之推定值。

(2)對於沒有護基方塊，頂部無反射波浪設施之單純形狀之直立及消波護岸可以用圖2-4-36～2-4-39推算越波流量，這些圖爲根據不規則波實驗所作成的，越波流量曲線之精確度由實驗以及現場觀測結果之比對，大致如表4-3 所示之範圍，另外消波護岸之越波流量係對頂部上層爲2例並排之條件所得的。

表4-3 相對於越波流量推算值之真值設定範圍

$q/\sqrt{2g(Ho)^3}$	直立護岸	消波護岸
10^{-2}	0.7～1.5倍	0.5～ 2 倍
10^{-3}	0.4～ 2 倍	0.2～ 3 倍
10^{-4}	0.2～ 3 倍	0.1～ 5 倍
10^{-5}	0.1～ 5 倍	0.05～10 倍

(3)越波量爲越波之水的總容積，而越波流量爲越波量除以測定時間所得之單位時間越波之水的平均容積，通常這些量以單位寬度表示。

(4)以實驗推算越波量時，應考慮潮位變化，並變化水位進行。

(5)有關容許越波量，隨護岸之結構、護岸背後之土地利用狀況、排水設施之能力等而不同，須依狀況加以設定。

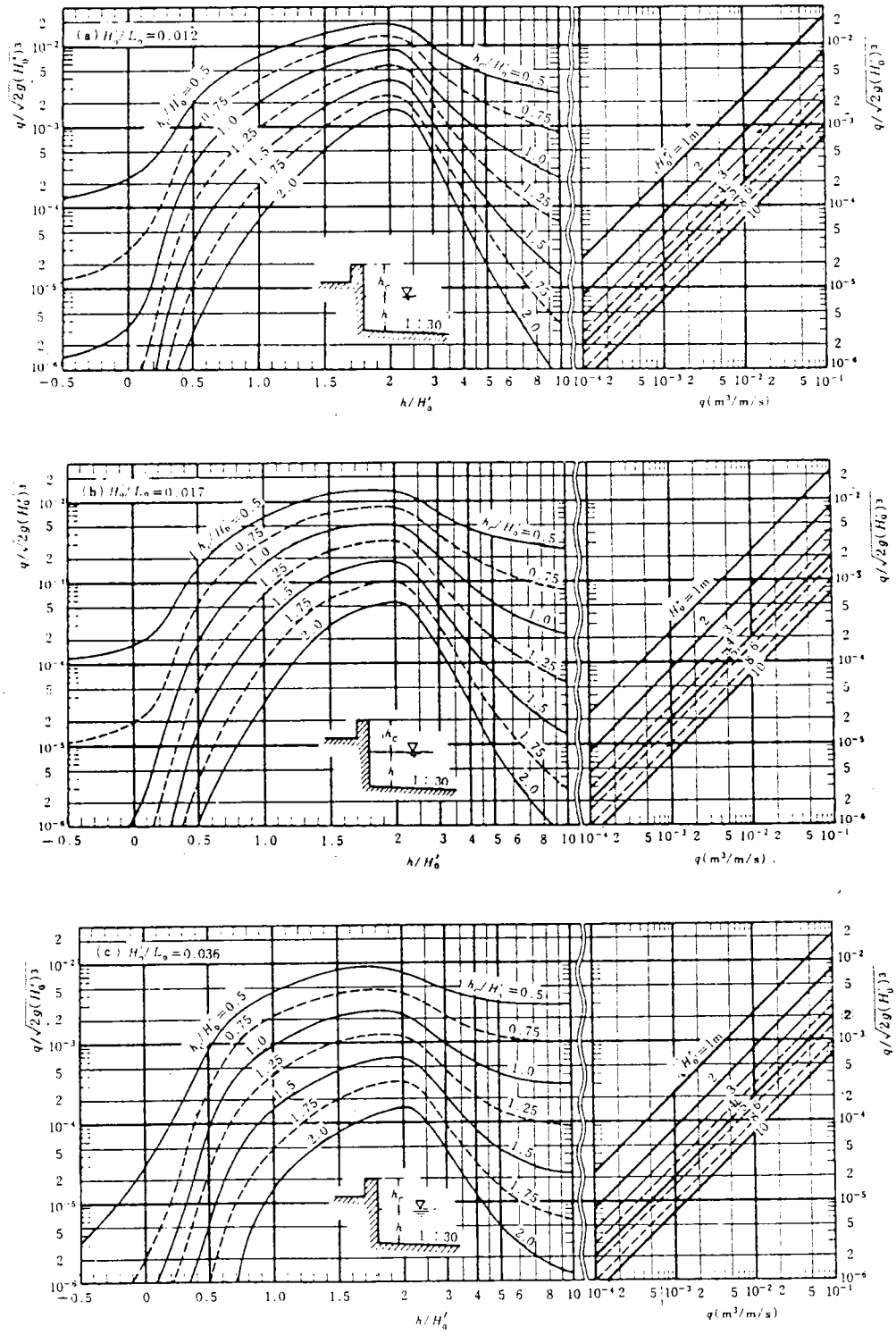


圖2-4-36　直立護岸越波流量計算圖(海底坡度1/30)

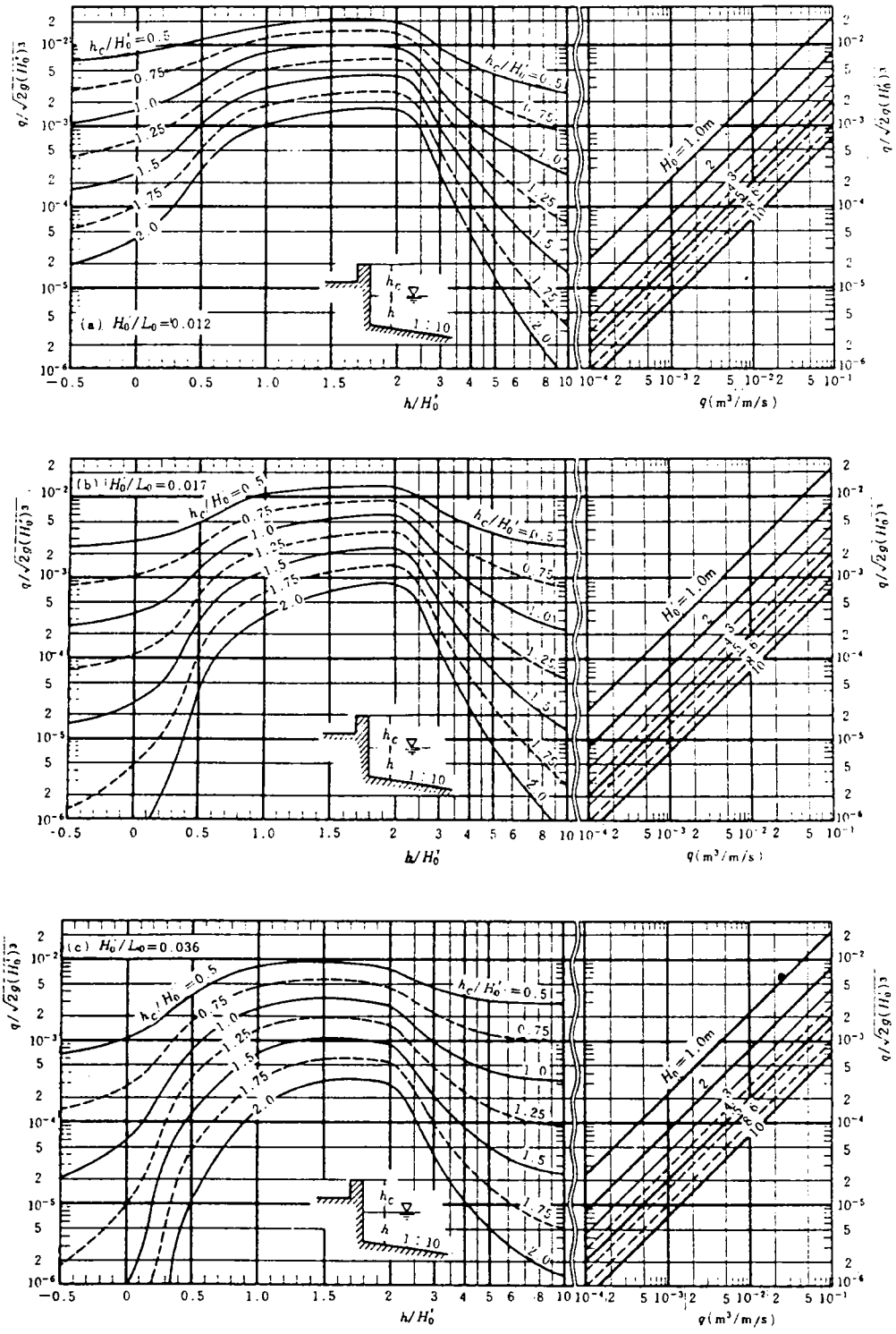


圖2-4-37　直立護岸越波流量計算圖(海底坡度1/10)

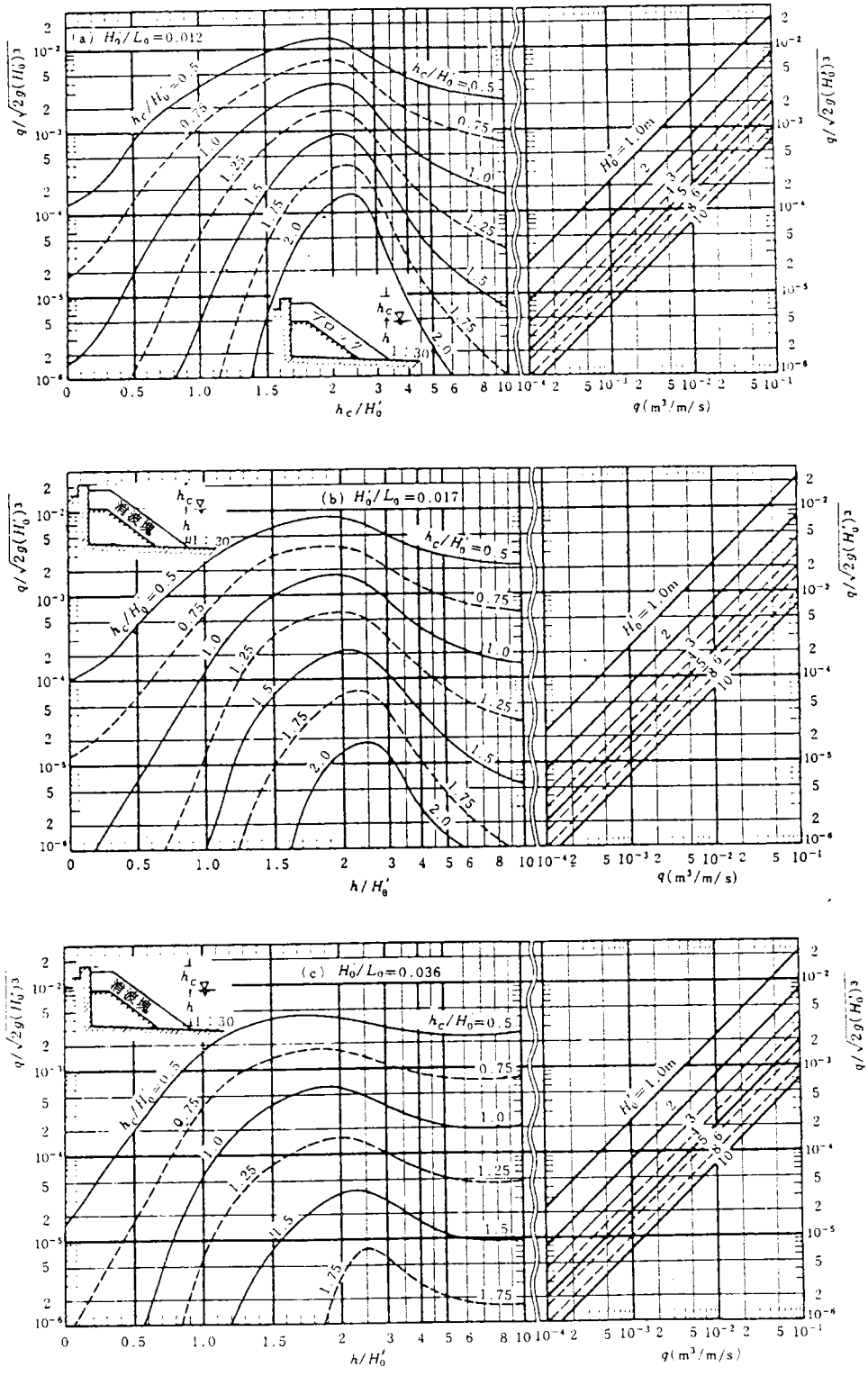


圖2-4-38　消波護岸越波流量計算圖(海底坡度1/30)

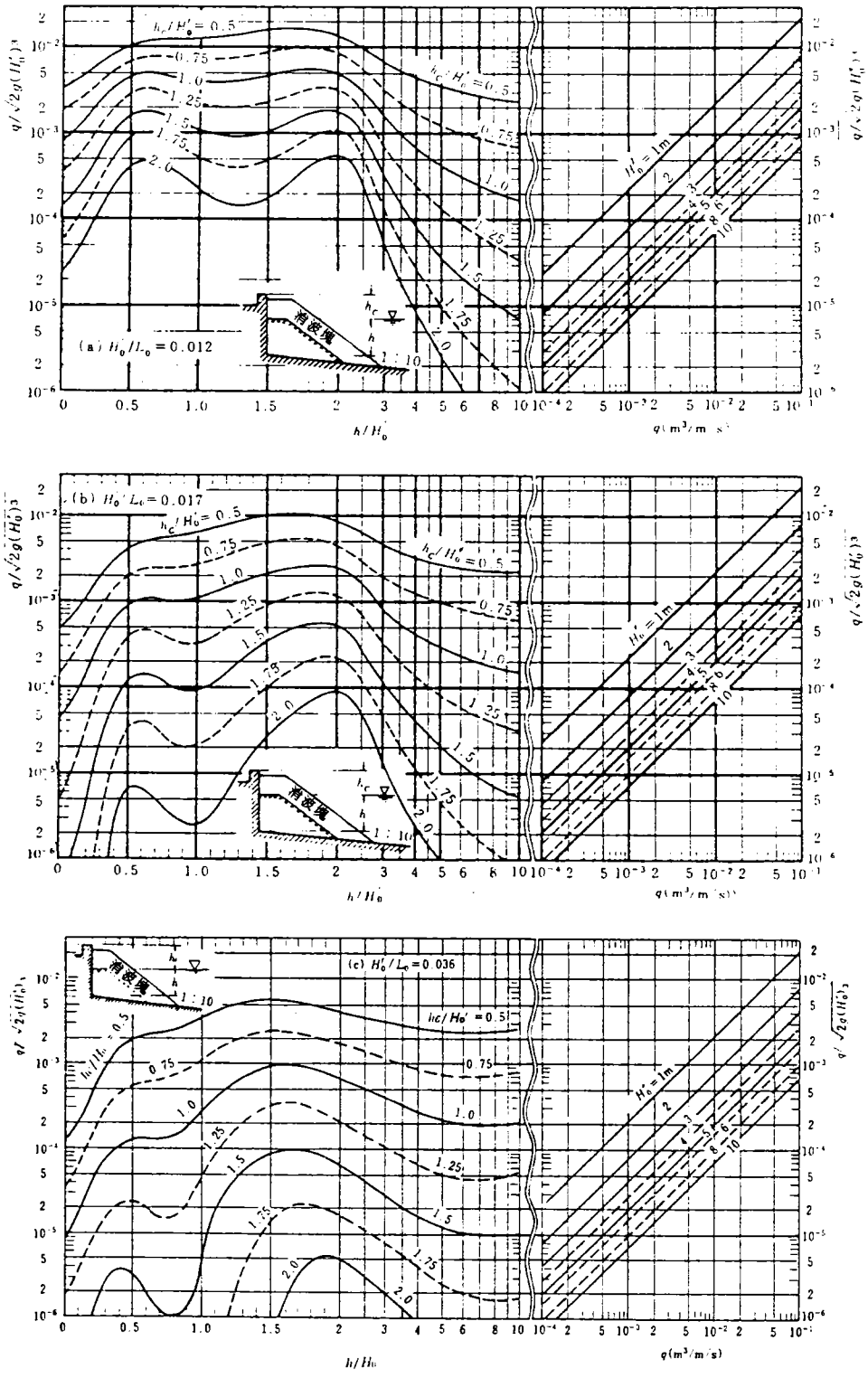


圖2-4-39　消波護岸越波流量計算圖(海底坡度1/10)

4-6-2 傳遞波高

越過防波堤之波浪亦或通過拋石基礎所產生傳遞波之波高，應依水工模型試驗之結果亦或參考過去之資料來計算。

[說明]

(1)越過合成式防波堤之波浪以及通過基礎層傳遞至港內之傳遞波高，可以利用圖2-4-40來計算。

(2)不規則波之波高傳遞也與圖2-4-40幾乎一致，對1/10最大波高，以及平均波高亦成立。

(3)傳遞波之週期較所對應入射波之週期減少50～80%。

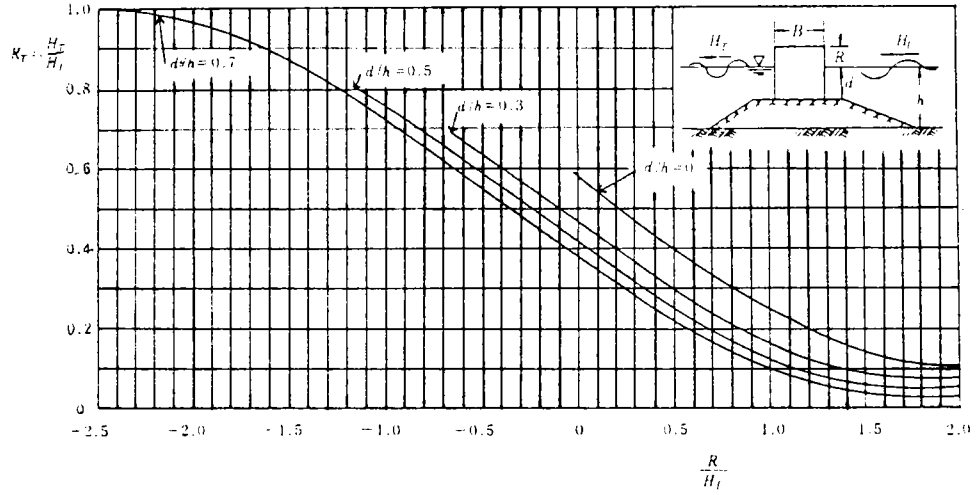


圖2-4-40　波高傳遞計算圖

4-7 波浪所致平均水位之上昇

進入沿岸之波浪，隨著波浪之破碎，在碎波帶內所產生平均水位之上昇量，在結構物之設計時，隨著需要應加以考慮。

第 五 章　　波　　力

5-1 概說

作用於防波堤之波力，應考慮防波堤之型式、海底地形、水深及波浪之各項因素，而以水工模型試驗或以計算公式加以計算，此時須充分考量波浪的不規則性。

[說明]

(1)隨結構物之型式，波力大致可分以下幾種:

(a)作用於壁狀結構物之波力。

(b)作用於覆蓋石(塊)之波力。

(c)作用於海中構材之波力。

(d)作用於水面附近結構物之波力。

因各種結構物型式，其作用波力之計算不同，因此須依實際狀況採用合適的計算法。另外，某些結構物之作用波力尚不明確，宜以模型試驗加以檢討。

(2)波浪之不規則性與波力

實際之波浪，其波高週期均不規則，隨著水深或海底地形，有非碎波或碎波後之波浪作用在結構物上，波力計算時，應依設計條件，以帶給結構物最嚴重影響之波浪來檢討，此時須充分考慮波浪之不規則性以及因斷面型式對波力產生之特性。通常對波高而言，愈大波高之波浪，帶來愈大的波力，因此，以到達結構物之不規則波群中之最高波作爲波力估算之依據即可，但對作用於坡面之護坡石、塊等之安定性，勁度較低之柱狀結構物以及浮體結構物上之波力，則應考慮不規則波浪連續作用之影響。

(3)以模型試驗進行波力計算

以模型試驗進行波力之檢討時，須充分考慮結構物之破壞情況，而採取適當的測定法，另外亦須充分考量現場波浪之不規則性，特別是以規則波進行試驗時，原則上須包含對最高波之檢討。

5-2 作用於直立壁之波力

5-2-1 作用於直立壁波力之特性

作用於直立壁之波力，因受潮位、水深、海底地形、結構物之斷面形狀、法線形狀等而改變，因此須予考慮而加以適當計算。特別是海底坡度陡處或位於高堤基上面之直立壁，由於會產生強大衝擊波壓之作用，因此須充分留意其發生條件以計算波力。

[說明]

(1)影響直立壁波力之因素

影響作用於直立堤波力之主要因素爲波浪之週期、波高、波向、潮位、水深

、海底坡度、堤基高程及堤基寬度、堤基坡度、直立堤之堤頂高以及堤底水深等。此外，特別是延長線上有轉角時，往往會受較直線部較大之波力，須特別考慮此法線形狀之影響。另外，直立堤前面以消波塊覆蓋時，消波塊之特性，頂端高程及寬度等均有影響。

(2)波力之種類

作用於直立堤之波力，就波浪之形態而言，可分爲重複波力、碎波後之波力等，但其變化應爲連續性的。重複波力爲與水深相比波高較小之波浪所產生，波壓之時間變化較緩，隨著波高之增大，作用之波力亦大。碎波後之波力通常位於直立堤稍微海側破碎之波浪，將會產生最大之波力，因此除了在非常淺之區域外，在直立堤前方碎波之碎波力較距直立堤很遠處碎波之作用力爲大，特別是在坡度很陡之海底面上之直立堤，或坡度雖緩但堤基很高之直立堤上，碎波作用時，會產生強大之衝擊碎波壓，應特別留意。

5-2-2 作用於直立壁之重複波力及碎波波力

[1]波峰作用時

作用於直立壁之最大波力以及當時之揚壓力應以下列之方法加以計算。

1.前面波壓

在靜水面之波壓爲最大值 P_1，靜水面上 η^* 高度上波壓爲0，水底下波壓爲 P_2 之直線分佈，考慮直立壁底面至頂端爲止之波壓分佈詳如圖2-5-1所示。

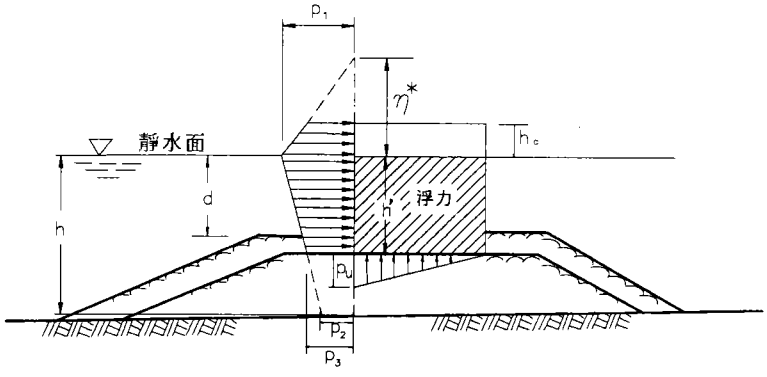


圖2-5-1 設計計算所使用之波壓分佈

其各項波壓計算如下

$$\eta^* = 0.75(1+\cos\beta)H_d \quad \cdots\cdots (5\text{-}1)$$

$$P_1 = 1/2(1+\cos\beta)(\alpha_1+\alpha_2\cos^2\beta)\omega_o H_d \quad \cdots\cdots (5\text{-}2)$$

$$P_2 = \frac{P_1}{\cosh(2\pi h/L)} \quad \cdots\cdots (5\text{-}3)$$

$$P_3 = \alpha_3 P_1 \quad \cdots\cdots (5\text{-}4)$$

$$\alpha_1 = 0.6+1/2\left\{\frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)}\right\}^2 \quad \cdots\cdots (5\text{-}5)$$

$$\alpha_2=\min\left\{\frac{h_b-d}{3h_b}\left(\frac{H_d}{d}\right)^2,\ \frac{2d}{H_d}\right\}\quad\cdots\cdots(5\text{-}6)$$

$$\alpha_3=1-\frac{h'}{h}\left\{1-\frac{1}{\cosh(2\pi h/L)}\right\}\quad\cdots\cdots(5\text{-}7)$$

式中 η^*: 靜水面上波壓強度爲0之高度(m)

P_1: 靜水面之波壓強度(t/m^2)

P_2: 海底面之波壓強度(t/m^2)

P_3: 直立壁底面之波壓強度(t/m^2)

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_o: 海水單位體積重(t/m^3)

H_d: 設計波高(m)

L: 水深h處之設計計算所使用之波長(m)

$\min(a,b)$: a或b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

2. 揚壓力

作用於直立壁底面之揚壓力爲前趾P_u後趾爲0之三角形分佈。

$$P_u=1/2(1+\cos\beta)\alpha_1\alpha_3\omega_o H_d\qquad(5\text{-}8)$$

此時之浮力僅考慮靜水中之體積部份。

3. 設計波高及波長

設計計算所採用之波高H_d及波長L 爲最大波之波高及波長。最大波之波長爲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

$$H_d=H_{max}=1.8H_{1/3}\qquad(5\text{-}9)$$

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=(考慮不規則之碎波變形的H_{max})

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

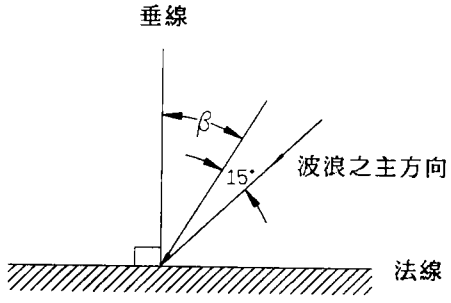


圖2-5-2 波浪入射角之取法

[說明]

(1)合田公式

在此所表示之波力計算公式爲合田根據波壓試驗結果以及對現場防波堤之適用成果加以考察，並加上修正波向效應所提出之公式稱爲合田公式。依此，不須區別重複波或碎波，可直接求得作用於直立壁之波力。但對坡度很陡之海底面上之直立壁或高拋石基礎上之直立壁，強大衝擊波壓作用之條件來說，對波力之估算可能偏低，因此在應用時，對衝擊波壓發生之危險性須予以留意。

本公式之波壓爲以靜水時爲基準計算波浪之作用所產生之波壓力。波浪作用以前之靜水壓依需要另外考慮。另外，本公式主要以檢討直立壁堤體之安定性之波力爲主，特別是在碎波之作用時，並不一定是表示各位置之局部最大波壓，在作構材之檢討時，此點須特別留意。

(2)波力計算時所採用之波高及波長

由於本公式可說是表示每個波浪之作用波力，因此，須以最大波爲對象。由於不規則波群中最大波之出現爲概率性的，因此很難加以明確決定。但由本公式對現場防波堤之適用性來看，波長以示性波週期相對應之波長，波高則在不產生碎波變形之處，以示性波高之1.8 倍爲準。若採用其他值時，須充分檢討最大波之出現機率，而採用適當之值。至於最大波是否受碎波之影響，則以求取碎波之最大波高圖爲境界，較此爲深時不受碎波之影響，較淺則可考慮爲受碎波之影響。另外，最大波高以簡單式求取時，

h 以h_b代入即可。

(3)沉箱有基腳時之揚壓力

當沉箱有基腳時，在波浪之作用側基腳之上面有往下作用之波力以及底面前趾有P_u'後趾爲0之揚壓力作用，但儘管如此，通常其合力與無基腳時之揚壓力並無很大差別，因此，如圖2-5-3 所示般，可忽視基腳而以無基腳之情況計算揚壓力。

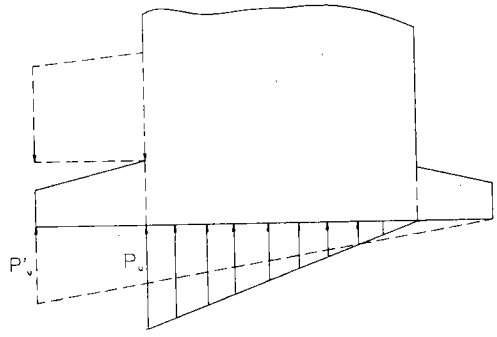


圖2-5-3 有基腳時之揚壓力

(4)其他理論式或計算式之適用性

本文所提之合田波力計算公式，由重複波至碎波波力之適用界限並無區別，同時具相當之精確度，可連續加以求取，相當方便，因此以此爲準。但是，如與水深相比波高很小，很明顯的爲重複波波力作用時，可採用精度較高之重複波理論式。但是此時須充分考量現場波浪之不規則性，同時須以最高波來檢討。另外，依據現有防波堤之實績，可確定適用性之時，以下之計算式亦可採用。

(a)廣井公式

此式所採用之波高 H_d 爲堤體設置位置之進行波的示性波高。

(i)波峰時之水平波壓

甲、$d/H_{1/3} \geqq 2$ (重複波)時

如圖2-5-4所顯示，除Sainflou之概算式所計算之波壓外，再考慮部份碎波壓作爲波壓分佈。

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

P_1，P_2 爲Sainflou之概略式計算之重複波波壓(t/m^2)。

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

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

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

(5-10)

式中

P_1:堤體靜水面之波壓強度(t/m²)

P_2:堤體底部之波壓強度(t/m²)

ω_o:海水之單位體積重量(t/m³)

δ_o: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

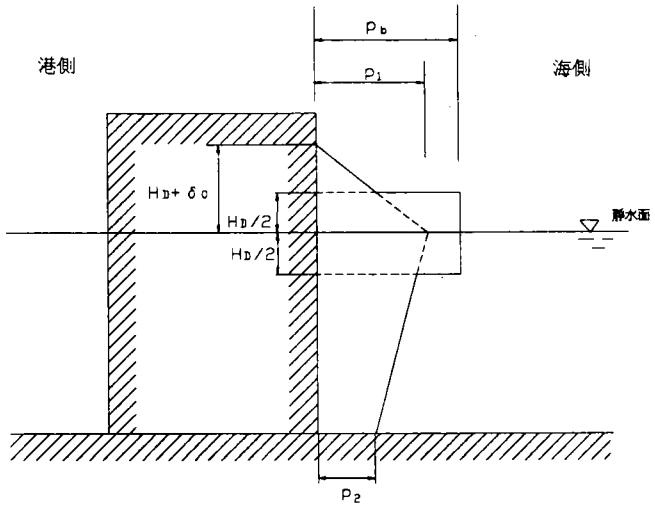


圖2-5-4 考慮部份碎波波壓之 Sainflou 波壓分佈

當堤體高程小於$H_d+\delta_o$時，以及有堤基時，其前端寬度B_1較波長L之1/2 短時，波壓分佈依此，而作用範圍則由直立壁之頂端至底面爲止，若B_1較1/2L長時，則將拋石基礎當作海底地形之一部分，計算所採用之波高以及波長均爲拋石基礎上端之水深。此外，Sainflou之概略式，對重複波壓不作波向修正。

乙、$d/H_{1/3}<2$ (碎波)之時

依式(5-11)廣井公式計算之平均波壓強度爲堤底至靜水面上1.25H_d或堤頂二者較低者(如圖2-5-5)。

$$P_b=1.5\omega_o H_d\cos^2\beta \quad (5\text{-}11)$$

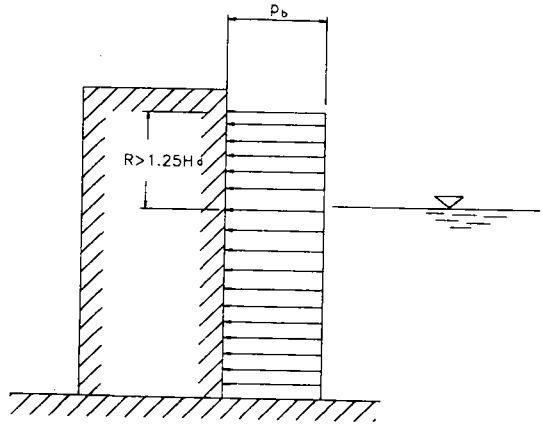


圖2-5-5 廣井式之波壓分佈

式中

P_b: 碎波之波壓強度(t/m^2)

ω_o: 海水之單位體積重量(t/m^3)

H_d: 設計波高(m)

β: 結構物之法線與波浪之主方向$\pm 15^0$修正之入射角

但是，當$d/H_{1/3} \geqq 2$重複波之時，若修正波向使部份碎波壓之強度較Sainflou之波壓強度爲小時，應採用Sainflou 式。

(ii)揚壓力

甲、頂端很高不產生越波時

結構物頂端在靜水面上較 $H_d + \delta_o$(重複波時)或1.25H_d(碎波時)爲高時，可考慮爲不產生越波。靜水面以下之部份受浮力之作用外，作用於直立部底面之揚壓力亦應考慮。

揚壓力之強度爲堤前趾爲P_u，後趾爲 0之三角形分佈，堤體前趾之揚壓力強度可以式(5-12),(5-13)計算。

重複波作用時($d \geqq 2H_{1/3}$)

$$P_u = \frac{\omega_o H_d}{\cosh\frac{2\pi h}{L}} \qquad (5\text{-}12)$$

但如有拋石基礎時應取與作用於堤體底面之水平波壓值相同。

碎波作用時($d < 2H_{1/3}$)

$$P_u = 1.25\omega_o H_d \qquad (5\text{-}13)$$

式中

P_u:堤體前趾之揚壓力強度(t/m^2)

H_d:設計波高(m)

h:堤前水深(m)

L:水深 h 處之示性波波長(m)

ω_o:海水單位體積重量(t/m^3)

乙、堤頂低產生越波時

結構物之頂端低會產生越波時，結構物之全部均受浮力作用，而揚壓力則已包含在浮力中。

(b)伊藤計算公式

計算合成堤直立部滑動量的期待滑動量方式，係伊藤依據不規則波的滑動試驗結果，將由重複波至碎波連續的波高與波壓關係，以式5-14表示(如圖2-5-6)。

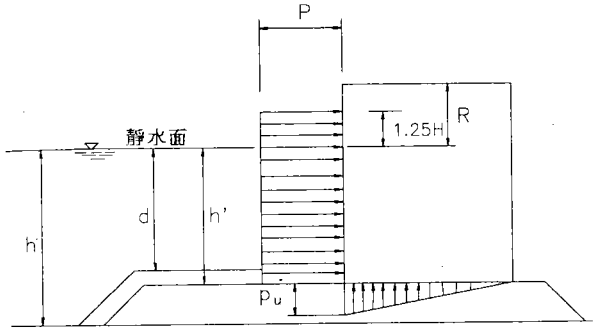


圖2-5-6 波壓及揚壓力之分佈

$$\left.\begin{aligned} P&=0.7\omega_o H && (H/d\leq 1)\\ P&=\{0.7+0.55(\frac{H}{d}-1)\}\omega_o H && (H/d>1)\end{aligned}\right\} \quad (5\text{-}14)$$

式中

P:波壓強度(平均分佈)以及前趾之揚壓力強度(三角形分佈)(t/m^2)

ω_o:海水單位體積重量(t/m^3)

H:堤體設置位置之波高(m)

d:堤基上之水深(m)

本計算式中設計所採用之波高H爲最大波高H_{max}，其與合田式之H_{max}之取法相同，但由(5-14)式之第2式可知，堤基上之水深d 小而波高很大時，波壓強度將會顯著變大，在d=0之極端情況，將成無限大，因此在適用時應注意。此外式(5-14) 爲根據波向爲直角時之試驗結果，而伊藤之原始論文對波向之修正並未提到，但亦有對式(5-14)之右邊第二項乘上$\cos^2\beta$修正波向之例。

[2]波谷作用時

當堤面波谷作用時，所產生負的波力，可依據水工模型試驗亦或以下之計算公式加以計算。

[說明]

堤面波谷作用時，堤體之負波壓如圖2-5-7所示，在靜水面爲0，靜水面下$0.5H_d$ 爲P_n，至底面爲止均爲不變之直線分佈波壓向海側作用。

$$P_n=0.5\omega_o H_d \qquad (5\text{-}15)$$

式中

P_n: 波壓強度

ω_o: 海水之單位體積重量(t/m^3)

H_d: 設計波高(m)

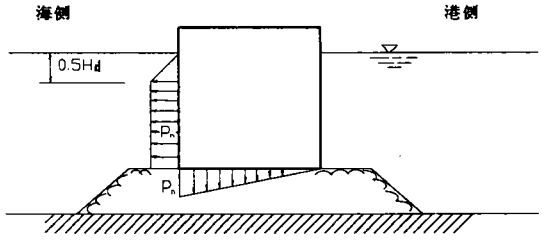


圖2-5-7 負波壓分佈

另外，作用於底面之負揚壓力，如圖2-5-7所示，前趾爲P_n，後趾爲0之三角分佈爲向下作用之負揚壓力。

5-2-3 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免之時，應加上適當的消波塊以緩和波力之作用。

[說明]

(1)衝擊波壓之特性

衝擊碎波作用時之最大波壓，隨著條件可達波高相當之靜水壓($1.0\omega_o H_d$)之數倍至數十倍，此已由模型試驗等顯示出。但儘管如此，其作用時間很短，爲局部性，只要條件稍微變化其變動亦很顯著。另外，由於爲衝擊性之緣故，隨著結構物之力學特性對安定性或構材應力之效果亦不同，因此，對衝擊波壓無法以一般之計算法求得，須對各個力學條件相對應之模型試驗，對波力進行檢討，此爲其原則。

(2)衝擊波壓之發生條件

衝擊波壓之發生原因很多，很難加以確定。由各種試驗結果，當結構物法線之垂直線與波向之交角β在20°以內，同時又有以下之情況時，則易造成衝擊碎波壓。

(a)海底地形很陡時

當海底坡度較1/30 爲陡時，在直立壁之稍微海側處之相當深海波形坡度在0.03以下(包含碎波時)很容易產生衝擊波壓。

(b)高基礎時

海底坡度雖平緩，但因基礎之形狀亦會導致衝擊波壓，此時除波浪之條件外，若基礎拋石較高，而且前肩寬度相當廣亦或斜坡坡度平緩，在拋石基礎之斜坡面或斜坡肩部附近如有水柱狀之碎波衝擊時會產生衝擊波壓。海底坡度較1/50 爲緩時，若拋石基礎高程上之水深與設置水深比大於0.6時，不會產生強大之衝擊波壓。

(3)對策工法

若強大的衝擊波壓作用於直立壁時，其前面投入消波塊加以保護，將使作用波力很顯著的減小。特別是高基拋石基礎時，若有充分的消波塊加以保護可防止衝擊波壓之發生，另外，直立堤採用適宜的消波沉箱，或斜面沉箱等異型沉箱，有時亦可避免衝擊波壓之作用。

(4)以模型試驗檢討波力

以模型試驗進行衝擊波壓的檢討，須考慮衝擊波壓對結構物之反應特性。如直立堤整體之安定性，須以堤體之滑動試驗來檢討，胸牆等構材強度則以應力測定實驗檢討。

5-2-4 作用於消波塊覆蓋直立堤的波力

作用於消波塊覆蓋之直立壁的波力，隨著消波塊之頂高、寬度、消波塊之特性等而變化，故應以水工模型試驗亦或適當的計算法加以計算。

[說明]

(1)因消波塊覆蓋所致波力之變化

直立壁前方投入消波塊等設置消波設施時，作用於堤體之波力將產生變化，其變化程度，除隨來襲波之特性外，更依消波設施之頂高、寬度、消波塊之種類

、填充石之有無及消波設施之結構而不同，通常直立堤在重複波作用時波力之變化並不大，但在強大的衝擊波壓作用時，隨消波工之覆蓋，波力將有相當程度之減少，但儘管如此，僅在消波工有充分的寬度與頂高時，波力方有減小效果。特別是消波工之頂部較設計潮位低時，經常會使波力增大，此點須注意。

(2)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爲原則。

若消波工之頂端與直立壁之頂高相同，且波浪作用時亦能確保消波塊之安定，則作用於直立壁之波力，可依以下修正合田式加以計算(如圖2-5-8)。

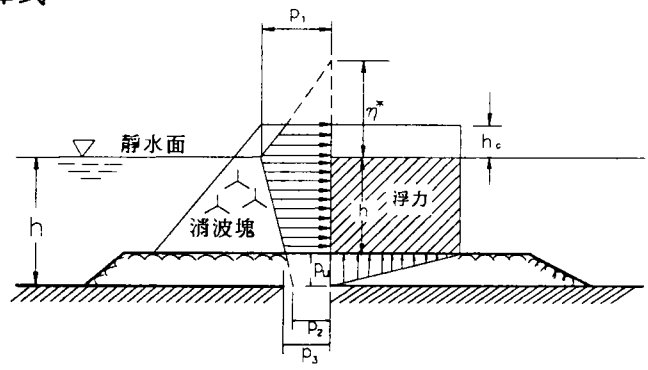


圖2-5-8 消波塊充分覆蓋時之波壓分佈

$$\left.\begin{aligned}\eta^* &= 0.75(1+\cos\beta)\lambda H_d \\ P_1 &= 1/2(1+\cos\beta)\lambda\alpha_1 . \omega_o H_d \\ P_u &= 1/2(1+\cos\beta)\lambda\alpha_1 . \alpha_2 . \omega_o H_d\end{aligned}\right\} \quad (5\text{-}16)$$

式中

η^*: 靜水面上波壓強度爲0之高度(m)

P_1: 靜水面之波壓強度(t/m^2)

P_u: 底面前趾之揚壓力強度(t/m^2)

β: 直立壁法線之垂直線與波浪主方向±15°範圍內最危險方向所成角度

λ: 因消波塊覆蓋之波壓遞減率

α_1: 式(5-5)之係數

α_2: 式(5-6)之係數

ω_o: 海水單位體積重量

H_d: 設計波高(最高波高H_{max}(m))

消波塊覆蓋所致波壓遞減率λ，爲隨覆蓋之程度及波浪條件而決定之係數，對於消波塊充分覆蓋時之直立壁安定性等之檢討，一般採用λ=0.8者爲多，但是像斜坡堤上部工，直立堤之底面在靜水面附近時，λ之值隨週期會有很大之變化，週期較長時須注意亦有λ=1.0之情形。

(3)森平式

當消波塊充分覆蓋時，而且示性波在碎波帶受碎波之影響而減小時，亦可使用以下森平等所提之方法。式(5-17)之平均波壓強度爲由直立堤之底部至靜水面上$1.0H_{1/3}$ 亦或直立壁頂端二者較低者爲準。(圖2-5-9)

$$P = 1.0\omega_o H_{1/3} \quad (5\text{-}17)$$

式中

P: 作用於消波塊覆蓋時之直立壁的平均波壓強度(t/m^2)

ω_o: 海水單位體積重量(t/m^2)

$H_{1/3}$: 設計示性波高(m)

揚壓力爲包含於作用於堤體之浮力中。但如頂高較 $1.0H_{1/3}$爲高時，對揚壓力之估算可能偏高。

對於斜向入射波之波力，可以式(5-18)計算。

$$P=1.0\omega_o H_{1/3}\cos\beta \qquad 0\leqq\beta\leqq 45^\circ$$

$$P=0.7\omega_o H_{1/3} \qquad \beta>45^\circ \qquad (5\text{-}18)$$

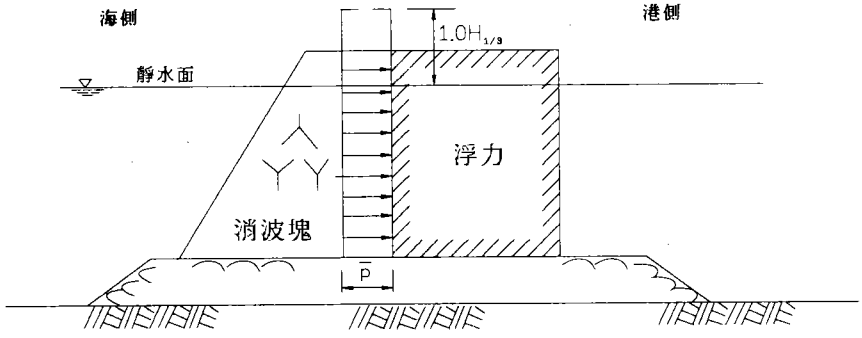


圖2-5-9　消波塊充分覆蓋時之波壓分佈(森平式)

5-2-5 作用於直立消波塊堤之波力

作用於直立消波塊堤之波力依作用於直立消波沉箱之波力。

[說明]

(1)作用於直立消波塊堤之波力，如圖2-5-10所示，浮力爲考慮靜水時之排除體積。作用於直立消波塊各段以及上部工之揚壓力爲考慮堤體前面揚壓力計算面位置爲與波力強度相等之強度，堤體後端爲0之三角形分佈。

(2)斜向入射波之波力減小效果，特別是未以試驗驗證時，不予考慮。

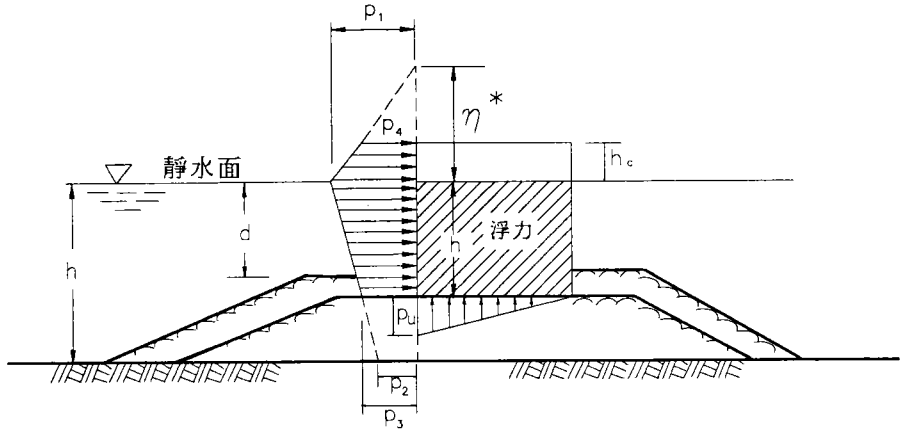


圖2-5-10　安定檢討時之波壓分佈

5-2-6 作用於直立消波沉箱之波力

作用於直立消波沉箱之波力，由於隨消波部之結構而變化，因此應依水工模型試驗或適當的計算式加以計算。

[說明]

(1)作用於直立消波沉箱之波力與一般的直立堤相同，隨波浪、潮位、水深、海底地形、拋石基礎形狀等而變化外，並依消波部之結構，產生複雜之變化，無法以一般計算法加以確定，因此結構物除了充分可靠性之計算法以外，必須依各個條件進行水工模型試驗加以檢討，此時除安定性之檢討所用之波力外，作用於構材之波力亦須充分加以檢討，另外，消波室中有上封版及無封版時波力之發生形態亦異，須予以注意。

(2)消波室中無上封版時，安定性檢討所用之波力作用於直立消波沉箱之波力，隨消波部之結構條件而不同，因此很難加以統一規定，消波室中無上封版時，安定性之檢討所使用之波力,可將合田式加以修正而使用(如圖2-5-11)。

$$\eta^{*}=0.75(1+\cos\beta)\lambda_1 H_d$$

$$P_1=1/2(1+\cos\beta)(\alpha_1+\lambda_2\alpha_2\cos^2\beta)\lambda_1 . \omega_0 H_d \qquad (5\text{-}19)$$

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

式中

η^{*}: 靜水面上波壓強度爲0之高度(m)

P_1: 靜水面上波壓強度(t/m^2)

P_u: 不考慮消波部之沉箱主體部底面前端之揚壓力強度

β: 直立壁法線之垂線與由波浪之主方向±15°範圍最危險方向所成之角度

λ_1, λ_2: 直立消波沉箱之結構等之波壓修正係數

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$: 同前之係數

ω_0: 海水之單位體積重量(t/m^3)

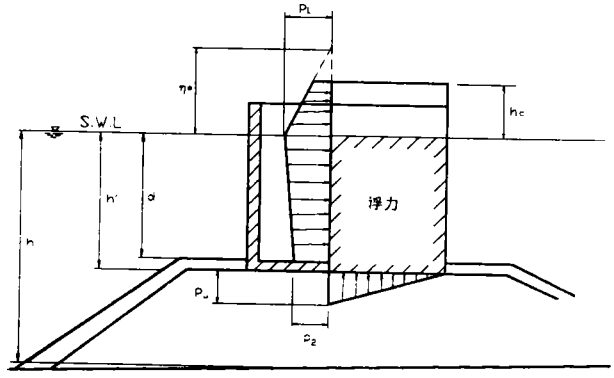


圖2-5-11 安定性檢討時所用波壓分佈

H_d: 設計波高(最高波高H_{max})

修正係數λ_1, λ_2隨結構物給予適宜之值，曲面開孔沉箱之場合$\lambda_1=1.0$, $\lambda_2=0$

(3)消波室有上封版時安定性檢討所使用之波力

消波室頂部因有上封版而密閉時，由於波浪之作用，上部之空氣被壓縮之瞬間，產生衝擊壓，特別是在構材之設計時所採用之波力更應考慮，雖然此衝擊壓可經由開設適當的空氣孔加以減輕，但若開口部太大，由於波面將會直接作用，反而會使波力變大，此點須要注意。

5-2-7 作用於上部斜面堤之波力

作用於上部斜面沉箱堤之波力，應依水工模型試驗或適當的計算式加以計算。作用於上部斜面堤之波力，原則上以水工模型試驗決定，若以此有困難時，可以下法求出。(如圖2-5-12)

[說明]

水平成分波力

$$P_h=P_1+P_2\sin^2\theta$$

垂直成分波力

$$P_v=1/2\ P_2\sin^2\theta$$

(5-20)

式中

P_1: 以合田波壓式所計算作用於上部斜面沉箱堤之下部直立部之波力。

P_2: 以合田波壓式所計算作用於投影於上部斜面垂直部之波力。

θ: 斜面部之坡度。

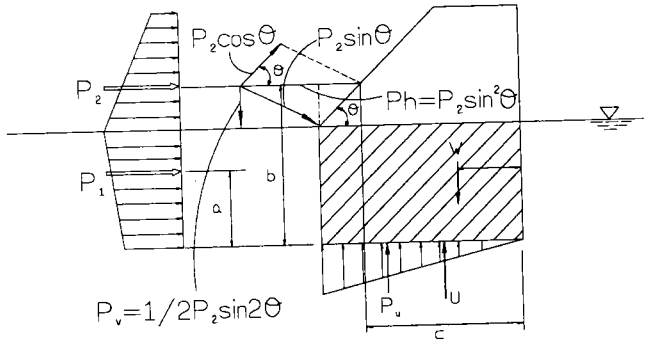


圖2-5-12 作用於上部斜面沉箱堤之波力

5-2-8 水深急遽變化處作用於直立堤之波力

在岩礁等水深急遽變化之場所，由於波浪之變形顯著，最好能根據水工模型試驗計算波力。

5-2-9 考慮法線形狀影響的波力計算

對波向而言法線成凹狀時，須考慮計算入反射波相互干涉所致波力之增大。此時，進行波之波高，須乘上受法線形狀之影響的增加率作爲設計波高。

[說明]

(1)法線形狀所致波高變化與蛇行災害

通常法線不連續時，由於波浪之反射以及繞射效果，將使沿法線之波高分佈成不一致，伊藤、谷本就受災防波堤之滑動狀況大多呈波狀分佈，而稱此爲蛇行災害，其原因之一爲沿法線之波高分佈不同，影響作用波力。像此種波高之局部變動傾向，特別是對有凹狀之隅角的法線特別顯著。

(2)考慮法線形狀影響的波力計算法

目前爲止考慮法線形狀影響的波力計算法尚無完整成果，應依條件以模型試驗加以檢討。但由於波力之增大與法線形狀之波高增大有相當之對應關係，因此如式(5-21)，設計波高應隨影響之程度予以比例增加，而波力計算則依合田式即可。

$$H'_d=\min\{K_cH_d, K_{cb}H_b\} \qquad (5\text{-}21)$$

式中

H'_d: 考慮法線形狀之影響，計算波力時之波高

K_c : 法線形狀之影響所致波高增大率 $K_c \geq 1.0$

K_{cb}: 碎波臨界波高之增大率極限值 $k_{cb} \fallingdotseq 1.4$

H_d : 未考慮法線形狀影響時之設計波高(m)

H_b : 示性波高5倍距離之海側處的碎波臨界波高(m)

式(5-21)之波高增大率K_c，一般可以式(5-22)表示，在波浪不破碎之條件下，根據沿法線之重複波高之分佈加以決定。

$$K_c=H_s/\{H_i(1+K_r)\} \qquad (5\text{-}22)$$

式中

H_s:在堤面之波高(m)

H_i:入射波高(m)

K_r:堤之反射率

此時，以規則波來處理沿法線之波高增加率將會有很顯著的變動結果，另外隨入射波的週期或入射方向，會有敏銳之影響，因此須考慮週期以及入射方向之不規則性。但是如此求得之K_c值會沿法線變動，亦會產生 $K_c < 1.0$之值，但不能因此而將設計波高加以打折。

式(5-21)右邊第 2項爲考慮法線形狀之影響，使波高增大，受水深限制之影響碎波臨界波高H_b，當最大波高受碎波之影響範圍內有直立堤時，可以採用碎波中考慮波浪之不規則性之碎波變形的最大波高H_{max}即可，若較爲海側時，則採規則波之碎波指標之值即可。 碎波臨界波高之增大率的極限值K_{cb}仍未充分了解，但依以往之試驗成果來看取1.4 即可。

5-3 覆坡石與消波塊所需重量

5-3-1 斜坡堤覆坡石與消波塊所需重量

斜坡堤堤基之覆坡材料所需重量，可依Hudson公式計算求出。

受波力作用之斜坡面結構物之表面斜坡，覆坡塊石或型塊所需重量可依式(5-

23)加以計算:

$$W = \frac{\gamma_r H^3}{K_d(S_r-1)^3 \cot\alpha} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (5\text{-}23)$$

式中

W : 拋石亦或混凝土塊之最小重量(t)

γ_r: 塊石或混凝土塊之空中單位體積重量(t/m^3)

S_r: 塊石亦或混凝土塊對海水之比重 $Sr=\gamma_r/\gamma_w$

α: 坡面與水平面之角度

γ_w: 海水之單位體積重量 (t/m^3)

H: 設計波高，爲結構物設置水深處之示性波高($H_{1/3}$)

K_d: 依覆蓋材及破壞率所決定之係數。但是對在靜水面下1.5H深之覆蓋石可以採用比式(5-23)爲輕之重量。

[說明]

(1)Hudson公式

此計算公式爲1959年Hudson爲取代Iribarren-Hudson式而發表的。係根據很多的室內試驗結果以及現場之使用實績加以確認，坡面護蓋材所需重量可依此公式計算。但儘管如此，由於影響覆蓋材安定性的原因很多，同時變動性亦大，因此對於重要設施等須根據條件而以適宜的試驗加以檢討後再決定。

另外，對於現場亦或相同條件處之施工例，如有受災例可作爲參考，可將依Hudson計算所得之值加以修正。

(2)設計波高

由於本計算式爲根據規則波的試驗結果所提出的，因此，對於實際之不規則波的作用適用性，究竟應使用何種波高即爲一問題，但是在拋石亦或型塊所構成之結構物中，並非由不規則波群之最高波H_{max}之一波的作用而導致破壞，而係由大小波浪之連續作用而逐漸形成破壞，此與以往之實績相比較，Hudson式之波高H，應代表不規則波群之規模。因此應採用坡面設置位置的示性波高爲準。但是當水深在相當深水波高之0.5倍以下時，可以使用相當深水波高之0.5倍水深處的示性波高。

(3)K_d值及破壞率

係數K_d在Hudson式中爲表示拋石或型塊之種類、堆積方式、波浪特性等之影響係數，其值隨這些因素而變化，同時隨容許破壞程度亦會不同。因此，設計採用之K_d值，須根據模型試驗之結果加以適當的決定。但是，在採用示性波相對應之規則波的試驗結果與不規則波試驗結果相比較之例中，不規則波之作用較規則波較具破壞之傾向，因此試驗應以不規則波進行。

破壞率爲在充分之作用時間內，目標區域內之石塊或型塊之移動總數或傾覆個數之百分比，表5-1爲美國陸軍工程兵團(CERC) 之1973年版之各種覆蓋材之K_d建議值。圖2-5-13爲Hudson公式之護坡材料重量計算圖。圖2-5-14爲對單位體積重量不同之材料所應考慮之修正係數。

表5-1 各種塊石及混凝土塊之K_d值

名稱	層數	堆積法	堤身		堤頭		
			K_d		K_d		坡度
			碎波	未碎波	碎波	未碎波	Cot θ
塊石 圓滑塊石	2	亂拋	2.1	2.4	1.7	1.9	1.5～3.0
圓滑塊石	3	亂拋	2.8	3.2	2.1	2.3	*
菱角塊石	2	亂拋	3.5	4.0	2.9 2.5 2.0	3.2 2.8 2.3	1.5 2.0 3.0
菱角塊石	>3	亂拋	3.9	4.5	3.7	4.2	1.5～3.0
菱形塊及 (Tetrapod) 四角塊 uadripod	2	亂拋	7.2	8.3	5.9 5.5 4.0	6.6 6.1 4.4	1.5 2.0 3.0
鼎形塊 (Trbar)	2	亂拋	9.0	10.4	8.3 7.8 7.0	9.0 8.5 7.7	1.5 2.0 3.0
鼎形塊	1	整砌	12.0	15.0	7.5	9.5	1.5～3.0
道拉斯塊 (Dolos)	2	亂拋	22.0	25.0	15.0 13.5	16.5 15.0	2.0 3.0
修飾方塊 (ModifiedCabe)	2	亂拋	6.8	7.8	-	5.0	1.5～3.0
六腳塊 (Hexapod)	2	亂拋	8.2	9.5	5.0	7.0	1.5～3.0

至於目前在日本，根據實際港灣工程所採用之Kd值(堤身部)加以整理如表5-2。由於不考慮堆放層數或堆放方式， 以及不區分碎波及非碎波，因此即使是同一種混凝土塊其K_d值有一範圍分佈。

表5-2

名稱	Kd值範圍
中空三角形塊	7.6
菱形塊	7.2～8.3
道拉斯塊(Sdos)	20.0～22.0
六腳塊	7.2～8.1

(4)堤頭部重量之加成

由於堤頭部承受各方向來襲之波浪，所以斜坡覆蓋材往背面傾覆翻倒之危險較大，因此，堤頭部所使用的拋石及混凝土消波塊須使用較Hudson式計算值更大之重量。

雖然Hudson建議堤頭部拋石應增加10%、混凝土塊增加30%之重量，但此種程度依然不足，至少須使用較Hudson式之重量大1.5倍之拋石以及混凝土塊。

(5)水面下覆蓋材重量

由於斜坡堤水面下波浪作用較弱，因此在靜水面下 $1.5H_{1/3}$以下處可使用重量較小之覆蓋材。

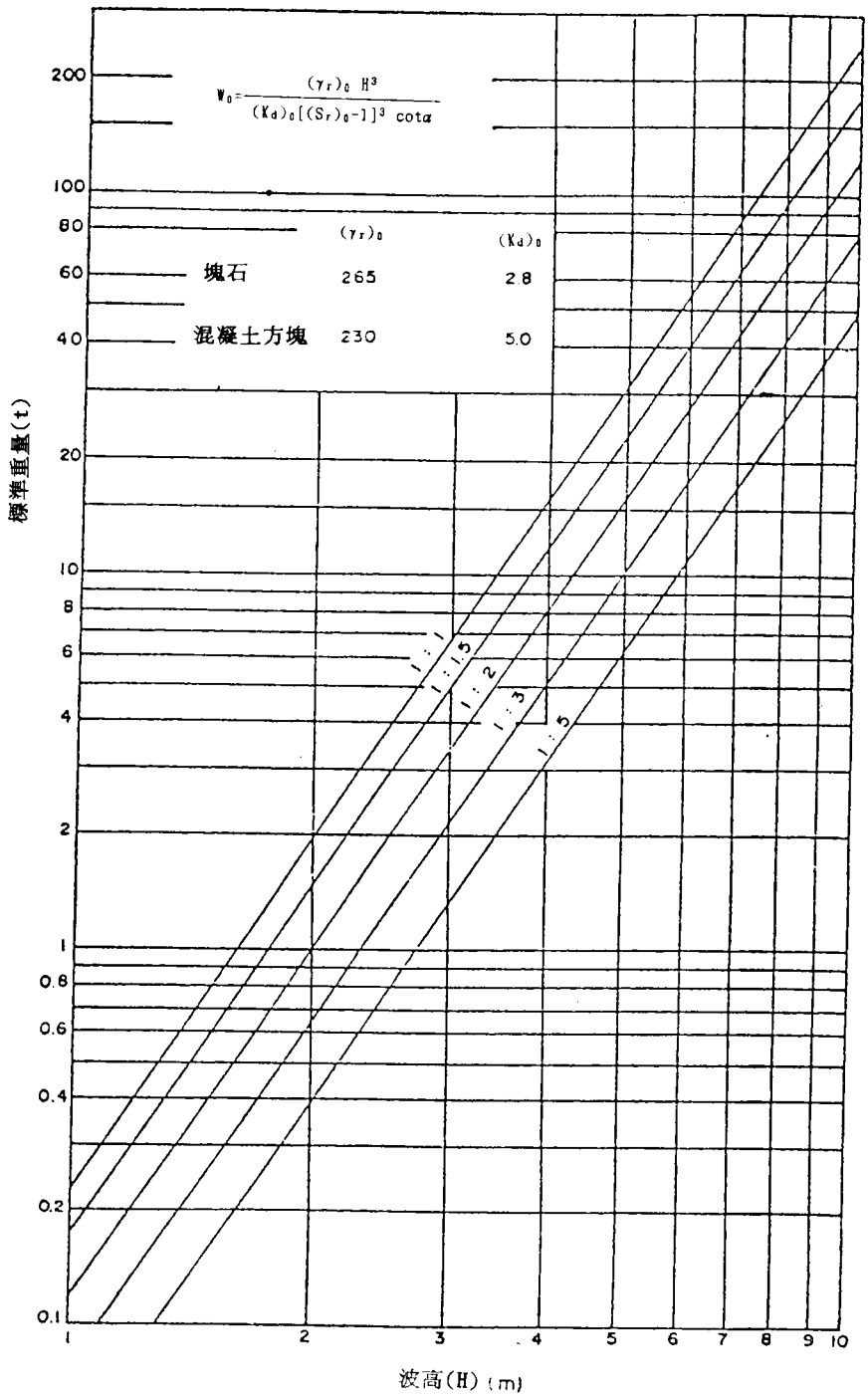


圖2-5-13　護坡塊重量計算圖

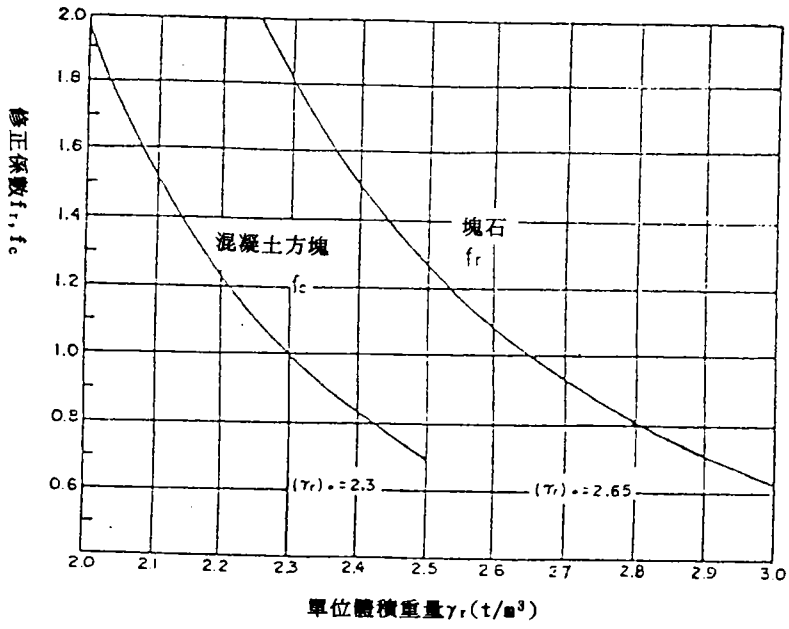


圖2-5-14　護面塊重量計算圖(比重修正係數)

(6)對波向之修正

有關波向之影響檢討例較少，尚未充分了解，故除了以試驗加以確認者外，通常對波向不加以修正。

(7)混凝土塊之強度

異型混凝土塊除了對設計波之作用須確保所要之重量外，型塊本身亦須有充分的結構強度。

(8)暗礁上消波塊之安定性

暗礁上消波塊之安定性受暗礁斜坡寬度之距離以及暗礁上之水深等之影響很大，因此須充分考慮而設計。

(9)頂端高程低的斜坡堤之安定性

背後無壁面之支撐，而且堤頂高程低之斜坡堤的消波塊，頂端面特別是背後側之消波塊很易破壞須特別注意。

(10)陡坡上之消波塊的安定性

海底坡度陡同時又有呈卷狀之碎波時，隨消波塊之形狀會有強力之波力作用，須將此加以考慮，而進行適宜之檢討。

5-3-2 合成堤拋堤基之覆蓋石以及方塊所需重量

合成堤堤基覆蓋材所需之重量，隨波浪因素、設置水深、拋石基礎厚度、覆蓋材之種類而不同，應以模型試驗亦或根據合適的計算式加以計算。

[說明]

(1)拋石基礎之覆蓋石重量計算

合成堤拋石基礎覆蓋材爲維持安定所須之重量，依波浪因素及設置水深、拋石基礎厚度、前肩寬、斜坡坡度等之基礎形狀、覆蓋材之種類及堆積方式等而不同，特別是波浪之因素與拋石基礎形狀對Hudson式之影響很顯著，應將此加以考量，須以符合條件之模型試驗結果亦或根據合適的計算式加以計算，亦須充分注意波浪之不規則性影響。

(2)拋石基礎所須重量計算之公式

合成堤之拋石基礎覆蓋材所須重量可依式(5-24)加以計算。

$$W = \frac{\gamma_r H^3}{N_s^3 (S_r - 1)^3} \qquad (5\text{-}24)$$

式中

W：石塊或混凝土塊所須重量(t)

γ_r：石塊或混凝土塊之空氣中單位體積重量(t/m^3)

S_r：石塊或混凝土塊對海水之比重$Sr=\gamma_r/\gamma_w$

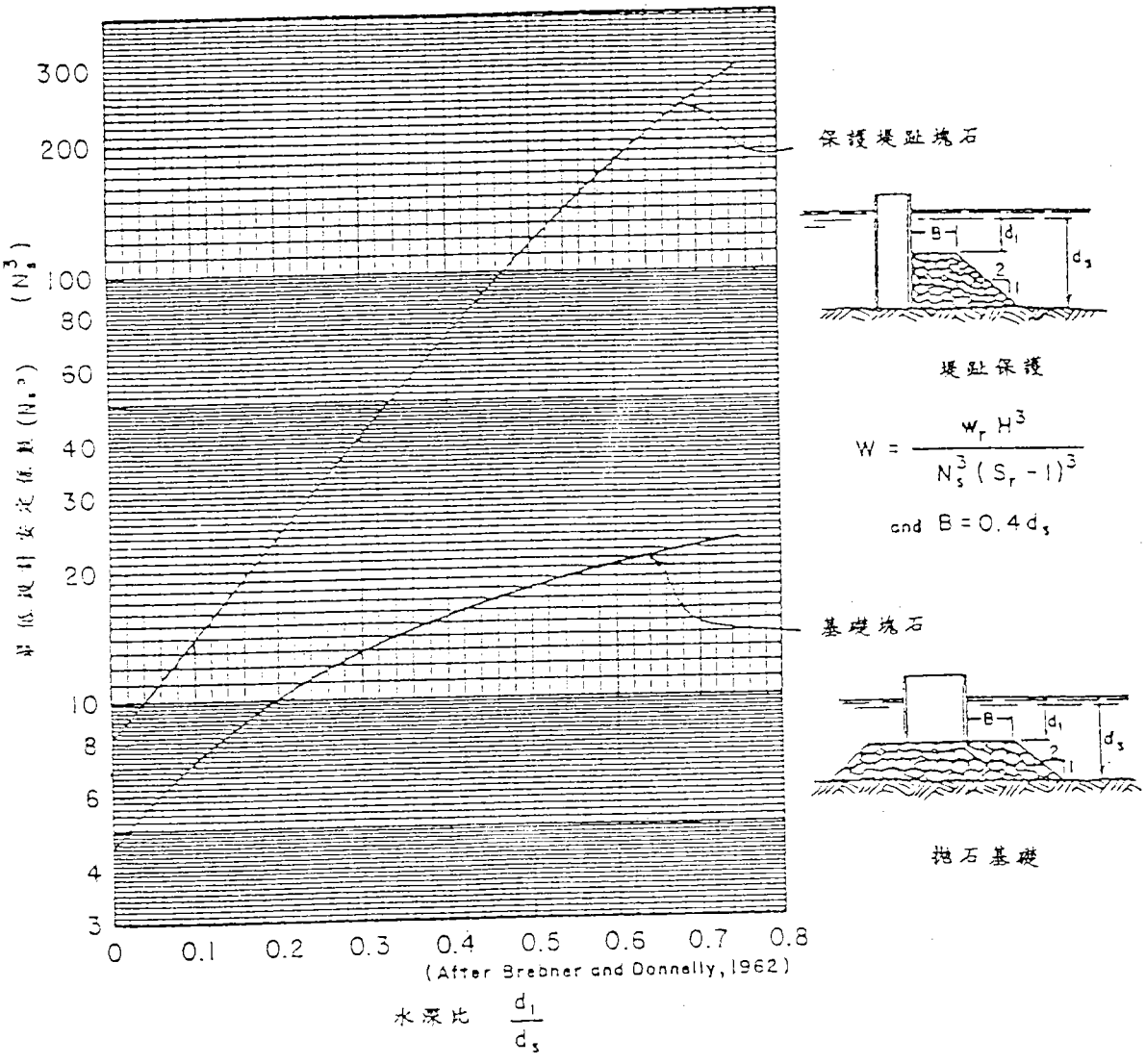


圖2-5-15　護基以及拋石基礎覆蓋石之安定係數

H ：設計波高

N_s：因波浪條件、拋石基礎形狀、覆蓋材之特性等而決定之安定係數。（如圖2-5-15）

此公式爲Hudson在作坡面覆蓋材之安定性檢討時，所使用之公式。Brebner. Donnelly將其作爲直立堤之拋石基礎所須重量計算之基本式後被廣泛地使用。由於在理論上之驗證具有相當程度之可靠性，因此可以此式作爲計算合成堤拋石基礎覆蓋材所需重量的計算。但是，安定係數 N_s 隨水深、波浪條件、拋石基礎形狀、覆蓋材之特性等而不同，因此須依條件以模型試驗等加以決定，另外，設計計算所使用之波高通常爲示性波高，模型試驗應以不規則波來作。

5-4 作用於海中構材之波力

5-4-1 作用於海中構材之波力

作用於海中構材之波力，可依據式(5-25)加以計算。

$$\vec{f}_n = C_d \frac{\omega_o}{2g} D \vec{U}_n |\vec{U}_n| \Delta S + C_m \frac{\omega_o}{g} A \vec{\alpha}_n \Delta S \qquad (5\text{-}25)$$

式中

$\vec{f}_n$：作用於構材軸方向之微小長度ΔS(m)，構材與水粒子運動方向之共通面與構材軸成直角方向之力(t)

$\vec{U}_n, \vec{\alpha}_n$：構材軸與水粒子運動方向之共通面上，構材軸直角方向之水粒子速度成分(m/s)以及加速度成分(m/s^2)

$|\vec{U}_n|$：$\vec{U}_n$之絕對值

C_d：抗力係數

C_m：慣性力係數

D：由$\vec{f}_n$方向所見構材軸直角方向之構材寬度(m)

A：構材軸垂直面之構材斷面積(m^2)

ω_o：海水單位體積重量(t/m^3)

g：重力加速度

[說明]

(1)作用於海中構材之波力計算式

作用於像海中樁般，對波浪之行進並未阻止之結構物的波力，可以與水粒子速度之平方成比例之抗力與加速度成比例之慣性力之和加以求取。本文所示之式(5-25)爲對直柱之Morison 等所提議之計算式，係將對作用於任意方向構材之微小長度ΔS之區間之波力，加以一般化之式子。右邊第一項爲抗力，第二項爲慣性力，由於式中水粒子之速度成分$\vec{U}_n$，與加速度成分$\vec{\alpha}_n$爲隨時間、場所而變化之量，因此須充份注意其變化，而檢討對構材或結構物最不利之波力分佈。

(2)水粒子之速度成分及加速度成分

式(5-25) 中之$\vec{U}_n$, $\vec{\alpha}_n$ 爲波浪不因結構物之存在而擾動時，構材中心軸位置之水粒子運動對構材軸之直角方向成分，在計算波力時，依據實驗值亦或理論值，儘可能給予正確值，特別是，由於水粒子速度爲平方之關係，當波高很大時，以微小振幅理論並不很適合。另外，當構材超過水面時，波力之作用範圍，亦即對波頂高須充分加以考慮，將這些以理論值求取值，最好依設計波之特性而以有限振幅波理論求取。但是，波力之計算所採用之波高、周期須充分考慮波浪之不規則性，而以對構材或結構物最不利之因素爲對象，通常對勁度較大之結構物，以最高波爲對象，周期則以示性波周期來檢討。

(3)抗力係數

抗力係數C_d爲經驗係數，一般採用定常流之抗力係數即可，但由於其隨構材形狀、表面粗糙度、雷諾數R_e、與鄰近構材之間隔等而變化，因此須考慮這些條件後再決定。一般圓柱構材在充分考慮波浪之有限振幅性時，以$C_d=1.0$爲標準。無人之結構物，隨條件根據模型試驗結果，可採用較此爲小之值，但至少應有0.7以上。但若水粒子之運動速度以近似式推算時，須採用對粒子速度之推算誤差修正後之抗力係數值。

(4)慣性力係數

慣性力係數C_M採用微小振幅波理論之值即可，但因隨構材形狀等而不同，故須隨條件設定適當之值，若爲圓柱構材，直徑爲波長1/10以下時，可用$C_M=2.0$。

(5)由多數構材所構成之結構物

作用於由直柱、斜材以及水平材料所構成之結構物的波力，應考慮作用於各構材波力之位相差而以式(5-25)計算，而由其向量和之合力加以求取，由多數構材所形成之結構物，由於構材某一位置之破壞，將導致全體破壞之危險，因此須考慮對各個構材以及結構物整體最不利之波力分佈。

(6)碎波作用時之波力

在急斜坡海底面上之結構物，當碎波作用時，除式(5-25)所給予之抗力及慣性力外，亦有與作用於直立壁之衝擊碎波壓相類似的衝擊波力在作用，對於此衝擊性外力，由於結構物之反應爲主要的影響因素，因此不僅要計算波力，波力對結構物整體、以及構材之反應亦應檢討。

(7)共振現象與不規則波力

結構物之勁度低、固有周期較長之時，最好能對周期性作用之波力，考慮其動態反應。此時波力可根據式(5-25)求取$\vec{U}_n$, $\vec{\alpha}_n$ 之時間變化，但是由於對一定周期之波浪檢討，僅能反應特定的動態效果，所以，以不規則波浪之連續性作用來考慮應是合理的。

(8)揚力

作用於海中構材之波力，除抗力及慣性力外，構材軸與水粒子運動方向共通面之垂直方向有揚力作用。通常此揚力可忽略，但與海底附近幾成水平之構材，有問題之時須特別注意。

第六章　暴潮位

6-1 設計潮位

決定設計潮位時，須根據天文潮或暴潮之實測值亦或推算值加以決定。

[說明]

(1)設計潮位之取法：

設計潮位應選擇對結構物造成最危險之潮位爲原則。依結構物之設置目的，亦或即使設置目的相同，但依設計計算之目的，亦有採取不同設計潮位之時。例如，高潮對策設施，由於堤頂高是由越波量所決定，因此越波量最大時之潮位，即爲設計潮位，但在安定計算時，亦有潮位愈低愈危險之時，此時即須取此潮位爲設計潮位。防波堤之安定計算時，應以使結構物最不安定之潮位加以計算，而圓弧滑動之檢討，應以安全率爲最小之潮位作爲設計潮位。

(2)設計高潮對策設施所用之高潮位：

選擇設計高潮對策設施，所用之高潮位，有下列四種方法：

(a)採用以往最高潮位或再加若干餘裕之潮位。

(b)採用以往朔望平均高潮位，加以往最大潮位之偏差(Deviation)或加模型高潮之潮位偏差。

(c)先求以往暴潮位之發生頻率曲線，由再發生頻率年數(例如五十年或一百年等)推算其間發生比上述曲線所表示之最高潮位更大之潮位，採用爲設計高潮位。

(d)檢討暴潮位之發生頻率與堤後地區由各種潮位所受災害金額及高潮設施建設費後，從經濟上決定設計高潮位。

上述各種高潮位決定方法，有下述各種優點與缺點：

(a)項雖最爲簡單明瞭，惟需相當長期之資料，且無法肯定將來不發生比以往最高潮位更大之暴潮位。

(b)項之優點，在於借重暴潮特性之偏差，其缺點亦爲無法肯定將來不發生比以往最高潮位更大之暴潮位。

(c)項之優點，在於利用或然率(Probability) 方法，可以明確求得設計高潮位之發生可能性。但由短期之資料，作長期間之預測，其可靠性較差。

(d)項方法比較合理，且從國民經濟觀點言，亦爲最有利之方法，但推算災害金額，需要相當之技術與人力。

目前一般較廣泛使用的爲(a)及(b)法，而(b)之朔望平均高潮位可以用颱風期(7月～10月)之朔望平均高潮位加以替代。

以上這些方法要採用何者，應將這些數值加以比較檢討，並考慮其實測期間發生頻率設施之重要性以及經濟性而決定。

(3)暴潮、海嘯及副振動：

暴潮與海嘯，均爲罕有之現象，故設計時可考慮二者不會同時發生。副振動

多由暴潮位或海嘯引起，而本章將副振動作狹義解釋，僅考慮除暴潮位與海嘯以外所產生之長週期性水面振動。因此在暴潮位與海嘯時，不考慮副振動。

6-2 天文潮

天文潮各種因素包括基準海平面，平均海平面，朔望平均高潮位及朔望平均低潮位。此等水面高度，須由一年以上之檢潮記錄求之。

[說明]

(1)上述各種潮位之定義如下

(a)平均海平面(M.W.L.)

某個期間海面之平均高度位置，稱爲該期間之平均海平面。

實用上爲一年高低潮位之平均海平面。

(b)基準海平面(DL)

本省港灣及海岸所採用之基準海平面爲最低低潮位(L.L.W.L.)，其值約爲長年平均水位減$1/2(M_2+S_2+O_1+K_1)$。

(c)朔望平均高潮位(H.W.L.)

朔望之日起的前2日後4日以內所出現各月份最高高潮位之平均海平面。

(d)朔望平均低潮位(L.W.L.)

朔望之日起的前2日後4日以內所出現各月份最低低潮位之平均海平面。

除上述潮位外，尚有大潮平均高潮位(H.W.O.S.T.)及大潮平均低潮位(L.W.O.S.T.)。亦即平均水位上或平均水位下 ，相當於分潮M_2及S_2半日潮差之和之水面。自基準海平面至大潮平均高潮位之高度稱爲大潮升(Spring Rise)。

(2)潮汐表

本省各港口潮汐表尚無統一發行資料，各港口均有其或長或短之檢潮紀錄。

(3)平均海平面之月變化

各月份之平均海平面，因受海水溫度及氣壓等影響，約以一年爲週期徐徐昇降，最高及最低潮位發生在每年八、九月間中秋節附近，本省西海岸海域其差數可達±30cm。南、北及東部沿海潮汐變化現象不顯著，不必考慮其平均水位之月變化。

6-3 氣象潮(暴潮)

氣象潮之各種因素應考慮潮位偏差及持續時間。上述各種因素，最好能參考長期間之實測值，亦或以往災害紀錄、異常氣象條件之推算值而決定。

[說明]

(1)觀測期間

暴潮紀錄之觀測期間，愈久愈可靠，至少應有30年以上資料最理想，但實際上有幾十年以上檢潮紀錄之港口，非常罕有，故須併用其他各種方法，例如利用

氣象推算，查閱以往暴潮災害報告，舊報紙、古典文獻及聽取年長者口述以往災害情況等，儘量蒐集長期資料，加以檢討。

(2)由氣象推算氣象潮

(a)在淺灣等，強風長時間持續吹颳時，將產生海水之輸送，如吹向海岸時將產生水量在岸邊堆積，升高水面。

$$\rho_0=0.991\triangle p$$

$$\triangle p=(p_0-p_c)(1-e^{-r_0/r}) \qquad (6\text{-}1)$$

式中

p_0: 標準氣壓(p_0=1013mb)。

p_c: 颱風中心氣壓(mb)。

r_0: 最大風速半徑(km)。

r : 推算點至颱風中心距離(km)。

(b)颱風等低氣壓移動時，海水面上升量ρ(cm)可依下式計算:

$$\rho=\frac{\xi_0}{1-(\frac{V}{C})^2}=\frac{0.991\triangle p}{(1-\frac{V^2}{gd})} \qquad (6\text{-}2)$$

式中

d: 水深(m)。

V: 颱風中心移動速度(m/sec)。

c: $\sqrt{gd}$ (m/sec)。

當在大洋中C＞V，故$\rho\fallingdotseq\rho_0$，颱風移動速度對海水面上升量影響甚小，但在淺海中C≦V時，ρ受移動速度影響甚大，可能較靜止狀態時增加數倍。

(c)吹風時海水面堆升(Wind setup)之高度S可由下式求之。

$$S=4.8\times10^{-2}\frac{FU^2}{d}\cos^2\theta \qquad (6\text{-}3)$$

式中

F: 吹風距離

U: 風速(一定)

d: 平均水深

θ: 風向與海岸垂線之夾角

(d)氣壓變化所致水位變化

氣壓變化所致水位變化可以下式表示:

$$=0.99\triangle p \qquad (6\text{-}4)$$

(3)暴潮位發生之或然率

計算因暴潮引起之暴潮位發生或然率，以假定指數方法較爲簡便。本省各主要港口對各種暴潮位發生或然率之研究尚甚缺乏。

6-4 海嘯(Tsunami)

設計用海嘯所包括因素爲最高水位、最低水位、海嘯偏差、海嘯波高及週期。此等因素，須根據長期實測數值及其他資料決定之。

[說明]

(1)海嘯各種因素之推算

海嘯主要爲由海底地震所引起，然而地震本身係偶發現象，且由地震所起之海嘯發生因素不明瞭，故在海洋上推算海嘯各種因素，非常困難。而在海洋上又無觀測海嘯之前例，海嘯侵入海灣後之變化非常大，故設計用之海嘯各種因素，只能由當地以往海嘯紀錄而推定。

(2)海嘯之週期

在海灣內觀測之海嘯週期，按地震之大小、範圍(自震源之距離)及海灣內共振之特性而有變化。海嘯週期對侵入海灣之海嘯高度影響甚大，故設計時，不但須考慮實測週期，對與海灣或港灣內之固有振動週期相同之海嘯亦須加以檢討。

(3)海灣內海嘯之變形

在海灣內海嘯之變形，最主要者爲因斷面積之減小而引起波高與流速之增大及海灣內副振動所引起之波高增大。斷面積變化之影響，可由下列Green氏公式，算出近似值。

$$\frac{H}{H_0}=\left(\frac{B_0}{B}\right)^{1/2}\left(\frac{h_0}{h}\right)^{1/4} \qquad (6\text{-}5)$$

式中

H : 斷面寬度B，水深h處之長波波高(m)。

H_0: 斷面寬度B_0，水深h_0處之長波波高(m)。

上式所列寬度及水深之變化視爲非常緩慢，且朝深海方向不發生反射波，在此兩項條件下方能成立。對因摩擦而損失之能量，亦不考慮。故上述公式不能適用於淺水地區或受反射影響之海灣儘頭處。

(4)海嘯之朔上(Run up)

海嘯之朔上，受海嘯週期、海底坡度及海灣寬度變化等影響，智利及日本新瀉縣發生之海嘯，因週期長，波高較小關係，其朔上現象不甚顯著，僅水面作重複波式之反復昇降。但發生在1933年三陸地震，地震所引起之海嘯，因週期短，波高大，來勢兇猛，波浪以梯式形態，沿灘朔上。

設計海堤時，如以海嘯沿灘朔上高度爲設計標準，在經費方面實難允許，但亦有地方須以海嘯高度(例如最高潮位)爲設計標準。

6-5 副振動(Secondary undulation)

容易發生副振動之港灣，於決定設計潮位或檢討泊池之穩靜時，須將副振動加以考慮，設計用副振動所包括之因素主要爲週期及振幅。

[說明]

(1)副振動之定義

副振動係指在海灣或港灣，因潮汐等長週期波作用而發生數十秒至數十分鐘長週期之水面起伏。惟在本章，僅指除暴潮及海嘯以外所引起之長週期水面起伏。港內發生副振動，縱使波高僅數十公分，但因波長較長，海水多向水平移動，故對船隻碇泊及裝卸，影響甚大。

(2)主要週期

關於副振動之起因，雖有各種學說，但以海灣或港灣被從外海入侵之長週期湧浪，迫使水面起伏之理論較爲合理。

依據上述理論，副振動現象受入侵之長週期波浪之週期所控制，但亦有因海灣或港灣形狀自然之週期所控制。實際上副振動產生共振現象者相當多，故在某一港灣所觀測者，常有特殊之主要週期。

(a)長方形港池

圖2-6-1(a)所示爲長方形港池，其自然振動週期可由下式求其近似值。

$$T=\frac{4L}{(2m+1)\sqrt{gh}} \qquad (6\text{-}6)$$

式中

T: 自然振動週期(sec)

L: 港池之長度(m)

m: 港池內部分段數

(m=0, 1, 2....)

h: 港池內水深(m)

g: 重力加速度(m/sec²)

(g=9.8m/sec²)

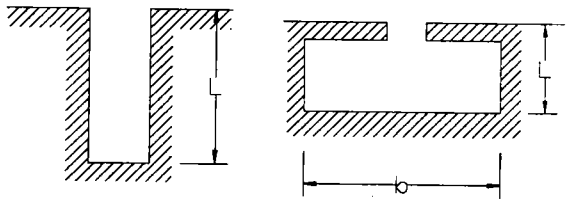


圖2-6-1 港池模式

實際之港灣，由於不僅是灣內之海水經常振動，港口附近之海水亦會有多少的振動，因此須將固有振動週期加以修正，修正之固有振動週期可依式(6-7)加以計算。

$$T=\alpha\frac{4L}{\sqrt{gh}} \qquad (6\text{-}7)$$

式中 α爲灣口修正係數，可以式(6-8)求取。

$$\alpha=\left\{1+\frac{2b}{\pi L}\left(0.9228-\ln\frac{\pi b}{4L}\right)\right\}^{1/2} \qquad (6\text{-}8)$$

式中

L: 灣之長度

h: 平均水深

b: 灣之寬度

另外，港口寬度狹窄之矩形港灣，其自然振動週期可由下式求得近似值。

$$T=\frac{2}{\sqrt{gh[(\frac{m}{L})^2+(\frac{n}{b})^2]}} \qquad (6\text{-}9)$$

式中

b: 港內寬度(m)。

n: 港內橫向分段數。n=0, 1, 2, . . . 。

但實際因港口狹窄之影響，其自然振動週期，較由上式求得之週期會稍小，港內之振幅增加率爲最大。故此種狹窄港口，對自然振動週期之影響與圖2-6-1適呈相反現象。關於長方形與矩形港灣之振動特性及其他之海灣與港灣之自然振動現象，除利用模型試驗外，尚可利用數學模式求之。

(b)梯形灣

梯形灣之副振動週期，可以式(6-10)加以求取。

$$T=\alpha\frac{4L}{\sqrt{gh}} \qquad (6\text{-}10)$$

式中

T: 副振動週期(sec)

L: 灣之長度

h: 平均水深

g: 重力加速度

$g=9.8m/s^2$

h: 係數(圖2-6-2)

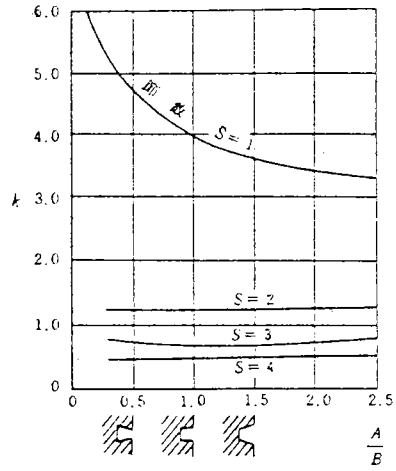


圖2-6-2 h之值

梯形灣之基本週期，在灣口寬度A與灣內寬度B之比愈大則愈小，但節數S在2以上之高次振動時，寬度之影響則無，可使用長方形灣之公式。

(3)振幅

副振動之振幅，係由長週期湧浪之振幅與其長週期相對之振幅增加率兩者所決定。然欲觀測引起副振動之長週期湧浪，非常困難，且觀測例亦少。故可由觀測該港之副振動結果，判斷其振幅。

由副振動引起之港內振幅增加率，被由港內向外發散之波浪能量及由港口漩渦與港內海底摩擦損失之能量所約束。故侵襲港內之湧浪週期，縱使與港內自然振動週期一致，其港內振動之振幅，亦不致變爲無限大。因摩擦而損失之能量非常微小時，隨港口寬度縮小，其港內振幅反而增大，致發生港灣奇象 (Harbour Poradox)。對此種現象之發生，應特別加以注意。

(4)抑止副振動之措施

副振動係由港口侵入長週期湧浪，在港內作自由之反復反射而增大振幅所產生。故欲抑制副振動之振幅，須設法使侵入港內之長週期湧浪，在港內無法作自由之反復反射或使其在港內多消耗能量。因此，港內全部碼頭如爲實體直立壁式結構，則不甚理想。透水性之斜坡及有孔直立壁，對減少反射波有效用。在港內多建基樁較密之棧橋式碼頭，對消耗水面振動能量亦有效用。

由上述各種情形觀之，港灣形狀以不規則者消耗水面振動之能量，較爲良好。作防止副振動之模型試驗時，應對消耗波浪能量，特別加以檢討，同時對特殊週期及較廣範圍週期之振幅增加率變化，亦須加以研究。

(5)副振動之實例

副振動現象各港均有，但因其產生而影響船舶碇靠或發生其他災害之先例，尚不多見。在日本長崎港，南非聯邦之開普敦港，阿根廷之布宜若斯愛利斯港，美國之洛杉磯港及印度之馬德拉斯港等，均曾爲副振動所困擾。

6-6 潮流

設計所用潮流之因素，爲流向及流速，以依據實測及模型試驗結果爲原則。潮流常因填築新生地而發生變化，故在建結構物時，對潮流之變化應加檢討。

[說明]

(1)潮流之實地觀測每年春分、秋分、夏至及冬至附近日期，分大潮、小潮及中間時三次，選擇風浪平靜日作連續25小時以上之觀測，以供決定潮流、海流各因素之依據。觀測時，自水面開始每隔1～2m 觀測流速、流向一次。

(2)建結構物而發生潮流變化

由建結構物而發生之潮流變化情形，應儘量利用模型試驗檢討之。

因港口縮小而引起之港口部份之潮流流速，可由下式推算之。

$$\left.\begin{aligned} U &= U_{max}\cos\frac{2\pi t}{T} \\ U_{max} &= \frac{2\pi}{T}\frac{A}{Bh}a_0 \end{aligned}\right\} \quad (6\text{-}11)$$

式中

U: 港口潮流之流速(m/sec)。

U_{max}: 港口最大潮流之流速(m/sec)。

T: 潮汐之週期(sec)(T=12.42hr≒44,700sec)

A: 港內水域面積(m^2)。

B: 港口寬度(m)。

h: 港口平均水深(m)。

a_0: 潮汐振幅(m)。

外海潮位以$a_0\sin(2\pi t/T)$表示之。

由外海潮汐振幅(a_0)利用圖2-6-3可以求得港內振幅(a)。圖中之S 爲港口斷面積，C 爲港口損失係數，其值約爲0.8。由圖2-6-4可求得尖峰(peak)之延遲情形。利用式(6-11) 所求得流速爲港口全斷面積之平均流速。防波堤開口部(即港口) 因受縮流之影響，其流速在堤頭發生最大流速，此點在設計時應特別注意堤頭保護工程。

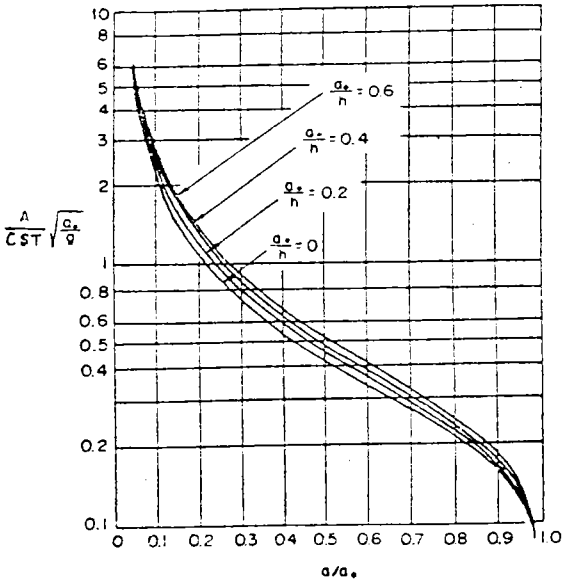


圖2-6-3　港內振幅計算圖

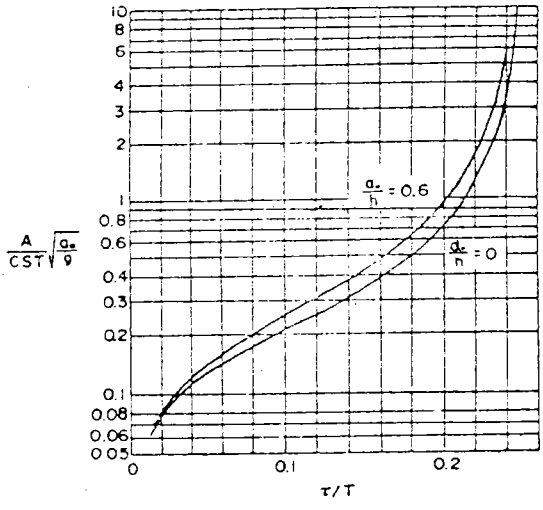


圖2-6-4　尖峰延遲計算圖

附錄、颱　風

[1]颱風定義

颱風爲熱帶性低氣壓之一種，係指發生於北太平洋西南部以及南海之低氣壓。所謂熱帶性低氣壓，爲發生於熱帶之低氣壓。

表 6-1-1　颱 風 之 分 類

總稱	分類	名稱	區域內最大風速	颱風強度	
				颱風種類	中心附近最大風速
熱帶性低氣壓	(1)	颱風	34knots以上 (≒17m/sec,或 8級風)	強烈颱風	100knots以上(51.0m/sec)以上
				中度颱風	64～99knots(32.7～50.9m/sec)
				輕度颱風	34～63knots(17.2～32.6m/sec)
	(2)	熱帶性低氣壓	33knots以下 (≒17m/sec)	熱帶性低氣壓	33knots以下(17.1m/sec)以下

附：上表僅以最大風速爲分類之依據，對氣壓之高低及範圍之廣狹，均不考慮。

[2]颱風發生經過

根據日本高橋浩一郎研究結果顯示，颱風自發生起至消失爲止，其間所經過階段相當規律。颱風之發生可分爲如表6-1-2所示四個階段。

颱風侵襲本省時，爲其最盛階段，但登陸後受中央山脈阻礙而減弱巨大之能量，而其後則逐漸減弱。

表 6-1-2　颱 風 發 生 的 四 個 階 段

時間	期間	位置	中心氣壓	速度	進行氣壓	備考
發生期	2.5日 (1～4)	12°N以北 (5～15)	1000mb以上	21km/hr (10～40)	W (WSW～NNW)	進行速度不安定，向NE進行
發達期	2.6日 (2～4)	16°N以北 (10～22)	中心氣壓，急速加深	20 (15～30)	WNW (W～NNW)	進行速度安定
最盛期	3.5日 (2～6)	21°N以北 (15～28)	中心氣壓安定960mb (980～920)	23 (10～40)	NW (W～E)	轉向亦多
衰弱期	數日	31°N以北 (20～40)	中心氣壓轉淺	33 (10～60)	NE (NW～E)	變爲溫帶低氣壓而伴有前線時，有寒氣之補給時，則再爲發達。

附註：上表數值係取平均數，括弧內數值係指範圍(依據高橋浩一郎所提資料)

[3]颱風內部氣壓分佈狀況

颱風內部之氣壓分佈，在中心周圍成圓形，等壓線略成同心圓狀，如以圓形等壓線最外圍直徑表示颱風大小，颱風之直徑通常在600km之譜，大者亦有2,000km，

而小者之直徑僅100km左右。

颱風之中心氣壓，近中心部份900mb爲左右，近邊緣約爲980mb，通常以930～960mb者居多。圓形外圈之等壓線約爲1000mb，故颱風內部之氣壓梯度非常大。距中心r(km) 點之海面氣壓p(mb)可由下列實驗公式求之。

$$p = p_0 - \frac{\triangle p}{1 - \frac{r}{r_0}}$$

（高橋浩一郎公式）

式中

p_0: 颱風最外圈圓等壓線之氣壓(mb)。

r_0: p_0等壓線之半徑(km)

$\triangle p$: p_0-中心氣壓(p_c)(mb)

上式不適用於求最外圈附近之氣壓，求颱風圈內部各點之氣壓可利用下式求之。

$$P = P_\infty - \frac{a}{\sqrt{1-(\frac{r}{r_0})^2}}$$

（藤田公式）

式中

P_∞: 颱風風域外之氣壓(mb)

a: $P_\infty - P_c$(mb)

r_0: 最大風速處與中心之距離(km)

颱風登陸後，因受地形影響，其圓形之氣壓分佈，常生變化。秋季經過本省附近之颱風，因帶有溫帶低氣壓性質，其圓形完全消失，遇此情形，上式不能適用。

[4]颱風所引起之暴風

依據高橋浩一郎理論，颱風內部風速分佈狀況，用實測數值模型化結果如圖2-6-1-1所示。颱風眼(半徑約10km)內部係無狀態。

颱風內域(通常距中心約40km以內)之風速與中心距離r 成正比而逐漸增大，外域(半徑約500km以內)之風速與$1/\sqrt{r}$ 成正比而逐漸減小。

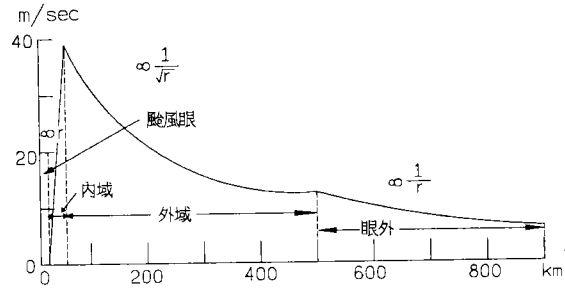


圖2-6-1-1 颱風域內風速分佈之模式

再外圍之風速則與1/r 成正比而逐漸減小。故颱風之最大風速發生於距中心40km～50km之內域與外域交界處。最大風速爲中心氣壓之函數。

依據高橋浩一郎理論，海上颱風之最大風速，可由下式求得。

$$V_m = 6.0\sqrt{\triangle P}$$

式中

V_m: 颱風之最大風速(m/sec)

ΔP: P_0-P_c(mb)

P_0: 颱風最外圍圓形等壓線之氣壓(mb)

P_c: 颱風中心氣壓(mb)

P_0之值各颱風間無太大差別，故事實上颱風之最大風速由颱風中心氣壓而決定，如表6-1-3。

表 6-1-3 颱風中心氣壓與最大風速(高橋浩一郎)

中心氣壓(mb)	980	970	960	950	940	930	920
最大風速(m/sec)	27	33	38	42	46	50	54

根據統計，颱風暴風半徑與颱風中心氣壓之關係如表6-1-4。

表 6-1-4 颱風域內之暴風半徑(高橋浩一郎)

(a) 風力6級以上

颱風之半徑(p_0之半徑) / 中心氣壓	km 1×111	km 2×111	km 3×111	km 4×111	km 6×111	km 8×111	km 10×111
920mb	km 230	km 330	km 400	km 460	km 560	km 650	km 730
940	210	290	360	420	510	590	660
960	180	250	310	360	440	500	560
980	140	200	240	280	350	400	450
1000	90	150	150	180	220	250	280

(b) 風力8級以上

颱風之半徑(p_0之半徑) / 中心氣壓	km 1×111	km 2×111	km 3×111	km 4×111	km 6×111	km 8×111	km 10×111
920mb	km 140	km 200	km 240	km 280	km 340	km 390	km 440
	130	180	250	250	310	360	400
960	110	150	210	210	260	300	340
980	80	120	170	170	210	240	270
1000	50	80	110	110	130	150	170

進行中之颱風，其風速分佈情形非圓形對稱，以進行方向右側後方區域之風速爲最大。此時颱風內各點之風速由颱風中心切線方向成20～30°之風(反時針，由氣壓梯度引起之環狀風)與颱風進行方向之風二者之向量合組成。

第七章　漂砂

7-1 概述

在預期會因漂砂而受種種影響之海岸構築結構物時，須充分掌握該地區之漂砂特性（海岸地形，底質粒徑，漂砂移動臨界水深，沿岸漂砂量，沿岸漂砂之主要方向等）與其影響。

[說明]

(1)海岸、湖岸之底質(Bed Material)因波浪及水流之作用而移動之現象，或移動之砂粒本身稱爲漂砂。

(2)因風力而使砂粒發生移動或移動之砂粒本身稱爲飛砂。就廣義而言，海灘之飛砂亦可包含在漂砂之內。

(3)構成海岸之物質總稱爲底質。構成海灘之底質係由附近之河川、海崖以及鄰近海岸所供給，但在供給之過程亦或堆積在海灘後受波浪及流之作用，因此底質可反映波浪及海流等之外力特性。此稱爲外力引起底質之篩分作用。

底質之粒度特性，一般以如下之指標加以表示:

(a)中間粒徑(d_{50}): 與粒徑累積曲線之累積通過率50% 相對應之粒徑。

(b)平均粒徑(d_m): $d_m=\sum_{p=0}^{p=100} d\Delta P \;/\; \sum_{p=0}^{p=100} \Delta P$

(C)篩分係數(S_0): $S_0=\sqrt{d_{75}/d_{25}}$

(4)有關漂砂之臨界水深，雖有各種之推算公式，但均爲如式(7-1)之形式，隨公式而取不同的n、α之值。

$$\frac{H_0}{L_0}=\alpha\left(\frac{d}{L_0}\right)^n\left(\sinh\frac{2\pi h_i}{L}\right)\frac{H_0}{H} \qquad (7\text{-}1)$$

式中

L_0: 深海波波長(m)

H_0: 相當深海波波高(m)

L : 水深h_i處之波長(m)

H : 水深h_i處之波高(m)

d : 底質粒徑(平均粒徑亦或中間粒徑)(m)

h_i: 移動臨界水深(m)

式(7-1)之係數與各公式之關係，如表7-1所示。

表7-1　移動臨界水深表示式之比較

研究者	佐藤、田中		佐藤、岸	栗原、篠原	石原、椹木
n	1/3		1/2	1/2	1/4
α	1.35	2.4	10.2	1.56～2.44	0.171
移動形式	表層移動	完全移動	全面移動	初期移動	初期移動

(5)所謂沿岸漂砂量爲與海岸斜向入侵之波浪所產生與海岸平行方向之漂砂量。此沿岸漂砂量，須整理以下之各種資料而充分檢討推算。

(a)海岸結構物周圍之土砂變化量之連續觀測資料

(b)波浪輸送能量之沿岸方向成分資料

(c)周邊海岸漂砂量之相關資料

(d)過去浚渫土量之資料

(e)試驗浚渫地點淤積量之連續觀測資料

(6)沿岸漂砂量之概略值，可用各種之推算公式。沿岸漂砂量之推算式，一般以式(7-2)之形式表示，各公式之係數a、n如表7-2所示。

$$\left.\begin{aligned} Q_x &= aE_x^n \\ E_x &= \Sigma e_x = \Sigma k_r^2 \left(\frac{n_a W_0 H_a^2 L_a}{8T}\right) \sin\alpha_b \cdot \cos\alpha_b \end{aligned}\right\} \quad (7\text{-}2)$$

式中

Q_x: 沿岸漂砂量

E_x: 波浪輸送能量之沿岸方向成分

K_r: A點與碎波點間之折射係數

n_a: A點之群速度與波速之比

W_0: 海水之單位體積重量(t/m^3)

H_a: A點之波高(m)

L_a: A點之波長(m)

T : 波浪之周期(sec)

α_b: 碎波點(b點)之波浪入射角度(度)

d_m: 底質之平均粒徑(mm)

表7-2 沿岸漂砂量公式之係數a,n值與Q_x,E_x之單位

公　　式	a	n	Q_x之單位	E_x之單位
Savage	0.22	1.0	m^3/day	t·m/m/day
井島、佐藤、青野、石井	0.62	0.54	m^3/月	10^{-2}t·m/m/月
佐藤、田中	0.3	1.0	m^3/day	t·m/m/day
Manohar	$0.786d_m^{9.592}$	0.91	m^3/day	t·m/m/day

(7)沿岸漂砂主要爲隨侵入波之波向，而沿著海岸邊之二方向移動，此二方向中，每年移動量最多之方向稱爲主方向。漂砂之主方向可依以下之資料來判斷:

(a)自然海岸以及結構物周圍之地形

(b)底質特性(中間粒徑、礦物組成等)之沿岸方向分佈

(c)螢光砂等之流動方向

(d)入侵波浪之輸送能量方向

7-2 漂砂之基本性質

[1]漂砂在海濱各處之移動狀態

海濱各部份之名稱如圖2-7-1所示。

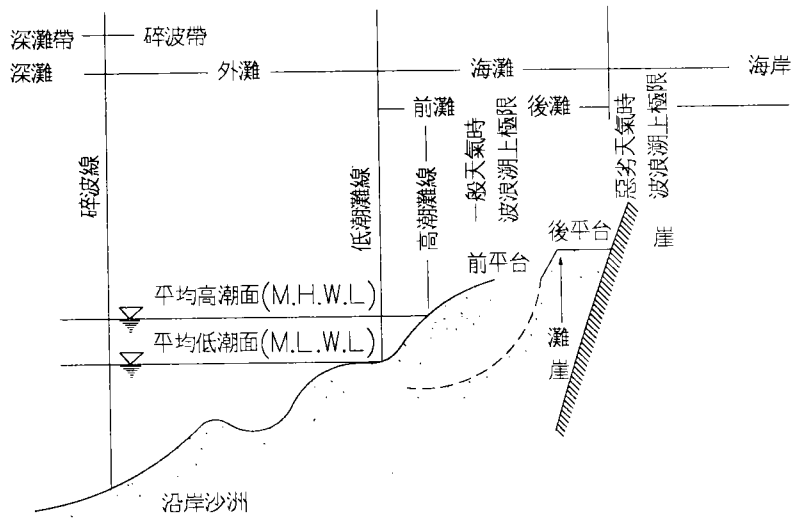


圖2-7-1 海濱各部分名稱

(1)砂粒在海底之移動形式

海底砂粒之移動形式，按砂粒之運動狀態，可分類如下：

(a)在海底面上滾動
(b)在海底面上躍動
} 此兩種形式之移動漂砂稱爲推移漂砂。

(c)在海水中浮游，此種形式之移動漂砂，稱爲浮游漂砂。

又按砂粒群之移動狀態，可分類如下：

(a)形成砂漣(Ripple mark)，保持其原有形狀而移動。

(b)在海水中浮游。

(c)被海水打上前灘，又被刷回後，在前灘躍動(Saltation)。

(2)深海之漂砂

在水深非常深之深海，波浪無法使砂粒移動。當波浪進入淺海領域即移動臨界水深後，砂粒受波浪之影響，開始在海底面上移動。水深比淺海水深爲淺時，海底因波浪所引起之水分子速度，隨水深減小而急劇增大，於海底小凹凸周圍，形成漩渦。底質粒徑在0.5mm～1.0mm時，砂漣之波長，約有1m之譜。砂漣係沿波浪進行方向前進。在海底面附近之土砂，一部份隨砂漣之移動以推移式向岸邊移動，一部份被砂漣周圍之漩渦，攪動浮揚後，向深海移動。由上述兩部份移動數量與方向，可判斷土砂隨波浪移動之數量及方向。然而，被攪動浮揚之土砂，亦有隨水流方向移動，因此對潮流不得不加考慮。

(3)碎波帶之漂砂

水深減小後，波浪隨波高，尖銳度及海底地形等，在一定水深處，發生碎波現象。海底土砂被碎波攪動後，浮游在海水中，並隨碎波帶內之水流移動。故在碎波帶內，浮游砂所佔份量相當大。

(4)前灘之浮砂

最後破碎之波浪，失去波浪能量，變爲普通水流，經被打上前灘後，再被刷回，底移質在薄層水流內作Z字形運動(Zigzag)，沿海岸方向移動。

[2]海灘之平衡形狀

模型海灘於波浪開始作用時，發生若干地形變化以資適應，至達平衡後不再有變化，此時之海灘稱爲平衡形狀或平衡波度。實際上，波浪變化過大，受沿岸流等波浪以外之外力侵襲之天然海灘，迄今尚無達到完全平衡形狀之實例。海灘之平衡形狀，如圖2-7-2 所示，可分爲有沿岸砂洲與無沿岸砂洲兩種，前者稱爲暴風海灘，後者稱爲正常海灘。依據實驗結果，在暴風海灘情況下，前灘發生崩潰，在正常海灘情況下，前灘有堆積之傾向。試驗上，此兩種現象之發生界限，可以波浪尖銳度及底質粒徑與波高比，繪製成圖2-7-3 表示。惟試驗波浪與其對應之土砂底質所形成之海灘平衡形狀，是否符合實地情況，尚未完全證實。

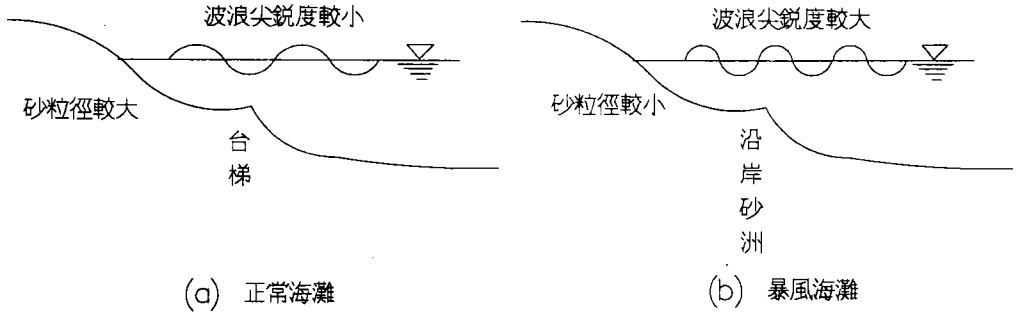


圖2-7-2 砂灘平衡斷面

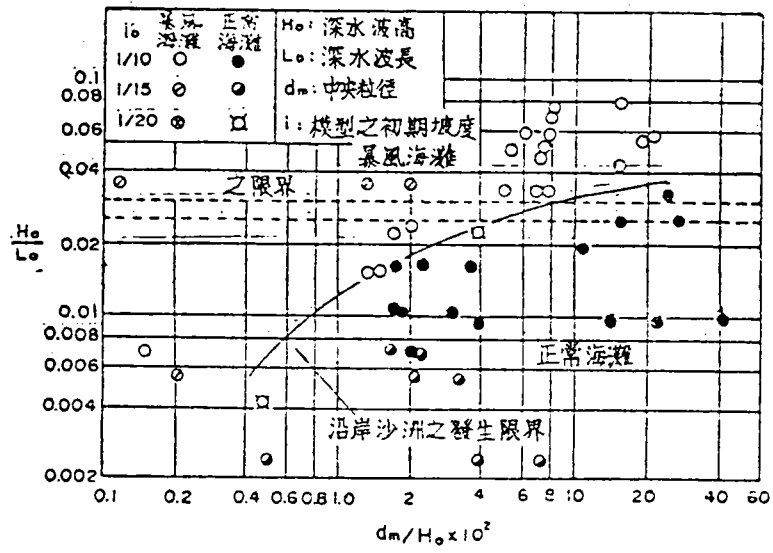


圖2-7-3 沿岸砂洲發生界限

[3]砂灘上砂粒篩分作用

天然砂灘之底質粒徑，沿岸線垂直方向，作連續性變化，同一地點，聚集粒

徑相同之底質。此爲海灘砂粒篩分作用，對推測漂砂移動方向言，以岸線平行方向之粒徑分佈情形爲重要參考資料，該項資料可參照調查及推算「漂砂來源與漂砂主要方向」，本節僅就沿海灘斷面，底質平均粒徑之分佈情形，加以討論。

(1)底質平均粒徑與水深之關係

圖2-7-4 爲美國太平洋海岸40處海灘，調查結果所得海岸斷面方向之粒徑典型分佈情形。圖2-7-5 爲日本田子浦海岸沿海岸斷面方向之平均粒徑分佈情形。上述兩處海岸斷面，均有兩座小砂堆，底質粒徑最大之砂堆，位於最終碎波線附近，另一砂堆位於波浪所能達到地點稍靠陸側處。底質粒徑係隨水深增大而減小。此種情形之粒徑分佈，除陸上部份外，與各點流體攪動(Disturbance)強弱程度有關，亦即攪動愈厲害之地方，其土砂粒徑愈大，攪動愈弱之地方，其粒徑愈小。如從沿岸方向之底質粒徑分佈情形，推測漂砂方向而決定採砂地點時，須特別注意灘線附近之粒徑變化非常大。

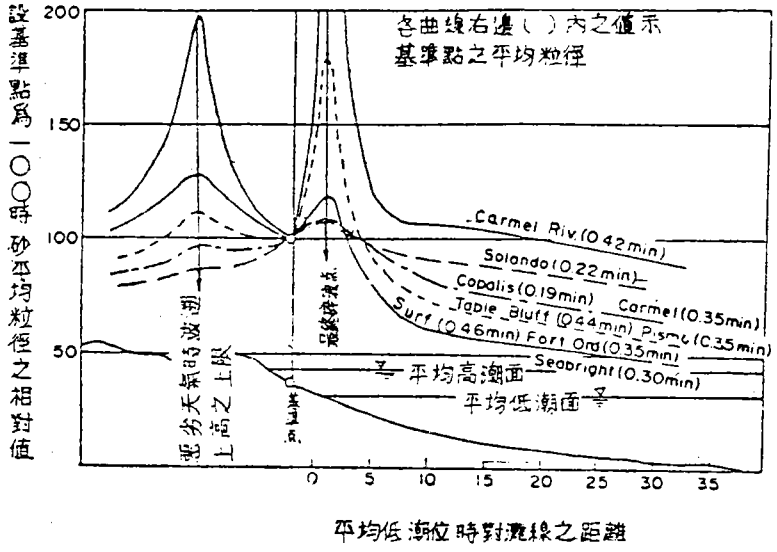


圖2-7-4 海岸斷面方向底質粒徑分佈

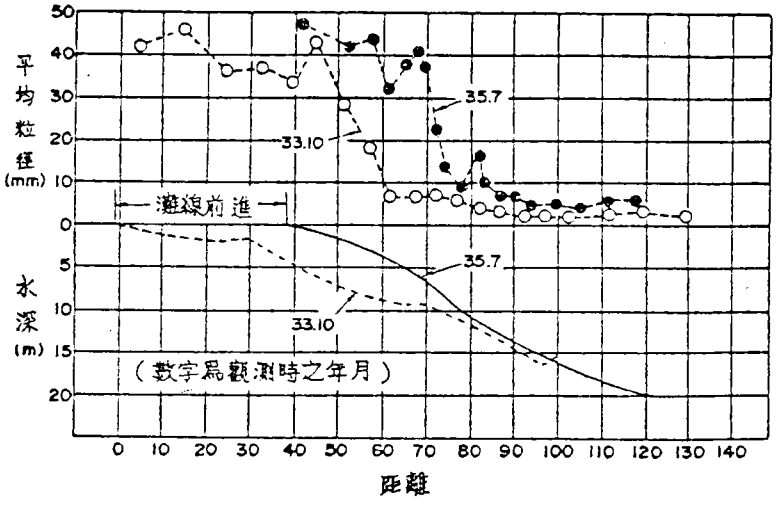


圖2-7-5 田子浦海岸底質粒徑分佈

(2)前灘坡度與土砂平均粒徑之關係

一般前灘坡陡峻之地方，土砂粒徑較大，坡度緩和之地方，土砂粒徑較小。圖2-7-6 係依據上述美國太平洋海岸及其他海岸調查所得資料繪製之前灘坡度與土砂平均粒徑之關係。圖中實線表示最小坡度。

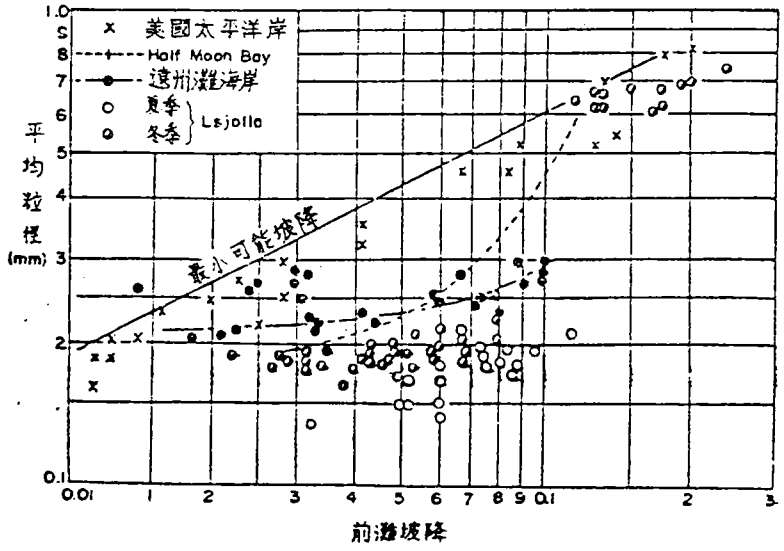


圖2-7-6 前灘波降與底質粒徑之關係

[4]海灘地形

天然海灘地形，係由地殼變動後，再經長期間之波浪，水流、風雨等作用所形成，其成因非常複雜。然而，海灘地形之形成原因，爲明瞭漂砂動向所必需之資料。本節僅就海灘地形在較短期間內所形成，且能明確表示漂砂特性之數個特殊點，加以說明。

(1)沿岸砂洲(Along shore sand bar)

關於沿岸砂洲之發生範圍，已於「漂砂之基本性質」加以敘述。沿岸砂洲在碎波線附近，約略與岸線成平行而伸長，其伸長形狀，有時相當長，有時較短。沿岸砂洲之平面形狀，爲推測海岸附近波浪(尤以碎波狀況)，離岸流位置、大小以及結構物周圍海流狀態之良好資料。

(2)灘錐(Cusp)

天然海岸尤其崩潰性之海岸，其灘線作弧狀彎曲者甚多。此種弧狀灘線，稱爲灘錐。大部份灘錐與外海弧狀砂洲相對。又如圖2-7-7 所示，灘錐長度，小者有30m～50m 大者有300m～500m甚至達到數仟公尺。

灘錐之成因有二：一爲離岸流促使兩側水流集中，以致灘線向前推進，一爲退波集中，引起崩潰形成弧形凹部。經觀察實地結果，灘錐間距較大者屬前者，較小者屬後者。灘錐以波浪直射之海岸較波浪斜射之海岸易於發生。圖2-7-7爲灘錐之成因。

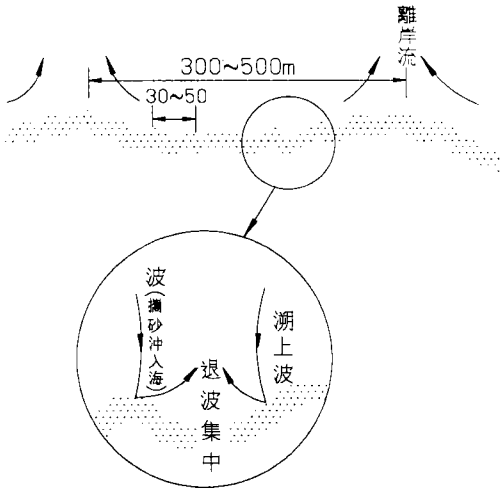


圖2-7-7　灘錐之成因

(3)繫岸砂洲(Tombolo)

海岸有弧立島嶼或離岸堤時，波浪向岸線進行因島嶼或離岸堤阻擋發生繞射現象，波高及波速均減低，波向亦改變。弧立島嶼或離岸堤與海岸線間發生堆積現象，海岸線逐漸向外延伸，遂與島嶼或離岸堤，連成一體，此種成舌狀推進之砂洲稱爲繫岸砂洲如圖2-7-8所示。

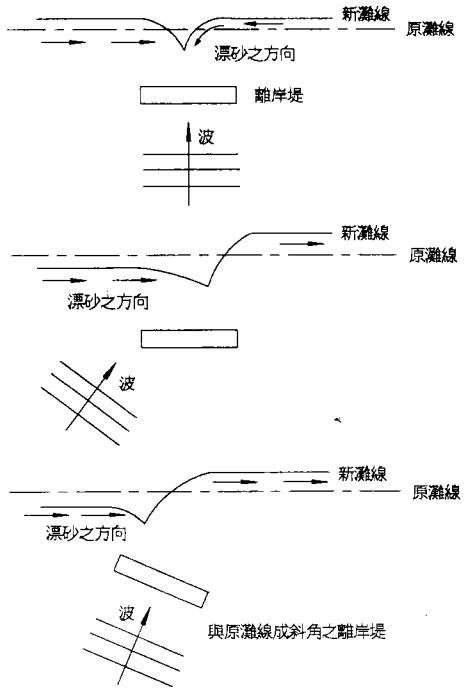


圖2-7-8　繫岸砂洲之形成

(4)砂嘴(Sand spit)

在河流入海處，流速減慢，平行海岸方向之漂砂，無法流向深海，而在河口上側逐漸堆積，形成砂嘴。波浪因受砂嘴之阻擋，其背面成爲平靜水域，堆

積現象更爲增大，形成更大之砂嘴。日本天橋立爲砂嘴之典型。圖2-7-9 爲砂嘴之成因。

(5)海岸結構物周圍之地形

於海岸結構物周圍，一般漂砂上游側，發生堆積現象，下游側則發生侵蝕現象。惟有時結構物上游側，因波浪侵襲較強，反有侵蝕發生，波浪侵襲較弱之下游側，反而引起堆積現象。故侵蝕與堆積之起因與後果，並不單純。圖2-7-10(a)及圖2-7-10(b) 分別爲海岸結構物及岬島附近之地形。

[5]飛砂

(1)風力之垂直分佈狀況及臨界摩擦速度

內灘在退潮時因風力而產生土砂移動，稱爲飛砂(Deflation) ，砂灘表面上，風速之剪應力τ在臨界值以上時，砂粒即因風吹動。砂粒未開始移動時，風速在地面上之分佈，以與地面垂直之軸爲Z 軸，Z_0爲地面粗糙狀況，以長度表示，K爲Karman常數，則風速之垂直分佈狀況爲:

$$V=\frac{V_*}{k}\ln\frac{Z}{Z_0} \qquad (7\text{-}3)$$

V_*爲摩擦速度，$V_*=\sqrt{\frac{\tau}{\rho'}}$，$\rho'$爲空氣密度，k=0.4

砂灘上Z_0，Zingg(1961)之計算式爲:

$$Z_0=0.081\ \log\frac{D}{0.18} \qquad (7\text{-}4)$$

D爲粒徑，以mm單位。

粒徑小時，可用Bagnold(1954)之計算式:

$$Z_0=D/30 \qquad (7\text{-}5)$$

風速相當大，砂粒已被吹動時，風速之高度分佈公式，按Zingg之研究:

$$V=5.75V_*\log\frac{Z}{Z'}+V' \qquad (7\text{-}6)$$

$Z'=19D(mm)$，$V'=8.8\times100D(cm/sec)$

摩擦速度V_*，按堀川及沉學汶(Horikawa, Shen, 1960)，在D=0.3mm時求得之公式爲:

$$\begin{aligned}V_*&=0.690V_{100}-18.4\\ V_*&=0.548V_{446.5}-14.7\end{aligned}\ (cm/sec) \qquad (7\text{-}7)$$

V_{100}, $V_{446.5}$各爲地面上100cm ，446.5cm處測得之風速。

(7-7) 式與河田(Kawada, 1950)等在實地測得之結果非常符合，故已知V_h(即Z=h高度之風速)及粒徑D，則V*可由(7-3)式及(7-6)式求出。

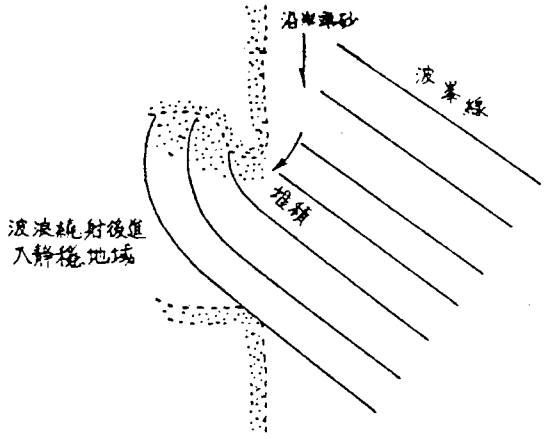


圖2-7-9　砂嘴之形成

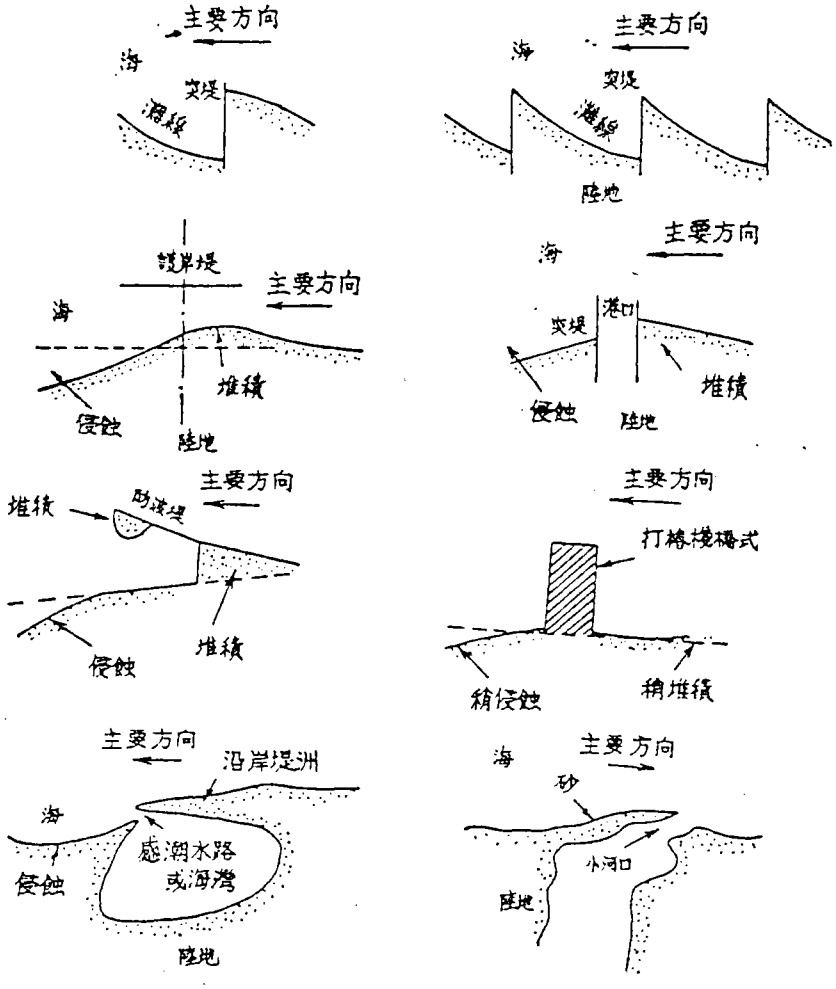


圖2-7-10(a)　海岸結構物附近之地形

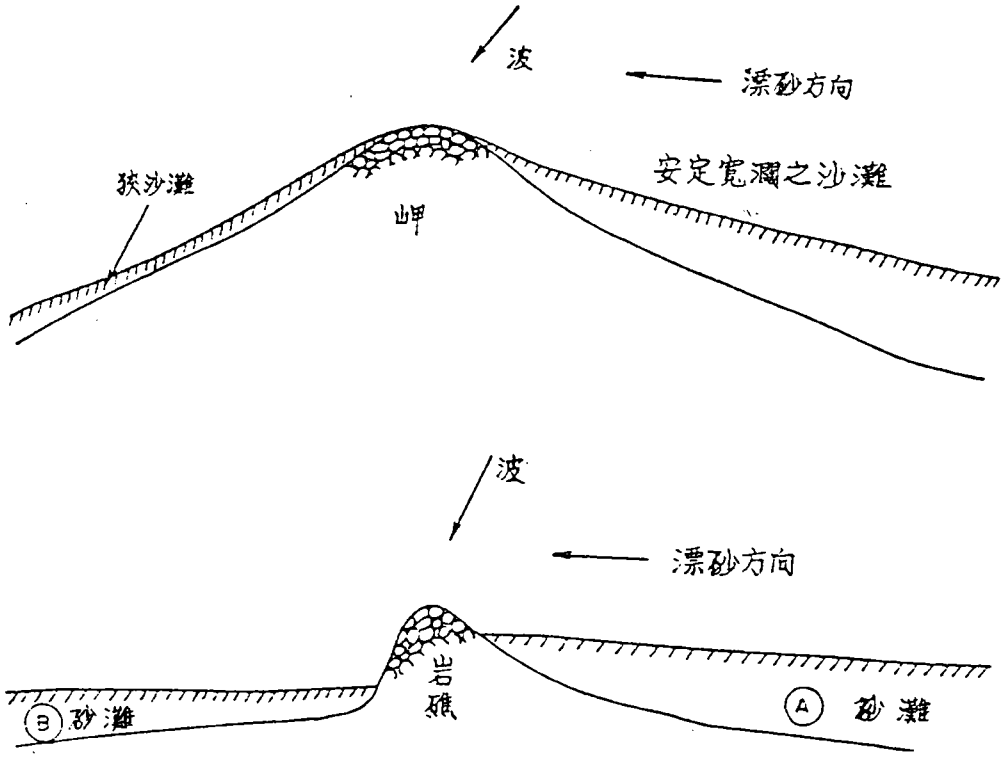


圖2-7-10(b)　由岬島附近地形判斷漂砂方向

$$V_{*}=0.053V_{100}$$

$$V_{*}=0.0572V_{446.5}-14.7 \qquad (7-8)$$

砂粒起動之界限摩擦速度V_{*c}按Bagnold之研究爲：

$$V_{*c}=C\sqrt{\frac{\rho_3-\rho'}{\rho'}\cdot gD} \qquad (7-9)$$

$V_{*}D/V>3.5$時$C=0.1$

(2)飛砂之垂直及水平分佈

飛砂量之垂直分佈狀況，一般可用實驗公式表示，以q爲與地面垂直之平面上單位面積，單位時間通過之砂量，Zingg之實驗式如下：

$$q=\left(\frac{a}{Z+C}\right)^{1/n} \qquad (7-10)$$

上式中a 爲與粒徑有關之常數，C,n爲與粒徑及風速均有關係之常數。上述各常數，均須用實測值代入決定。

飛砂量之水平方向分佈狀況(飛砂能傳播多遠之問題)，石原·岩垣(Ishihara, Iwagaki,1952)之觀測值爲D=0.2～0.25mm 之飛砂，在風速 V=10m/sec時，離地超越40cm 後砂量即減少，在砂灘上挖4m寬之深溝，祇有3%之飛砂能到對岸，97%落入溝中。

(3)飛砂量

Bagnold(1938)及O' Brien(1936)之飛砂量實驗公式爲:

$$q=C\sqrt{\frac{D}{D_0}}\ \rho' V_*^3 \qquad (7\text{-}11)$$

q 爲向風方向單位寬度上單位時間通過之砂重量，D 爲粒徑，D_0 爲標準粒徑0.25mm，C之值與粒度分佈有關，Bagnold建議之數字如下：

粒徑大致相同時　C=1.5

砂灘上之自然砂　C=1.8

粒度極不均勻　　C=2.8

此式之計算結果，與實測值甚爲符合，但V_*小於臨界值V_{*c}時，亦可算出q，殊不合理，河村(1951)將此公式改爲:

$$q=C'\rho'(V_*-V_{*c})(V_*+V_{*c})^2 \qquad (7\text{-}12)$$

C' 須由實驗中決定。

風速相當大時，(7-11),(7-12)兩式計算結果幾乎相同，前者仍可使用。

臺灣西海岸海灘上，同一風速時，乾潮露出地區之飛砂量與砂粒之濕潤狀態有關，即爲砂灘露出時間之函數，依因次分析(Dimensional analysis)結果，飛砂量公式爲下列形式:

$$\frac{q}{\rho_s g V^2 t}=f\left(\frac{D_{50}^3}{S_0 V^3 t^3}\right) \qquad (7\text{-}13)$$

D_{50}爲中央粒徑，$s_0=\sqrt{D_{75}/D_{25}}$ 即篩分係數，t爲砂灘由水中露出之時間，該式尚需較多實地觀測資料加以應證。

7-3 影響漂砂之因素

影響漂砂現象之因素，計有波浪、水流、潮汐、底質特性及海岸地形等。

[說明]

(1)在外海，波浪爲漂砂最重要之移動力。水粒子在隨波浪作軌道運動過程中，作用於底質，再經碎波產生水柱作用，將底質加以攪動。波浪碎波後，形成與海岸平行及垂直方向之波浪流(Wave current)，影響底質運動。

(2)如海峽等潮流較強之地方，或波浪對海底影響較小之外海深處，潮流爲漂砂之重要移動力。

(3)潮汐與潮流具有密切關係外，由於潮汐所引起之水深變化，不但影響波浪（波浪之變形、折射、碎波等）及海流特性，同時亦影響波浪對海底面之作用。故在與水深相比，潮位變動較大之地區，調查碎波帶內之漂砂及地形變化時，對潮汐之影響，應加以考慮。

(4)底質特性中，粒徑、重量及形狀等，爲決定作用於底質粒子之重力及底質沉降速度之主要因素。底質之粒徑與形狀，與顆粒因流體運動所受之力量，具有密切關係。再者，海岸比降及地形，對移動漂砂之外力(即波浪及海流)亦有很大影響。

7-4 建港時應注意之漂砂各種特性

於砂灘建造結構物時，事前對下列各點，應詳加調查。
1. 漂砂主要方向及漂砂來源。
2. 漂砂量。
3. 漂砂移動臨界水深(Critical depth)及各種水深之漂砂量分佈情形。
4. 漂砂流失地點及流失量。

[說明]

(1)於砂灘上建造結構物時，經常遭遇因漂砂所引起之各種技術問題，爲慎重應付該類問題，對上述漂砂各種特性，應詳加調查，又此等漂砂特性，將會如何演變，亦須慎重加以推測。茲將港灣建設中，因漂砂所引起之各種問題，列舉如下：

(a)因建造港灣結構物所引起鄰近地區之侵蝕。

(b)港灣設施(泊池、航道)之淤塞。

(c)結構物下層之沖刷，拋石之沖散以及結構物之倒塌等。

(d)因結構物周圍地形之變化，引起波浪對結構物衝擊情形之變化。

(2)漂砂方向

漂砂移動，有與海岸線成平行及垂直兩種方向。與海岸成直角方向之漂砂，對短期間之海岸線變化，影響較大，與海岸平行方向之漂砂，對長期間之海岸線變化，較爲重要。圖2-7-14爲在較單純砂灘上，遇有較大波浪時，各位置之漂砂主方向。依據該圖，碎波帶以內之漂砂主要方向，係與海岸線平行，亦與波浪輸送能量中之岸線平行分力(Component) 方向一致。又接近外海地區之漂砂主要方向與波浪之進行方向一致，惟在水深-8m至-10 m 附近之水域內，漂砂向潮流方向移動之數量，亦相當多。

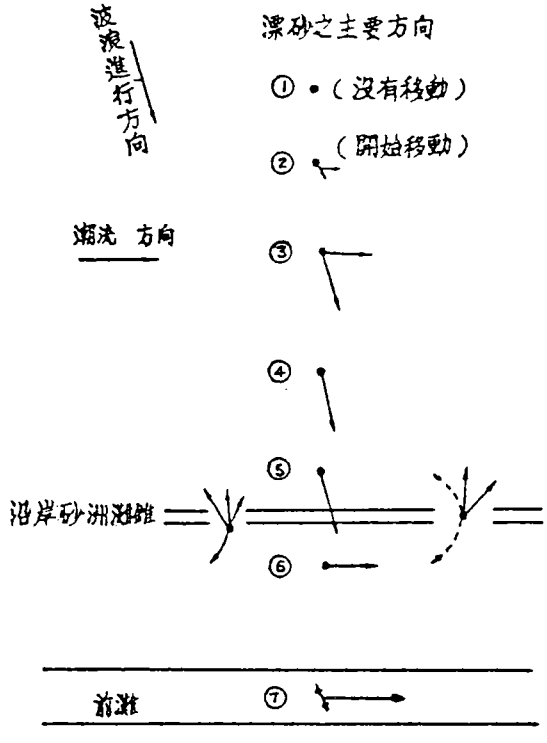


圖2-7-14 自然海灘漂砂之主要方向

(3)漂砂之主要方向及來源

在穩定狀態之海岸，其流入流出之漂砂數量，大約相等。惟由於某種原因，其穩定狀態破壞時，即發生崩潰或堆積現象。故建在砂灘上之結構物，如欲使其能保持良好狀態，應將該地區之漂砂來源及主要方向，詳加調查。茲將砂灘之漂砂來源，列舉如下：

(a)由河川流出之土砂。

(b)由海岸崩潰所產生之土砂。

(c)由鄰接海岸漂來之土砂。

(d)人爲補給之土砂。

無特定漂砂來源，土砂僅在調查區間之海岸內移動而形成漂砂現象者亦有。

上述漂砂來源中，以流自河川之土砂，影響海岸變化最大，故對調查地區附近之河道改良及建造水埧等，須特別加以留意。

(4)漂砂量

單位時間內，通過垂直海岸單位面積之土砂量稱爲漂砂量。通常以一年時間內通過與海岸成直角之全部斷面而向與海岸線平行方向移動之土砂量稱爲調查區間海岸之全年漂砂量。推算漂砂量對探求漂砂對策，非常重要。與海岸平行方向之漂砂量，依據實地觀測結果，係與波浪輸送能量中與岸線平行方向之分力之n次方(n爲定數)成比例即$Q=aE^n$。各海岸均以該公式爲藍本，另訂各海岸適用之公式。目前已知漂砂量在外海波浪具有某種尖銳度(Steepness)，或外海波浪之入射角具有某種角度時，可達最大數值。將此等因素配合考慮波浪輸送土砂之能量，已有新漂砂量推算公式發表，雖經模型實驗及理論解析，均爲合理，惟未經實地印證，尚未達普通應用之階段，目前推算漂砂量仍以實測試驗用突堤等海岸結構物周圍之土砂量增減情形爲最準確之方法。關於漂砂量之推算，可參照「漂砂量調查及其推算」。

(5)漂砂移動之臨界水深與在各種水深範圍內之漂砂量分佈情形

能使砂粒產生漂動之最大水深爲砂粒移動臨界水深。土砂之移動臨界水深在選定砂灘港之港口位置時爲一非常重要之參考資料。關於砂粒移動臨界水深，如後所述，經藉由各種實驗，已發表各種推算公式，惟判定移動開始之標準，隨實驗者而有不同，使用此等公式時，應加以留意。

有關漂砂量之分佈情形，因實地觀測非常困難，目前尚無實測數量。依據模型試測結果，如圖2-7-15所示，漂砂量在較碎波帶水深爲淺之處，特別多。同樣波高之波浪，其尖銳度較小時，土砂聚集於灘線(Shore line)附近，尖銳度愈大，則愈向碎波線成擴展分佈，在碎波線內側與灘線附近，形成兩座砂堆。

7-5 海岸結構物與漂砂之關係

海灘因結構物會引起漂砂現象變化，應如何謀求對策，實爲調查天然海灘漂砂特性之重要目的之一。截至目前，雖曾繼續不斷研究港灣結構物對漂砂之影響，仍未得結論，本節僅陳述種種實例及模型試驗室所見須特別注意之現象，俾供調查研究參考。

[1]海岸斷面因結構物而發生變化

(1)建造於碎波線內靠陸側之海堤底腳沖刷情形

對模型海灘施以規則波浪，海灘達到平衡狀態後，在碎波線內靠陸地點，設置直立堤，再進行造波，其直立堤堤腳沖刷程度與時間之關係如圖2-7-16所示，該圖有四種情況，由同一初期海底地形及同一波浪情形下，改變直立堤之

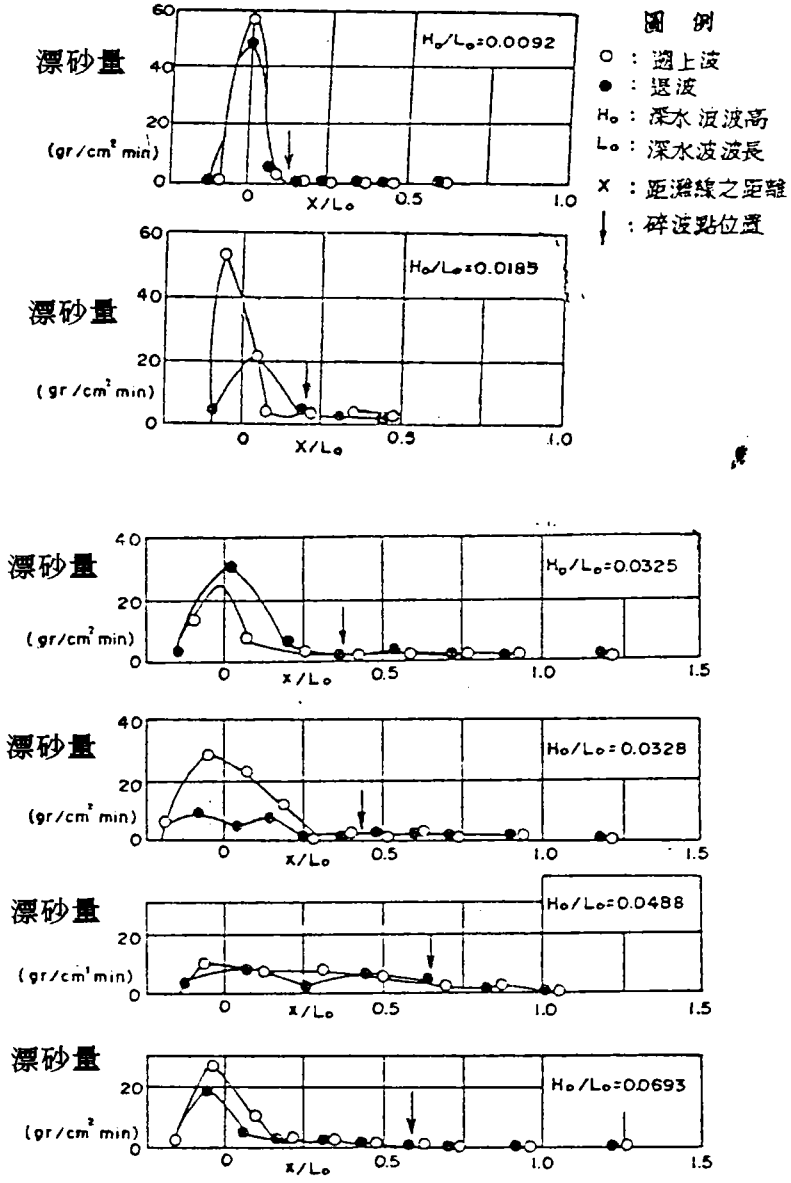


圖2-7-15　漂砂量在二度空間水路之分佈

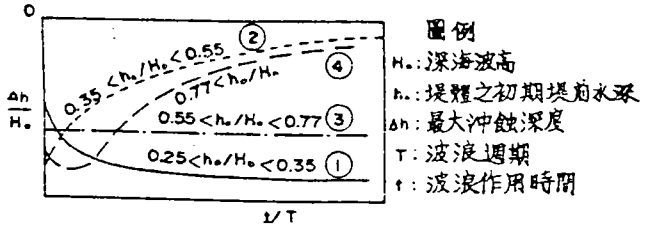


圖2-7-16　沖蝕進行過程

位置(亦即以堤腳之初期水深與波高之比作爲沖刷因素)形成，另底質粒徑對沖刷程度亦爲重要因素，沖刷因素不同時，其沖刷進展狀況亦不同，如初期水深較淺之堤體，其沖刷狀況爲波浪碎波後沿砂灘溯上再形成射流狀態之波浪，又初期水深較深時，因波浪在堤體前發生反射現象，對沖刷之影響頗大。

若前述直立堤置於最終碎波線略向陸側時，其堤腳沖刷深度最大，與深海波高相似(甚至較深海波高爲大)，如直立堤再向陸側或海側移動時，其沖刷深度均減小，如堤體前面稍作傾斜時，其沖刷作用亦轉弱。

(2)防波堤前面受重複波沖刷

在砂灘未有防波堤前，縱使土砂移動不甚利害，一旦防波堤建造後，其前面堤腳即發生沖刷現象，如阿爾及利亞(Algeria)之阿爾及(Algiers)港防波堤，該港防波堤被波高9m，周期14sec(因係示性波高定義採用以前之紀錄，該兩項數值所代表之實際意義未知) 之波浪所破壞，其倒塌主要原因爲拋石堤坡腳被沖刷所致，又意大利之基諾西港(Genoa) 直立堤堤腳自建造後即開始沖刷，一年後，其沖刷深度達1.5m～2.5m，上述阿爾及港防波堤堤腳，被重複波沖刷倒塌情形，經模型試驗結果得知，土砂在重複波節點(Node)處生堆積，而於奏點(Loop)處被沖刷，堆積地點彼此相隔距離約爲波長之一半，然而，另一項試驗顯示，海底砂堆間之距離相當於進行波波長之1/4 ，基於此因重複波所引起起之堆積與沖刷現象，尚待進一步研究。

(3)因潛堤引起之海底斷面變化

潛堤對海底斷面，具有下列兩種效用：

(a)將侵襲海岸之波浪提早使其破碎，或將其中一部份波浪反射以減少襲擊海岸波力。

(b)阻止前灘底質流失可防海岸沖刷，惟此種效果有時不彰，圖2-7-17爲日本新瀉西海岸建有潛堤地段與無潛堤地段之海底變動情形，該圖顯示潛堤對

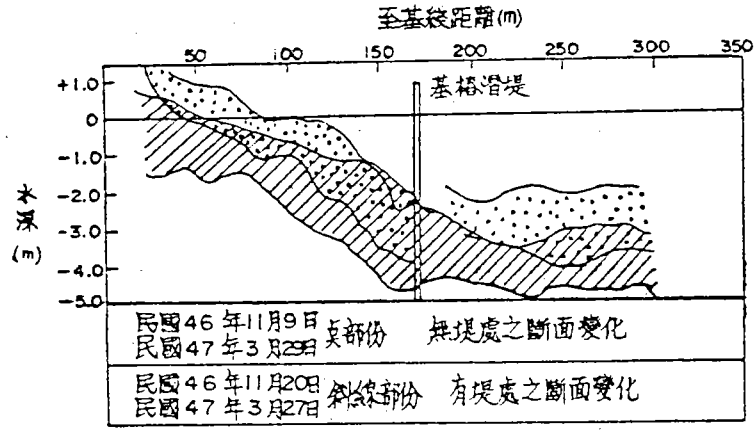


圖2-7-17 日本新瀉西海岸有無潛堤地段之海底斷面比較

防止海底變化，具有相當效果，圖7-7-18爲日本明石海岸之潛堤平面圖，圖2-7-19(a)(b)(c)爲各斷面在建造潛堤前後之海底變化情形，由圖可知，無潛堤之(c)斷面及潛堤上側之(b) 斷面，均有顯著之土砂堆積，(a)斷面處，略有沖刷，由此顯著堆積與少量沖刷，不但顯示潛堤能防止堤內土砂之流失，且具有甚大之土砂貯存能量，潛堤對防止土砂漂動，雖具有上述效果，惟潛堤本身海側堤腳則有受波浪沖刷之威脅，依據模型試驗，斜坡海灘建造潛堤時，在波浪垂直襲堤體情況下，其沖刷情形隨潛堤高度h 與

潛堤位置水深d之比h/d相同，潛堤在碎波線時，其沖刷現象最爲顯著，潛堤愈向海測，其沖刷現象則愈小。

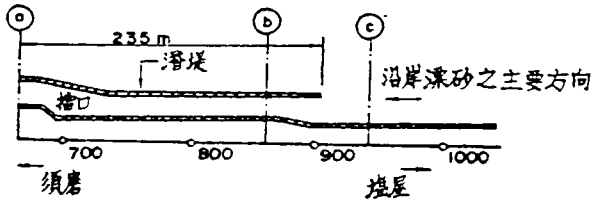


圖2-7-18　明石海岸潛堤平面圖

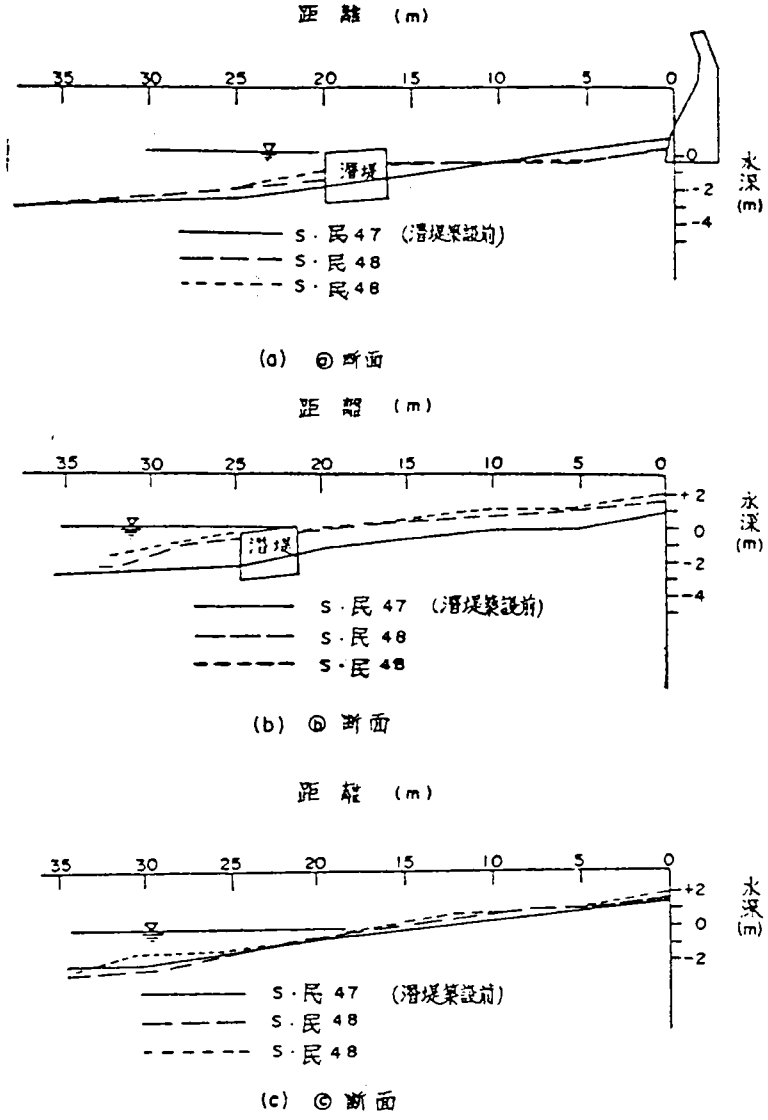


圖2-7-19　明石海岸之潛堤附近海底變化

7-6 結構物佈置形態與漂砂之關係

[1]港灣外廓堤防建造與海底地形變化

砂灘海岸上佈置完善之港灣外廓堤防，甚爲困難，即使施工前已慎重考慮，施工時，亦將遭遇無法預料之種種困難。因此，施工中，由於工程進展所引起之漂砂現象及海底地形變化，須加留意，以謀求防止對策。於砂灘海岸，關建大規模之人工港時，應就截斷漂砂移動方向，亦即與海岸線成直角方向，開闢航道及建造防波堤。此種方式雖可將大部份漂砂予以攔阻，惟仍難免引起下列諸現象：

(1)在防波堤上側，亦即漂砂移動方向之上游，發生土砂堆積現象

(2)在防波堤下側，亦即漂砂移動方向之下游，發生海岸侵蝕現象

(3)漂砂從港口侵入，淤淺港口及港池

如欲徹底解決漂砂問題，在不阻礙漂砂移動原則下，可採用迂迴排砂(Sand Bypass)方式，使漂砂移動路徑與航道成立體交叉，穿過港底，可使防波堤上游之土砂，經港底大排砂管通至防波堤下游，予以排洩。然而，闢建大規模港灣，要完全消除漂砂，上述方法就經濟觀點言，實不可能，仍以耗費較省之治標方法爲宜。

砂灘海岸建造港灣外廓堤防之次序，應慎重考慮研究決定，否則，施工期間，港內或將發生難以預料之淤淺。設若小規模港灣，因受土砂淤淺，極可能在未告竣工之前，即陷於不能使用狀態。

[2]防止海岸沖刷之各種結構物

爲防止海岸沖刷，可建造海堤、突堤、離岸堤及潛堤等結構物。

(1)海堤

海堤之主要效用，在防止海堤背後土地之崩潰或遲延其崩潰時間。對積極養護海岸而言，不但毫無效果，而且在堤前產生與本身平行方向之急湍水流，促使土砂移動更爲活躍，終致海堤前腳遭受相當之沖刷。在具有沖刷性之海岸，不能單建海堤，而須多建突堤以與配合併用，俾以緩和波浪、急流及漂砂。

(2)突堤群

突堤群之功效，隨波浪因素、突堤長度、方向、結構(透水性等)以及各突堤之間隔及底質特性等而有差異，與海岸平行方向之漂砂較多時，突堤群雖有緩和漂砂之功能，惟突堤上游之汀線，因受漂砂堆積之影響而以與波浪入射方向垂直向朝外海逐漸伸展，如波浪沿突堤上側形成急湍水流，則在突堤上游反而發生沖刷現象。突堤如向深灘延長至暴風雨時之碎波線以外之地點，則突堤之攔砂效果非常大，惟延長突堤，不但增強突堤下游之沖刷作用，亦必增加建造及維護費，未必符合經濟原則。如將突堤斜向漂砂下游延長時，波浪被其攔阻，突堤下側水域，雖變爲較穩靜，有貯砂效用，惟波浪對突堤之衝擊力增大，致減低堤體穩定度。綜合上述結果，突堤群之功能與其應遵循之原則如下：

(a) 與海岸平行方向之漂砂較多時，突堤群可緩和土砂流動，同時具有相當程度之維護海岸作用。

(b) 各突堤應與海岸線成直角向海側延伸，其堤頭應止於碎波線以外。

(c) 單獨一道突堤，對攔阻土砂效果不大，須多建數道，構成突堤群較能奏效。

(3)離岸堤

離岸堤大部份建於波浪垂直入侵海岸且建突堤不能收效之地段，離岸堤之主要效用爲減少堤體與汀線間之波浪及水流，使土砂堆積於堤體背後以形成貯砂池，有時在堤體背後，產生急湍水流，反招致相反效果類似潛堤情況，規劃離岸或潛堤時，務須慎重檢討。另離岸堤易形成繫岸沙洲，另述於「海灘地形」一節。

(4)潛堤

關於潛堤之效用，可參照「海岸斷面因結構物而發生變化」一節。

附錄：漂砂之調查及推算方法

[1]漂砂調查之基本項目

關建港灣，除須注意漂砂性質外，尚應按表1 所示項目，逐一詳加調查。根據表1 ，漂砂特性應從廣範圍調查，經綜合分析判斷後，方能決定。在漂砂各項特性中，如表示漂砂主要方向之各種現象，有時相互矛盾，難以捉摸，因此調查漂砂特性，需要豐富之經驗。漂砂因含有如此複雜現象，各項目調查期間，應同時看重，方能收效。如果作波浪觀測，僅實地調查浮游砂所得資料，其參考價值只有一半。

準確圈定漂砂調查範圍，對調查效果，非常重要。調查範圍可由調查項目、調查目的、調查方法及調查所需時間與人力決定。普通由河川流入海中之土砂，隨海流漂至海岬上，即轉換其漂向。故自河口至海岬上，可視爲調查漂砂之最大範圍。又海中結構物對漂砂之影響範圍亦非常大，調查初期，對漂砂影響範圍，頗難預測，應在調查進行期間，經常加以檢討。

調查項目 / 調查目的		調查計畫(調查地域、重點項目，測定器之配置，調查法之決定)	漂砂源	漂砂之主要方向	漂砂量	漂砂之分佈(移動界限)(漂砂量之分佈)	結構物之影響
海岸調查	a 海岸之檢討	必要		各等深線之形狀			
	b底質形狀及責任	必要		底質之形狀，依位置之變化			
	c 海灘坡度	必要					
	d河川之帶出，崖之存在	必要	必要	必要			
	e海灘之堆積，崩潰	必要	必要	必要			
	f汀線之移動	必要					
	g訪問居民	必要					
附帶調查	a河川調查	必要	必要	必要	帶出土砂量		
	b海岸河川及變遷	必要	必要	必要			
	c地質調查	必要	必要	必要			
	d鄰邊海岸之漂砂費用	必要	必要	必要	必要	必要	
	e已往工程之經過	必要			過去之疏浚等土砂量		工程與地形變化之關係
海況觀測	a 波			波之輸送能量之量沿岸分	輸送能量之量沿岸分	波之特性依位置之分佈	波之特性變化
	b 流			主要流向	流之能量	流之特性依位置之分佈	流之特性變化
	c潮 位					必要	
地形測量	a全域測量			各等深線之形狀			
	b海況及地形關連測量					地形之變化量	
	c結構物周圍			結構物周圍之堆積崩潰	必要		地形變化
直接觀測	a追蹤子法			追蹤子之流失方向		追蹤子之分散狀況	於結構物周圍之分散狀況
	b捕捉法			捕砂口之方向別抽砂量		捕砂量之分佈	於結構物周圍之捕砂量分佈
	c試挖			埋沒之狀況	埋沒量	埋沒量	
底質調查	a全域之調查		海灘砂之成份與類似性質			現地之粒徑分佈	
	(ⅰ)粒徑(ⅱ)比重(ⅲ)成分						
	b灘線底質粒徑(ⅱ)比重			沿岸底質粒徑之分佈		現地之粒徑分佈	粒度分佈依位置之變化
	c結構物周圍之底質粒徑					必要	粒度分佈依位置之變化
侵蝕調查							必要
模型實驗	a遮蔽實驗			波流之特性		波之特性之分佈	必要
	b移動床實驗			必要		必要	必要

表1 漂砂調查概要(縱欄爲調查實施項目，橫欄爲欲求之漂砂性質。縱橫欄交叉點之內表示兩者關係及應特別注意事項)。

[2]調查及推算漂砂來源與漂砂主要方向

推測漂砂來源及漂砂主要方向時，須具備下列資料，並慎重檢討後決定之。

(1)調查地區海岸及屬於該海岸河川流域地質特性之資料。

(2)由河川流入調查地區海岸之土砂量資料及鄰接調查地區海岸之懸崖(Cliff)崩潰量資料。

(3)調查地區海岸之全域底質特性(粒徑、形狀、成份)有關資料。

(4)需要下列調查地區海岸之海圖及水深圖。

(a)載有地形狀況之地形圖。

(b)載有沿岸砂洲形狀，河川與海岬等周圍地形，砂嘴及繫岸砂洲等之特殊海岸地形圖。

(c)表示海岸地形長期間連續性變遷圖。

(5)所需波浪資料如下：

(a)波浪輸送漂砂之能量資料。

(b)外海波向資料。

(c)異常氣象時，各種方向之波能資料。

(6)所需沿岸流資料如下：

(a)碎波帶內之流向及流速有關資料。

(b)在沿岸各種水深處所觀測之底層流資料。

(7)所需直接觀測資料如下：

(a)漂砂追蹤子(磚屑、瓦屑、玻璃砂、螢光砂、塑膠粉及煤碴等)之移動方向及漂著地點之資料。

(b)由多數採砂器獲致各方向所採取之漂砂量資料。

(c)所挖凹坑之埋沒狀況有關資料。

從地質資料，可獲得調查地區海岸漂砂特性之基本知識，將此漂砂特性之基本知識與已知狀況海岸之底質特性，互相比較印證後，或可推測出調查地區之砂源。

如前述，河川可能爲漂砂之重要來源，故在調查地區海岸，如有河川對漂砂來源，具有相當影響力時，應將其土砂流出量，移動方向、範圍以及對海岸之影響程度等，加以查明。

底質特性對推測漂砂方向，爲最重要之資料。尤其灘線附近之土砂平均粒徑及比重等與沿岸漂砂之方向，具有密切關係。底質成分中尙有種種特性，例如：

(a)海灘土砂中所含磁性礦物之比率。

(b)砂礫中所含鈣之比率。

(c)砂礫中所含石英與長石之比率。

(d)特種礦物例如砂礫中所含砧(Zircon)比率。

(e)砂礫中所含放射性金屬(釷)之比率。

從上述礦物質含有率，推測漂砂來源及漂砂之主要方向，亦相當有效。漂砂之主要移動外力爲波浪及其所引起之波浪流，兩者可決定漂砂方向。波浪及海流資料中，對波浪及海流各方向能量分佈頻率及在短期內能引起大量漂砂量之能量波浪及海流，均須加以留意。目前有直接觀測漂砂方向之方法，惟觀測所得結果，因有時間性及地域性等種種因素，作爲推測漂砂之主要方向時，尙需研參其他多方面資料，方能奏效。

[3]漂砂量之調查與推算

(1)推測漂砂量時，應就下列資料，加以慎重檢討後決定之。

(a)海岸結構物（如突堤）周邊之土砂量變化情形(須有長期間之連續性觀測資料)。

(b)波浪輸送能量中，沿海岸方向之分力(Component)資料。

(c)鄰近海岸之漂砂量資料。

(d)過去浚渫土量等資料。

(e)所挖凹坑積砂量變化(須有連續性紀錄)資料。

(2)由結構物周邊土砂量變化推測漂砂量方法

由突出海岸結構物(防砂堤、導流堤、試驗用突堤)周邊土砂量變化情形，可推測沿岸漂砂量。然在突堤長度較碎波帶寬度爲短之海岸，或在與海岸成直角方向之漂砂量較多地點所測之土砂量變化情形，不能視爲正確之漂砂量。若有土砂量變化及測定其變化期間之波浪資料時，可求得下列關係式：

$$Q=kE^{n}$$

式中

Q: 與海岸平行方向之漂砂量。

E: 波浪輸送能量中與海岸平行方向之分向量(Component)。

然漂砂量與底質之粗細及波浪之尖銳度等其他因素亦有關係，故推算漂砂量之公式，除上式外，另有多種公式。

(3)計算漂砂量公式

一般計算漂砂量公式形態已如前述，因漂砂現象具有極濃厚之地域性色彩，某一地區適用之漂砂量公式未必能適用於其他地區，反之亦然。惟如僅求其概略漂砂量時，可先參考其他地區之公式計算，但必須詳研原始文獻，對制訂公式之依據，加以檢討，俾選擇最接近所欲計算地區條件之公式。茲由現有公式中，擇其代表性者數種如下：

(a)Caldwell氏公式

$$Q=0.0048E_{l}^{0.8}$$

$$E_{l}=\sum^{day} e_{i}=\Sigma\left(\frac{nw_{0}}{8T}LH^{2}\times 2\times 3600\times Sin\alpha Cos\alpha\right)$$

式中

Q : 與海岸平行方向之漂砂量(m^3/day)。

e_1: 由每隔2小時實測所求之單位時間單位寬度之輸送能量(kg-m/m-sec)。

n: 群波速度與波速之比。

L: 波長(m)。

H: 波高(m)。

T: 周期(sec)。

α: 波浪入射角(°)

w_0: 海水之單位體積重量(kg/m^3)

該項公式係根據美國陸軍部海岸侵蝕局(B.E.B)在加利福尼亞Anaheim灣之突堤周圍所測之侵蝕量及在佛羅里達州South Lake Worth Inlet 由穿過港底之排構(Sand Bypass)所測之土砂量所制訂。該公式適合之最大深灘波高爲1.5m，周期爲10sec～17sec，底質粒徑爲0.2mm～0.6mm。

(b)Savage氏公式

$$Q=0.000217E_1$$

式中

Q及E_1 與前式同該公式亦由美國陸軍部海岸侵蝕局所蒐集之資料及各種模型試驗結果所制訂。

(c)井島及佐藤兩氏之公式

$$Q=7.2E_1^{0.54}$$

$$E_1=\sum_{i}^{month} e_i=\Sigma\left(\frac{nw_0}{8T}LH^2\times 2\times 3,600\times \mathrm{Sin}\alpha\mathrm{Cos}\alpha\right)$$

式中

Q : 與海岸平行方向之漂砂量(m^3/month)

ei: 一個月之波浪能量之和

其他項目均與前Caldwell氏公式相同

該公式所適用海岸之底質粒徑爲1mm～2mm，大部份波高爲1m 以下，周期爲 2sec～4sec。除上述三項公式外，另有考慮波浪尖銳度與粒徑兩者之公式。應用此公式時，對時間之單位，須特別留意。例如應用公式 $Q=7.2E_1^{0.54}$ 時，不能以一日之輸送能量代入公式求得漂砂量，再將個月之漂砂量累計起來，作爲一個月之漂砂量 ，應以一個月之輸送能量之和，代入公式，直接求得一個月之漂砂量。

[4]漂砂量之分佈及漂砂移動界限之調查與推測

(1)調查漂砂分佈情形，須就下列資料，加以慎重檢討:

(a)漂砂之直接觀測資料

(i)海岸各處各種海況下之浮游砂資料。

(ii)各種水深各種海況下，由追蹤子所得漂砂移動之資料。

(b)有關波浪資料

(i)波高

(ii)周期

(iii)波向

(iv)波浪折射(Wave Refraction)

(v)波浪繞射(Wave Diffraction)

(vi)碎波狀況

(c)以往暴風雨時所觀測之海底斷面變化資料

(d)有關底質粒徑之資料

就目前技術言，無法實測漂砂量之分佈情形，上述各種資料僅能指出漂砂量分佈之傾向，惟就工程觀點言，該等資料亦有參考價值。

(2)用追蹤儀調查結果與移動臨界水深

在各種海況各種水深下，用追蹤儀追蹤漂砂移動所得結果，對推算底質之移動臨界水深及各種水深之漂砂量分佈情形，具有重要參考價值。日本佐藤及井島兩博士曾在各地使用放射性同位素玻璃砂追蹤漂砂方向後，按玻璃砂分佈情形分爲四群，如圖2-7-11所示，並經按d/L_0與$\frac{H_0}{L_0}(\mathrm{Sinh}\frac{2\pi h}{L})^{-1}(\frac{H_0}{H})^{-1}$兩式之關係，繪製如圖2-7-12曲線。

由該等曲線可得各群之移動臨界水深。圖中虛線表示第3群與第4群之界限，與模型試驗所顯示之海底面上砂粒，全部開始滑動之界限，互相符合。然而，對此兩群之界限，其砂粒移動量，究竟能達到何種程度，目前尚無法明瞭，惟就工程言，因其能表示砂粒移動，仍有相當之參考價值。按佐藤氏研究，第2群與第3群之移動界限表示海底表層之砂粒，全部向波浪方向移動之界限，在工程上，此種界限可視爲漂砂移動界限，又第1群與第2群之移動界限，表示底質集體移動之界限，在工程上，此種程度之移動，可謂非常顯著之移動。

圖2-7-13(a)(b)爲求表層移動(第2群與第3群之界限)及集體移動(第1群與第2群之界限)之界限水深計算圖表。

計算例：

周期8sec，深海波高3m，底質粒徑0.5mm時，求其表層移動界限水深。

(1) 深海波長：$L_0=1.56T^2=1.56\times 8^2\fallingdotseq 99.8\mathrm{m}$

(2) 深海波尖銳度：$\frac{H_0}{L_0}=\frac{3}{99.8}\fallingdotseq 0.0305$

(3) $\frac{d}{L_0}=5.0\times 10^{-4}/99.8=5.01\times 10^{-6}$

(4) 由圖2-7-13(a)可求得$\frac{h}{L_0}=0.12$或$\frac{h}{H_0}=4$

$\therefore h=0.12\times 99.8=12\mathrm{m}$或$h=4\times 3=12\mathrm{m}$

(3)海底斷面之變化與浮游砂及漂砂之關係

暴風雨後之海底斷面變化爲研究漂砂量分佈情形之重要資料，一般海底變化在碎波線以內，最爲顯著，在碎波線以外，向外海部份，則逐漸減少，其他

海岸之海底斷面變化情形亦如此，海底斷面變化較大之處，一般漂砂量亦多，惟海底斷面變化與漂砂量間之關係，尚難斷定爲正比例，海底斷面變化與浮游砂之關係亦然。

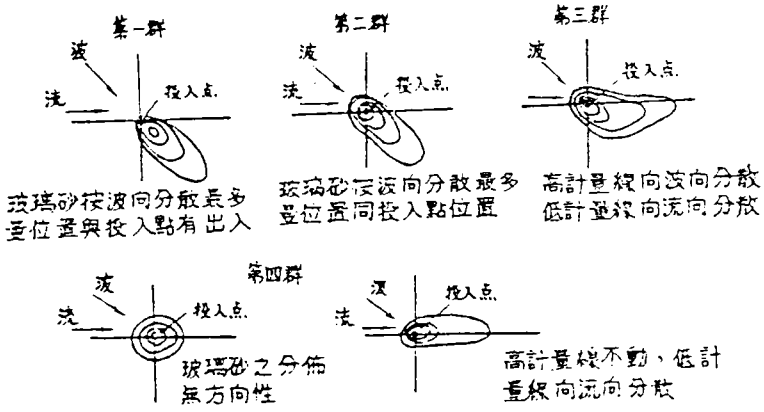


圖2-7-11　R.I.放射性同位素玻璃砂之分類

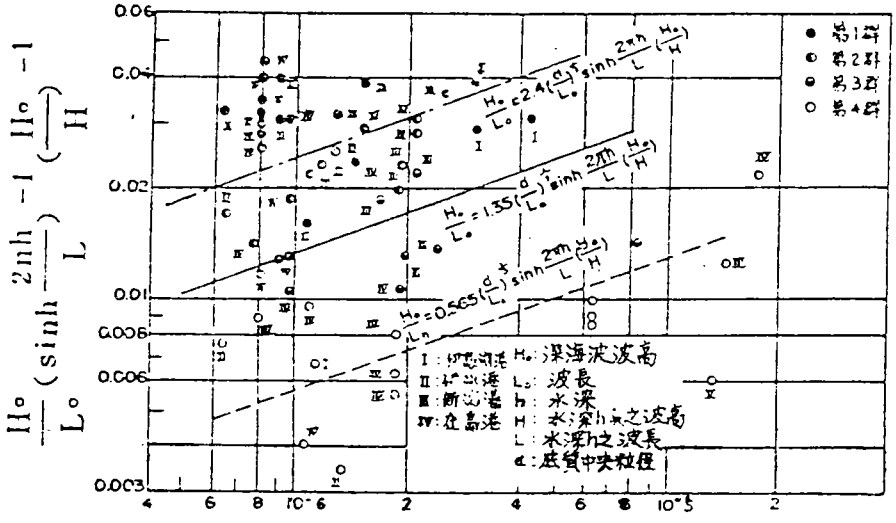


圖2-7-12　R.I.放射性同位素玻璃砂分佈型之界限

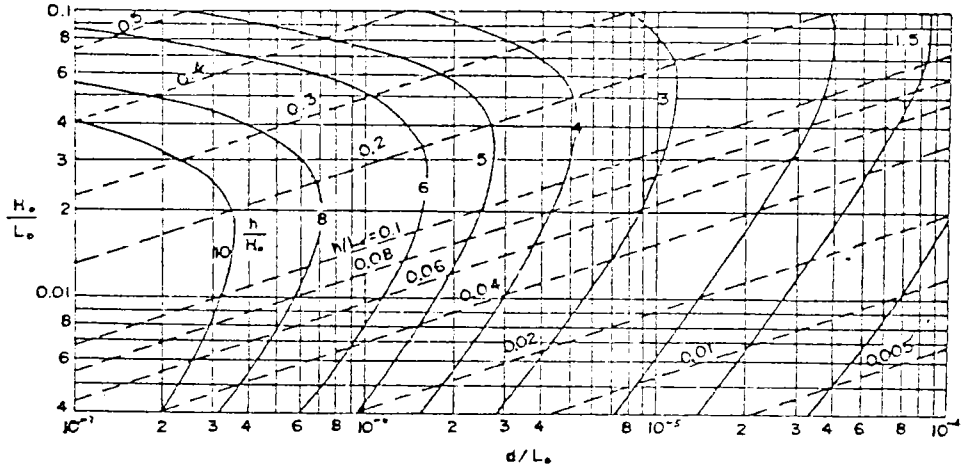


圖2-7-13(a)　表層移動界限水深計算表

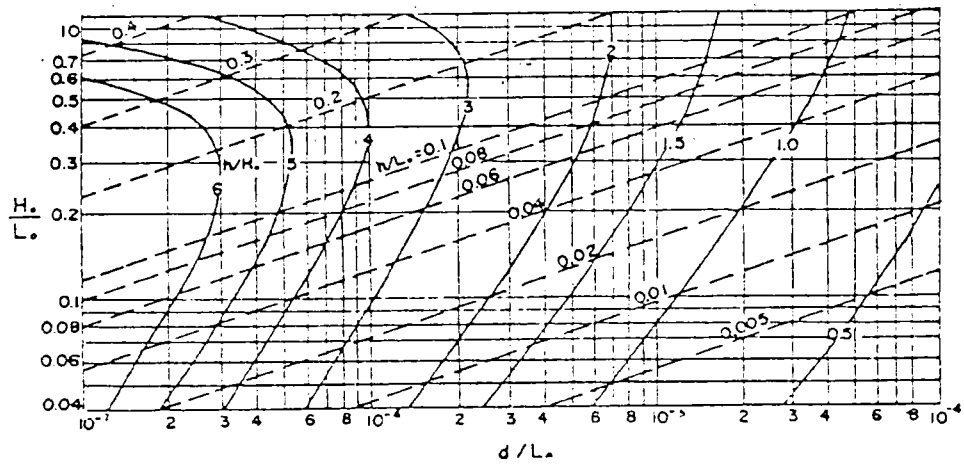


圖2-7-13(b)　集體移動界限水深計算表

第 八 章　河 口 水 力

8-1 概述

在河道與海洋交會之河口，除受洪水流，枯水流及一般水流所夾帶之泥砂作用外，復受外海之潮汐與波浪之作用，發生河海兩水之混合而引起河口水位之上昇，產生低層海水之楔狀入侵，表層之逆流及河流本身所夾帶泥砂之沉澱堆積等現象。故處理河口水力時，對此等現象與性質，須充分予以瞭解。

8-2 說明

[1]在河口所發生之現象

在河口所發生之水力現象可分爲下列兩種：

(1)河流現象：洪水流、枯水流、一般水流，及各種水流時河流所夾帶之泥砂量。

(2)海洋現象：潮汐、波浪、海流、沿岸流及漂砂等。

上述各項河口現象，按河口地理位置，形狀及斷面等，其影響力各有差別，在研究河口水力時，對河道及海岸兩者，均須加以考察分析，以探求爲害該河口之各種因素。

[2]河口水力

河口水力現象之發生主要受外海潮汐之影響。海水入侵河道之程度，按河道之地理與水文狀況及潮汐之大小而有不同。又海水之入侵河道，能使水位及流速發生週期性變化。在漲潮時河口水位增高，水面比降與平時成爲相反方向，往往引起河水倒流之現象。在潮差較小之河口底層，海水成楔狀向河流底層入侵，而河水則變成薄層浮在海水上面，此時之垂直流速分佈呈舌狀而形成密度流(Density Flow)。又在潮差較大之河口，因受潮汐影響，水位發生週期性變動，使侵入河口內之海水，受水位及流速之週期性變動，與河水發生水平混合，又海水與河水因在兩者接觸面處所發生之小波浪引起垂直混合，甚至發生橫向混合，最後在水流之上層，河水與海水亦發生混合現象。此等各種現象，按河口之位置及河流與外海水力影響之大小而有強弱之差別。然而，河口水流基本性質，則不外下列數點：

(1)洪水時河流甚強，故河口之水流以河流爲主。

(2)平時河水之水流，除河流及潮流外，再加以河流與潮流會合所引起之密度流。

(3)枯水時，河口之水流主要爲潮流。

(4)潮差較大之河口，其水流有被潮流控制之傾向。

(5)臺中港沿岸，因潮差較大之關係，縱使在洪水季節，河口水流亦會發生強烈之潮流，加以河口海岸坡度非常平緩，楔狀海水入侵不易發生，河水與海水則產生完全之混合。

以上所述之各種水流現象均發生在河口範圍以內，如水流一旦離河口而向海中流動時，則受外海波浪、沿岸流及漂砂等所影響。海水入侵河口內，在河口水

力言，係極爲重要之問題，因其不但使河道之流砂沉澱堵塞河口，致使河港之使用發生問題，而且對在河口取用工業用水及農業用水，亦頗有影響。又河水與海水之混合現象，主要由潮流之往回運動引起之水平混合所造成。故如將上述混合現象，當作擴散(Diffusion) 問題處理時，因河道污水之流入而引起港灣污染有關問題亦可解決。

8-3 河口水位

8-3-1 不考慮潮汐影響之河口水位

因潮差小，可以不計較其影響，即用下式計算河口各斷面之水位(參照圖2-8-1)。

$$\triangle h = h_1 - h_2$$

$$= Z_2 - Z_1 + \alpha \frac{Q^2}{2g}\left(\frac{1}{A_2^2} - \frac{1}{A_1^2}\right) - \frac{1}{2}\left(\frac{1}{R_1^{4/3} \cdot A_1^2} + \frac{1}{R_2^{4/3} \cdot A_2^2}\right) \cdot n^2 \cdot Q^2 \cdot \triangle X \qquad (8\text{-}1)$$

式中

△h: 斷面間之水深差(m)

h: 水深(m)

Z: 由任意基準面起算之河床高度(m)

Q: 流量(m^3)

A: 斷面積(m^2)

R: 水力半徑(Hydraulic Radius)

n: 粗糙係數($m^{-1/3} \cdot sec$)

△X: 斷面間距離(m)

α: 流速係數=1.0～1.1

g: 重力加速度=9.8m/sec^2

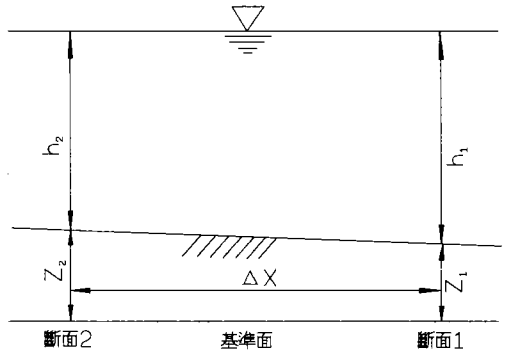


圖8-1 水位說明圖

[1]公式之應用

上式爲河道非均勻流(Non-uniform Flow)之計算式。在潮汐影響較大之河道不能適用，而在潮差小(20～30cm)，且影響範圍較狹(上游3～4Km)之河口，則可應用上述計算式。然而，上式爲未考慮潮汐現象之簡易計算式，故不適用於計算精密之水文現象。另在港灣規劃方面，亦不過用於計算水文之概略數值而已。

[2]應用上式時，應考慮之事項

(1)利用上式計算河口水文現象時，如圖8-1 斷面1 之h_1, R_1及A_1已知，則可假定△h數值，計算斷面2 之h_2，R_2及A_2後，將其計算所得數值代入上式右邊，即可求得左邊△h之數值。如此反復計算至假定之△h數值與所求得之△h數值一致爲止。

(2)水流如爲亞臨界流(Subcritical Flow)時，從計算區間之下游，假定上述△h之數值，逐漸反復向上游計算。水流如爲超臨界流(Supercritical Flow)時，則從計算區間之上游，假定上述△h之數值，逐漸反復向下游計算。

(3)上式中之斷面間距離(△x)分割愈小時，其計算精確度愈高，惟其計算作業亦愈繁雜。又上式中各區之粗糙係數(n)，應視河床變化情形，作適度之調整後

予以計算。

(4)非均勻流(Non-uniform Flow) 河道之河口各斷面水位計算非常複雜，故有提倡各種簡易計算法或圖表計算法(Graphical Method) 者，惟各有其得失，應用時應特別加以留意。

8-3-2 考慮潮汐影響之河口水位

受潮汐影響之河口水位及流量，普通應用下列兩不定流(Unsteady Flow) 公式作聯立方程式計算：

$$\frac{\partial}{\partial X}\left(\frac{U^2}{2g}+\frac{1}{g}\cdot\frac{\partial U}{\partial t}+\frac{U^2}{C^2R}\right)=i-\frac{\partial h}{\partial X} \qquad (8\text{-}2)$$

$$\frac{\partial A}{\partial t}+\frac{\partial Q}{\partial X}=0 \qquad (8\text{-}3)$$

式中

U: 平均流速(m/sec)

A: 斷面積(m^2)

R: 水力半徑(Hydraulic Radius)(m)

i: 河底坡度

h: 水深(m)

Q: 流量(m^3/sec)

g: 重力加速度=9.80m/sec^2

C: Chezy係數，在滿寧公式(Manning Formula)中，$C=\frac{R^{1/6}}{n}$($m^{1/2}$/sec)

t: 時間(sec)

X: 距離(m)

[1]公式之應用：

在受潮汐影響之河口水位，尤其在受因海嘯所引起之異常高潮所侵襲的河口水位，或有洪水波及不定流(Unsteady-Flow) 之河口水位，均可應用上列兩式計算。利用上列兩式計算時，須加區間性條件，以聯立方程式解法求解即可，惟其解法非常不易。故現今工程界有提倡下列其他各種解法者：

(1)將受潮汐影響之河口水位當作調和函數 ，流水抵抗當作與流速成正比例之解法。

(2)利用曲線圖表之解法。

(3)利用實際數值積分之解法。

上列三種解法中，(1) 法係利用解析方法，與運動方程式之解法非常相似，適合於計算區間性條件比較複雜之河口水位之用，惟對探求實際潮汐現象尚有有困難。(2)法係利用圖表解法(Graphical Method) ，此法雖方便，惟如要求較高精度時，則需要較多之時間與勞力。(3) 法係在複雜之區間性條件下適合於計算

符合實際狀況之方法。因近年來電子計算機非常發達，故河口水位依照(3) 法利用電子計算機計算者頗多。

[2]應用上式計算時，應注意之事項：

(1)實際數值積分法用電子計算機演算時，須將基本方程式之微分量以定差代替，且化爲無因次後，依照河道小區段(△x)及時間之間隔(△t)，予以計算。

(2)決定△x，△t時，須考慮計算精度，計算區域及計算機之容量等，尤其對△t大小之決定，更需加以留意。

(3)計算時須給予初期條件及境界條件等 。所謂條件者，即爲自河口起至計算區域內各△x地點之水深，各該點之流速，河道之寬度，摩擦係數及河口水位，時間曲線及上游計算區域末端之水深與流速等。

(4)計算結果須與(3)項中所給予之區域末端水深，流速等相同。

(5)在(3)項中之摩擦係數，須經檢討後採用與實況相符合之數值，一般情況下，n=0.22～0.26。

8-4 河口密度流

8-4-1 密度流之型式

河水與海水接觸之河口，因二者之密度有差別，故海水侵入河水之下層，以達到力學之平衡。此種現象稱爲河口密度流。

按鹽分之濃度，河口密度流可分爲下列三種型式(參照圖2-8-2):

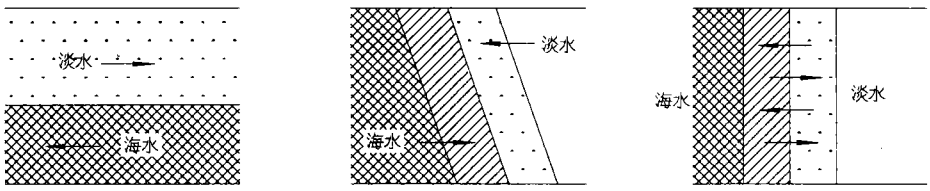


圖2-8-2 河口密度流之三種型式

(1)弱混合型(Negligible mixing)

(2)中度混合型(Moderate mixing)

(3)強混合型(Strong mixing)

上述(1) 型密度流爲河水與海水間幾乎未發生混合之現象，二者之接觸面非常明顯，海水以楔狀侵入河水，此種弱混合現象，在潮汐變化及河道流量兩者皆非常微小時出現。此型特稱爲成層密度流或河口二層流。

上述(2) 型爲河水與海水略有發生混合現象，且在深度方向二者有密度之差異。此種混合現象在潮汐作用較大時發生。

上述(3) 型爲在河口部份之鹽份濃度非常接近海水，愈上游其鹽分濃度愈減低，即在水平方向之鹽分濃度有相當大之差別，河口部份之鹽份濃度高，至上游逐漸減低。而在水深方向殆無鹽分濃度之差別。此種混合型式，在潮差較大且流量較小

之河口出現。

8-4-2 弱混合型密度流

在河口處，如海水與河水二者不甚混合，其接觸面仍然明顯存在時，海水則從海底以楔形侵入河水下層。此種楔形長度可用下列Farmor-Morgah 氏公式或SchijfSchonfeld氏公式計算之(參考圖2-8-3)。

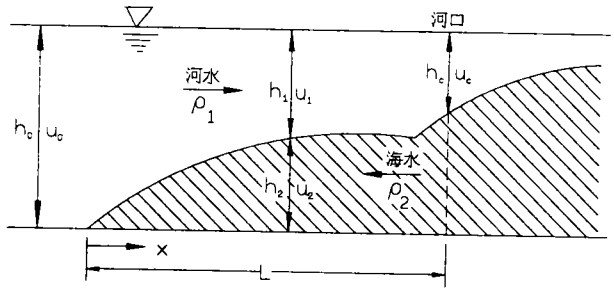


圖2-8-3 鹽水楔型狀

[1]Farmor-Morgan氏公式

(1)計算楔狀長度公式：

$$\lambda \cdot F_0^2 \cdot k = \frac{1}{6}(n_2^*)^2 \cdot (3-2 \cdot n_2^*) - F_0^2 \cdot \left\{ \frac{n_2^*}{1-n_2^*} + \log(1-n_2^*) \right\} \qquad (8\text{-}4)$$

(2)計算形狀公式：

$$X' = \left(\frac{n_2}{n_2^*}\right)^2 \cdot \left(3-2\frac{n_2}{n_2^*}\right) \qquad (8\text{-}5)$$

[2]Schijf-Schonfeld氏公式:

$$L = \frac{C_1^2}{g} \cdot h_0 \left\{ \frac{1}{5F_0^2} - 2 + 3F_0^{2/3} - \frac{6}{5}F_0^{3/4} \right\} \qquad (8\text{-}6)$$

上列三公式中 $\lambda = \dfrac{L}{h_0}$

n_2^*: 河口之n_2

$n_2 = h_2/(h_1+h_2)$

$x' = x/L$

$F_0 = \mu_0\sqrt{\varepsilon g h_0}$

$$k = \frac{\tau_1}{\rho_2 . U_0^2} = \frac{g}{4C_1^2}$$

L: 楔狀海水之長度(m)

h_0: 楔狀海水前端部份之水深(m)

h_1: 表層河水之水深(m)

h_2: 底層海水之水深(m)

U_0: 在h_0處之平均流速(m/sec)

x: 距離(m)

$$\varepsilon = \frac{\rho_2 - \rho_1}{\rho_2}$$

ρ_1: 河水密度=1.000t/m³

ρ_2: 海水密度=1.025t/m³

τ_1：海水與河水兩層間之剪力

C_1：Chezy氏抵抗係數(m/sec)

上列各公式均在下列條件下方能適用：

(1)河道斷面爲矩形，且寬度不變。

(2)河床爲水平。

(3)在海水與河水互相接觸之處，當作不發生混合現象。

(4)不計底層海水之流動。

(5)河口之水深爲臨界水深(Critical Depth)

(6)海水與河水二者間之剪力，在楔形範圍內，視作無大小之變化。

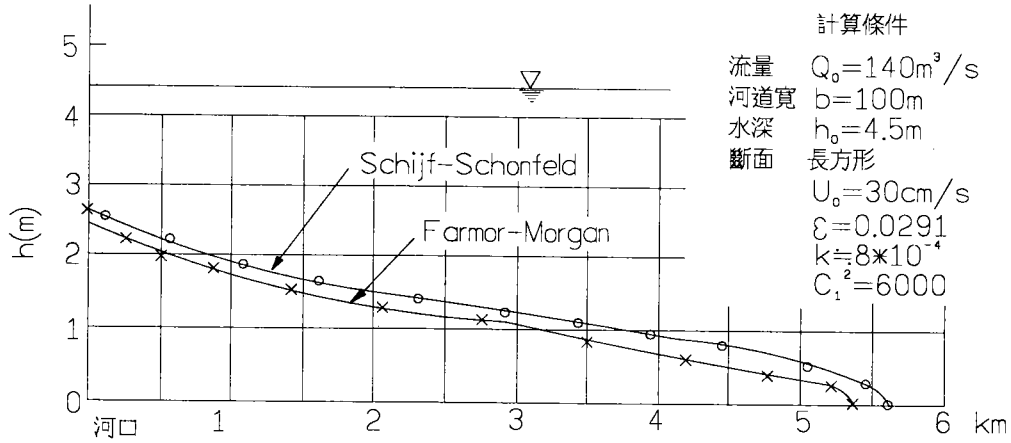


圖2-8-4 Farmor-Morgan氏及Schijf-Schonfeld 氏計算實例

圖2-8-4爲應用Farmor-Morgan氏及Schijf-Schonfeld 氏公式所計算之結果。兩者之間在楔之形狀及長度上略有出入，即由Farmor-Morgan 氏公式所計算稍大(約200m)。

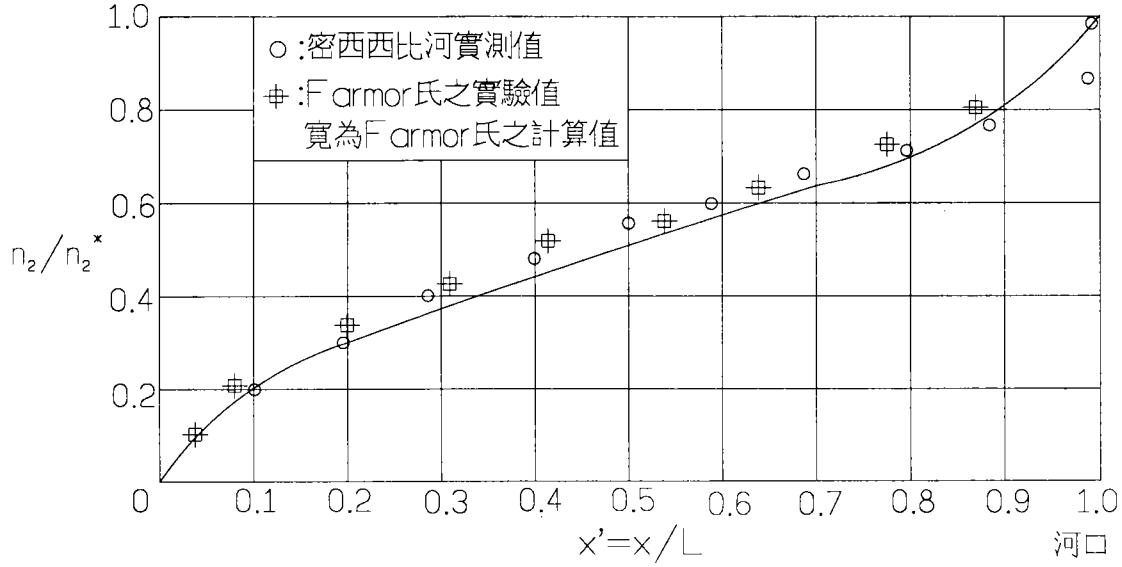


圖2-8-5 鹽水楔之無因次形狀

圖2-8-5爲比較Farmor氏之實驗值與在密西西比河之實測值，實測值k=0.001。實驗時如採用k=0.006時，則如圖2-8-5所示實驗值與實測值相吻合。

其他尚有濱田、堀口二氏之公式，其附帶條件同上所述。然而此等公式均在特定條件下由實驗所得者。故實際應用此等公式時，對摩擦係數及上游水深之估計等須加以留意。

在楔狀海水之研究中，海水與河水接觸面間之摩擦抵抗係數及河道水深與寬度之變化對海水楔之形狀影響頗大，茲分述如下：

(1)摩擦抵抗係數

海水與河水接觸面間之摩擦抵抗係數對計算楔形海水非常重要。

其計算方法迄今尚未定案，現時暫採用下式計算。

$$\tau_i = k.\rho.U^2 \text{或} \tau_i = f_i.\frac{\rho.U^2}{2} \qquad (8\text{-}7)$$

式中

τ_i: 海水與河水兩層之剪力

f_i: 摩擦抵抗係數

U: 平均流速

摩擦抵抗係數可視作計算二層流內部之福祿得(Froude)數，雷諾(Reynold)數及相對密度差之函數。

Ippen-Harleman氏依據次表層流(Sub-surface Flow)理論及實驗結果認爲河水與海水接觸面之摩擦抵抗係數(f_i)與Reynold數成反比例並提出下式：

$$f_i = \frac{5.4}{R_e} \qquad (8\text{-}8)$$

式中

R_e: 次表層流(海水)之雷諾數。

又濱田及堀口二氏由正常楔形海水之實驗結果。如摩擦抵抗係數以k表示時，發現有下述關係。

(a)k 隨表層流(Surface Flow)之Reynold數增加，其值反而減小。

(b)流體內部之Froude數增加時，k 則逐漸減少至接近一定數值。

(c)k 與楔形海水之坡度成正比例。

如海水上下兩層之相對速度差增大，致由成層密度流變成混合密度流過程中，河水與海水之接觸面發生內部波(Internal wave) 。關於在此種狀態下之河水與海水接觸面之摩擦抵抗，須考慮由內部波所引起之造波抵抗。對此種摩擦抵抗係數，Keulegan氏從理論及實驗兩方面求得下列公式：

$$f_i = 8\pi^3\left(\frac{\nu}{U\cdot\lambda}\right)\left(\frac{\eta}{\lambda}\right)^2 \qquad (8\text{-}9)$$

式中

U: 內部波在穩定限界時之表層流速

ν: 表層流之動粘性係數

λ: 內部波之波長

η: 內部波之振幅

從上列公式觀之，發生內部波之河水與海水接觸面之摩擦抵抗係數，對內部波之尖銳度(Steepness) 而言，亦須加以考慮。椎貝氏用同樣方法，先求因內部波所引起之摩擦抵抗數後，再利用Reynold數及Froude數求出下列公式：

$$f_i = 8\pi^3 \left(\frac{1}{Re.F_r^2}\right)\left(\frac{\eta}{\lambda}\right)^2 \qquad (8\text{-}10)$$

式中

R_e: 表層流之Reynold數

F_r: 表層流之Froude數

椎貝氏再經模型實驗結果求得下式：

$$f_i = \frac{12}{\phi}$$

$$\phi = R_e \times F_r^2 \qquad (8\text{-}11)$$

圖2-8-6表示河水與海水接觸面之摩擦抵抗係數之實驗數值及實地觀測數值經上述ϕ之計算（表層流之Reynold數與Froude數之積）加以整理後之結果。由該圖可看出f_i與ϕ 成反比例關係，如圖中斜線部份所示。應用時，將上式改爲下式較爲方便:

$$f_i = 0.2\phi^{-0.5} \qquad (8\text{-}12)$$

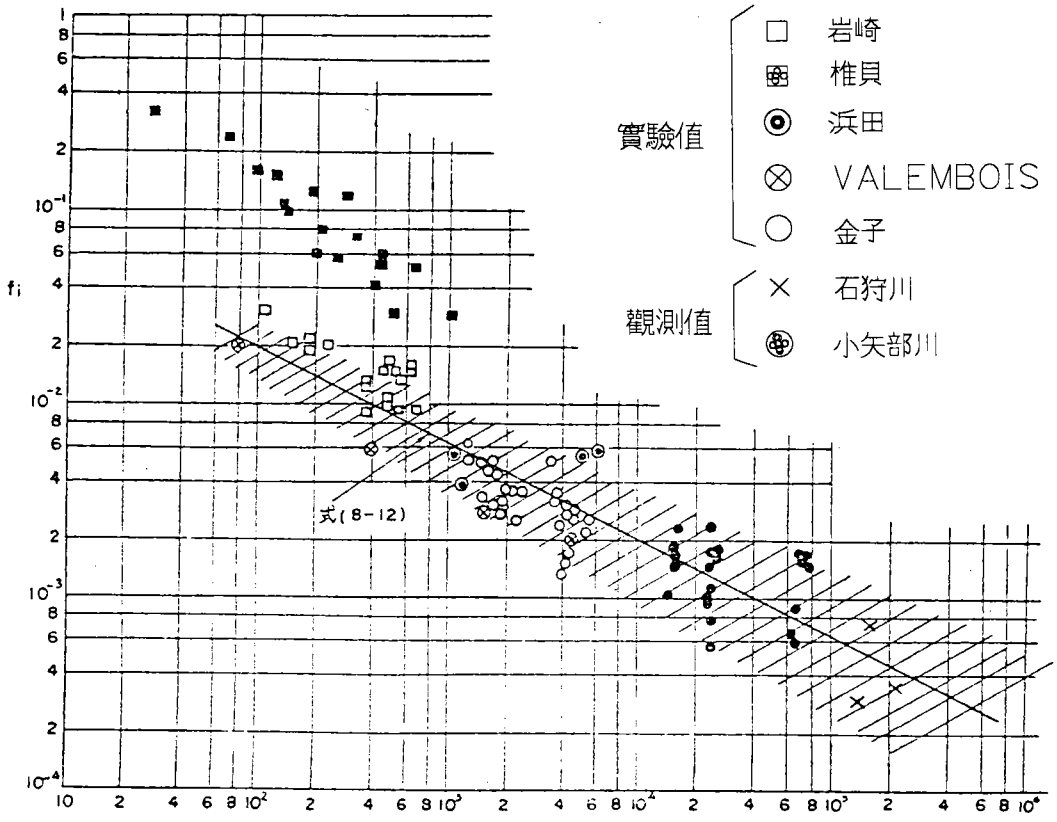


圖2-8-6 $f_i \sim \phi$ 之關係

由圖2-8-6 及上式可看河水與海水之楔形，接觸面摩擦抵抗係數。如有實地觀測之水文資料，即可推算。又已知河水與海水之接觸面形狀時，可用下式倒算楔形海水各部之摩擦抵抗係數。

$$k = \frac{-\left(1-\frac{U_1^2}{\varepsilon \cdot g \cdot h_1}\right)}{\frac{U_1^2}{\varepsilon \cdot g \cdot h_1} \cdot \frac{h}{h-h_1}} \cdot \frac{\partial h_1}{\partial X} \qquad (8\text{-}13)$$

式中

h ：總水深(m)

h_1：表層水之水深(m)

U_1：在h_1地點之平均流速(m/sec)

$\frac{\partial h_1}{\partial X}$：在$h_1$地點之楔狀海水之坡度

(2)河道水深及寬度之變化

河口港因將河道當作航道及泊池利用之關係，故須將河道之寬度予以拓寬，尤其水深須特別加深，依據金子氏之實驗，河寬不變，僅將河道局部加深，則在同一流量情形下，其楔形海水比在水平河床時更入侵至上游。其入侵楔形海水之長度，按h(加深部份之全水深)及L_1(自河口至加深部份之距離）之不同

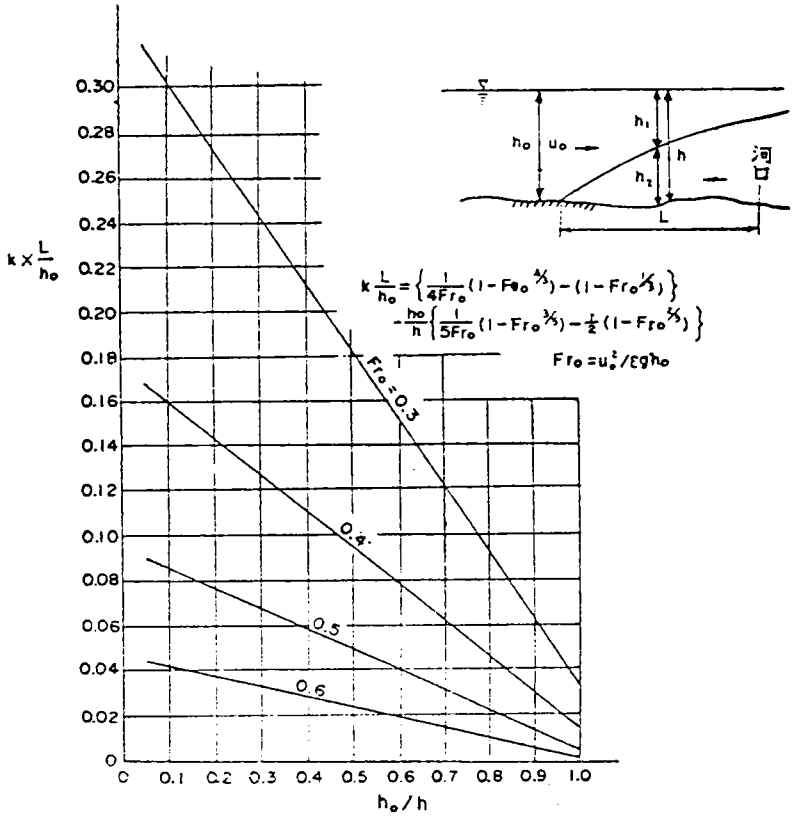


圖2-8-7　鹽水楔水深內部福祿得數之關係

而改變。河道加深部份，具有減少摩擦抵抗係數之效果。又水深突變部份具有控制入侵河道海水之作用，且亦爲楔形海水形狀之轉變點。關於河道寬度之變化，對防止楔形海水之入侵，亦具有與變動水深之同樣效果。

圖2-8-7爲表示水深變化($h \neq h_0$)時之楔形海水長度，河道上游之Froude數及摩擦抵抗係數三者間之關係。計算係用水平河床之矩形斷面河道，且將水深(h)之變化亦加入考慮。

8-4-3 中強混合型密度流

此型密度流之河水與海水接觸面非常不穩定，混合現象亦不活潑，且垂直方向之鹽分差亦較少，即屬於中等混合與強混合間之密度流。密度流之形成，其在河口部份，垂直方向之亂流，影響河水與海水二者之混合現象不大，仍以由於潮流之來回運動所引起之水平混合作用，即潮汐沖流(Tidal Flush)作用爲影響河水與海水二者混合現象之主要因素。

對上述問題之定量研究，目前雖尚未達到圓滿階段，惟對混合水內所含鹽份之實際分佈情形及河水與海水之混合程度等，已有相當研究成果可供參考。其中以K-etcham 氏及Arons-Stommel二氏所提出之公式較爲實用。茲分述於後：

[1]Ketcham氏之方法

此法係依據潮汐稜柱(Tidal Prism)原理，即將受潮汐影響之河口以由潮汐引起之水分子平均移動距離分割爲若干區間，漲潮時河水與海水流入某區間內混合後，混合部份在退潮時隨海水流走，於海水下次漲潮時，該已混合部份以純河水考慮。用此種分割方法則各區間之鹽份濃度經常可以保持正常狀態，可用下列兩公式求之：

$$Q_n = R / r_n \qquad (8\text{-}14)$$

$$F = Q_n / (P_n + V_n) \qquad (8\text{-}15)$$

式中

Q_n：第n區間所貯存之河水量(m^3/R_r)

R：一次潮水內之河水流出量(m^3/h_r)

P_n：n區間內之高低潮間之容積(m^3/h_r)

V_n：n區間內之低潮時之容積(m^3/h_r)

r_n：$P_n/(P_n+V_n)$

F：n區間內之河水相對於潮水之比率

Ketcham將上述方法運用於Rari*an河口結果，鹽份分佈之實測數值與計算數值非常接近。上述方法在小河道，因其分割區間過長，故不能適用。又此法在水平混合不完全時，混合程度之計算數值比實測數值爲大，此爲該方法之缺點。

[2]Aron-Stommel二氏之方法

此法係依據Ketchman 氏之基本想法(將受潮汐影響之河口，以由潮汐引起之水分子平均移動距離分割爲區間)訂定亂流(Turbulent Flow)擴散係數代入鹽份

擴散方程式計算後化爲沖流數(Flush number)之下列指數型計算式以計算鹽份濃度分佈情形。

$$\frac{S}{S_0} = e^{F(1-1/\lambda)} \qquad (8\text{-}16)$$

$$F = \frac{U \cdot h^2}{2B\ \eta_0^2 \cdot \omega \cdot L} \qquad (8\text{-}17)$$

式中

S: x地點之鹽份(P.P.M)

S_0: 海水中之鹽份(P.P.M)

λ: x/L

x: 任意距離(m)

L: 自河口至上游(S=0)地點之距離(m)

F: 沖流數

U: 河水之平均速度(m/sec)

h: 水深(m)

η_0: 由潮流引起之水分子水平移動距離(m)

ω: 潮汐之角速度(°/sec)

B: 常數

包括在沖流數內之常數(B)，按河底粗糙密度之垂直穩定度($E=\partial p/\partial y$)及垂直混合等而變化。上式雖含有因水文情況而變化之常數，惟可計算鹽份分佈情形之大體數值。

上式亦適合於計算河道及港灣內污水分佈情形。又在有海水入侵之河道內其污染物質之混合與擴散另須依據Kent及Preddy氏所訂之公式加以檢算。

8-5 河口淤淺與水深維持

8-5-1 河口淤淺

河口之淤塞，主要由於河道流出之土砂堆積所造成，惟有時亦有因受如沿岸漂砂等之海象影響所淤淺。

計算由河道流出之土砂方法，可由底砂及浮游砂與水文間之關係以求得。土砂由河道上游流至河口而與底層海水接觸混合時，粒徑較大之河底砂，即在楔形海水前面附近沉澱，小粒徑之浮游砂，則再向前流走。然而，對流走之浮游砂數量尚難推算。一般而言，當含有浮游砂之河水接近海水層時，底層河水即發生停滯現象，與海水進行混合作用，造成混合層後，即爬上海水層上面，以致河水之擾動力及推移力逐漸減小，至海水層前面附近，即減至零。

由河道流下之物質中，在河床上滾動之粗砂，因河水已失去推移力，則在海水層前面附近沉澱。又浮泥及粘土性物質，因河水在海水層上面流動時失去擾動作用及河水與海水因混合所發生之海鹽離子化(Ionized) 關係，產生凝結作用而沉降河底。因此河口港之航道上游部份即被粒徑較粗之砂質土所淤塞，而下游部份即被浮

游泥土所淤淺。

Peyronnion氏在密西西比(Mississippi) 河下游河道觀測流量及分析底質(Bed Material) 結果，認爲造成河口三角洲之主要原因，係楔形海水之入侵河道所致。又Peyronnion氏從形成砂洲之位置觀查，極力否認造成該河口三角洲另有其他主要原因存在。例如說因土砂自河口以扇形向外流出而使土砂沉澱造成三角洲或說因河水在河口附近蛇行，流速減慢，使土砂快速沉澱而造成砂洲等的說法。

再者，C.G.Hoole 氏對上述河道之泥砂沉澱，亦認爲因海鹽引起之離子化所造成。綜如上面所述，河口之淤塞有海水參與其事，其沉澱堆積等因素，非常複雜，上游河道僅依據水文資料即可簡單解決問題。故欲正確推算河口淤泥量時，須先經實測，據以修正適合該河流之輸送土砂計算公式之係數後，併用解析方法求之。

8-5-2 河口之水深維持

淤塞河口之因素計有三種，其中以自河道上游流下之土砂爲主要因素，其次爲由海岸侵蝕所帶來之漂砂及由楔形海水所帶來之流砂。故欲維持河口水深，非常困難。

又如欲維持河口港航道水深之唯一自然方法爲利用潮流或河流之能量以沖刷(Flush) 淤砂。

惟利用沖刷作用維持水深，其效果是否可靠，須視河口位置，形狀及水文情況等而定。茲爲供參考計，實際上利用沖刷淤刷方法以維持航道水深之河口港水文情況列如下表所示：

表 8-1 各河川之水文情況

	泰晤士河	萊茵河	信濃川	北上川
河川流量(m^3/sec)	平均出水60～440	平均 30～50	300～400	100～120
海水流量(m^3/sec)	940	大潮平均12,500 小潮平均 4,960	60～70	50～60
潮差(m)	大潮5以上 小潮3以上	大潮7以上 小潮4以上	0.2～0.3	1.0～1.5
航道寬(m)	200～300	河寬 90	200	170～ 180
水深(m)	10～15	910～15	航道10～12	4.0

由上表可以看出下列各種特徵：

(1)英國河流之海水進出量比河水量大，河水流量僅有海水1/10～1/100，河水量之少實微不足道。另方面日本之信濃川及北上川河水流量最高達海水流量之2～3倍，即海水流量很小，此種現象適與英國河流相反。

(2)英國河口港之潮差爲3m～7m，而日本之信濃川及北上川，最大亦不過1.5m。

(3)英國河口港之航道寬度及深與日本河口港相似，如上表所示。英國河口之海水進出量比日本河口者大，故利用潮汐能量即漲退潮能量沖刷河口淤砂時，以英國河

口港較爲有效。

就上述各點言，利用沖刷方法處理河口淤砂時，須具下列兩水文因素:

(1)潮差有3m以上。

(2)河口之海水進出量須有河水流量之十倍以上。

8-6 河口之入侵波浪(Invading Waves)

與河流成相反方向侵入河口之波浪計有下列兩種：

(1)海嘯(長週期波)

(2)風浪(Wind Wave)(短週期波)

上列(1) 項可參照「考慮潮汐影響之河口水位」以計算潮位及波速，本節僅就第(2) 項加以討論。波浪方向與河流方向相反進行時，波長縮短而波高增大。然波長縮短及波高增大程度按河流方向及流速而有出入。關於入侵波浪之波速，波長、波高之變化，可用下列三公式計算。

$$\frac{C_2}{C_1}=\frac{1+m}{2} \qquad (8\text{-}18)$$

$$\frac{L_2}{L_1}=\frac{(1+m)^2}{4} \qquad (8\text{-}19)$$

$$\frac{H_2}{H_1}=\sqrt{\frac{2}{m(1+m)}} \qquad (8\text{-}20)$$

$$m=\sqrt{1+4\frac{U}{C_1}} \qquad (8\text{-}21)$$

式中

C_1: 在平靜水域之波速(m/sec)

L_1: 在平靜水域之波長(m)

H_1: 在平靜水域之波高(m)

C_2: 有水流水域之波速(m/sec)

L_2: 有水流水域之波長(m)

H_2: 有水流水域之波高(m)

U : 水流流速(m/sec)

另據濱田氏發表之公式，其計算過程非常複雜，僅舉其計算結果參考如下：

在水深15cm，週期1.2sec，流速20cm/sec時，波高約增加10%，波長約短13%。又關於碎波限界之計算，濱田氏得 $|U/C_1| \geq 1/4$，其值與余氏(Yu, 1974)計算所得者互相吻合。

以上所述之計算公式及計算結果均在假設條件下導出，再由模型試驗修正求得者，故應用於實際問題時，仍須慎重加以檢討。

第九章　土　質

9-1 土壤的物理性質

9-1-1 單位體積之土壤重量

單位體積之土壤重量，應從現地採取未受擾動之土樣，或就現地之土壤直接求取爲原則。

[說明]

(1)單位體積之土壤重量係指單位體積之土壤在空氣中之重量。單位體積之土壤重量的測定，粘性土壤應以採取未受擾動之土樣，以室內試驗法求之，若爲砂性土壤時，因採取未受擾動之土樣較爲困難，可就現地之土壤直接求取之。

(2)單位體積之土壤重量

單位體積之土壤重量爲單位體積內土粒之重量與其孔隙中水重量兩者之和，一般可用(9-1)式求之。

$$\gamma_t=\frac{G_s+\frac{S_r}{100}e}{1+e}\gamma_w=\frac{1+\frac{w}{100}}{1+e}\gamma_w\cdot G_s \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (9\text{-}1)$$

式中

γ_t：單位體積之土壤重量(t/m^3)

G_s：土粒之比重

e：孔隙比

S_r：飽和度(%)

ω：含水比(%)

γ_w：水之單位體積重量(t/m^3)

(3)土壤之乾密度(Dried Density)

土壤之乾密度係僅考慮單位體積內土粒本身之重量，即(9-1)式中$\omega=0$或$S_r=0$，可由下式求之。

$$\gamma_d=\frac{G_s\cdot\gamma_w}{1+e} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (9\text{-}2)$$

式中

γ_d：土壤之乾密度(t/m^3)

而土壤單位體積之重量γ_t與土壤乾密度γ_d之關係，則如(9-3)式所示。

$$\gamma_d=\frac{\gamma_t}{1+\frac{\omega}{100}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (9\text{-}3)$$

(4)土壤浸入水中之單位體積重量

土壤浸入水中之單位體積重量係將土粒孔隙中之水完全灌至飽和，即(9-1)式中S_r=100%，並將浮力加入考慮之，可用下式求之。

$$\gamma' = \frac{G_s-1}{1+e}\gamma_w \quad \cdots\cdots\cdots\

得其極限值。目前雖尚無明確之規定，惟普通 $e_{max}(\gamma_{dmin})$係將乾砂從規定高度流入一定體積之容器，添加過程不可振動 ，量測容器中之砂土重量，可求得e_{min}，而$e_{min}(\gamma_{dmax})$ 則係採將乾砂或浸水之飽和砂，以震動方式使其密實後予以測定。 砂性土壤因採取未受擾動之土樣非常困難，故其相對密度，在工程實務中常採用探測(Sounding)等間接方法測定者爲多。

Terzaghi氏將標準貫入試驗(Standard Penetration Test) 所得N值與相對密度之關係，表示如表9-1。

表9-1 N值與相對密度之關係(Terzaghi)

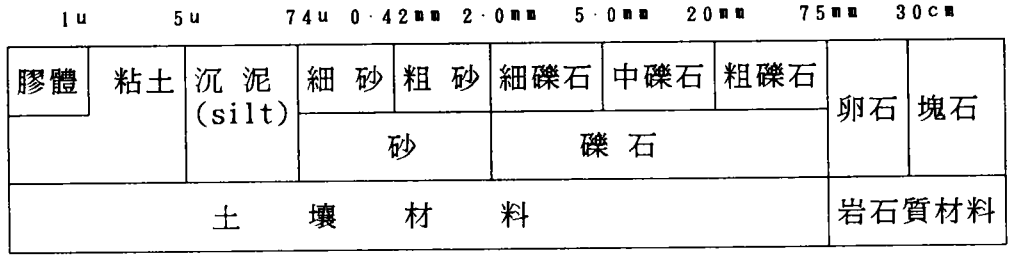
N 值	相 對 密 度
0～ 4	極鬆散
4～10	鬆 散
10～30	中 等
30～50	密 實
50以上	極密實

9-1-2 土壤分類

土壤分類係粗粒土壤以顆粒大小分類，細粒土壤以稠度(Consistancy) 分類爲原則。

[說明]

(1)土壤按其使用目的而有多種之分類方法。最近鑑於統一土壤分類法逐漸被世界各國所採用，故採用統一土壤分類法。而本基準所適用的範圍爲粒徑在75mm以下之土質材料。以粒徑作區分並命名如圖2-9-2所示。



附註:(1)土壤材料係以粒徑爲區分而命名，例如75mm～2.0mm者稱爲礫石』，2.0mm～74μ者稱爲『砂』而74μ～5μ者稱爲沉泥(Silt)，5μ以下者稱爲粘土。

(2)土壤材料74μ以下者又稱爲『細粒料』，74μ～75mm者又稱爲『粗粒料』。

圖2-9-2 粒徑區分及其名稱

粗粒土壤係由礫石及砂土的成分混合而成者，即顆粒成分爲75mm～74μ，細粒土壤係由沉泥(Silt)與粘土成分混合者，即74μ以下之顆粒成分者。以往用於以港灣爲對象之土壤種類較爲特殊，因此使用土壤爲材料者較少，而很容易以現場判斷即可爲理由，而使用三角座標分類法。此種分類法對於粗粒土壤以顆粒加以適當的區分，即可應付工程學上的性質。

然而，其缺點是細粒土壤無法因應工程上的特性者非常的多，究其原因，問題乃是出自土壤顆粒的比重計分析法上。此種分析試驗的前一階段須從土塊中的每一土壤顆粒作許多零碎的作業，而此種作業又頗爲困難，而應用斯篤克氏(Stokes) 定律使用比重浮標作比重計分析。但在斯篤克氏(Stokes)定律的沉殿理論與實際的分析法在土壤顆粒的沉殿有很大的差異，如表9-2 所示，此即爲其誤差的主要原因。

表9-2　粒徑分析上之差異

	Stokes之沈澱理論	比 重 計 分 析 法
顆粒形狀	球　形	異形(板狀,棒狀等)
顆 粒 數	1　個	多　數
容　　器	無限大	直徑60mm之量筒

由此須求出各個土壤顆粒之粒徑是頗爲困難的，而三角坐標圖表上僅只記載土壤之名稱，而無法供作他用，其利用價值甚低，因此三角坐標分類法在現代的分類法中被刪除。最近由於土壤的特性在工程上之應用甚爲重要，而粗粒土壤依粒徑爲分類，細粒土壤則依稠度加以分類之統一分類法已被世界各國所採用。如上所述，日本已將最適宜於工程上的土壤分類予以標準化，如圖2-9-2至圖2-9-5及表9-3所示。

(2)顆粒分類

顆粒分類係將構成土壤的各種土壤顆粒以所含粒徑之大小依所佔百分比之比例加以分類，通常74μ以下微細顆粒是使用比重計作沉殿分析，而74μ以上的粗顆粒成分則以篩分析測定之。 此類測定法在JISA 1204已有規定可循。分析結果以粒徑累加曲線表示，可求出其均勻係數μ_c，曲率係數μ'_c及有效粒徑D_{10}。

均勻係數μ_c爲表示砂質土的粒徑分佈良劣與否，可由(9-6)式求之。

$$\mu_c=D_{60}/D_{10} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (9\text{-}6)$$

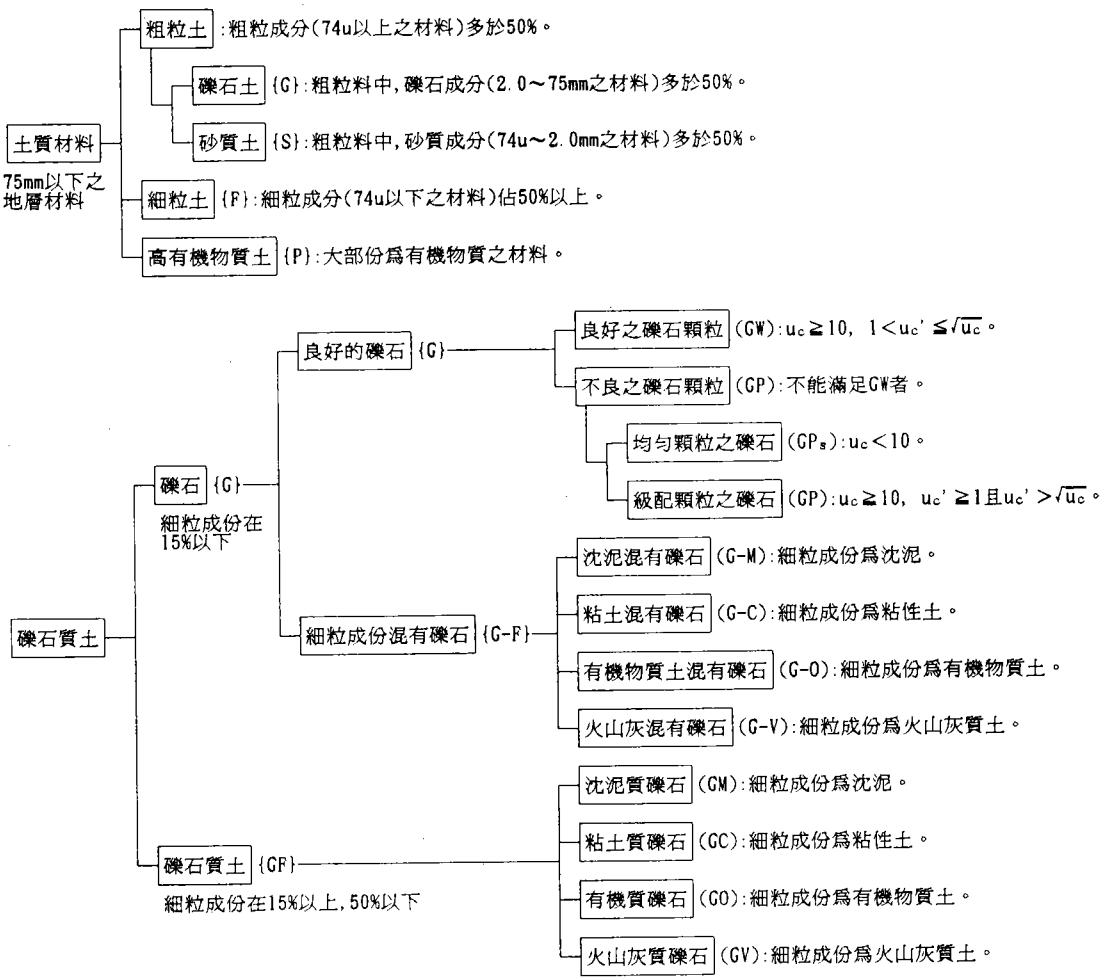
式中

μ_c: 均勻係數(Uniformity Coefficient)

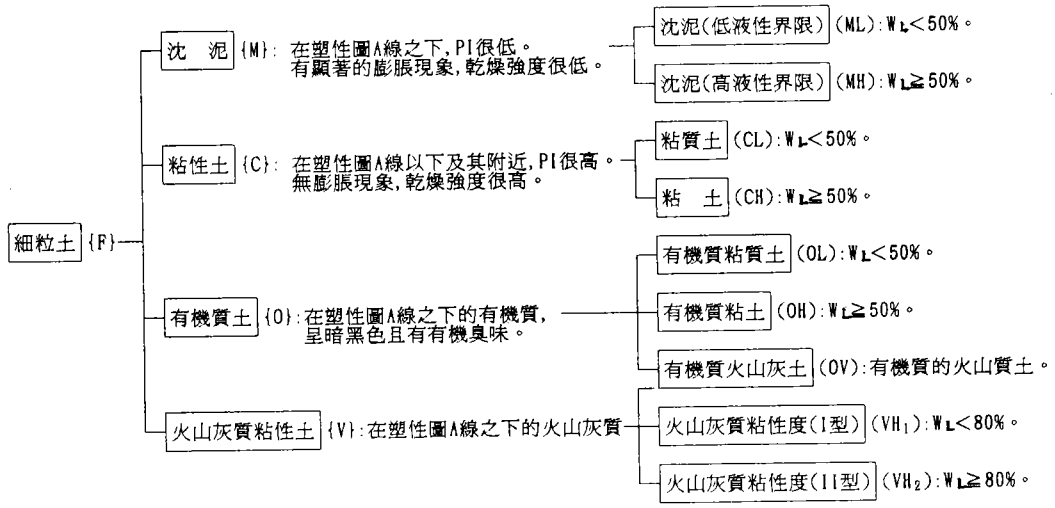
D_{60}: 依重量百分比(由小粒徑算起)，通過百分比60%之粒徑(mm)。

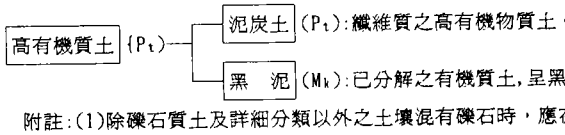
D_{10}: 依重量百分比，通過百分比10%之粒徑(mm)，又稱爲有效粒徑。

Hazen 氏發現在鬆散狀態之砂，其透水性(Permeability)與均勻係數及有效粒徑，具有連帶關係。



砂質土 {S}——在分類系統中，屬於礫石類之分類，可在砂中加註礫石字樣，即在S記號中加註G記號。





附註：(1)除礫石質土及詳細分類以外之土壤混有礫石時，應在分類名稱上加註「混有礫石」，即在英文記號後加添G字。

(2){G-F}及其詳細分類時，連接記號爲表示顆粒之良好與否，W,P等可以{GWF},{GPC}等代換之。{S-F}及其詳細分類記號時亦相同。

圖2-9-3　工程學上的土質分類標準

表9-3　土質名稱及其定義與說明

簡易分類名稱	土質名稱	定義及說明						
礫石	礫石	細粒成份在5%以下	大部份的顆粒爲2～75mm時		{G}		{G}	G
	粗礫石		大部份的顆粒爲20～75mm時					
	中礫石		大部份的顆粒爲5～20mm時					
	細礫石		大部份的顆粒爲2～5mm時					
	砂礫石		頗多砂份含有礫石					
	沈泥 粘土 有機質土 火山灰 混以 礫石 粗礫石 中礫石 細礫石 砂礫石	細粒成份在5%以上，15%以下	細粒成份爲沈泥(M)		(G,M)	[G,F]		
			細粒成份爲粘性土(C)		(G,C)			
			細粒成份爲有機質土(O)		(G,O)			
			細粒成份爲火山灰質粘性土(V)		(G,V)			
礫石質土	沈泥 粘土 有機 火山灰 質 礫石 粗礫石 中礫石 細礫石 砂礫石	細粒成份在15%以上，50%以下	細粒成份爲沈泥(M)		(GM)		{GF}	
			細粒成份爲粘性土(C)		(GC)			
			細粒成份爲有機質土(O)		(GO)			
			細粒成份爲火山灰質粘性土(V)		(GV)			
砂	礫石混以砂	細粒成份在5%以下	礫石含著砂		{S}		{S}	S
	砂		大部份從74u～2.0mm的情形					
	粗砂		大部份從0.42mm～2.0mm的情形					
	細砂		大部份從74u～0.42mm的情形					
	沈泥 粘土 有機質土 火山灰 混以 砂 粗砂 細砂	細粒成份在5%以上，15%以下	細粒成份爲沈泥(M)		(S,M)	[S,F]		
			細粒成份爲粘性土(C)		(S,C)			
			細粒成份爲有機質土(O)		(S,O)			
			細粒成份爲火山灰質粘性土(V)		(S,V)			
砂質土	沈泥 粘土 有機 火山灰 質 砂 粗砂 細砂	細粒成份在15%以上，50%以下	細粒成份爲沈泥(M)		(SM)		{SF}	
			細粒成份爲粘性土(C)		(SC)			
			細粒成份爲有機質土(O)		(SO)			
			細粒成份爲火山灰質粘性土(V)		(SV)			
沈泥	砂質沈泥	細粒成份在50%以上	砂份很顯著	膨脹現象很顯著，乾燥度低 $W_L<50$	(ML)		{M}	F
	沈泥		砂份不顯著	在沈泥與沈泥質粘土之間 $W_L\geq50$	(MH)			
	粘土質沈泥							
粘性土	砂質粘土		砂份很顯著	無顯著的膨脹現象，乾燥強度很高，而內呈暗黑色 $W_L<50$	(CL)		{C}	
	沈泥質粘土		砂份不顯著	$W_L\geq50$	(CH)			
	粘土							
有機質土	有機質沈泥		含有機成份，暗黑色，有有機臭味	無機成份爲沈泥 $W_L<50$	(OL)		{O}	
	有機質沈泥粘土			無機成份爲沈泥質粘土				
	有機質砂質粘土			無機成份爲砂質粘土				
	有機質粘土			無機成份爲粘土 $W_L\geq50$	(OH)			
	關東壚坶(黑色)			無機成份爲火山灰質粘性土	(OV)		{V}	
火山灰質粘性土	灰土		火山灰質粘土 $W_L<80$		(VH_1)			
	關東壚坶等各地之壚坶		火山灰質粘土 $W_L\geq80$		(VH_2)			
高有機質土	泥炭等	纖維質的高有機質土			(P_t)		{P_t}	
	黑泥等	已分解之高有機質土			(M_k)			

曲率係數可由(9-7)式求之。

$$\mu'_c=(D_{30})^2/(D_{10}\cdot D_{60}).....(9\text{-}7)$$

式中

μ'_c: 曲線係數

D_{30}: 依重量百分比，通過百分比30%之粒徑(mm)

μ_c及μ'_c之數值，用作表示顆粒級配之良否如下:

良好級配(GW),(SW): $\mu_c \geq 10, 1 < \mu'_c \leq \sqrt{\mu_c}$

均勻級配(GP_u),(SP_u): $\mu_c < 10$

等級級配(GP_s),(SP_s): $\mu_c \geq 10, \mu'_c \leq 1, \mu'_c > \sqrt{\mu_c}$

(3)稠度(Consistency)分類法

所謂粘土之特性係有膠質(Colloid)性顆粒之活性(Activity) 所產生，膠質性顆粒之粒徑均在1-2μ 以下，無論在礦物結構方面或在理化性質方面，與較其粒徑更大之土粒相比，係爲完全不同的物質。 此種膠質顆粒及其共存之物質(非結晶膠質及鹽類)，在某種堆積環境下，具有特殊的工程物理性質。

依據以上所述，對土壤在工程特性上的分類， 不能單獨以粒徑5μ以下之土粒爲標準，亦須將1μ 以下之膠質含量加以考慮。而更進一步對與膠質土粒共存物質，亦須加作定量與定性分析。可是土壤試驗常用的試驗方法係將試料予以分散並在分散後求其安定性，而以斯篤克氏(Stokes)定律所採用之沉澱法，與以比重法在有關顆粒試驗的精度有許多誤差的問題存在著，因此對於分散及分散後安定性之處理，操作及土壤中之共存物質的分析等，在普通土壤實驗室的設備及能力方面而言，實際上很多難以處理者。

有關構成粗粒土壤之顆粒級配，對工程方面之用途非常重要。然在細粒土壤方面，如上述理由，除有特別的目的以外，作顆粒大小之試驗，實無意義。細粒土壤之稠度試驗，可探求土粒之活性及與土粒共存物質對土粒之影響，故細粒土壤之稠度與工程方面之用途，具有重要的連帶關係。又細粒土壤之稠度試驗比土

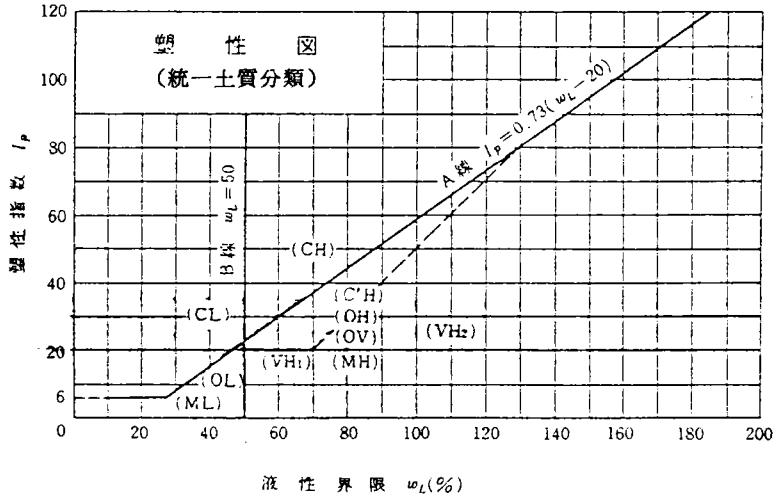
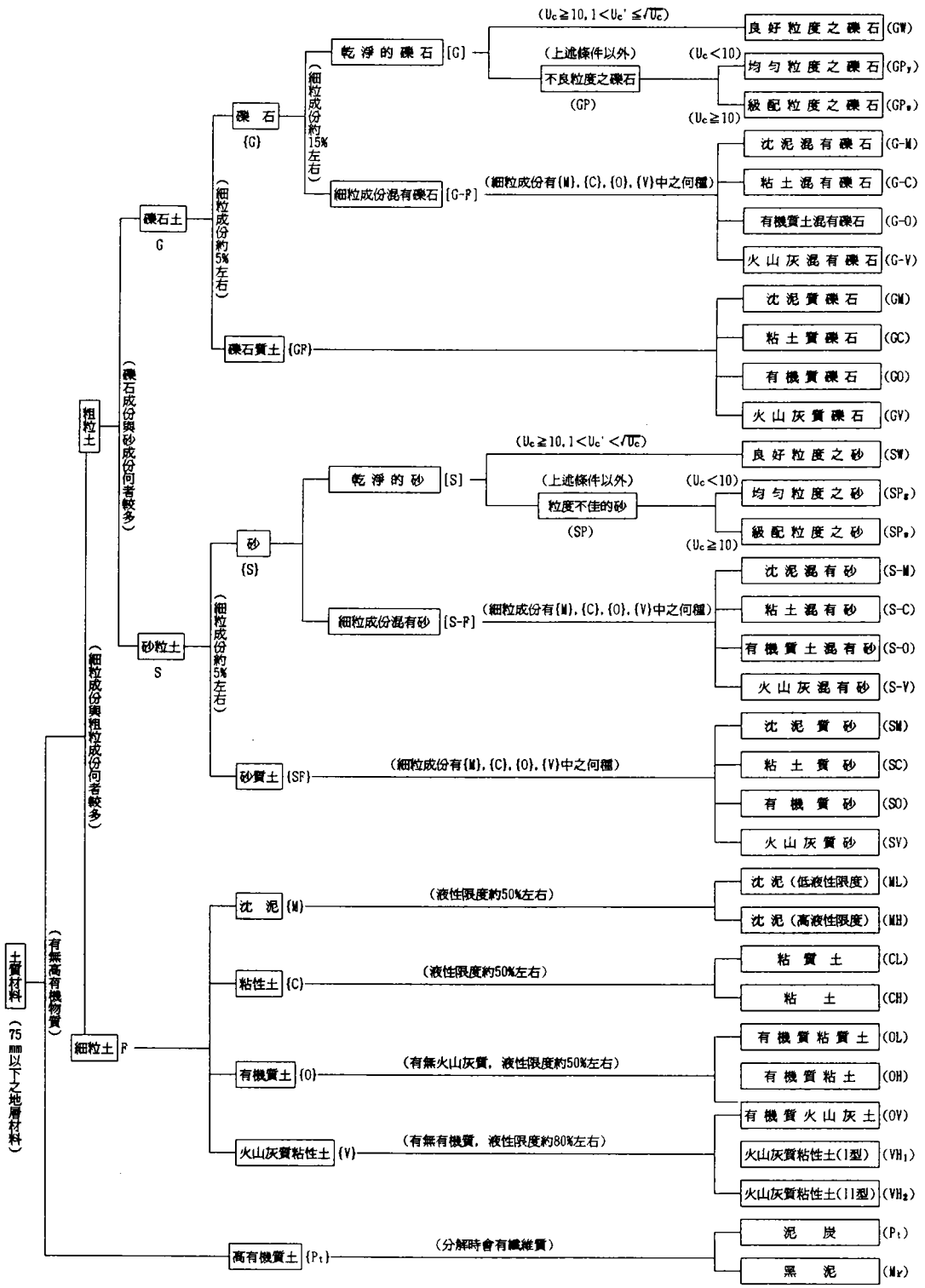


圖2-9-4 塑性圖



附註：(1)礫石粒土與其詳細分類以外之礫石混合時，附註分類名稱爲「混有礫石」，且可在英文記號後添加g 字。

(2)[C-F]及其詳細分類記號時，其中[-]連字記號表示粒度之良否，可以P來替代{GWF}，如{GPF}。

[S-F]及其詳細分類記號時亦相同。

圖2-9-5　工程學上的土質分類體系(依日本統一土質分類)

粒大小之分析試驗較爲容易。所以細粒土壤之分類應以稠度試驗結果爲依據較爲合理。

(4)粘性土壤之稠度與工程性質之關係

如前節3所述，粘性土壤之工程性質，在物理性質中與稠度具有相當之關係。稠度可用所測定之液性限度(Liquid Limit)與塑性限度(Plastic Limit)及由兩限度所求得之塑性指數(Plastic Index)與液性指數(Liquidity Index) 等表示。又液性限度與土壤性質之關係如下，即土壤內所含之水量愈多 ，則其流動性愈大，所含之水量愈少則流動性愈小，若所含之水量逐漸減少，最後終至無流動性 。故所謂液性限度乃指土壤所含之水量，恰足以使土壤開始具有流動性。一般砂爲20%、沉泥爲27%、泥炭爲44.5%、粘土爲100%，液性限度在20%至40% 之間時，即表示土壤中之大部分爲砂或沉泥。

Skempton氏在現地用正常壓密(Normally Consolidated)之飽和粘土作試驗，結果發現其黏滯度(Visconsity)， 隨有效載重之增加而增大，其增大之黏度，可用下式求之。

$$\frac{\Delta C}{\Delta P} = 0.11+0.0037I_p \quad \text{.....(9-7)}$$

式中

ΔC: 增加之黏力(t/m^2)

ΔP: 增加之有效載重(t/m^2)

I_p: 塑性指數

又靈敏度(Sensitivity)在中等以下而受壓密之黏土，其壓縮係數(Compression Index)，可用下式求之。

$$C_c=0.009(W_L-10) \quad \text{.....(9-8)}$$

式中

C_c: 壓縮係數

W_L: 液性限度(%)

9-1-3 土壤之透水係數(Permeability Coefficient)

在完全飽和之土壤內，流體之流動如係穩定之層流(Laminar Flow)時，其透水係數可用(9-9)式求之。

$$k=q/(i\cdot A) \quad \text{.....(9-9)}$$

式中

k: 透水係數(cm/s)

q: 單位時間內流動於土層中之水量(cm^3/s)

i: 水力坡降(Hydraulic Gradient) $i=\frac{h}{L}$

h: 損失水頭(cm)

L: 流體流動之長度(cm)

A: 斷面積(cm^2)

[說明]

(1)概述

透水係數k之決定乃係由土壤之斷面A，水力比降i及單位時間內流動於土層中之流量來決定，依達西(Darcy)定律可用(9-9)式計算求之。

Darcy 定律之適用範圍是需要有層流來決定R_e值(Reynolds Number)。即使用有效粒徑D_{10}時，Reynolds Number 限度爲$3 < R_e < 10$的限制範圍。有效粒徑D_{10}如表9-4所示。

表9-4 達西(Darcy)定律之適用範圍(D_{10}爲通過百分率10%相對應之粒徑)

材料	礫			砂礫	砂		砂質沉泥，沉泥
	大	中	小		粗	細	
D_{10}(mm)	76.2	25.4	9.52	2.0	0.59	0.25	0.074～0.02
浸透流之狀態	實際上常爲亂流狀態			疏鬆砂h/L<0.2～0.3 密實砂h/L<0.3～0.5			一般之h/L通常爲層流

k之測定有從現場採取土樣回實驗室作室內透水試驗及在現場直接作現場透水試驗兩種方法。

(2)在實驗室內作透水試驗

由現場採取未受擾動之試樣作透水試驗時，將天然狀態之土壤，大致按成層堆積之，唯其透水性因所採試樣的方向性而有差異，故試驗時應先查明試樣之方向性。若因採取未受擾動之試樣困難時，可利用已受擾動之試驗，變更密度予以試驗後，再求其所需密度相對應之數值。

(3)在現場作透水試驗

因在試驗室內所作土壤之透水試驗，略與自然情況不同，故在必要時，應在現場作試驗，以求準確。開鑿一口或數口之觀測井，並在一固定之地點灌水或抽水之，以測定地下水位之變動情形。

9-2 土壤之力學性質

9-2-1 彈性係數

土壤以彈性體作爲分析時，土壤之彈性係數須加以適當的設定。

[說明]

(1)土壤以彈性體作爲分析時，其彈性係數可用變形係數及波松比(Poisson's Ratio)。

(2)變形係數

變形係數由室內實驗求取時，一般係由單軸壓縮試驗或三軸壓縮試驗於應力-應變曲線(Stress-Strain Curve)，如圖2-9-6 所示之三種數值中求取之。

初期正切係數E_i係載重速度很大，而作臨界應變量之微小修正或用以分析動態的問題。遲滯現象(Hysteresis)係數E_h則是用於土壤結構物重覆承受載重時。而正割係數E_s則是作爲一般土壤結構物之彈性分析之用。但求取E_s之臨界應變量並無統一的方法，故應用E_s時須特別注意。變形係數可在原地點試驗以下述方法求得。

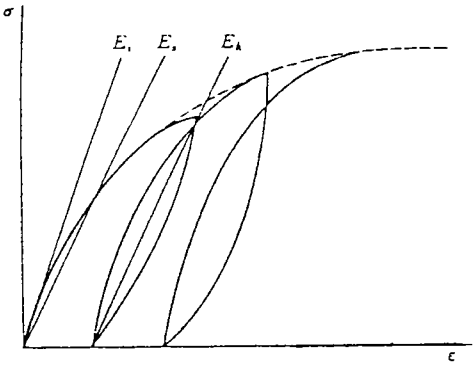


圖2-9-6　變形係數之種類

(a)平板載重試驗。

(b)CBR試驗。

(c)鑽探孔內載重試驗。

通常可供使用之變形係數的初期正切係數E_i及正割係數$E_s(E_{50})$之概略值，可以(9-10)式求得。

$$\left.\begin{aligned} E_i &= 210Cu \\ E_s(E_{50}) &= 180Cu \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (9\text{-}10)$$

式中

E_i: 初期正切係數(Kg/cm^2)

$E_s(E_{50})$: 正割係數(Kg/cm^2)

Cu: 依非壓密非排水試驗求得之表面粘著力(Kg/cm^2)

(3)波松比(Poisson's Ratio)

波松比之求法，目前雖然有許多方法，但尚無確實的試驗方法 。大致的目標爲飽和狀態之非排水條件下$\nu=1/2$，其他的則由$\nu=1/3\sim1/2$範圍加以適當的選擇決定之。

9-2-2 壓密特性

測定壓密現象之壓密係數，須以室內試驗求取之。

[說明]

(1)概說

所謂壓密(Consolidation) 係土壤經載重後，其孔隙水(Pore Water)並不與空氣交換，而是徐徐排出，且呈體積縮小之現象。

土壤之壓密特性中所顯示的壓密係數(C_v)與壓密之進行速度有關，壓密之進行愈快其值愈大。而體積壓縮m_v則係用以預測沉陷量之用，即某載重所產生的土壤壓縮量與體積壓縮係數(Coefficient of Compressibility)成正比例關係。

土壤之壓密特性，不僅只用於因載重所引起之沉陷，而且在地層改良工程中，亦可推算土壤之剪力情形。壓密試驗時，將壓密應力及用該壓力完成壓密後之孔隙比，繪入半對數紙後 ，即可得如圖2-9-7 所示之壓力與孔隙比關係曲線圖(e-logP之曲線圖)。e-LogP曲線之abc 部份，係表示載重之過程，約略成一直線。

而此abc部份所表示之壓密狀態稱爲正常壓密(Normally Consloidation)狀態。

另一方面由圖2-9-7 中 b點之壓力，慢慢予以減少至內應力與外壓力兩者達到平衡狀態爲止，而其內應力與外壓力二者達到平衡狀態時之孔隙比與壓力之關係，即變成如圖中bd所示部份。而此bd部份所表示之壓密狀態，即稱爲過壓密狀態(Overconsolidation)，而相當於b 點之壓力，則稱爲預壓載重(Preconsolidation Load)。

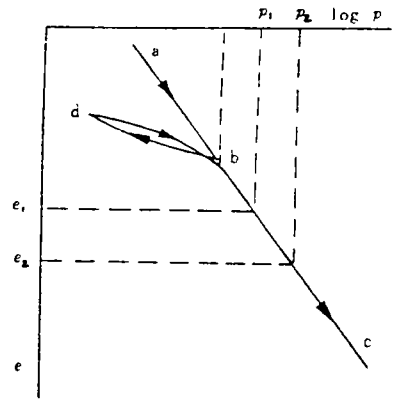


圖2-9-7 壓力與孔隙比關係曲線

圖2-9-7中abc部份之孔隙比e與壓力P之關係，可用(9-11)式求之。

$$e_2=e_1-C_c\log\frac{P_2}{P_1}\qquad\cdots\cdots(9\text{-}11)$$

式中

C_c係表示abc部份之傾斜度，普通稱爲壓縮指數 (Compression Index)。而上式中壓力自P_1增至P_2時孔隙比之減少，可由下(9-12)式求之。

$$\Delta e=e_1-e_2=C_c\log\frac{P_2}{P_1}\qquad\cdots\cdots(9\text{-}12)$$

(2)壓密沉陷量

利用體積壓縮係數m_v求沉陷量之方法，係將壓力P_o增加至$(P_o+\Delta P)$時，可用$(P_o+1/2\Delta P)$點之m_v之值，以(9-13)式求之。

$$S=m_v\Delta Ph\qquad\cdots\cdots(9\text{-}13)$$

式中

S: 壓密沉陷量(cm)

ΔP: 壓力增加量(Kg/cm^2)

h: 土層厚度(cm)

體積壓縮係數m_v普通以cm^2/Kg 表示，m_v之值隨壓密壓力之增加而減少，在正常壓密狀態下，如將P與m_v之關係，繪入對數紙時，約略成爲直線。利用壓密試驗以孔隙比與載重之關係求取沉陷量時，即用P_o壓力壓密而發生e_o孔隙比之土壤，如增加壓力ΔP時，厚度h之土層，其壓密沉陷量可由(9-14)式求之。

$$S=h\frac{C_c}{1+e_o}\log\frac{P_o+\Delta P}{P_o}\qquad\cdots\cdots(9\text{-}14)$$

式中

C_c: 壓縮指數

此壓密理論，雖僅適用於飽和之粘土，依Terzaghi壓密理論計算其沉陷量，惟對不飽和之土壤，如先求出圖2-9-7 所示之e-logP曲線後，亦可利用上式求其沉陷量之大小。

(3)沉陷之速度

飽和之粘土如在不排水情況下，加以壓力P時，則增加與P相等之孔隙水壓。在壓密開始時，其孔隙水壓則隨著時間而減少，同時土壤顆粒間之應力（或有效應力）σ' 則在增加，然所增加之孔隙水壓 μ 與所增加之顆粒間應力σ' 之和， 經常保持與載重壓力P相等。即

$$P=\sigma'+\mu \quad \cdots\cdots\cdots\

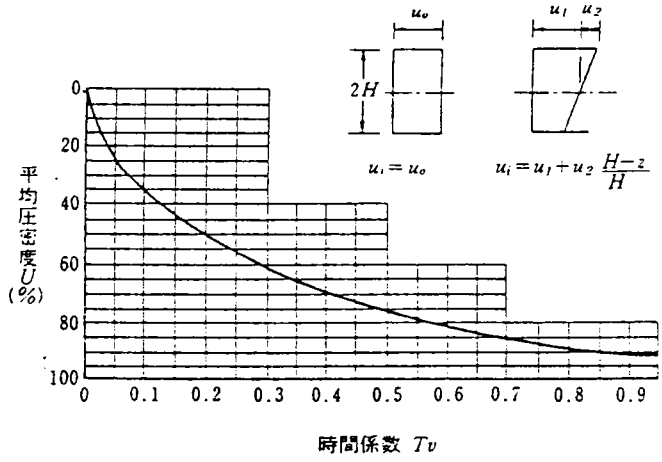


圖2-9-9 平均壓密度與時間係數之關係

如上所述，離排水層較遠部份壓密進行之速度，亦相應較爲緩慢。 在各種深度顆粒間之應力與載重壓力之比(σ'/p)， 稱爲該深度之壓密度U_z(Degree of Consolidation) ，而各深度之壓密度以全土層厚度予以平均後，則稱之爲平均壓密度$\bar{u}$ (Mean Degree of Consolidation)。由圖2-9-8 可知平均壓密係面積AEBCD與面積ABCD之比。即t=0 時，則$\bar{u}$=0，壓密完成時則$\bar{u}$=1.0。在理論上，當t→∞時，則$\bar{u}$=1.0。

壓密進展的情況可以平均壓密度$\bar{u}$ 之大小表示之。而表示時間的標準則用時間係數T_v表示之。然時間係數T_v與實際時間t之關係，則以(9-16)式表示之。

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2} \qquad \text{.....(9-16)}$$

式中

T_v: 時間係數

C_v: 壓密係數(普通以cm^2/min表示之)

t: 壓密開始後之時間(min)

H: 孔隙水流程之最大距離即最大排水距離(cm)

如圖2-9-8所示，土層上下兩面均可排水時 $H=\frac{h}{2}$，若排水僅單面時H=h。對各種條件之時間係數與平均壓密度之關係，則如圖2-9-9所示。而有關圖2-9-8(b)及圖2-9-9 所示之曲線，則另有詳細之數值表可供實際計算之用。

9-2-3 土壤之剪力特性

土壤之剪力強度，原則上分砂性土壤與粘性土壤兩種加以考慮，並可分別用下式計算之。

1.砂性土壤(砂之含有量在80%以上)

$$\tau_f=(\sigma-u)\tan\phi' \quad \text{.....(9-17)}$$

2.粘性土壤(砂之含有量在80%以下)

$$\tau_f=C_u \quad \text{.....(9-18)}$$

式中

τ_f: 剪力強度(t/m^2)

σ: 剪力面上之垂直應力(t/m^2)

u: 孔隙壓力(t/m^2)

ϕ': 有效應力之抗剪角(Angle of Shearing Resistance)(度)

C_u: 表面粘著力(t/m^2)

[說明]

(1)概述

土壤之剪力強度，通常用下列公式求之。

$$\tau_f=C+\sigma\tan\phi \quad \text{.....(9-19)}$$

式中

τ_f: 剪力強度(t/m^2)

C: 粘著力(又稱表面粘著力)(t/m^2)

ϕ: 剪力抵抗角(度)

σ: 剪力面上之垂直應力(t/m^2)

土壤加以外力後，其內部之有效應力與孔隙壓力(飽和土壤則爲孔隙水壓力)，均發生變化。若加以土壤之外力當作σ,有效應力當作σ'，孔隙壓力當作u時，其三者間具有下列之關係:

$$\sigma=\sigma'+u \quad \text{.....(9-20)}$$

$$\sigma'=\sigma-u \quad \text{.....(9-21)}$$

對σ'而言，σ則稱爲總應力(Total Stess)。

因土壤之剪力強度係依有效應力之數值而變化，故上述(9-19) 式對Coulomb氏之破壞條件而言，應改寫如下式:

$$\tau_f=C'+(\sigma-u)\tan\phi'=C'+\sigma'\tan\phi' \quad \text{.....(9-22)}$$

式中

C': 有效應力之表面粘著力(t/m^2)

ϕ': 有效應力之剪力抵抗角(度)

砂及正常壓密粘土之$C'=0$，而過壓密粘土則$C'>0$。砂之ϕ'比粘土之ϕ'爲大。C與ϕ依剪力試驗時所附帶之條件而變化，附帶條件中則以土壤之排水與否，具最大影響。依此排水與否之條件，可分爲下述三種試驗法。

(2)試驗法

剪力試驗分述如下:

(a)不壓密不排水試驗(UU試驗)(Unconsolidated-Undrained Test)

在不使試樣中所含之水份與空氣外洩狀態下，對試驗加以外壓力，同樣在不使水份與空氣進出孔隙狀態下作剪力試驗。

(b)壓密不排水試驗(CU試驗)(Consolodated-Undrained Test)

試樣在某種外力下先施以壓密，並在不排水條件下作剪力試驗。

(c)壓密排水試驗(CD試驗)(Consolidated-Drained Test)

在試樣孔隙內之水份與空氣，允許自由流通狀態下加以壓密或膨脹，且在孔隙內之水份及空氣能與外界流通，而使其不發生孔隙壓力之狀態下，作剪力試驗。

一般將剪力試驗結果，繪成Mohr氏應力圖以求剪力強度參數(Shear Strength Parameter)，以上述三種剪力試驗方法中 ，爲辨別用何種方法去求得之C、ϕ值，須在C、ϕ之右下加(u),(cu),(d) 等字尾(Suffix) 來表示，如C_u，ϕ_u，C_{uu}，ϕ_{cu}，C_d，ϕ_d等。用三軸壓縮試驗儀作不排水之剪力試驗時,可測定孔隙壓力。故將其試驗結果，用有效應力加以整理後，亦可求C'及ϕ'。 惟這些剪力強度參數應被稱爲表面粘著力及剪力抵抗角。茲將剪力強度參數與剪力試驗方法間之關係，表示如圖2-9-10。

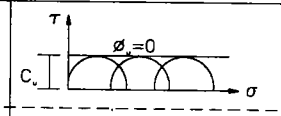
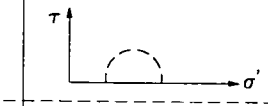
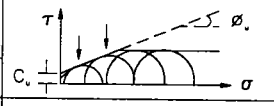
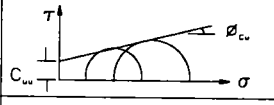
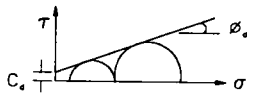
排水條件	土之狀態	總 應 力	有效應力	附註
非壓密非排水試驗	飽和土			以有效應力表示只能求出一破壞圓
	不飽和土			繪C_u,ϕ_u應力大時$\phi_u=0$
壓密非排水試驗	飽和土 不飽和土			
排水試驗	飽和土 不飽和土			測出之應力有效應力 黏土$\phi_d \fallingdotseq \phi'$

圖2-9-10 抗剪角與粘著力凝聚力

(3)砂性土壤之剪力強度

普通可稱爲砂土者，依照顆粒分析，砂之含有量須在80%以上。 砂之剪力強度可用(9-23)式求之。

$$\left.\begin{aligned}\tau_f&=(\sigma-u)\tan\phi'\\ \tau_f&=(\sigma-u)\tan\phi_d\end{aligned}\right\}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(9\text{-}23)$$

式中

τ_f: 砂之剪力強度(t/m^2)

σ: 剪力面上之垂直應力(t/m^2)

u: 孔隙壓力(t/m^2)

ϕ': 有效應力之抗剪角(度)

ϕ_d: 在排水試驗時之抗剪角(度)

普通所作砂的剪力試驗爲壓密排水試驗。由此所求得之ϕ_d與有效應力所示之ϕ'間之關係如下。即鬆散之砂時$\phi' \fallingdotseq \phi_d$，緊密之砂時，通常爲$\phi_d > \phi'$。而發生$\phi_d > \phi'$之原因，係由於剪力所引起之體積變化關係，在外觀上表示著強大之抗剪力，故須加以修正。由砂之剪力試驗結果所得之ϕ_d，與試驗前之孔隙比相對繪入圖表後，即可明瞭初期孔隙比愈小則ϕ_d愈大。

砂之剪力試驗最好用三軸壓縮試驗儀來試驗，通常應避免使用直接剪力試驗作剪力試驗。由於使用直接剪力試驗儀作砂之剪力試驗時，因試驗儀器之結構關係，往往發生所求ϕ_d之數值過大。由於標準貫入試驗之N值與ϕ_d之間具有連帶關係，故如不作剪力試驗時，亦可由標準貫入試驗結果推算之。

砂之抗剪角係隨孔隙比之大小而變化。故如將砂之剪力試驗結果應用於實際工程問題時，須查明現地砂之孔隙比。然而目前尚無測定未受擾動砂孔隙比之方法，以致無從將剪力試驗結果應用於實際工程問題上。砂之抗剪角依體積之變化程度而有差別，故實際結構物破壞時，在目前情況下，推測發生於鄰近砂中之體積變化情形尚不可能。

如上述之理由，在目前砂之剪力試驗結果應用於解決實際工程問題尚屬困難，按一般情形而言，在實際設計時所採用之抗剪角比由剪力試驗所得之數值小5°～10°較爲普遍。然而，普通設計時，須作種種的假定並參考以往之經驗，故上述砂之剪力特性已十分明瞭，於應用時仍需加以研討與其他因素之相關性後，方能作決定。

(4)粘性土壤之剪力強度

所謂粘土者，按其顆粒大小分析，須含有40%以上之粘土與沉泥。然對砂之含有量在60%～80%間之土壤性質，尚有許多不明瞭之處，惟本節將粘土與沉泥之含有量在40%～20%之間的土壤亦視爲粘土處理。粘性土壤之剪力強度可用(9-24)式求之。

$$\tau_f = Cu = \frac{q_u}{2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (9\text{-}24)$$

由不壓密不排水試驗所求得之表面粘著力C_u (t/m^2)，在粘土有關之土壤力學方面常被應用，故又稱爲不排水剪力強度。q_u則稱爲無圍壓縮(Unconfined Compression)強度，其單位以t/m^2表示之。

因無圍壓縮試驗方法非常簡單，故一般均採用此法作試驗。惟在試驗前一旦土樣被擾動，q_u值會敏感的減少，故製作試樣之操作時須特別加以留意。未受擾動土壤之q_u值與其充分重塑後之土壤q_u值之比稱爲靈敏度(Sensitivity)。通常正常壓密粘土之靈敏度大多在5~10左右。粘土之重塑不但影響應力，而且對變形特性亦有影響。即未受擾動之粘土在無圍壓縮試驗中其相對應之q_u值因軸向的變形大約相差5%左右，而重塑後之土壤其相對應之q_u值因軸向的變形誤差則高達15%以上。

粘土之不排水剪力強度即粘土之粘著力(Cu)，隨壓密之進展而增大。壓密載重愈大，壓密後的Cu值亦愈大。故對粘土地層而言，深度愈深，則上部覆蓋土的重量愈重，亦即壓密載重愈大，因此Cu值隨著其深度加深而增大。而實際設計時可用(9-25)式求之。

$$Cu = Co + kZ \quad \cdots\cdots (9\text{-}25)$$

式中

Cu: 深度Z處之粘著力(從地面算起)(t/m^2)

Co: 在地面之Cu值(t/m^2)

k: Cu與深度相對之增加率(t/m^2)

Z: 深度(m)

(5)粘性土壤壓密後粘著力之增加率

粘性土壤之粘著力Cu，如前述隨壓密的進展而增加，在壓密載重P時Cu之增加率，可以Cu/P表示之。

由壓密所引起之粘力增加率Cu/P，爲地層改良工程非常重要的資料。土壤Cu/P之數值愈大，則其強度增加愈大，對地層改良工程非常有效。假設地層下某處之粘土，其垂直載重增加量爲△P(t/m^2)，粘土之Cu/P 以β表示時，壓密完成時粘著力的增加量△C=△Pβ，在壓密過程中，假設該處之壓密度爲U_z時，則該處Cu 的增加量則爲△PβU_z。

以無圍壓縮強度q_u對深度方向而言，如係直線增加時，可由下列q_u與z的關係式求得Cu/P之值。

$$q_u = kz \quad \cdots\cdots (9\text{-}26)$$

$$q_u = 2Cu \quad \cdots\cdots (9\text{-}27)$$

$$P = (\gamma_t - \gamma_w)z \quad \cdots\cdots (9\text{-}28)$$

$$\frac{Cu}{P} = \frac{k}{2(\gamma_t - \gamma_w)} \quad \cdots\cdots (9\text{-}29)$$

式中

q_u: 無圍壓縮強度(t/m^2)

k: 深度對q_u之增加率(t/m^2)

z: 深度(m)

C_u: 粘性土壤之粘著力(t/m^2)

p: 有效覆蓋土之壓力(t/m^2)

γ_t: 土的單位體積重量(t/m^2)

γ_w: 水的單位體積重量(t/m^2)

依據Skempton 氏的說法，在正常壓密狀態下之粘土不排水剪力強度即粘土之粘著力Cu與上部有效覆蓋土之壓力p之比，與塑性指數($Ip = \omega_L - \omega_p$)之關係，可以(9-30)式表示之。

$$\frac{Cu}{P} = 0.11 + 0.0037 I_p \quad \cdots\cdots (9\text{-}30)$$

在實驗室以直接剪力試驗儀，進行壓密不排水試驗求Cu/p 之數值時，因欲使其達到不排水狀態是非常的困難，故試驗時此點應加以注意 。另利用三軸壓縮試驗儀作試驗時，因普通係以三軸室內之水壓力作等向壓密，故主應力比K=1.0，而直接採用壓密壓力P與主應力差之一半數值作爲計算時，則所得Cu/p之數值常過大。

(6)因膨脹引起粘土剪力強度之減少

如前述，粘土之剪力強度Cu係隨壓密載重增大而增大。然壓密後將一部份或全部載重予以解除後，粘土即開始吸水膨脹，其剪力強度則隨經歷的時間而逐漸減少。膨脹所需的時間約較壓密所需時間爲短。故利用壓密方法作地層改良工程，經壓密完成後，即將載重解除時，應事先將因膨脹所減少之土壤剪力強度Cu預計在內。

粘土因膨脹而引起剪力強度之減少率，可由過壓密比 (Over Consolidation Ratio)而定。過壓密比爲載重解除前之壓力與載重解除後之壓力比。而在地層下某種深度之粘土，其載重解除前後之有效覆土壓力之比，即爲其過壓密比。圖2-9-11係表示過壓密比與C_u之比，即膨脹前後之C_u比之關係。

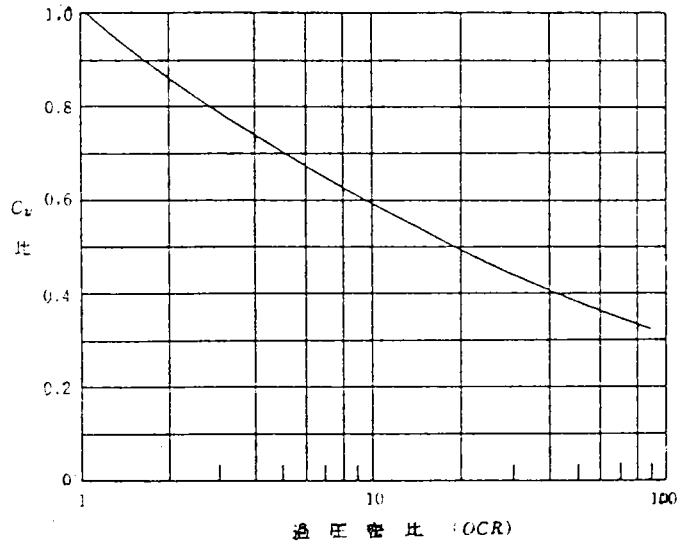


圖2-9-11 粘土膨脹對Cu比之減少與過壓密比之關係

9-3 土壤之動態性質

9-3-1 動態變形係數

作地震反應分析時，土壤的動態變形係數須加以適當的設定。

[說明]

(1)概述

耐震設計法有靜態設計法及動態設計法，靜態設計法爲代表性之震度法。係將地震力以靜態的慣性力，作用於地層或結構物上，再以力的平衡加以研討其穩

定的方法。動態設計法則係計算淺的基礎地層及結構物之基礎對加速度、速度剪應變等的相對倍率與增幅值後，以研討地層或結構物穩定與否的方法。作地震反應分析時，對構成地層的土壤動態應變係數須加以適當的作用力予以處理。

通常土壤之動態剪應力～剪應變間的關係， 如圖2-9-12 所示，分主體曲線及經歷曲線來處理，然作用之剪應變振幅很大時，如主體曲線所示顯係非線性者。而分析此類土壤之剪應力～剪應變曲線所使用的方法，則有等值線性法、雙曲線法等許多方法。而這些方法中，在實際的地震反應分析時，從計算時間或安定性之解析而言，最適合的爲等值線性法，故大多數均採用等值線性計算法。

(2)等值線性法

推測地震時地層的合理變動，廣範圍的剪應變振幅對於土壤的動態應力～應變之非線性應以適當的方法加以評估。土壤的動態應力～應變關係若以等值線性法替代時，其動態剪力模數G及阻尼比D兩種參數，可如圖2-9-12(b) 所示，以作用的剪應變振幅相對應之(9-31)式及(9-32)式求之。

$$G=\frac{\tau}{\gamma} \quad \cdots\cdots\cdots\

驗法、孔內震測法等的彈性波在現地試驗求取爲原則。在作室內試驗時，必須從現地採取未受擾動之土樣，而剪應變則從10^{-6}至破壞爲止，並以此廣範的剪應變來量測相對應之動態剪力模數及阻尼比，同時隨著結構物的興建應量測動態變形係數可能的變化，以供廣範圍應用 。而動三軸試驗，則可假設 Poisson's ratio ν並依(9-33)式求取動態剪力模數。

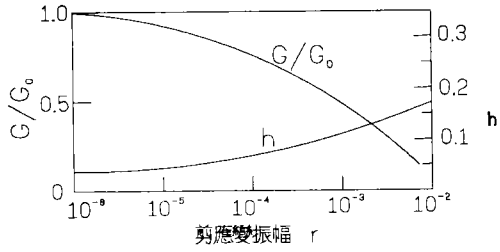


圖2-9-12(c) 剪力模數、阻尼比及剪應變振幅

$$G=\frac{\sigma_a}{2\varepsilon_a(1+\nu)} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (9\text{-}33)$$

式中

G: 動態剪力模數

σ_a: 軸應力振幅

ε_a: 軸應變振幅

ν: Poisson's Ratio，通常採用0.45

同理阻尼比可由圖2-9-12(b) 之軸應力～軸應變曲線中讀取ω及$\triangle\omega$，並可由(9-32)式計算之。在現地試驗，若限制僅以約10^{-6}之剪應變振幅來測定相對應之動態剪力模數時，在廣闊的剪應變振幅領域中，其動態剪力模數及阻尼比並無較實用的測定方法可循，只要有利於直接將現地層之動態剪力模數及阻尼比測出即可。而地層之彈性係數則是利用鑽孔以彈性波探測法將彈性波速度測出後，再用(9-34)，(9-35)，(9-36)各式計算之。

$$G=\rho V_s^2=\frac{\gamma_t}{g} V_s^2 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (9\text{-}34)$$

$$E=2(1+\nu)G \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (9\text{-}35)$$

$$V=\frac{(\frac{V_s}{V_p})^2-2}{2\{(\frac{V_s}{V_p})^2-1\}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (9\text{-}36)$$

式中

G: 動態剪力模數(t/m^2)

V_p: 縱波速度(m/s)

V_s: 橫波速度(m/s)

E: 楊氏係數(Young's Modulus)(t/m^2)

ν: Poisson's Ratio

ρ: 密度(t/m^2)

γ_t: 單位體積重量(t/m^3)

g: 重力加速度(m/s^2)

在作軟弱海底地層之彈性波探測時，尤須特別注意者爲彈性波(縱波、橫波)之起振，受振方法或波形讀取之精度、孔壁之保護等事項。茲將室內試驗之動態剪力模數G_o與現地試驗時之動態剪力模數G_o加以比較，得知現地試驗之動態剪力模數G_o(In Situ)約爲室內試驗所得動態剪力模數G_o(lab.)之0.5倍～2.0倍之間，如圖2-9-13所示。

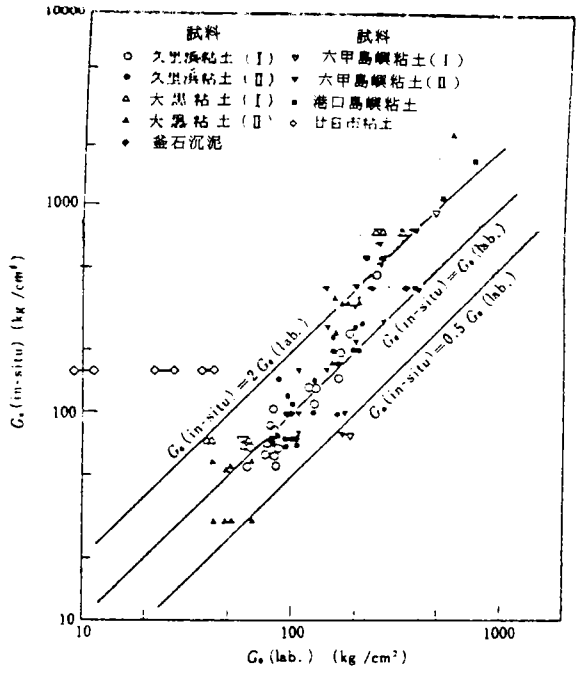


圖2-9-13 室內試驗與現地試驗之動態剪力模數之比較

(4)動態剪力模數及阻尼比之簡易推測法

無法作室內試驗或原地點試驗時，可用下述方法推測地層之動態剪力模數及阻尼比。

(a)就粘性土而言，可由以往的地質調查結果中，依其塑性指數Ip辨別地層之層次結構。此時Ip≧30，30＞Ip＞N.P.(非塑性)，而Ip=N.P.則需以3種之地層分類行之。

(b)求取有效覆土壓力時，須考慮分類層塊之壓密狀況，而假設地層中之應力比K'(水平方向之有效應力σ'_h與σ'_v之比)且以$(1+2K')\sigma'_v/3$爲平均有效主應力σ'_m計算之。壓密完成後水平地層一般以$K'=K_o'=0.5$的情況者爲多。但Ip>30之地層，則需另加推算地層之孔隙率e。

(c)由分類層塊之Ip,σ'_m，e等，以微小剪應變振幅求取動態剪力模數G_o。G_o，σ'_m之單位爲Kg/cm^2。

求G_o時，Ip≧30時，用(9-37)式求之，Ip＜30時，用(9-38)式求之，但Ip=N.P時(9-38)式中之Ip=0。

$$G_o=a\sigma'^{\,n}_m, \qquad a=285-2Ip \qquad \cdots\cdots(9\text{-}37)$$

$$G_o=A\frac{(2.973-e)^2}{1+e}\sigma'^{\,n}_m, \qquad A=1.6Ip+185 \qquad \cdots\cdots(9\text{-}38)$$

砂性土壤時，可用(9-39)式及(9-40)式。

$$G_o=700\frac{(2.17-e)^2}{1+e}\sigma'^{\,n}_m \quad \text{(圓形砂粒)} \qquad \cdots\cdots(9\text{-}39)$$

$$G_o=330\frac{(2.973-e)^2}{1+e}\sigma'^{\,n}_m \quad \text{(菱角形砂粒)} \qquad \cdots\cdots(9\text{-}40)$$

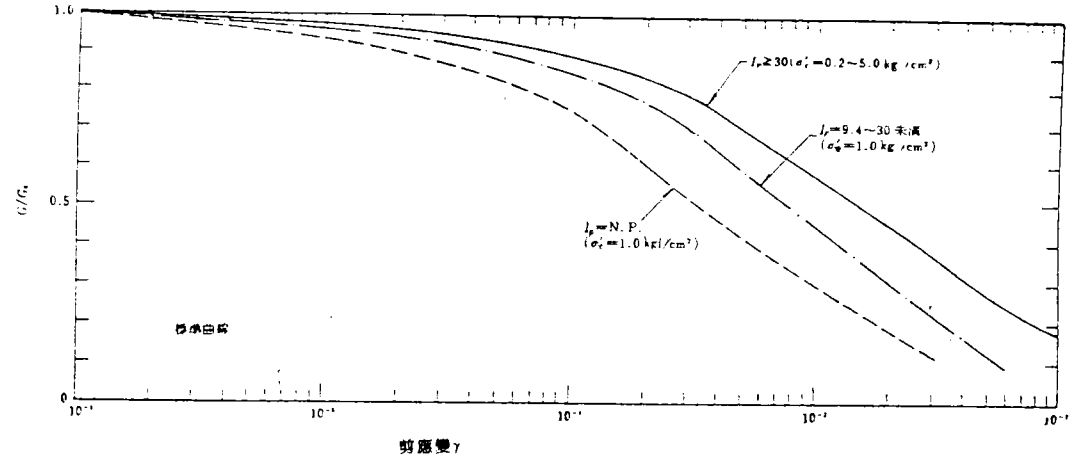


圖2-9-14　$G/G_0 \sim \gamma$曲線

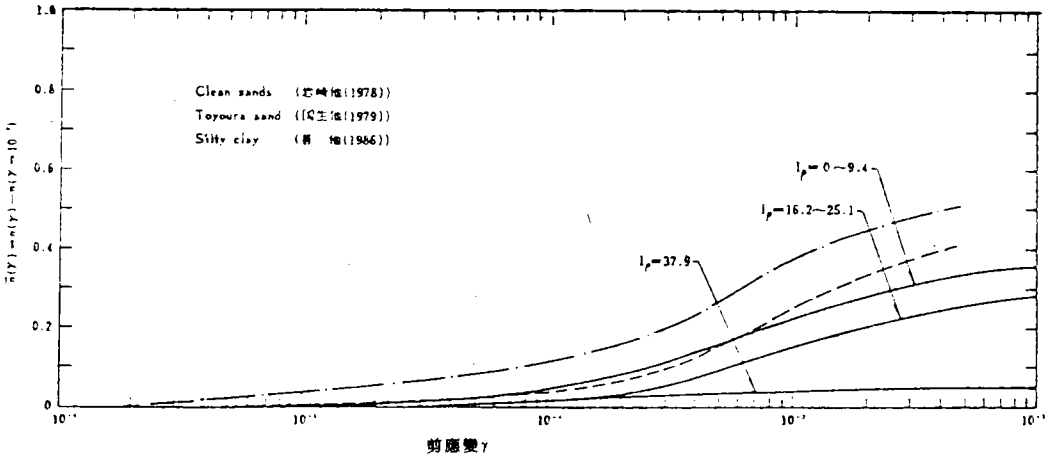


圖2-9-15　G/G_0之修正曲線

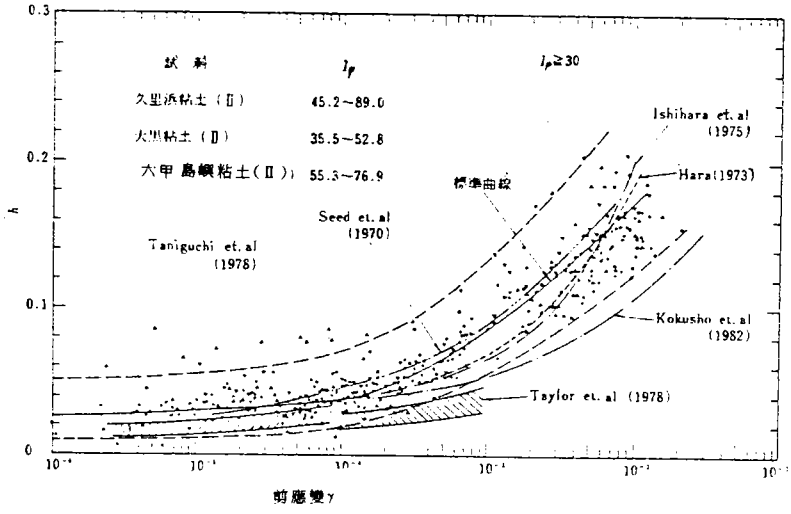


圖2-9-16(a)　$h \sim \gamma$曲線($I_p \geqq 30$)

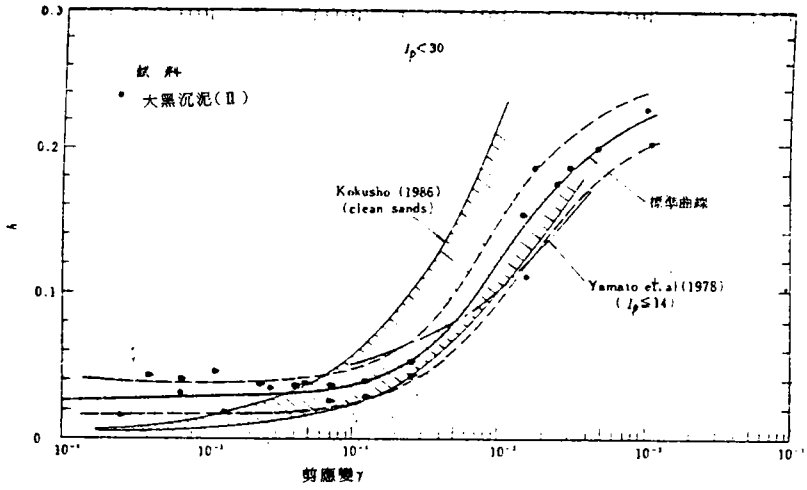


圖2-9-16(b)　h～γ曲線($I_p<30$)

(d)對於中、大剪應變振幅($10^{-6}<\gamma<10^{-2}$)之動態剪力模數G，如圖2-9-12(c)G/G_o～γ曲線所示。而平均有效主應力σ'_m=Kg/cm² 時之G/G_o～γ曲線則稱爲標準曲線，如圖2-9-14所示 。Ip≧30時，G/G_o～γ曲線則不受σ'_m之影響。但Ip<30時，則須考慮σ'_m之影響，並以(9-41)式求之。

$$G/G_o=\bar{A}(Ip,\gamma)\sigma'^{\,\bar{n}(Ip,\gamma)}_m \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (9-41)$$

式中，$\bar{A}(Ip,\gamma)$,$\bar{n}(Ip,\gamma)$爲試驗係數，如圖2-9-15及表9-6所列者。砂性土壤時，則適用Ip=N.P.～9.4 以下欄內之值。故對於G/G_o～γ曲線在實用上，對孔隙比、二次壓密時間、其他方法之壓密應力狀況的影響等可不須加以考慮。

表9-6　相對於剪應變振幅之$\bar{A}(I_p,\gamma)$,$\bar{n}(I_p,\gamma)$值

剪應變振幅	塑性指數 I_p					
	N.P.～9.4以下		9.4～30 以下		30 以上	
γ	$\bar{A}(I_p,\gamma)$	$\bar{n}(I_p,\gamma)$	$\bar{A}(I_p,\gamma)$	$\bar{n}(I_p,\gamma)$	$\bar{A}(I_p,\gamma)$	$\bar{n}(I_p,\gamma)$
10^{-6}	1	0	1	0	1	0
10^{-5}	0.93	0.01	0.96	0	0.97	0
5×10^{-5}	0.83	0.03	0.91	0.01	0.93	0
10^{-4}	0.75	0.05	0.84	0.02	0.89	0
2.5×10^{-4}	0.56	0.10	0.74	0.05	0.82	0
5×10^{-4}	0.43	0.16	0.59	0.09	0.70	0
10^{-3}	0.30	0.22	0.45	0.16	0.58	0
2.5×10^{-3}	0.15	0.30	0.26	0.22	0.42	0
5×10^{-3}	—	—	0.12	0.26	0.28	0
10^{-2}	—	—	—	—	0.18	0

(e)有關阻尼比，因平均有效主應力、孔隙比、二次壓密時間之影響等均無明確之規定，故對Ip≧30與Ip<30 之土壤阻尼比，各分別如圖2-9-16(a),(b)實線之標準曲線所示。而由標準曲線讀取相對應於剪應變振幅之D值則如表9-7所示。

表9-7　相對應於剪應變振幅之h值

剪應變振幅	塑性指數 $I_p<30$			塑性指數 $I_p\geqq30$		
	阻尼比 h			阻尼比 h		
γ	平均	最大	最小	平均	最大	最小
10^{-6}	0.026	0.040	0.016	0.025	0.050	0.010
10^{-5}	0.030	0.040	0.018	0.030	0.054	0.010
5×10^{-5}	0.033	0.042	0.020	0.034	0.062	0.014
10^{-4}	0.037	0.048	0.026	0.038	0.070	0.018
2.5×10^{-4}	0.055	0.068	0.040	0.050	0.088	0.030
5×10^{-4}	0.080	0.098	0.060	0.066	0.108	0.042
10^{-3}	0.120	0.145	0.092	0.086	0.133	0.056
2.5×10^{-3}	0.174	0.200	0.148	0.118	0.174	0.080
5×10^{-3}	0.200	0.222	0.178	0.144	0.208	0.100
10^{-2}	0.220	0.240	0.200	0.175	—	0.125

9-3-2 動態強度特性

對於土壤之動態外力強度，係取決於實驗室內試驗結果爲基準，然在此情況時，須適當的設定外力特性及地層之狀態。

[說明]

(1)概說

(a)動態外力之種類與特徵

對於動態外力與靜態外力明顯的不同處爲：(a) 外力的作用時間是短暫的。(b) 外力爲反復作用。如地震力，有上述二樣動態的特徵，如爆破所生之衝擊力，僅發生一次之作用，但時間是非常的短暫，僅有一樣動態的特徵。如波力係爲反覆的外力，而以較爲遲緩的載重速度作反覆的作用，亦即爲動態外力之廣義情形。圖2-9-17係依載重時間與反覆次數所作的動態問題分類。通常以波力而言，應考慮10秒前後之波浪周期。

(b)地震力與波力

港灣所遭受到最具代表性的動態外力爲地震力與波力。此類動態外力，在必要的情形下須作動態載重處理時，通常均將其轉換爲震度法中的靜態載重來處理。在此情形下，地震時需依動三軸試驗結果來預測飽和砂之液化狀況，而波力的承受則以結構物基礎地層所持有的剪力強度爲依據。

(2)試驗方法

動態強度調查法有室內試驗與現地試驗兩種，然因現地點試驗需大規模的設備及龐大的費用，且受限於試驗條件等關係，故多採用室內試驗。而室內試驗則

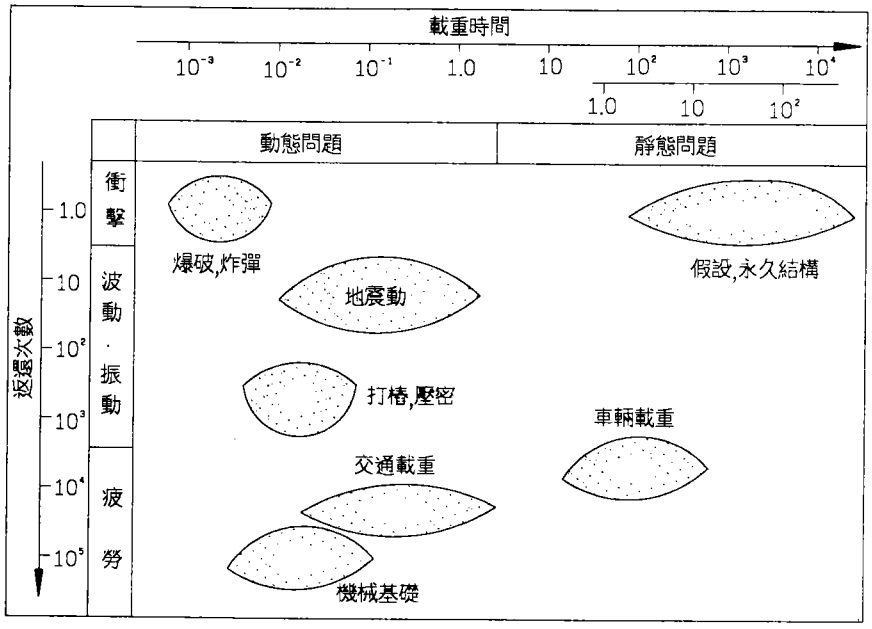


圖2-9-17　依載重時間與反覆作用次數所作之動態問題分類

以採用未受擾動之試樣爲原則，若以調查填築材料的強度爲目的時，則可採用已受擾動之試樣爲之。

動態強度試驗有動三軸試驗(也可稱爲反覆三軸試驗)、反覆單剪試驗、振動檯試驗等，且各有其特徵，然由動三軸試驗所得之結果，較無個人技術上的差異，故其設置的普及性最高，而以調查反覆剪力強度爲目的者，亦多採用動三軸試驗裝置。

土壤的反覆剪力強度，在土壤的物理特性或應力狀態均相同時，依動態外力所持有兩種特徵(作用時間及反覆次數)而有顯著的不同。而對外力的作用速度則視其相對應之排水條件，反覆剪力強度亦有所差異。因此對動態外力的作用下，欲知土壤的剪力強度時，須適當的考慮及動態外力的特性與地層的狀態。

在作室內試驗時，動態外力可用載重條件轉換成適當的載荷行之。在此情形下，除了外力的特性外還須考慮波形(振幅、周期)反覆次數、載重速度與波形的不規則性等。

土壤之剪力強度係隨排水條件而異。如承受地震力之動態外力的地層、載重速度對地層的排水速度會相對的減小，甚至成爲不排水狀態，故須在不排水條件之前提下加以試驗。對於波力而言，排水與不排水的區別則視波浪的特性或地層結構爲依循，故作強度及變形的評估時對安全側的排水條件須加以設定。粘土時則在不排水條件下加以試驗。

(3)試驗結果的適用性

室內試驗所得之動態強度，並非仍是以動態外力載重來求之，有時亦可以單純的載重條件求得，故對其適用性而言必須充分的考慮動態外力的特性及地層狀況與試驗條件的相關性。

9-4 地質條件之決定

9-4-1 決定原則

設計所需之地質條件，原則上須經實地地質調查及土壤試驗，方可決定。

[說明]

(1)概說

有關設計時之地質調查如圖2-9-18所示之流程進行，而設計時所用地質條件則包括承載層之深度、軟弱層之厚度、地層之成層狀態、硬度、結實度、剪力特性、壓密特性、透水性及地下水位等。圖2-9-18之流程爲包括調查階段之調查方法，而表9-8所示者爲調查內容。

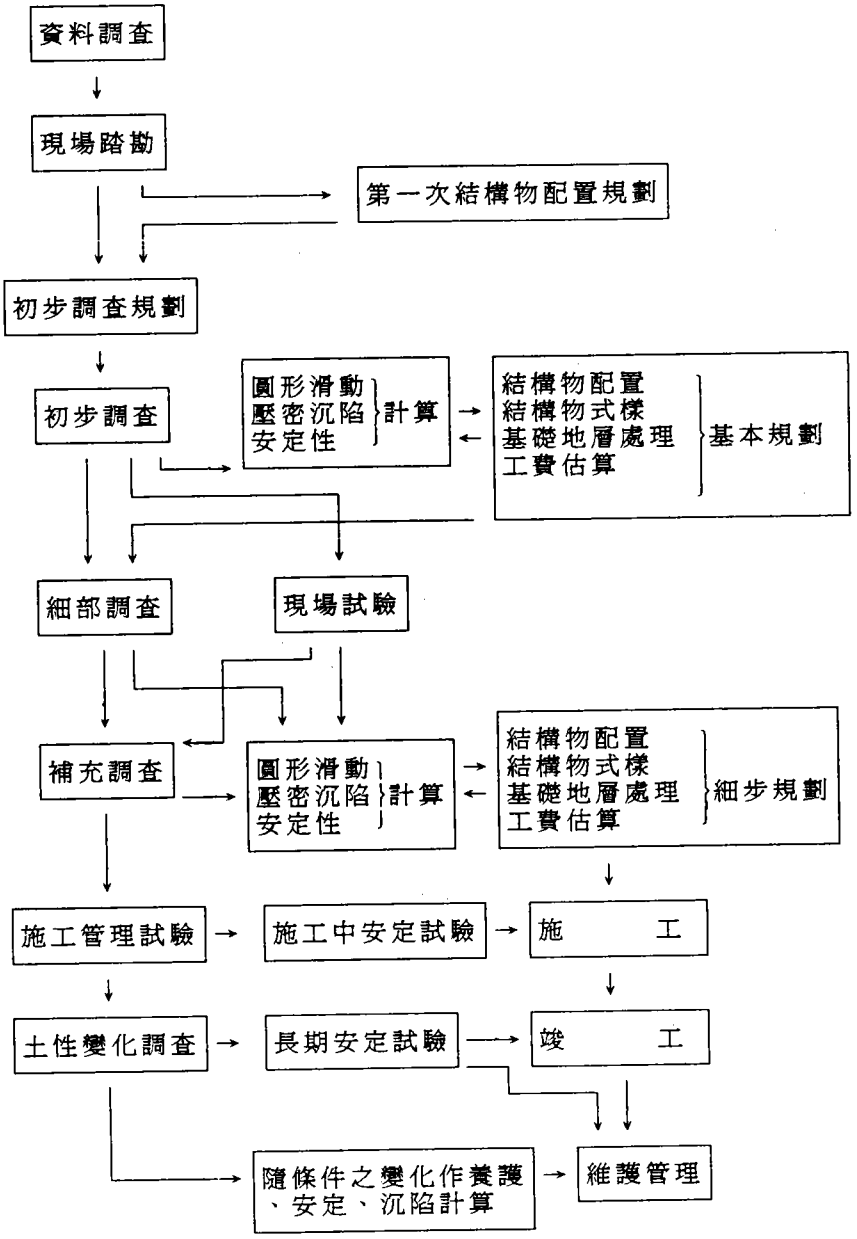


圖2-9-18 有關設計時之地質調查流程圖

表9-8　包括調查階段的調查方法

分　類	調查方法	調　查　內　容
預備調查	資料調查	鑽探、探測資料、地形圖、地質圖、航空照像、結構物等沉陷、損害記錄、結構物之施工記錄等。
	現地踏勘	周圍的地形、地質、結構物等沉陷、損害記錄
初步調查	鑽　探 取　樣 探　測 物理探測	基層深度、成層狀態、強度(q_u, ϕ等)壓密特性、分類特性(ω，γ_t，G_s，W_t，W_p等) 夯實特性(W_{opt}，CBR等)透水性 (地下水)
細部調查	鑽　探 取　樣 探　測	同　上
補充調查	同　上	同　上

(2)調查位置之配置間隔及調查深度

鑽探或探測(Sounding)之位置，其間隔與深度，除考慮按結構物之大小、地層內的應力分佈及地層成層狀態的均勻性外，並涉及調查費用及結構物之重要性等，故不能作硬性之規定，唯一般均採用下列之標準。

(a)鑽探間隔

(i)成層狀態在水平方向及垂直方向，均比較均勻時

		法線方向		法線垂直方向	
		鑽　探	探　測	鑽　探	探　測
初步調查	廣範圍區域	300～500m	100～300m	50m	25m
	小範圍區域	50～100m	20～50m		
細部調查		50～100m	20～50m	20～30m	10～15m

(ii)成層狀態較複雜時

	法線方向		法線垂直方向	
	鑽　探	探　測	鑽　探	探　測
初步調查	50m以下	15～20m	20～30m	10～15m
細部調查	10～30m	5～10m	10～20m	5～10m

附註:1.探測有時需要鑽孔，有時不需要鑽孔。

2.表中所示之值爲探測不需要鑽孔。

3.需要鑽孔之探測，可採用鑽探欄內之數值。

(b)調查深度

以鑽探或探測至確實具有充分承載力之承載層止爲原則。而充分的承載層則視結構物之型式及規模之大小而異，故不作硬性規定。規模比較小的結構物或是基礎結構不需打樁來支撐時以 N≧30，而大型結構物需以打樁作爲支撐時則以N≧50爲目標。所需之地層厚度如下:

N值在10～20時爲5m以上

N值在20～30時爲3～5m以上

N值在30～50時爲2～3m以上

但此時之試驗間隔需1m進行一次。

遇到岩層時，至少需作1.0m之取樣，證實確爲岩質爲止。

(c)深度方向之取樣間隔

欲知物理特性及強度特性之變化時，在主要調查鑽孔中以每隔1.5m深度，取樣一次爲原則，而在特別重要的情形則須每隔1.0m深度，取樣一次。在補充性的調查鑽孔時，則以每隔2m深度，取樣一次。欲知壓密特性時，須將地層按種類予以分割後，對各層之代表性土樣，加以試驗。通常在均勻的地層時，須每隔1.5m即將試料取樣一次，而在複雜的地層或壓密沉陷特別厲害處時，因應其重要性，可將取樣間隔適當的縮減。

(4)探測間隔

需要鑽孔者或操作較爲複雜者，其間隔與鑽探間隔相同。操作較爲簡便者，因爲每一探測地點所需之費用及作業時間較少，故可將其水平方向之間隔縮短爲鑽探間隔之1/3以下， 使之儘量增加探測地區。

9-4-2 調查方法之選擇

依結構物之種類、規模、重要性等，並考慮附近之地質狀況，選擇最適宜的調查方法以達成設計目的。

[說明]

(1)地質調查應考慮調查範圍、重要性及所需費用等，選擇最適宜的調查方法。表9-9所示者，係以調查目的爲區分之調查方法及調查內容。

(2)調查方法之種類

(a)現有資料之收集分析

研討鑽探資料、地下水位異動記錄、附近結構物之損害、沉陷記錄等。

(b)踏勘現地地質、地形等。

(c)物理性探測(彈性波及電氣抵抗等)

探測廣範地區之成層狀況或地下水位等，必須先由鑽探資料中研判地質及成層或地下水所在之深度。

(d)鑽探(包括取樣)

此爲調查地質的確實方法、初步調查及細部調查均採用之。鑽探時對粘性

表9-9　以調查目的爲區分之調查方法及調查內容

調查目的	調　查　方　法	調　查　內　容
確定成層 狀　態	鑽探 土壤試體 物理探測	基層深度 軟弱層厚度 層　次
承載力 斜坡安定 土　壓	未受擾動之土壤試體 土壤試體 現場試驗	無圍壓縮強度　q_u 剪力強度　τ_f 抗剪角　ϕ 相對密度　D_r
壓密特性	未受擾動之土壤試體	壓密係數　C_v 體積壓縮係數　m_v
透水性	未受擾動之土壤試體 現場試驗	透水係數　k
夯實特性	受擾動之土壤試體亦可，現場試驗	最大乾密度　γ_{dmax} 最佳含水量　ω_{opt} CBR
分類特性	未受擾動之土壤試體	單位體積重量　γ_t 含水量ω，土粒比重G_s，稠性指數W_l，W_p

土壤(Cohessive Soil)須採取未受擾動之土樣(Undisturbed Soil)，兼作所必需之土壤試驗。若因鑽探方法及採樣方法不當或因鑽探技術及取樣技術不熟練，須特別加以注意。對砂性土壤因欲採取未受擾動土樣非常困難，故可施行標準貫入試驗(Standard Penetration Test) 等探測(Sounding)法及現地試驗法。必要時，可取樣求取現地之孔隙比(Void Ratio)後，再以土樣按所需目的，作各類孔隙比之試驗，以推測現地砂土之物理性質。以粘土之採樣及探測(Sounding)爲目的之鑽探，可用鑽管(Drill Pipe) 方式，而採取未受擾動之土樣時，則以使用附有導鞘之固定式導管採樣器(Thin Walled Sampler) 爲原則。

(e)探測(Sounding)

此法用於初步地質調查，測定已知成層狀況之地層強度及測定不易採取未受擾動土樣之地層或測定承載力層之深度。如設計需要精密資料時，可將現場所採土樣，在所能預料之各種條件下，作各種所必需之土壤試驗後與探測所得結果互相比較，就兩者間之相關性加以詳細之研討。

(f)現地試驗

此法在採取未受擾動之土樣非常困難或認爲現地試驗效果較高時使用。且爲測定樁基礎等地層水平反力係數k_h值所必需，並包括以放射性同位素(Radio Isotope)法測定現地密度在內。

9-5 N值

測定N值，應以土壤標準貫入試驗(Standard Penetration Test)方法辦理。

[說明]

(1)概述

N值係以重量63.5Kg之鐵錘，自75cm之高處使其自由落下，將標準貫入試驗之採樣管打入土中30cm深處，所需之錘擊(Blow)次數。

(2)適用範圍

標準貫入試驗除岩層、卵石及粗礫石含量多的土壤外，對其他所有的土壤均能適用，惟對軟弱粘土及10mm以上砂礫，在判別土性方面的精度較差。通常對沖積粘土應採取未受擾動之試樣，也有其他探測之適當調查方法，但以不使用爲佳。且此種試驗可以取得非常接近未受擾動之土樣供作試驗，而由其入土深度與錘擊次數即能推測土壤之相對密度及相對稠度。由其錘擊次數亦能推測土壤之強弱及其承載力。由於此種試驗具有上述之各種優點，故廣爲工程界所採用。如遇粒徑較大之土壤時可將採樣器前端之切靴(Cutting Shoe)更換爲錐形頭(Cone)。

(3)影響N值之因素

N值隨著砂之密度增加而增大，在相同的密度時，N值則受含水量、地下水位、有效覆土壓力及深度等條件的影響，茲將其影響情形分述如下:

(a)含水量之影響

除了密實細砂及沉泥質砂外，按照飽和砂、乾砂及濕砂等順序其N值逐漸增大。

(b)有效覆土壓力之影響

N值隨著有效覆土壓力之增減而增減。

(c)地下水位之影響

由於地下水位之變動而發生有效覆土壓力及含水量之影響。

(d)連接採樣管之鑽桿長度之影響

因調查深度加深，連接採樣管之鑽桿長度亦加長，故在鬆散砂土時，由於鑽桿重量增加N 值反而減少。於密實砂，因鑽桿之撓曲及橫向振動，打擊效率減少之故，N 值有變大之傾向。

(e)其他因素之影響

除上述因素外尚有顆粒大小，顆粒形狀，顆粒膨脹(Dilatancy) ，試驗方法及試驗儀器磨損等影響。然因上述各種影響因素互相重複，且目前對N 值作定量之修正法又未確定，故在設計上需要高精度之N 值時，對現場之砂，須充分加作比較試驗。圖2-9-19 係表示影響N值因素之一實驗例。

(4)N值在使用時應注意之事項

(a)由N值推測 ϕ 時，若無法求得原地點之密度或相對密度則無從求取其正確值，因此N值應用於設計時，須慎重研討N 值與現場土性之連帶關係。惟在目前情況下，如將測定條件加以充分考慮時，則可應用表9-10及9-11所示之關係。

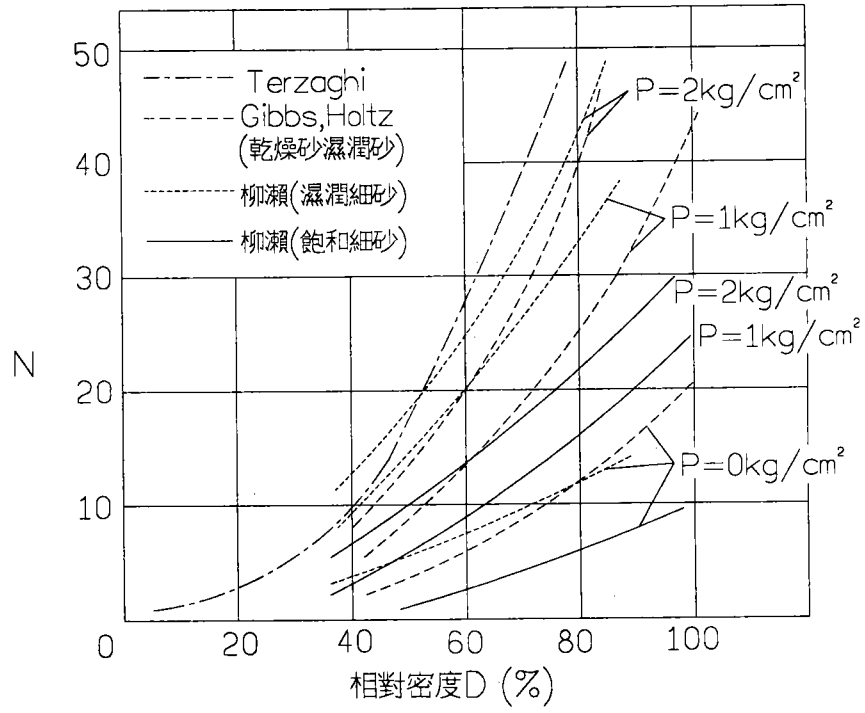


圖2-9-19　對不同之含水量在不同之有效覆土壓力下,N值與相對密度之關係

表9-10　砂質土之N值與Dr, ϕ 之關係

N　值	相對密度 (Dr)	內摩擦角 (ϕ)	
		Peck	Meyerhof
0 ～ 4	0 ～ 0.2	28.5°以下	30°以下
4 ～ 10	0.2～ 0.4	28.5 ～ 30	30 ～ 35
10 ～30	0.4～ 0.6	30 ～ 36	35 ～ 40
30 ～50	0.6～ 0.8	36 ～ 41	40 ～ 45
50 以上	0.8～ 1	41 以上	45 以上

註:有關表中Meyerhof ϕ 值說明如下:

(1) ϕ 之下限值:對均勻粒徑之砂偏於安全側，對沉泥質砂，若經剪力試驗不能判定其值時，則減5°以上。

(2) ϕ 之上限值:對級配良好之砂偏於安全側，礫之混合土壤，若實施剪力試驗則可知大於上表5°以上。

表9-10 係Terzaghi氏及Peck氏由表9-1及表9-11所導出者。將表9-10及表9-11 歸納整理後，即得圖2-9-20。惟應用圖2-9-20時，對N值之測定條件及地層狀況亦須加以考慮。

(b)依據Terzaghi氏認爲有效粒徑在0.1mm～0.05mm 之細砂或沉泥質砂，因滲透性小之關係，如用水飽和之，在與其原相對密度對照之下，在鬆散砂土部份因發

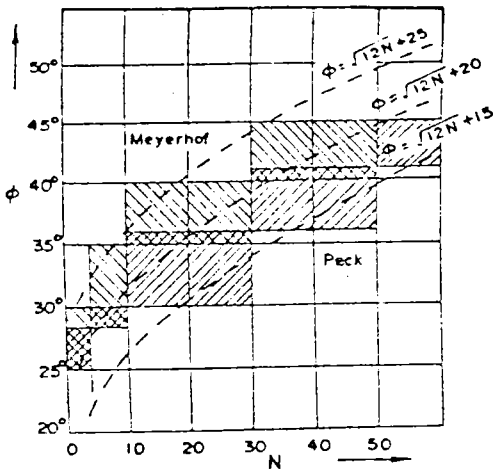


圖2-9-20 砂之內摩擦角 ϕ 與N值之關係

表9-11 砂質土之N值與 ϕ 之關係

	內摩擦角(ϕ)
粒徑相同之圓顆粒	$\phi=\sqrt{12N}+15$
粒徑相同圓顆粒級配良好	$\phi=\sqrt{12N}+20$
粒徑相同之角狀顆粒	$\phi=\sqrt{12N}+20$
級配良好之角狀顆粒	$\phi=\sqrt{12N}+25$

表9-12 乾燥砂具有代表性之內摩擦角值

	粒徑均一之圓狀顆粒	角狀顆粒級配良好
疏散狀態	28.5°	34°
密實狀態	35°	36°

生流動現象，N值變成過小，在密實砂土部份，因膨脹受阻礙，N值則變成過大。將相當產生膨脹之臨界孔隙比之N值當作15，若上述情形之砂，在水面下之N值超過15時，如不按下式加以修正，則不能適用表9-1內相互間之關係。

$$N'=\frac{N-15}{2}+15 \qquad (11\text{-}38)$$

式中

N: 實測數值(N＞15)

N': 修正數值

(5)粘性土壤之N值

粘性土壤之N值，除土壤之剪力強度外，其他飽和度、靈敏度比(Sensitivity ratio)及砂與其他雜物之含有量等，與砂質土同樣受鑽孔擾動不清(因鑽探技術不良所引起)及鑽桿重量增加(因鑽孔深度加深，貫入桿長度亦加長關係)等等影響。在強度小之粘性土，因其N值亦小關係，上述鑽孔底擾動不清及鑽桿重量增加等，對其所測得之數值影響更大。鑽探海底粘土層時，僅因採樣管及鑽桿之重量或僅在打頭(Knocking head)上安放垂錘，其貫入深度即超過預定甚多，以致無從測定N值。

依據以往經驗及實驗結果，如q_u未達1Kg/cm^{2}以上之土壤， 測定其N值則非常困難。在q_u＞1Kg/cm^{2}之粘性土壤，爲求設計用之力學數值而作此種鑽探毫無意思。具有可以測定N值之粘性土壤，其存在深度非常深，且採樣時容易受擾動，砂之含量又多; 故所測定之q_u 值不甚準確。 除上述理由外，另因N值與q_u之測定精度低，且以往之實例又少，故目前對二者之關係尚不甚明瞭，圖2-9-21 表示日本港灣地區之粘土層(除測定q_u時其壓縮應變在7%以上者及比q_u之深度方向分佈情形更散亂者)，本牧泥岩(Mud stone)(包括砂質土。N值在50以上者，已按比例換算)及其他所調查之內陸地層之q_u與N值之關係。圖中直線部份係表示以前所提案之關係，惟顯然與實際情況不同。

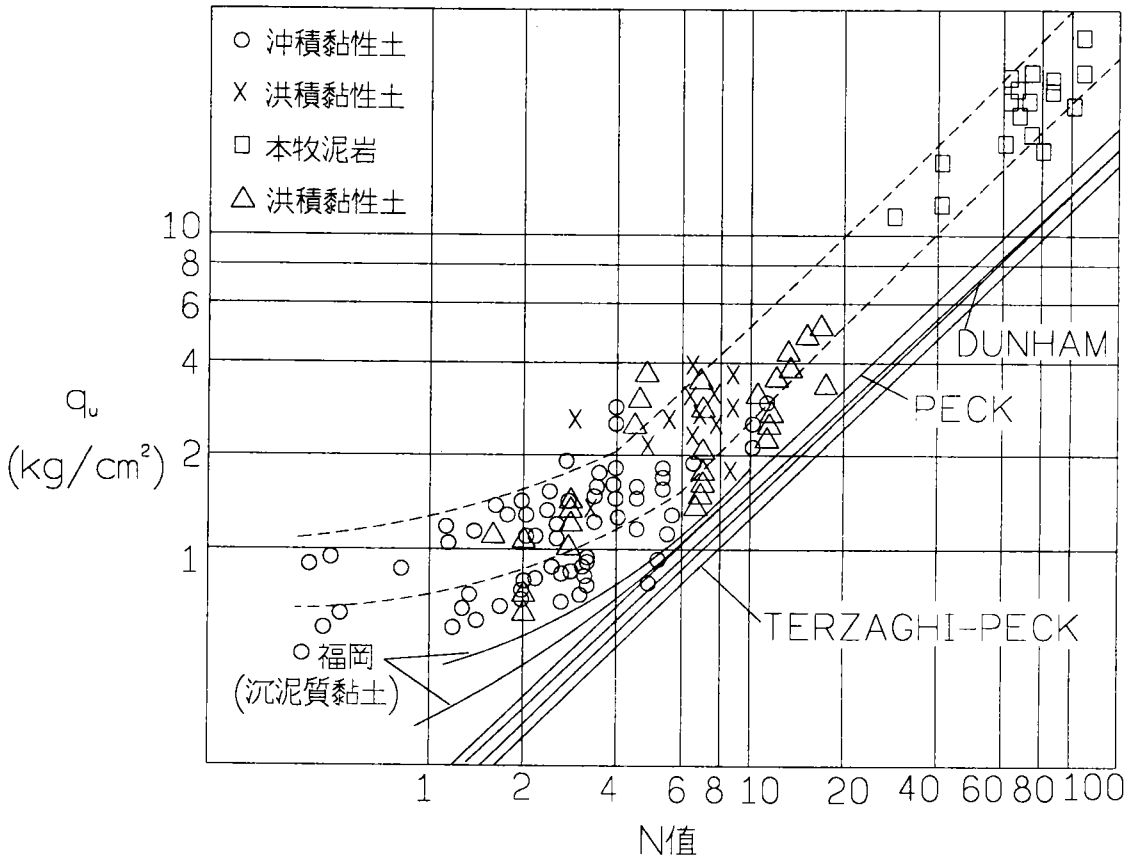


圖2-9-21　q_u與N值間之關係

第 十 章　　地震及地震力

10-1 概說

港灣設施須有適當的耐震性，故在設計上須考慮地震之影響。

[說明]

(1)港灣設施須依本章所述的方法作耐震設計。但次要設施則可分別適用各有關之基準、規範等，再加以研討其耐震性。

(2)研討主要設施之耐震性時，須考慮下列事項:

(a)主要區域內之地震活動度。

(b)興建地點之地層條件。

(c)設施之重要性(依據社會性、經濟性等綜合之判斷)。

(3)有關耐震性之研討項目如下:

(a)結構物整體之安定性。

(b)對於基礎地層滑動的安定性。

(c)液化現象對基礎地層的安定性及上部結構物所遭致的影響。

(d)結構物的材料應力。

(e)由功能上來觀測各部份結構物或鄰近結構物與地層之相對變位。

10-2 地震力之計算

設計耐震結構物時，地震力視爲靜重及載重與設計震度之乘積，作用於水平方向。活荷重爲有軌起重機之荷重時，作用於起重機之地震力中，僅就對結構物有影響者加以考慮。

[說明]

(1)設計港灣耐震結構物時與一般土木建築工程相同，均依照震度規範辦理。

(2)垂直震度對港灣結構物安全之影響，按結構物之結構與種類而不同，且又非常複雜，故實際上設計耐震結構物時，爲避免計算之複雜，普通不考慮垂直震度。

(3)計算地震力時，不能以減去浮力後之重量乘設計震度。但是，計算土壓力時，因係用已考慮浮力之水中單位體積重量，故可用假震度。

(4)依據震度規範，設計時如將最大地震力當作靜力經常作用於結構物，故所用材料之容許應力強度及安全率等應採用與平時不同之數值。

10-3 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

[說明]

(1)但設計震度僅考慮水平震度，取小數點以下二位爲止，第二位以下以2捨3取或7捨8取，取捨後當0或5。

(2)決定結構物設計震度之因素爲地震發生地區之危險度，地層之良否，結構物之力學特性及結構物之重要性等。但其中結構物之力學特性，因大部份港灣結構物之固有振動週期較短，其衰減較大，故不必加以考慮。然直樁棧橋或高聳建築物須依照動力學解析之耐震設計法或修正之震度規範設計。

10-3-1 地域別震度

臺灣區地域別震度以表10-1之值爲準。地震分區圖如圖2-10-1。

表10-1　臺灣區地域別震度表

強度地震地區	(1)新城、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、梅山之間地區。	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

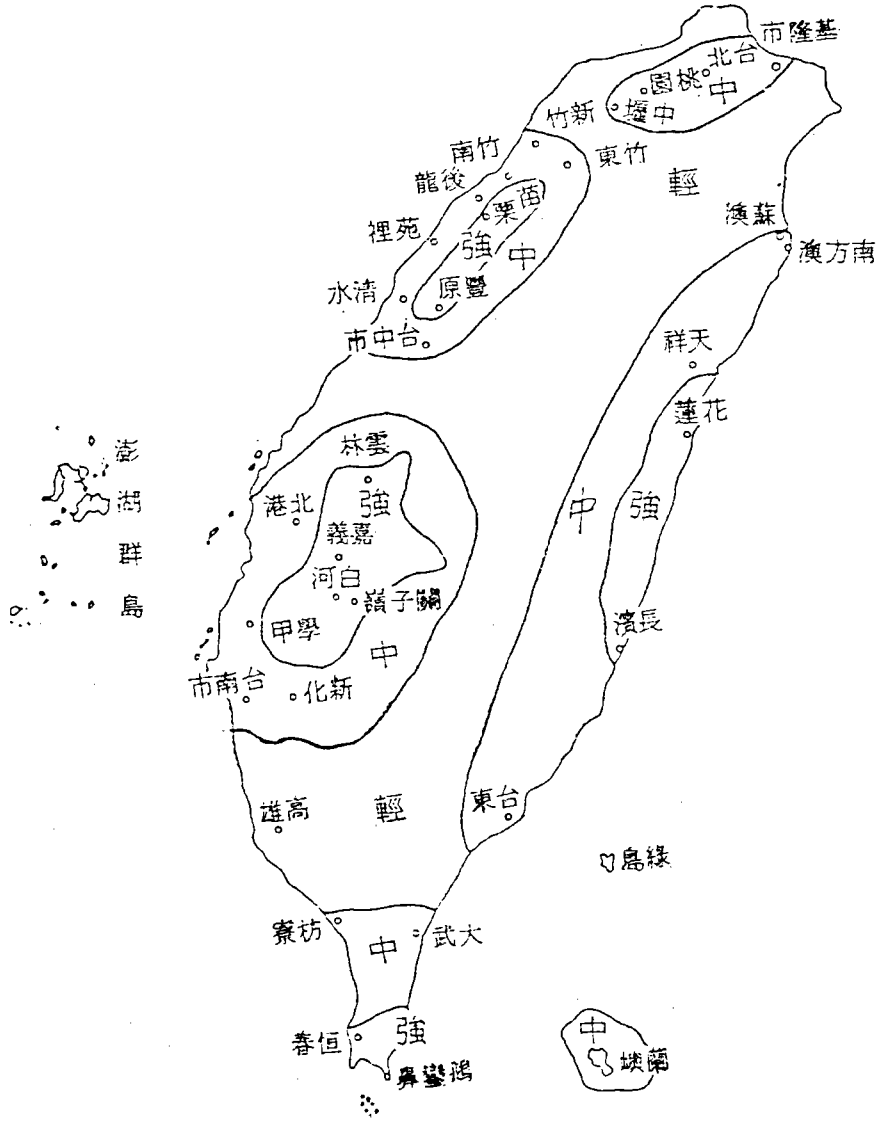


圖2-10-1　台灣區地震分區圖

10-3-2 地層係數

地層分類係數以表10-2之值爲標準。

表10-2　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

地層分類按沖積層、洪積層之厚度及其他因素等決定如表10-3所示。

表10-3　地　層　分　類

第4紀層厚度	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

1. 兩種地層之混合地層，以較厚之地層爲其地層種類，若由兩種以上厚度相同之地層混合而成者，取其低地層種類爲準（例如砂土地層與軟弱地層混合時，取軟弱地層之種類）。
2. 表10-3所列地層種類中，N值在4以下之砂質地層及q_u在0.2Kg/cm^2 以下之粘土地層，均視作軟弱地層處理。

10-3-3 重要性係數

重要度性數按結構物之重要程度而定，其範圍爲0.5～1.5。

[說明]

結構物之重要程度劃分，可參照下列事項決定之。

(1)結構物破壞後對四周居民生活之影響。

(2)結構物因破壞而失去效用後，對四周城市之震災復舊影響。

(3)復修結構物所需經費與期間。

10-4 假震度(Apparent)

對水中土壤之震度，應由下式所求之假震度

$$k' = \frac{\gamma}{\gamma - 1} k \qquad \text{.....(10-1)}$$

式中

k': 在水中之假震度

k: 在空氣之震度

r: 飽和土壤在空氣中單位體積重量(t/m^3)

[說明]

在水中之土壤普通係用水中單位體積重量，故計算水中土壓力以上列公式所求之假震度代入地震時，空氣中土壓力公式，即可直接求得地震時水中之土壓力。

上述方法雖然可以節省很多複雜之計算，甚爲便捷，惟其結果與實際情況，可能發生相當誤差。例如地震時水中物體之實質部份之運動與孔隙水中之運動，可能

各有不同，其結果發生動水壓力或孔隙水壓力或孔隙水之變化，對實質部份或有影響。對上述種種之複雜現象，目前幾乎尚未研究明白。

圖2-10-2表示振動箱內之飽和砂作用於固定壁體土壓之實驗結果，供作水中震度對土壓力影響之參考。圖中壓力係振動時在正常狀態下所測之數值，對非正常狀態下之壓力，亦作實驗，所測壓力較圖中數值爲大，實驗結果雖尚未與實際地震時作用相比較，惟已知實驗所得之土壓力值較用假震度所求地震時土壓力數值爲大。

如上所述，計算水中土壓力尚有很多未能解決問題。目前不得不用上述公式所求假震度求之。

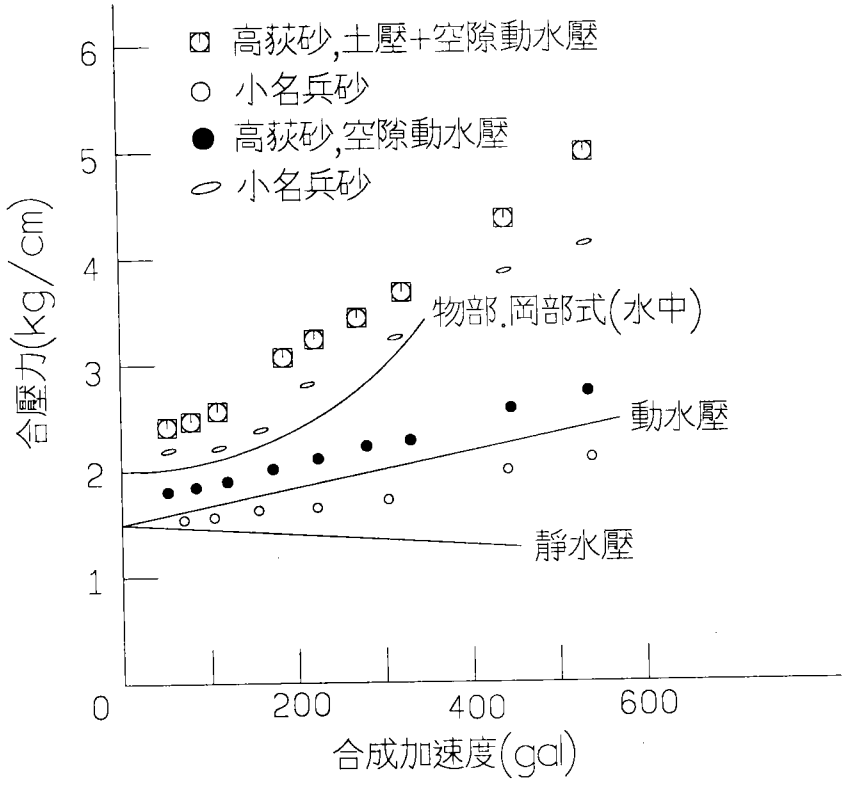


圖2-10-2　加速度變化飽和砂作用於固定壁之壓力

第 十 一 章　砂質土之液化

11-1 砂質土之液化

盛裝鬆弛的飽和砂質土由於地震而液化後，將使結構物遭致損害，因此在結構物之設計及施工時應依照需要加以考慮之。

[說明]

(1)對於砂質土液化之研討，通常可依下列程序行之。

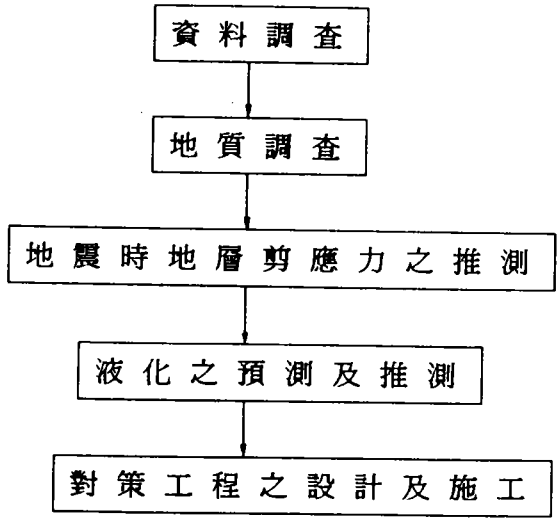


圖2-11-1　砂質土液化研討之程序

本節所謂之『砂質土』係液化可能性大的土壤均稱爲砂質土，而與土壤力學中之土壤分類之砂質土意義稍有不同。

(2)土壤調查之目的爲:(a)推測地震時地層之剪應力(b)作液化之預測與判斷(c)掌握液化對策工程設計與施工所必需的地質條件與係數等。地質調查應依調查的目的選擇適當的調查位置、深度及調查方法加以進行。

(i) 調查位置及深度應依調查目的考慮主要設施之結構及主要地基之成層狀況而定。

(ii)調查方法及調查項目請參照第二篇「地質條件」與港灣調查指針（日本港灣協會），而液化之研討則對其特徵及調查的目的須審慎考慮而後擇定之。

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係數。

(3)使用於液化研討之地層剪應力，須於研討地點的基層設定適當的地震振動，以此當作外力，求取該地基表層地震時剪應力之大小。

11-2 液化之預測及判斷

結構物之設計及施工時須考慮液化者爲研討主要地基是否會液化，作一適當預測及判斷。

[說明]

(1)盛裝鬆弛的飽和砂質土由於地震而液化，將使結構物遭致損害，故對地震振動須估計是否會液化，作適當的預測及判斷。

(a)估計對於地震振動所研討的主要地基是否液化，並預測及判斷所採用的概略粒徑與N值或CPT-q_c值。

(b)僅用粒徑與N值或CPT-q_c值來預測尙無法判斷是否液化時，則採以未受擾動之砂作動三軸試驗，以其結果加以研討並預測及判斷主要地基是否液化。

(2)依粒徑與N值或CPT-q_c值來預測及判斷液化情形。

(a)利用圖2-11-2依粒徑作土壤分類。圖2-11-2係按照均勻係數之大小分別使用。均勻係數之大小可以$Uc=D_{60}/D_{10}=3.5$ 爲大致的標準來加以判斷。上式中Uc=均勻係數，D_{60}=通過百分比爲60%之土粒直徑，D_{10}=通過百分比爲10%之土粒直徑（又稱爲有效粒徑）。而在A, B_f, B_c範圍以外之土壤，可判斷爲無液化。若粒徑

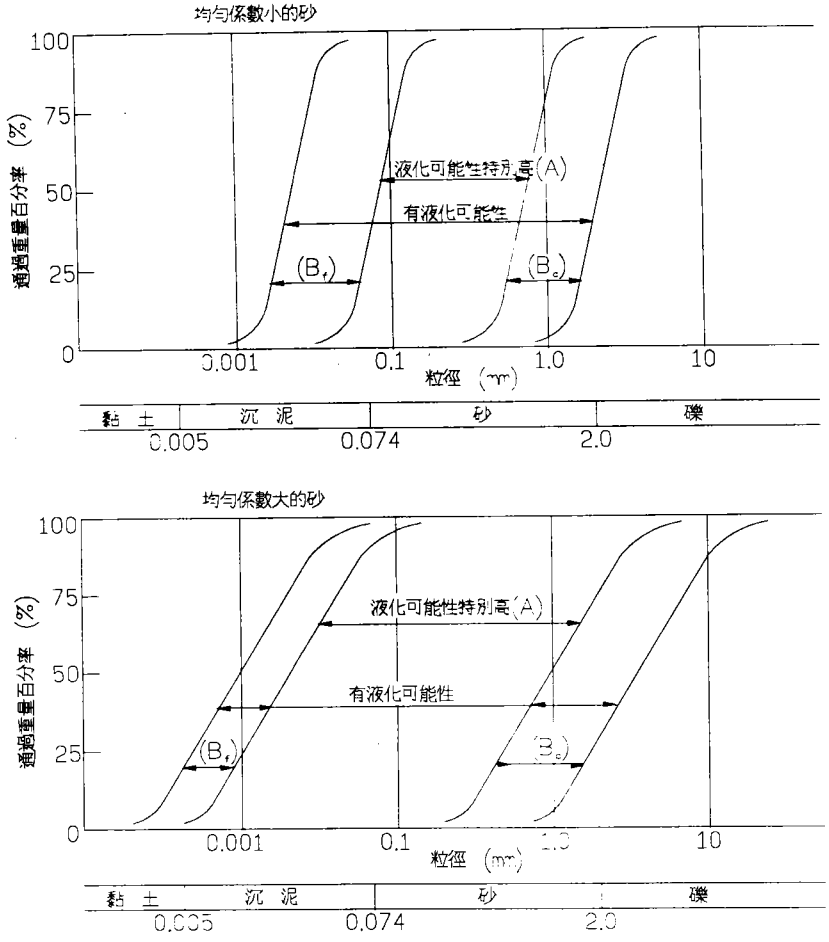


圖2-11-2 有液化可能性之土壤粒徑

跨越兩種分佈曲線範圍時則分類會有所困難，而且依分類結果，以粒徑與N 值所預測的與以判斷法判斷的結果有顯著的差異時，須以動三軸試驗來預測，且採用適當判斷法于以應用之。

(b)土層所含之粒徑在圖2-11-2 A與B_c之範圍內時，可依下式計算之。

$$(N)_{0.66}=\frac{N-1.828(\sigma\nu'-0.66)}{0.399(\sigma\nu'-0.66)+1} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (11\text{-}1)$$

式中

$(N)_{0.66}$: N值之等值

N: 土層之N值

$\sigma\nu'$: 土層之有效覆土壓力(Kg/cm^2)

但(11-1)式所適用的範圍爲$2\leqq(N)_{0.66}\leqq 40$，$0\leqq\sigma\nu'\leqq 3Kg/cm^2$。

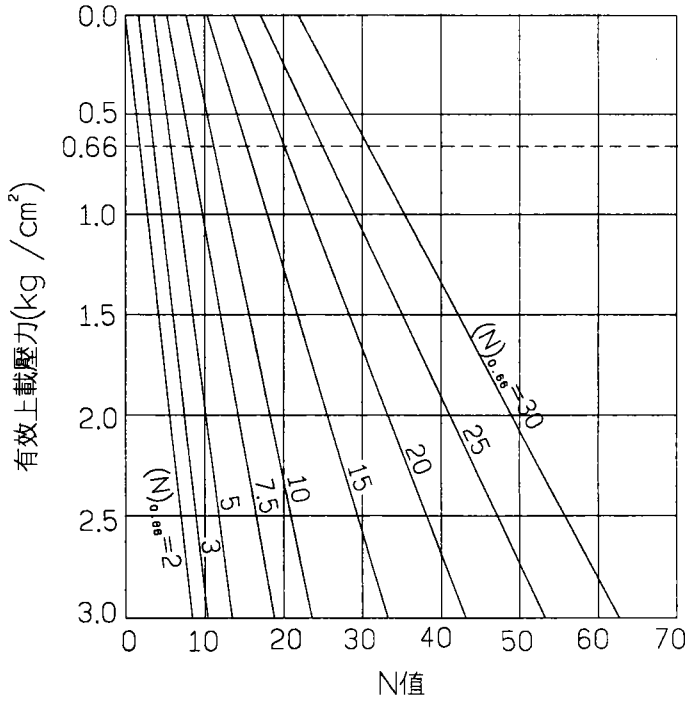


圖2-11-3 等值N值換算圖(直線表示相對密度一定時，N值與有效覆土壓力之關係)

等值N值係將各土層之N值在有效覆土壓力爲0.66Kg/cm² 時，換算成同一相對密度土層之N值。而以地下水面附近土層之N值作爲液化之判斷。

(c)對含有圖2-11-2 A, B_f, B_c 範圍內所含粒徑之土層，須作等值加速度之計算。此相當於1979 年港灣結構物設計標準預測法中所採用之最大加速度，而採用以地震計算所求得之地基最大剪應力，依下式計算各土層之等值加速度。

$$a_{eq}=0.7\times\frac{\tau_{max}}{\sigma\nu'}\times g \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (11\text{-}2a)$$

$$\tau_{max}=\sigma_v\times a_{max} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (11\text{-}2b)$$

式中

a_{eq}: 等值加速度(Gal)

τmax: 最大剪應力(Kg/cm^2)

$\sigma v'$: 有效覆土壓力(Kg/cm^2)(計算等值加速度時之有效覆土壓力係依地震時之地基高度求之)

g: 重力加速度(980Gal)

σ_v: 總覆土壓力(kg/cm^2)

(d)從主要土層的等值N值與等值加速度在圖2-11-4 所示Ⅰ～Ⅳ的範圍內加以研究。圖2-11-2粒徑在A範圍之土層，須與圖2-11-4(a)加以比較研討，而粒徑在B_f與B_c範圍之土層則與圖2-11-4(b)加以比較研討。若粒徑在A範圍之土層中細粒成分(粒徑74μ以下之成分) 在5%以上時，圖2-11-4(a)所示各界線範圍，其等值N值須如圖2-11-5 所示之遞減係數加以降低再作研討。但爲權宜處理計，各範圍界線降低替代各土層之等值N值須依圖2-11-5 所示係數之比例求取其換算值來使用，亦可依圖2-11-4(a)加以研討。 其結果則是完全相同。

又在B_c範圍之土層中，在較其土層之上層若存有粘土或沉泥層等透水性低的土層時，則須以A範圍土層相同的方法加以研討之。

(e)因應(d)項之土壤分類，對各土層所作之液化預測及判斷則如表11-1 所示。而液化之判斷是以估計結構物的安全程度爲主，但亦須考慮物理現象以外的因素，而對於各別預測結果的判斷則不能一概而論之。表11-1所示認爲對各項結果係一標準的判斷。因此須要以安全性來估計結構物爲主時，表11-1之Ⅲ對液化的判斷須改依動三軸試驗之判斷爲標準。

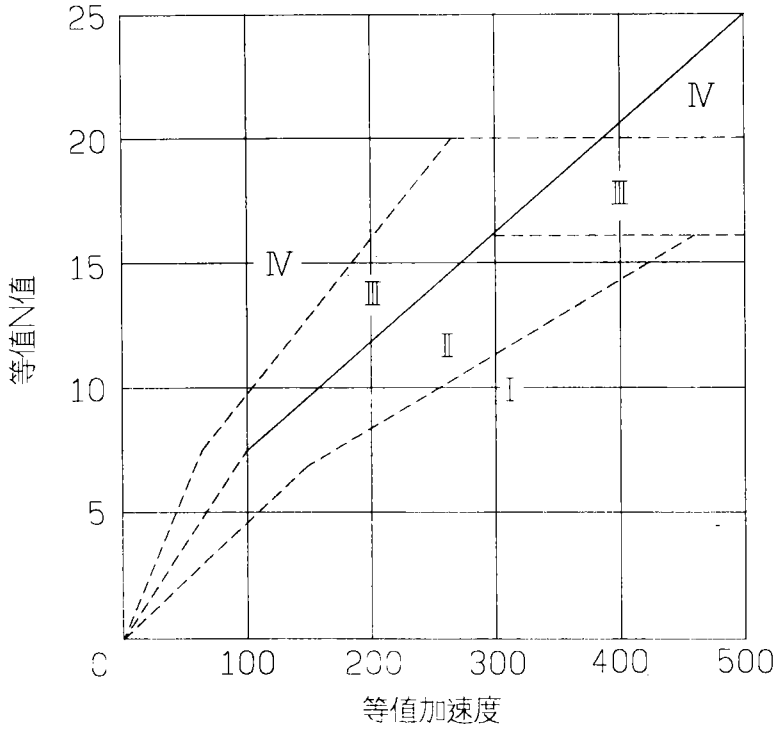


圖2-11-4(a) 爲預測液化以等值加速度與等值N值所作之土壤分類(對粒徑A範圍之土層)

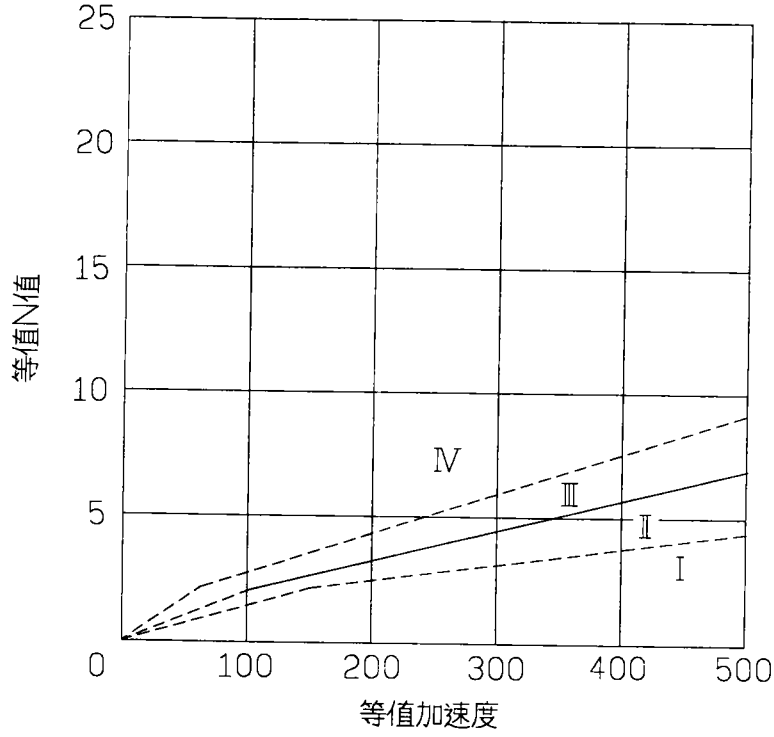


圖2-11-4(b)　爲預測液化以等值加速度與等值N值所作之土壤分類（對粒徑B_f與B_c範圍之土層）

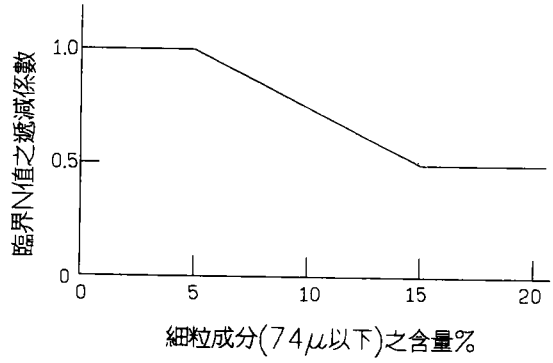


圖2-11-5　對應於細粒成分臨界N值之遞減係數（僅適用於粒徑A範圍之土層）

表11-1 以粒徑與N值所作各土層液化的預測及判斷

圖11-4所示之範圍	依粒徑與N值所作液化的預測	依粒徑與N值所作液化的判斷
Ⅰ	會液化	判斷爲會液化
Ⅱ	會液化的可能性很大	是否判斷爲會液化？須以動三軸試驗來判斷決定之。
Ⅲ	不會液化的可能性很大	是否判斷爲不會液化？須以動三軸試驗來判斷決定之。
Ⅳ	不會液化	判斷爲不會液化

(f)依據(e)項所作各土層的液化判斷而言， 須考慮及被判斷液化土層的厚度與該土層存在的深度等，以作爲整體地基液化之研判。通常某一地基是否液化係依噴沙、噴水、沉陷等予以判斷。本項所謂以整體地基來觀察液化者，乃係因應噴砂、噴水、沉陷等液化所發生的程度而言。而整體地基液化的判斷，則須依個別實例加以綜合的判斷行之。

(3)以動三軸試驗結果來預測及判斷

(a)以粒徑與N值研討主要地基是否液化的預測法，無法判斷有無液化時，須以地基的地震震度計算兼作未受擾動砂的動三軸試驗， 以由兩者所得地震時地層的剪應力強度對地基的液化情形加以比較，作爲地基液化的預測及判斷。

(b)地基的地震度計算結果及動三軸試驗可說是顯示地基內的實際現象， 故非加以適當的修正不可。

(c)對地基整體的液化而言，則須依據各土層予以綜合的判斷。

11-3 液化對策

施作液化對策時，爲維持結構物的功能計，須加研討其適當的對策工法行之。

[說明]

(1)對液化對策工法而言，依下列事項加以適當的決定爲之。

(a)對策工法。

(b)對策工法的施工範圍(平面的範圍及深度)

(c)對策工法的細步設計。

(2)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。

(3)液化對策時的地基改良範圍係爲維持結構功能所需要的範圍。

(4)施以液化的對策之動力壓密法時，動力壓密法後之N值，必須爲本篇「液化之預測與判斷」中所述確實可被判斷爲不液化之N值加以動力壓密法爲原則。

(5)在液化對策工法的施工上，其設計之指標，須適當的予以顧慮到原有結構物之影響及周圍地區之影響。

第 十 二 章　土壓力及水壓力

12-1 土壓力

作用於結構物之土壓力應依砂質土壤、粘性土壤等土質，結構物之種類及主動、被動等狀態，平時、地震時等的狀況而計算之。

12-2 平時之土壓力

12-2-1 砂質土壤之土壓力

1.主動土壓力(Active earth pressure)(參考圖2-12-1)係作用於牆面之主動土壓力強度，以下式計算:

$$\left.\begin{aligned} p_{ai}&=K_{ai}\left[\Sigma\gamma_i h_i+\frac{w\,\mathrm{Cos}\phi}{\mathrm{Cos}(\phi-\beta)}\right]\mathrm{Cos}\phi \\ K_{ai}&=\frac{\mathrm{Cos}^2(\phi_i-\phi)}{\mathrm{Cos}^2\phi\,\mathrm{Cos}(\delta+\phi)\left\{1+\sqrt{\frac{\mathrm{Sin}(\phi_i+\delta)\mathrm{Sin}(\phi_i-\beta)}{\mathrm{Cos}(\delta+\phi)\,\mathrm{Cos}(\phi-\beta)}}\right\}^2} \end{aligned}\right\} \quad (12\text{-}1)$$

破壞面(Rupture Surface)與水平所成之角度以下式求之:

$$\mathrm{Cot}(\zeta_i-\beta)=-\tan(\phi_i+\delta+\phi-\beta)+\sec(\phi_i+\delta+\phi-\beta)\sqrt{\frac{\mathrm{Cos}(\phi+\delta)\mathrm{Sin}(\phi_i+\delta)}{\mathrm{Cos}(\phi-\beta)\,\mathrm{Sin}(\phi_i-\beta)}} \quad (12\text{-}2)$$

2.被主動壓力(Passive earth pressure)(參考圖2-12-1)係作用於牆面之被動土壓力強度，以下式計算:

$$\left.\begin{aligned} p_{ai}&=K_{pi}\left[\Sigma\gamma_i h_i+\frac{w\,\mathrm{Cos}\phi}{\mathrm{Cos}(\phi-\beta)}\right]\mathrm{Cos}\phi \\ K_{pi}&=\frac{\mathrm{Cos}^2(\phi_i+\phi)}{\mathrm{Cos}^2\phi\,\mathrm{Cos}(\delta+\phi)\left\{1-\sqrt{\frac{\mathrm{Sin}(\phi_i-\delta)\mathrm{Sin}(\phi_i+\beta)}{\mathrm{Cos}(\delta+\phi)\,\mathrm{Cos}(\phi-\beta)}}\right\}^2} \end{aligned}\right\} \quad (12\text{-}3)$$

破壞面(Rupture Surface)與水平面之角度由下式計算:

$$\mathrm{Cot}(\zeta_i-\beta)=\tan(\phi_i-\delta-\phi+\beta)+\mathrm{Sec}(\phi_i-\delta-\phi+\beta)\sqrt{\frac{\mathrm{Cos}(\phi+\delta)\mathrm{Sin}(\phi_i-\delta)}{\mathrm{Cos}(\phi-\beta)\,\mathrm{Sin}(\phi_i+\beta)}} \quad (12\text{-}4)$$

式中

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/m^2)

ϕ_i：i層之土層土壤內摩擦角(°)

γ_i：i層之土層土壤之單位體積重量(tf/m^3)

h_i：i層土層之厚度(m)

K_{ai}，K_{pi}：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/m^2)

3.靜止土壓力(Earth pressure at rest)

牆之位移微小時，以下式求靜止土壓力：

$$P=K_o \Sigma \gamma h \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (12\text{-}5)$$

式中

K_o：靜止土壓力係數

4.土壤之抗剪角(內摩擦角)

平時大約爲30°左右，如背填良好時，當作40°計算亦可。

5.牆面摩擦角

牆面摩擦角以±15°～20°爲準。

6.土壤單位體積重量

土壤單位體積重量爲

殘留水位以上者爲 1.8t/m^3。

殘留水位以上者爲 1.0t/m^3。

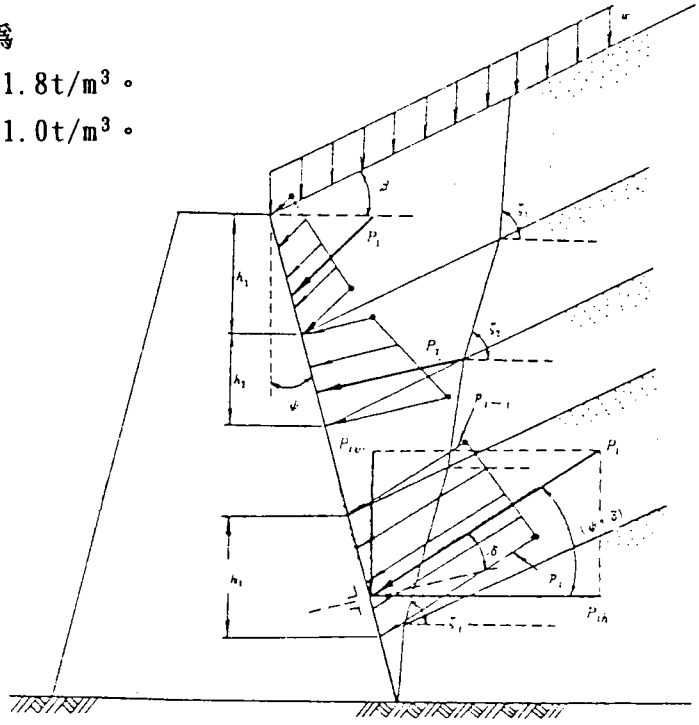


圖2-12-1　土壓

[說明]

(1)一般土壤向水平方向伸展時，在地層內各區，可發生滑動狀態之最大壓力稱爲主動土壓力，如土壤向水平方向被壓縮時之最小壓力稱爲被動土壓力。如無充足之伸展或壓縮使其發生滑動時，因土壓係數不明，可依據土壤應變狀態，取$K_a < K_o < K_p$之間之數值。

(2)上例(12-1)～(12-4)之土壓公式，係先假設平坦破壞面，而且在破壞面將Coulomb氏之定律當作可成立時所求之Coulomb 氏土壓力。此法並無準確之理論依據，雖然其他尚有種種計算土壓力方法，但此法較簡單，且所求土壓力非常接近實際值，故一般均採用此法。

(3)因牆面之變位很小，接觸牆面之土壤不能充分發揮抗剪力時，應用靜止摩擦係數較合理。

(4)牆面摩擦角(δ)符號之使用方法規定如下:

(a)主動土壓時，土壤沿牆面向下落之狀態爲『正』。

(b)被動土壓時，牆面將前面之土壤向下推動之狀態爲『負』。

上述兩種狀態爲正常，而與δ=0時相比，主動土壓力減少而被動土壓力增加，但如遇特殊情形時，亦有呈相反現象，即主動狀態而且牆頂載有巨大之集中載重，將牆壁向地下壓入時，(δ)則變爲負，在被動狀態，因版樁之錨碇太深，拉桿變成傾斜，拉力之垂直分佈向上作用，錨碇版面即將前面之土壤向上推移，則(δ)變爲『正』。在此種現象時主動土壓力增加，被動土壓力減少。土壓力計算圖表中(δ)之符號使用方法與上述不同者亦有，使用圖表時對此點應加留意。

(5)土壓合力須分層計算，在i層土層可用下式求之。

$$P_i=\frac{p_{i-1}+p_i}{2}\ \frac{hi}{Cos\phi} \qquad \text{.....(12-6)}$$

土壓合力之水平及垂直分力以下式計算:

$$\left.\begin{array}{l}\text{水平分力:}P_{ih}=P_iCos(\phi+\delta)\\ \text{垂直分力:}P_{iv}=P_iSin(\phi+\delta)\end{array}\right\} \qquad \text{.....(12-7)}$$

12-2-2 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(12-8)式計算所得土壓力爲負時，則不予考慮。

$$p_a=\Sigma\gamma h+w-2C \qquad \text{.....(12-8)}$$

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)

$$p_a=K_c(\Sigma\gamma h+w) \qquad \text{.....(12-9)}$$

式中

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

2.被動土壓力

被動土壓力強度用下式計算:

$$p_p=\Sigma\gamma h+w+2C \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(12\text{-}10)$$

式中

p_p: 各土層下面之牆面被動土壓強度(t/m^2)

3.靜止土壓力

$$p=K_o\Sigma\gamma h \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(12\text{-}11)$$

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，以下列數值爲準:

(1)殘留水面以上者 $1.7t/m^3$。

(2)殘留水面以下者 $0.7t/m^3$。

[說明]

(1)主動土壓力強度用前述(12-8)或(12-9)式計算出後，重力式結構物須採取大之土壓合成力。惟在版樁式結構物，對版樁之入土深度，版樁之應力及錨碇版之應力等，發生危險土壓分佈情形有所不同，設計時應加注意。

(2)打設版樁碼頭時，其土質如係沖積土，則應用(12-9)式計算爲宜，此係由大規模之模型試驗及長時間之現場觀測結果。

(3)粘性土壤之靜止土壓力係數普通爲0.6-1.0，惟在過壓密粘土，有時亦有達2.0-4.0。故應用時K_o與K_c需加以區別方可。

(4)如將地面之傾斜，牆面之傾斜及牆面之粘著力等加以考慮時，亦能用Coulomb 方法求土壓力，且亦能繪製圖表 。然粘著力按壓密狀態而有變化，土壓力受潛變(Creep)等土壤之變形影響，故應用時須慎重加以檢討。

12-3 地震時之土壓力

12-3-1 砂質土壤之土壓力

1.主動土壓力

作用於牆面之土壓力強度，可用下式計算:

$$p_{ai}=K_{ai}\left[\Sigma\gamma_i h_i+\frac{w\cos\phi}{\cos(\phi-\beta)}\right]\cos\phi$$

$$K_{ai}=\frac{\cos^2(\phi_i-\phi-\theta)}{\cos\theta\cos^2\phi\cos(\delta+\phi+\theta)\left\{1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi_i+\delta)\sin(\phi_i-\beta-\theta)}{\cos(\delta+\phi+\theta)\cos(\phi-\beta)}}\right\}^2} \quad (12\text{-}12)$$

破壞面(Rupture Surface)與水平面之角度由下式計算:

$$\cot(\zeta_i-\beta)=-\tan(\phi_i+\delta+\psi-\beta)+\sec(\phi_i+\delta+\psi-\beta)\sqrt{\frac{\cos(\psi+\delta+\theta)\sin(\phi_i+\delta)}{\cos(\psi-\beta)\sin(\phi_i-\beta-\theta)}} \quad \cdots\cdots\cdots (12\text{-}13)$$

式中

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」及圖2-12-1相同。

2. 被動土壓力

作用於牆面之壓力強度，可由下式計算:

$$p_{pi}=K_{pi}\left[\Sigma\gamma_i h_i+\frac{w\cos\psi}{\cos(\psi-\beta)}\right]\cos\psi$$

$$K_{pi}=\frac{\cos^2(\phi_i+\psi-\theta)}{\cos\theta\cos^2\psi\cos(\delta+\psi-\theta)\left\{1-\sqrt{\frac{\sin(\phi_i-\delta)\sin(\phi_i+\beta-\theta)}{\cos(\delta+\psi-\theta)\cos(\psi-\beta)}}\right\}^2} \quad (12\text{-}14)$$

破壞面(Rupture Surface)與水平面所成之角度由下式計算:

$$\cot(\zeta_i-\beta)=\tan(\phi_i-\delta-\psi+\beta)+\sec(\phi_i-\delta-\psi+\beta)\sqrt{\frac{\cos(\psi+\delta-\theta)\sin(\phi_i+\delta)}{\cos(\psi-\beta)\sin(\phi_i+\beta-\theta)}} \quad \cdots\cdots\cdots (12\text{-}15)$$

式中

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」及圖2-12-1相同。

3. 牆面摩擦角

普通在±15°以下。

4. 殘留水位上下之土壓力

(1)在殘留水面以上者，用空氣中震度求土壓強度。在殘留水附近爲不同性質之土層時，按殘留水面上下各土層在空氣中之震度求其土壓強度。

(2)在殘留水面以下者，對各土層之上下面，用假震度計算土壓力。

(3)在土層內者，將境界面之壓力強度，以直線連結。

[說明]

(1)平時之土壓力，在地震時究竟作如何變化，迄今尚未明瞭，僅從過去大地震時，碼頭所受損害情形推測，大概可以利用(12-12)與(12-14)二式所計算之土壓力，作用於地震時之結構物。在(12-12)與(12-14)兩式之相似之假設條件下，利用振動臺作振動試驗結果顯示如土樣係乾土壤，以上述(12-12) 式計算土壓力，作用於地震時之結構物較符合。

(2)當β=0，ϕ=0時之 K Cosδ，K Sinδ及ξ之數值，如表12-1(a)～(d)及圖2-12-2，圖2-12-3，圖2-12-4所示。

(3)日本松尾及大原二氏建議，地震時作用於重力式碼頭之壓力爲平時之土壓力加上以背填土當作彈性體所作計算之振動土壓力，作用於碼頭前而由(12-20)式(即W-Estergaard公式)計算之動水壓力，加上作用於碼頭背面而由Westergaard公式所求動水壓力之70%。

(4)日本市原氏建議，地震時作用於不動牆壁之土壓力，將平時之靜止土壓力加上地震時之土壓力增加量即可。

12-3-2 粘性土壤之土壓力

1. 主動土壓力
   地震時對結構物的安全而言，須考慮以震度土壓力公式計算之。
2. 被動土壓力
   地震時對結構物的安全而言，應以適當的土壓力公式計算之。

[說明]

(1)主動土壓力強度可以(12-16)公式計算之。

$$P_a=\frac{(\Sigma\gamma h+\omega)\mathrm{Sin}(\xi_a+\theta)}{\mathrm{Cos}\theta\ \mathrm{Sin}\xi_a}-\frac{C}{\mathrm{Cos}\xi_a\ \mathrm{Sin}\xi_a}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(12\text{-}16)$$

破壞面與水平所成之角度則以(12-17)公式求之。

$$\xi_a=\tan^{-1}\sqrt{1-\left(\frac{\Sigma\gamma h+2\omega}{2C}\right)\tan\theta}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(12\text{-}17)$$

式中

P_a: 主動土壓力強度(t/m^2)
γ: 土壤之單位體積重量(t/m^2)
h: 土層厚度(m)
w: 上面載重(t/m^2)
c: 粘土之粘著力(t/m^2)
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(°)

表12-1(a)　土壓係數及破壞角

ϕ =20°
δ =0°

k	$K_a\cos\delta$	$K_p\cos\delta$	ξ_a(度)	ξ_p(度)
0.00	0.4903	2.0396	55.0	35.0
0.05	0.5273	1.9662	52.0	33.5
0.10	0.5688	1.8883	48.5	31.8
0.15	0.6164	1.8043	44.3	29.7
0.20	0.6722	1.7121	39.3	27.2
0.25	0.7405	1.6074	33.0	23.8
0.30	0.8310	1.4805	24.7	19.0
0.35	0.9858	1.2893	11.2	9.8
0.40				

δ =15°

k	$K_a\cos\delta$	$K_p\cos\delta$	ξ_a(度)	ξ_p(度)
0.00	0.4196	1.2995	49.5	59.7
0.05	0.4593	1.2866	46.1	57.9
0.10	0.5051	1.2714	42.3	55.8
0.15	0.5592	1.2533	37.9	53.1
0.20	0.6248	1.2312	32.8	49.7
0.25	0.7083	1.2031	26.8	44.8
0.30	0.8245	1.1648	19.3	37.1
0.35	1.0372	1.0971	8.3	20.0
0.40				

δ =-15°

k	$K_a\cos\delta$	$K_p\cos\delta$	ξ_a(度)	ξ_p(度)
0.00	0.6389	2.9261	67.7	23.9
0.05	0.6689	2.7716	65.7	22.9
0.10	0.7013	2.6109	63.2	21.8
0.15	0.7367	2.4420	60.1	20.4
0.20	0.7760	2.2615	56.0	18.7
0.25	0.8213	2.0631	50.2	16.5
0.30	0.8769	1.8322	41.1	13.2
0.35	0.9618	1.5046	21.3	6.9
0.40				

ϕ =23°
δ =0°

k	$K_a\cos\delta$	$K_p\cos\delta$	ξ_a(度)	ξ_p(度)
0.00	0.4381	2.2826	56.5	33.5
0.05	0.4729	2.2054	53.8	32.3
0.10	0.5116	2.1243	50.7	31.0
0.15	0.5551	2.0383	47.2	29.4
0.20	0.6048	1.9461	43.1	27.5
0.25	0.6630	1.8455	38.2	25.3
0.30	0.7336	1.7324	32.3	22.4
0.35	0.8255	1.5981	24.8	18.3
0.40	0.9691	1.4120	13.7	11.4

δ =15°

k	$K_a\cos\delta$	$K_p\cos\delta$	ξ_a(度)	ξ_p(度)
0.00	0.3771	1.4565	51.9	53.8
0.05	0.4134	1.4383	48.8	52.2
0.10	0.4548	1.4179	45.4	50.4
0.15	0.5027	1.3946	41.6	48.3
0.20	0.5590	1.3678	37.3	45.7
0.25	0.6270	1.3362	32.4	42.4
0.30	0.7127	1.2978	26.7	38.1
0.35	0.8293	1.2479	19.8	31.7
0.40	1.0228	1.1706	10.5	20.1

δ =-15°

k	$K_a\cos\delta$	$K_p\cos\delta$	ξ_a(度)	ξ_p(度)
0.00	0.5535	3.3764	65.7	23.1
0.05	0.5845	3.2116	63.7	22.3
0.10	0.6179	3.0418	61.4	21.4
0.15	0.6540	2.8655	58.6	20.4
0.20	0.6937	2.6808	55.2	19.2
0.25	0.7382	2.4844	50.9	17.7
0.30	0.7895	2.2703	45.1	15.7
0.35	0.8523	2.0253	36.8	13.0
0.40	0.9424	1.7033	22.2	8.2

ϕ =22°
δ =0°

k	$K_a\cos\delta$	$K_p\cos\delta$	ξ_a(度)	ξ_p(度)
0.00	0.4550	2.1980	56.0	34.0
0.05	0.4905	2.1221	53.2	32.7
0.10	0.5301	2.0421	50.0	31.3
0.15	0.5748	1.9569	46.3	29.5
0.20	0.6264	1.8650	41.9	27.5
0.25	0.6874	1.7636	36.7	24.9
0.30	0.7630	1.6475	30.2	21.6
0.35	0.8664	1.5038	21.4	16.6
0.40	1.0779	1.2519	5.5	5.1

δ =15°

k	$K_a\cos\delta$	$K_p\cos\delta$	ξ_a(度)	ξ_p(度)
0.00	0.3908	1.4036	51.1	55.5
0.05	0.4282	1.3870	48.0	53.9
0.10	0.4710	1.3681	44.4	52.0
0.15	0.5207	1.3463	40.4	49.7
0.20	0.5797	1.3208	35.9	46.8
0.25	0.6520	1.2902	30.7	43.1
0.30	0.7454	1.2519	24.5	38.0
0.35	0.8793	1.1994	16.8	29.9
0.40	1.1761	1.0923	4.1	9.3

δ =-15°

k	$K_a\cos\delta$	$K_p\cos\delta$	ξ_a(度)	ξ_p(度)
0.00	0.5800	3.2176	66.2	23.4
0.05	0.6109	3.0566	64.1	22.5
0.10	0.6442	2.8901	61.8	21.6
0.15	0.6803	2.7167	58.9	20.5
0.20	0.7201	2.5340	55.3	19.1
0.25	0.7650	2.3379	50.6	17.4
0.30	0.8175	2.1209	44.0	15.1
0.35	0.8844	1.8633	33.8	11.7
0.40	1.0058	1.4428	9.7	3.7

ϕ =25°
δ =0°

k	$K_a\cos\delta$	$K_p\cos\delta$	ξ_a(度)	ξ_p(度)
0.00	0.4059	2.4639	57.5	32.5
0.05	0.4393	2.3839	55.0	31.5
0.10	0.4762	2.3003	52.1	30.3
0.15	0.5174	2.2125	48.9	29.0
0.20	0.5640	2.1193	45.2	27.4
0.25	0.6175	2.0192	40.9	25.6
0.30	0.6805	1.9095	35.9	23.4
0.35	0.7578	1.7856	29.8	20.5
0.40	0.8603	1.6364	22.1	16.4

δ =15°

k	$K_a\cos\delta$	$K_p\cos\delta$	ξ_a(度)	ξ_p(度)
0.00	0.3507	1.5654	53.4	50.8
0.05	0.3852	1.5446	50.5	49.4
0.10	0.4241	1.5215	47.3	47.8
0.15	0.4687	1.4957	43.8	45.9
0.20	0.5203	1.4667	39.9	43.7
0.25	0.5814	1.4335	35.4	41.1
0.30	0.6558	1.3946	30.4	37.8
0.35	0.7506	1.3475	24.7	33.4
0.40	0.8823	1.2860	17.7	27.0

δ =-15°

k	$K_a\cos\delta$	$K_p\cos\delta$	ξ_a(度)	ξ_p(度)
0.00	0.5048	3.7234	65.1	22.4
0.05	0.5357	3.5505	63.2	21.8
0.10	0.5689	3.3731	61.0	21.0
0.15	0.6048	3.1900	58.4	20.2
0.20	0.6439	2.9999	55.3	19.2
0.25	0.6873	2.8003	51.6	18.0
0.30	0.7362	2.5874	46.9	16.5
0.35	0.7935	2.3541	40.7	14.5
0.40	0.8651	2.0840	31.9	11.8

表12-1(b)　土壓係數及破壞角

ϕ =27°
δ =0°

k	Kacosδ	Kpcosδ	ξ a(度)	ξ p(度)
0.00	0.3755	2.6629	58.5	31.5
0.05	0.4076	2.5799	56.1	30.6
0.10	0.4429	2.4936	53.4	29.6
0.15	0.4821	2.4035	50.4	28.4
0.20	0.5259	2.3087	47.1	27.2
0.25	0.5756	2.2081	43.2	25.7
0.30	0.6330	2.0998	38.9	23.9
0.35	0.7009	1.9809	33.8	21.7
0.40	0.7852	1.8457	27.6	18.8

δ =15°

k	Kacosδ	Kpcosδ	ξ a(度)	ξ p(度)
0.00	0.3259	1.6801	54.8	48.3
0.05	0.3586	1.6570	52.1	47.0
0.10	0.3953	1.6317	49.1	45.5
0.15	0.4371	1.6039	45.8	43.9
0.20	0.4849	1.5731	42.2	42.1
0.25	0.5406	1.5385	38.2	39.9
0.30	0.6069	1.4991	33.7	37.3
0.35	0.6880	1.4532	28.6	34.0
0.40	0.7925	1.3976	22.9	29.7

δ =-15°

k	Kacosδ	Kpcosδ	ξ a(度)	ξ p(度)
0.00	0.4608	4.1156	64.9	21.8
0.05	0.4913	3.9334	63.1	21.2
0.10	0.5240	3.7471	60.9	20.6
0.15	0.5593	3.5558	58.5	19.8
0.20	0.5976	3.3584	55.7	19.0
0.25	0.6396	3.1531	52.3	18.0
0.30	0.6864	2.9374	48.3	16.9
0.35	0.7397	2.7067	43.4	15.4
0.40	0.8027	2.4527	36.9	13.5

ϕ =30°
δ =0°

k	Kacosδ	Kpcosδ	ξ a(度)	ξ p(度)
0.00	0.3333	3.0000	60.0	30.0
0.05	0.3635	2.9121	57.8	29.3
0.10	0.3966	2.8213	55.3	28.4
0.15	0.4329	2.7272	52.6	27.5
0.20	0.4733	2.6291	49.6	26.5
0.25	0.5183	2.5263	46.3	25.3
0.30	0.5693	2.4176	42.6	24.0
0.35	0.6279	2.3013	38.4	22.5
0.40	0.6967	2.1747	33.6	20.6

δ =15°

k	Kacosδ	Kpcosδ	ξ a(度)	ξ p(度)
0.00	0.2911	1.8660	56.9	45.0
0.05	0.3215	1.8401	54.3	43.9
0.10	0.3554	1.8121	51.6	42.7
0.15	0.3935	1.7817	48.6	41.4
0.20	0.4366	1.7486	45.3	39.9
0.25	0.4861	1.7123	41.8	38.2
0.30	0.5434	1.6721	37.8	36.2
0.35	0.6112	1.6270	33.6	33.9
0.40	0.6934	1.5753	28.8	31.1

δ =-15°

k	Kacosδ	Kpcosδ	ξ a(度)	ξ p(度)
0.00	0.4019	4.8069	65.1	20.7
0.05	0.4315	4.6083	63.3	20.2
0.10	0.4631	4.4061	61.3	19.7
0.15	0.4970	4.1997	59.0	19.1
0.20	0.5337	3.9882	56.5	18.5
0.25	0.5736	3.7705	53.6	17.8
0.30	0.6174	3.5449	50.3	16.9
0.35	0.6661	3.3088	46.4	15.9
0.40	0.7214	3.0583	41.7	14.7

ϕ =28°
δ =0°

k	Kacosδ	Kpcosδ	ξ a(度)	ξ p(度)
0.00	0.3610	2.7698	59.0	31.0
0.05	0.3925	2.6852	56.6	30.2
0.10	0.4270	2.5975	54.1	29.2
0.15	0.4652	2.5061	51.2	28.2
0.20	0.5078	2.4104	47.9	27.0
0.25	0.5558	2.3092	44.3	25.6
0.30	0.6108	2.2010	40.2	24.0
0.35	0.6753	2.0834	35.4	22.0
0.40	0.7533	1.9522	29.8	19.6

δ =15°

k	Kacosδ	Kpcosδ	ξ a(度)	ξ p(度)
0.00	0.3140	1.7401	55.5	47.1
0.05	0.3459	1.7160	52.8	45.9
0.10	0.3816	1.6897	49.9	44.5
0.15	0.4220	1.6610	46.8	43.0
0.20	0.4682	1.6293	43.3	41.3
0.25	0.5216	1.5941	39.4	39.3
0.30	0.5846	1.5545	35.1	36.9
0.35	0.6606	1.5090	30.4	34.0
0.40	1.7560	1.4550	25.0	30.4

δ =-15°

k	Kacosδ	Kpcosδ	ξ a(度)	ξ p(度)
0.00	0.4403	4.3311	65.0	21.4
0.05	0.4705	4.1438	63.1	20.9
0.10	0.5029	3.9525	61.0	20.3
0.15	0.5378	3.7566	58.6	19.6
0.20	0.5755	3.5549	55.9	18.9
0.25	0.6169	3.3460	52.8	18.0
0.30	0.6626	3.1276	49.0	16.9
0.35	0.7143	2.8961	44.5	15.6
0.40	0.7743	2.6452	38.8	14.0

ϕ =32°
δ =0°

k	Kacosδ	Kpcosδ	ξ a(度)	ξ p(度)
0.00	0.3073	3.2546	61.0	29.0
0.05	0.3362	3.1632	58.8	28.3
0.10	0.3678	3.0690	56.5	27.6
0.15	0.4025	2.9719	54.0	26.8
0.20	0.4408	2.8711	51.2	25.9
0.25	0.4833	2.7661	48.1	25.0
0.30	0.5309	2.6560	44.7	23.9
0.35	0.5848	2.5396	40.9	22.6
0.40	0.6469	2.4150	36.7	21.1

δ =15°

k	Kacosδ	Kpcosδ	ξ a(度)	ξ p(度)
0.00	0.2696	2.0011	58.2	43.1
0.05	0.2984	1.9735	55.8	42.1
0.10	0.3306	1.9439	53.1	41.0
0.15	0.3666	1.9122	50.3	39.8
0.20	0.4072	1.8778	47.2	38.5
0.25	0.4532	1.8405	43.9	37.1
0.30	0.5060	1.7998	40.3	35.4
0.35	0.5674	1.7547	36.4	33.5
0.40	0.6401	1.7043	32.1	31.3

δ =-15°

k	Kacosδ	Kpcosδ	ξ a(度)	ξ p(度)
0.00	0.3667	5.3521	65.4	19.9
0.05	0.3954	5.1406	63.6	19.5
0.10	0.4261	4.9259	61.7	19.1
0.15	0.4590	4.7073	59.6	18.6
0.20	0.4945	4.4842	57.2	18.0
0.25	0.5329	4.2557	54.5	17.4
0.30	0.5749	4.0203	51.5	16.7
0.35	0.6210	3.7763	48.1	15.9
0.40	0.6726	3.5211	44.1	15.0

表12-1(c)　土壓係數及破壞角

ϕ =33°
δ =0°

k	$K_a\cos\delta$	$K_p\cos\delta$	ξ_a(度)	ξ_p(度)
0.00	0.2948	3.3921	61.5	28.5
0.05	0.3231	3.2988	59.4	27.9
0.10	0.3541	3.2030	57.1	27.2
0.15	0.3880	3.1041	54.6	26.5
0.20	0.4253	3.0019	51.9	25.6
0.25	0.4666	2.8956	48.9	24.7
0.30	0.5127	2.7846	45.7	23.7
0.35	0.5646	2.6677	42.1	22.6
0.40	0.6240	2.5434	38.1	21.2

δ =15°

k	$K_a\cos\delta$	$K_p\cos\delta$	ξ_a(度)	ξ_p(度)
0.00	0.2592	2.0724	58.8	42.2
0.05	0.2874	2.0441	56.4	41.2
0.10	0.3188	2.0138	53.9	40.2
0.15	0.3538	1.9814	51.1	39.1
0.20	0.3931	1.9465	48.1	37.9
0.25	0.4376	1.9088	44.9	36.5
0.30	0.4885	1.8677	41.4	35.0
0.35	0.5472	1.8226	37.7	33.3
0.40	0.6161	1.7726	33.6	31.3

δ =-15°

k	$K_a\cos\delta$	$K_p\cos\delta$	ξ_a(度)	ξ_p(度)
0.00	0.3501	5.6549	65.6	19.5
0.05	0.3784	5.4364	63.9	19.1
0.10	0.4086	5.2147	62.0	18.7
0.15	0.4410	4.9894	59.9	18.3
0.20	0.4759	4.7598	57.6	17.8
0.25	0.5136	4.5250	55.0	17.2
0.30	0.5546	4.2838	52.1	16.6
0.35	0.5996	4.0348	48.8	15.9
0.40	0.6496	3.7756	45.1	15.0

ϕ =37°
δ =0°

k	$K_a\cos\delta$	$K_p\cos\delta$	ξ_a(度)	ξ_p(度)
0.00	0.2486	4.0228	63.5	26.5
0.05	0.2746	3.9214	61.5	26.0
0.10	0.3029	3.8178	59.4	25.5
0.15	0.3338	3.7115	57.2	24.9
0.20	0.3676	3.6024	54.7	24.3
0.25	0.4047	3.4899	52.1	23.6
0.30	0.4456	3.3737	49.3	22.9
0.35	0.4910	3.2529	46.2	22.1
0.40	0.5417	3.1269	42.9	21.2

δ =15°

k	$K_a\cos\delta$	$K_p\cos\delta$	ξ_a(度)	ξ_p(度)
0.00	0.2205	2.3873	61.3	38.9
0.05	0.2462	2.3564	59.1	38.1
0.10	0.2745	2.3237	56.8	37.3
0.15	0.3061	2.2890	54.3	36.4
0.20	0.3412	2.2521	51.6	35.4
0.25	0.3805	2.2128	48.7	34.4
0.30	0.4247	2.1707	45.6	33.3
0.35	0.4748	2.1253	42.4	32.0
0.40	0.5321	2.0763	38.9	30.6

δ =-15°

k	$K_a\cos\delta$	$K_p\cos\delta$	ξ_a(度)	ξ_p(度)
0.00	0.2900	7.1196	66.6	17.8
0.05	0.3163	6.8676	65.0	17.6
0.10	0.3445	6.6129	63.2	17.3
0.15	0.3746	6.3550	61.2	17.0
0.20	0.4070	6.0936	59.1	16.6
0.25	0.4418	5.8280	56.9	16.2
0.30	0.4794	5.5574	54.4	15.8
0.35	0.5202	5.2810	51.7	15.3
0.40	0.5647	4.9973	48.6	14.7

ϕ =35°
δ =0°

k	$K_a\cos\delta$	$K_p\cos\delta$	ξ_a(度)	ξ_p(度)
0.00	0.2710	3.6902	62.5	27.5
0.05	0.2981	3.5930	60.5	26.9
0.10	0.3277	3.4934	58.3	26.4
0.15	0.3601	3.3910	55.9	25.7
0.20	0.3956	3.2855	53.3	25.0
0.25	0.4347	3.1764	50.6	24.2
0.30	0.4780	3.0630	47.6	23.4
0.35	0.5265	2.9446	44.3	22.4
0.40	0.5811	2.8199	40.7	21.3

δ =15°

k	$K_a\cos\delta$	$K_p\cos\delta$	ξ_a(度)	ξ_p(度)
0.00	0.2393	2.2236	60.1	40.5
0.05	0.2662	2.1939	57.8	39.6
0.10	0.2960	2.1623	55.4	38.7
0.15	0.3292	2.1287	52.7	37.7
0.20	0.3664	2.0928	49.9	36.6
0.25	0.4081	2.0542	46.9	35.5
0.30	0.4554	2.0126	43.6	34.1
0.35	0.5094	1.9674	40.1	32.7
0.40	0.5720	1.9180	36.4	31.0

δ =-15°

k	$K_a\cos\delta$	$K_p\cos\delta$	ξ_a(度)	ξ_p(度)
0.00	0.3189	6.3314	66.1	18.7
0.05	0.3462	6.0973	64.4	18.4
0.10	0.3754	5.8602	62.5	18.0
0.15	0.4067	5.6198	60.5	17.6
0.20	0.4403	5.3755	58.3	17.2
0.25	0.4766	5.1266	55.9	16.8
0.30	0.5158	4.8721	53.3	16.2
0.35	0.5586	4.6108	50.3	15.6
0.40	0.6057	4.3411	47.0	15.0

ϕ =38°
δ =0°

k	$K_a\cos\delta$	$K_p\cos\delta$	ξ_a(度)	ξ_p(度)
0.00	0.2379	4.2037	64.0	26.0
0.05	0.2633	4.1002	62.1	25.5
0.10	0.2910	3.9944	60.0	25.0
0.15	0.3212	3.8861	57.8	24.5
0.20	0.3542	3.7750	55.4	23.9
0.25	0.3903	3.6607	52.9	23.3
0.30	0.4301	3.5428	50.1	22.6
0.35	0.4741	3.4206	47.2	21.9
0.40	0.5231	3.2936	44.0	21.1

δ =15°

k	$K_a\cos\delta$	$K_p\cos\delta$	ξ_a(度)	ξ_p(度)
0.00	0.2115	2.4744	61.9	38.1
0.05	0.2365	2.4429	59.8	37.4
0.10	0.2642	2.4097	57.5	36.6
0.15	0.2949	2.3745	55.0	35.7
0.20	0.3291	2.3372	52.4	34.8
0.25	0.3673	2.2975	49.6	33.9
0.30	0.4101	2.2551	46.6	32.8
0.35	0.4585	2.2097	43.4	31.7
0.40	0.5135	2.1608	40.1	30.4

δ =-15°

k	$K_a\cos\delta$	$K_p\cos\delta$	ξ_a(度)	ξ_p(度)
0.00	0.2763	7.5633	66.9	17.4
0.05	0.3022	7.3014	65.3	17.2
0.10	0.3298	7.0369	63.5	16.9
0.15	0.3594	6.7693	61.6	16.6
0.20	0.3911	6.4982	59.6	16.3
0.25	0.4252	6.2232	57.3	15.9
0.30	0.4620	5.9435	54.9	15.5
0.35	0.5018	5.6583	52.3	15.1
0.40	0.5451	5.3664	49.4	14.6

表12-1(d)　土壓係數及破壞角

ϕ =40°
δ =0°

k	$K_a\cos\delta$	$K_p\cos\delta$	ξ_a(度)	ξ_p(度)
0.00	0.2174	4.5989	65.0	25.0
0.05	0.2418	4.4907	63.1	24.6
0.10	0.2682	4.3803	61.1	24.2
0.15	0.2970	4.2676	59.0	23.7
0.20	0.3284	4.1523	56.7	23.2
0.25	0.3628	4.0340	54.3	22.6
0.30	0.4005	3.9124	51.7	22.1
0.35	0.4419	3.7871	49.0	21.4
0.40	0.4878	3.6573	46.0	20.7

ϕ =42°
δ =0°

k	$K_a\cos\delta$	$K_p\cos\delta$	ξ_a(度)	ξ_p(度)
0.00	0.1982	5.0447	66.0	24.0
0.05	0.2215	4.9314	64.2	23.6
0.10	0.2467	4.8161	62.2	23.2
0.15	0.2742	4.6986	60.2	22.8
0.20	0.3042	4.5786	58.0	22.4
0.25	0.3368	4.4559	55.7	21.9
0.30	0.3726	4.3301	53.2	21.4
0.35	0.4117	4.2009	50.6	20.9
0.40	0.4548	4.0678	47.9	20.3

δ =15°

k	$K_a\cos\delta$	$K_p\cos\delta$	ξ_a(度)	ξ_p(度)
0.00	0.1942	2.6601	63.2	36.6
0.05	0.2181	2.6276	61.1	35.9
0.10	0.2444	2.5935	58.8	35.2
0.15	0.2736	2.5574	56.5	34.5
0.20	0.3060	2.5193	53.9	33.7
0.25	0.3421	2.4790	51.3	32.8
0.30	0.3823	2.4362	48.5	31.9
0.35	0.4275	2.3906	45.5	30.9
0.40	0.4786	2.3418	42.3	29.8

δ =15°

k	$K_a\cos\delta$	$K_p\cos\delta$	ξ_a(度)	ξ_p(度)
0.00	0.1778	2.8630	64.3	35.2
0.05	0.2006	2.8296	62.3	34.6
0.10	0.2257	2.7946	60.1	33.9
0.15	0.2534	2.7578	57.9	33.3
0.20	0.2842	2.7190	55.5	32.5
0.25	0.3183	2.6782	52.9	31.8
0.30	0.3563	2.6350	50.2	31.0
0.35	0.3987	2.5892	47.4	30.1
0.40	0.4463	2.5406	44.4	29.2

δ =-15°

k	$K_a\cos\delta$	$K_p\cos\delta$	ξ_a(度)	ξ_p(度)
0.00	0.2506	8.5697	67.6	16.6
0.05	0.2754	8.2856	65.9	16.3
0.10	0.3020	7.9990	64.2	16.1
0.15	0.3304	7.7076	62.4	15.9
0.20	0.3608	7.4169	60.4	15.6
0.25	0.3935	7.1207	58.3	15.3
0.30	0.4287	6.8202	56.0	15.0
0.35	0.4667	6.5147	53.6	14.6
0.40	0.5078	6.2035	50.9	14.2

δ =-15°

k	$K_a\cos\delta$	$K_p\cos\delta$	ξ_a(度)	ξ_p(度)
0.00	0.2267	9.7676	68.2	15.7
0.05	0.2505	9.4577	66.7	15.5
0.10	0.2760	9.1453	65.0	15.3
0.15	0.3032	8.8303	63.2	15.1
0.20	0.3324	8.5124	61.3	14.9
0.25	0.3637	8.1910	59.3	14.6
0.30	0.3974	7.8658	57.1	14.3
0.35	0.4336	7.5362	54.8	14.0
0.40	0.4726	7.2014	52.3	13.7

ϕ =43°
δ =0°

k	$K_a\cos\delta$	$K_p\cos\delta$	ξ_a(度)	ξ_p(度)
0.00	0.1891	5.2893	66.5	23.5
0.05	0.2117	5.1733	64.7	23.2
0.10	0.2364	5.0554	62.8	22.8
0.15	0.2633	4.9353	60.7	22.4
0.20	0.2925	4.8128	58.6	22.0
0.25	0.3244	4.6877	56.3	21.6
0.30	0.3592	4.5596	54.0	21.1
0.35	0.3973	4.4283	51.4	20.6
0.40	0.4391	4.2932	48.8	20.0

ϕ =45°
δ =0°

k	$K_a\cos\delta$	$K_p\cos\delta$	ξ_a(度)	ξ_p(度)
0.00	0.1716	5.8284	67.5	22.5
0.05	0.1932	5.7068	65.7	22.2
0.10	0.2167	5.5833	63.9	21.9
0.15	0.2423	5.4577	61.9	21.5
0.20	0.2702	5.3298	59.8	21.2
0.25	0.3005	5.1995	57.7	20.8
0.30	0.3336	5.0664	55.4	20.4
0.35	0.3696	4.9304	53.0	20.0
0.40	0.4091	4.7909	50.5	19.5

δ =15°

k	$K_a\cos\delta$	$K_p\cos\delta$	ξ_a(度)	ξ_p(度)
0.00	0.1700	2.9716	64.9	34.5
0.05	0.1922	2.9378	62.9	33.9
0.10	0.2167	2.9024	60.8	33.3
0.15	0.2438	2.8653	58.6	32.7
0.20	0.2737	2.8262	56.2	32.0
0.25	0.3069	2.7851	53.7	31.3
0.30	0.3438	2.7418	51.1	30.5
0.35	0.3849	2.6959	48.3	29.7
0.40	0.4309	2.6474	45.4	28.8

δ =15°

k	$K_a\cos\delta$	$K_p\cos\delta$	ξ_a(度)	ξ_p(度)
0.00	0.1550	3.2046	66.1	33.1
0.05	0.1761	3.1702	64.1	32.6
0.10	0.1994	3.1342	62.1	32.1
0.15	0.2251	3.0965	59.9	31.5
0.20	0.2536	3.0569	57.6	30.9
0.25	0.2851	3.0154	55.2	30.2
0.30	0.3199	2.9718	52.7	29.6
0.35	0.3587	2.9259	50.1	28.8
0.40	0.4018	2.8774	47.3	28.1

δ =-15°

k	$K_a\cos\delta$	$K_p\cos\delta$	ξ_a(度)	ξ_p(度)
0.00	0.2154	10.4539	68.6	15.2
0.05	0.2387	10.1293	67.0	15.1
0.10	0.2636	9.8025	65.4	14.9
0.15	0.2903	9.4731	63.6	14.7
0.20	0.3189	9.1407	61.7	14.5
0.25	0.3495	8.8052	59.7	14.3
0.30	0.3824	8.4659	57.6	14.0
0.35	0.4177	8.1224	55.4	13.7
0.40	0.4558	7.7740	53.0	13.4

δ =-15°

k	$K_a\cos\delta$	$K_p\cos\delta$	ξ_a(度)	ξ_p(度)
0.00	0.1941	12.0412	69.3	14.4
0.05	0.2163	11.6835	67.8	14.2
0.10	0.2401	11.3236	66.2	14.1
0.15	0.2657	10.9612	64.4	13.9
0.20	0.2930	10.5962	62.6	13.7
0.25	0.3223	10.2281	60.7	13.5
0.30	0.3537	9.8566	58.7	13.3
0.35	0.3874	9.4812	56.6	13.1
0.40	0.4237	9.1015	54.3	12.8

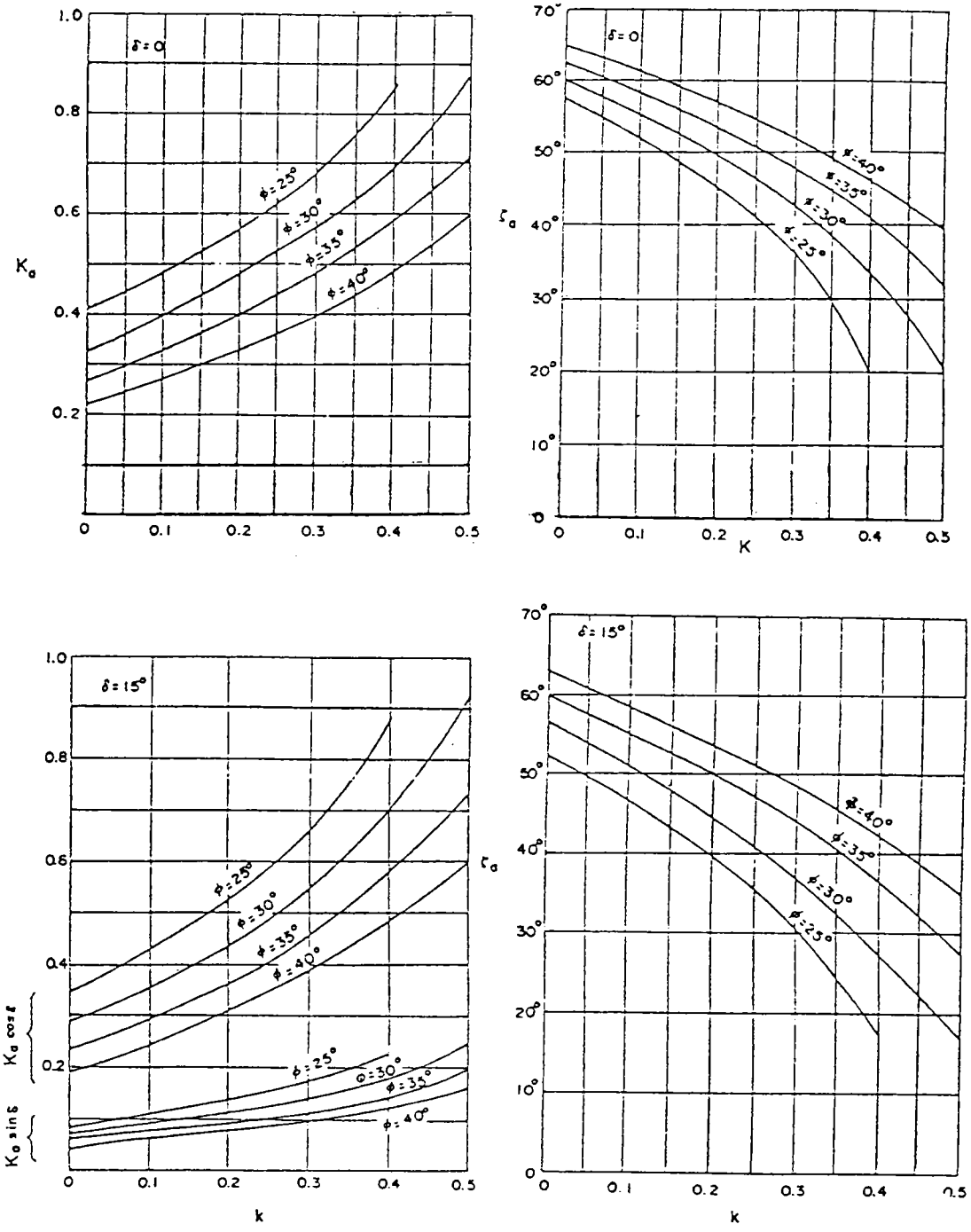


圖2-12-2　主動土壓力係數與破壞角

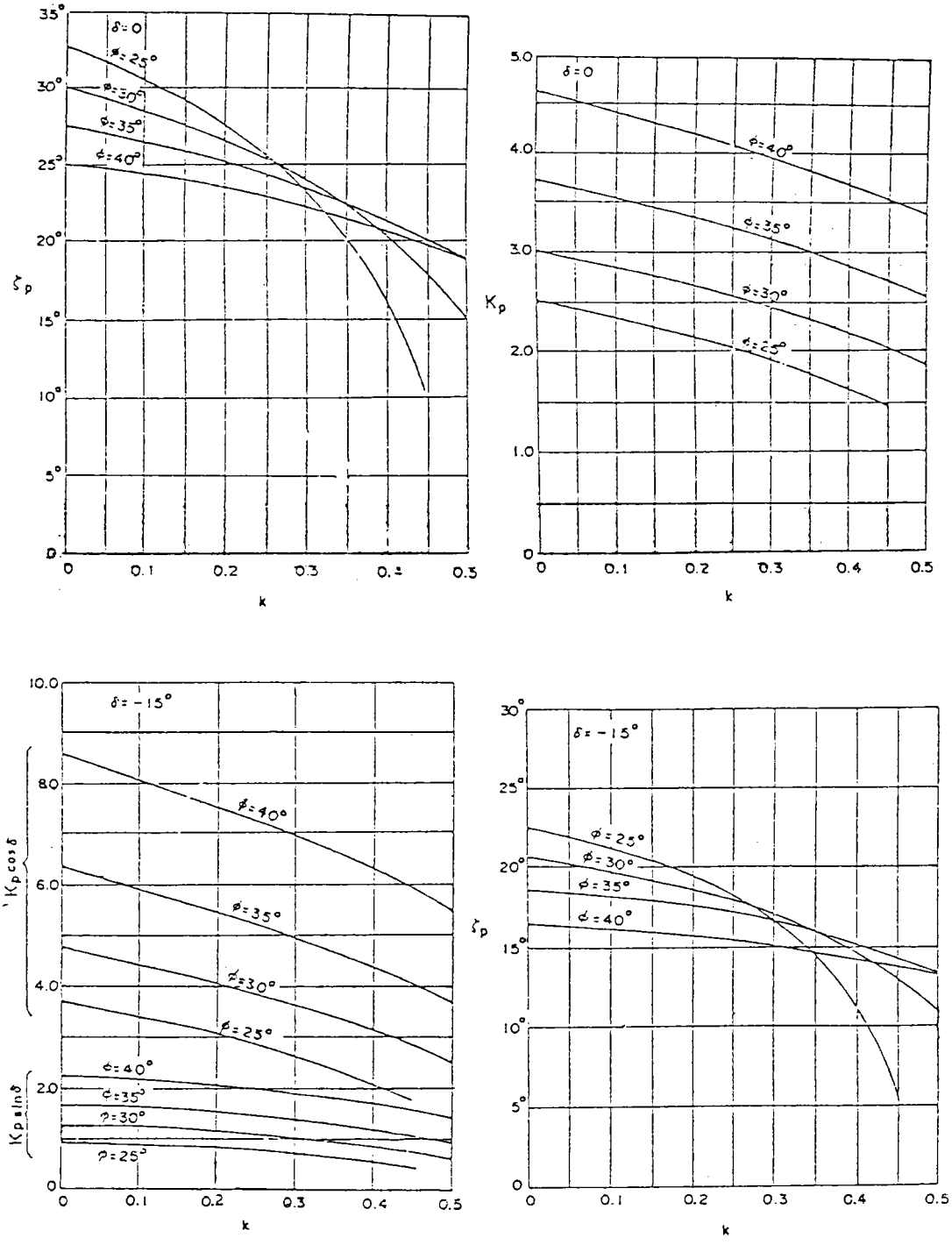


圖2-12-3　被動土壓力係數與破壞角

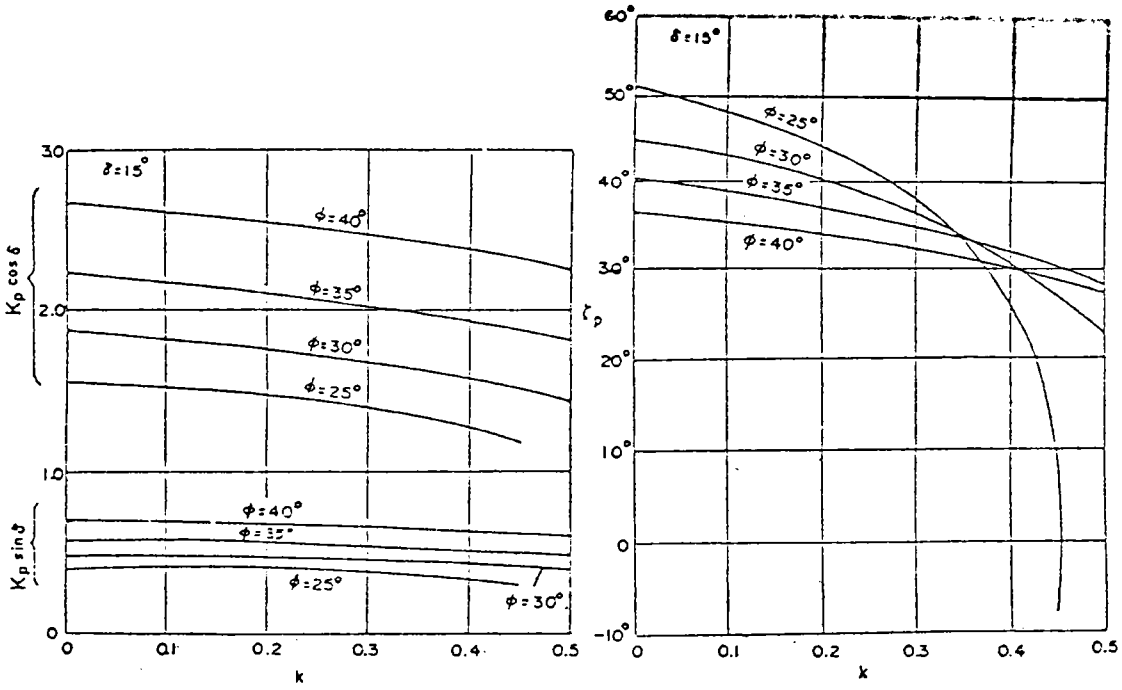


圖2-12-4　被動土壓力係數與破壞角

(2)對於粘性土壤地震時被動土壓力的求法，不詳之處尚多，以往本篇是採用粘性土壤之土壓力公式(12-10) 所示以平時土壓力計算公式求之，如今仍以權宜之方法以(12-10)公式求之。

(3)在海底面下求取粘性土壤地震時之土壓力時，按土層深度分別應用之公式如下:

(a)粘土層在比海底面下10m 更深處之土壓力計算方法如下:

(i) 海底面及海底面以上之土壓強度，可依照上述(1)項公式計算。

(ii)在海底面以下時，將海底面下10m 深度之震度當作零，亦照上述(1)項公式計算土壓力。然計算結果所得數值如較海底面數值小時，即改用在海底面計算之數值。

(iii)海底面與海底下10m 間之土壓力當作直線變化，即與深度成比例而變化(參照圖2-12-5(a))。

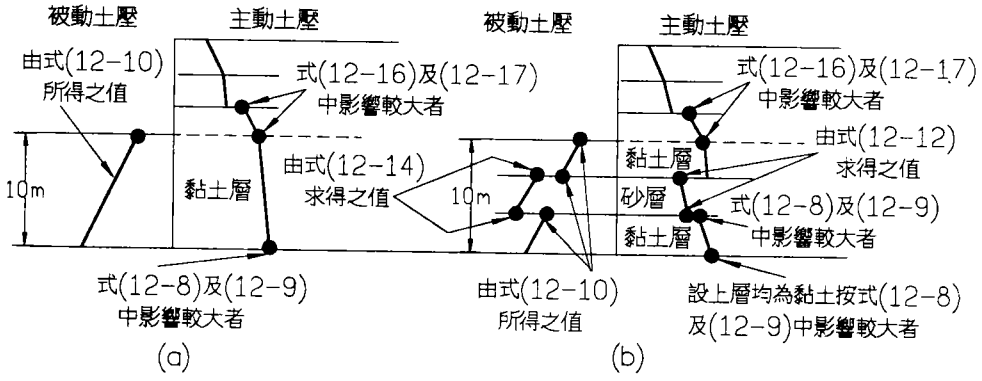


圖2-12-5　黏土層之土壓力

(iv)較海底面下10m更深處之土壓力強度，可比照「粘性土壤之土壓力」求之。

(b)粘性土壤在比海底面下10m淺處，且夾雜相當程度之砂層時，其土壓力計算方法如下:

(i) 海底面及海底面上之土壓力，依照第(1)項公式計算。

(ii)海底面以下之粘土層，可將至海底面下10m 止視爲全粘土層，依照上述方法計算土壓力後，當作實際粘土層部份之土壓力。但如所計算之土壓力數值比在海底面計算之土壓力數值爲小時，即改用海底面之數值。

(iii)粘土層下面之砂層土壓力，則用『砂質土之土壓力』所列(12-12)及(12-14)兩公式在砂層上下面計算土壓力強度，以直線連結，參照「砂質土之土壓力」。

(iv)砂層土之粘土層土壓力，可將上面視爲全粘土層，依照「粘性土之土壓力」所述方法求之(參照圖2-12-5(b))。

12-3-3 假震度

對水面下之土壤在地震時土壓力的計算，須採用(12-18)式以假震度求之。

$$k' = \frac{\gamma}{\gamma - 1} \cdot k \qquad (12\text{-}18)$$

式中

k': 水中之假震度

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爲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爲土壤在水中之重量。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受該土層以上土層重量及載重之影響，故需併入計算。爲考慮這些影響因素併入時，應採用下列之(12-19)及(12-20)公式求之。採用上述(12-18)公式是水面上無土層及無載重時之假震度。

(2)荒井氏與横井氏之公式

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。

$$k' = \frac{2(\Sigma \gamma h_i + \Sigma \gamma_t h_j + w) + \gamma_t h}{2\{\Sigma \gamma h_i + \Sigma (\gamma_t - 1) h_j + w\} + (\gamma_t - 1) h} \, k \qquad (12\text{-}19)$$

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厚度(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^2)

(3)二建氏之公式

$$k' = \frac{\Sigma \gamma h + \gamma_w h_w + w}{\Sigma \gamma h + w} \quad k \quad .....(12\text{-}20)$$

式中

γ：土壤之單位體積重量(t/m^3)

γ_w：海水之單位體積重量(t/m^3)

h：土層之厚度(m)

h_w：土層浸水之深度(m)

w：每一單位面積之載重(t/m^2)

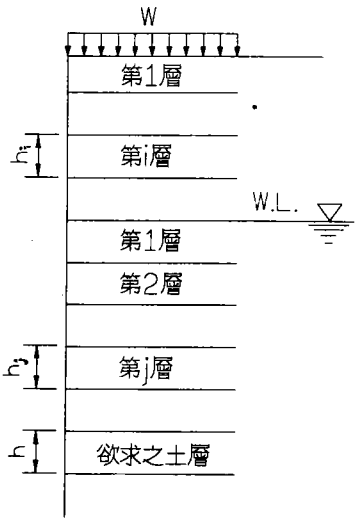


圖2-12-6　假震度之符號

12-4 水壓力

12-4-1 殘留水壓力

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。

$$\left.\begin{array}{l} 0 \leqq y < h_w \text{ 時} \\ \quad p_w = \gamma_w \, y \\ h_w \leqq y \text{ 時} \\ \quad p_w = \gamma_w \, h_w \end{array}\right\} \quad ....(12\text{-}21)$$

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之深度(m)

γ_w：水之單位體積重量(t/m^3)

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等排水情形良好時，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。

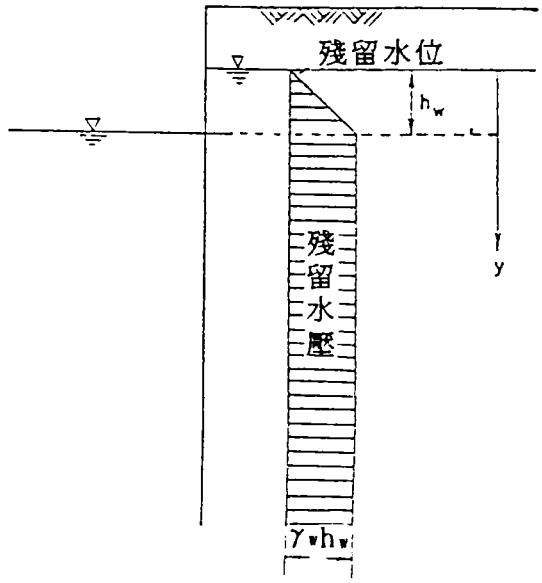


圖2-12-7　殘留水壓力

[說明]

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，但是可視爲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位差即可。而由該兩水位差作用於碼頭之水壓力，即本節所述之殘留水壓力。

作用於碼頭前面及背面之水壓力，如背填料內或碼頭前面之地層中無水流時即爲靜水壓力。但碼頭前面與背面如有水位差時，則背填料內之水經背填料下面之地層及碼頭前地層向碼頭外流出，或發生相反之水流。如發生此種現象時，則作用於碼頭之水壓力與靜水壓力不同。 圖2-12-8(a)所示爲版樁碼頭無水流時之水壓力，分佈情形如虛線所示爲靜水壓力。惟實際上，背填料中之水經碼頭下面向碼頭前面流出，其水壓力分佈情形即變成如(a)圖中實線所示部份 。故作用於版樁之水壓力爲圖2-12-7(b)實線所示部份。 背填料中之水向碼頭前面流動時，其背後之土壓力增加，而碼頭前面之水壓力反而減少，故背填料中之水位比碼頭前面水位高出甚多時，對高低兩水位分界處之結構，須特別加以檢討。

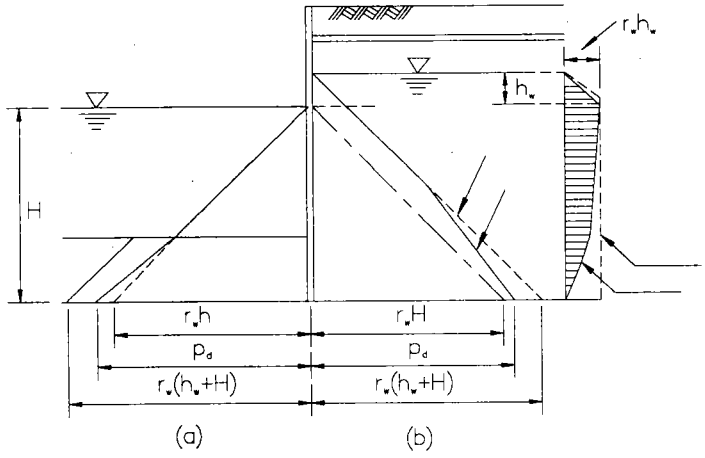


圖2-12-8 回填層內之水通過牆底流出時之水壓分佈

12-4-2 地震時之動水壓力

在水中之結構物及結構物內部的一部份空間或全部盛以水時，須考慮地震時的動水壓力。

[說明]

(1)動水壓力之計算，須考慮結構物的特性，結構物的勁度，整體之安定條件等。

(2)結構物內部的空間盛以液體時，須憑該液體考慮動態壓力。

(3)現在所用的動水壓力計算法係依據穩態振動所求得的動水壓力。若考慮及其他外力等的位移關係時，設計上須採用不規則振動求取其動水壓力。

(4)作用於碼頭之動水壓力。

重力式碼頭及版樁式碼頭，在地震時碼頭前面之海水會發生動水壓力並作用於碼頭牆面。以往對碼頭前面海水所引起之動水壓力，並不視爲外力設計之先例。然依據研究結果，認爲設計碼頭時，須考慮碼頭前海水所引起之動水壓力較爲合理，今後似應以此觀念加以設計。以上所述，並非認爲因現在採用之不考慮動水壓力設計法，有發生動水壓力之危害，而是現在所用之設計方法，係依據以往之種種經驗逐步加以改善，故雖未考慮動水壓力，但可推想在設計之某部份，對未考慮之動水壓力，於不知不覺之中已加以彌補，故在整個設計仍能保持安全。因此對原來之設計法，如再加上碼頭前之動水壓力時，其設計則會變成過份安全。故如欲對原來之設計法，再加碼頭前之動水壓力時，須先明瞭在原來設計法之某部份，是否於不知不覺中，將碼頭前之動水壓力加以考慮，再決定對原來之設計法，是否需要另加碼頭前之動水壓力。但建立新設計法時，希望能將碼頭前之動水壓力，加以用外力設計計算之，設計水壩時，作用於壩體之動水壓力，爲其考慮之主要外力之一，故動水壓力之研究與水壩設計，甚相類似，Westergaard 氏對此方面之研究，最有成就。故Westergaard 氏建議作用於牆體之動水壓力以下列公式求之。

$$p_{dw}=\pm\frac{7}{8}K\gamma_w\sqrt{H_y} \quad \text{.....(12-22)}$$

式中

p_{dw}: 作用於碼頭前之動水壓力(t/m^3)

k: 震度

γ_w: 水之單位體積重量(t/m^3)

y: 水面至欲求動水壓力點止之深度(m)

H: 牆體前面之水深(m)

由上式所求之動水壓力，係將地震之加速度振動當作 Kg(g爲重力加速度)之正弦振動時，作用於牆體之動水壓力之最大數值或最小數值。實際作用於牆體之水壓力，係靜水壓力與動水壓力二者之和，故由上式所計算之數值，如爲正號時，表示作用於牆體之動水壓力比靜水壓力爲大，如負號時，則比靜水壓力爲小。動水壓力依牆體之振動而變化，故如牆體與地層之相對變位小，又將地震視爲正弦振動時，可將上述兩個數值視爲最大值與最小值作週期性的變化。

日本煙野氏指出Westergaard 氏之解法，在數學上尚有不週全之處，其對共振週期及其以下之週期不能適用。並提供此Westergaard 氏更正確之解法。其他尚有日本安藏氏對地震時作用於碼頭之動水壓力亦從理論導出解法。設計碼頭考慮動水壓力時，可應用Westergaard 公式。日本煙野氏所作數學解法因用無限級數計算，應用上非常不便，且所指Westergaard氏之解法在數學上之不完備各點，於設計碼頭等港灣結構物方面並無影響。作用於碼頭之地震力與動水壓力間之關係，如地震當作正弦振動向海側變化時，則碼頭前面之水壓力變成比靜水壓力更小，碼頭似有被拉出海側之感。因此可將以(12-21)式用正號所計算之動水壓力，使其作用於與地震力同一方向即可。然由(12-21) 式所求之動水壓力係作週期性增減，故由(12-21)式所求之動水壓力並非經常作用於碼頭，對此點須加以注意。

故至目前爲止，對動水壓力之研究，均以地震作爲正常之正弦振動，惟實際上地震並非正弦振動。此點今後尙須繼續研究。

(5)設計一長方體空間盛以水，如水受長方體一邊平行方向振動之地震力時，作用於與振動方向成垂直之牆體之動水壓力，可以下式計算之(參照圖2-12-9)。

$$p_{dw}=\pm\frac{7}{8}Ck\gamma_w\sqrt{Hy} \quad \text{.....(12-23)}$$

式中

p_{dw}: 動水壓力(t/m^2)

k: 震度

γ_w: 水之單位體積重量(t/m^3)

y: 水面至欲求動水壓力點止之深度(m)

H: 水深(m)

C: 調整係數

在下列兩種條件下，作用於底面之動水壓力，可由下式求之:

$\frac{L}{H}$ <1.5時　　C=L/1.5H

$\frac{L}{H}$ ≧1.5時　　C=1.0

$$p_{dw}=\pm\frac{7}{8}Ck\gamma_w H\frac{\text{Cosh}(\frac{\pi}{2}\frac{x}{H})-\text{Cosh}(\frac{\pi}{2}\frac{L-x}{H})}{1-\cosh(\frac{\pi}{2}\frac{L}{H})} \quad \text{....(12-24)}$$

式中

L: 振動方向長方體之一邊長度(m)

x: 自振動方向成垂直之牆體至欲求動水壓力之距離(m)

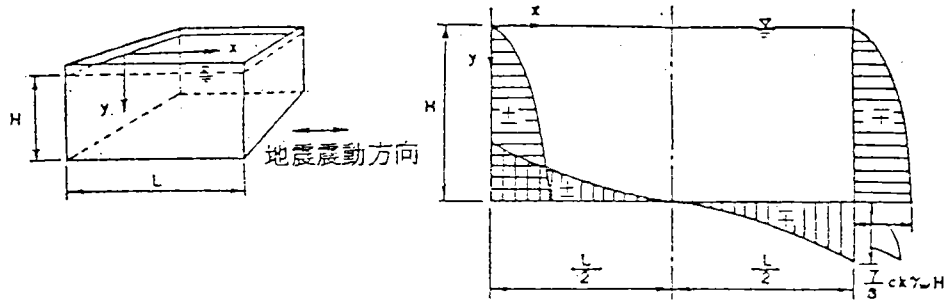


圖2-12-9　中空四方體之動水壓力

長方體容器內之水，受長方體一邊平行之振動力時，作用於與振動方向成垂直之牆面之動水壓力之合成力，依Werner與Standquist二氏之理論所求結果，如

圖2-12-9所示，即L/H=0～3.0之間，動水壓力之合力逐漸增加，L/H＞3.0時，則動水壓力之合力維持一定數值。然Werner與Standquist二氏係利用非常複雜之公式求動水壓力之合力，應用上頗覺不便，爲計算方便，根據下述理由，仍應用(12-23)式計算。

(a)如圖2-12-10虛線示，L/H＞1.5時，其動水壓力之合力與用Westergaard 公式所求者相近。

(b)L/H＜1.5時，動水壓力之分佈情形與用Westergaard公式所求者有相同之趨勢，其合力係採用隨震度而減小之近似公式計算。

(c)實際上L/H變小時，動水壓力之分佈情形接近均勻分佈，故在L/H＜0.5求牆體下端之力矩時，用Westergaard 公式所求者較實際略小，然實用上並無影響。

若需要準確之動水壓力分佈情形及力矩時， 可用Werner與Standquist二氏之計算公式。使用符號之區別與作用於牆體之動水壓力者相同。但在一端採取正號之動水壓力時，在他端則需採取負號，故就整個盛水容器而言，須受作用於一端之動水壓力兩倍之水平力作用。縱使係水平方向之振動，底面亦須受動水壓力之作用。此種動水壓力視爲與以無限級數所表示之Werner與Standquist二氏之解法第一項之分佈相同，並使其與在兩端作用於垂直牆體之動水壓力能成爲一致而定。關於長方體以外之容器內動水壓力（例如圓筒內之動水壓力可參考 Werner 與 Standquist等原著『 OnHydrodynamic Earthqu-ake Effects』，Trans.of A.G.U.，Vol30，No.5(1949)。

(6)地震時之土壓力用假震度計算時，作用於Coulomb 氏土楔內孔隙用之地震力，亦同時包括在土壓力內求出，故在此種情形時，不必再考慮因孔隙水引起之動水壓力。如背填料之透水性較大時，可以推想到在地震時，孔隙水所引起之動水壓力作用於碼頭。對此點以往曾作各種研究，然迄今尚未獲得結論，可供作設計之依據，有待今後再繼續研究的必要，故作上述『背填料之地震時土壓力用假震度計算時，則對背填料中孔隙水所引起之動水壓力，不必特別加以考慮』。

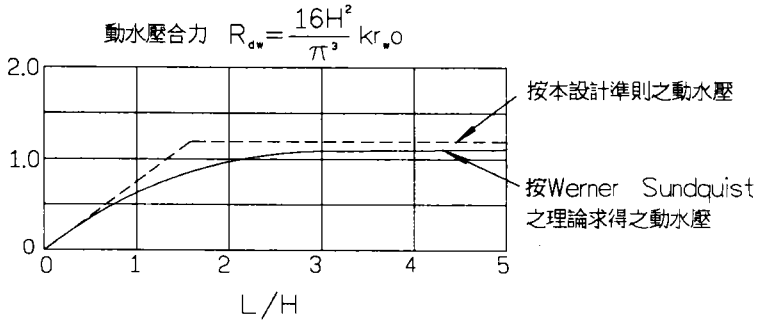


圖2-12-10 Werner與Sandquist方法與本規範方法求得動水壓力之比較

第十三章　載　重

13-1 概說

在設計港灣設施時，應須考慮載重。

[說明]

載重分爲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: 分爲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爲裝載載重。

(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

13-2 靜載重

計算靜載重所用之材料單位體積重量以表13-1爲準，已知重量之材料用其數值即可。

表13-1　材料之單位體積重量　(單位:t/m^3)

材　　料	單位體積重量
鋼	7.85
鑄　鋼	7.85
鑄　鐵	7.25
無筋混凝土	2.3
鋼筋混凝土	2.45
木　材	0.8
瀝青混凝土	2.3
石　材	2.6
砂、小石子、塊石(乾)	1.6
砂、小石子、塊石(濕)	1.8
〃　(飽和狀態)	2.0
〃　(水 中)	1.0

13-3 裝載載重

13-3-1 平時的裝載載重

平時的裝載載重須對貨物的種類、包裝、數量、裝卸方法及放置時間等慎重的加以考慮後予以決定。

[說明]

(1)普通在計算結構物之整體安全性時，將碼頭、通棧及倉庫等規劃爲一區，其允許裝載載重則取其平均數值，如碼頭規劃爲一區時，其允許之平均裝載載重之大小，依其繫船碼頭的規模與處理貨物的種類大致上均有一定之值，可參考以往的設計實例。例如雜貨碼頭時是以0.5t/m²～3t/m²者爲多。而計算構材時，則採直接作用於購材之載重，普通以1t/m²～3t/m²爲準。

(2)碼頭的裝載載重與通棧、倉庫等裝載載重非加以區別不可，因爲碼頭的裝載載重影響碼頭的安全計算甚鉅，尤其對裝卸貨物的種類、包裝、數量、裝卸方法及放置時間等均須慎重的加以考慮。

(3)普通倉庫之允許裝載載重及散裝貨物之單位體積重量如表13-2及表13-3。

表13-2　普通倉庫載重

名稱	捆裝狀態	單位面積每日之載重	普通堆積高度
米穀類	麻袋、草袋、袋	2.0～3.5 t/m²	3.0～5.0 m
油類	罐、箱	2.0～3.5	3.5～5.0
綿花，羊毛	布包	1.0～2.0	3.0～4.0
生系，系列	布包	1.0～2.0	3.0～4.0
水泥	袋	3.0～3.5	
金屬以及其製品		2.0～3.5 t/m²	0.5～2.5 m
肥料	草袋	2.0～2.5	2.5～5.0
砂糖、飲料、罐頭等食品		1.0～3.0	2.0～4.5
針織品及其製品	布包、木箱	1.0～2.5	1.5～4.0
紙、紙漿及其製品	板條包	1.0～2.5	1.5～4.0
礦物、藥品	罐箱包	1.5～3.5	2.0～4.5
機械、器具及雜品	箱	0.5～1.5	1.5～4.0

註：(1)每單位面積之載重即爲除去通道外，載重區域之每單位面積所載之重量。

(2)通棧以處理貨物及臨時儲放貨物爲目的，故其單位面積載重可比上表數值爲小。

(3)單位面積之載重與堆高數值，按各貨物之種類而有差別，其上限、下限之數值，不一定相對應。

表13-3　散裝貨之單位體積重量　（單位:t/m³）

名　　稱	重　　量
焦　　炭	0.5
煤（塊）	0.9～1.0
煤（粉）	1.0～1.1
鐵　礦　石	2.0～3.0
水　　泥	1.5
砂、小卵石、塊石	1.9

13-3-2 地震時之裝載載重

設計時對將來地震發生時，於某地點是否有某種載重存在，應慎重考慮後，加以決定地震時的裝載載重。

[說明]

地震時裝載載重存在與否，須依通棧、倉庫、露置場、碼頭等設施加以區分之。如通棧、倉庫、露置場等，可考慮其經常存放貨物，故地震時之裝載載重與平時之裝載載重相同。又如護岸則經常不放置貨物，故不論平時或地震時均可將其裝載載重視爲零。而碼頭則因船隻靠岸後，在裝卸時間內，碼頭上會有相當的裝載載重。但不裝卸時，碼頭上裝載載重之大小與裝載情形則會有很大的變動。故此類設施設計者須考慮依貨物的種類、裝卸的形態及碼頭結構的型式等，應用或然率的理論方法加以研討後決定地震時之裝載載重。然目前此種或然率的理論方法尚未成立，故只好由設計負責人，作慎重的考慮後，決定地震時的裝載載重。而在普通碼頭之地震裝載載重，大致採取平時之1/2爲多。

13-3-3 不均佈裝載載重

普通對整個結構物之安全，以碼頭面、通棧及倉庫等視爲一區域，將不均佈荷重折算爲均佈載重後，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。

[說明]

在一規劃區內全部的貨物無論如何均無法使其載重達成均勻分佈，通常可將其不均佈載重換算爲均勻載重。但是貨物之載重有時非將其視爲集中載重(線載重或點載重)不可。例如放置鋼材料時，地下先舖以木材，此時鋼材料的重量則可視線載重之作用。

而考慮規劃成一區時，以均勻視之將其納入替換之均勻分佈載重之值中時，仍須留意集中載重之作用。例如板樁式碼頭，在其碼頭直立壁頂端後面如有巨大載重作用時，則有可能發生危險。而棧橋式碼頭在其樑的突出部份或樑、地板的中央帶有集中載重作用時，則有遭致損害之慮，而這些可能性在設計時須詳加考慮。

13-3-4 雪載重

冬季會下雪的地區，雪載重最好能加以研討。

[說明]

(1)冬季會下雪的地區，在碼頭上積存的雪被卡車滾壓而凝固後，則成爲裝載載重，故雪載重最好加以研討。

(2)普通雪載重以100Kg/m²者爲多。

(3)可施行除雪作業之碼頭，雪載重多爲一個晚上的積雪量爲準。此時須充分的考慮以往的最大積雪量，下雪時的氣象狀況、雪質、積雪的單位體積重量及除雪情況，由設計者加以決定雪載重。

13-4 活載重

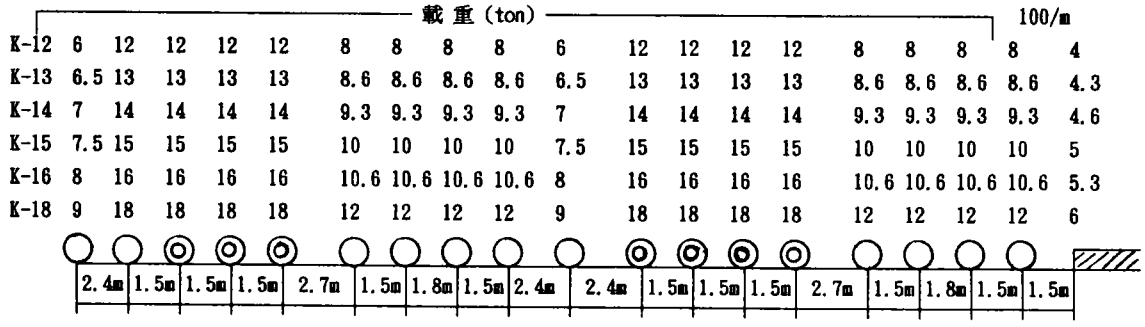
活載重包括火車載重、汽車載重、牽引機連拖車載重、車載起重機載重、有軌起重機載重、貨櫃裝卸機載重。普通對載重所引起之衝擊載重、煞車載重、開車起動載重、離心載重，均不加以考慮。

13-4-1 火車載重

火車載重普通是依鐵路建造規章的活載重爲標準，在K載重及S載重中，採用對結構物最大之影響者。

[說明]

依據日本鐵路建造規章進出碼頭火車活載重之標準如圖2-13-1所示，普通以KS-12～KS-15爲標準。



記號	載重 (t)		附註:
S-12	14.6	14.6	(i)上圖所列載重係表示停車時，車輪對鐵軌所加之壓力。
S-13	15.8	15.8	(ii)圖中◎爲表示動輪，行車時動輪之離心力爲停車時壓力之15%。
S-14	17.1	17.1	(iii)車輪之彈簧下面重量，相當於總重量之25%。
S-15	18.3	18.3	(iv)考慮K-18與S-18之標準活載重稱爲KS-18。
S-16	19.5	19.5	(v)其他亦照此辦理。
S-18	22	22	

圖2-13-1 鐵路標準活載重

13-4-2 汽車載重

汽車載重須依公路橋樑設計規範辦理。

[說明]

(1)以汽車載重爲設計標準時，則13-4-5所述之行人載重不必另加考慮。

(2)公路橋樑設計規範所規定之汽車載重如圖2-13-2與表13-4及圖2-13-3與表13-5所示。

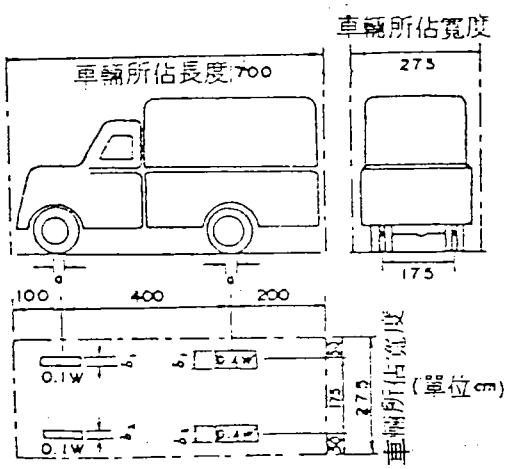


圖2-13-2 T載重

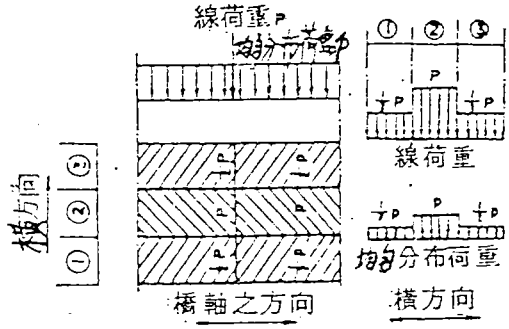


圖2-13-3 L載重

表13-4 T載重

橋之等級	載重	總重量 W(t)	前輪載重 0.1W(kg)	後輪載重 0.4W(kg)	前輪輪寬 b_1(cm)	後輪輪寬 b_2(cm)	車輪接地長 a(cm)
一等橋	T-20	20	2,000	8,000	12.5	50	20
二等橋	T-14	14	1,400	5,600	12.5	50	20

表13-5 L載重

橋之等級	載重	主載重			副載重
		線載重	均勻分佈載重		主載
		P(kg/m)	L≦80	L>80	
一等橋	L-20	5,000	350	430-L 但須300以上	重之50%
二等橋	L-14	一等橋之70%			

註：L爲車輛所佔長度

13-4-3　牽引車連拖車載重

將預計使用之牽引車與拖車連結後，所發生最大之車輪載重，即爲牽引車連拖車之設計用載重。

[說明]

(1)應就預計使用之牽引車與拖車，用一切配合方式連結後所發生之載重，加以檢討後取其最大者，作爲設計載重。然爲簡便起見，由預計使用之拖車中，選其裝載後可發生最大車輪載重之拖車，再由可能與該車連結之牽引車中，擇其與該拖車連結後，可產生最大輪載重之牽引車，將二者配合連結後所產生之載重，視爲設計載重亦可。

(2)牽引車與拖車之代表性配合方式，如圖2-13-4及表13-6。

(3)國際標準化機構(ISO)建議之貨櫃標準規格如表13-7所示。

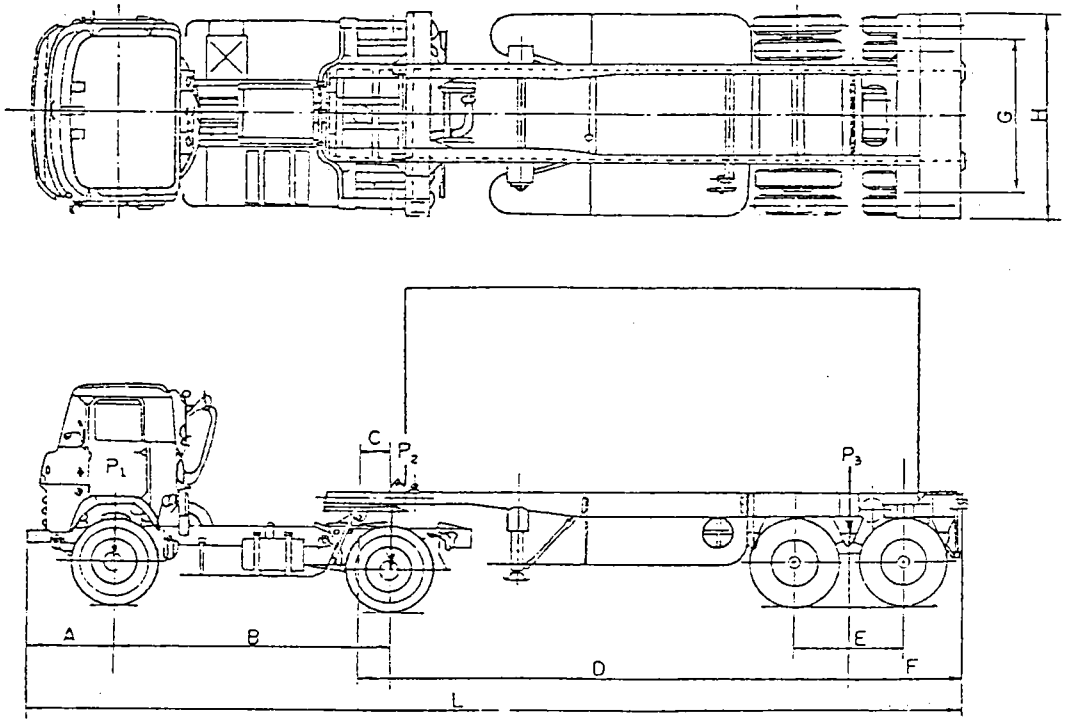


圖2-13-4　牽引車與拖車連接圖

13-4-4　裝卸機械載重

車載起重機及貨櫃裝卸機等移動式裝卸載重，與有軌裝卸機載重及固定裝卸機載重如下:

1. 移動式裝卸載重是將預計使用之起重車最大車輪載重或履帶之最大接地壓力，當作設計用之車載起重機載重。

表13-6　牽引車連拖車載重之例

項目 / 用途	組合 牽引車+拖車	諸元 -front overhang A	tractor wheel base B	off set C	trailer wheel base D	tandem 軸距 E	rear over hang F	tread G	全寬 H	連結全長 L	最大裝載量	軸重 P_1	P_2	P_3	車輛總重量
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	Kg	Kg	Kg	Kg	Kg
20英呎用	T811ZR+CT220B	1,060	3,300	365	5,850	1,230	1,350	1,800	2,480	11,310	20,320	4,046	9,830	15,440	29,315
40英呎用	8TC81T+FT40CC	1,000	3,300	490	7,420	1,245	3,695	1,820	2,440	14,925	25,000	5,155	9,785	19,805	34,745
40碼專用	T810BD改+TCY401	1,250	3,100	420	0,000	1,300	2,890	1,780	2,600	15,840	30,480	4,810	13,346	23,070	41,228

表13-7　國際標準化機構(ISO)1968年建議貨櫃標準規格

貨櫃名稱	高度 mm	公差 mm	高度 ft in	公差in	高度 mm	公差 mm	高度 ft in	公差in	高度 mm	公差 mm	高度 ft in	公差in	公稱總重量 t
1A	2,435	+3 -2	8	0 -0.1875	2,435	+3 -2	8	0 -0.1875	12,190	+2 -8	40	0 -0.375	30
1B	2,435	+3 -2	8	0 -0.1875	2,435	+3 -2	8	0 -0.1875	9,125	0 -10	29 11.25	0 -0.375	25
1C	2,435	+3 -2	8	0 -0.1875	2,435	+3 -2	8	0 -0.1875	6,055	+3 -3	19 10.5	0 -0.25	20
1D	2,435	+3 -2	8	0 -0.1875	2,435	+3 -2	8	0 -0.1875	2,990	+1 -4	9 9.75	0 -0.1875	10
1E	2,435	+3 -2	8	0 -0.1875	2,435	+3 -2	8	0 -0.1875	1,965	+3 -2	6 5.5	0 -0.1875	7
1F	2,435	+3 -2	8	0 -0.1875	2,435	+3 -2	8	0 -0.1875	1,460	0 -3	4 9.5	0 -0.125	5
2A	2,100	0 -5	6 10.5	+0.1875 0	2,300	0 -5	7 6.5	+0.1875 0	2,920	0 -5	9 7	0 -0.1875	7
2B	2,100	0 -5	6 10.5	+0.1875 0	2,100	0 -5	6 10.5	+0.1875 0	2,400	0 -5	7 10.5	0 -0.1875	7
2C	2,100	0 -5	6 10.5	+0.1875 0	2,300	0 -5	7 6.5	+0.1875 0	1,450	0 -5	4 9	+0.0625 -0.125	7

2. 有軌起重機在計算整個結構物安全時，可用全重或作用於結構前柱之重量，計算購材時，可用最大車輪載重。
3. 固定式裝卸機載重則用最大載重。

[說明]

(1)車載起重機(Mobil Crane)爲膠輪起重機(Wheel Crane)、卡車起重機(Truck Crane)及履帶起重機(Crawler Crane) 之總稱。其主要規格如表13-8。而貨櫃裝卸機爲船上貨櫃裝卸時所使用的裝卸機械，即跨載機(Straddle Carrier)、貨櫃移載機(transfer Crane或Transtainer)、正面堆高機(Front Fock Life)及側載機(SideLoader)等之總稱。圖2-13-5及表13-9爲貨櫃裝卸機之代表性實例。移動式裝卸機其他尚有堆高機、測速機。所使用之車載起重機如膠輪起重機、卡車起重機等，因其集中載重的作用頗大，故設計時應預估其最危險的載重當作設計時之載重。圖2-13-6爲貨櫃起重機之例。

(2)裝卸煤炭、礦石等散裝貨物之橋式高架起重機 (Bridge Gantry Crane)或裝卸船上貨櫃之起重機，大部份跨距大且笨重，因地震時所受水平力很大，故構架桁樑與支柱連結處，在海側之一端用鉸鏈(Hinge),在陸側之一端電焊固定，使地震水平力由陸側基礎承受較爲適宜。

(3)關於附有雙環(Double Ring)型退縮起重機，日本機械學會所訂規範如表13-12所示，請參照圖2-13-7。

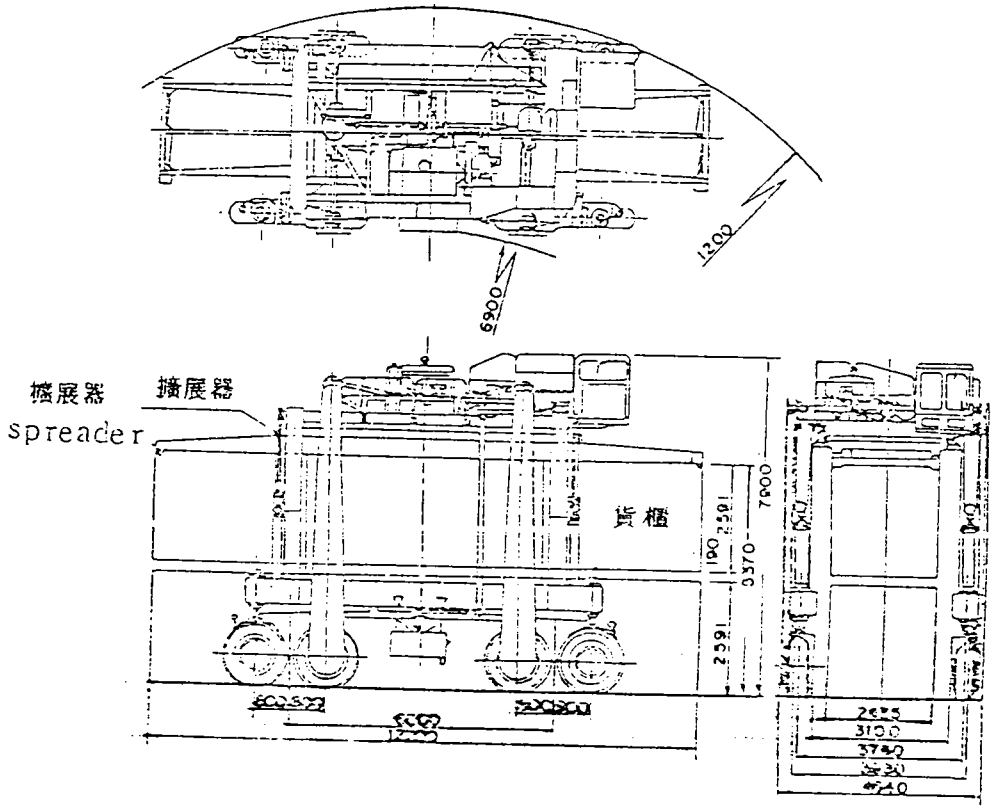


圖2-13-5 貨櫃跨載機之實例

表13-8　膠輪起重機膠輪卡車起重機及履帶式起重機之實例

(1)膠輪起重機

	吊　重	全寬	全　長	軸距	輪　距	壓艙重量	最小回轉半　徑	最大車輪荷重力（吊起重物時）
膠輪起重機	5t 以下	m 2.24	m 6.28	m 1.90	前1.77m 後1.22	kg 6,200	m 3.80	outrigger 6,100 支架
		2.20	5.80	2.30	前1.68m 後1.60	6,500	5.50	4,150
		2.38	7.15	2.20	前2.00m 後1.70	6,000	4.60	3,560
		2.24	折7.80	2.60	前1.76m 後1.68	8,600	6.50	4,980
	5t 以上 10t以下	2.40	11.80	2.49	前2.00m 後2.00	8,000	7.00	6,500
		2.50	11.90	2.40	前2.10m 後2.10	11,550	5.70	6,700
		2.48	6.40	2.70	前1.82m 後1.80	10,000	5.40	outrigger 8,500 支架
		2.50	11.70	2.60	前2.06m 後2.06	16,000	7.00	outrigger 12,980 支架
		2.89	11.25	2.60	前2.35m 後2.35	14,500	7.50	6,700
	10t以上 15t以下	2.64	11.90	2.60	前2.20m 後2.20	17,500	7.20	10,830
		2.76	12.60	2.60	前2.13m 後2.13	16,000	7.00	9,900
		3.12	19.80	3.50	前2.53m 後2.53	32,000	12.65	17,300
		2.62	16.80	1.85	前2.00m 後2.00	29,000	9.50	15,000
	15t以上 20t以下	2.43	折8.19	3.05	前1.68m 後1.83	15,200	8.38	10,100
	20t以上	2.82	10.10	3.05	前2.19m 後2.08	27,350	11.90	21,700

(2)卡車式起重機

	吊　重	全寬	全　長	軸距	輪　　距	壓艙重量	最小回轉半　徑	最大車輪荷重力（吊起重物時）
卡車式起重機	10t以上 15t以下	m 2.25	m 7.70	m 4.10	前1.75m 後1.80	kg 10,200	m 7.80	支　架　kg 7,500
		2.40	10.60	4.20	前1.54m 後1.77	10,700	8.80	5,020
		2.42	8.00	4.20	前1.84m 後1.82	12,000	8.00	支　架 10,500
		2.49	10.90	4.80	前1.84m 後1.82	13,500	8.00	支　架 7,250
		2.50	11.43	4.30	前1.84m 後1.82	14,000	9.30	9,630
		2.48	11.80	4.30	前1.91m 後1.80	14,000	8.20	11,230
		2.47	11.50	4.37	前1.80m 後1.85	19,080	10.80	支　架 15,600
		2.50	11.79	4.37	前1.80m 後1.85	18,100	8.50	15,115
		2.50	11.93	4.00	前1.98m 後1.88	19,200	10.80	15,770
	15t以上 20t以下	2.48	11.60	4.00	前1.91m 後1.88	19,900	8.30	支　架 21,000
		2.48	11.82	4.10	前1.85m 後1.86	19,800	9.00	15,740
		2.49	11.47	4.00	前1.91m 後1.88	19,525	8.50	15,200
		2.47	11.46	4.37	前1.80m 後1.85	19,600	10.80	支　架 19,740
		2.50	11.70	4.10	前1.85m 後1.86	19,840	9.00	15,692
	20t以上	2.50	12.00	4.00	前1.87m 後1.87	19,900	8.50	支　架 21,320
		2.44	14.80	5.24	前2.00m 後1.83	27,500	12.00	支　架 26,750
		2.49	12.85	4.50	前1.99m 後1.87	27,960	10.50	25,040
		3.20	11.80	5.80	前2.65m 後2.49	54,400	11.50	32,000

(3)履帶式起重機

	吊重	全寬	全長	軸距 中心距離	展帶 中心距離	履帶寬	裝備重量	(吊起重物時)
履帶式起重機	15t以下	m 2.65	m 11.41	m 2.29	m 2.03	m 0.41	kg 14,600	t/m² 7.8
		3.01	12.50	2.54	2.50	0.51	18,000	6.3
		3.14	11.70	2.82	2.38	0.51	19,700	9.2
	15t以上 25t以下	3.13	13.30	3.34	2.53	0.60	22,300	5.4
		3.16	12.69	3.66	2.50	0.66	21,900	3.8
		3.13	12.90	3.34	2.53	0.60	25,000	6.4
		3.97	12.38	3.66	3.15	0.82	31,500	4.9
		3.14	11.79	3.60	2.53	0.61	25,000	5.9
	25t以上 40t以下	3.25	18.49	3.25	2.64	0.62	42,000	8.0
		3.51	18.64	4.18	2.75	0.77	47,500	7.0
		3.59	17.68	3.72	3.71	0.61	43,300	31.5
	40t以上	3.72	20.63	3.91	2.96	0.76	58,400	8.0
		3.51	18.96	4.18	2.75	0.77	52,500	8.0
		4.30		3.72	2.82	0.79	76,000	13.5
		3.88	21.26	4.63	2.96	0.92	75,600	8.0

表13-9 貨櫃裝卸機實例

項目	單位	跨載機			換載機	叉動機(堆高機)		側方叉動車
		VSC40	S520	S520		FD250	FD200	FDE25-325
最大荷重	噸	32	22.7	30.5	30.5	25.0	2	25
貨櫃尺寸		20' 40'	20'	40'		20	20	
全長	mm	12,000	11,400	12,200	10,950	9,300	8,550	8,700
全寬	mm	4,600	4,300	4,700	21,991	3,700	3,300	3,600
全高	mm	7,900	7,950	8,500	16,835	3,960	5,000	5,510
高距	mm	6,000	5,105	5,250	6,400	4,500	4,000	5,450
跨距	mm	動軸3,900 遊輪3,760	前 3,600 中 3,480 後 3,612	動軸4,150 遊輪4,000	23,170	前2,800 後2,410	前2,330 後2,700	前 2,000 後 2,650
行走速度(載重時)	km/hr	16.4	15	15	—	15	20	26
行走速度(空車時)	km/hr	18.0	25	25	54	21	33	35
最小回轉半徑	m	12.0	11.0	9.0	直角方向移動	7.0	6.0	8.6
車輛重量	噸	42	35	47	90	39.8	33.4	43
載重時輪荷重	噸/輪	均等	前 9 後 11	均等	最大19.5	前 13.7 後 3.2	前 12.3 後 2.1	最大 9
輪數 前/後		4/4	4/2	4/4	4/4	4/2	4/2	4/4

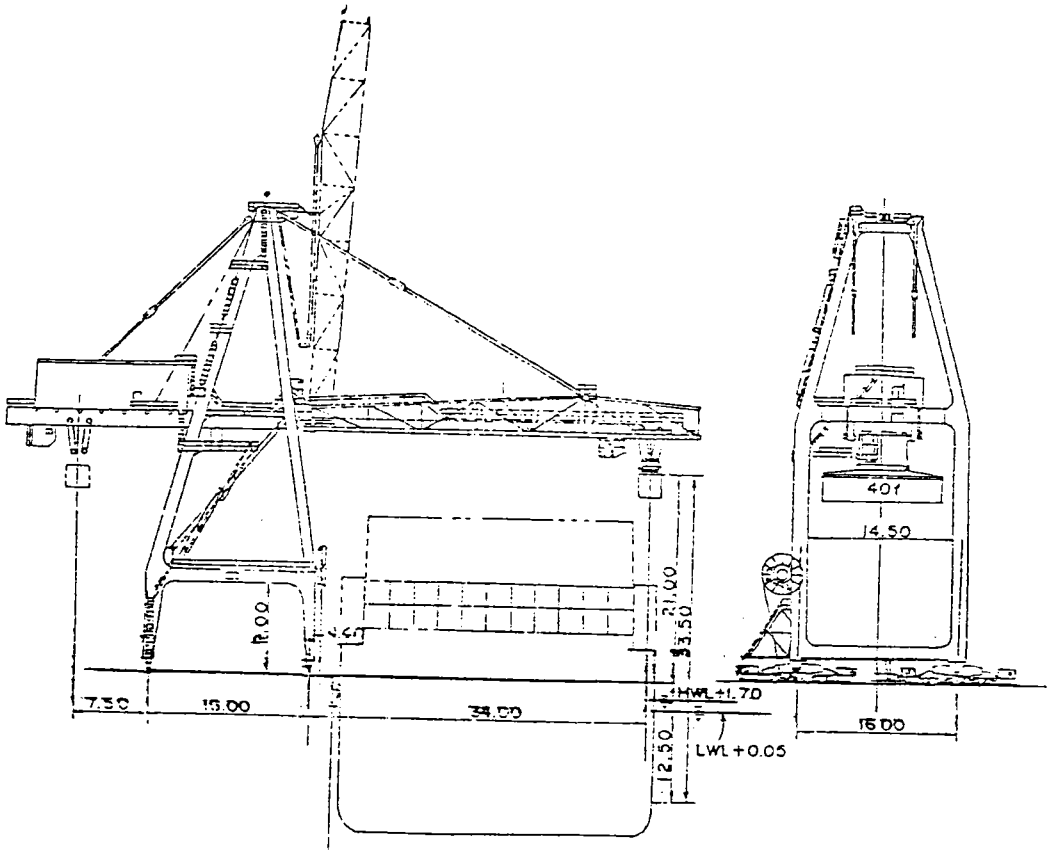


圖2-13-6　貨櫃起重機之例

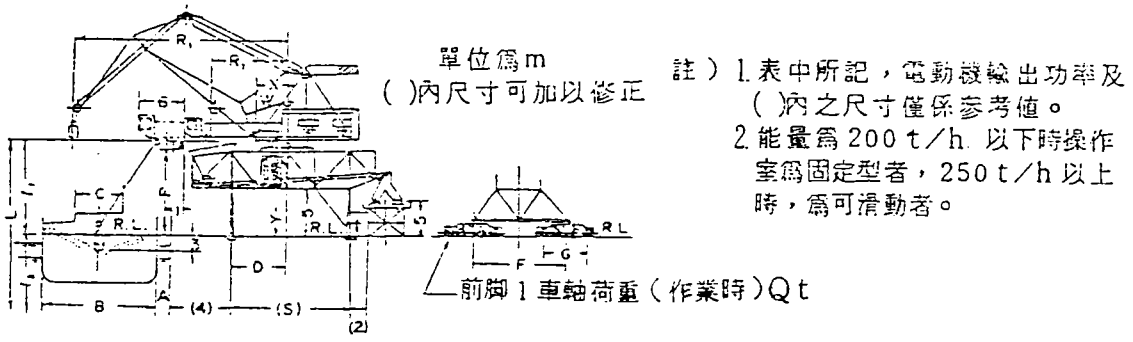


圖2-13-7　煤炭裝卸用縮式起重機

13-4-5 群眾載重

群眾載重以0.5t/m²爲標準。

[說明]

設計客船用浮碼頭及棧橋時，以上述人群載重爲標準，然對特殊的設施而言，視其設施的利用狀況，亦可將上述載重的數值予以降低。

表13-10　日本有軌起重機例(1)

分類	種類	設置地點	規定荷重或能力	形式	軌條中心間隔寬度	車輪數	車輪荷重		車輪間隔		重量
							作業時	暴氣時	海側	陸側	
大宗貨物用	碼頭起重機	東京港晴碼頭	5t	門形	5×5m	海側 4 陸側 4	14.5 t 14.5	15.5 t 15.5	1 m	1 m	70 t
		下關港第1突堤	2t	半門形	9.16×6	海側 4 陸側 2	12.5 —	20.8 —	0.75	4	60
		明司港	5t	門形	5×6	海側 6 陸側 4	14.0 14.0	— —	1.6	1.6	70
		神戶港第7突堤	2t	半門形	5.3×6(海) 4(陸)	海側 4 陸側 2	17.0	19.0	1.75	4	90
		長崎港出島	2t	半門形	6×5(海)	海側 4 陸側 2	12.7 8.9	13.8 11.2	0.68	0.8	50
	重物起重機	東京港鐵碼頭	20t	鋼索滑行型	20×16.5	海側 8 陸側 8	16 19.6	23.5 23.5	1.00		300
		東京港鐵碼頭	15t	鋼索滑行型	20×16.5	海側 8 陸側 2	23.5 17	21.5 22	1.00		270
	固定式起重機	橫濱港新碼頭	50t	錘形	—	—	—	—	—		190
散裝貨物用	橋型起重機	東京港豐碼頭	2.5t 抓式	附伸縮式吊臂型	70×9	海側 8 陸側 8	37 46	— —	1.24		570
		東京港豐碼頭	3.5t	附伸縮式吊臂型	70×11	海側 6 陸側16	27 30	— —	1.43		650
		東京港豐碼頭	5t	附伸縮式吊臂型	70×11	海側16 陸側16	29 38	— —	1.43		720
		川崎港東碼頭	5t	附伸縮式吊臂型	81×22	海側 8 陸側 8	70 70	— —	1.76		800
		名古屋港10號地	2.5t	附伸縮式吊臂型	13×10	海側12 陸側 8	28 21	30 26	1.14	1.2	400
		大阪港3棧橋	3t	附伸縮式吊臂型	46×10	海側12 陸側12	25 —	— —	1.01	1.01	390
	吊揚機	東京港東瓦斯	4t 抓式	附吊桿型	31×14.5 m	海側 8 陸側 8	32 33	33	1.10		400
		千葉港川鐵	3.5t	附吊桿型	30×12	海側 8 陸側 4	24 30	32 40	1.15		280
		清水港	3.2t	非吊桿伸縮式吊臂型	27×10	海側 8 陸側 8	15 12.5	16 14	1.10		200
	裝載機	對田港	300t/hr	移動式	5×5	海側 2 陸側 2	13 13	12	5.00		45
		唐津港	200t/hr	移動式	7×5	海側 4 陸側 4	12 7	14 14	0.7		50
	氣壓輸送機	橫灘港	150t	Turbo 式 350H P	8×8	海側 4 陸側 4	12.5 12.5	11 11	0.67		200
		神戶港第7突堤	130t	Turbo 式 200H P	6.225×7	海側 4 陸側 4	12.5 12.5	11 11	0.67		700

表13-11　日本有軌起重機例(2)

		設置地點	定格荷重	軌距×腳內有效寬	車輪數	車輪荷重		重量
						作業時	暴風時	
海上貨櫃船	貨櫃起重機	東京港品川碼頭(1)	30.5 t	16.0×14.2 m	海側12 陸側12	30.7 t 21.8	37.0 t 36.7	475t
		東京港品川碼頭(2)	24.5	16.0×13.5	海側12 陸側 8	37.5 42.5	34.0 53.0	450
		橫濱港本牧碼頭D突堤(1)	30.5	30.0×14.5	海側16 陸側12	26.0 27.0	33.5 39.5	600
		橫濱港本牧碼頭D突堤(2)	30.5	30.0×14.5	海側16 陸側12	26.0 27.0	33.5 39.5	650
		橫濱港本牧碼頭A突堤6—(1)	30.5	16.0×14.5	海側12 陸側12	38.0 27.0	40.0 45.0	530
		橫濱港本牧碼頭A突堤5—(2)	30.5	16.0×14.5	海側12 陸側12	38.0 27.0	40.0 45.0	530
		橫濱港本牧碼頭A突堤4—(2)	30.5	16.0×14.5	海側12 陸側12	38.0 27.0	40.0 45.5	530
		清水港興洲第2碼頭	30.5	16.0×14.5	海側12 陸側12	39.0 29.0	43.0 48.0	500
		名古屋港金城碼頭(1)	30.5	17.0×14.5	海側12 陸側12	38.0 28.0	47.0 54.0	500
		名古屋港金城碼頭(2)	30.5	17.0×14.5	海側12 陸側12	38.0 28.0	47.0 54.0	500
		四日市港第3碼頭	30.5	16.0×14.5	海側12 陸側12	37.0 23.0	33.0 40.0	500
		大阪港南港貨櫃碼頭1—(1)	30.5	16.0×14.5	海側16 陸側12	26.7 24.7	27.2 42.7	520
		大阪港南港貨櫃碼頭2—(2)	30.5	16.0×14.5	海側16 陸側12	26.8 27.0	29.0 46.8	520
		神戶港摩耶碼頭(1)	25.4	16.0×15.1	海側16 陸側12	22.6 21.8	25.6 38.6	464
		神戶港摩耶碼頭(2)	30.5	16.0×14.5	海側16 陸側16	24.9 24.3	31.4 42.0	530
		北九州港門司港區田之洲碼頭(1)	30.5	30.0×14.5	海側12 陸側12	39.0 32.0	49.5 44.0	500

表13-12　附有卸煤機之裝卸煤炭起重機標準

裝卸能力(計算值) t/h		125	160	200	250	315	400
對象最大船舶 (t)		4,000	6,000	6,000	10,000	10,000	15,000
船舶寬度B (m)		14	16	16	20	20	22
船舶寬幅C(m)		6	6	6	7	7	8
抓斗容量		$2m^3$(1.6)	2.5(2)	3.15(2.5)	4(3.2)	5(4)	6.3(5)
捲上荷重(約)(t)		3.2	4	5	6.4	8	10
最大半徑R_1(m)		20	22.4	22.4	25	25	28
最小半徑R_2(m)		6.3	7.1	7.1	8	8	9
伸出長(距岸壁)(m)		10.5	11.9	11.9	13.5	13.5	15
軸距S(m)		10	10	10	11	11	14
輪距F(m)		8	8	8	9	9	10
車輪外輪間隔C(m)		0.8	1.8	1.8	1.9	2.1	2.4
吊高(l_1+l_2=L)(m)		10+11=21	11+11=22	11+11=22	11+12=23	11+12=23	12+13=25
艙前端高度P(m)		9	9	9	9	9	9.5
岸壁與船體間距A(m)		0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.7
回旋中心(距岸壁)D(m)		9.5	10.5	10.5	11.5	11.5	13
全重量W，重心位置 XY		150t 1.5m× 9m	175 1.7 × 9	200 1.7 × 9.1	240 2.4 × 9.8	280 2.5 × 9.7	350 2.5 × 9.8
前腳之1輪荷重，1組輪數		23t×2	12.5×4	14.5×4	17.5×4	20.5×4	24.5×4
速度・電動機輸出量	捲上	80m/min 60kw	80 75	90 100	100 125	100 150	100 200
	開閉	80m/min 20kw	80 30	90 40	100 50	100 60	112 75
	引進	63m/min 7.5kw	71 10	71 15	80 15	80 20	100 30
	旋回	1.6m/min 10kw	1.6 15	1.6 20	1.25 20	1.25 30	1 30
	走行	20m/min 2×15kw	20 2×20	20 2×20	20 2×30	20 2×30	20 2×40
	機內輸送帶	110'm/min 3kw	90 3	110 3.7	90 3.7	120 5.5	110 7.5
機內輸送帶寬(mm)		600	750	750	900	900	1,050

第十四章　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。

[說明]

(1)於安定計算所採用之靜止摩擦係數，普通可採用表14-1之值。

表14-1　靜止摩擦係數

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)

(2)靜止摩擦係數爲靜止物體之滑動抵抗力與垂直荷重之比，但實際上對物體之滑動抵抗因素Amantons及Coulomb 二氏之摩擦定律大部份均不能適用，即滑動抵抗因素，除摩擦抵抗外，尙有其他力量存在，例如二物體接觸面之形狀、軟弱、粗糙度等因垂直荷重與水平外力之大小與作用位置而相異。

(3)本章上表所列摩擦係數之數值，僅供平時整個結構物之滑動安全計算所採用，其他如計算基樁承載力所用之樁與土壤間之摩擦係數，計算沉箱由斜道下水所用之摩擦係數及計算土壓力所用之墻面摩擦角等，另在其他有關章節論述之。

(4)本章所述係平時之摩擦係數，至於地震時，在振動狀態下之摩擦係數，目前尙不能完全明瞭。

(5)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(濕)

(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

(6)摩擦法則係在適當荷重下方能成立之近似經驗法則，故在同一條件下反覆實驗所得摩擦係數之數值，有相當出入，故本章未列之摩擦係數，須另作實驗後決定之。本章所列摩擦係數取自往昔之實驗與經驗，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

(7)如在合成堤之直立堤體港測，放置護基方塊與護基塊石時，拋石基礎與直立堤體間之靜止摩擦係數，比本章所述之數值增加很多，在L 型擋土墻或合成堤之直立堤體底部，加做凸狀趾版之施工實例頗多。據日本市原及井上二氏實驗顯示，底部有趾版之滑動抵抗(砂質地層之抗剪力)比無趾版者約增25%。

(8)重力式結構物下面加舖柏油蓆墊試作增加阻力。日本和歌山縣下津港之有田防波堤及姬路港之妻鹿西防波堤等，即在底部加舖柏油蓆墊之施工例，舖設柏油蓆墊後之滑動抵抗程度，按柏油種類、配比、溫度、載重、載重時間及摩擦面之粗糙程度等而有所不同。在靜止時之滑動抵抗最大，開始滑動後，其滑動抵抗則逐漸減少至一定值。日本加川氏在水溫10°c～30°c之間作試驗結果，發現如在柏油蓆墊上加舖一層混凝土時，影響滑動抵抗與載重比之因素，與製造蓆墊之配比有關，尤其與所用之柏油量之灌入最有關係。如所用製造蓆墊之配比適宜，則滑動抵抗力與載重比之下限數值如表14-2 所示。

表14-2　舖設柏油蓆墊時滑動抵抗與載重比

配　　比				滑動抵抗與載重比	
柏油灌入度	柏油量(%)	塵埃/柏油	粗骨材量(%)	靜 止 時	滑 動 時
30/40	10.5	1.5/2.5	35～45	0.8	0.65
30/40	12.0	1.5/2.5	35～45	0.9	0.70

第三篇　材料

第一章　概　說

結構物、基礎工程所使用之材料須考慮作用的外力、耐用年限、形狀、施工性及經濟性等，適當的加以選定之。

但建築物、鐵路、石油管線等所使用的材料，則須依建築技術規則、鐵路規章、公路橋樑設計規範等規定辦理。

第 二 章　鋼 鐵 材

2-1 鋼鐵材之規格及性質

2-1-1 規格種類

我國目前製造之種類及其國家標準如下表2-1所示。

表2-1　中國國家標準規格分類

製造種類	標準類別	規格及一般用途
鋼板	中國國家標準	CNS 2473(一般結構用軋鋼料)S(34),CS(41)C,S(50)C,S(55)C CNS 2947(焊接結構用軋鋼料)S(41)C1(W),S(41)C2(W),S(41)C3(W),S(50)C2(W),S(50)C3(W) CNS 3331(鍋爐用軋鋼料)SB35,SB42,SB46,SB49
鋼條	中國國家標準	CNS 2473(一般結構用軋鋼料)S(34)C,S(41)C,S(50)C CNS 3823(機械結構用碳鋼鋼料)S10C,S12C,S15C,S17C,S20C,S22C,S25C,S28C,S30C,S33C,S35C,S38C,S40C,S43C,S45C,S48C,S50C,S53C,S55C,S58C
鋼筋	中國國家標準	CNS 560(混凝土補強用熱軋光面鋼筋)SR24,SR30 CNS 560(混凝土補強用熱軋竹節鋼筋)SD24,SD30,SD35,SD40
線材	中國國家標準	CNS 2066(鋼線料)Ⅲ,Ⅳ,X

表2-2　以日本鋼材之工業規格分類

規格	符號	類型
JIS G3101 一般結構用軋鋼料	SS	鋼板、型鋼、扁鋼、鋼條
JIS G3104 鉚釘	SV	鉚釘
JIS G3106 焊接結構用軋鋼料	SM	鋼板、型鋼、扁鋼、鋼條
JIS G3112 鋼筋混凝土用鋼筋	SR,SD,SDC	鋼筋
JIS G3201 碳鋼鍛鋼品	SF	錨鍊、繫船柱等
JIS G3444一般結構用碳鋼鋼管	STK	鋼管材
JIS G5101 碳鋼鑄鋼品	SC	錨鍊、繫船柱等
JIS G5501 鑄鐵品	FC	繫船柱
JIS A5525 鋼管樁	SKK41,SKK50	鋼管樁
JIS A5528 鋼板樁	SY30，SY40	U型、Z型、直線型及H型
JIS A5530 鋼板樁板	SY24	鋼管型

惟基於特別調查,得使用等特殊鋼鐵材。

表2-3　以日本鋼材之製造種類分類

鋼鐵材	規格編號	鋼鐵材	規格編號
鋼條	JIS G3191	鋼索	JIS G3525
扁鋼	JIS G3194	碳鋼軌條	JIS E1101,1103
型鋼	JIS G3192	碳鋼鋼管	JIS G3444
鋼板	JIS G3193	鋼筋混凝土用鋼筋	JIS G3112
鉚釘	JIS B1214	H型鋼樁	JIS A5526
螺栓	JIS B1180	鋼管樁	JIS A5525
螺栓	JIS B1181	鋼板樁	JIS A5528
		鋼板樁	JIS A5530

2-1-2 結構鋼規範

表2-4日本結構鋼規範

種類		符號	張力試驗				彎曲試驗(常溫)	
			拉力強度 kg/mm²	降伏點 kg/mm²	試驗片	伸長 %	彎曲角度	內側半徑
鋼板	第1種	SS 34	34- 41	—	1號	厚9mm以上,25以上 厚9mm以下,21以上		密接
扁鋼	第2種	SS 41	41-50	23以上	1號	厚9mm以上,20以上 厚9mm以下,17以上		厚之1.5倍
型鋼	第3種	SS 50	50-60	28以上	1號	厚9mm以上,18以上 厚9mm以下,15以上		厚之2.0倍
鋼條	第1種	SS 34	34-41	—	2號	25以上	180°	密接
					3號	30以上		
	第2種	SS 41	41-50	23以上	2號	20以上		直徑,邊長或對邊間距離的1.5倍
					3號	24以上		
	第3種	SS 50	50-60	28以上	2號	18以上		直徑,邊長或對邊間距離的2.0倍
					3號	21以上		
	第4種	SS 39	39-53	24以上	2號	20以上		直徑,邊長或對邊間距離的1.5倍
					3號	24以上		
	第5種	SS 49	49-63	30以上	2號	10以上		直徑,邊長或對邊間距離的2.0倍
					3號	20以上		

表2-5 德國結構鋼規範(DIN 17100 1457年10月)

鋼質類別			各種厚度mm 抗拉強度kg/mm²		各種厚度mm屈伏點 kg/mm²				伸長(L_o=5 d_o)% 厚度至100mm			彎曲角度180°的摺疊試驗其捲筒同直徑以試片厚佔的倍數而定
①	②	③										
普通鋼	高級鋼	特級鋼	100以下	100以下	16及以下	16以上~40	40以上~100	100以上	標準情況的鋼皮及鋼板其餘則爲熱輾軋者	熱輾軋的鋼皮及鋼鈑	100mm以上	
St 37	St 37.2	St 37.3	37~45	37	24	23	22	依商議決定	25	23	依商議決定	1
St 42	St 42.2	St 42.3	42~50	42	26	25	24		22	20		2
St 50	St 50.2		50~60	50	30	26	28		20	18		—
		St 52.3	52~62	—	36	35	34		22	22		2
St 60	St 60.2		60~72	60	34	22	32		15	—		—
	St 70.2		70~85	70	37	36	35		10	—		—

表2-6 英國結構鋼規範

規範	化學成份%		張力性質							備註
			標準厚度	抗拉強度		降伏應力		伸長%(最小)		
			公厘	長\平方噸\英吋	公\平方斤\公厘	長\平方噸\英吋	公\平方斤\公厘	試片 A	試片 B	試片 B_1	
15：1948 修改於1959	S.最多0.06 P.最多0.06 Cu{a,0.20-0.35 b,0.35-0.50	鋼板、平鋼鋼型鋼	小於6.35	只需要彎曲試驗							建築用及軟橋鋼樑
			6.35-9.535	28-33	44.1-51.97	16.00	25.2	16	16	—	
			9.53-19.05	28-33	44.1-51.97	16.00	25.2	20	20	—	
			15.05-38.1	28-33	44.1-51.97	14.75	23.2	20	20	—	
			38.1以上	28-33	44.1-51.97	14.75	23.2	20	20	—	
		圓及方鋼體	小於9.53	只需要彎曲試驗							
			9.53-19.05	28-33	44.1-51.97	16.00	25.2	—	20	—	
			大於19.05	28-33	44.1-51.97	15.00	23.6	—	20	24	
		鉚釘鋼	各種尺寸	25-30	39.37-47.25	—	—	—	26	30	
5：8：1934 修改放1938及1942	C,最多0.30 C,最多0.25 S,最多0.05 P,最多0.05 Cu,可至0.6	鋼板平鋼型鋼	6.35-31.75	37-43	58.26-67.72	23	36.22	18(大於2/3") 14(小於2/3") 小於1/10則不需要 B=18, B_1=22 (試片F) 小於2/3"則不需要			建築(不能銲接)及橋樑用高張力鋼
			31.75-44.45	37-43	58.26-67.72	22	34.65				
			44.45-57.15	37-43	58.26-67.72	21	33.07				
			57.15-69.85	37-43	58.26-67.72	20	31.50				
			>69.85 至25.40	37-43	58.26-67.72	19	29.92				
		圓及方鋼體	25.40-38.10	37-43	58.26-67.72	23	35.22				
			36.10-50.60	37-43	58.26-67.72	22	34.65				
			50.60-63.50	37-43	58.26-67.72	21	33.07				
			>69.50	37-43	58.26-67.72	20	31.50				
						19	29.92				
		鉚釘鋼	各種尺寸	30-35	47.25-55.12	—	—		22	27	
968：1941 修改於1943	C,最多0.23 Si,最多0.35 Mn,最多1.8 Ni,最多0.5 Cr,最多1.0 S,最多0.06 P,最多0.06 Cu,至0.6	鋼板	小於9.53	37-43	58.26-67.72	23	36.22	14	14		建築鋼及橋樑用高張力鋼(可以焊接)
			9.53-12.70	37-43	58.26-67.72	23	36.22	18	18		
			12.70-25.40	35-41	55.12-64.58	21	33.07	18	18		
			大於25.40	33-39	51.98-61.42	19	29.92	18	18		
		型鋼平鋼圓及方鋼體	小於9.53	35-41	55.12-64.58	22	33.07	14	14		
			9.53-19.05	35-41	55.12-64.58	12	33.07	18	18		
			大於19.05	33-39	51.98-61.42	19	29.92	18	18	22	

表2-7 美國結構鋼規範

規模	極限抗拉強度 磅/平方英吋	降伏點 磅/平方英吋	伸長% 8"	伸長% 2"	面積減少率%	彎曲試驗,彎曲直徑與厚度之比 3/4"或小於3/4"	3/4"～1"	1"～3/2"	3/2"～2"	2"或大於2"
A7-55T建築及橋樑鋼、鋼板、型鋼及鋼線	60,000~72,000	33,000	21	24		1/2	1	3/2	5/2	3
A8-54結構鎳鋼	90,000~115,000	55,000	14		30	3/2	(1/4-5/4") 2			
A9-54結構矽鋼	80,000~95,000	45,000	16	19	30	1	3/2	(1-5/4") 2	5/4"以上 5/2	
A242-55T 高強度低合金鋼 3/4"或以下	70,000	50,000	18			1	3/2	2	5/2	3
3/4"～5/4"	67,000	46,000	19							
5/4"以上～4"	63,000	42,000	19	24						
A283-54	A45,000~55,000	24,000	27	30		平	平	1/2	1	
低及中級抗拉強度碳	B50,000~60,000	27,000	25	28		平	平	3/4	3/2	
鋼板等於或小於2"	C55,000~65,000	30,000	23	27		平	1/2	1	2	
	D60,000~72,000	33,000	21	24		1/2	1	3/2	5/2	
A373-54T銲接用結構鋼	58,000~75,000	32,000	21	24		1/2	1	3/2	5/2	3
A195-52T高強度鉚釘鋼	68,000~82,000	38,000	20							
A141-55T鉚釘鋼	52,000~62,000	28,000	24	轉至180°而彎平						
A406-57T高強度鉚釘合金鋼	68,000~82,000	50,000	20							

表2-8　我國一般結構用軋鋼料(CNS 2473 G50)

1.適用範圍：建築、橋梁、鐵路車輛及其他結構物

2.種類及符號

種　　類	記　　號	說　　明
第　1　類	S(34)C	鋼板、鋼片、扁鋼及鋼條
第　2　類	S(41)C	鋼板、鋼片、扁鋼、鋼條及型鋼
第　3　類	S(50)C	鋼板、鋼片、扁鋼、鋼條及型鋼
第　4　類	S(55)C	厚度、直徑、邊和對邊距離爲40mm以下之鋼板、鋼片、扁鋼、鋼條及型鋼

(註):(1)表示鋼板、扁鋼、型鋼以及鋼條之符號，須在表中符號之後附加P(鋼板)、F(扁鋼)、A(型鋼)以及B(鋼條)等字。

例：一般結構用軋鋼板第1種S(34)CP。

(2)鋼條包括捲軸鋼條。

3.化學成分如表2-9所示。

表2-9　CNS 2473 G50化學成份

種　　類	符　　號	化　學　成　分　(%)			
		C	Mn	P	S
第　1　類	S(34)C	———	———	0.050以下	0.050以下
第　2　類	S(41)C			0.050以下	0.050以下
第　3　類	S(50)C	———	———	0.050以下	0.050以下
第　4　類	S(55)C	0.3以下	1.6以下	0.004以下	0.04以下

4.物理性質如表2-10所示。

表2-10 CNS 2473 G50 物理性質

種類	符號	拉伸試驗 降伏點 kg/mm² 厚度直徑或對邊距離(mm) 16以下	超40以16下至	超過40	抗拉強度 kg/mm²	軋鋼料厚度或尺寸	試片	彎曲試驗 %	彎曲角度	內側半徑	試片
第1種	S(34)C	21以上	20以上	18以上	34至44	鋼板、鋼片、扁鋼厚度5以下	5號	26以上	180°	厚度之0.5倍	1號
						鋼板、鋼片、扁鋼厚度5至16以下	1號	22以上			
						鋼板、鋼片、扁鋼厚度超過16至40以下	1號	26以上			
						鋼板、扁鋼厚度超過40	4號	28以上			
						鋼條之直徑,邊或對邊距離25以下	2號	25以上	180°	直徑,對邊或距離0.5倍	2號
						鋼條之直徑,邊或對邊距離超過25	3號	30以上			
第2種	S(41)C	25以上	24以上	22以上	41至52	鋼板、鋼片、扁鋼型鋼厚度5以下	5號	21以上	180°	厚度之1.5倍	1號
						鋼板、鋼片、扁鋼型鋼厚度5至16以下	1號	18以上			
						鋼板、鋼片、扁鋼厚度超過16至40以下	1號	21以上			
						鋼板、扁鋼厚度超過40	4號	23以上			
						鋼條之直徑,邊或對邊距離25以下	2號	20以上	180°	直徑,對邊或距離1.5倍	2號
						鋼條之直徑,邊或對邊距離超過25	3號	24以上			
第3種	S(50)C	29以上	28以上	26以上	50至62	鋼板、鋼片、扁鋼型鋼厚度5以下	5號	19以上	180°	厚度之2倍	1號
						鋼板、鋼片、扁鋼型鋼厚度5至16以下	1號	16以上			
						鋼板、鋼片、扁鋼型鋼厚度超過16	1號	17以上			
						鋼板、扁鋼厚度超過40	4號	21以上			
						鋼條之直徑,邊或對邊距離25以下	2號	18以上	180°	直徑,對邊或距離之2倍	2號
						鋼條之直徑,邊或對邊距離超過25	3號	21以上			
第4種	S(55)C	41以上	40以上		55以上	鋼板、鋼片、扁鋼型鋼厚度5以下	5號	16以上	180°	厚度之2倍	1號
						鋼板、鋼片、扁鋼型鋼厚度5至16以下	1號	14以上			
						鋼板、鋼片、扁鋼型鋼厚度超過16	4號	17以上			
						鋼條之直徑,邊或對邊距離25以下	2號	13以上	180°	直徑,對邊或距離之2倍	2號
						鋼條之直徑,邊或對邊距離超過25	3號	17以上			

(註):1.彎曲試驗後之試片外側不得有裂痕。

2.拉伸試驗之試片及方法應依CNS 2112, 2111。

3.彎曲試驗之試片及方法應依CNS 2473, 479。

4.型鋼直角度容許誤差如表2-11所示。

5. 型鋼之直角容許誤差如表2-11所示。

表2-11　型鋼之直角容許誤差

種　類	容　許　誤　差	備　　註
型　鋼	直角度係測量剖面之(T)角鋼爲翼緣寬度之25%以內,槽鋼爲翼緣寬度之3%以內。	

6. 扁鋼、型鋼及鋼條之厚度、寬度及長度容許誤差如表2-12所示。

表2-12　扁鋼、型鋼及鋼條之厚度、寬度及長度容許誤差

種　　類			容　許　誤　差
扁鋼	厚　度	9mm以下 9mm以上	±0.5mm ±6%
	寬　度	9mm以下 9mm以上	±1.0mm ±2%
	長　度	7,000mm以下 7,000mm以上	±40mm 長度每增加1,000mm或餘數得由上項容許差加5mm，但最大得爲120mm
型鋼	腹版之高度	140mm以下 140mm以上至270m以下 270mm以上	±2.0mm ±1.5% ±4.0mm
	翼緣寬度	75mm以下 75mm以上	±1.5mm ±2%
	厚　度	6mm以下 6mm以上至7.5mm以下 7.5mm以上至13mm以下 13mm以上	±0.6mm ±0.7mm ±0.8mm ±6%
	長　度	7,000mm以下 7,000mm以上	±40mm 長度每增加1,000mm或餘數得由上項容許差加5mm，但最大得爲120mm
	直徑，邊或對邊距離	25mm以下 25mm以上	±0.5mm ±2%
	長　度	7,000mm以下 7,000mm以上	±40mm 長度每增加1,000mm或餘數得由上項容許差加5mm，但最大得爲120mm

7. 型鋼、扁鋼及鋼條重量容許誤差如表2-13所示。

表2-13　型鋼、扁鋼及鋼條重量容許誤差

種類	區別		備註
型鋼、扁鋼及鋼條	剖面積250mm²以下	200kg以下±10%	同一尺寸者以同一組計算之
		超過200kg±7%	
	剖面積超過250mm²	1,000kg以下±6%	
		超過1,000kg±5%	

2-1-3 鉚釘鋼

1. 適用範圍：製作鉚釘之鋼材。
2. 鉚釘鋼之化學成分如表2-14所示。

中國國家標準——尚缺資料。

表2-14　日本 JIS. G 3014

鋼材種類	平爐或電氣爐		迴轉爐	
	P(%)	S(%)	P(%)	S(%)
SV 34	0.05 以下	0.05 以下	0.06 以下	0.07以下
SV 41A	0.05 以下	0.05 以下	0.06 以下	0.07以下
SV 41B	0.04 以下	0.05 以下	——	——
SV39	0.04 以下	0.05 以下	——	——

3. 鉚釘鋼之物理性質如表2-15、表2-16及表2-17所示。

表2-15　中國 CNS 575, B 283

抗拉強度 kg/mm²	降伏點 kg/mm²	伸長率%	適用鉚釘直徑(mm)
34 — 40	——	25 以上	10 — 43

表2-16　日本 JIS. G 3104

鋼材種類		抗拉強度 kg/mm²	降伏點 kg/mm²	伸長率 %
SV 34		34 — 41	——	27
SV 41	A	41 — 50	23以上	25
	B	41 — 48		21
SV 39		39 — 49	21以上	23

(註)：1. SV34, SV41A 適用於一般鋼結構
2. SV41B, SV39 適用於船體

表2-17　美國 ASTM

ASTM	抗拉強度		降伏點		伸長率
	kips/in²	kg/mm²	kips/in²	kg/mm²	%
A141	52 — 62	37—44	28	20	24
A195	68 — 82	48—58	38	27	20
A502 一級	52 — 62	37—44	28	20	24
A502 二級	68 — 82	48—58	38	27	20

2-1-4 焊接結構用軋鋼料(CNS 2974 G77)

1.適用範圍: 建築、橋樑、鐵路、車輛及其他厚度3mm以上之結構用高熔性軋鋼料。

2.種類及符號如表2-18所示。

表2-18 CNS2974 G77 之種類及記號

種類		符號	摘要
第1種	1	S(41) C1(W)	鋼板厚度在100mm以下，型鋼及扁鋼厚度在50mm以下，鋼條直徑或邊長或對邊距離皆在50mm以下
	2	S(41) C2(W)	鋼板厚度，鋼條直徑或邊長或對邊距離及型鋼，扁鋼厚度皆在50mm以下
	3	S(41) C3(W)	鋼板厚度在38mm以下
第2種	1	S(50) C1(W)	鋼板、型鋼及扁鋼厚度在50mm以下，鋼條直徑或邊長或對邊距離在50mm以下
	2	S(50) C2(W)	鋼板、型鋼及扁鋼厚度在38mm以下，鋼條直徑或邊長或對邊距離在38mm以下
	3	S(50) C3(W)	鋼板厚度在20mm以下

3.化學成分如表2-19所示。

表2-19 CNS2974 G77 化學成份

種類		符號	化學成分(%)					
			C		Si	Mn	P	S
第1種	1	S(41) C1(W)	厚度50mm以下之鋼板扁鋼型鋼及直徑或邊長或對邊距離50mm以下之鋼條	0.23以下	—	2.5×C%以上	0.040以下	0.040以下
			厚度超過50mm而在100mm以下之鋼板	0.25以下				
	2	S(41) C2(W)		0.20以下	0.35以下	0.60至1.20	0.040以下	0.040以下
	3	S(41) C3(W)		0.18以下	0.35以下	1.40以下	0.040以下	0.040以下
第2種	1	S(50) C1(W)		0.20以下	0.55以下	1.50以下	0.040以下	0.040以下
	2	S(50) C2(W)		0.18以下	0.55以下	1.50以下	0.040以下	0.040以下
	3	S(50) C3(W)		0.18以下	0.55以下	1.50以下	0.040以下	0.040以下

4. 物理性質如表2-20所示。

表2-20 CNS2974 G77 物理性質

種類	鋼料尺寸	拉伸試驗				彎曲試驗	
		抗拉強度 $\alpha\beta$ kg/mm²	降伏點 kg/mm²	試片	伸長率 (%)	彎角	彎曲半徑
第1種	鋼板、扁鋼、型鋼厚度5mm以下	41至50	26以上但厚度38 mm以上者 $\alpha\beta/3$ 以上	5號	23以上	180°	厚度19mm以下者厚度之0.5倍，厚度超過19mm至32mm以下者，厚度之1.0倍，厚度超過32mm者，厚度之1.5倍
	鋼板、扁鋼、型鋼厚度5mm以上至9mm以下			1號	19以上		
	鋼板、扁鋼、型鋼厚度9mm以上至38mm以下			1號	21以上		
	鋼板、扁鋼、型鋼厚度超過38mm			4號	24以上		
	鋼條直徑或邊長或對邊距離25mm以下			2號	24以上	180°	設直徑或邊長或對邊距離爲d，d在19mm以下者0.5d d超過19mm至32mm以下者1.0d d超過32mm者1.5d
	鋼條直徑或邊長或對邊距離超過25mm			3號	24以上		
第2種	鋼板、扁鋼、型鋼厚度5mm以下	鋼板扁鋼50至60 鋼條型鋼50至62	32以上	5號	22以上	180°	設厚度，直徑邊長或對邊距離爲d，d在19mm以下者1.0d，d超過19mm至32mm以下者1.5d，d超過32mm者2.0d
	鋼板、扁鋼、型鋼厚度5mm以上至9mm以下			1號	18以上		
	鋼板、扁鋼、型鋼厚度9mm以上至38mm以下			1號	20以上		
	鋼板、扁鋼、型鋼厚度超過38mm以上			1號	23以上		
	鋼條直徑或邊長或對邊距離25mm以下			2號	20以上		
	鋼條直徑或邊長或對邊距離超過25mm			3號	23以上		

(註): 1. 第1種厚度超過38mm之鋼板，則厚度每增12.6mm時表中之伸長率減少0.5%。
2. 拉伸試驗之試片及方法應依CNS2112, 2111。
3. 彎曲試驗之試片及方法應依CNS2473, 479。
4. 衝擊試驗之驗片及方法應依CNS3033, 3034。

5.尺寸容許誤差如表2-21所示。

表2-21　尺寸容許誤差

說明			尺寸容許誤差		
鋼板	厚度	厚度3mm以上至6mm以下	寬度1250mm以下	±10%	
			寬度超過1250mm	±12%	寬度每增加250mm或其餘數時增加±2%
		寬度6mm以上	寬度1500mm以下	±0.6mm	厚度超過15mm時厚度每增加15mm或其餘數時增加±0.1mm
			寬度超過1500mm	寬度每增加250mm或其餘數時上項容許差增加±0.1mm	
	厚度	厚度3mm以上至6mm以下	寬度850mm以下	+10mm −0	
			寬度超過850mm	+12mm −0	
		厚度6mm以上	寬度1250mm以下	+15mm −0	
			寬度超過1250mm	+1.2% −0	
	厚度	厚度3mm以上至6mm以下	長度4000mm以下	+20mm −0	
			長度超過4000mm	+0.5% −0	
		厚度6mm以上	長度5000mm以下	+25mm −0	
			長度超過5000mm	+0.5% −0	

(註):扁鋼、型鋼、鋼條之尺度容許誤差與一般結構用軋鋼料同。

6.型鋼直角度容許誤差如表2-22所示。

表2-22　型鋼直角度容許誤差

種類	容許誤差	摘要
型鋼	直角度由剖面上之尺寸[T]測得之,宜在翼緣寬度之3.5%以內	

7. 日本(JIS)焊接結構用軋鋼料規範如表2-23所示。

表2-23　日本(JIS)焊接結構用軋鋼料規範

規　格	鋼材稱別	記　號	抗拉強度kg/mm²	降伏點kg/mm²
JIS G 3106	鋼板 扁鋼 型鋼 棒鋼	SM 41 SM 50	41～50 (鋼板、扁鋼50～60，鋼條、型鋼50～52)	23以上 但厚度38mm， α β /2以上

(註): GNS2947, G77相當JIS G3106

2-1-5 鋼筋混凝土用鋼筋

1. 適用範圍: 本標準適用於鋼筋混凝土用鋼筋，但不包括普通用廢鋼再軋之鋼筋。
2. 種類: 鋼筋混凝土用鋼筋分爲表2-24所示9種。

表2-24　鋼筋混凝土用鋼筋

種類	符號
熱軋鋼筋1種	SR24
熱軋鋼筋2種	SR30
熱軋竹節鋼筋1種	SD24
熱軋竹節鋼筋2種	SD30
熱軋竹節鋼筋3種	SD35
熱軋竹節鋼筋4種	SD40
熱軋竹節鋼筋5種	SD45
冷軋竹節鋼筋1種	SDC40
冷軋竹節鋼筋2種	SDC50

3. 竹節鋼筋之標準尺寸及單位重量如表2-25所示。

表2-25　竹節鋼筋之標準尺寸及單位重量

竹節鋼筋稱號	單位重量(W)(kg/m)	標準直徑(d)(mm)	標準剖面積(S)(cm²)	標準周長(L)(cm)	節之尺寸			
					節距(P)(最大值)(mm)	節之高度(a)		間隙寬度(b)(最大值)(mm)
						最小值(mm)	最大值(mm)	
D6	0.249	6.35	0.3167	2.0	4.4	0.3	最	2.5
D10	0.559	9.53	0.7126	3.0	6.7	0.4		3.7
D13	0.994	12.7	1.267	4.0	8.9	0.5	小	5.0
D16	1.55	15.9	1.979	5.0	11.1	0.7		6.2
D19	2.24	19.1	2.850	6.0	13.3	1.0		7.5
D22	3.05	22.2	3.879	7.0	15.6	1.1	值	8.7
D25	3.98	25.4	5.067	8.0	17.8	1.3		10.0
D29△	5.06	28.7	6.452	9.0	20.1	1.4	之	11.3
D32△	6.41	32.2	3.165	10.1	22.6	1.6		12.7
D36△	7.91	35.8	10.08	11.3	25.1	1.8		14.1
D39△	9.57	39.4	12.20	12.4	27.6	2.0	2	15.5
D43	11.4	43.0	14.52	13.5	30.1	2.1		16.9
D50	15.5	50.2	10.76	15.3	35.1	2.5	倍	19.7
D57	20.3	57.3	25.81	18.0	40.1	2.9		22.5

4. 品質

(1)鋼筋混凝土用鋼筋，外形應整齊，兩端應爲切製整齊之剖面，品質均勻，不得有使用上有害之缺點。

(2)鋼筋混凝土用鋼筋之化學成分如表2-26之規定。

表2-26　鋼筋混凝土用鋼筋之化學成分

種類		符號	化學成分（%）				
			C	Mn	P	S	C+(Mn/6)
熱軋光面鋼筋	1種	SR 24	—	—	0.060以下	0.060以下	—
	2種	SR 30	—	—	0.060以下	0.060以下	—
熱軋竹節鋼筋	1種	SD 24	—	—	0.060以下	0.060以下	—
	2種	SD 30	—	—	0.060以下	0.060以下	—
	3種	SD 35	0.30以下	1.60以下	0.050以下	0.050以下	0.50以下
	4種	SD 40	0.32以下	1.80以下	0.050以下	0.050以下	0.50以下
	5種	SD 45	0.35以下	1.80以下	0.050以下	0.050以下	0.06以下
冷軋竹節鋼筋	1種	SDC 40	—	—	0.060以下	0.060以下	—
	2種	SDC 50	—	—	0.060以下	0.060以下	—

(3)鋼筋混凝土用鋼筋之物理性質，如表2-27所示。

表2-27　鋼筋混凝土用鋼筋之物理性質

種類		符號	物理性質						
			降伏點或耐力 (kg/mm²)	抗拉強度 (kg/mm²)	試片	伸長率 (%)	彎曲角度		彎曲直徑
熱軋光面鋼筋	1種	SR 24	24以上	39至53	2號 3號	20以上 24以上	180°		標準直徑之3倍
	2種	SR 30	30以上	49至63	2號 3號	16以上 20以上	180°		標準直徑之4倍
熱軋竹節鋼筋	1種	SD 24	24以上	39至53	2號 3號	18以上 22以上	180°		標準直徑之3倍
	2種	SD 30	30以上	49至63	2號 3號	14以上 18以上	180°		標準直徑之4倍
	3種	SD 35	35以上	50以上	2號 3號	18以上 20以上	180°		標準直徑之4倍
	4種	SD 40	40以上	57以上	2號 3號	15以上 18以上	180°		標準直徑之5倍
	5種	SD 45	45以上	63以上	2號 3號	12以上 14以上	90°	D25以下	標準直徑之5倍
								超過D25	標準直徑之6倍
冷軋竹節鋼筋	1種	SDC 40	40以上	50至65	2號 3號	10以上 12以上	180°		標準直徑之5倍
	2種	SDC 50	50以上	63至80	2號 3號	8以上 10以上	90°	D25以下	標準直徑之5倍
								超過D25	標準直徑之6倍

2-1-6 鑄鋼

1. 適用範圍：適用於碳鋼鑄件。

2. 化學成分如表2-28所示。

表2-28 CNS. 2906, G68

種類	記號	化學成分（%）				
		C	Si	Mn	P	S
碳鋼鑄件 一號	SC(37) C(C)	0.04—0.20	0.20—0.50	0.30—0.90	0.05以下	0.06以下
碳鋼鑄件 二號	SC(42) C(C)	0.14—0.25	0.20—0.50	0.35—1.00	0.05以下	0.06以下
碳鋼鑄件 三號	SC(46) C(C)	0.17—0.32	0.20—0.50	0.35—0.90	0.05以下	0.06以下
碳鋼鑄件 四號	SC(49) C(C)	0.18—0.35	0.20—0.65	0.45—0.90	0.05以下	0.06以下
碳鋼鑄件 五號	SC(55) C(C)	0.24—0.40	0.25—0.65	0.55—0.90	0.05以下	0.06以下
碳鋼鑄件 六號	SC(60) C(C)	0.35—0.50	0.15—0.45	0.40—0.95	0.05以下	0.06以下

3. 物理性質如表2-29, 30, 31所示。

表2-29 CNS. 2906, G68

種類	符號	拉伸試驗			
		抗拉強度 kg/mm²	降伏點 kg/mm²	伸長率 %	斷面縮率 %
碳鋼鑄件 一號	SC(37) C(C)	37 以上	18 以上	24 以上	32 以上
碳鋼鑄件 二號	SC(42) C(C)	42 以上	21 以上	22 以上	32 以上
碳鋼鑄件 三號	SC(46) C(C)	46 以上	23 以上	20 以上	27 以上
碳鋼鑄件 四號	SC(49) C(C)	49 以上	25 以上	19 以上	23 以上
碳鋼鑄件 五號	SC(55) C(C)	55 以上	28 以上	14 以上	18 以上
碳鋼鑄件 六號	SC(60) C(C)	60 以上	30 以上	10 以上	12 以上

表2-30 日本 JIS

種類符號	抗拉強度 kg/mm²	降伏點 kg/mm²	伸長率 %	斷面縮率 %
G5101 SC37	37	18	26以上	35
G5101 SC42	42	21	24以上	35
G5101 SC46	46	23	22以上	30
G5101 SC49	49	25	20以上	25
G5101 SC55	55	28	15以上	——
G5111 SCA1	55	30	——	20
G5111 SCA2	60	40	——	20

表2-31 美 國 ASTM

種類	抗拉強度		降伏點		伸長率
	kips/in²	kg/mm²	kips/in²	kg/mm²	%
A27, 65—35	65	46	35	25	24
A148, 80—50	80	56	50	35	22

2-1-7 鍛鋼

1. 適用範圍: 結構物之輥承之座版。
2. 化學成分

CNS 2906 G 68 尚缺資料。

表2-32 日 本 JIS: G 3201

P	S
0.035 以下	0.04 以下

3. 物理性質

表2-33 CNS 2906 G 68

抗拉強度 kg/mm²	降伏點 kg/mm²	伸長率 %
40 —— 50	20	29

表 2-34 日 本 JIS

種類記號	抗拉強度 kg/mm²	降伏點 kg/mm²	斷面縮率 %
G 3201 SF 34	34 — 42	17 以上	31 以上
G 3201 SF 40	40 — 50	20 以上	29 以上
G 3201 SF 45	45 — 55	23 以上	27 以上
G 3201 SF 50	50 — 60	25 以上	25 以上
G 3201 SF 55	55 — 65	28 以上	23 以上
G 3201 SF 60	60 — 70	30 以上	20 以上

表2-35 ASTM

種類	厚度 (cm)	抗拉強度		降伏點		伸長率%
		kips/in²	kg/mm²	kips/in²	kg/mm²	
A235 C1	t＜30	66	46.5	33	23	23
A235 F	t＜30	80	56.0	40	28	21
A235 G	t＜10	90	63.5	55	39	20
A237	t＜30	80	56.0	30	35	24

2-2 設計計算時使用之鋼材常數

鋼材及鑄鐵之常數，以下列之值爲準。
鋼材:彈性係數(E):$2.1\times10^6 kg/cm^2$
剪力係數(G):$8.1\times10^5 kg/cm^2$
波松比(Poisson's ratio):0.3
鑄鐵:彈性係數(E):$1.0\times10^6 kg/cm^2$
剪力係數(G):$3.8\times10^5 kg/cm^2$
波松比(Poisson's ratio):0.25

[說明]

上列之數值是適用於一般的鋼材及鑄鐵的數值，而有關鋼筋混凝土及預力混凝土所用之鋼材常數，則以混凝土施工規範中所示者爲準。

2-3 容許應力

2-3-1 概要

鋼材的容許應力，除材料的特性外，其對結構物之相關事項須慎重的考慮後予以決定之。

[說明]

決定鋼材之容許應力時，應注意下列各事項:

(1)設計理論與實際結構之不同。
(2)結構物施工期間與完工後載重條件之不同。
(3)有發生疲勞與腐蝕現象之材料其歷年變化。
(4)設計載重與實際載重之不同。
(5)發生破壞當時之情況。
(6)以經濟觀點衡量所佔之重要性。
(7)維護修復補強之難易。
(8)對無法預料之載重的安全性。

2-3-2 結構用鋼材

結構用鋼材之容許應力(依照日本規範)如表2-36所示。

表2-36 結構用鋼材之容許應力 (單位:kg/cm^2)

鋼材種類 / 應力之種類	SS41 SM41 SMA41	SM50	SM50Y SM53 SMA50
拉應力(按純斷面積計)	1,400	1,900	2,100
壓應力(按總斷面積計)	1,400	1,900	2,100
彎曲拉應力(按純斷面積計)	1,400	1,900	2,100
彎曲壓應力(按總斷面積計)	1,400	1,900	2,100
剪應力(按總斷面積計)	800	1,100	1,200
支撐應力(鋼板與鋼板)	2,100	2,800	3,100

[說明]

(1)JIS所規定的安全率爲降伏點強度之倒數乘以壓應力及拉應力，如表2-39 所示約0.58～0.6左右。 表2-36所示容許應力之值與道路橋樑所採用者大致相同。

(2)港灣結構物一般很少以結構用鋼鐵材爲主要構材，若即使被使用時，應無彎曲破損危險之現象，而其壓應力之容許應力如表2-36所定者。然若使用結構用鋼鐵材爲主要構材，且可預測其有彎曲破損危險時，應慎重的加以研討，並應依道路橋樑設計規範之規定降低其容許應力。

2-3-3 鋼樁及鋼管樁

鋼樁及鋼管樁之容許應力如表2-37所示:

表2-37 鋼樁、鋼管樁之容許應力 (單位:kg/cm²)

鋼種 / 應力之種類	SKK41, SHK41 SHK41M, SKY41	SKK50，SHK50M SKY50
軸方向之拉應力(按純斷面積計)	1,400	1,900
軸方向之拉應力(按總斷面積計)	$\frac{L}{r} \leqq 20$: 1,400 $20 < \frac{L}{r} < 93$: $1,400-8.4\left(\frac{L}{r}-20\right)$ $\frac{L}{r} \geqq 93$: $\frac{12,000,000}{6,700+(L/r)^2}$	$\frac{L}{r} \leqq 15$: 1,900 $15 < \frac{L}{r} < 80$: $1,900-13\left(\frac{L}{r}-15\right)$ $\frac{L}{r} \geqq 80$: $\frac{12,000,000}{5,000+(L/r)^2}$
彎曲拉應力(按純斷面積計)	1,400	1,900
彎曲拉應力(按總斷面積計)	1,400	1,900
構材承受軸方向力及彎曲力矩	(1)軸方向力爲拉力時 $\sigma_t+\sigma_{bt} \leqq \sigma_{ta}$ 且 $-\sigma_t+\sigma_{bc} \leqq \sigma_{ba}$ (2)軸方向力爲壓力時 $\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}}+\frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{ba}} \leqq 1.0$	
剪應力(按總面積計)	800	1,100

上表之各項符號如下:

L: 構材之有效彎曲長度(cm)

r: 構材總斷面之曲率半徑(cm)

σ_t: 作用於斷面軸方向之拉應力(kg/cm²)

σ_c: 作用於斷面軸方向之壓應力(kg/cm²)

σ_{bt}: 由最大拉應力作用於斷面之彎曲力矩(kg/cm²)

σ_{bc}: 由最大壓應力作用於斷面之彎曲力矩(kg/cm²)

σ_{ta}: 容許拉應力(kg/cm²)

σ_{ca}: 有關弱軸軸方向之容許壓應力(kg/cm²)

σ_{ba}: 容許彎曲壓應力(kg/cm²)

[說明]

(1)表2-37中對軸方向壓應力欄或構材承受軸方向力及彎曲力矩欄之(2) 軸方向力爲壓力時，其容許應力爲對全體彎曲值而言。而對局部彎曲有查證之需要時，可參考道路橋樑設計規範中所定之容許應力。此處所稱之構材有效彎曲長度係爲突出於地上部份之長度，而棧橋等則係爲假設地面以上之構材長度。而所謂假設地面則可參考第8篇「假設地面」所述。

(2)對軸方向與剪力必需組合時之容許應力，可參考道路橋樑設計規範加以決定之。

2-3-4 鋼版樁

鋼版樁之容許應力如表2-38所示:

表2-38 鋼版樁之容許應力(單位:kg/cm²)

鋼種 / 應力之種類	SY30	SY40
彎曲拉應力(按純斷面積計)	1,800	2,400
彎曲壓應力(按總斷面積計)	1,800	2,400
剪應力(按總斷面積計)	1,000	1,300

[說明]

鋼版樁的容許應力係參考其他鋼材之降伏點強度與容許應力決定。(表2-39)

表2-39 鋼版樁與結構用鋼鐵材之容許應力之比較

鋼種	保證降伏點強度 (kg/cm²)	容許彎曲應力 (kg/cm²)	容許彎曲應力/保證降伏點強度	容許剪應力 (kg/cm²)	(容許剪應力)/保證降伏點強度
SS41 (16＜t≦22時)	2,400	1,400	0.58	800	0.33
SM41 (16＜t≦40時)	2,400	1,400	0.58	800	0.33
SMA41 (16＜t≦40時)	2,400	1,400	0.58	800	0.33
SM50 (16＜t≦40時)	3,200	1,900	0.59	1,100	0.34
SM50Y (16＜t≦40時)	3,600	2,100	0.58	1,200	0.33
SM53 (16＜t≦40時)	3,600	2,100	0.58	1,200	0.33
SMA50 (16＜t≦40時)	3,600	2,100	0.58	1,200	0.33
SY30	3,000	1,800	0.60	1,000	0.33
SY40	4,000	2,400	0.60	1,300	0.33

2-3-5 鑄鐵製品

鑄鐵製品之容許應力如表2-40所示。

表2-40 鑄鐵製品之容許應力 (單位:kg/cm²)

鋼鐵材料之種類	鍛鋼		鑄鋼	炭鋼		鑄鐵	
應力之種類	SF50A	SF55A	SC46	S30C	S35C	FC15	FC25
軸方向拉應力(按純斷面積計)	1,400	1,700	1,400	1,700	1,900	400	600
軸方向壓應力(按總斷面積計)	1,400	1,700	1,400	1,700	1,900	800	1,200
彎曲拉應力(按純斷面積計)	1,400	1,700	1,400	1,700	1,900	400	600
彎曲壓應力(按總斷面積計)	1,400	1,700	1,400	1,700	1,900	800	1,200
剪應力(按總斷面積計)	800	1,000	800	1,000	1,100	300	500
支撐壓應力(以Hertz公式計算時)	6,000	7,000	6,000	7,000	7,500	4,500	6,500

本節所述爲繫船柱本身、支撐及其他採用鑄鐵製品所作容許應力之規定。如採用SF50A及SC46時，其抗拉強度各分別爲5,000kg/cm²及4,600kg/cm²， 而這些數值與採用SS41時之容許應力大致相同，故未必很適當。但因鑄鐵製品的材質不均，且檢查亦困難，故不能採用以SS41的容許應力爲基準。

2-3-6 焊接及接合用鋼材

1. 焊接部位之容許應力如表2-41所示。而強度不同的鋼材接合時，其強度以鋼材強度較低者爲準。

表2-41 焊接部位之容許應力 （單位:kg/cm²）

焊接種類		應力種類	SS41, SM41, SMA41	SM50	SM50Y, SM53, SMA50
工場焊接	對焊	壓應力 拉應力 (1) 剪應力	1,400 1,400 800	1,900 1,900 1,100	2,100 2,100 1,200
	隅角焊接	剪應力 (2)	800	1,100	1,200
現場焊接		按上述數值之80%計算之			

註:1. 施工不易時，取各值之85%。
2. 隅角焊接之設計，概以剪應力爲依據。

2. 鉚釘、螺釘及插梢之容許應力如表2-42及表2-43所示。

表2-42 鉚釘之容許應力 （單位:kg/cm²）

施工方式 \ 應力種類 \ 鉚釘材型 \ 接合鋼材類別		SS41 , SM41 , SMA41	SM50, SM50Y SM53, SMA50
		SV34, SV41	SV41
工廠鉚釘	剪應力	1,100	1,500
	支撐壓應力	2,400	3,200
現場鉚釘	剪應力	900	1,200
	支撐壓應力	1,900	2,600

表2-43 螺釘及插梢之容許應力(單位:kg/cm²)

種類	應力類別	SS41	SS50, S30C	S35C
基礎螺釘	剪應力	600	700	800
加工螺釘	剪應力	900	1,050	1,200
	支撐壓應力	2,000	2,400	2,700
插梢	彎曲應力	1,900	2,300	2,600
	剪應力	1,000	1,200	1,400
	支撐壓應力	2,000	2,400	2,700

[說明]

(1)現場焊接的容許應力以工廠焊接的80% 採計，是考慮及港灣工程因使用船隻作業時，工作場地欠佳，且易受浪花襲擊等惡劣條件的關係所致。但作可靠性很高的施工時，則可以實際情況加以認定之。

(2)所謂無法完全焊接者，乃係指無法以一般的仰俯作業完成者而言。而不能反面焊接，或反面無墊材者亦包括在內。

(3)現場製作之鉚釘、加工螺釘及插梢等，多較工廠製造者爲差，因此其容許應力之值，應較工廠者爲低。

(4)使用摩擦接合用的強力鉚釘時，其容許應力以道路橋樑設計規範之容許應力值爲準。

(5)承受軸方向拉力之鉚釘儘可能不要使用，不得已需使用時，其容許應力如表2-44所示。

表2-44　鉚釘拉力之容許應力（單位:kg/cm²）

施工類別 ＼ 料型	SV34	SV41
工廠製鉚釘	550	700
現場製鉚釘	490	630

(6)鋼版樁料用鉚釘接合時，鉚釘之容許應力如表2-45所示。

表2-45　鋼版樁料用鉚釘接合時鉚釘之容許應力（單位:kg/cm²）

施工方式 ＼ 料別 型態		SY30	SY40
		SV41	SV41
工廠製鉚釘	剪應力	1,500	1,500
	支撐壓應力	3,000	3,200
現場製鉚釘	剪應力	1,200	1,200
	支撐壓應力	2,400	2,600

2-3-7 容許應力之加成

考慮數種之外力組合時，本篇2-3-2結構用鋼材～2-3-6焊接及接合用鋼材等容許應力之加成值，可用表2-46容許應力之加成係數。

表2-46　容許應力之加成係數

載重與外力之組合	加成係數
考慮溫度變化時	1.15
考慮地震之影響時	1.50
考慮溫度變化及地震之影響時	1.65

[說明]

爲維護結構物之安全計，對假定外力繁雜，設計設算之誤差，使用材料的鎖碎、製作、施工、保養含未能確定的因素等均須考慮而加以設計之。這一切條件的概率均須評估而納入設計之內是不可能的，而在同時考慮地震及溫度變化時，首先須使鋼材達到降伏點強度後再決定其加成係數。

假定特別的外力時，可採用表2-46 以外的加成係數。尤其如有撞擊載重時，通常多設有防撞設施，但考慮直接撞擊載重時，其加成係數則可採用1.70。

2-4 鋼材防蝕

2-4-1 概說

港灣設施，通常對鋼材有很厲害的侵蝕環境條件，故對此須作檢討。尤其在平均低潮位正下方的部份，常可看見有很厲害局部侵蝕發生故須特別加以留意。

[說明]

(1)鋼材因其周圍環境的作用而侵蝕。而鋼材的侵蝕環境各式各樣均有之，港灣結構物被設置的海洋、淡水、土壤等被認爲PH大致爲中性的環境裡，水和氧氣是執行鋼材侵蝕重要的角色。鋼材浸於中性的水溶液中，其表面的陽極與陰極即產生無數的侵蝕電子。而侵蝕電子的陽極與陰極之反應作用如(2-1)式與(2-2)式所示。

$$Fe \rightarrow Fe^{2+}+2e \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (2\text{-}1)$$

$$\frac{1}{2} O_2+ H_2O+ 2e \rightarrow 2(OH)^- \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (2\text{-}2)$$

(2-1)式係鋼材腐蝕溶解之陽極作用，而(2-2)式之氧化還原則稱爲腐蝕之陰極作用。而鋼材之侵蝕作用則如(2-3)式所示。

$$Fe+ \frac{1}{2} O_2+ H_2O \rightarrow 2Fe(OH)_2 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (2\text{-}3)$$

(2-3)式之$Fe(OH)_2$則沉澱於鋼材表面上，即俗稱之鐵銹。

(2)鋼材被打入海水中其深度方向的侵蝕分佈通常如圖3-2-1所示。即被浪花淋到而氧氣供應充足的飛沫帶侵蝕最爲厲害，其中以高潮位附近上方的侵蝕速度最快。

另一方面，如圖3-2-1 所示之水中部份則在高低潮位帶正下方的侵蝕速度亦很大，此部份的侵蝕速度，按鋼材長度的環境條件或斷面形狀等有很大的的差異。普通清淨海水中之鋼版樁結構物

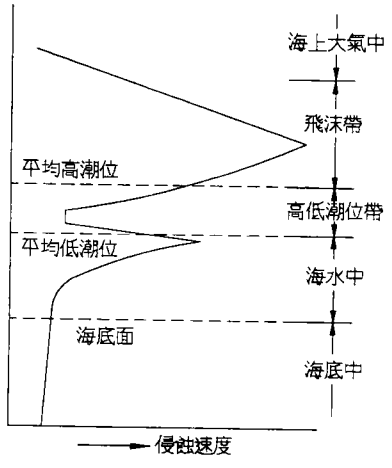


圖3-2-1 海中鋼版樁之侵蝕情形

(-5m深）或鋼管樁結構物位於平均低潮位(M.L.W.L）正下方部份之侵蝕速度與位於海中之值無差異者爲多，然因結構物之環境條件關係，位於平均低潮位正下方部份的侵蝕速度比海中部份之值爲高，顯著時甚而超過飛沫帶之值，故須加以留意。而此種顯著的局部侵蝕即稱爲集中侵蝕。尤其如山形鋼等在突起部份有鋼管樁之構材時，比鋼版樁更趨顯著。因此在平均低潮位正下方部位之侵蝕速度會因環境條件或鋼材的斷面形狀等有所不同，由平均低潮位算起上方(潮濕的範圍)爲陰極，而下方則成爲陽極而產生大量的電子，由陽極流出的大量侵蝕電流則因環境條件的關係集中於平均低潮位正下方的部位，且此大量的侵蝕電流則很容易由突出部份的陽極流出。而大量的電子則存留於平均低潮位(M.L.W.L)至平均靜水位(M.S.L)間之陰極區域內，故平均靜水位(M.S.L)上方大致不受大量侵蝕的影響。而大量的電子與相對溶存氧氣(DO)多的地方則成陰極，少的地方則爲陽極，此不僅限於平均低潮位上下方，而陸側土中的殘留水位上下方亦須考慮發生的可能性，然通常鋼版樁結構物其殘留水位大都不變動，故鋼版樁陸側面很少遭致大量侵蝕的影響。

2-4-2 鋼材之侵蝕速度

鋼材之侵蝕速度，因環境條件的不同而異，應以該設施所考慮的條件加以適當的決定之。

[說明]

(1)由於港灣的鋼材侵蝕速度，因環境、氣象、海象條件而異很難作同樣的規定，可參考以往鋼材結構物調查結果所彙整之表2-47，但表2-47之值僅爲一平均值，而依鋼材使用之條件，常有超過此值者，故決定鋼材之侵蝕速度時，儘可能在類似之條件下參考侵蝕調查結果。

表2-47之值是單面的侵蝕速度的數值，使用時須考慮鋼材的雙面狀況以雙面的數值合併爲原則。

表 2-47 鋼材之侵蝕速度(單面)

鋼材所處之位置		侵蝕速度(mm/年)
海側	高水位以上	0.3
	高水位與低水位-1.0m間	0.1～0.3
	低水位-1.0m與海底間	0.1～0.2
	海底淤泥層中	0.03
陸側	陸上大氣中	0.1
	殘留水位以上之土中	0.03
	殘留水位以下之土中	0.02

表2-47中高水位以上之值即爲高水位以上部份之侵蝕速度。例如日本東京港晴海碼頭鋼管樁，在飛沫帶之侵蝕速度每年爲0.2～0.4mm，在初期厚度爲6mm 與9mm之鋼管樁中，厚度6mm之樁在12年後被發現已穿孔。此時其侵蝕速度則每年超過0.5mm。

另一方面在飛沫帶之鋼版樁則被發現有零星的銹孔及無銹孔兩種情形，而有銹孔的情形則在同一長度中厲害者達10～20%，少者則僅一、兩塊鋼版樁有銹孔，故銹孔處之侵蝕速度爲每年0.26～0.53mm左右(兩面=海側+陸側)，而未發生銹孔處之侵蝕速度則每年0.1mm左右。 此外在飛沫帶之試驗樁，其侵蝕速度每年0.3～0.5mm左右。而海上大氣中及陸上大氣中之鋼材侵蝕速度則因所含海鹽成分、亞硫酸鹽、氣象條件等而異。海上大氣中之侵蝕速度約爲每年0.1～0.15mm左右，陸上大氣中之侵蝕速度則是每年 0.01～0.1mm左右，陸上大氣中之侵蝕速度在海岸地帶附近則每年爲0.1mm，而越波等浪花可沖擊到之處，每年則爲0.1mm以上。例如日本京兵扇島之陸上大氣中其侵蝕速度每年爲0.1mm左右，而新瀉港西防波堤附近之陸上大氣中之侵蝕速度則是每年0.15mm左右。

此外由高潮位海中部位的侵蝕速度來看，按現場實際狀態的調查結果，知悉因海域及水深而異，故宜參考各該海域之侵蝕實績加以決定之。而熱帶水中金屬之侵蝕速度在1～8年間是穩定狀態(Steady State)，侵蝕速度之比較則以定值行之。

(附註:在海水中碳鋼的平均侵蝕速度每年爲0.147mm/年，1～2年間則成爲每年0.069mm 之定值，又在淡水中炭鋼的侵蝕速度每一年爲0.188mm，8～16年間則作成每年3.018之定值。此種趨向並不限於已可看見蝕孔的全面侵蝕)。

(2)依鋼版樁結構物(經過30年以上無防蝕者爲主)之侵蝕調查結果，鋼版樁之侵蝕趨向如圖3-2-2(a)-(e) 所示分爲五種，即侵蝕趨向(a)爲僅在平均低潮位以下凸面集中侵蝕，集中侵蝕速度爲0.5～1.0mm/年 (兩面=海側+陸側)。 侵蝕趨向(b)爲平均低水位下之凸面集中侵蝕，集中侵蝕速度爲0.1～0.2mm/年。侵蝕趨向(c)爲平均低潮位以下不發生集中侵蝕。侵蝕趨向(d) 爲僅在殘留水位以下之凹面集中侵蝕，集中侵蝕速度爲0.8mm/年左右。侵蝕趨向(e) 爲平均低水位以下之凸面與凹面集中侵蝕，集中侵蝕速度爲0.5～1.0mm/年。

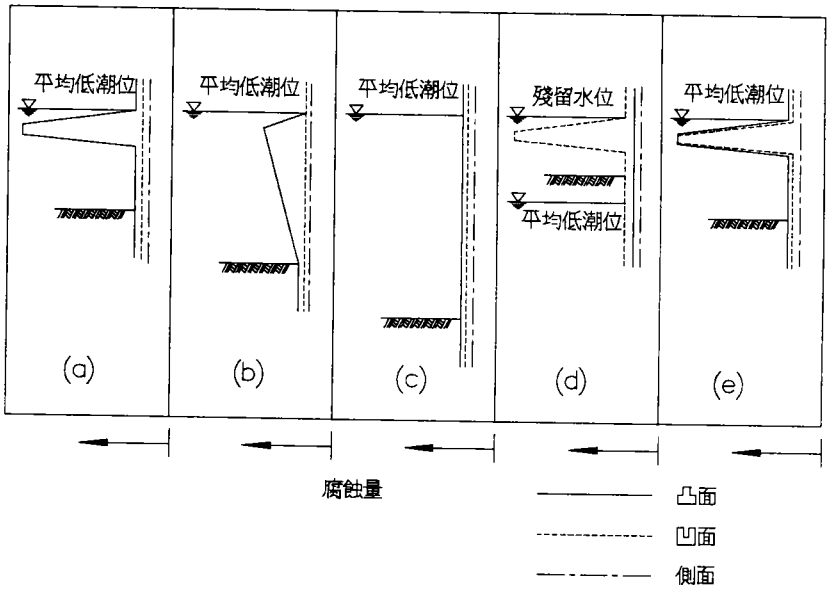


圖3-2-2 鋼版樁之侵蝕趨向

調查實例中，侵蝕趨向(d)(e)之情況很少。按鋼版樁結構物集中侵蝕的損害，鋼版樁侵蝕趨向爲(a)(d)(e) 時，集中侵蝕處在短期間內尙留有銹孔，而背填的砂土則會由銹孔流出，因此急須加以補修以防下陷。

鋼管樁結構物同樣在平均低潮位以下按集中侵蝕發生的狀況，有侵蝕趨向(a)(b)(c)三種。即鋼管樁之腐蝕趨向(a)是在平均低潮位以下附近發生集中侵蝕，集中侵蝕速度是每年0.8～1.2mm左右(兩面=海側+陸側，長期而言，大部份爲海側之值)，侵蝕趨向(b) 在平均低潮位以下之集中侵蝕。其侵蝕速度爲每年0.2mm 左右，侵蝕趨向(c)在平均低潮位以下可辨別出無集中侵蝕。以往鋼管樁較鋼版樁可說是很少被發生集中侵蝕，然而近年來鋼管樁亦常見發生集中侵蝕，故與鋼版樁一樣須審慎的加以注意。另一方面閘門與水門設施之門扇，其金屬板表面之頂端部位，而補強材料、補助材料(山形鋼、凹形鋼)之邊緣部位、遮蔽部位(金屬板材料、凹形鋼)之邊緣部位等在平均低潮位以下部位之集中侵蝕，其集中侵蝕顯著者每年可達2mm以上。

以上所述，鋼結構物是按環境條件在平均低潮位以下有集中侵蝕發生，而集中侵蝕處在表2-47之值是不能適用的，而集中侵蝕處以外之鋼材表面之侵蝕速度則可以表2-47之值認定之。

(3)如鋼管樁內側爲被封閉斷面之內側，由於氧氣之供給被阻絕，故毫無疑問可考慮爲無侵蝕現象發生。

2-4-3 防蝕方法

1. 對鋼材料而言，應按照其需要謀求適當的防蝕對策。
2. 防蝕工法之選擇應就主要結構物之狀況，環境條件、防蝕工法所需之耐用年限，施工性、經濟性等加以考慮，而選擇可靠性高的工法。
3. 有關鋼材料的防蝕須加以適當的維護管理。

[說明]

(1)如鋼管樁棧橋碼頭或鋼版樁式碼頭等的港灣鋼結構物所適用的防蝕工法有電器防蝕工法與塗裝工法，其他尙有侵蝕餘裕抗阻法。電器防蝕工法係以通電式分爲電流陽極與外部電源法。而塗裝工法則有許多種工法。

(2)應用於主要結構物的防蝕法，因新建者或原建者而異，即可應用於新建者的工法未必能應用於原建者，此乃因原建者受到施工條件的限制所致。而且在高低潮位帶與海中部位等亦因防蝕主要部位的不同，其應用的工法亦有所不同。除了這些條件以外，對於環境條件、施工條件、耐用年限等，宜對各種防蝕工法之特性加以考慮後，對可靠性高的工法加以選定之。

(3)在高低潮位帶上之防蝕工法中、海中部位及海底土中部位以電器防蝕方法最適用並最具實績，且可靠性亦最佳。然在海中部位若採用塗裝工法時，尤須注意塗裝材料耐久性之選擇，同時在施工時對流木之撞擊等更非加以注意不可。因此塗裝工法之應用於海上部位與海中部位，如同電氣防蝕之應用於海底土中部位之情形

，在設計時對塗裝部位之惡化或損壞等非寬加估計不可。而塗裝部位之惡化及損壞部位則可以電氣防蝕予以彌補之。而侵蝕餘裕抗阻法在海中部位及高低潮帶，原則上均不採用。然在各該地區之實績及環境條件等無顯著的集中侵蝕之憂慮時，則可採用之。

(4)鋼版樁等在背填土中，因較海側之侵蝕速度爲小，故無須加以防蝕。惟背填土中預測有很強的侵蝕性廢棄物將遭致影響時，事先則須加以調查，並須謀求適當的對策以應之。

(5)鋼材之侵蝕因受環境條件之影響，且其影響所及卻無法作定量的掌握。而防蝕工法之效果及耐久性又受環境及外力的影響。因此對鋼材及防蝕材料須作定期的檢查，若發現有異常情形時，須速謀求必要的措施，以保持良好的防蝕狀態。

2-4-4 電氣防蝕工法

1. 適用範圍

電氣防蝕工法之適用範圍以平均低潮位以下爲原則。

2. 防蝕電位

應用電氣防蝕工法時之防蝕電位如下:

飽和氯化亞銀(即甘汞 Hg_2Cl_2)	-770mV
人工海水氯化銀(AgCl)電極標準	-780mV
飽和硫酸銅($CuSO_4$)電極標準	-850mV

3. 防蝕電流密度

防蝕電流密度因環境的改變會有很大的變化，故須加以選擇適當之值。電氣防蝕開始之防蝕電流密度，在普通之海域以下列之值爲準。

海水中	100mA/m²
拋石部份	50mA/m²
海底土層中	20mA/m²
陸上土層中	10mA/m²

[說明]

(1)電氣防蝕依電源類型，可分爲犧牲陽極與外部電源兩種。

犧牲陽極是以鋁(Al)、鎂(Mg)、鋅(Zn)等陽極與鋼結構物連接，利用兩種金屬間之電位差所產生的電流作爲防蝕電流。主要是易於維護，因此港灣鋼結構物之電器防蝕日本大部份均採用犧牲陽極法。犧牲陽極材料之性能如表2-48所示。鋁合金陽極每單位重量所產生的電量最高，且具經濟性，並可應用於海水中及海底土層之環境，因此對港灣鋼結構物均採用鋁合金陽極。

外部電源法係以外部之直流電源之正極，與鋼結構物爲負極兩者互相連結，電流由正極流出而流向鋼結構物而形成防蝕電流，惟電流由正極流出時海水中須使用許多鉛銀合金電極供給之。

然因外部電源法可自由調節馬力電壓等，故可應付高流速或河水入水處等變化大的特殊環境。

表2-48 犧牲陽極材料之性能比較

特　　性		Al-Zn-In		純Zn, Zn合金	純Mg, Mg-Mn	Mg-6Al-3Zn
比　　重		2.6～2.8		7.14	1.74	1.77
電路陽極電壓(V)(SCE)		1.08		1.03	1.56	1.48
對鐵的有效電壓(V)		0.25		0.20	0.75	0.65
產生電量理論值(A.hr/g)		2.87		0.82	2.20	2.21
海水中 1mA/cm²	電流效率(%)	80	90	95	50	55
	產生電量(A.hr/g)	2.30	2.60	0.78	1.10	1.22
	消耗量(Kg/A)/年	3.8	3.4	11.8	8.0	7.2
地　中 0.03m/cm²	電流效率(%)	65*		65	40	50
	產生電量(A.hr/g)	1.86*		0.53	0.88	1.11

附註:*依組成而異。

(2)電氣防蝕之效果係被防蝕之鋼材料在海中浸水的時間越久越降低其效果。表2-49所示爲海水浸水率與防蝕率之關係。而海水浸水率與防蝕率可由下式計算之。

$$\text{海水浸水率}=\frac{\text{試片浸水時間}}{\text{試驗時間}}\times 100(\%)\quad\cdots\cdots(2\text{-}4)$$

$$\text{防蝕率}=\frac{\text{不通電試片之重量減輕量}-\text{通電試片之重量減輕量}}{\text{不通電試片之重量減輕量}}100(\%)\quad\cdots(2\text{-}5)$$

表2-49　電器防蝕之防蝕率

海水浸水率(%)	防蝕率(%)
0～40	40以下
41～80	41～60
81～99	61～90
100	91以上

平均低潮位以下時防蝕率以90%爲準。 而高低潮位帶所注入之防蝕電流則較海中部位爲大。因此電氣防蝕之應用範以平均低潮位以下較優。平均低潮位以上應用之防蝕工法則須以塗裝爲主。這種情形，由平均低潮位至最低潮位(L.W.L)間較之最低潮位以下之防蝕率會稍微遜色些，在平均低潮位以下部位易於腐蝕之處，須考慮鋼管樁等打設後至作電氣防蝕爲止或在電氣防蝕的陽極更新期間往往會有無防蝕情形發生，故盼能在平均低潮位以下適度的範圍以塗裝延長之，而與電氣防蝕法合併使用。

(3)鋼結構物應用電氣防蝕工法，當其防蝕電流流出時，鋼結構物之電位變爲零時（成爲低電位），即表示腐蝕電位已被控制，此時之電位即謂之爲防蝕電位，依經驗飽和氯化鋅電極標準(SCE)爲-770mV。

(4)電位之測定，不論環境如何變化，仍可採用所指示之安定值作爲電極標準。而所作的標準電極即謂之校核電極，海水中則可利用本節所示之值。防蝕電位之值，

因測定時使用校核電極之不同而異，即各分別如本節示之值。

(5)防蝕電流密度之值，會從防蝕開始時之初期值隨著時間逐漸減低而成定值，而此定值約爲初期值的40～50%左右。

(6)防蝕電流密度因水溫、流速、波浪、水質等不同而異。河水各種排水之入口處或硫磺濃度高的地方通常所需的防蝕電流較大。而流速大的所在所需的防蝕電流亦較大。設計時須參考各該地區原建結構物之實際情況加以設定設計值。

(7)應用電氣防蝕之範圍內，若有塗裝材料覆蓋時，須假定塗裝材料之損害率而加以設定防蝕電流密度之值。在海水中作電蝕開始之值可設定如下:

表2-50　鋼版樁之周邊係數

種			類	係數
U型鋼版樁	YSP-Ⅰ		Ⅰ	1.25
	YSP-Ⅱ	NKSP-Ⅱ	Ⅱ	1.35
	YSP-Ⅲ	NKSP-Ⅲ	Ⅲ	1.45
	YSP-Ⅳ	NKSP-Ⅳ	Ⅳ	1.6
	YSP-Ⅴ		Ⅴ	1.65
	YSP-U_5	NKSP-U_5	U_5	1.3
	YSP-U_9	NKSP-U_9	U_9	1.4
	YSP-U_{15}	NKSP-U_{15}	U_{15}	1.55
	YSP-U_{23}	NKSP-U_{23}	U_{23}	1.7
U型鋼版樁	FSP-Ⅱ KSP-Ⅱ	NKSP-Ⅱ(L) SKSP-Ⅱ	Ⅱ	1.55
	FSP-Ⅲ KSP-Ⅲ	NKSP-Ⅲ(L) SKSP-Ⅲ	Ⅲ	1.65
	FSP-Ⅳ KSP-Ⅳ	NKSP-Ⅳ(L) SKSP-Ⅳ	Ⅳ	1.85
	FSP-$Ⅰ_a$ KSP-$Ⅰ_a$	NKSP-$Ⅰ_a$ SKSP-$Ⅰ_a$	ⅠA	1.4
	FSP-$Ⅱ_a$ KSP-$Ⅱ_a$	NKSP-$Ⅱ_a$ SKSP-$Ⅱ_a$	ⅡA	1.6
	FSP-$Ⅲ_a$ KSP-$Ⅲ_a$	NKSP-$Ⅲ_a$ SKSP-$Ⅲ_a$	ⅢA	1.7
	FSP-$Ⅳ_a$ KSP-$Ⅳ_a$	NKSP-$Ⅳ_a$ SKSP-$Ⅳ_a$	ⅣA	1.8
	FSP-VL KSP-VL	NKSP-VL SKSP-VL	VL	1.7
	FSP-ⅦL KSP-ⅦL	NKSP-ⅦL SKSP-ⅦL	ⅦL	1.75

種			類	係數
Z型鋼版樁	YSZP-14		Z14	1.6
	YSPZ-25 FSPZ-25 NKSPZ-25 KSPZ-25		Z25	1.8
	YSPZ-32 FSPZ-32 NKSPZ-32 KSPZ-32		Z32	1.85
	YSPZ-38 FSPZ-38 NKSPZ-38 KSPZ-38		Z38	1.9
	YSPZ-45 FSPZ-45 NKSPZ-45 KSPZ-45		Z45	1.95
H型鋼版樁	YSP-B_{66} YSP-B_{74} KSP-H			1.2
直線型鋼版樁	YSP-F FSP-F KSP-F		F	1.1
	YSP-F_a FSP-F_a KSP-F_a		F_a	1.1
	YSP-F_x KSP-F_x		F_x	1.1
	鋼　管　樁			1.57

塗裝	20+100S	mA/m^2
混凝土	10+100S	mA/m^2
有機覆蓋層	100S	mA/m^2

式中，S: 損害率=假定覆蓋面損害面積/全部覆蓋面積

(8)電氣防蝕(犧牲陽極法)之設計程序如下:

(a)防蝕面積之計算

防蝕面積係因應防蝕電流密度之設計值而不同，故須以海水中、拋石部份、海底土層中分別設計之。鋼板樁式碼頭因陸側的侵蝕速度比海側之侵蝕速度爲小，故可僅以海側防蝕面積計之。而且鋼板樁係由設施長度×周邊係數以求取鋼板樁板面法線方向之長度。表2-50所示爲鋼板樁之周邊係數。防蝕面積在海水深度方向的區段，基本上對應用電氣防蝕之範圍係由平均潮位至海底面爲止，而平均低潮位以上至平均水面爲止若有鋼才顯露時，則由顯露鋼材部份的頂端至海底面爲止。因此平均水面以上部份亦裸露鋼材很多時，則須慎重加以考慮。

(b)所需防蝕電流

所需防蝕電流可由(2-6)式計算之。

所需防蝕電流(A)=防蝕面積(m^2)×防蝕電流密度(初期)(A/m^2).....(2-6)

(c)所需陽極個數之計算及佈置

所需陽極個數以(2-7)式計算之。

$$\text{所需陽極個數(個)}=\frac{\text{所需防蝕電流(A)}}{\text{陽極產生之電流(初期)(A/個)}} \quad \text{.....(2-7)}$$

陽極應儘可能考慮以水深或結構物型式加以均勻佈置。鋼板樁時，普通以每隔2～8片作千鳥狀的佈置。並且安裝於鋼板樁的突出部位，使之有良好的電位分佈爲原則。但水深很淺時,以2片安裝一個陽極的比例亦有之。

(d)在市場上出售的電流陽極其形狀尺寸、重量(Kg)，有效電量(A.年)、產生之電流(初期)(A)、陽極壽命(年)等均有標示。

$$\text{有效電量(A年)}=\frac{\text{陽極塊淨量(Kg)}}{\text{消耗量(Kg/A/年)}} \quad \text{.....(2-8)}$$

因此鋁(Al)合金陽極在海水中之消耗量，在電流效率80%時爲(Kg/A/年)，在90%時爲3.37Kg/A/年。產生之電流(初期)則可由(2-9)式求得。

$$\text{產生之電流(初期)(A)}=\frac{E(V)}{R(\Omega)} \quad \text{.....(2-9)}$$

上式中，E爲犧牲陽極對鐵之有效電壓，鋁合金陽極時爲0.25V。

R爲陽極之接地電阻(接水電阻)(Ω)。

陽極壽命由(2-10)式計算之。

$$\text{陽極壽命(年)}=\frac{W\cdot Q}{I} \quad \text{.....(2-10)}$$

上式中，W: 陽極重量(Net)(Kg)

Q: 有效產生之電量(A.年/Kg)

I: 平均產生之電量(A)

由於陽極與鋼材間的有效電位差會隨著鋼材面的分極逐漸降低，約爲初期0.25V之一半左右時即會安定下來。

2-4-5 塗裝工法

1.應用工法

應用於鋼材的塗裝工法有下列各種:

(1)無機蓋面層

(2)塗裝

(3)有機蓋面層

2.工法之選定

工法之選定及規格訂定，須考慮各種工法之特性，將下列事項調查、研討後予以決定之。

(1)環境條件。

(2)防蝕範圍。

(3)耐用年限。

(4)維護管理。

(5)施工條件。

(6)工　　期。

(7)其　　他。

若爲已興建之結構物時，除上述以外，另須作下列事項之調查。

(8)銹蝕量(銹蝕程度)，舊塗裝之惡化情形。

(9)原先之設計條件。

[說明]

(1)塗裝工法基本上是將防蝕體之銹蝕環境因素予以阻截的防蝕方法。而環境阻截作用以外之防蝕作用有以水泥漿覆蓋於鋼材面作成之強鹼防蝕法，鋅粉當作塗料之電氣化學作用法(又名犧牲陽極作用法)，侵蝕控制濟法等。塗裝工法有許多工法，惟應用於港灣鋼結構物之工法以本節所述者爲限。塗裝工法之應用範圍依工法之不同而異，有可應用於高低潮位帶、飛沫帶、海上大氣部位爲主對象者及海中部位者。而且有與電氣防蝕或與腐蝕餘裕抗阻法併用者及僅以塗裝工法防蝕者。更有僅可應用於新建結構物之工法與亦可能應用於原結構物之工法。

(2)無機覆面法有水泥漿覆蓋法及金屬覆蓋法。

(a)水泥漿覆蓋法係以水泥砂漿混凝土覆蓋之總稱，有脫模板與不脫模板兩種方法。不脫模板之保護法是採用高氣密水密性及耐蝕性很好的材料所製成的模板，爲恐撞擊破裂而由中性化的水泥漿保護的方法，模板採用的材料爲FRP。此法係以水泥漿所持的強鹼性在鋼材表面形成不動膜以爲防蝕者。水泥漿的厚度，視鹽分之滲透、水泥漿中性化之惡化並考慮及流木等撞擊破裂之慮，均以10～

15cm者爲多。水泥漿覆蓋法，從以往均最具實績，問題是重量過重，鋼材會隨著發生很大的變形， 且有發生剝離之慮。

(b)金屬蓋面層其強度，耐撞擊性及耐摩損性均佳，且維護簡便。更可與塗裝或電器防蝕併用。其缺點爲金屬蓋面材料與結構物材料接續部位由於不同類金屬的接觸， 易於從結構物原材料側發生腐蝕，故須另謀求對策。

金屬覆面法之種類如下:

(i)卷紮鐵板法

以侵蝕餘裕抗阻法替代者，係以相當厚度的鋼板將結構物材料卷紮起來並加以焊接之。因板厚很厚，故耐撞擊性甚佳，惟因板厚過分的厚，故其重量或焊接等均成發生問題的重點。

(ii)卷紮耐蝕性鋼板

採用強耐蝕性鋼板替代卷紮鐵板法，且以高耐蝕性的耐海水鋼應用於飛沫帶至海中部位，惟此類耐蝕性鋼卷紮焊接時，須採用專用焊條。同時爲防止不同金屬接觸侵蝕，在與結構物本身接續部位，須以防蝕塗裝加以充分的處理，並須加以電氣防蝕處理。因此不能僅使用耐蝕性鋼與結構物原材料而不加處理。

(iii)金屬噴漆

金屬噴漆係將溶融狀態之金屬利用氣體或空氣之壓力將其噴射於鋼材表面，使之凝固而形成一被覆層的方法。溶融金屬則有鋅或鋁。而海洋環境中則以鋁噴漆被覆法耐蝕性最佳。

噴漆被覆因形成許多孔隙，故須加以封孔處理，封孔材料則採用環氣樹脂塗料或塑膠塗料。而噴漆施工時對品質處理與噴漆條件均須加以充分管制。噴漆被覆膜對鋼質會起陽極作用，即使有鋼料局部顯露時亦有防蝕之優點。但須特別注意其損耗量。

(iv)卷紮耐蝕性金屬(蒙銅、不銹鋼、鈦)

此法是以低合金係耐蝕性鋼處理，而耐蝕性極佳的金屬材料有蒙銅、不銹鋼、鈦。費用高且須長期性維護者可採用之。以飛沫帶20年左右爲防蝕時，所需板厚蒙銅爲2mm，不銹鋼爲2～4mm，鈦爲0.5～1mm左右。 以此法維護時，爲防範與結構物本身接續發生不同類金屬之接觸腐蝕，須以塗裝或電氣防蝕加以處理。

(v)Clad 鋼

Clad鋼是以熱滾壓法將耐蝕性金屬材料(蒙銅、不銹鋼、鈦)接合在結構用鋼材上，緊密性極佳，無剝離之慮，而仍可直接以結構材料使用之。

(c)無機覆蓋法之其他方法之一，是在海中設置之電極與鋼材間通以直流電，而使海水中之鈣(Ca)離子或鎂(Mg)離子在鋼材表面上形成碳酸鈣($CaCO_3$) 或氫氧化鎂($Mg(OH)_2$) 覆蓋於鋼材表面之方法。而防蝕對象主要範圍是在海中，此種工法亦能應用於原建結構物上，若被覆層有所損害時，可再通電予以修復之。

(3)塗裝是用於大型結構物或複雜的形狀而易於施工時，膜厚可以很薄且使用微量即可加以美化，而其條件可因應塗料之種類或膜厚予以選擇，耐用年限雖較短但較

$$M_x = M_x' \frac{1}{1+\alpha^4}(1+0.4\alpha^4)$$
$$M_y = M_y' \frac{\alpha^4}{1+\alpha^4}(1+0.2\frac{1}{\alpha^4})$$
.....(12-6)

但是，$0.5 < \alpha < 2$

M_x', M_y' 如下式所示

$L \leqq 2m$時

$$M_x' = \pm \frac{0.2PL}{0.7L+1}$$
$$M_y' = \pm \frac{0.2PL}{0.175L+1}$$

$2m < L \leqq 4m$時

$$M_x' = \pm \frac{0.4P(L-1)}{L+0.4}$$
$$M_y' = \pm \frac{0.2PL}{1.35}$$
.....(12-7)

式中

M_x: 與車輛行駛方向成直角之跨距彎矩(kg m)

M_y: 與車輛行駛方向相平行之跨距彎矩(kg m)

α: $\alpha = L_x/L_y$

L_x: 與車輛行駛方向成直角之跨距(m)

L_y: 與車輛行駛方向平行之跨距(m)

P: 汽車後輪之載重(kg)

L: L_x與L_y中短向之跨距(m)

但考慮護舷反力時，衝擊係數i可用下式求之:

$$i = \frac{20}{50+L}$$

(3)連絡橋之支點反力，視作作用於面版中央之集中載重計算即可。其彎矩引用四邊固定版之彎矩影響面圖計算較爲方便。又裝設於連絡橋支點下面之鋼板重量，可當作自重考慮。

(4)版之跨距視作梁、面版、外牆、底版等之中心間隔。

(5)承受梯形水壓時之四邊固定之版之彎矩， 可將水壓分爲0.5t/m²之均佈載重及三角形載重(即浮箱上端爲零，每1公尺增加1t/m²之三角形載重)，兩者分別計算後再將兩載重之彎矩相加即可。

(6)中央支柱及外牆之梁，可當作承受彎矩及軸向壓縮力之構材設計。

(7)梁亦可視爲T形梁，然普通當作矩形梁而設計。

(8)鋼筋混凝土製浮箱各部份之鋼筋保護厚度，直接接觸海水者爲3cm以上，其他爲2

*2. 底漆在以工場塗裝方式時，以一次塗裝即能達成防銹的目的爲原則，而現場塗裝方式時亦採用一次塗裝者爲多。

*3. 厚膜鋅系油漆分爲須使用時與不使用時的塗裝系。

0符號係港灣結構物爲長期防蝕性須加以塗裝者。

(0)符號係可由環境條件等予以省略者。

使用厚膜無機質鋅系油漆時，須用噴霧網。(塗膜因係多孔質構造，最後一層塗膜易起泡沫，宜滲入稀釋劑(thinner)予以封孔處理之)。

*4. 底漆因加入玻璃薄片塗料樹脂系的差異及製造廠的不同，而有不同的產品。

*5. 合計膜厚不含底漆。

( )內膜厚爲採用鋅系油漆塗裝時之膜厚。

塗裝並非永久性的東西，須在適當週期重再油漆的防蝕法。重新油漆須選擇適當的時期，因應油漆的惡化狀況予以全面油漆或做部份修護，與新建時的諸條件不同，故應用的塗裝系列須加以充分的研討。而不能置之不理任由其侵蝕或讓油漆發生顯著的惡化，須較早重新油漆效果較佳，且可經濟性的延長壽命。重新油漆或部份修護時，均採用與舊油漆相同者爲多，亦有因高度品質處理困難或因環境條件不適合使用同樣塗料者。尤其底漆須加以適當選定，而重新油漆亦有採用與新建時不同類型者。故對舊油漆的惡化狀況，品質處理之情形，重新油漆時塗料的適合性等須加以考慮後，再選定塗裝系列。在飛沫帶及海上大氣部位重新油漆時必須先將附著於舊油漆面上之鹽份清除乾淨。而在海中部位或高低潮位帶時，其水中硬化的被覆層則採以乾工法施工之。

(4)有機覆蓋層的塗裝須較一般膜厚加厚2-10mm，但其防蝕性、耐撞擊性及耐摩損性均甚佳。以往油糟或成套機器等內外面防蝕均採用之。近年來港灣鋼結構物亦甚實用，且可與電氣防蝕併用之。

有機被覆層之種類如下:

(a)聚乙稀被覆層(Polyethylene lining)

聚乙稀(polyethylene)樹脂對耐久性、耐藥品性及耐海水性均極佳，而且因碳精(Carbon Black)的配合耐候性亦佳。鋼材之被覆在工廠是以一貫作業行之。 可從海上部位直至海底爲止作連續的被覆，其被覆厚度需 2～3mm左右，具有耐撞擊性的優點且粘著力亦甚強，打設時雖參差不齊亦不發生剝落。現場作部份的修護時，憑聚乙稀熱收縮片即可使該部份被覆。

(b)樹脂膠被覆(Resin Mortar Lining)

液態之環氣樹脂、聚酯樹脂、氨基甲酸乙脂樹脂等與填充劑混合攪拌而成樹脂膠被覆物，其被覆厚度需3～10mm 而有耐撞擊性，耐摩損性及耐蝕性等優點。新建時可在陸上施工，惟對原已設置結構物因難以控制品質，故不適用於有海水影響之處。

(c)玻璃纖維強化塑膠被覆(Fiberglass Reinforce Plastic Lining)

玻璃纖維強化塑膠被覆(Fiberglass Reinforce Plastic Lining)簡稱爲FRP被覆，是以玻璃纖維爲加強材料，爲一種熱硬化性樹脂，其被覆厚度約2～5mm 左右，具極高的機械性強度。因其性能受品質處理、邊緣處理、 環境條件及硬化收縮時的狀況的支配影響很大， 故在施工時施工管理須特別嚴格並

須以熟練的技術員操作之。

(d)厚膜無溶劑型樹脂被覆

塗裝的膜厚因厚度增加可提升防蝕性能並可防止剝落，然一般的塗料因油漆次數增加時工數及費用亦會增加，且會發生油漆中的溶劑揮發的困難而呈鼓起現象。厚膜無溶劑型塗料可克服一般溶劑型塗料之困難，而一次可油漆1～5㎜厚度之塗裝且可形成耐久性之被覆膜。如環氧樹脂、聚氨酯樹脂、焦油氨基甲酸乙酯樹脂等系列。施工方法除可用特殊塗裝機的噴霧器外，亦可用油漆刷或滾筒施工。而聚氨酯樹脂類與聚乙稀被覆一樣可在工廠作一貫作業之被覆行之。

(e)水中硬化型樹脂被覆法

防蝕材料有採用水中硬化性並可在水中施工之樹脂類以爲被覆的方法。此種樹脂通常採用環氧樹脂即可。不僅適用於海中部位及高低潮位帶，亦可用於已設置之結構物。其厚膜效果須要能防制侵蝕性物的透過且需發揮防蝕性作用爲度。此種工法則係以油灰狀的防蝕材料用手壓附於鋼材面上3～10mm 之厚度而予以被覆的方法。

(f)凡士林被覆(Petrolatum Lining)法

凡士林被覆法係以凡士林系列作爲防蝕材料被覆於鋼材上之防蝕方法。被覆的防蝕材料除可保護外力的損傷外，同時可阻絕侵蝕而形成一保護層。保護層亦有加用緩衝材料者。而大氣中在允許的狀況下亦可將保護層省略者。凡士林系之防蝕材料是從原油減壓蒸留被分離出來的一種石油臘，主要成份除凡士林外還添加侵蝕控制劑，而一些帶狀或薄片的不織布被泡浸後，則成乳香樹脂狀之物而此粘土狀之物即可作爲填充材料來使用，亦有弄成漿糊狀而作爲品質處理材料來使用者。凡士林防蝕材料富有粘著性及柔軟性，附著於鋼材面上時亦有排拒水的性質，因此糊狀物含有丹寧可在鋼材表面形成一層丹寧酸被膜以阻止氧化作用。

此工法是在作鋼材面的品質處理時將此糊狀物以塗布或凡士林帶薄薄的卷紮後，上加緩衝材料或FRP、FRV等保護面的方法。

此外尚有防蝕材料、緩衝材料整體化的方法。此法可在水中施工，亦可應用於原已設置之結構物。

(g)其他有機被覆法尚有橡膠被覆法及防蝕帶被覆法。橡膠被覆法其耐撞性及耐摩損性均佳，被覆用的橡膠除天然橡膠外，各種合成橡膠均可。防蝕帶則有丁基類或鹽化合成橡膠之粘著材料及塑膠絕緣帶等。

(5)防蝕性塗裝之施工，對品質處理之影響尤巨，品質處理的目的是消除被塗裝面上之銹、油脂、髒物之附著，而防蝕性塗裝則是去除有害之物質，塗膜的初期附著強度是可有效的確保其表面層。

然爲保持塗裝的防蝕效果與耐用年限計，塗裝的種類則有因應品質處理程度的需要。品質處理後之鋼材表面在空氣中酸化進行的速度很快，故品質處理後非加以塗裝施工不可。工程進行中絕不能使塗裝面遭致損害。

(6)塗裝工法之選定與加工之決定，對下列各項須加以檢討。

(a)環境條件

被設置結構物之環境會直接影響塗裝之耐用年限，故須加以充分的調查。侵蝕環境條件而言則與海水之水質、淡水或污染水之流入、溫排水之混入等有關。而對波浪或浮遊物之撞擊因外力可能遭致之損害亦須加以檢討。

(b)防蝕範圍

以結構物之形狀或電氣防蝕等是否可與其他的防蝕法併用以決定塗裝工法的防蝕範圍。各工法均有其各種適用範圍，故須以結構物的防蝕範圍選定適當的工法。

(c)耐用年限

結構物的耐用年限及重新油漆等是否須提前施工，其工法之選擇及有關之施工說明書等均須慎重的加以研討後而決定。

(d)保養管理

期能長期的發揮塗裝的防蝕功能計，故須加以定期的檢查或修護。惟須考慮結構物保養管理之難易問題。

(e)施工條件

塗裝工法不論工廠施工或現場施工，由於施工場所所限，故海上施工時對潮位或波浪之影響，而現場施工時對品質處理作業之難易、噴霧器等對周邊環境的影響均須加以檢討。

(f)工期

工法之選定及施工說明書或施工場所之決定均對工期有所影響。

(g)其他

對塗裝工法可靠性的評估須參考實績及調查類似條件之實績。 對無實績的工法則須依據試驗紀錄或理論加以充分的調查評估。 因應其他狀況所需的事項亦須加以調查、檢討。

(h)侵蝕量、舊塗裝之惡化狀況

原建結構物重新施作塗裝時，須調查原建結構物之侵蝕狀況。 且在塗裝惡化時須調查其惡化狀況。

(i)原設計條件

原建結構物須依其設計圖說調查材料之形狀、尺寸， 同時校核是否與設計圖說相符。且須查明舊塗裝的施工說明書及校結構物的殘餘耐用年限。

(7)上述各項均互有關係，故作綜合的檢討後予以選定工法。其次對所選定工法之品質處理問題及塗膜厚度等須在施工說明書上加以決定之。

2-4-6 腐蝕餘裕法

腐蝕餘裕法依各該地區的實績、環境條件、其他對策等推測無顯著集中腐蝕之顧慮時可適用之。僅對結構物短期間使用時，可採用腐蝕餘裕法。

[說明]

(1)以腐蝕餘裕法設計時，須推測鋼材之腐蝕速度。而在發生集中腐蝕處，腐蝕速度很快，即變動幅度很大，故很難正確的推測腐蝕速度。因此會發生集中腐蝕之處，不能採用腐蝕餘裕法。由各該地區原建結構物之腐蝕速度、環境條件、結構等可推測無集中腐蝕之慮時，可採用腐蝕餘裕法。此時設計採用之腐蝕速度可依本篇「鋼材之腐蝕速度」設計之。

(2)對以腐蝕餘裕法設計之結構物，在適當的時間內須加做腐蝕調查，並對腐蝕速度非加以確認不可。若腐蝕速度之設計值大於實際之腐蝕速度時，非因應狀況謀求適當的對策不可。

2-4-7 鋼材之維護管理

1. 爲維護結構物的功能計，對鋼材之侵蝕及防蝕狀況須加以檢查。
2. 因鋼材之侵蝕，防蝕材料之惡化或損害等，無法維護結構物所需健全度時，須因應狀況，謀求對策。

[說明]

(1)港灣結構物對鋼材的侵蝕是很厲害的環境。而且防蝕材料的耐久性亦遭致環境的影響。因此在結構物供用期間內適當的時期，對鋼材之腐蝕狀況及防蝕狀況須加以檢查，對是否可滿足設計時的假設狀況非加以確認不可。

(2)鋼材侵蝕狀況之檢查係以目測觀察並測定其厚度以掌握侵蝕狀況及侵蝕速度。應用電氣防蝕於結構物時，須測定結構物之電位，看是否可滿足本篇「電氣防蝕工法(2)」 所示之防蝕電位，並調查陽極有無脫落或損耗狀況。塗裝材料則以目測觀察其有無惡化或損害。

(3)依檢查結果評估結構物的健全度，若無法維護所需之健全度時，須因應狀況謀求對策。謀求對策時則須就侵蝕或惡化、損害之情況、設施的重要性、利用狀況、耐用年限、環境條件、施工條件、修護工法的可靠性、修護費等加以考慮，因應情況包括不只於單純部材的修護或防蝕，而設施的使用年限、結構的變更或重建設施等均須加以綜合的檢討。

(4)由於腐蝕而使鋼材的耐力降低至不能達到所需的耐力時，非施以修護不可。其修護的方法有修護部材的方法與修護結構系統的方法兩種。

部材的修護方法則有鋼筋混凝土或鋼材被覆的方法，如鋼管樁之內以混凝土填實的方法或將被腐蝕所需修護的部份切斷，而以新的材料予以替換的方法。無論是那一種方法均須使修護部份達到所需之耐力，同時需使各部材互相間之力能夠充分的傳遞。結構系統的修護則有新規定結構系統中樁、樑等編組結構部材的方法，如使水深變淺而降低應力的方法等。

(5)執行修護對策時，設計之程序如圖2-3所示。

修護對策之設計所採用的條件係以興建各該設施時所採用之設計條件爲基準，而須顧及設施之利用狀況與將來的規劃、周邊環境之變化等。被侵蝕鋼材的殘餘耐力係依據斷面性能與材料之容許應力之侵蝕調查予以計算。斷面性能之計算

可採用平均之鋼板厚度。但在侵蝕面凹凸厲害時或有穿孔時，須因應情況採用適當的鋼板厚度。

修護對策工法的設計是以容許應力法爲原則。鋼材及混凝土之容許應力是分別以本篇「容許應力」及本篇「混凝土的容許應力」爲準。鋼筋混凝土與腐蝕鋼材合成的每支直柱的容許剪應力則須參照已往的實績記錄予以設定之。水中焊接的容許應力則因施工方法及焊接工的技術能力與檢查方法均未予明確規定，故須加以考慮後始決定之，可用工廠焊接的60% 左右爲度。對棧橋的侵蝕鋼管樁以個別修護時，期以棧橋一個單位區域的整體結構予以作力學動態的研討。

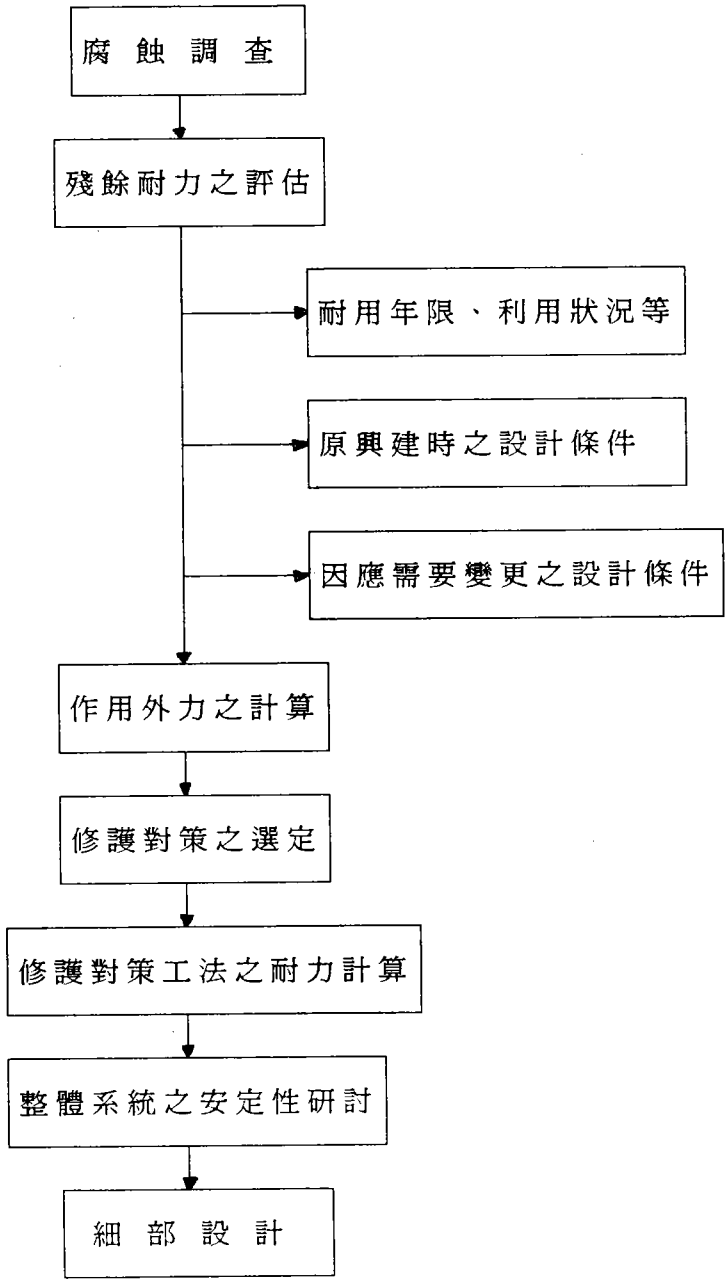


圖 2-3 修護對策工法之設計程序

第 三 章　混 凝 土

3-1 概說

混凝土結構物之設計除下列特別敘述者外，原則上均以混凝土施工規範施工爲準。

[說明]

混凝土施工規範中原則上是採用臨界狀態設計法。因臨界狀態設計法在理論上比以往的容許應力設計是較爲合理的設計法。然而爲防止急速的變化遭致混亂計，並顧及以往施工規範所採用的容許應力法亦暫時規定部份仍加採用，即在施工規範中的舖路篇及水壩篇亦仍採用容許應力設計法。

港灣混凝土結構物應用臨界狀態設計法者，如有關取得平衡時安全係數之設定或載重特性值之設定等之檢討疑點仍多。因此本基準仍準採用容許應力設計法。

猶如預力混凝土而言，仍以預力混凝土港灣結構物設計手冊爲依據。

3-2 耐久性

承受顯著的氣象作用或海象作用的混凝土須考慮其耐久性，爲確保其耐久性須採用適當的方法爲之。尤其轉角或受撞擊要害的部份，其表面須以適當的材料加以保護之，材料斷面或鋼筋的蓋面層須力謀加大。

[說明]

(1)混凝土之耐久性係指抗氣象作用、海水的化學及物理作用，波浪的衝擊、漂流物之磨損、鋼筋之腐蝕、有害骨材之鹼性反應及其他各種腐蝕作用之性質而言。

(2)爲提升耐久性設計時須考慮的項目因結構物設置的地點、重要性、耐用年限、材料種類的不同而異。有關這些混凝土所使用的材料或品質在設計細節上並未加以擬定，而僅以經驗予以決定者。

(3)有關混凝土與鋼筋混凝土，在混凝土之使用材料或品質，對設計細節上耐久性之研討項目如下:

(a)混凝土: (i)混凝土材料須具有耐海水性者，即須使用無有害之骨材反應者。
(ii)須要有耐久性之品質(請參考本篇「混凝土之品質」)。
(iii)儘可能避免接縫(請參考第4項)。
(iv)在所需耐用年限所增加的材料斷面，其預備作爲磨損之表面須以適當的材料加以保護之(請參考第7項)。

(b)鋼筋混凝土: 除上述(i)～(iv)外
(v)避免使用有害鋼筋侵蝕之材料(請參考本篇「材料」)。
(vi)須加厚鋼筋之保護層(請參考第5項)。
(vii)須防止結構物在設計上發生曲彎龜裂現象(請參考第6項)。上述

各項在事前均須加以充分的檢討。

近年來由於混凝土中鹽害使鋼筋銹蝕的問題更爲顯著。而港灣結構物則在棧橋上部結構部份發生惡化的實例最多。爲採取對策計考慮了二大方案，其一是原則上提升已往的技術使有鹽害物全完不能接觸到鋼筋，即所謂提升第二種防蝕法。另一是容許有限的鹽化物侵入並容許銹蝕發生，惟須控制銹蝕範圍，以確保結構物之耐用年限，以提升已往之技術。而本基準的想法則是屬於後者，即改善已往的技術，使之在耐用年限內能確保其壽命。此時輔助的方法亦可能使用第二種防蝕法。所謂第二種防蝕法係爲一般混凝土技術以外之防蝕法的總稱。如採用樹脂系材料作爲混凝土表面的塗裝，環氧樹脂塗裝鋼筋或混凝土中的鋼材採用電氣防蝕的防蝕方法等均是。

(4)施工縫

港灣結構物的受損多數發生於施工縫處，故儘可能不設施工縫 ，爲顧及混凝土的收縮或或施工性，不得不需設施工縫時，可考慮以下述各點處理之：(a)在施工縫處之混凝土表面之殘雜穢物必須清除乾淨，並考慮將接縫作成凹凸處理。(b)當舊混凝土面充分吸水後，再打設新混凝土。(c)在施工縫處先鋪以水泥砂漿後再打設新混凝土。

(5)保護層

鋼筋混凝土之鋼筋保護層，須爲表3-1 以上之值。而混凝土工場製品(標桿、樁等)，因混凝土的品質較好,不管搗實、養生等施工管理均較現場灌製之混凝土爲確實，故可較表3-1 之值稍微降低些。若以蒸氣養生時，則可能發生混凝土耐海水性之問題，故保護層無論如何不能減少。保護層若不足時，混凝土中的鋼筋則易於發生銹蝕，此點設計施工時須慎加防範。爲防止鋼筋鹽害的銹蝕，如圖3-3-1 所示可明確的增加保護層。

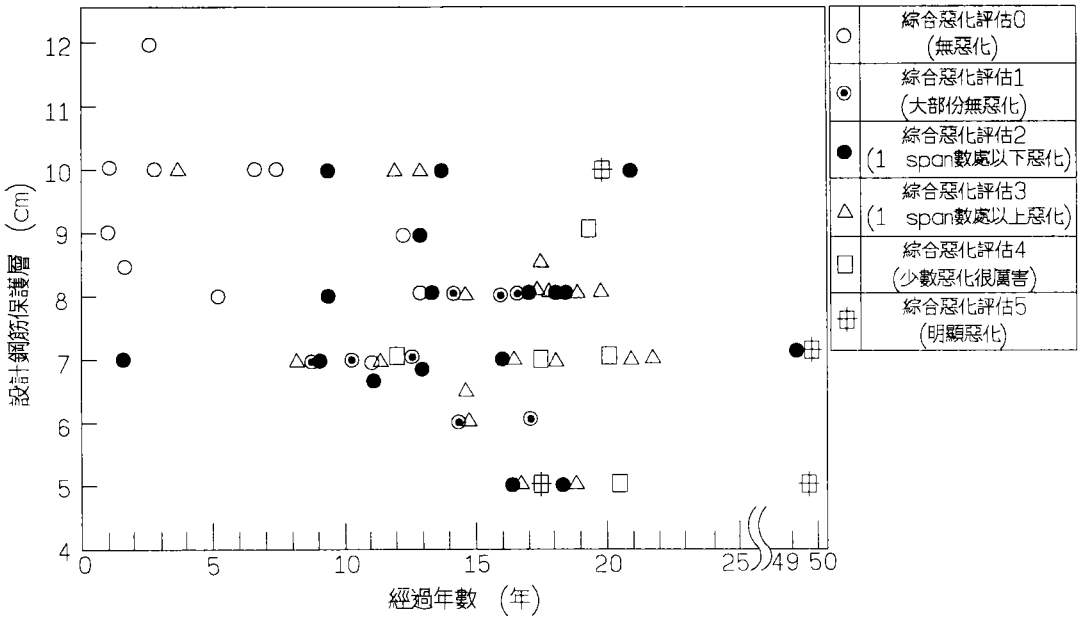


圖3-3-1 保護層惡化之影響

表3-1　鋼筋覆蓋厚度標準值

(a)直接接觸海水部份、海水可沖刷之部份受很厲害的海風部份	7cm
(b)上列以外之部份	5cm

(6)張力裂痕

環境條件很不利的港灣結構物，設計外力之作用應儘可能抑制到最小的張力裂痕以防止內部鋼筋的銹蝕，最重要的莫過於獲得足夠的耐久性。張力裂痕因受鋼筋直徑、鋼筋表面形狀、鋼筋的拉應力、鋼筋的保護層、鋼筋的配筋方法等許多因素的支配，很難予以一律的規定。本基準爲防止張力裂痕損害的影響至最小限度計，採用容許應力設計法亦與採用臨界狀態設計法時一樣，對容許裂痕寬度加以設限。而採用臨界狀態設計法時，係採用混凝土施工規範之容許張力裂痕寬度加以計算之。

張力裂痕寬度W可由(3-1)式求之，表3-2所示則爲容許裂痕寬度。

表3-2 容許裂痕寬度　　(單位:cm)

(a)直接接觸海水部份、海水可沖刷之部份受很厲害的海風部份	0.0035c
(b)上列以外之部份	0.004c

$$w=k_1\{4c+0.7(C_s-\Phi)\}(\sigma_{se}/E_s(或\sigma_{pe}/E_p)+\varepsilon'_{cs}).....(3-1)$$

$$S_e=S_p+k_2S_r.....(3-2)$$

式中

k_1: 鋼材附著狀態的影響係數，一般異型鋼筋時爲1.0，普通圓型鋼筋及PC鋼材時爲1.3。

k_2: 爲考慮呆載重與活載重之裂痕與鋼材遭致腐蝕影響之差所定之係數。

C: 保護層厚度(cm)

C_s: 鋼筋之中心間隔(cm)

Φ: 鋼筋之直徑(cm)

ε'_{cs}: 考慮因混凝土乾收縮及蠕變所生裂痕寬度之增加數值(海中部份爲0，通常爲150×10^{-6})

S_e: 檢討張力裂痕之載重，通常以σ_{se}或σ_{pe}計算之

S_p: 永久載重之斷面力

S_r: 變動載重之斷面力

因此張力裂痕所研討的鋼筋及PC鋼材，是以離混凝土表面最近位置之張力鋼材爲原則。故S_e(或k_2)須慎重的加以決定之。

(7)表面保護

結構物須承受砂粒含水，砂礫含波浪作用等很厲害的磨損及衝擊等作用，故須加以適當的材料加以表面之保護，材料之斷面及鋼筋的保護層亦有增加的必要。表面之保護材料則有木材，良好的石材或鋼材等，最近則採用新開發的高分子

材料作爲表面被覆加工及聚合混凝土等。

因此爲防範鋼筋鹽害銹蝕之輔助方法而考慮，採用表面被覆予以保護之。

(8)塗裝鋼筋

鋼筋銹蝕最厲害的環境爲易於發生鹽害時，或無法充分的確保其耐久性時，故須考慮使用表面保護或塗裝鋼筋等方法。塗裝鋼筋則可用環氧樹脂等塗裝之。

(9)結構型式

結構物之結構形式與鹽害的發生是有很大的關係。梁、底版、柱、牆壁等均甚易遭致鹽害。而鹽害成因的氯化物、氧氣、水等均可從混凝土表面侵入，故儘可能使表面積愈小愈好。例如可考慮T型梁、I型梁、箱型梁或是樓版等。即考慮萬一遭到惡化時，易於修補、補強或可替換之結構形式。

3-3 材料

材料須具有所需的強度、耐久性及經濟性等加以選定。

[說明]

(1)水泥採用品質較優者爲原則。

(2)材料使用前對品質須加以充分確認。但材料試驗通常須具有相當的設備與高度的技術及必要條件的規定等，而各施工現場則須分別加以試驗之。尤其有關水泥、混合材料及鋼筋均可委託可靠性高的試驗研究機關試驗之。

(3)取得耐久性之混凝土材料

(a)水泥

各種水泥中具有耐海水性良好者有卜特蘭水泥、高爐石水泥、飛灰水泥。這些水泥除對海水有耐久性外，尙具有長期間會增加強度吸水與導熱量很小的優點，然另一方面初期強度較低爲其缺點，故使用這些水泥時對初期的養護須特別留意。尤其高爐石水泥拌和之混凝土具有優良的防蝕性能，而在使用時，初期好好的保護即可發揮其防蝕性能。水泥之選定除了耐海水性良好外，尙須要求混凝土之品質、施工時的條件、耐用年限、經濟性等。一般的工程通常可採用卜特蘭水泥。

(b)水

拌和混凝土之用水儘量避免使用海水。惟潔淨淡水之取得有所困難時，僅限於無鋼筋混凝土可使用海水拌和之。因使用海水時水泥的凝結時間會縮短，而初期亦有損失混凝土密度之趨勢，故須特別留意。因應需要可摻緩和凝結劑使用之。

(c)混合材料

爲改善混凝土的特定性質時，須確實做到除了改善目的以外，其他性質不會遭致不良的影響。因混合材料其效果多數均對水泥、砂、石子等的性質或混凝土的性質有顯著變化。惟對這些混合材料而言其使用實績或研究成果等均須加以充分的調查，同時對工程上所採用的材料須兼加作試驗以確認其效果。

(i) 飛灰、高爐石粉及矽灰

使用相當數當數量之良質飛灰、高爐石粉及矽灰等可提升耐久性。

甲、飛灰須符合JIS6201飛灰規定者爲原則。

乙、混合材料採用高爐石粉時，須符合「混凝土使用高爐石粉規範」辦理。

丙、對甲與乙以外之矽灰等的混合材料而言須確定其品質，其所使用的方法須充分的檢討後再行使用。

(ii)AE劑及減水劑

採用適當的AE劑即空氣排劑、減水劑或AE減水劑須能提升混凝土之耐久性。惟採用混合劑之AE劑、減水劑、AE減水劑等須符合JISA6204混凝土用化學混合劑之規定辦理。

(iii)膨脹材料

採用適當的膨脹材料，且作充分的養生時，可防止初期裂痕的發生，可說是耐久性最有效者。使用混合材料於混凝土用作膨脹材料時，須符合JISA6202混凝土用膨脹材料之規定辦理。

(d)堅硬的良質骨材

具有易碎的、裂開性、低強度、高吸水性、大膨脹性等骨材均不適當。

(i) 海砂

鋼筋混凝土儘量避免使用海砂。而不得已須使用時須考慮海砂的易碎性、氯化物之含量、結構物之種類或重要性、海水之接觸條件、混凝土之品質、鋼筋之保護層、施工方法等。而使用於無筋混凝土結構物時，有關氯化物之含量則不須特別加以設限。

(ii)碎石

以玄武岩、安山岩、硬質砂岩、硬質石灰岩等製成的碎石，用作混凝土之粗骨材時，與河川石子之本質有所不同。惟碎石持有特有之稜角，故欲得與河川石子同一密度時，必須增加單位用水量及細砂量。可是欲得同一坍度或同一強度時，只要增加若干用水量即可，而水泥量則與一般大致相同。

(4)氯化物總量之規定

混凝土材料中含有氯化物時，有早期鋼筋腐蝕或降低混凝土本身品質之慮，故原則上對氯化物的總量須加以規定。

即新鮮的混凝土中氯化物含量的規定值如下:

(a)鋼筋混凝土以後拉法之預力混凝土材料(導管內之水泥漿除外)及對有輔助鋼筋之無鋼筋混凝土材料之容許氯含量爲0.60kg/m^3(cl^-重量)。

(b)以預拉法之預力混凝土材料，其導管內及壓力鍋加以養生之成品其容許氯含量爲0.30kg/m^3(cl^-重量)。

(c)採用高鋁水泥而有電蝕之情況下，宜由試驗結果加以決定之，尤其是無資料可查時，其氯含量爲0.30kg/m^3(cl^-重量)。

因此港灣之混凝土材料在鋼筋附近的混凝土中，雖有足夠的保護層亦在數年

後其氯化物很容易即累積超過規定值以上，故僅靠氯化物總量之規定，事實上經過長時間後很難防止劣化之效果。

(5)鹹性骨材反應之對策

爲控制鹹性骨材反應，原則上可取下列四種對策中之任何一種爲之。

(a)使用確認爲是安全之骨材

使用依矽骨材反應試驗的結果被認爲是無害的骨材。即依JISA5308預拌混凝土附註說明書之規定辦理。目前此種試驗方法可用ASTMC289「骨材之潛在反應試驗方法」 或ASTMC227混凝土「骨材之潛在反應試驗方法」替代之。

(b)使用低鹹水泥所用之水泥須符合日本JIS R5210 卜特蘭水泥所規定之低鹹性水泥。

(c)使用有控制效果之混合水泥應採用符合日本JIS R5211高爐石水泥規定之高爐水泥或使用被確認爲有鹹性骨材反應控制效果之混合材料所混合之水泥。

(d)混凝土中含鹹總量之控制

使用已表示含鹹量之卜特蘭水泥，每立方混凝土所含總鹹量(Na_2O) 須在3.0公斤以下。亦即每包50公斤之水泥其含鹹量需在0.5公斤以下。

3-4 混凝土之品質

混凝土因應用途，須具有足夠的強度及耐久性。

[說明]

(1)混凝土之品質因應結構物之種類、環境條件、各部份材料斷面等，須具有所需之耐久性，適合於作業的施工性而定。混凝土通常係採用預拌混凝土爲標準。

(2)混凝土之水灰比係以所需之強度及耐久性而定。粗骨材則限於不妨礙鋼筋之配筋或各部材斷面爲原則，而在可能之範圍內儘量採用最大的尺寸爲原則。

(3)混凝土之稠度在適合的作業圍內，儘量採用最小坍度爲原則。而混凝土可採用輸氣混凝土 (Air Entrained Concrete 簡稱AE混凝土)爲原則,其空氣量以4%爲準(有結冰解凍作用之寒冷地區爲4.5%)。

(4)表3-3所示爲混凝土之一般配合條件及設計之標準強度，設計者宜參考本表，考慮(1)項所列事項加以設定適當的配合及強度。尤其在結冰解凍很厲害的地區，水灰比宜用較小者爲宜。

(5)混凝土施工性之定義爲各項材料按指定配合數量拌合，其拌合輸送及灌築等之工作難易程度謂之。混凝土之流動性及均勻性爲施工性之重要因素，因其影響混凝土建築物之品質及外表之美觀至鉅，施工性之是否優良，不僅視各項材料之品質及配合比例恰當與否而定，且與建築物的斷面形狀大小與鋼筋之間隔是否有利於灌築及搗實之進行息息相關，混凝土之施工迄今仍無正確之機械方法，將施工性的難易，予以數字測定，目前更無任何方法能將混凝土所有之施工性因素予以測定，包括粉飾之難易，是否溢水或是否有分離現象，故混凝土施工性仍有賴工程人員之經驗予以判斷。

表3-3　混凝土之配合條件及設計標準強度之參考表

種類	構造各部材料之種類	配合條件				設計標準強度 (kg/cm²)
		最大水灰比(%)		坍度 (cm)	粗骨材之最大尺寸 (mm)	
		總是結冰解凍反覆之地區	很少在冰點以下之地區			
無筋混凝土	填充混凝土填充塊	—	—	15	40	135
	防波堤上部工程，沉箱之蓋面混凝土	65	70	8,12	40	160
	主體塊 異形塊(消波、覆蓋)	65	65	8,12	40	180 (210)(注2)
	護基塊 袋裝混凝土	70	70	8,12	40	160
	碼頭上部工程、胸牆、繫船柱基礎(重力式)	60	65	8,12	40	180
鋼筋混凝土	繫船柱基礎(樁式)、胸牆、碼頭上部工程	60	65	8,12,15	20,25,40	240
	棧橋上部工程	55	55	8,12,15	20,25,40	240
	沉箱、豎井坑、側牆、L型塊、消波塊	55	55	8,12,15	20,25,40	240
	錨碇版、錨錠樁上部工程	60	60	8,12,15	20,25,40	240
護床鋪設		—	—	2.5	25,40	彎曲45

(注1)混凝土灌注後，初期時日裡，爲恐波浪的衝擊、淹水或在寒冷期施工時，其設計標準強度可爲240kg/cm²。

(注2)大型之異形消波塊，其設計標準強度可以加成，如 35t型～50t型者爲210kg/cm²，再超過者則加以適當檢討之。

(注3)棧橋之上部工程除外。

3-5 混凝土之工廠製品

混凝土之工廠製品，若能符合混凝土施工規範之規定者亦可採用之，惟其耐久性須加以充分的考慮。

3-6 水中混凝土

1. 水中混凝土須依混凝土施工規範及港灣工程共同施工說明書設計施工爲原則。
2. 主要結構之各部材料宜採用灌漿混凝土法及混凝土泵法予以施工。
3. 混凝土須具有充分的強度及耐久性。
4. 以不設施工縫爲原則。
5. 水中施工的鋼筋混凝土保護層須在10cm以上。

[說明]

最近添加特殊的混合劑(稱爲特殊水中混凝土用添加劑)予以抵抗水中分離的混凝土(特殊水中混凝土)已開發成功。因此特殊水中混凝土須依特殊水中混凝土手冊及港灣工程共同施工說明書加以設計及施工爲原則。

3-7 預力混凝土(Prestressed Concrete)

1. 混凝土結構物採用預力混凝土時，對PC鋼材之腐蝕須加以考慮。
2. 預力混凝土的設計須依預力混凝土港灣結構物設計手冊設計爲原則。
3. 預力混凝土用於港灣結構物，由於預力鋼線腐蝕尚未有技術上之解決辦法，故設計與施工時均應慎重爲之，局部性之鋼線腐蝕造成結構物之破壞及危險，同時載重條件不明確之結構物設計亦爲不經濟，但是載重條件比較明確之結構物，萬一混凝土低劣或鋼線腐蝕亦會造成構材之破壞，如能經濟利用於可能止於局部破壞且在修復容易之地點，也許可予以採納，使用輕質骨材之預力混凝土，因其靜荷重減輕，地震影響力亦輕，可適用於軟弱地層上棧橋之底版，惟其價值仍有研討必要。

   混凝土之容許應力，應根據設計基準強度，考慮結構物性質、使用目的、構材尺寸、使用材料及品管程度等而決定，惟我國對預力混凝土迄無公定規範，設計工程師均大致參照美國、歐洲或日本規範辦理，美國制定之規範有(1) 美國混凝土學會(ACI)與美國土木工程師學會(ASCE) 聯合委員會之報告「預力混凝土試行準則」1958年公佈(2)美國預力混凝土學會(PCI)之「先拉預力混凝土規範」及「後拉預力混凝土規範」分別於1957年及1958年發表(3)美國公路總局(BPR)之「預力混凝土橋準則」1954年公佈，以及(4)美國 ACI 1971年改訂鋼筋混凝土規範列有預力混凝土一章，試驗混凝土強度之試樣 ，美國係採用6吋直徑12吋高之圓柱，歐洲則採用6 吋之立方體，同樣強度之混凝土，由圓柱試驗之結果爲立方體者之0.75至0.85倍。

[說明]

(1)最外纖維之壓應力

(a)臨時應力或預力傳遞時之應力f_{cpi}

ACI-ASCE規定: 先拉法構材爲$0.6\ f_{ci}'$

後拉法構材爲$0.55\ f_{ci}'$

BPR 規定: 與ACI-ASCE同

PCI 規定：無論先拉或後拉結構均爲 $0.6\ f_{ci}'$

ACI 1971 規定：$0.6\ f_{ci}'$

歐洲各國之規定：大致爲在 f_{ci}' 不超過350公斤/平方公分(5,000磅/平方吋)時，f_{cpi}' 在$0.4\ f_{ci}'$ 與$0.5\ f_{ci}'$ 之間。

(b)工作載重下之應力 f_{cp}——扣除預力全部損失後之應力。

ACI-ASCE規定：橋樑工程爲$0.4\ f_c'$

房屋工程爲$0.45\ f_c'$

PCI 規定：與ACI-ASCE同

BPR 規定：橋樑工程爲$0.4\ f_c'$

ACI 1971 規定：$0.45\ f_c'$

歐洲各國之規定：大致爲在$0.33f_c'$至$0.4f_c'$之間，但f_c'之值可根據使用時之混凝土極限強度，故可較28天之極限強度爲高。

(2)錨錠處之混凝土承壓力

ACI-ASCE及 ACI 1971規定：

後拉預力樑端段錨錠處混凝土最大容許壓力

$$f_{cpb}=0.6f_{ci}'\sqrt{\frac{A_{cb}}{A_b}}$$ ，但 f_{cpb}不得大於 f_{ci}'

式中

A_b：錨鈑之承壓面積

A_{cb}：樑端斷面上與錨鈑成幾何相似且同一中心部份之最大面積

BPR 規定：

$$f_{cpb}=0.4\ f_c'\sqrt{\frac{A_{cb}}{A_b}}$$ 或 f_c'，取二者中之較小者。

Magnel 教授建議之承壓應力等於$1.75\ f_{cpi}$；但由樑底面至錨鈑底邊之距離至少需7.6公分(3吋)。如錨鈑底邊與樑底齊平時，則承壓應力等於 f_{cpi} 值。

(3)最外纖維之拉應力

(a)臨時應力或預力傳遞時之應力f_{tpi}

ACI-ASCE規定：

無鋼筋之構材$0.8\sqrt{f_{ci}'}$ 公斤/平方公分(英制$3\sqrt{f_{ci}'}$)

有鋼筋之構材$1.6\sqrt{f_{ci}'}$ 公斤/平方公分(英制$6\sqrt{f_{ci}'}$)

PCI 規定：$0.06\ f_{ci}'$

BPR 規定：$0.05\ f_{ci}'$

(b)工作載重下之應力 f_{tp}——去除預力全部損失後之應力。

ACI-ASCE規定：

先受壓力之拉力區，其彎曲拉應力如下：

橋樑工程 0.1

不曝露於大氣或腐蝕性氣體中之先拉預力

房屋購材$1.6\sqrt{f_c'}$ 公斤/平方公分(英制$6\sqrt{f_c'}$)

不曝露於大氣或腐蝕性氣體中之後拉預力

以灌漿粘結之構材0.8 $\sqrt{f_c'}$ 公斤/平方公分(英制3$\sqrt{f_c'}$)

PCI 規定:

橋樑構材之底纖維　0

房屋構材之底纖維　0.05 f_c'

頂纖維之拉應力　0.04 f_c'

ACI 1963規定: 不受凍融及腐蝕並經以鋼筋或預力及鋼絲防止開裂者=1.6$\sqrt{f_c'}$ 公斤/平方公分(6$\sqrt{f_c'}$ psi)，其他爲0。

(4)主拉應力

(a)ACI-ASCE規定:

如 $\frac{pf_s'}{f_c'} \leqq 0.3 \frac{f_{se}b'}{f_s'b}$ 時，斜拉力裂紋將不致發生，不需加箍筋，此處 $p=A_s/bd$，b=翼緣寬度(受壓應力之翼緣)。該規範認爲箍筋之計算僅在極限載重情形下始有需要，其計算箍筋之公式爲:

$$A_v=\frac{1}{2}\cdot\frac{(V_v-V_c)}{f_y' j_d}$$

式中

j_d: 預力鋼材重心至極限載重階段斷面抗壓區中心距離。

V_c: 極限載重時大樑混凝土所承擔之剪力，等於$0.06f_c' b' j_d$，但不得超過 $12.7b' j_d$公斤。

(b)PCI 規定:斜拉應力=$0.04f_c'$

(c)BPR 規定:

主拉應力之容許值應不超過下列各項:

在靜載重，活載重及撞擊或此種各載之任何協同作用下，混凝土負擔$0.03f_c'$，其超過$0.03f_c'$部份應設計之適當箍筋承當。在極限載重階段無箍筋之混凝土可負擔$0.08f_c'$，如應力超過$0.08f_c'$時，則應設計箍筋以承當全部主拉應力。在工作載重與極限載重二種情況下，最大剪力點可視爲發生於最近支承相距1.5倍樑高之處。

概言之，鋼筋混凝土所容許之斜拉應力數值亦可爲預力混凝土所採用。預力混凝土樑因產生縱向應力，故通常主拉應力均甚小。因爲斜向預力鋼材負擔一部份剪力及預力之壓應力可減低主拉應力數值之兩項原因，故預力混凝土樑腰通常不需用箍筋，有時因樑腰寬甚小並需扣除力鋼材槽寬度，致拉應力超過其容許數值，此時需要箍筋。

(4)錨錠處(端段)之拉應力

主拉應力 10.50公斤/平方公分(150磅/平方吋)以下者，不需加箍筋。主拉應力在$0.1f_c'$以下者，按f_s=1,750公斤/平方公分(25,000磅/平方吋) 計算所需之鋼筋。主拉應力$0.1f_c'$至$0.2f_c'$之間者，按f_s=1,400公斤/平方公分(20,000磅/平方吋)計算所需之鋼筋。主拉應力永不得超過$0.2f_c'$。

3-8 混凝土之容許應力

無筋混凝土及鋼筋混凝土所使用之混凝土容許應力，分別如表3-4及表3-5所示之值，且不得超過之。

表3-4 無筋混凝土之容許應力 (kg/cm^2)

應力之種類	容許應力	容許應力之上限值
容許壓應力	$f'_{ck}/4$以下	55
容許彎曲拉應力	$f_{tk}/7$以下	3
容許支壓應力	$0.3f'_{ck}$以下	60

註：f'_{ck}：設計標準強度

f_{tk}：設計標準拉力強度(依JISA1113混凝之拉力試驗方法求得)

表3-5 鋼筋混凝土之容許應力 (kg/cm^2)

應力之種類			設計標準強度			
			180	240	300	400(1)
容許彎曲壓應力(σ_{ca})			70	90	110	140
容許剪應力	不計斜拉鋼筋時(τ_{a1})	樑	4	4.5	5	5.5
		樓版(2)	8	9	10	11
	斜拉鋼筋計算時	僅爲剪力時(3)	18	20	22	24
容許付著應力	型鋼		6	7	8	9
	普通圓鋼		7	8	9	10
	異型棒鋼		14	16	18	20
容許支壓應力(σ_{ca})			$0.3f'_{ck}$			

註：(1)容許彎曲壓應力欄以外，具有400以上之意。

(2)爲切除的剪力值。

(3)考慮扭轉時可增加爲此值。

[說明]

以容許應力設計法設計時，可參考混凝土標準施工規範決定表3-4及表3-5之值。採用未於表中表示之設計標準強度或輕質骨材混凝土時，其容許應力可參考混凝土標法施工規範加以決定之。而型鋼之容許附著應力，因在混凝土標準施工規範中刪除，故在參考港灣之實績後，權宜上暫定如表3-5。

3-9 鋼筋之容許應力

以容許應力設計法設計時，鋼筋之容許應力如表3-6所示，但不得超過之。

表3-6　鋼筋容許拉應力σ_{sa}（kg/cm²）

鋼　筋　之　種　類	SR24	SR30	SD30A, SD30B	SD35	SD40
(a)一般之容許拉應力	1400	1600(1500)(1)	1800	2000	2100
(b)以疲勞強度而定之容許拉應力	1400	1600(1500)	1600	1800	1800
(c)以降伏強度而定之容許拉應力	1400	1800	1800	2000	2200

註:(1)（ ）內爲輕質骨材混凝土之值。
(2) (C)爲考慮地震時的影響，用於計算鋼筋搭接長度時。

[說明]

(1)鋼筋之容許應力是參考混凝土施工規範規定，製定如表3-6。

(2)使用高拉異型鋼棒時，須注意下列各點加以設計之。

(a)混凝土之強度若不隨著鋼筋之容許應力增強時，混凝土的斷面會變成很大，而成爲不經濟的設計。

(b)鋼筋的接口採用焊接接口時，接口部份有效斷面積在設計時可以鋼筋斷面積的80%計算之。

(3)鋼筋混凝土在水中之彎曲及剪力強度，有時會較在空氣中爲低,因此其容許應力須予以降低。

3-10 容許應力之提高

1. 以容許應力法設計時，考慮數種之載重、外力等加以組合時，無筋混凝土中表3-4，鋼筋混凝土表3-5 及表3-6 所示之值，其容許應力可各分別提高如表3-7所示者。
2. 以容許應力法設計時，若暫時承受載重時，因應載重狀態及材料之性質等，本篇中「混凝土之容許應力」及「鋼筋之容許應力」所規定容許應力可酌予提高。

表3-7　無筋混凝土及鋼筋混凝土容許應力之增幅係數

種　類	載重、外力之組合	增幅係數
無筋混凝土	考慮地震之影響時	1.50
鋼筋混凝土	考慮溫度變化及乾燥收縮之影響時	1.15
	考慮地震之影響時	1.50
	考慮溫度變化乾燥收縮及地震之影響時	1.15

[說明]

有關考慮溫度變化、乾燥收縮及地震之影響容許應力提高的想法與混凝土施工

規範相同。前述隨著混凝土構材或結構物之搬運等所發生暫時性的載重爲對象，須考慮載重之狀態或混凝土灌注經過的時間等可酌予提高容許應力。但暫時性載重之大小等因設計與施工條件的不同而有顯著的差異，而容許應力提高的限度亦未明確記載，故設計者須加以明確的判斷之。

3-11 混凝土之維護管理

混凝土在整個供作使用期間爲維護結構物之功能計，因應需要須作劣化狀況之檢查等以供維護管理之需。

[說明]

港灣混凝土結構物，因不太需要維護，因此逐漸興建了許多。而事實上，以往所興建的防波堤、碼頭等，至今多數均能充分發揮其功能。惟因施工上所產生混凝土之品質或保護層的不良現象及因鹽害的劣化等而使結構物的功能逐年降低，這在混凝土結構物方面是在所難免的。

維護管理乃是需掌握結構物劣化之實際情況，即依檢查結果掌握變化狀況之原因，對是否供給使用，是否維修或補強，包括維修或補強等作業加以明確的判斷。依此目的常年的掌握結構物的實際狀況是非常重要，而設計圖說或檢查結果等資料之整理及儲備亦非常重要，而在設計階段考慮混凝土結構物等之易於維護管理亦相當重要。

第 四 章　瀝 青 材 料

4-1 柏油砂(Sand mastic asphalt)

4-1-1 材料

1.柏油(Asphalt)

用於水中施工的柏油砂須符合JIS K2207 柏油之規定，以純柏油之40～60，60～80，80～100 任何一種均可用之。

2.砂

須使用不含灰塵、泥、有機物等有害物潔淨之砂，最大粒徑爲2.5mm 。

3.填縫料(filler)

須採用符合JIS A5008舖路用石灰石粉之規定者。

[說明]

(1)用於水中施工之柏油砂，在水中流下時須充分填充拋石孔隙，爲使具有充分的流動性，通常可採用如表4-1之純柏油。

表4-1　純柏油之規格

項目	種類 / 單位	40～60	60～80	80～100
穿入度(25°c,100g,5秒)	0.1 mm	40以上～60以下	60以上～80以下	80以上～100以下
軟化點	°c	47.0～55.0	44.0～52.0	42.0～50.0
展性 (15°c)	cm	10以上	100以上	
三氯化乙烷溶解度	%	99.0以上		
燃點	°c	260以上		
薄膜 質量變化率	%	0.6以下		
加熱 穿入度變化率	%	58以上	55以上	50以上
蒸發後之穿入度比	%	110以下		
比重 (25°c)	—	1000以上		

附註: 120°c,140°c,160°c,180°c之各種動粘度須付註於試驗表上。

(2)混合料中砂的粒徑愈大流動性愈大，即加少量的柏油即可得到所需的流動性，而混合料亦易分離。而粒徑太小則缺乏流動性，且可得到細緻的柏油砂。同時可使配料不發生分離，砂之粒徑間亦具有一貫的連續性，粒徑曲線亦很順暢而無很大變化。

(3)填縫料之表面積愈大其效果愈大，故其粒徑宜力求細小。

4-1-2 配料

配料須考慮施工處所、自然條件等施工條件，對所需取得之流動性及強度加以作配料試驗後而決定之。

[說明]

(1)概說

水中施工用柏油砂之配料，以表4-2之值爲準。

表中之塵灰係砂及填縫料中均能通過0.074mm篩者之謂，細骨材爲砂及填縫料中殘留於0.074mm篩者之謂。

表4-2　柏油砂配料之標準

材　　料	重　量　比（%）
柏　　油	16～20
塵　　灰	18～25
細　骨　材	55～66

(2)配料試驗

配料之決定，依下列之試驗行之。

(a)流動性試驗

(b)比重試驗

(c)彎曲試驗

(d)壓縮試驗

配料試驗的方法係依據柏油砂的施工標準行之。但(c),(d)二試驗須在溫度10°C，載重速度20mm/min之條件始能試驗。

(3)試驗結果之判定

配料試驗之結果須滿足下列之條件

(a)流動性試驗

(i) 柏油砂在水中施工的時間須在40～60秒之範圍內。

(ii)柏油砂從流下合流入龜裂處之表面，不能呈現柏油砂被切斷之現象。

(iii)砂與柏油砂不能分開流下。

(b)比重試驗

1.95以上。

(c)彎曲試驗

10kg/cm^{2}以上。

(d)壓縮試驗

10kg/cm^{2}以上。

(4)所需數量之計算

柏油砂所需數量可由下式計算之。

$W=\gamma v$

$V=\alpha A(h\nu+d)$.....(4-1)

式中

W: 柏油砂之全部重量(t)
V: 柏油砂之全部體積(m^3)
γ: 柏油砂之單位體積重量(t/m^3)
A: 柏油砂欲施工之拋石層面積(m^2)
h: 柏油砂欲施工之拋石層厚度(m)
ν: 柏油砂欲施工之拋石層孔隙率
d: 拋石層上柏油砂之保護層厚度(m)
α: 考慮流入下層拋石層之增加率

(5)設計上之限制事項

(a)柏油砂不能使用有強大波壓衝擊或固體漂流物之處。
(b)柏油砂不能使用於被預測有急速下沉之處。
(c)柏油砂所施工之拋石面坡度，須較1:1.3爲緩的坡度。
(d)柏油砂所施工之拋石層內側不能有結構物致使波壓等產生強大的水壓動向。
(e)邊坡、坡趾及施工的端點處須適當的加以補強。
(f)水面部份使用柏油砂時，尤須慎重行事。
(g)港灣結構物之耐用年限與柏油砂的耐久性須加以充分的考慮而設計之。

4-2 柏油襯墊(Asphalt mat)

4-2-1 材料

1.柏油
使用純柏油(Straight Asphalt)之40～60、60～80、80～100或吹製柏油(blow asphalt) 之10～20、20～30、30～40 之任何一種或混合此類者均符合 JIS K2207柏油之規定。

2.砂
須採用不含塵灰、泥、有機物等有害物之潔淨的砂，最大粒徑爲2.5mm。

3.碎石
採用之碎石須符合JIS A5001公路碎石之規定，粒徑爲2.5～20mm。

[說明]

(1)柏油通常有本篇表4-1之純柏油及表4-3之吹製柏油，所需之性質狀態爲可以混合使用者，通常其穿入度爲40左右。

表4-3 吹 製 柏 油 之 規 格

項　　目	種類、單位	10～20	20～30	30～40
穿入度(25°C,100g,5秒)	0.1mm	10以上20以下	20以上30以下	30以上40以下
軟　化　點	°C	90.0以上	80.0以上	65.0以上
展　　性(25°C)	cm	1以上	2以上	3以上
穿入度指數		2.5以上		1.0以上
蒸發質量變化率	%	0.5以下		
三氯化乙烷溶解度	%	98.5以上		
燃　　點	°C	210以上		

(2)碎石其合成材料之粗骨材對柏油襯墊的強度有重要的影響，故非採用質地良好者不可。碎石的最大粒徑通常爲施工底版厚度的1/6 以下，而加強摩擦抵抗用的襯墊因有很大壓力作用，故多數採用較大一些的粒徑。迄今之施工實例，5cm 厚的襯墊依JISA5001之規定採用7號碎石(粒徑5～2.5mm)，7cm厚的襯墊用6號碎石(粒徑13～5mm)與7號碎石混合者，8cm厚的襯墊則採用5號碎石(20～13mm)與7號碎石混合者。

(3)上述以外需有下列之材料

(a)補強材料

西沙爾麻網：西沙爾麻網是每目之間隔在15cm以下織成的麻網。

玻璃纖維帶狀網：是每目之間隔在1～4cm所織成玻璃纖維帶狀網，並經過柏油處理者。

鋼索網：用鋼索以每目10cm以下間隔織成網索。

(b)吊索

採用預先脫油處理過之鋼索，徑6～12mm。

(c)其他

鋼索夾子、梱紮用鐵絲、覆蓋模板之牛皮紙。

4-2-2 配料

配料須考慮使用目的、施工處所、施工條件等，以可以取得所需的強度、自重、彎曲性等加以作配料試驗而決定之。

[說明]

(1)柏油襯墊之配料如表4-4所示之值爲準。

該表表示者爲塵灰即砂及填縫料等通過0.074mm篩者，細骨材即碎石、砂及填縫料等存留於0.074mm篩而通過2.5mm篩者， 粗骨材則爲碎石及砂等存留於2.5mm篩者，各分別所佔的重量百分比。

表4-4 柏油襯墊配料之標準值

材料	重量比(%)	
	增強摩擦用	防止沖刷用
柏油	10～14	10～14
塵灰	14～25	14～25
細骨材	20～50	30～50
粗骨材	30～50	25～40

(2)柏油對溫度非常敏感，夏季施工時須使之不會有流動之情形發生，而冬季施工時則須維持其一定的柔軟性。

(3)爲決定配料計，須作下列之試驗。

(a)增強摩擦用襯墊

(i)配料試驗

甲、比重試驗

乙、彎曲試驗

丙、壓縮試驗

(b)防止沖刷用襯墊

(i)配料試驗

甲、比重試驗

乙、彎曲試驗

丙、壓縮試驗

(ii)襯墊試驗

甲、壓拔試驗

(4)配料之試驗係以文獻爲準，彎曲試驗及壓縮試驗則須在溫度20°C、載荷速度20mm/min之條件下進行之。

(5)襯墊壓拔試驗如圖3-4-1所示係以規定之厚度加以補強材料作成30cm四方之試體，並採用載荷裝置，且在溫度20°C及載速度50mm/min之條件下同時進行試驗。

(6)配料試驗結果須滿足下列條件

(a)增強摩擦用襯墊

(i)配料試驗

甲、比重試驗

2.2以上。

乙、彎曲試驗

強度 20kg/cm²以上。

彎曲量 3mm以上。

丙、壓縮試驗

強度 20kg/cm²以上。

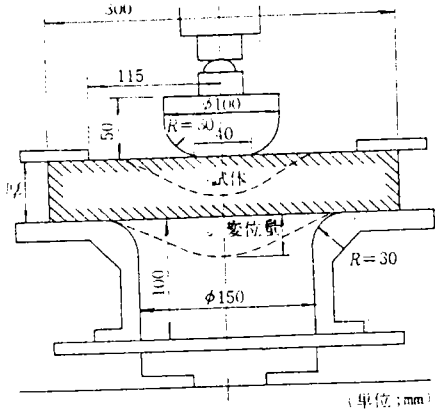


圖3-4-1 壓拔試驗裝置

(b)防止沖刷用襯墊

(i)配料試驗

甲、比重試驗

2.2以上。

乙、彎曲試驗

強度 10kg/cm²以上。

彎曲量 3mm以上。

丙、壓縮試驗

強度 10kg/cm²以上。

(ii)壓拔試驗

甲、普通襯墊(補強材料西沙爾麻網或焊接金屬網)

最大載重 800 kg以上。

變位量 10mm以上。

乙、加強襯墊(加強材料爲玻璃纖維帶狀網或網索網)

最大載重 1500 kg以上。

變位量 30mm以上。

4-2-3 尺寸及結構

柏油襯墊之尺寸及結構須考慮使用目的，使用條件及施工方法予以決定之。

[說明]

(1)柏油襯墊之尺寸，應視施工方法及施工設備，在容許範圍內儘量採用大者。

(2)柏油襯墊之厚度應視其用途，所需強度及撓性等而定，通常爲增強摩擦抵抗應採用較厚者，爲防止淘刷或止水作用，應採用薄者。

(3)設計應注意之事項列舉於下:

(a)混合堤底床爲防止淘刷用之普通柏油襯墊，對被覆料之重量須具有充分的強度。

(b)在波浪巨大的外海使用柏油襯墊時，尤其須慎重考慮之。

(c)港灣結構物之耐用年限與柏油襯墊的耐久性須充分的考慮後再予以設計之。

4-3 舖路用瀝青材料

4-3-1 概說

舖路用瀝青材料以符合公路柏油舖設規定爲原則。

4-3-2 瀝青混凝土

柏油舖路之表層、基層係採用工廠加熱混合方式的瀝青混凝土行之。瀝青混凝土之種類則載於第八篇中。

[說明]

對於瀝青混凝土的路床舖設之使用區分請參考第八篇「柏油舖路設計」所述。

第五章　石　料

5-1 概說

石料須考慮其使用目的及其所具有的性質、工期、工程費等，以各該結構物之整體性及經濟性以期及早施工來選定之。

[說明]

通常石料在防波堤、碼頭等港灣結構物上均需大量使用的材料。石料的選定影響結構物的安定性及工程費至鉅，故須充分的考慮並審慎行事。

5-2 拋石

拋石不能採用扁平細長者，而是需爲堅硬、質密、具有耐久性而無風化凍壞之慮者。

5-3 背填料

背填料須具內摩擦角大且比重小的材料。

[說明]

(1)通常所採用的背填料，其設計值如表5-1所示之值爲準。

表5-1　背填料之設計標準值

材料類別	內摩擦角（度）	單位體積重量		邊坡坡度
		殘留水位上 (t/m^3)	殘留水位下 (t/m^3)	
塊石				
一般塊石	40	1.8	1.0	1:1.2
脆質塊石	35	1.6	0.9	1:1.2
級配料	30	1.8	1.0	1:2～1:3
卵石	35	1.8	1.0	1:2～1:3
爐渣				
高爐渣	35	1.4	0.8	1:1.5
轉爐渣	35	2.0	1.5	1:1.5
平爐渣	35	2.0	1.5	1:1.5

(2)通常背填料可用塊石、級配碎石、卵石、爐渣等。砂岩及爐渣因質地較鬆散，故須慎重調查後始可用之。

(3)此處所謂之塊石，是因港灣關係所使用者，而在JIS A5006塊石圓石兩者是很近似的稱呼。

(4)級配料是沒有經過篩選之砂石料，係砂與石料各半混合者之稱。

(5)邊坡坡度在上述之背填料在海中施工時，坡度如上表所示之值爲準。通常的背填料在波浪影響很小之處其值酌予減小，波浪影響很大的位置，其值則加大。

5-4 路基材料

路基材料須選擇可取得所需承載力且易於壓密及具有耐久性者。

[說明]

(1)路基是將路面上的載重傳遞至路床上。通常分成上層路基及下層路基。下層路基承載力較小，故使用較爲價廉的材料，上層路基因需承載力很大而需使用質地較爲良好的材料。而在路基之所需之承載力及使用材料的規定，因混凝土路面及柏油路面而稍有差異。因此請照第八篇「護床混凝土舖設綱要及柏油舖設綱要」所述。

(2)路基材料一般使用者有粒狀材料、水泥安定處理材料及瀝青安定處理材料等。粒狀材料有碎石、爐渣、級配料、山石料、級配碎石、碎石粉及砂等。這些材料可單獨使用，亦可兩種以上混合使用。

第六章　木　材

6-1 木材之材質

6-1-1 普通結構用木材之材質

選用木材時應特別注意事項如下:

1. 承受大拉應力之構材及接頭部位，應避免使用枝節腐爛或纖紋傾斜之木材，且應選用乾燥者爲宜。
2. 承受大拉應力之構材，應選用裂紋彎曲較少者爲宜。
3. 對有產生腐朽之慮之主要結構部位，應儘量使用有耐久性之木材。

[說明]

(1)本文所指普通結構用木材，係除木樁以外之結構用木材。港灣工程中結構物之主要部位，因木材耐久性較差而不常用，不得已需使用時可參考本章之說明爲之。

(2)結構用木材應儘量使用乾燥者含水量如超過30%,其抗壓強度約減半如圖3-6-1。

(3)港灣工程使用之主要木材及其用途如表6-1。

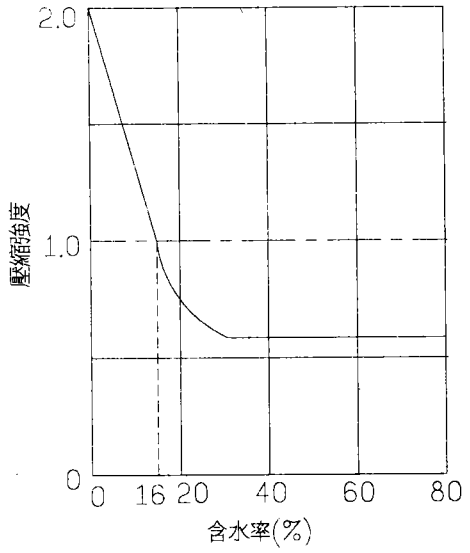


圖3-6-1　含水率與壓縮強度之關係
(針葉樹Seitz Stoy)

表6-1　使用於港灣工程之主要木材

材　別	主　要　用　途
紅　松	基礎樁、棧橋之基樁及桁樑、防舷材、繫船樁、船架
黑　松	基礎樁、棧橋之基樁及桁樑、防舷材、繫船樁、船架
杉　木	棧橋之桁樑及版、腳架、模版
唐　松	基礎樁、棧橋基樁、樑及版
洋　松	基礎樁、棧橋之基樁及桁樑、防舷材、繫船樁、船架
櫸　木	打樁時之緩衝材
枹	防舷材、船架

6-1-2 木樁材質

由耐久性及強度之觀點而言，松樹(紅松、黑松)之原材極適用於作爲木樁，惟選用時應注意下列事項:

1. 無裂痕缺陷之圓形原木剝除樹皮後兩端口徑略同者。
2. 樁材之彎曲限度，以其兩端中心之連結線不偏於樁身以外，或樁長之0.5%以內。

6-2 木材之容許應力

6-2-1 概說

木材之強度應將結構物之設計容許變形量及由於某種原因招致木材強度增減情況同時考慮決定之。通常木材種類含水量及其他特殊原因等對其強度有甚大差異，吾人應取其安全率較大者。

6-2-2 普通結構用木材之容許應力

[1]順紋之木材容許應力如下表

單位:kg/cm^2

種類	拉力	壓應力	彎曲	支撐力		剪應力	
與纖維之方向	平行	平行	平行	平行	垂直	平行	垂直
針葉樹	80	70−0.48λ	90	80	20	8	12
闊葉樹	110	80−0.58λ	120	110	35	12	18

異常荷重時得採用1.5倍。

上表中之容許壓應力僅適用於 $\lambda=\frac{L}{r}<100$時。

若 $\lambda=\frac{L}{r}\geq 100$時，不論何種木材之容許壓應力均可按$220,000/(\frac{L}{r})^2$ 計算。

式中

L: 木材長度(cm)

r: 木材剖面之最小迴轉半徑(cm)

(2)斜紋方向之容許壓應力如下表。

斜紋方向之角度	0°	10°	20°	30°	40°	45°	50°	60°	70°	80°	90°
針葉樹	80	73	59	46	36	32	29	25	22	21	20
闊葉樹	110	103	88	72	58	53	49	42	38	36	35

上表值係由 Hankinson公式算表出，該公式爲:

$$N=\frac{PQ}{P\sin^2\theta+Q\cos^2\theta}$$

式中

N: 在夾角θ時，木材容許抗壓應力或螺釘容許載重。

P: 順紋抗壓應力，或每螺釘容許載重。

Q: 橫紋抗壓應力，或每螺釘容許載重。

θ: 力之方向與紋之方向間之夾角。

(3)容許應力之增減

(a)木材如經常在濕潤狀態者，可以上列兩表值之70%計之，木材之含水量多寡影響其強度頗鉅，尤其對抗壓強度尤甚，木材之含水率(水重與木材乾重之比，通常在空氣中乾材之含水率爲18%)超過80%以上時，其抗壓強度約爲在空氣中乾材強度之60%，如水份再增加，其強度並不繼續變化。至於抗拉強度，因含水量多寡之變化，並不如抗壓強度之變化大，充分濕潤之木材，其抗拉強度大約爲在空氣中乾材之70%。

(b)直接暴露於雨水及露水之結構物，可以上列兩表各值之80%計之，惟仍需視實際情況而異。

(c)木材用於架設時(包括混凝土模板、支撐材、鷹架等)對正常載重之容許應力值，除上述(a)、(b)情況外，以其架設時間之長短，可區分爲:

一週以內:可採用上列兩表值之1.30倍。

一週～一個月:可採用上列兩表值之1.25倍。

一個月～三個月:可採用上列兩表值之1.2倍。

6-2-3 木樁材之容許壓應力

木樁材之正常容許壓應力，如杉、樅樹、針樅、椴松、美國松等具有40kg/cm^2。至於其他木材不拘樹種，在木材之最小斷面段也有50kg/cm^{2}以下，但應與上節6-2-2普通結構用木材之容許壓應力公式計算做比較，取其較小之數值。

6-3 木材之接合

木結構之接合方式，應考慮結構物或結構部位所需之性能加以選定之。

1.一般對要求勁度之接頭，以膠接合或釘接合，對要求柔韌之接頭以釘接合、接釘接合、側疊或相疊接合等較適宜。

2.設計時應注意下列事項:

(1)接頭部位附近，儘量避免使用具有圓身及節理發達等缺點之木材。

(2)儘量避免在承受較大應力部位設置接頭。

(3)並列結構之構材，其接頭部位之配置應力求不在同一平面上。

(4)主要接頭之配置，應位於外力之作用線通過該接頭之抵抗力圖心，否則應考

慮偏心作用之影響。

(5)抗彎材之接頭使用接板時，應特別注意其結構。

(6)由於結構物之變形而在接頭處產生二次應力時，應予以一併考慮之。

(7)承受張力之構材有接板時，其接板斷面積之和應在所要求斷面積之1.5倍以上。

(8)張力構材之接合長度應儘量取其大者。

(9)由於木材會因乾燥而收縮，造成接合部鬆動，設計時應考慮其能隨時再鎖緊。

6-4 木材之保護

木材如使用於蟲害及腐蝕的地方時，應設法防止之。

1. 木材之缺點在於容易遭受蟲類侵害、腐蝕及其本身之脆弱性，尤其在海岸，對在短時間內即能使港灣結構物遭到損害之海蟲，應特別予以充分之防範。
2. 防腐蝕的方法有二:
   (1)使結構物本身能防雨水與潮濕，並使其通風良好，以收防腐之效。
   (2)以灌入法先將木材泡浸或塗抹防腐劑，以收防腐之效。
3. 爲達防腐之目的，尙有將木材表面以混凝土被覆者。

第 四 篇　預鑄混凝土

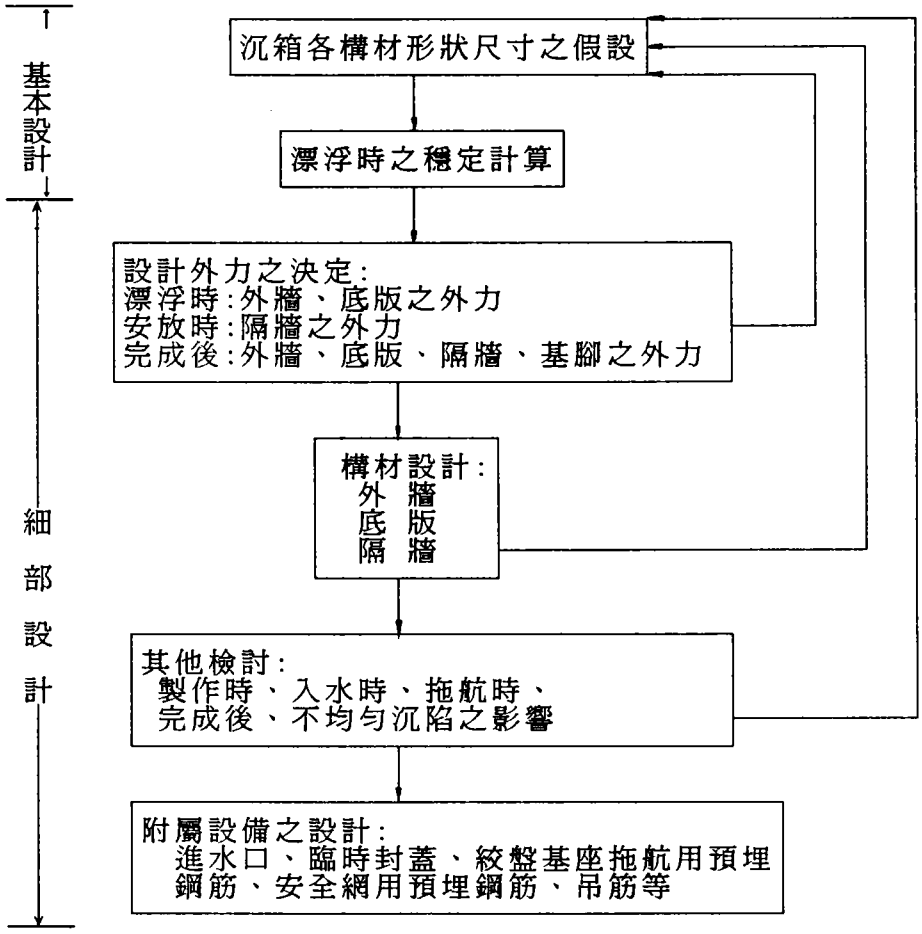
第 一 章　沉　箱

1-1 概述

本章之規定適用於一般之沉箱。

[說明]

沉箱設計之一般程序如下:



1-2 構材尺寸決定之原則

在設計沉箱各構材形狀及尺寸時，應考慮下列各項因素:

1. 沉箱製作設備之能力
   (1)沉箱製作臺之寬度及強度
   (2)起重機之能量
   (3)混凝土澆置能量

(4)下水能力：諸如吃水深度、塢門寬度、水深、浮沉箱塢能量、下水臺車強度
(5)製作時千斤頂位置

2. 沉箱製作時作業上所需要之構材最小尺寸
3. 沉箱吃水與安放位置水深及堤基高度之關係
4. 沉箱在漂浮中之穩定
5. 拖航及安放作業條件，如潮流、波浪、風等
6. 沉箱安放後之作業條件，如填充及上部結構施工之關係
7. 不均勻沉陷問題
8. 碼頭用沉箱應考慮其上部結構、後方設施以及車輛、起重機、貨物等相關問題。

[說明]

(1)設計時應滿足「混凝土之容許應力」、及本「設計外力」、「構材之設計」之規定事項。

(2)沉箱之長度一般愈長愈經濟。但如過長，因潮流及波浪之影響可能使拖航及安放作業增加困難。尤以安放後之填充作業，如不能於短時間內完成，可能遭受災害。

(3)沉箱之製作設施，以儘可能使用現有設施爲原則。如採用新設施或局部改善原有設施，應併同整體工程作經濟上的檢討。

(4)沉箱之高度，以安放後封頂混凝土可用乾工法施工原則，並考慮不使波浪損及模

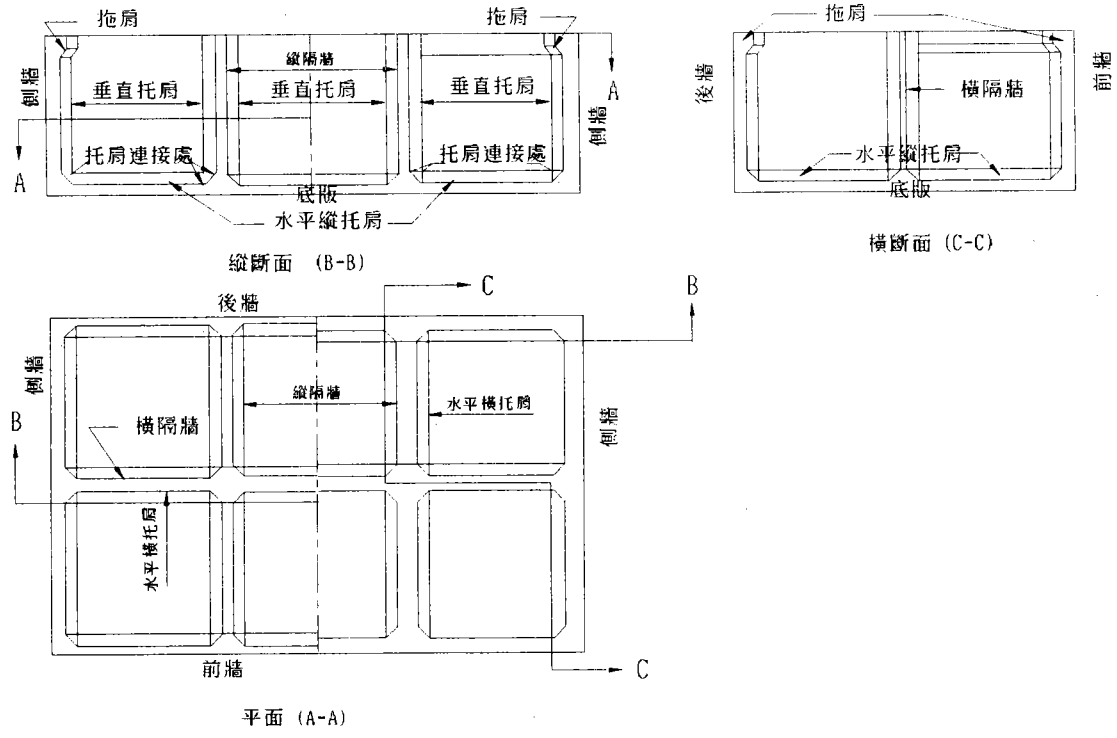


圖4-1-1　沈箱各部分之名稱

板及填充作業的需要，至少應在平均水面以上，一般都在H.W.L 以上。

(5)沉箱之長度如過大，當頂起(Jack-Up)或發生不均勻沉陷時，應檢討受扭曲之影響。

(6)碼頭沉箱應考慮其頂面載重，如貨物、車輛、起重機等。碼頭沉箱背後鄰接倉棧，沉箱基腳有阻礙打設基礎之可能，故對基礎構造相關事項必須顧及。

(7)安放沉箱之餘裕水深應慎重決定。爲考慮沉箱偏斜、搖擺、微波及吃水計算誤差等影響之最小限度，沉箱吃水與拋石基礎頂面之差通常應在0.5m以上。爲使沉箱安放作業時間不受限制，以避免配合潮位與夜間作業，沉箱設計所考慮之安放潮位通常在M.W.L左右。

(8)加強頂緣可增加沉箱之勁度，並且具抵抗不均勻沉陷及波浪之效果。加強頂緣在施工上雖不便，但於波浪強大處有其需要，可用混凝土填充。

(9)隔牆間距之決定，應考慮內模板之通用性。由於模板之互相通用，可減少模板組數及堆置場地。

(10)沉箱各部份之名稱如圖4-1-1，通常其各構材尺寸之決定以隔牆中心距離不超過5公尺爲原則，而且視沉箱之大小，外牆厚度約爲30cm～50cm，底版厚約爲50cm～80cm，隔牆厚度約爲15cm～30cm，水平及垂直拖肩15cm～30cm，蓋版混凝土50cm～80cm者較多。

1-3 漂浮穩定

爲使沉箱自力漂浮時不致有傾覆或傾斜，應做穩定計算。

爲保持沉箱之穩定，應滿足公式(4-1)之條件(圖4-1-2)。

$$\frac{I}{V} - \overline{CG} = \overline{GM} > 0 \quad \cdots\cdots\cdots (4\text{-}1)$$

式中

V: 排水容量(m^3)

I: 吃水面對長軸之斷面慣性矩(m^4)

C: 浮心

G: 重心

M: 傾心

通常爲安全起見 $\overline{GM}$ 之值最好能取吃水之5%以上。

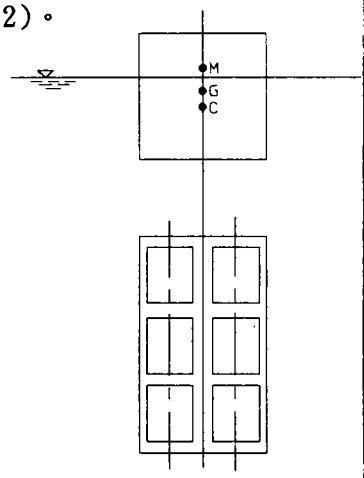


圖4-1-2 沈箱漂浮穩定

[說明]

(1)式(4-1)適用於沉箱斷面爲左右對稱，而且沉箱僅會產生很小的傾斜時。

(2)內填壓艙物拖航時，以公式(4-2)計算之。

(a) 壓艙物爲水之狀態下拖航時

$$\frac{I}{V}(I' - \Sigma i) - \overline{C'G'} > 0$$

(b) 壓艙物爲砂、石或拋混凝土等時

$$\frac{I'}{V'} - \overline{C'G'} > 0$$

(4-2)

i: 各內隔間水面平行於沉箱回轉軸中線之斷面慣性矩(m^4)

V'、I'、C'、G': 加壓艙物時之各值或位置

通常爲安全起見$\overline{G'M}$之值最好能取吃水之5%以上。

(3)僅單側有基腳之沉箱，須加壓艙以保持平衡如圖4-1-3所示，以式(4-3)計算之:

$$W_1L_1 + WL_w = FL_f \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (4\text{-}3)$$

式中

W_1: 壓艙物重量 (t)

W : 沉箱重量(包括基腳重) (t)

F: 作用於沉箱浮力(包括基腳) (m)

L_1: 沉箱外牆緣至W_1作用點之距離 (m)

L_w: 沉箱外牆緣至W作用點之距離 (m)

L_f: 沉箱外牆緣至F作用點之距離 (m)

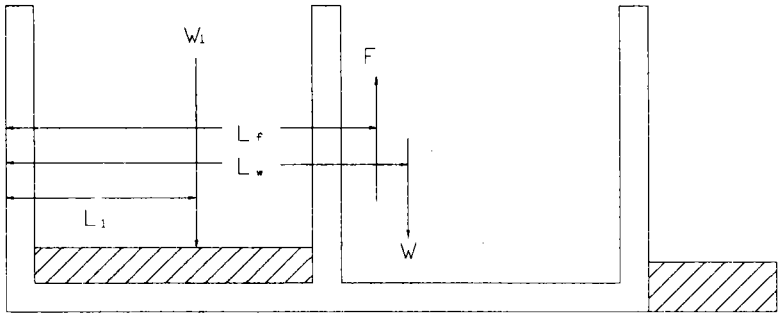


圖4-1-3 加入壓艙物時之安定

1-4 設計外力

1-4-1 短期荷重

下列條件時之設計外力，得視爲短期荷重，其容許應力應依規定加成。

1. 安放時
2. 地震時
3. 填充物爲混凝土，拖航時間短不作暫時漂浮儲泊時

[說明]

沉箱安放自進水開始至就位，通常於一小時內完成，較地震時之受力雖長，但受影響者以內隔牆爲主。隔牆由於內外之水位差而受彎矩，但填充完成後彎矩之影響消失，不致長久存在，而僅有拉力作用，所以可視爲短期荷重考慮。沉箱如以混凝土填充，沉箱僅爲模板之作用，稍有龜裂並無妨礙。但沉箱拖航需時在五小時以上，或製作完成後有浮儲之情形時，爲考慮受突發性之暴風可能發生意外事故，則需按長期載重設計。

1-4-2 製作時之外力

在乾塢或浮塢製作沉箱時，由於各構材均未承受任何外力，因此不需檢討其外力。在滑道或製作臺上製作沉箱時，須以千斤頂移動沉箱，或將沉箱移置在下水臺車上時，受其自重之作用，爲一集中荷重。

[說明]

視沉箱全體爲一承受集中載重之梁檢討。

1-4-3 下水及漂浮時之外力

在乾塢、浮塢或一般滑道製作沉箱時，底版及側牆其所受外力爲將其靜水壓依吃水深度加約1.0m超高計算，但在下水時，如有短暫超過此靜水壓作用之可能時，應另行檢討。此時，隔牆之受力可不予檢討，而側牆則成爲承受三角形的靜水壓分佈，底版則承受自重與由下而上的靜水壓差。如在沙灘製作時，下水之外力應在加以考慮底版懸空時之受力。

1.側牆

漂浮時作用於沉箱側牆之外力，係以考慮沉箱之吃水加上 1公尺之餘裕水深所產生之靜水壓當作外力，爲一三角形分佈荷重。但爲計算方便，通常將此靜水壓作用範圍，考慮爲由底版中心緣起一直延伸到沉箱頂部爲止(如圖4-1-4)。

$$P=1.03\ H$$
$$=1.03\ (D+1.0-t/2)\ldots\ldots(4\text{-}4)$$

D : 吃水

t : 底版厚度

作用於沉箱底版之外力，等於底版下端所受靜水壓減去底版自重之差，若沉箱浮游時不安定須加入壓艙物以保持安定時,亦須考慮此壓艙物。(如圖4-1-5)

$$P_w = 1.03\ H_o$$
$$P_2=P_w - W$$
$$=1.03\ H_o-W \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(4\text{-}5)$$

式中:

P_2 : 作用於底版之設計荷重(t/m^2)

Pw : 吃水深度加約1.0m 超高時作用於底版下面之靜水壓(t/m^2)

H_o : 沉箱吃水深度加上 1.0 m (m)

W : 底版自重，如有填充砂土作平衡用壓艙時，應包括壓艙重量，但不扣減浮力(t/m^2)

$W = r_1t_1 + r_2t_2$

r_1 : 混凝土單位體積重量(t/m^3)

r_2 : 壓艙物之單位體積重量(t/m^3)

t_1 : 底版厚度(m)

t_2 : 壓艙物之填入高度(m)

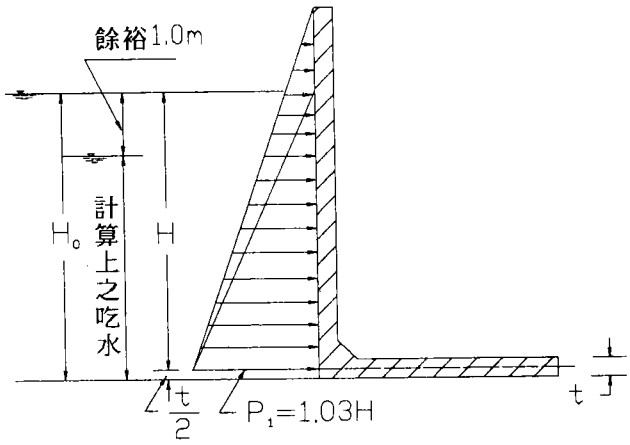


圖4-1-4 作用於外牆之水壓

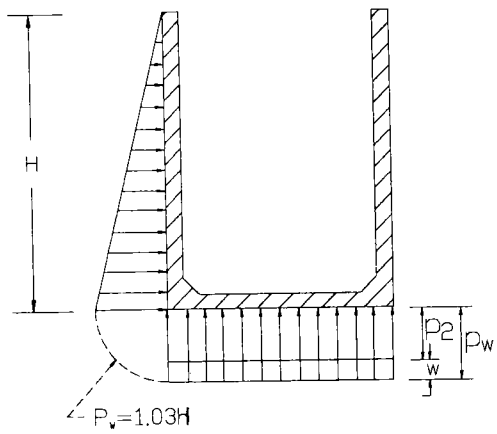


圖4-1-5 作用於底版之水壓

1-4-4 拖航時之外力

1.沉箱在拖航中，所受靜水壓、動水壓及波壓之影響，可省略不檢討。

2.拖航時之拉力

沉箱拖航時之拉力，由公式(4-6)計算並參考圖4-1-6。

$$T=\frac{\rho}{2g} C_d V^2 A \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (4\text{-}6)$$

T ： 牽引力(t)

g ： 重力加速度，g=9.8m/sec^2

C_d: 抗力係數

V: 拖航速度(m/sec)

A: 沉箱前進方向之浸水面積(m^2)

A=a(D+δ)

D: 吃水深度(m)

δ : 前面水位(m)

L: 沉箱長度(m)

a: 沉箱寬度(m)

ρ : 海水密度， ρ =1.03t/m^3

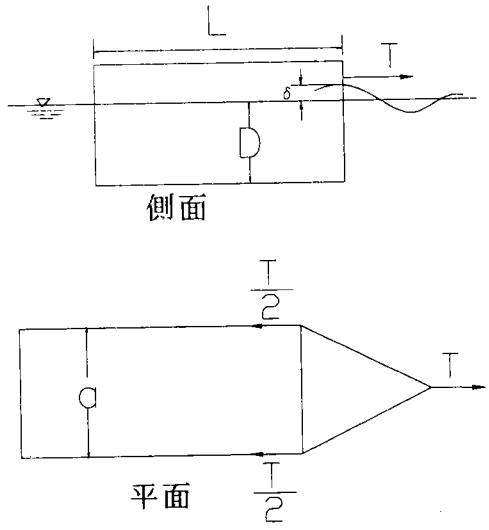


圖4-1-6 拖航時之拉力

[說明]

(1)拖航時之水壓

沉箱拖航一般受壓力抵抗及造波抵抗。通常避免在有浪時拖放沉箱，所以吃水深度加 1m 超高計算沉箱之強度已足夠涵蓋此種影響因素，故可不必再予核算沉箱在拖航中，所受靜水壓、動水壓及波壓之影響。

(2)拖航時之拉力

一般沉箱之乾舷不大，且在強風時不拖航，所以可不考慮風之抵抗僅考慮流体抵抗。流體之抗力係數(C_d)隨與水流方向垂直面形狀之不同而異，但一般以採用對長方形板者計算。拖航速度通常爲每小時2～2.5海浬，如以大馬力拖航，其拖航速度大約爲每小時3 海浬。

1-4-5 安放時之外力

1. 不須檢討外牆及底版。由於沉箱安放時所受之外力，較漂浮及安放後所受荷重爲小，因此可不予核算。
2. 隔牆須考慮施工條件，隔牆所受外力爲隔牆間水位差。

[說明]

(1)沉箱安放時之進水方法有幫浦法及閥門法。以閥門進水，水位差可考慮爲1公尺，已相當安全。以幫浦進水，應適當控制幫浦水管移動，其水位差應在1公尺以內。若水位差超過1公尺以上，可能使20公分厚單排鋼筋隔壁發生龜裂。

(2)相鄰隔艙填充時，應注意均勻填充以避免產生不平衡問題。

1-4-6 安放後之外力

[1]外牆

作用於沉箱外牆之外力應考慮內部土壓及內部水壓，此外，防波堤之沉箱，其海側外牆應考慮波力之作用。

[說明]

(1)內部土壓

(a)土壓係數(K)以0.6計算，但如以型塊、混凝土內填時，則不考慮土壓。

(b)靜止土壓之作用範圍爲至與內隔間間隔 b 相同之距離爲止直線增加，以後不再增加，如圖4-1-7。

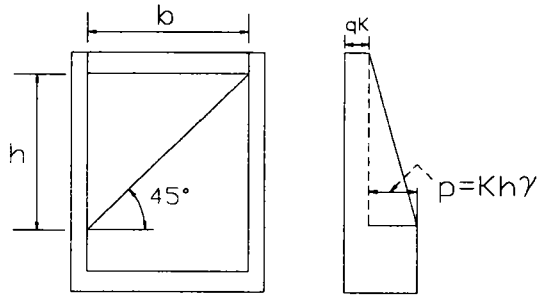


圖4-1-7 內部土壓取法

圖中:

q: 上加載重(t/m^2)

r: 內填料之水中單位體積重量。一般 $r=1.0t/m^3$

K: 內部土壓係數，k=0.6

b: 內隔間間距(m)

(c)若沉箱上有堅固之場鑄混凝土，對沉箱內部載重無影響時，則可不考慮爲上加載重。

(2)內部水壓

由於波谷來臨時之內部水壓較大，因此須依狀況考慮。通常係以L.W.L以下H_d/2處爲準。

(3)內部載重之換算

內部載重可換算成下端底部載重強度相同面積相等之梯形載重後，再分成等分佈載重及三角形分佈載重，分別作用後再相加而成如圖4-1-8。

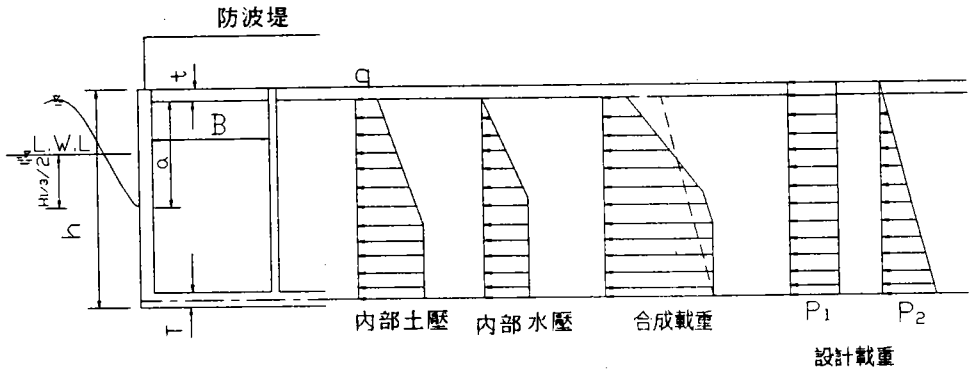


圖4-1-8　內部載重之換算

(4)波力

考慮波力時，設計載重如圖4-1-9 所示般，將波壓減去內部土壓之合成載重換算成上端載重強度相同，面積相等之梯形載重後，再分成等分佈及三角形分佈載重使其作用。

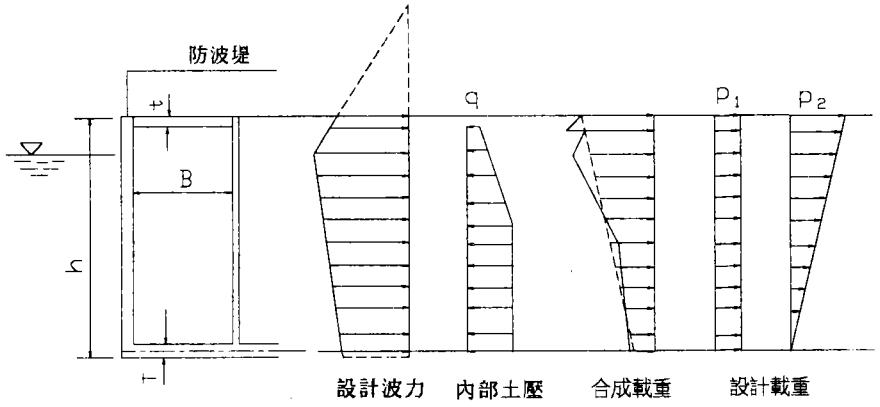


圖4-1-9　設計載重之換算

[2]底版

1. 由外牆、隔牆所固定之底版部在設計時，須考慮底面反力、靜水壓力、揚壓力、填充料重量、封頂混凝土重量、底版重量及上載載重。此外，由於這些合成載重，通常都呈現不規則之形狀，因此設計時，可將此分佈換算成適當的均佈載重與三角形載重來計算。
2. 基腳

作用於基腳之載重應考慮底面反力、基腳重量(須考慮浮力)以及基腳上之上載載重。

[說明]

(1)底版

(a)底面反力

作用於堤体之底面反力可以式(3-4-3)(3-4-4)計算。

(b)垂直載重

防波堤之垂重直載重爲封頂混凝土重量與填充砂重量及底版重量之和，防波堤之垂直載重計算式如下 :

$$W = r_1T_1 + r_2T_2 + r_3T_3 + r_4T_4 \cdots\cdots\cdots (4\text{-}10)$$

式中:

r_1: 沈箱混凝土之單位體積重量(t/m^3)，以2.45t/m^3計算。

T_1: 底版厚度(m)

r_2: 封頂混凝土之單位體積重量(t/m^3),無筋混凝土爲2.3t/m^3，鋼筋混凝土2.45t/m^3。

T_2: 封頂混凝土厚度(m)

r_3: 壓艙物之單位體積重量(t/m^3)

T_3: 壓艙物厚度(m)

r_4: 填充料之單位體積重量(t/m^3)

T_4: 填充料之厚度(m)

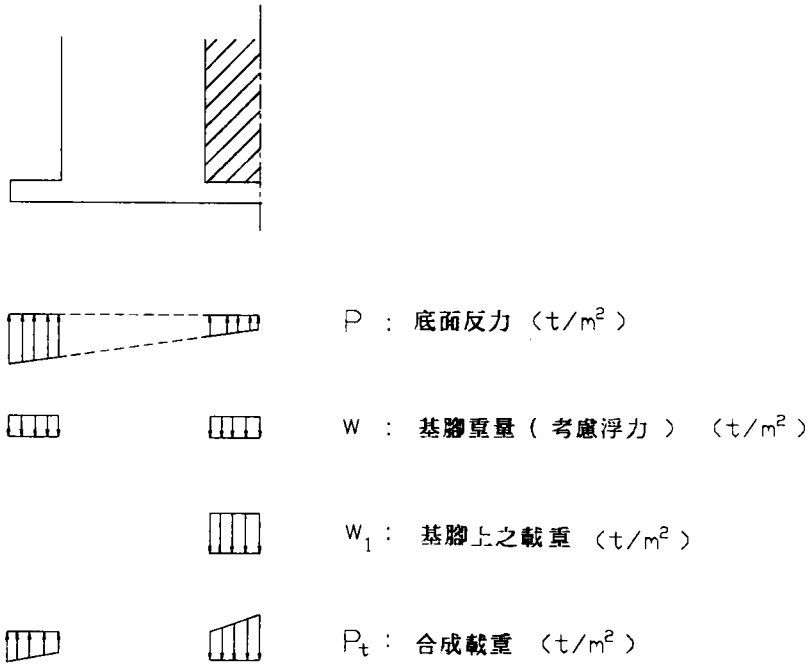


圖4-1-10 基腳之設計載重

(c)靜水壓

靜水壓指設計潮位時作用於沉箱底面之靜水壓。

(d)揚壓力

當波力作用於堤體或壁體時，須考慮揚壓力。

(2)基腳之設計

(a)作用於基腳之設計載重如圖4-1-10 所示。

(b)作用於基腳部之底面反力，係以作用於沉箱底面反力公式所求出作用於其上者。

(c)基腳重量以考慮浮力之水中重量計算。

(d)作用於基腳上之載重，應考慮設計水位以下，有考慮浮力之防波堤等，消波塊之重量。

[3]隔牆

1. 爲防止外牆與隔牆之脫離，應考慮作用於外牆之內部土壓與內部水壓作用於隔牆與外牆之接合部。
2. 爲防止底版與隔牆之脫離，所應考慮之載重爲作用於底版之填充料重量、上載載重、底版重量、封頂混凝土重量、底面反力、靜水壓力、揚壓力作用於隔牆與底版之接合部。

[說明]

(1)爲防止側牆與隔牆之脫離，應考慮作用於側牆之內部土壓與內部水壓作用於隔牆與側牆之接合部。爲防止隔牆與側牆之脫離所應考慮之載重如圖4-1-11所示。係採用側牆設計時所求得之合成載重，將其依隔牆之分擔範圍變換成作用於隔牆之載重，並以最大作用載重作爲作用於隔牆全長之設計載重。

(2)爲防止底版與隔牆之脫離，所應考慮之載重爲作用於底版之填充料重量、上載載重、底版重量、封頂混凝土重量、底面反力、靜水壓力、揚壓力作用於隔牆與底版之接合部。爲防止外牆與底版之脫離所應考慮之載重如圖4-1-12所示。係採用底版設計時所求出之合成載重中由內往外作用最大者，依隔牆之分擔範圍變換成作用於隔牆之載重。

1-5 構材之設計

1-5-1 外牆

1. 原則上，外牆以三邊固定一邊自由之平版設計。
2. 邊長比1:5 以上之外牆，可依1:5 版來設計。
3. 外牆固定邊如有不平衡彎矩時，可依外牆之剛度比例分配。
4. 外牆與底版間之不平衡彎矩，可不加以分配，仍按原值計算。
5. 計算所採用之跨度爲中心間矩。
6. 主鋼筋保護層厚度，以外側大於7cm，內側大於5cm 爲原則。

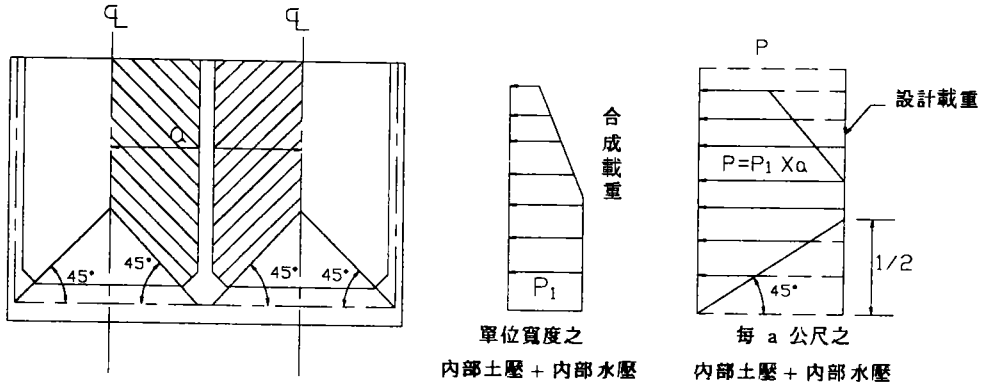


圖4-1-11 防止側牆由隔牆脫離所考慮之載重

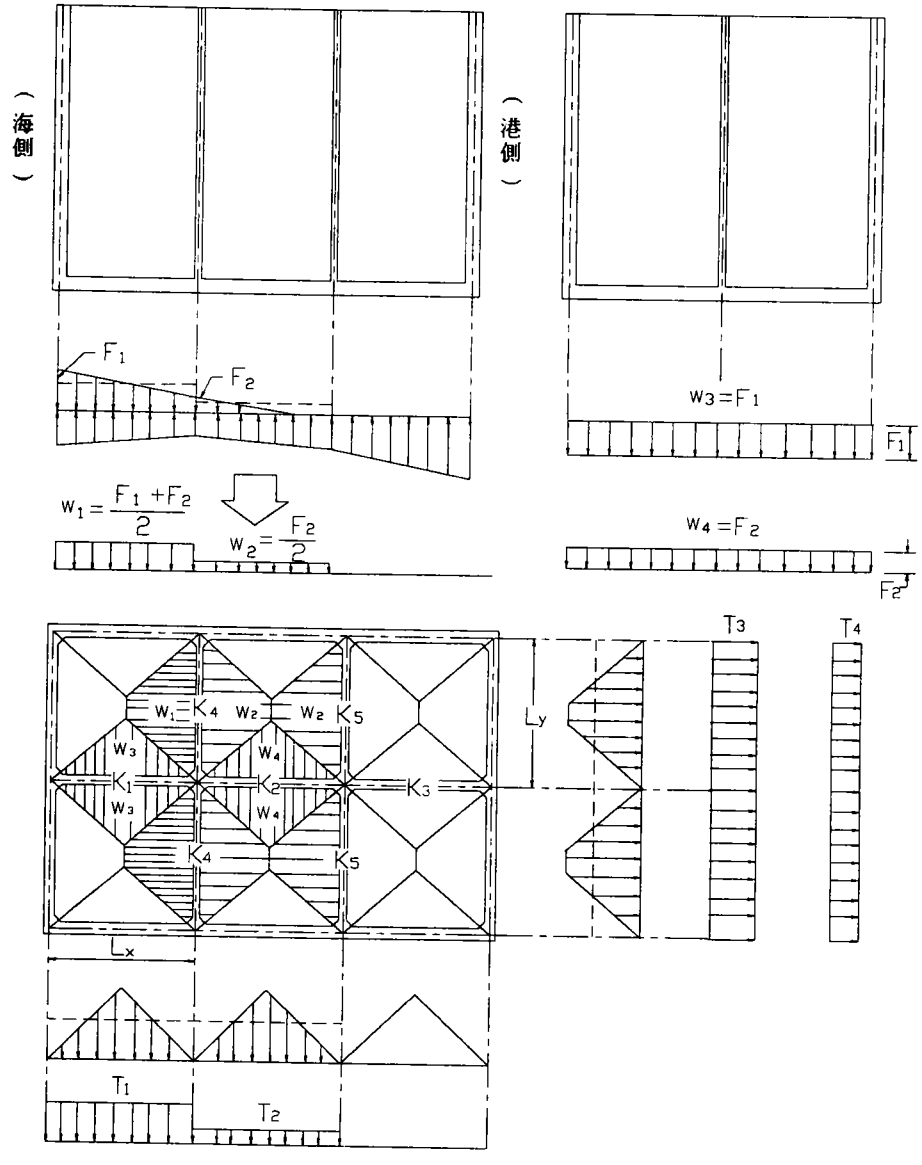


圖4-1-12 防止底版由隔牆脫離檢討之設計載重

[說明]

(1)沉箱外壁之頂部有加強緣樑時，得依四邊固定之平版計算，加強緣樑得以箱型剛結構計算。但一般加強緣樑斷面與厚度比較常不大，其固定程度不能確定，因此除特別情形外，仍以按三邊固定一邊自由之平版計算爲宜。

(2)在二外壁接合之固定部位如有較不平衡彎矩，應依外壁端之剛度分配，爲安全計，應將分配彎矩加大一半。第二隔間或內部支承受分配不平衡彎矩之影響較小，不必分配之，如圖4-1-13。

(3)外壁與底版間雖也產生不平衡彎矩，但其分配方法尚有疑問，所以仍取原值。

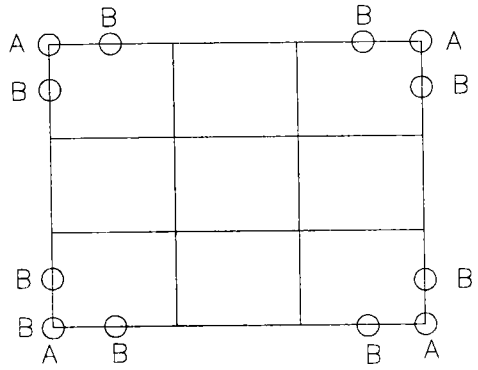


圖4-1-13　不平衡彎矩之分配

1-5-2 底版

1. 底版以四邊固定平版計算。
2. 基腳以懸臂版計算。
3. 四邊固定平版計算所採用跨度爲中心間距。
4. 基腳之計算斷面取支承前端之全斷面。
5. 主鋼筋保護層厚度，以外側7cm 以上，內側5cm 以上爲原則。

[說明]

基腳之設計，在承受隔間填充土壓及地盤反力時，如圖4-1-14 所示。點A之應力解析極爲困難。但外壁與隔壁及底版構成堅強之剛結構，基腳之彎矩對沉箱本體尚不致有明顯影響，所以得視基腳爲鋼筋混凝土樑與獨立連續懸臂版。

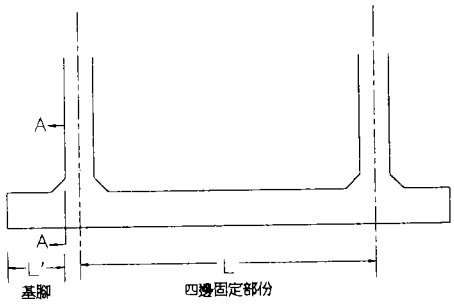


圖4-1-14　用於底版設計之跨距

1-5-3 隔牆

1. 安放時，依三邊固定一邊自由之平版計算。
2. 安放後，應檢討隔牆與外牆及底版之脫離現象。
3. 計算所採用跨度爲中心間矩。
4. 主鋼筋保護層厚度，以5cm 以上爲原則。

1-5-4 其他

爲考慮沉箱移動時以千斤頂等抬起，亦或安放後之不均勻沉陷等引起之不均勻支承狀態現象，可視沉箱整體爲樑，以下列任一方法檢討之:

1. 根據考慮鋼筋後之有效換算斷面，核算鋼筋及混凝土之應力。
2. 以拉力載重亦由混凝土抵抗，依據混凝土拉應力強度，不得超過$0.06f_c$。

[說明]

(1)圖解法求得有效算斷面之中立軸位置及對中立軸之慣性力矩等，以一般抗彎力公式(4-11)再計算均質樑之最大彎應力。

$$\alpha = \frac{M}{Z} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (4\text{-}11)$$

沉箱在填充狀態，如產生不均等沉陷，鋼筋同時受填充應力及不均等沉陷所產生之應力，僅由公式(4-11)核算彎應力，無法保證沉箱之安全，應加以特別注意。

(2)假設沉箱整體爲一樑,核算混凝土淨斷面之彎應力雖無上述第1種方法(無鋼筋)之雙重作用。但假設沉箱爲樑，因高度大，彎應力之分佈是否是與距中軸離成比例，尚有疑問。此外，即是超出無筋混凝土之容許抗彎拉應力，實質上有鋼筋之沉箱並不致有危險，抗彎拉應力值應取何值，仍有待進一步檢討。

各例混凝土之強度按σ_{28}=210Kg/cm^2 計算結果，拉應力σ_t均超出無筋混凝土標準規範之容許彎扭應力3Kg/m^2。抗彎容許拉應力以$0.06\sigma_{28}$ 檢討之。

雖然1、2方法均有若干問題存在，但大體上有同樣安全度，所以採用任何一法均可。

(3)版之解析

連續或固定薄版之彈性微分方程如公式(4-12)所示。

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{P}{D} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (4\text{-}12)$$

式中

w : 撓度 (m)

P : 載重強度 (t/m^2)

D ： 版之剛度（t m）　$D=\dfrac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$

E ： 版之彈性係數（t/m^2）

t ： 版厚（m）

ν ： 柏松比　$\nu=1/6$

依公式(4-12)可解承受均佈載重，或三角分佈載重之三邊固定一邊自由版，及四邊固定平版之彎矩。

(a)三邊固定一邊自由版之計算數值表

設自由邊平行方向爲y座標，垂直方向爲x座標，將y方向之邊四等分，x方向邊六等分，如圖4-1-15。各格點之彎矩，可以公式(4-13)及(4-14)求之。

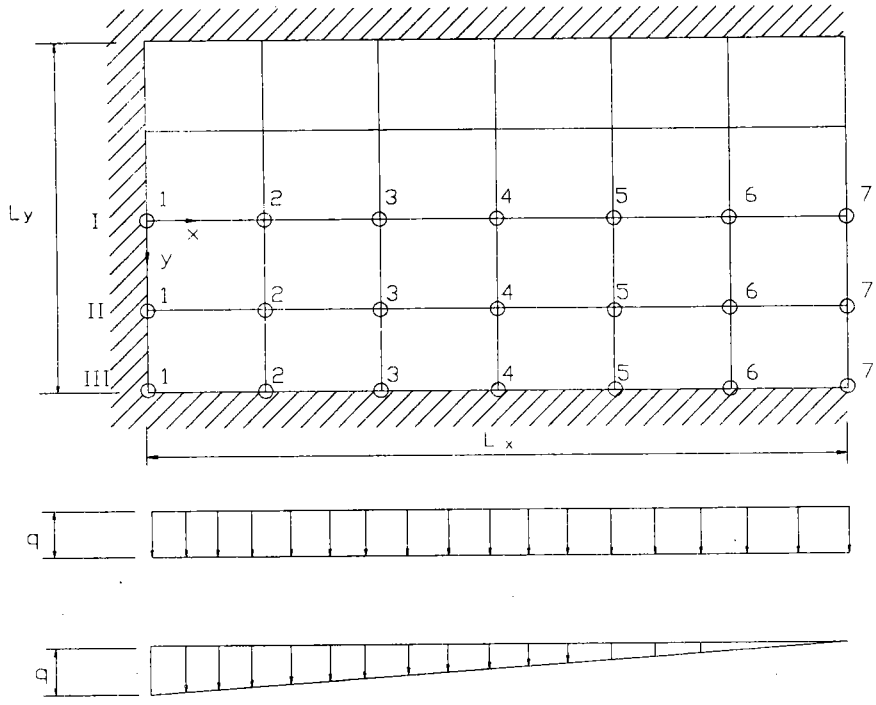


圖4-1-15　三邊固定一邊自由版

$\lambda \leq 1$時：

$$M_x=X \cdot q \cdot L_x^2 \quad \text{.....(4-13)}$$

$$M_y=Y \cdot q \cdot L_x^2$$

$\lambda > 1$時：

$$M_x=X \cdot q \cdot L_y^2 \quad \text{.....(4-14)}$$

$$M_y=Y \cdot q \cdot L_y^2$$

式中

λ ： 邊長比，$\lambda=L_x/L_y$

M_x, M_y ： 格點 x, y 方向之彎矩(t-m)

X, Y ： 格點x, y方向之彎矩係數

L_x, L_y ： x 方面，y 方向之長度(m)

q ：均佈載重爲載重強度，三角形分佈載重爲最大強度(t-m²)

三邊固定一邊自由版之彎矩係數，如表4-1(a)～(g)。

(b)四邊固定版之計算數值表

計算數值表爲如圖4-1-16所示般，先決定x 方向及y 方向，並將其一邊四等分，各格點之彎矩可以公式(4-13)及(4-14)求之。四邊固定之彎矩係數，如表4-2(a)～(e)。

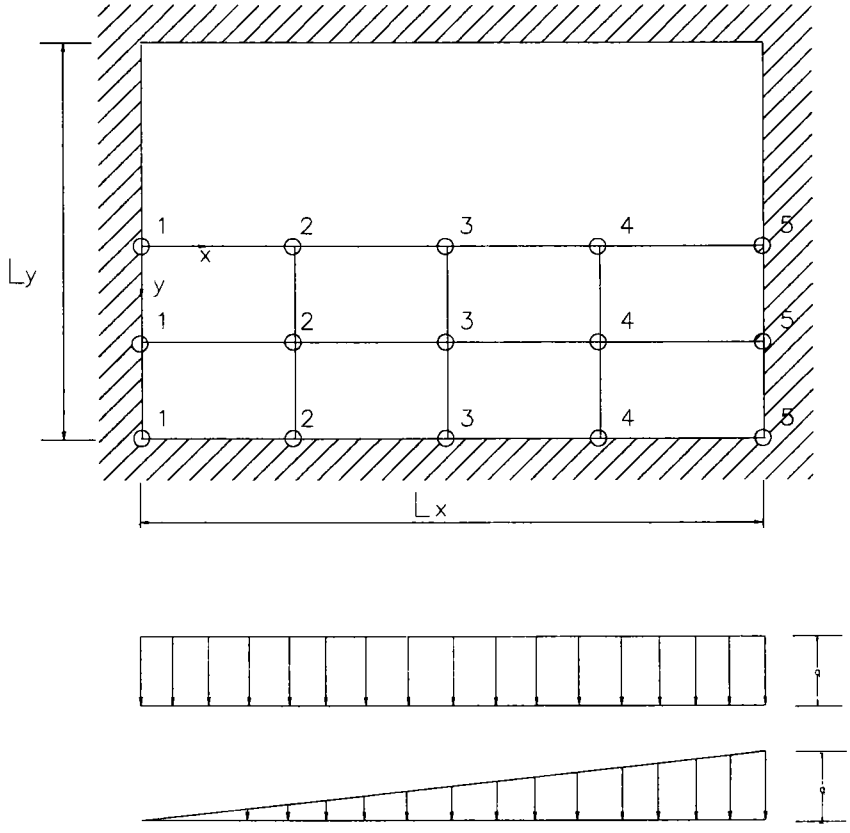


圖4-1-16　四邊固定版

表4-1 三邊固定一邊自由版之計算圖表(X方向6等分,Y方向4等分)

(a) λ=0.30, 0.40, 0.50

λ	載重	彎矩係數	座標	1	2	3	4	5	6	7
0.30	均勻分佈載重	X	I	-0.3819	-0.2308	-0.1193	-0.0434	0.0002	0.0143	0.0000
			II	-0.2656	-0.1504	-0.0723	-0.0230	0.0035	0.0108	0.0000
			III	0.0000	-0.0031	-0.0128	-0.0249	-0.0379	-0.0533	0.0000
		Y	I	-0.0636	-0.0347	-0.0061	0.0204	0.0436	0.0625	0.0762
			II	-0.0443	-0.0206	0.0024	0.0226	0.0391	0.0519	0.0614
			III	0.0000	-0.0186	-0.0770	-0.1495	-0.2277	-0.3196	-0.4201
	三角形分佈載重	X	I	-0.1353	-0.0654	-0.0219	0.0009	0.0086	0.0067	0.0000
			II	-0.1021	-0.0427	-0.0095	0.0053	0.0082	0.0049	0.0000
			III	0.0000	-0.0023	-0.0061	-0.0092	-0.0116	-0.0141	0.0000
		Y	I	-0.0225	-0.0098	0.0002	0.0078	0.0134	0.0175	0.0207
			II	-0.0170	-0.0056	0.0032	0.0091	0.0127	0.0148	0.0164
			III	0.0000	-0.0137	-0.0366	-0.0554	-0.0697	-0.0845	-0.0981
0.40	均勻分佈載重	X	I	-0.2840	-0.1497	-0.0596	-0.0051	0.0207	0.0220	0.0000
			II	-0.1819	-0.0908	-0.0342	-0.0024	0.0111	0.0113	0.0000
			III	0.0000	-0.0033	-0.0127	-0.0236	-0.0346	-0.0468	0.0000
		Y	I	-0.0473	-0.0188	0.0112	0.0397	0.0645	0.0848	0.1004
			II	-0.0303	-0.0109	0.0074	0.0229	0.0353	0.0448	0.0523
			III	0.0000	-0.0195	-0.0761	-0.1419	-0.2078	-0.2811	-0.3553
	三角形分佈載重	X	I	-0.1084	-0.0431	-0.0058	0.0109	0.0136	0.0084	0.0000
			II	-0.0770	-0.0257	0.0002	0.0094	0.0090	0.0044	0.0000
			III	0.0000	-0.0023	-0.0061	-0.0089	-0.0107	-0.0124	0.0000
		Y	I	-0.0181	-0.0054	0.0052	0.0135	0.0196	0.0239	0.0274
			II	-0.0128	-0.0025	0.0051	0.0096	0.0117	0.0126	0.0133
			III	0.0000	-0.0140	-0.0364	-0.0533	-0.0644	-0.0743	-0.0810
0.50	均勻分佈載重	X	I	-0.2053	-0.0916	-0.0229	0.0136	0.0269	0.0220	0.0000
			II	-0.1269	-0.0538	-0.0124	0.0075	0.0131	0.0098	0.0000
			III	0.0000	-0.0034	-0.0122	-0.0216	-0.0301	-0.0389	0.0000
		Y	I	-0.0342	-0.0079	0.0203	0.0465	0.0688	0.0866	0.1005
			II	-0.0212	-0.0051	0.0093	0.0207	0.0293	0.0356	0.0410
			III	0.0000	-0.0205	-0.0733	-0.1294	-0.1806	-0.2334	-0.2818
	三角形分佈載重	X	I	-0.0858	-0.0267	0.0040	0.0151	0.0144	0.0078	0.0000
			II	-0.0594	-0.0149	0.0051	0.0106	0.0084	0.0035	0.0000
			III	0.0000	-0.0024	-0.0059	-0.0083	-0.0095	-0.0102	0.0000
		Y	I	-0.0143	-0.0021	0.0082	0.0160	0.0212	0.0246	0.0273
			II	-0.0099	-0.0006	0.0059	0.0091	0.1000	0.0097	0.0098
			III	0.0000	-0.0143	-0.0356	-0.0499	-0.0570	-0.0615	-0.0613

(b) λ=0.75, 1.00, 1.25

λ	載重	彎矩係數	座標	1	2	3	4	5	6	7
0.75	均勻分佈載重	X	I	-0.0990	-0.0258	0.0080	0.0197	0.0198	0.0132	0.0000
			II	-0.0602	-0.0145	0.0049	0.0103	0.0088	0.0048	0.0000
			III	0.0000	-0.0035	-0.0101	-0.0156	-0.0195	-0.0227	0.0000
		Y	I	-0.0165	0.0032	0.0236	0.0406	0.0531	0.0619	0.0688
			II	-0.0100	0.0090	0.0093	0.0144	0.0173	0.0189	0.0205
			III	0.0000	-0.0209	-0.0606	-0.0939	-0.1172	-0.1361	-0.1477
	三角形分佈載重	X	I	-0.0519	-0.0067	0.0110	0.0137	0.0095	0.0038	0.0000
			II	-0.0348	-0.0030	0.0075	0.0080	0.0048	0.0013	0.0000
			III	0.0000	-0.0024	-0.0053	-0.0066	-0.0065	-0.0058	0.0000
		Y	I	-0.0087	0.0020	0.0105	0.0155	0.0173	0.0174	0.0175
			II	-0.0058	0.0016	0.0059	0.0070	0.0061	0.0047	0.0037
			III	0.0000	-0.0143	-0.0317	-0.0394	-0.0389	-0.0347	-0.0260
1.00	均勻分佈載重	X	I	-0.0565	-0.0063	0.0106	0.0133	0.0110	0.0069	0.0000
			II	-0.0343	-0.0034	0.0058	0.0064	0.0044	0.0020	0.0000
			III	0.0000	-0.0032	-0.0080	-0.0111	-0.0127	-0.0137	0.0000
		Y	I	-0.0094	0.0059	0.0203	0.0304	0.0364	0.0398	0.0428
			II	-0.0057	0.0023	0.0075	0.0098	0.0105	0.0108	0.0111
			III	0.0000	-0.0195	-0.0478	-0.0665	-0.0763	-0.0822	-0.0838
	三角形分佈載重	X	I	-0.0350	-0.0001	0.0097	0.0089	0.0049	0.0013	0.0000
			II	-0.0229	0.0006	0.0058	0.0047	0.0022	0.0002	0.0000
			III	0.0000	-0.0023	-0.0045	-0.0050	-0.0044	-0.0033	0.0000
		Y	I	-0.0058	0.0035	0.0103	0.0129	0.0124	0.0106	0.0094
			II	-0.0038	0.0021	0.0049	0.0049	0.0038	0.0024	0.0013
			III	0.0000	-0.0137	-0.0270	-0.0300	-0.0261	-0.0196	-0.0108
1.25	均勻分佈載重	X	I	-0.0567	0.0000	0.0133	0.0128	0.0096	0.0061	0.0000
			II	-0.0344	0.0003	0.0069	0.0056	0.0033	0.0014	0.0000
			III	0.0000	-0.0046	-0.0098	-0.0125	-0.0135	-0.0139	0.0000
		Y	I	-0.0095	0.0098	0.0261	0.0354	0.0395	0.0413	0.0435
			II	-0.0057	0.0039	0.0090	0.0106	0.0107	0.0106	0.0107
			III	0.0000	-0.0273	-0.0587	-0.0749	-0.0810	-0.0835	-0.0833
	三角形分佈載重	X	I	-0.0391	0.0035	0.0112	0.0083	0.0038	0.0005	0.0000
			II	-0.0251	0.0026	0.0063	0.0041	0.0014	-0.0002	0.0000
			III	0.0000	-0.0033	-0.0059	-0.0059	-0.0047	-0.0030	0.0000
		Y	I	-0.0065	0.0064	0.0146	0.0162	0.0137	0.0101	0.0079
			II	-0.0042	0.0033	0.0060	0.0054	0.0038	0.0021	0.0008
			III	0.0000	-0.0199	-0.0352	-0.0356	-0.0279	-0.0183	-0.0078

(c) λ=1.50, 1.75, 2.0

λ	載重	彎矩係數	座標	1	2	3	4	5	6	7
1.50	均勻分佈載重	X	I	-0.0568	0.0048	0.0139	0.0113	0.0083	0.0058	0.0000
			II	-0.0344	0.0029	0.0068	0.0045	0.0025	0.0011	0.0000
			III	0.0000	-0.0058	-0.0112	-0.0133	-0.0138	-0.0139	0.0000
			I	-0.0095	0.0136	0.0307	0.0384	0.0409	0.0416	0.0434
			II	-0.0057	0.0053	0.0100	0.0108	0.0106	0.0104	0.0105
			III	0.0000	-0.0350	-0.0669	-0.0797	-0.0829	-0.0835	-0.0834
	三角形分佈載重	Y	I	-0.0420	0.0065	0.0114	0.0071	0.0029	0.0001	0.0000
			II	-0.0266	0.0042	0.0060	0.0031	0.0009	-0.0004	0.0000
			III	0.0000	-0.0044	-0.0070	-0.0065	-0.0047	-0.0028	0.0000
			I	-0.0070	0.0094	0.0183	0.0184	0.0142	0.0094	0.0065
			II	-0.0044	0.0045	0.0067	0.0056	0.0037	0.0019	0.0006
			III	0.0000	-0.0263	-0.0419	-0.0390	-0.0284	-0.0168	-0.0060
1.75	均勻分佈載重	X	I	-0.0568	0.0082	0.0135	0.0099	0.0075	0.0058	0.0000
			II	-0.0344	0.0047	0.0062	0.0035	0.0020	0.0010	0.0000
			III	0.0000	-0.0070	-0.0122	-0.0137	-0.0139	-0.0139	0.0000
			I	-0.0095	0.0172	0.0342	0.0402	0.0414	0.0415	0.0433
			II	-0.0057	0.0065	0.0105	0.0108	0.0105	0.0104	0.0104
			III	0.0000	-0.0421	-0.0730	-0.0823	-0.0836	-0.0833	-0.0840
	三角形分佈載重	Y	I	-0.0441	0.0088	0.0108	0.0059	0.0024	0.0001	0.0000
			II	-0.0277	0.0053	0.0053	0.0023	0.0006	-0.0004	0.0000
			III	0.0000	-0.0054	-0.0078	-0.0068	-0.0047	-0.0026	0.0000
			I	-0.0074	0.0124	0.0212	0.0197	0.0142	0.0087	0.0055
			II	-0.0046	0.0054	0.0071	0.0055	0.0036	0.0018	0.0004
			III	0.0000	-0.0324	-0.0470	-0.041	-0.0283	-0.0155	-0.0049
2.00	均勻分佈載重	X	I	-0.0568	0.0107	0.0125	0.0087	0.0071	0.0060	0.0000
			II	-0.0344	0.0058	0.0054	0.0028	0.0018	0.0011	0.0000
			III	0.0000	-0.0081	-0.0129	-0.0139	-0.0140	-0.0139	0.0000
			I	-0.0095	0.0205	0.0367	0.0411	0.0416	0.0415	0.0432
			II	-0.0057	0.0076	0.0107	0.0107	0.0105	-0.0103	0.0104
			III	0.0000	-0.0487	-0.0773	-0.0836	-0.0838	-0.0833	-0.0846
	三角形分佈載重	Y	I	-0.0457	0.0105	0.0099	0.0050	0.0022	0.0002	0.0000
			II	-0.0285	0.0060	0.0045	0.0017	0.0004	-0.0003	0.0000
			III	0.0000	-0.0064	-0.0085	-0.0070	-0.0047	-0.0024	0.0000
			I	-0.0076	0.0153	0.0234	0.0204	0.0142	0.0082	0.0047
			II	-0.0048	0.0063	0.0073	0.0055	0.0035	0.0017	0.0004
			III	0.0000	-0.0382	-0.0508	-0.0420	-0.0280	-0.0145	-0.0041

(d) λ=2.25, 2.50, 2.75

λ	載重	彎矩係數	座標	1	2	3	4	5	6	7
2.25	均勻分佈載重	X	I	-0.0567	0.0122	0.0114	0.0080	0.0070	0.0062	0.0000
			II	-0.0343	0.0065	0.0046	0.0023	0.0017	0.0012	0.0000
			III	0.0000	-0.0091	-0.0134	-0.0140	-0.0140	-0.0139	0.0000
			I	-0.0095	0.0235	0.0386	0.0416	0.0416	0.0414	0.0432
			II	-0.0057	0.0084	0.0108	0.0106	0.0104	0.0103	0.0105
			III	0.0000	-0.0546	-0.0802	-0.0842	-0.0839	-0.0834	-0.0852
	三角形分佈載重	Y	I	-0.0469	0.0117	0.0089	0.0043	0.0021	0.0003	0.0000
			II	-0.0291	0.0064	0.0038	0.0013	0.0004	-0.0002	0.0000
			III	0.0000	-0.0072	-0.0089	-0.0071	-0.0046	-0.0023	0.0000
			I	-0.0078	0.0179	0.0250	0.0208	0.0141	0.0078	0.0042
			II	-0.0049	0.0070	0.0074	0.0054	0.0035	0.0017	0.0003
			III	0.0000	-0.0434	-0.0534	-0.0424	-0.0277	-0.0137	-0.0034
2.50	均勻分佈載重	X	I	-0.0567	0.0132	0.0104	0.0075	0.0069	0.0063	0.0000
			II	-0.0342	0.0067	0.0039	0.0020	0.0017	0.0013	0.0000
			III	0.0000	-0.0100	-0.0137	-0.0141	-0.0140	-0.0139	0.0000
			I	-0.0094	0.0262	0.0398	0.0417	0.0416	0.0414	0.0432
			II	-0.0057	0.0090	0.0109	0.0106	0.0104	0.0103	0.0105
			III	0.0000	-0.0598	-0.0822	-0.0844	-0.0840	-0.0837	-0.0858
	三角形分佈載重	Y	I	-0.0478	0.0123	0.0079	0.0039	0.0021	0.0005	0.0000
			II	-0.0296	0.0065	0.0031	0.0011	0.0004	-0.0001	0.0000
			III	0.0000	-0.0080	-0.0092	-0.0071	-0.0046	-0.0022	0.0000
			I	-0.0080	0.0204	0.0262	0.0209	0.0140	0.0075	0.0038
			II	-0.0049	0.0075	0.0074	0.0053	0.0034	0.0017	0.0003
			III	0.0000	-0.0482	-0.0553	-0.0426	-0.0275	-0.0131	-0.0027
2.75	均勻分佈載重	X	I	-0.0566	0.0136	0.0096	0.0072	0.0069	0.0065	0.0000
			II	-0.0341	0.0067	0.0033	0.0018	0.0016	0.0014	0.0000
			III	0.0000	-0.0107	-0.0139	-0.0141	-0.0140	-0.0140	0.0000
			I	-0.0094	0.0286	0.0407	0.0418	0.0416	0.0414	0.0432
			II	-0.0057	0.0096	0.0108	0.0105	0.0104	0.0103	0.0105
			III	0.0000	-0.0644	-0.0836	-0.0845	-0.0841	-0.0840	-0.0863
	三角形分佈載重	Y	I	-0.0486	0.0126	0.0071	0.0037	0.0021	0.0006	0.0000
			II	-0.0299	0.0064	0.0026	0.0009	0.0005	0.0000	0.0000
			III	0.0000	-0.0087	-0.0094	-0.0071	-0.0046	-0.0021	0.0000
			I	-0.0081	0.0226	0.0269	0.0209	0.0139	0.0074	0.0034
			II	-0.0050	0.0080	0.0073	0.0053	0.0034	0.0017	0.0003
			III	0.0000	-0.0524	-0.0566	-0.0427	-0.0273	-0.0126	-0.0021

(e) λ=3.00, 3.25, 3.50

λ	載重	彎矩係數	座標	1	2	3	4	5	6	7
3.00	均勻分佈載重	X	I	-0.0565	0.0137	0.0089	0.0070	0.0069	0.0066	0.0000
			II	-0.0339	0.0065	0.0028	0.0017	0.0016	0.0015	0.0000
			III	0.0000	-0.0114	-0.0141	-0.0141	-0.0140	-0.0141	0.0000
			I	-0.0094	0.0308	0.0412	0.0418	0.0416	0.0414	0.0432
			II	-0.0057	0.0100	0.0108	0.0105	0.0104	0.0103	0.0105
			III	0.0000	-0.0685	-0.0845	-0.0845	-0.0843	-0.0843	-0.0868
	三角形分佈載重	Y	I	-0.0492	0.0126	0.0064	0.0036	0.0021	0.0007	0.0000
			II	-0.0301	0.0062	0.0021	0.0009	0.0005	0.0001	0.0000
			III	0.0000	-0.0094	-0.0096	-0.0071	-0.0045	-0.0020	0.0000
			I	-0.0082	0.0245	0.0274	0.0209	0.0139	0.0072	0.0031
			II	-0.0050	0.0084	0.0073	0.0053	0.0034	0.0017	0.0003
			III	0.0000	-0.0561	-0.0576	-0.0428	-0.0272	-0.0121	-0.0015
3.25	均勻分佈載重	X	I	-0.0565	0.0136	0.0083	0.0070	0.0068	0.0067	0.0000
			II	-0.0338	0.0062	0.0025	0.0017	0.0015	0.0015	0.0000
			III	0.0000	-0.0120	0.0142	-0.0141	-0.0141	-0.0141	0.0000
			I	-0.0094	0.0326	0.0415	0.0418	0.0416	0.0414	0.0432
			II	-0.0056	0.0103	0.0107	0.0105	0.0104	0.0104	0.0105
			III	0.0000	-0.0720	-0.0851	-0.0846	-0.0845	-0.0847	-0.0872
	三角形分佈載重	Y	I	-0.0496	0.0123	0.0059	0.0035	0.0022	0.0008	0.0000
			II	-0.0302	0.0058	0.0018	0.0008	0.0005	0.0002	0.0000
			III	0.0000	-0.0099	-0.0097	-0.0071	-0.0045	-0.0019	0.0000
			I	-0.0083	0.0263	0.0277	0.0209	0.0139	0.0071	0.0029
			II	-0.0050	0.0086	0.0072	0.0052	0.0034	0.0017	0.0003
			III	0.0000	-0.0594	-0.0583	-0.0428	-0.0271	-0.0116	-0.0008
3.50	均勻分佈載重	X	I	-0.0564	0.0132	0.0079	0.0069	0.0068	0.0067	0.0000
			II	-0.0335	0.0058	0.0022	0.0016	0.0015	0.0015	0.0000
			III	0.0000	-0.0125	-0.0143	-0.0141	-0.0141	-0.0142	0.0000
			I	-0.0094	0.0343	0.0417	0.0417	0.0416	0.0415	0.0432
			II	-0.0056	0.0105	0.0107	0.0104	0.0104	0.0104	0.0105
			III	0.0000	-0.0750	-0.0855	-0.0846	-0.0847	-0.0851	-0.0877
	三角形分佈載重	Y	I	-0.0500	0.0119	0.0055	0.0035	0.0022	0.0009	0.0000
			II	-0.0303	0.0054	0.0015	0.0008	0.0005	0.0003	0.0000
			III	0.0000	-0.0104	-0.0098	-0.0072	-0.0045	-0.0019	0.0000
			I	-0.0083	0.0278	0.0279	0.0209	0.0139	0.0071	0.0027
			II	-0.0050	0.0088	0.0072	0.0052	0.0034	0.0017	0.0003
			III	0.0000	-0.0622	-0.0588	-0.0429	-0.0269	-0.0112	-0.0002

(f) λ=3.75, 4.00, 4.25

λ	載重	彎矩係數	座標	1	2	3	4	5	6	7
3.75	均勻分佈載重	X	I	-0.0564	0.0127	0.0076	0.0069	0.0068	0.0068	0.0000
			II	-0.0331	0.0053	0.0020	0.0016	0.0014	0.0014	0.0000
			III	0.0000	-0.0129	-0.0143	-0.0141	-0.0141	-0.0143	0.0000
			I	-0.0094	0.0356	0.0418	0.0417	0.0416	0.0415	0.0434
			II	-0.0055	0.0106	0.0106	0.0104	0.0104	0.0104	0.0104
			III	0.0000	-0.0775	-0.0859	-0.0848	-0.0848	-0.0856	-0.0881
	三角形分佈載重	Y	I	-0.0505	0.0114	0.0052	0.0034	0.0022	0.0010	0.0000
			II	-0.0302	0.0049	0.0013	0.0008	0.0005	0.0004	0.0000
			III	0.0000	-0.0108	-0.0099	-0.0072	-0.0045	-0.0018	0.0000
			I	-0.0084	0.0291	0.0280	0.0209	0.0138	0.0070	0.0025
			II	-0.0050	0.0089	0.0071	0.0052	0.0034	0.0017	0.0003
			III	0.0000	-0.0647	-0.0593	-0.0431	-0.0268	-0.0107	0.0005
4.00	均勻分佈載重	X	I	-0.0568	0.0121	0.0075	0.0069	0.0067	0.0068	0.0000
			II	-0.0324	0.0048	0.0019	0.0016	0.0014	0.0014	0.0000
			III	0.0000	-0.0133	-0.0144	-0.0142	-0.0142	-0.0143	0.0000
			I	-0.0095	0.0368	0.0419	0.0417	0.0417	0.0415	0.0433
			II	-0.0054	0.0107	0.0106	0.0104	0.0104	0.0104	0.0105
			III	0.0000	-0.0797	-0.0862	-0.0850	-0.0850	-0.0860	-0.0886
	三角形分佈載重	Y	I	-0.0505	0.0108	0.0050	0.0034	0.0022	0.0011	0.0000
			II	-0.0302	0.0044	0.0011	0.0007	0.0005	0.0005	0.0000
			III	0.0000	-0.0111	-0.0100	-0.0072	-0.0044	-0.0017	0.0000
			I	-0.0084	0.0302	0.0280	0.0209	0.0138	0.0069	0.0023
			II	-0.0050	0.0090	0.0071	0.0052	0.0034	0.0017	0.0003
			III	0.0000	-0.0668	-0.0598	-0.0432	-0.0266	-0.0103	0.0012
4.25	均勻分佈載重	X	I	-0.0560	0.0115	0.0073	0.0069	0.0067	0.0068	0.0000
			II	-0.0325	0.0044	0.0018	0.0015	0.0013	0.0013	0.0000
			III	0.0000	-0.0136	-0.0144	-0.0142	-0.0142	-0.0144	0.0000
			I	-0.0093	0.0378	0.0419	0.0417	0.0417	0.0416	0.0433
			II	-0.0054	0.0108	0.0106	0.0104	0.0104	0.0104	0.0105
			III	0.0000	-0.0186	-0.0866	-0.0852	-0.0852	-0.0865	-0.0891
	三角形分佈載重	Y	I	-0.0507	0.0102	0.0049	0.0034	0.0021	0.0012	0.0000
			II	-0.0301	0.0039	0.0010	0.0007	0.0005	0.0007	0.0000
			III	0.0000	-0.0114	-0.0100	-0.0072	-0.0044	-0.0016	0.0000
			I	-0.0085	0.0311	0.0280	0.0209	0.0138	0.0069	0.0022
			II	-0.0050	0.0090	0.0070	0.0052	0.0034	0.0017	0.0004
			III	0.0000	-0.0687	-0.0603	-0.0434	-0.0265	-0.0098	0.0018

(g) λ=4.50, 4.75, 5.0

λ	載重	彎矩係數	座標	1	2	3	4	5	6	7
4.50	均勻分佈載重	X	I	-0.0560	0.0109	0.0072	0.0068	0.0066	0.0067	0.0000
			II	-0.0322	0.0039	0.0017	0.0015	0.0013	0.0013	0.0000
			III	0.0000	-0.0139	-0.0145	-0.0142	-0.0142	-0.0145	0.0000
			I	-0.0093	0.0387	0.0419	0.0417	0.0417	0.0416	0.0435
			II	-0.0054	0.0108	0.0105	0.0104	0.0103	0.0104	0.0106
			III	0.0000	-0.0832	-0.0869	-0.0854	-0.0854	-0.0869	-0.0896
	三角形分佈載重	Y	I	-0.0510	0.0096	0.0048	0.0034	0.0021	0.0012	0.0000
			II	-0.0300	0.0034	0.0009	0.0006	0.0005	0.0008	0.0000
			III	0.0000	-0.0117	-0.0101	-0.0073	-0.0044	-0.0016	0.0000
			I	-0.0085	0.0319	0.0280	0.0209	0.0138	0.0068	0.0021
			II	-0.0050	0.0090	0.0070	0.0052	0.0034	0.0017	0.0005
			III	0.0000	-0.0703	-0.0608	-0.0436	-0.0263	-0.0093	0.0025
4.75	均勻分佈載重	X	I	-0.0555	0.0103	0.0072	0.0068	0.0065	0.0067	0.0000
			II	-0.0315	0.0034	0.0016	0.0014	0.0012	0.0012	0.0000
			III	0.0000	-0.0141	-0.0146	-0.0143	-0.0143	-0.0146	0.0000
			I	-0.0092	0.0394	0.0419	0.0417	0.0417	0.0417	0.0433
			II	-0.0052	0.0107	0.0105	0.0104	0.0103	0.0103	0.0104
			III	0.0000	-0.0846	-0.0873	-0.0856	-0.0856	-0.0874	-0.0901
	三角形分佈載重	Y	I	-0.0508	0.0090	0.0047	0.0034	0.0021	0.0014	0.0000
			II	-0.0296	0.0029	0.0007	0.0006	0.0006	0.0009	0.0000
			III	0.0000	-0.0120	-0.0102	-0.0073	-0.0044	-0.0015	0.0000
			I	-0.0085	0.0326	0.0281	0.0209	0.0138	0.0068	0.0020
			II	-0.0049	0.0090	0.0070	0.0052	0.0034	0.0018	0.0006
			III	0.0000	-0.0717	-0.0613	-0.0438	-0.0261	-0.0088	0.0032
5.00	均勻分佈載重	X	I	-0.0552	0.0097	0.0071	0.0068	0.0065	0.0066	0.0000
			II	-0.0309	0.0030	0.0015	0.0014	0.0011	0.0011	0.0000
			III	0.0000	-0.0143	-0.0146	-0.0143	-0.0143	-0.0147	0.0000
			I	-0.0092	0.0399	0.0419	0.0417	0.0417	0.0417	0.0433
			II	-0.0052	0.0107	0.0105	0.0103	0.0103	0.0103	0.0103
			III	0.0000	-0.0858	-0.0877	-0.858	-0.0858	-0.0879	-0.0906
	三角形分佈載重	Y	I	-0.0508	0.0084	0.0046	0.0033	0.0021	0.0015	0.0000
			II	-0.0292	0.0025	0.0006	0.0006	0.0006	0.0010	0.0000
			III	0.0000	-0.0122	-0.0103	-0.0073	-0.0043	-0.0014	0.0000
			I	-0.0085	0.0331	0.0281	0.0209	0.0138	0.0068	0.0019
			II	-0.0049	0.0090	0.0069	0.0052	0.0034	0.0018	0.0007
			III	0.0000	-0.0729	-0.0619	-0.0440	-0.0259	-0.0083	-0.0039

表4-2 四邊固定版之計算圖表(X方向,Y方向4等分)

(a) λ=0.30, 0.40, 0.50

λ	載重	彎矩係數	座標	1	2	3	4	5
0.30	均勻分佈載重	X	I	-0.0835	0.0104	0.0418	0.0104	-0.0835
			II	-0.0813	0.0108	0.0398	0.0108	-0.0813
			III	0.0000	-0.0058	-0.0095	-0.0058	0.0000
		Y	I	-0.0139	0.0017	0.0070	0.0017	-0.0139
			II	-0.0136	0.0038	0.0103	0.0038	-0.0136
			III	0.0000	-0.0345	-0.0569	-0.0345	0.0000
	三角形分佈載重	X	I	-0.0334	0.0016	0.0209	0.0089	-0.0501
			II	-0.0323	0.0018	0.0199	0.0091	-0.0490
			III	0.0000	-0.0021	-0.0047	-0.0036	0.0000
		Y	I	-0.0059	0.0003	0.0035	0.0015	-0.0084
			II	-0.0054	0.0013	0.0052	0.0025	-0.0082
			III	0.0000	-0.0126	-0.0284	-0.0218	0.0000
0.40	均勻分佈載重	X	I	-0.0839	0.0107	0.0418	0.0107	-0.0839
			II	-0.0749	0.0106	0.0356	0.0106	-0.0749
			III	0.0000	-0.0058	-0.0095	-0.0058	0.0000
		Y	I	-0.0140	0.0023	0.0080	0.0023	-0.0140
			II	-0.0125	0.0057	0.0129	0.0057	-0.0125
			III	0.0000	-0.0345	-0.0569	-0.0345	0.0000
	三角形分佈載重	X	I	-0.0336	0.0017	0.0209	0.0090	-0.0503
			II	-0.0292	0.0017	0.0178	0.0089	-0.0457
			III	0.0000	-0.0021	-0.0048	-0.0036	0.0000
		Y	I	-0.0056	0.0005	0.0040	0.0017	-0.0084
			II	-0.0049	0.0021	0.0065	0.0036	-0.0076
			III	0.0000	-0.0127	-0.0284	-0.0218	0.0000
0.50	均勻分佈載重	X	I	-0.0828	0.0110	0.0407	0.0110	-0.0828
			II	-0.0669	0.0100	0.0308	0.0100	-0.0669
			III	0.0000	-0.0058	-0.0095	-0.0058	0.0000
		Y	I	-0.0138	0.0038	0.0105	0.0038	-0.0138
			II	-0.0112	0.0068	0.0139	0.0068	-0.0112
			III	0.0000	-0.0345	-0.0570	-0.0345	0.0000
	三角形分佈載重	X	I	-0.0331	0.0019	0.0203	0.0092	-0.0497
			II	-0.0254	0.0015	0.0154	0.0084	-0.0415
			III	0.0000	-0.0021	-0.0048	-0.0037	0.0000
		Y	I	-0.0055	0.0013	0.0052	0.0025	-0.0083
			II	-0.0042	0.0025	0.0070	0.0042	-0.0069
			III	0.0000	-0.0127	-0.0285	-0.0219	0.0000

(d) λ =2.25, 2.50, 2.75

λ	載重	彎矩係數	座標	1	2	3	4	5
2.25	均勻分佈載重	X	I	-0.0569	0.0136	0.0089	0.0136	-0.0569
			II	-0.0345	0.0063	0.0028	0.0063	-0.0345
			III	0.0000	-0.0119	-0.0140	-0.0119	0.0000
		Y	I	-0.0095	0.0335	0.0415	0.0335	-0.0095
			II	-0.0058	0.0104	0.0108	0.0104	-0.0058
			III	0.0000	-0.0714	-0.0837	-0.0714	0.0000
	三角形分佈載重	X	I	-0.0099	0.0019	0.0045	0.0117	-0.0470
			II	-0.0052	0.0006	0.0014	0.0057	-0.0293
			III	0.0000	-0.0033	-0.0070	-0.0086	0.0000
		Y	I	-0.0016	0.0097	0.0207	0.0238	-0.0079
			II	-0.0009	0.0025	0.0054	0.0079	-0.0049
			III	0.0000	-0.0196	-0.0419	-0.0518	0.0000
2.50	均勻分佈載重	X	I	-0.0569	0.0129	0.0080	0.0129	-0.0569
			II	-0.0345	0.0057	0.0023	0.0057	-0.0345
			III	0.0000	-0.0125	-0.0140	-0.0125	0.0000
		Y	I	-0.0095	0.0356	0.0418	0.0356	-0.0095
			II	-0.0058	0.0106	0.0107	0.0106	-0.0058
			III	0.0000	-0.0749	-0.0839	-0.0749	0.0000
	三角形分佈載重	X	I	-0.0089	0.0019	0.0040	0.0110	-0.0480
			II	-0.0047	0.0006	0.0011	0.0051	-0.0298
			III	0.0000	-0.0033	-0.0070	-0.0092	0.0000
		Y	I	-0.0015	0.0099	0.0209	0.0257	-0.0080
			II	-0.0008	0.0026	0.0053	0.0081	-0.0050
			III	0.0000	-0.0200	-0.0420	-0.0549	0.0000
2.75	均勻分佈載重	X	I	-0.0568	0.0122	0.0074	0.0122	-0.0568
			II	-0.0344	0.0051	0.0020	0.0051	-0.0344
			III	0.0000	-0.0130	-0.0140	-0.0130	0.0000
		Y	I	-0.0095	0.0373	0.0419	0.0373	-0.0095
			II	-0.0058	0.0108	0.0106	0.0108	-0.0058
			III	0.0000	-0.0775	-0.0839	-0.0775	0.0000
	三角形分佈載重	X	I	-0.0080	0.0019	0.0037	0.0102	-0.0488
			II	-0.0042	0.0006	0.0010	0.0045	-0.0302
			III	0.0000	-0.0034	-0.0070	-0.0096	0.0000
		Y	I	-0.0013	0.0100	0.0210	0.0272	-0.0081
			II	-0.0007	0.0026	0.0053	0.0082	0.0050
			III	0.0000	-0.0202	-0.0419	-0.0573	0.0000

(e) λ=3.00

λ	載重	彎矩係數	座標	1	2	3	4	5
3.00	均勻分佈載重	X	I	-0.0568	0.0113	0.0071	0.0113	-0.0568
			II	-0.0344	0.0045	0.0018	0.0045	-0.0344
			III	0.0000	-0.0795	-0.0140	-0.0133	0.0000
		Y	I	-0.0095	0.0386	0.0419	0.0386	-0.0095
			II	-0.0058	0.0108	0.0105	0.0108	-0.0058
			III	0.0000	-0.0795	-0.0837	-0.0795	0.0000
	三角形分佈載重	X	I	-0.0074	0.0019	0.0036	0.0094	-0.0495
			II	-0.0039	0.0006	0.0009	0.0039	-0.0306
			III	0.0000	-0.0034	-0.0070	-0.0099	0.0000
		Y	I	-0.0012	0.0102	0.0209	0.0284	-0.0083
			II	-0.0006	0.0026	0.0052	0.0082	-0.0051
			III	0.0000	-0.0204	-0.0419	-0.0591	0.0000

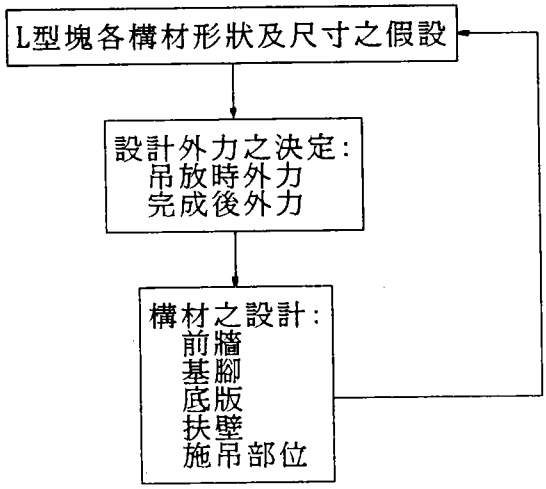
第 二 章　L 型 塊

2-1 概述

本章之規定適用於一般之 L 型塊設計。

[說明]

L 型塊之設計，一般依以下之設計程序進行:



2-2 尺寸之決定

L型塊各構材形狀尺寸之決定，應考慮下列各因素:

1. L型塊製作設施之能力
2. 起重機之吊放能力
3. 堤體設計水深
4. 潮差
5. 上部結構之高度

[說明]

(1)L型塊碼頭之設計高度，應考慮依上部結構施工之難易程度與堤前水深及潮差決定之。L型塊碼頭之縱深與L型塊高度及碼頭高度之關係，如圖4-2-1所示。設計地震係數依當地情況而定，如地震係數加大，縱深應相對加大。

(2)L型塊之寬度通常受其重量之限制。高度愈大，由於起重機吊重能力之限制，寬度應縮小。但此不僅對L型塊安放時之穩定有不良影響，並且因接縫數增加，而減低壁體橫方向之整體性作用，形成極不穩定之形態 。又因扶壁之間距變小可能成不經濟設計。

(3)L型塊各部位之厚度大約如下:

前牆　30cm～40cm。　　底版　40cm～60cm。

基腳　50cm～70cm。　　扶壁　30cm～40cm。

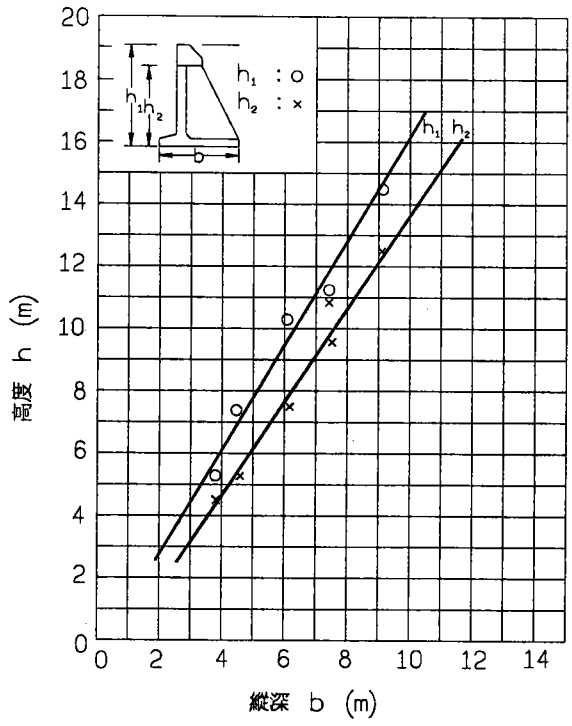


圖4-2-1　L型塊縱深與高度之關係

2-3 作用於構材之載重

2-3-1 概述

作用於L型塊各構材之載重，不論是平時或地震時，均應考慮下列各點:

1. 前牆:
   (1)上載載重及背填石料或砂土之土壓
   (2)殘留水壓
2. 基腳:
   (1)地層反力
   (2)基腳自重
3. 底版:
   (1)上加載重
   (2)上加砂土載重
   (3)底版自重
   (4)地層反力
4. 扶壁:
   (1)前牆之支承反力
   (2)底版之支承反力
   (3)作用於扶壁背面之土壓及殘留水壓(另外施工時應考慮以下之載重)
   (4)起吊載重
   (5)扶起載重

[說明]

(1)作用於L型塊各構材之載重如圖4-2-2所示。

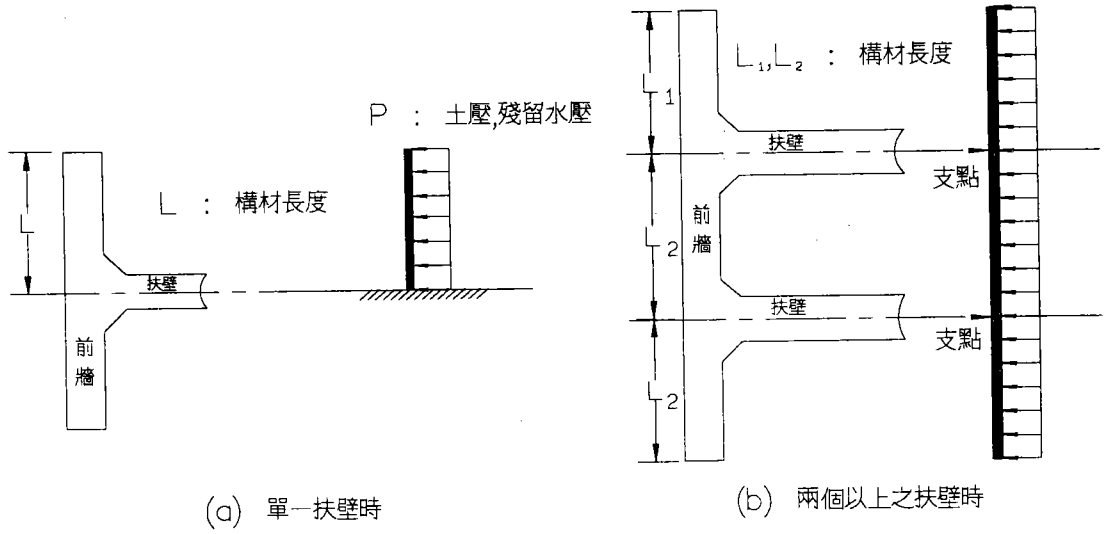


圖4-2-4 前牆構材之長度及載重

2-4-2 基腳

1. 基腳則以前牆支承之懸臂版予以設計。
2. 基腳構材長度爲前趾至前牆面之距離。
3. 基腳主鋼筋之保護層厚度原則上不得小於7cm。

[說明]

基腳構材長度及載重作用狀態如圖4-2-5所示。

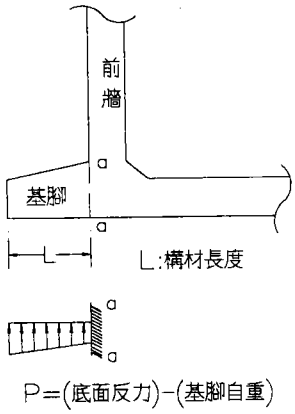


圖4-2-5 基腳構材長度及載重

2-4-3 底版

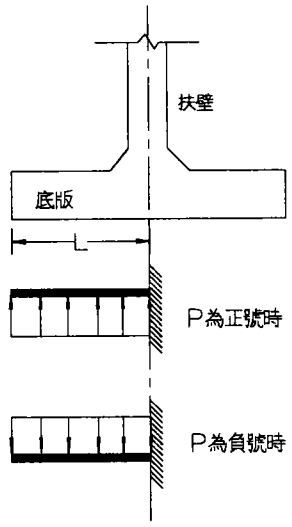
3.作用於底版之載重，原則上爲作用於構材全長者。
4.底版主鋼筋之保護層厚度，原則上不得小於下列數值:
底面 7cm。　　頂面 5cm。

[說明]

(1)底版除由扶壁支承外，在結構上也由前牆支承，所以底版得以二邊或三邊支承版設計，但原則上以懸臂版或連續版設計。

(2)底版之構材長度與載重作用狀態如圖4-2-6所示。

(3)作用於底版之載重，其中地盤反力作用於構材全長上，惟作用於底版上側之載重，如背填料載重，僅作用於淨長度(Clear Span)，惟其對構材設計之影響不大，爲計算方便計，原則上仍假定作用於構材全長上。



P=(底面反力)-(底版自重)-(上載土砂載重)-(上載載重)

圖4-2-6　底版構材長度與載重

2-4-4　扶壁

1.扶壁依據底版及前牆之反力予以設計。
2.扶壁係由扶壁與前牆所構成的整體以T型樑加以設計。
3.扶壁按承受前牆反力，以固定於底版之懸臂樑予以設計。
4.按扶壁之設計，係以平行於底版之斷面予以設計。
5.扶壁前牆與底版應互相確實連結，因而配筋設計時，應對抵抗剪力所需之副筋量特別加以計算。
6.扶壁主鋼筋被覆厚度不得小於5cm。

[說明]

(1)如前牆及底版依照本規定之方法設計時，可不考慮扶壁背後之載重。

(2)扶壁之構材長度應取包括底版厚度之全高，如圖4-2-7所示，載重應包括上部構造部份。圖4-2-7符號說明如下:

p:土壓強度與殘留水壓之和
h:扶壁之構材長度
b:底版寬度
H:L型塊高度

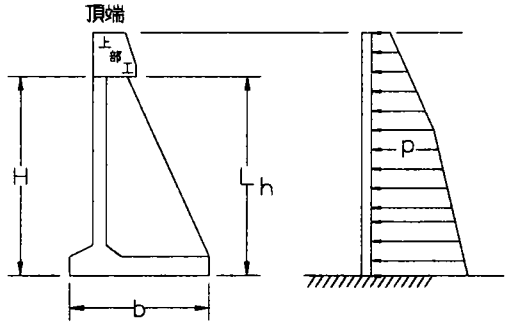


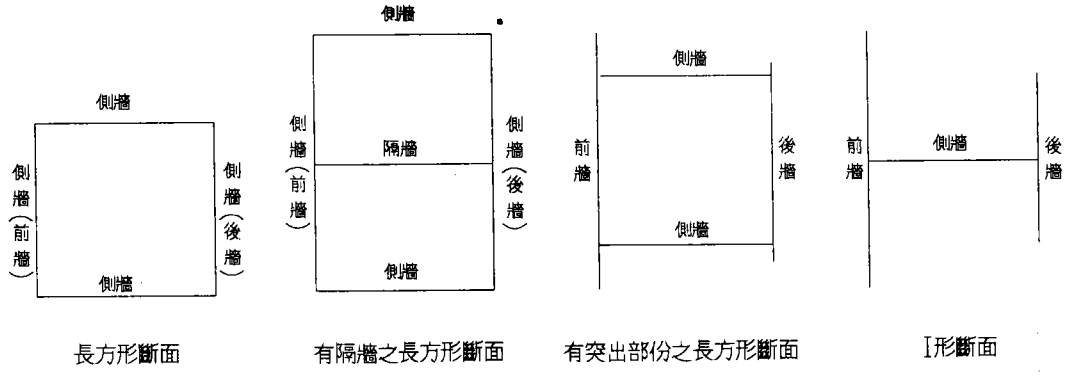
圖4-2-7　扶壁之構材長度及載重

2-5 取吊部位之設計

1. 作用於取吊部位之載重包括下列三項:
   (a)L型塊本身重量。
   (b)模型版之附著力。
   (c)碰撞力。
   製作臺附著力與碰撞力均係短期載重，且非同時作用。
2. 使用吊筋時，原則上應考慮軸向拉應力及取吊部位之剪應力。
3. 吊筋之容許應力如按長期載重決定，則吊筋斷面可由L型塊自重計算。

[說明]

(1)L型塊混凝土澆置後使用起重機取吊時，由於其與模型版間附著力之影響，需要較



長方形斷面　有隔牆之長方形斷面　有突出部份之長方形斷面　I形斷面

圖4-3-1　常用之空心方塊斷面形狀

3-2-2 尺寸之決定

空心方塊各構材之形狀及尺寸，應考慮下列事項設計之:

1. 空心方塊製作設施之能力
2. 起重機之吊放能力
3. 堤體設計水深
4. 潮差
5. 上部構造施工高度
6. 複段式方塊堆積之整體性

3-3 作用於構材之載重

3-3-1 概述

作用於空心方塊之載重，不論平時或地震時，均應考慮下列各項載重:

1. 填充土壓
2. 殘留水壓

工程完了後，因作用於壁體之背填主動土壓及殘留水壓，使側牆及後牆因填充土壓所引起之應力會顯著減低。但一般施工過程中，常先行填充，因此構材之設計應依此狀態進行。

(3)一般可不考慮波力，但如需承受強力衝擊波壓時，應予考慮。

(4)有關施工中之載重，大部份與L型塊相同。

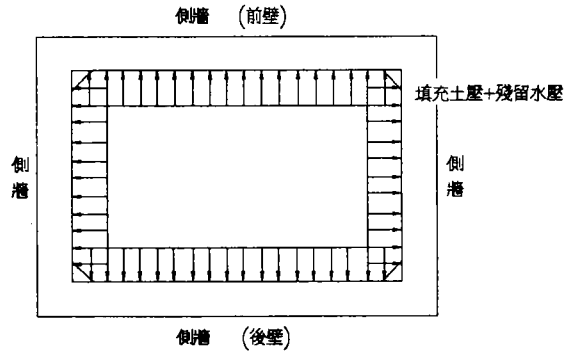


圖4-3-2 作用於空心方塊之填充土壓及殘留水壓

3-3-2 填充土壓與殘留水壓

1.前牆、後牆及側牆

作用於前牆、後牆及側牆之外力，應考慮填充土壓與殘留水壓。

但在空心方塊上，有不影響空心方塊內部載重之場鑄混凝土時，此時場鑄混凝土上之載重可不視爲上載載重。

2.隔牆

隔牆之檢討係使承受填充土壓及殘留水壓作用之隔牆不致與側牆脫離。

[說明]

(1)前牆、後牆及側牆

(a)填充土壓

(i) 土壓係數取0.6。但若以型塊或混凝土填充時，可不考慮填充土壓。

(ii)土壓由堤頂開始至與堤淨寬相等之高度b_1爲止是呈直線增加，以後則不再增加。

(iii)多層堆積之空心方塊之土壓，如圖4-3-3所示。但如下層空心方塊之淨寬較上層空心方塊之淨寬爲小時（如以隔牆區隔時），可將上層空心方塊所求得之土壓不予增加，而以直線延伸即可。

圖中:

q: 載載重(t/m^3)

r_1: 填充殘留水位上之單位體積重量(t/m^3)

r_2: 填充殘留水位下之單位體積重量(t/m^3)

通常$r_1=1.8t/m^3$，$r_2=1.0t/m^3$

k: 填充土壓係數 $k=0.6$

b_1: 內牆徑寬(m) $b_1=H_1$

(b)空心方塊內之填充，受框牆之限制，可將其視爲與沈箱之填充般來考量，因此填充土壓可依照沈箱爲準。

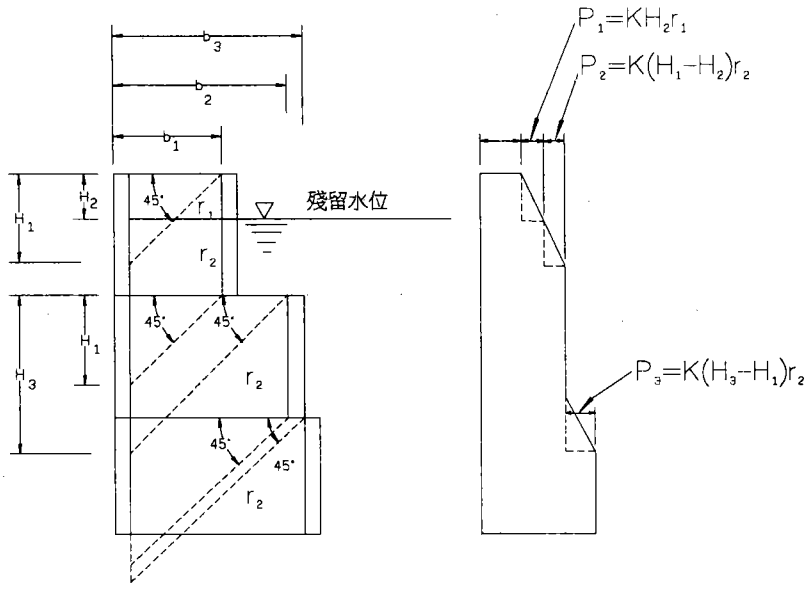


圖4-3-3　填充土壓之取法

(c)殘留水壓

(i) 碼頭

殘留水壓取殘留水位與L.W.L.時之水位差。

(ii)防波堤

殘留水壓取空心方塊內水位與L.W.L.之水位差。但是由於當堤前爲波谷作用時，內部水壓會變大，因此須依狀況來考量。

(d)當防波堤、防波護岸等使用之時，由於空心方塊前波谷來臨時，殘留水位差會增加，因此須對此加以檢討。

(2)隔牆

在檢討隔牆與側牆脫離時的載重，如圖4-3-4 所示，可考慮作用於斜線部份之土壓。

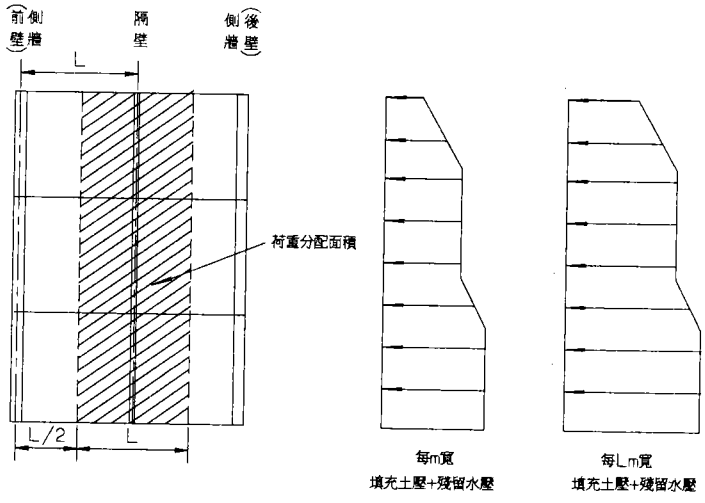


圖4-3-4　載重之取法

3-3-3 載重分割法

為計算方便計，作用於空心方塊載重之分割，應依照2-3-3節 「載重分割方法」規定辦理。

3-4 構材之設計

3-4-1 長方形空心方塊

[1]側牆

1. 側牆原則上以箱型剛結構設計。
2. 計算所用之間距取中心間隔。
3. 主鋼筋之保護層，原則上不得小於下列數值:
   外側　　7cm
   內側　　5cm

[2]隔牆

1. 作用於隔牆之構材力，以[1]側牆所求得者。
2. 在施工過程中，因填充料之高度差產生土壓時，應檢討隔牆之強度。
3. 計算所用之間距，為中心間隔。
4. 主鋼筋之保護層，原則上應大於5cm。

[3]基腳

1. 基腳以側牆所支撐之懸臂版來設計。
2. 基腳之構材長度為自前趾之前端至側牆前端為止之距離。
3. 基腳主鋼筋之保護層，原則上應大於7公分。

3-4-2 其他的空心方塊

[1]前牆

1. 前牆原則上以側牆所支承之版設計之。如前牆左右兩側有突出懸臂部份時，支承點之平衡彎矩會傳達於側牆。
2. 前牆之構材長度以側牆之中心間距計算。
3. 前牆背後之載重原則上作用於構材全長上。
4. 前牆主鋼筋之保護層厚度，原則上不得小於下列數值:
   海側:7cm。
   陸側:5cm。

[說明]

(1)前牆原則上係以側牆爲支點之固定版設計，但支點之不平衡彎矩一律傳達於側牆。

(2)前牆之構材長度及載重作用狀態，如圖4-3-5所示，載重以均佈載重計算。

(3)空心方塊前牆之厚度，一般爲30cm～40cm。

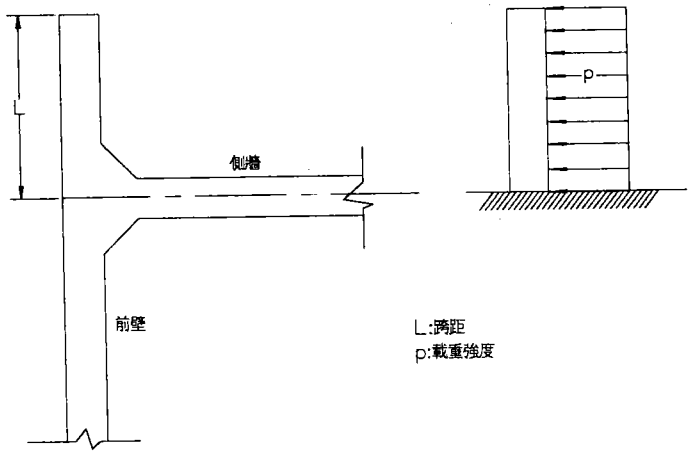


圖4-3-5　有突出懸臂時之前牆構材長及載重之取法

[2]後牆

1. 後牆原則上依照前牆之設計準則設計。
2. 外力係指型塊填充土壓，背後之主動土壓原則上不考慮。
3. 後牆主鋼筋之保護層厚度以5cm以上爲原則。

[說明]

後牆與前牆之不同點，即前牆前面係開放空間，背後受土壓作用。但在施工過程中，一般常先行在型塊內填充，而使後牆與前牆之受力條件相同，其設計法與前牆亦相同。

[3]側牆

1. 側牆原則上依前牆及後牆之反力與傳達彎矩設計。
2. 側牆之構材長度爲前牆與後牆之中心距離。
3. 側牆構材如有托肩，依照日本「鋼筋混凝土標準規定」第117條規定，決定構材厚度。
4. 側牆主鋼筋之保護層厚度，原則上不得小於5cm。
5. 在施工中，由於型塊內填充之高度差產生土壓時，應檢討對側牆強度之影響。

[說明]

(1)側牆之構材長度及載重之作用狀態，如圖4-3-6所示。

(2)圖內符號說明如下:

P_f：來自前牆之反力　　P_b：來自後牆之反力

M_f：由前牆傳達之彎矩　　M_b：由後牆傳達之彎矩

L：支點間距離

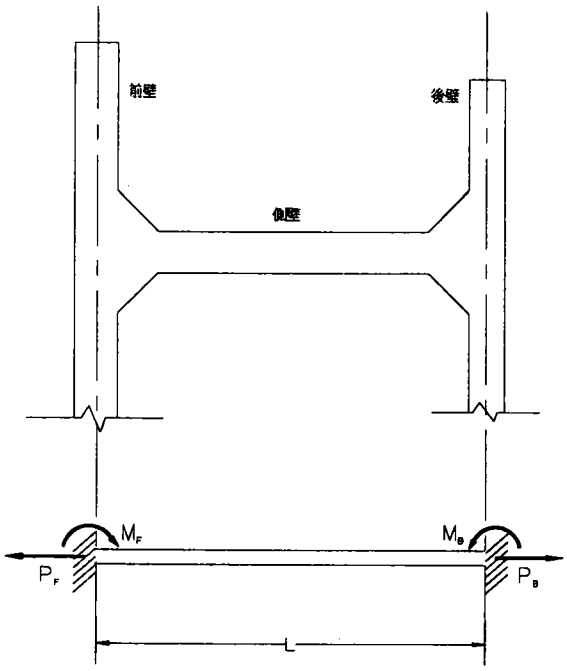


圖4-3-6　側牆之構材長度及載重

[4]底版

空心方塊最下面有底版時，在設計時底版上面應考慮底版之上載載重、底版自重，以及作用於下面之地層反力。

3-5 取吊部位之設計

取吊部位依前章L型塊之準則設計。

[說明]

取吊部位與L型塊類似，但空心方塊取吊部位之配置應特別注意，應避免在構材之中央部位。

第四章　直立消波沉箱

直立消波沉箱之設計，應考慮自然條件、結構物之形狀、施工法等，而選定適當的外力，進行設計。

[說明]

(1)直立消波沉箱之型狀，目前有各種不同之結構，但大致上可分爲不透過型及透過型二種。而開孔形狀以縱向開孔型使用的最多，此外亦有橫向開孔型、多孔壁型等之實例。這些直立消波沉箱之一般設計法仍未能完全確立，因此最好在進行構材設計時，能對各種結構物之特性加以充分調查，並依條件進行模型試驗後，再進行適當的設計。

(2)作用於構材之外力，對於平常時及颱風或地震時，應隨需要考慮以下之項目:

(a)土壓

(b)填充土壓

(c)殘留水壓

(d)波力

(e)揚壓力

(f)漂流物之碰撞力

(g)沉箱以及填充之重量

(h)上部結構之重量

(i)上載載重

(j)護舷反力

(k)底面反力

(l)施工時載重

其中，填充土壓、波力、揚壓力、護舷反力以及施工時之外力，可不考慮地震之影響。

(3)作用於直立沉箱構材之波力，隨遊水室上頂版之有無而有顯著之不同，因此，實際之設計時，除參考過去之施工例進行檢討外，依需要最好按照各個條件進行水工模型試驗。

第五篇　基　礎

第一章　概　說

港灣設施設計之時，須充分考慮結構物之重要性與基礎地盤之土質條件，慎重選擇基礎結構。

基礎地盤軟弱之時，須檢討基礎之安定，沉陷及地震時之液化等，依需要採用樁基礎或地盤改良等之對策方法。

[說明]

(1)一般

基礎地盤軟弱之時，因地盤承載力的不足亦或過大的沉陷，造成結構物破壞之例很多，此時應使由於結構物之重量所產生的地中應力減小，亦或將基礎地盤予以改良強化以提高其安全性。

(2)減小地中應力之方法

爲減輕結構物之重量所產生之地中應力，一般所採用之方法如下：

(a)減輕結構物本身之重量

(b)擴大結構物之底面積

(c)利用樁基礎等

另外，減輕結構物所產生剪應力之方法爲

(d)覆土

(3)地盤改良工法

地盤改良工法，參考本篇第七章地盤改良工法

(4)安定性之檢討

有關基礎之安定，參考本篇第2章，第3章，第6章各節。基礎之沉陷參考本篇第5章，液化參考第2篇第13章，另外樁基礎之設計參考本篇第4章。

(5)結構物之重要性與承載力之安全率

在本篇第2章、第3章、第4章即依結構物之重要性，載明應有承載力之安全率，在此所謂重要的結構物，爲結構物的規模，對人命、財產之影響程度及因承載力之不足或沉陷對結構物之功能妨害程度等有很大影響之結構物稱之。設計時須對這些結構物之重要性所關聯之因素加以考慮，而決定適當的安全率。

第 二 章　淺基礎之承載力

2-1 概說

基礎之設置深度，小於其最小寬度者，以淺基礎加以設計，此時對垂直承載力不考慮基礎之側面抵抗。

[說明]

一般基礎之承載力爲基礎之底面承載力與基礎之側面抵抗之和。基礎之底面承載力爲地盤內因要產生塑性流動而作用於基礎底面之壓力值。基礎之側面抵抗爲作用於基礎側面與土壤間之摩擦抵抗亦或粘著抵抗。有關底面承載力所作之研究很多，相對的側面抵抗之研究較少，因此在D/B<1.0 之淺基礎時，由於側面抵抗較底面承載力爲小，所以一般不考慮側面抵抗。

2-2 砂質地層中基礎之承載力

設置於砂質地層基礎之容許承載力，以公式(2-1)計算。

$$q_a = \frac{1}{F}(\beta\gamma_1 BN_r+\gamma_2 DN_q)+\gamma_2 D \quad \cdots\cdots\cdots(2\text{-}1)$$

式中

q_a: 容許承載力(考慮水中部份所受之浮力)(t/m^2)

B : 基礎之最小寬度(圓形基礎時爲直徑)(m)

D : 基礎之設置深度(m)

γ_1: 基礎底面以下地層土壤之單位體積重量(在地下水位以下者，用浸水單位體積重量)(t/m^3)

γ_2: 基礎底面以上地層土壤之單位體積重量(在地下水位以下者，用浸水單位體積重量)(t/m^3)

F : 安全率

重要結構物：2.5 以上

其他結構物：1.5 以上

N_r, N_q: 承載力係數(如圖5-2-1)

β: 基礎形狀係數(如表2-1)

表 2-1 基礎形狀係數

基礎底面形狀	連續形	正方形	圓　形	矩　形
β	0.5	0.4	0.3	$0.5-0.1(\frac{B}{L})$

B: 長方形之短邊長(m)

L: 長方形之長邊長(m)

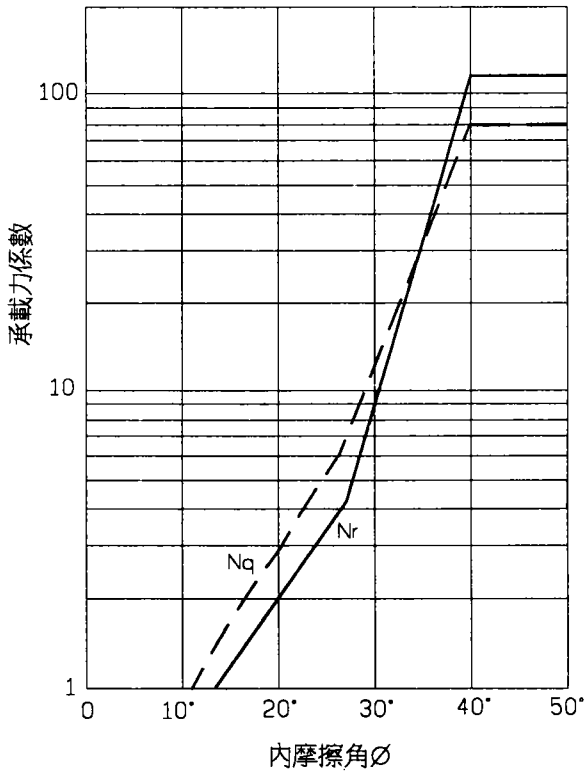


圖5-2-1　承載力係數

[說明]

(1)若基礎承受遞增載重時，其沉陷量起初與載重量幾成定比，當載重增加達某一程度時，沉陷量即會急劇增大，使地層土壤發生剪力破壞。所謂極限承載力即指地層土壤發生剪力破壞時，基礎地層土壤所能承受之臨界載重強度。

依據Terzaghi 氏之理論，極限承載力(q_d)以公式(2-2)計算。

$$q_d=\beta\gamma_1 BN_r+\gamma_2 DN_q \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (2\text{-}2)$$

公式(2-2)等號右邊各變數之涵義與公式(2-1)相同，極限承載力q_d等於等號右邊二項之和，其含N_q之項係依據基礎地層以下土壤無重量之假設，由超載重平衡時，基礎所能承受之載重，而含N_r項係不考慮超載重，由土壤重量平衡時，基礎所能承受之載重。公式2-2所示極限承載力(q_d) 包括基礎自重及超載重之總載重扣除其所受浮力後之載重強度。即爲有效應力加於基礎底面之載重強度，此稱爲總載重強度(Gross load intensity) 。另一方面，如公式(2-1)所示，對容許承載力(q_a)而言，加於基礎底面之有效超載重強度($\gamma_2 D$)與安全因數(F)無關，係因作用於基礎底面之總載重強度如小於基礎底面位置土壤面所受有效覆土之載重強度，地層內不產生剪斷現象。在此情況下，($q_d-\gamma_2 D$)爲淨載重強度之增加量，稱爲淨載重強度(net load intensity)， 則公式2-2可以改寫爲

$$q_d-\gamma_2 D=\beta\gamma_1 BN_r+\gamma_2 D(N_q-1)$$

圖5-2-1所示之N_q值是由Terzaghi 所求得之Nq值減1。因而公式2-1所求得之q_a爲加於基礎底面之總載重強度，但應考慮浮力。

(2)圖5-2-2所示爲Terzaghi 承載力理論所假定地層內之塑性平衡狀態，假定滑動面僅發生於基礎地層下方部份，基礎地層以上土壤視作超載重。如圖5-2-2 所示，土壤地層承受載重達塑性平衡狀態時，剪力破壞擴展至地面(基礎地層深處)。此種剪力破壞發生在相當密實或堅硬土壤地層時，其發生塑性變形之應變甚小；Terzaghi稱之爲全面性剪力破壞(General Shear failure)。反之，若土壤疏鬆或柔軟或壓縮性大，如圖5-2-2 所示範圍發生塑性變形前，基礎下方土壤因局部性剪力發生大量沉陷，且具實際上的破壞。這種破壞稱爲局部性剪力破壞 (Local Shearfailure)。圖5-2-3爲根據上述兩種剪力破壞載重試驗所得載重強度—沉陷量之曲線關係。

此兩種剪力破壞之差別，必須根據個別情況判斷，Terzaghi建議在可能產生局部剪力破壞之情況，各項承載力係數計算式中之tanϕ以2/3tanϕ代替之。

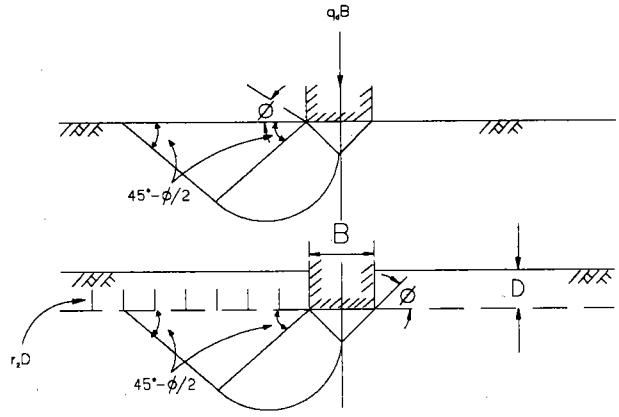


圖5-2-2 在基礎地層內之塑性平衡狀態

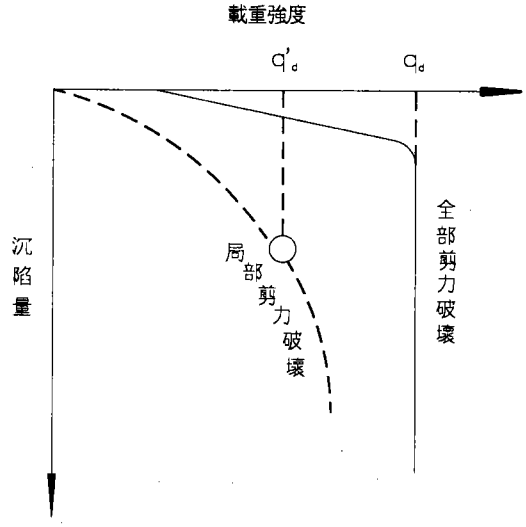


圖5-2-3 在載重試驗所得載重強度與沉陷量之關係

2-3 粘性土地層中基礎之承載力

粘性土壤地層中基礎之容許承載力以公式(2-3)求之。

$$q_a = N_c \frac{C_o}{F} + \gamma_2 D \qquad (2\text{-}3)$$

式中

q_a: 容許承載力(應考慮水中部份所受之浮力)(t/m^2)

N_c: 承載力係數(參照圖5-2-4)

C_o: 基礎地層土壤之粘著力(t/m^2)

γ_2: 基礎地層以上土壤之單位體積量(在地下水位以下者，用浸水單位體積重量)(t/m^3)

D: 基礎之設置深度(m)

F: 安全率

重要結構物：2.5以上

其他結構物：1.5以上

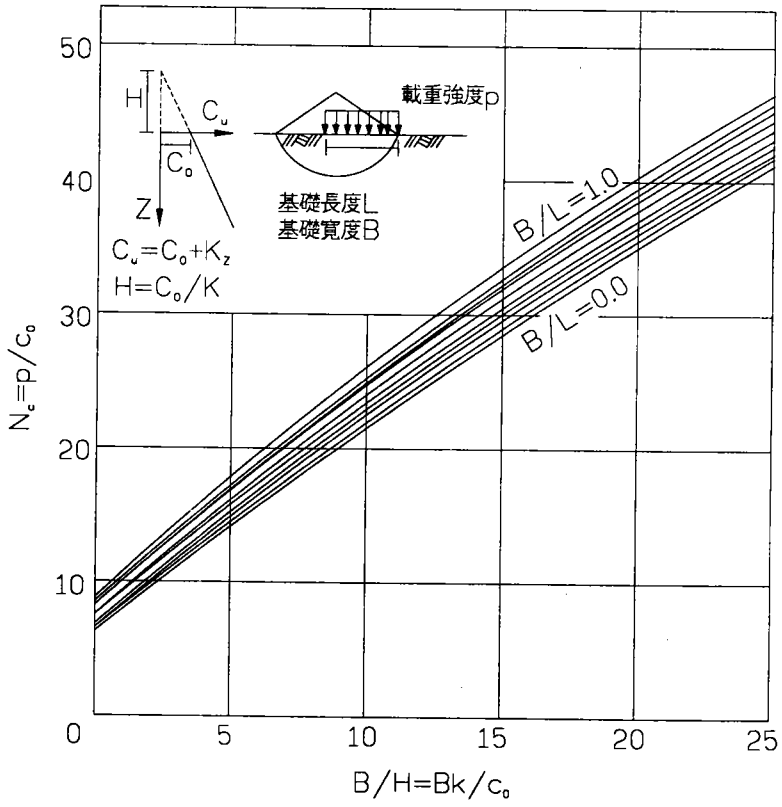


圖5-2-4　承載力係數N_c

[說明]

圖5-2-4 所示承載力係數爲土壤之粘著力隨深度直線增大之情形，假定爲圓弧形滑動面而求得者。圖5-2-5 所示爲粘著力一定之情形與其他分析結果所求得承載力係數之比較。由圖5-2-5可知，圖5-2-4求得之承載力係數爲最大。但若粘著力隨深度而增大時，以基礎地層面下2/3B (B爲基礎最小寬度)深度之粘著力，代入上述之各式中求得之承載力係數，則較按圖5-2-4 求得者更大。

欲求連續基礎的容許承載力，可先由圖5-2-4 查出承載力係數，再以公式2-4計算之。

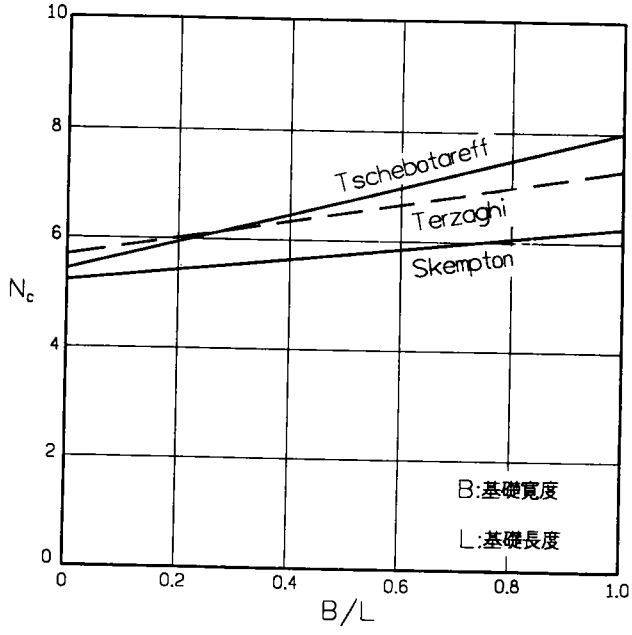


圖5-2-5　粘著力爲一定時之承載力係數

$$q_a=\frac{1}{F}(1.84kB+5.52C_o)+\gamma_2 D \qquad H/B\geqq 0.4$$

$$q_a=\frac{1}{F}(1.18kB+6.94C_o)+\gamma_2 D \qquad H/B\leqq 0.4$$

(2-4)

式中

k：地層之粘著力增加係數(t/m^3)

B：基礎之最小寬度(m)

H：C_o/k(m)

2-4 複合地層之承載力

在基礎寬度B 之基礎地層下，厚度D_s之砂質土層下有粘土層時應依下列條件，計算垂直承載力(參照圖5-2-6)。

$D_s \geqq 2B$ 爲上部砂質土層之承載力

$2B > D_s > 1.5B$ 爲上部砂質土層之承載力與考慮荷重分散後下部粘土層之承載力中承載力較小者。

$1.5B \geqq D_s$ 爲下部粘土層之承載力

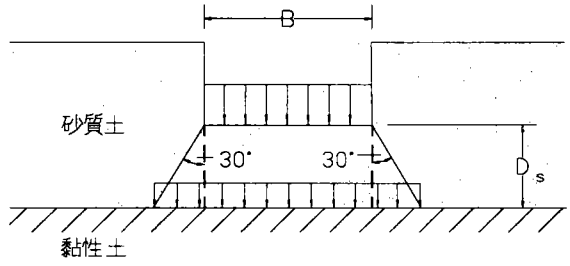


圖5-2-6　在砂質土與粘性土兩種複合層下的承載力

2-5 承受偏心傾斜載重之承載力

承受偏心傾斜載重之基礎承載力之檢討，以依據bishop之圓弧滑動解析法計算爲準。但是對於相同之設計條件可確定有充分的承載力實績時，亦可依此法計算。

表2-2　以Bishop法計算時之安全率

	碼頭等	防波堤
平常時	1.2以上	—
地震時	1.0以上	—
波壓時	—	1.0以上

[說明]

(d)矩形基礎

N_c(矩形)=(1+0.2B/L)N_c(連續基礎之值)

Meyerhof建議當有入土深時以下式計算設置於地層中連續基礎之容許承載力：

$$q_a=\frac{1}{F}\ c_oN_{cq}+\gamma_2D$$

N_{cq}之值如圖5-3-2所示，已考慮側面粘著抵抗。Meyerhof並建議以下式分別推算矩形及圓形基礎之承載力係數：

$$N_{cq}(\text{矩形})=(1+0.15\frac{B}{L})N_{cq}(\text{連續})。$$

N_{cq}(圓形)=5.7。

又正方形基礎(N_{cq})之承載力係數與圓形基礎之值相同。

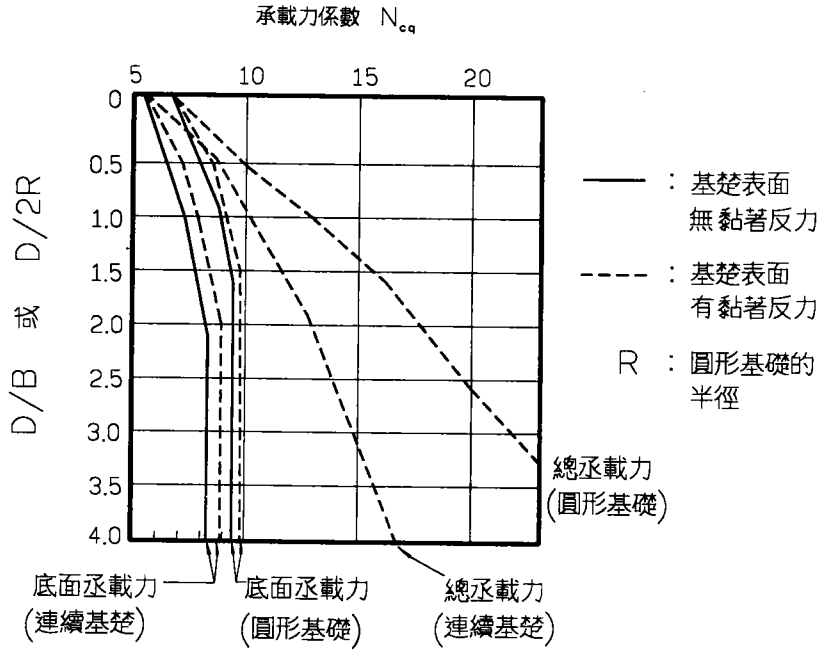


圖5-3-2　Meyerhof之承載力係數

無法進行強度試驗時，通常對一般之拋石採用之強度常數以 C=2t/m^2，ϕ=35°爲標準。實際之拋石隨石材之品質及現地之拋石密度，其相對應之強度亦不同，但是由於要掌握住現場拋石之狀態非常困難，因此在此爲對通常所採用之拋石設定其標準強度常數值。但對於品質有問題之石材，設定其強度常數時須注意，另外在此之標準值爲由碎石之大型三軸試驗結果稍爲保守之值，由現有防波堤及碼頭之解析結果來看一妥當之值。

另外在基礎地層之強度常數設定時，最好使用三軸壓縮試驗(粘性土爲一軸壓縮試驗）之結果，但是在砂質地層中，未擾動試料之三軸試驗很少實施，通常係以標準貫入試驗由N值推算強度常數ϕ，雖然N值與ϕ之間有種種的關係，但由通常所採用之提案式推算ϕ值與三軸試驗之結果相比，可知ϕ有過小評估之傾向。此原因爲N值受有效上載載重之影響，即使是相同ϕ之砂質地層，隨深度N值會改變，此乃因深度較淺N 值變小之緣故，因此深度較淺時，採用以往之提案式，ϕ有過小評估之傾向。承受偏心傾斜載重之基礎滑動面較淺之場合較多，因此基礎地層表面附近之強度較成問題，因此對以往 N值與ϕ值之關係即有進行有效上載壓修正之必要。但在實際之計算上，使用太過複雜之關係式並不實用。

(4)安全率

以收集現有防波堤及碼頭之受害與未受害例加以解析之結果，知悉在波壓以及地震時，以bishop法安全率在1.0 以上時，即可確定拋石基礎及地層之穩定無虞。因此安全率以1.0 作爲標準。但依現場試驗之結果，由於基礎之變形，隨時間之歷時有明顯的關係，可知對於長時間作用之載重會有很大的變形，爲避免此種變形之增加，對受長期載重作用之碼頭，其安全率以1.2爲標準。

有關地震時，由於防波堤之受災例較少，同時受害之程度亦小，其理由爲地震力對港內側與港外側作用幾乎相等，而且載重僅爲短期間之作用不致產生太大變形，因此對一般之防波堤，不須加作地震時之承載力檢討，但是對於地震時之穩定特別會造成很大問題之防波堤，最好能以動態解析加以詳細之檢討。

(5)以往承載力計算式

以往基礎承載力之計算，係將各種承載力之計算法予以組合加以檢討，其中最具實績的爲載重分散法與三建法之組合，以及載重分散法與片山、內田法之組合二種。不論何種組合，均係藉調整拋石以及基礎地層之強度係數使結構物之特性重現。因此至目前爲止無實績之結構物即不適合採用此方法，僅能適用於具有充分承載力實績之設計條件者。

(a)載重分散法

此爲不考慮拋石寬度影響的檢討方法，以往最常被使用於作爲複合層地層承載力之檢討時。對具適當寬度之拋石基礎，如堤體寬度在20m 左右範圍時具充分之實績，但是堤體寬度小於10m 時，可能會有危險之結果。此檢討方法由二階段所組成，第一階段爲檢討拋石基礎上面。首先求取拋石基礎上面之底面反力分佈，並比較此分佈之最大應力P_1與容許底面反力q_{ta}(t/m^2)，如$P_1 \leqq q_{ta}$即可，通常容許底面反力q_{ta} 採用40～50t/m^{2}一定值之例較多，第二階段進行基礎地層承載力之檢討，首先爲求得基礎地層上面之載重分佈，將拋石基礎上

面之底面反力分佈以應力加以分散，此方法如圖5-2-8所示以分散角度取30°，此時基礎地層上面之載重分佈成梯形，其最大應力P_1'(t/m²)可由式2-5求取。

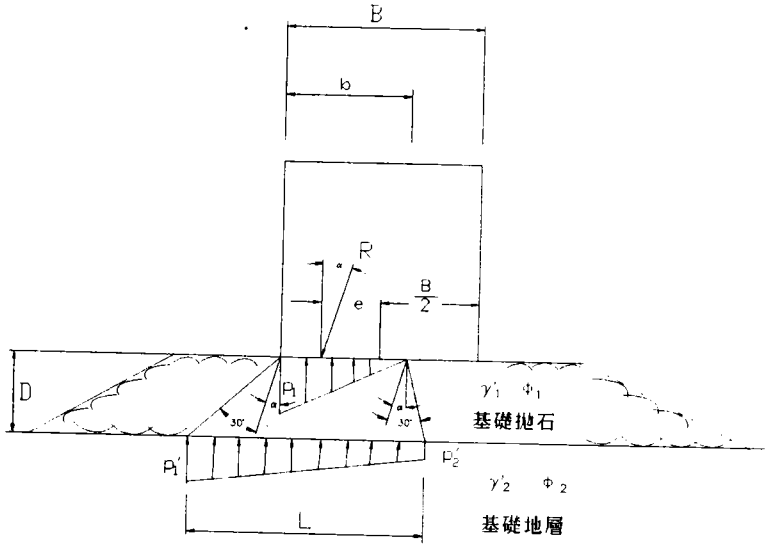


圖5-2-8 載重分散法

$$P_1' = \frac{b}{L} p_1 + \gamma_1' D \qquad (2\text{-}5)$$

式中

γ ：載重之合力(t/m)

α ：γ之傾斜角(度)

e ：γ之偏心量(m)

γ_1'：拋石之水中單位體積重量(t/m³)

D ：拋石基礎之厚度(m)

B ：拋石基礎上面之堤體寬度(m)

b ：在拋石基礎上面之底面反力分佈寬度(m)

三角形分佈：$b = 3(\frac{B}{2} - e)$

梯形分佈：$b = B$ .....(2-6)

L：基礎地層上之載重分佈寬度(m)

$L = b + D\{\tan(30° + \alpha) + \tan(30° - \alpha)\}$.....(2-7)

基礎地層爲砂質土時，將P_1'與式(2-1)之q_a相比較，若$P_1' \leq q_a$則安全，式(2-1)計算q_a之時，堤體寬度B要採用L，拋石基礎寬度很大之時，基礎之設置深度D 雖採用拋石厚度D，但其他場合要忽略設置深度之影響。而且基礎地層之內部摩擦角ϕ_2，使用與平常土壓計算時相同之值。基礎地層爲粘性土時，採用式(2-3)並以同樣之方法加以檢討。以上第一階段與第二階段必須同時滿足才行。另外堤體寬度很大之防波堤，沉箱底面之容許反力亦有採用q_{ta}爲60/m²之例。

(b)以圓弧滑動計算之方法(三建法)

此方法爲以往日本第三港灣建設局所採用之方法，如圖5-2-9(a)所示，先假設圓弧滑動面，並以分割法進行圓弧滑動計算。滑動面之起點爲對稱於載重作用點較近端之點，此時作用於堤體底面之垂直載重如圖5-2-9(b)(c) 所示，換算成作用於堤體底面前趾與滑動面始點間之均佈載重，此載重則垂直作用至滑動面爲止，水平力作用於堤體底面。另外，此圓弧滑動面之始點，在上述之假設進行時，可確定較其他以任何點爲始點之圓有更小之安全率。地層之內部摩擦角一般採用較通常土壓計算所使用之內部摩擦角大5°之值，安全率則與一般之圓弧滑動計算相同，以剪力抵抗力所產生之抵抗彎矩與外力以及土塊重量所導致之滑動彎矩之比來表示。安全率在平時及異常時都在1.0以上即可。

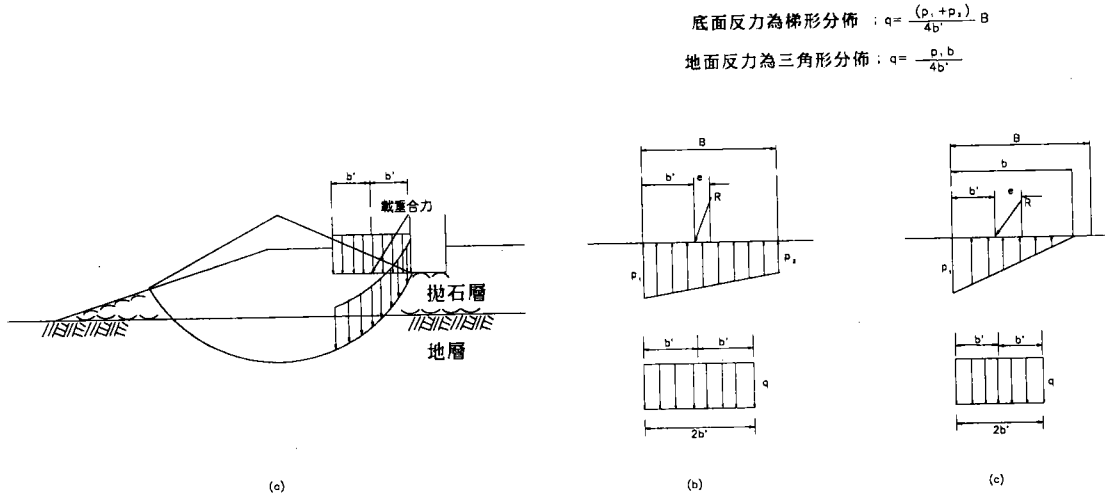


圖5-2-9　三建法滑動面上之載重分佈

(c)片山、內田之方法

片山、內田法爲將原本適用於均質地層之摩擦圓法擴充至地表面上含斜面之複合層地層，並作成承載力係數之計算圖表。複合層地層均爲不具粘著力之等方性砂地層與無限長之帶狀基礎爲主。極限承載力以及安全率，可以式(2-8)求取。

$$\left.\begin{aligned} q &= \frac{1}{2} N\gamma_1 B \\ F &= \frac{q}{V/B} \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots (2\text{-}8)$$

式中

q：極限承載力

γ_1：上層地層之單位體積重量(水中部份爲水中單位體積重量)(t/m^3)

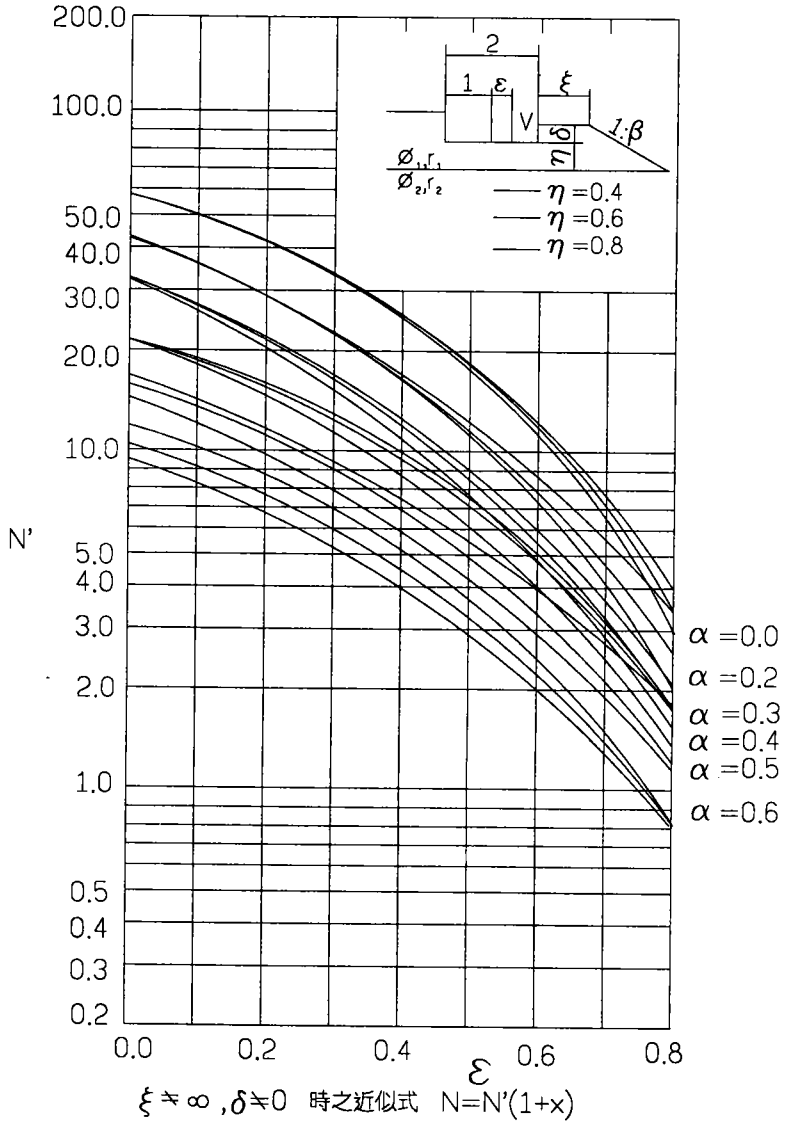
B：基礎寬度(m)

N：承載力係數(如圖5-2-10)

F：安全率

V：偏心傾斜載重之垂直分力(t/m)

另外，片山、內田建議採用此法時之內部摩擦角，碼頭在地震時較通常土壓計算所用之內部摩擦角大10°之值，其他場合採用大 5°之值，此時安全率在平常時及異常時均爲1.0以上即可。



$\xi \fallingdotseq \infty$, $\delta \fallingdotseq 0$ 時之近似式 $N=N'(1+x)$

β =1.5時 $x=-0.280-0.147\alpha-0.0195\varepsilon-0.324\eta+0.0728\xi+0.669\delta$

β =2.0時 $x=-0.292-0.120\alpha+0.0266\varepsilon-0.288\eta+0.0682\xi+0.726\delta$

圖5-2-10 片山．內田法承載力係數圖

(6)沉陷量

碼頭與防波堤對沉陷量之考量不同，在碼頭其上設有起重機等之結構物時應極力避免沉陷，同時對因地震之外力所致之沉陷量應儘量減小。另外防波堤即使發生沉陷對其功能並無影響，但在事實上，因反覆載重之作用會有殘留變位發生，而此殘留變位之累積，即會發生很大不均勻沉陷之危險，而導致堤體之損傷。

由上述可知，對於大型碼頭以及防波堤等結構物，必須加作沉陷之檢討。基礎地層僅由砂層構成時，雖會有瞬間沉陷，但此種沉陷大都是在施工中所發生，而基礎地層存在粘土層時，完成後因壓密沉陷會持續緩慢進行，故結構物愈大型時，沉陷愈大，而會損害結構物之功能，尤其是隨著沉陷，結構物發生過大之傾斜時，會更加厲害。瞬間沉陷所致結構物的傾斜量，可先假設地層之彈性係數，再將地層當作彈性體來檢討，壓密沉陷所致結構物之傾斜量必須依壓密理論之計算法加以檢討，另外在作詳細之解析時，可用有限元素法加以數值解析。

第 三 章　深基礎之承載力

3-1 概說

基礎之設置深度，較基礎之最小寬度爲大時，應以深基礎來設計。

[說明]

本文所定義之基礎，通常有圓筒，沉箱、樁等，其中由於基樁有其固有之設計法，在此不予論述。深基礎爲將上部結構物之荷重，經由上層之軟弱層傳遞至下層之堅硬層，而將上部結構物加以安全支撐。因此垂直力通常由基礎側面之摩擦抵抗與底面之垂直承載力所支撐，另外側向力之安定，通常由地層之被動抵抗所支撐，而不考慮軀體之彎曲應力。此外在此爲區別深基礎與樁之方法，則以張氏之計算所得βL(L爲樁入土長度)是否在1 以下予以判斷。

3-2 垂直承載力

深基礎之容許垂直承載力，可依式(3-1)計算

$$q_a=q_{a1}+\triangle q_a \qquad (3\text{-}1)$$

式中

q_a ：深基礎之容許垂直承載力(t/m^2)

q_{a1} ：基礎底面容許承載力(t/m^2)

$\triangle q_a$ ：基礎側向抵抗力所致之容許承載力增量(t/m^2)

在砂質地層中，由基礎側面摩擦抵抗所引起之容許承載力之增量可依式(3-2)加以計算。

$$\triangle q_a=\frac{1}{F}\left(1+\frac{B}{L}\right)\frac{D^2}{B}K_a\gamma_2\mu \qquad (3\text{-}2)$$

式中

F ：安全係數(與q_{a1}所用者同值)。

K_a：主動土壓係數($\delta=0°$)。

γ_2：基礎底面以上地層土壤之單位體積重量(在水位以下者，用浸水單位重)(t/m^3)。

D ：基礎之設置深度(m)。

μ：基礎側面與砂之摩擦係數，$\mu=\tan\frac{2}{3}\phi$

B ：基礎寬度(m)。

L ：基礎長度(m)。

於粘性土壤地層中 ，因基礎側面之粘著抵抗而發生之容許承載力增量，按公式(3-3)求之：

$$\triangle q_a = \frac{2}{F}\left(1+\frac{B}{L}\right)\frac{D_s}{B}\bar{c}_a \qquad (3\text{-}3)$$

式中

$\bar{c}_a$：平均粘著力(取基礎埋入部份土壤粘著力之平均值)(t/m^2)

D_s：基礎埋入土中之深度

以上式(3-2)、式(3-3)設計時之安全率，重要結構物爲2.5 以上，其他結構物爲1.5以上爲標準。

[說明]

(1)設置於砂質土壤地層之深基礎，由地面至深度Z處，其側面摩擦力(f)以下式計算之。

$$f = \gamma Z K_a \mu \qquad (3\text{-}4)$$

對設置深度D之平均側面摩擦力$\bar{f}$，一般以式3-5表示

$$\bar{f} = \frac{1}{D}\int_0^d \gamma Z K_a \mu \, dZ = \frac{1}{2} K_a \gamma D \mu \qquad (3\text{-}5)$$

公式中之 $\triangle q_a$，係以基礎側面與砂土之全接觸面積乘以$\bar{f}$所得之全摩擦抵抗力，再除以基礎底面積求出者。基礎側面與砂土間之摩擦角，通常較土壤內摩擦角(ϕ)爲小，混凝土與砂土之摩擦角可假定爲 $\delta = \frac{2}{3}\phi$ 。

(2)設置於粘性土壤地層之深基礎，由於地下水以上部份土壤在夏季有乾燥收縮之可能性，不能視爲有效接觸面，因而計算式中之平均粘著力($\bar{c}_a$)應爲土壤與基礎有效接觸部份之平均粘著力。粘性土壤地層中深基礎之底面承載力，可依式 (2-2)中之承載力係數N_c。SKempton建議當粘著力爲一定之粘土地盤時，以圖5-3-1 所示之曲線求承載力係數，並建議以下列各實用公式求承載力係數：

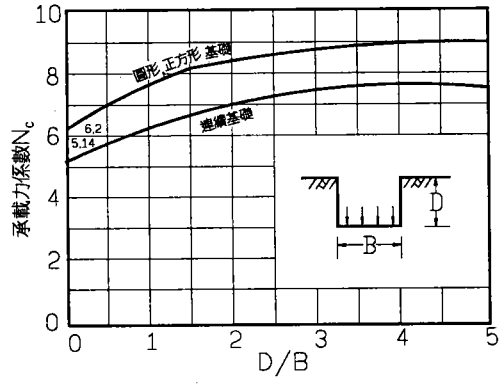


圖5-3-1 Skempton之承載力係數

(a)D=0載重作用於地面

連續基礎： $N_{co}=5$

正方形及圓形基礎： $N_{co}=6$

(b)D/B<2.5

$N_{cd}=(1+0.2D/B)N_{co}$

(c)D/B>2.5

$N_{cd}=1.5N_{co}$

(d)矩形基礎

N_c(矩形)=(1+0.2B/L)N_c(連續基礎之值)

Meyerhof建議當有入土深時以下式計算設置於地層中連續基礎之容許承載力：

$$q_a=\frac{1}{F}\ c_oN_{cq}+\gamma_2D$$

N_{cq}之值如圖5-3-2所示，已考慮側面粘著抵抗。Meyerhof並建議以下式分別推算矩形及圓形基礎之承載力係數：

$$N_{cq}(\text{矩形})=(1+0.15\frac{B}{L})N_{cq}(\text{連續})。$$

N_{cq}(圓形)=5.7。

又正方形基礎(N_{cq})之承載力係數與圓形基礎之值相同。

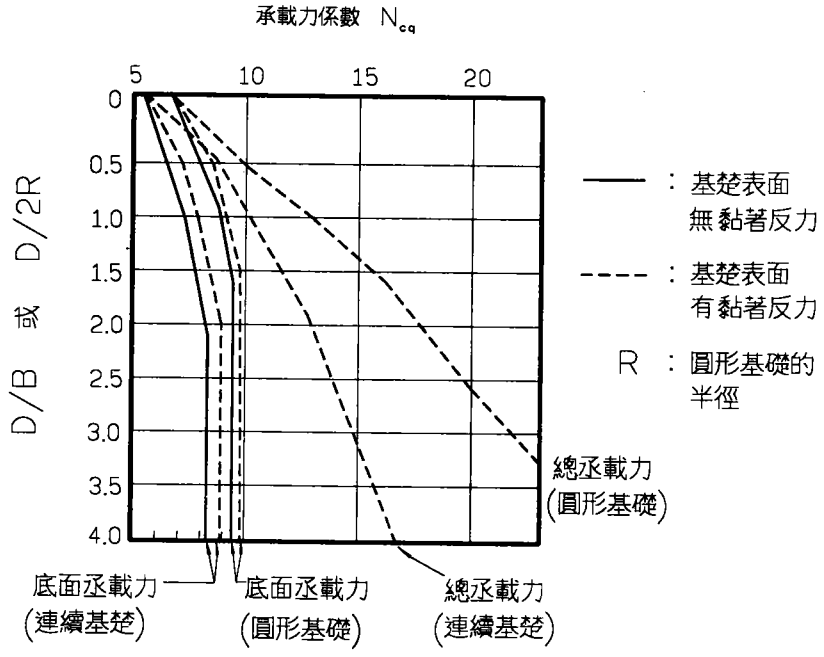


圖5-3-2　Meyerhof之承載力係數

第 四 章　基樁之承載力

4-1 基樁之軸向容許承載力

4-1-1 概述

基樁之軸向容許承載力，按單樁軸向極限承載力除以規定安全係數所求得之值爲基準，再綜合考慮下列各項因素而決定。

1. 樁身之抗壓強度。
2. 接樁之折減。
3. 細長比之折減。
4. 負摩擦力。
5. 群樁效果(樁間距大小之影響)。
6. 基樁之沉陷量。

[說明]

基樁之軸向容許承載力：

本章各節所述爲決定樁基礎各基樁軸向容許承載力爲原則。首先求單樁之軸向極限承載力，除以安全係數，作爲標準軸向容許承載力。其次，就前述(1)至(6)各項影響基樁承載力之因素分別加以檢討，以決定標準軸向容許承載力之必要折減值。由此所求得樁軸向容許承載力，作爲樁基礎設計所應採用之值。

4-1-2 標準軸向容許承載力

單樁軸向極限承載力，以載重試驗或靜力公式求得時，標準軸向容許承載力，原則上爲以表4-1之安全係數去除所得之值。

表4-1　安全係數

平　　時		2.5以上
地震時	支撐樁	1.5以上
	摩擦樁	2.0以上

[說明]

(1)安全係數之下限值

由軸向極限承載力求標準軸向容許承載力時所使用之安全係數，應充分涵蓋地層條件、基樁條件、載重條件等之偏差，以取對地層土壤極限破壞，而能確保基樁安全性之值。在此平時安全係數之下限值採用2.5 ，對降伏現象之安全係數則約爲1.5～2.0。地震時安全係數之下限值，較平時爲小，係因考慮發生設計震度之概率不大，且地震之持續時間較短，土壤之強度對振動載重通常可能變大。但有關土壤之動力性質，不明之處頗多，尙不能斷言地震時土壤之強度可採取較

大值。例如，敏感性粘土受激烈振動時，由於復原現象(thixotropy)而減失強度，疏鬆砂層於地震時，表層可能發生液化現象(Liquefaction)，均使基樁之承載力顯著減低。此等現象在過去震災紀錄中屢見不鮮，因而易受此種現象所影響之摩擦樁,地震時之安全係數必須較支撐樁爲大。

(2)安全係數之取法

安全係數爲彌補各種不確定因素之故，理論上設計者應按照所得資料之質與量，而取不同之安全係數。然而，實際上各設計者欲達此要求，並非易事，且亦危險。因之本文提供安全係數之下限值。此下限值通常對大多數港灣結構物，已足可保其安全。但對特別重要及影響生命安全之結構物，應取較大安全因數。但採用較高下限值，有造成不經濟結果之可能。如慎密實施地質調查及載重試驗，由土壤基礎工程專家判斷基樁之特性，若與附近已完成之類似結構物實際觀測結果甚符合，可採較低安全係數。但在任何情況下，安全係數之採用，平時不得小於2，地震時不得小於1.5。

4-1-3 單樁之軸向極限承載力

單樁之軸向極限承載力，以載重試驗求得爲原則。但實施載重試驗有困難時，可按靜力學承載力公式推算之。

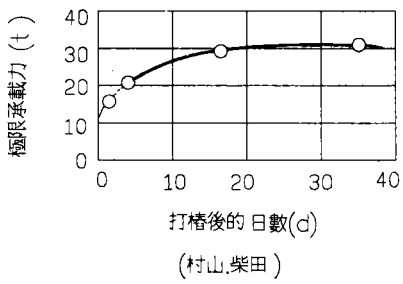
4-1-4 載重試驗推算軸向極限承載力

由「載重與沉陷」曲線，若可確認極限載重時，則以此值作爲軸向極限承載力；若無法確認極限荷重時，則可以降伏載重之1.2 倍作爲極限載重。

[說明]

(1)概述

基樁載重試驗爲一種實物試驗，係求得極限承載力之最直接方法。然此項試驗，由於係以單樁試驗，且載重時間甚短，與實際條件相異，應加注意。尤其是按載重試驗結果，予以推算基樁之沉陷量常有困難。當基樁貫穿軟弱地層時，常因軟弱地層之壓密，使周圍摩擦之方向有成相反之可能，此時最好僅測定樁端承載力。其測定方法係以應變計(Strain Gauge)測定樁體之應變分佈，或實施雙重管式載重試驗法等行之。基樁打入粘性土壤地層，周圍土壤受擾動，其強度將生暫時性減弱現象。若於打樁後即刻做載重試驗，則求得之承載力將甚低。然而基樁承載力會隨時間之增長，由於土壤發生壓密現象使承載力逐漸恢復。圖5-4-1所示二個實驗結果，爲打入粘性土壤地層中基樁之極限承載力與打樁經過一段時間後之關係，其到達最終值九成之承載力所需日數分別爲12日及8 日。因之，打入粘性土壤地層之基樁，應等待2週至4週後再實施載重試驗。



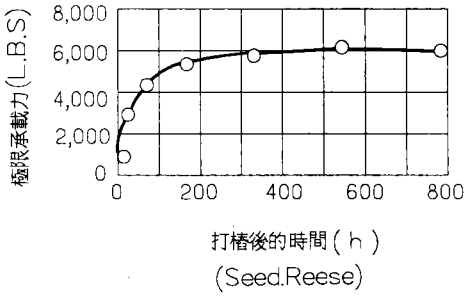


圖5-4-1　打入粘性土壤地層中基樁之極限承載力與打樁經過一段時間後之關係

(2)極限載重與降伏載重

圖5-4-2所示，係以載重試驗所得「載重與總沉陷量」以曲線方式表示之結果，最初爲平緩之曲線，其後產生顯著彎折時之最大曲率點A之載重(p_1) 稱爲降伏載重；「載重與總沉降量」曲線變爲垂線時之載重(p_2)稱爲極限載重。砂層中基樁，未達一定荷重之時較多，在此種情況下，如圖所示，「載重與總沉陷量」曲線於點B 急速下垂，即載重微量增加，相對沉陷量顯著加大，可視載重p_3爲極限載重。若能由載重試驗確定極限載重，自無問題，但因所用試驗裝置等之影響，實際多未達極限載重。在此情形下，可以載重試驗所得降伏載重值之12倍，作爲極限載重。又載重試驗不產生降伏現象時，以試驗最大載重之1.2 倍作爲極限載重。無論如何，原則上實際極限載重值應較所推定之極限載重爲大。

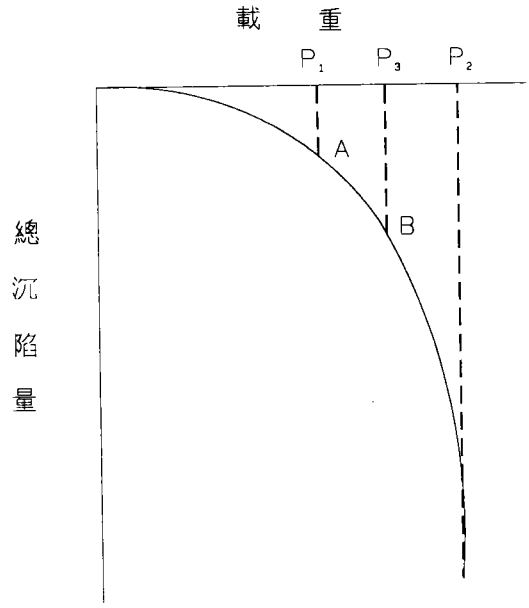


圖5-4-2　降伏荷重與極限荷重

4-1-5 按靜力學承載力公式推算軸向極限承載力

1.打入砂質地層中基樁之極限承載力以公式(4-1)求之。

$$R_u=30NA_p+\frac{\bar{N}A_s}{5} \qquad (4\text{-}1)$$

式中

R_u：基樁之極限承載力(t)

A_p：樁端面積(m^2)

A_s：樁周全部表面積(m^2)

N：樁端地層之N值

$\bar{N}$：基樁入土全長之平均N值

N值按公式(4-2)計算。

$$N=\frac{N_1+\bar{N}_2}{2} \qquad (4\text{-}2)$$

式中

N_1：樁端之N值。

$\bar{N}_2$：樁端上側4B範圍內之平均N值。

B：基樁之直徑或寬度。

2.打入粘性土壤地層中基樁之極限承載力以公式(4-3)求之。

$$R_u=8C_pA_p+\bar{C}_aA_s \qquad (4\text{-}3)$$

式中

C_p：樁端處土壤之粘著力(t/m^2)。

$\bar{C}_a$：基樁入土全長之平均附著力(t/m^2)。

[說明]

(1)一般注意事項

靜力學承載力公式係分別計算基樁前端之承載力與表面摩擦力之極限值，以此兩值之和作爲基樁之軸向極限承載力。現常用靜力學承載力公式有下列三類：

(a)根據土壓理論之古典承載力公式，例如Dorr公式。

(b)根據土壤力學理論之承載力公式，例如Terzaghi公式。

(c)按標準貫入試驗結果(或靜力貫入試驗結果)之承載力公式，例如Meyerhof公式。

(a)與(b)者，應先求土壤之內摩擦角ϕ值(剪力抵抗角)，粘著力C(不排水強度C_u)及基樁與土壤之附著力C_u等。屬於(c)者，係利用標準貫入試驗結果（或靜力貫入試驗結果）。因而，不經地質鑽探土壤試驗，或現場試驗等充分調查地層之力學特性，不可能以靜力學公式正確推算基樁之承載力。各種靜力學承載力公式，各有其適用範圍，無法概括決定其優劣，而在現階段以屬於(c)類型之Meyerhof公式最常被使用。應用靜力學公式所求得之極限承載力，與按載重試驗及打樁公式所得結果有所不同，應注意包括基樁自重之問題。通常不計基樁之重量，但重量大之基樁，應自計算值減去基樁重量求得極限承載力，樁在水中時應用其水中重量。

Meyerhof從砂土之靜力貫入試驗與標準貫入試驗之相關性，提議之基樁極限承載力之計算公式，如公式(4-4) 所示，更進而與木樁及混凝土樁等之載重試驗結果比較，證實二者頗一致。

$$R_u=40NA_p+\frac{\bar{N}A_s}{5} \qquad (4\text{-}4)$$

在以往，樁之承載力計算公式，以式(4-4) 所使用的最廣，但而後由於基樁載重試驗所累積多數之資料，才改變成式(4-1) 之公式，由港灣之載重試驗結果，式(4-1)作爲計算承載力之公式頗爲妥當。 港灣所使用的基礎樁，打入良好的地層中且具充分的入土深度之情形非常的多。因此，樁端承載力雖可以式(4-1)之第一項加以求取，但如承載條件並不很好時，例如，基礎地層之N 值隨深度而

減小時，或基礎地層之層厚不足，其下又有軟弱層存在時，以規定的方法所計算之端承載力將過大，須加以注意。 另外，在N值大於50以上之地層作爲承載層時之樁的端極限承載力，由於大於50之N值的信賴性較小，而且像這種堅固之地層，式(4-1)之第一項是否可適用，並無充分的證據，應加以注意。

(2)打入粘性土壤地層中基樁之極限承載力，亦分爲端承載力與表面承載力，而通常爲表面承載力所控制。表面承載力爲粘性土壤之附著力與基樁表面積之乘積。關於附著力與粘著力之關係，以往港灣結構物之設計時，係參照Tomilinson分析多數樁載重試驗之研究結果，附著力之值遠較粘著力爲小。但是由多數的載重試驗結果之分析可知，在一般之條件時，附著力與粘著力之值相同，附著力之值可由以下求之:

$C \leqq 10t/m^2$時　$C_a=C$

$C>10t/m^2$時　$C_a=10t/m^2$

但由於樁之附著力，由地盤之粘著力亦或單軸壓縮強度求取在理論上有問題，因此須充分注意地層特性，樁之條件對可能取得之附著力加以檢討。

(3)關於粘性土壤地層中基樁之端承載力，依據Meyerhof，Skempton以倫敦粘土爲支撐層之基樁載重試驗結果，計算粘土層作爲支撐層基樁之端承載力(R_p)，以公式(4-5)決定之。

$$R_p=9C_pA_p \qquad (4-5)$$

式中

C_p：樁端土壤之粘著力(t/m^2)

但倫敦粘土與日本港灣地帶粘土頗爲不同 ，故用與基礎承載力相同方法求承載力係數時，由於基樁之斷面形狀通常爲對稱形，即B/L=1.0 (B爲基礎之寬度，L爲基礎之長度)，又因$BK/C_p<0.1$ (K爲每單位深度粘著力增加量，C_p爲樁端之粘著力)，基礎承載力係數(N_c)按圖5-2-4決定時，樁端之承載力係數爲8。因而基樁之端承載力(R_p)以$R_p=8C_pA_p$ 決定之。

(4)鋼樁端支撐面積及周長

鋼樁樁端無樁靴(Shoe)時，其端支撐面積取如圖5-4-3 所示之閉合面積，周長僅取閉合面積之外周，係因考慮打樁使土壤進入鋼管內，或H 型鋼突緣(Flange)間，其內面摩擦等於土壤之端阻力時，土壤即無法再進入管內或突緣內，故開放斷面與閉合斷面發生相同效果，但無確實證據。大口徑鋼管樁之情況則問題頗多，尚待進一步之研究。

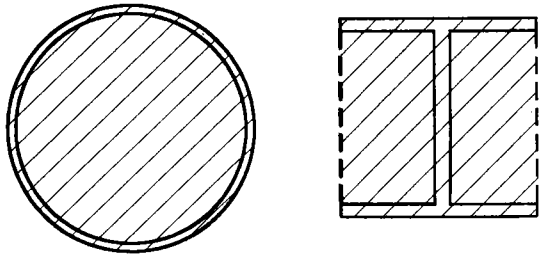


圖5-4-3　鋼樁之尖端承載力面積

4-1-6 按打樁公式推算軸向極限承載力

只有在有充分可信賴之資料存在時，可依此推算樁之極限支持力。

[說明]

(1)依打樁公式推算軸向極限承載力

只依打樁公式求取設計之極限承載力並不好，但支撐樁可利用在施工管理時採用之。採用打樁公式時，安全係數應按各樁打樁公式所採用之值。

(a)Hiley公式

打樁公式中以公式(4-6)及公式(4-7)所示之Hilley公式爲最通用。

$$R_{du}S=e_f\left[F-F\frac{W_p(1-e^2)}{W_h+W_p}\right]-\frac{R_{du}C_1}{2}-\frac{R_{du}C_2}{2}-\frac{R_{du}C_3}{2} \quad (4\text{-}6)$$

（打樁所需之功）（樁錘效率）（打擊能量）（撞擊損耗）（基樁之變形損彈性）（土壤之變形損彈性）（樁帽損失）

$$R_{du}=\frac{e_fF}{S+\frac{C_1+C_2+C_3}{2}}\cdot\frac{W_h+e^2W_p}{W_h+W_p} \quad (4\text{-}7)$$

式中

R_{du}：極限打入阻力，即極限動力承載力(t)。

W_h：樁錘重(t)。

W_p：樁重(包含樁頭裝置物)(t)。

F ：打擊能量(t-cm)。

e_f：樁錘效率，按樁之種類而異，其值在0.6～1.0範圍。

e ：反彈係數(完全彈性時e=1，完全非彈性時e=0)。

S ：基樁最終貫入量(cm)。

C_1：基樁之彈性變形量(cm)。

C_2：土壤之彈性變形量(cm)。

C_3：樁帽之彈性變形量(cm)。

多數打樁公式係依公式(4-6)將C_1,C_2,C_3,e_f，e等以適當值代入而求得。鋼樁時，以使用公式(4-6)較佳。樁錘與樁間之撞擊視爲彈性，e=1。

$$R_{du}=\frac{e_fF}{S+\frac{C_1+C_2+C_3}{2}} \quad (4\text{-}8)$$

式中

$C_1+C_2+C_3$爲地層、基樁、樁帽之彈性變形量之總和。

其中C_1+C_2值，與打樁試驗時在樁頭測定之反彈量K值相同(參考圖5-4-4)。鋼樁爲樁之彈性變形(C_1)所控制，C_3值則較通常爲小，可不計。故：

$$C_1+C_2+C_3\fallingdotseq C_1+C_2=K$$

因而

$$R_{du}=\frac{e_f F}{S+\frac{K}{2}} \qquad (4\text{-}9)$$

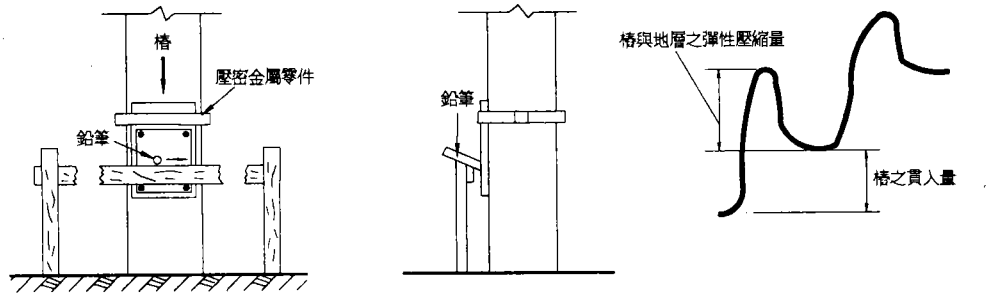


圖5-4-4　反彈

式中

R_{du}：基樁之動力極限承載力(t)。

e_f：樁錘效率，用0.5。

S ：基樁之貫入量(cm)。

自由落錘(drop hammer) 以最後 5次～10 次打擊所得之貫入量，計算其相當於1次之平均貫入量(cm)，他種錘則以最後10次～20次打擊之貫入量，計算其相當於1次平均貫入量(cm)。

K ：反彈量(cm)。

F ：打擊能量(t-cm)。

自由落錘(drop hammer)。
單動汽錘(single acting steam hammer)　} $F=W_hH$

複動汽錘(double acting steam hammer)　$F=(ap+W_h)H$

柴油引擎錘(diesel hammer)$F=2W_hH$

H ：樁錘之落差(cm)。

W_h：錘重(t)。

a ：汽缸(Cylinder)之斷面積(cm^2)。

p ：蒸氣壓力，空氣壓力(t/m^2)。

R_{du}：以安全係數3除之，即得容許承載力(R_{du})。

$$R_{du}=\frac{1}{3}R_{du} \qquad (4\text{-}10)$$

(b)E.N.R.公式：

下列公式(4-11)即所謂美國工程新聞雜誌公式(Engineering NewsRecord Formula)簡稱E.N.R.公式。

$$\text{自由落錘}R_{du}=\frac{W_hH}{S+2.5}$$

單動汽錘 $R_{du}=\dfrac{W_hH}{S+0.25}$ (4-11)

複動汽錘 $R_{du}=\dfrac{(W_h+pa)H}{S+0.25}$

由美國工程新聞雜誌公式求容許承載力(R_{du})時，其安全係數用6。

$$R_{du}=\frac{1}{6}R_{du} \quad (4\text{-}12)$$

(c)Weisbach公式

以$C_2=C_3=0$，$e_f=1$，$e=1$，$C_1=\dfrac{R_{du}L}{AE}$代入公式(4-3)，即得Weisbach公式。

$$R_{du}=\frac{AE}{L}\left(-S+\sqrt{S^2+W_aH\frac{2L}{AE}}\right) \quad (4\text{-}13)$$

式中

A：基樁之實斷面積(cm^2)

E：樁材之楊氏係數(Young moduler) (t/cm^2)。

L：樁長(cm)。

容許承載力(R_{du})可根據公式(4-14)求得。

$R_{du}=0.15R_{du}$ (4-14)

(d)Smith的方法

此雖與打擊樁公式不同，但係爲分析樁打擊時之反應，以電子計算機進行數值計算，由E.A.L.Smith 所開發。先將樁加以分割，並假設樁端反抗，再將波動方程式予以數值積分之方法。其後經多次改良，提出了很多的方法，這些方法即使是對很長的樁，很大之外力作用，及難以載重試驗進行的採油基礎樁之承載力計算，亦可加以使用。這些方法主要在歐美各國發展，並經常使用，除檢討承載力外，並可檢討樁錘之打擊效率，以及發生於樁之應力，尤其對打設樁之非破壞試驗等，均被採用。

(2)依打樁公式計算時應注意之事項

打樁公式係由動力貫入阻力求得樁之靜力極限承載力，在理論上殊爲勉強。因而應用此種公式時，應充分認識其適用範圍。在粘土，由於樁打入時土壤被重塑(remold)，會發生表面摩擦暫時減低之現象，因而打樁公式不可能完全信賴。又在砂質土壤，對於摩擦樁而言其精確度不足。

按打樁公式判斷承載力，雖有簡便之優點，但其精確度則頗有問題。圖5-4-5爲澤口所提出由打樁公式所定極限承載力與載重試驗結果之比較，由圖可知其偏差非常大。因而打樁公式之利用以限於下列各情況爲宜：

(a)工程規模不大，在費用觀點上無法實施載重試驗時，僅能使用各種打樁公式綜合判斷其承載力，而所求之容許承載力，則須用充分大之安全係數。

(b)在某一地區，業已將某一打樁公式與載重試驗結果核對，而其結果充分證實此打樁公式之通用性。

(c)在某一地區施行大量打樁施工時，此時打樁公式可使用於施工管理上，亦即根據打樁公式確定各樁承載力之變動或使各樁在某一相同條件而停止繼續施打。

(3)按以往資料推算樁軸向極限承載力

求基樁之軸向極限承載力，以載重試驗最爲適當，如無法實施載重試驗時，可按靜力學承載力公式或打樁公式求之。絕對不可忽略以上程序，而端賴經驗等而輕率推斷極限承載力。但如有充分可資信賴之以往資料可供利用時，可以此來推斷極限承載力。譬如在工程地區附近，曾做基樁載重試驗，且有足夠之資料顯示該處之土壤條件與工程地區之土壤相同時，從鄰近地區之載重試驗結果可推斷工程地區各基樁之極限承載力。但在載重試驗時，基樁之種類及載重狀況等，與在此工程地區者亦有不同之可能性，即雖認爲土壤條件相同仍可能有局部性的差異等情事，此點應特別加以考慮。

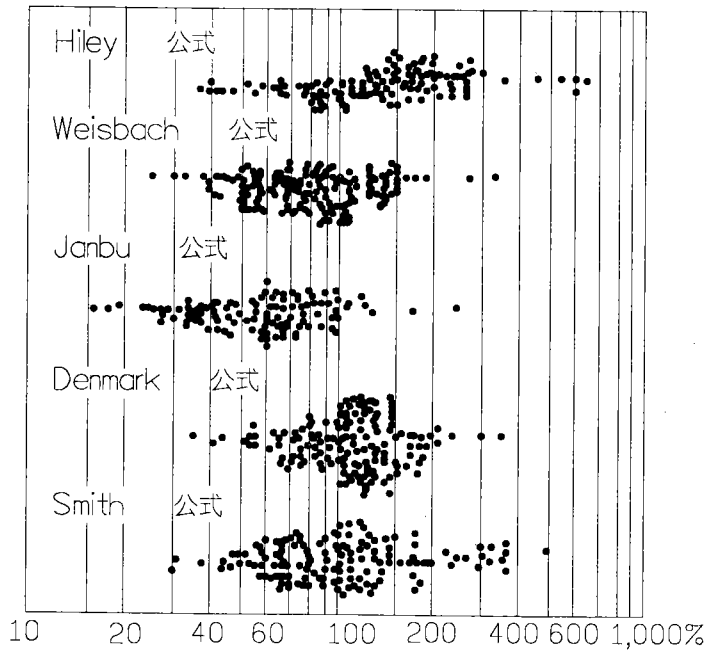


圖5-4-5 打樁公式與載重試驗結果之比較

4-1-7 樁材壓應力之影響

基樁之軸向極限承載力，不得超過樁材容許壓應力乘以基樁有效斷面之值。

[說明]

樁材之容許壓應力規定於第六章「樁基礎」及第三篇「木材」和「鋼鐵材」中。又基樁之有效斷面積求法如下：木樁及混凝土樁取其最小斷面，鋼樁則取扣除鋼材腐蝕估計厚度之斷面。於接樁之情況，將求得之各部份及接縫容許壓應力分別乘以其有效面積之值，用其最小者。

4-1-8 接樁之折減率

樁有接縫時，應在適當的管理下施工，並且經由檢查確認接縫可信度之條件下，接縫所致之折減可不計。如無法滿足此條件時，應依據樁之種類及接縫之種類，進行軸向容許承載力之折減。

[說明]

使用接樁時，由於接合處常成爲基樁之弱點，因此原則上應考慮接合之存在對樁基礎整體承載力之影響，而折減軸向容許承載力。但是最近樁之接合有明顯之改善，特別是港灣上所使用的鋼管樁，以半自動焊接進行的現場圓週焊接很普遍。而在適當的管理下所作具有可靠性之接合施工時，若經由檢查可確認爲可靠之接合，可不折減。因接合所致之折減率，在目前爲每一接樁，使承載力減低20%，但目前對鋼管以外之樁，由於亦使用較可靠之焊接，若接合有充分保證時，可允許減低折減率。

4-1-9 細長比折減率

對於樁長與樁徑之比很大的樁，如果無法以載重試驗確認其安全性時，應考慮施工精度，將軸方向容許承載力予以折減。

[說明]

基樁雖爲細長抗壓構材，但因受其周圍地層之拘束，可不考慮發生挫屈。本節所規定之細長比折減率，僅係考慮基樁打樁發生偏斜對基樁承載力之影響。

但如對基樁進行載重試驗，由於極限承載力已包含因施工所致承載力之減小，此時可不考慮細長比之折減。

折減時以下值爲標準：

樁長如超過樁徑之60倍，即細長比大於60，以樁長與樁徑比值減60，再除以100，作爲軸向容許承載力之折減率。但如爲鋼樁，樁長大於樁徑之120倍時，以樁長與樁徑比值減120，再除以100，按其值之1/2作爲軸向容許承載力之折減率。

以上所規定折減率之值，係按一般打樁假設偏斜1 度所發生之影響。但鋼樁由於接合確實，抗彎強度大，打樁準確度高，故其折減率可大幅降低。

4-1-10 負表面摩擦力之檢討

支撐樁貫穿易壓密之軟弱地層打入支撐層，決定其軸向容許承載力，必須考慮負表面摩擦力之影響。另外，對於地震等之短期荷重，可不考慮負表面摩擦力之影響。

[說明]

(1)負表面摩擦力

基樁貫穿軟弱土壤層達支撐層時，軟弱層之摩擦力爲向上作用，並負擔部份作用於樁頭之載重。但軟弱土壤層由於地下水位之變化，或其頂面新填土等因素之影響，而逐漸壓密，但樁本身係由支撐層所支撐幾不發生沉陷，因之發生反方向之負表面摩擦力如圖5-4-6 所示。負表面摩擦力不僅無抵抗樁頭載重之效果，且變爲載重，而使樁端增加相當大之負擔。

負表面摩擦力之實際值無法完全正確決定，但其最大值可以公式(4-15)估算。

$$R_{nf,max} = \Psi L_2 \bar{f}_s \qquad (4\text{-}15)$$

式中

$R_{nf,max}$：單樁負表面摩擦力之最大值(t)

Ψ：基樁之週長，鋼樁用閉合週長(m)

L_2：基樁在壓密層部份之長度(m)

$\bar{f}_s$：壓密層中樁面之平均表面摩擦力強度(t/m^2)

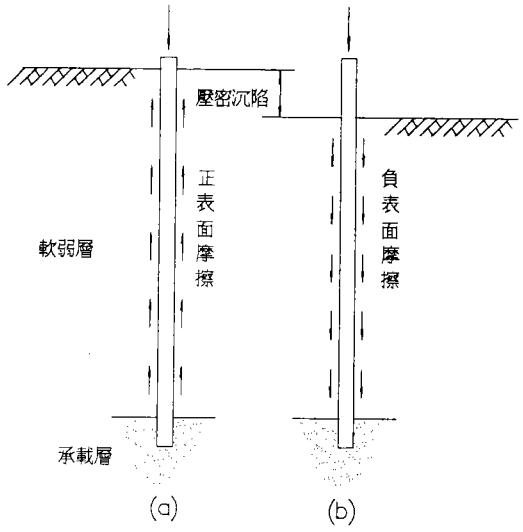


圖5-4-6　負表面摩擦力

若壓密層爲粘性土壤層，可假定$\bar{f}_2$等於$q_u/2$。若壓密層中含砂層，或壓密層上負載砂層，L_2應含砂層之厚度，$\bar{f}_2$應含砂層之表面摩擦力，則公式(4-15)修正爲公式(4-16)。

$$R_{nf,max} = \left(\frac{\bar{N}_{s2} L_{s2}}{5} + \frac{\bar{q}_u L_c}{2}\right) \Psi \qquad (4\text{-}16)$$

式中

L_{s2}：L_2所含砂層之厚度(m)。

L_c：L_2所含粘土層之厚度(m)。

$L_{s2}+L_c = L_2$

$\bar{N}_{s2}$：厚度L_{s2}砂層之平均N值。

$\bar{q}_u$：厚度L_c粘土層之平均軸抗壓強度(t/m^2)。

若爲群樁時，如圖5-4-7 所示，視群樁爲一整體深基礎，以計算負表面摩擦力，再除以基樁根數，而求得每樁之負表面摩擦力。即

$$R_{nf,max} = \frac{\bar{S}UH + A_g \gamma L_2}{n} \qquad (4\text{-}17)$$

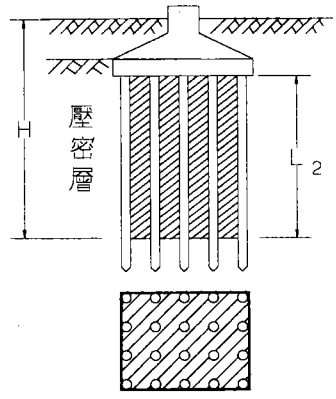


圖5-4-7 群樁之負表面摩擦力

式中

$R_{nf,max}$：群樁每樁之負表面摩擦力(t)

U：群樁之週長(m)

H：自地面至壓密層底面之深度(m)

$\bar{S}$：H區域土壤之平均抗剪強度(t/m^2)

A_g：群樁之底面面積(m^2)

γ：L_2區域土壤之平均單位體積重量(t/m^3)

L_2：壓密層之厚度(m)

n：群樁之樁數

公式(4-15)至(4-17) 爲單樁負表面摩擦力最大值之計算式，但其實際值可能不超過計算值之1/2至1/3 程度，應考慮壓密沉陷量，壓密速度、軟弱土壤層塑性變形特性 、支撐層變形特性等因素之影響而決定。

(2)軸向容許承載力與負表面摩擦力

基樁軸向容許承載力之決定，應如何考慮負表面摩擦力之影響，尚有甚多不確定因素，惟現階段可按下述方法檢討之。

在平時，軸向容許承載力若爲R_a，R_a除對通常之荷重須確保所需之安全率外並應滿足下式:

$$R_a \leqq \frac{1}{1.2} R_p - R_{nf,max} \qquad (4\text{-}18)$$

$$R_a \leqq \sigma_f A_e - R_{nf,max} \qquad (4\text{-}19)$$

式中

R_a：平時之軸向容許承載力(t)

R_p：樁端承載力之極限值(t)

$R_{nf(max)}$：負表面摩擦力之最大值，取單樁或群樁兩者之較小值(t)

σ_f：樁材之降伏點壓應力強度，或長期容許壓應力之1.5倍(t/m^2)

A_e：基樁之有效斷面積(m^2)

公式(4-18)及公式(4-19)，爲充份考慮負表面摩擦力之影響，傳遞於樁端之力，規定不得超過樁端地層之降伏載重值與樁材斷面之降伏壓應力。樁端承載力之極限值(R_p) 可由公式(4-1)之$30NA_p$決定之。若基樁打入支承層時，如圖5-4-8所示，樁端承載力應包含支承層之表面摩擦力。即：

$$R_p = 30\bar{N}A_p + \frac{\bar{N}_{s1}L_{s1}}{5}\Psi \quad \cdots\cdots\cdots (4\text{-}20)$$

式中

R_p：樁端承載力之極限值(t)。

$\bar{N}$：樁端地層之N值。

A_p：樁端之斷面積(m^2)。

$L_{s1}=L_1$：基樁打入支撐層(砂質土壤地層)之長度(m)。

$\bar{N}_{s1}$：L_{s1}區域之平均N值。

Ψ：基樁之週長(m)。

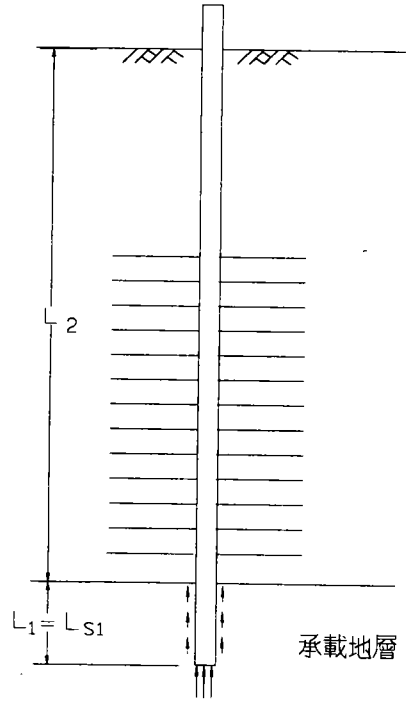


圖5-4-8 樁端承載力

(3)使用摩擦樁的話，由於隨地層之沉陷，基礎樁亦沉陷，因此看起來雖像對上部結構物有利，但如上部結構物之剛性較小的話，隨著整體沉陷所產生樁之不均勻沉

陷將引起不可預料之結果，因此對沉陷須爲具充分安全之結構物。另外斜樁時，隨負表面摩擦力會有很大之彎矩作用應注意。

(4)負的表面摩擦對策

最近爲去除負的表面摩擦，有各種的對策工法，因此如往常般僅將樁之斷面增加，採用摩擦樁去對應負的表面摩擦外，充分檢討工期、工程費、以及施工之容易性等後，以新的對策工法去處理的例子有很多。如在樁之週圍塗上柏油層，此爲利用柏油的粘彈性特質，在打樁之時，對很大的剪應變速度，僅產生很小的變形。而在周圍地層壓密時，對很小的剪應變速度，粘性之變形很大。

4-1-11 基樁之間距

基樁之間距以不小於2.5倍樁徑爲原則。

[說明]

樁距之決定，應考慮下列事項：

(1)使用打樁機打樁作業之限制。

(2)打樁時，由基樁中心位置之偏差，以及樁身之偏斜所可能引起之鄰近各樁之相互碰撞。

(3)打樁時，基樁所排出之土壤向上隆起，同時會使鄰近基樁受推壓。

(4)粘性土壤由於打樁而受擾動，影響鄰近基樁之承載力。

(5)砂質土壤由於打樁而振實，影響鄰近基樁之打樁。

(6)群樁承載力及負表面摩擦力之影響。

在一般情況下，基樁之間距愈大，對各基樁愈益發揮其單樁效能之優點；但如樁距過大，對結構物整體而言愈不經濟。基樁之樁距一般採用2.5至3.5倍樁徑值。本準則規定樁距最小值爲2.5 倍樁徑，主要係由施工上觀點，依經驗所決定，樁距爲基樁承載力之影響因素，亦即群樁之承載力等，均須另作考慮。

以上所述係對樁基礎而言，如係鋼管連續壁或箱型板樁壁不在此限。

4-1-12 群樁之承載力

採用群樁作爲摩擦樁時，視樁群之最外側樁面連結面所包圍之深基礎，予以檢討其承載力。

[說明]

(1)群樁承載力之檢討

基樁一般係採用群樁，群樁之各樁所傳遞於地層之應力相互重疊，與單樁之承載力及沉陷等特性不同。但在支撐樁，如保持一般樁距，對樁端支撐層不致發生應力集中問題。因之，支撐樁容許承載力之決定，通常不考慮群樁作用。摩擦

樁若打入砂質支撐層中，由於打樁所發生之振實效果，群樁每樁之平均承載力有遠大於單樁承載力之傾向。所以，僅對打入粘性土壤層之摩擦樁有檢討群樁作用之必要。

群樁作用之考慮如圖5-4-9 所示，係由Terzaghi及Peck二氏所建議。樁距小時，以圖中斜線部份土壤與基樁構成一整體發生作用，即群樁基礎之破壞非各個基樁之破壞，而係整體性破壞，根據此種考量群樁之極限承載力以公式(4-21)計算之。

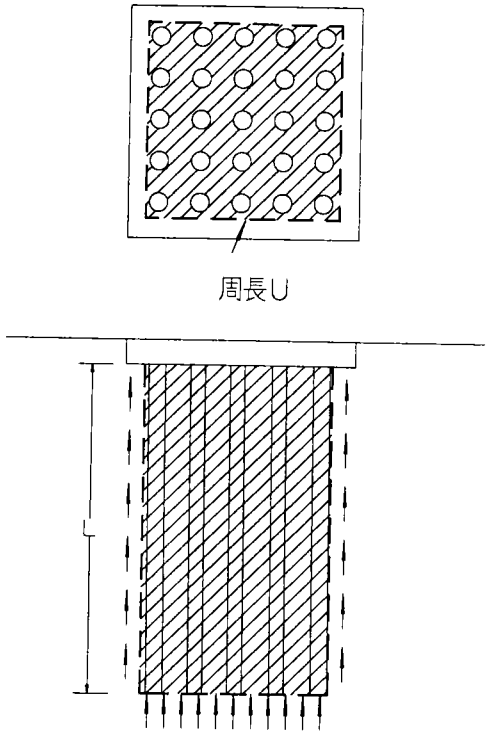


圖5-4-9　群樁基礎

$$R_{gu}=q_d A_g+\bar{s}UL \qquad (4\text{-}21)$$

式中

R_{gu}：1組群樁之承載力(t)

q_d：以1 組樁群底面爲基礎載重面，應用Terzaghi公式，所求之極限承載力(t/m^2)

A_g：1組樁群之底面積(m)

U ：樁群之外週長(m)

L ：基樁之入土長度(m)

$\bar{s}$ ：基樁在土壤中之平均剪力強度(t/m^2)

$$R_a=\{\frac{1}{F}(R_{gu}-\gamma_2' A_g L\}\frac{1}{n} \qquad (4\text{-}22)$$

式中

R_a：對應群樁整體破壞，每根基樁之容許承載力(t)

γ_2'：包含基樁與土壤群樁整體之平均單位體積重量(t/m^3)

n：樁群之樁數

F：安全係數，依據「標準軸向容許承載力」之規定決定

若爲粘性土壤地層，設粘著力爲C，$\gamma_2' \fallingdotseq \gamma_2$，若$\gamma_2$爲樁端以上地層土壤之平均單位體積重量，則公式(4-22)，可由公式(4-23)代替之。

$$R_a=\frac{1}{nF}\{5.7CA_g(1+0.3\frac{B}{B_1})+cUL-\gamma_2 A_g L\} \qquad (4\text{-}23)$$

式中

B ：群樁之短邊長度(m)。

B_1：樁群之長邊長度(m)。

群樁各樁之容許承載力，按單樁之容許承載力與公式(4-22)，或公式(4-23)所求群樁整體之容許承載力，取兩者之較小值。

(2)載重試驗與群樁承載力

基樁載重試驗，通常係試驗一根基樁之承載力，由單樁載重試驗結果以推算

群樁之承載力，必須充分考慮群樁作用。如照前所述對群樁作用之研討，係按基樁週圍與下側地層條件無急劇變異爲準。若樁端下側地層條件有急劇變異之情況，如圖5-4-10所示，基樁本身全部雖係打在良質砂層中，而其下方有軟弱粘土層之存在，群樁作用尤爲顯著，必須另加考慮。

如圖5-4-10(a) 所示，單樁載重試驗，土壤內應力分布之範圍較小，僅限於砂層中，下層粘土層對基樁之特性幾全無影響。如圖5-4-10(b) 所示，群樁載重試驗，每樁之載重強度雖無不同，但土壤內應力之分布範圍深入下層粘土層。軟弱粘土層之性質對群樁之承載力與沉陷之特性有重大影響，不可能由單樁載重試驗結果所推定。因之應針對結構物規模之大小，實施樁端下充分深度土壤地層之鑽探調查，依據其性質檢討群樁作用。

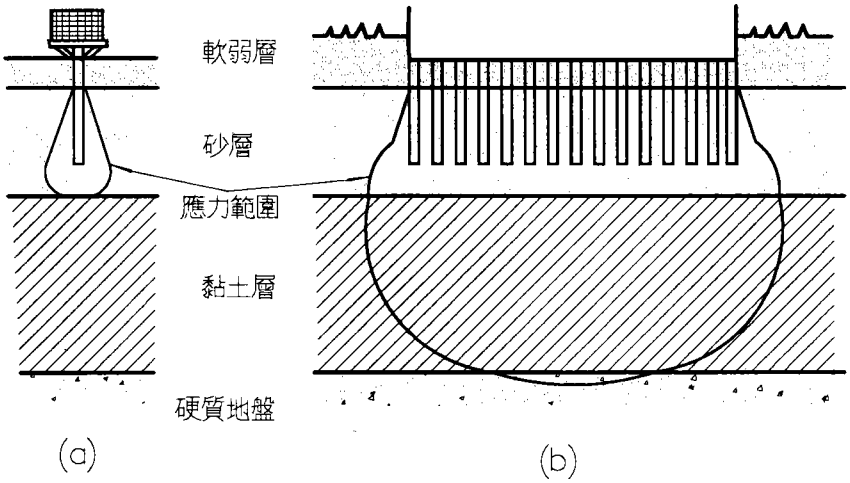


圖5-4-10　單樁載重試驗與群樁承載力

4-1-13 基樁沉陷量之檢討

基樁軸向容許承載力之決定時，樁頭之沉陷量不得超過上部結構所容許之樁頭容許沉陷量。

[說明]

(1)沉陷量檢討之必要性

不僅是樁基礎，一般基礎所要求之最重要原則爲地層與基礎本體不產生破壞，可安全支撐上部結構之載重，同時不得使上部結構發生過度沉陷及變位。其中上部結構之沉陷及變位視各別結構物之條件而異，不易完全確定其正確數值，而尤以樁基礎最爲顯著。如忽略樁基礎沉陷量對上部結構之影響，即使基礎本身無破壞，卻可能損害上部結構，致基礎本身失卻其充分效果。特別是上部結構要求之沉下量低時，在決定基樁軸向容許承載力時，須充分檢討樁頭沉陷量。

(2)樁頭之彈性沉陷量

在一般結構物，樁頭之總沉陷量常爲一重要問題，但如棧橋與起重機基礎係屬由活載重所控制之結構物，必須考慮彈性沉陷量問題。樁頭之彈性沉陷量由公

式4-18表示之。

$$S_e=S_{pe}+S_{se} \qquad (4\text{-}24)$$

式中

S_e：樁頭之彈性沉陷量(cm)

S_{pe}：樁體之彈性變形量(cm)

S_{se}：樁端地層之彈性變形量(cm)

樁體之彈性形變量，依據假定軸力分佈，即可由計算求得。

如圖5-4-11所示三種簡單軸力分佈條件，基樁彈性變形量之計算式如下：

(a)完全支撐樁

$$S_{pe}=\frac{P_oL_t}{AE} \qquad (4\text{-}25)$$

(b)等表面摩擦力完全摩擦樁

$$S_{pe}=\frac{P_o(L_t+\lambda)}{2AE} \qquad (4\text{-}26)$$

(c)等變表面摩擦力完全摩擦樁

$$S_{pe}=\frac{P_o(2L_t+\lambda)}{3AE} \qquad (4\text{-}27)$$

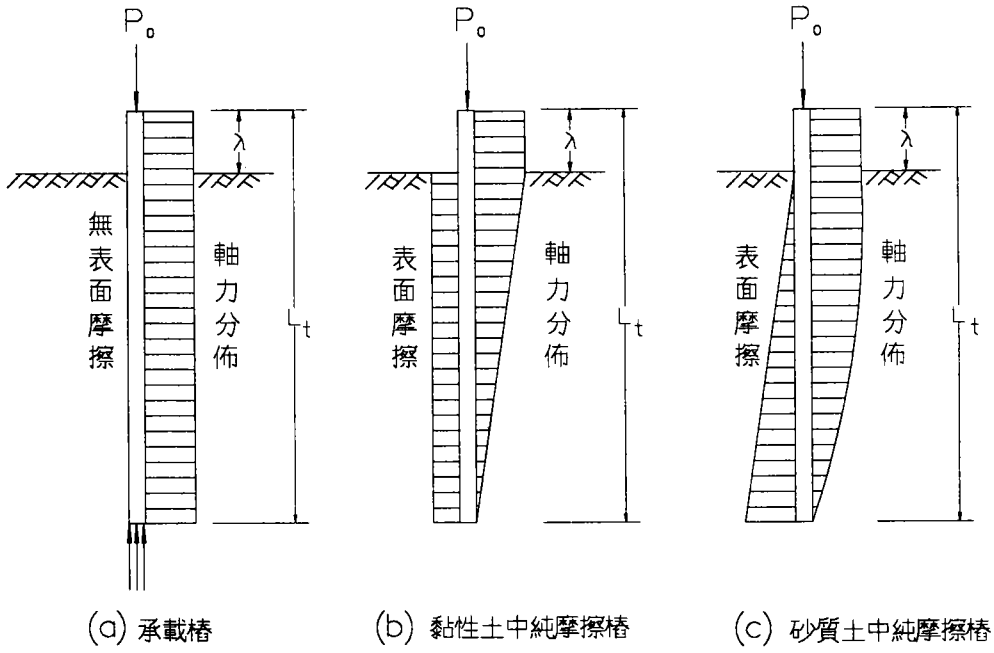


圖5-4-11　基樁之軸向力分佈

式中

P_o：作用於樁頭的垂直荷重(kg)

L_t：樁的全長(cm)

A ：樁的斷面面積(cm^2)

E ：樁的彈性係數(kg/cm²)

λ ：樁突出地面之長度(cm)

(3)各種不同條件地層中基樁之沉陷

(a)支撐於良質岩層上支撐樁，其全體沉陷量小，但沉陷量之大部分爲樁體之彈性形變量，塑性形變或殘餘形變量，且通常不超過數公厘。群樁之沉陷量較單樁之沉陷量略大，不需特別考慮。但如爲木樁，樁端可能劈裂，致不能發揮支撐樁之效能；又如岩層表面傾斜，樁端未能充分打入岩層中，承受載重後有發生走動之可能性。岩層如非良質岩石，應取岩心試體，作壓縮特性試驗。

(b)支撐於砂層或礫層之支撐樁，因支撐層透水性大，沉陷急速，較易由載重試驗把握單樁之沉陷特性，但載重試驗受相當程度上層土壤表面摩擦之作用，應採用適當試驗方法使之分離，載重完全由樁端承載力所支撐。此外，如有受負表面摩擦力作用之可能性時，應增加載重。

群樁時，須特別注意其沉陷量有較單樁大之可能，圖5-4-12所示，爲Skempton 所提出有關砂層上支撐樁之沉陷量比曲線。縱軸爲群樁沉陷量與單根試驗樁沉陷量之比。圖中下側曲線爲Terzaghi所提出寬基礎與1 呎見方載重板之沉陷量比。在地面附近位置，基樁之沉陷量比較寬基礎之沉陷量比爲大，Skempton 沉陷量比之最大值爲16左右。基樁沉陷量比之值較大之原因，係因單樁時樁端附近地層因打樁發生沉陷，而群樁時由更下層地層之沉陷所支配。

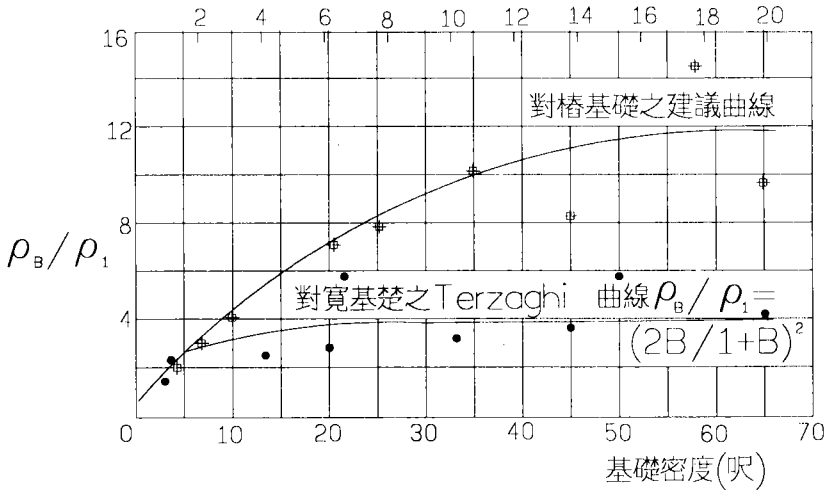


圖5-4-12 砂層中基礎之沈陷

(c)貫穿軟弱地層支撐於硬粘土之支撐樁，其沉陷特性首先爲因載重試驗之上加載重大部份由表面摩擦抵抗所支撐，實際樁基礎之載重隨時間之延長而幾乎全部傳遞於樁端地層；其次因樁端地層之壓密現象非常緩慢，在載重試驗期間不可能充分把握壓密沉陷量，故特別難以普通載重試驗推定。因之須應用雙重管試驗樁作載重試驗，將表面摩擦抵抗分離，且樁端設透水板等，以加速壓密，但仍需數週時間，實際實施仍有頗多困難。以依據附近樁基礎之實測紀錄判斷，爲最確實方法。此種樁基礎，爲減低打樁對支撐層之擾動，通常樁距應取3至3.5倍樁徑以上，則單樁與群樁之沉陷特性無明顯之差別。

(d)位於軟弱地層上支撐層之支撐樁，應考慮如(b),(c) 所述支撐層之沉陷與下層軟弱地層之壓密沉陷，視樁基礎之樁端底面爲一深基礎之底面，承受均佈載重，作壓密計算。軟弱地層之應力分析及壓密沉陷之分布，詳見「基礎之沉陷」所述。

基樁之樁端距軟弱地層頂面之深度如不足 2～3m，有發生貫入軟弱地層破壞之可能，應加以特別注意。

(e)砂層或礫層中之摩擦樁，單樁之沉陷特性較易由載重試驗推定，群樁由於打樁使週面附近土壤振實，若以群樁之一樁作載重試驗其沉陷量必然較小。群樁整體之沉陷大於或小於單樁之沉陷，並非完全一定。圖5-4-13所示，爲A.K'ezdi實測砂層中群樁之一樁之沉陷，顯示載重不變，樁距愈小，沉陷量愈小。

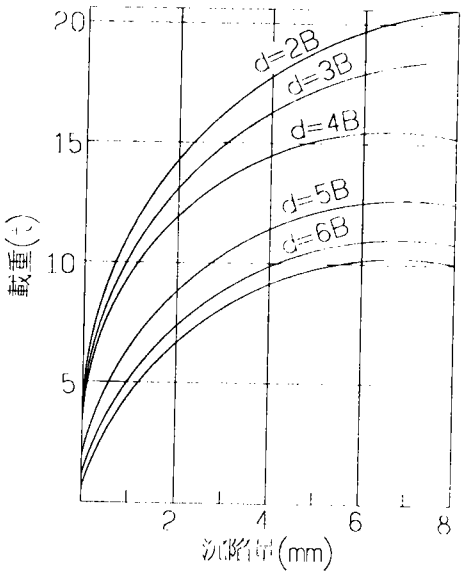


圖5-4-13 砂層中群樁之沈陷量

如圖5-4-14所示，如Hanna之試驗結果，群樁之規模模愈大，沉陷量比(每根載重相同，群樁之沉陷量與單樁之沉陷量比)愈大，與圖5-4-12 所示之支撐樁近似。摩擦樁因表面摩擦與樁端抵抗之分擔率、砂層壓實方法、打樁方法、打樁振實所及範圍、樁群之整體性與樁群傳遞應力之圍等因素，對沉陷之群樁效果，有極顯著之不同。因之，除可以群樁載重試驗測定者外，在設計上爲安全計，應考慮群樁之沉陷較單樁者爲大。

砂層中之摩擦樁隨其長度增大，承載力急劇增大，沉陷減少，以選用較長樁爲宜。打入鬆砂層中基樁，砂層因打樁振動而變密實，可能使鄰近結構物受損，應加以注意。

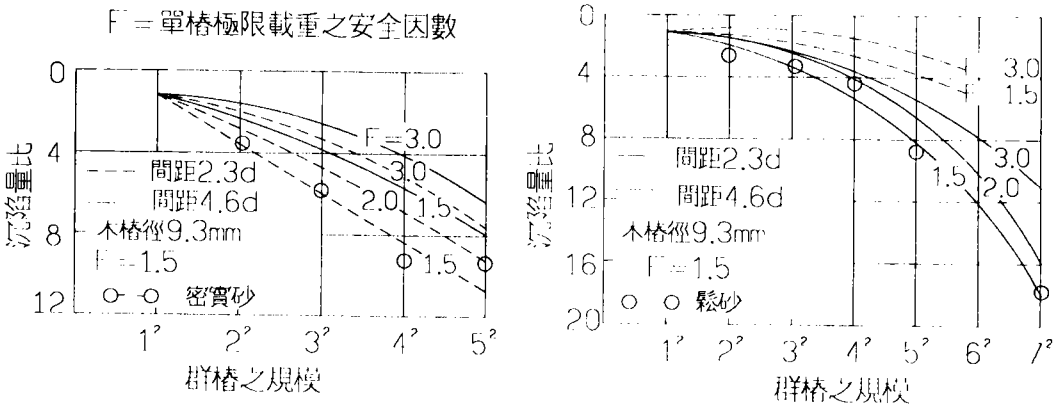


圖5-4-14 正方形配量群樁之沈陷比

(f)粘性土壤中之摩擦樁，由單樁之載重試驗，難以推定樁基礎之沉陷特性。實際基礎受載重時間效果與樁群效果之重大影響。圖5-4-15爲T.whitaker所實測粘性土壤中群樁破壞試驗之沉陷量比。在整體破壞與貫入破壞之境界點，沉陷量

最大。

上述試驗之沉陷主要爲瞬時沉陷，不是壓密沉陷，但實際基礎由壓密沉陷所控制，由單樁試驗結果推算壓密沉陷量甚爲繁瑣，且缺乏實用上的意義。通常僅就群樁基礎計算沉陷量，載重面或取上部結構之底面，即以樁頭部爲載重面；或取樁端部爲載重面二種不同極端情形，而實際上應爲兩者之一中間面，其位置由基樁應力傳遞情形所決定。一般假設群樁基礎爲以基樁入土部份之下面三分之一高度爲底面之深度爲基礎，載重均勻分佈於此假設載重面，計算假設底面以下部份地層之壓密沉陷。打入砂層中之摩擦樁，如樁端下有軟弱土壤層，可應用上述方法計算壓密沉陷。在粘性土壤層打樁時，已打好之基樁有被擠壓向上浮起之傾向，特別是支撐樁尤爲顯著，常不可能由上部結構載重產生預期之沉陷量，所以在承受載重前必須重打。

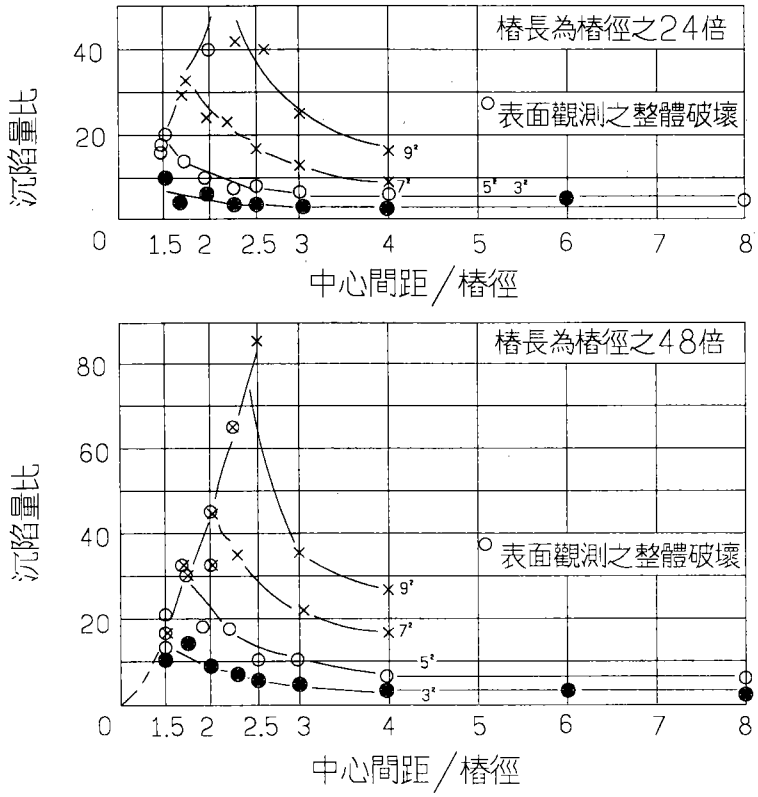


圖5-4-15　正方形群樁破壞時之沈陷量比與間距關係

4-2 基樁之軸向容許上拔力

4-2-1 概述

基礎樁之軸向容許上拔力，以單樁之最大軸向上拔力除以規定安全係數所得之值爲基準，並考慮下列各項因素決定之。

1. 樁材之容許抗拉強度。
2. 接樁之影響。
3. 群樁作用。

4.基樁之拔出量。

[說明]

基樁遇有下列受力條件，可能用以抵抗軸向上拔力：

(1)作用於結構物底面之揚壓力由基樁抵抗。

(2)在直樁所支撐之結構物於承受傾倒力矩時，後側基樁承受軸向上拔力。

(3)承受水平力之組樁，由一部份基樁抵抗軸向上拔力。

無論何種情況，在上部結構物以及樁本身重量大之時，基樁抵抗上拔力時，樁頭與上部結構之接合，應充分注意，假設樁本身具充分抵抗上拔力，但樁頭結合不佳時，無法完全發揮抵抗上拔力。基樁之軸向容許上拔力以單樁之最大軸向上拔力除以規定安全係數可得基準軸向容許上拔力，再考慮樁材之抗拉強度、接樁、群樁作用及變位量等因素之影響。軸向最大上拔力是指上拔載重之最大值，如圖5-4-16所示。一般上拔試驗，變位超過某一限度，載重反而減小，最後等於樁體之自重。即最大載重與極限載重之大小不同。上部結構及樁體之重量愈大，基樁所承受之軸向上拔力愈小。

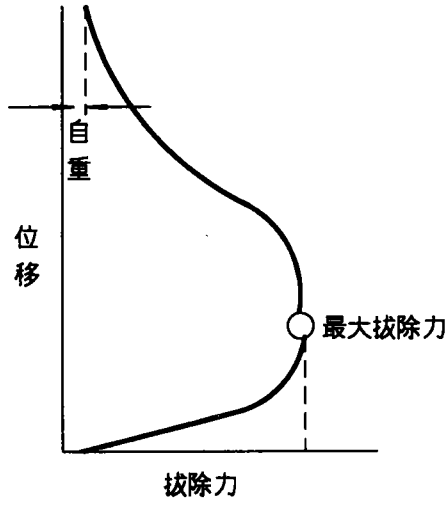


圖5-4-16　最大上拔力

4-2-2 基準軸向容許上拔力

基準軸向容許上拔力爲單樁軸向最大上拔力除以表4-2之安全係數所得之值。

表4-2　安全係數

平　時	3以上
地震時	2.5以上

[說明]

(1)安全係數之下限值

基樁受上拔力與受壓力之性質不同，作用於土壤之力及變位之方向爲上，此爲樁之週邊使土壤之有效應力減小，而使土壤有變鬆軟之傾向。且隨同變位之進行，基樁與土壤之接觸面積減小。因之，基樁受上拔力，隨變位之增大或載重時間之持續，土壤之抵抗力有逐漸變低之傾向。尤其是粘性土壤，因塑性形變現象較受壓時更爲顯著，不能賴以抵抗長期上拔力，故平時安全係數之下限值應採取較軸向承載力較大之值。此外，上拔時之安全率爲對最大載重，並非像受壓般爲對極限荷重之點來看，所以應使用較大的安全率。基樁發生上拔破壞時，上部結構可能遭受嚴重損害，故樁基礎之設計，一般應避免甚至規定絕對禁止承受長期

上拔力。港灣結構物常不可能完全符合此項要求，因此提高安全係數，或儘可能限制僅在地震時或短期載重可受上拔力，但須考慮砂層在地層時發生液化現象之可能性。

(2)樁體自重與安全係數

樁體之重量與填充其內之土若可有效抵抗上拔力，不須考慮安全係數。因此由軸向最大上拔力，求取基準容許拉拔力時，可依下式求取。但樁體重量如甚小可省略，樁徑若太大，填充其內之土並不一定與樁一起拉上亦可能掉落而下。

(a)由上拔試驗求軸向容許上拔力。

$$R_{at}=W_p+\frac{R_{ut_1}-W_p}{F} \qquad (4\text{-}28)$$

(b)依靜力學承載力公式求軸向容許上拔力：

$$R_{at}=W_p+\frac{R_{ut_2}}{F} \qquad (4\text{-}29)$$

式中

R_{at}：基樁之軸向容許上拔力(t)

W_p：基樁自重，須扣減浮力(t)

R_{ut_1}：由基樁上拔試驗所得之最大上拔力(t)

R_{ut_2}：由靜力學承載力公式所計算之最大上拔力(t)

F：安全係數

(3)安全係數之折減

壓實良質砂地層，依據縝密土壤試驗及上拔試驗結果判斷時，如能得到土壤基礎之專家判定時，安全係數可以減低，但是以平常時不小於2.5 ，地震時不小於2.0爲限。

4-2-3 單樁之軸向最大上拔力

單樁之軸向最大上拔力，以依據上拔試驗決定爲原則，但如不得已，得以載重試驗結果，或靜力學承載力公式推算。

[說明]

(1)最大上拔力之推算

單樁之軸向最大上拔力，原則上應以上拔試驗決定，但與軸向承載力不同，因缺乏有關上拔抵抗之比較資料，軸向上拔力間接推定易產生誤差。但在較軟弱粘性土壤層，可考慮受壓之表面摩擦與受上拔之表面摩擦大致相同，得以載重試驗與靜力學承載力公式推定最大上拔力。

基樁作上拔試驗，由於與載重試驗相比，較小之載重即足夠，因此試驗應以達到最大上拔力爲止。如不可能時，以上拔載重之最大值爲最大上拔力。載重試驗之反力應用基樁抵抗時，反力樁受上拔力，故由此測定之載重及沉陷量可代替上拔試驗。

軟弱粘性土壤層中之摩擦樁，端抵抗較小，由載重試驗所求得極限承載力與上拔力之差不大，故可以略小於極限承載力之值作爲最大上拔力。

應用靜力學公式推算基樁最大上拔力之方法，以4-1-5 節推算軸向極限承載力之靜力學承載力公式之極限承載力推算方法爲準，但不考慮端承載力項。即:

(a)砂質地層時

$$R_{ut}=\frac{\overline{N}A_s}{5} \qquad (4\text{-}30)$$

(b)粘土地層時

$$R_{ut}=\overline{C_a}A_s \qquad (4\text{-}31)$$

式中

R_{ut}：樁之最大上拔力(t)

$\overline{N}$：樁入土全長之平均N值

A_s：樁週之總表面積(m^2)

$\overline{C_a}$：樁入土全長之平均附著力(t/m^2)

(2)Terzaghi之計算式

利用靜力學承載力計算式，推算樁之最大拉拔力時，亦有用式4-32之Terzaghi之計算公式檢討的。此時可將式(4-30)(4-31)計算之值與利用Terzaghi之計算式值相比較而採用適當之值。

$$R_{ut}=R_f=\phi L\overline{f_s} \qquad (4\text{-}32)$$

$$\overline{f_s}=\frac{\Sigma(C_{ai}+K_sq_i\mu)L_i}{L} \qquad (4\text{-}33)$$

式中

R_{ut}：基樁之最大上拔力(t)。

R_f：基樁之表面摩擦力(t)。

ϕ：基樁之週長(m)。

L：基樁之入土深度(m)。

$\overline{f_s}$：平均表面摩擦強度(t/m^2)。

C_{ai}：第i層土壤中基樁之附著力(t/m^2)。

C_i：第i層之粘結力(t/m^2)。

K_s：作用於基樁之水平土壓係數。

q_i：第i層平均有效覆土壓力(t/m^2)。

μ：基樁與土壤之摩擦係數。

L_i：第i層之厚度(m)。

Ca，μ,參照4-1-5節說明決定之。水平向土壓係數K_s之值較受壓縮者爲小，一般多用靜止土壓係數，其值爲0.3至0.7。但由砂層中場鑄樁之上拔試驗結果，土壓係數有達1.75者。在砂層中，土壓係數依砂密度之不同有相當大的變化，現尚未完全明瞭，唯有依靠上拔試驗結果，始能正確判斷上拔抵抗。在粘性土壤層，利用短期間上拔試驗結果推定長期載重上拔抵抗，可能發生極大誤差，應特別注意。

4-2-4 推算基樁之軸向容許上拔力應注意事項

1. 基樁之軸向容許上拔力應小於樁材之容許抗拉強度與基樁有效斷面積之乘積。
2. 如有接樁，以不計接點以下部份之上拔抵抗爲原則，但像鋼管樁等有良好之接續時，在確定其可靠性後，在接點之容許抗力範圍內，亦可考慮下部份樁之上拔抵抗。
3. 群樁時，以樁群最外側樁之連結面所包圍之整體，檢討上拔抵抗。
4. 基樁之軸向容許上拔力由上部結構所定樁頭之容許拔出量所限制。

[說明]

(1)樁材之容許抗拉強度

基樁之容許上拔力由樁材之容許抗拉強度所限制，比照4-1-7節規定檢討之。

(2)接樁之影響

接樁時，接合處可傳遞上拔力之大小尚無法確定。爲安全計，以不考慮下樁之上拔抵抗爲原則。但如爲鋼樁，接樁構造堅固，可確認其可靠性時，可在接樁容許抗拉程度範圍內，考慮下樁之上拔抵抗。

(3)群樁作用

基樁用作群樁時，群樁視爲一整體，爲考慮其抵抗上拔力之危險性，群樁之最大上拔力以公式(4-34)表示之。

$$R_{gut}=\bar{S}UL+\gamma_2' A_g L \qquad (4\text{-}34)$$

式中

R_{gut}：一組群樁之最大上拔力(t)

U：群樁之週長(m)

L：基樁之入土深度(m)

$\bar{S}$：鄰接基樁土壤之平均抗剪強度(t/m^2)

γ_2'：樁群所包含基樁之土壤平均單位體積重量(t/m^2)

A_g：樁群之底面積(m^2)

樁群整體之重量發生變動之可能性不大，可降低安全係數，每樁之容許上拔力以公式(4-35)計算之。

$$R_{at}=\left[\frac{1}{F}(\bar{S}UL)+\frac{1.5}{F}(\gamma_2' A_g L)\right]\cdot\frac{1}{n} \qquad (4\text{-}35)$$

式中

R_{at}： 樁群受上拔，每樁之容許上拔力(t)

n：樁群之樁數

F：安全係數

群樁每樁之容許上拔力，按單樁之容許上拔力，或公式(4-35)計算值，取二者之較小值。樁群所支撐之結構物，若承受偏心彎矩，各樁分擔之反力分配尚未

能完全明瞭。爲簡便計，可考慮爲直線分佈，如圖5-4-17所示。視受上拔力之全部基樁爲一群樁，按承受上拔合力檢討，承受最大上拔力之基樁另按單樁檢討之。

(4)基樁之拔出量

推算基樁之容許上拔力，不得使樁頭之拔出量超過容許樁頭拔出量之範圍。所謂容許樁頭拔出量，應依照樁頭拔出量對上部結構不發生有害影響予以決定，而不能規定一定數值。基樁承受上拔載重，其拔出量按個別情況，依上拔試驗結果判斷之。在粘性土壤層，土壤之塑性變形等對長期載重之影響，由上拔試驗結果難以直接推定樁基礎之拔出量。但按規定安全係數所求得之容許上拔力之載重，則受塑性形變等之影響不大。

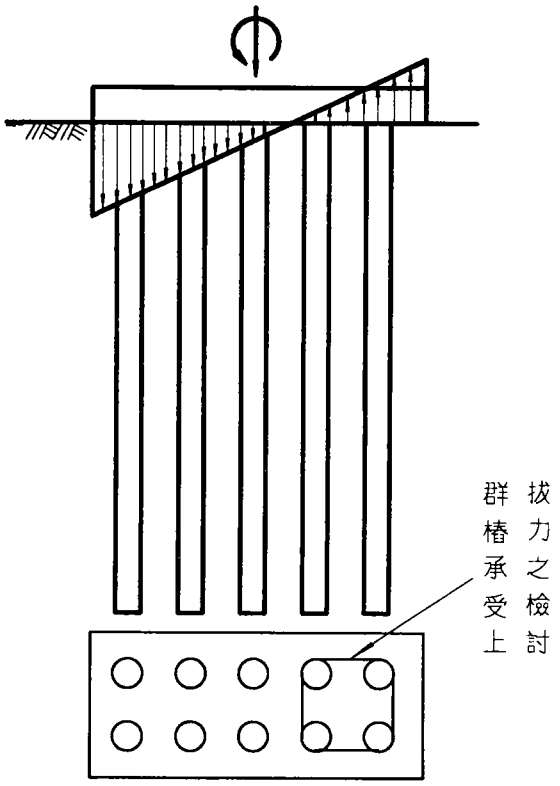


圖5-4-17　群樁基礎之上拔抵抗力

4-3 基樁之側向容許承載力

4-3-1 概述

單樁之側向容許承載力，依據其在承受側向力之特性判斷之。

[說明]

(1)側向容許承載力

單樁側向容許承載力不能按軸向極限承載力依土壤之破壞載重推算，而係直接由基樁之特性決定。基樁承受側向外力，土壤之破壞有隨同外力之增大，自地面逐漸向深處進行之性質。土壤之破壞載重除短樁外不能概括決定，因之，基樁之容許承載力應以樁體之特性決定爲宜。基樁承受側向外力，因彎曲、而產生彎矩及樁頭變位。彎矩如過大，樁體損壞；樁頭變位如過大，上部結構受損。因之，基樁之側向容許承載力之決定，須滿足下列二條件：

(a)樁體之彎應力不得超過樁材之容許抗彎強度。

(b)樁頭之側向變位量不得超過上部結構所容許之變位量。基樁有時發生剪應力及樁頭偏斜，但一般僅考慮彎應力及樁頭變位即可，即側向容許承載力由基樁之彎應力與樁頭變位決定，容許承載力問題與樁體設計之問題不能分開，此爲側向承載力之特徵。

(2)短樁

上項說明各點僅適用於長樁，長樁承受側向力，由於其入土深度大於有效長度，樁端部份幾乎完全不發生變位，此部份之地層反力無變化，無發揮抵抗外力之效果。長樁之特性通常依據樁端部份固定於地層之假設推算，與其入土深度無關。勁度大，入土深度小之短樁，承受側向力因彎矩有可能發生回轉現象，如支承土壤全面破壞，基樁傾倒。在此種情形，基樁之側向極限承載力可依據土壤之破壞載重規定之。由上所述，基樁側向極限承載力之決定，應考慮彎應力，樁頭變位量，及土壤之破壞載重等因素。短樁較長樁之樁頭變位大，有傾倒之可能性。同時短樁之樁頭變位亦或彎矩因受基樁入土深度之影響，其預測較長樁更爲困難，此外，短樁一般對土壤之塑性變形影響與反複載重之抵抗不利，因之承受側向力之基樁應避免用短樁，即其入土深度必須大於有效長度。

4-3-2 基樁特性之推定

承受側向力單樁之特性，可由下列方法推定：
1. 載重試驗。
2. 解析方法。
3. 以往實地資料。

4-3-3 側向載重試驗

承受側向外力單樁之特性，以載重試驗推定時，對實際結構物之基樁及載重與載重試驗所用樁及載重條件之差異，必須加以充分考慮。

4-3-4 解析方法

承受側向力單樁之特性，應用彈性梁撓度曲線解析法推算，並充分考慮實地地層反力之作用。

[說明]

(1)概述

承受側向力單樁之特性，以解析方法推定時，現有日本港灣技術研究所(以下簡稱日本港研)之方式與較簡便的張有齡方法。一般如爲求得較嚴密之解，則以日本港研方式爲準。但如有下列情形，則亦可使用張有齡公式。

(a)日本港研方式適用有困難時。

(b)日本港研方式與張有齡方式無顯著差別時。

(2)基本式

彈性梁之基本式如下：

$$EI\frac{d^4y}{dx^4}=-P=-P_1B$$

式中

EI：基樁之抗彎勁度(Kg/cm²)

x：由地面算起之深度(cm)

y：深度x點之基樁變位或撓度(cm)

P：深度x點，基樁每單位長度所受地層反力(Kg/cm)

P_1：深度x點，基樁單位面積所受地層反力(Kg/cm²)

$P_1=P/B$

B：基樁寬度(cm)

式中，隨地層反力P之取法，而有不同的解析法，以往將地層視爲彈性體，亦即地層反力P(或P_1)爲基樁變位y之一次函數，即$P=E_sy$

或 $$P_1=\frac{E_s}{B}y=k_hy$$

式中

E_s：地層之彈性係數(kg/cm²)

k_h：側向地層反力係數(kg/cm³)

彈性係數E_s之值有很多不同的見解，最簡單的爲張有齡之建議值$E_s=k_h.B$。而在日本由久保等提出考慮地層的非彈性特性之新解析法稱之爲日本港研方式 。此法與張之方法相比，雖在實用上較難，但如在比較單純之條件下 ，推算樁之特性， 亦可作爲有用之計算法。此法與以往之方法相比，可將樁之實際特性忠實地表現出來。 日本港研方式中，地層反力與樁之變位關係，可以下式表示：

$$P_1=kx^my^{0.5}$$

式中

k：地層之側向抵抗常數(kg/cm$^{3.5}$，或kg/cm$^{2.5}$)

m：指數1或0。

(3)日本港研方式

日本港研方式爲日本港灣技術研究所所開發之樁側向抵抗解析法，將地層分爲S型地層與C型地層，地層反力與樁之變位關係，如下之假定。

S型地層： $P_1=k_sxy^{0.5}$

C型地層： $P_1=k_cy^{0.5}$

式中

k_s：S型地層之側向抵抗常數(kg/cm$^{3.5}$)

k_c：C型地層之側向抵抗常數(kg/cm$^{2.5}$)

S型地層或C型地層之判別以及k_s，k_c值之推算，依標準貫入試驗結果，其方法如下:

(a)S型地層

(i)標準貫入試驗值N隨深度直線增加。

(ii)P_l-y之關係可以下式表示:

$$P_l=k_s x y^{0.5}$$

(iii)實例：均勻密度之砂地層，正規壓密之粘土地層。

(b)C型地層

(i)標準貫入試驗值N不隨深度改變而爲一定。

(ii)P_l-y之關係如下:

$$P_l=k_c y^{0.5}$$

(iii)實例：表面緊密之砂地層及受很大預壓密之粘土地層等。在決定 S型或C型地層時，只要考慮影響樁之側向抵抗範圍即可，通常考慮由地表至0.5 Lm_1～Lm_1 爲止即可。惟介於S型與C型中間之情況較多，但一般係取較接近者。其次k_s與k_c之值，亦由N值來推定，在S型地層中，深度每1.0公尺N值之增加率N與側向抵抗常數之間的關係，如圖5-4-18所示。C型地層之N值與k_c之關係如圖5-4-19 所示，因此只要知道N值之分佈即可知k_s亦或k_c。另外圖5-4-19所用之粘土資料爲由N值直接推算而得，因此由單軸壓縮強度q_u推算N值時 ，爲由N值求取q_u通常所使用之換算公式，其精確度並不高，因此以取較危險側使用應加以注意。

甲、記號表

h：載重高(cm)

i：樁之撓角$i=\frac{dy}{dx}$ (弧度rad)

i_o：地表面之撓角(弧度rad)

i_{top}：樁頭部之撓角(弧度rad)

k：地層之側向抵抗係數k_s($kg/cm^{3.5}$)亦或k_c($kg/cm^{2.5}$)

L_{i1}：樁頭可自由旋轉之樁的撓角第一零點之深度或樁頭固定樁之撓角第二零點之深度(cm)

L_{m1}：樁頭可自由旋轉樁之彎矩第一零點深度亦或樁頭固定樁之彎矩第二零點之深度(cm)

L_{s1}：剪力第一零點之深度(cm)

L_{y1}：變位第一零點之深度(cm)

M：彎矩(kg·cm)

Mmax-t：樁頭固定樁之樁頭彎矩(kg·cm)

Mmax-t：樁頭固定樁之地中部最大彎矩(kg·cm)

N：標準貫入試驗值

$\bar{N}$：S型地盤N值每1.0公尺之增加率

R：原型樁與基準樁之對應量之比，例如Rh=原型樁之h/基準樁之h

S：剪應力(kg)

T：作用於樁頭之側向力(kg)

y_o：地表面變位(cm)

y_{top}：樁頭變位(cm)

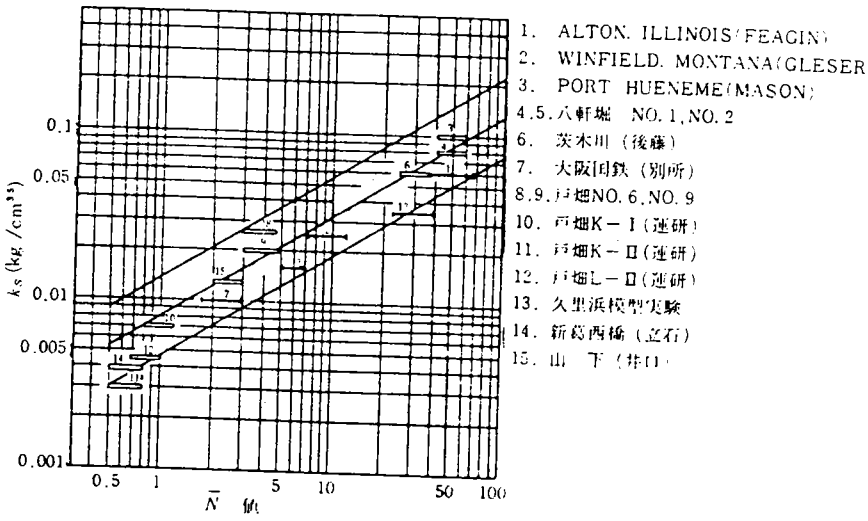


圖5-4-18 N值與k_s的關係

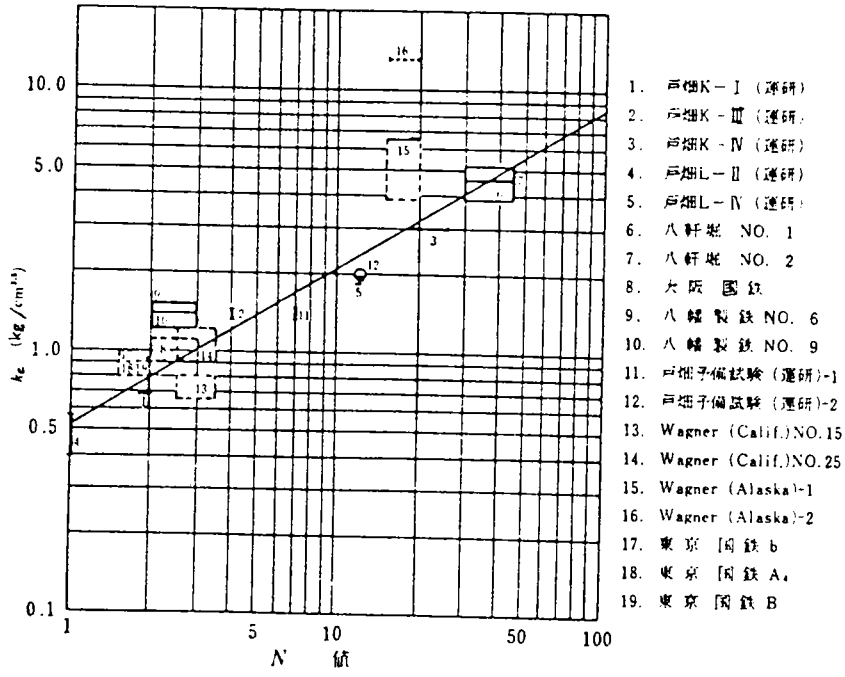


圖5-4-19 N值與k_c的關係

乙、依載重試驗推算側向抵抗常數

以 N值推算側向抵抗常數，係一概略值，爲得正確之值最好進行載重試驗，k_s 或k_c 爲僅由地層條件所決定之常數，不像張有齡方法之E_s受其他條件之影響，因此以一個載重試驗求得k_s 或k_c 的話，此值亦可適用於其他條件，此爲港研方式之最大優點。圖5-4-20所示爲在對數表上描繪實測之T-y_{top}曲線。其次假設k_s或k_c求取T-y_{top}之推算曲線並與實測曲線相重合，對數表上之T-y_{top}曲線之斜度，S型與C型不同，S型經常較C型爲陡之曲線，所以實測曲線屬於何種很易判斷，另外k_s或k_c之值，由實測曲線與推定曲線相比較很易求得。

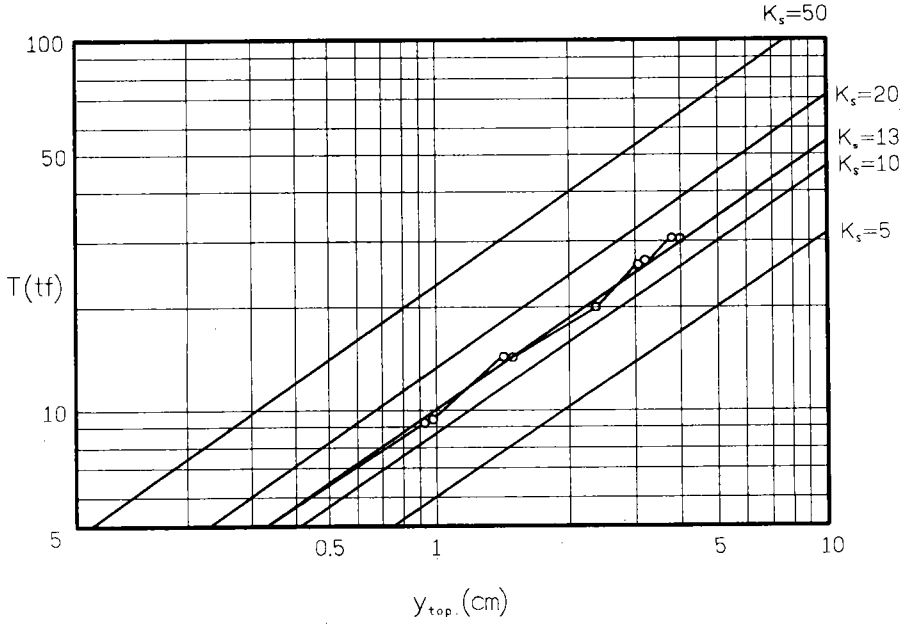


圖5-4-20　由載重試驗結果判定k_s值

丙、換算係數與基準曲線

港研方式爲推定其一樁(P樁)之特性， 係將一基準樁(S樁)所求得之基準曲線以換算係數加以換算之方法 。換算係數係以相似律與p-y關係加以組合求取，而以下式加以表示。

S型地層

$$\log R_s=7(\log Rx)-(\log R_{ei})+2(\log R_{bk})$$
$$\log R_m=8(\log Rx)-(\log R_{ei})+2(\log R_{bk}) \qquad (4\text{-}36)$$
$$\log R_i=9(\log Rx)-2(\log R_{ei})+2(\log R_{bk})$$
$$\log R_y=10(\log Rx)-2(\log R_{ei})+2(\log R_{bk})$$

C型地層

$$\log R_s=5(\log Rx)-(\log R_{ei})+2(\log R_{bk})$$
$$\log R_m=6(\log Rx)-(\log R_{ei})+2(\log R_{bk}) \qquad (4\text{-}37)$$
$$\log R_i=7(\log Rx)-2(\log R_{ei})+2(\log R_{bk})$$

$$\log R_y=8(\log Rx)-2(\log R_{ei})+2(\log R_{bk})$$

式(4-36)(4-37)中以R表示之值爲P樁與S樁相對應量之比例，如R_s爲P樁之剪力S_p與S樁之剪力S_s之比，亦即$R_s=\frac{S_p}{S_s}$實際之計算時可以下式表示。

$$R_s=R_t$$

$$R_x=R_h$$

$$R_t=R_x=R_h$$

基準樁之尺寸如表4-3

地面上長	h=100cm
彎曲勁度	$EI=10^{10}kg.cm^2$
側抵抗常數	$Bk_s=50cm\times 0.02kg/cm^{3\cdot 5}=1.0kg/cm^{2\cdot 5}$ $Bk_c=50cm\times 2.0kg/cm^{2\cdot 5}=100kg/cm^{1\cdot 5}$

丁、地表面載重樁時

h=0時，以(4-38)～(4-41)計算

S型地層，樁頭自由樁

$$\left.\begin{aligned}
\log y_o&=0.38958-\frac{4}{7}\log EI-\frac{6}{7}\log Bk_s+\frac{10}{7}\log T\\
\log M_{max}&=-0.05825+\frac{1}{7}\log EI-\frac{2}{7}\log Bk_s+\frac{8}{7}\log T\\
\log i_o&=0.22539-\frac{5}{7}\log EI-\frac{4}{7}\log Bk_s+\frac{9}{7}\log T\\
\log L_{ml}&=0.53473+\frac{1}{7}\log EI-\frac{2}{7}\log Bk_s+\frac{1}{7}\log T
\end{aligned}\right\}\quad(4\text{-}38)$$

S型地層，樁頭固定

$$\left.\begin{aligned}
\log y_o&=-0.16047-\frac{4}{7}\log EI-\frac{6}{7}\log Bk_s+\frac{10}{7}\log T\\
\log M_{max-t}&=-0.05787+\frac{1}{7}\log EI-\frac{2}{7}\log Bk_s+\frac{8}{7}\log T\\
\log M_{max-l}&=-0.53703+\frac{1}{7}\log EI-\frac{2}{7}\log Bk_s+\frac{8}{7}\log T\\
\log L_{ml}&=0.54689+\frac{1}{7}\log EI-\frac{2}{7}\log Bk_s+\frac{1}{7}\log T
\end{aligned}\right\}\quad(4\text{-}39)$$

C型地層，樁頭自由

$$\left.\begin{aligned}
\log y_o &= 0.11328 - \frac{2}{5}\log EI - \frac{6}{5}\log Bk_c + \frac{8}{5}\log T \\
\log M_{max} &= -0.28846 + \frac{1}{5}\log EI - \frac{2}{5}\log Bk_c + \frac{6}{5}\log T \\
\log i_o &= -0.00634 - \frac{3}{5}\log EI - \frac{4}{5}\log Bk_c + \frac{7}{5}\log T \\
\log L_{ml} &= 0.55205 + \frac{1}{5}\log EI - \frac{2}{5}\log Bk_c + \frac{1}{5}\log T
\end{aligned}\right\} \quad (4\text{-}40)$$

C型地層，樁頭固定

$$\left.\begin{aligned}
\log y_o &= -0.32731 - \frac{2}{5}\log EI - \frac{6}{5}\log Bk_c + \frac{8}{5}\log T \\
\log M_{max-t} &= -0.18301 + \frac{1}{5}\log EI - \frac{2}{5}\log Bk_c + \frac{6}{5}\log T \\
\log M_{max-l} &= -0.77377 + \frac{1}{5}\log EI - \frac{2}{5}\log Bk_c + \frac{6}{5}\log T \\
\log L_{ml} &= 0.59296 + \frac{1}{5}\log EI - \frac{2}{5}\log Bk_c + \frac{1}{5}\log T
\end{aligned}\right\} \quad (4\text{-}41)$$

戊、有效長度

爲使樁能視爲長樁作用，入土長度應較有效長爲長。久保等對短樁進行模型試驗之結果，認爲入土長度超過1.5L_{ml}時，可將樁之下部視爲完全固定在地層中，因此提出1.5L_{ml}爲有效長度。實際上入土長度超過L_{ml} 時，樁之特性與長樁完全一樣，但是考慮土壤之疲勞或塑性等影響，長樁所須之最小入土長應取1.5L_{ml}爲宜。另外L_{ml} 之值，樁之勁度愈大其值愈大，而地層側抵抗常數愈大其值卻愈小，不過不受載重高度或頭部固定條件之影響，另外隨荷重之增加有逐漸變大之性質。

己、樁寬之影響

對樁寬度之影響，有二種看法，第一爲對單位面積地盤反力p_l與變位y之關係，樁寬度B無影響，第二種看法爲Terzahgi所提倡的，對與y相對應之P_l值與B成反比例。久保等對砂質地層之k_s值(港研方式)與B之關係進行模型試驗，結果如圖5-4-21所示，此雖爲上述二種看法之組合型式，但如樁之寬度超過某一程度則第一種看法成立，根據此一結果，港研方式不考慮樁寬度之影響。

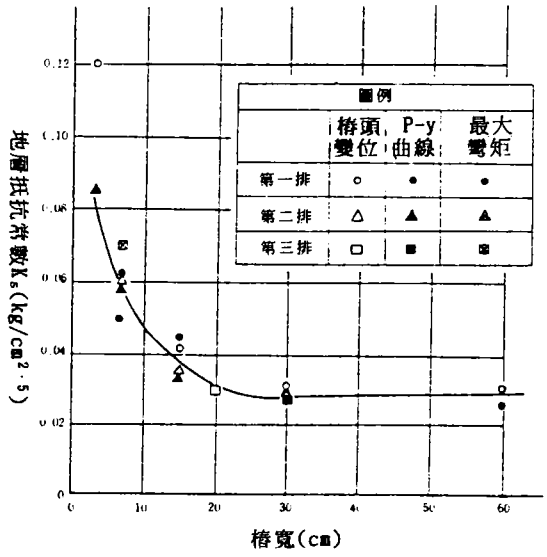


圖5-4-21　k_s與樁寬度之影響

(4)張有麟之方法

(a)計算式

如使用地層之彈性係數E_s，則樁之彈性方程式如式(4-42)。

$$\left.\begin{array}{ll} \text{地面上部份} EI\dfrac{d^4y_1}{dx^4}=0 & (0\geqq x\geqq -h) \\ \text{地面下部份} EI\dfrac{d^4y_2}{dx^4}+E_2y_2=0 & (x\geqq 0) \end{array}\right\} \quad (4\text{-}42)$$

將E_s當作一定，求解上式之一般解，代入邊界條件，可得到下列4種基本型式之解(圖5-4-22～圖5-4-25)。

式中

y_1：地面上部份樁之變位(cm)

y_2：地面下部份樁之變位(cm)

h：載重高度(cm)

i_1：地面上部份之撓角(弧度)

i_2：地面下部份之撓角(弧度)

K_h：側向地層反力係數(kg/cm^3)

K_{h1}：30cm之正方形板之側向地層反力係數(kg/cm^3)

L_{i1}：樁頭自由樁之撓角第一零點，亦或樁頭固定樁之撓角第二零點深度(cm)

L_{m1}：樁頭自由樁之彎矩第一零點，或樁頭固定樁之彎矩第二零點深度(cm)

L_{y1}：變位之第一零點(第一固定點)之深度(cm)

$L_{m,max}$：產生最大彎矩之深度(cm)

M_1：地面上部份之彎矩(kg·cm)

M_2：地面下部份之彎矩(kg·cm)

M_{max}：樁頭自由樁之最大彎矩(kg·cm)

M_{max-t}：樁頭固定樁之樁頭彎矩(kg·cm)

M_{max-1}：樁頭固定樁之地面下最大彎矩(kg·cm)

N：標準貫入試驗值

S_1：地面上部份之剪力(kg)

S_2：地面下部份之剪力(kg)

n_h：側向地層反力係數(kg/cm^3)

T ：作用於樁頭之側向力(kg)

y_o：樁之地面上變位(cm)

y_{top}：樁頭變位(cm)

E_s：地層之彈性係數(kg/cm^2)

B：樁寬(或直徑)(cm)

EI：樁之抗彎勁度(kg/cm^2)

β ：$\beta = \sqrt[4]{\dfrac{k_h \cdot B}{4EI}}$ (cm^{-1})

對於以下之各種情況，計算上之關係式如式(4-43)～(4-58)所示：

載重高度爲0之時(h=0)

樁頭自由回轉(樁頭自由樁)

樁頭不可回轉(樁頭固定樁)

載重高度不爲0時(h>0)

樁頭自由回轉(樁頭自由)

樁頭不可回轉(樁頭固定)

(i) 樁頭位於地面可自由旋轉h=0，圖5-4-22

一般式

$$\left.\begin{aligned} y_2 &= \frac{T}{2EI\beta^3} e^{-\beta x}\cos\beta x \\ i_2 &= \frac{-T}{2EI\beta^2} e^{-\beta x}(\cos\beta x+\sin\beta x) \\ M &= \frac{-T}{\beta} e^{-\beta x}\sin\beta x \\ S &= T e^{-\beta x}(\sin\beta x-\cos\beta x) \end{aligned}\right\} \quad (4\text{-}43)$$

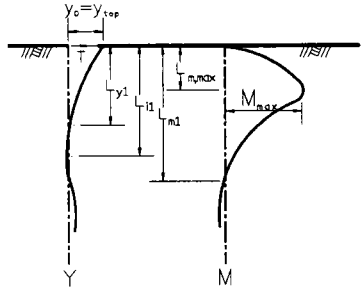


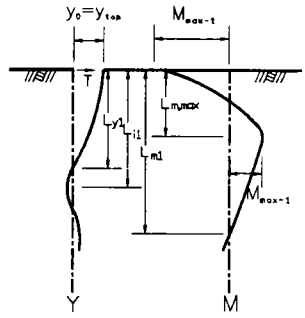
圖5-4-22 樁頭位於地面可自由旋轉，h=0

特定值

$$y_{top} = y_o \frac{T}{2EI\beta^3} \qquad (4\text{-}44)$$

$$M_{max}=\frac{-T}{\beta}e^{-\pi/4}\sin\frac{\pi}{4}=-0.322\frac{T}{\beta}\quad(4\text{-}45)$$

$$\left.\begin{aligned}L_{y1}&=\frac{\pi}{2\beta}\\ L_{i1}&=\frac{3\pi}{4\beta}\\ L_{m1}&=\frac{\pi}{\beta}\\ L_{m,max}&=\frac{\pi}{4\beta}\end{aligned}\right\}\quad(4\text{-}46)$$



(ii)樁頭固定於地面h=0(圖5-4-23)

一般式

$$\left.\begin{aligned}y_2&=\frac{T}{4EI\beta^3}e^{-\beta x}(\cos\beta x+\sin\beta x)\\ i_2&=\frac{-T}{2EI\beta^2}e^{-\beta x}\sin\beta x\\ M&=\frac{-T}{2\beta}e^{-\beta x}(\sin\beta x-\cos\beta x)\\ S&=-Te^{-\beta x}\cos\beta x\end{aligned}\right\}\quad(4\text{-}47)$$

圖5-4-23 樁頭固定於地面 h=0

特定值

$$y_{top}=y_o=\frac{T}{4EI\beta^3}\quad(4\text{-}48)$$

$$\left.\begin{aligned}M_{max-t}&=\frac{T}{2\beta}\\ M_{max-1}&=\frac{-T}{2\beta}e^{-\pi/2}=-0.104\frac{T}{\beta}\end{aligned}\right\}\quad(4\text{-}49)$$

$$\left.\begin{aligned}L_{y1}&=\frac{3\pi}{4\beta}\\ L_{i1}&=\frac{\pi}{\beta}\\ L_{m1}&=\frac{5\pi}{4\beta}\\ L_{m,max}&=\frac{\pi}{2\beta}\end{aligned}\right\}\quad(4\text{-}50)$$

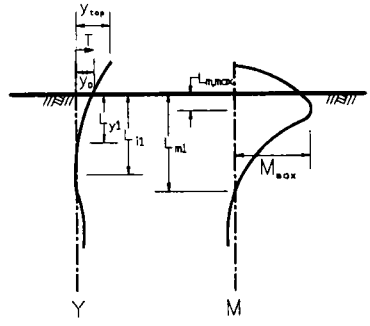


圖5-4-24 樁頭伸出地面可自由旋轉，h>0

(iii)樁頭伸出地面可自由旋轉h>0(圖5-4-24)

一般式

$$\left.\begin{aligned}
y_1&=\frac{T}{6EI\beta^3}\{\beta^3\chi^3+3\beta^3h\chi^2-3\beta(1+2\beta h)\chi+3(1+\beta h)\}\\
y_2&=\frac{T}{2EI\beta^3}e^{-\beta x}\{(1+\beta h)\cos\beta\chi-\beta h\sin\beta\chi)\}\\
i_1&=\frac{T}{2EI\beta^2}\{\beta^2\chi^2+2\beta^2h\chi-(1+2\beta h)\}\\
i_2&=\frac{-T}{2EI\beta^2}e^{-\beta x}\{(1+2\beta h)\cos\beta\chi+\sin\beta\chi\}\\
M_1&=-T(x+h)\\
M_2&=\frac{-T}{\beta}e^{-\beta x}\{\beta h\cos\beta\chi+(1+\beta h)\sin\beta\chi\}\\
S_1&=-T\\
S_2&=-Te^{-\beta x}\{\cos\beta\chi-(1+2\beta h)\sin\beta\chi\}
\end{aligned}\right\}\quad(4\text{-}51)$$

特定值

$$\left.\begin{aligned}
y_{top}&=\frac{2(1+\beta h)^3+1}{6EI\beta^3}T=\frac{Th^3}{3EI}\phi_\Delta(\beta h)\\
y_o&=\frac{1+\beta h}{2EI\beta^3}T=\frac{Th^3}{2EI}\phi_f(\beta h)
\end{aligned}\right\}\quad(4\text{-}52)$$

$$M_{max}=-h\left\{\frac{\sqrt{(1+2\beta h)^2+1}}{2\beta h}\exp\left(-\tan^{-1}\frac{1}{1+2\beta h}\right)\right\}T=-Th\phi_m(\beta h)\quad(4\text{-}53)$$

$$\left.\begin{aligned}
L_{y1}&=\frac{1}{\beta}\tan^{-1}\frac{1+\beta h}{\beta h}\\
L_{i1}&=\frac{1}{\beta}\tan^{-1}\{-(1+2\beta h)\}\\
L_{m1}&=\frac{1}{\beta}\tan^{-1}\frac{-\beta h}{1+\beta h}\\
L_{m,max}&=\frac{1}{\beta}\tan^{-1}\frac{1}{1+2\beta h}
\end{aligned}\right\}\quad(4\text{-}54)$$

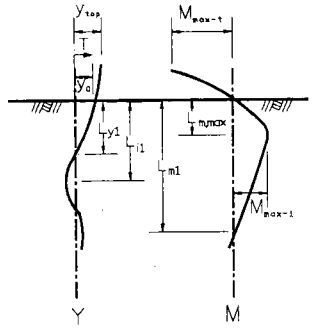


圖5-4-25 樁頭伸出地面固定於上部結構，h>0

(iv)樁頭伸出地面固定於上部結構h>0(圖5-4-25)

一般式

$$y_1=\frac{T}{12EI\beta^3}\{2\beta^3x^3-3(1-\beta h)\beta^2x^2-6\beta^2hx+3(1+\beta h)\}$$

$$y_2=\frac{T}{4EI\beta^3}e^{-\beta x}\{(1+\beta h)\cos\beta x+(1-\beta h)\sin\beta x\}$$

$$i_1=\frac{T}{2EI\beta^2}\{\beta^2x^2-(1-\beta h)\beta x-\beta h\}$$

$$i_2=\frac{-T}{2EI\beta^2}e^{-\beta x}(\beta h\cos\beta x+\sin\beta x\}$$

$$M_1=\frac{T}{2\beta}\{(1-\beta h)-2\beta x\}$$

$$M_2=\frac{T}{2\beta}e^{-\beta x}\{(1-\beta h)\cos\beta x-(1+\beta h)\sin\beta x\}$$

$$S_1=-T$$

$$S_2=-Te^{-\beta x}(\cos\beta x-\beta h\sin\beta x)$$

(4-55)

特定值

$$y_{top}=\frac{(1+\beta h)^3+2}{12EI\beta^3}T=\frac{Th^3}{12EI}\overline{\psi}_\Delta(\beta h)$$

$$y_o=\frac{1+\beta h}{4EI\beta^3}T=\frac{Th^3}{4EI}\overline{\psi}_f(\beta h)$$

(4-56)

$$M_{max-t}=\frac{(1+\beta h)}{2\beta}T=Th\overline{\psi}_o(\beta h)$$

$$M_{max-1}=-h\left\{\frac{\sqrt{1+(\beta h)^2}}{2\beta h}\exp\left(-\tan^{-1}\frac{1}{\beta h}\right)\right\}T=-Th\overline{\psi}_m(\beta h)$$

(4-57)

$$L_{y1}=\frac{1}{\beta}\tan^{-1}\frac{\beta h+1}{\beta h-1}$$

$$L_{i1}=\frac{1}{\beta}\tan^{-1}(-\beta h)$$

$$L_{m1}=\frac{1}{\beta}\left(\tan^{-1}\frac{1-\beta h}{1+\beta h}+\pi\right)$$

$$L_{m,max}=\frac{1}{\beta}\tan^{-1}\frac{1}{\beta h}$$

(4-58)

(b)張有齡方法之E_s值的取法

張有齡之方法係假設樁之入土長度爲無限長，而依據橫山之研究，即使是有限長的樁，只要$BL\geq\pi$，計算上可視爲無限長。

(i) Terzaghi 之建議值

應用張有齡氏解析法計算基樁之橫向抵抗力，須先決定土壤之彈性係數E_s，Terzaghi假設E_s 值等於側向地層反力係數K_h與基樁之寬度B之積，即:

$$E_s=K_hB$$

Terzaghi(1955)建議K_h值如下:

甲、粘性土壤時：

粘性土壤之K_h值與β成反比，以公式(4-59)表示之。

$$K_h=\frac{20}{\beta}\bar{k}_h(kg/cm^3) \qquad (4-59)$$

式中$\bar{k}_h$之值，如表4-4所示。

表4-4　側向地層反力係數

粘　土　之　稠　度	濃黏stiff	極濃黏Very Stiff	堅硬Hard
粘土之單軸抗壓強度qu(kg/cm^2)	1～2	2～4	4以上
$\bar{k}_{h1}$值之範圍(kg/cm^3)	1.6～3.2	3.2～6.4	6.4以上
$\bar{k}_{h1}$之建議值(kg/cm^2)	2.4	4.8	9.6

由此，即可求得土壤之彈性模數E_s:

$$E_s=k_h\cdot B=20\bar{k}_{h1} \qquad (4-60)$$

乙、砂質土壤：

k_h之值與基樁寬度B成反比，與深度X成正比，以公式(4-61)表示之。

$$k_h=n_h\cdot\frac{X}{B} \qquad (4-61)$$

式中，n_h稱爲側向地層反力常數(Constant of horizontal subgradeaction)，其值如表4-5所示。

表4-5　n_h之值(kg/cm^3)

砂之相對密度	鬆　散	中　度	緊　密
乾砂或濕砂(kg/cm^3)	0.22	0.67	1.8
水中砂(kg/cm^3)	0.13	0.45	1.1

故$E_s=k_hB=n_hX$ .....(4-62)

由上式可知砂質土壤E_s之值爲深度x之函數，因此無法導入張之方法，在這種情況下，張有齡氏建議取1/3第一固定點深度(L_{y1})之E_s值。但如前所述L_{y1}爲E_s之函數，爲求取E_s必須反復計算才可，但如採用橫山的計算圖表，則可簡單求取。

(ii)橫山之提案

橫山由蒐集日本所進行的鋼樁側向載重試驗結果，加以反求k_h，並將

其與由地表至β^{-1}爲止之深度的平均N值相對照得圖5-4-26。

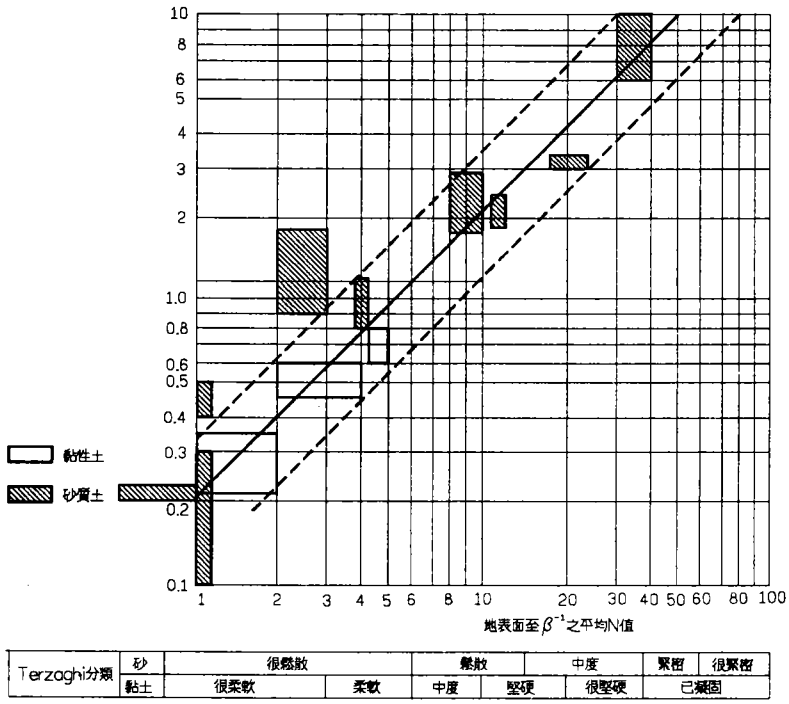


圖5-4-26　由樁之側向抵抗試驗所求得之K_h值

此時，無論爲砂質土或粘性土$E_s=k_hB$ 均成立，另外k_h不受B之影響，而由實測值反算得之k_h值雖隨荷重之增加而減少，圖5-4-27爲鋼材之彎應力在1,000～1,500kg/cm²之荷重相對應的k_h值。可知圖5-4-26在不作現場載重試驗下，僅由土質條件推算E_s之概略值時可利用。

(iii)由載重試驗決定k_h值

由載重試驗所得之載重與樁頭變位曲線與假定E_s值由解析法所求得之載重與樁頭變位曲線之比較，如圖5-4-27所示。實測值爲曲線，計算值爲直線，由是可知E_s值隨樁頭變位之增大而減小。若規定載重或樁頭變位之值，則可決定一個E_s值。應用此E_s值，以張有齡氏解析法可求得基樁設計所需之最大彎矩值。

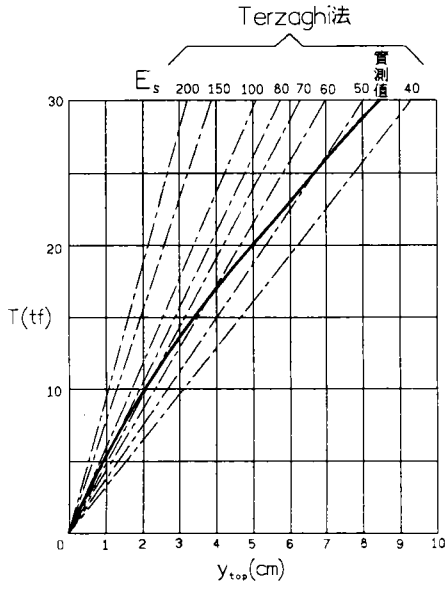


圖5-4-27 樁頭變位之實測值與計算值

但嚴格來說，若試驗條件與實際結構物之條件不同則不可使用。例如即使以荷重或樁頭變位決定E_s，若試驗與實際之結構物載重高不同，即無法適用。此乃因張之方法未考慮地層之非彈性特性，如果以張之方法要將實際樁之特性加以

忠實表現出的話，E_s必須隨荷重、樁之勁度、載重高、樁頭固定條件等而改變。另外，即使所有之條件相同，求取變位與求取彎矩時，應使用不同的E_s。

但是在實際上要將E_s值每次改變是不可能的，因此由載重試驗決定一個E_s值而使用於所有之計算亦是不得已的。此時，亦可使用(i)Terzaghi所建議之值與推算樁之特性相比，可推算出與實際相當接近之結果。

(iv)地中樁特性之推定

像鋼板樁之錨錠樁，頭部埋在地中之樁的側向抵抗，以日本港研方式計算時，如爲S 型地層即無法適用，在此條件下，樁之特性可用港研方式之S型地層與C型地層加以組合；使用側向抵抗常數之解析方法。亦即在樁頭爲k_c，假設k_s隨深度方向而增大之梯型側向抵抗常數之港研方式，依此方法解析砂質地層中錨樁之模型試驗。

(v) 複合層地層中樁特性之推定

在應考慮二層以上之複合層地層中樁之側向抵抗計算，至目前爲止所述之港研方式或張之方法均無法很單純地使用，一般係以電子計算機加以數值解析，但這些計算係假設各層在水平方向爲無限延長才成立，在像有置換砂層而在水平方向範圍有限時必須慎加注意。

(vi)短樁特性之推定

甲、樁頭變位及彎矩

應用張有齡氏解析法不可能求得短樁之樁頭變位及彎矩，依據日人久保氏之短樁模型試驗結果，如圖5-4-28及圖5-4-29所示。橫軸爲

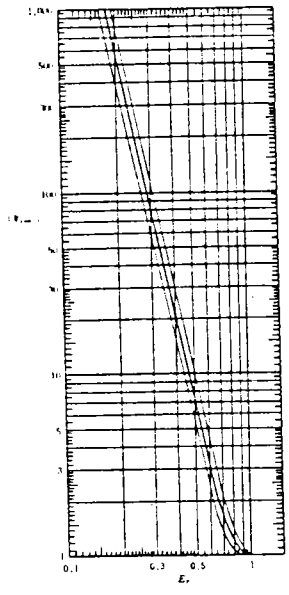


圖5-4-28 入土深度比與樁頭位移之關係

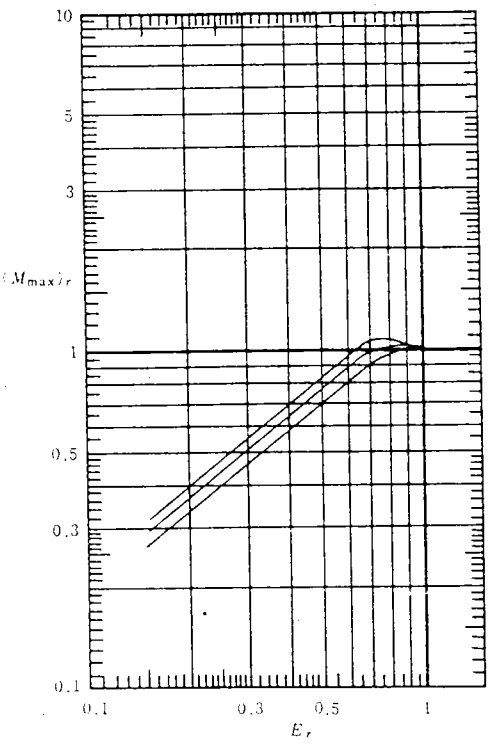


圖5-4-29 入土深度比與最大彎矩比之關係

入土深度比(E_r)，亦即入土長度L與L_{m1}之比，縱軸分別爲樁頭變位比$(y_{top})_r$ 與最大彎矩比$(M_{max})_r$，$(y_{top})_r$與$(M_{max})_r$ 爲由實驗所求得，實測值與長樁推算值之比值，圖中三條曲線分別表示上限、平均及下限值。根據實驗結果，當L較L_{m1}大時，符合長樁之特性，但L較L_{m1}小時，很快地顯示出短樁之特性，所以可利用此圖將短樁特性加以概略推估。

乙、短樁之極限載重

短樁之入土深度比愈小，受外力愈有傾倒之可能性，短樁之傾倒極限載重，以假定地層反力爲拋物線形分佈之方法計算，但此爲對勁度大之結構物才適用，對於入土深度比1小很多時，可能不適用。

4-3-5 按以往資料推定單樁之特性

小規模結構物或對側向承載力並非重要因素之結構物，可依據以往資料推定承受側向單樁之特性。

[說明]

承受側向力單樁之特性，以應用載重試驗或解析方法推定爲原則。但如地層條件類似，依據以往資料檢討試驗結果，可獲得更正確之數據。

4-3-6 組樁之側向承載力

作用於組樁與直樁所構成之結構物基礎的側向力，完全由組樁所支撐。此時作用於組樁之側向力，可設計成僅由各斜樁之軸向承載力來抵抗。

[說明]

(1)水平力之分配

當水平力作用於組樁與直樁混合而成之同一基礎時，對同一水平變位量，直樁之水平力分配量與組樁之水平力分配量相比，通常很小，因此爲設計之安全，水平力可完全分配於組樁上。

(2)組樁之水平承載力

組樁之水平承載力計算法，有僅考慮以各樁之軸向承載力抵抗者，與同時考慮樁之彎矩抵抗又有樁之側向承載力者。二種方法。僅以軸向承載力抵抗時，如圖5-4-30作用於一組樁頭部之垂直外力與水平外力分到各樁之軸方向，使其均在各軸向容許承載力以下，軸向力可以式(4-63)求取。

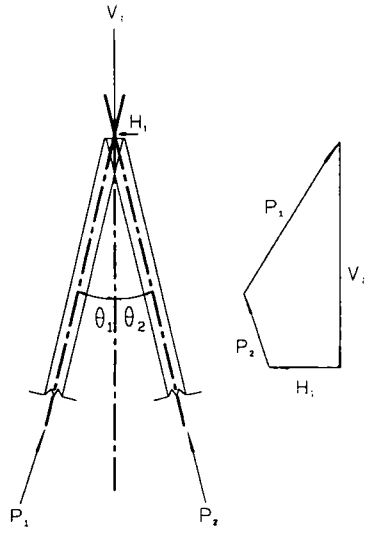


圖5-4-30　組樁之軸向力

(7)基樁之斷面應力以承受軸向力之基樁，或承受軸向力與彎矩之基樁，依本篇「基樁斷面之應力」中用(9-12)公式計算求之。

17-4-5 基樁之入土深度

版樁及基樁之入土深度，須檢討承載力及側向抵抗後加以決定。

[說明]

對承載力所需入土長度之檢討，可照本篇「對承載力所需入土長度之檢討」所述各點辦理。檢討對側向抵抗所需之入土長度，則可照本篇「對側向抵抗所需入土長度之檢討」所述各點加以辦理。

17-4-6 細部設計

1. 前斜樁式碼頭，其細部設計可依照版樁式碼頭細部設計及棧橋式碼頭細部設計所述各點加以辦理。 2. 版樁牆與斜樁之連結部份，須能充分傳遞載重。 3. 設計棧橋上部結構時，應考慮由版樁所傳遞之彎矩。

[說明]

版樁牆與斜樁之連結部份若破壞，將導致碼頭整體結構破壞，於設計連結部份時，應予以注意並加強。

版樁樁頭部份所產生的彎矩會傳遞至棧橋上部結構。因此設計棧橋上部結構時須考慮此彎矩。

17-5 雙重版樁式碼頭

17-5-1 設計之基本原則

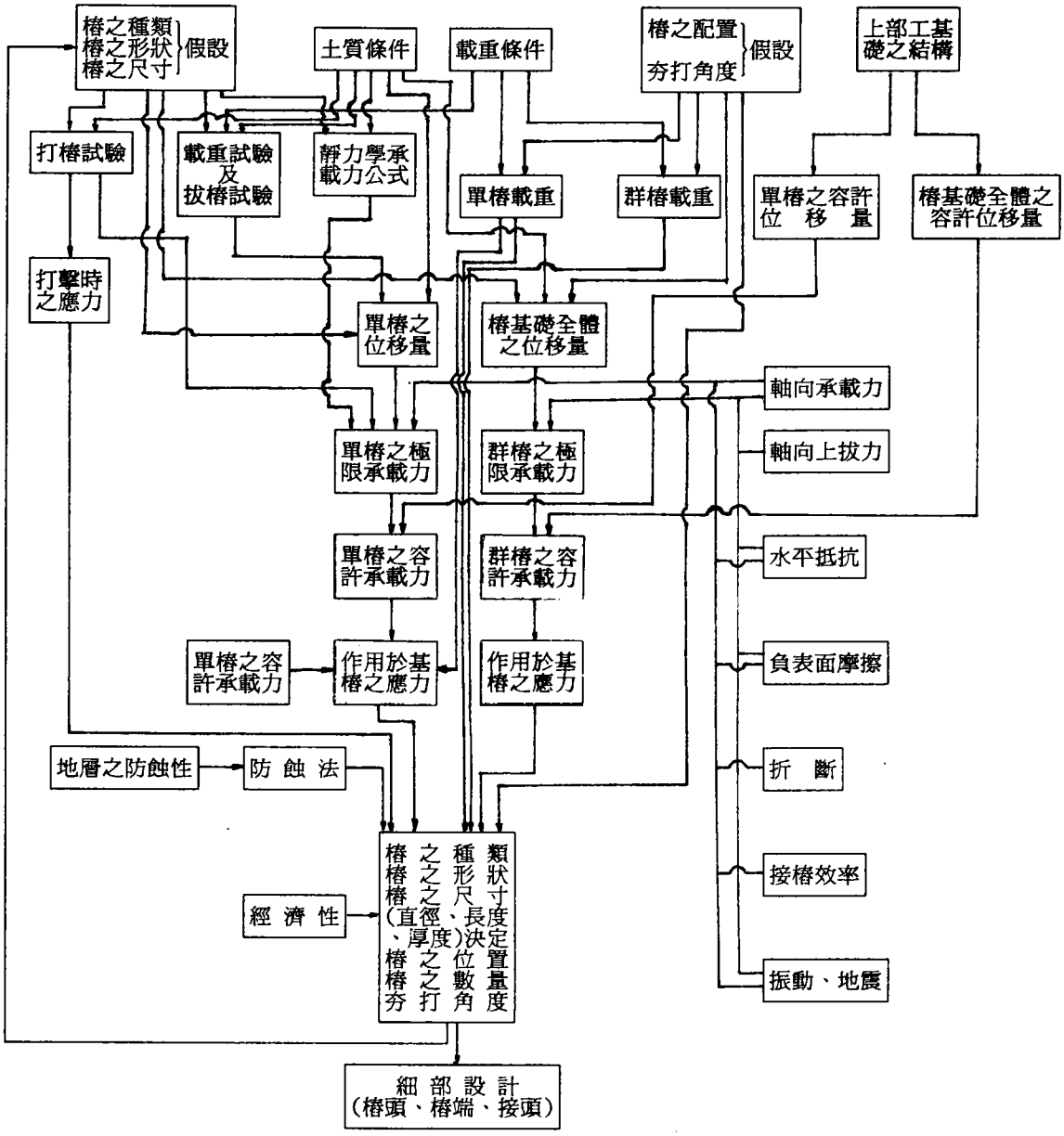
本節所述適用於雙重版樁式結構之碼頭設計。

[說明]

(1)所謂雙重版樁式碼頭，係打設雙排版樁並以拉桿連結後，內填砂土等填充料，建造成擋土牆結構型式之碼頭。

設計雙重版樁式碼頭時，可用鋼版樁圓筒式碼頭與具錨錠設施之版樁式碼頭之設計法設計。因此，對目前頗具實績之設計條件的雙重版樁式碼頭之設計，可採用此慣用的方法設計。

(2)依慣例方法，其設計流程如下。



(2)垂直載重

當施工完工後，由樁所支撐樁頭基座底面即使與地層相接，但隨時間之歷時過程，亦會產生空隙，因此爲安全起見，可不計底面下地層之承載力。即使是摩擦樁，打完樁後，隨著地層擾動之恢復因壓密現象，會產生微幅之地層相對沉陷，此時，亦應作相同之考量。

(3)水平載重

水平載重原則上僅由樁承受，但若樁頭基座能有被動土壓之抵抗時，則亦可考慮此抵抗力。但是由於此被動土壓之計算通常很困難，並與樁之容許側向承載力之樁頭變位量相對應，地層之被動土壓是否可達到極限值很難決定，隨著情況，當達到所求之被動土壓時，基座發生變位的話，樁有可能發生彎矩破壞之危險，因此要考慮被動抵抗時，應充分檢討。

4-4-2 載重分配

在同一基礎上，作用於各樁之垂直載重及水平載重，應儘可能使其能有相同之值再決定樁之配置。

[說明]

(1)載重之均勻分配

在同一基礎上，要使樁之載重相同，意即欲使不同間隔之樁，其種類、形狀、尺寸儘可能相同之意思。此由施工性、經濟性等來考慮係當然之事。再者如作用於樁之載重不同的話，很難使沉陷及變位相同，將產生不均勻沉陷或局部過大應力之結果，對基座之影響亦大，特別是樁之入土深度不同，同一基礎內有支撐樁及摩擦樁的話，對基座之影響很大，因此應避免如此設計，但在很大範圍使用樁基礎，地層之變化複雜時，在打樁施工管理下，樁之入土深度不同那是不得已的，但是此時對承載力最小之樁亦應能確保所要求之安全率。

(2)垂直載重之分配

基樁之材質、形狀相同，配置對稱，外力之合力作用於對稱軸上時，其垂直力之分配可以公式(4-64)求出。

$$F_{vi}=\frac{V}{\Sigma n_i}+\frac{V e X_i}{\Sigma(n_i X_i^2)} \qquad (4\text{-}64)$$

式中

F_{vi}：第i列樁之垂直反力(t)。

e：V距全樁重心之偏心量(m)。(如圖5-4-31)

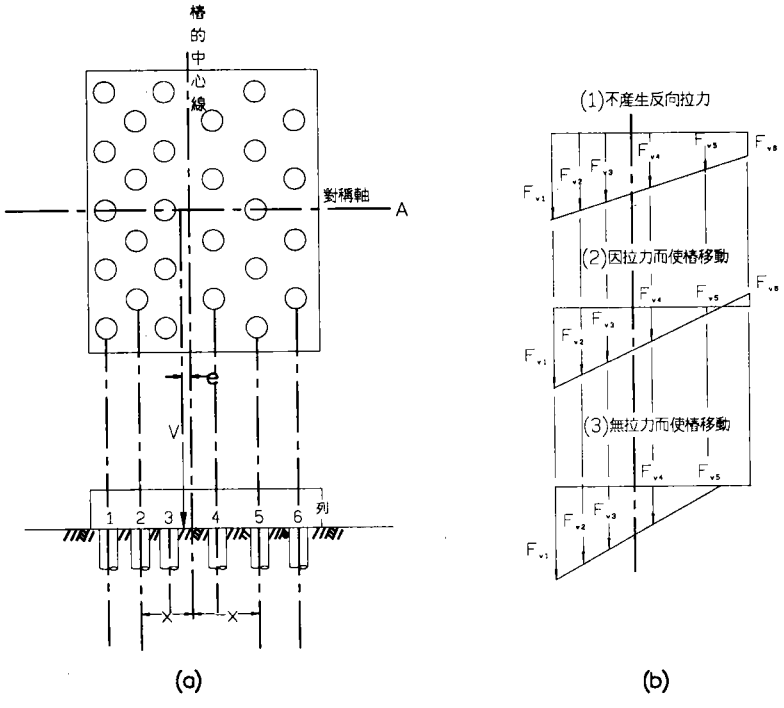


圖5-4-31　垂直載重之分配

V：外力合力之垂直力(t)。

n_i：第i列樁之支數

x_i：由全樁重心至第i列樁之距離(m)。

基礎與樁堅強連結時，依公式(4-64) 所求得之值，作爲壓入及上拔之反力。但兩者未堅固連結時，則應不計F_{vi}爲負值之樁列，求出其餘部份樁之重心，再按公式計算各樁之反力。以此求重心時，而求至被考慮之樁垂直反力爲正值爲止。

(3)水平載重之分配

基樁全長受地層限制均爲垂直樁之基礎時，得依各樁之水平向彈簧常數(產生水平向單位移之水平向力)之比，分配水平力。即:

$$F_{hi}=H\frac{K_{hi}}{\Sigma K_{hi}} \qquad (4\text{-}65)$$

式中

F_{hi}：i號樁之水平反力(kg)。

H： 水平力(kg)。

K_{hi}：i號樁之水平方向彈簧常數(kg/cm_2)。

各樁之形狀、長度、材質及地層條件若相同，則各K_{hi}相等，樁之水平反力可依下式計算：

$$F_{hi}=\frac{H}{n}$$

K_h以實驗決定爲原則，若無試驗數據時，可由下式求之:

鉸接樁頭：$K_h=\frac{E_s}{2\beta}$

固定樁頭：$K_h=\frac{E_s}{\beta}$

式中

E_s：地層之彈性係數(kg/cm^2)($E_s=K_h \cdot B$)。

k_h：地層橫向反力係數(kg/cm^3)。

B：樁之寬度(cm)。

$$\beta=\sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}} \quad (cm^{-1})$$

E：樁之彈性係數(kg/cm^2)。

I：樁之慣性力矩(cm^4)。

n：樁數(支)。

樁頭與基礎不緊密連結時，作用於基礎之水平力僅由受垂直反力之樁承受。但若其值超過各樁之垂向反力與樁頭及基礎底面摩擦係數之乘積時，則過多之水平力則平均分配於其他各樁。反復計算直至各樁不產生過多之水平力爲止，亦即超水平力等於零。K_h係樁頭鉸接情況之值。

4-4-3 樁材之容許應力

樁材之容許應力依表4-7爲準。

表4-7　樁材之容許應力

樁之種類		容許應力	
		種類	大小
木樁		全部	依據「第三篇木材之容許應力」之規定
混凝土樁	利用離心力法製造之預鑄鋼筋混凝土樁	決定軸向承載力之容許壓應力	設計準則規定強度之30%，但必須小於120 kg/cm^2。
		其他	依據「第三篇混凝土之容許應力」之規定。
	利用振動機搗實之普通鋼筋混凝土預鑄樁	決定軸向承載力之容許壓應力	設計準則規定強度之25%，但必須小於70 kg/cm^2。
		其他	「第三篇混凝土之容許應力」規定混凝土容許應力之80%。
	有外模之現場澆置混凝土	容許彎曲壓應力(包括有軸向力同時作用之情形)	設計準則規定強度之25%，但必須小於60 kg/cm^2。
		其他	「第三篇混凝土之容許應力」規定混凝土容許應力之70%。
	無外模之現場澆置混凝土	容許彎曲壓應力(包括有軸向力同時作用之情形)	設計準則強度之20%，但必須小於50kg/cm^2。
		其他	「第三篇混凝土之容許應力」規定混凝土容許應力之50%。
	承受短期載重，或考慮地震時，上列各值可酌提高1.5倍。		
鋼樁		全部	依據「第3篇容許應力」之規定。

4-5 細部設計

4-5-1 施工時之載重檢討

樁之設計不僅考慮完成後之載重，在搬運、豎立、錘擊時之載重均應予檢討。

4-5-2 樁與樁頂連結部之設計

樁與樁頂之連結部，必須考慮各種條件所發生之力而安全設計之。

[說明]

(1)剛接與鉸接

樁頭與樁頂之連結爲剛接或鉸接，因各有優劣，甚難簡單決定。在實際設計時必須依下述兩者之特徵加以判斷。

(a)對垂直載重而言兩者無差異。但需考慮挫屈時，剛接之挫屈長度(Buckling Length)較短，較有利。

(b)同樣承受水平載重時，剛接樁頭之水平位移量遠較鉸接者爲小。

(c)樁頭剛接之樁受水平力時，樁頭產生固定端力矩。

(d)樁頭剛接時，由於上部結構之扭動，樁頭力矩亦產生變化。

(e)力學解析上，鉸接較爲正確。但是樁頭與上部結構成爲完全鉸接結構，在施工上頗爲困難。

(2)樁頭爲剛接時，在設計上應注意事項：

(a)必須爲具有抵抗彎矩、剪應力、軸向力等之設計。

(b)樁頭直接深入樁頂結構時，對壓入力原則上僅以上端之支壓來抵抗，但是，像棧橋之頂版很薄時，則以樁之周圍與混凝土之附著來抵抗。另外，爲使樁頭固結良好，亦有在樁頭用鋼筋等之結合材料。上拔樁時，此結合材必須能充分抵抗上拔力。另外，使用鋼筋混凝土樁時，可將樁頭頂部破壞，使樁內之鋼筋伸入頂蓋中。

(c)樁頭必須有充分長度埋入樁頂版內，且必須注意其與頂版下側鋼筋之關係。隨狀況頂版下側鋼筋有被樁切斷之可能時，必須充分加強。

一般埋入頂版之深度以超過樁之直徑或樁之寬度爲佳。埋入混凝土之樁頭，其側面支壓力之分佈尚不明確，因之尚無適當方法計算正確埋入長度，但如假設支壓力爲直線分佈時，下列計算式可成立，因此提出以供參考。

樁頭埋入頂版長度L如下式:

$$L=\sqrt{\frac{6M_0}{B\sigma_{ca}}} \qquad (4\text{-}66)$$

式中

L ：埋入長度(cm)

M_0：樁頭拘束力矩(kg/cm)

B ：樁之寬度或直徑(cm)

σ_{ca}：樁頂混凝土之支壓強度(kg/cm^2)

由公式(4-66)求出之值較B小時，埋入長度應取較B爲大之值。預力混凝土樁之埋入長度，必須較P.C鋼材拉力所需之握(附)著傳遞長度爲長。

(d)剛結樁頭，樁頭部爲斷面急變部份，應考慮應力集中現象，必須加強以避免樁發生破壞。鋼筋混凝土樁與預力混凝土樁等必須增加軸向鋼筋，同時箍筋或螺筋亦應增加。此外，樁頂亦因樁之關係承受局部支壓力，可能產生拉應力，因此，最好能在樁周圍予以加強。

(3)鉸接樁頭時，在設計上應注意事項：

(a)樁頭部應可自由轉動，因之樁頭埋入頂部長度約爲10～15cm。埋入長度若過長時接近剛結，過短時橫向移動無法固定，鉸接效果無法達到。亦可如圖5-4-32所示用鉸接鋼筋埋入基礎版內40d以上，作爲錨定筋傳遞拉力。

(b)樁頭爲柱端時，有破損之慮，必須加強。

(c)結合部如非完全鉸接，發生於樁頭固定端之彎矩，必須加以考慮。

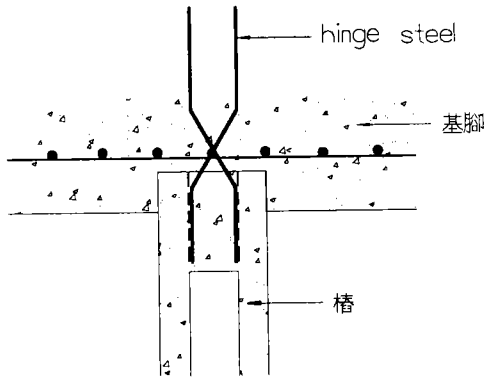


圖5-4-32　鉸接樁頭

(4)樁之種類及結合構造

(a)鋼樁

鋼管樁頂混凝土最好能貫入鋼管內相當深度，因此除使用吊型模板外，亦有於管內中空部填入良質砂，其上再填入混凝土者。樁頭受彎矩作用時，依公式求埋入深度。

在軸向壓力作用下，若承壓面積不足時，需於樁頭焊接平板，以加大承壓面積，平板可附肋加強或不附肋，其應力可由公式(4-67)至公式(4-72)計算。

鋼管樁(無肋)　板之應力 $\sigma_{max}=\frac{99}{320}q(\frac{D}{t})^2$　(4-67)

鋼管樁(附十字肋)　板之應力 $\sigma_{max}=0.0605q(\frac{D}{t})^2$　(4-68)

肋之應力 $\sigma_{max}=\frac{\pi qD^3(h+\frac{t}{2})}{96(\frac{th^3}{3}+t^4)}$　(4-69)

鋼管樁(附# 形肋)　板之應力 $\sigma_{max}=0.342q(\frac{D}{t})^2$　(4-70)

肋之應力 $\sigma_{max}=\frac{7qD^3(h+\frac{t}{2})}{324\ (\frac{th^3}{3}+t^4)}$　(4-71)

H型鋼樁(無肢)　板之應力 $\sigma_{max}=0.48q(\frac{B}{t})^2$　(4-72)

式中

q：板所承受之均佈載重(kg/cm²)。

t：板及肋之厚度(cm)。

D：鋼管樁之直徑(cm)。

B：H型鋼樁之寬度及高度(cm)(假設高度與寬度相等)。

h：肋之高度(cm)。

σ_{max}：最大彎曲應力(kg/cm²)。

此外，由壓力產生之樁頂混凝土彎應力，斜拉應力，貫穿剪應力(Punching Shear)等必須檢討。

根據日本阪靜雄博士之實驗，可得表4-8之結果。

表4-8

混凝土壓縮應力σc (kg/cm²)	混凝土拉應力σt (kg/cm²)	混凝土貫穿剪應力τ (kg/cm²)	$\frac{\tau}{\sigma t}$
114.3	10.7	27.3	2.50
176.9	13.4	35.8	2.67
227.8	17.2	40.3	2.34
297.6	17.9	46.6	2.60

另日本建設省土木研究所實驗結果得下式:

$$\frac{\tau}{\sigma c}=0.252-0.000246\sigma c$$

上式表示貫穿應力爲拉應力之5.2倍，設混凝土之長期及短期容許拉應力各爲$1/30F_c$與$1/15F_c$(F_c爲28天試體抗壓強度)，即貫穿應力f_p

$$\text{長期}\quad f_p=\frac{1}{12}Fc$$

$$\text{短期}\quad f_p=\frac{1}{6}Fc$$

其計算式如下：

$$P=4df_p$$

式中

P：樁載重(kg)。

ϕ：樁頭平板之周長(cm)。

d：樁頭頂版之厚度(cm)。

f_p：混凝土之容許貫穿應力(kg/cm²)。

以上計算係根據圖5-4-33(a)計算者，另有根據圖5-4-33(b)計算如下：

$$P=(\phi+2\pi d)\frac{7}{8}df_s$$

式中

f_s：混凝土之容許剪應力(kg/cm²)。

ϕ：樁頭平板之周長(cm)。

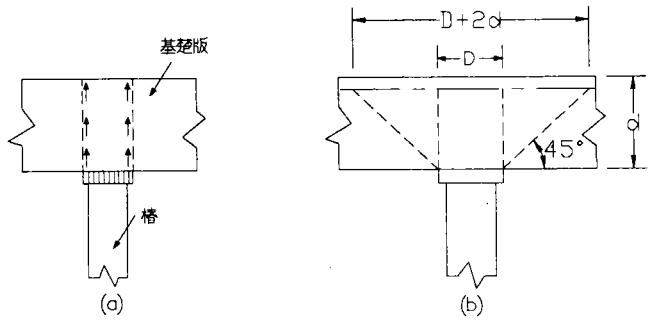


圖5-4-33　貫穿應力承受斷面圖

使用一般剪應力之數值，檢算安全。

拉力由樁與樁頂版之附著力抵抗，或樁頭用鋼筋焊接加以承受，鋼筋之斷面、固定長度、焊接長度等要能充份傳達應力。鋼筋之抗拉力由樁之軸向分力作用，因之鋼筋與樁軸所成角度愈小愈好。水平力作用時，對剪應力檢討樁側面與混凝土之承壓情況，鋼樁之剪應力不加檢討，仍很安全，最邊端之樁其樁頭側面之混凝土之承壓狀況需加以檢討。

(b)木樁

樁頭受彎矩時，依前所述方法求埋入長度。但利用公式(4-67)時，σ_{ca}代以木樁之容許支壓強制(與纖維向直角)加以檢討。軸向壓力應就混凝土及木樁兩方面之承壓強度加以檢討。受軸向張力作用時，木樁需要附加鋼筋抵抗。受軸向壓力或水平力時，樁頂版混凝土應力，作(a)同樣方法檢討。

水平力作用時，剪應力需檢討樁之應力及混凝土之承壓強度。

(c)鋼筋混凝土樁

樁頭受彎曲力矩情況，依前所述方法求埋入長度。

抵抗軸向拉力時，將樁頭鑿除，使樁之鋼筋伸入樁頂基礎適當深度。

受軸向壓力或水平力時，樁頂版混凝土應力，用(a)同樣之方法檢討。

關於剪力，必須檢討樁頭側面及混凝土之支壓狀況。

(d)預力混凝土樁

結合方法有剛結與鉸結兩種，但在實際施工時，完全剛結或鉸結並不容易達到。因此有時考慮基礎之尺寸及設計條件等，採用半剛結方法。

(i)剛結與鉸結之特點：

甲、需考慮挫屈(Buckling) 時，剛結者較有利，因挫屈長較短，但一般垂直向載重時，兩者並無差異。

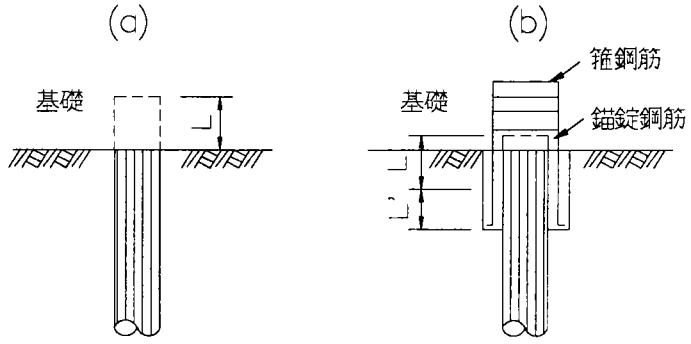
乙、水平位移，剛結者比鉸結者小50%。因此如橋座及其他，水平移位受限制，由變位量反求樁數時使用剛結者較有利。

丙、同樣受與樁軸直角方向力(水平力) 時，樁本身所生之最大彎矩，剛結頭部發生之拘束力矩爲鉸接地中部最大力矩之1.6倍。但發生力矩之範圍(長度)固結者較小(短)。

(ii)設計剛結注意事項

甲、使樁頭與頂版成爲一體，抵抗一切彎矩、剪力及軸向力。

乙、鑿除樁頭，使樁與頂版剛結，應如圖5-4-34(a) ，樁頭應埋入使預力有效發揮(作用)之長度，如圖5-4-34(b)四周用鋼筋混凝土圍繞。



L:預力有效作用所需之鋼筋長

L':鋼筋混凝土構材(樁)必要鋼筋附著長

圖5-4-34　預拉法PC樁頭剛結法

一般PC鋼線應力作用長度在樁頭暫定50d ，即鑿除樁頭使其附近之預力減低，表示該處附近已不爲PC樁(如同預鑄鋼筋混凝土樁)，施工時應盡量不鑿除，剛結接頭補強如圖5-4-35。

丙、軸向壓力(載重)應由樁頭支承，埋在頂版內頭部四周之摩擦力，不能計入。因爲連續作用軸力及力矩，摩擦力大量減少。

丁、發生軸向上拔力時，鋼筋配量應足夠，粘著長度應足夠。

(iii)設計鉸結注意事項：

甲、樁頭應能充分承受軸向力及剪力，且能轉動以免承受力矩，埋入頂版

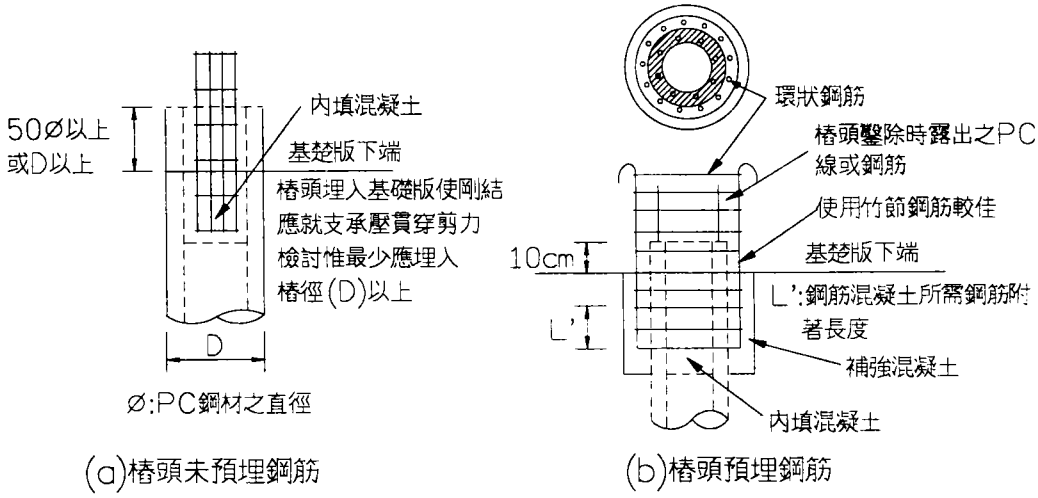


圖5-4-35　剛結樁頭

深度約爲10公分。太長變成剛結，太短無法承受剪力。

乙、對軸向力之考慮與剛結相同。

樁頭與頂版連結處，爲PC樁之缺點所在，一般若須鑿除樁頭，在即製造過程中，頭部應先埋設充分之鋼筋，施工中將其鑿除，使與頂版結合較爲安全，適用下列場合：

常時彎矩及上拔力不作用，爲較次要結構時。

軸垂向力或彎矩，由結構物下部埋入部份抵抗(如箱涵)，錨座或支柱(Strut)等材料支撐者，樁頭埋入長約爲10公分。

4-5-3 接頭

1. 接頭強度需在接頭位置之設計應力以上，且必須爲樁體極限強度之75%以上。
2. 接頭之位置需使斷面有餘裕，且設於受腐蝕影響較少之處。

[說明]

(1)接頭強度

結構物完成後，接頭作用力可能遠較樁之極限強度爲小。但爲考慮樁頭安全承受施工時之錘擊應力與將來載重之增加及斷面意外應力等，接頭強度必須達樁體之極限強度75%以上。

(2)接頭之位置

接頭施工必須與現場作業同時進行，因此與工場製造不同，其施工管理較差。因此接頭之設計與樁體之設計不同，必須慎重。

決定接頭之位置時，必須考慮彎曲、剪力、壓力及張力。若接頭結構抵抗之彎曲能力較弱時，採取彎矩較小之處。抵抗剪力較弱時，採取剪力較小之處。

接頭之位置須在腐蝕之影響較小地點，避免在水位變動與反覆乾濕變化之處。

此外，由接頭位置可決定每支連接樁之樁長，可將輸送及施工設備、作業空間等因素加以考慮。在條件許可下儘量減少接頭數，並使用較長之樁較爲有利。目前之搬運條件，其最大樁長在公路運送爲13m，鐵路運送爲20m。

(3)鋼樁之接頭

鋼樁接頭以電弧焊接最爲確實，費用亦較其他方法爲低，但最近有用乙炔壓接及其他新工法，在充分試驗與核算後其他方法亦可使用。另有使用輔助板以螺栓及鉚釘接合者，但施工精度不易提高，並不常用。焊接之設計參考第三篇焊接及JisA5525鋼管樁與AWS等之規定。

(4)鋼管樁之接頭

鋼管樁之接頭原則上以現場圓周焊接，接頭之形狀依JIS A5525之規定。

(5)H型鋼樁接頭

H型鋼樁之接頭在原則上有如下之兩種焊接方法:(a)樁本體之對接。(b)利用加強版之搭接。

樁本體之對接如圖5-4-36，下樁上端爲與樁軸成直角之平面，上樁下端之焊面(Rootface)S爲2.4mm 以下，切角爲50°以上，可爲單方向或二方向，而以V形及K形之對接焊接。

利用加強板之搭接現場接頭構成之上下樁端面爲與樁軸成直角之平面，接頭強度不加算樁端面接觸應力傳遞，而由填加板及搭接焊接強度計算。(圖5-4-37)

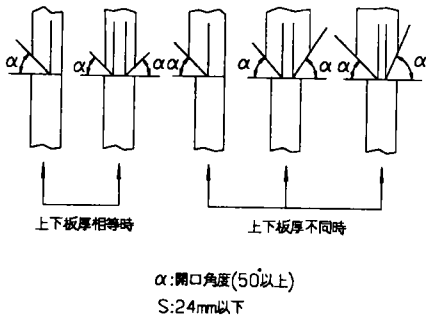


圖5-4-36　H型鋼樁之對接例

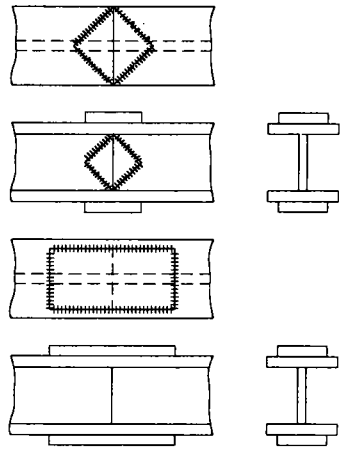


圖5-4-37　利用加強版之搭接

(6)上下樁厚度相異之情況

接頭部上下樁厚度相異時，若其差在4mm以下，板之長度方向不需作傾斜狀。

(7)木樁之接頭

木樁之接頭，如受水平力或拉力作用時最好不用。

(8)鋼筋混凝土樁及預力混凝土樁之接頭

受水平力或拉拔力作用之結構物，若使用鋼筋混凝土樁或預力混凝土樁時，應選用可信賴之接頭結構。

4-5-4 樁之尖端

樁之尖端結構視地質條件及施工方法而定。

[說明]

(1)概要

樁端之作用是將樁之軸向力確實傳達於承載層，可保護預鑄樁受錘擊，使之容易打入地層。

(2)鋼樁之尖端

(a)尖端開放樁及尖端閉合樁兩者比較如下：

(i)基礎底面之承載力以尖端閉合樁較爲確實。

(ii)尖端開放樁有較大之貫穿地層能力。

(iii)尖端閉合樁於軟弱地盤錘擊時，樁有上浮現象。

(iv)尖端開放樁有較大之施工效率。

(v)尖端開放樁有較大之錘擊精確度。

(vi)尖端開放樁對地盤之振動及土壤之排除較小，因之對鄰近結構物之損害較少。

(vii)尖端閉合鋼管樁因內部中空，於錘擊中及錘擊後受強大之土壓，半徑方向可能發生挫屈。

(b)尖端閉合方法：

尖端閉合一般係利用鋼材。有當錘打入後，將樁內部之土壤排除，再用混凝土封閉者，在打入前，樁端用平鋼板或樁靴封閉。

(c)樁尖之補強：

一般多使用原來尖端，但若貫入硬砂層或礫石層時需加以補強。

(3)木樁之尖端

木樁之尖端通常切成三面形或四面形，使錘擊時之抵抗減小，打入礫石或卵石混合之地層時，亦可保護尖端而附以樁靴。

(4)預鑄鋼筋混凝土樁及預力混凝土樁之尖端有如下列各種類：

(a)標準型

一般地質所使用之樁尖端均爲標準型(圖5-4-38)，尖端之長度爲樁直徑之1.2～1.5倍，較堅硬之地盤約爲1.5倍。

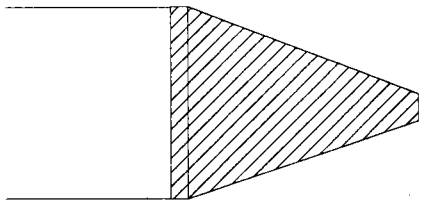


圖5-4-38 標準型

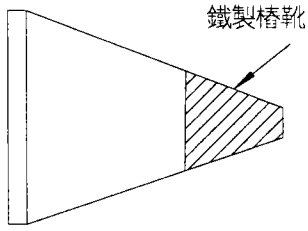


圖5-4-39 樁尖全部爲鋼製樁靴

(b)全部用鋼板做成樁靴

使用於礫、砂、泥岩等堅硬地層，鋼板之厚度約爲1.2～2.0mm。(參閱圖5-4-39)。

(c)其他

計有開放型、平頭型、龜頭型、噴嘴用尖端等，大多爲專利用品。

4-5-5 鋼樁

[1]鋼樁之特性

(1)材質均勻，可大量生產，可靠性大，檢驗容易。

(2)承載力大，且可打入堅硬地層。

(3)可抵抗大水平力，因材料可承受壓力及拉力，抵抗彎曲能力強。

(4)可靠性高，現場焊接確實，可按長樁施工。

(5)搬運、吊運、施工均易，水上運送可兩端加蓋後浮於水上，便於海上拖運。

(6)因均質，應力容易測定，較易瞭解承載力。

(7)施工速度快速，不需要大型施工設備，可縮短工期。

[2]鋼樁之厚度

鋼樁各部之厚度，除強度所需厚度外，需加上腐蝕之餘裕厚度。施工時樁所受之各種應力，需使全斷面均有效。

腐蝕量參考第三篇鋼鐵材料決定。

[3]鋼管樁之半徑方向挫屈(Bucking)

尖端閉合或尖端開放之鋼管樁，其內部澆置混凝土時，須先將內部之砂土排除，由於作用於側壁之土壓及水壓，可能使樁發生半徑方向之挫屈，因之必須加以檢討。

鋼管承受同樣之外壓時，發生挫屈之外壓用公式(4-73)表示。

$$P_k=\frac{E}{4(1-V^2)}\left(\frac{t}{r}\right)^3 \qquad (4\text{-}73)$$

式中

P_k: 發生挫屈之外壓(t/m^2)。

E: 鋼材之楊氏係數 $E=2.1\times10^5 t/m^3$。

V: 鋼材之波松比(Poison Ratio), V=0.3。

t: 圓筒之厚度(mm)。

r: 圓筒之半徑(mm)。

4-5-6 木樁

木樁之全長最好均在地下水位以下。

[說明]

木樁使用於水中壽命較長，露出水面部份由於乾濕交互作用，將會急速腐蝕。在地下水位有變化之處，最好不使木樁樁頂超出最低地下水位。

4-5-7 預鑄鋼筋混凝土樁之細部設計

離心力鋼筋混凝土樁之細部設計，依CNS 2602 A68離心力鋼筋混凝土基樁，其他鋼筋混凝土樁依混凝土標準規範書規定設計。預力混凝土樁依預力混凝土設計施工準則及混凝土標準規範書設計。

[說明]

CNS 之規定，在搬運時僅考慮自重所引起之靜應力，而未考慮衝擊應力及動應力，故依現場條件、樁徑、鋼筋量等應酌予增加，必須使之具有較大之抗彎強度。使用振動器搗實之一般預鑄混凝土樁，最好參考CNS規定，決定其結構。

4-5-8 場鑄混凝土樁

[1]結構細節

場鑄混凝土樁之結構細節，依混凝土及混凝土標準規範書之規定設計。

[2]樁之斷面

樁之最小尺寸爲25cm，但無筋混凝土樁之最小尺寸可爲樁長之1/20 以上。樁之斷面計算必須考慮施工條件。

[說明]

(1)考慮混凝土之施工技術，其最小尺寸爲25cm。

(2)施工條件：

場鑄混凝土樁之施工，目前有如下之施工法：

(a)挖掘後灌入混凝土樁之施工法如 Benoto、Calweld、Willams-digger、Hochs-trasser、ICOS，反循環等工法。

(b)先打入套管再灌注混凝土之施工法如 Pedestal樁等。

(c)其他特殊工法，如 CIP(Cast-in-Place-Pile)，MIP(Mixed-in-Place-Pile)，PIP(Packed-in-Place-Pile)等。

施工條件必須充分檢討，決定樁之斷面。如場鑄製混凝土施工中，孔壁保護不充分時由於鄰樁之施工，已經澆置之混凝土樁徑可能局部減小，四周土壤可能混入混凝土中，因此其樁徑設計時需留有餘裕。

4-5-9 樁間距及端距

1. 依據日本建築學會建築基礎結構設計規則：

(1)木樁之間距爲樁頭直徑之2.5倍以上，且應在60公分以上。

(2)預鑄鋼筋混凝土樁之間距爲樁頭直徑之2.5倍以上，且應爲75公分以上。

(3)場鑄混凝土樁之間距爲樁頭直徑之2.5倍以上，且應爲90公分以上。

(4)鋼樁之間距爲樁頭之2.5倍，且應爲90公分以上。

(5)接樁及組合樁，應依據各自之規定。

2. 美國Boston市建築法規：

(1)木樁間距爲樁頭直徑之2.5倍以上。

(2)預鑄混凝土樁之最小間距爲樁頭斷面積平方根之2.5倍。

(3)場鑄混凝土樁之間距爲外套長中心點或打設管樁外徑之2.5倍。

(4)場鑄壓實樁間距應爲135公分。

(5)組合樁間距，依照組合樁各樁中取較大者之間矩。

3. 基樁之間距另可參考下列兩表決定。

表 4-9

基椿種類	最小間距
(1)端支撐椿	2～2.5d或75cm
(2)端支撐椿	2d或60cm
(3)摩擦椿	3～5d或105cm

表4-10

基椿種類	最小間距
(1)岩石層之端支撐椿	2.5d
(2)貫入軟粘土打入砂層之端支撐椿	2.5d
(3)貫入壓縮性土壤層，打入密實砂層之端支撐椿	3d
(4)鬆砂層之摩擦椿	3d
(5)硬實粘土層之端支撐椿	3～3.5d
(6)軟粘土層摩擦椿	3～3.5d

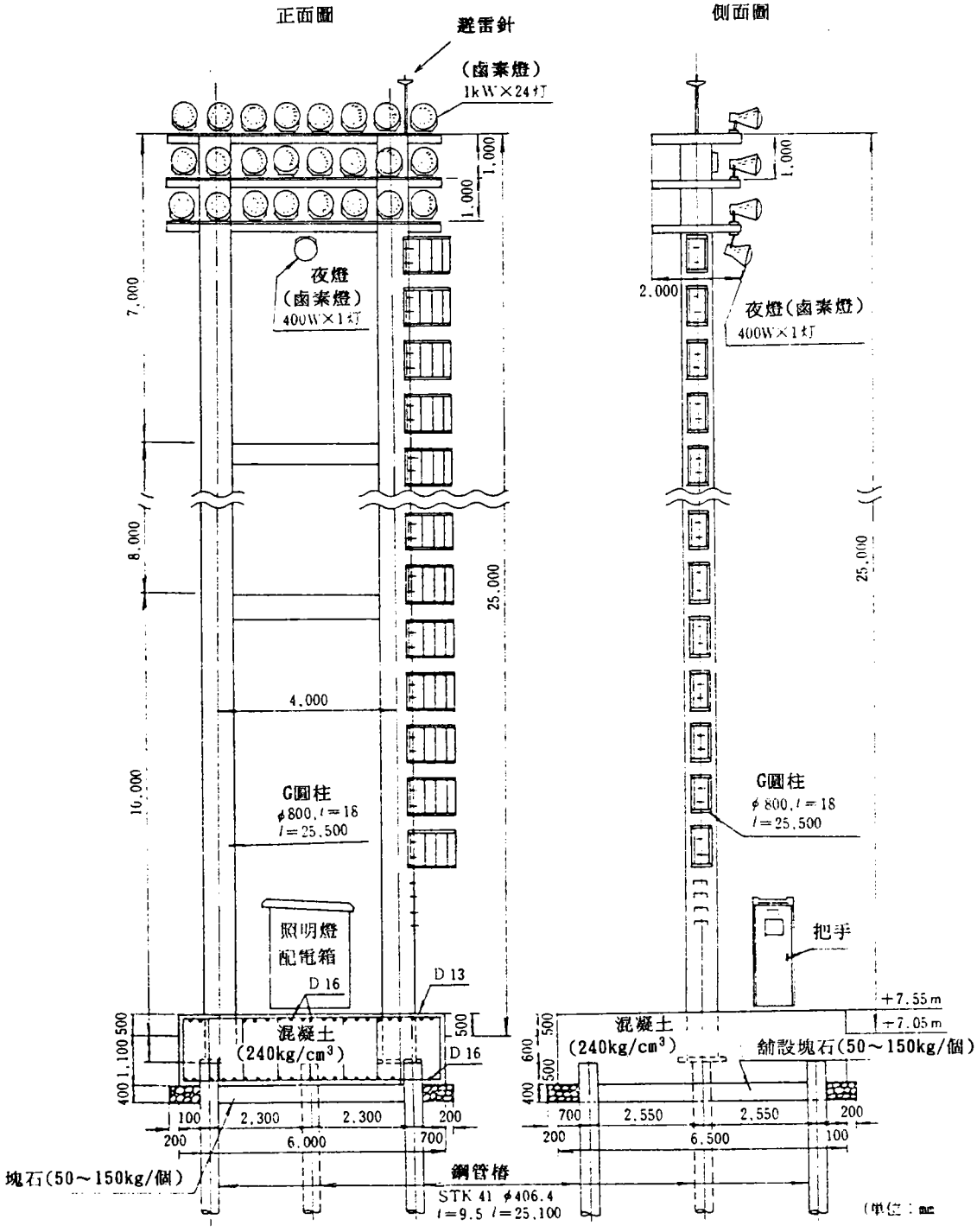


圖8-19-21　從高處照明方法之實例(名古屋港貨櫃碼頭)

(iii)堆貨場之照明方法

所需照明之地點在堆貨場建築物之附近時，可利用建築物之屋簷或側面牆壁上安裝照明器具供作照明的方法。此法不需電桿或鐵塔等，且又經濟，可在廣闊之範圍使用多數的器具來照明，又因照明器具的保養較容易，故爲岸肩最適宜之照明方法。

(iv)懸掛之照明方法

作用於地面水平向集中載重與作用於地層中一點垂向及水平向集中載重所引起之土壤內應力另有解析的方法。

(3)由線載重所引起之土壤內應力

地面承受每單位長度載重q 之無限長垂向線載重時，地面下深度Z(m)點之垂向土壤內應力(σ_z)(t/m²)，以公式(5-2)計算之。

$$\sigma_z=\frac{q}{z}\ I\sigma \qquad (5\text{-}2)$$

圖5-5-2 所示爲線載重所引起垂向土壤內應力之影響值($I\sigma$)。此外，尚有Froilch 應力公式，以及求平行地面線載重所引起之土壤內應力解析方法。

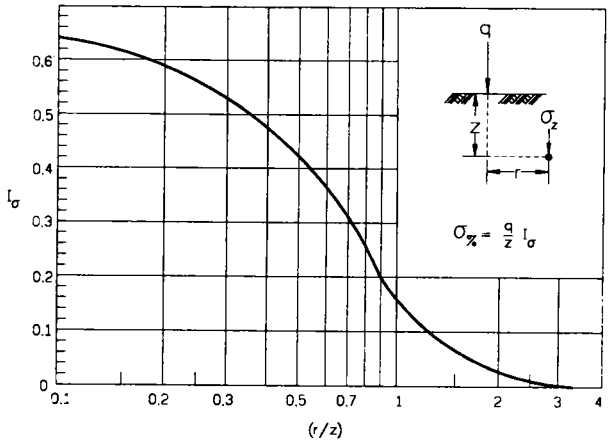


圖5-5-2 線載重引起之土壤內應力影響值

(4)由帶狀載重所引起之土壤內應力

(a)均佈帶狀載重

載重強度q(t/m²)，寬度B(m)之均佈帶狀載重所引起之土壤內應力，如圖5-5-3(a)所示，可以公式(5-3)計算之。

$$\left.\begin{aligned}\sigma_z&=\frac{q}{\pi}\{\alpha+\sin\alpha\ \cos(\alpha+2\delta)\}\\ \sigma_x&=\frac{q}{\pi}\{\alpha-\sin\alpha\ \cos(\alpha+2\delta)\}\\ \tau_{xz}&=\frac{q}{\pi}\sin\alpha\ \sin(\alpha+2\delta)\end{aligned}\right\}\quad(5\text{-}3)$$

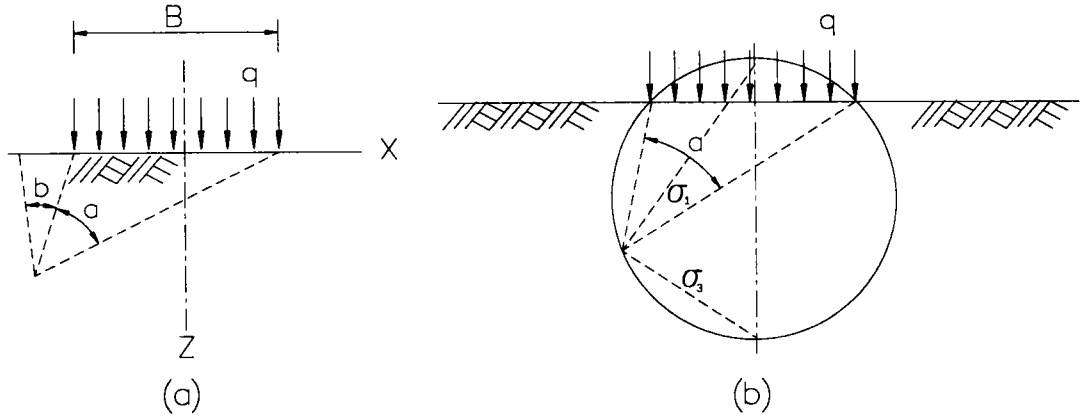


圖5-5-3 均佈帶狀載重引起之土壤內應力

主應力之作用方向如圖5-5-3(b)所示，其大小以公式(5-4)計算之。

$$\sigma_1=\frac{q}{\pi}(\alpha+\sin\alpha)$$

$$\sigma_3=\frac{q}{\pi}(\alpha-\sin\alpha)$$

(5-4)

以公式(5-3)及公式(5-4)計算內應力，均與波松比(Poissons ratio)無關。α、β之角度以弧度(Radian)爲單位。

由公式(5-3)第一式所得垂直方向土壤內應內(σ_z)等值點之連線，稱爲球狀等應力線(Pressure bulb)，如圖5-5-4之曲線所示，爲內應力(σ_z)與載重(q)之比，球狀等應力線可供地質探測深度決定之參考。

$$\sigma_z=q\,I\sigma \qquad (5\text{-}5)$$

式中

$I\sigma$爲Z/B，X/B之函數

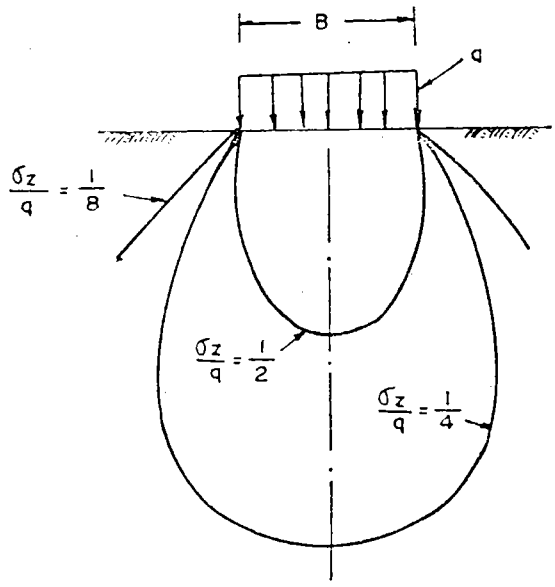


圖5-5-4　球狀等應力線

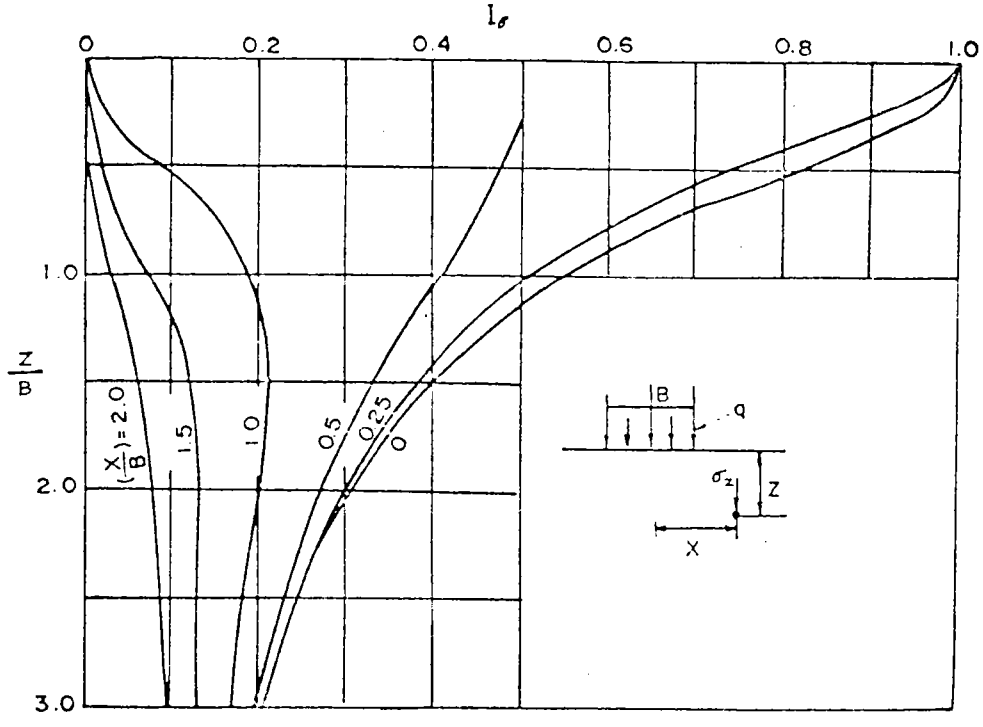


圖5-5-5　均佈帶狀載重引起土壤內應力之影響值

以上所述係按彈性理論所定應力公式，若均佈帶狀載重所引起之土壤內應力，依據應力爲直線分佈之假定計算，有波士頓法則 (Boston Code method)

及修正Kogler法等二種。

波士頓法則係假定地面所承受之垂直方向載重，以α角($\alpha \geq 30°$) 向下分散，而均勻分佈於計算面，如圖5-5-6(a)強度(q_0)(t/m²)、寬度B(m)之均佈帶狀載重，傳佈於深度(Z)(m) 面之垂直方向土壤內應力(q_z)(t/m²)，以公式(5-6)計算之。

$$\left.\begin{aligned} &\alpha \geq 30° \\ &q_z = \frac{q_0}{1+2\left(\frac{Z}{B}\right)\tan\alpha} \\ &\alpha = 30° \\ &q_z = \frac{q_0}{1+1.15\left(\frac{Z}{B}\right)} \end{aligned}\right\} \quad (5\text{-}6)$$

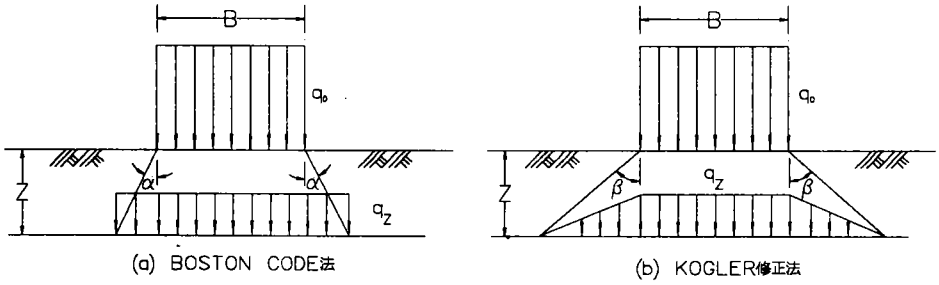


圖5-5-6　直線狀應力分佈

修正Kogler法係針對波士頓法則法，考慮土壤內應力於重合時有不等之矛盾情形所建議者。如圖5-5-6(b)所示，假定載重之分散角度β較大(一般爲55°)，且土壤內應力爲梯形分佈，則載重作用線下深度Z(m) 面之垂直方向土壤內應力(q_z)，以公式(5-7)計算之。

$$\left.\begin{aligned} &q_z = \frac{q_0}{1+\left(\frac{Z}{B}\right)\tan\beta} \\ &(\beta = 55°\text{時}) \\ &q_z = \frac{q_0}{1+1.428\left(\frac{Z}{B}\right)} \end{aligned}\right\} \quad (5\text{-}7)$$

以波士頓法則及修正Kogler法所求得之q_z/q_0比值，見圖5-5-7。

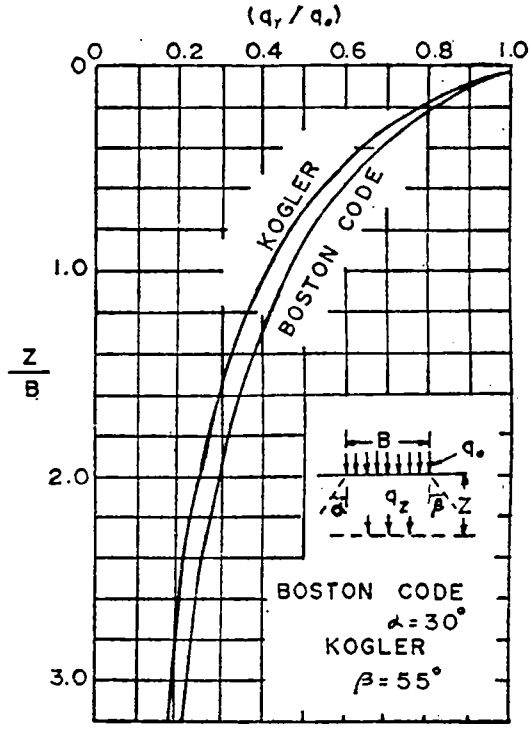


圖5-5-7 均佈帶狀載重引起之地層內應力

(b)梯形載重

Osterberg氏應用如圖5-5-8(a)所示三角形載重，以代數重合方式，求如圖5-5-8(b)所示梯形載重所引起之垂直方向土壤內應力之影響值(Iσ)，如圖5-5-9 所示。

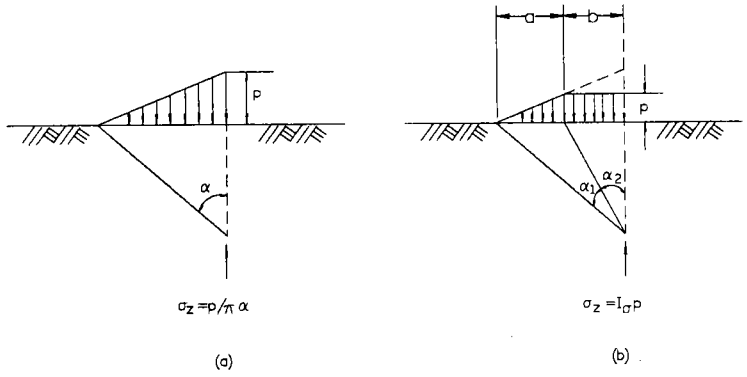


圖5-5-8　三角形載重合成之梯形載重

由圖5-5-9 之影響值所求得之土壤內應力(σ_z)，位於無限連續梯形體法線直角方向之一垂直方向斷面內。因之，如擋土牆等，於考慮垂直方向面之單側有梯形體之情況，可取圖5-5-9 之影響值二分之一，一般帶形載重亦適用。

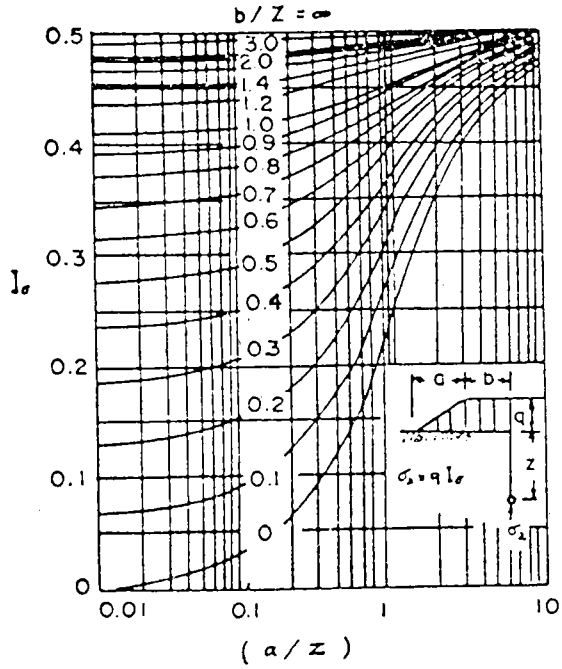


圖5-5-9　梯形載重引起之土壤內應力影響值

(5)由面載重所引起之土壤內應力

作用於地面圓形或長方形有限區域內之載重，稱爲面載重。由均佈面載重所產生之土壤內應力之解析法，說明於下；

(a)均佈圓形載重

半徑R之圓形面上承受均佈載重q，垂直方向土壤內應力，以$\sigma_z=qI\sigma$，其影響值(Iσ)如圖5-5-10所示。

(b)均佈長方形載重

(i)長方形分割法

邊長B(m)及L(m)之長方形面承受均佈載重q(t/m^2)，長方形之隅角下，深度Z(m)點之垂直方向地層內應力$\sigma_z=qI\sigma(t/m^2)$，其影響值(Iσ)如圖5-5-11 所示，m=(B/Z)，n=(L/Z)，均爲無因次數，可以相互交換。

長方形面隅角外各點下方之土壤內，如圖5-5-12(a)點N之應力應爲：

$$\sigma_z=q(I\sigma_1+I\sigma_2+I\sigma_3+I\sigma_4)$$

又如圖5-5-12(b)點N' 之應力應爲：

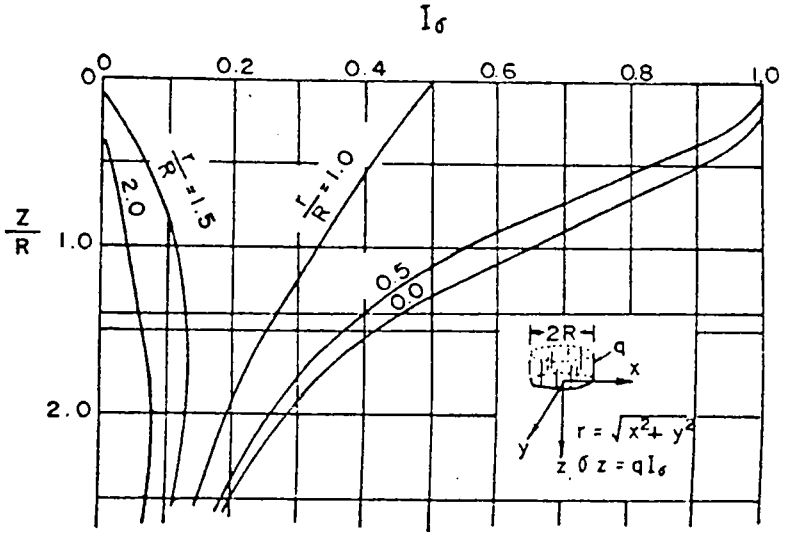


圖5-5-10　均佈圓形載重引起之內應力影響值

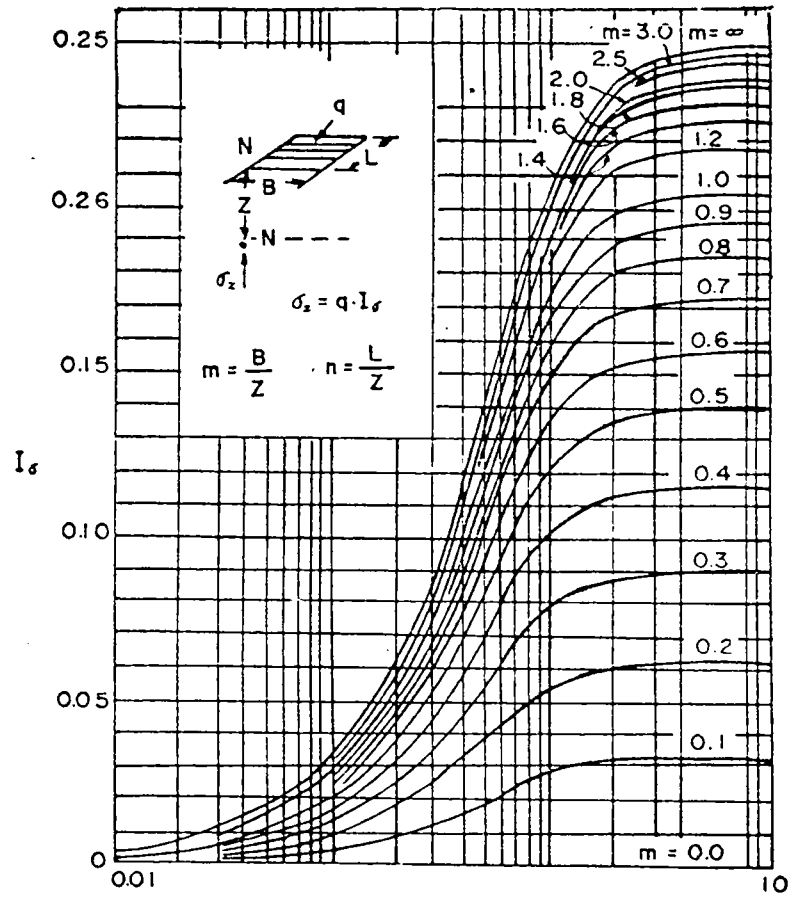


圖5-5-11　均佈長方形載重引起垂直方向土壤內應力之影響值

$\sigma_z=q(I\sigma_1-I\sigma_2-I\sigma_3-I\sigma_4)$

$I\sigma_1, I\sigma_2, \ldots\ldots$是分別利用$(B_1, L_1)$，$(B_2, L_2)$，....，由圖5-5-11求得之各影響值$(I\sigma)$，在面載重下，擬求土壤內應力之深度，若載重面積比較大至某種程度時，與以集中載重所求得之應力值無甚差異。邊長B(m)矩形區域，承受強度$q(t/m^2)$均佈載重，該正方形中心下深度Z之垂直方向土壤內應力，若Z/B>3，在實用上可認爲與承受$B^2q(t)$ 集中載重之垂直方向土壤內應力相等。

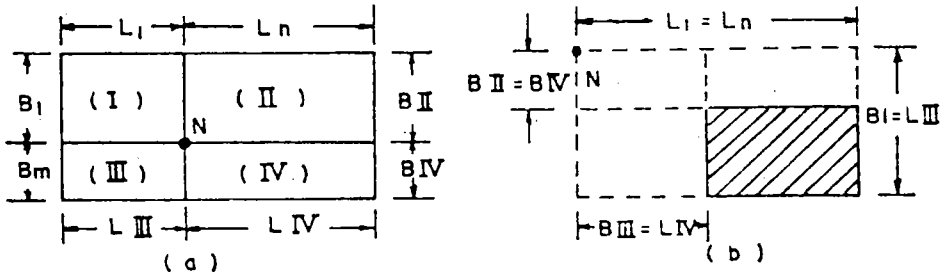


圖5-5-12　長方形分割法之例

(ii)影響圓法

圖5-5-13所示之Newmark影響圓，全平面由同心圓輻射線群分割成兩百個小面積，稱爲影響面(influence area)，1/200=0.005稱爲影響值，地面上承受均佈載重q，載重面積範圍內每一影響圓，其土壤內應力σ_z等於0.005 q。

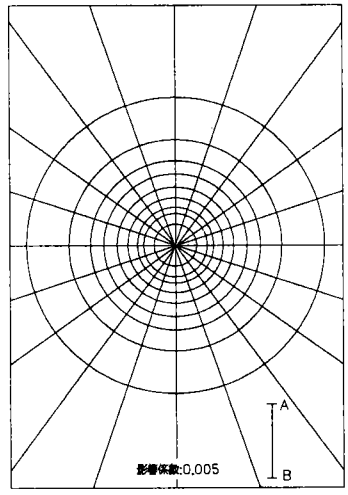


圖5-5-13　Newmark影響圓

地面上任意載重面承受均佈載重q，利用影響圓計算載重面內或外任意點(N點)下方深度Z之土壤內應力(σ_z)之步驟如下:

甲、以深度Z等於圖5-5-13所示基準線AB長度之比例尺，繪載重面於描圖紙上。

乙、將描圖紙重疊於圖5-5-13之上，以N點與影響面中心相合。

丙、計數描圖紙上載重面範圍內所包含之影響面數n。

丁、垂直方向土壤內應力$\sigma_z=nx0.005q$。

應用影響圓求土壤內應力，因載重之比例尺隨深度之不同而變，求不同深度各點之土壤內應力，載重面須重繪爲其缺點，但求距載重面甚遠點之地層內應力，或載重面不易分割成長方形面時，採用影響圓法較採用長方形分割法便利。

(iii)應力直線分佈法

應用應力直線分佈之假定，如前所述，可概略算出長方形載重面下土壤內應力。若邊長B及L長方形面承受強度q_0(t/m) 之均佈載重，載重面下方深度Z點之垂直方向土壤內應力(q_z(t/m^2)，可由公式(5-8)計算之。

Boston Code法：

$$q_z=q_0\frac{BL}{BL+2Z(B+L)\tan\alpha+4Z^2\tan^2\alpha}$$

$$\alpha=30°$$

$$q_z=q_0\frac{BL}{BL+1.155(B+L)Z+1.334Z^2}$$

修正Kögler：

$$q_z=q_0\frac{BL}{BL+Z(B+L)\tan\beta+\frac{4}{3}Z^2\tan^2\beta}$$

$$\beta=55°$$

$$q_z=q_0\frac{BL}{BL+1.428(B+L)Z+2.719Z^2}$$

(5-8)

(6)接觸壓力(contact pressure)

以上所述土壤內應力計算問題，均假定載重面具有充分柔性，對地面之沉陷不發生任何阻礙，但實際上，除厚度遠小於載重面大小之極薄填土外，此項假定與實際情況不符。

半無限彈性體表面承受彈性連續或圓形基礎版依據Borowicka 理論接觸壓力之分佈，如圖5-5-14所示，隨基礎版與地層土壤之相對勁度而變化。基礎版與土壤之相對勁度(K)由公式(5-9)決定之。

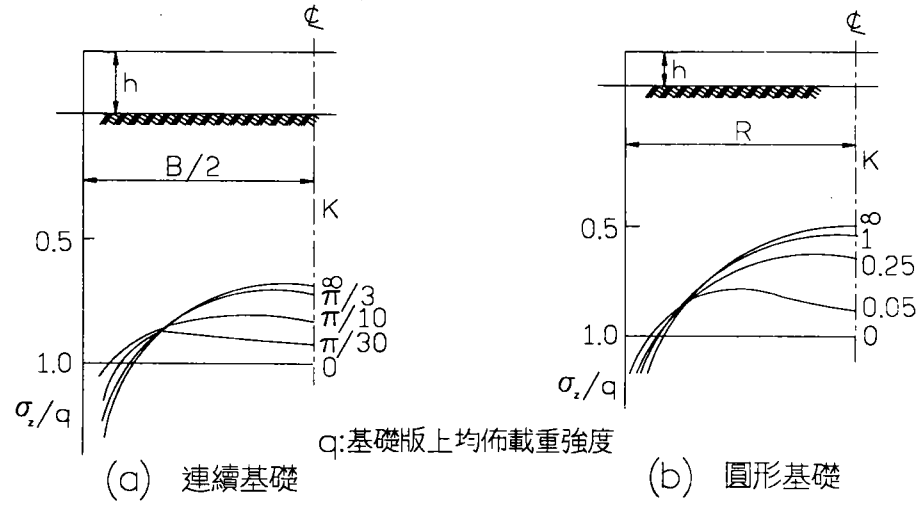


圖5-5-14 由基礎版與地層土壤之相對勁度引起之接觸壓力分佈變化

船　型	裝卸臨界波高
小型船	0.3 m
中大型船	0.5 m
超大型船	0.7～1.5 m

小型船:500總噸以下

超大型船:
50000總噸以上

2-3 設計條件

防波堤之設計條件應考慮下列各項:

1. 港內靜穩度
2. 風
3. 潮位
4. 波浪
5. 水深及地層條件
6. 其他

[說明]

(1)設計條件中港內水域之平穩係以使用目的上決定之條件，風、潮位、波浪、水深及地層等爲基本之設計條件，摩擦係數、構材之容許應力，單位體積重量爲計算時之設計條件。此外從使用目的上而言，若防波堤背後作爲繫船設施時，其頂高、岸肩寬度、直立壁前面水深等均爲應決定之設計條件。

(2)港內水域平靜程度可以港內波高表示之，可能裝卸之波高限度或港內船隻可安全航行之波高限度約爲0.3m～0.7m。故於某港所需每年裝卸日數應以該範圍內之波高而研討防波堤堤高與防波堤之佈置與水域設施之關係，以及港口之位置與方向。又遇颱風時，應能安全庇護港口內之港灣設施，最好能確保船舶避浪時所須之充分安全的靜穩度。

(3)防波堤斷面與基本水準位、朔望平均高低潮位、平均水位、以往最高(低)潮位、大潮高潮位、各地中等潮位等關係，必須確實明瞭，基本水準位與施工用基準位之關係亦需瞭解。另外如有暴潮持續時間及發生或然率等資料則更佳。計算波力時之設計潮位，在不受暴潮影響之港灣用朔望平均高低潮位，受暴潮影響之港灣，將上述資料加上適當之偏差即可，且以對結構物最不安定之狀況檢討。對於圓弧滑動之計算，多採用朔望平均高低潮位，對沉陷計算時，一般多採用平均水位。

(4)風之資料主要用於推算波浪，另外亦爲設置燈塔時計算風壓所必需。

(a)推算暴潮及波浪所使用的風速、風向，須以實測值及梯度風加以適當的修正推測之。

(b)作用於結構物的風，須以過去30年以上期間之統計資料作爲決定設計風速之標準。

之情況，表層數十公分厚常有被擠走之現象。此現象有如塊石陷入海底，同樣視爲施工上之問題，除加以適當估計外，別無其他方法。

因之，下述之瞬時沉陷係爲假定砂地層或具有適當強度之粘性土壤地層爲彈性體之沉陷。一般粘性土壤地層之瞬時沉陷量遠較壓密沉陷量爲小。

(2)垂直方向集中載重所引起之沉陷

受垂直方向集中載重Q(t)之垂直方向變位，即沉陷量(ρ_z)，以公式(5-10)計算之。

$$\rho_z=\frac{Q}{2\pi}\cdot\frac{(1-\mu)}{E}\cdot\frac{1}{\sqrt{Z^2+\gamma^2}}\left\{\frac{Z^2}{Z^2+\gamma^2}+2(1-\mu)\right\} \qquad (5\text{-}10)$$

地表面之沉陷量，因Z=0，故

$$\rho_z=\frac{Q}{\pi\gamma}\cdot\frac{(1-\mu)^2}{E} \qquad (5\text{-}11)$$

式中

μ：波松比(Poisson's ratio)

E：土壤之彈性係數(t/m^2)

飽和土壤不排水壓縮時，μ=0.5；非飽和土壤時，μ=0.1～0.4。在瞬時沉陷之本質上，波松比係按土壤爲彈性體之假定，應變極小範圍所求得之值。土壤之彈性係數(E)由不排水剪力試驗之應力與應變曲線求得。

由不排水剪力試驗之應力與應變曲線求彈性係數時，取應力與應變曲線上最大應力值之半數點與原點聯結。直線之斜率單位爲t/m^2。

(3)垂直方向線載重所引起之沉陷

地面之沉陷量(ρ_z)以公式(5-12)計算之。

$$\rho_z=\frac{2q}{\pi}\cdot\frac{(1-\mu)^2}{E}\ln\left(\frac{d}{\gamma}\right)\quad \gamma\leq d \qquad (5\text{-}12)$$

式中

d：地面上沉陷量爲零之點與線載重位置之水平距離。

又d需予以適當假設，因之公式(5-12)可視爲表面沉陷曲線式。

(4)均佈帶狀載重所引起之沉陷

地面之沉陷量(ρ_z)，以公式(5-13)計算之。

$$\rho_z=\frac{2q}{\pi}\cdot\frac{(1-\mu)^2}{E}\left(B+\ln\frac{|X|^x}{|X+B|^{x+b}}\right) \qquad (5\text{-}13)$$

式中

μ：波松比。

E：土壤之彈性係數(t/m^2)。

B：載重寬度(m)。

q：載重強度(t/m^2)。

X：距帶形載重中心之距離(m)。

(5)均佈圓形載重所引起之沉陷

承受均佈圓形載重時，圓心之地面沉陷量(ρ_z)以公式(5-14)表示。

$$\rho_z=\frac{2q(1-\mu^2)}{E}R \qquad (5\text{-}14)$$

(6)均佈矩形載重所引起之沉陷

矩形之隅角點N'之地面沉陷量(ρ_z)，以公式(5-15)表示之。

$$\rho_z=qB\frac{1-\mu^2}{E}I\rho \qquad (5\text{-}15)$$

式中

$I\rho$: 沉陷量之影響值，爲矩形長寬比(L角點沈陷量之影響值/B)之函數，如圖5-5-16所示。

與計算土壤內應力相同，可由長方形分割法求得各種情況下之沉陷量。

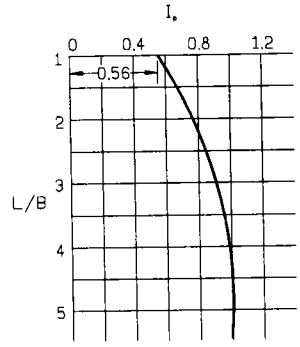


圖5-5-16 長方形均佈載重對隅

(7)埋入深度及基礎勁度對沉陷量之影響

以上所述爲地面之沉陷量，如均佈載重加於地面下某深度之面，其沉陷量不同。Fox 氏求得均佈長方形載重面沉陷量之修正係數，其值如圖5-5-17 所示。 即地面之沉陷量乘以修正係數等於載重面之沉陷量。

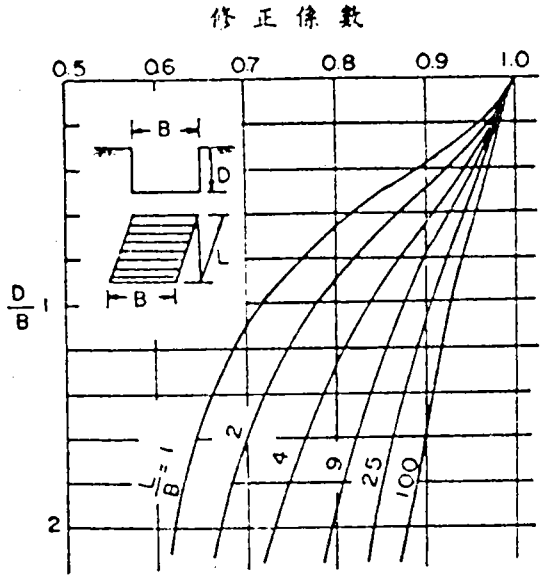


圖5-5-17 埋入深度對沈陷量之修正係數

(8)勁度基礎之沉陷量與柔性基礎之沉陷量不同，因之對圓形或長方形載重面沉陷之影響值($I\rho$)，依載重板爲勁度或柔性而異，其值如表5-1。

表 5-1 均佈載重所產生沉陷之影響值($I\rho$)

載重面之勁度		勁度	柔性			
位置		全面	中心點	外邊之中心	隅角點	平均
載重面之形狀	圓形	0.79	1.0	0.64	-	0.85
	矩形	0.88	1.12	0.78	0.56	0.95

5-3 壓密沉陷

壓密沉陷量(S_0)參照圖5-5-18，以公式(5-16)求之。

$$S_0=\Sigma m_v \triangle h \triangle \sigma_z \qquad (5\text{-}16)$$

式中

S_0: 壓密沉陷量(cm)。

m_v: 體積壓縮係數(cm^2/kg)。

$\triangle h$: 各壓密層之厚度(cm)。

$\triangle \sigma_z$: 各壓密層中央之壓密應力(kg/cm^2)。

利用壓密試驗的結果求體積壓縮係數(m_v)時，應以對應計算點有效覆土壓力加$\triangle \sigma_z$/z壓力之值爲準。基礎埋入某深度時，壓密應力($\triangle \sigma_z$)爲超過載重前有效覆土壓力之壓力，亦即爲實質上增加之壓加。經過時間(t) 後之壓密沉陷量(S_t)，以公式(5-17)求之。

$$S_t=S_0U_t \qquad (5\text{-}17)$$

式中

U_t: 經過時間(t)後之平均壓密度。

只有垂直方向排水之一次向壓密，U_t爲時間因數(T_v)之函數。如圖5-5-19所示；時間因數(T_v)與實際經過時間(t)之關係，如公式所示。

$$T_v=\frac{c_vt}{H^2} \qquad (5\text{-}18)$$

式中

c_v: 壓密係數(cm^2/min)。

t: 實際之時間(day)。

H: 最大排水厚度(m)。

若壓密土壤層之上下面均有排水層，取土壤層厚度之二分之一，若上面或下面有不透水層時，取全土壤層厚。載重經過t時間後之沉陷量(S)由公式(5-19)計算。

$$S=\rho_z+S_0U_t \qquad (5\text{-}19)$$

式中

ρ_z: 瞬時沉陷量

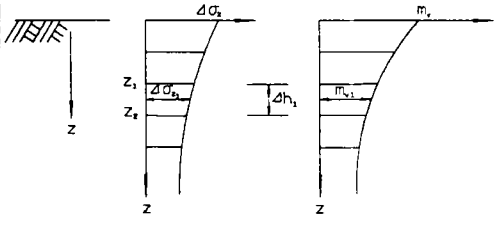


圖5-5-18 壓密沈陷量之計算

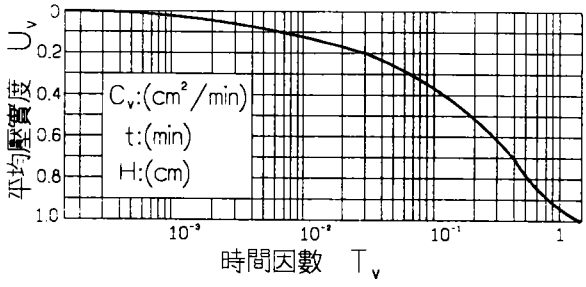


圖5-5-19 平均壓密度與時間因數之關係

[說明]

(1)概要

壓密沉陷爲粘性土壤地層於載重後立即呈現之瞬時沉陷，經長期間所產生之沉陷。對砂地層而言，如前節「瞬時沉陷」所述，僅發生瞬時沉陷，而無後續之長期間沉陷。壓密沉陷之持續時間依粘土之性質及粘性土壤地層之厚度等因素而

決定，常有持續十年以上者。壓密沉陷與時間對數值大致爲直線關係，沉陷速度隨時間之延長而減低。

本節所述壓密沉陷之計算法係以Terzaghi氏之單向壓密理論爲根據，計算所用表示壓密特性之各係數，採用JIS A1217 規定之試驗及整理方法所求出者。但若沉陷量對工程有重大影響時，應於主體工程外再於工地實施試驗，以校核各壓密係數。壓密現象之二大要素爲沉陷量及沉陷速度。沉陷速度依壓密係數(c_v)決定，地層c_v值之調查，係利用測壓管(Piezometer)測定孔隙水壓消失之速度。沉陷之進行爲體積壓縮係數m_v及壓密係數c_v兩係數之函數，由孔隙水壓測定結果所推算之c_v值，進行沉陷量之檢討，可求得體積壓縮係數m_v之值。

本節說明以體積壓縮係數m_v計算壓密沉陷量，但亦有用壓密係數c_v之計算法。

位於某深度之壓密層中，若空隙比爲e_0，有效覆土壓力爲P_0，因載重所增加之壓力爲$\triangle\sigma_z$時，壓密沉陷量S_0，可用公式(5-20)求之。

$$S_0=\Sigma\triangle h\frac{C_c}{1+e_0}\log\frac{P_0+\triangle\sigma_z}{P_0} \qquad (5\text{-}20)$$

C_c與m_v間之關係如公式(5-21)所示。

$$m_v=\frac{1}{2.3}\frac{C_c}{1+e_0}\frac{1}{P_0+\frac{\triangle\sigma_z}{2}} \qquad (5\text{-}21)$$

或

$$C_c=2.3(1+e_0)m_v\left(p_0+\frac{\triangle\sigma_z}{2}\right)$$

實際上壓密沉陷量之計算，以利用m_v較爲方便。壓密係數C_c爲壓密試驗e-logp曲線之直線部份斜率，而軟粘土之c-logp 曲線多不成直線，且在壓密試驗之空隙比計算，精度亦常低。

(2)壓密沉陷之計算

(a)壓密層之分割

施行壓密沉陷之計算，將粘性土壤地層分成數層考慮，如圖5-5-18 係因計算所用各量中，壓密係數c_v於實用上雖可取爲一定值，但壓密壓力$\triangle\sigma_z$及體積壓縮係數m_v依深度而變化。概言之，m_v及$\triangle\sigma_z$隨深度之增加而減小，因之各分層之壓縮量，於深度愈大愈變小。各分層之厚度$\triangle h$通常取3m～5m。在概估時，$\triangle h$雖可取較大值，但於軟粘土層，其表層之m_v非常大，爲左右總沉陷量之最大因素，$\triangle h$如取過大， 所求得之壓密沉陷量會過小。

若有砂樁(Sand Drain)，由於增加水平方向之排水，壓密速度較快，故在排水區域內，垂直方向排水所引起之壓密度U_v通常幾小至可不考慮之程度。但如垂直方向排水所引起之壓密度相當大時，平均壓密度應爲垂直方向排水及水平方向排水所引起壓密之合成壓密度。因之,某時刻t之平均壓密度，依據垂直方向排水之壓密度U_v及水平方向排水之壓密度U_h，用公式(5-22)計算。砂樁將於「基礎土壤改良法」內詳述之。

$$U_t=1-(1-U_v)(1-U_h) \qquad (5\text{-}22)$$

(b)壓密係數及體積壓縮係數

依據Terzaghi氏理論，同一粘性土壤地層之壓密係數(c_v)爲一定值。由壓密試驗結果，試體受較其在地層中之有效覆土壓力大之壓密壓力範圍內時，常約爲一定值。如有砂樁，其對應水平方向排水之壓密係數(c_v)可視爲與對應垂直方向排水之壓密係數相等。

體積壓縮係數(m_v)依壓密壓力而變化。一般粘性土壤地層是經歷極長時間堆積而成，並考慮其有效覆土壓力下壓密終了時之狀態。壓密壓力隨深度而增大，而m_v隨深度而減小。整理壓密試驗結果時，於$P_n=P_{n-1}+\triangle p_n$之壓力下，壓密過程所計算$m_v$值之

對數，對應以$\bar{p}_n=\frac{1}{2}(p_n+p_{n-1})=p_{n-1}+\frac{1}{2}\triangle p_n$之對數標出。

由經驗得之，一土壤之$\log\bar{p}_n$與$\log m_v$爲直線關係，故各分層之m_v值應如本節所述求之。

(c)壓密壓力

各分層所受之壓密壓力($\triangle\sigma_z$)，依據「土壤內應力」所述垂直方向土壤內應力之深度分佈，取各分層中點之值。但$\triangle\sigma_z$只考慮載重之增量，而由覆土壓力所產生之壓密已完成，一般不予考慮。

勁度載重板底面之反力分佈並不一致，但勁度大時可產生相同之沉陷，並達某程度土壤內應力之分佈與荷重板底面之反力分佈並無關係，故只考慮勁度載重板上之載重分佈形式，以求垂直方向土壤內應力之分佈。

(3)過壓密狀態地層

粘土之壓密狀態分爲正常壓密與過壓密兩種。自然堆積地層受覆土壓力之壓密狀態，謂之正常壓密狀態地層。

堆積地層於覆土壓力下壓密後，由於某種原因移除其部份表層，達膨脹終了後狀態謂之過壓密狀態地層。由於移除載重所引起之膨脹現象需要與壓密過程約爲相等之期間，例如，工程前之浚挖，因地層只發生與瞬時沉陷相同之膨脹，不能稱爲過壓密狀態。過壓密狀態粘土之壓密係數，一般較正常壓密狀態之值爲大。因之，有明顯過壓密狀態之情況，依據壓密試驗結果得知，可利用現有有效覆土壓力所對應之c_v值。於過壓密狀態粘土予以移除部份覆土載重，則成爲較以前狀態更爲壓密狀態之平衡狀態。由壓密試驗結果得知，於正常壓密狀態$\log m_v$與$\log\bar{p}$($\bar{p}$爲平均壓密壓力)爲直線關係。在以前之壓力區域，即予以移除部份覆土載重之期間，m_v爲一定值，與壓力無關係。亦即是壓密壓力加至等於移除部份覆土載重期間，應用一定之m_v值，至成爲正常壓密狀態後，才使用隨壓力而減之m_v值。

(4)由不同壓密特性土壤層組成之粘土層情況

上述計算法適用於單一土壤層，考慮m_v隨深度而變，因之即使由不同壓密特性土壤層所構成之交互層，如C_v相同，仍可考慮爲單一土壤層。但在C_v相異之交互層，則須利用其他方法推定壓密過程之沉陷速度。

(a)換算土壤層厚度

粘土層壓密至某一壓密度所需之時間，由壓密度所對應之時間係數(T_v)

計算之。因時間係數$T_v=\frac{C_v}{H^2}t$，故所需時間$t=\frac{H^2}{C_v}T_v$。由此關係，可知土壤層之C_v值愈小，壓密之進行狀態愈遲緩。由是，若用較大之C_v值，可視爲有較厚之最大排水厚度(H)。依據此觀念，可將C_v值互異之分層土壤換算爲有同一 C_v值之土壤層處理之。如圖5-5-20所示，含$(C_{v1}、h_1)$,$(C_{v2}、h_2)$ 之兩土壤層，由於各層排水條件互異，其最大排水厚度各爲$H_1=h_1$，$H_2=h_2$，欲將此二層改爲壓密係數爲C_{v1} 之單一層處理時，第二層厚度應以公式(5-23) 變換之。則全土壤層厚爲$h=h_1+h_2'$。

$$h_2'=h_2\sqrt{\frac{C_{v1}}{C_{v2}}} \qquad (5\text{-}23)$$

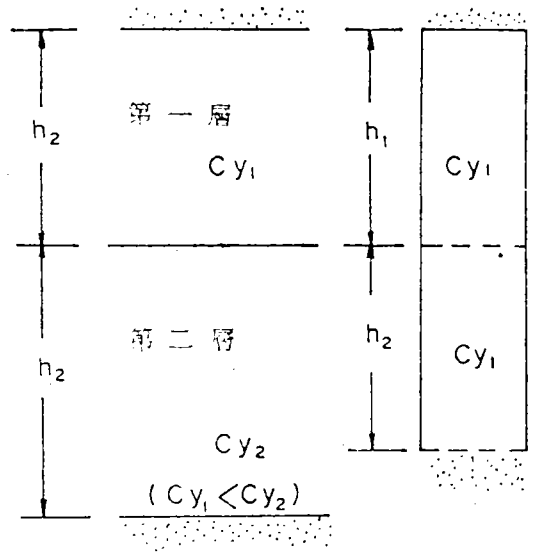


圖5-5-20　不同C_v值土壤層之換算土壤厚度

(b)圖解法

Terzaghi氏之壓密方程式改以差分方程式表示，單一層內各點之壓密度與時間之壓密等時線，可由圖解求得。此關係同樣適用於C_v相異之各層。如只推算沉陷量時，以應用(a)之換算土壤層厚度爲宜。 如以調查地層中各點之壓密度爲主要目的，則須利用圖解法。

(c)砂樁之情況

藉砂樁排水壓密時，可忽略垂直方向排水之壓密。例如砂樁設置於c_v相異之交互層，可計算各層U_h。若粘土層甚厚，粘土層延續於砂樁底端以下區域，則區分爲砂樁排水區域與樁底端以下之垂直方向排水區域個別考慮，然後合計。對砂樁下部粘土層，則視砂樁底端面爲排水層，計算其最大排水厚度(H_0)。

(5)漸增載重之壓密沉陷

在實際工程上，載重一般均是經相當長時間施加，故通常所遇之實際壓密問題爲由漸增載重所產生之壓密。其沉陷量之推定有Terzahi 氏圖解法等。以下所述爲更簡便與合理的解析方法。如圖5-5-21所示，垂直方向載重爲線分佈，至時間t(day)，載重以一定比例增加，其後載重不變，其平均壓密度如公式5-24。

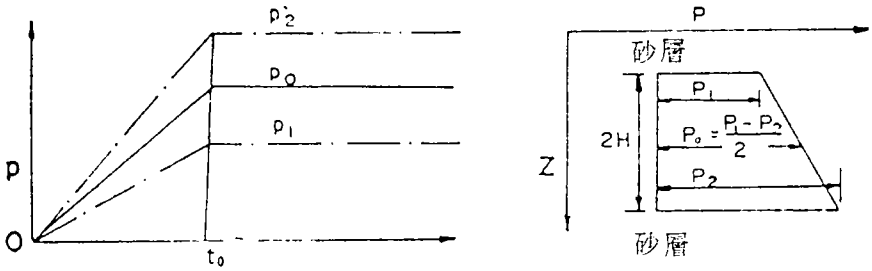


圖5-5-21　漸增載重之條件

$$\left.\begin{aligned} &t \leqq t_0 : U_t = U_0(T_v) \\ &t \geqq t_0 : U_t = \frac{t}{t_0} U_0(T_v) - \left(\frac{t}{t_0} - 1\right) U_0(T_v - T_{v0}) \end{aligned}\right\} \quad (5\text{-}24)$$

式中

$$U_0(T_v) = 1 - \frac{1}{0.144 T_v}\left(\frac{1}{3} - \frac{32}{\pi^4} \sum_{n=1,2,3}^{\infty} \frac{1}{n^4} e^{-0.144 n^2 \pi^2 T_v/4}\right)$$

$T_{v0} = c_v t_0 / H^2$。

c_v: 壓密係數(cm^2/min)。

t_0: 時間(day)。

H: 層厚(m)。

$U_0(T_v)$: 稱爲壓密度係數，其值如圖5-5-22所示。

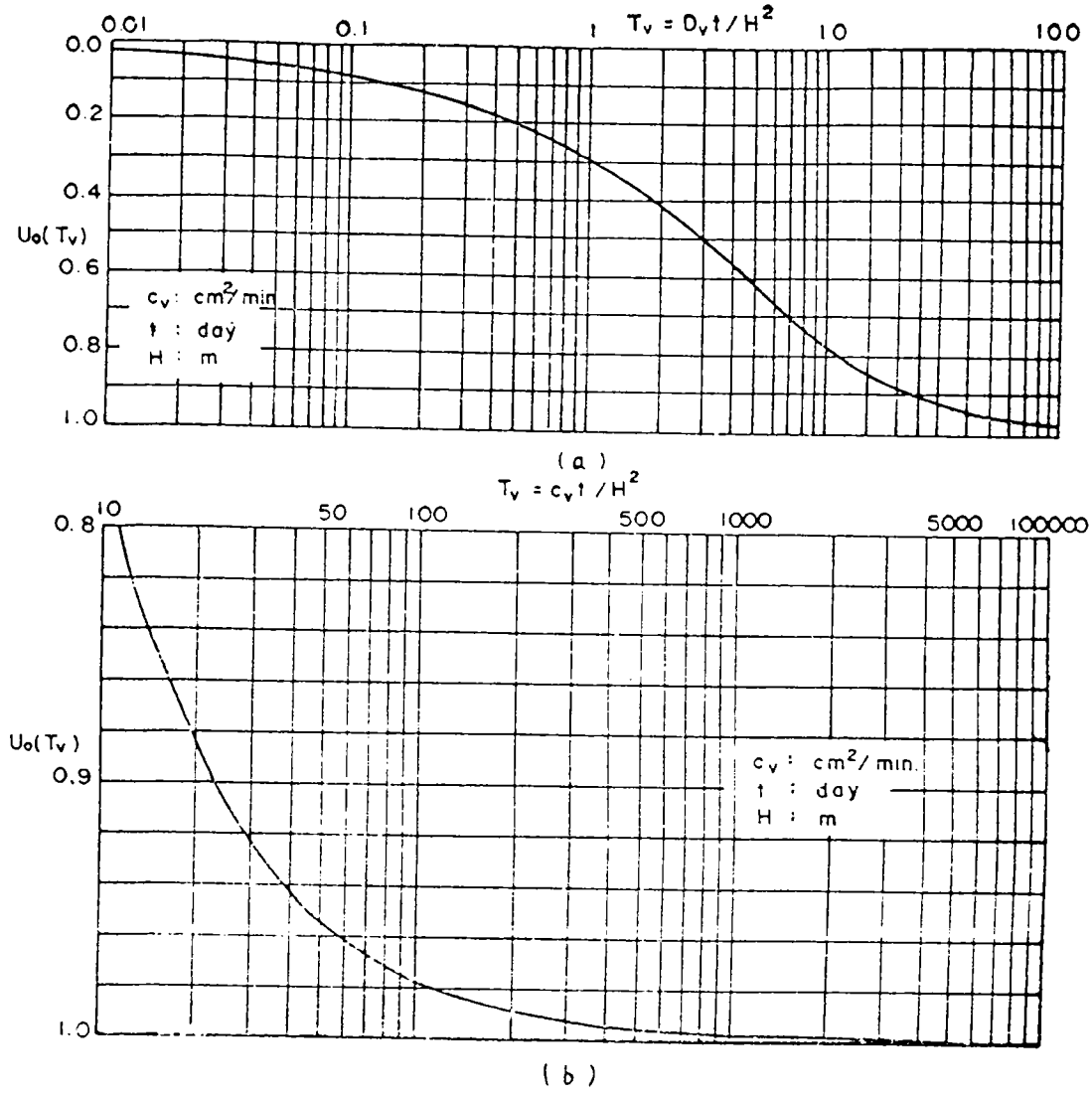


圖5-5-22 壓密度係數

沉陷量爲體積壓縮係數、土壤層厚度、當時平均載重p_0與平均壓密度之乘積，如公式(5-25)所示。

$$\left.\begin{array}{l} t \leqq t_0 : S_t = 2Hm_v p_0 U_t t/t_0 \\ t \geqq t_0 : S_t' = 2Hm_v p_0 U_t' \end{array}\right\} \quad (5\text{-}25)$$

又當壓密常數爲一定時，壓密之重合法可成立，將載重分成數階段，由各個載重之沉陷量合計，可求總沉陷量。

(6)減少載重之壓密

於壓密進行中，如減小壓密載重，壓密過程之變化 ，建議以壓密重疊之近似法推定之。又於深度方向m_v爲一定值時，參照公式(5-15)，上式可改爲公式(5-26)之形式。

$$S = m_v q_a B I\rho \qquad (5\text{-}26)$$

式中，$I\rho$爲對沉陷之影響值，如表5-1所示，一般爲0.8。由以上各式，可得公式(5-27)。

$$\left.\begin{array}{l} S = m_v q_a B I\rho = m_v B \dfrac{q_a}{q_d} \dfrac{q_d}{C} C I\rho \\ \qquad = C m_v B \dfrac{1}{F} N_c I\rho \end{array}\right\} \quad (5\text{-}27)$$

各種土壤之(Cm_v)約爲一定值，由基礎之形式可決定N_c與I_p。因之，由公式(5-27)可知，總沉陷量決定於基礎寬度(B)與安全係數(F)之比值。

基礎如設置於透水性砂質地層，其總沉陷量於載重施加後立即產生。由模型實驗及實際基礎之沉陷紀錄，地下水位於基礎底面下之深度僅及基礎最小寬度時，於某載重強度下，寬度B_o(m)正方形載重板之沉陷量若爲S_o(m)，則任意寬度B(m)之正方形基礎面之沉陷量S(m)以公式(5-28)表示之。

$$S = S_o \left(\frac{B_o + 0.3}{B + 0.3} \frac{B}{B_o}\right)^2 \qquad (5\text{-}28)$$

若地下水位在基礎底面以上時，砂之有效單位體積重量約爲半數，因之承載力亦減半，若其他條件不變，則沉陷量增爲約2倍。

Peck氏求得以標準貫入試驗N值爲參數，容許沉陷量爲2.5cm時，基礎最小寬度(B)與接觸壓力之關係如圖5-5-23所示，但地下水位在基礎底面下之深度大於B；若地下水位在基礎底面，或以上時，對應沉陷量2.5cm之接觸壓力爲圖5-5-23 值之半數；地下水位在中間時，接觸壓力可由圖5-5-23 依比例計算。求沉陷量非2.5cm之接觸壓力時，假定基礎之沉陷與接觸壓力成比例，由圖5-5-23計算求得。

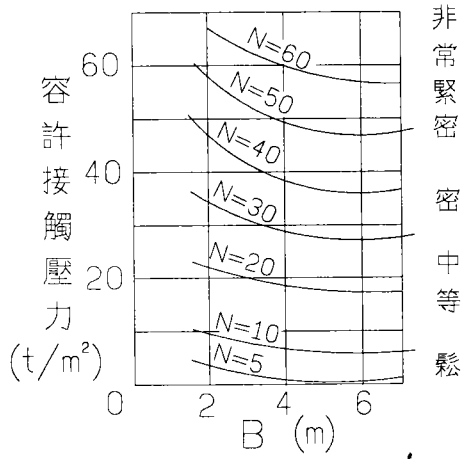


圖5-5-23 對應2.5cm沈陷量之容許接觸壓力與基礎尺寸之關係

(7)不均勻沉陷

總沉陷量與結構物之勁度無甚關係，因之不影響結構物設計。但不均勻沉陷對基礎地層及上部結構物等之設計有很大影響。

勁度連續基礎版下面接觸壓力之分佈，如圖5-5-24所示。如基礎寬度非常大，沉陷量及接觸壓力約成均佈狀態。

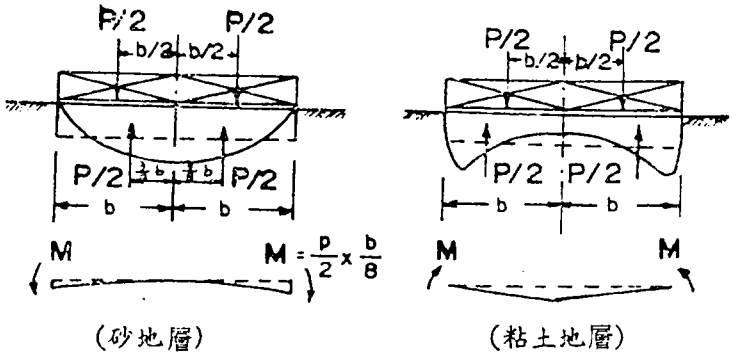


圖5-5-24　承受均勻數載重之基礎(小撓性)其變形與接地壓之分佈

圖5-5-24所示之接觸壓力係根據彈性理論求得者，當承載力之安全係數約爲3時，土壤亦可用彈性理論近似解析之。以公式(5-9)所示之相對勁度(K)爲參數，基礎之平面形式與總沉陷量及不均勻沉陷之關係，如圖5-5-25所示。

圖5-5-25(a)表示最大總沉陷量之影響值，最大總沉陷量(ρ_{max})隨基礎長度與寬度比(L/B)之增加而增加，但於某一定L/B之下，ρ_{max}不同K值之影響有太大變化。反之，如圖5-5-25(b)所示，最大不均勻沉陷A_{max}，隨相對勁度(K)之增加而顯著減小。於某一定K時，不均勻沉陷隨L/B值之增加而有若干增加。如K=0(完全柔性)，沿基礎主軸之沉陷分佈爲圓形，隨K值之增加，則漸變爲拋物線形。

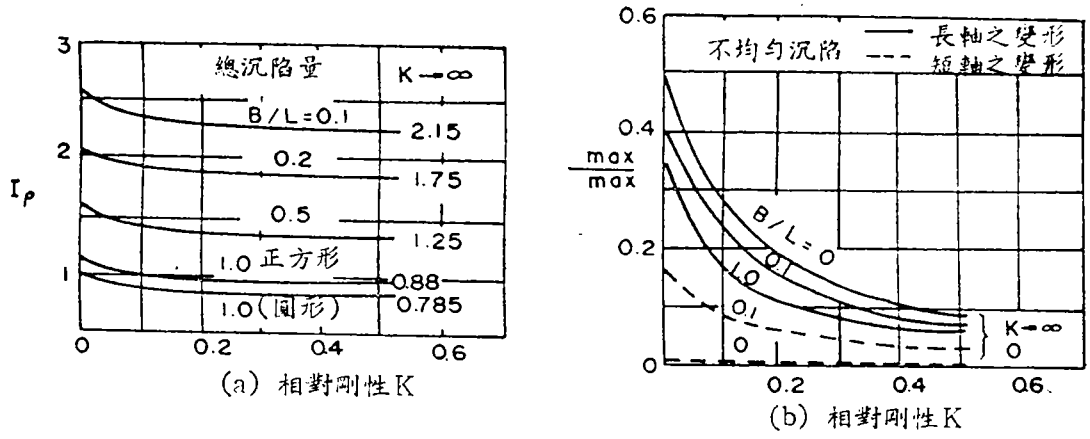


圖5-5-25　最大總沈陷量及最大不等沈陷量與相對勁度之關係

第 六 章　邊坡之穩定

6-1 概要

土壤邊坡因其自重或載重可能引起滑動破壞。邊坡滑動之穩定性，原則上可假定滑動面爲圓弧形或直線形面，依邊坡穩定性最低之可能滑動面按二次元問題，作穩定分析。

[說明]

(1)邊坡之穩定分析，係依構成邊坡之土壤體受自重或載重而可能降低穩定性，或失卻穩定性時，求其在極限平衡狀態之最小安全係數。研判邊坡之穩定性，其安全係數之值係爲土壤之抗剪強度與爲保持假定滑動面上土壤體在極限平衡狀態所需要剪應力之比值，但因假設滑動面之不同，安全係數之值亦隨之而異。依據已知條件，假定數個可能滑動面，分別核算其安全係數，其中之最小值即爲此邊坡抵抗滑動破壞之安全係數。

(2)在受剪力時發生體積變化，即膨脹性(diliatancy)顯著，土壤邊坡之滑動面爲直線或對數螺線形面；而無膨脹性土壤邊坡之滑動面爲直線、對數螺線及圓弧形面。但在實用上，均假定滑動面爲圓弧形或直線形面。如滑動面通過特別軟弱土壤層時，可假設滑動面爲複合形面，或其他適當形狀之面。一般而言，滑動面形狀之假定，土壤體可沿滑動面順利滑落爲所必需，不可假定滑動面爲有阻礙土壤體可能運動之不自然曲線，或急彎折線面。乾砂或飽和砂邊坡之滑動破壞，普通爲崩塌，取低傾度形狀之滑動面，而通常以取直線形滑動面較圓弧形滑動面爲宜。即使考慮爲圓弧形滑動面，亦必將爲近似直線形面。砂邊坡在平衡狀態時，坡面之傾度稱爲安息角，此安息角與對應邊坡砂孔隙比之內摩擦角相等。不飽和砂由於砂中含水之表面張力之影響，而有假粘著性抵抗力，其安息角較乾砂或飽和砂之安息角爲大。粘性土壤實際之滑動面近似於圓弧形面，砂邊坡之發生滑動，多接近於邊坡表層，而粘性土壤邊坡之滑動，則以發生於深處之底層滑動較多。

(3)邊坡之穩定分析，一般以二次元問題處理，長邊坡之滑動面實際上雖爲三次元曲面，而以二次元問題處理更安全。但邊坡由有限長度載重而使其穩定性減低之情況，假定爲圓筒形滑動面，並考慮側面抵抗力。

邊坡發生滑動主要因爲土壤體之自重，載重及水壓等，此外尙須考慮地震時之地震力及波壓等反複載重。抵抗邊坡滑動之要素爲土壤之抗剪力及抗滑載重等，按土壤抗剪力之時間變化，土壤之穩定問題可分成二大類：即正常壓密狀態土壤承受載重之短期穩定問題及開挖或地層土壤改良完成，載重移除之長期穩定問題，舉例分別說明如下述。

(4)加載重於飽和粘性土壤地層上，其剪應力，孔隙水壓及安全係數與經歷時間之變化關係，如圖5-6-1 所示。剪應力在施工中增大，至施加載重終了後保持一定值，孔隙水壓隨載重增加而增加，但粘土由於透水係數低，因之可認爲在施工中未

發生壓密，施工終了後，孔隙水壓隨時間之延長逐漸減小，最後等於以地下水位所決定之靜水壓力。安全係數因在施工中不考慮壓密進行，故強度無增加，而由於剪應力之增大，故安全係數減小。施工終了後，雖剪應力成爲一定值，但孔隙水壓隨時間之增加而減小。

土壤之抗剪力(τ)一般可用公式(6-1)表示之。

$$\tau = \frac{1}{F}\{C+(\sigma-\mu)\tan\phi\} \qquad (6\text{-}1)$$

式中

C: 粘著力(t/m^2)

σ: 剪斷面之主應力(t/m^2)

μ: 孔隙水壓(t/m^2)

ϕ: 土壤之內摩擦角(°)

F: 安全係數

σ若爲定值，孔隙水壓(μ)隨時間之增加而減小，故抗剪力(τ)與時間而俱增。換言之，土壤之強度隨壓密之進行而逐漸增大，因之於施工終了後，隨時間之延長，安全係數而增大。亦即施工終了時之安全係數爲最小，必須依此時間之土壤條件進行穩定分析，是謂短期穩定問題。

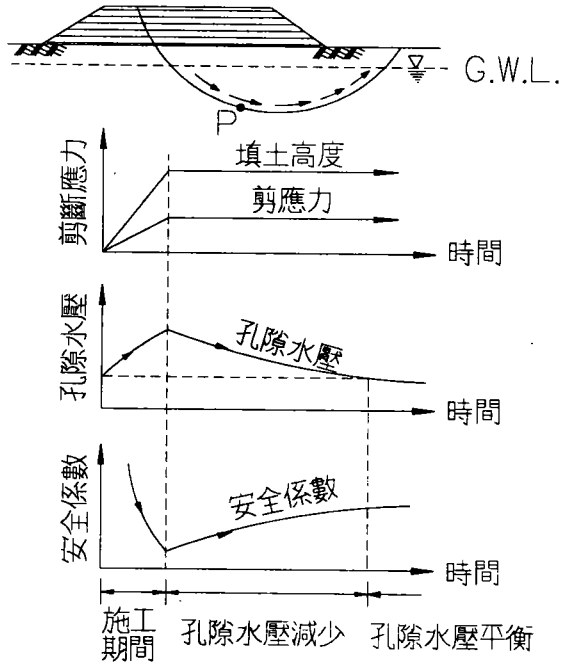


圖5-6-1 填土載重下飽和粘土地層之剪應力,孔隙水壓及安全係數等經歷時間之關係

(5)如圖5-6-2所示，在飽和粘性土壤地層之開挖 ，孔隙水壓及安全係數之時間性變化，由於開挖致載重減輕，故孔隙水壓在施工中逐漸減小，施工終了後，孔隙水壓增大，邊坡內發生定常滲流，孔隙水壓達流線網所決定之值後不再變化，在施工中，安全係數因剪應力之增大而減小；而在施工終了後，剪應力變爲一定值，

但因孔隙水壓增大，依公式(6-1) 抗剪強度減小，因之安全係數隨時間而減小，至發生定常滲流後，安全係數保持一定值，且此時期之值爲最小。此乃由孔隙水壓之變化考慮安全係數之變化，亦即是由於去除抗滑載重，土壤發生膨脹而其強度減小。

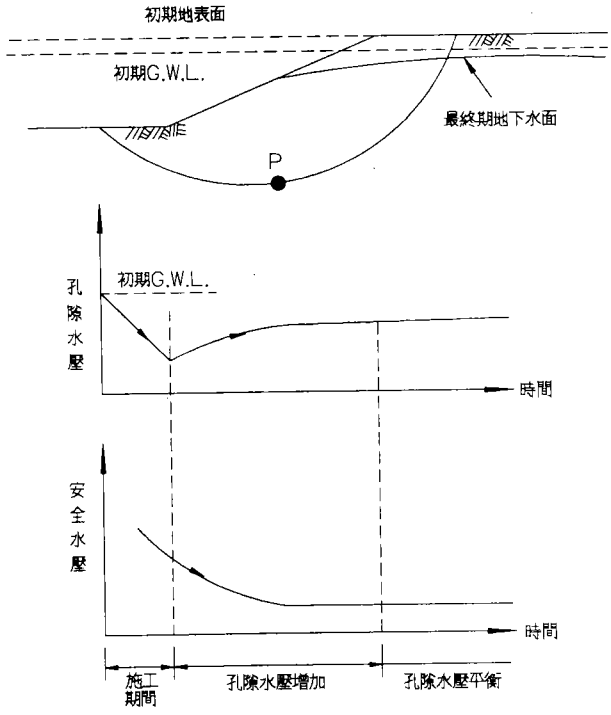


圖5-6-2 飽和粘性土壤地層開挖後孔隙水壓及安全係數等與經歷時間之關係

(6)如以上所述，穩定問題可分爲二大類，具體言之，其一爲正常壓密狀態地層上填土之短期性穩定問題；其二爲開挖式港灣，施工或地層改良壓密終了後，填土載重之長期性穩定問題。因之邊坡穩定分析，必須先檢討其所屬類型，然後選取適當之抗剪力。但對砂質土層而言，由於孔隙水壓之變化需時短暫，故安全係數在施工後不再發生變化，通常均以短期性穩定問題處理。

6-2 邊坡穩定分析計算法

6-2-1 圓弧形滑動面邊坡穩定分析

邊坡滑動破壞之安全係數，一般可用公式(6-2)求之(參閱圖5-6-3)。

$$F=\frac{R\Sigma(CL+W'\cos\alpha\tan\phi)}{\Sigma Wx+\Sigma Qa}$$

$$=\frac{\Sigma(cb+W'\cos^2\alpha\tan\phi)\sec\alpha}{\Sigma W\sin\alpha+\frac{1}{R}\Sigma Qa} \qquad (6\text{-}2)$$

式中

F: 安全係數

R: 滑動圓之半徑(m)

c : 土壤之粘著力(t/m^2)

ϕ: 土壤之內摩擦角(°)

L: 分割片之底邊長(m)

b: 分割片之寬度(m)

W': 分割片之有效重量(土壤重量與上加載重之和，水中部份之土壤取浸水單位體積重量)(t/m^2)

W: 分割片之全重量(土壤與水重量加載重之和)(t/m)

α: 分割片底邊之斜角(°)

x: 分割片重心與滑動圓弧心之水平距離(m)

Q: 作用於滑動圓內土壤體之水平外力(水壓、地震力、波壓等)(t/m)

a: 外力Q對滑動圓圓心之力矩臂(m)

邊坡之穩定計算，先選定任一滑動圓之圓心，求出此圓心各同心滑動圓之安全係數，以其中之最小值爲此滑動圓圓心之安全係數。再用同樣方法求出其他各假定滑動圓圓心之安全因數，最後由安全係數等值線求得最小安全係數，作爲此邊坡對滑動破壞之安全係數。邊坡對滑動破壞之安全係數，在常時以1.3爲標準。

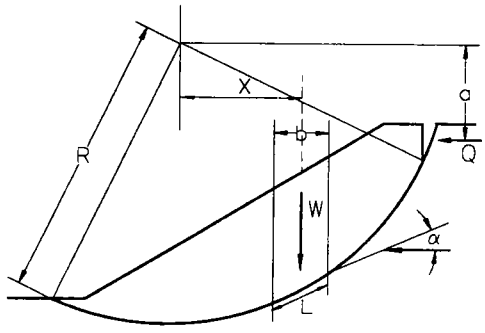


圖5-6-3　圓弧形滑動面邊坡之穩定分析

[說明]

(1)概要

邊坡滑動破壞之安全係數，爲假定滑動面內土壤體保持極限平衡狀態，作用於滑動面之抗剪力與土壤之剪力強度之比。假設滑動面爲圓弧形面，則安全係數爲滑動之作用與抵抗滑動之抗力，個別對滑動圓圓心力矩之比。發生滑動之力矩稱爲滑動力矩，抵抗滑動之力矩稱爲抵抗力矩。邊坡發生滑動之原因爲土壤重量、載重、水壓、波壓及地震力時，抵抗滑動之要素爲土壤之抗剪力。

按圓弧形滑動面分析邊坡穩定性之計算法中，最基本者爲分割法，如圖5-6-3 所示。將滑動圓弧內之土壤體以垂直方向面分割成數個條形土楔，分別計算各土楔底面之剪應力及土壤抗剪力，再將各剪應力及抗剪力分別相加，以求出安全係數。此計算法適用於土壤性質不均一之情況，如土壤性質均一時，其計算手續更爲簡單。

(2)影響邊坡穩定之因素

(a)土壤自重及滲透壓

穩定分析所用之土壤重量，與邊坡之水壓條件有密切之關係，定常滲流通過土壤體時，土壤體所受重力與滲流壓力兩力合成爲作用於土壤體之物體力。

在定常滲流作用下，土壤單元(element) 所受之物體力爲自重與滲流壓力，其組合方法有二：一爲土壤單元之浸水重量與滲流壓力之組合，另一爲土壤

單元之土及水之全重量與作用於該單元全邊界面水壓力之組合。

圓弧形滑動面之穩定分析，以採用後者之組合方式較爲有利，因作用於滑動面水壓之作用線完全經過滑動圓圓心，邊界面上水壓之力矩等於零，因之發生滑動作用力矩之計算，僅考慮滑動面內土壤與水(包括載重)之總重量即可。依據此種考慮，如圖5-6-4(a) 所示滑動圓弧通過水中，水重量力矩可以如圖5-6-4(b)(c) 所示靜水壓代替。如圖5-6-4(d) 之情況，CDD'FC部份水之重量左右互相平衡，故土壤體CDFC 可取土壤之浸水重量，土壤體BCFB 部份取飽和土壤重量，ABFGA部份取不飽和土壤重量。參照圖5-6-4，穩定計算中，土壤之單位體積重量，如公式(6-3)所示。

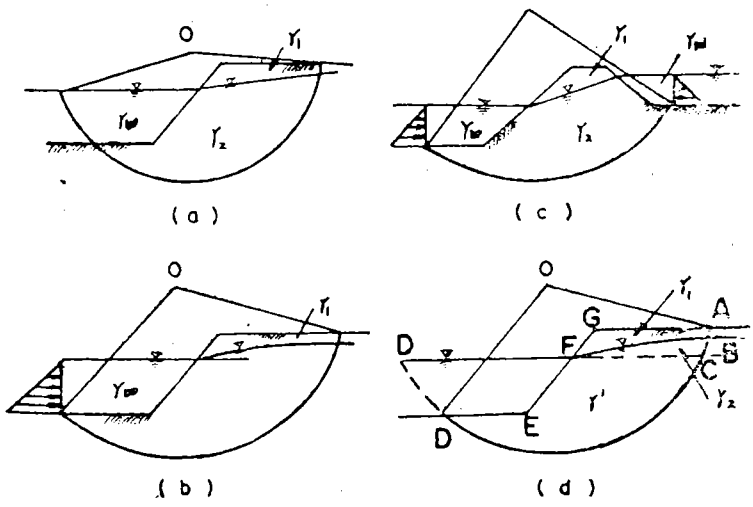


圖5-6-4　有定常性滲透水情況下滑動力矩之計算

滲流水面以上之不飽和土壤：

$$\gamma_1 = \frac{G_s + \frac{S_r}{100}e}{1+e}\gamma_w = \frac{1+\frac{W}{100}}{1+e}G_s\,\gamma_w$$

滲流水面以下之飽和土壤：

$$\gamma_2 = \frac{G_s+e}{1+e}\gamma_w = \frac{1+\frac{W}{100}}{1+e}G_s\,\gamma_w$$

滲流水面以下之飽和土壤考慮浮力時：

$$\gamma' = \frac{G_s-1}{1+e}\gamma_w = \gamma_2 - \gamma_w$$

(6-3)

式中

G_s: 土壤顆粒之比重

S_r: 飽和度(%)

e: 孔隙比

w: 含水量(%)

γ_w: 水之密度(t/m^3)

邊坡滑動之最主要原因爲土壤重量，因之土壤單位體積重量之值極爲重要，必須精密測定。並應注意一般不飽和土壤之$\gamma' > \gamma_1 - \gamma_w$。

(b)波力

如防波堤，土壤體由於波力之作用而穩定性減低，其穩定計算必須考慮波力作用。有關防波堤在波力作用下，其基礎地層之承載性能尙多不明瞭，一般而言，安全係數以取1.0以上爲標準。

(c)地震力

地震時由於地震加速度之慣性作用，土壤體之穩定性減低。圖5-6-5 所示爲砂邊坡之單元受水平震度K之地震時，設砂之內摩擦角爲ϕ，安全係數爲F，則邊坡之斜度(β)如下式：

$$\tan\beta = \frac{\frac{\tan\phi}{F} - K}{1 + \frac{K\tan\phi}{F}}$$

或

$$F = \frac{\tan\phi(1 - K\tan\beta)}{K + \tan\beta}$$

當F=1 時，

$$\tan\beta = \frac{\tan\phi - K}{1 + K\tan\phi}$$

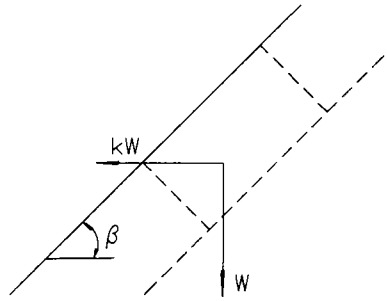


圖5-6-5 地震力

因此，F=1時，邊坡之穩定斜度(β)較常時爲小。假設$\tan^{-1}K = \theta$，上式變爲：

$$\tan\beta = \tan(\phi - \theta)$$

如上所述，砂邊坡之斜度因受地震之影響將減小。但地震時砂邊坡斜度之減小，實際上非屬滑動破壞，應爲砂顆粒之崩落現象。若考慮飽和砂在地震時發生液化現象，則穩定計算安全無法成立。因之，必須假定砂邊坡具有不發生液化現象之先決條件，才能適用設計震度做穩定分析。不發生液化現象地層上之砂或砂礫，堤狀結構物，可用設計震度計算地震力之穩定計算。地震時，砂或砂礫邊坡之滑動面近於直線，因之，其穩定分析必須按後述之直線形滑動面分析法計算。

土壤之性質如砂質土壤愈接近粘性土壤，在地震時，愈不易發生液化現象，其破壞滑動面亦由直線形面漸趨於曲線形面。

在粘性土壤地層中，由於滑動面多發生於較深處，故地震時之穩定分析通常作爲主要支配因素。如震度法不加修正直接應用於此種土壤邊坡之穩定計算，可能頗不正確。因爲粘性土壤地層中之地震加速度隨深度增加而減小，直接應用震度法計算邊坡在地震時之穩定性，從屬危險，惟實際上，尙無發生滑動

破壞之實用例，因之，有關地震時之邊坡穩定問題，直接採用設計震度設計則太過安全。

對於粘性土壤地層邊坡在地震時之穩定問題不明之點仍甚多，尚缺乏確立分析方法之充分資料，但由於地震時安全係數減低之事實，假定設計震度數值較大，平常時之安全係數必須盡可能取大值。

(3)土壤抗剪強度

爲計算邊坡穩定安全係數所使用之土壤抗剪強度，一般以公式(6-2) 決定之。實際上，依據土壤種類，常僅考慮粘著力或內摩擦角，在砂質土壤僅考慮內摩擦角，內摩擦角之值以由排水三軸壓密試驗決定爲最宜，但亦可由標準貫入試驗 N 值推算粘性土壤之短期穩定問題，僅考慮粘著力。粘著力爲單軸壓縮強度(q_u)之二分之一，按繪出其對應深度之分佈，以求得$q_u/2$之平均值。

粘性土壤之長期穩定問題有兩種處理之方法；一種是以剪力試驗估算土壤之粘著力，因載重移除發生膨脹所減小之程度，而應用減小之粘著力。粘著力因載重移除所減小之程度可用三軸壓縮試驗測定。另一種方法爲公式(6-2)之C值與ϕ值，以依有效應力修正之假粘著力C'(t/m²)及抗剪角ϕ'(°)代替。 C'與ϕ'值可用排水壓密試驗，或同時測定孔隙水壓與不排水壓密剪力之三軸試驗器測定。又此時之孔隙水壓(μ)之值按發生定常滲流以流線網估算。由流線網求孔隙水壓，一般如圖5-6-6(a)所示，但流線網之繪製需要熟練之技巧，故亦可以如圖5-6-6(b)所示，僅推斷流水表面之位置，以估算孔隙水壓，其誤差偏於安全方面。

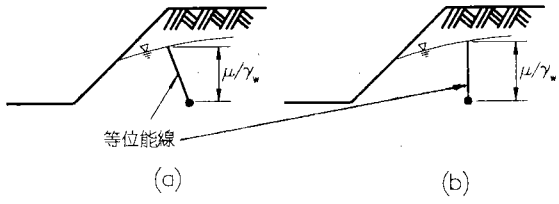


圖5-6-6 孔隙水壓之推算方法

(4)張力裂縫

邊坡之肩部可能因張力而發生張力裂縫。在粘性土壤邊坡，坡肩張力裂縫之深度不超過$2c/\gamma$，C爲粘著力，γ爲單位體積重量。此值係依據理想化粘土之力學性質所推算之值，實際應用上可不考慮。

在砂質土壤邊坡，分割片之底邊斜度愈大時，摩擦抵抗力愈小，故常假定坡肩之垂直龜裂延伸至地下水面。

在粘性土壤地層上，如海埔地堤防之大寬度低高度填土，由於原地層表面之沉陷，新填土內部產生水平方向之張應力，有由填土下部產生張力裂縫之傾向，在此種情況，所考慮之滑動圓較填土斷面爲大時，可假定垂直方向張力裂縫貫穿填土全高。

(5)側面抵抗

邊坡之穩定問題視爲二次元問題，而一般不考慮滑動土壤體之側面抵抗，但有局部性之重載重時，或發生滑動區域之長度有限時，得考慮側面抵抗。

(6)樁及版樁碼頭之抵抗

若滑動面橫列樁基礎，可認定穩定性因樁之抵抗力而增大，但其計算方法尚

未確立。計算方法之一爲假定滑動面以下部份受被動土壓。視滑動方向樁排之各樁爲集中在樁排重心之一單樁，其斷面勁度爲全部排樁之和。承受土壓之寬度設爲一單樁在滑動方向之投影面積，假定滑動面爲無上加載重之地面，考慮受假定之被動土壓。但被動土壓作用之最大範圍爲自滑動面至1/3Lm 之深度，計算被動土壓時，視樁面之摩擦角爲零。

在版樁式碼頭，若版樁打入地層深度之安全係數夠大時，至少可認爲滑動面不發生於版樁底端以上部份，因之，設計安全之版樁式碼頭，以通過版樁底端以下部份之滑動圓作穩定分析即可。但版樁之打入地層深度如大於必要深度時，版樁計算入土深度以下部份，以上述單樁同樣方法計算其抵抗。

(7)滑動防止沉床

爲增加對滑動之穩定性，以木樁型鋼等相當剛勁之材料，水平排置於沉箱下面作爲沉床，不僅分散載重，尚可增大滑動面，有增加抵抗滑動之穩定性效果。爲發揮此效果，使之發生些許沉陷爲所必需，但在沉陷期間無有效發揮分散載重之效果。

6-2-2 直線形滑動面邊坡之穩定分析

假定邊坡之滑動破壞面爲直線形面，對滑動破壞之安全係數可由公式(6-4)求之(參考圖5-6-7)。

$$F=\frac{\Sigma\ \{cL+(w'\cos\alpha-Q\ \sin\alpha)\tan\phi\ \}}{\sin\alpha\ \Sigma W'+\cos\alpha\ \ \Sigma Q} \qquad (6\text{-}4)$$

式中

F：滑動之安全係數

c：土壤之粘著力(t/m^2)

ϕ：土壤之內部摩擦角(°)

L：分割片之底面長度(m)

w'：分割片之有效重量(t/m)

α：分割片底邊之斜度(°)

Q：邊坡所承受之水平外力(水壓、地震力、波壓等)(t/m)

滑動破壞之安全率，平時爲1.2以上，地震時爲1.0以上

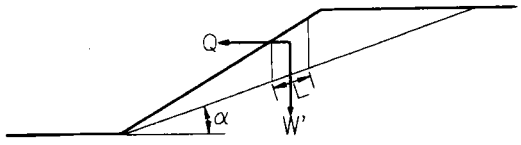


圖5-6-7 直線形滑動面邊坡之穩定分析

[說明]

(1)概要

砂礫邊坡之穩定分析，多假設滑動面爲直線形，尤其於地震時，砂礫邊坡之實際破壞面接近直線形滑動面。

(2)土壓對穩定之影響

檢討堤狀結構物之穩定問題，或具有樁基或版樁結構物整體之穩定，應考慮土壤體受土壓可能發生水平方向滑動之穩定性。

6-3 邊坡之穩定因數

概估邊坡滑動破壞之安全係數時，可利用穩定係數圖卡計算，但必須注意決定穩定係數之假設條件與實際條件之差異。

[說明]

Fellenius氏於分析粘性土壤(ϕ =0)邊坡之穩定時，發現由無次元值$\gamma H/C$，可決定邊坡之穩定性。$\gamma H/C$稱爲穩定因數，可以N_s表示之，穩定因數之倒數稱爲穩定數。其中H爲邊坡高度，C爲粘著力，γ爲土壤之單位體積重量。如圖5-6-9 所示爲粘著力(C)及單位體積重量(γ)爲定值， ϕ =0 粘性土壤邊坡之斜度與穩定因數之關係。

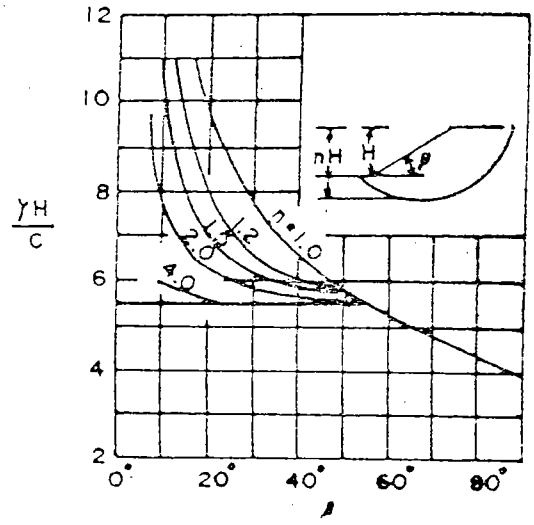


圖5-6-9 邊坡之穩定因數

若填土中之粘著力一定，而填土底面以下土壤層之粘著力隨深度正比增大，則有S.Odenstad氏所發表穩定因數圖卡。邊坡頂面土壤之粘著力爲零，並隨深度成直線增大時，有R.E.Gibson氏與N.Morgeosten氏所求得穩定因數圖卡。此外，亦有根據土壤之抗剪強度$\tau_f=c+\sigma\tan\phi$而求得之穩定因數圖卡。σ爲滑動面上之垂直應力，ϕ爲土壤內摩擦角。一般而言，只限於不飽和之粘性土壤之抗剪強度能依上式假定，在應用上必須加以注意。

如圖5-6-10所示，爲粘性土壤地層上填土之穩定因數計算圖卡，假定填土無抗剪力，因而假定有垂向之張力裂縫之存在。圖5-6-10適用放大寬度海埔地堤防，或地層改良上被載重填土之穩定分析。如填土高度增大，垂向張力裂縫之假定可靠性減低，有使安全因數過大之傾向。

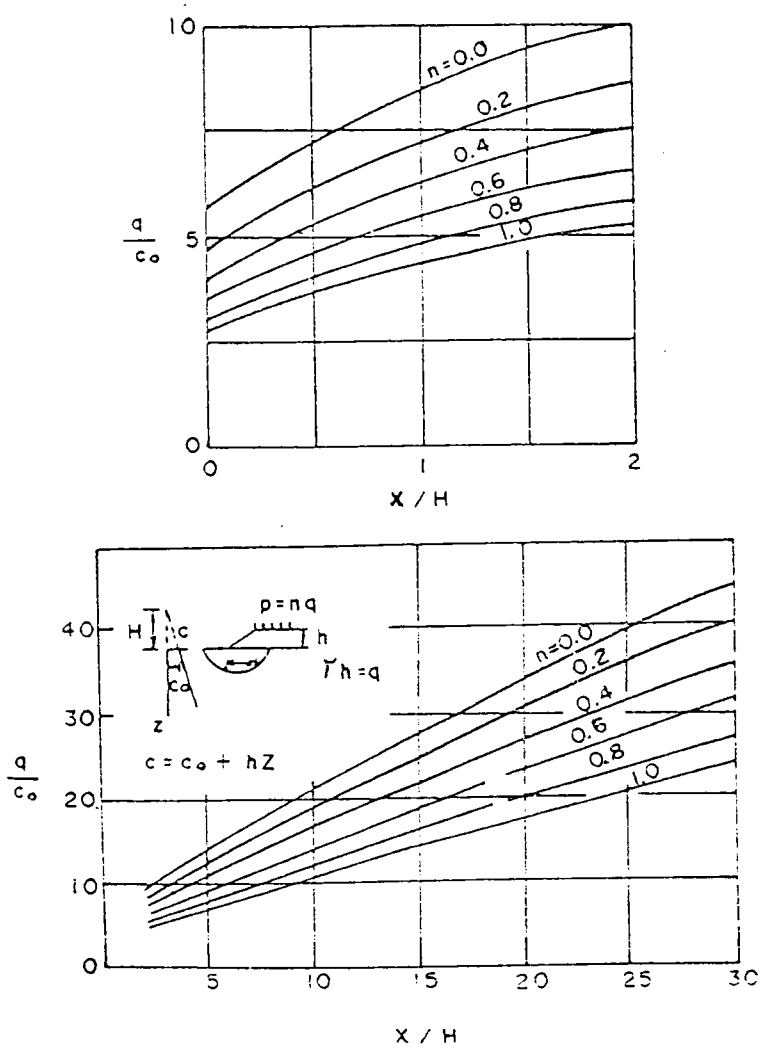


圖5-6-10　載重填土之穩定因數

第 七 章　地層改良

7-1 概要

在軟弱地層上進行地層改良時，應考慮基礎地層之性質、結構物之種類與大小、施工之難易等而選擇適當的改良方法。

[說明]

(1)軟弱地層之定義及判斷

由於施工速度之快慢及工程類別之不同，同一地層有時可視爲良質地層，有時被認爲軟弱地層，並無明確的定義，其力學性質及理論尚未建立。一般而言，無側束壓縮強度(q_u)在 0.5kg/cm^{2}以下，或N值在4以下之粘性土壤層，均可視爲軟弱地層。砂質土壤之N值在10 以下者，亦可稱爲軟弱地層。軟弱地層一般可依據表7-1所列之日本方面軟弱土壤之力學經驗值判斷之。

表 7-1 軟弱土壤之力學經驗值

土質情況	高速公路			鐵路		建築	土壩
	含水量 (%)	q_u (kg/cm^2)	N值 (次/ft)	N值 (次/ft)	層厚 (M)	長期容許承載力 (t/m^2)	N值 (次/ft)
泥炭土壤層	100%以上	0.5以下	4以下	0	2以上	10以下(N值約10以下)	20以下
粘性土壤層	50%以上	0.5以下	4以下	2	5以上	10以下(N值約10以下)	20以下
砂質土壤層	30%以上	約爲3.0	10以下	4	10以上	10以下(N值約10以下)	20以下

(2)軟弱土壤之特性

軟弱地層土壤之含水量一般均甚高，大部份均位於低窪地區，地下水位高，不易排洩，因此抗剪力及承載力均極低。處理軟弱地層之最主要目標在防止地層之滑動與沉陷。在一般基礎，若土壤承載力不足，沉陷量過大，均可使結構物遭受破壞。欲避免破壞，必須減輕結構物重量，使土壤中所產生之剪應力減小，或利用斜坡腳壓填土(Sideberm)，以防止滑動動破壞。若上述兩法無法達到預期效果，應考慮使用下述處理方法加強地層。

(3)減低土壤內應力方法

採用下列方法可以減低土壤內因結構物重量引起之應力：

(a)減輕結構物本身重量。

(b)擴大結構物之底面積。

(c)利用樁基礎。

(4)砂質土壤地層之改良方法

砂質土壤地層之改良方法有水力壓實法、降低地下水位法、爆炸壓實法及振動壓實法等，其中最有效者爲地振動壓實法，茲分述於下：

(a)水力壓實法

砂質土壤層之上面予以浸水使其含水完全飽和，原由毛細管現象所引起之表面張力遂告消失，土壤顆粒間之粘性亦因之消失，顆粘相互間乃易於移動。利用此表面張力消失現象，砂乃能藉其自重壓實之方法稱爲水力壓實法，如道路基層之壓實屬之。此外，含砂土壩亦有採用此法壓實者，但在水中，由於浮力作用，可使有效壓力減小，降低壓實效果，因之此法施於水中效果不大。

(b)降低水位法

利用點井法降低地層土壤中之地下水，以增加有效壓力，可使之壓實。同時利用向下之滲透壓力，以提高壓實效果。此法之主要用途常在使砂質土壤地層之挖掘得以保持邊坡安定，但並非應用於永久性層之改良。

(c)爆炸壓實法

依適當間距埋設炸藥於砂質地層之適當深度，藉炸藥爆炸之衝擊力使地層壓實。此法爲適用於大量砂質地層壓實之最經濟之方法。此法適用於飽和砂質地層，砂質地層內含沉泥50%程度者亦有成功之例。此法可使砂質地層壓實達到臨界空隙比(Critical voidrato)。

(d)振動壓實法

利用振動壓實改良地層土壤有下述各法，但對於含砂量80%以下之土壤，其效果不彰。

(i)橫向振動壓實法(Vibrofloatation method)

橫向振動壓實法係將能產生水平方向振動之機械裝於鋼管頂上，用管尖沖水法使管伸入地下，藉其振動力將地層壓實。

(ii)壓實樁法(Compaction Pile method)

壓實樁法係利用打樁時之振動及樁伸入地層中向側面之推壓力將地層壓實。

(iii)壓實砂樁法(Sand Compaction Pile method)

壓實砂樁法係將砂樁打入地層內，最近有採用振動法施工者。

(5)粘性土壤地層之改良方法

粘性土壤地層之改良方法有換土工法、排水工法及電氣化學改良法等。

(a)換土工法

將軟弱土壤層挖除，置換良質土壤。採用此法可於短期內達到確實有效之改良效果。

(b)排水工法

如果地層爲壓縮性大之厚粘土層，利用自然壓實法無法在短期內完成壓密，則必需採用排水工法加以處理。此法一般以砂樁排水法採用最廣，其他尚有利用紙帶代替砂樁之paper drain法，及與點井併用之砂樁真空法(Sand drain Vacuum method)等。

(c)電氣化學改良法

(i)電氣滲透法：

在飽和粘性土壤層中插入一對電極並通直流電，使土壤層中之孔隙水

藉直流電流向陰極流動以達到排水目的。

(ii)電氣化學固結法：

利用電氣滲透法使孔隙水流動，將固結物質送入土壤層中，可使一般採用壓力注入法無法滲透之地層固結，是謂電氣化學固結法。一般常用之主要方法有二種，第一種鋁電極法乃由電極流出之鋁粒子沉積在土壤孔隙，並與土壤固結。第二種加水玻璃法乃在電極附近加此藥劑使地盤固結，有時加氯化鈣。化學固結法係利用粘土粒子表面離子交換，產生化學反應所引起之電氣化學硬化作用。

(6)地層固結法

(a)注入法

將水泥、粘土、瀝青或藥液等注入地層土壤之空隙，使地層固結者，此法採用甚廣。

(b)熱處理法

在土壤中開鑿連續孔隙壓送熱風，或直接燃燒，使土壤乾燥固結。

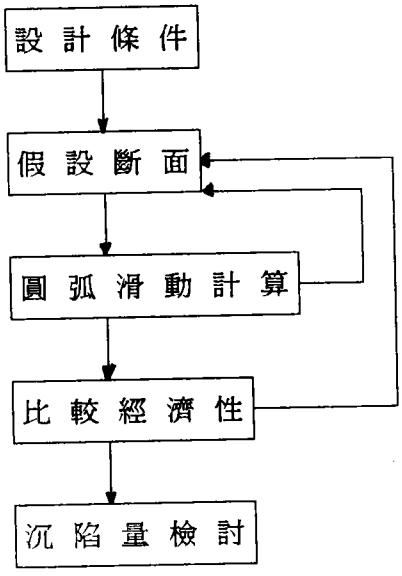
(c)冷結法

將地層土壤所含水份凍結，使其硬化之方法。

7-2 換土工法

7-2-1 設計順序

換土法之設計，一般循下列順序進行：



[說明]

實施換土時，必須先校核圓弧滑動(Circular Sliding)、沉陷量、施工上之問題、及經濟性問題，以決定換土深度，換土寬度及挖土時邊坡之坡度。

7-2-2 設計須注意事項

1. 換土深度

軟弱土壤層較薄時可全部換土。

軟弱土壤層較厚時換土至由載重所引起之土壤垂直方向內應力較原地盤層承載力小之深度爲準。決定換土入深度時，亦必須考慮施工設備之功能。

2. 換土寬度與換土深度之關係如圖5-7-1所示。

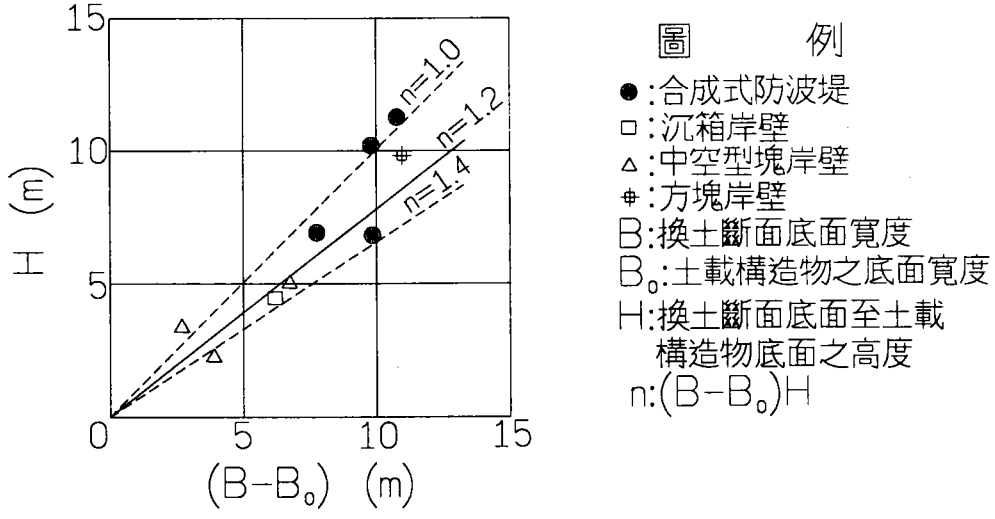


圖5-7-1 換土寬度與換土深度之關係

3. 開挖邊坡坡度

開挖邊坡，其坡度由原地層之強度決定，一般坡度取1：2，置換砂均爲疏鬆者其內部摩擦角爲30°左右。

4. 圓弧滑動破壞

圓弧滑動破壞之計算及安全係數之要求，可參照本篇「圓弧滑動」計算例。

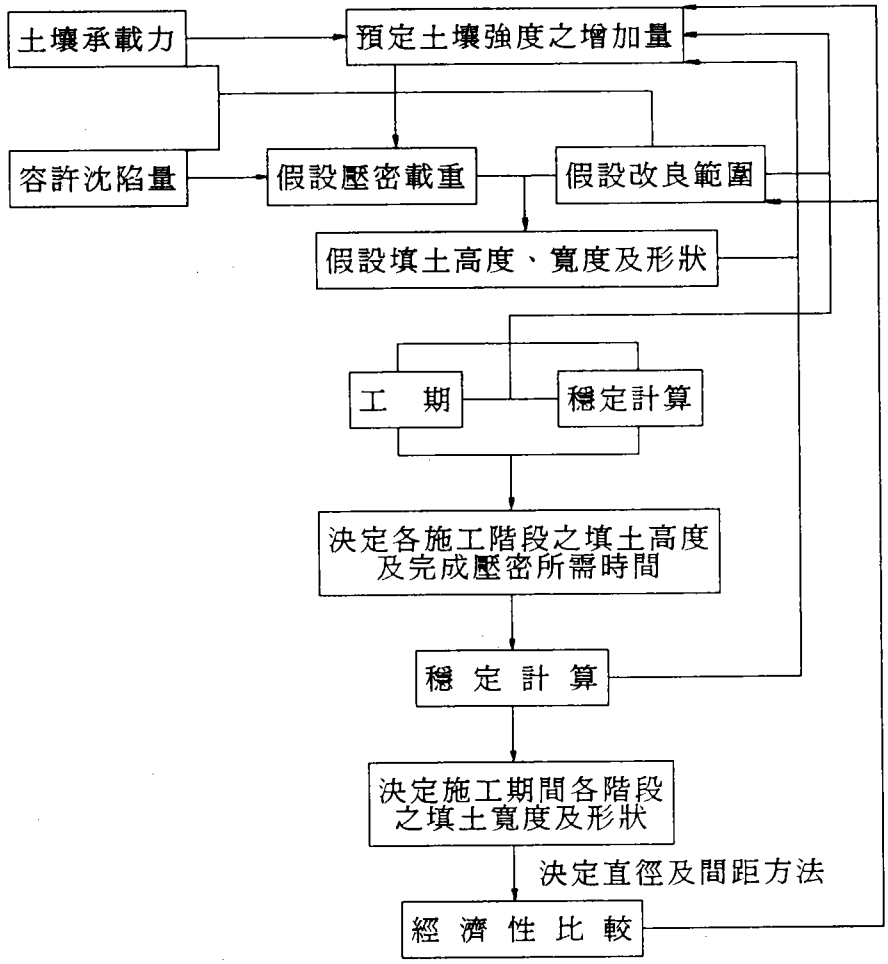
5. 換土施工方法

換土施工方法一般可分爲挖除、擠壓及爆破三種方法。

7-3 排水工法

7-3-1 設計順序

排水工法之設計一般循下列順序進行:



[說明]

(1)概要

排水工法之設計與其他地層改良法之設計相同，不可與結構物本身所要求之條件脫離，排水工法設計應考慮下列各項：

(a)預計之土壤強度增加量。

(b)結構物完成後之容許沉陷量。

(c)排水工法之施工範圍。

必須充分考慮決定結構物穩定度之條件，諸如結構物所承受土壓力之大小，土壤承載力之強度，結構物之容許沉陷量等因素。

(2)地質條件

排水工法設計所必須明瞭之地質條件，包括土壤之原粘著強度(C)、強度增加率、單位體積重量、壓密係數、體積壓縮係數、過壓密載重、壓密層之厚度等。設計預填土時，必須先明瞭土壤之抗剪強度、單位體積重量等。

(3)施工管理

排水法施工中必須調查粘土層之強度增加量、沉陷量、填土斷面之形態及單位體積重量。在檢討預定強度增加量及沉陷量是否發生時，必須同時注意填土之穩定。

7-3-2 預壓填土高度及寬度之決定

[1]地層改良所需填土高度及填土寬度

地層改良所需填土之高度及寬度，可依公式(7-1)與公式(7-2)，考慮預計強度增加量及將來容許沉陷量而決定。

$$\Delta c=(\Delta C/\Delta P)(\alpha\gamma h-P_0)U \qquad (7\text{-}1)$$

$$S=m_v(\alpha\gamma h-P_0)HU \qquad (7\text{-}2)$$

式中

ΔC: 粘著強度增加量(t/m^2)。

S: 沉陷量(m)。

$\Delta C/\Delta P$: 強度增加率。

α: 應力分佈係數。

γ: 填土之單位體積重量(t/m^3)。

h: 填土高度。

P_0: 過壓密載重(t/m^2)。

m_v: 體積壓縮係數(m^2/t)。

H: 壓密層厚度(m)。

U: 排水完成後壓密度。

[說明]

(1)填土高度

填土頂寬度必須在應改良土壤地層寬度以上。(參照圖5-7-2)。

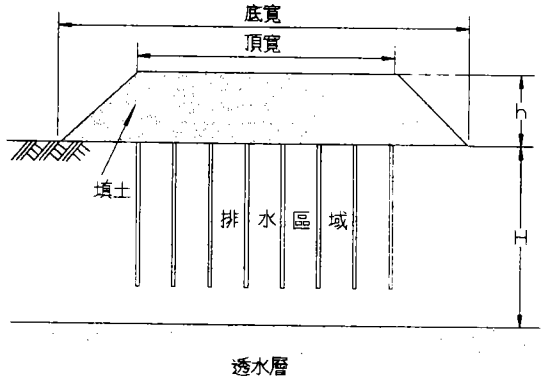


圖5-7-2 排水法說明

(2)應力分佈係數

應力分佈係數可依據Boussinesq氏彈性力學理論計算。改良土壤區寬度甚大，而填土之頂寬度較改良區寬度爲大之情況亦可利用Boston Code 決定。填土寬

度按其平均寬度計算，垂向高度取其中心深度值(如圖5-7-2) 。應力分佈係數參照「基礎沉陷」決定。若填土之單位體積重量不同，各載重階段之填土寬度及壓密度互異，或壓密層不均勻之情況，各載重階段或各土層之壓密度及沉陷量可利用公式(7-1)與公式(7-2)分別計算之。

[2]填土穩定所需之填土高度及寬度

依第1 項所決定地層改良所需之填土高度及寬度，必須再依其圓弧滑動計算，以確定其穩定性，此情況需考慮公式(7-1)所計算之強度增加量。

[說明]

(1)概要

依照地層改良所需加載載重決定之填土高度及寬度，再經圓弧滑動條件核算填土本身之穩定性，如有不足，須再加強。

(2)圓弧滑動

圓弧滑動參照「邊坡之穩定」所規定之方法計算。

[3]各施工階段之填土高度及寬度

由第2 項所決定之填土最終斷面之高度及寬度，通常分數階段施工，其各施工階段斷面之形狀，須考慮各階段之強度增加量， 檢討每一階段填土之穩定。

[說明]

(1)壓密度

預壓填土每一施工階段之壓密度若取其大值，則必須減小排水樁距，或延長工期，兩者均不經濟。反之若採用較小壓密度，強度增加量必隨之變小，其次一階段之容許填土高度亦變小，而將增加載重階段。壓密度普通爲50%～90%，而一般最常用者爲80%左右。

(2)斷面之複核

排水樁之間距決定後，計算正確之壓密度，須再複核各施工階段填土斷面之形狀。

7-3-3 排水工法之設計

[1]排水樁及鋪砂

(1)壓密速度及樁徑

壓密速度與樁徑成正比，與樁距之二次方成反比，故可認定樁徑對壓密速度之影響較小。因此排水砂樁之直徑通常視配合施工機械之性能而決定。但砂樁之直徑若過小，易被粘土堵塞，砂樁有被切斷之可能。目前以40cm左右爲最多，一般常用者爲30～50cm。爲避免砂樁被切斷或阻塞之缺點，亦有將砂落入

特製之尼龍網袋內以確保砂樁之粗細不變之砂袋樁法。

(2)砂樁之砂

砂樁必須使用透水性良好之粗砂，其顆粒級配須符合不易爲粘土所堵塞之程度。一般規定小於#200篩數量不得超過3%，D_{85}在1～5mm，D_{15}在0.1～0.7mm範圍。依據K.Terzaghi氏建議，砂之15%粒徑(D_{15})須在壓密層D_{15}之4倍以上，壓密層85%粒徑(D_{85})之4倍以下。圖5-7-3所示爲日本與美國數項實例所用砂之級配曲線，大多數較Terzaghi氏建議標準值爲粗，而並無排水不良效果。

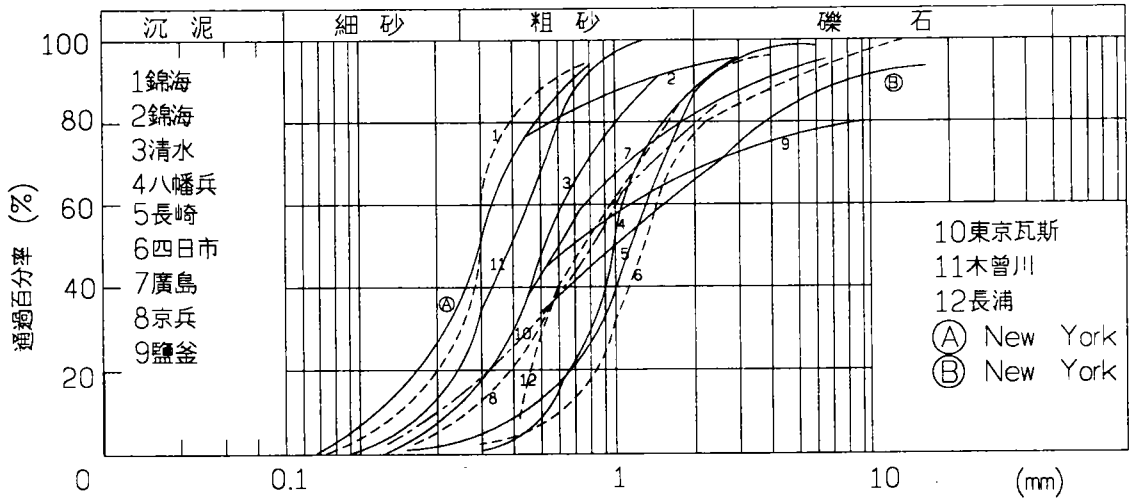


圖5-7-3　砂樁用砂級配曲線實例

(3)鋪砂

鋪砂厚度通常在海中爲1m，陸上爲0.5m左右。鋪砂愈厚，打樁愈困難，過薄則較易滲入粘土降低其透水性。鋪砂之效用如下：

(a)做爲軟弱層上部排水層。

(b)做爲填土層之下部排水層。

(c)做爲施工機械之通路及承載層。

鋪砂之厚度依照施工條件可參照下表所列各值決定之。

施工機械之接地壓力 (kg/cm^2)	表層圓錐承載力 (kg/cm^2)	鋪砂厚度 (cm)
0.7以下	2.0以上	50
0.7～1.0	2.0～1.0	50～80
1.0～1.5	1.0～0.75	88～100
1.5～2.7	0.7～0.5	100～120
2.5以上	0.5以下	120

附註：鋪砂爲不連續層或在水中施工時應酌增厚度。

[2]排水砂樁之間距

排水砂樁之間距依圖5-7-4及公式(7-3)決定之。

$$D=\beta nD_w \qquad (7\text{-}3)$$

式中

D: 排水砂樁之間距(cm)。

β: 係數，正方形配置爲0.886，正三角形配置爲0.952。

n=De/Dw，n可由圖5-7-4求得。

$$T_h'=\frac{Cv_h\cdot t}{Dw^2}$$

Cv_h: 水平方向壓密係數(cm^2/min)。

t: 壓密時間(day)。

Dw: 排水砂樁之直徑(cm)。

Un: 水平壓密度。

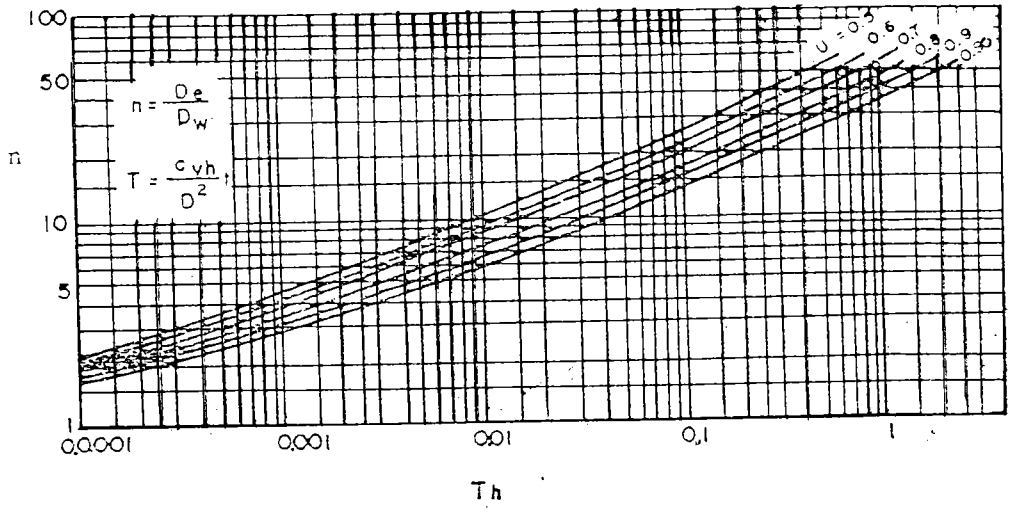


圖5-7-4 n值計算圖

[說明]

(1)概要

粘土層若自然壓密，由於其一次向進行速度太慢，不易在預定工期內使其增加到預定強度，而需利用排水法以加速壓密。 圖5-7-5所示爲粘土層以自然壓密達到80%壓密度所需日數(t_{80})，粘土層厚度H(m)，與壓密係數(C_v)之關係。

(2)垂直方向水流

排水法係利用水平方向水之流動，以加速壓密之進行。如壓密層厚度較排水砂樁間距爲小，則需考慮垂直方向排水對壓密層之影響。一般排水樁之間距在樁長之二分之一以下時，可不必考慮垂直方向排水之壓密影響。

(3)水平方向壓密度係數

一般水平方向壓密係數(C_{vh})較垂直方向壓密係數(C_{vv})大，如缺乏此係數之試驗數據，可以垂直向壓密係數代替，即$C_v=C_{vv}=C_{vh}$。

(4)壓密度之計算

排水砂樁之間距決定後，可利用公式(7-4)及公式(7-5)以求正確之壓密度。

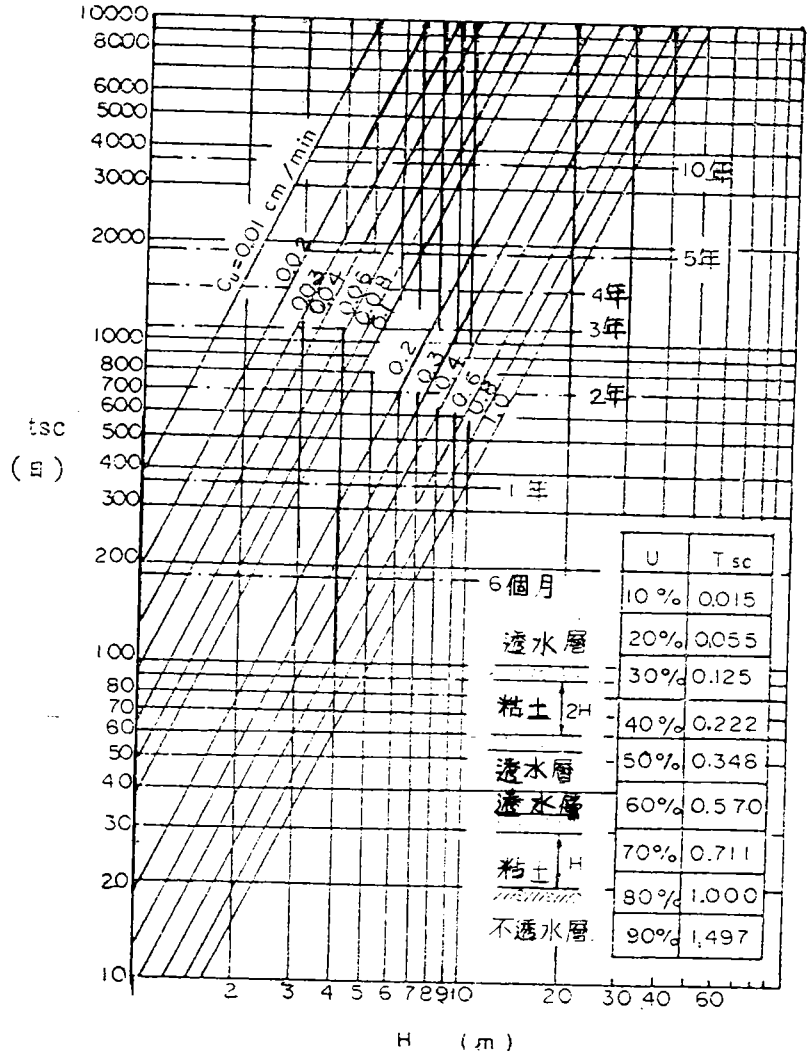


圖5-7-5 粘土層達到80%壓密所需日數

$$T_h=\frac{C_{vh}t}{De^2} \qquad (7\text{-}4)$$

$$n=\frac{D_e}{D_w} \qquad (7\text{-}5)$$

式中

T_h: 水平方向壓密之時間係數。

D_e: 有效直徑(m)。

t: 壓密時間(天)。

D_w: 樁徑(cm)。

(a)有效直徑(D_e)

所謂有效直徑係指排水砂樁影響範圍以等面積核算圓之直徑，其與排水砂樁間距(D)之關係如下：

正方形配置　　$D_e=1.128D$

正三角形配置　　$D_e=1.050D$

(b)自然沉陷及均勻沉陷

愈接近排水砂樁之土壤層，其壓密進行愈速。若僅砂樁附近發生壓密沉陷，但由於受拱力作用等阻礙載重變小，結果有全體平均均勻沉陷與載重分佈不變之自然沉陷兩種假設方法。 圖5-7-4與圖5-7-6所示爲均勻沉陷情況，但當n＜10且U_h＜60%，其平均壓密度與自然沉陷即會有很大之差距。

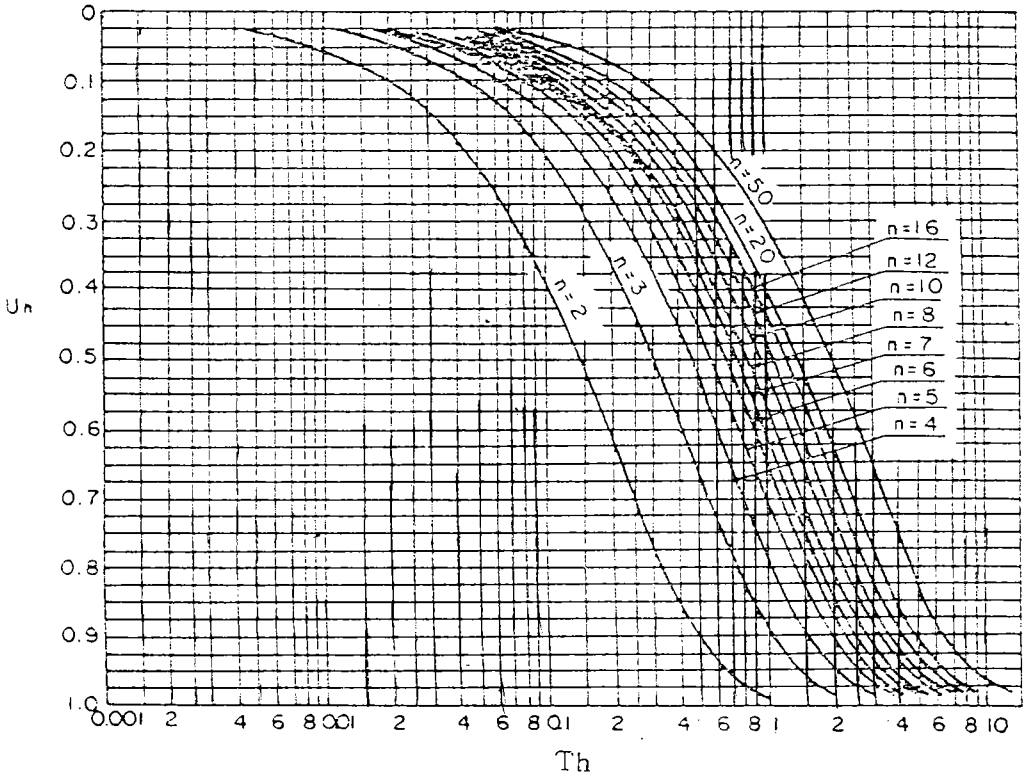


圖5-7-6　水平壓密度計算圖表

(c)漸增載重所生之壓密

參照「基礎之沉陷」在圖5-5-21 所示載重條件，僅就水平方向排水壓密爲均勻沉陷之壓密度及沉陷量可由公式(7-6)計算。

$$\left.\begin{aligned} U_t &= \frac{F(n)}{T_{ho}} U_h(n, T_h) && t \leqq t_0 \\ U_t' &= \frac{F(n)}{T_{ho}} \{ U_h(n, T_h) - U_h(n, T_h - T_{ho}) \} && t \geqq t_0 \\ S_t &= 2HM_vP_0U_t \frac{t}{t_0} && t \leqq t_0 \\ S_t' &= 2HM_vP_0U_t' && t \geqq t_0 \end{aligned}\right\} \quad (7\text{-}6)$$

式中

U_t：平均壓密度(載重漸增期間)。

U_t'：平均壓密度(載重一定期間)。

S_t：t時間之沉陷量(載重漸增期間)。

S_t'：t時間之沉陷量(載重一定期間)。

$$F(n)=\frac{1}{1.152}\left(\frac{n^2}{n^2-1}\log n-\frac{3n^2-1}{4n^4}\right)$$，參照圖5-7-7。

$$T_{ho}=\frac{C_{vh}t_0}{D_e^2}$$

式中

C_{vh}：水平向壓密係數(cm^2/min)。

t_0：載重期間(day)(至一定載重時)。

D_e：有效直徑(m)。

U_h：一定載重時之壓密度(參照圖5-7-6)。

(d)不均勻土壤層情況

不均勻土壤層之壓密有各種不同之解析法，不贅述。

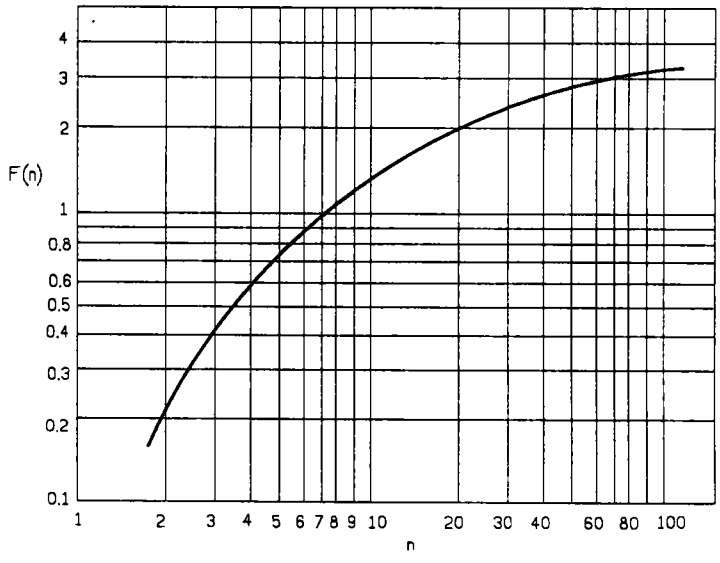
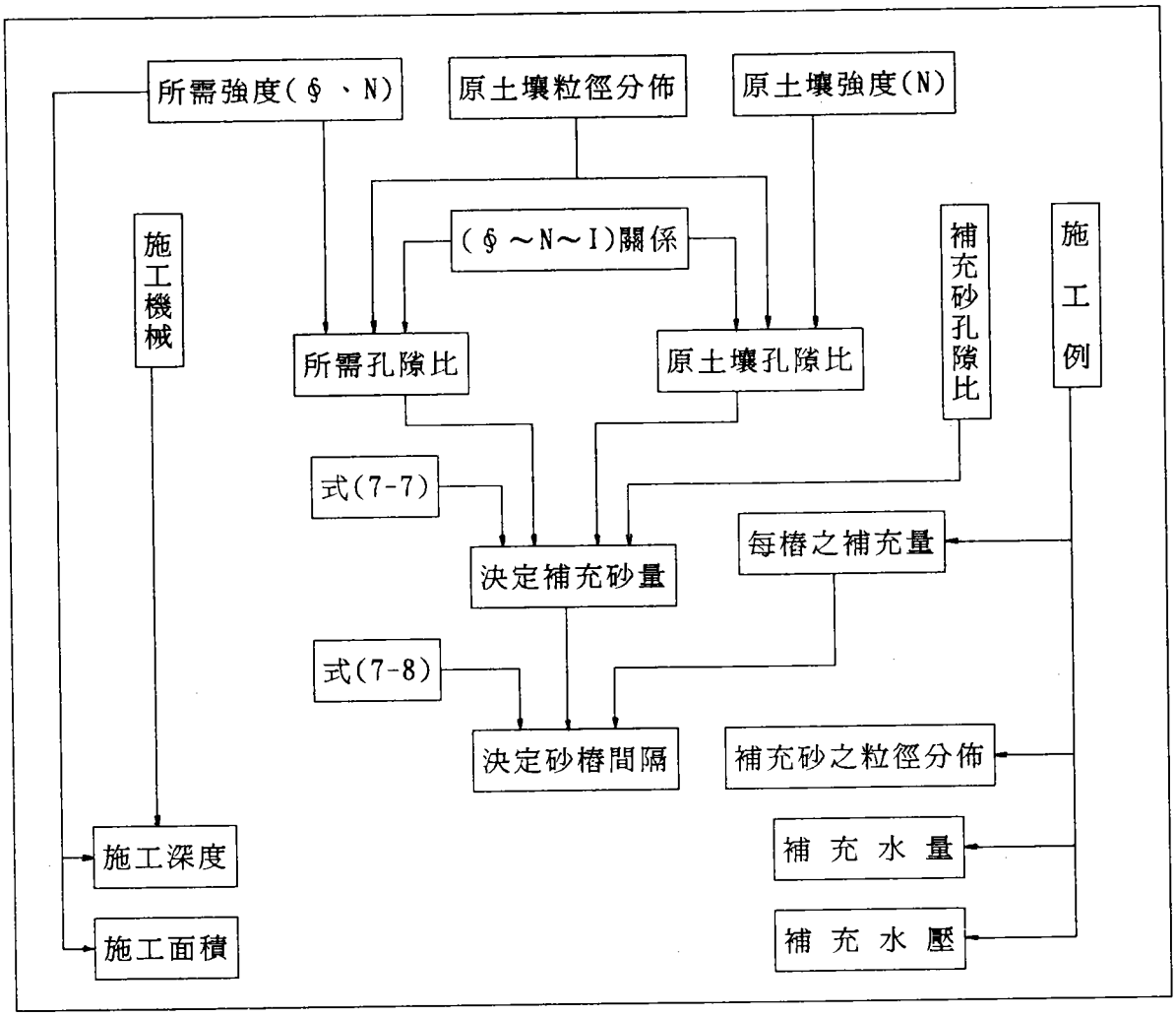


圖5-7-7　F(n)與N之關係

7-4 橫向震動壓密法

7-4-1 設計順序



[說明]

(1)概要

橫向震動壓實法由於設計及施工所根據之基本數據不充分，必須在工地進行試驗。故先作概略設計，依據試驗結果再確定施工計劃。

(2)砂之強度與相對密度關係

橫向震動壓實法進行初步設計時，必須瞭解N 值與內摩擦角、內摩擦角與相對密度、N 值與相對密度等有關土壤性質之相互關係。

7-4-2 適用範圍

[1]適用範圍

圖5-7-8所示爲綜合11項工程施工實例之數值，可據以獲得橫向震動壓實法之大概適用範圍。砂樁爲三角形配置其間距爲1.2～1.5m。

(1)原地層土壤之粒徑分佈

橫向震動壓實法不適用於沉泥質土壤地層，由圖5-7-8可知沉泥量達40%尙

可適用，但其他報告只限至沉泥量30%以內方可適用。

(2)補充砂之粒徑範圍

補充砂可使用礫石、粗砂、礦滓及現場砂等。一般粒徑愈大，壓實效果亦愈大。但最大粒徑不得超過 5cm，否則壓實效果反而變壞。砂粒徑若過小時，隨上昇泥水之流動而浮游，下降速度減小，無法有效壓實。補充砂之適宜最小粒徑如圖5-7-8 之虛線所示。

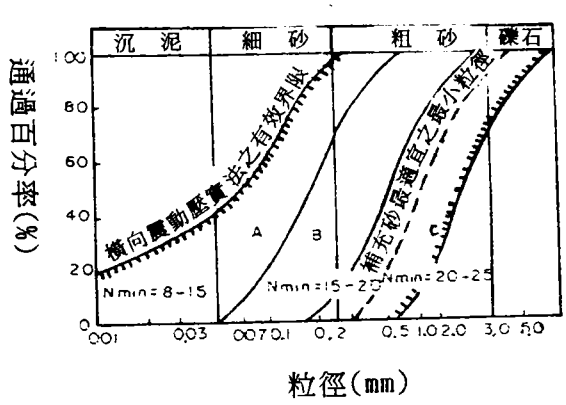


圖5-7-8 原地層之粒徑與壓密後最小N值之關係

(3)壓實範圍

圖5-7-8所示之N值爲距震實樁最遠之三角形重心位置實測之N值，由此可知概略壓實範圍。

一般橫向震動法之壓實限度以相對密度表示時，爲 70%～90%。

一般以相對密度(D)70%爲基準。

(4)震實樁距離與壓實效果之差異

橫向震動壓實法之效果，隨震實樁之間距成指數函數比例減小。

依美國佛羅里達州的試驗獲得結果如下：

(a)施打一支震實樁，離其0.90m以上之各點其相對密度爲70%以下。

(b)樁距超過2.4m以上時，震實效果不會重疊。

(c)樁距在1.8m以下時，其面積內之相對密度達70%以上。

(5)改良後土壤之強度試驗

改良後地層土壤之強度得以標準貫入試驗及平板載重試驗檢查，在距震實樁最遠地點所測得之結果較爲保守，偏向安全方面。因在施工時，樁之垂直夯打精度與其間距離甚難準確，以此值作爲地層之平均強度並無大問題。

[2]施工間距及深度

震實樁間距一般配成1.2～1.5m之正三角形，深度依日本目前施工機械功能，最大壓實深度爲約爲8m。

[3]補給砂量

以原地層每立方公尺計，補給砂量爲0.22～0.4m^3 左右，若以震實樁每m計，補給砂量爲管桿體積之3倍以上。(現日本使用之橫向震動管桿體積可以直徑216mm之圓柱體計算。)

[4]補充水壓及補充水量

補充水壓最大爲7kg/cm^2，每一m震實樁之送水量爲0.2m^3～0.5m^3，加水速度在0.2m^3/min左右。

[5]施工速度

依施工設備之不同而異，按一般壓實樁深度7m計，包括機械移動在內，所需時間約爲30分鐘左右。

[6]電流紀錄

在施工中，必須紀錄下電流使用情形，以瞭解通電時間(震動時間)及機械移動時間，作爲判斷壓實度之資料。

7-4-3 橫向震動壓實樁之設計

[1]補給砂量

補給砂量參考7-4-2節「適用範圍」第3項之值，依公式(7-7)設計。

$$v=\frac{(1+e_1)(e_0-e)}{(1+e_0)(1+e)} \qquad (7\text{-}7)$$

式中

v: 原地層每單位體積所必需之補給砂量(m^3/m^3)。

e_0: 原地層孔隙比。

e_1: 補給砂之孔隙比。

e: 地層經改良後所要求之孔隙比。

[說明]

(1)原地層之孔隙比:

原地層土壤在相當深度時，甚難直接測定其孔隙比，但可由N值推算其概值。

(2)地層經改良後之孔隙比:

改良後地層土壤之需要強度可由內摩擦角或N值求得，參考第二篇「土質條件」，推知概略的必需孔隙比。

(3)補給砂之搬運損失:

除由公式(7-7)求補給砂量外，尙須考慮搬運損失。

[2]施工間距

震實樁間距之決定，參考7-4-2節「適用範圍」第2項之值，並依公式(7-8)設計之。

$$d=\alpha\sqrt{S/v} \qquad (7\text{-}8)$$

式中

d: 壓實樁施工間距(m)。

α: 係數，正方形配置爲1.0，正三角形配置爲1.075。

S: 每單位長度震實樁所需補給砂量(m^3/m)。

v: 原土壤之單位體積所需要之補給砂量(m^3/m^3)。

[說明]

(1)可能補給砂量:

可能補給砂量依施工機械、震動時間、原土壤之性質、震實樁間距等而異，概略值可由7-4-2節「適用範圍」第3項之施工例推算，確實數值須由現場試驗決

定。

(2)改良後之土壤平均孔隙比:

改良後之土壤平均孔隙比與改良後之強度有關，爲施工管理上所必須，可由公式(7-9)推算。

$$e' = \frac{\beta d^2(H \pm h)}{\frac{\beta d^2 H}{1+e_0} + \frac{v}{1+e_1}} - 1 \qquad (7\text{-}9)$$

式中

e': 改良後之土壤之平均孔隙比。

β: 面積係數，正方形配置時爲0.1，三角形配置爲0.866。

d: 壓實樁間距(m)。

βd^2: 每支樁之影響面面積(m^2)。

H: 改良層厚度(m)。

h: 土壤之隆起量(+)或沉陷量(-)(m)。

v: 每支樁之補給砂量(m^3/支)。

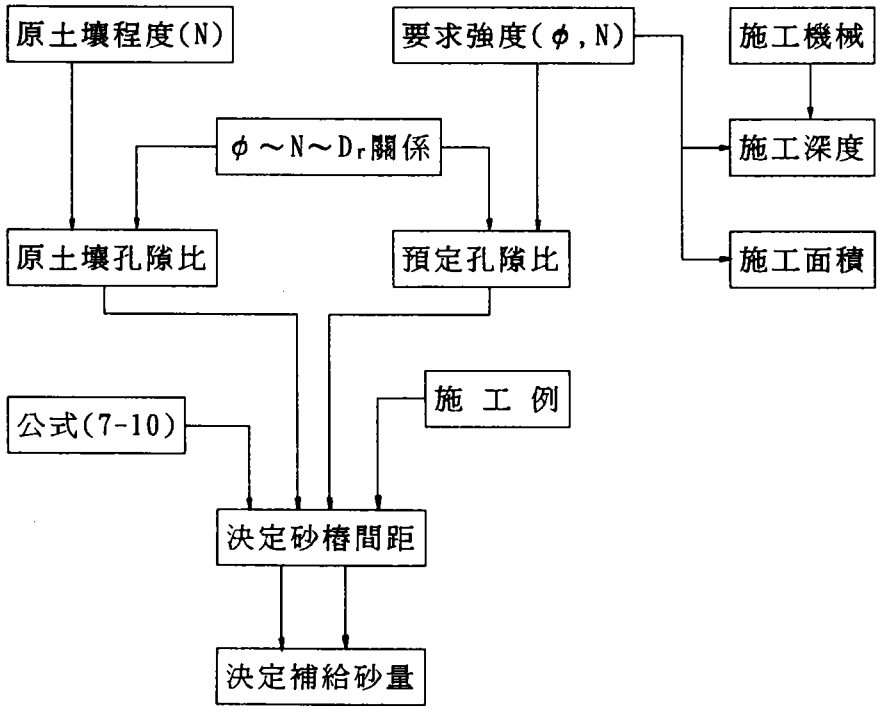
e_0: 原土壤之孔隙比。

e_1: 補給砂之孔隙比。

7-5 壓實砂樁法

7-5-1 設計流程

壓實砂樁之設計，一般以下列程序進行。



[說明]

(1)概要

壓實砂樁法之設計尚包含未知因素，故應儘可能依工地試驗，慎重從事，以期設計之安全。

(2)砂之強度與孔隙比之關係

設計壓實砂樁必須瞭解有關土壤性質，包括N值與內摩擦角、內摩擦角與相對密度、N值與相對密度等。

7-5-2 壓實砂樁法之設計

補給砂量及砂樁之間距，可依公式(7-10)求之。

正方形配置砂樁

$$S=\frac{e_0-e}{1+e_0}d^2$$

三角形配置砂樁

$$S=0.866\times\frac{e_0-e}{1+e_0}d^2$$

(7-10)

式中

S: 每公尺深度砂樁之體積(m^3)。

d: 砂樁間距(m)。

e_0: 原土壤之孔隙比。

e: 土壤改良後應達到之孔隙比。

公式(7-10)中S爲壓實砂樁之壓實後砂之體積，補給砂量需增加10%～20%。

[說明]

(1)原土壤之孔隙比及改良後之土壤所要求之孔隙比，可參照本章7-4-3節「橫向震動壓實樁之設計」第1、2兩項處理。

(2)砂樁間距

砂樁之間隔以1.5～3.0m爲最適宜，但目前採用者以1.8～2.2m爲多。

(3)施工深度

以日本現用施工機械爲例，其最大壓實深度爲25m。

7-5-3 改良後地層土壤之強度試驗

改良後地層之強度可採用標準貫入試驗及平板載重試驗檢驗，其位置應選擇距砂樁最遠處爲宜。

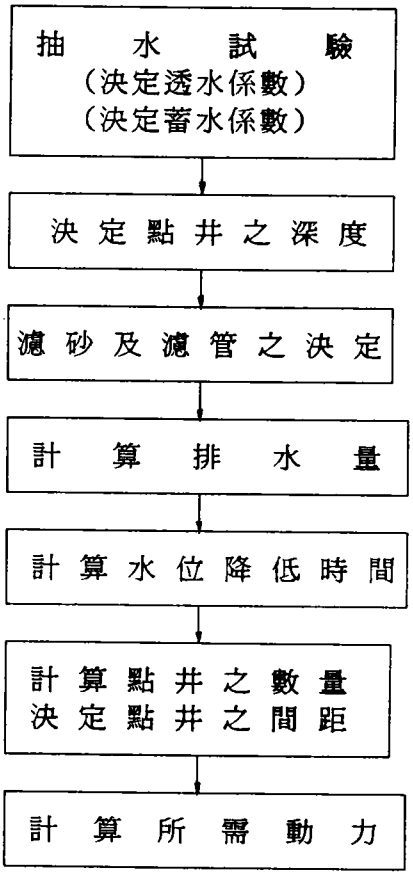
7-5-4 粘性土壤地層之改良

壓實砂樁法應用於粘性土壤地層之改良並不十分適合。

7-6 點井法

7-6-1 設計流程

點井法設計，一般依下列流程進行:



7-6-2 點井法之實用範圍

點井法適用於透水係數(k)在下列範圍之土壤。

$k=\alpha \times(10^{-1}\sim10^{-4})$cm/sec，$\alpha=1\sim9$

[說明]

點井法之適用範圍與土壤粒徑分佈關係如圖5-7-9:

A區:排水容易之範圍，如僅以排水爲目的時，可用排水坑(Sump)、集水井、深井等。

B區:排水稍爲困難之範圍，需要真空排水時，採用點井較佳。

C區:排水困難之範圍，需要用極強力之真空抽水機。

D區:不可能排水之範圍，必需使用電氣滲透法。

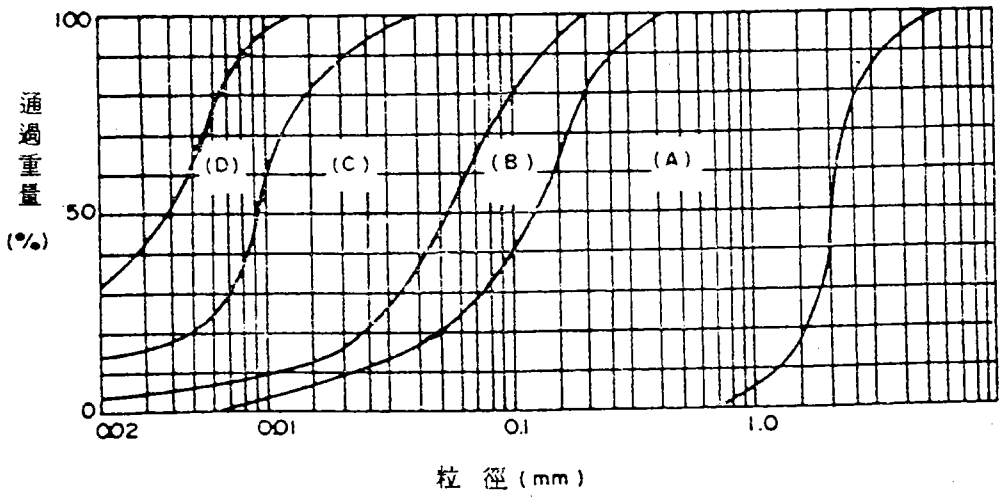


圖5-7-9 點井法之適用範圍與土壤粒徑分佈

7-6-3 調查

採用點井法，施工前除作有關土壤調查外，並應作現場抽水試驗。

[說明]

(1)概要

對點井設計法上最有影響之因素爲土壤之透水係數及蓄水係數。透水係數可從土壤顆粒之粒徑推算，或由室內透水試驗、抽水試驗決定。蓄水係數則由抽水試驗決定外，別無他法。因此，欲求正確透水係數及蓄水係數以完成最經濟有效之設計，必須進行現場抽水試驗。

表7-2 粒徑與透水係數之概略值

粒 徑 (mm)	0.01 以下	0.01～0.05	0.05～0.10	0.1～0.25	0.25～0.50	0.50～1.0	1.0～5.0
R (cm/sec)	3×10^{-6} 以下	4.5×10^{-4}	3.5×10^{-3}	0.015	0.085	0.35	3.0

(2)透水係數之概值

有許多公式可用以由土壤粒徑推算透水係數，其概略值如表7-2所示。

(3)蓄水係數之概值

蓄水係數(S)，除由抽水試驗決定外，無其他方法，其概值如下:

自由水: S=0.01～0.35

壓力水: $S=1\times10^{-3}\sim1\times10^{-4}$

7-6-4 設計

[1]點井之深度

點井濾管管頂之高度必須較挖掘底面深60～90cm。

[說明]

點井之濾管必須在挖掘面之下，以防止吸入空氣，同時可避免點井附近發生湧水現象。

又如水管線單面設置時，深度應酌予加大。例如單側之導頂管(head line) 與反側水管線底高差在3.5m以內時，濾管管頂應較挖掘面深1.0～1.2m以上。

[2]點井所能降低之水位

用點井抽水，最高標準將水位降低5.5～6.1m。

[說明]

在理論上，點井抽水機之揚水深度爲10.3m，但由於實用上水頭損失及動力影響關係，最高以6m 設計較經濟。因此，開挖深度大時，一般均先挖至地下水位，在此位置埋設點井，再按深度每超過6m時，分段裝設點井。

[3]濾砂與濾網(Strainer)

濾砂粒徑及濾網孔徑之大小，必須滿足公式(7-11)。

$$\left.\begin{array}{l}(4\sim5)D_{15(s)}\leqq D_{15(f)}\leqq(4\sim5)\times D_{85(s)}\\ D_{60(s)}<D_0<D_{75(s)}\\ D_0<D_{85(f)}/2\end{array}\right\}\quad(7\text{-}11)$$

式中

D_n: 粒徑分佈曲線之n%粒徑(mm)。

$D_{n(s)}$: 天然土壤 D_n(mm)。

$D_{n(f)}$: 濾砂之 D_n(mm)。

D_0: 濾網孔徑之大小(mm)。

[說明]

地下水集中於點井之狀況，係由甚大斷面流入較小斷面，因此，爲保持一定出水量，點井附近的透水性必須增大。同時點井之濾網必須能夠防止泥土阻塞。濾砂之品質亦須符合上述要求。用於粘性土壤中之濾砂，其直徑爲2.5mm 左右，用於砂質土壤者可較小，而在粒徑均勻之砂層，可不加濾砂。但於透水層間夾有不透水層之情況，上下透水層間容易彼此相隔離，施工時必須十分注意。

[4]排水量之計算

排水量之計算，利用如公式(7-12)所示之Thiem式(參照圖5-7-10)。

1.普通情況:

$$Q=\frac{1.36k(H^2-h_0^2)}{\log\frac{R}{\triangle r_0}} \qquad (7\text{-}12)$$

2.含水層上下受限制之情況:

$$Q=\frac{2.72kb(H-h_0)}{\log\frac{R}{\triangle r_0}} \qquad (7\text{-}12)$$

式中

Q: 排水量(m^3/min)。

k: 含水層之透水係數(m^3/min)。

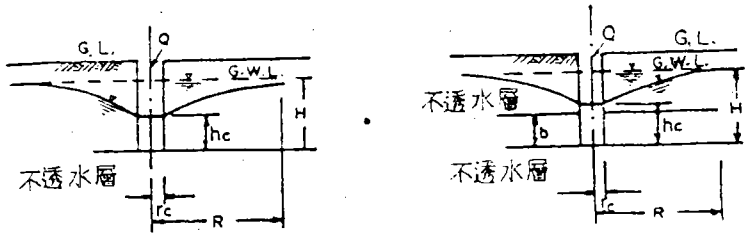
H: 含水層之天然水位(m)。

h_0: 點井之降低水位(m)。

$\triangle r_0$: 點井之半徑(m)。

b: 含水層之厚度(m)。

R: 影響圈之半徑(m)。



(a) 普通狀況　　(b) 含水層上下受限制之狀況

圖5-7-10　水位降低曲線

[說明]

(1)概要

計算排水量之公式甚多，而一般均將排水範圍假設爲半徑r_0之一個大井，利用Thiem式求之。

(2)假想井之半徑r_0

根據Muscat之理論(參照圖5-7-11)，r_0可以下式表示之。

$$\log r_0=\frac{\log r_1+\log r_2+\log r_3+\ldots\ldots+\log r_n}{n} \qquad (7\text{-}13)$$

式中

r_0: 假想井之半徑(m)

r_1, r_2, r_n: 由各井至井點中之距離。

n: 井數。

亦有將設置點井之面積換算成一圓面積之圓，以此圓之半徑作爲r_0，點井之設置一般以圓形較少，通常均可利用上述方法換算。但當點井之設置區非常狹長時，則Thieam式不適用。在此情況下，可視水流方向爲雙曲線，將Thiem 式之方法修正後再應用之。

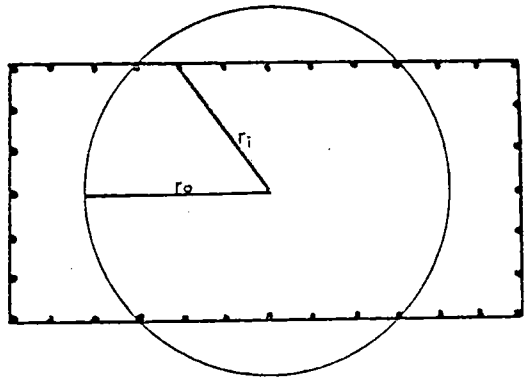


圖5-7-11 假想井之半徑

(3)影響圈之半徑(R)

求影響圈半徑之理論甚多，但目前尚無絕對性之公式，可利用[5]「降低水位時間」，由Theis之非平衡式算出。

影響圈之半徑(R)(m)之概略可以公式(7-14)表示之。

$$R=(100+r_0)\sim(500+r_0) \qquad (7\text{-}14)$$

式中

r_0: 井之半徑(m)。

r_0隨透水係數之大小而增減。

在抽水量計算式中，由於R包含在對數中，所以因R值所導致抽水量(Q)之誤差，比較因透水係數K值所導致Q之誤差爲小。故R取概略值，在實用上無妨。

[5]降低水位時間

降低水位之時間，可利用下列非平衡式計算。

$$t=\frac{r^2 s}{4kH_u} \qquad (7\text{-}15)$$

$$W_{(u)}=\frac{4\pi kH_s}{Q}$$

$$W_{(u)}=\int_u^{\infty}\frac{e^{-u}}{u}du$$

$$=-0.5772-\ln u+u-\frac{u^2}{2.2!}+\frac{u^3}{3.3!}+\frac{u^4}{4.4!}+\ldots.(u<1)$$

式中

t: 由抽水開始後經歷之時間(min)

r: 由井至某點之距離(m)

S: 蓄水係數

k: 透水係數(m/min)

H: 含水層之厚度(m)

S: 經過t時間抽水後，距井中心r點水位降低量(m)
Q: 抽水量(m^3/min)
$W_{(u)}$: Wensel之井函數

[說明]

設置點井區域中一點P之水位降低，可利用公式(7-15)以下述方法求之。設各井個別抽水t時後，點P之水位降低量分別爲$S_1S_2S_3....S_n$，則抽水機開動t時後之水位降低量(s)爲

$$S=S_1+S_2+S_3+.....+S_n$$

以不同之t值代入，算出對應之S值，可找出點P之水位降低與抽水時間關係，利用此關係可求出將水位降低S所需之時間t。

[6]點井數

點井數由式(7-16)計算:

$$n=\frac{Q}{q} \qquad (7\text{-}16)$$

式中

n: 點井數。
Q: 總抽水量(L/min)。
q: 一點井之抽水量(L/min)。

[說明]

每一點井之抽水量依現場狀況不同而異，一般可按q=20～50L/min考慮。

求出n時，當時亦可決定點井之間距，間距最大限度爲3m左右。如間距過大，則降低水位需較長之時間，可能不合實用。

[7]抽水機軸所需馬力之計算

抽水機軸所需馬力(P_o)，可依公式(7-17)求之。

$$P_o=\frac{QH}{4.5E} \qquad (7\text{-}17)$$

式中

P_o: 抽水機軸所需之馬力(HP)。
H: 總揚程; 實際揚程+損失水頭(m)。
E: 抽水機效率。

[說明]

水頭損失除管內摩擦水頭損失外，尚有流入、閥、閥塞、彎曲、接頭等之水頭損失，詳情請參閱有關文獻。又需檢討各有關水理量係數是否符合當地之條件。混

有粘土之水流水頭損失須增20～30%。

抽水機之容量，由於考慮抽水量(Q) 之計算誤差及未定量雨量，計算值必須估計1.5～2.0安全率。真空抽水機之排氣量爲3m³/min 左右，導管長100m時，必須增加一臺抽水機。全部所需動力爲揚水抽水機所需動力加上真空抽水機所需之動力。各抽水機之性能如表7-3。

表7-3 抽 水 機 性 能

(a)離心抽水機

口 徑	排 水 量	所需馬力
3in	0.5m³/min	5HP
4in	1.0m³/min	7.5HP
6in	2.0m³/min	15.0HP

(b)真空抽水機

型 式	排 水 量	所需馬力
乾 氣	2.0m³/min 3.0m³/min	5.0HP 7.5HP
濕 氣	2.0m³/min 3.0m³/min	10.0HP 15.0HP

7-7 紙樁排水法(Paper drain method)

7-7-1 紙樁法之適用範圍及與砂樁之比較

紙樁法之適用限界爲N=8以下之土壤。

[說明]

(1)排水砂樁可打入N=15之土壤層，但紙樁無法適用。另砂樁稍有兼作承載層作用，惟紙樁卻無法承受，若沉陷量相當大之地層使用紙樁，其紙帶本身之變形無法避免，將影響效果。

(2)紙樁爲透水材料，紙帶比砂樁輕，一般砂樁1m需500～100kg之透水砂，但紙帶1m僅0.2kg，在粗砂不易購取地區用紙帶較有利。

(3)紙樁內部不易進砂，其縱向孔可長期保持通水機能，促進排水功效。砂樁若用細砂可降低其透水能力，若用較粗砂粒，內部容易流入粘土土粒，而降低透水性。

(4)紙帶因斷面積小，打入地下時阻抗力亦小，打設速度頗快。又無需將砂投入地中之作業，時間較省，施打速度爲砂樁之10倍，其斷面小表示不易擾動土壤。

(5)砂樁之中間段較易被四周其他土壤切斷，或較深部份不易保持原斷面大小，施工管理較難。

(6)紙樁頭爲保持良好不被損壞起見，四周由地面挖20cm後，切斷紙樁四周舖砂，免使頭部受損，影響排水。

7-7-2 紙樁法之設計

基本上可按砂樁同樣步驟進行，在進行前先將紙帶寬厚換算爲圓柱形排水柱，其計算可利用圖解法。

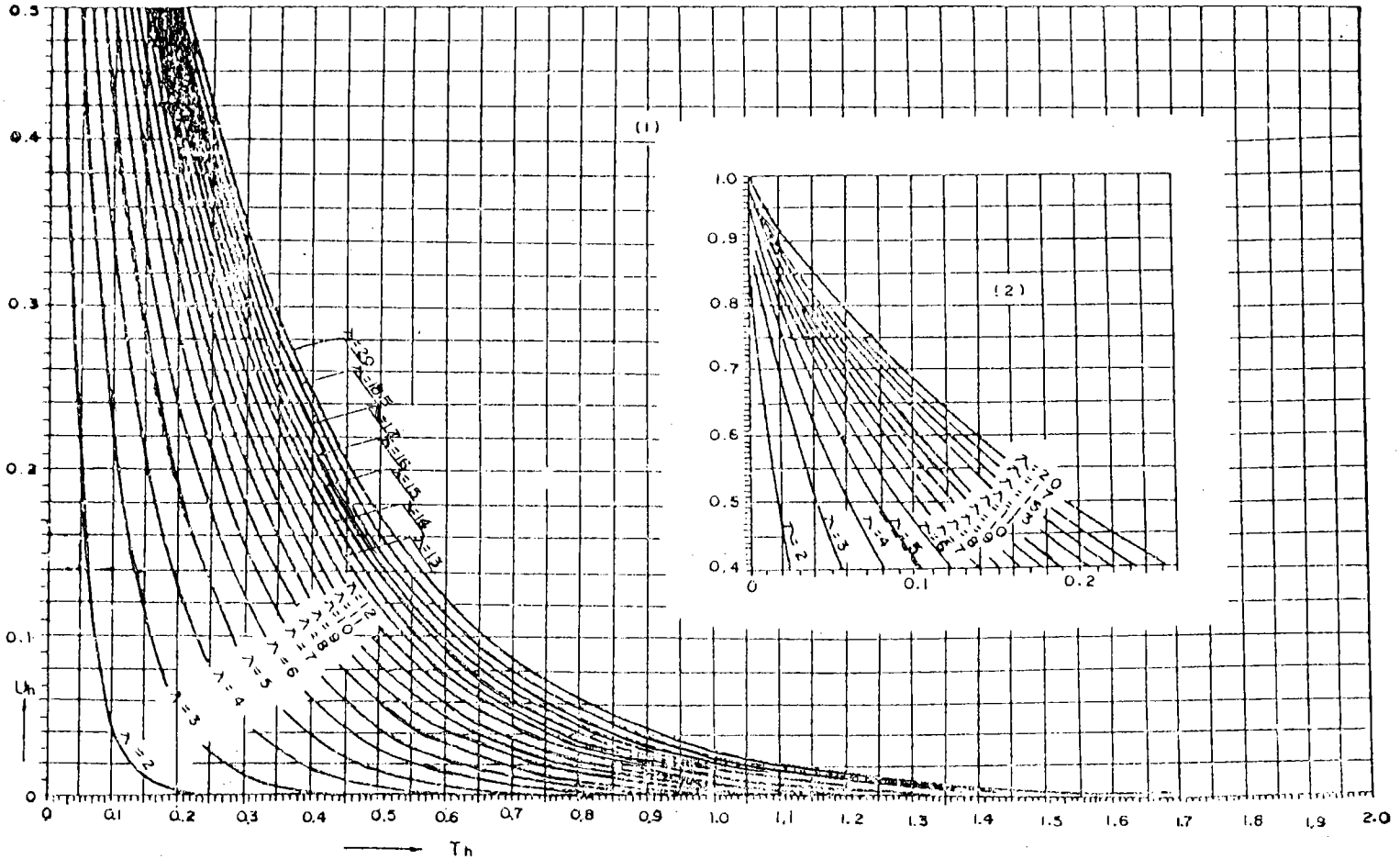


圖5-7-12　Uh與Th之關係(算術座標) 高木俊介製　λ=d_e/d_u

註：de=(D_e),有效徑(=D_e)　d_w:樁直徑(=D_w), λ=n。

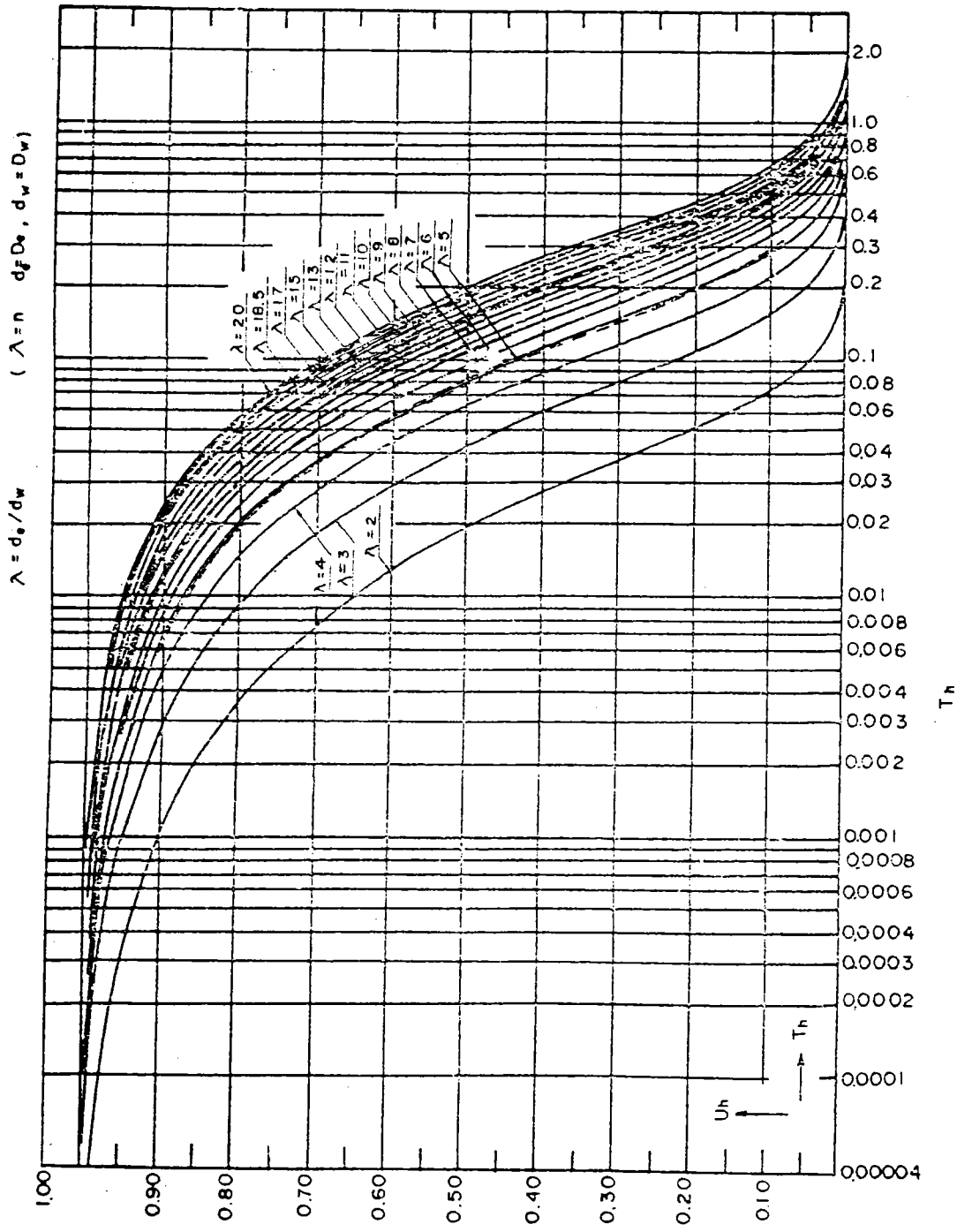


圖5-7-13 Uh與Th之關係

[說明]

Kallsteinius，提出如下實驗式:

$$D=\frac{2A+2B}{\pi}\alpha \qquad (7\text{-}16)$$

式中

D: 換算圓柱之直徑。

A: 排水紙帶寬。

B: 排水紙帶厚。

α: 形狀係數(一般採用0.75)。

例如一般紙帶寬(A)=10cm，厚(B)=0.3cm，代入公式(7-16)，可得:

$$D=\frac{20+0.6}{3.14}\times 0.75\fallingdotseq 5\text{cm}$$

表示與5cm直徑之砂樁等值，即效果相同。

利用此換算圓柱直徑由圖5-7-12與圖5-7-13可求出紙樁之壓密與時間之關係(此圖砂樁亦可應用)。

若紙樁間距較大，$\lambda>20$時，上兩圖無法利用，爲此瑞典製出紙樁專用之圖表，如圖5-7-14與5-7-15。

製成此二圖之假設條件如下:

(a)加載重中之壓縮率及透水係數爲一定。

(b)孔隙水流水依據Darcy之法則。

(c)孔隙水流向與排水樁長方向成垂直。

(d)排水樁內不產生過剩孔隙水壓。

(e)下陷係由間孔隙水之脫離所引起。

設載重爲q，有效應力爲σ，即壓密$U=\sigma/q$，設正方形配置之紙樁，若樁距爲d，求得:

$$U=1-e^{-c_v t/m}=1-e^{-t/g} \qquad (7\text{-}18)$$

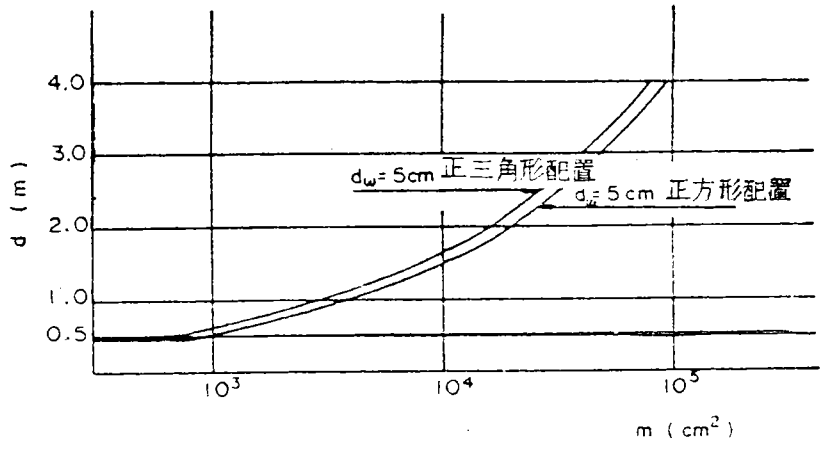


圖5-7-14 紙樁間距d與m之關係

式中

$$m=\frac{d^2}{2\pi}\left(\log\frac{d}{(d_w/2)\sqrt{\pi}}-\frac{3}{4}\right)$$

$$g=\frac{m}{c_v}$$

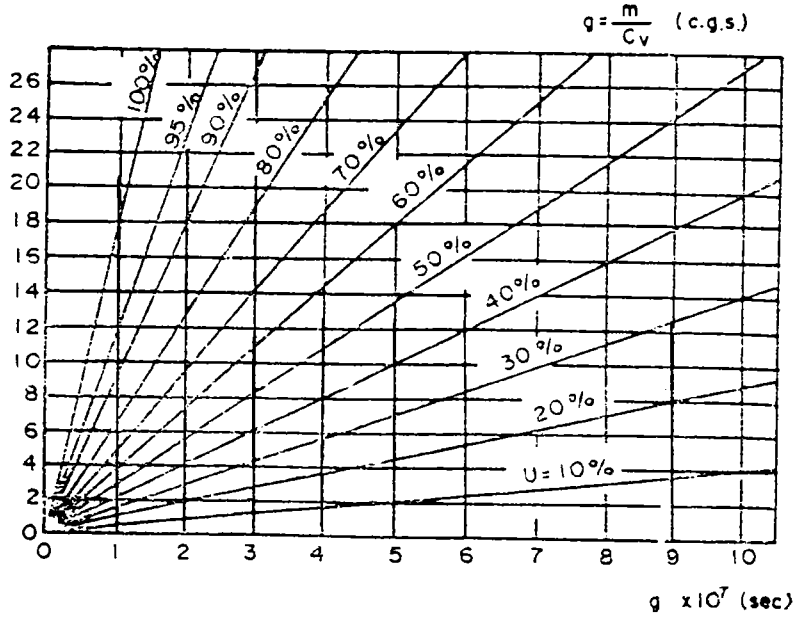


圖5-7-15　壓密度與g之關係

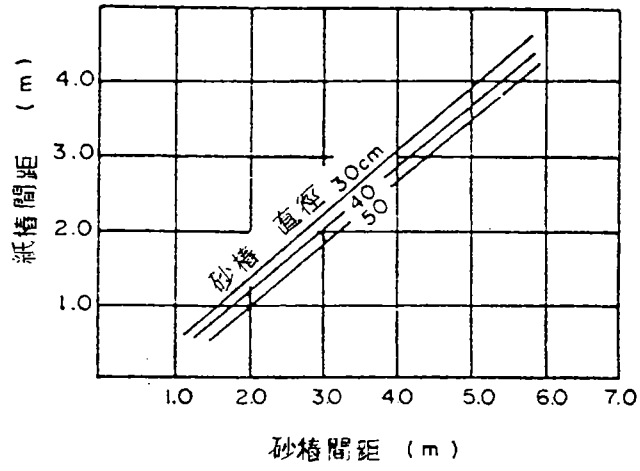


圖5-7-16　砂樁間距與紙砂樁之關係

7-8 其他改良方法

7-8-1 藥液灌注工法

[1]概要

一般所謂灌注工法，係將凝固劑注入需要改良之地層土壤孔隙中使其固結，目的在增強地層承載力強度或防止湧水及漏水。

[說明]

(1)灌注法之目的

(a)將灌注材料灌入土壤孔隙或岩層龜裂處，使地層具不透水性，防止湧水及漏水，如堤壩、隧道等之防水。

(b)將軟弱地層固結使其穩定，增加強度，減低壓縮性，如基礎承載力改善、隧道挖掘之地層改良等。

(c)同時達成(a)、(b)兩項目的。

(2)灌注材料類系

(a)使用懸濁質者: 如Soilgrout，Cement grout，Bentonite grout等。

(b)使用溶液質者: 如使用柏油 Bitumen grout及化學藥品之Chemicals grout。

(c)使用乳質者: 如乳劑grout，瀝青乳劑grout等。

[2]藥液注入劑之種類

(1)以矽酸鹽(Sodium silicate)爲主劑

現今廣用之藥劑爲以矽酸鹽爲主劑，將其溶液滲入地層，同時注入其他藥劑，使其分離產生矽酸膠，此分離之矽酸膠具有粘著力，將土壤顆粒固結，同時滲填孔隙及龜裂處，填充後減少透水性，提高地層承載力。

此溶液因粘性高，在透水係數爲10^{-2}cm/sec以下之緊密層，用高壓灌注亦感困難，結果可利用之範圍受限制。爲增大滲透力及調整膠化時間等實用化工作，已經研究改進中。已研製有機性水玻璃(Na_2SiO_3)代替無機性水玻璃。可灌入緊密層，滲透力及膠化時間亦增大及延長。現行工法計有:

(a)Joosten工法。

(b)不安定水玻璃工法。

(c)其他。

(2)Chrome lignin系爲主劑者

此工法注入劑主原料爲紙漿廢液與重鉻酸鹽，將原料之木質(素)液與重鉻酸鹽之配合比例調整或加促進劑可調節膠固所需時間。此法在歐美使用獲得好評。此藥液使用於砂層可獲得承載力提高及減少透水性之效果，液體亦可浸透至細砂層。其粘稠度2 ～3cps，膠凝(gel)時間自數分鐘至數小時可準確調整。

(3)acryl amide爲主劑者

使用此劑有下列特色:

(a)比水玻璃及Chrome，lignin系藥液具較佳滲透性，能均勻滲透入微細顆粒之土壤。

(b)膠凝(gel)時間易正確控制，至膠凝之前其粘性低且保持一定。

(c)此系藥經兩液是否充分混合與否，其化學反應亦繼續進行，可預期全面凝固

，亦可分別注入使用。

(d)經凝固之膠體，存於水中無膨脹或收縮產生，具完整防漏效果。

(4)其他藥劑

另有使用尿素系及Phenol樹脂系等。化學藥劑含毒性者爲防止公害，禁止使用。

[3]灌注規劃

分計算公式、調查、規劃及施工等將分述於後。爲期效果良好，應精細規劃及施工。

[說明]

(1)計算公式

注入沖積層時一般採用正規整齊之間距鑿孔，間距之選定應使鑿孔最少，並能飽和所有之土塊。若注入均質之砂質土層中，經過某時間後之滲流(Seapage)，半徑R 與土壤之透水係數，注入壓力水頭(h)及注入時間(t)及粘度(β)之立方根成正比。使用注入藥劑之粘(稠)度與水相近者，下列各式較適用。計有:

(a)Raffle式(溶液球狀滲流者)

$$t=\frac{er^2}{h}\left[\left(1-\frac{\beta}{3}\left(\frac{R^3}{r^3}-1\right)\right)-\frac{h-1}{2}\left(\frac{R^2}{r^2}-1\right)\right] \qquad (7\text{-}19)$$

(b)Maag式

$$t=\frac{\beta n}{3khr}\left[R^3-r^3\right] \qquad (7\text{-}20)$$

式中

e: 孔隙比(Void ratio)

r: 注入孔半徑

k: 透水係數

h: 注入壓(水頭)

β: 粘稠度(水爲1計算)

R: 注入有效半徑

t: 注入時間

n: 孔隙比(Porostfy)

(c)Karol式

$$R=0.62\sqrt[3]{\frac{1}{\beta}qt/n} \qquad (7\text{-}21)$$

式中

R: 滲流距離(ft)

q: 注入量(ft^3/min)

n: 孔隙率

β: 粘稠度(以水爲1計算)

t: 膠凝時間

(2)調查

以往工程施工因事先未作充分之調查及實驗，效果不顯著，降低其可靠性，施工後之效果檢驗亦不確實，今後應在施工前充分調查及試驗，使具實效。

表7-4 注入規劃調查應辦項目及內容

項　　目	內　　容
1.掌握注入目的	1.透水度之減少。 2.地層強度之增大。
2.鑽探及探測調查	1.處理地點之地層狀態。 2.地下水之狀態(水位、水溫間隙水壓、流速、水流方向等)。
3.採取試料	1.已擾動試料。 2.未擾動試料。
4.土質試驗	1.含水比(量)、粒度、比重、密度、飽和量(degree of saturation)。 2.孔隙比、透水係數、飽和度。 3.力學試驗(強度試驗)
5.土壤及水之化學試驗	PH值測定，是否含有酸性物質、鹼性物質及其他化學物。
6.注入材料之選定	注入材料性質之瞭解及比較。
7.模型注入試驗(注入地點之土壤)	1.注入壓力之測定(包括注入前之送水及注入材料之注入)。 2.注入率(對孔隙之飽和度)。 3.抗壓強度作注入前後之比較。
8.注入試驗	經注水試驗求各層之透水係數，並對注入順序、配合注入壓、注水總量作全案之完整規劃。
9.現場注入試驗及效果之確定	1.單孔注入試驗:實施單孔注入並紀錄作業情況，如確定注入管之設置方法、測量各層之注入方法、注水壓、注入量等。 2.群孔注入試驗: 依據上項單孔注入資料，作二支以上之注入，並在交叉部鑽孔取樣調查，作透水試驗、γ線密度測定、或電氣檢層。確定效果後決定孔間隔、注入量、注入壓等。

(3)注入規劃

(a)注入材料之選定

(i)安定性: 最低限度在混合及注入過程中應安定不發生變化。

(ii)顆粒尺寸及粘性: 使用懸濁液時，顆粒尺寸應比被貫入土粒小，粘性低可

暢順注入土粒孔隙內。

(iii)強度：土壤層要求承載強度時便對潛變(Creep)有充分抵抗力。

(iv)耐久性：注入材料經凝固後，應對化學反應或浸蝕有抵抗力。

(v)經濟性：配合使用目的，價格應低廉經濟。

(b)注入範圍及注入壓力

注入有效範圍，受地層透水係數、注入材料粘度、注入壓力及注入時間等各因素所支配。各種注入材料之粘性，分爲膠凝前保持一定及緩慢增加兩類。因此僅依據混合初期之粘性推定滲透速度與注入範圍，並不合理。實際上，因在注入中慢慢增加粘性，使滲透速度減小，注入壓力相對增大，方可使藥液壓送至限界範圍。

注入壓力限界不僅受上加載重之影響，其他土壤層、注入材料性質、注入持續時間、全注入量等，亦有相當大影響。若使用比上加載重甚大之注入壓力灌注時，材料成透鏡(Lens)狀或在土壤層較弱部形成平面狀，受上揚力之影響，地層中產生剪斷破壞(Shear failure)面，結果而形成向地面散失之通路。若用一定壓力灌注時，膠凝時間愈遲，自注入起算之注入範圍愈廣。另膠凝時間愈早，必須用高壓，否則無法注送至預定範圍。因高壓注入流量較大，結果注入劑量超過預定量或無法壓密均等。大致上深度1m，使用0.1～0.2kg/cm²之注入壓力。

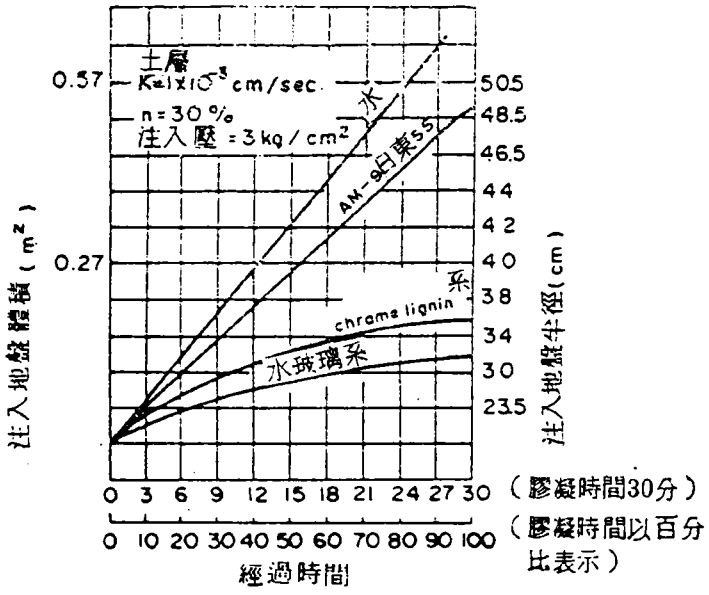


圖5-7-17　各種藥液膠凝前所能滲透之範圍

各種藥液之膠凝前所能達到之範圍如圖5-7-17，各種注入材料之注入可能範圍如圖5-7-18。另透水係數(k)與注入有效範圍(R)之關係如表7-5。

表7-5　透水係數(k)與注入有效範圍(R)之關係

名　　稱	透水係數(k)	注入有效半徑(R)
石	10^{-0}(cm/sec)	373 (cm)
砂　　礫	10^{-1}(cm/sec)	173 (cm)
砂 — 細砂	10^{-2}(cm/sec)	80 (cm)
細　　砂	10^{-3}(cm/sec)	37 (cm)
細砂 — 泥	10^{-4}(cm/sec)	17 (cm)
泥	10^{-5}(cm/sec)	8 (cm)

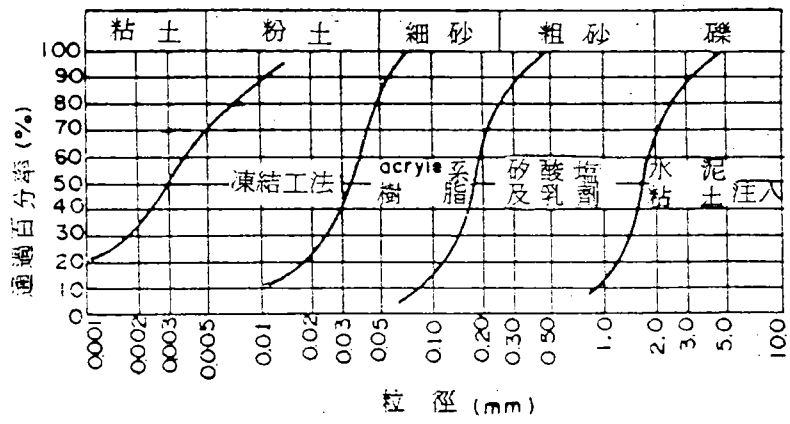


圖5-7-18　各種注入材料之注入可能範圍

(c)注入間距與順序

注入間距，根據現場注入試驗及試驗後試挖確認效果後再決定。構築止水壁時，應參考計算公式，另如圖5-7-19，交叉狀排置成二排或三排，其排數依據，以止水重要程度決定。圖5-7-19同時表示灌注順序，按順序提高密實程度，逐層提高注入壓力使孔隙完全灌滿。

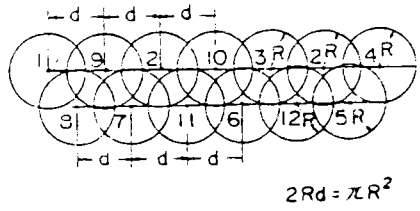


圖5-7-19　構築上水壁之注入方式

(d)預估注入量之決定

深度1m所需之注入量以[注入有效半徑]^2、π、n、α表示之。

q: 注入量

α: 注入率

n: 孔隙率

注入並不一定灌滿全部孔隙，大約注滿孔隙20-70%之間，應依試驗結果測定之。

(e)膠凝時間之決定

膠凝時間儘量延長，使注入工作精細，惟應注意注入液溢出於預定範圍外。原則上依:

$$\text{膠凝時間} \fallingdotseq \frac{\text{各深度注入(預定)量(L)}}{\text{使用泵(預定)排出量(L/min)}} \times \text{S.F.}$$

上式中S.F.表示注入材料膠凝時間正確度等之安全率，用以防止注入材料在施工注入器材內發生膠凝現象。

緊急止水注入工程時，應先測定注入試驗結果，染料自漏水處溢出所需之時間，來決定膠凝時間。膠凝時間略短，另泵之排水量應大於漏水量，施工時應變移管位，並往復灌注。

7-8-2 石灰工法

[1]概要

土壤中加石灰，產生複雜之反應，以改良土壤性質，其主要反應計有:

1. 離子反應。
2. Lime Pozzolan 反應。
3. 碳酸化反應。
4. 吸水、膨脹、發熱反應。

由於以上各反應之結果，土壤之密度發生變化，強度增加，含水比減小。利用此種性質改良路基、底層及深層土壤之工法稱爲石灰工法。

[說明]

(1)離子反應

土壤中加入石灰時，石灰中之Ca^{++}與粘土粒表面之H+交換，使土粒表面之帶電狀態發生變化，結果粘土粒固結化。

$$\boxed{\text{Micelle}}Ca^{++} + 2H_2CO_3 \rightleftarrows \boxed{\text{Micelle}}\begin{matrix}H^+\\H^+\end{matrix} + Ca(HCO_3)_2$$

(2)Lime Pozzolan反應

離子反應經過一段時期，膠狀SiO_2及Al_2O_3與石灰反應產生複雜之化合物如($4CaO, Al_2O_3, 13H_2O$)($2CaO, Al_2O_3, SiO_2, 6H_2O$)等，此反應長期持續產生，化合物作爲結合材料，使土壤固結，增加強度及耐久性。

(3)石灰炭酸化反應

石灰吸收空氣中之二氧化碳，使產生炭酸鈣($CaCO_3$)。此反應雖無(2)項反應重要，惟前(2)項之化合物等與炭酸鈣發生反應，亦有固結土壤之作用。

(4)吸水、膨脹、發熱作用

生石灰吸水產生消石灰及熱量。

$$CaO+H_2O \longrightarrow Ca(OH)_2+15.6Kcal/mole$$

即 1kg 之CaO 水化結果產生280kcal之熱量，若在水中與水反應即體積膨脹至約2倍(1.99)。此反應促進土壤之壓密作用，發熱使地面附近土壤之水分蒸發，結果含水量降低，可依下式計算:

$$W=\frac{W_o-0.32A_w}{9+1.32A_w} \qquad (7\text{-}22)$$

式中

A_w: 土粒重量W_s/生石灰重量(即重量比)。

W_o: 混合前土壤之含水量。

此式爲未考慮蒸發效果之計算式(僅考慮效果)。

吸水發熱含水量及孔隙水壓減低，吸水膨脹發生壓密作用，化學反應使土壤固結。

(5)稠度之變化

粘性土壤加石灰，一般減少其液性限界(L.L)，增加塑性限界(P.L)，並減低

塑性指數(P.I.)，降低路基材料之塑性，使土方施工較易。

砂質土壤增加石灰量可減少液化現象。

(6)在蒙特土(montmonillonite)、高嶺土(Kaolinte)、伊利土(illite)等粘性土壤，效果較大。

(7)路基土壤在最適含水量(Optimum moisture content) 時安定，O.M.C與載重成反比，即車輛往返通行之反復載重增厚及載重之增加處應相對減少。

含水量增加，路基土易軟化，結果發生管湧現象(Pumping)。

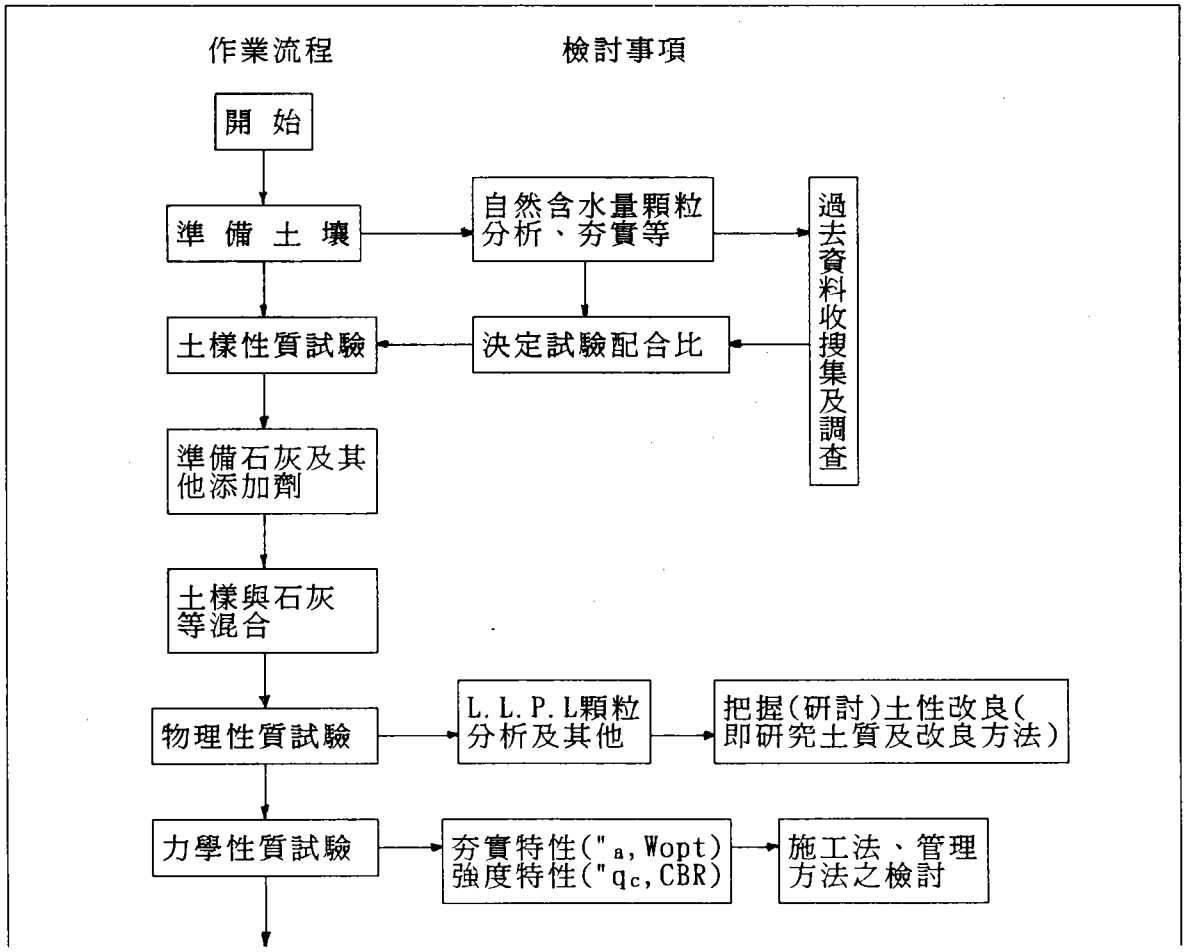
軟弱地層上之路基結構物，竣工後，由於路床含水量之增加及交通載重所生振動，可引起路床承載力之下降。

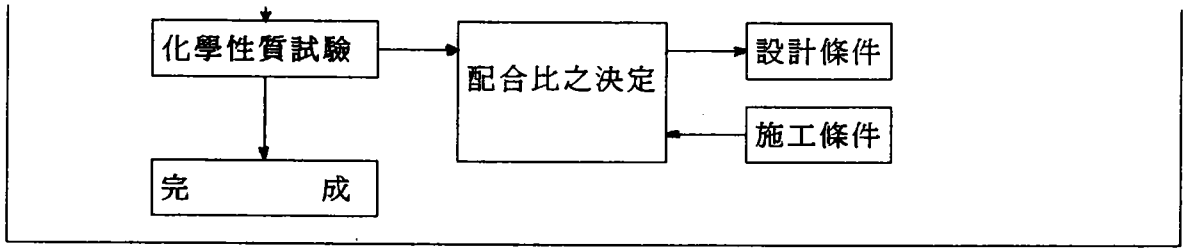
(8)鐵石灰爲特製之消石灰加氧化鐵粉末(粒度一萬分之五公厘)爲主成份之土壤安定劑，可促進石灰與土壤之化學反應，結果增加土壤之承載力及抗剪力，具有防止酸性土壤浸水後Ca.Mg不斷溶出(改吸著H)，再度軟弱化(增加酸性即降低PH值)效果。

(9)土壤之粒徑

含適量之砂分者處理較高，粘性土壤及含有機質之土壤效果較低。增大土壤承載力，使用石灰工法較其他方法效果高數倍。

[2]設計流程





[說明]

(1)表層安定處理

使用於路床等之土質改良。

(a)依設計流程作配合試驗，並參考表7-6決定添加量。

(b)安全率:

試驗配合之強度與添加量關係，不一定與實地相符，設計時需加考慮下列各因素，增加石灰量1～2%，或減少C.B.R值10～20%。

(i)施工時土壤與石灰之混合方法，無法與試驗一致。

(ii)配合試驗，無法確定長期強度。

(iii)有受凍害及排水不良情況。

表7-6　土壤與石灰添加量之關係

土壤種類	石灰種類	試驗配合比	摘　　要
粘土或含粘土份多之土壤	消石灰 生石灰	5～15% 3～15%	使用於montmonillonite系粘土效果大。 含高水粘性土壤使用生石灰較有效。
粉　　土	消石灰	5～10%	含適量之粘土成分者有效。
砂質土壤	消石灰 消石灰 pozzolan	2～10% 消石灰=2～10% pozzolan=10～20% 石灰:poz=1:5	含粘土成分時,可用消石灰處理。 不含粘土(細粒料)時,加飛灰增加效果。
粗顆粒土壤	消石灰	2～16%	顆粒級配良好且含少量粘土成分之土壤效果大,若不含粘土時,加pozzolan物質時使具效果。

(2)深層安定工法

使用石灰樁處理較深處軟弱地層，達成壓實、脫水等目的，與其他砂樁實砂法不同點，係由吸水膨脹壓力將四周圍之土壤壓實脫水。

(a)壓密量之計算:

生石灰樁由膨脹壓實周圍之粘土，可參考圖5-7-20。

設周圍地層之壓實量與樁膨脹量相等，樁水平方向之壓實量由公式(7-23)計算。

$$\frac{\triangle V_h}{V}=\frac{a_s}{1-a_s}\quad 、\ \Sigma v=\Sigma v 、 Av \qquad (7\text{-}23)$$

式中

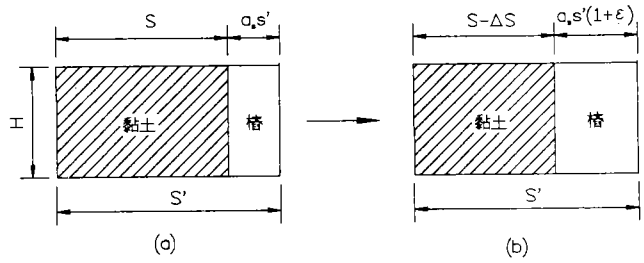


圖5-7-20　使用生石灰樁之地層壓密

Σv ：生石灰變成消石灰時，假想體積膨脹率。

$\triangle V_h$：樁膨脹量。

V ：樁之體積。

a_s：樁對地層之面積比。

(註)面積比a_s爲樁斷面積 $\pi d_i^2/4$與一支有效分擔面積($\pi D_e^2/4$)之比。

$\Sigma v=2/P_z(t/m^2)$

P_z爲改良層厚中點之被動土壓($=r_t H/2$)。

另等價(值)分擔圓之直徑如圖5-7-21。

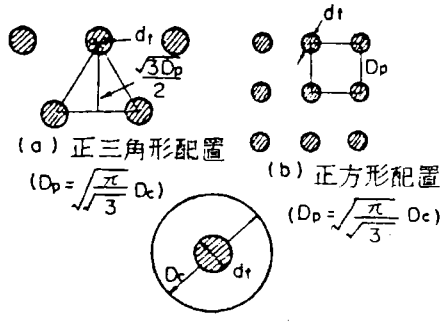


圖5-7-21　生石灰樁之直徑d_i與間距D_p之關係

改良地層之強度增加，可由公式(7-24)求得:

$$C'=C+(0.3\sim0.3)\left(\frac{d_i}{D_e}\right)P_e \qquad (7\text{-}24)$$

式中

P_e: 生石灰樁之膨脹力($P_e=80\sim100t/m^2$)亦即膨脹拘束力。

C': 改良後地層之粘著力。

C: 原地層粘著力。

根據經驗所得，$D_e=3d_i$，改良地層之強度增加(比)$C'/C\geq2$。

壓密速度與砂樁同樣使用公式(7-25)求得V_r-T_h圖，亦相同(如圖5-7-6)。

$$t=\frac{T_h(D_e)^2}{C_r} \qquad (7\text{-}25)$$

拘束壓力(Confine Pressure)。

(3)階梯之寬度須在0.7m以上，而每段以高度20cm、縱深30cm爲標準，而混凝土踏步之表面須作粗糙粉鏝，以免上下人員滑倒。

(4)在潮差很大之處階梯中間須設置平台，平台的長度普通爲1.5m即可。

(5)人梯須設置於碼頭時，應以不妨礙船舶之繫泊而設於船席與船席之交接處附近爲宜，安裝人梯位置之碼頭面層混凝土須砍入寬75cm深度30cm左右，並安裝於離碼頭混凝面下20cm處，梯板向內傾斜以保不滑，且須加截水槽以利排水。

(6)人梯以寬度45cm深度30cm每段高度20cm爲標準，其下端須在L.W.L 以下，扶手須在碼頭頂高上30cm，並向內側延伸至45cm處止。

(7)人梯之設計載重，梯長每1公尺，其垂直及水平方向可各承受100kg。安裝之鐵件必須牢固，如有破損或腐爛時則可以簡單方式即可修理。

(8)階梯及人梯在岸肩之梯口處應設車擋，以保護裝卸機械之安全。同時必須設置小船用繫船柱或繫船環。

(9)金屬性之扶梯因恐有腐蝕或小船觸撞而損害之慮，故可採用耐久性極佳且兼有防撞功能之橡膠性扶梯。

19-8 救生設施等

在氣象、海象不佳的情況時，救難者很難投入救援工作之處的繫泊設施及總噸數500 噸以上客船的繫泊設施中，均須設置救生設施，而類似此種情況的小船亦須經常自備救生設施。

19-9 車擋

設置碼頭車擋時，其結構與塗裝之選擇，須顧慮到耐久性及耐候性。車擋安裝之間隔以30cm爲標準，但夾有繫船柱時之車擋間隔以1.5m～2.5m爲標準。而設有欄柵等禁止車輛通行處，則可不必設置車擋。

[說明]

(1)選擇車擋之結構及塗裝時，可參考「港灣結構物標準設計之車擋標準設計」辦理。爲因應現場情況，提升耐久性計，亦有採用鋼筋混凝土製及塑膠品等車擋。

(2)碼頭設置車擋係爲確保在岸肩上做裝卸作業之裝卸機械及其他通行車輛之安全而設置者。

(3)車擋安裝之間隔須較岸肩上之裝卸機械或車輛之車輪間隔爲小，同時爲排除岸肩上的雨水計，設置之間隔約爲30cm左右。

(4)通常爲防止車擋不致脫落而發生危險計，大型之車擋可與拒馬等同時併用。

19-10 車輛上下用之設施

車輛上下用之設施標準，可依照「車輛上下用設施之設計」所述辦理。

第六篇　水域設施

第一章　概　說

水域設施之規劃應求船舶停泊與航行安全及貨物裝卸便利爲目的。除地形、地質、氣象與船型外，並應充分考慮已有之設施而作適當週詳之配置。因此對航道與港口等外廓相關設施，須考慮船舶所必須保有之水域面積並考慮港內水面之穩定。

[說明]

(1)水域設施乃指航道、泊地、迴船池、船渠與貯木池等而言。

(2)當規劃航道、港口及航行所需水域面積時，應廣徵航業界及引水人等各方面有關人員之意見。

(3)港內水面須經常保持穩靜，但事實上於天候惡劣時保持水面充分穩靜並非易事，港內之波高若保持在0.5～1.0公尺以下，尙可裝卸貨物及維持港內船隻之交通，故水域設施之配置及設計之決定，通常以風速達每秒10～15m 之強風時，亦可保持上述限度之波高爲目標。

(4)小型船渠於天氣惡劣時多利用作爲避難所。故在天氣惡劣時，亦須保持充分穩靜，應以波高不超過0.5公尺爲目標。 又對盪漾之防止亦應注意，方不致有使繫船纜索拉斷等事故發生。

(5)大型船舶尤以貨櫃船遭遇波高小而週期長之波浪侵襲時，貨物裝卸易發生困難，故對長波須特別注意。

(6)油類化學品等危險物品及木材之裝卸設施，原則上應與一般設施隔離，設置專用地區。

(7)港埠規劃以10萬噸級以上大型船舶爲對象時，水域設施必須參考以往之實例，並充分考慮此類大型船舶之性能，使用拖船之性能、航道標誌之配置以及航行管制方法等。本篇所述若用於大型船舶，須酌情予以適當修正。

(8)港內水域利用計劃:

規劃港灣時，須按吞吐量及自然條件，擬定港內水域之利用計劃。 計劃時應注意下列各點:

(a)航道與泊地應明確劃分，泊地應設在平穩之處。

(b)航道應儘量避免彎曲。

(c)轉船場不設在船舶航行交通量頻繁之航道上，應設於泊地附近。

(d)大小船舶之航道最好分開，航道避免交叉，出港與入港之航道最好分開。

(e)載運危險品與石油船舶用之泊地須與港中交通頻繁之區域隔離。石油用管線輸送，其管道亦須不通過主要港區。

(f)港內應有檢疫與等候碼頭之船舶泊地。

(g)港內應有造船、下水、修船、燃料補給、練習船、停航船、廢船等之水面與泊地。

(h)港灣污染應如何防止，事先須加考慮。

(i)超大型船隻之碇泊地須安置在最外圍鄰近港口之處，避免使其進入內港。

(j)現有水域利用計劃不得妨礙將來港灣之擴展。

第 二 章　航　道

2-1 航道規劃之基本原則

規劃航道時須考慮船舶安全的航行，操船之容易度、地形、氣象、海象條件與有關設施間之整合性。

[說明]

(1)所謂航道爲提供船舶航行所設且具一定水深與寬度之水路，如果在航行功能上，能滿足以下條件時，可稱爲良好的航道。

(a)航道之法線近於直線。

(b)寬度廣闊、水深充分。

(c)風、潮流以及其他氣象、海象條件良好。

(d)航路標識，信號設備良好。

(2)供專用船舶航行之水域，如無航道之指定，在此水域內應避免船舶之停靠、迴轉等。

2-2 航道之法線

航道曲線中心線之交角以不超過30度爲原則。超過30度時，主要以船長 4倍以上之長度爲半徑，繪製圓弧與航道中心線相切，且航道寬度應較原所需之寬度爲大。

[說明]

(1)風與潮流之方向與航道接近垂直時，對行船影響很大。故在風與潮流較強之地區必須慎重考慮此等因素之影響。

(2)決定航道法線時，除應參考類似港灣之實例外，同時應進行出入港船舶之航路調查，並徵詢當地富於經驗之引水人等之意見。此外，應考慮該港航道標誌配置狀況及航行管制與航道分隔方法，以及是否使用拖船等。

(3)跨越航道架設橋樑時，橋下應確保充分之淨空。決定淨空一般除通過船舶之船桅高度外，另尙須注意下列事項:

(a)潮汐

(b)船舶航行時之艏艉吃水差

(c)波高

(d)駕駛者之心理影響

(4)法線交角超過30度以上之航道曲線部分，若雙向航道之寬度爲L時，須如圖6-1所示，作交角加寬。

(5)船舶在航行中將舵轉靠一方轉向時，船隻逐漸脫離原航線，形成螺線形迴轉。當90度至180度反向後，形成近似圓形之迴旋運動，至360度時，脫離原航線偏在轉

向側某距離處。此種迴旋運動中，船體重心之軌跡稱爲迴旋圈(Truning Ci-rcle)。迴旋圈之大小以最大縱距(Max.Advance) 與最大橫距(Max.Transfer)表示之，一般以船長之倍數表示之，如圖6-2 所示。商船以最大舵角35度航行時，迴旋直

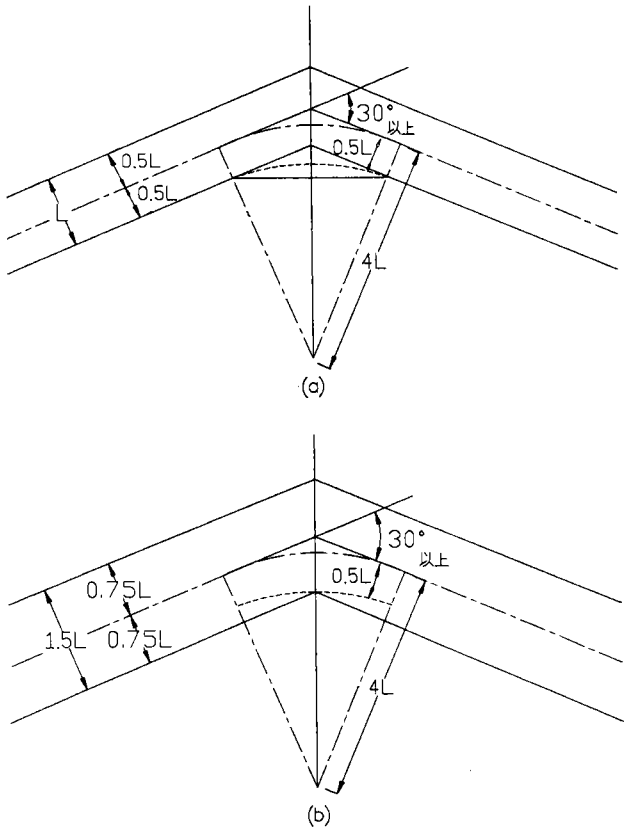


圖6-1　曲線航道

徑爲5L至7L，最大縱距約與最終迴旋徑(Final Diameter) 相等，即爲4L至6L。航道之彎曲部份，半徑採用此迴旋徑之半，即3.5L，另加「船身側移」(Kick)及其他餘裕，取4L以上爲標準。

(6)轉舵初期，船尾偏轉迴旋方向相反側之現象稱爲「船身側移」(Kick)，當船首轉向達11.25°時爲最大。此時船身側移原航線外之距離，約達船長之1/4。船身側移至迴旋方向相反側之航行距離約爲船長2至3倍，自此乃進入轉向側，轉入迴旋圈，迴旋情形如圖6-2。

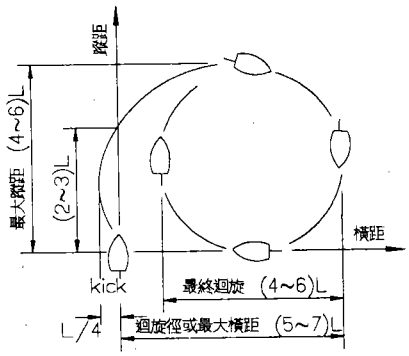


圖6-2　船尾迴旋

2-3 航道寬度

航道之寬度，以下列之值爲標準 ：

1. 一般之航道:雙向航道時，須依航道之長度以及通行狀況，以表6-1之值爲準。
2. 船舶通行量很頻繁之航道以及可能有橫斷航道之船舶航行之航道，或以超大型船舶爲主之航道，應對表6-1之寬度依使用實際情況再加上若干餘裕。
3. 漁船亦或總噸數500 噸以下之船舶爲主之航道，須依使用實際情況決定適當之寬度。

表 6-1 航道之寬度

航道長度	通行狀況	寬度
距離較長之航道	船舶往來頻繁時	2 L
	其他	1.5 L
其他	船舶往來頻繁時	1.5 L
	其他	L

2-4 航道水深

航道水深除應確保船席相同之水深外，更應隨狀況而加上若干餘裕水深。

[說明]

(1)船舶因裝載以及航行所產生的船體前後吃水差稱爲起伏(Trim)，通常船舶載貨在低速時，船首下沉，高速時船尾下沉之傾向。

(2)海底地質若爲很硬之海底地層，若船底與海底接觸時將會產生很大的海難事故，所以最好能取多一點的餘裕。

2-5 停止可能距離

港口部分之航道長度以及相連泊地之寬度應考慮主要船舶停止之可能距離，而加以適當的決定。

2-6 航道之靜穩度

航道之靜穩度應考慮船舶航行之安全、領港之上船、拖船之利用等而加以適當的決定。特別是由港口部至泊地爲止之水域，應隨主要船舶之船型及種類，以及若利用拖船時，依拖船之船型，應採取可充分確保靜穩度之措施，另外除侵入波外，沿防波堤或碼頭而來之波浪或反射之影響亦需考慮。

[說明]

(1)對航行船舶之波浪的影響，小型船時在橫波時較大，大型船時追波之影響較大，特別是大型船舶在港口附近以低速航行時，若有由後而來之追波，船舶與波浪之

相對速度變小，較不易掌舵，因此在港口附近須避免後方45° 以內受追波影響之航路方向。

(2)在波浪條件惡劣之處，須考慮主要船舶之進港速度，決定停止可能距離，確保與船舶之操船特性所須之靜穩度。

(3)在不得已餘裕水深較小之處，爲防止船舶之動搖所致之下沉，應將靜穩度提高。

2-7 航道之保護

航道爲確保港灣能圓滿利用以及船舶航行之安全，因此水深及寬度須加以適當的保護。在河口港亦或預測漂砂將很大之處規劃航道時，應推算洪水時之流砂量亦或波浪以及潮流所致之漂砂量以便預測將來維持浚深所須之數量。

第三章　防波堤外之航道

3-1 航道規劃之基本原則

在規劃防波堤外之航道時，除依本篇第二章航道之規定外，應依本章之規定，使船舶能安全且以經濟之速度航行，決定佈置及結構物。

[說明]

本章所說之航道爲在防波堤外，船舶以平常速度航行之航道。

3-2 航道之寬度

防波堤外航道之寬度，應較本篇2-3 「航道之寬度」所需之寬度爲大，並考慮波浪、風、潮流、地形等之自然條件，以及航行速度而決定。

[說明]

(1)在有船舶並行或追越之航道的寬度，須考慮二船間之互吸作用及航道寬度對操船者之心理作用等。

(2)所謂二船間之互吸作用，爲二船靠近航行之時，由於他船之存在會使船體周圍水流變化，且相互間會發生力及力矩之作用。在對向來船時，因力矩係向外作用，且力之作用時間短，影響較小，但追越時由於力之作用時間較長，同時亦與距離成反比，因此作用較強。

3-3 航道水深

防波堤外航道之水深，須確保本篇2-4 之航道水深，但防波堤外之航道通常海象條件較差，且船舶之航行速度較大，因此，對於船舶之搖動，船體下沉、海底地質等所需之餘裕水深應加以充分考慮，而決定所需水深。

[說明]

(1)波浪所致船體之搖動，由船長、船寬、船速、波長、波高等所決定，但因搖動所須之餘裕水深，通常小型亦或中型船時，大約爲波高之2/3。大型船時，預估爲1/2即可，但仍應參考船舶之航行條件之其他航道之實績爲宜。

(2)淺水區域或航道斷面積小之水域，航行中船體周圍之水被加速，壓力減小，船體附近水位減低使船體下沉，另外此時隨著起伏之變化，出現掌舵不易之現象，因此在設定航道水深時應留意。

3-4 航道之維護

防波堤外之航道對船舶交通而言很重要，而且要經常浚深亦很困難，因此在預期會淤積之地點，須確保安定之斜坡面，以及加深對船舶安全航行之影響。

第 四 章　泊　地

4-1 泊地計畫之基本方針

爲使船隻航行操船方便、繫泊安全平穩及貨物裝卸便利，泊地必須具有平靜與廣闊之水面，並有充分之水深，同時海底地質須爲適於拋錨之處所。

[說明]

(1)泊地除錨地、浮標泊地外，還包含迴船場等之操船水面，因此須考慮風、波浪、潮流、港內反射波、航行波等之影響以及主要船舶之操船性能而加以佈置。

(2)泊地在功能上若能滿足以下之條件時，可說爲一良好之泊地。

(a)有靜穩而且充分廣闊之面積。

(b)底質之錨碇良好。

(c)有浮標設施。

(d)風、潮流等之氣象條件良好。

4-2 泊地位置與面積

4-2-1

泊地位置應考慮防波堤、碼頭、航道等之配置，而決定可確保靜穩度之場所。

4-2-2 停泊亦或供靠船之泊地面積

1.所謂泊地或供靠船用之泊地指除了碼頭、係船樁以及浮棧橋前面泊地以外者，以錨泊以及浮標泊之泊地。

泊地之面積依利用目的及方式以表4-1所決定者爲標準。

表4-1 泊地之規模

利用目的	利用方式	海底質亦或風速	半　徑
外海等待亦或裝卸	單錨停泊	錨碇良好 錨碇不佳	L+6D L+6D+30m
	雙錨停泊	錨碇良好 錨碇不佳	L+4.5D L+4.5D+25m
壞天氣避　泊	—	風速每秒20m	L+3D+90m
		風速每秒30m	L+4D+145m

L:主要船舶之船長(m),D爲水深(m)

2.以浮標停泊須使船舶能安全停泊亦或靠泊時沒有障礙之寬度，依利用型式以表4-2所決定者爲標準。但在潮差大之時，由於浮標之水平移動量很大，此應考慮。

表4-2　泊地之規模

利用方式	規　　模
單浮標停泊	半徑(L+25m)之圓
雙浮標停泊	(L+50m)以及L/2爲邊之長方形

3. 停泊亦或供靠船之泊地爲碼頭、繫船樁、棧橋以及浮棧橋。其中泊地之長度爲對象船舶之船長，加上對象船舶在橫靠時所須要之延長爲標準。泊地之寬度爲使船舶能安全順利離靠爲準。
4. 突堤與突堤泊地之寬度應考慮船型、碼頭數，有無拖船等慎重決定。多數之突堤並列時突堤間之泊地，應依突堤單側碼頭數，並須確保下列規定加以決定其寬度。
   (1)單突堤，碼頭數在3個以下時　　L
   (2)單突堤，碼頭數在4個以上時　　1.5L
   L爲主要船舶之船長(m)
   但是對於較一般貨船爲大之船寬的船長或加油船，給水船、駁船等所使用之泊地的寬度，須依利用實況加上若干餘裕。
5. 泊地之寬度須考慮船舶之靠離岸，以及進出泊地及錨泊地之投錨誤差等，而載運危險品船舶所使用之泊地，則應考慮安全距離。

4-2-3 操船水域面積

[1]迴船池

雖然迴船池之面積規定係超過主要船舶船長1.5 倍爲半徑之圓的範圍，但亦有隨迴船形態，不須此寬度之必要者，即利用錨自力迴轉及利用拖船回轉時，以超過主要船舶船長爲半徑之圓的範圍爲標準。

[說明]

(1)迴船池通常最好設置在靠船設施之前面。

(2)迴船池之面積以下列值爲標準:

以自力迴轉時 → 以3L爲直徑之圓

以拖船迴轉時 → 以2L爲直徑之圓

另外，因地形等不得已之場合，利用錨、風或潮流時，可以下列值加以減縮:

以自力迴轉時 → 約2L爲直徑之圓

以拖船迴轉時 → 約1.5L爲直徑之圓

[2]繫泊解纜泊地

繫泊解纜泊地，須考慮有無拖船、風、潮流之影響，使解纜之操船不發生困難而慎重決定。

[說明]

通常，由港灣設施之效率配置及利用面來看，將繫泊解纜水面與航道規劃於同一水面，但在船舶通行較頻繁之處，亦有將其分離之情形。

4-3 泊地水深

1. 泊地水深適當的深度係指工程用基準面下，以主要船舶滿載吃水再加上滿載吃水之10% 值爲標準。但是以渡輪等爲主之泊地，在裝卸中船首尾吃水差會變動，應予考慮。
2. 有關泊地水深，若主要船舶之滿載吃水不很清楚時，可參考表4-3之值而決定。

表 4-3　泊地水深

種類	水 深 (m)	主要船舶 (G.T)	種類	水 深 (m)	主要船舶 (D.W)
客	4.5	2,000	油	4.5	1,000
	5.0	3,000		5.5	2,000
	6.0	5,000		6.5	3,000
	6.5	8,000		7.5	5,000
	7.0	10,000		9.0	10,000
	7.5	15,000		10.0	15,000
	9.0	20,000		11.0	20,000
船	10.0	30,000		12.0	30,000
				13.0	40,000
車	4.5	1,000		14.0	50,000
	5.5	2,000		15.0	60,000
輛	6.0	3,000		16.0	70,000
	6.5	4,000	輪	17.0	80,000
渡	7.5	6,000			
	8.0	10,000	貨	4.5	700
輪	8.0	13,000		5.0	1,000
	9.0	15,000		5.5	2,000
				6.5	3,000
汽	5.0	700		7.5	5,000
	5.5	1,000		9.0	8,000
車	6.5	2,000		10.0	10,000
	7.0	3,000		11.0	15,000
專	7.5	5,000		12.0	30,000
	8.0	6,000		13.0	40,000
用	9.0	10,000		14.0	50,000
	10.0	15,000		15.0	70,000
船	11.0	20,000		16.0	90,000
			船	18.0	100,000
液	5.5	1,000		20.0	150,000
	6.5	2,000			
化	7.5	3,000	貨	12.0	20,000
	8.5	5,000	櫃	13.0	30,000
瓦	10.0	10,000		14.0	40,000
	12.0	15,000	船	15.0	50,000
斯	13.0	20,000			
	14.0	30,000			
船	15.0	50,000			

4-4 泊地之靜穩度

泊地隨利用狀況，利用時亦或對颱風之避難時能充分穩靜。另外停泊地或供繫留之泊地碼頭前面，每年必須有95～97.5% 以上可供繫泊亦或可能有這麼多之繫泊日數。但是每年利用頻率很少，利用臨界條件已決定者不在此限。

爲確保上述之靜穩度，爲求減少繞射波、越波、反射波等，防波堤之配置、長度、頂高以及消波塊之設置等，應需加以適當的規劃。

[說明]

繫留設施前面泊地之裝卸臨界波高，須考量主要船舶之船種、船型、裝卸特性等而加以適當的決定。亦可依表4-4爲準。

表4-4　各種船型之裝卸臨界波高

船　　型	裝卸臨界波高($H_{1/3}$)
小型船	0.3 m
中、大型船	0.5 m
超大型船	0.7～1.5m

第 七 篇　外廓設施

第 一 章　概 說

規劃外廓設施時，須充分考量其與水域設施、繫靠設施以及其他設施之間的關係，同時防波堤構築後對附近水域、設施、地形、流況、其他環境之影響以及該港之未來發展方向等均應加以充分考量。

[說明]

(1)所謂外廓設施係指防波堤、防砂堤、導流堤、水門、閘門、護岸、堤防、突堤及胸牆等。

(2)外廓設施之功能爲確保港內之靜穩、維持水深、防止海岸之破壞及保護港灣設施以及背後土地免受波浪、暴潮、海嘯等之影響。所以防波堤係具多功能的，因此，在規劃時須考慮其功能能否充分發揮。

(3)規劃外廓設施時，須充分考慮其對附近水域、設施、地形、流況等之影響而決定其佈置及斷面，通常外廓設施所引起之影響如下:

(a)在砂質海岸設置外廓設施時，由於周圍會產生淤積或侵蝕，因而引起地形變化。

(b)隨防波堤之構築，在港外側，由於反射波將使波浪增大。

(c)在港內側，由於新設外廓設施導致之多重反射，或隨港內水域形狀之改變導致副振動之發生等亦有可能擾亂港內靜穩度。

(d)隨外廓設施之構築，而使周邊潮流或河川之流入狀況改變，而致局部水質惡化。

(4)由於外廓設施若破壞，將對港內船舶、繫泊設施以及背後設施等之安全有重大影響，因此，外廓設施之設計以及施工時，除須充分檢討其安全性外，亦須充分考慮將來之維修。

第 二 章　防 波 堤

2-1 設計之基本原則

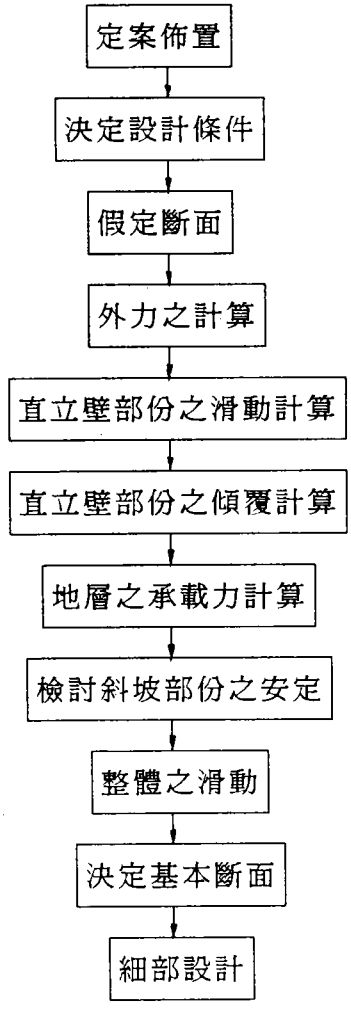
防波堤設計時，依需要應檢討以下之事項。

1. 防波堤之佈置
2. 對週圍地形之影響
3. 對水域環境之影響
4. 設計條件
5. 結構型式
6. 設計法
7. 施工法
8. 工程費

[說明]

(1)本章爲對直立堤、合成堤、斜坡堤、消波塊覆蓋堤加以說明。

(2)防波堤之設計，一般依以下順序進行。



2-2 防波堤之佈置

爲決定防波堤之佈置，依需要應檢討下列事項:
1. 自然條件
2. 港內靜穩度
3. 操船之簡易性
4. 港內水質
5. 建設費以及維修費
6. 港灣之將來規劃

[說明]

(1)防波堤之主要目的爲維持港內之靜穩，使船舶能安全航行、繫泊、順利裝卸，以及保護港內設施，因此佈置應考慮以下事項:

(a)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。

(b)防波堤之法線應能對最多最強之波浪，產生有效遮蔽。

(c)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。

(d)港口附近之潮流流速應儘量小，橫過港口潮流之速度，一般應爲2～3節以下。

(e)航道及泊地應能減少防波堤產生之反射波及集中波之影響。

(f)確保充分之水域面積，使船舶得以安全停泊與裝卸。但是這些功能亦有彼此矛盾的，例如，爲使港內之靜穩港口寬愈狹窄愈好，但將使航行不便，另外，最多方向之波浪與最強波浪之方向不一定一致等。像這種情形須綜合檢討船舶之利用條件、工程費、施工維修之難易等而決定。

(2)須留意港內海水之交換。

(3)防波堤建設時，須考慮自然條件、施工條件，並應檢討其經濟性，特別要考慮以下之事項:

(a)避免使波浪集中之佈置。

(b)避開地質不良之地區，並儘量選擇容易施工之位置。

(c)儘量利用半島或島之有利地形。

(d)在砂質海岸應採用漂砂不易進港之佈置。

(e)應考慮防波堤完成後對附近地區之影響。

(4)防波堤之配置應不妨害港灣之將來發展。

(5)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，防波堤設置在淺灘上或其後時，反而需要更大的結構物，應予注意。

(6)孤立於外海之島式防波堤，其長度若爲侵襲波波長之數倍以下時，因受兩端繞射波之影響，防波堤背後之波高分佈會有相當的變動而影響靜穩安定性。

(7)有關港內所需靜穩度可以下表爲參考。

船　型	裝卸臨界波高
小型船	0.3 m
中大型船	0.5 m
超大型船	0.7～1.5 m

小型船:500總噸以下

超大型船:
50000總噸以上

2-3 設計條件

防波堤之設計條件應考慮下列各項:

1. 港內靜穩度
2. 風
3. 潮位
4. 波浪
5. 水深及地層條件
6. 其他

[說明]

(1)設計條件中港內水域之平穩係以使用目的上決定之條件，風、潮位、波浪、水深及地層等爲基本之設計條件，摩擦係數、構材之容許應力，單位體積重量爲計算時之設計條件。此外從使用目的上而言，若防波堤背後作爲繫船設施時，其頂高、岸肩寬度、直立壁前面水深等均爲應決定之設計條件。

(2)港內水域平靜程度可以港內波高表示之，可能裝卸之波高限度或港內船隻可安全航行之波高限度約爲0.3m～0.7m。故於某港所需每年裝卸日數應以該範圍內之波高而研討防波堤堤高與防波堤之佈置與水域設施之關係，以及港口之位置與方向。又遇颱風時，應能安全庇護港口內之港灣設施，最好能確保船舶避浪時所須之充分安全的靜穩度。

(3)防波堤斷面與基本水準位、朔望平均高低潮位、平均水位、以往最高(低)潮位、大潮高潮位、各地中等潮位等關係，必須確實明瞭，基本水準位與施工用基準位之關係亦需瞭解。另外如有暴潮持續時間及發生或然率等資料則更佳。計算波力時之設計潮位，在不受暴潮影響之港灣用朔望平均高低潮位，受暴潮影響之港灣，將上述資料加上適當之偏差即可，且以對結構物最不安定之狀況檢討。對於圓弧滑動之計算，多採用朔望平均高低潮位，對沉陷計算時，一般多採用平均水位。

(4)風之資料主要用於推算波浪，另外亦爲設置燈塔時計算風壓所必需。

(a)推算暴潮及波浪所使用的風速、風向，須以實測值及梯度風加以適當的修正推測之。

(b)作用於結構物的風，須以過去30年以上期間之統計資料作爲決定設計風速之標準。

(5)設計防波堤時所採用之波浪，應依實測亦或推算所得之波浪資料加以適當的統計處理，並考慮波浪的變形而加以設定。設計時所需考慮波浪之各種因素爲波高、波向、波長、週期等，波浪之持續時間雖亦爲影響防波堤穩定之因素，惟目前仍未充分明瞭。因此，對於面對外海防波堤的損害，特別是堤基部之損害，係受長時間波浪反覆作用之影響，此應注意。又施工中結構物可能受損，故必需決定施工時波浪之各種因素。

(6)防波堤之設置水深，對結構、施工性、經濟性有很大的影響。地層之問題爲堤身安定所須地層強度與計算堤體下陷之壓密特性。設計時，海底深度、地層斷面、各層單位體積重量、內摩擦角、粘著力、預壓實荷重、體積壓縮係數、壓實係數等數值應經土壤試驗決定之。若缺乏鑽探資料甚易造成判斷設計條件之錯誤，故必需注意。

(7)必要時應考慮風壓、土壓、震度、船隻之牽引力、撞擊力、漂流物之撞擊力、水流等之影響，計算時所採用之摩擦係數、構材之容許應力、單位體積重量等請參照其他部份。

(8)應考慮防波堤建造後侵蝕、堆積、沖刷、海底坡度變化等之影響。

2-4 斷面型式之選擇

選擇防波堤之斷面型式時，應考慮各種斷面型式之特性，且必需就下列各項做比較研究後決定之。

1.佈置條件	4.施工條件	7.重要性
2.自然條件	5.工程費	8.材料供應條件
3.利用條件	6.工　期	9.維修之難易

[說明]

(1)防波堤之種類可依斷面型式分類如下:(圖7-2-1)

- 重力式防波堤
  - 斜坡堤
    - 拋石堤
    - 拋混凝土消波塊斜坡堤
  - 直立堤
    - 沉箱式直立堤
    - 方塊式直立堤
    - 空心方塊直立堤
    - 混凝土單塊直立堤
  - 合成堤
    - 沉箱式合成堤
    - 方塊式合成堤
    - 空心方塊合成堤
    - 混凝土單塊合成堤

- 消波塊覆蓋直立堤
- 直立消波塊堤
- 消波沉箱堤
- 上部斜面沉箱堤
- 非重力式防波堤
  - 樁式防坡堤（簾式防波堤，鋼管防波堤等）
  - 浮防波堤
  - 空氣防波堤
  - 其他

(2)斜坡堤

斜坡堤是以塊石或混凝土消波塊堆成者，堤身兩側成斜面，使波浪衝上斜坡時受斜坡表面凹凸不平之阻礙及堤身之孔隙使波能減衰，並阻其侵入堤內水域，以維護水面穩靜。斜坡堤依所用材料可分爲下列各類:

(a)拋石斜坡堤

因受石塊大小之限制，僅適用於波力較小之處。如用於波力較大之處，在坡面上應加放混凝土消波塊保護層。

(b)拋混凝土消波塊斜坡堤

採用重量大之混凝土消波塊可獲得堤身需要之安定度。施工時需要廣大之混凝土消波塊製作場地。

(3)直立堤

壁面垂直安放於海底之結構物，最主要爲反射波浪之動能，此種型式稱爲直立堤。各種直立堤結構之特性如下:

(a)沉箱式直立堤

此種以沉箱作爲主體，且成爲整體之結構物，故對抗波力作用甚強。沉箱可以乾工法製造，施工確實，故可縮短在海上之工作天。沉箱內可用廉價之材料填充，以節省工程費。缺點爲需沉箱製造設備，大型起重機等之巨大費用。同時沉箱之下水、搬運、安放等受水深之限制。又氣候不良天數較多之處其工作天受限制。沉箱安放後應在短時間內填充並澆築封頂混凝土，否則易受波浪之衝擊而破壞。又施工較複雜，如基礎之整平、拋石、沉箱安放、填充砂料、澆築上部混凝土等各項工程項目繁多。

(b)方塊式直立堤

該型以混凝土方塊疊積成爲主體。優點爲施工確實與容易,施工設備亦簡單。缺點爲方塊與方塊間不能完全結合成爲一體,比沉箱缺乏整體性。施工時海上工作期間較長， 需要製造大量方塊之工地。如最下層不成爲一體時，地層反力之分佈實際如何不甚明瞭。

(c)空心方塊直立堤

用中空型塊，塊體內填充石料或混凝土即成爲直立堤。優點爲底部摩擦較沉箱爲大，抗滑動安全率高。體內用價廉材料填實，可節省工程費。缺點爲缺

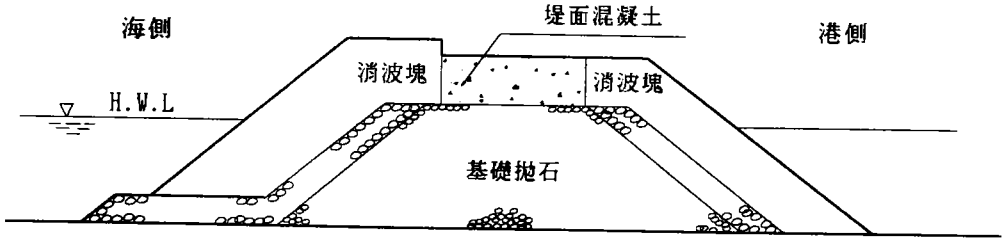


圖7-2-1(a)　拋石斜坡堤

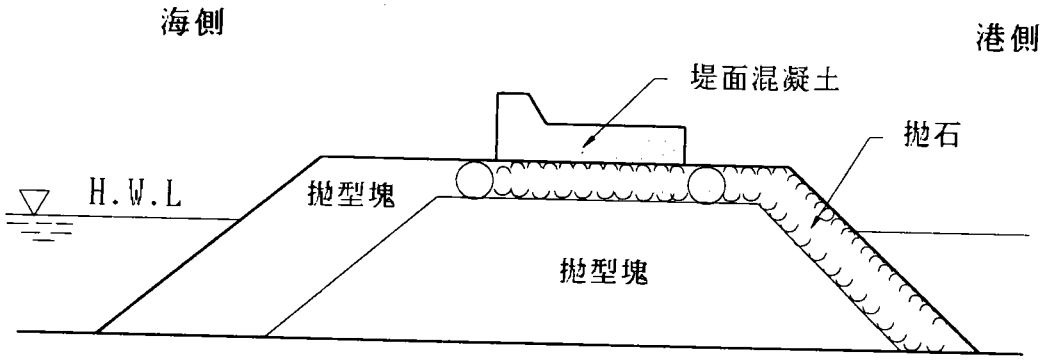


圖7-2-1(b)　拋混凝土消波塊斜坡堤

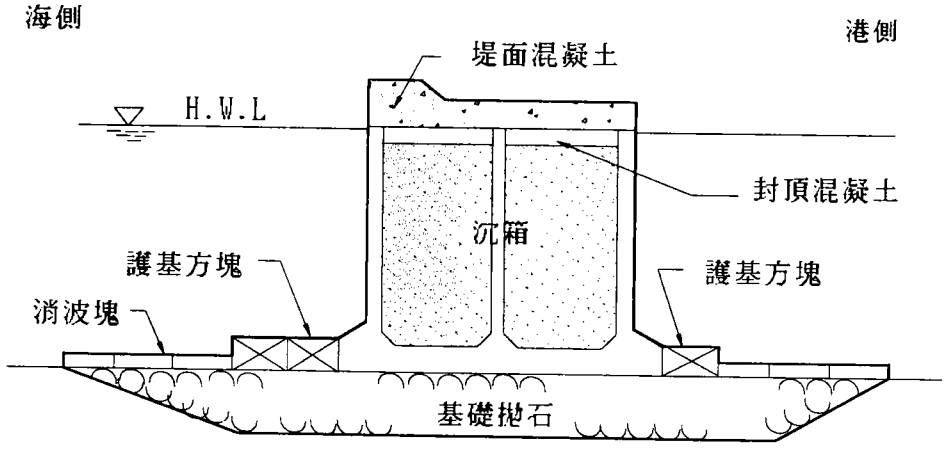


圖7-2-1(c)　沉箱式直立堤

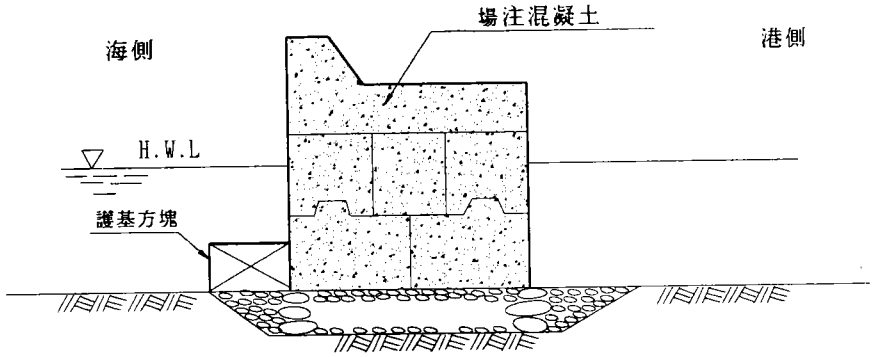


圖7-2-1(d)　方塊式直立堤

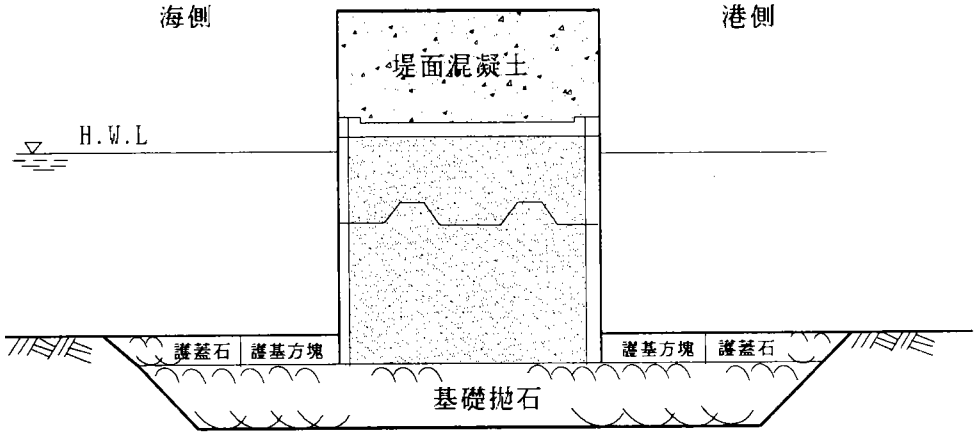


圖7-2-1(e)　空心方塊直立堤

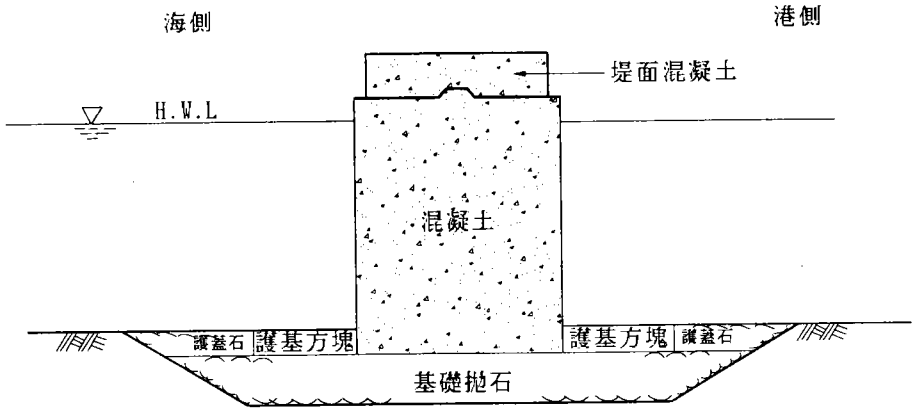


圖7-2-1(f)　混凝土單塊直立堤

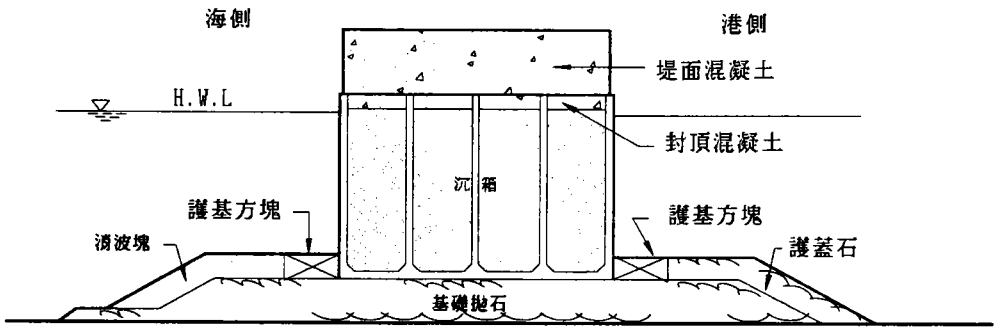


圖7-2-1(g)　沉箱式合成堤

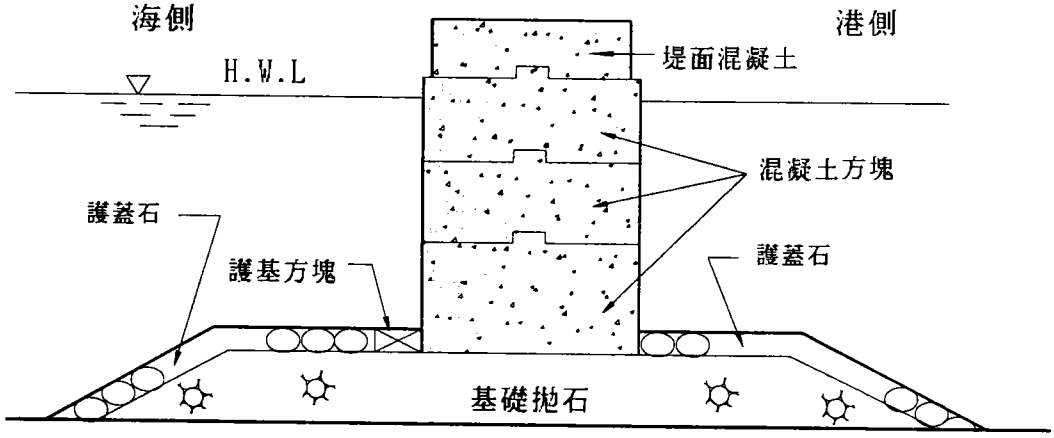


圖7-2-1(h)　方塊式合成堤

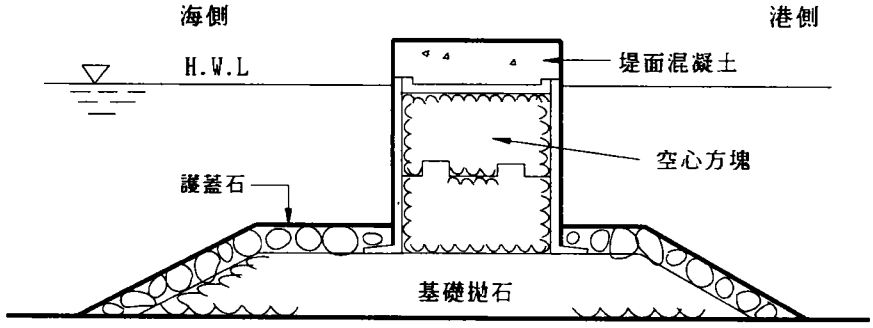


圖7-2-1(i)　空心方塊合成堤

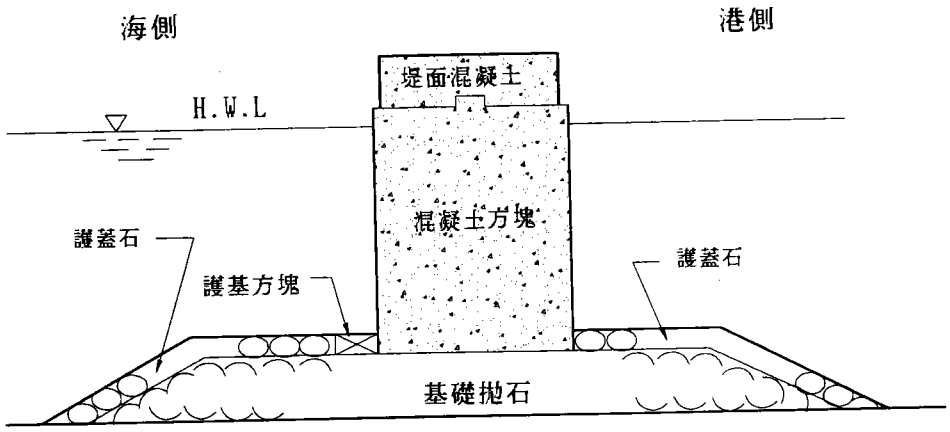


圖7-2-1(j)　混凝土單塊合成堤

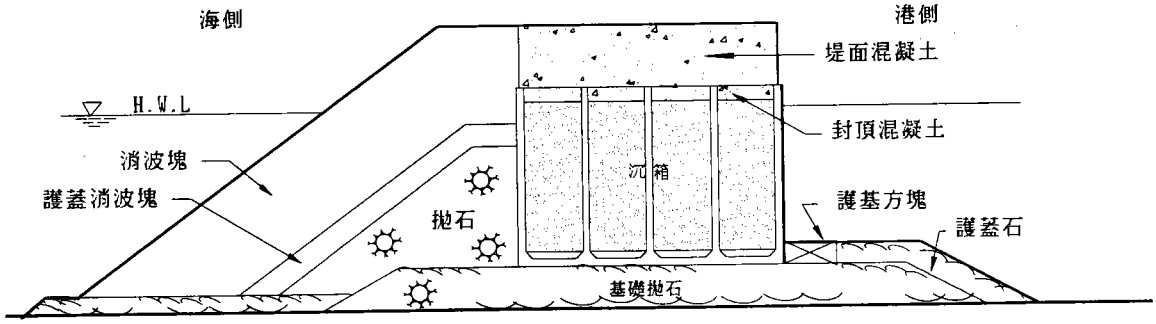


圖7-2-1(k)　消波塊覆蓋堤

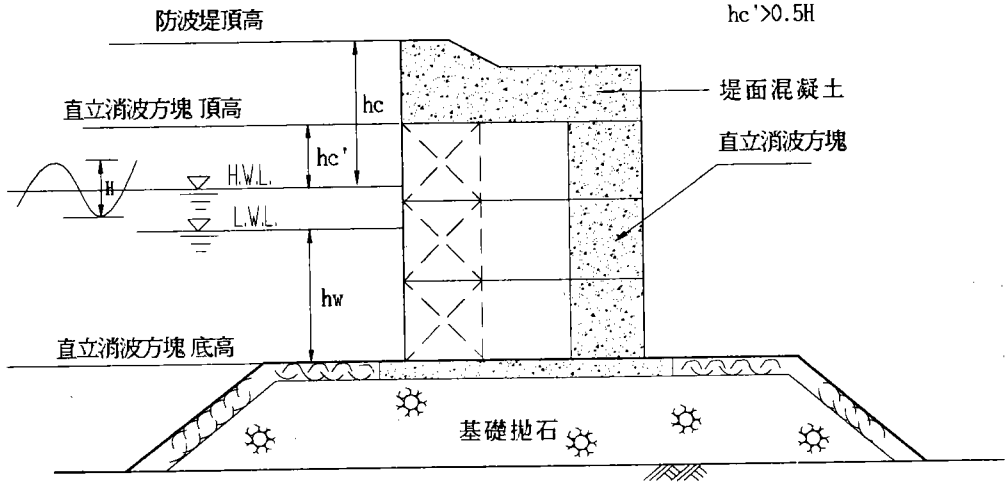


圖7-2-1(L)　直立消波塊堤

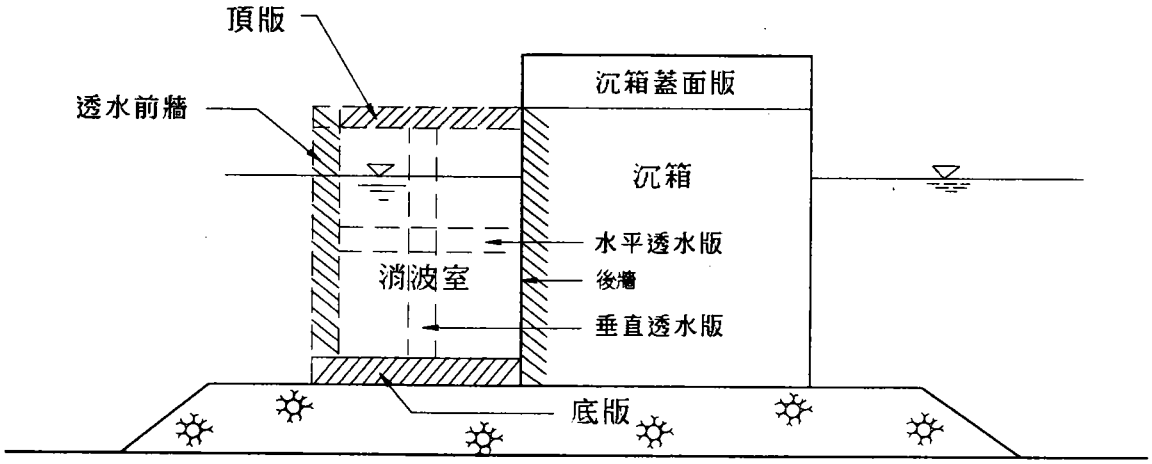


圖7-2-1(m)　消波沉箱堤

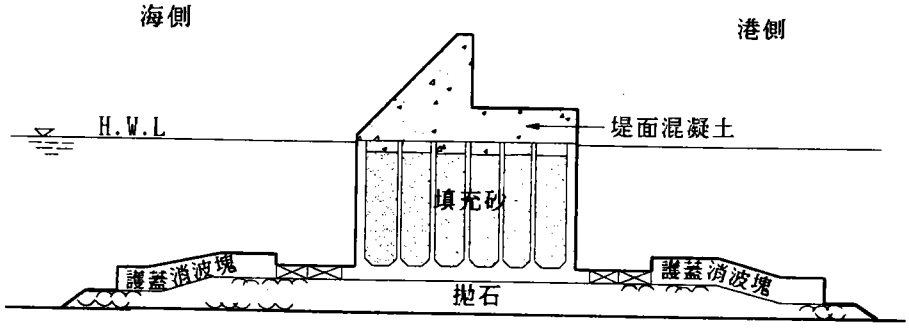


圖7-2-1(n)　上部斜面沉箱堤

乏整體性，又對開底直立堤之計算方法尚未確定。

(d)混凝土單塊直立堤

係現場澆注之混凝土單塊堤。優點爲可成爲堅強之結構物，基礎雖不平，現場亦可施工，不需要複雜之施工設備。惟該堤僅使用於地層堅固之處，故檢定岩質地層甚爲重要，因疏忽此點而肇致災害之實例甚多。又對水中混凝土之施工不易切實控制，致生不良之後果，故應特別注意。缺點爲如將來需要搬移時，不能再加利用。該型直立堤不能作大型防波堤之用，僅用於水深較淺或規模較小之防波堤。

(4)合成堤

合成堤爲上部直立堤下部拋石堤所組合而成。直立堤部份放置於拋石堤之頂部，拋石堤同時作爲直立堤部份之基礎。與波高相比斜坡拋石面較淺時，與斜坡堤之功能相近。反之，水較深，波高較小則與直立堤之功能相似。因兼具拋石堤及直立堤之優點，適用於水深波力大之處所。

(a)沉箱式合成堤

(b)方塊式合成堤

(c)空心方塊合成堤

(d)混凝土單塊合成堤

(5)消波塊覆蓋直立堤

直立堤及合成堤前面拋消坡塊時，即成了消波塊覆蓋直立堤。

(6)直立消波塊堤

此爲將一般之混凝土單塊製作成各種型式之直立消波塊所堆置而成，亦有單體的，由於型式種類很多，因此須充分調查其消波特性而使用。

(7)消波沉箱堤

將沉箱前牆開孔並設置一消波室即成消波沉箱堤，主要功能爲減輕反射及堤體重量。

(8)上部斜面沉箱堤

將沉箱高於水面部份及胸牆混凝土改成斜面即成上部斜面沉箱堤，主要係利用作用於直立堤之波力與斜面之波力不同時發生以減小作用於堤體之水平力，因此安全性較高，但相對越波導致之港內傳遞波較大。

2-5 基本斷面之假定

2-5-1 直立堤

1. 直立堤之堤頂高應在朔望平均高潮位上，設計時應爲示性波高之0.6倍以上。
2. 波高2公尺以上時，堤面厚度至少應有1公尺以上，波高小於 2公尺時，堤面厚度最少須在50公分以上。
3. 方塊型直立堤最上層之方塊、空心方塊以及沉箱頂部之高度爲便於堤面施工，至少須在平均水面以上，可能的話最好在朔望平均高潮位以上。

[說明]

(1)堤頂高度應考慮港內之利用，所需要之靜穩度、利用天數以及背後港灣設施之保護等而決定。

(2)現有防波堤大多以下列數值爲標準而決定堤頂高。

(a)大型船出入之港灣，若防波堤背後水域廣闊，且容許少量之越波，同時不需考慮暴潮之影響時，堤頂高取朔望平均高潮位上$0.6H_{1/3}$即可($H_{1/3}$爲設計示性波高)。

(b)防波堤背後之泊地停泊船舶爲小型船隻，而且泊地面積狹小，須阻止越波之侵入時，堤頂高取朔望平均高潮位上$1.25H_{1/3}$。

(3)大型船隻出入之港灣，即使防波堤背後水域廣闊，若接近設計波之波浪來襲頻繁，且持續時間長，以朔望平均高潮位上$0.6H_{1/3}$ 之堤頂高，因越波之影響將使港灣之活動受限，這種情況最好堤頂高能較朔望平均高潮位上$0.6H_{1/3}$爲高。

(4)在須考慮暴潮影響之港灣，可由過去之記錄，將朔望平均高潮位加上適當的偏差作爲設計潮位以求取堤頂高。

(5)在水深較淺之處，由於越波中所含之砂，使堤內有淤積之可能，因此在淺水沙灘海岸之防波堤，應考慮此點，將堤頂高予以適度加高。

(6)爲保護海水浴場之防波堤或其他如爲取水使用等特殊用途之防波堤，應充分了解防波堤設置之目的，而決定頂高，此時採用較本章爲低之值亦可。

(7)雖然決定直立堤堤面混凝土厚度之方法仍未確立，但如太薄將會受損，初步值可經由實例決定。堤體爲方塊時上部混凝土有壓頂作用，對防止方塊之移動甚爲有效，故宜採用重實之混凝土。

(8)堤體所需寬度依據作用波壓力而決定。

(9)沉箱頂之高度較低時，沉箱安放後填砂以及封頂混凝土、堤面混凝土之打設作業將受限制，因此通常取朔望平均高潮位以上之高度。

2-5-2 合成堤

1. 直立堤部份之堤頂高依照直立堤之方法決定，但對堤基可能產生沉陷之情況，應加上餘裕提高頂高，或採用容易加高之結構爲宜。
2. 堤基之頂高，應檢討施工條件及經濟性後選擇一最適宜之深度。
3. 堤基厚度最少須在1.5公尺以上，以避免沖刷之影響。
4. 堤基之堤肩寬度，在港外側依波高之情況採用足夠之寬度，波浪較大之處最少應在5公尺以上。 港內側堤肩寬度採用港外側寬度之2/3即可。
5. 除水深極深之堤基部份，或波浪小且有充分之堆石重量處之外，在直立堤海側應至少安放兩個以上之護基方塊，陸側應至少放置一個以防止沖刷，護基方塊應緊靠直立堤。
6. 堤面混凝土厚度或沉箱安放高程以及堤體高程依直立堤爲準。
7. 堤體所需寬度依據作用波壓力而決定。

[說明]

(1)通常防波堤下陷有下列各種原因:

(a)基礎地層之壓實下陷。

(b)基礎石料被吸出。

(c)拋石基礎向橫側方向滑動。

(d)因拋石與方塊之重量而使堤基陷入地層。

(e)防波堤本身及砂質地層之壓密。

其中(a)項可由「地層沉陷」求取。(b)(c)(d)(e)由於隨直立堤部份之重量，拋石層之厚度等而變化，無法一概而論，但可由過去之施工例求取概略值。預加厚度之方法，有將拋石層加厚法或頂部加厚等，設計時須充分考量其利弊得失。

(2)堤基部之形狀，可能會導致異常強大衝擊波壓作用於直立堤之危險，因此最好能採不發生衝擊波壓之堤基形狀，堤基部之頂面應儘可能的深，此對直立壁之安定較有利，另外，堤基部之厚度可使直立堤之荷重分佈較廣，所以應將直立堤之基礎整成水平，此外堤基可防止波浪之沖刷效果，原則上厚度應在1.5 公尺以上。堤基部之堤肩寬度，除應確保堤體之圓弧滑動及對偏心傾斜載重能滿足安全率外，在波浪較大處，港外側至少須有5公尺以上之寬度。而堤基之坡度,雖由安定計算決定，但隨波浪狀況通常港外側取1:2～1:3，港內側取1:1.5～1:2左右爲多。

(3)爲增加直立堤之滑動抵抗亦有在背後堆放石塊之情形，此時，因越波很容易引起散亂，因此石塊須互相楔牢，必要時，可用混凝土方塊或消波塊加以覆蓋。

(4)基礎地層軟弱，很明顯地下陷或拋石陷入地層量多時，應改良地層，如拋石底部用沉床，以分散堤體重量等。

2-5-3 斜坡堤

1.堤高依照直立堤。
2.堤寬在採用消波塊時，以三個以上並排爲準。
3.斜坡堤之基礎依需要應設置防止沖刷及吸出設施。

[說明]

(1)由於斜坡堤會使波浪透過，所以即使堤高與直立堤相同，港內波高亦有可能變大，此須注意。

(2)越波嚴重時，堤頂部之覆蓋料會不安定，因此須有充分的堤寬，本文之值爲對應於$0.6H_{1/3}$ 程度之堤高所應有的堤寬。雖然如此斜坡堤之堤寬，隨覆面保護材料之特性、波浪條件等而不同，最好能以水工模型試驗加以確定。

(3)伸出海岸之防波堤及由陸上以端進法施工之防波堤堤寬，除在安定計算上須有充分的寬度外，並應考慮施工上的方便。

(4)護坡坡度應由安定計算決定，拋石堤之實例以港外側1:2 ，港內側1:1.5 ，消坡塊覆蓋時1:1.3～1:1.5之例較多，另外，在港外斜坡之坡度與覆蓋材之重量改變時， 此改變點應在靜水面下$1.5H_{1/3}$以下。

2-5-4 消波塊覆蓋直立堤

1. 直立堤之堤高，參照本篇2-5-1「直立堤」。
2. 消波塊之頂高，最好能與直立堤之頂高相同。
3. 消波塊覆蓋部之堤寬，以消波塊二個以上並排爲準。
4. 堤面厚度以及沉箱等之安放高度，依直立堤。堤基之厚度依合成堤之方法決定。
5. 在消波塊之基部附近，依情況應設置防止沖刷及吸出設施

[說明]

(1)消波塊覆蓋直立堤與直立堤、合成堤相比，越波及傳遞波將會較小。

(2)消波塊對減低波壓、減少越波及傳遞波反射波有相當效果，爲掌握此種效果，最好能以模型試驗來判斷。

(3)消波塊之頂高若較直立部之頂高低很多時，有可能使很大之波力作用於直立部，相反的，若較直立部之頂高太多，頂端之消波塊將會不安定。

(4)消波塊之施工端部，若消波塊未能完全覆蓋於直立部時，此部份可能會有很大的波力作用，此須注意。

2-5-5 直立消波塊堤

1. 直立消波塊堤，須充分調查其消波性能，選定適當的消波塊，依需要最好進行水工模型試驗而設計。
2. 直立消波塊堤的堤頂高，除參考直立堤外，並應考慮爲滿足其功能所需之高度以及消波設施之高度後決定。消波設施之頂高，應考慮消波效果而決定。

[說明]

(1)直立消波塊堤爲將具有消波功能之特殊方塊(直立消波塊)加以直接堆積成消波塊式直立堤或合成堤。由於現有各種直立消波塊被開發，因此使用時須充分調查其消波功能等，而選擇適當的型塊。

(2)直立消波塊堤之反射率，隨波浪之週期有很大的不同，因此須充分考慮其影響而加以決定。決定反射率時，最好進行水工模型試驗，但亦可參考以往實驗值而加以決定。

(3)直立消波塊堤，除了一體結構之大型方塊外，一般使用於波高較小之內灣或港內。

(4)直立消波塊堤與合成堤相比，雖然越波以及傳遞波較小，但較消波塊覆蓋堤爲大，因此堤頂高須充分考慮背後之利用條件而決定。另外，決定堤頂高時，須確保頂部混凝土施工上所須之厚度。

(5)直立消波塊堤之消波效果，隨直立消波塊部之頂端以及下端之高度而變化。但是，至少頂高應在朔望平均高潮位上，設計示性波高之0.5倍以上 。另外下端高度最好能在朔望平均低潮位下，設計時應爲示性波高之2倍以上的深度。

2-5-6 消波沉箱堤

1. 消波沉箱堤，須充分調查消波功能後選定合適之結構，依需要最好進行水工模型試驗而設計。
2. 消波沉箱設計之時，應依消波目的及波浪條件，將消波爲主之波浪條件，依安定性檢討或構材設計分別決定設計波。
3. 由透水牆與消波室所形成消波部份之結構及尺寸，須考慮該結構物之消波特性，潮位變化等，使所消除消波之反射率在目標反射率以下。

[說明]

(1)消波沉箱爲前面有透水牆與消波室，藉此發揮消波效果之沉箱，隨各部份尺寸，可組合而成多種之結構。在選擇消波沉箱結構型式時，須對結構物之消波功能、耐波性等特性加以充分調查，並考慮設計條件，利用條件、工程費等，而選擇適宜的結構物。

(2)消波沉箱堤在選擇適當的結構時，一般與現有之直立堤相比，具有以下之特長:

(a)可減輕反射波。

(b)減輕越波、傳遞波。

(c)可減緩波力，特別是對高基拋石堤等以往採用沉箱堤時會有強大碎波力衝擊作用，而使用消波沉箱堤時，則波力不會明顯增加。此外，促使氣泡之混入、海水之曝氣能等，消波室亦有當作魚礁使用等特長。

(3)消波沉箱堤一般爲減輕反射波爲目的而採用者較多，但消波之目的必須明確，再據此決定以消波爲主之波浪條件以及目標反射率。特別是消波沉箱堤之反射率隨波浪之週期會有顯著之變化，因此，波高、週期之特性須加以調查、決定以消波爲主之波浪條件。

(4)消波部位之結構以及尺寸，除消波功能外，與越波、傳遞波及波力亦有關係，須考慮這些特性加以決定。

(5)消波沉箱的反射率，除波浪、潮位、水深之條件外，前面透水牆之結構，消波室之寬度、消波室上部有無床版與及其高度，以及堤基之高度等而變化，須充分檢討這些影響，使欲消波之波浪反射率，能在目標反射率以下，而適當地決定消波部位之結構尺寸。由消波功能面上來說，消波室頂端予以提高或開放均佳。

2-5-7 上部斜面沉箱堤

上部斜面沉箱堤，須對波浪的傳遞特性等加以充分調查，選定適當的形狀，依需要最好進行水工模型試驗等而設計。

[說明]

(1)上部斜面沉箱堤除了減少水平波力外，同時爲利用作用於斜面牆之波力使堤體安定之防波堤。上部斜面堤之斜面牆之坡度以45°爲標準。

(2)由於上部斜面堤與通常之直立堤相比，傳遞波高較大，因此須考慮港內靜穩度而

決定堤頂高，上部斜面沉箱堤在朔望平均高潮位上1.0 $H_{1/3}$之堤頂高相當於直立堤之0.6 $H_{1/3}$左右。

2-6 外力計算

2-6-1 概說

防波堤之安定計算時，須考慮波力、靜水壓、浮力、自重等的外力，必要時亦應檢討地震力。

[說明]

就外力而言，除波力之外，隨需要應考慮風力、地震力、動水壓、漂流物之碰撞力、土壓等。堤頭設置燈塔時，須考慮作用於燈塔之風壓力、地震力。

2-6-2 波力

1. 波力之計算依第二篇「波力」爲準。
2. 波力計算採用之潮位爲對結構物最危險的潮位。

[說明]

(1)作用於結構物之波力，應考慮結構物之型式、海底地形、水深以及波浪之各因素，而以水工模型試驗或以計算公式加以計算，此時須充分考量波浪的不規則性。

(2)安定計算時，由於對直立部最危險的波浪與計算覆蓋材料重量時所採用之波浪有時不一樣，應予注意。

(3)對潮位而言，由於對直立部最危險的潮位與計算覆蓋材料重量時所採用之潮位有時不一樣，應予注意。

2-6-3 靜水壓

堤內外之靜水面有高差時，應考慮相當於水位差之靜水壓。

2-6-4 浮力

靜水面以下之堤體應考慮浮力，另外，堤內外之靜水面有高差時，將兩側之水位相連，浮力爲作用於該連線水面以下之堤體。

2-6-5 自重

堤體之自重，以假設斷面各材料之單位體積重量加以計算。

2-6-6 地震時之動水壓

地震時之動水壓，以考慮堤體之傾覆以及基礎承載力之安定計算時爲標準。

2-7 安定計算

2-7-1 直立部之安定計算

直立堤之堤體、合成堤之直立部、斜坡堤之上部結構、消波塊覆蓋堤之直立部等之滑動、傾覆及底面承載力之檢討應以滑動之安全率，在波壓作用時1.2 以上，地震時1.0 以上爲標準。另外，傾覆之安全率在波壓作用時爲1.2 以上，地震時爲1.1以上爲標準。

[說明]

(1)以模型試驗能確認堤體之安全時，滑動之安全率小於1.2亦可。

(2)有關滑動、傾覆及底面承載力之檢討請參閱相關各節。

2-7-2 堤基部之安定計算

合成堤以及斜坡堤，須檢討堤基部之整体滑動、部份滑動以及材料重量。

1.滑動

滑動應以偏心傾斜載重進行檢討。

2.覆蓋消波塊所需重量以及層厚

覆蓋消波塊除應對波力有充分安全之重量外，並應有使內部材料不被吸出之厚度。

3.內部材料所需重量

覆蓋料下方之拋石及型塊所需重量，以覆蓋料重量之1/20以上爲原則，其下方之石塊重量，亦爲其1/20以上爲原則。但斜坡堤最好能在1/10～1/15以上。

[說明]

(1)有關偏心傾斜載重，請參閱第五篇。

(2)有關斜坡堤、消波塊覆蓋堤覆蓋料所需重量請參閱第二篇覆蓋層非爲亂拋，而以整排及砌石時相關各節，可由主任工程師之判斷加以決定所須重量，亂拋時，層厚以2層爲標準。

(3)合成堤拋石基礎之覆蓋石以及方塊所需重量請參閱第二篇。

2-7-3 堤體整體之安定計算

在軟弱地層上構築防波堤時，須對堤體進行圓弧滑動以及沉陷加以檢討，若不安定時，則須進行地層改良等對策。

[說明]

(1)圓弧滑動之安全率，在不受波壓作用時爲1.3以上，受波壓作用時爲1.0以上爲準。另外，對受波壓時之圓弧滑動，若能以Bishop法確認偏心傾斜載重之安定性時不必檢討。

(2)堤體整體安定計算所採用之潮位，爲其安全率最小時之潮位。

2-7-4 堤頭、隅角處之安定計算

1. 堤頭之消波塊以及覆蓋方塊，應較堤幹部之覆蓋材料重量爲大。
2. 在軟弱地層之時，亦應檢討防波堤法線方向之滑動。此時，可考慮側面摩擦抵抗，但安全率以1.3以上爲標準。
3. 堤頭設置燈塔時，須就作用之地震力、波力以及風壓力進行安定計算。
4. 設計隅角處時，須考慮波高之增大。

[說明]

(1)直立堤或合成堤之堤頭部與堤幹部相比，由於基礎之沖刷與作用之波力仍有不明之處，覆蓋料之重量，最好採用較堤幹部爲大。另外，斜坡堤或消波塊覆蓋堤之堤頭應採用較堤幹部大 1.5倍以上之覆蓋料並構築成圓形。

(2)堤頭部設置燈塔時，應使燈塔設置後堤體亦屬安全。另外爲維持燈塔之功能，亦應考慮設置必要之附屬設施。

(3)防波堤之堤幹部，由於爲結構簡單，因此有受害之例，須充分加以注意。

(4)具有隅角部之直立堤、合成堤的法線形狀，隅角部本身除了波浪之集中外，由法線各方來的反射波之重合，使周邊之波高增加，亦有造成受害之例，因此在決定法線形狀以及安定計算時，須充分檢討。

2-8 細部設計

2-8-1 直立堤

1. 沉箱及空心方塊之封頂混凝土厚度通常應爲30cm以上，在波浪較大之處應爲50cm以上。
2. 爲考慮堤面混凝土與堤身之整體性，法線方向每隔10m至20m間隔應設伸縮縫、若爲沉箱型式時，應在每座沉箱間設一伸縮縫。
3. 方塊式直立堤使用之方塊應盡量製作大型，尤其最下層之方塊，應以一個方塊爲單位，不宜設置伸縮縫。
4. 就安定而言，空心方塊最下段加設基腳較爲有利。
5. 單塊式混凝土堤應以每5～10m間隔爲一區段，以防止因收縮及不均勻沉陷而發生龜裂。

[說明]

(1)沉箱式直立堤

(a)沉箱隔艙普通用配比較差之混凝土、混凝土方塊、石塊、石子與砂粒、礦渣等材料填充，惟應考慮工程費、施工條件、自然條件等因素而決定。通常填充料採用砂較多，但應注意其表面應被封頂混凝土完全覆蓋。礦渣依其種類會有吸水、膨脹之現象，因此採用礦渣時，須注意材質及處理方法。

(b)封頂混凝土之厚度，應考慮波浪條件，施工條件而慎重決定，本節所示之值爲由過去之實例所決定，若波浪條件惡劣且以封頂混凝土之狀態長期放置時，取1.0m之例很多，在波浪較大處如採用預鑄混凝土封頂時，其與沉箱孔隙間所填充之場鑄混凝土會被波浪掏走，隔間填充之砂亦會被吸出。故應在封頂下面舖30cm～50cm厚之碎石層爲宜。另外在波浪較大處，偶有封頂混凝土受波浪作用而龜裂導致填充砂被吸出，因此亦有在封頂混凝土與填充砂間鋪設帆布之例。

(c)堤面混凝土應與堤身打成一體。波力強處應採用品質好之混凝土（強度在 175 kg/cm^{2}以上）。伸縮縫置於每座沉箱間。若須趕工或地層軟弱可能有不均勻沉陷之處，因沉箱不均勻沉陷將破壞堤面混凝土，故伸縮縫應設在沉箱與沉箱相接處爲宜。爲增加沉箱與堤面混凝土之整體性，應設楔榫，或在接縫埋入鋼筋或型鋼爲宜。

(d)直立堤之基礎極易被沖刷，故在基礎非岩盤處，護基保護設施應徹底完善。若基礎爲岩層，一般多用麻袋混凝土填平，所採用之麻袋混凝土之配比其單位水泥用量應在300kg/m^{3}以上。

(2)方塊式直立堤

(a)方塊有水平與傾斜兩種疊法，一般以施工容易之水平疊法爲多，傾斜疊法適用於侵蝕作用與下陷嚴重或水深較淺之處。使用此法時，應俟方塊完全下陷後再進行封面混凝土施工。水平疊法應注意上下之接頭互相錯開，以確保堤之整體性。傾斜疊法應採用橫斷面以一個方塊爲宜，傾斜角度通常與水平成50°～80°。

(b)防波堤法線方向之縱斷面其接頭以儘量錯開爲妥。

(c)爲防止方塊滑動，方塊頂面與底面通常作成凹凸形楔榫如圖7-2-2所示。突出寬度多爲50cm，突出高度爲20cm。防止方塊滑動之方法，可預將方塊留孔，俟方塊疊成後填充混凝土或插入鋼筋或舊鋼軌，然後灌入水泥砂漿。如孔太小效果不大，孔太大則破壞方塊。爲防止方塊之滑動亦有採用消波方塊之例。

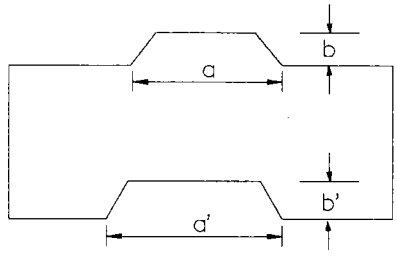


圖7-2-2 凹凸形楔榫

(3)空心方塊直立堤

(a)空心方塊用配比較差之混凝土或石子填充，若用混凝土填充，則空心方塊直立堤可成爲一整體性之結構。

(b)空心方塊疊成二層時缺乏整體性，故儘量以一層爲宜。不得已疊成幾層時，可在橫斷面之水平接縫將空心塊之牆作成凹凸形狀使上下充分楔合。又可將前牆或後牆作成凸形使上下內空心塊成爲一體。

(c)小型者可用起重船或搬運船施工，惟大型者需利用漂浮法，或特殊之臨時性底蓋，壓入空氣後可浮起曳航。

(d)用石子填充時，爲防止石子被淘出，空心方塊亦有置底版者。

(4)單塊式混凝土直立堤

(a)灌築混凝土之方法有數種，如用吊車灌水中混凝土法、預鑄混凝土法、利用乾施工法等。如不利用乾施工法時，應儘量採用預鑄混凝土法，以確保良好之混凝土品質。

(b)基礎稍有凹凸之情形亦無妨，惟應除淨岩層之砂、石片與海草等，俾與混凝土密接，模板接觸部份應削平俾得良好之接觸。如基礎爲甚硬之地層，且凹凸難以鑿平時，可依照其形狀就地架立模板，使堤底澆築時有良好之接合。

2-8-2 合成堤

除水深極深之堤基部份，或波浪小且有充分之堆石重量處之外，直立堤海側應至少安放兩個以上之護基方塊，陸側應至少放置一個以防止沖刷，護基方塊應緊靠直立堤。

[說明]

(1)直立堤部份請參照直立堤。

(2)爲使拋石堆放緊實，最好先行拋放後使其經歷一大浪惡劣季節爲宜，如此可減少安放直立堤後之下陷。

(3)防波堤因沖刷作用而受災之例甚多，故在波浪較大處經計算後認爲有必要時，或有沖刷可能之處，應作防止沖刷之對策或護面保護。防止沖刷之方法有下列各種：堆石、堆方塊、舖瀝青襯墊、舖(不)織布、沉床、舖柏油砂坡面與採用合成樹脂網等保護坡面等。

(4)爲使直立堤能直立安放，堆石縫內應填入小石子以求基礎之平整。如基礎凹凸情形嚴重時，對沉箱底版會有不良影響，所以基礎整平寬度在直立堤兩側需適當加寬。如有護基方塊及覆蓋石時，該部份亦需整平。

2-8-3 斜坡堤

1. 斜坡堤之基礎應依需要設置防止沖刷及吸出設施。
2. 通常拋方塊或拋石斜坡堤上設置結構物時，結構物之基礎應以小石子或小型混凝土塊填充。
3. 在有漂砂影響之處，隨波浪砂會滲透而有淤積之可能時，應設防砂設施。

[說明]

(1)防止沖刷及吸出設施諸如:堆塊石、堆方塊或舖設瀝青襯墊、舖(不) 織布、沉床等。

(2)斜坡堤表面施工時應留意使表層覆蓋材料互相楔合，尤其堤頂工作應特別細心施

工。

(3)斜坡堤甚易被波浪衝擊以致塊石散落，故維護補修工作應特別細心施工。

(4)爲防止砂之滲透可在斜坡堤內部設置版樁、方塊等方式，亦或採用粒徑分佈較大範圍之石料作爲堤心料或拋於港內側之坡面。

(5)用柏油砂覆蓋時，其配合比應考慮施工場所、自然條件，依所須之流動性及強度進行配比試驗而決定。

(6)地盤軟弱之處，堆石或方塊數量會下陷或楔入地層，因此所須數量將較原斷面增多。惟地層良好之處，由於波浪衝擊使堆石散落或壓實，故通常仍需考慮拋石量之增加。

第 三 章　防波堤之維修管理

防波堤會因波浪等短期或長期之作用，導致受損以及材料之劣化而使安定性及功能降低，因此必須適時地進行維修管理。

[說明]

(1)本章以沉箱式防波堤爲主加以敘述，至於本型式以外之堤，可依此法考量。

目前防波堤之維修管理，除了災害復舊外，並不經常加以注意。如果能對防波堤之受損型態進行調查，即能了解受損之發生。如將其放置不管，可能導致防波堤災害之發生，因此定期檢查其有否受損，以期早日尋求對策至爲重要。

(2)受損現象之進行

防波堤產生受損之連鎖過程可以圖7-3-1表示。

典型的防波堤受損現象之進行，有因波浪而導致堤基覆蓋部或拋石基礎之散亂、沉陷，引起沉箱傾斜、沉陷。堤面胸牆混凝土之破壞，導致頂高不足，消波塊或覆基方塊與沉箱碰撞使沉箱側牆受損，填充砂流出等。

有消波塊時，因波力使消波塊散亂、沉陷，再者因消波塊之移動、沉陷導致作用於沉箱之波壓變大，而使沉箱之滑動。無消波塊時，因波力之作用使拋石堤

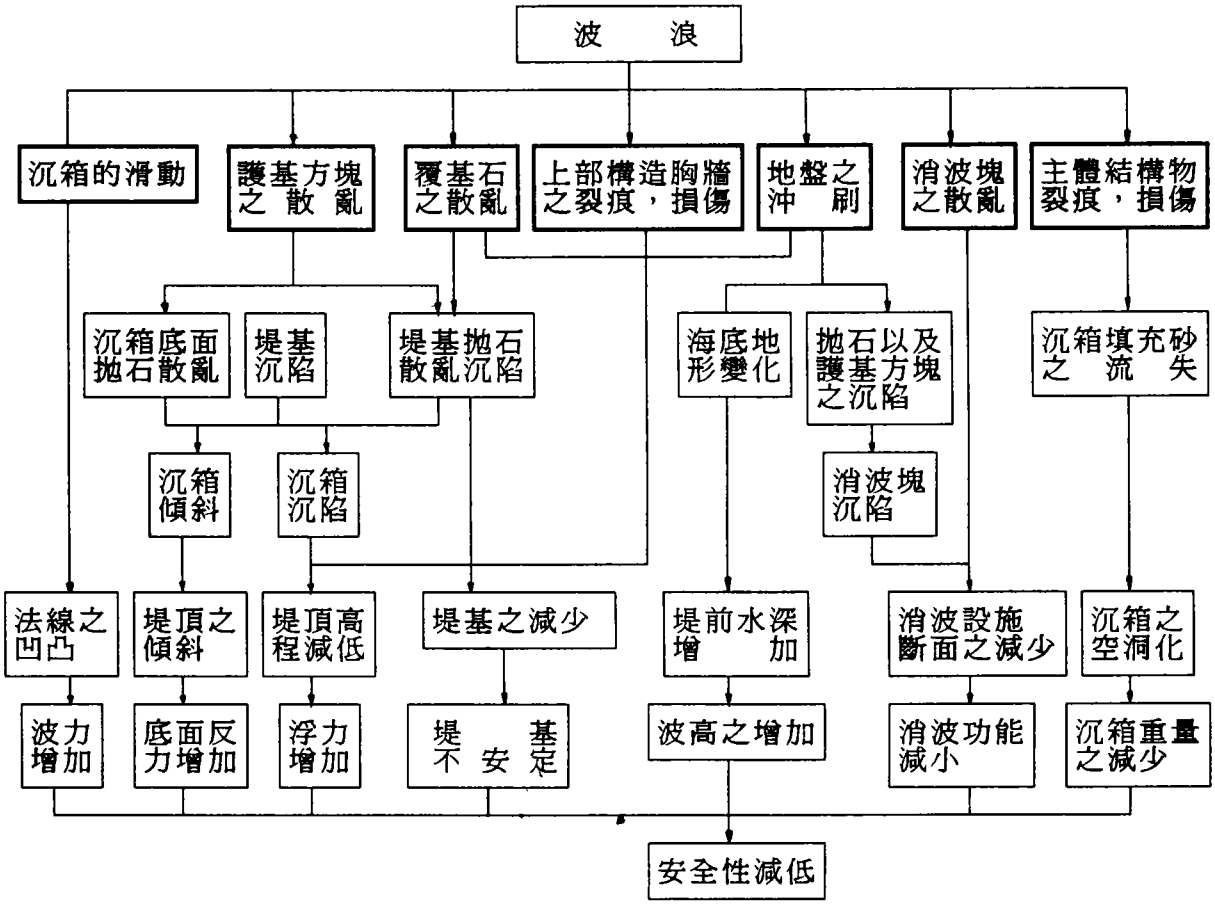


圖7-3-1　沉箱式防波堤主要受損連鎖

基海底地層被沖刷，導致堤基斜坡面被破壞，隨著此破壞使拋石堤基產生受損，導致主體之沉陷及傾斜。

沉箱受波力作用產生滑動，以致法線凹凸，進而波力集中增大，造成嚴重的滑動及其他相關破壞。

(3)檢查項目之設定

(a)沉箱式合成堤爲在海底地層上，由堤基及堤體等不同要素之部份所構成，各種不同要素之受損相互有所關連，因此除了將此因果關係予以明確外，檢查之時機、檢查之難易等均須考慮，而選定最有效率且經濟之檢查項目。

另外由防波堤構築之目的來看，所謂沉箱式防波堤最終階段之受損，應爲防波堤遮蔽功能之大幅減小，由此觀點可將最終階段之受損，以沉箱主體之受損、頂部混凝土之受損、消波塊之變形爲最終階段受損，須加以確實掌握。

(b)受損檢查對象及檢查項目之例如表3-1。

表 3-1　沉箱式防波堤檢查對象及檢查項目

檢　查　對　象	位　置	檢　查　項　目
上部結構之裂縫、剝離、損傷	上部結構	裂縫深度(長度)鋼筋有無露出
沉箱之滑動、傾覆、沉陷		移動、沉陷、傾斜
沉箱之裂縫、剝離、損傷	沉箱主體	裂縫深度(長度)鋼筋有無露出
拋石基礎之沉陷	護基方塊	沉陷、移動
	覆蓋石	同　上
	拋石基礎	同　上
消波塊之沉下散亂	消波塊	同　上
海底地層之沖刷	拋石基礎斜坡前	沖　刷

(4)檢查方法

(a)由於防波堤之受損大都發生在水中，因此在選定檢查方法時，須注意以下事項：

(i)需精確測定受損之情形。

(ii)採用一般簡單之量測儀器即可完成之方法。

(iii)良好之作業性及安全性。

(b)由於受損檢查係以海上作業爲主，同時海面下之調查佔大部分，因此所受之限制大致如下：

(i) 由於使用潛水夫及船舶較多，所以氣象及海象條件應良好。

(ii)由於現場潮流及混濁之影響，將使潛水夫之作業困難。

(iii)測點亦或變位量測定之基準點之確認等，會隨潛水夫產生人爲差異，故資料之統一性取得較難。

(5)評估之考量

防波堤之受損如圖7-3-1 所示，由於堤基之受損或波力之增大，將使堤體之

安定性減低，此即需以安定性之觀點加以評估，另外堤體或消波設施之沉陷顯著時，由於傳遞波將變大，即需由港內靜穩度之觀點加以評估。

一般容許受損極限可由結構物之安全觀點及維修之經濟性觀點來評估，但隨海域之特性，各受損之發生平均年數之資料根本無法取得，同時在防波堤之受損發生時，如何計算安全率之減低甚爲困難，因此以下依據結構之安全性，以受損之進行速度作爲判斷基準，將評估標準訂爲四級。(如表3-2)

A爲持續性之受損

B爲非持續性之受損

C爲僅外觀上或美觀上之觀點所生問題之受損

D爲無受損者

表 3-2　受損之評估

評估區分		受損之範圍	受損程度、進行速度	維修原則
A	AA	包含設施之主要部份，大部份產生大的受損。	結構物之大部份破壞，缺乏安定性設施功能顯著下降。	立即全面復舊。
	A1	設施之主要部份發生廣範圍之受損。	堤體之安定性減低如果再有稍微受損將產生破壞。	立即進行防止受損發生對策，並補修受損範圍
	A2	設施之主要部份發生部份異狀。	堤本身之安定性減小，隨著受損之進行，可能使受損規模擴大。	防止受損措施，並於適當時期予以完全補修。
	A3	設施之主要部份及其他部份有輕微受損發生。	現狀對堤之安全無影響，但隨受損之進行將危及安全。	受損防止措施並監視其後之情形。
B	B1	設施之主要部份有微小之受損。	堤本身之安定無影響，但對設施之功能有所損害。受損不再進行。	使其不對功能產生障礙，並加強監視。
	B2		堤本身之安定及功能均無損害，同時受損亦不再進行。	加強監視，依情況進行外觀修補。
C	C1	設施之主要部份以外有輕微之異狀。	異形輕微雖不再受損，但外觀上受損顯著。	進行外觀補修並於各次檢查時進行重點檢查。
	C2		異狀輕微，亦無再受損之可能，外觀上亦無問題。	定期檢查時，重點檢查
D		無異狀。	無異狀。	

(6)容許變形界限

(a)由結構物之安全觀點評估變形容許界限

(i)以安全率爲基準，並隨著變形之進行以對50 年概率波檢討其安全率，當其小於某一值時即進行補修，其時之變形稱爲變形容許界限。

(ii)以安全率爲1.0時，波浪之再現期間爲基準，當變形之進行使安全率爲1.0時之波浪再現年數縮短時即進行補修，其時之變形稱爲變形容許界限。

(b)以維修之經濟性觀點評估變形容許界限

以費用最省之觀點而言，變形容許界限之觀念，係考量變形狀況發生時予以補修，損壞時予以復舊爲原則。故某個防波堤維持到某個時期爲止，所需之預估費用如下:

$$\text{預估費用}=\Sigma\left[(1-\delta)\times\Sigma(\text{災害概率}\times\text{復舊費用})+\delta\times\Sigma(\text{災害概率}\times\text{復舊費用}),\ (1-\Sigma\,\text{災害概率})\times\text{補修費用}\right]_{max}$$

式中

δ =1(補修時)

=0(不補修時)

(7)對策

(a)檢查指標超過容許界限時，其補修對策，須就各部位之受損與維持防波堤整體功能之前題下，對補修效果、經濟性、施工性等予以綜合評估後再加以選擇之。

(b)對堤體之受損而言，可考慮增加抵抗力之工法，減少波壓之工法，以及這二種之組合工法。

(c)覆面石塊、護基方塊之受損補修，由於恢復原狀可防止新的受損，因此應爲最合理及有效者。

(d)消波塊之受損原則上亦以恢復原狀爲主，但隨情況亦可如前採用以增加堤體之抵抗工法考量之。

(e)主體、上部結構等之裂縫、剝離、破損可採用灌入法加以補修。

第四章　閘　門

4-1 設置位置之選擇

在選擇閘門之設置位置時，應考慮地層、風、浪、潮流、漂沙、水位差等自然條件，通過船舶之大小、艘數等，使船舶進出時，能安全而且順利地操船。

[說明]

(1)所謂閘門係在水位不同的二個水面間，使船舶能順利通行之設施。可分爲設於河川等運河之閘門，與設於港灣地帶之閘門。本章所述以後者爲主。

(2)閘門隨設置位置之適當與否，不但受其背後之港灣功能，例如泊地面積、碼頭之擴充預定地等所限，而對通過之船舶有無危險更應顧及，且其設置位置之自然條件，對工程費亦有很大之影響，故閘門位置應謹慎加以選擇之。

(3)原則上應避免在軟弱地層上設置閘門，如不得已須設置時，須有不均勻沉陷之對策。另外，在有地層下陷之處，隨著閘門之下陷，將減低其功能，此時，應事先預估應加高之堤高。

(4)隨著風、浪、潮流、漂沙等影響，會使船舶之進出發生困難，故閘門之設置位置原則上應選擇靜穩之場所。而在非靜穩之場所設置閘門時應構築防波堤或導流堤，務使閘門附近之水域得以靜穩。

(5)通過閘門船舶之大小、隻數等亦爲設置位置之選定條件，亦即爲提供船舶暫時避難之泊地以及迴船池之水面必須有充分之範圍作爲選擇位置之條件。

(6)其他應充分考慮背後腹地之利用狀況及陸上交通條件等，而決定設置位置。

4-2 各部之名稱以及尺寸

閘門各部之基本尺寸如下:

1. 有效水深=主要船舶之吃水+ 餘裕
2. 有效寬度=主要船舶之寬度×排數＋餘裕
3. 有效長度=主要船舶之長度×縱方向船數＋餘裕

[說明]

(1)閘門各部之名稱，如圖7-4-1 所示。

(2)閘門隨其各部配置之組合，可分類如下:

(a)單門閘門

此通常使用於海港或河口港，內部之水域面積狹窄，內部形如港口且僅有1扇門，故外側有水位差時不能利用，因船舶之進入受到限制。

(b)雙門閘門

使用於普通河川運河等，有二扇門，各扇門僅具有一方向可開之門，亦或往上開之門。

(c)複式閘門

水位之高低不限單一方向亦可反方向，其內有二室，各室皆有二組之門。

(d)階梯式閘門

水位差大時，將二個以上之門縱向並列。一般港灣所使用之閘門以(b) 型式爲多。

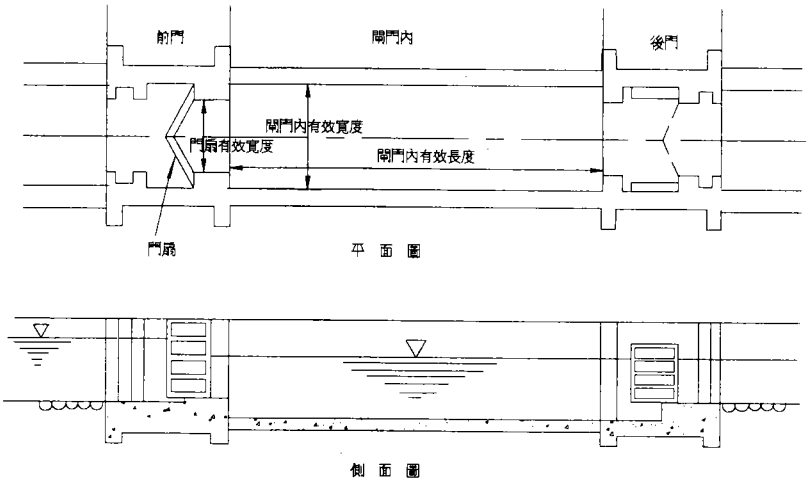


圖7-4-1 閘門各部份之名稱

4-3 構造型式之選擇

4-3-1 水門(gate)

用於閘門之水門須考慮閘門之大小、關閉時間、水位差、是否有波浪、維護管理之難易、工期及工程費等，並滿足下列條件加以選定之。

1. 具水密性。
2. 開、關簡單且易於操作。
3. 結構簡單。
4. 基礎若發生不均勻沈陷時，亦仍須具有水密性及易於開、關。
5. 機械及其他可動部份均易於檢查。

4-3-2 閘門內

決定閘門內之結構型式時，須考慮下列各點:

1. 地層條件
2. 水位差
3. 設置位置之地形
4. 容納船舶之大小
5. 建造費及維護費
6. 注排水量

4-4 作用於閘門之外力及載重

作用於閘門之外力及載重，須考慮下列各點:

1. 水壓及土壓
2. 揚壓力及地層反力
3. 側牆及底床之自重
4. 水門之重量
5. 地震力
6. 船舶之碰撞力
7. 波力及風力

4-5 注排水設備

使閘門內水位變化之注排水裝置，必須在迅速作注排水時，不會使船舶搖動，而發生安全上的問題。

第 五 章　淤積對策設施

5-1 概說

當港灣及航道有淤積之可能時，須充分調查引起淤積之各種可能原因，了解淤積之型態，並依淤積對策所可能引起的各種影響及其經濟可行性加以考慮後，才決定適當對策。

[說明]

(1)淤積之原因

漂砂、飛砂以及河川流下之土砂等，侵入航道、泊地等港灣水域而沉澱、堆積、減少水深，妨害港灣功能之現象稱爲淤積，但是航道中如航道之邊坡破壞等，雖在航道中無實際之土量增減，亦爲產生淤積之地區。

淤積主要爲以下之原因所產生:

(a)漂砂之侵入、堆積(主要爲波浪所產生，亦有因流所生)。

(b)河川流下土砂之沉澱、堆積。

(c)飛砂之飛入、堆積。

(d)該地區內土砂移動，堆積場所之變化。

(e)港內擾動以致土砂移動，航道之邊坡破壞等。

(2)淤積之型態

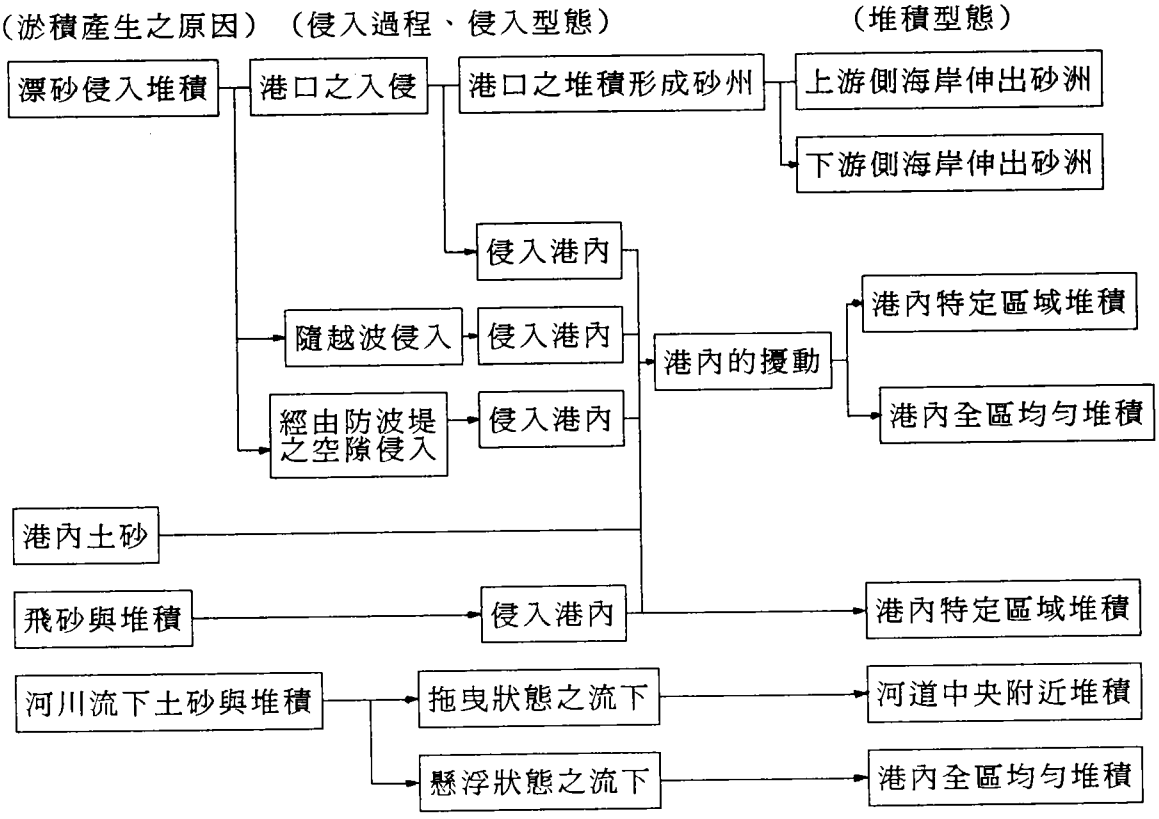


圖 7-5-1 港內水域淤積型態

在防波堤等所包圍水域之淤積型態，隨淤積土砂之發生原因，土砂侵入之過程與型態，以及土砂堆積之型態等，可分成如圖7-5-1 般。就每一種型態，其淤積對策之考量各有不同。同時對於港外航道與非遮蔽水域之淤積，亦有如下所述之各種型態。亦即:

(a)波浪爲主要外力之砂質地層，在挖掘深度較淺小之航道上如圖7-5-2(a) 所示，航道之淤積隨鄰近地區之沖刷而引起者較多。

(b)底質爲浮泥質之海底，航道之挖掘深度較淺之航路如圖7-5-2(b) 所示，淤積爲較均勻之情形較多。

(c)與周圍海底相比，在挖掘很深的航路如圖7-5-2(c) 所示般，航道底部之淤積較大。

(d)通常將自然砂洲加以清除所挖掘之航道，會有自然砂洲復元之傾向而淤積。

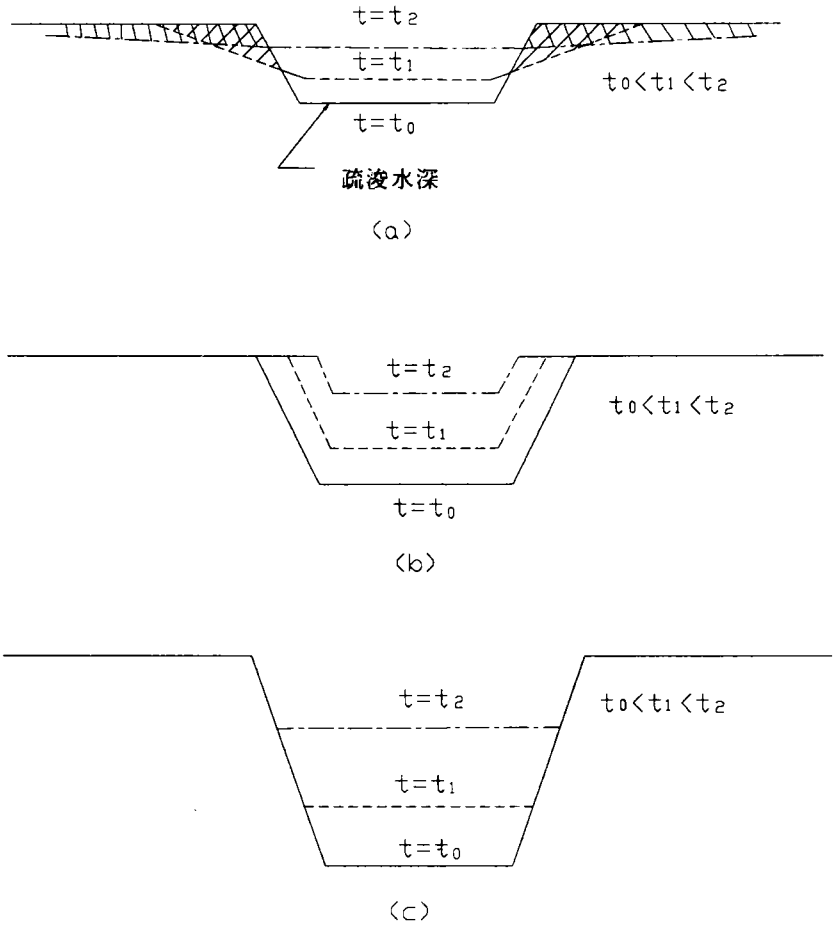


圖7-5-2　航道淤積型態

(3)淤積對策工法之種類

淤積對策工法有以下幾種:

(a)以防波堤等任何設施構築半永久性的防止淤積設施。

(b)以任何設施亦或砂阱集中浚渫，將土砂予以有效阻擋之浚渫。

(c)依需要將自然堆積砂予以浚渫。

第(1)項所示之結構物，通常有表5-1所示者。另外依第(2)項所示之工法設置者，除餘裕挖掘亦或在河口港上游部以砂阱集中浚渫者外，亦有迂迴排砂法。

(4)淤積對策工法之選擇

在選擇淤積對策工法時，對淤積之型態以及產生原因應充分調查，並參考過去之實例而加以決定，或以動床模型試驗檢討，另外淤積對策工程對週邊環境之影響也須加以充分考慮。

表5-1　半永久性淤積防止對策所用之結構物

防止對象	防止方式	結構物名稱或措施
防止沿岸漂砂	防止由港口之入侵	防波堤、突堤群(導流堤)
	防止由越波之入侵	防波堤的加高
	防止透過侵入砂	防砂工
防止河川流下土砂	河川掃流力之增加	導流堤
	防止流下土砂侵入	
	減少流下之土砂	
防止飛砂	減少飛砂	栽植防砂林
	防止飛砂侵入	防砂柵欄

5-2 防砂堤以及防波堤之佈置

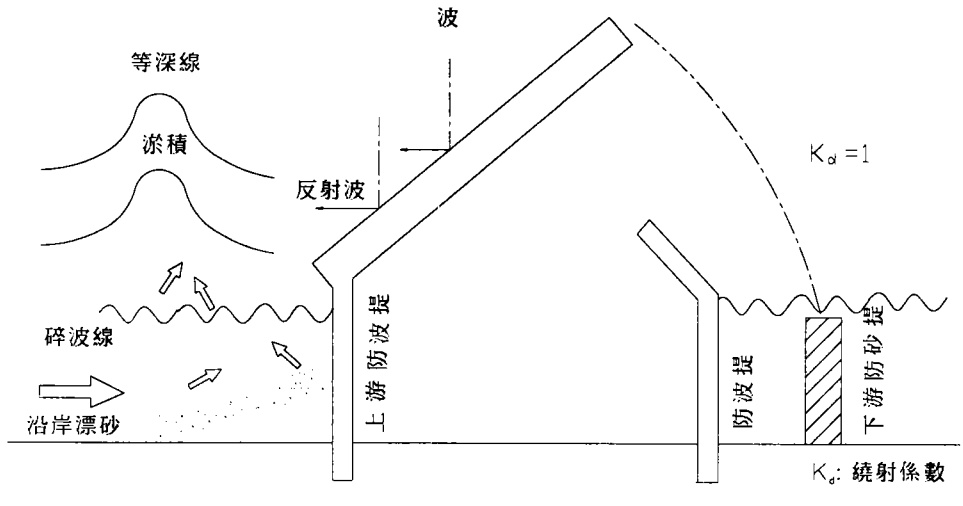


圖7-5-3　防砂堤之佈置例

1.可能發生沿岸漂砂之影響時，應考慮漂砂之特性以及防波堤所應有之遮蔽功能，

加以適當地佈置。

2. 除了河口港，在不須考慮浚渫維護之砂灘港，沿岸漂砂之上游側防波堤通常應考慮下列事項而決定:
   (1)防砂堤由海岸伸出時應儘可能與海岸線垂直並延伸到碎波帶外。
   (2)越過碎波帶水深後堤身轉折，使其作爲防波堤以遮蔽波浪，同時利用反射波、沿堤之作用等，使漂砂往港口相反方向擴散。(圖7-5-3)
3. 爲防止土砂由沿岸漂砂之下游海岸被帶入港內，在沿岸漂砂之下游側設置防砂堤時，其佈置應考慮下列之事項:
   (1)防砂堤應設置於主波浪對上游防波堤繞射係數爲1.0之等值線附近。
   (2)防砂堤應與海岸線成直角佈置並有充分之長度阻止漂砂入侵，另外，防砂堤兼具防波堤之功能時，更應考慮波浪之遮蔽效果。
4. 除上述者外，港內之航道附近等，依狀況須在適當的位置設置防砂堤。

[說明]

(1)防砂堤與防波堤

砂岸港之防波堤自然兼具防砂堤之功能，若欲將其功能加以分離是不可能的，在本節中除特別考量防砂功能者外，仍以防波堤稱呼。

(2)上游側防波堤之形狀

上游側防波堤之堤幹部，係爲阻止沿岸漂砂並使土砂能堆積於上游側，因此須與海岸線垂直並延伸到碎波線外，此部份之延長若太短且傾斜向下游側，上游之土砂阻擋能力將降低，土砂很容易沿防波堤傾斜部流向港口。另外，此部份對海岸線下游側傾斜延長時，上游側海岸很容易發生局部沖刷。

(3)下游側防波堤之位置與施工時期

在防波堤之施工過程中，若上游側防波堤彎折部還不夠長，而下游側防波堤即已施工延伸，如圖7-5-4(a)所示，在下游側防波堤之港內側將會有很顯著之沖刷現象。相反的，若下游側防波堤之興建太遲，則會如圖7-5-4(b)所示，引起港內淤積，並引發下游側海岸之侵蝕發生，因此，上游側與下游側防波堤之延伸時機，必須多加留意，並使其保持適度的平衡。

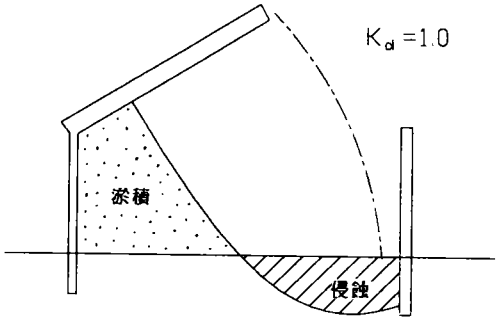


圖7-5-4(a) 下游側防波堤興建時機太早時

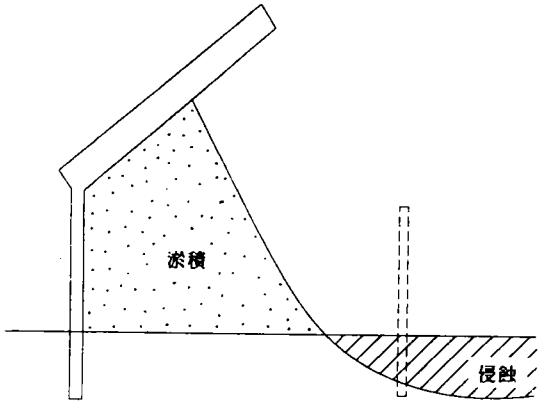


圖7-5-4(b) 下游側防波堤興建時機太遲時

(4)防波堤之長度與前端水深

由於沿岸漂砂最主要係在碎波帶內發生，因此防波堤自然須延伸到碎波帶以外之處，所以在水深較淺之小港灣要完全防止漂砂是很困難。即使防波堤延伸相當長，要完全防止沿堤之流所導致轉入前端之漂砂是很困難的，因此當防波堤之下游側作爲泊地或航道之時，由於須維持某程度之浚渫，因此須加以預估而決定最經濟之長度。

一般上游側防波堤之前端水深，取其港之最大航道水深相同之例較多。此外亦有以補助功能而設置之防砂堤，例如圖7-5-5(a)爲防止兩側砂侵入航道爲目的，圖(b) 中之(1)爲在上游側提高防止漂砂之能力，而(2)爲使侵入於右側自然海灘之土砂予以堆積爲目的所設置之防砂堤例。

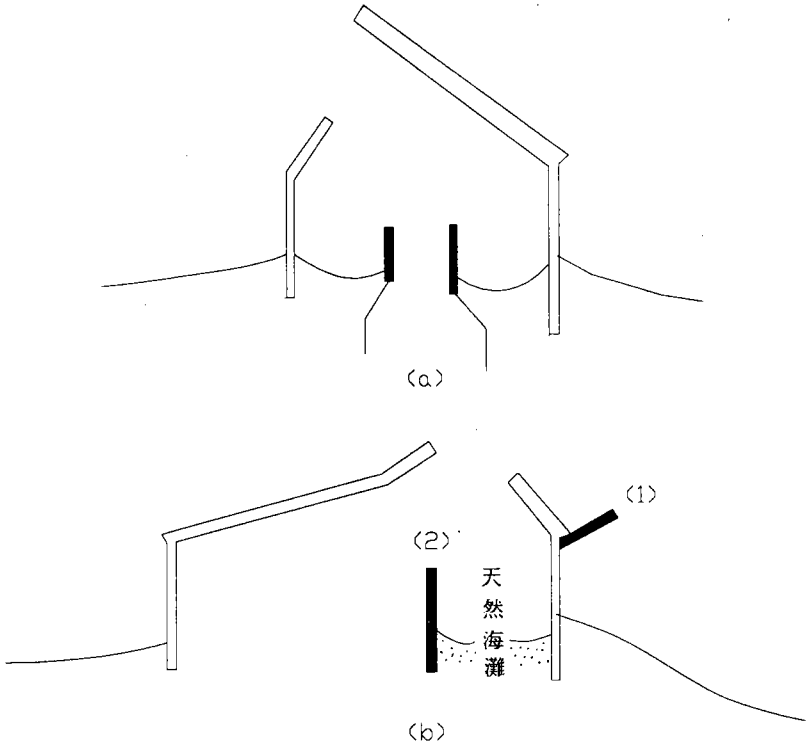


圖7-5-5　輔助防波堤例

5-3 防砂堤之結構

防砂堤之型式及斷面，原則上依防波堤斷面型式之選擇爲準。
防砂堤之堤頂高程如下:
1. 防砂堤之堤根及其延伸段
　　以溯上波浪不超越之高度爲準。
2. 較碎波線淺之部份
　　以朔望平均高潮位上0.6$H_{1/3}$爲標準，但$H_{1/3}$爲防砂堤前端附近之波高。

3.較碎波線深之部份

以朔望平均高潮位，加上某種程度之餘裕高爲標準

[說明]

(1)防砂堤之結構型式

防砂堤之型式，由於須具備完全將砂阻止之功能，因此原則上應爲不透砂之結構物，在防砂堤之堤幹部附近，以拋石或拋消波塊堤之結構時，須內填由礦渣至100～200kg之塊石，另外依需要在港內側另須設置防砂設施。但是以下之情形原則上應與消波結構物併用:

(a)因流導致沖刷之可能性很大時。

(b)因反射波而致淤積亦或帶給船舶航行障礙時。

(2)防砂堤之堤頂高程如下:

雖然爲防止浮游砂之侵入，原則上應不允許越波，但因結構上的限制及經濟性等亦有允許越波之情形。由於防砂堤之堤根及其延伸段附近因波浪之溯上，會使砂越過堤頂，因此堤高應有充分之高程。依狀況可進行堤頂之加高亦或堤本身往陸側延伸，在碎波線內之處，由於越波中之浮游砂濃度很高，因此以H.W.L 上$0.6H_{1/3}$之高度爲準，而在碎波線外之處，由於漂砂之垂直分佈集中於海底附近，因此即使允許越波亦無影響。

但如漂砂之下游側需漂砂之供給時，其高度及長度不受此限制。

5-4 導流堤之佈置

導流堤之佈置以及長度，須調查檢討沿岸漂砂之特性，洪水時之洩水能力以及枯水時之拖曳力等，再充分考慮其結構對週邊環境之影響後決定。

[說明]

(1)河口導流堤功能之多元化

河口導流堤具有阻止沿岸漂砂之防砂堤功能與導引河川使流路安定，增加河川之拖曳能力而維持水深之功能，同時亦有使洪水時之流量能順利流出之功能。

(2)導流堤之佈置

導流堤之佈置與沿岸漂砂之方向關係頗爲重要，其中爲維持河口水深，最好以延長二道平行之導流堤爲佳，一道導流堤效果較小，長度不同的二道導流堤通常將漂砂下游導流堤予以延長較有效果。將漂砂上游導流堤往下彎曲，係爲防止漂砂往導流堤內侵入，使漂砂能順利往下游通過。

5-5 導流堤堤頭水深

河口港之導流堤堤頭水深，須大於所需航道水深，另外導流堤之前端，原則上須延長至較惡劣天候時碎波水深爲深之處。

5-6 導流堤之結構

導流堤之結構型式，原則上應爲不透水性結構，但是由於導流堤之長度與突堤相比通常較長，受波浪之作用亦大，須考慮堤頭及側面之沖刷。另外，導流堤之內側亦應考慮河川流之沖刷作用。

第 六 章　海堤與護岸

6-1 概說

1. 在海岸線附近以土沙堆成或用混凝土等鑄成之結構物，用以防止高潮及海嘯所致海水之侵入及減少波浪所致越波，同時保護海岸不受侵蝕之設施，稱爲海堤。在碼頭地區之碼頭線若建造較高之結構物，將妨礙碼頭棧埠作業，可在碼頭線後方建造防止高潮與海嘯等侵入之堤防，稱爲防潮堤。海堤各部位之名稱如圖7-6-1(a)。
2. 防止原有土地或新生地被海嘯、波浪沖刷及越波之破壞、海灘之損壞及由背後土壓而發生之陸地坍塌或防止海岸侵蝕等之設施，稱爲護岸，如圖7-6-1(b)。

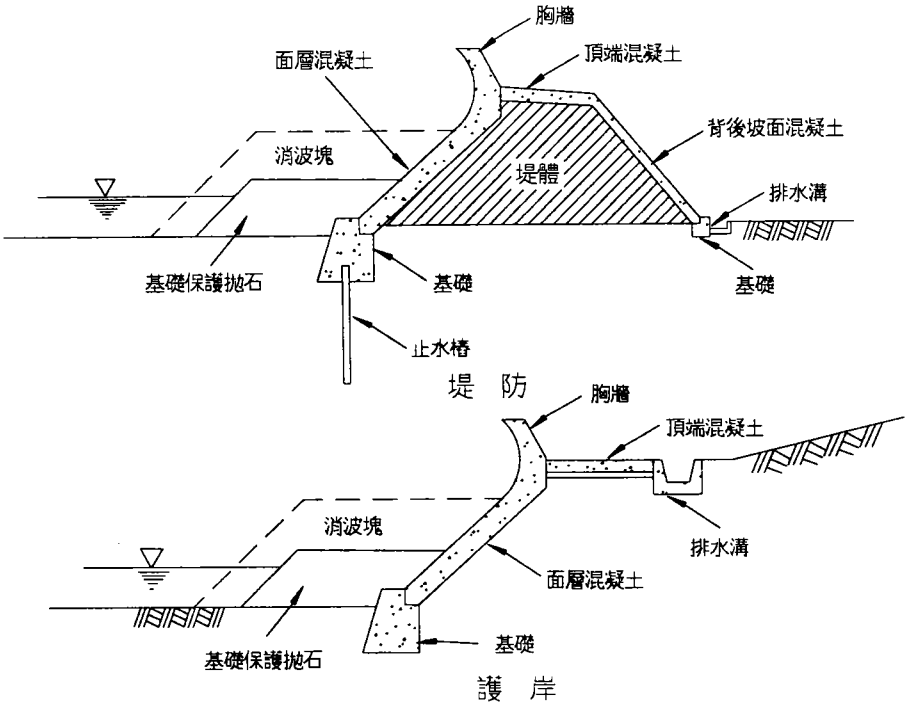


圖7-6-1　堤防及護岸之一般結構

6-2 海堤與護岸之配置

海堤與護岸之配置，應檢討下列事項後決定之。

1. 避免使波浪集中。
2. 留意與鄰接結構物連接之處及對鄰近海岸之影響。
3. 儘量避免自然條件與施工條件不佳之位置。
4. 應使建造費及竣工後之維護費低廉。
5. 便於維護管理、防水與排水以及海岸及腹地之利用。
6. 若設置拖船航道、滑道與閘門等應徵詢相關人員的意見。

[說明]

(1)海堤與護岸之法線形狀凹凸殊甚時，波浪常集中於凹處，以致破壞堤防。同時該處產生嚴重之越波現象，不得已時，應在凹處前面設置消波設施，以加強堤防結構。

(2)海堤通常建造於與海岸線平行之處，如連接於原有突堤或防波堤時，在結構物相連接彎曲處，波浪會集中，易造成海堤之破壞，遇此情形，應採取與上述(1)項相同之辦法。在安定狀態之海灘建造堤防，海灘將因而失去平衡，而使前面海灘發生侵蝕，且影響附近地區，形成不良後果。故若預期會有發生海岸侵蝕之可能時，應併案考慮防止之。

(3)堤防位置，不但直接影響建造工程費，且對利用上亦有影響。

堤防應儘量建在灘線以內之陸地上，且堤高愈低、結構簡單則建造費亦低，施工亦易。尤其爲防止海嘯而設置堤防時，堤防法線選在陸地內較爲有利，惟對土地利用而言，應就各種法線之位置加以檢討。

(4)決定防潮堤之配置時，應考慮碼頭與腹地地區間交通之流暢，尤應特別審慎檢討防潮堤閘門之安裝位置。

(5)利用海岸作爲船台、海水浴場與觀光勝地者甚多，不可使其利用價值降低。

(6)設置附屬設備時，應考慮附近土地及水面之利用狀況，不可使堤防與護岸受不良影響。水門及排水管應設置於風浪影響小、無漂砂堆積，且良好之地層上。如設於波力大，土砂易受侵蝕或堆積嚴重處，必須同時建造突堤或防沙堤。

6-3 堤防

6-3-1 堤防結構物型式之選擇

堤防結構型式如圖7-6-2，選擇時須考慮各種結構型式之特性，且應就下列事項作比較研究後決定之。

1. 配置條件。
2. 自然條件。
3. 利用條件。
4. 施工條件。
5. 材料取得之難易。
6. 重要性。
7. 維修之難易。
8. 工期。
9. 工程費。

[說明]

(1)堤防之結構型式可依堤防斷面之形狀、結構與使用材料而分類，如表6-1。

(2)各型式之特點如下：

(a) 斜坡式。

優點如下：

表6-1

型　式	結　　構
斜坡式	混凝土覆面式，砌石式，混凝土塊式，瀝青鋪面式。
直立式	單塊式，樑式，混凝土塊式，疊石式。
合成式	其結構採用斜坡式與直立式兩種混合組成者。

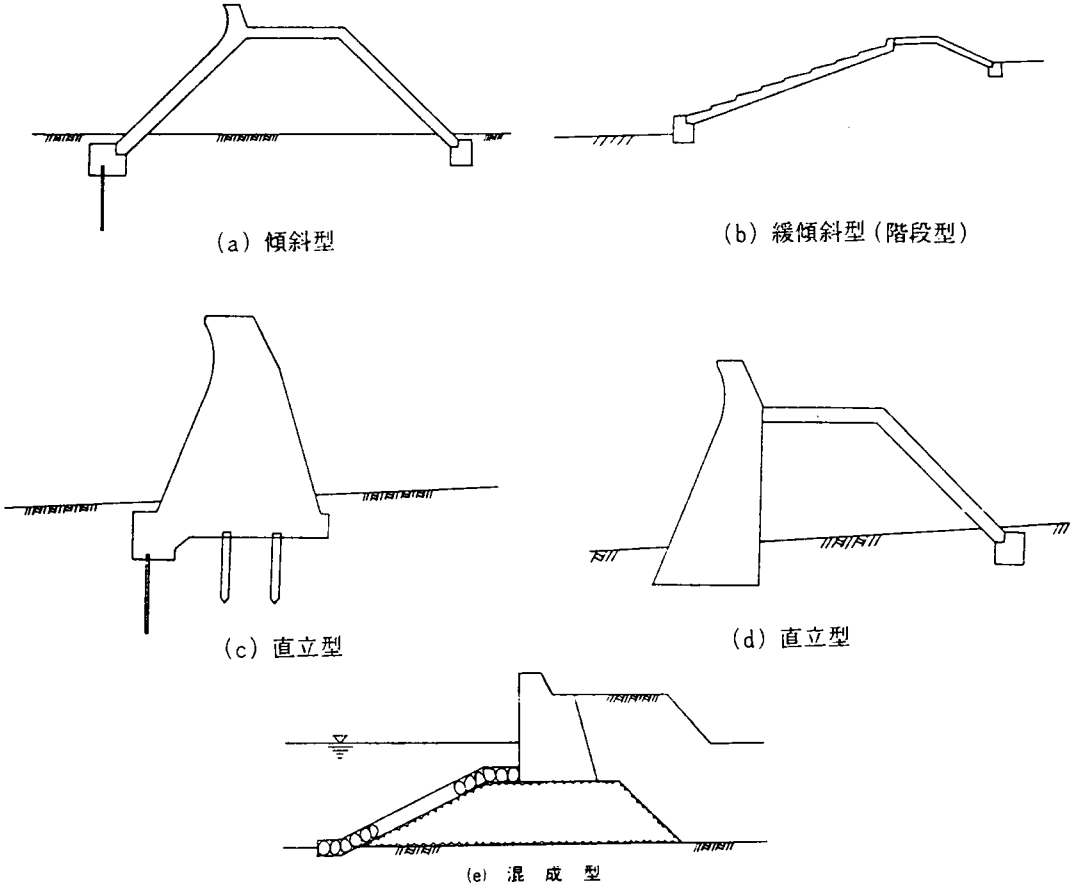


圖7-6-2　堤防結構型式

(i)反射波甚少；可吸收波浪之能量。

(ii)底面所受之反作用力較直立式小，故毋需良好之地層。

(iii)容易設置船臺或滑道。

(iv)若利用作爲海水浴場、水產物之晒場或觀光區時，較直立式者爲易。

缺點如下：

(i)需廣大堤防用地，及大量良質土砂作爲堤身。

(ii)波浪之飛越較直立式者高，故需較高之堤。

(b) 直立式

優點如下：

(i)堤防用地節省。

(ii)用於堤身之土砂量小。

(iii)波浪之飛越高度小。

缺點如大：

(i)反射波大，由法線之狀況不能發生波浪集中現象。

(ii)必須堅固之地基。

(iii)水淺時特別容易受沖刷。

(c) 合成式

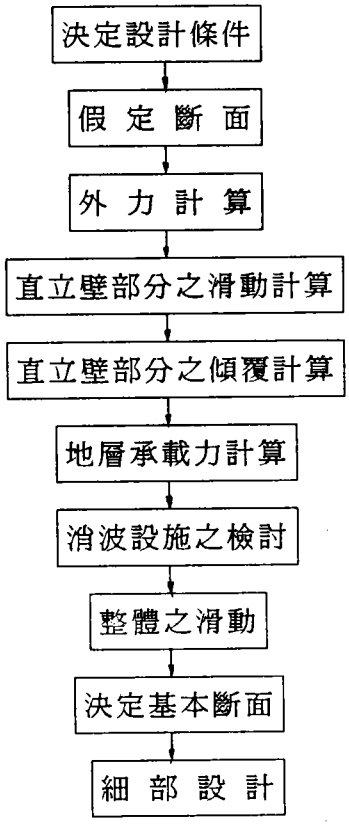
具有直立式與斜坡式兩者之優點與缺點，因之若將兩者適當相配合則可獲得各別之優點。

(3)如在現有之堤防相接處建造不同結構物，該處將成爲結構上之弱點，故應考慮採用同一或漸變之結構型式施工爲宜。

(4)選擇型式及結構時，應考慮各式之特點，採用最適於現場條件者。通常堤防之法線位於碎波帶外側而受重複波之作用，亦或水深甚淺時波力甚小，採用直立式比較有利。於堤前產生碎波時，波力大則採用斜坡式較爲有。又採用混凝土作海側護坡、頂部覆蓋或陸側護坡等三面覆蓋之結構，不但工程費較廉，且結構亦甚爲堅固。

6-3-2 堤防之設計流程

設計堤防時通常可依下列流程辦理:



6-3-3 堤防之設計條件

堤防之設計條件必須考慮下列各項:
1. 潮位
2. 波浪
3. 地質
4. 海底地形
5. 地震力
6. 堤後設施之重要性
7. 施工條件
8. 其他

[說明]

(1)潮位及波浪

堤防的胸牆高程是由越波量或波浪溯上高來決定，而堤體的安定性是由波力或地震力等來做決定，所以潮位及波浪爲重要之設計條件。

(2)地質

堤防型式之選擇、堤防之安定及沉陷等，與海底地質條件有關。堤防築造的位置位於軟弱地層，必要時得進行地層改良等補救的方法，故須充足之地質資料。

(3)海底地形

海底坡度較陡時，波浪容易產生衝擊波力與越波，在砂質海岸，於堤防前面容易產生沖刷現象，因此海底地形及海灘地形亦爲重要之設計條件。

(4)地震力

關於堤體的安定性，地震力也須要作檢討。

(5)堤內設施重要性

堤防可容許適當的越波，但該越波量的限制是以背後地區的重要性而有所不同，堤防的背後地區如果人口資產集中，其重要性高的時候，則須採取較小的容許越波量或採用強制排水(機械抽水)。

(6)施工條件

海上工程之施工易受波浪、潮汐、潮流等海氣象環境影響，且施工易引起海水污濁等問題，因此於設計堤防時，施工條件也要考慮。

(7)其他

應考慮堤防建造後侵蝕、堆積、沖刷、海底坡度之變化等之影響。

6-3-4 海堤基本斷面之假定

[1]胸牆高程

胸牆高程(有返波時爲其頂高)，應將設計潮位加上設計波所應有的高度及其餘裕高。但應考慮自然條件、堤防形狀、消波設施及離岸堤等之效果及容許越波程度等而決定。

[說明]

(1)概述

堤防的功能爲防止暴潮和波浪引起的海水侵入，以保護堤內區域的人身及財產安全。因此，決定堤防的胸牆高程(無胸牆時爲堤面高程)爲設計上之最重要事項。胸牆高程一般可依下式決定:

胸牆高程＝設計潮位＋對設計波所需之高度＋餘裕高

如設置消波設施、離岸堤及人工養灘等設施，以求降低堤防之胸牆高程時，須充分檢討各設施的功能及其可靠性之後再審慎決定。

(2)對設計波所需之高度

所謂對設計波所需之必要高度，一爲防止因波浪於堤防之溯上而越入堤內之必要高度。一般係以規則波之實驗結果適用於示性波之狀況，對實際之波浪仍有相當的越波，但對堤體本身之安全並不會有問題。

二爲依堤內區域之利用狀況及排水方式，以控制容許越波量而決定之必要高度，由堤防本身之功能而言，可謂係一妥當的考量。

對設計波所需之高度，決定之程序如下:

(a)應採用波浪溯上或越波時之潮位爲設計潮位。

(b)依下列(i)或(ii)決定所需高度。

(c)由上列(b)所決定之高度在利用上及結構上顯得特別高時，可由變更堤防的設置位置、結構型式、消波設施之採用等方法，再檢討其高度。

(i) 用波浪溯上高度求所需高度之計算法

波浪溯上高度依波浪溯上高規定計算。

(ii)用越波量求所需高度之計算法

越波量依越波量規定計算。容許越波量則以堤內利用狀況及排水方式及其可靠性，以堤內不發生災害爲原則決定。

(iii)決定所需高度時應考慮之事項

堤防海底地層或堤體拋石之沉陷，雖不致造成堤防之完全破壞，唯可能因沉陷而使越波量增大，導致堤內居民及設施之受災，故在決定所需高度時應加以注意。

(3)餘裕高

於決定堤防之胸牆高程時，對所採用之設計潮位、設計波高亦或沉陷量等條件，雖依合理的方法求得，但並非可完全依賴，例如不能直言將來不會有超過以往記錄所決定之設計高潮位，同時該數值也無法預測，由於在決定堤防胸牆高程時，尚有若干未能確定之因素存在，因此於決定堤防胸牆高程時，應依堤內利用狀況及設計條件之可靠性，適度的增加餘裕高。

[2]堤頂寬度

堤頂寬度以下列數值爲標準。

1.斜坡式：

減除返波設施之頂寬，一般以3公尺以上爲原則。

2.直立式：

重力式直立堤之堤防頂寬以1.0 公尺以上爲原則。

[說明]

(1)堤頂頂寬應以能抵抗波力及越波之越流量等作用爲原則，在目前並無一定的計算公式，只能依經驗，但一般以寬度越寬越佳，最小以3 公尺爲原則。

但若爲重力式直立堤，由於在結構上堤頂寬在3.0 公尺以下，對越波之越流量仍十分安全，因此可將堤頂寬度減至1公尺。

[3]海側護坡坡度

海側護坡坡度應考慮堤身之安定、土質、覆蓋之種類與堤高之關係、堤前沖刷、施工難易、背後地區及海岸利用等因素決定之。

[說明]

海側護坡坡度，在決定堤防之型式時，可先依下表之數值爲指標，但最後還是應考慮堤體之安定、水理條件、海岸之利用狀況、土質、地形條件等而決定。

當堤前水深很深，海底坡度很急時，應特別考慮堤體之安定及沖刷。

型　　式	坡　　度
砌　石　式	比 1:1 緩
混凝土蓋面式	比 1:1 緩
混凝土塊式	比 1:1 緩
堆　石　式	1:03～1:1
重　力　式	垂直～1:1

[4]陸側護坡坡度

陸側護坡坡度應考慮堤體之安定。又堤高爲5 公尺以上時，或雖在5 公尺以下、但如有必要時，應設置1.5公尺以上之平臺(Berm)。

[說明]

(1)陸側護坡之決定應考慮地層與堤身土質之優劣、覆蓋種類、浸濕潤線，用地地價及海岸利用等因素。

(2)於軟弱地層上建堤時，應將其荷重分散，以採取寬大之基礎，並以設置小平臺爲宜。小平臺之寬度越寬越佳。惟爲竣工後之維護管理與防水便利計，最小採用1.5公尺。 自過去實例及經驗，5 公尺以上之堤高應設置小平臺，平臺之坡度通常爲1/10～1/15。

(3)根據常用之設計經驗資料，陸側護坡之一般比降規定如下表。

型　　式	坡　　度
堆　石　式	1:0.3 ～1:1
砌　石　式	1:1 ～1:2.5
混凝土蓋面式	1:1 ～1:2.5
混凝土塊式	1:1 ～1:2
瀝青鋪面式	1:2 ～1:3

[5]消波設施

以消波設施降低堤頂高，其頂部應排兩個以上之異型塊。消波設施所需之頂高如表6-1所示，表中hc爲設計高潮位以上之堤頂高，異型塊之數量係指上層而言。

表6-1　消波設施所需堤頂高

消波塊之堤頂寬(B)	消波設施所需堤頂高(hm)
消波塊二個並列	0.8hc以上
消波塊三個並列	0.7hc以上
消波塊四個以上	0.5hc以上

[說明]

(1)消波設施，使用於下列情況：

(a)基礎爲軟弱地層，且不能建造所需高度之堤防。

(b)背後土地甚爲重要，且不容許大量之越波。

(c)波浪甚高，需極高之堤防，但不能建造所需之高度。

(2)消波設施，如無充分頂高及頂寬，即無法發揮消波效果。又若消波設施之高度不足，高潮時被水淹沒或頂高露出少部份等情況，反而會產生嚴重越波情形，應避免採用此種斷面。

(3)爲免被淘出，消波設施應採用較大之塊石或方塊。表面鋪以方塊，工程費較廉，且對水流沖刷及遮蔽甚爲有效。

(4)消波設施對堤趾沖刷與防止堤身內部之淘出效果甚佳，惟不可因有消波設施而簡化其覆蓋及基礎等施工。

[6]其他

1.三面覆蓋結構且有返波設施時，頂部覆蓋上之返波設施高度以0.5～1.0m爲準。
2.關於護基與基礎等工程請參考本篇「護基工程」及「基礎工程」。

[說明]

(1)當假定堤身之基本斷面時，必須假定返波設施背後之頂部覆蓋設施之頂高。因強大波力作用於返波設施，在堤身三面如用土砂結構，不能將返波設施高度提高，

依過去之經驗其高度以0.5～1.0m爲多。

(2)返波設施裝置于沉箱結構物時，其高度可比本文所提之數值略提高。

(3)關於圓弧滑動與管湧現象等之檢討，因涉及護基與止水板樁等工程，故作安定計算前，必須假定其形狀。

(4)堤面形狀：

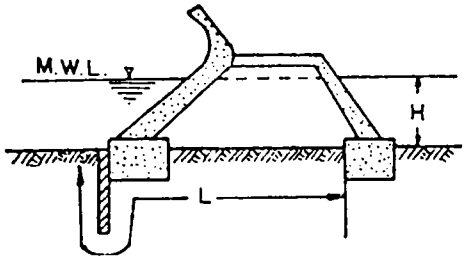
(a)單純直線形者施工簡單，但波浪溯上至某一高度後流退下來，消減越波效果比直立堤差。

(b)階梯線形：可由每階梯消減侵襲波之波能，波浪引退時減少基礎沖刷，頗具效果。

(c)作返波之曲線形，可緩和波壓，減弱堤體前面之沖刷。

(5)波形比降大處海側護坡可較陡，惟比降較小處護坡應較緩。

(6)一般堤體用混凝土覆蓋，不能當作防水牆。故在海側護坡坡趾部分打設防水板等防止滲透水，其滲透線表可依據圖7-6-3與表6-2。



L：滲透線長度

H：落差

圖7-6-3　堤體滲透線

表6-2　滲透係數(C)值

地　　質	C
泥土或極細砂	18
細砂	15
粗　　砂	12
砂、石子、礫石	5～9

6-3-5 防潮堤

防潮堤應採用鋼筋混凝土結構，基礎應設置止水板樁或將底版拉長以增加其流線長。高潮或海嘯時應防止發生管湧及漏水現象。

6-3-6 海堤之外力計算

外力計算依照防波堤爲準。地震力或土壓力等項目請參考第二篇「地震力」與「土壓力及水壓力」。

[說明]

(1)海堤與防波堤不同，直立堤或合成堤不僅受波力作用且受地震力及土壓力之作用，故應特別注意。

(2)海堤之位置通常設在灘線附近，因此波力計算與防波堤稍有不同，應留意，同時應注意負波壓。

(3)海嘯時因退水而海底露出甚多，應注意決定陸側殘留水位之方法。

(4)海嘯退水時之沖刷力量，至目前止尚未儘明瞭。故護基方塊之重量，以採用較大者爲宜。

(5)高潮或海嘯時漂流之木材撞擊堤防，導致破壞，應假定該撞擊力爲外力而計算。撞擊力大小之假定尚無明確數值，通常以300T 駁船靠岸時之撞擊力假定爲20T，將荷重以10公尺跨距均等分佈承受，亦即假定外力爲2t/m，颱風時下風處爲2t/m，上風處爲1t/m，在運河或狹窄水面爲0.5t/m。

(6)作用於返波設施之波壓，假定於頂高處爲1.5wH 之水平作用波壓。以此作爲構材設計時之外力，H表示波高(m)，w 表示海水之單位體積重量(1.03t/m^3)。

(7)對消波設施外力計算所採用之波高如同防波堤。設置在灘線附近水淺處或陸上消波設施之安定，應作模型試驗。但消波塊設置於堤前海底坡度較1/20爲緩之處，其重量大都爲：在相當深海波高4m以上時，爲4t/個，4m以下時，爲2t/個。

6-3-7 海堤之安定計算

1.三面護蓋之海堤應檢討下列事項：
(1)消波設施與護基保護之安定。
(2)海堤整體之圓弧滑動。
(3)管湧現象。
2.關於其他型式之結構，應依照防波堤及碼頭作安定計算，同時需作管湧現象之檢討。

[說明]

(1)海堤之安定，應對波力、土壓等外力作用保持安定，同時依需要應考慮地震力。

(2)三面覆蓋之結構由於係依其各結構細目所決定，因此不必檢討海側護面、頂高與陸側護面等覆蓋之構材安定。

(3)其他型式之堤防，例如重力式堤體或鋼版樁有背填時，應檢討波壓及土壓同時作用時之安定。

(4)返波設施構材計算所用之鋼筋容許應力應與經常荷重所採用者相同。

(5)堆石部份之高度較高時，應依本篇傾斜部之安定計算爲準。

(6)海岸堤防目前對管湧作用計算方法尚未確定，故應參考實例檢討之。

6-3-8 堤防之詳細結構

[1]護基設施

1.海堤原則上應以護基設施保護之。
2.護基設施應設在海側護坡之堤趾前或接續於基礎設施之前，且應與堤防本身分開，作成可沉陷及有彈性之結構。

[說明]

(1)護基設施通常設置於海側護面或基礎設施之前，以減少波力作用，防止波浪之沖

刷，保護護面之覆蓋與基礎。因此在地基良好且無沖刷之情況時，無需作護基設施。但因建造堤防時破壞海岸之平衡，堤前發生沖刷等或有意外變化，故原則上仍需作護基設施。

(2)護基設施，必須接作在海側護面覆蓋之護基及基礎之前，不但應作成有彈性之結構，且應與護面覆蓋及基礎分隔，使能單獨沉陷。此外護基設施，不可因沖刷而傾移，且與基礎及覆蓋產生間隙，每個護趾方塊間不能暴露，受波浪之作用。爲防止由沖刷產生護基方塊之散亂，有鋪以小石子或鋪掃工，及瀝青墊等方式。又軟弱地基時，在鋪砂基礎，鋪掃工基礎上施予拋石，然後在上面作護基加固工程。如在直立式之海側護面覆蓋時，以使護基加固之寬度擴大爲宜。

(3)堆石護基設施

通常均採取此種施工法，惟取得大型塊石可能較困難，因此僅在波浪較小之處使用。堆石厚度爲1m以上，頂寬爲2～5m ，護坡爲1：1.5～1：3。

(4)混凝土方塊設施

此種方法最近取代塊石廣被採用。使用之混凝土方塊有各種型式，因方塊空隙大，以與塊石與填充料等併用爲宜。應採用大型之各種方塊且預先排妥，以免散亂。尤其堤頭部份更易移動，應採用重量較大者。通常疊成二層，排疊寬度與塊石之情況相同。

[2]基礎工程

1.一般規定

(1) 基礎應可安全承受上部結構，且能承受沖刷方可。

(2) 若基礎地基透水性甚大，在侵蝕海岸建造堤防及高潮堤防，必要時應併用止水設施。

2.現場澆鑄混凝土基礎工程

伸縮縫應與上部結構之伸縮縫設於同一處，應採上下相疊或凹凸相接之型式，接縫所用之材料應能防止堤內土砂被淘出。

3.混凝土方塊基礎工程

應使各方塊成爲整體，且必須作成能止砂土從方塊間隙被淘出。有關伸縮縫及埋入深度等，依現場澆鑄混凝土基礎工程爲準。

[說明]

(1)通常所謂基礎工程係指能安全承受上部結構之結構物，故海側護面覆蓋與堤身及越波設施之基礎等均依照本文所提各項爲準。基礎工程應可防止上部結構之滑動及沉陷，尤以在波力作用甚強之處，基礎前面受相當強烈之沖刷，故應將基礎埋入相當深度，以防沖刷。因此其結構視覆蓋材料之重量、基礎地層之承載力，堤基前之水文條件等而決定。

良好之地層可採用混凝土或混凝土方塊基礎，不良基礎地層用一種型式基礎不能完全承受上部荷重時，並用二種以上型式之組合亦甚多。地層極惡劣時舖沙，塊石或方塊，舖掃工等方式作爲基礎，或者依照「地層處理工法」之辦法處理

之。

(2)場鑄混凝土基礎工程：

此種方法廣用於較好之地層，通常基礎標高設在地層下1m以上之深度。此種方法在不甚佳之地層，仍可並用打樁基礎或塊石基礎等方法，以提高其效果。護面覆蓋與基礎應以不銹鋼鋼條連結爲一體，以防由波力或上拔力將護面之覆蓋材料從基礎浮起。

(3)混凝土方塊基礎工程

場鑄混凝土基礎施工困難時，即在較大水深處，採用本法。

(4)打樁基礎(包括鋼板樁式，連續場鑄混凝土牆式)

本施工法與其他基礎施工法（例如場鑄混凝土基礎）併用爲多。木樁因易受海蟲蛀蝕腐爛，應儘量避免採用。尤其在最低潮位以上部份受海蟲之害極嚴重，不宜採用木材，通常均用混凝土樁。波力大且地層透水性良好處，均用鋼板樁式基礎，以達止水目的。採用混凝土樁或場鑄混凝土牆時，應特別注意施工，不可有空隙現象。其長度由管湧(Piping)計算決定之。其他情形雖由波力之大小與護基之有無而不同，但通常以埋入2m～5m爲多。

(5)其他之基礎工程

(a)圓木基礎工程

通常用於疊石或砌石之基礎，應將基礎深埋，以免受波力作用，基礎前面被沖刷，以致淘出堤身之上。

(b)堆石或堆方塊基礎工程

僅由現場地層無法將堤身重量均勻安全承受時，或水深較深而無其他適當方法時，從施工及經濟之觀點上，可採用拋石或拋方塊作成拋石堤基礎後，建造堤身。

(c)空心方塊、井筒(Well)、沉箱基礎工程

水深極深處可採用之，唯工程費高昂，實例亦少。波力大處土沙易從空心方塊或井筒等之接縫漏出，故以不用此種基礎爲宜。

[3]海側坡面覆蓋

1. 用混凝土覆蓋，其厚度以50公分爲原則，但在波力較小處，可以較薄。在磨損極嚴重處，應較厚。背填石厚度爲30公分以上，並用小石料填滿縫隙。
2. 重力式部份請參考「重力式碼頭」。

[說明]

(1)海側坡面覆蓋之結構，應採用可防止波浪侵蝕與背後土沙流出，且對土壓、波力等之作用可保持安定之型式。

(2)混凝土覆蓋一般係爲等坡度之板狀結構。對波力作用，可定爲50公分厚，亦可視作受彈性之梁計算應力。

(3)縱向每6～10m設接縫，並設置止水板，以防漏水。水平接縫亦設止水板及連結鋼筋，以保水密性。現有堤防用混凝土覆蓋加強時，其厚度應視坡面長度而定。但

頂部最少爲30cm。

(4)重力式：

(a)整塊混凝土：

整塊混凝土之伸縮縫，應採用槽型相接，並設法作成水密性。且爲使接縫更具上述效果，必須以木板填充，以防漏水。

(b)採用扶壁式鋼筋混凝土結構，且在漂沙海岸施工時，應考慮漂沙磨損之因素，而將保護層加厚。

(c)場鑄扶壁應每隔一塊設置伸縮縫，其結構決定同(a)項。

[4]堤體

1. 堤體應採用能抵抗波力、土壓力、揚壓力等作用，仍能保持安定之結構。
2. 堤體應儘量採用防止透水之結構。

[說明]

(1)堤體係將波壓、土壓力、揚壓力等外力傳至地基並防止透水，故應作地基調查，以防止基礎之沉陷、滑動與傾倒等現象。同時海側坡面覆蓋與基礎做成一體，以防透水並確保安定之結構物。

(2)堤身通常用土砂建造較爲經濟，填土必需壓實，而含有少量粘土之砂最易壓實。如利用海砂須特別灌水壓實，填土必須預留餘裕量，以備將來收縮及沉陷。餘裕之程度應視堤高、堤體土質、地層之良否及壓實程度而決定。

堤防填土後，即須覆蓋之災害復舊時的堤防，應注意每30cm厚分層壓實，以防堤身土方之沉陷。

(3)三面覆蓋之堤防長度甚長時，原則上每20～30m 設一隔牆，以便受災程度減爲最小。隔牆之間隔，須配合背後地區之狀況設置。如在居民集中地帶，隔牆應密設，同時視需要每10m～15m設置一小隔牆。隔牆結構，應採用L 型斷面以發揮其功能，請參考圖7-6-4。

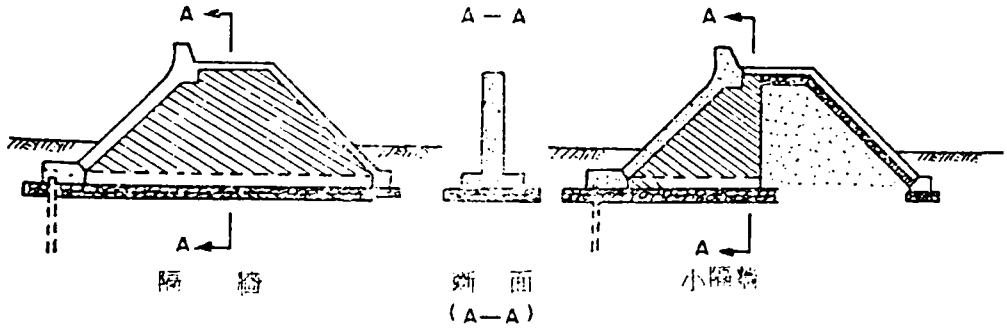


圖7-6-4　海堤隔牆結構

[5]堤頂及陸側坡面覆蓋

1. 堤頂及陸側坡面覆蓋，原則上應用混凝土覆蓋，其厚度爲20cm，基礎卵石厚度爲30cm以上。
2. 堤頂覆蓋爲利排水，應作成3%之坡度。
3. 堤頂覆蓋之結構，應選擇能適應堤體之收縮及沉陷之結構。如堤頂兼作道路。並應考慮交通載重安全。

[說明]

(1)堤體大多受越波流下之海水作用，故應將表面全部作成堅固之覆蓋。

以填土建成之堤體，日久堤體將收縮沉陷，以致覆蓋背後產生空隙，發生裂縫，故應充分將填土壓實，並俟其完全收縮與沉陷後，再作覆蓋，或選擇能適應沉陷之結構爲妥。本文所規定之厚度係充分注意施工時之規定覆蓋厚度。若填土後無法長期放置，起初可儘量用混凝土塊砌成坡面，以適應沉陷，俟堤沉陷妥後再用水密性良好之方法施工。如坡頂擬作道路，應加強路面，以承載重。

(2)混凝土覆蓋：

混凝土覆蓋厚度爲20cm，壁後填石用5～10cm 直徑之石料，其厚度最少需30cm。堤頂覆蓋之伸縮縫間隔爲3～5m ，應每隔一道與海側坡面覆蓋伸縮縫一致。另外陸側覆蓋之伸縮縫，每 6～10cm爲間隔，並與海側覆蓋之伸縮縫一致。因覆蓋厚度薄，伸縮縫可以相疊，而以柏油填滿之。

將填土完全搗實，俟收縮沉陷後再作堤頂之覆蓋時，可照圖7-6-5 之方法施工。

若利用堤頂爲道路，在未完全收縮沉陷前，即須作覆蓋時，應以能適應堤體之沉陷之工法爲原則。

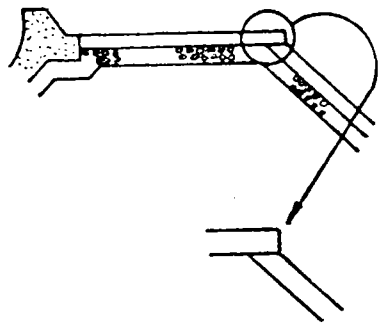


圖7-6-5 緊密搗實程度時頂面保護設施之處理方式

(3)疊或砌塊之覆蓋：

此種施工法可適應於堤體之沉陷，唯必須考慮所疊或砌塊之重量不可被波力沖去。由過去經驗最小之長度應爲30cm。牆後填充料應照海側坡面覆蓋之方法施工。

(4)混凝土方塊覆蓋：

與(3)項性質相同，方塊之最小邊長爲30cm ，厚10cm。通常每塊重量約30～100kg。

(5)瀝青覆蓋：

依照海側坡面覆蓋之施工方法施工。

[6]返波曲面胸牆

1. 胸牆應與堤體作成一體且須堅固，原則上採用鋼筋混凝土結構，其形狀如圖7-6-

5所示。

2. 返波曲面胸牆之伸縮縫應與海側覆蓋者一致。

[說明]

(1)返波曲面胸牆爲設於堤頂而突出之結構物。具有使衝上之波浪折回海面之功能。圖7-6-6 係以H=1.65m～4.7m 之波高爲主，並須作模型試驗加以決定，目前普遍採用2m高之標準返波曲面胸牆者爲多。惟因受頗強之波力作用，故必須作成與堤體一體之結構。因此，原則上採用鋼筋混凝土結構，其配筋如圖7-6-7(a)所示爲宜。若採用如圖7-6-7(b)之配筋，則曲率半徑在1m以上時，而使用鋼筋直徑在22m以下時，鋼筋間隔必須爲10cm，並根據鋼筋混凝土設計標準設計，不必配置肋筋。

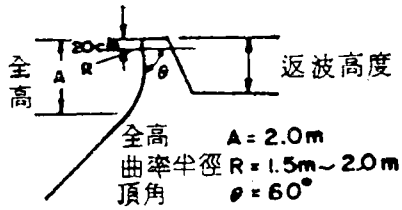


圖7-6-6 返波曲面胸牆結構

(2)海側坡面覆蓋通常成爲直線，如曲面胸牆設于其面上則變成折線，此時接觸處即爲弱點，故施工時應做成滑順之斜面。

(3)海側坡面用混凝土做覆蓋時，應將曲面胸牆鋼筋埋入坡面覆蓋內1m以上，以使二者結爲一體。

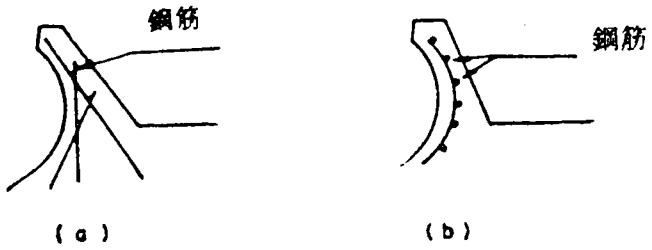


圖7-6-7 鋼筋混凝土結構之配筋圖

[7]護趾加固設施

堤身之陸側坡面之坡趾基礎，原則上應作加固設施。

[說明]

護趾加固設施係爲保護陸側坡趾基礎之沉陷或破壞，並可防止陸側坡面覆蓋之移動或下陷。故施工時應埋入相當深度，其頂高因受土壓甚大，不宜過高。護基設施，有時並可兼用爲排水溝之側壁。通常採用場鑄混凝土，埋入深度爲0.5～1.0m。甚少用鋼板樁或填充混凝土板等施工方法。地基過劣而有必要時，應用樁基。

[8]排水設施

堤防與護岸應設置排水設施。

[說明]

爲排除越波及濺越浪花之海水，應在堤身之頂面或陸側坡面護基處設置排水設施。該設施應有足夠之斷面，以利排除上述水量。堤內應儘量避免加設小排水管，否則將減低堤身之強度。堤頂排水坡度以3%爲宜。如海側採用單一坡度時，可在返波曲面胸牆開洞或切斷胸牆，留出間隔而排水。但因波浪會使海水侵入以致破壞曲面胸牆，故不理想，惟兩者中仍以適當間隔開洞排水較優。如越波少或堤內可排水，僅須加固護基結構，可不另置排水設施。

用計算方法推算越波量較爲困難，故決定排水斷面之方法，應經模型試驗或參考實例而行之。

6-3-9 海堤之附屬結構物

滑道、船臺與閘門等設施，應採用在惡劣天氣時，仍易關閉之結構。且必須使其對波壓與水壓均能充分抵抗。

[說明]

高潮時水門關閉，偶或內側水位提高，水門受其水壓、以致破壞，過去曾有先例，故應特別注意。

6-4 護岸

6-4-1 護岸結構型式之選定

護岸結構型式之選定依「堤防結構型式之選定」爲準。

[說明]

(1)護岸結構型式之選定，通常依照堤防處理。因護岸偶兼作繫船用，在此情況下，以採直立壁式或下部直立上部傾斜式之混合型爲宜。

(2)若在砂質地層且港內波浪平靜之處，或護岸前海灘易被沖刷之處，必須作緊急防護設施時，亦有用鋼板樁之施工方法。

(3)護岸結構型式如圖7-6-8。

(4)若按構築材料分，則爲圖7-6-9 所示。

6-4-2 護岸設計之程序

護岸設計之程序依照「堤防之設計流程」爲準。

[說明]

護岸與堤防不同之處，爲對管湧現象不必檢討。

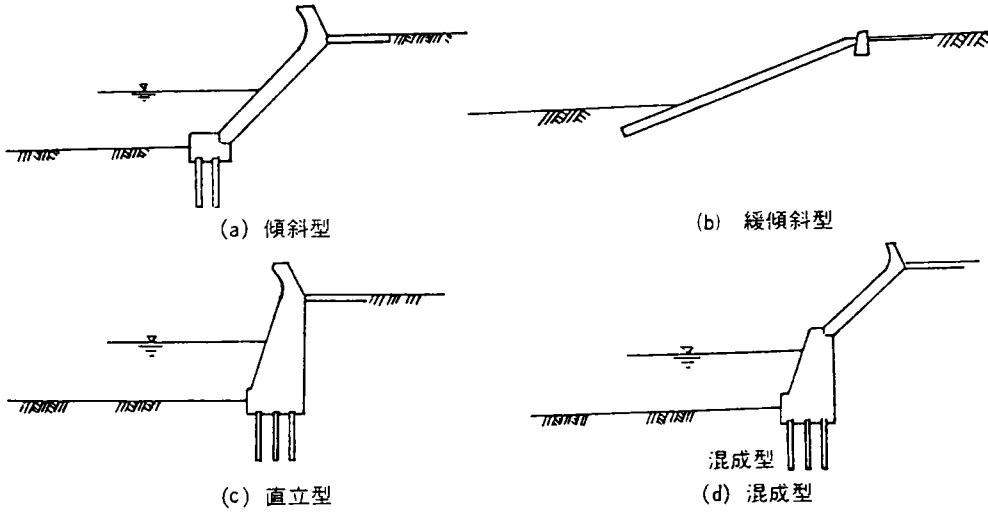
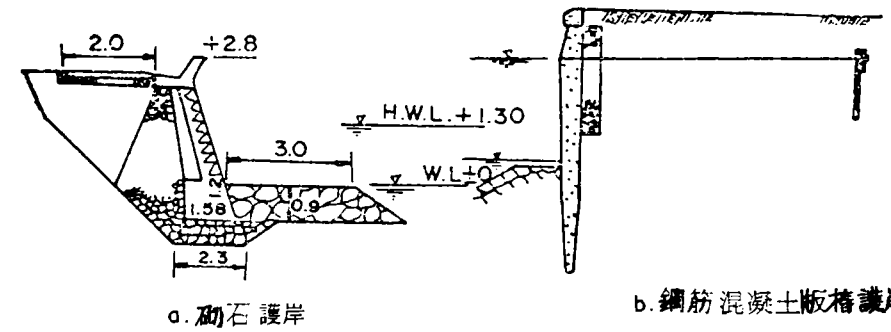
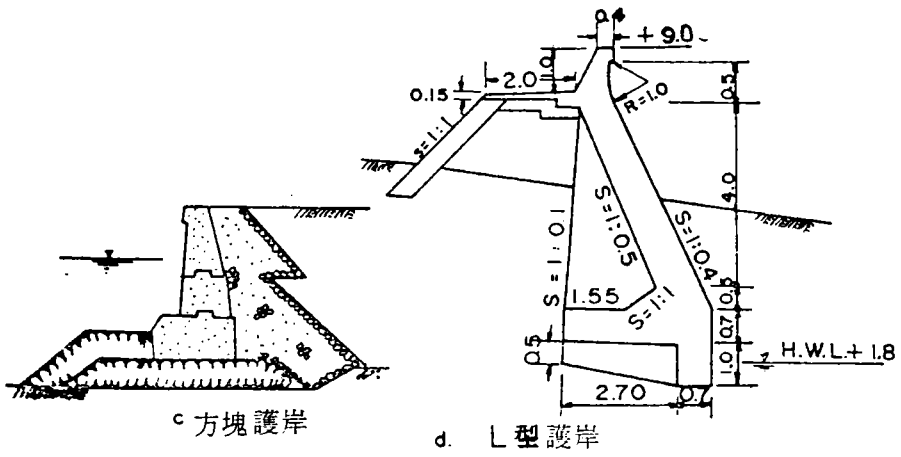


圖7-6-8 護岸之結構型式





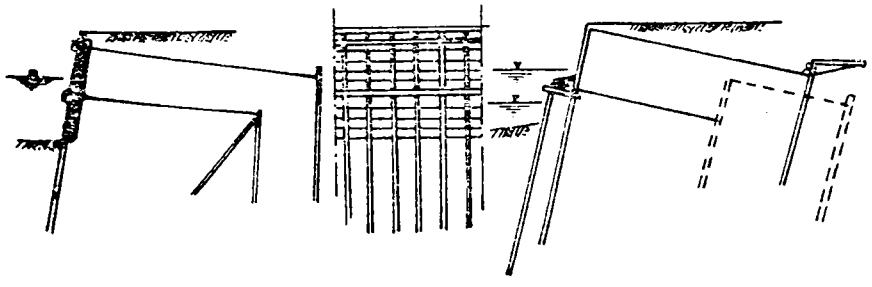


圖7-6-9 各種構材之護岸

6-4-3 護岸設計條件之決定

護岸設計條件之決定依照「堤防之設計條件」爲準。

6-4-4 護岸基本斷面之假定

關於頂高、頂寬、海側護坡與消波設施等依照「海堤基本斷面之假定」爲準。

6-4-5 護岸之外力計算

護岸之外力計算依照「海堤防之外力計算」爲準。

6-4-6 護岸之安定計算

護岸之安定計算依照「海堤之安定計算」爲準。

6-4-7 護岸之詳細結構

1. 關於基礎、海側坡面覆蓋、返波曲面胸牆與排水等設施，依照「堤防之詳細結構」爲準。
2. 頂面覆蓋設施，原則上採用20cm厚之混凝土，基礎塊石厚度爲30cm，頂面覆蓋靠陸側邊緣應設置擋土牆，高50cm以上，寬度20cm以上，如圖7-6-10所示。

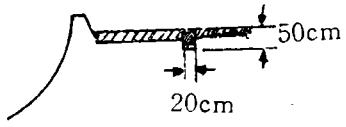


圖7-6-10 護岸頂之擋土牆

6-4-8 護岸之附屬結構物

護岸之附屬結構物依照「海堤之附屬結構物」爲準。

6-5 波浪溯上高

6-5-1 概說

波浪於堤防上之溯上高，應依模型試驗之結果或參考過去之資料來計算。於計算波浪溯上高時，應考慮下列事項:

1. 堤趾水深

2. 海底坡度
3. 斜面坡度(或直立堤)
4. 斷面型式
5. 波向
6. 消波設施之有無
7. 其他

[說明]

(1)波浪之溯上高，爲波浪所上升之最高點與靜水面之垂直高差稱之。溯上高與越波浪量相同，依波浪之特性、堤防形狀、設置水深、海底坡度、有無消波設施等而變化。

(2)波浪溯上高之計算

(a)日本高田、豐島、首藤等

海側斜面坡度一定之斜面堤(含直立堤)，其波浪溯上高(R)如圖7-6-11所示。波浪溯上高與深海設計波之比值(R/H_0)可依圖7-6-12 及圖7-6-13 計算而得。

(b)郭金棟

依郭之試驗碎波後之水泥砂漿海堤之溯上高與水深之關係如下，最大溯上高約發生在$h/H_0=1\sim1.5$之處。

$$\frac{R}{h}=\frac{K}{2}\left[1+\frac{3H_b}{4h}\exp\left[\frac{-0.275x}{T\sqrt{gh}}\right]\right]$$

式中

R：溯上高

h：堤趾水深

K：常數，依堤面坡度、表面粗糙率而定

K=1.44　　Cotθ=5

K=1.27　for　Cotθ=6　或查圖7-6-14

K=1.15　　Cotθ=7

θ：海堤傾斜角度

H_b：碎波波高

x：碎波點到海堤堤趾之距離

T：設計波浪週期(sec)

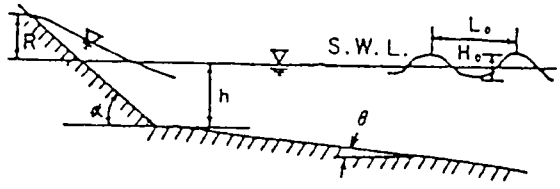


圖7-6-11　波浪溯上高示意圖

而拋石堤之溯上高可由下式推算:

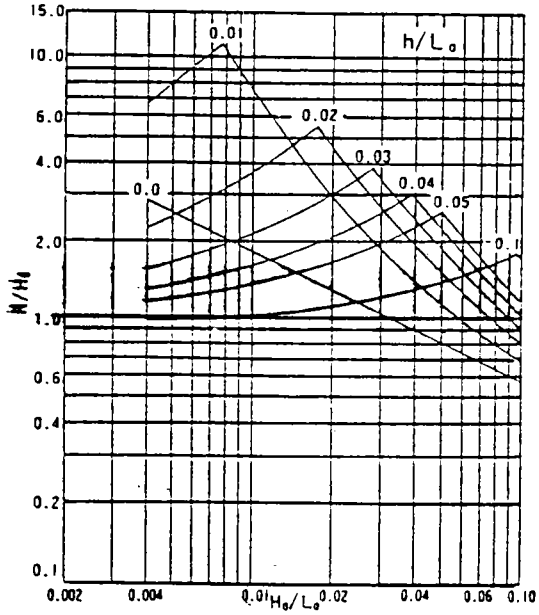
$$R/H_s=A\{1-\exp(B\cdot I_r)\}$$

式中

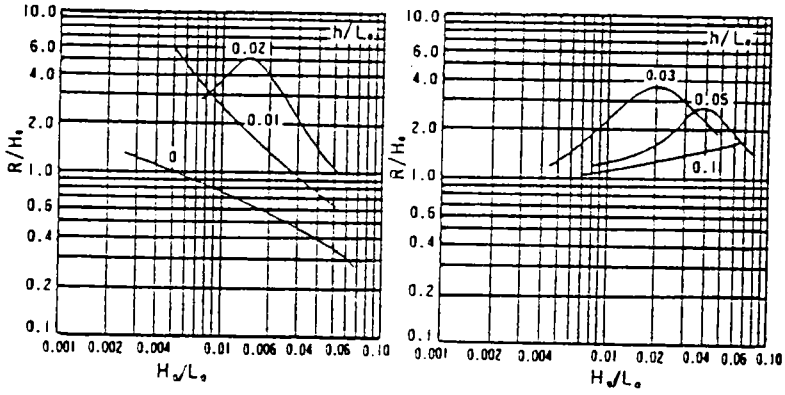
I_r：碎波相似參數(Surf similarity parameter)

$$I_r=\frac{\tan\theta}{\sqrt{H_s/L_0}}$$

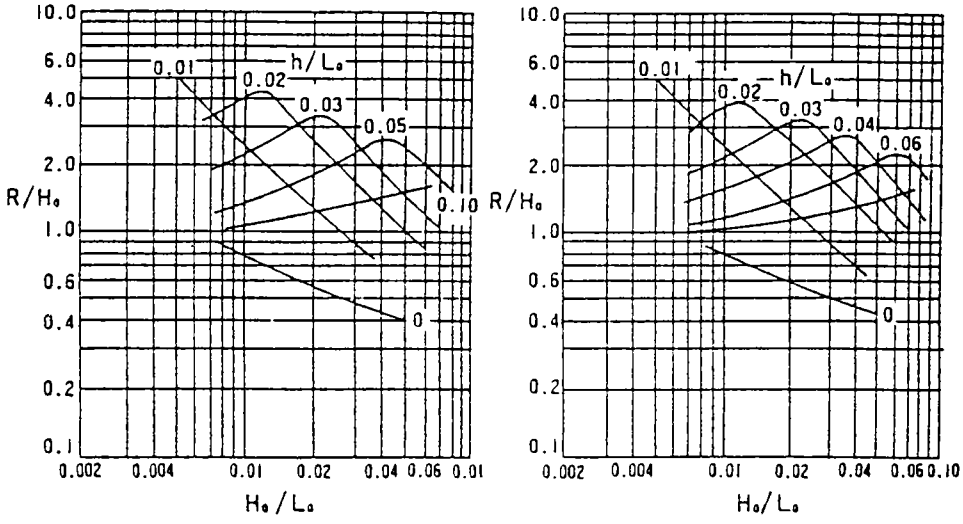
H_s：堤趾波高



直立堤 海底波度1/10(高田)

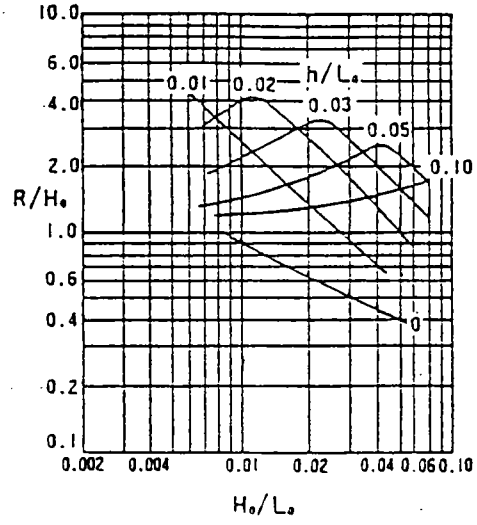


直立堤 海底坡度1/20(豊島・首藤・橋本)

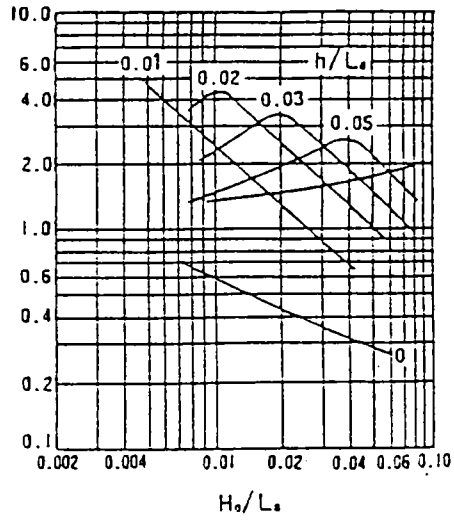


(a)堤防坡度1:0.5 海底波度1:20　　(b)堤防坡度1:0.5 海底波度1:30

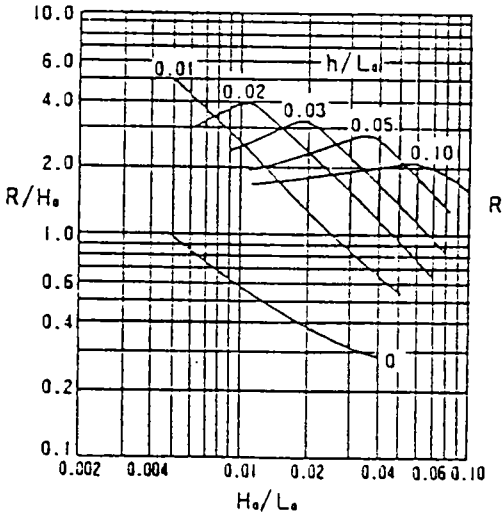
圖7-6-12　波浪溯上高計算圖(一)



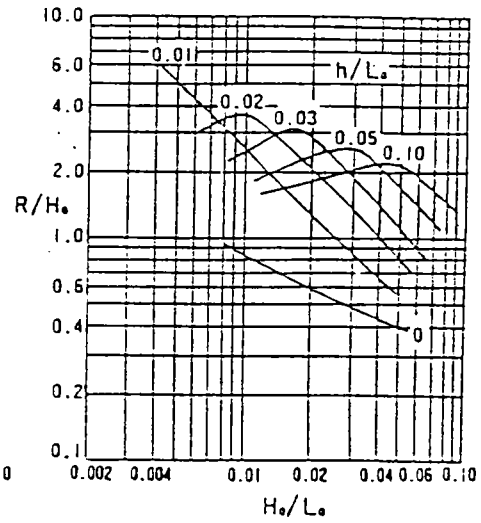
(c)堤防坡度1:1 海底波度1:20



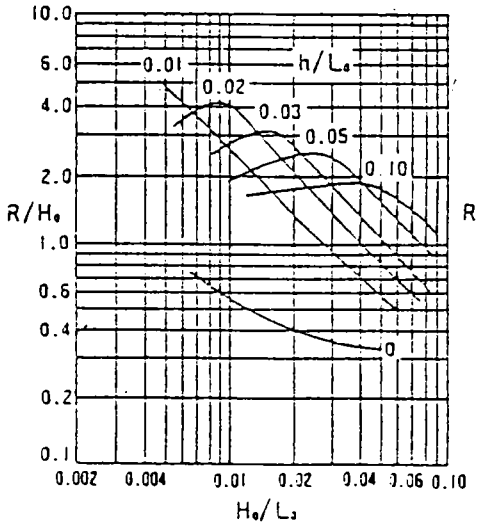
(d)堤防坡度1:1 海底波度1:30



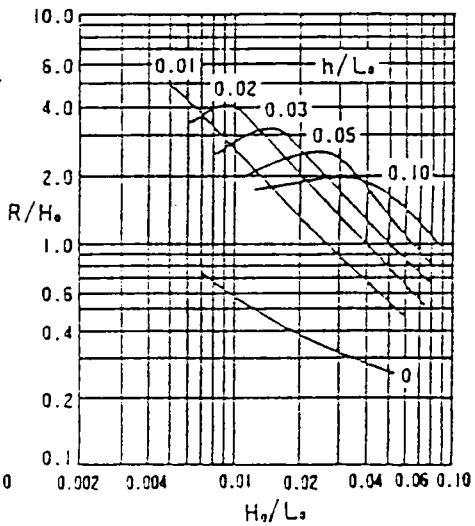
(e)堤防坡度1:2 海底波度1:20



(f)堤防坡度1:2 海底波度1:30



(g)堤防坡度1:3 海底波度1:20



(h)堤防坡度1:3 海底波度1:30

圖7-6-13 波浪溯上高計算圖(二)

A、B：溯上常數，詳見表6-3所示

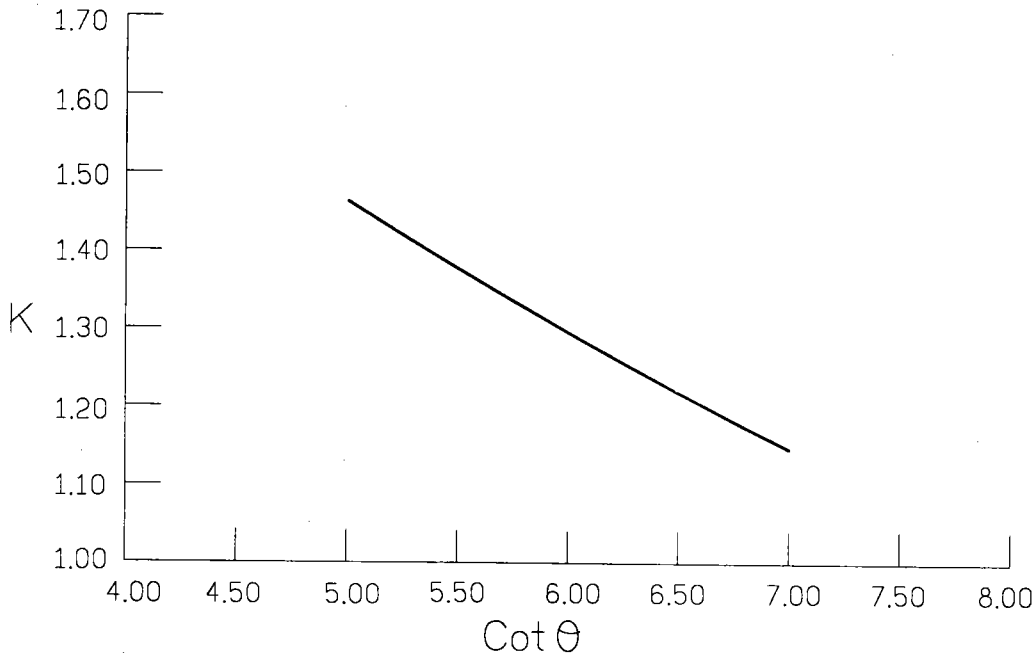


圖7-6-14　常數K與海底坡度Cotθ之關係

表6-3　溯上常數

被覆石	A	B
拋　石	1.789	-0.455
砌　石	1.370	-0.596
菱石塊	0.934	-0.750
雙T 塊	1.216	-0.568
四肢塊	1.538	-0.248

(c)Saville 及 Battjes

Saville及Battjes 均認爲溯上高之分佈可以Rayleigh分佈表示，Ahrens 議超過某機率P之溯上高R_p與規則波溯上高R間之關係可由下式推算:

$$\frac{R_p}{R} = \left[\frac{\ln(1/P)}{2}\right]^{1/2}$$

例如機率超過2%(P=0.02)之溯上高

$$\frac{R_{0.02}}{R} = \left[\frac{\ln(1/0.02)}{2}\right]^{1/2} = 1.40$$

(d)複式斷面之溯上高

複式斷面之溯上高，一般均採由水工模型實試決定之。但若爲初步估計，可採用Saville 之假想比降法決定之，如圖7-6-15 所示，其步驟如下:

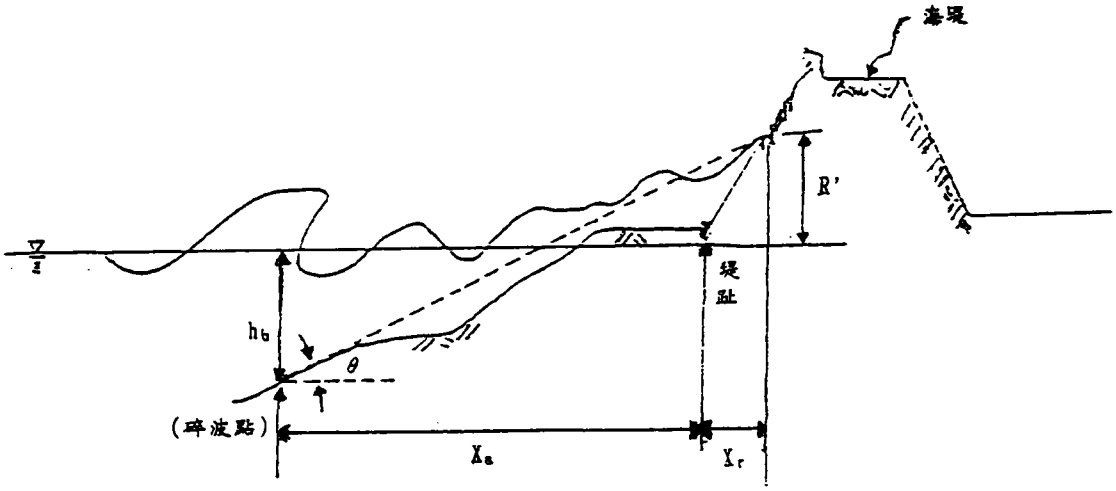


圖7-6-15　複式斷面之溯上高計算示意圖

(i) 決定入射波高H_0、波長L_0，及碎波水深$h_b=1.35H_0$。

(ii)碎波點至堤趾之水平距離X_a。

(iii)假定溯上高R'計算其堤面部分之水平距離X_r。

(iv)計算假想坡度。

$$\cot\theta = \frac{X_a+X_r}{h_b+R'}$$

(v) 由$\cot\theta$及H_0/L_0，查圖7-6-16求R/H_0。

(vi)如$|R-R'|<\varepsilon$，ε爲可忍受之誤差值(約0.1m) 即停止。否則設定R'=R 重覆(iii)～(vi)之步驟。

(e)Seeling 公式

Seeling(1980)就透水及不透水之防波堤製成R/H_0與I_r間之關係曲線如圖7-6-17，供規劃設計者參考。

(f)荷蘭公式

不規則波之有效溯上高可以由下式計算:

$$R=R_{2}\%\cdot\gamma_r\cdot\gamma_b$$

式中

R：有效溯上高

$R_2\%$：光滑斜面之溯上高(僅2%的波浪超過)，由下式決定

γ_r：因斜面粗糙性或透水性而降低之參數，由表6-4決定之

γ_b：因平台存在降低之參數，由表6-5決定之

$$R_2\%=0.7_p\sqrt{gH_s}\tan\theta \quad \text{for} \quad I_r<2\sim2.5$$

$$R_2\%=3.5H_s \quad \text{for} \quad I_r\geq2.5$$

式中

$$I_r=\frac{\tan\theta}{\sqrt{H_s/L_p}}=\frac{1.25}{\sqrt{H_s}}T_p\tan\theta$$

H_s：堤趾示性波高($H_{1/3}$)

T_p：取波譜中含能量最高之週期或取($T_{1/3}$)

表6-4 因斜面粗糙性或透水性而降低之係數γ_r

覆　　蓋　　層	γ_r
瀝青、平滑混凝土	1.0
混凝土塊、地工蓆、草蓆、開口石塊瀝青面	0.95
舖面塊石、玄武岩	0.9
粗糙透水之塊蓆	0.8
礫石、蛇籠	0.7
拋石、堆石護坡	0.6

表6-5 因平台存在而降低之參數γ_b

坡度(Cotθ)	γ_b
5 ～ 7	0.75～0.80
4	0.60～0.70
3	0.50～0.60

註：1.本表僅限$d_b<0.5H_s$且平台位置應在平均水面附近。

2.無平台時$\gamma_b=1$。

(g)波浪斜向入射時之修正係數γ_c

波浪如斜向入射，則上述之垂直入射有效溯上高(R)應再乘以(γ_c)，才能得到波浪真正之斜向入射溯上高(R')，即

$$R' = R \cdot \gamma_c$$

γ_c之決定法有

(i) 日本公式

$$\gamma_c=\cos\beta$$

(ii)荷蘭公式

$$\gamma_c=\cos[\beta-10^\circ]$$

式中β爲波浪入射方向與堤防法線垂線之夾角，爲安全計，可不考慮斜向入射影響，即採用$\gamma_c=1$。

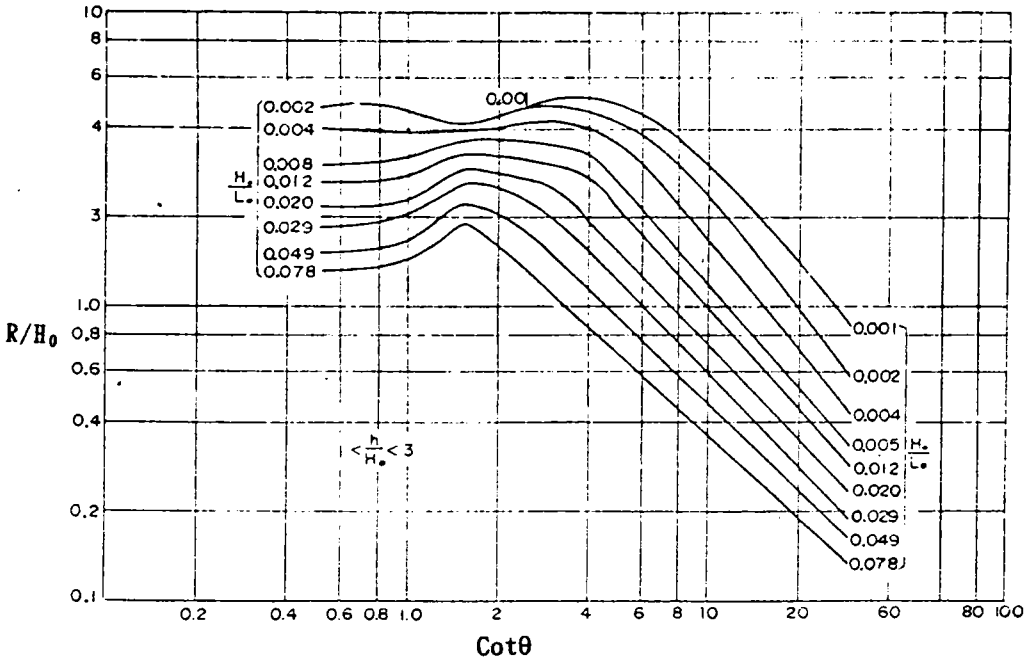


圖7-6-16　波浪溯上計算圖

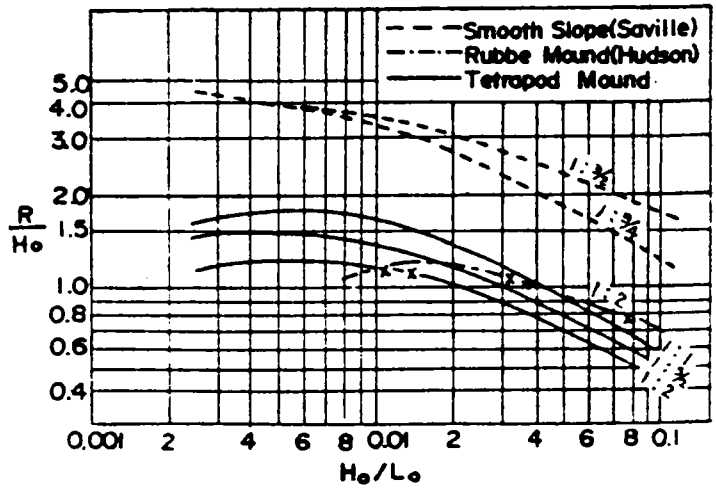


圖7-6-17　護坡拋石時之溯上與光滑面溯上之比較

第 七 章　海岸侵蝕對策設施

7-1 概述

1. 由於漂砂移動使灘線後退，此種現象稱爲侵蝕，屬於此類海岸謂之侵蝕海岸。
2. 從漂砂觀點而言，供給某海岸之砂量少於從該處流失之砂量時，海灘成爲侵蝕海岸；反之即成爲堆積海岸，兩者相等時成爲穩定海岸。
3. 防止侵蝕之設施有海堤護岸，突堤或丁壩，離岸堤以及人工養灘等。

7-2 侵蝕對策設施之選擇

1. 選擇侵蝕對策設施時，應檢討侵蝕原因，海岸及鄰接地狀況，對鄰接海岸之影響，投資效果等因素，然後決定之。
2. 普通就侵蝕海岸而言，沿岸漂砂之特性爲決定侵蝕對策設施之主要原因。

[說明]

各種侵蝕對策設施之特徵如下：

(1)海堤及護岸

海堤及護岸係爲防止侵蝕之設施，且可防止背後土砂之流失，在侵蝕嚴重處或不容許擴大侵蝕時，應與其他設施併用。

(2)突堤

防止侵蝕設施之突堤與防砂堤不同，非爲單一堤使用，而係每隔一段距離設置數根突堤之方式，突堤之效果有下列各種現象：

(a)堆積沿岸漂砂而形成海岸線之前進。

(b)使沿岸流遠離海岸。

(c)可減少波浪帶走海灘之砂。

故在沿岸漂砂多之海岸，爲使海岸線前移，或阻止沿堤防、護岸之漂砂移動且防止護基之沖刷等狀況，宜設置突堤。

(3)離岸堤

離岸堤設置之目的有：

(a)利用背後產生之折射波所形成之砂丘，以阻止沿岸漂砂。

(b)減少作用於背後海灘之波力，防止海灘侵蝕。

離岸堤與其他設施比較，其建設費與維護費較高，故一般在突堤及護岸仍不能防止侵蝕時，始採用。

(4)養灘工程

自然海灘具有減殺分散波浪能量，而保護鄰接地域之功能。對海岸補充土砂，用人工造成海灘維護之方法稱爲「人工養灘」。附近有大量且廉價可得之土砂，或積極擬將海岸線前移時，採用此種施工方法，尤其砂灘海岸之港，一面要維持港口之水深，將上方堆積之砂，以管線補充下方之侵蝕時，此法特別有效。

(5)各種侵蝕對策設施各有優劣點，單獨採用上述之某種方法，對侵蝕嚴重之海岸，

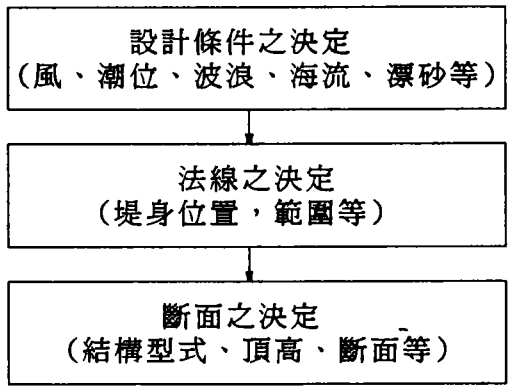
未必能如期獲致良好之效果，故併用幾種施工方法，較易獲得成效。

(6)選定侵蝕對策設施時，應充分調查其設施對鄰接海岸之影響，若擬保護之海岸，適爲鄰接海岸之漂砂來源時，應特別注意，不可使鄰接海岸發生侵蝕現象。

7-3 海堤及護岸

7-3-1 設計程序

海堤及護岸之設計照下列流程進行。



爲防止侵蝕，建設之海堤及護岸大多兼具防護暴潮之目的，故設計時應考慮能滿足兩者之條件。

7-3-2 法線之決定

海堤及護岸之法線應定在海灘之後端爲原則。

[說明]

由波浪作用堤身產生之反射波及沿波面之水流，會更加劇烈的侵蝕堤基，因而常發生沖刷護基之現象，故通常法線設在波浪作用不到之海灘後端爲宜。

7-3-3 斷面之決定

結構型式依「海堤與護岸」爲準。惟對於堤前之沖刷要特別注意，而後決定斷面之形狀。

[說明]

(1)對於沿堤坡面之沿岸流或反射波產生之堤前沖刷，背後所填土砂被吸出等現象，必須要特別注意。

(2)爲考慮上述情況，將坡面作成梯階形狀或以1：3～1：4之緩坡度，以減少反射波爲宜。

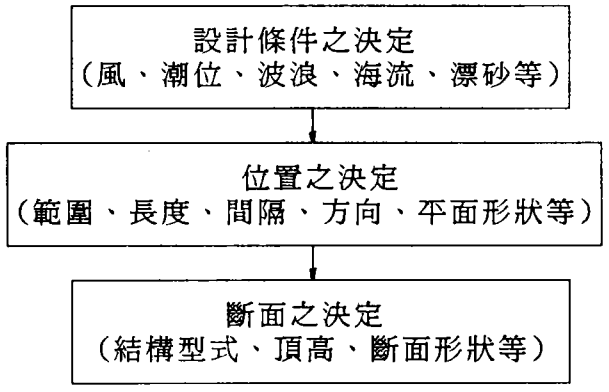
(3)經常以佈置突堤群，以減弱沿坡面水流及安定堤前之海灘。

(4)若不採用上述之對策設施時，應假定堤基會產生沖刷之情況，而將基礎埋深。

7-4 突堤群

7-4-1 設計程序

突堤群之設計，通常依照下列之流程進行。



7-4-2 突堤之配置

[1]突堤之長度

突堤兩端之位置，應考慮下列事項，而決定之：

1. 有海堤、護岸等之結構物時，原則上使突堤之根部密接該結構物。如爲自然海灘，應將突堤延長，以免氣候惡劣時波浪沖進堤趾之背後。
2. 突堤之堤頭，應延長至能阻止沿岸漂砂且能堆積之位置。設置突堤群時，應調查漂砂堆積之狀況，突堤互相之影響，以及對鄰接海灘之影響。

[說明]

(1)通常突堤根部之破壞係因爲波浪繞到根部背後沖刷下方而引起。故在有海堤、護岸等之結構物時，應使突堤之根部密接這些結構物，以防止波浪之繞進爲宜。又在自然海灘之情況下，應將突堤延長至颱風時之H.W.L ，加上波浪之溯上高度位置，以防止波浪繞至背後。

(2)突堤之堤頭位置，必須考慮沿岸漂砂之移動狀況而決定。沿岸漂砂之移動，根據Saville之試驗得知：深海波之波形尖銳度(H_o/L_o)如小時，主要在灘線附近移動，如波形尖銳度大時，產生沿岸砂洲，漂砂在碎波帶附近較多，在灘線附近較少。故尖銳度小之波浪，可採用長度較短之突堤，可發揮捕集漂砂之效果；反之則需要相當長之突堤，突堤長度之決定方法如下：

(a)美國式：

首先要調查突堤附近之海灘斷面與沿岸漂砂狀況。從主波浪之各種因素繪出波浪之折射圖，然後決定突堤間隔之距離後，繪垂直於波向線且侵蝕數量與

堆積數量相等之線ab，同時假設一與此平行而會成安定之灘線mn（圖7-7-1），由圖上量出cn。其次，將cn距離移到圖7-7-2 所示之海灘斷面上，向陸側延伸若干，以免被波浪沖刷，此作爲陸側之水平部份。中間傾斜部份係從此到平均低潮面爲止，此區間之堤頂高度取與原來之海灘斷面相平行，若由於突堤而捕集到比原來海灘砂粒徑較粗之砂礫時，可使坡度更陡。海側水平部份之長度pr，由沿岸漂砂量而定，如須將漂砂完全遮斷，p點應在高潮位以上；將np 線延長與原斷面相交於s，s點爲突堤下部的終點，r點可稍後退。

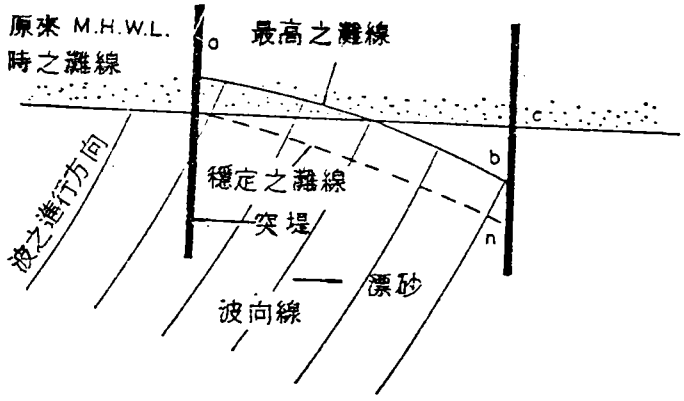


圖7-7-1　美國式突堤長度決定法

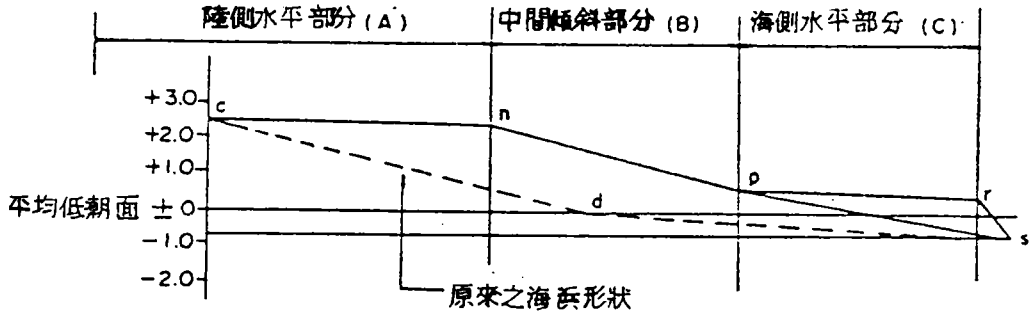


圖7-7-2　突堤斷面

(b)永井式：

永井由做海底坡度1/20及陸岸坡度1/5 之移動床試驗結果得知，，突堤堤頭不會被沖刷，且砂會堆積在突堤水中部份的長度約是灘線至碎波帶距離的40％長度。

(c)鄉野，本間，堀川式：

依據固定床及半移動床之試驗，侵蝕性之波浪帶往遠海之砂，由平坦之波浪再帶回灘線附近堆積，又防止碎波使堤頭破壞之突堤長度係至碎波帶距離之40％～60％爲有效。

(3)爲使突堤群能充分發揮功能，並使鄰近海灘受較小之影響，在上、下游區域必須將突堤之長度順序佈置妥當，有下列方法：

(a)在下游突堤頭使法線傾料角爲6°，使突堤長度慢慢減短，其間隔與長度必須要

有適當之比例，如圖7-7-3 所示，另外根據德國但澤(Danzing) 工業大學試驗，適當角度爲2°～3°。

(b)灘線彎曲時，只將突堤長度減短，很自然的與臨近海灘接續，如圖7-7-4所示。

(c)將突堤之長度固定，而變化堤高之法。

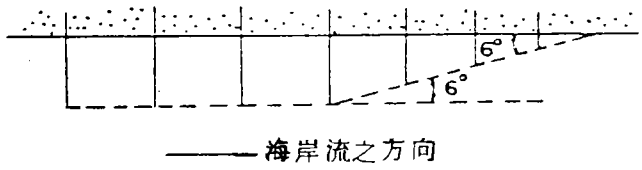


圖7-7-3　突堤與海灘接續之方法

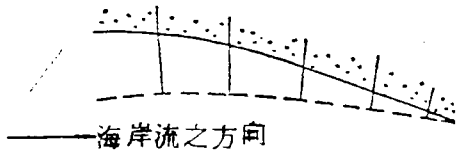


圖7-7-4　海灘彎曲時突堤與海灘接續之方法

(4)上述之方法均非十全十美，故施工時不可將突堤長度一氣呵成，應視漂砂淤積之情形而施工爲宜。

(5)建造突堤時，應從漂砂下游施工，一方面調查其效果，同時逐步向上游方向順序施工。

[2]突堤之方向

突堤方向之決定，應採取對波向最有效之方向，波向不一定時，以採取對灘線直角之方向爲原則。

[說明]

向海岸侵襲之波浪方向，通常在主方向周圍會變動，故普通突堤設置於灘線垂直方向，惟波向大致一定時，希望找出有效之突堤方向。依永井氏之試驗結果，入射波與突堤所成之角度(δ)，考慮沖刷、波力時，以100°～110°爲最適當，如圖7-7-5。

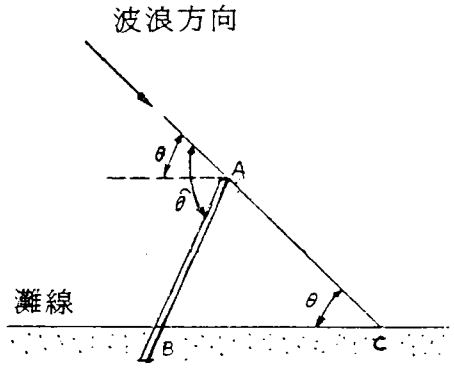


圖7-7-5　突堤之方向

[3]突堤之間隔

突堤之間隔，應對突堤間最後退之灘線，能確保由海岸保護及利用上所需之砂灘寬度而決定。

[說明]

本文所規定爲最大限度之間隔。此乃因隨突堤間隔之加大，突堤間之上游側與下游側之灘線位置之差會變大，將使上游側之灘線無法維持所需最小限之深度。至

於所需最小限之海灘深度，隨灘線位置之變化及海灘之利用條件，堤體本身之破壞等而決定。

突堤間之灘線形狀，大致與碎波波向成直角而變化，其前進或後退位置隨沿岸漂砂之移動分佈與突堤之長度等而不同。

7-4-3 突堤之型式與結構

[1]突堤之型式

突堤之型式，由其透過性可分爲透過性與不透過性突堤，由斷面形狀可分爲斜坡堤、直立堤、合成堤，由平面佈置可分爲直線型、 T型、L型以及Z型等，各有利弊，故必須充分調查後，選擇最適合規畫地點之型式。

[說明]

(1)以透過性來區分：

(a)透過式突堤

透過式突堤可容許水及漂砂透過堤身，通常之海岸突堤均採用以石料施工之拋石式斜坡堤，拋方塊式斜坡堤，石框式直立堤等型式，透過式突堤之優劣點如下：

優點：

(i)反射波較小

(ii)沿岸流較小

(iii)堤趾前端被沖刷之虞較少

(iv)修補容易

缺點：隨結構型式，有些堤身材料容易散亂。

(b)不透過式突堤

不透過式突堤是不容許漂砂透過堤身，有疊石式、方塊式、圓筒式等各直立堤，砌石式斜坡堤等，雖爲拋石式或拋方塊式之突堤，如將石料大小作適當分佈，或設置隔牆及堤內填砂土時，則可成爲不透過式之結構。

(2)從斷面形狀可分爲：直立堤、斜坡堤、合成堤等。各堤之優點及缺點請參考「防波堤」。

(3)從平面佈置可如下分類：

(a)直線型突堤

直線突出於海灘之形狀，此種型式往往會引起突堤下流海岸發生侵蝕現象，爲防止此種侵蝕現象，可將突堤群各個突堤長度順序減短，並與平行護岸併用。

(b)T型、L型、Z型突堤

在直線型突堤中途或堤頭設立平行突堤者，有 T型、L型、Z型等各種型式。此種突堤對土砂供給不充分時或侵襲波高大，有將海灘之砂帶到深海之虞時

，極爲有效。平行突堤可減少侵襲波高，由於波浪之回折，容易使砂在堤根堆積，但此結構在平行部之波壓變大，前面會被沖刷，對長時間的維護要特別注意。

[2]突堤之結構

突堤之結構，依「防波堤」爲準，對於波力，土壓力，揚壓力等之外力及沖刷等，應採取極安全之結構。

[說明]

(1)突堤之結構雖依「防波堤」爲準，但隨需要，有時將安全率降低。

(2)突堤之堤頭大致位於碎波位置與灘線中間附近，故設計結構物時，應依相關規定辦理。

(3)突堤之上、下游側所堆積砂之高度不同時，由於各別受主動土壓及被動土壓之作用，因此對此種合力之作用，於設計堤身時，必須要能保持安定。對中空填實之結構物，必須要考慮其內部土壓。

(4)突堤之堤頭部份，因波力沖刷以致破壞之例甚多，沖刷深度可想大致與該處波高相等，故除應加強結構以免沖刷外，亦應要做防止沖刷之對策，目前一般所採用之方法如下：

(a)雖被沖刷仍不影響堤身之安定，將地基埋深之方法(圓筒式，打樁方式)。

(b)由經濟方面考量，雖受某種程度之沖刷產生破壞，但不損害突堤整體之功能，且容易修補之方法(方塊、疊石方式等)。

(c)爲直接防止基礎前面沖刷及因底面淘出而破壞，加鋪護基料或瀝青墊等方法。

[3]突堤之堤頂高

突堤之堤頂高，原則上依照以下方法決定：

1. 陸側之水平部份

原則上採用使波浪不超越之高度。

2. 中間傾斜部份

略與海底坡度平行

3. 堤頭部份

以水平或與海底坡度平行，堤頂高度由突堤結構及供給下游側之漂砂量決定之。

[說明]

突堤之堤頂高可分爲三部份來考量，如圖7-7-2。

(1)陸側水平部份之堤頂高，以波浪溯上之高度作爲堤頂高，以免波浪繞進根部沖刷或越過突堤頂將下游側之砂移動，波浪之溯上高度，通常由潮位及侵襲之波浪而定。

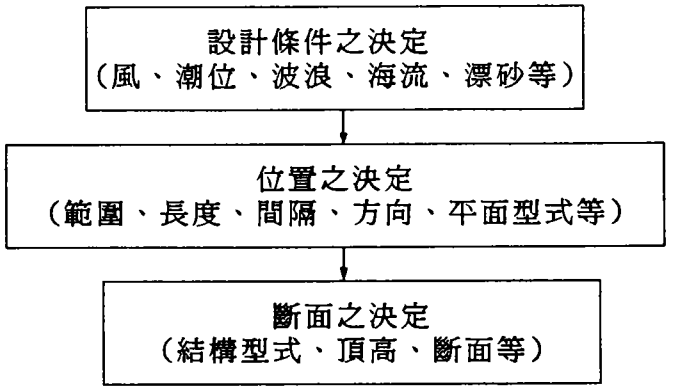
(2)中間傾斜部份之頂高，略與海底坡度成平行，該部份不做水平是因漂砂主要集中海底面附近而移動，另一方面則因頂部越高則受波力越大，且增加工程費之故。

(3)堤頭部份作水平或與海底坡度平行，視突堤之透過性，與欲透過供給下游之漂砂量及波力關係而定。

7-5 離岸堤

7-5-1 設計之流程

離岸堤之設計通常以下列流程進行。



7-5-2 離岸堤之配置

[1]長度及間隔

1. 爲形成繫岸砂洲而防止沿岸漂砂時，離岸堤之長度應考慮其兩端波浪之繞射，以及離岸堤本身所致波高之減少而決定。此時爲避免相鄰堤之影響，儘量採用較長之間隔爲原則。
2. 爲減弱背後海灘之波力時，以採用連續之離岸堤爲原則。

[說明]

(1)離岸堤之長度，由與灘線之距離或入射波之波長等關係而決定。爲遮斷沿岸漂砂之離岸堤，必須要有充分之長度，以利減弱背後之波高及沿岸流速而使砂堆積。

爲保護海岸結構物及海灘爲目的之離岸堤，必須在必要範圍內，作有相當效果之遮蔽設施。

(2)爲形成繫岸砂洲防止沿岸漂砂時，繫岸砂洲完成後，將會產生突堤之作用，因此使離岸堤相互之間保持相當之距離，以利形成繫岸砂洲之現象。

(3)爲減弱作用於背後海灘之波力及防止海岸土砂之流出，所建造之離岸堤如有間隔時，土砂會由此處流向深海，故不設間隔。但離岸堤內易產生沿海灘之沿岸流，故宜設突堤減弱其水流。

[2]與灘線之距離

離岸堤與灘線之距離，應考慮下列事項而決定之：

1. 建造之目的
2. 漂砂移動範圍與漂砂量之分佈。
3. 應遮蔽之漂砂量。
4. 海底坡度及海底底質。
5. 離岸堤之長度及高度。
6. 暴風時之碎波位置。

[說明]

(1)爲形成繫岸砂洲以阻止沿岸漂砂時，應考慮離岸堤之長度、堤頂高及兩端之繞射波而決定離灘線之距離，Sauvage氏曾用木屑做試驗，結果如下：波長(L)與離岸堤距離灘線之距離(D)之比，即D/L，對產生繫岸砂洲極爲重要，試驗顯示，波長80cm，週期0.8sec，離岸堤水深爲10cm，離岸堤長度與波長相同時，產生繫岸砂洲之界限D/L爲5/4。

(2)離岸堤設置目的在減弱背後海灘之波浪時，離岸堤通常宜設置在波浪之碎波帶，然而太靠近海灘時，由於離岸堤所致波浪之擾動影響至海灘，故必須採取相當之距離，以利平穩而免波浪之擾動。

(3)天氣惡劣時，在經常來襲波浪之碎波帶設置離岸堤，對堤身或基礎安全而言均不佳，離岸堤之位置，必須設置在使越波對海底或堤背後之基礎擾動不到之水深處，尤其在坡度很陡之海底設置潛堤時，因海水回流被阻止，故陸側水域之水位會上昇，該水流越過堤頂產生漩渦，而引起嚴重的沖刷作用，因此必須對頂高之關係作充分之檢討。

(4)離岸堤之位置應選在離開灘線某一距離，使能澈底消耗背面碎波後之能量。

(5)此項與(3)(4)項雖有矛盾，惟儘量靠近灘線設置離岸堤時，可減少工程費。

7-5-3 離岸堤之結構及型式

離岸堤之結構及型式依「防波堤」爲準。

[說明]

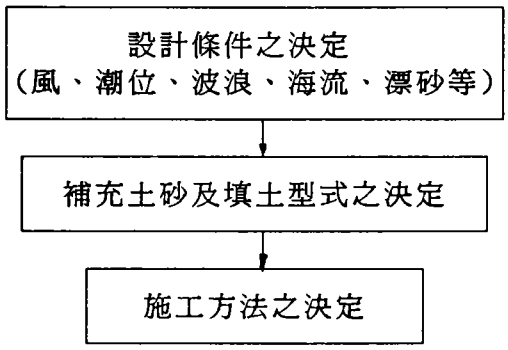
(1)選擇離岸堤之結構及型式時，除依照「防波堤」爲準外，必須要考慮透水性，斜坡之坡度及粗度等，對傳達波高，基礎沖刷之影響等事項。

(2)決定離岸堤堤高時，首先應考慮建造離岸堤之目的及所要求之減殺波高之效果。越過離岸堤之頂高傳到堤內之波高與堤高之關係，尚有許多不明之處，應留意。

7-6 人工養灘

7-6-1 設計程序

人工養灘，通常依照下列流程進行。



7-6-2 補充土砂

1. 補充之土砂經波浪之篩分作用，坡度與補給土砂之粒徑組成有關，通常，粒徑細則形成緩坡度，粗則形成陡坡度，目前之狀況下，用定量之處理比較困難，故測量補充土砂前之海灘或條件相似之附近海灘坡度，然後分析粒徑作爲參考爲宜，同時要特別注意季節之變化。
2. 爲特別之理由，要求養灘坡度時，最好補充能造成所要求坡度之粒徑組成之土砂。但實際上，不易獲得大量指定粒徑之土砂，所以能否得大量之砂爲第一條件，關於粒徑之組成爲第二條件，此時，推測與此粒徑組成相對應之坡度，檢討是否與其他方面之要求所決定之坡度相異。
3. 進行人工養灘之海岸，爲求土砂之不足量，須做長期間之深淺測量及灘線附近之地形測量，然後比較歷次測算出之土量，爲最好之方法，如不能依此方法做時，可以「漂砂」所示之方法推測之。
4. 對海岸補充土砂時，由於波浪之篩分作用，粒徑細者向遠海移動，粗者留在碎波帶附近，故補充粒徑小之土砂對灘線附近之侵蝕無效。

7-6-3 堆砂之斷面形狀

1. 堤頂高以自然海灘之後灘高度爲準，若能稍高更爲適當，如附近無自然海灘時，從波浪作用或海灘底質等相似之地點推定。
2. 在堤防或護岸之前面填土時，如其寬度狹窄，因前面水深及海底坡度之變化，反而會增加對堤內之越波現象。
3. 寬度爲從經驗上決定保護背後地區所需之寬度，必須加上施工中可能發生之侵蝕寬度。繼續侵蝕之海灘，可考慮一年平均侵蝕量乘設置年數之積，但季節或短時間之變動大時，必須要考慮增加寬裕量。
4. 坡度採用較自然海灘前灘之坡度爲陡，但海底坡度則決定於受波浪作用底質之粒徑，故較自然坡度陡時，由於波浪之作用，養灘之海側會慢慢變成適合需要之坡度，因此養灘之坡度較自然海灘之坡度陡時，不必嚴格規定，大多可由施工方法決定。

7-6-4 人工養灘工法之決定

人工養灘工法有如下三種，採用時，應選擇適合於當地海岸之實情者。

1 連續補砂法
2 貯藏砂法
3 直接置砂法

[說明]

(1)連續補砂法，係在保護區內崩塌之上游側一處或數處連續補給砂土，即可增加沿岸漂砂造成海灘，維持海灘。此施工法，包括將堆積在導流堤或防波堤上之土砂，以輸泥管輸送泥砂補充崩塌之處。

(2)貯藏砂法與連續補砂法不同，即將相當一定期間份量之砂，事先貯藏在保護區之上游側數處，以利補充下游側之崩塌而增加土砂之移動量。

(3)直接置砂法，在保護區之全長，一次將砂堆積，此與貯藏法不同，此情況仍對下游海灘之貯藏砂有用，海岸造成後之維持亦需繼續補充土砂。

第 八 篇　碼 頭 設 施

碼頭設施係爲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，有關細節原則上依以下所述。

第 一 章　概　說

有關碼頭設施之規定，特別是對下列設施，須依各種條件加以選定其位置:

1. 外海停泊設施:不妨礙船舶航行及停泊。
2. 車輛渡船、水翼船、氣墊船、客船等利用之碼頭: 須與危險物處理區域分離，同時須有候船所、停車場等方便旅客之用，且附近應有充分之用地。
3. 氣墊船及其他易產生嚴重噪音之船舶與裝卸時裝卸機械會產生嚴重噪音之碼頭: 爲保護生活環境應與住宅、學校、醫院等予以分離。
4. 危險品碼頭: 爲保全生活環境的需要，須與住宅、學校、醫院等分離，而且對危險品之流出等需易於處理，而與其他的碼頭及航行船舶等均需確保其所需的安全距離。
5. 裝卸時有發生灰塵及臭味之可能的碼頭: 爲保全生活環境所需，必須與學校、住宅、醫院等設施予以分離。

[說明]

(1)碼頭設施的種類有碼頭、浮筒、繫靠船台、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。同時公用及專用、外銷及內銷、特種貨物碼頭等按用途集中之，最好能按港灣功能合理之營運而佈置。油類等危險品碼頭，宜與一般碼頭隔離，以策安全。

(a)港灣管理當局，將臨港地區按照規定使用之性質，大致可分爲下列各港區:

(i)商港區

(ii)特種貨物港區

(iii)工業港區

(iv)鐵路輪渡港區

(v)漁港區

(vi)燃料港區

(vii)保養港區

(b)碼頭配置時，應考慮未來擴建之餘地，避免商港設施與危險品碼頭混雜一處。

(c)專用碼頭爲石油、水泥、煤炭、穀類、鐵礦砂、旅客及船車連絡等，其特徵如下:

(i)油輪碼頭

6-8-2 平台與基樁之連接

1. 基樁頭頂嵌入底版內，使基樁頭之反力傳達至平台。兩斜樁之樁頭，須用螺栓收緊使其能發揮整體作用。(參考圖8-6-10)
2. 關於詳細設計，可參考「樁頭之設計」所述各節辦理。然對承受拉力之基樁，應就與平台之銜接堅固與否，特別加以檢討。

6-8-3 防止沖刷設施

版樁前面海底如有被潮流沖刷之慮時，應以拋石保護。

第 二 章　碼頭之尺寸

2-1 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，可參考表2-1之值而決定。

表2-1　大型船舶碼頭標準尺寸

種類	碼頭長度 (m)	碼頭水深 (m)	主要船舶 (G.T)	種類	碼頭長度 (m)	碼頭水深 (m)	主要船舶 (D.W)
客	100	4.5	2,000	油	80	4.5	1,000
	120	5.0	3,000		100	5.5	2,000
	150	6.0	5,000		110	6.5	3,000
	170	6.5	8,000		130	7.5	5,000
	190	7.0	10,000		170	9.0	10,000
	220	7.5	15,000		190	10.0	15,000
	240	9.0	20,000		210	11.0	20,000
船	280	10.0	30,000		240	12.0	30,000
					260	13.0	40,000
汽	100	5.0	700		280	14.0	50,000
	110	5.5	1,000		300	15.0	60,000
車	130	6.5	2,000		310	16.0	70,000
	150	7.0	3,000	船	320	17.0	80,000
專	170	7.5	5,000				
	180	8.0	6,000	貨	70	4.5	700
用	210	9.0	10,000		80	5.0	1,000
	240	10.0	15,000		100	5.5	2,000
船	260	11.0	20,000		110	6.5	3,000
					130	7.5	5,000
液	90	5.5	1,000		160	9.0	8,000
	110	6.5	2,000		170	10.0	10,000
化	130	7.5	3,000		190	11.0	15,000
	150	8.5	5,000		240	12.0	30,000
瓦	190	10.0	10,000		260	13.0	40,000
	210	12.0	15,000		280	14.0	50,000
斯	230	13.0	20,000		300	15.0	70,000
	260	14.0	30,000		320	16.0	90,000
船	310	15.0	50,000		330	18.0	100,000
				船	370	20.0	150,000

[說明]

(1)表2-1之船席長度係考慮船舶橫向停舶所需之長度所決定。而船席水深應與『錨地水深』同樣的考量。而船舶的全長及滿載吃水深度則採用『船舶尺寸』之值。

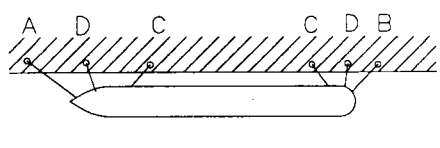
(2)船舶橫靠碼頭時，需用圖8-2-1 所示之船纜繫船。其中，船首纜及船尾纜由於有防止船之前後移動及維持船之橫向繫靠之雙重目的，因此，繫船方向以30°～45°爲宜，船席之餘裕長度約爲船寬。

(3)碼頭在作易燃性危險物品之裝卸時，碼頭上之裝卸作業地點及由裝卸船舶至油槽、鍋爐及使用火苗作業地點等的距離至少須30公尺以上。

在危險品滲漏時，無起火之慮的地形或結構物時，上述之距離可減至15公尺左右。

(4)油輪或油罐船在碼頭作易燃性危險品裝卸時，裝卸船舶至其他停泊船舶的距離須在30公尺以上，而附近航行之船舶亦須遠離30公尺以上之距離，以策安全。但可依裝卸船舶之大小與附近停舶及航行船舶之種類、大小、擁擠狀況等依上述的距離加以適當的增減。

(5)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，可參考表2-2決定之。但應注意小型船之船型偏差很大。



A:船首纜
B:船尾纜
C:彈簧纜
D:胸纜

圖8-2-1 船纜位置圖

表 2-2 小型船舶碼頭標準尺寸

種類	碼頭長度 (m)	碼頭水深 (m)	主要船舶	種類	碼頭長度 (m)	碼頭水深 (m)	主要船舶
貨船	55 65	3.5 4.0	D.W 300 600	土砂運搬船	45 50 60	3.0 3.5 4.0	D.W 200 300 500
油槽船	40 50 60	3.0 3.5 4.0	D.W 200 400 600	拖船	35 45 50	3.0 3.5 4.0	G.T 100 200 300
旅客船	40 50 60	2.0 2.5 3.0	G.T 100 300 500				

2-2 碼頭之高度

碼頭之高度雖隨潮差而不同，但一般以朔望平均高潮位(H.W.L)上依表2-3之值爲準。但在有暴潮、波浪及地層下陷之處，需充分考量其影響而謹慎決定。

表2-3　碼頭之高度

	潮差3.0 m 以上	潮差3.0 m 以下
大型碼頭（水深4.5m以上）	0.5～1.5 m	1.0～2.0 m
小型碼頭（水深4.5m以下）	0.3～1.0 m	0.5～1.5 m

[說明]

碼頭之高度，以工程費而言儘量愈低爲宜，但應綜合考量主要船舶之船型、該地之潮差亦或在有暴潮位、波浪及地層下陷之處，必須將此條件加以考慮後，使貨物裝卸能順利，同時設施應以避免災害之發生，慎重決定。

2-3 碼頭之建造界限

碼頭之牆面及前趾之形狀，必須使船舶靠岸時不致碰撞而加以適當的決定之。

[說明]

(1)碼頭之建造界限，可參考圖8-2-2而決定。

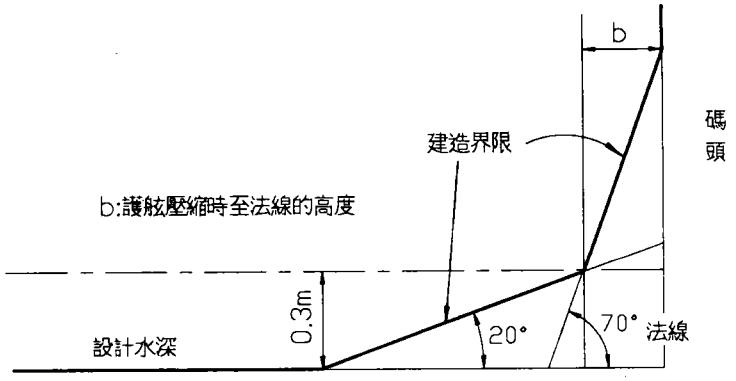


圖8-2-2 碼頭之建造界限

但本圖所示之建造界限，對船舶靠岸時之橫向搖動、停泊時船舶的縱搖，上下擺動等均無特別的考慮，故採用時須加以留意。

(2)船舶的橫斷形狀在船底隅角部位稍有圓角，而船底亦有龍骨突出。隅角的曲率半

徑爲1～1.5m，船底龍骨的高度以30～40cm 爲多，隅角部份則幾近於直角。而碼頭的規劃水深與船舶之標準船型的滿載吃水間的差距須在0.3m以上。

(3)依「日本港灣工程水深測量實施要領」規定，碼頭邊之水深爲距護舷1.0 公尺處所測者。

(4)圖8-2-2係考慮上列事項及以往之實例所繪製而成者。

2-4 設計水深

設計水深除考慮主要碼頭設施之規劃水深以外，尙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。

[說明]

通常設計水深並不與規劃水深同值。一般爲了確保結構物的安定，設計水深爲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。

因海流或特定船舶之使用等，碼頭前方有很大的沖刷之虞時，但設計時對沖刷深度很難加以適切決定，此時沖刷深度不當作餘裕水深來考量，而應依 2-5節設置「防止沖刷工」予以因應。

2-5 防止沖刷工

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。

[說明]

在碼頭設施前方船舶有可能拋錨停泊之處，在防止沖刷設施之範圍內，須注意選定適當的材料，才不致使錨錠效果不佳。

2-6 附屬設備

附屬設備可參照本篇「附屬設備」。

第 三 章　碼頭設施之結構型式

3-1 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
2. 使用條件
3. 施工條件
4. 工　　期
5. 工 程 費
6. 其　　他

[說明]

(1)自然條件

此主要爲指土壤之力學性質、地震、波浪、潮位、海流等。特別是土壤之力學性質往往爲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

此爲構築後之碼頭設施在使用上之限制，靠岸船舶種類、處理貨物種類及數量、裝卸形態等，受設計上護舷反力、載重、碼頭之容許變位等所左右。在處理大量散貨，若備有專用裝卸機械時，則可如油輪碼頭，無須設置岸肩，採用以吸收船舶撞擊力爲主之繫靠船台型式，軌道上設置起重設備之碼頭，則宜採用撓度較小之結構。

(3)施工條件

構築碼頭設施時，多爲海上工程，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，並且要確認均頗爲困難，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。

3-2 結構型式之種類

普通船舶之碼頭設施，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. 棧橋或橫棧橋式
5. 繫船台式
6. 浮橋式
7. 離岸式
8. 繫船浮筒

[說明]

(1)重力式

重力式碼頭能承受碼頭之加載載重，抵抗背後之土壓力、內外之水壓力及船舶之撞擊力、拉力等，其特徵如下:

(a)堤體本身用混凝土作成，較爲堅固，亦較耐久，水深較淺時多採用之。

(b)水深較深時，土壓及水壓之水平外力增大，所需牆體之重量急劇增加，除岩層及基礎良好之處外，多非爲經濟之設計。

(c)作爲耐震結構時，與牆體重量成比例之地震力作用於牆體，形成不利之條件。

(d)沉箱及混凝土塊之製造需廣大場地、起重船、拖船等船團。因此，如爲短期及少量工程配合上述設備時，較不經濟。

(e)與規劃水深相比，現有地層較淺時，亦較不利。重力式碼頭以其牆體之型式及施工方法，可分爲下列形式:

(i)沉箱式

於陸上製造沉箱，拖航至所定位置，沉放後填砂石即成。其特徵如下:

甲: 沉箱式碼頭其牆體自成一剛體，整體性性能優越。

乙: 沉箱於陸上或塢內製作，施工確實。

丙: 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。

丁: 沉箱製作場前面之泊地須有適當之水深及靜穩度。

(ii)L型塊式

於陸上製作L型塊，將其併排，以其背填料重量及摩擦力抵抗土壓，其特徵如下:

甲: 材料可合理利用，水深較淺之碼頭極爲經濟，同時施工設備亦甚簡單。

乙: 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。

丙: 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。

丁: 基礎不十分良好時，回填材料之自重及土壓使L型塊移動、傾倒、接縫裂開，須防止背填料之流失。

戊: 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。

(iii)空心方塊式

使用空心方塊作牆體，其特徵如下:

甲: 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。

乙: 地層承載力較小之地層，打樁後可與牆體連結在一起。

丙: 無底版時，應使用較佳之內填材料，使底部之摩擦力增大。

丁: 不用預疊混凝土作爲中填材料時，牆體之整體性欠佳。

戊: 與其他重力式結構物比較，較易發生不均勻沉陷。

(iv)混凝土塊式

甲: 作業單純，僅須小規模之施工設備，水中作業亦較簡單。

乙: 由陸上起重設備吊放時有波浪之處亦可施工。

丙: 混凝土塊間之結合，較缺少整體性。

丁: 工期較長。

戊: 大型碼頭時，混凝土量增加，工程費較高。

(v)現場打設混凝土式

利用水中混凝土，預疊混凝土於現場構築牆體，其特徵如下:

甲: 不需起重船等大型搬運設備，混凝土塊、沉箱製作場等設備。

乙: 牆體呈整體性。

丙: 可自由構築所須之形狀。

丁: 接縫施工較爲確實。

戊: 底部之摩擦抵抗較大。

己: 碼頭之接續部份或海底爲岩層，其基礎整理較困難之處，亦可使用。

庚: 品質管理較爲不易，有時需搬運混凝土之工作船。

辛: 構築大型碼頭時，材料費較昂。

(2)版樁式

版樁式碼頭係打設版樁及回填土築成。版樁之材料爲鋼、鋼筋混凝土、預力混凝土、木材等，通常鋼版樁較爲常用。鋼版樁之容許應力較大，成品亦可得較大之斷面係數，可用於水深較深之碼頭; 一般使用之鋼版樁斷面形狀有U型、Z形、箱形及以鋼管連結而成者。U 型斷面之版樁，其接縫在鋼版樁之中立軸上，其斷面係數較無接縫版樁爲小，因此，在作上部工程時，接縫處宜防止滑動。鋼管樁使用大口徑之鋼管作接縫時，可使單位寬度之鋼材不增，而使斷面係數增加。鋼筋混凝土版樁及預力混凝土版樁，若採用較大之斷面係數，則版樁之厚度將增加，使打設困難，所以大型碼頭較少採用。打樁時在堅硬之地質中甚易破損，因

之需加以拔樁試驗是否受損。打樁時常用水沖法，以避免損傷版樁。同時，須注意防止土沙自裂縫中流失。木樁欠缺耐久性，斷面較大之木版不易獲得，宜於新生地護岸等臨時工程使用，永久性結構物不宜使用。版樁式碼頭之特徵如下:

(a)施工設備比較簡單，工程費較省。

(b)多數場合不須作水下基礎工程，因此施工迅速。

(c)牆體極輕，富於彈性，耐震性強、可容許適當之不均勻沉陷。

(d)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。

(e)於水中或土中易腐蝕，耐久性較重力式爲差，因之，宜採用電氣防蝕法，或按腐蝕程度採用較大斷面。版樁式碼頭，按作用於版樁之土壓及殘留水壓之抵抗形式，可分類如下:

(i)一般的版樁式碼頭

前面打設版樁，作用之土壓等由版樁牆後所裝設錨碇設施及版樁入土部份之被動土壓支撐結構物，此爲版樁式碼頭之代表例。版樁之錨碇設施爲抵抗拉桿、鋼索等所傳遞之水平力，以支持版樁，版樁背後埋設之錨碇，使用樁或版樁或錨碇版。 一般版樁式碼頭之特徵如下:

甲: 原地層較淺，碼頭構築後，將前端疏浚回填於背後，極爲經濟 。

乙: 爲增大錨碇設施之抵抗力，版樁牆及錨碇板間須保持一段距離，因此應有較寬敞之工地。

(ii)懸臂式版樁碼頭

懸臂式碼頭爲無需裝設錨碇設施，而以牆體本身爲樁之側向抗力支持者，因之，懸臂版樁之入土長度較一般版樁爲長。版樁斷面需較普通版樁斷面爲大，而上端之位移亦較大，因之，懸臂式版樁碼頭在基礎良好之護岸或在作臨時設施牆高較小之擋土牆時經常使用，而不適用於大型船舶之碼頭。邇來開發之鋼管樁，有較大之斷面係數，可使用於-4.5m 左右之碼頭，但若碼頭變形，背填下陷，則影響背後結構物之安全，使用時宜注意之。懸臂式版樁碼頭之特徵如下:

甲: 結構簡單、施工單純，結構爲單根打設之版樁碼頭，施工場地無須太大。

乙: 版樁之斷面係數較一般爲大，施工中對波浪之抵抗力較大。

丙: 斷面、版樁長皆較一般版樁大，工程費亦偏高。

丁: 載重、地震等產生之土壓而增加之變形，尤以牆頂之位移較一般版樁爲大。因之，懸臂式版樁碼頭前之挖土厚度較大時，背填易沉陷，影響背後結構物，大地震時此種現象尤顯著。

(iii)斜錨碇樁式版樁碼頭

舊式鋼版樁由拉桿拉繫上部，以減少版樁碼頭之彎矩，若拉桿以斜樁替代，其頂部與版樁上部結合，使版樁成群樁，拘束版樁上部之變化，以

減少版樁之變化，此種版樁即爲斜錨碇樁式版樁碼頭，其特徵如下:

甲: 碼頭背後比較窄時，因無需拉桿，施工亦較易。

乙: 於海上施工時，因斜錨碇樁式版樁可自立，即使未回填時，亦可保持安全。

丙: 由於打斜樁與主樁相同，係以打樁工程爲主，施工單純，迅速施工時亦可採用。

丁: 斜樁之拉力較大，入土部份需較長。基礎良好時，亦需較長之入土長度，因之打樁工作較爲困難。存疑之處如下: 設計方法未明確部份仍多，尤以版樁牆及斜樁之土壓分配，今後仍需研究。

(iv)雙重版樁式碼頭

打設兩排鋼版樁，頭部以拉桿連結，其中填充砂石，以版樁入土部份之被動土壓及版樁中填砂石之剪力，抵抗其水平力，其特徵如下:

甲: 雙重版樁式碼頭其兩岸皆可利用，是爲經濟之結構。

乙: 設計方法未明確之處尚多，存疑處有待研究。

(3)樁基擁壁式

版樁上部設置擁壁減輕版樁之土壓，其水平力則由版樁入土部份之被動土壓及版樁背後擁壁基樁之水平力抵抗之。亦有其背後另設錨碇設施者，特徵如下：

(a)載重由群樁支撐，基礎不良之地層亦可使用。

(b)版樁斷面較一般版樁碼頭爲小。

(c)施工較一般版樁牆爲繁雜。

(d)工期較長。

(e)耐震性較差。

(4)圍堰式

圍堰式碼頭爲直線型版樁打設成圍式，中填材料而成。需檢討結構物之穩定及牆體本身之破壞，其特徵如下:

(a)結構之施工較爲單純，適於趕工，對於基礎良好，水深在-9m～-11m 左右之碼頭，較爲經濟。

(b)可視爲重力式結構。若地層承載力小或水深較深，且大量填充材料不易獲得時，不宜採用。圍堰式之碼頭可分爲使用鋼版或版樁等兩類。

(i)鋼版樁圍堰式碼頭

甲、雖有良好之基礎，若海底表層有軟弱薄層時，一般版樁碼頭，未能打設到入土部份之被動土壓可確實計入之處，採用重力式時，需將軟弱層置換。但採用本型式版樁可貫穿軟弱層而打至良好基礎，垂直方向之承載力可確實計入，毋須改良軟弱地層。

乙、中填材料未完成前不能承受波力。

丙、打樁時宜避免版樁折損及接縫處破損。

牆之周圍平面形狀有圓形、鼓形、苜蓿葉形，其特性如次:

(甲):圓形單元

可按圓形單元順序施工爲其優點，但版樁接縫間張力及牆體寬度受限制是其缺點。

(乙):鼓形單元

版樁之接縫張力維持一定，可增加牆體寬度，但每一單元無法單獨填充材料是其缺點。

(丙):苜蓿葉形

可於每單元單獨填充材料，牆體寬度可任意選擇，但版樁之使用量增加，是其缺點。

(ii)鋼版圓筒式碼頭

鋼版圓筒式碼頭係由施工方面將鋼版樁圍堰式改良而成，係於造船廠製作圓筒鋼板，以大型起重機吊運至指定位置安放後即填充材料，弧形部份亦以直線之版樁連接，填充後再完成上部工程。

結構形式與鋼版樁式相類似，其結構特徵亦相同。與鋼版樁比較，其設計與施工之特徵如下:

甲、圓筒單元本身可於工廠製作，可立即搬運吊裝，且可望有較正確之施工。

乙、無版樁接縫之錯開情形，其受剪力變形較小。

丙、每單元之填充料較少，可迅速填充完畢，結構物可立即安定。

丁、施工時之導樁設備均無需要，工作單純，每單元之直徑及弧形部之接續可任意決定，不若鋼版樁單元受根數之限制。

戊、於施工上，每單元之入土部份無法太長，若基礎承載力不足，必須先行改良基礎土質。

存疑之處如下:

(甲)鋼版圓筒單元式碼頭使用時間不長，設計方法仍未確立，尤以鋼版圓筒單元之應力，鋼版圓筒單元之底面反力，及地震時之反應，不明之處仍多。

(5)棧橋以及橫棧橋式

棧橋係如橋般，以樁爲支柱，其上設頂版組成碼頭，其特徵如下:

(a)結構較其他型式爲輕，地層軟弱之處無法構築重力式或版樁式時，可使用此種型式。

(b)不妨礙水流、漂沙、潮流激烈之處亦不致影響自然條件之平衡。

(c)不需新填土。

(d)對於較大之集中載重，不似他種型式之碼頭，可分散載重。

(e)碼頭寬大時工程費亦增。

(f)對水平力之抵抗較弱。

(g)水流影響船舶之靠岸。

橫棧橋係以擋土護岸前設置棧橋，碼頭頂面至海底面爲止之高度之土壓，僅一部份由擋土護岸承受，其特徵如下:

(i)在軟弱地層如設立直立壁，產生圓弧破壞之場所，亦很適合。

(ii)已設護岸之前，設置碼頭或淺水碼頭加深時，可利用原有設施。

(iii)增加之深度，可以樁之入土深度加以對應。

(iv)於斜面發生碎波處，頂版易被波浪衝擊而有破壞之虞。

(v)結構係擋土護岸及棧橋組合，工程較爲複雜。

(vi)不適於較大之集中載重。

(vii)承受水平力較弱。

棧橋及橫棧橋之棧橋部份，隨支撐頂版之支柱結構可分類如下:

甲: 樁式棧橋

以鋼筋混凝土、鋼樁或木樁爲基柱。木樁式棧橋易受蟲害或腐蝕，同時強度低，不適於永久性結構物，故多用於小規模結構物或臨時結構。樁式棧橋之特徵如下:

(甲)與其他形式比較,結構最簡單，施工最容易。

(乙)採用木樁或混凝土樁不適於大型垂直載重或水平載重及水深較深之處。近來，長尺寸大型鋼樁，已被採用於較大之碼頭。

(丙)採用鋼樁時，宜注意防蝕問題。

存疑之處如下:

地震時之共振仍不明確，有待今後之研究。

乙: 圓筒式或方筒式棧橋

特徵如下:

(甲)與樁式棧橋比較，其支柱斷面可較大，勁度增大，適於水深較深之處。

(乙)水深較淺之處使用較不經濟。

(丙)水深及載重較大時，基底反力較大，基樁數量增加，若爲摩擦群樁，則每支樁之承載力可能減少，同時所需樁數之配置亦發生困難。

(丁)圓筒或方筒下部以橫向支撐，可使基樁之反力平均，爲使施工正確，採用預鑄樁，但其施工設備費用則增高。

丙: 橋基式棧橋

(甲)較樁式、圓筒式或方筒式之棧橋可做更大斷面之橋基，水深及載重較大之情形，亦可構築。

(乙)工程費用偏高，尤以水深淺時較不經濟。

(6)繫靠船台式碼頭

供煤碳、礦砂等一般大量散貨裝卸，設軌道，且於適當水深處設置台基。普通不需頂版結構，由橋基之間設橫桁構築而成，型式可視爲橫棧橋之特殊型，其

頂版及渡橋予以省略，其特徵亦與橫棧橋同。

(7)浮橋式碼頭

浮橋式碼頭與陸岸間以引橋相聯，其特徵如下:

(a)碼頭浮於水面，與水差保持一定，用於以旅客爲主之小船舶或渡船甚爲方便。

(b)水流較棧橋式爲自由，漂砂較多之處亦不影響其平衡狀態。

(c)設立或移動甚爲簡單。

(d)軟弱地層亦適用。

(e)載重能力較小，且起重設備不易設置。

(f)波浪及潮流激烈之處不易設置。

(g)繫鍊及錨鋼料鑄造，易銹蝕及磨損，每一部份之維護及管理宜加以注意。

浮橋式碼頭之製作材料分爲木製、鋼製、及鋼筋混凝土三種。

(a)木製浮橋式碼頭

木製者工程費較省，水密性較差，易受腐蝕蟲害，缺乏耐久性，爲確保水密性，防腐性等，須經常上架修理。

(b)鋼製浮橋式碼頭

製作容易，抗撞擊力強，修護容易，使用時宜注意防蝕。

(c)鋼筋混凝土製浮橋式碼頭

富耐久性，吃水深，不易搖動，受撞擊易破壞爲其缺點。

(8)離岸式碼頭

離岸爲數支獨立之柱狀結構物，離開陸岸設立，其特徵如下:

(a)設於所需水深之處，不需疏浚，填土、施工容易、工程費用低廉，且可快速施工。

(b)不能使用於什貨之裝卸，以用特殊機械或管道輸送石油。水泥穀類及粉狀貨物爲主。

(c)爲了避免其他型式之碼頭設施之延長時，常於其前端設置此式船樁。

離岸式碼頭之結構型式可分類如下:

(i)樁式離岸式碼頭

多使用木樁、鋼筋混凝土樁、鋼樁(使用鋼管樁、H 型樁較多)等。以垂直或傾斜打設，其頂部以鋼筋混凝土樑及版連結，以抵抗船舶之撞擊力，地震力等外力之結構，其特徵與樁式棧橋相同即:

甲: 結構輕便、軟弱地層亦可適用。

乙: 將來增加水深時易於應付，較不受沖刷之影響。

丙: 與其他型式比較，施工簡單而經濟，適用於水深較大之處。

丁: 鋼樁、木樁之使用，需注意防止腐蝕。

(ii)鋼版樁式離岸式碼頭

爲鋼版樁打設成圓形或方筒形，中填以砂，以抵抗外力之結構。其特徵如下:

甲: 可容許少量之變形，較適用於軟弱地層。

乙: 施工簡單、工期短、工程費用低廉。

丙: 水深較深、地震力較大之處，直徑(方筒形爲邊長)較大，不經濟。

丁: 填充竣工前極不安定，若附近海面常有風暴，易生危險。

戊: 結構本身之耐久性頗差，宜特別注意防蝕。

按牆四周之平面形狀可分爲圓筒形、方筒形，其特徵如下:

甲: 圓筒型

由於填充料土壓力產生所謂箍拉力，使版樁水平方向之接縫張力特強。以圓筒形之斷面係數較小，故採用接縫間抗張力較大之直線形版樁甚爲有利。

乙: 方筒形

方筒形若其水平載重方向一定時，該方向之抵抗力可設計較爲大些。但填充土壓不產生箍拉力，故需相當大之斷面係數，同時，以拉桿或相當作用之構材連結前後壁，對施工而言，腰樑及拉桿之施工較爲繁雜，而樁船打設較易。

(iii)沉箱式離岸式碼頭

於沉箱製作場所製造沉箱拖放於指定位置，中填砂石或混凝土以抵抗外力。其特徵如下:

甲: 沉箱本身可於陸上製造，施工確實，海上作業之時間甚短。

乙: 結構安全、耐震、耐撞擊。

丙: 爲典型重力式碼頭，故需良好之基礎。

丁: 基礎不良時，須改良地層，工程費高昂。

戊: 沉箱製造需大規模設備，若非於已有沉箱製作場附近製作，則工程費用高昂。

(9)繫船浮筒

主要爲船舶在泊地繫碇，其結構一般以浮筒、繫船錨環、浮筒鍊、沉錘錨等組成。浮筒有時供駁船裝卸貨物，但一般以碇繫船舶爲目的。然亦有以卸油爲目的之浮筒，如單浮筒船席(SBM Systme)。其特徵如下:

(a)與拋錨時比較，泊地可有效利用。

(b)海底爲岩層，無法拋錨時，可利用浮筒繫泊。

(c)較其他繫泊設備便宜。

(d)移設容易。

浮筒型式有多種，一般大型者以鼓型，陀螺型較爲適用，對於小型船舶多使用圓筒型。一般多爲鋼鐵製造，如以小型船舶爲主時，亦可用木製者。浮筒一般易腐蝕及漏水，設置後應經常移至陸上塗漆及修繕。

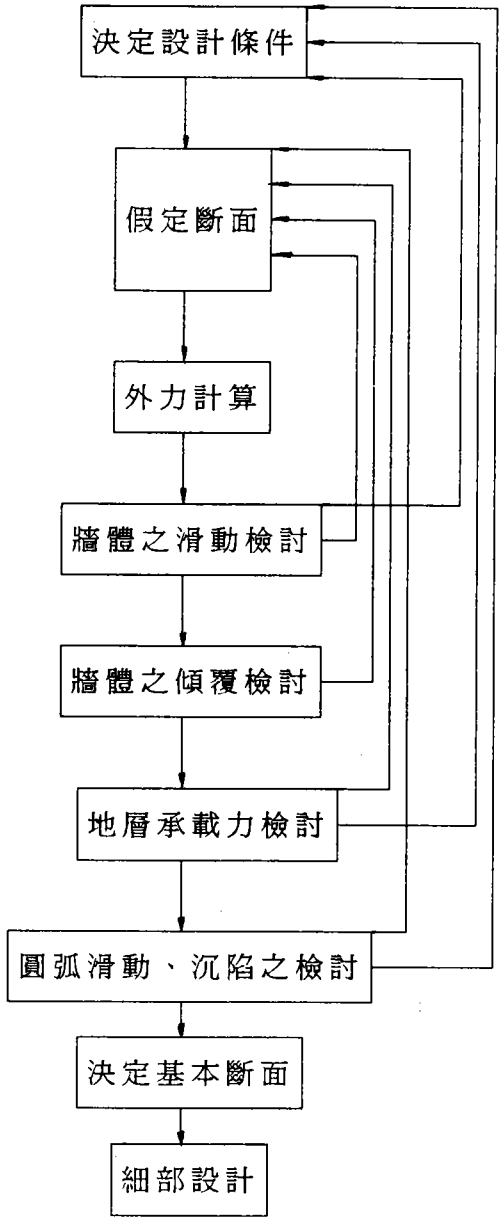
第 四 章　重力式碼頭

4-1 設計的基本原則

重力式碼頭依其牆體型式可分爲沉箱式碼頭， L型塊碼頭、混凝土塊碼頭、空心方塊碼頭及現場澆鑄混凝土式碼頭等。本章所述設計法，可適用於上述各種重力式碼頭。

[說明]

重力式碼頭之設計，一般依下列流程進行。



4-2 作用於牆體之外力與載重

1.作用於重力式碼頭之外力及載重，須考慮下列各項:
(1)牆面載重
(2)牆體自重
(3)土壓及殘留水壓
(4)浮力
(5)地震力
(6)船舶之拉力
但地震若以外力予以檢討時，少數在概率上而言與地震力同時發生之可能性很小者，可不須予以考慮，亦或予以減小亦可。

2.重力式碼頭之牆體如圖8-4-1所示，係指通過牆體後趾垂直面前面的部份。

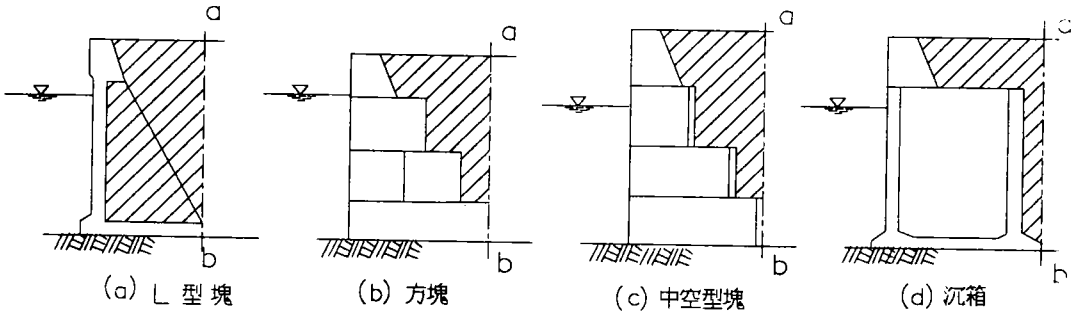


圖8-4-1 重力式碼頭之牆體之型式

3.殘留水位以朔望平均低潮位(L.W.L)以上潮差之1/3爲準。
4.牆面之摩擦角不論那一種結構型式均以15°計算。

[說明]
(1)牆面載重請參照第二篇「載重」所述。
(2)浮力作用如圖8-4-2所示，以牆體在殘留水位下之部份計算。
(3)地震力依第二篇「地震及地震力」計算。除了與地震同時發生可能性較少之載重可以不考慮，以此進行地震時安定計算。一般下列的載重在地震時可以忽略。
(a)船舶之拉力。
(b)颱風時或裝卸狀態下之裝卸機械的反力。
(c)群眾載重及雪載重，但雪載重須依實際情況加以考慮。

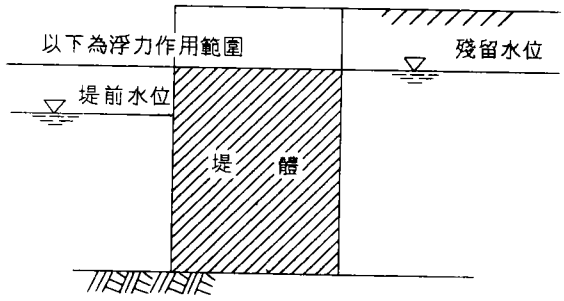


圖8-4-2 浮力作用範圍

(4)撞擊力是由上部結構之自重及背後的土壓予以抵抗，故牆體設計時大多未予以考慮。但在上部結構之設計時撞擊力須加以考慮。

(5)方塊式碼頭每一水平層均須作結構之穩定檢討，假設牆體之取法如下:

通常方塊間均設有凹凸楔榫，故其楔合度很好，但在安定檢討時，不考慮其效果。

(a)滑動之檢討

如圖8-4-3 所示，在所需檢討之平面上，將通過牆體後踵垂直面前之部份當作牆體計算之。

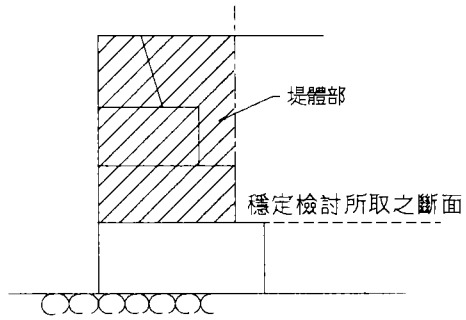


圖8-4-3 對水平接縫而言穩定驗算時牆體所取之範圍

(b)傾覆之檢討

在擬驗算之水平截面上，將通過海側一方塊上所載方塊群之最後端垂直面前之背填材料，當作牆體計算，如圖8-4-4 。計算傾覆抵抗力時，不計方塊B 及其上土砂A 之重量。

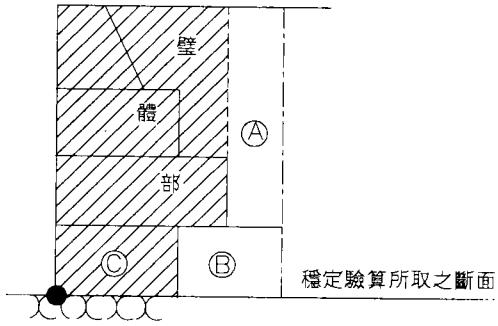


圖8-4-4 不計入牆體重量之例

(c)基礎承載力之檢討

若以傾覆之假定斷面計算時，安全係數會很小。但若牆體載重局部集中的話，該部份將產生沉陷，而實際上載重並無極端集中，而是有一相當範圍分佈。而且檢討現有結構物之安定結果，以通過假定斷面牆體後踵之垂直面前方部份當作牆體計算亦無妨礙，用空心方塊時，牆體及中間填充物地層反力不同，因此最好下層方塊以一體性爲佳。

(6)通常潮差愈大，或構成牆體之材料透水性不佳，則其殘留水位亦愈高，牆後水會從接縫、基礎拋石、背填石料等之空隙進出，如此類材料透水性良好，可使殘留水位變低，但牆後土砂有流失之危險，故須注意。

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。

(7)設計潮位可參照第二篇「設計潮位」。

4-3 安定計算

4-3-1 安定計算應考慮之事項

有關重力式碼頭之安定計算，通常應檢討下列各項:

1. 牆體滑動
2. 基礎承載力
3. 牆體傾倒
4. 圓弧形滑動及沉陷

[說明]

(1)重力式碼頭係以牆體重量保持穩定，故就上述1至4項驗算之。通常1及2項無問題時，第3項大致亦無問題。

(2)重力式碼頭斷面尺寸，通常多由異常時(如地震等)之穩定計算而決定。

4-3-2 牆體滑動之檢討

重力式碼頭之滑動，應滿足(4-1)式:

$$F \leq \frac{fW}{P} \qquad (4\text{-}1)$$

式中

W: 作用於牆體之垂直合力(t/m)

P: 作用於牆體之水平合力(t/m)

f: 牆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

[說明]

(1)垂直合力包括牆體自重(必須減去浮力)、土壓力之垂直方向分力等，但不包括牆面載重。

(2)水平合力包括下列三種:

(a)承受牆面載重時，作用於牆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牆體重量之地震力。土壓力爲地震時土壓力之水平分力; 此外牆體上若有裝卸機具時，必須考慮裝卸機具基腳之水平力。

(3)有關摩擦係數請參考第二篇「摩擦係數」。

(4)方塊相疊有水平接縫之碼頭，爲期各接縫能相互嚙合，故設接楔榫，俾能抵抗全部水平力; 有關接楔榫結構請參考「直立堤」。

(5)爲防牆體前基礎被沖刷，及爲保護坡腳爲目的而放置之護基方塊及拋石並不考慮其對牆體滑動之抵抗力。

4-3-3 基礎承載力之檢討

重力式碼頭之牆體，依結構型式分爲淺基礎或樁基礎進行承載力之檢討，以策安全。

[說明]

(1)以淺基礎檢討時，因作用於牆體底面之力係爲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。

(2)重力式碼頭因牆體爲易於發生沉陷或傾斜之結構，故其基礎設計須使牆體之沉陷或傾斜不致影響其功能。

(3)通常作基礎底面反力之檢討，是以牆體不承受載重時來驗算。但牆體承受載重時，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。因此牆體承受載重時有時候亦須加以檢討之。

(4)拋石基礎之厚度，除了基礎承載力之檢討外，對牆身安放所需之整平，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爲準:

水深4.5m以下的碼頭爲0.5m以上，但須爲拋石直徑的3倍以上。

水深4.5m以上的碼頭爲1.0m以上，但須爲拋石直徑的3倍以上。

(5)採用基礎樁之結構型式時，請參照「樁基礎之承載力」。在易於沉陷的地層採用樁作爲基礎支撐時，若牆體底部直接與樁接觸時，牆體底部易產生間隙而不穩定，且背填料易於流出，故拋石應較樁頂爲高，至於計算樁的承載力時則可視爲牆體底版直接座於樁頂予以計算之。

4-3-4 牆體傾覆之檢討

重力式碼頭之傾覆檢討必須滿足(4-2)式。

$$F \leqq \frac{Wt}{Ph} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (4\text{-}2)$$

式中

W: 作用於牆體之全部垂直力(t/m)

P: 作用於牆體之全水平力(t/m)

t: 牆體前趾與作用於牆體全部垂直力合力作用點間之距離(m)

h: 牆體底面至作用於牆體全部水平力合力作用點之高(m)

F: 安全係數

安全係數平時爲1.2以上，地震時爲1.1以上爲標準。

4-3-5 軟弱基礎之檢討

在設計重力式碼頭時，若基礎軟弱時，必須檢討下列事項:

1.對於圓弧滑動之安全

2.地基之沉陷

[說明]

(1)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、牆面鋪設等破壞，應予注意。

(2)薄層拋石且基礎地層軟弱時，應檢討通過牆體後踵垂直面與拋石下面交點所生的圓弧滑動。

4-3-6 空心方塊之安定計算

重力式碼頭牆體爲無底空心方塊之結構時，須考慮內填料之漏出並作牆體傾覆之檢討。

[說明]

(1)重力式碼頭牆體爲無底空心方塊之結構時，內填料之漏出對傾覆之檢討須符合(4-3)式。

$$F \leq \frac{Wt+M_f}{Ph} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (4\text{-}3)$$

式中

W: 除去填充料重量外作用於牆體之垂直合力(t/m)

P: 作用於牆體之水平合力(t/m)

t: 除去填充料重量外作用於牆體之垂直合力至牆體前趾之距離(m)

h: 作用於牆體之水平合力至堤底之高度(m)

M_f: 填空料與牆面摩擦所生之抵抗力矩(t·m/m)

F: 安全率

安全率係平時1.2以上，地震時以1.1以上爲標準。

若F＜1時，因外力所生之力矩較填充料與牆面摩擦所生之抵抗力矩爲大，故填充料仍在原處而空心方塊將被推起。在此情況，可增加空心方塊之自重或增設隔牆。

(2)由填充料與牆面摩擦所生之抵抗力矩，其求法如下:

圖8-4-5 中，對A 點之力矩爲$L_1F_1+L_2F_2$，P_1與P_2爲填充料之土壓力。F=Pf，f爲填充料與牆面之摩擦係數。有關填充料作用於牆面之土壓力請參照「填充土壓與殘留水壓」。同樣空心方塊側牆所生之摩擦抵抗亦應考慮。

(3)計算無底空心方塊滑動穩定所用之摩擦係數，嚴格而言爲0.6倍鋼筋混凝土底面之反作用力，以及0.8 倍填充石料底面之反作用力。但爲方便計，用0.7倍總反作用力。

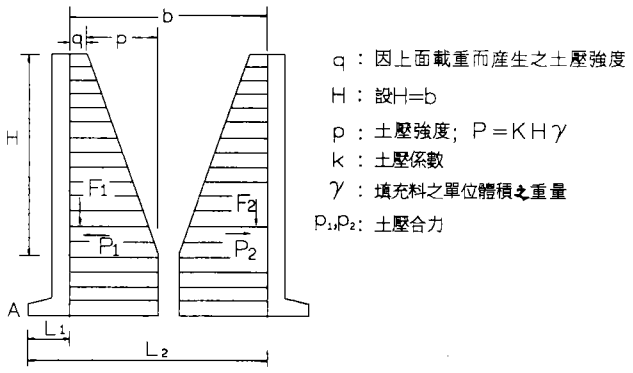


圖8-4-5　牆面摩擦力之求法

4-4 背填料之效果

重力式碼頭若以良質的石塊、碎石或礫石作爲背填料施工時，可減少土壓強度。

[說明]

(1)背填料通常有以下之效果:

(a)因內摩擦角之增加減少土壓力。

(b)因透水性之增大降低殘留水位。

(c)防止背填土砂之流失。

(2)爲減少土壓力，以良質的石料作爲背填料時，宜採用形狀相互配合的級配石料以增加其效果，而易於風化之石料則不可作爲背填料。

(3)因殘留水位之高低變化，背填土砂會逐漸流入後背填石料空隙中，使牆體之基礎下陷，故在背填石料之後須用加填崁縫材料，以阻止回填土砂進入背填石料中。

(4)牆後背填石料之形狀及其效果:

(a)背填石料之形狀爲三角形時:

如圖8-4-6(a)所示，由通過牆體底面後趾之垂直線與地表面之交點，以與背填料之安息角α相等之角度進行三角形之背填時，可視爲牆後全部填以背填石料相同。但背填石料後面之回填料爲流動狀之粘土時，必須在背填石料與回填料間加一層崁縫料或防砂布等，以免粘土直接流入背填石料中。

(b)背填石料之形狀爲長方形時:

三角形之背填較填石料之安息角爲陡時，或以其他不同形之背填石料時，應依與其等面積之長方形之背填石料法爲準。如圖8-4-6(b)所示，長方形背填石料之效果，可以如下來考量:長方形之寬b大於牆體高度時，可視爲與圖8-4-6(a)三角形相同，而長方形之寬b等於牆體高度的1/2時，則承受背填料與回填土砂之平均土壓。長方形之寬b在牆體高度1/5以下時，背填料無減少土壓之效果。

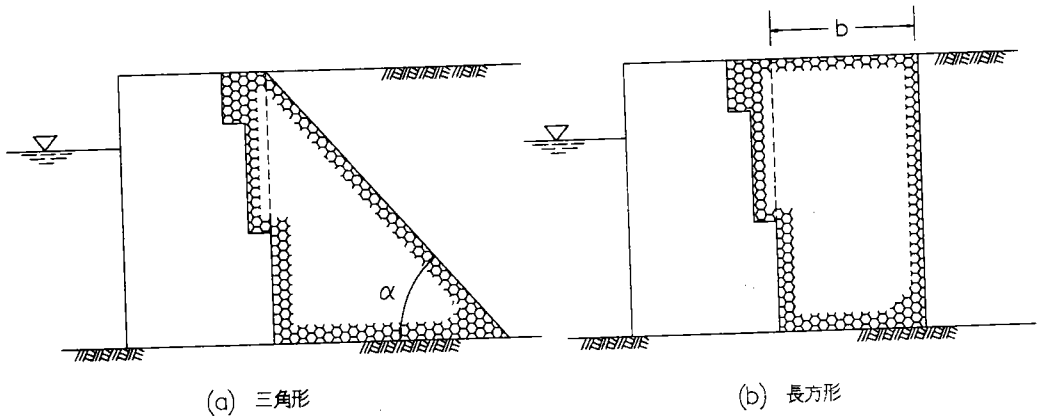


圖8-4-6 背填形狀

4-5 細部設計

重力式碼頭之細部設計需進行下列各項:

1. 構材強度
2. 防止接縫漏沙，並使接縫吻合
3. 方塊接合部之形狀及尺寸
4. 上部設施之結構
5. 附屬設施
6. 其他

[說明]

(1)方塊爲構成重力式碼頭之主要部份，故必要有充分強度，方塊通常設計多用預鑄混凝土，設計時請參考「預鑄混凝土」。

(2)重力式碼頭爲防止方塊接縫處之背後及基礎拋石間隙土砂流出，須加舖防砂不織布以防從方塊之接縫或基礎拋石的孔隙間漏出背填之土砂。

(3)若爲沉箱式結構時，其封頂混凝土之厚度以20cm爲準。但若須承受波浪的作用時，則須考慮以防波堤之施工條件爲準。

(4)爲增加方塊互相接合的整體性，方塊互相間須加做接榫或埋設鋼筋處理之。有關方塊之接合方法，請參照「直立堤」。

(5)上部工程在需裝設各種附屬設施之處，應預留其空間。

(6)附屬工程通常有下列各種。有關附屬工程之設計，請參照本篇「附屬設備」。

(a)護舷

(b)繫船柱

(c)車檔

(d)給排水設施

(e)階梯，梯子等

(f)其他

有關上部工程的接縫間隔、上部工程的強度等之檢討，必須考慮加諸於繫船柱、護舷等的作用力。

(7)安置繫船柱之上部結構的穩定，須以整體作用範圍的重量作抵抗之檢討。在考慮範圍的重量不能維持穩定時，則在整體的作用範圍須以補強鋼筋予以加強。爲維持上部結構之穩定，該部份的鋼筋與主體結構的鋼筋須相互連接，使其遭致的外力可傳遞於本體結構。

(8)安置護舷上部結構之穩定計算，須考慮將上部結構的重量視爲一整體之作用。在上部結構與本體結構鋼筋連結處安裝護舷時，由於上部結構受被動土壓充分的作用而不會發生位移，因此撞擊力可由全部的鋼筋予以抵抗。上部結構的斷面設計如圖8-4-7(a)所示，假設寬度b之範圍爲線性載重分佈， 其作用則可考慮如圖8-4-7(b)所示。對於垂直方向則以懸臂梁予以檢討，而對水平方向則以連續梁或簡支梁加以檢討。

(9)作上部結構之檢討時，船舶之拉力及護舷反力可以地震時處理之。

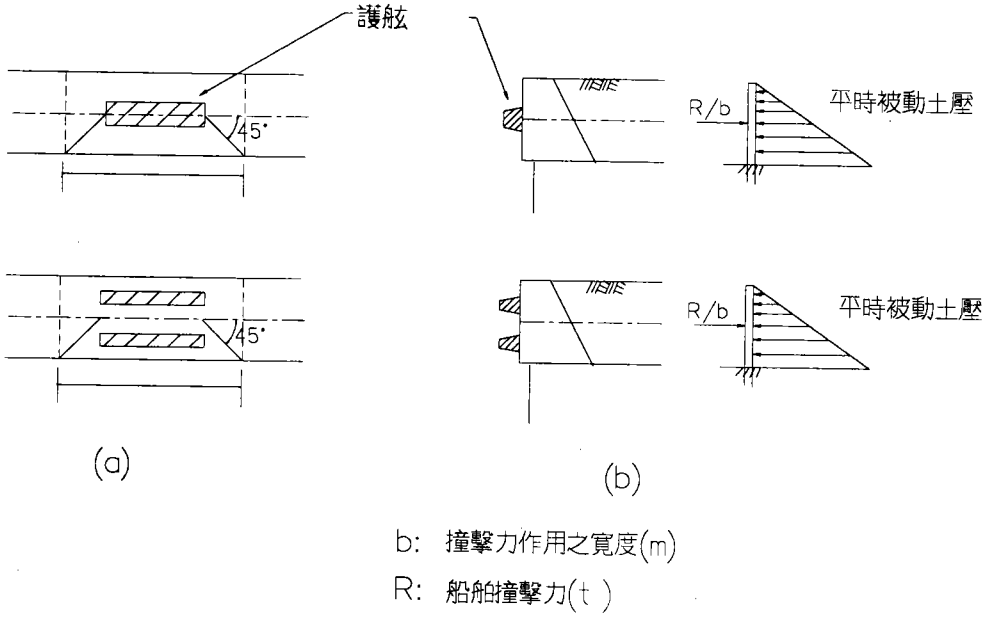


圖8-4-7 作用於碼頭之船舶撞擊力

第 五 章　版樁式碼頭

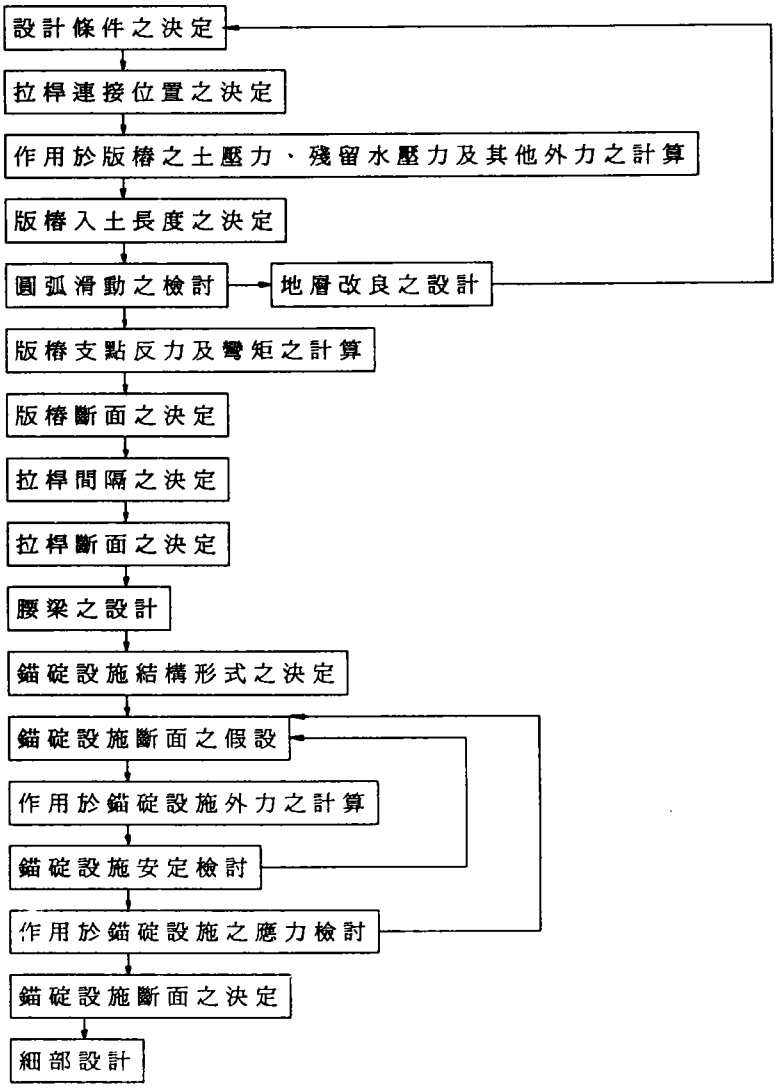
5-1 設計之基本考量

1. 本章適用於有錨碇設施之一般鋼版樁碼頭之設計。
2. 本章所述之設計法是以打設於砂質地層或硬粘土地層之鋼版樁式碼頭爲對象。而在軟弱地層之設計，則請參考本篇「軟弱地層上版樁式碼頭之設計」及本篇「對圓弧滑動之檢討」。

[說明]

(1)本章所述之設計法是以打設於砂質土或硬粘土地層中的鋼版樁式碼頭爲對象。而鋼筋混凝土版樁式碼頭及打設於軟弱地層的鋼版樁式碼頭等最好以其他適當的方法加以檢討，請參考本篇「軟弱地層上版樁式碼頭設計」。

(2)版樁碼頭之設計，通常依照下列流程進行。



5-2 作用於版樁之外力

5-2-1 所需考慮之外力

作用於版樁之外力，須考慮下列數種:

1. 土壓力
   (1)版樁背後之主動土壓
   (2)版樁入土部份前面之被動土壓
2. 殘留水壓
3. 船舶拉力
4. 護舷反力

[說明]

(1)護舷反力，一般僅在設計上部結構物時，加以考慮即可。船舶拉力則在繫船柱基礎單獨設置時，可不必考慮。但如繫船柱設於版樁碼頭之上部結構時，須在設計上部結構拉桿及腰樑時加以考慮。

(2)船舶之拉力可照第二篇「作用於繫船柱之拉力」計算，又護舷反力可參照第二篇「船舶靠岸所生之外力」及第二篇「停泊中之船舶擺動所生之外力」。

5-2-2 設計版樁碼頭時應考慮之土壓及殘留水壓

1. 計算版樁碼頭穩定所用之土壓及殘留水壓如圖8-5-1 所示般，依第二篇「土壓及水壓」計算。
2. 鋼版樁碼頭之殘留水位，以朔望平均低潮位(L.W.L)以上潮差之2/3 爲準。

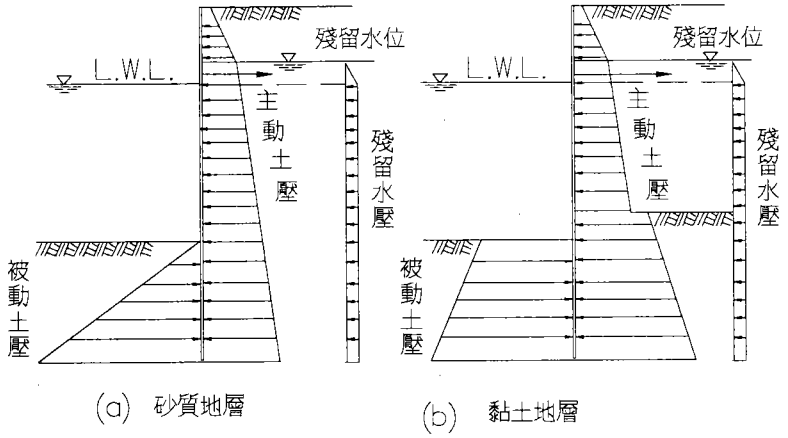


圖8-5-1 設置版樁時應加考慮之土壓及殘留水壓

3. 有吊車等裝卸機械時，尚須考慮裝卸機械本身重量及裝載貨物所生之土壓。
4. 砂質地層時，計算作用於版樁碼頭土壓所用之牆面摩擦角，一般主動土壓用15°，被動土壓力則用-15°。

[說明]

(1)計算殘留水壓所採用之殘留水位，雖隨地層土質及版樁接縫情形等而異，但鋼版樁牆面時，以在L.W.L以上潮差之2/3爲多。然在打入粘土層之鋼版樁，其殘留水位亦有與高潮位相同之例，故須特別加以留意。對採用其他材料之版樁，其殘留水位應調查類似結構物之殘留水位再作決定。

(2)在計算被動土壓時，應考慮浚渫之施工精度所致海底面之超挖影響。

(3)設計潮位之取法請參照第二篇「設計潮位」辦理。

(4)在第二篇「土壓與水壓」所述般，由於土壓隨牆體之位移而變化，故實際作用於版樁牆之土壓，按施工方法（版樁打設後回填簡稱背填式及版樁打設後，挖除壁前泥簡稱挖浚式等兩種方法），拉桿連接點之版樁橫向位移，版樁入土長度及版樁之勁度及與海底地層土質之關係等而異，所以其土壓之分佈情形，不一定與圖8-5-1所示者相符。

對模型版樁牆之土壓實測例，以 G.P.Techebotarioff及 Rowe 二氏作較爲著名，對震動時之土壓，日本港灣技術研究所曾有作實驗例。依據G.P.Techebotarioff 氏在普林斯頓大學所作模型版樁牆實驗結果，作用於版樁牆之土壓分佈情形，如圖8-5-2所示有五種形狀。 其中(a)(b) 係版樁打設後再背填。其版樁入土部份所受被動土壓雖與圖8-5-1所示不同，但作用於版樁背面之主動土壓分佈，形狀略呈三角形，與用第二篇「土壓與水壓」公式所計算之數值差異不大。(d) 及(e) 版樁打設後先背填，前面再挖泥之情形，(c)爲拉桿連接點不往前移動之情形，亦即圓拱作用使在拉桿連接點附近之土壓變大，若拉桿稍有延伸，則如(d)所示，拉桿上面之土壓力及圓拱作用變小。如在背填式版樁牆前之海底地層 ，加以強烈震動時，其土壓分佈情形與牆前浚挖式版樁碼頭之土壓分佈情形相同，惟如(c)虛線所示，若拉桿延伸時，其圓拱作用則變小。

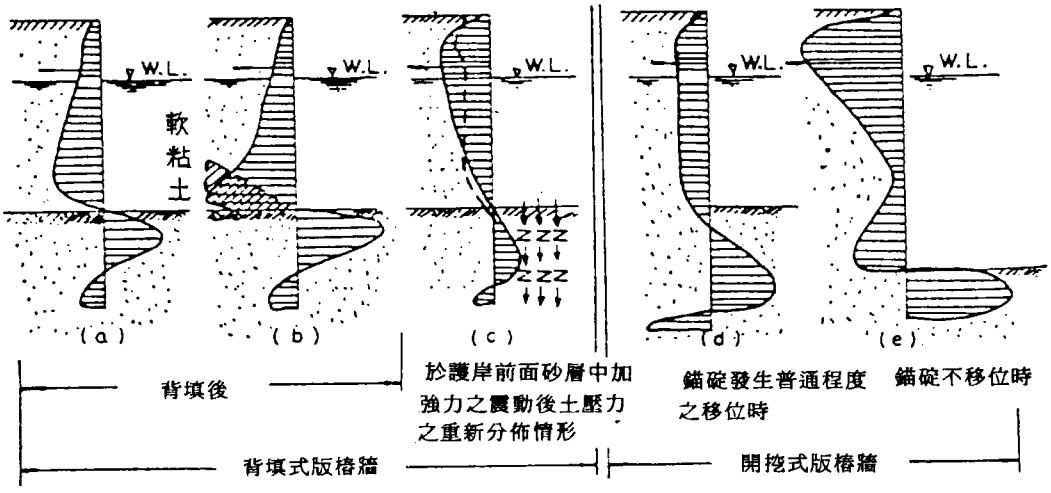


圖8-5-2 作用於版樁牆土壓之五種分佈形式(Tshebotarioff)

圖8-5-3爲Rowe氏由模型實驗所得之土壓分佈情形，曲線(1)爲拉桿連點未發生位移，曲線(2)爲允許拉桿連接點發生位移。依據Rowe氏法：曲線(2)之土壓力係數與用Coulomb氏法，將其牆面摩擦角以土壤內壤摩擦角之2/3代替所計算之數值非常符合。

(5)在淺挖式版樁牆，如使用不允許拉桿連接點發生位移之結構時，因如圖8-5-2(e)所示之土壓作用於牆背後，故須用圖8-5-4 所示之淺挖式擋土牆之土壓加以檢討。

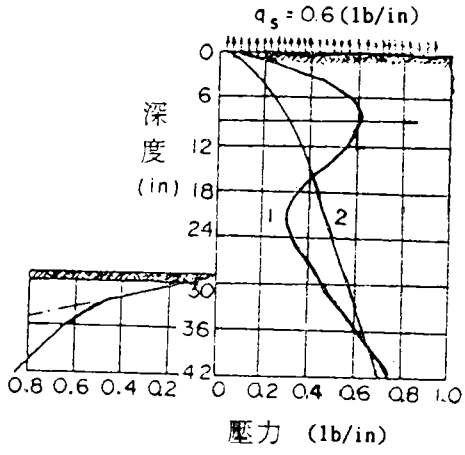


圖8-5-3 以版樁牆之模型實測土壓分佈之例(Rowe)

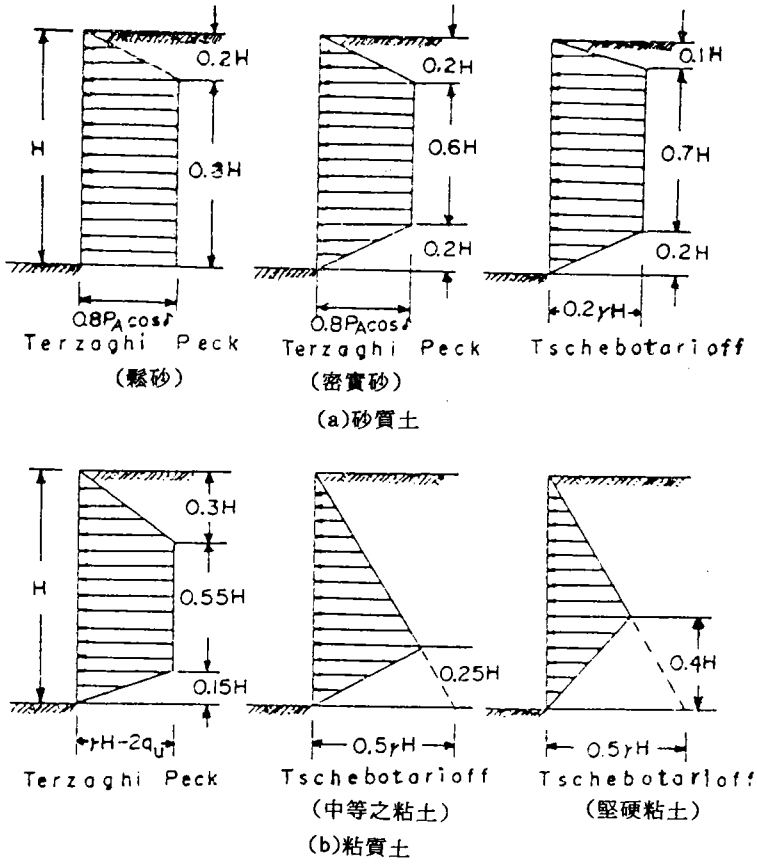


圖8-5-4 淺挖式擋土牆之土壓

(6)如同棧橋之擋土護岸，版樁前面之海底，由平面與斜面混合構成時，其版樁入土部份之被動土壓，不能用第二篇「土壓與水壓」公式計算。遇此情形，應按海底形狀，照下述方法，計算其被動土壓力。

(a)如圖8-5-5所示，將版樁下端與斜點以DB線及DC線連接後，分割爲三部份。

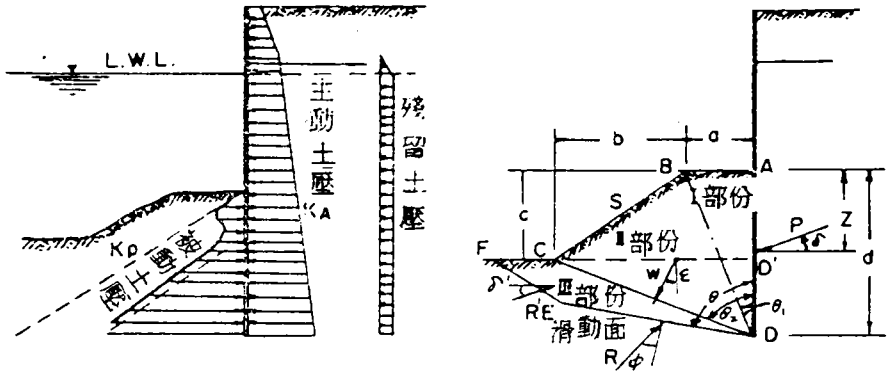


圖8-5-5　版樁入土層部分前面爲斜面時其被動土壓之計算法(1)

(b)分別計算求其被動土壓力後，擇其最小者視爲版樁入土部份所受之被動土壓力。

(c)計算被動土壓力時，如圖8-5-6所示，將平面或曲折面假定爲滑動面，按Coulomb氏方法，將滑動面與版樁下端所成角度(θ)作各種變化，用試算法反覆計算被動土壓力後，取其最小者即可。

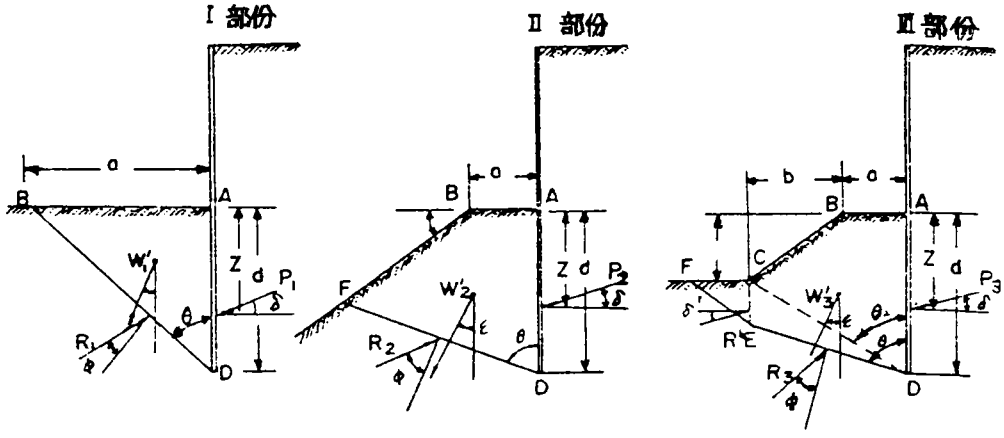


圖8-5-6　版樁入土層部分前面爲斜面時其被動土壓之計算法(2)

5-3 版樁之設計

5-3-1 拉桿之裝設位置

拉桿之裝設位置，應考慮施工難易及工程費而決定。

[說明]

(1)拉桿爲以往經常使用之連接桿與高耐索等，連接版樁與錨碇設施之材料的總稱。

(2)作用於版樁之彎矩，有隨拉桿裝設位置之降底而減少之傾向，如將拉桿與版樁之連結點降底至牆高度之一半爲止，其彎矩隨之減少，版樁斷面亦可減少，入土長

度亦可縮短。然就作用於拉桿之拉力而言，拉桿裝設位置愈低，其拉力有增大之傾向，因此須加大拉桿斷面與錨錠設施。故欲將工程費節省至最低程度，須就上述項情形詳加考慮後，決定拉桿之位置。惟普通拉桿之裝置位置愈低，愈有減低工程費之傾向。

(3)如施工前之地面甚高，若將拉桿裝設位置降低時，因增加挖土及回填費用，可能反而增加工程費。

(4)拉桿裝設方法，普通係將版樁先鑽孔，將拉桿穿過孔洞後，其前端再用螺帽固定之。爲顧慮打樁後高低不齊，故須於版樁打設後再鑽孔，然水中鑽孔作業稍有困難，故拉桿裝設位置，普通在低潮位以上約潮差之2/3高之內裝置。

5-3-2 版樁之入土長度

版樁之入土長度，依本篇5-2-2 版樁牆之設計所考慮之土壓以及殘留水壓，計算所得之土壓及殘留水壓對拉桿與版樁連結點所產生彎矩之平衡，使其能滿足式(5-1)予以求取。

$$M_p = FM_a \qquad (5\text{-}1)$$

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，在較硬之粘土地層，平時與地震時均爲1.2以上。

[說明]

(1)式(5-1)中M_p及M_a爲版樁入土長度D之函數，故上式爲有關D之方程式。實際在求D時，可先假設某一D數值，計算方程式之左右二邊，直至二邊相等即爲所求之解。

(2)粘性土層時，入土深度需滿足下式:

$$4C > W+\Sigma rh+r_w h_w \qquad (5\text{-}2)$$

式中

C: 海底土壤之粘著力(凝聚力)(t/m^2)

w: 載重(t/m^2)

r: 土壤之單位體積重量(t/m^3)，殘留水位以下爲水之單位體積重量

h: 海底面上之土層厚度(m)

r_w: 水之單位體積重量(t/m^3)

h_w: 殘留水位與前面潮位之水位差(m)

海底地層軟弱無法滿足(5-2)式時，應以適當方法改良海底地層，或採適當之對策。

5-3-3 版樁彎矩

作用於版樁的最大彎矩，如圖8-5-7所示，可將版樁假定爲以拉桿裝置點及海底爲假想簡支梁之兩支承，而以海底以上之土壓及殘留水壓爲載重計算之。

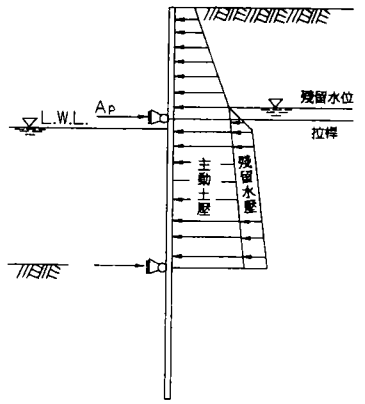


圖8-5-7 求彎曲力矩之假想樑

[說明]

(1)如本篇5-1 「設計之基本考量」所述，可應用於求取打入普通砂質土地層亦或硬粘土地層中之鋼版樁牆。

(2)版樁之勁度較大或海底地層之反作用力係數較小時，版樁彎矩之零點下降至海底面以下，然實際上有時版樁之最大彎矩較圖8-5-7 之假想簡支梁所求得之值爲大。故在此情形時應另用他法加以檢討或改良海底地質。

(3)彎矩之計算所採用之海底面應考慮超挖。

(4)版樁前面海底非爲水平時，以海底面爲支點所計算之彎矩有過少之形況，應留意。

5-3-4 版樁斷面之決定

版樁斷面依本篇「版樁彎矩之求法」所計算之應力強度以不超過材料之容許應力強度範圍內，予以決定。

[說明]

鋼版樁之容許應力強度照第三篇「容許應力」中，各有關材料之規定辦理。

5-4 拉桿之設計

5-4-1 拉桿之拉力

作用於拉桿之拉力，可由下式求之。

$$T=A_pL\sec\theta \quad \text{.....(5-3)}$$

式中

T: 拉桿之拉力(t)

A_p: 爲本篇計算版樁彎矩時拉桿位置之支承反作用力(t/m)

L: 拉桿之安裝間隔(m)

θ: 拉桿與水平面所成之傾斜角(°)

[說明]

(1)在版樁碼頭之上部結構物，設置繫船柱，而且作用於繫船柱之船舶拉力傳達於拉桿時，繫船柱附近之拉桿拉力增大，其增加值可將上部結構物，視爲以拉桿當作彈性支承之橫樑計算。但爲求計算簡單，通常船舶拉力假定由繫船柱附近之四支拉桿平均分擔，拉桿之拉力則由下列(5-4) 公式求之。又考慮船舶拉力時之拉桿容應力強度，可視爲與地震時相同。

$$T=(A_pL+\frac{P}{4})\sec\theta \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(5\text{-}4)$$

式中

P: 作用於一座繫船柱船舶拉力之水平分力，船舶拉力可參考第二篇「作用於繫船柱之拉力」辦理。

(2)使用U型或Z型鋼版樁時，以每隔4支鋼樁安裝一支拉桿之例爲多。

5-4-2 拉桿之斷面

拉桿之斷面，由本篇「拉桿之拉力」所求得之應力強度，不超過拉桿容許拉應力強度範圍內，予以決定。

[說明]

(1)拉桿之容許應力強度，平時爲降伏點應力強度之40%以下，地震時爲降伏點應力強度之60%以下。

(2)高耐鋼索之容許拉應力強度，平時爲對其破壞強度之安全係數爲3.8以上，地震時爲2.5以上。

(3)由上述兩項所得之結論:

(a)可推測地震時，作用於拉桿之拉力，此比由本篇「拉桿之拉力」計算所得之數值爲大。

(b)平時如碼頭之背填料沉陷時，拉桿會發生彎曲，作用於拉桿之拉力，亦比由本篇計算所得之數值爲大。因此拉桿之降伏應加強度與容許拉應力強度之比，應降低爲通常鋼料結構物之2/3以下。而對其破壞強度之安全係數則如表5-1所示。

(4)拉桿

(a)版樁碼頭之背填土沈陷時，在拉桿與版樁連接點處受彎矩作用，拉桿在承受彎矩狀態下，再受拉力作用時，如拉桿材質之延性不大，其拉應力強度降低，故鑄造拉桿之鋼料，須具有18%以上之延伸性，方爲合格。

(b)拉桿之拉應力，須就除去預計腐蝕量後之斷面，作爲計算之依據。有關腐蝕量，可照第三篇「鋼材之腐蝕速度」計算。

(5)高耐鋼索

(a)高耐鋼索對其破壞強度之安全係數，平時爲3.8以上，地震時爲2.5以上。而降

伏點應力強度與破壞強度之比不能在2/3以下。

(b)高耐鋼索之防蝕，多採用聚乙烯，故對其耐久性應特別注意。同時在背填工程施工時，須慎重行之，不得損傷其被覆層。

表5-1　拉桿之特性

種　　類	破壞強度 (kg/cm^2)	降伏點應力強度 (kg/cm^2)	容許應力強度 (kg/cm^2)		延　性 (%)	(降伏點應力強度 / 破壞強度)	安全係數 (破壞強度 / 容許應力強度)	
			平 時	地震時			平時	地震時
SS41	4,100以上	(徑40mm以下)2,400以上 (徑40mm以上)2,200以上	960 880	1,440 1,320	24以上 24以上	0.59 0.54	4.27 4.66	2.85 3.10
SS50	5,000以上	(徑40mm以下)2,800以上 (徑40mm以上)2,600以上	1,120 1,040	1,680 1,560	21以上 21以上	0.56 0.52	4.46 4.81	2.98 3.21
高拉力鋼30	5,000以上	3,300以上	1,320	1,980	24以上	0.66	3.78	2.52
高拉力鋼40	6,000以上	4,000以上	1,600	2,400	22以上	0.67	3.75	2.50
高拉力鋼45	7,000以上	4,500以上	1,800	2,700	20以上	0.64	3.89	2.59

5-5 腰梁(Wale)之設計

腰梁之最大彎矩可用下式計算:

$$M=\frac{TL}{10} \quad \cdots\cdots\cdots\

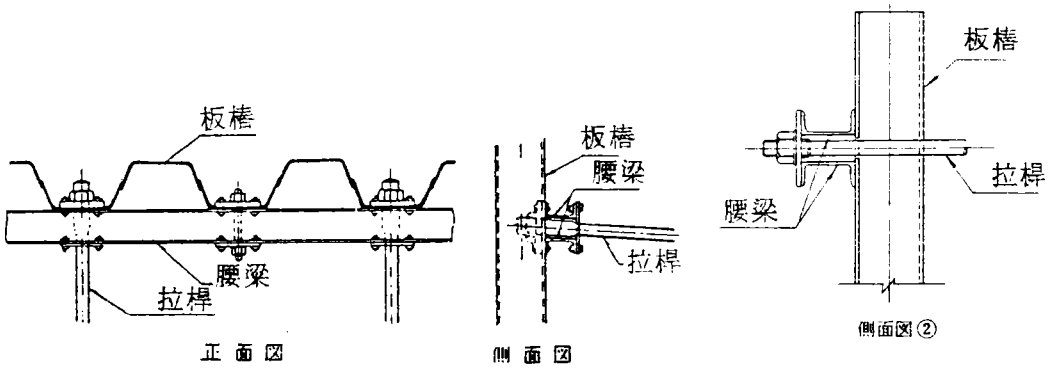


圖8-5-8　腰梁之安裝例

5-6 錨錠設施之設計

5-6-1 錨錠設施結構形式之選擇

錨錠設施之結構形式應考慮工程費、工期、施工方法及施工前之地面標高後，再行選定。

[說明]

(1)錨錠設施可分爲下列四種結構形式:

(a)錨錠版。

(b)錨錠版樁。

(c)錨錠直樁。

(d)錨錠組樁。

(2)採用錨錠版時，混凝土是否能以乾工法施工爲一重要的判定指標。而大部份較大型的版樁錨錠時，由於須於地下水面以下施工，因此一般以封閉抽水方式施工者爲多。小型的混凝土版則可在工廠預鑄，並可用吊車搬運至現場予以埋設之。

(3)錨錠版樁因其版樁施工方法與版樁牆相同，所以施工較易，工期亦可較短，尤其背後的地面高程很高，而且鋼版樁可在陸上打設時，特別有利。

(4)錨碇設施前之土壤如係飽和砂質土，因地震時易生液化現象，因液化發生於地表面附近，故入土深度淺之錨碇設施易受影響。此時以入土較深之組樁錨碇較爲有利。關於地震時之砂質土液化現象，可參考第二篇「砂質土之液化」。

(5)拉桿受拉力時，作用於版樁碼頭之土壓力，因拉桿與樁連接點之位移大小而變。故錨碇設施之變位大者，可減少拉桿之拉力，通常錨錠組樁之變位較小，版樁及直樁之錨碇變位較大，應加以留意。

(6)施工前之海底較深時，以設置組樁錨錠或用直樁較爲有利。

(7)錨錠設施設置之位置，若因背填設施之關係而受到限制時，應使用組樁錨錠結構較爲有利。

(8)在碼頭背填土可能發生沉陷之地區，使用組樁錨碇時，除承受軸向應力外，尙受彎矩應力之作用應加注意。

5-6-2 錨錠設施之設置位置

1. 錨錠版之設置位置，如圖8-5-9 所示。自海底面繪版樁之主動土壤破壞面與錨錠版下端所繪錨錠版之被動土壤破壞面二者不會在地下相交爲原則。

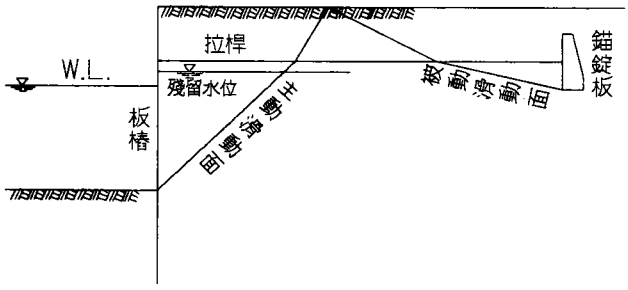


圖8-5-9　錨碇版之設置位置

2. 錨錠直樁之設置如圖8-5-10所示，自錨錠直樁與拉桿之連接點下1/3Lm_1之點，繪錨錠直樁之被動土壤破壞面與自海底面所繪之主動破壞面二者不使在錨錠直樁與拉桿連接點之水平面下相交爲原則。上述Lm_1 係將拉桿與錨錠直樁之連接點當作地面，並將錨錠直樁當作樁頭自由之直樁而求得之彎矩第一零點之深度。
3. 錨錠版樁設置之位置，如版樁可視爲長樁時，可以依照錨錠直樁設置。又如版樁不能視爲長樁時，則自錨錠版樁與拉桿連拉點之1/2Lm_1深度以下之版樁可不予考慮，而依照錨錠版設置方法決定位置。
4. 錨錠組樁之設置位置，如圖8-5-11所示，應位於自海底面所繪版樁背後土壤主動破壞面之後。

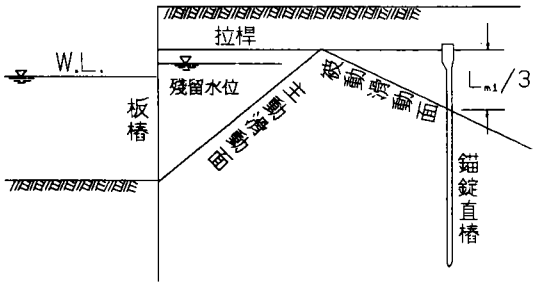


圖8-5-10　錨碇直樁之設置位置

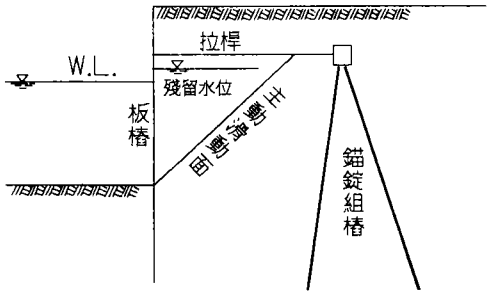


圖8-5-11　錨碇組樁之設置位置

[說明]

(1)破壞面與水平面所成角度，可照第二篇「土壓與水壓」所列公式計算。

(2)錨錠直樁與錨錠版樁之彎矩第一零點之求法，及錨錠版樁可否視爲長樁之判別法，可照第五篇4-3-4「解析方法」辦理。

(3)當拉桿爲水平之一般版樁式碼頭，求取由錨錠直樁或錨錠版樁所繪被動滑動面所採用之牆面摩擦角爲-15°。

(4)本文錨錠直樁之設置係依模型試驗所得之結果。但此錨錠直樁在計算時所定的距

離因其試驗條件與實際情形稍有差異，爲考慮錨錠直樁設置位置之安全，故最好較本文所求得之位置稍向後移爲宜。

5-6-3 錨錠版之設計

[1]錨錠版之穩定

作用於錨錠版之外力，如圖8-5-12所示，拉桿之拉力及錨錠板背後之土壓力，視爲由錨錠版前面之被動土壓力所平衡，並依下列(5-6) 公式決定錨錠版之高度及埋設深度。

$$F=\frac{E_p}{A_p+E_a} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (5\text{-}6)$$

式中

F: 安全係數，平時爲2.5以上，地震時爲2.0以上。

A_p: 由「版樁彎矩」所求得之拉桿與錨錠版連接點之反作用力(t/m)

E_a: 作用於錨錠版之主動土壓力(t/m)

E_p: 作用於錨錠版之被動土壓力(t/m)

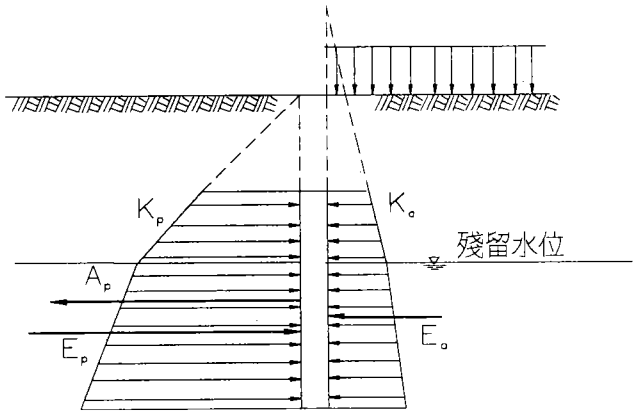


圖8-5-12　作用於錨碇版之外力

計算作用於錨錠版之土壓力時，其上載重可假設如圖8-5-12，在主動土壓之計算時加以考慮，對被動土壓則不予考慮。

[說明]

(1)作用於錨錠版之土壓，可依據第二篇「土壓力及水壓力」所列公式計算。

(2)計算土壓所採用之牆面摩擦角，主動土壓時用15°，被動土壓時爲0°。但以版錨錠時，因錨錠版受向上拉力之分力，版面摩擦與平常之被動土壓相反爲向上作用，故被動土壓減少，此時之牆面摩擦角應用+15°。

(3)從已往版樁碼頭因地震所受災害情形觀察，其原因大都爲由於錨碇版抵抗力不足所致，故地震時之安全係數採用2.0。錨錠力不足之原因大致爲:

(a)地震時由於版樁頂端附近之土壓增加，使拉桿拉力增加。

(b)因表層土壤發生液化現象，以致錨錠版之被動土壓抵抗減少。

(4)爲決定錨錠之設置位置，依據本篇「錨錠設施設置位置」所述由海底所繪版樁之主動破壞面與自錨錠版下端所繪錨碇版之被動土壓破壞面二者，如在地表面下相交時，則如圖8-5-13所示，應作用於破壞面交點以上垂直面之被動土壓力視爲不發生抵抗作用，須由(5-6)公式之Ep 中扣除之，如二破壞面在殘留水位以上相交時，其應扣除之被動土壓力，可由下列(5-7)式求之。

$$\triangle E_p=\frac{K_p r h_f^{\,2}}{2} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (5\text{-}7)$$

式中

$\triangle E_p$: 應扣除之被動之土壓(t/m^2)

K_p: 被動土壓係數

r: 土壤單位體積重量(t/m^3)

h_f: 地表面至破壞面交點之深度(m)

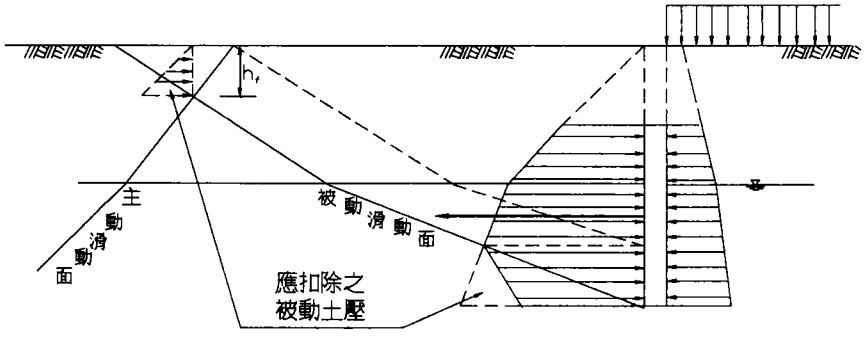


圖8-5-13　版樁之主動滑下與錨碇版之被動滑動下相交時
作用於錨碇版之被動土壓中必須扣除之部分

(5)錨錠版前後之土壤，如係飽和砂質土，地震時可能發生液化，應填以不液化之石料或予以壓實。

(6)如採取先背填而後填錨錠版上面之施工順序，錨錠版之被動土壓力比設計數值小，故在施工期中對錨錠版安定亦應常加檢討。

(7)錨錠版之埋設深度愈深，其被動土壓力亦愈大。然因在水中施工困難，故除原海底太深外，普通埋於以能乾工法施工之深度爲佳。

[2]錨錠版之斷面設計

錨錠版之斷面設計，以對拉桿之拉力及土壓力所產生之彎矩保持安全即可。設計時可將土壓力視作均佈載重，水平方向假定爲連續梁，重直方向假定爲懸臂梁，以下列 (5-8)式求最大彎矩。

$$M_h=\frac{TL}{12}$$

$$M_v=\frac{Th}{8L}$$

.....(5-8)

式中

M_h: 水平方向之最大彎矩(t·m)

M_v: 每公尺長之垂直方向最大彎矩(t·m/m)

T: 拉桿之拉力(t)

L: 拉桿間隔(m)

h: 錨錠版之高度(m)

對M_h而言，則假定安裝拉桿之位置爲中心，以2b寬度爲有效範圍配筋之，b:拉桿安裝位置之錨錠版厚度。

[說明]

(1)錨錠版以鋼筋混凝土及預力混凝土等所製成，其容許應力強度可照第三篇「混凝土之容許應力」及「鋼筋之容許應力」辦理。

(2)錨錠版與拉桿之連接位置，以土壓合力之著力點或錨錠高度之中央爲多。

5-6-4 錨錠直樁之設計

錨錠直樁可視爲將拉桿之拉力，當作水平外力來承受之直樁而設計。

[說明]

(1)錨錠直樁可依第五篇「樁基礎承載力」所述各節設計。

(2)採用錨錠直樁時，其位移須特別留意。

(3)爲決定錨錠直樁設置位置，在本篇所述直樁與拉桿交點下$1/3Lm_1$深處所繪直樁之被動破壞面與自海底所繪版樁之主要破壞面，如在直樁與拉桿接點以下相交時，可將包含交點之水平面當作假想地面。在假想地面上假定爲沒有土壤而設計。

5-6-5 錨錠組樁之設計

錨錠組樁可將拉桿之拉力，視作組樁外力而設計。

[說明]

(1)組樁錨錠可依照第五篇「樁基礎之承載力」所述各節設計。

(2)如組樁之一部份，超出版樁之主動破壞面， 在計算組樁之承載力時，不考慮主動破壞面以上樁之承載力。

5-6-6 錨錠版樁之設計

1. 拉桿連接點下之錨錠版樁，具有可視爲長樁之長度時，照本篇「錨錠直樁之設計法」，決定錨錠版樁之斷面。
2. 拉桿連接點下之錨錠版樁，如未達可視爲長樁之長度時，如圖8-5-14所示，此時土壓作用於拉桿連接點下1/2Lm_1處，可依本篇「錨錠板之設計法」設計，但是Lm_1係錨錠板樁當作長樁時，自彎矩第一零點至拉桿連接點爲止之深度。

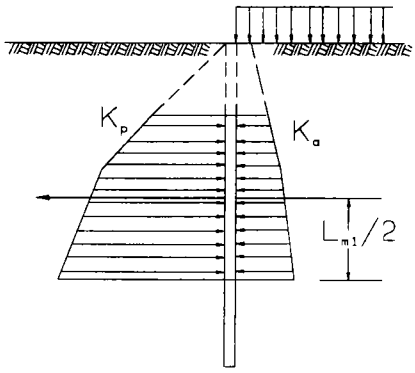


圖8-5-14　短錨碇版樁之假定土壓

[說明]

(1)錨錠版樁是否可視作長樁之假定及錨錠版樁之彎矩第一零點之求法，可照第五篇4-3-4節「解析方法」辦理。

(2)錨錠版樁須裝腰梁，使拉桿之拉力能均勻傳達至版樁，腰梁之設計及裝設方法，可參考本篇「腰梁之設計」辦理。

(3)使用短錨錠版樁時，於拉桿連接點附近，受巨大彎矩之作用。故作用於版樁之應力，須就扣除裝置拉桿用之螺絲孔及裝設腰梁之孔後之斷面積計算。

5-7 細部設計

5-7-1 版樁上部結構物

版樁上部結構物，以版樁頂端爲固定支點，以土壓爲載重當作懸臂梁設計之。但在設有繫船柱部份，除背填主動土壓外，還需對船舶拉力加以考慮。又在裝有護舷部份，對護舷反力及被動土壓亦須考慮。關於可能發生之非常外力，僅考慮地震時之主動土壓即可。

[說明]

(1)在圖8-5-15及圖8-5-16，假定船舶拉力及護舷反力作用於寬度b 之上部結構物時，其作用方式如圖8-5-15(b)及圖8-5-16(b)所示。當考慮拉力時，計算主動土壓應將載重加入。當護舷反力作用時，計算被動土壓則不計載重之影響。而牆面摩擦角，主動土壓力用15°，被動土壓力採0°計算。

當考慮船舶拉力及護舷反力時，碼頭上部結構物所用材料之容許應力強度，應以取非常時材料容許應力強度計算。船舶之拉力及護舷反力可照第二篇「舶舶所產生之外力」所述辦理。

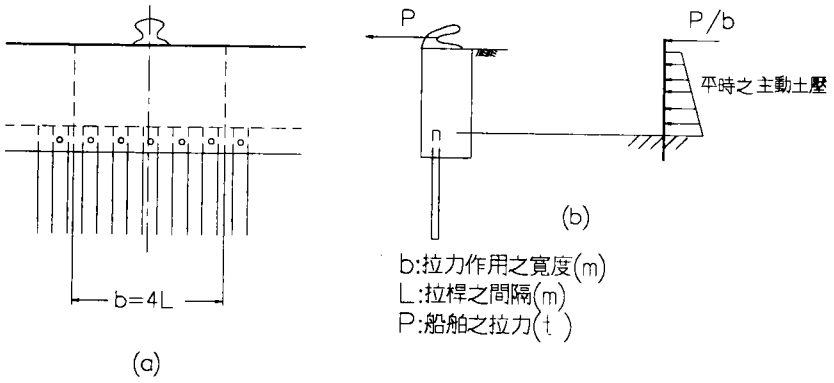


圖8-5-15　作用於碼頭上面之船舶拉力

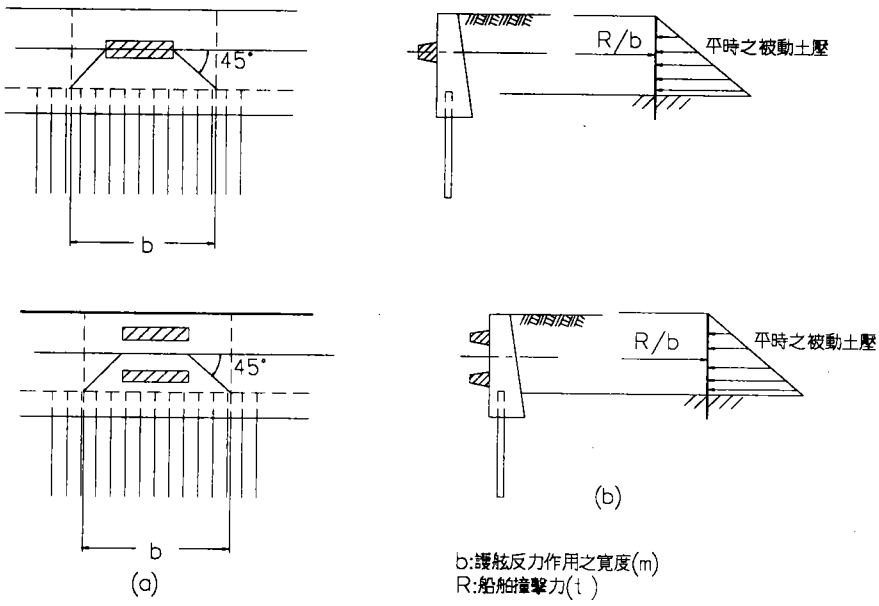


圖8-5-16　作用於碼頭之船舶撞擊力

(2)版樁上部結構物，一般以鋼筋混凝土設計。

(3)版樁上部結構物之水平方向配筋可以彈性支承橫梁設計之。

(4)版樁頂端須嵌入上部結構物內相當的深度，且版樁需與鋼筋焊接，務使作用於版樁上部結構物之彎矩能傳至版樁。

(5)地震時版樁碼頭所受的災害大部份均在碼頭頂端被水平剪力破壞，此乃地震剪力集中於版樁頂端所致，故設計版樁上部結構物時對水平剪力應特別加強。

(6)由於車載起重機等腳架所產生之集中載重作用於版樁上部結構物，故對橫向之腰梁亦須予以加強。

5-7-2 版樁與拉桿及腰梁之連接

版樁與拉桿及腰梁之連接，在設計時務使作用於版樁碼頭之水平作用力通過腰梁，並均勻傳至各拉桿上。

[說明]

(1)版樁與拉桿之連接方法如本篇「腰梁之設計」圖8-5-8所示，版樁鑽孔後，將拉桿穿過，在二者之連接角度夾以適當之座鐵，再用螺帽鎖緊。

(2)腰梁將拉桿夾在中間，用螺栓固定於版樁，如腰梁裝於版樁背面，其螺栓斷面可用下式求之。但如未深入上部結構物時，應考慮腐蝕厚度。

$$A=\frac{ApL_w}{n\sigma_a} \quad \cdots\cdots\cdots\

計算所得值，加10%～20%作設計之依據。

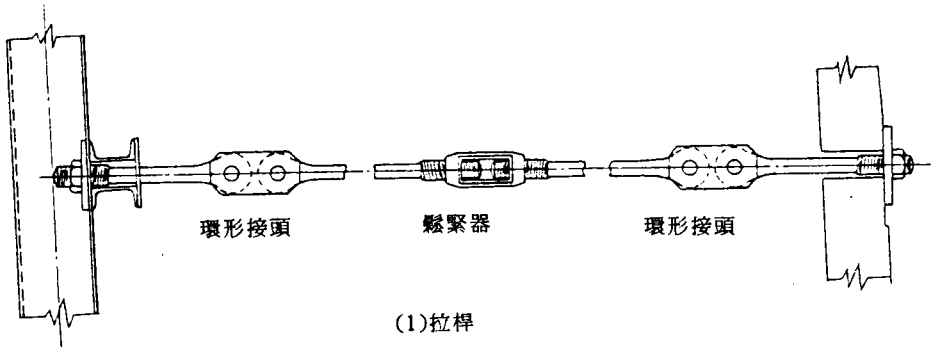
(2)高耐鋼索(tie wire)

(a)將高耐鋼索兩端欲鎖緊之部位直接軋取螺紋，並須使其具有鬆緊器相同之功能。因此在設計時須考慮其固定長度。同時此部份須與拉桿使用鬆緊器相同，在設計時其最小斷面須對外力保持安全。

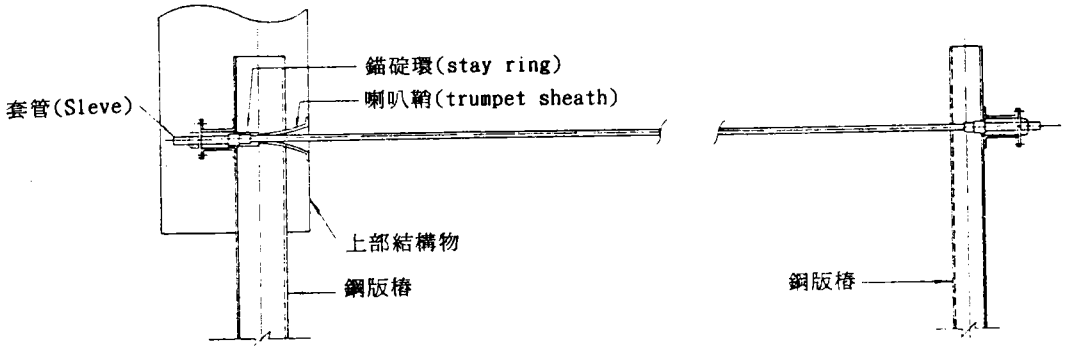
(b)高耐鋼索端尾所用之套管必須予以裝好後完全埋設於混凝土中，並切記勿將套管予以切斷。

(c)高耐鋼索在與隅角部份交叉時，必須予以計算高耐鋼索之下垂量，尤須應注意不使高耐鋼索相互碰觸。

(3)有關拉桿材料及其附屬品，請另參考鋼版樁施工規範。



(1)拉桿



(2)高耐鋼索

圖8-5-17　拉桿及高耐鋼索之裝置

5-7-4 錨錠設施與拉桿之連接

錨錠設施與拉桿之連接，在設計務須使由本篇「拉桿之張力」法所求得之拉桿力能均勻並安全的傳至錨錠設施上。

[說明]

(1)在錨錠樁頂端之法線方向設置連續樑壁，通常將拉桿連接於連續樑即可。而此連續樑當作承受拉桿之拉力及樁之反力而設計。

(2)裝設拉桿時，將拉桿穿過錨錠版或錨錠樁頂連續樑預留之孔穴，按裝置角度墊以適當之座鐵後，用螺帽固定之。拉桿與錨錠設施連接處承受拉力及剪力，故設計時須予考慮，以決定錨錠版或錨錠樁頂連續樑厚度及座鐵之大小，錨錠版或錨錠樁頂端之連續樑與拉桿連接處，應加設分配應力之鋼筋，以便將拉桿之拉力，平均傳達至錨錠版或連續樑。

(3)錨錠版樁與拉桿之連接，請參照本篇「版樁與拉桿及腰樑之連接」所述爲準。

5-7-5 隅角

有關隅角之設計，對土壓條件及施工條件等須加以充分的考慮後予以設計之。

[說明]

版樁式碼頭之隅角部份爲地震時特別易於受害之處，故需對其特別加強。隅角部份之設計可照本篇「連接結構物」所述各節設計之。

5-7-6 防止沖刷設計

版樁式碼頭前面之海底有沖刷虞慮時，應以適當的方法加以處理。

[說明]

(1)版樁式碼頭前面之海底如有沖刷之虞時，應以拋石等加以保護。

(2)版樁式碼頭背後之地層因版樁樁趾外移而有流失背填料時，須以適當的工法加以處理之。

5-8 在軟弱地層上版樁式碼頭之設計

在軟弱地層上版樁式碼頭之設計，可依本篇「版樁之設計」、「拉桿之設計」及「錨錠設施之設計」等方法設計，並與其他之設計方法加以綜合的比較檢討後，予以設計。

[說明]

(1)此處所謂之軟弱地層係指海底地層爲軟弱之地層及版樁之勁度較海底地層之地層反作用力係數爲大時而言。

(2)版樁入土長度之設計法除本篇「版樁入土長度」之方法外，尙有以長樁之入土深度爲主之撓度曲線法。此法是以入土下端之位移及撓角爲零與拉桿連接點之位移爲零如圖8-5-18所示之外力條件下，以彈性方程式來求解的方法。

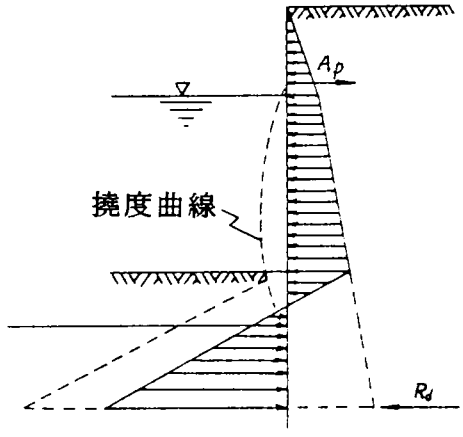


圖8-5-18　土壓及撓度曲線

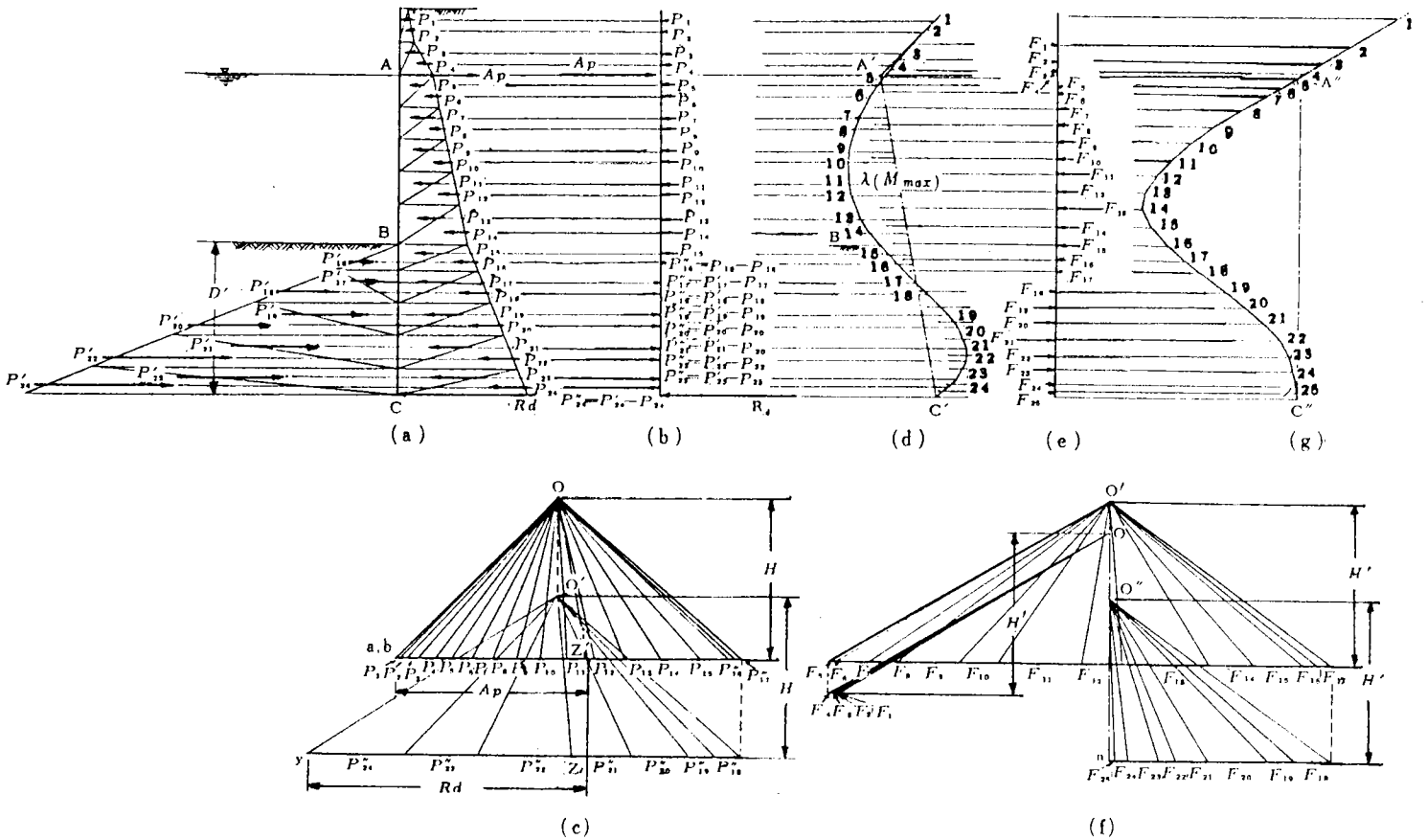


圖8-5-19　撓度曲線之圖解法

撓度曲線法如圖8-5-19所述圖形求之。首先假設版樁之入土長度爲D' 如圖8-5-19(a)將土壓分佈圖繪出，此時則有集中作用力Rd作用於版樁。其次將土壓分佈作適當的分割，如圖8-5-19(b)所示，以集中載重作用於版樁上，並繪出圖8-5-19(c) 的力之多角形及圖8-5-19(d)之連力圖A' 。連力圖係依圖8-5-19(c) 繪製而成。而圖8-5-19(d)之連力圖A' C' 之水平距離是依(5-14)式以假設版樁之入土長度D' 之彎矩所求得者。

$$M=\lambda HS \quad \text{.....(5-14)}$$

式中

M: 版樁之彎矩(t.m/m)

λ: 連力圖之橫距(t/m)

H: 力多角之橫距(m)

S: 圖之縮尺比率

又由圖8-5-19(c)繪OZ' //A' C' 時，aZ' 則是作用拉桿連接點之集中作用力Ap，而yZ則是表示版樁下端之集中反作用力Rd。

其次將圖8-5-19(d)之連力圖亦與載重予以考慮，並作適當的分割，同理繪出圖8-5-19(f)之大力多角形圖與圖8-5-19(g)之連力圖。再由圖8-5-19(f)之O 極垂直下降至n 點， 由此所繪成的連力圖即表示假設入土長度D' 之版樁的撓度曲線。而由圖8-5-19版樁下端之C" 繪一垂直線，如該直線無法與撓度曲線中的拉桿連接點交叉時，須重新假設入土長度， 並重新繪製該圖，直至該直線與撓度曲線之拉桿連接點相交爲止。 而施工之入土長度則可以此法所求得入土長度的1.2倍。

(3)依撓度曲線法所求之版樁入土長度較本篇「版樁之入土長度」所示方法所求得之入土長度爲短時，設計時應採用後者之入土長度。

5-9 對軟弱地層圓弧滑動之檢討

對建於軟弱地層上之版樁碼頭，應對版樁下端以下之圓弧滑動加以檢討。

[說明]

(1)對軟弱地層之圓弧滑動，可參考第五篇「假設圓弧滑動面」所述方法加以檢討。

(2)對判定可能發生圓弧滑動之不穩定地層，應用適當的方法加以地層改善，或改用不受圓弧滑動影響之其他形式結構物。爲防止地層發生圓弧滑動，增加版樁入土長度並非完善的辦法，如不得已採用此法時，應對圓弧滑動是否安全加以檢討。

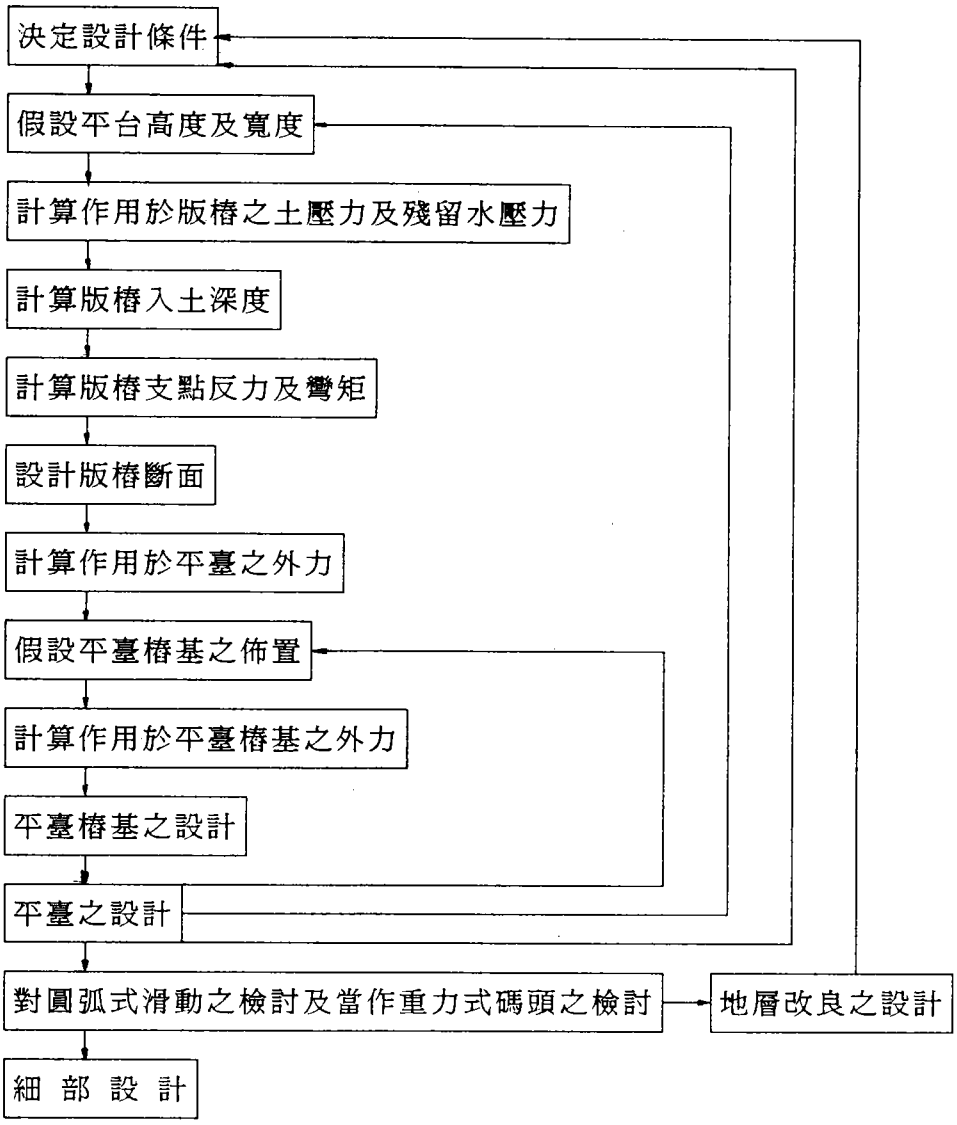
第 六 章　平版樁基式碼頭

6-1 設計之原則

本章所述設計方法係適用於版樁擋土護岸設於平台前面，無錨碇設施，而且平台結構爲 L型之碼頭。

[說明]

(1)平版樁基式碼頭(Relieving Platform Pile Type Wharf)，一般可依下列流程來設計。



(2)平版樁基式碼頭之種類有:

(a)版樁擋土護岸設於平台前面。

(b)版樁擋土護岸設於平台後面如圖8-6-1。

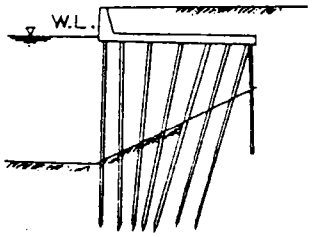


圖8-6-1　版樁型平台樁基碼頭

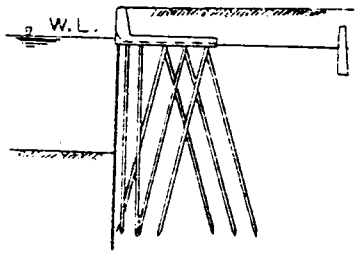


圖8-6-2　平台樁基拉桿式碼頭

(c)平台背後有錨碇設施，亦稱平台樁基拉桿式碼頭如圖8-6-2所示。

本章所述之設計方法係適用於版樁擋土護岸設於平台前面，無錨碇設施，而且平台結構爲L型之碼頭。

(3)平版樁基式碼頭

平版樁基式碼頭之設計分爲版樁與平台二部份。版樁部份可依照本篇「版樁式碼頭」之方法設計。平台部份可將版樁頂面反力、土壓力、載重、自重及地震力當作外力依照第五篇「樁基礎之承載力」予以設計之。

(4)版樁擋土護岸在平台後面之平台樁式碼頭

版樁擋土護岸部份可依照本篇「版樁式碼頭」之方法設計。平台部份可依照本篇「棧橋式碼頭」之方法設計。設計時平台背後之土壓力及版樁頂端之反力，應視爲作用於平台之外力加以計算。

(5)平台樁基拉桿式碼頭

在平台後面有錨碇設施之樁基式碼頭，作用於平台之水平力，係由基樁及錨碇設施二部份共同予以抵抗。然因基樁與錨碇設施是否同時發揮最大抵抗力至目前爲止尚有疑問，故除非不得已應儘量避免採用此種形式之結構。

(6)平台結構型式

平台以場鑄鋼筋混凝土L 型爲多，且普通平台上面以土砂或級配覆蓋。但爲減輕自重及作用於平台之地震力，有時亦採用中空箱型結構如圖8-6-3 或棧橋結構如圖8-6-4。

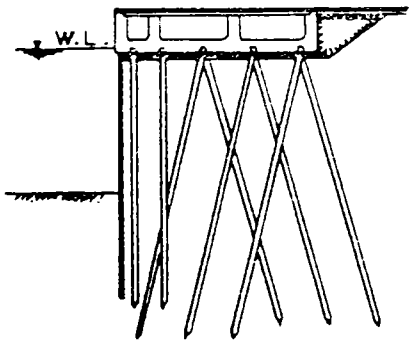


圖8-6-3　箱型版樁基碼頭

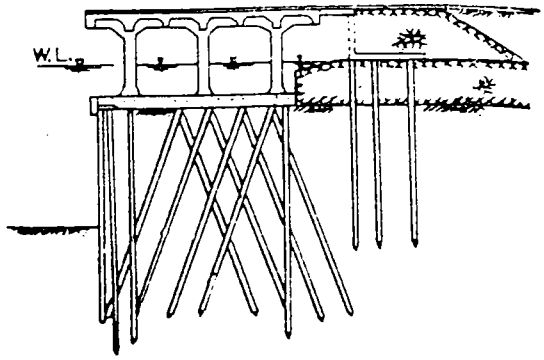


圖8-6-4　橋版樁基碼頭

6-2 平台高度及寬度之決定

平台之高度及寬度須就設計條件、工程費及施工難易加以檢討後決定。而平台之寬度亦須考慮以能承受外力所需基樁支數之寬度爲準。

[說明]

(1)若將平台底面設於較低位置時，可減少作用於版樁背後之土壓力，且可減少版樁斷面及縮短版樁入土深度。但因而會增加平台重量及作用於平台之地震力，且亦須增加基樁支數或長度，而平台厚度亦須增加。在施工方面，則因平台底面過低之故，常會造成在水中施工之缺點。但平台施工完成後，因其下面之砂土發生沉陷後，致平台下方形成空隙，致使基樁易受腐蝕，尤其木樁爲甚。故平台底面以設在殘留水位以下爲佳。爲顧及上述各點，可將平台底面設在高潮位與低潮位之間，亦有平台使用輕量結構設計將其設在水中。

(2)平台寬度愈寬，對減少作用於版樁之土壓力效果愈大。但寬度超過某種限度時，其減少土壓力之效果不但不增加，相反的會使平台重量及作用於平台之地震力增加，招致不良的反效果。故普通以自海底面所繪版樁之主動破壞與平台相交之處，作爲決定寬度之依據。土壤主動破壞面可依第二篇「土壓力與水壓力」所述方法求之，此時所用之壁面摩擦角爲15°，又版樁前之海底面爲斜面時，其主動破壞面可依「版樁彎矩法」所求之假設海底面繪之。

6-3 作用於版樁之土壓及水壓

1. 作用於版樁之主動土壓，如自海底面所繪版樁之主動破壞面與平台相交時，以平台底面假設爲地面，當作無載重計算，如圖8-6-5所示。
2. 作用於版樁之殘留水壓力爲殘留水位與平台底面之壓力並和平台以下之水壓力爲計算依據，如圖8-6-5所示。
3. 版樁前面之被動土壓力，可依照本篇「版樁碼頭」計算。

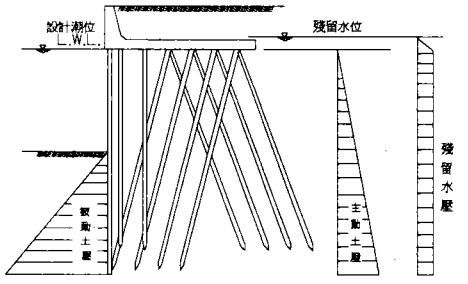


圖8-6-5 作用於平台樁基式碼頭之土壓及殘留水壓

[說明]

(1)土壓及殘留水壓，可依照第二篇「土壓及水壓」所述各節計算之。

(2)計算土壓所用版樁面摩擦角，計算主動土壓時用15°，被動土壓用-15°。

(3)計算殘留水壓所用之殘留水位，可依照本篇「設計版樁碼頭時應考慮之土壓及殘留水壓」所述方法決定之。

(4)版樁前面海底，如係棧橋式碼頭之擋土護岸含有斜面時，其版樁前面之被動土壓

，可依照「設計版樁碼頭時應考慮之土壓及殘留水壓」所述方法計算。此時版樁背面土壤之主動破壞面，應依「版樁彎矩法」所求之假設海底面繪之。

(5)自海底面或假設海底面所繪版樁之主動破壞面與平台不相交時，平台之寬度則嫌太窄。

(6)如不得已須採用寬度窄狹之平台時，其作用於版樁背面土壓之計算方法如下：

(a)如圖8-6-6 所示，在自平台後端所繪之土壤主動破壞面與版樁交點以下部份，版樁視爲承受無平台時之土壓計算。

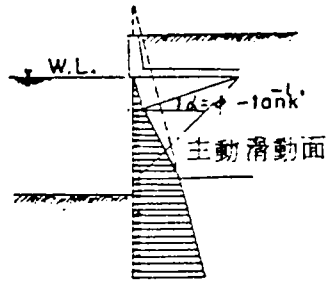


圖8-6-6 窄平版時作用於版樁之土壓

(b)如圖8-6-5 所示，在自平台後端所繪之土壤自然破壞面與版樁以上部份，版樁視爲承受本節第1項所述之壓力計算。

(c)在上述二者中間部份，土壓力視爲直線變化計算。

(d)上述天然土壤破壞面與水平面所成角度，可由下式求之。

$$\alpha = \phi - \tan^{-1}K'$$

式中

ϕ：土壤之內摩擦角。

K'：水中假設地震係數。

(7)打設在版樁背面之基樁，可分擔部份作用於版樁之土壓力。惟對基樁分擔土壓力之強度，目前尚不甚明瞭，故普通設計時不予考慮。Tsche botarioff 建議按版樁與基樁之抗撓勁度(EI)(Flexuralrigidity)之比分擔土壓力。Leonards建議以基樁直徑與兩支基樁間中心間隔比求作用於橋板之土壓力。

6-4 版樁之設計

6-4-1 版樁之入土深度

平版樁基式碼頭護岸版樁入土深度之設計，可將平台之底面視爲拉桿位置，依照本篇「版樁之入土深度」及「軟弱地層上版樁式碼頭之設計」各節所述之計算方法設計之。

[說明]

版樁與平台底面之連接部份，通常係假設爲鉸鍊(Hinge)予以設計之。

6-4-2 版樁之斷面

平版樁基式碼頭護岸版樁設計，係將平台底面視爲拉桿連接點後，按照本篇「版樁之設計」各節所述之方法予以設計。

[說明]

平版樁基式碼頭除由土壓力所求之彎矩，作用於護岸版樁外，尚有自平台所傳達之彎矩及平台之垂直力亦作用於護岸版樁。自平台所傳達之彎矩，其作用方向因與最大彎矩所用方向相反，反能減少版樁最大彎矩，故普通設計時不予考慮。又普通將最前排之基樁，儘量接近護岸版樁打設，亦可大量減少作用於版樁之垂直力，故設計時亦將垂直力不加以考慮。

6-5 平台之設計

6-5-1 作用於平台之外力

1. 作用於平台之外力如下:
   (1)由版樁所傳達之水平力。
   (2)作用於平台背面之土壓力及殘留水壓力。
   (3)平台本身重量，平台上面之土砂重量及載重。
   (4)作用於上項(3)之地震力。
2. 自版樁所傳達之水平力即爲平台之底面視爲拉桿之連結點後，依本篇「拉桿之設計」各節所述計算拉桿連結點之反力。
3. 作用於平台背面之土壓力，如圖8-6-7 所示，其作用在平台後端之垂直面，而平台底面則位於底面以下之主動土壓力與被動土壓力之平衡點上。

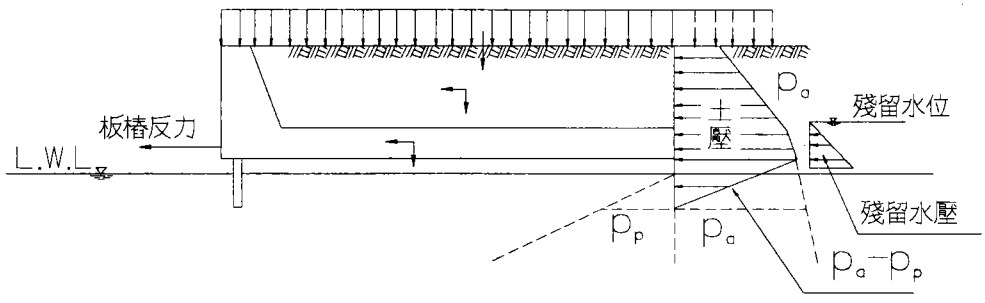


圖8-6-7　作用平版之外力

[說明]

(1)由版樁傳達至平台之外力，除水平力外尚有彎矩。然平台不一定均能十分密切固定於版樁，故爲安全計，彎矩之傳達，在設計時普通是不加以考慮。

(2)作用於平台背後之土壓和殘留水壓力，可依照第二篇「土壓力及水壓力」各節所述計算。計算土壓力時，須將平台上面載重亦須加以考慮。版樁面摩擦角，對主動土壓力用15°，對被動土壓力則用-15°。

(3)平台本身之重量，平台上面之土砂重量及再加上面之載重，可依照第二篇「載重」所述各節計算。

(4)船舶之護舷反力及拉力，亦有作用於平台，然除特殊情況外，普通不予考慮。

6-5-2 平台之設計

[1]冠牆

冠牆之設計，可設其與底版之連接點爲懸臂樑之支承點，上有土壓力及殘留水壓力等載重，按懸臂樑設計。

[說明]

(1)作用於冠牆之土壓力及殘留水壓力，可按照第二篇「土壓力及水壓力」各節所述計算。冠牆面之摩擦角，用15°計算。

(2)若須考慮作用於冠牆之船舶拉力及護舷反力時，可依本篇「版樁上部結構物」所述設計之。

[2]底版

底版可視爲以基樁頭爲支承點，上有平台本身之重量(含冠牆重量)，平台上面土砂重量再加上面之載重，而且承受由冠牆所傳達之彎矩及自版樁所傳達水平力等之影響，以連續樑設計之。

[說明]

(1)底版應分爲法線方向及與法線成直角方向之連續樑設計(請參照圖8-6-8)。此種設計法，不能將載重分配兩方向計算。

(2)與法線成直角方向之連續樑，不但承受由上面載重引起之彎矩，同時亦需承擔自冠牆傳來之彎矩，故設計時須用上述兩種彎矩之代數和。由冠牆傳來之彎矩，可將冠牆之最大彎矩，按彎矩分配計算比較簡便。

(3)在平台底版版樁頂端支承點之反力，係由平版樁基傳來之強大水平力作用而產生，而法線與法線垂直方向之連續樑則因拉應力及版樁頂端支承點之反力而發生彎矩。故作用於平台基樁之水平力應依所有拉力之合力設計，而版樁頂端支承點之反力，則以拉桿設計之。拉桿之設計以本篇「版樁式碼頭」之設計爲準。基樁頂端之水平反力則參照本篇「平版樁基之設計」計算之。

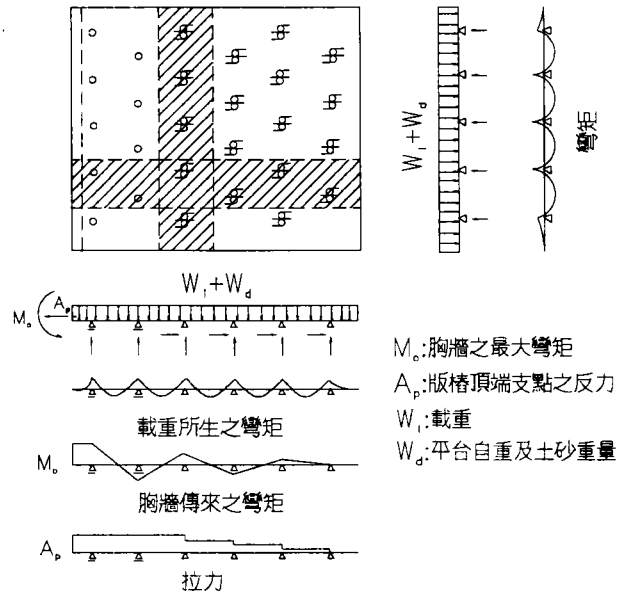


圖8-6-8　平臺底版以假設連續梁之設計

(4)底版鋼筋以雙向配筋爲原則，且因通常平版樁基之間隔很窄，故平台底版配筋之設計，請照混凝土施工規範以平面樓版結構之雙向配筋規定辦理。

6-5-3 平版樁基之設計

支承平台之基樁，可依本篇「作用於平台之外力」所述以承受各種外力之樁基礎設計。外力之水平分力，則視爲僅由組樁平均分擔。

[說明]

(1)平版樁基式碼頭之基樁以組樁與直樁兩者併用爲優，僅以直樁抵抗水平力，恐力量不足，故須儘量避免僅使用直樁之設計。

(2)基樁之設計可依第五篇「樁基礎之承載力」辦理。

(3)平版樁基之設計程序如下:

(a)先按外力假設基樁數量，基樁佈置，傾斜情形及長度等，依照第五篇「載重分擔」之規定，計算基樁之反力。

(b)依照第五篇「基樁軸方向容許反力」計算基樁之容許承載力及第五篇「基樁之容許拉力」計算基樁之容許拉力。

(c)將上述所計算之反力與容許承載力或容許拉力比較結果，如反力爲大時，可將基樁之佈置及長度等加以適當調整，經反復計算至反力與容許承載力或容許拉力二者相平衡爲止。並須按載重，地震力方向及潮位等，在設計條件範圍內調整基樁之佈置及長度，再就各樁之最危險現象加以檢討。

(4)計算基樁軸方向承載力時，應不考慮自海底面所繪版樁之主動破壞面摩擦力。

(5)如不得已全部採用直樁構成樁基，以直樁分擔水平力來計算與軸直角方向之承載力時，應將自海底面所繪版樁之主動破壞面以上，假定爲無土壤存在。

(6)佈置基樁時，儘量不使版樁承受軸方向之力量。

(7)基樁之長度，普通以各樁大約均能打至相同深度而定之。

(8)用鋼管樁作基樁時，其斷面應不包括腐蝕量在內，即在所需斷面外，須另加腐蝕量，關於鋼料之腐蝕，可參照第三篇「鋼材之腐蝕速度」各節所述計算。使用木樁時，應設計不使樁頭露出地下水位以上，且爲防止蟲害，應作防腐處理。

6-6 平版樁基式碼頭視爲重力式牆體之穩定性檢討

平版樁基式碼頭如圖8-6-9 所示，將通過平台後端之垂直面及通過斜樁之水平面所包圍部份假定爲重力式牆體而檢討其穩定狀態。

[說明]

(1)穩定檢討之方法可參考本篇「重力式碼頭」各節所述辦理，檢討時可將版樁前面之被動土壓力加以考慮。

(2)作用於重力式碼頭底面之摩擦力，砂質土時假設牆體重量與tanφ 之積，粘土時爲土壤之粘力乘假設牆體之底面積。上述φ爲土壤內摩擦角。

(3)計算土壓力所用之牆面摩擦角，對主動土壓力用15°，被動土壓力則用-15°。

(4)海底面以下爲粘土時，計算地震時之土壓力所用之震度，可參考第二篇「粘性土之土壓力」所述辦理。

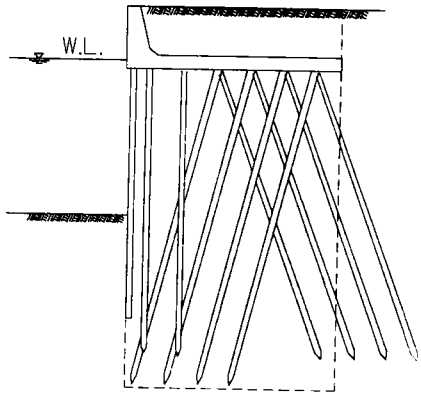


圖8-6-9　視爲重力式牆體以檢討穩定，而所假設之牆體範圍

6-7 對圓弧形滑動之檢討

平版樁基式碼頭建於軟弱地層上時，對版樁下端之圓弧形滑動是否穩定，應加以檢討。

[說明]

(1)對圓弧形滑動之檢討，可參考第五篇「假設圓弧形滑動面」所述方法辦理。

(2)如發覺地層品質對於抵抗圓孤形滑動不可靠時，應以適當方法，將不良地層予以改善或改用其他結構。利用增加版樁入土深度以防止弧形滑動面，並非良好之方法。如非不得已時須採用此一方法，須按照第五篇「假設圓弧形滑動面」所述方法檢討圓弧形滑動之安全。

6-8 細部設計

6-8-1 版樁與平台之速度

版樁與平台連接時，須將版樁頂端嵌入平台內，並將平台內鋼筋焊接於版樁或裝設之拉桿，將水平力由版樁傳達至基樁(參考圖8-6-10)。如需裝設拉桿可按照版樁碼頭方式設計。

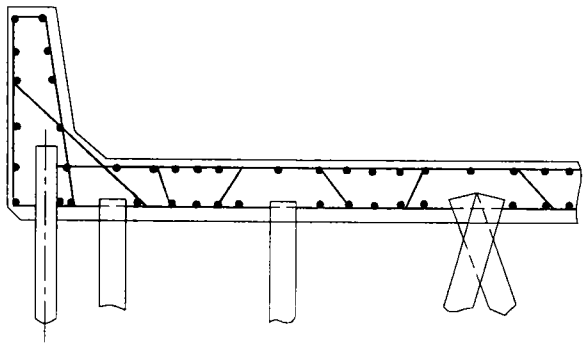


圖8-6-10　平版與版樁及樁之接合

6-8-2 平台與基樁之連接

1. 基樁頭頂嵌入底版內，使基樁頭之反力傳達至平台。兩斜樁之樁頭，須用螺栓收緊使其能發揮整體作用。(參考圖8-6-10)
2. 關於詳細設計，可參考「樁頭之設計」所述各節辦理。然對承受拉力之基樁，應就與平台之銜接堅固與否，特別加以檢討。

6-8-3 防止沖刷設施

版樁前面海底如有被潮流沖刷之慮時，應以拋石保護。

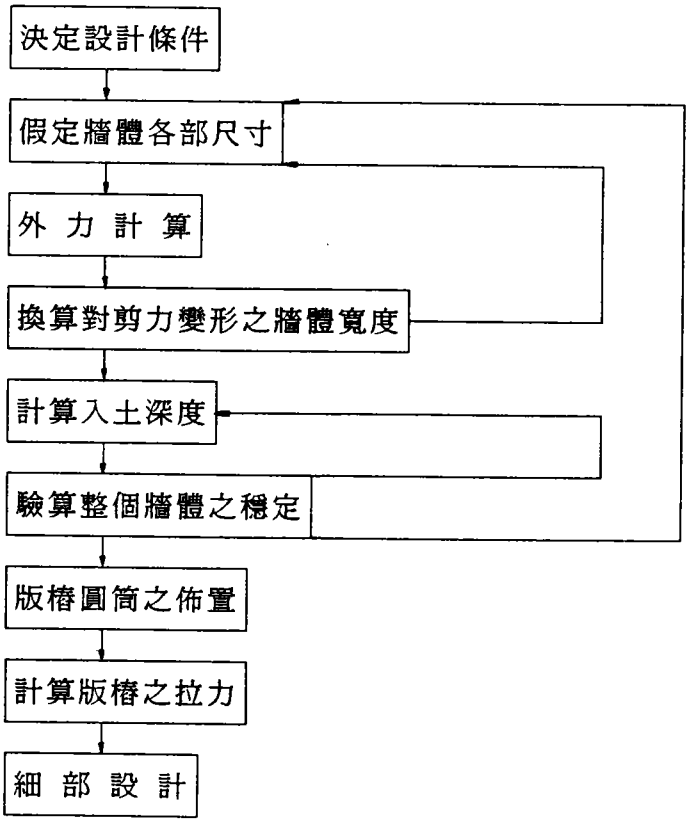
第 七 章　鋼版樁圓筒式碼頭

7-1 設計之原則

本章所述僅適用於鋼版樁圓筒式碼頭之設計。

[說明]

(1)鋼版樁圓筒式碼頭(Steel sheet pile cellular type wharf)亦稱鋼版樁圍堰式碼頭(Steel sheet pile cellular cofferdamtype quaywall)，其圓筒之構成，一般係以鋼版樁打設，亦有用鋼版筒者，其設計流程如下:



(2)在軟弱粘土地層建造圓筒式碼頭時，對粘性土之壓密沉陷及通過版樁下端之圓弧式滑動面，應依照第五篇「基礎之沉陷」及「邊坡之穩定」所述各點加以檢討。在軟弱粘性土層且原來水深較淺之地帶，圓筒內泥土難免有相當數量爲粘性土，故需用砂樁法將圓筒內軟弱土壤加以改善。

(3)圓筒內最好用良質之砂礫填充，有時亦有加以搗實者。如以粘性土爲填充料時，將會使圓筒發生很大的變形，故儘量避免用粘性土爲填充料。

(4)如在圓筒上架起重機，通棧及倉庫等基礎時，須打設基樁使載重能傳到地層下深處。

(5)圓筒式結構在內部未填充時非常不穩定，此爲其最大缺點，故圓筒打設後應即趕

緊填充內部，尤其在風強大之場所，從施工觀點而言圓筒式結構不甚理想。爲防圓筒式結構在內部未填充前之穩定，可以採用預鑄圓筒工法。此法因圓筒體之版樁，其前後之入土深度均相同，而打入海底地層後則受地層之限制，可不考慮筒體之變形。

(6)本章所述之設計，亦可用於護岸、防波堤等之設計。

7-2 作用於鋼版樁圓筒之外力

作用於鋼版樁圓筒之外力列舉如下:

1. 作用於圓筒之外力:
   - (1)土壓力
     - (a)圓筒背後之主動土壓力
     - (b)圓筒前面之被動土壓力
     - (c)圓筒內填土之土壓力
   - (2)殘留水壓力
     - 殘留水位以在L.W.L上之2/3潮差處爲準。
   - (3)作用於圓筒填充料之地震力
   - (4)圓筒填充料之重量
   - (5)上載載重
2. 作用於冠牆之外力
   - (1)水平力
     - (a)土壓力之水平分力
     - (b)殘留水壓力
     - (c)作用於冠牆，冠牆底版上之土砂及上部載重之地震力
     - (c)船舶之護舷反力及拉力
   - (2)垂直力
     - (a)冠牆及冠牆底版上之土砂及上載載重
     - (b)土壓力之垂直分力

[說明]

(1)外力可參考第二篇「地震力」、「土壓力及水壓力」及「載重」所述各節計算。

(2)計算作用於圓筒內填料地震力所用震度，在海底面以上部份按規定震度設計，在海底面下部份，則以海底面下10m 處之震度當做零度，自海底面以下之設計震度，隨深度作比例遞減，海底面下10m 以下則不考慮震度，而此時，載重亦不予考

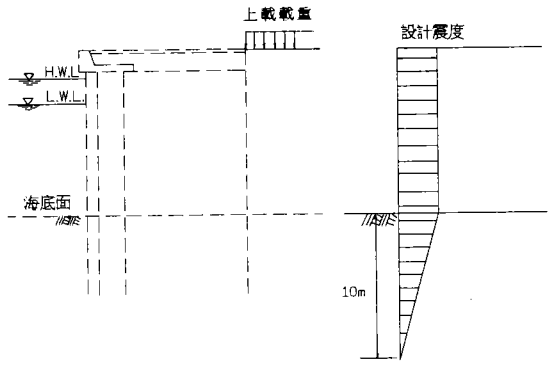


圖8-7-1　作用於填充料地震力之假設法

慮，請參照圖8-7-1。

(3)設計潮位則參照第二篇「設計潮位」所述辦理。

7-3 計算對剪力變形之換算牆體寬度

7-3-1 換算牆體寬度計算方法

換算牆體寬度，務使下式左右兩邊相等或右邊大於左邊時，方能決定。

$$M_d F \leq M_r \quad \cdots\cdots (7\text{-}1)$$

式中

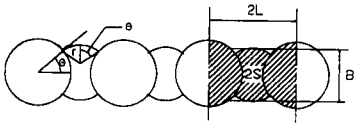
M_d: 在海底面之變形力矩(t·m/m)

M_r: 在海底面之變形力矩(t·m/m)

F: 安全率

[說明]

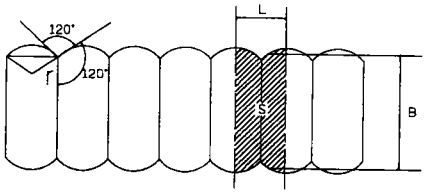
(1)換算牆體寬度之簡化計算方法如圖8-7-2 所示。將圓筒之曲線形前牆，隔牆及後牆均改爲直線之假想牆寬度，曲線牆改爲直線牆後，其斷面積須保持與原來之弧形斷面積相同。



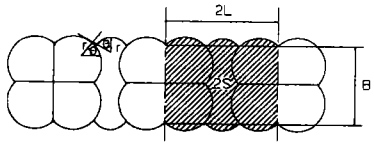
(a)圓形圓筒式碼頭

$B = S/L$

B:換算之牆體寬度(m)



(b)軟型圓筒式碼頭



(c)棉花包(Clover)型圓筒式碼頭

圖8-7-2 圓筒式碼頭之平面形狀及其換算牆體寬度B

(2)對砂質地層考慮其規劃水深時，須再另加考慮「可能之超挖深度」。關於「超挖深度」可參照本篇所述以多挖30cm爲準。

(3)圓筒內填充料爲砂時，變形力矩與抵抗力矩之安全率以下列數值爲準。

平　時　1.2以上

地震時　1.2以上

圓筒內用砂內填時，平時與地震時均採用同樣安全率，乃因計算抵抗力矩，在平時採用牆體不發生變形之數值，在地震時採用牆體稍產生變形數值之故。

7-3-2 變形力矩之計算

變形力矩作用於海底面以上部份之牆體背後主動土壓力，殘留水壓力及圓筒內填料之地震力等各種外力，產生在海底面之力矩。

[說明]

(1)由牆體背後主動土壓力所引起之變形力矩，僅計算由碼頭頂端至海底面止土壓力之水平分力所產生之變形力矩。而不計算由於土壓力之垂直分力所產生之變形力矩，惟上載載重應考慮予以計入（參照圖8-7-3）。

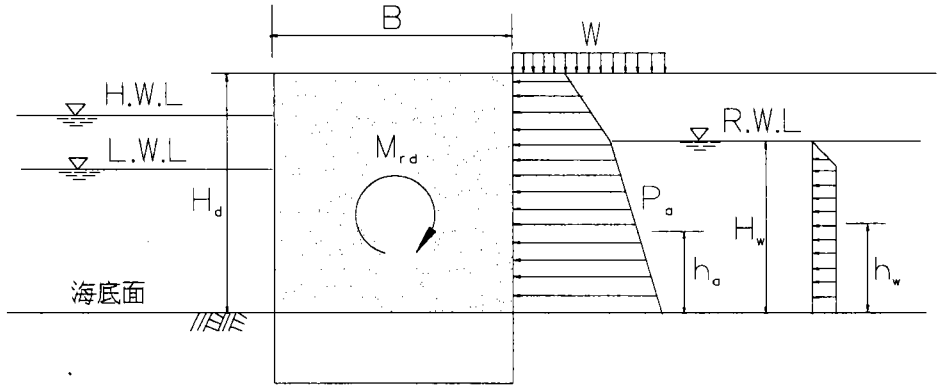


圖8-7-3　計算變形力矩時之上部載重之取法

(2)由於增加圓筒內填料的強度可提高圓筒的勁度。因此將圓筒內填料予以搗實，會有效的提升圓筒的安定性。

7-3-3 抵抗力矩之計算

抵抗力矩應考慮圓筒之結構特性，牆體之變形等予以適當的計算之。

[說明]

(1)圓筒內填料爲砂時，其抵抗力矩可用下式計算。

(a)平時:

$$M_r=1/6\gamma(R_oH_o^3+R_sH_s^3).....(7\text{-}2)$$

式中

M_r: 抵抗力矩(t·m/m)

R_o: $2/3\nu_o^2(3-\nu_o\cos\phi)\tan\phi\sin\phi$

R_s: $3/2\nu_s f \tan\phi$

γ: 圓筒內填料之換算單位體積重量(t/m^3)

H_o: 換算之牆高(以圓筒內填料重量計算抵抗力矩之假設牆高)(m)

H_s: 換算之牆高(以版樁接頭間摩擦力計算抵抗力矩之假設牆高(m)

$\nu_o = B/H_o$

$\nu_s = B/H_s$

B: 換算之牆體寬度(m)

ϕ: 圓筒內填料內摩擦角(°)

f: 版樁接頭間摩擦係數(=0.3)

(b)地震時

將上式中R_o之值改爲:

$R_o = \nu_o^2(3-\nu_o\cos\phi)\sin\phi$ 即可

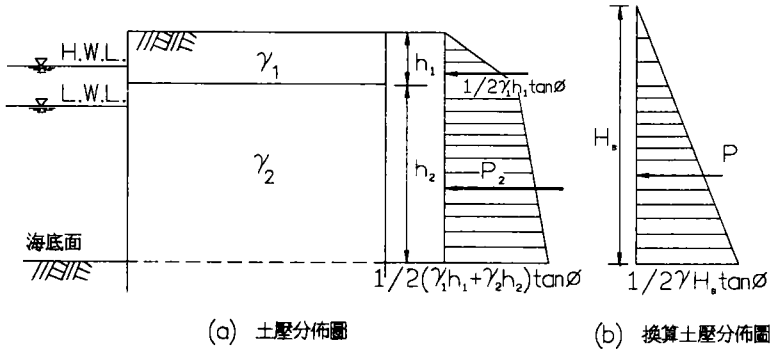


圖8-7-4 換算牆高

(2)普通圓筒內填料之密度，因位於殘留水位之上下而異，但設計時視作同樣重量即$\gamma=1.0\ t/m^3$。並用以換算相對之牆高較爲方便。抵抗力矩包括圓筒內填料所引起之抵抗力矩及因版樁間摩擦力矩，前者係以填料之全重量爲主，後者爲圓筒內填料之土壓力所控制，故換算牆高須加以計算。

(3)計算因圓筒內填料引起之抵抗力矩所用之換算牆高(H_o)，可由下式求之。

$$H_o=\frac{1}{\gamma}\Sigma\gamma_i h_i \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (7\text{-}3)$$

式中

H_o: 換算牆高(m)

γ: 圓筒內填料之換算單位體積重量(t/m^3)

γ_i: 圓筒內第i層填料之實質單位體積重量(t/m^3)

h_i: 第i層填料之厚度(m)

(4)計算因版樁接頭摩擦力引起之抵抗力矩所用換算牆高(H_s)，可用下式求之。此時所用之圓筒內填料之土壓力係數與計算版樁拉力者不同，應改用$1/2\tan\phi$。

$$H_s=2\sqrt{\frac{\Sigma P_i}{\gamma\tan\phi}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (7\text{-}4)$$

式中

H_s: 換算牆高(m)

P_i：i層之圓筒內土壓力合力(t/m)，計算內填料土壓時，土壓係數採用$0.5\ \tan\phi$

γ：換算單位體積重量(t/m^3)

ϕ：圓筒內填料之內摩擦角(°)

7-4 版樁入土深度

圓筒海側之版樁，須打設至能達到足夠承載力深度爲止。圓筒後面之版樁如海底地層良好時，打設至海底下1m～2m即可，如係軟弱地層時，其入土深度則採與海側版樁相同較爲安全。

[說明]

(1)變形力矩作用於圓筒時，海側版樁受強大之擠壓力，故圓筒海側之版樁，須儘量打到堅硬地層下爲止，以免發生變形力矩時，再被其壓迫而致破壞，對此點應多加留意。

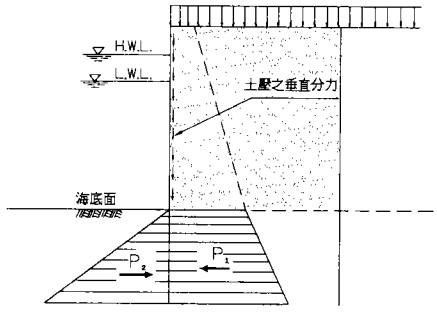


圖8-7-5　版樁之下壓力及其抗力

(2)因海底面上之主動土壓合力之垂直分力係作用圓筒海側背面。(參照圖8-7-5) 故圓筒前面之版樁，須打入能達到足夠之承載力深度爲主，並須將上載載重加入計算。版樁之承載力爲海底以下部份之版樁與土壤間之摩擦力及版樁下端之承載力二者之和，可由下式計算之。

$$R=(P_1+P_2)\mu+qA \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (7\text{-}5)$$

式中

R：版樁之承載力(t/m)

P_1：自海底面至版樁下端之主動土壓合力(上載載重及圓筒海底面上內填料之有效重量，亦須加入計算)(t/m)

P_2：自海底面至版樁下端爲止之靜止土壓力之合力(t/m)

μ：土壤與版樁間之摩擦係數，砂質土時可用$\tan\frac{2}{3}\phi$

q：版樁下端之土壤極限承載力(t/m)

A：版樁之斷面積(m^2)

(3)圓筒前面版樁入土深度的承載安全率，須考慮圓筒結構形式予以決定。可參考第五篇「基準軸方向容許承載力」所述摩擦樁之設計所採用之安全率。

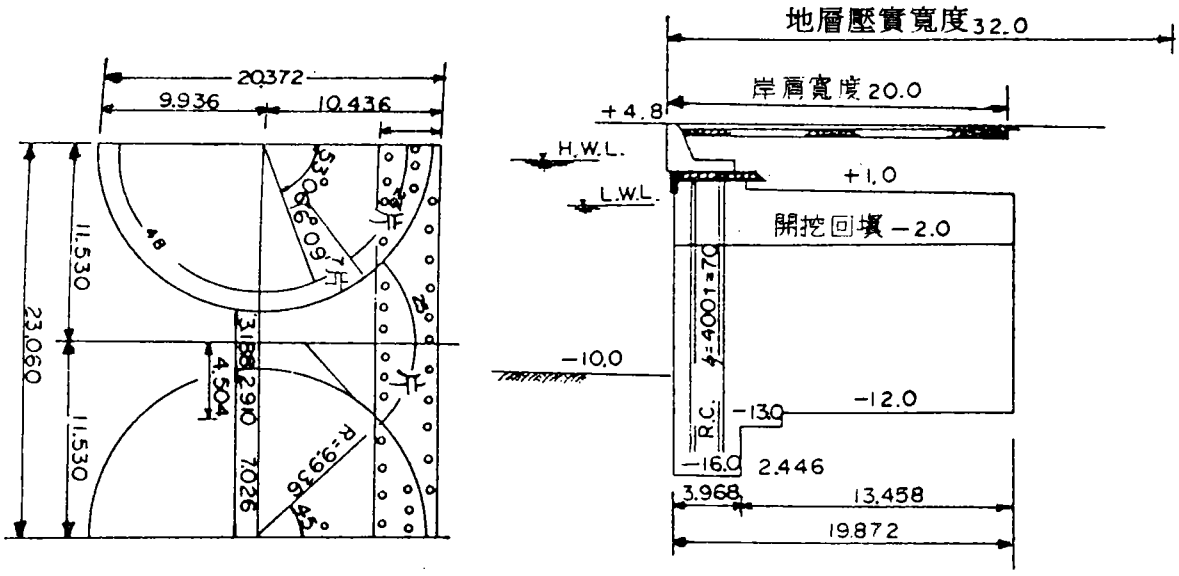


圖8-7-6　圓筒式碼頭之平面及斷面實例

7-5 牆體整體之穩定檢討

牆體整體之穩定計算可以本篇「重力式碼頭」所述方法予以檢討。穩定計算所採用之牆體寬度則用本篇「換算牆體寬度」所求得之換算牆體寬度，而牆體之底面則採用本篇「版樁入土深度」方法所求之版樁下端視作假設牆體之底面。但是如圓筒前面與後面之版樁入土深度不同時，可將入土深度較淺之背面版樁下端視作牆體底面。

[說明]

(1)牆體整體之穩定計算，應採用本章「換算牆體寬度」及「版樁入土深度」所述方法分別加以檢討。但是因檢討而變更牆體寬度及版樁入土深度之例尚少。一般對牆體之穩定性僅作滑動計算，而對傾覆及地層反力等則不加以計算。

(2)整個牆體之穩定計算之結果，如以本篇「對剪力變形之換算牆體寬度」所求換算牆體寬度不足時，及以本篇「版樁之入土深度」所求版樁入土深度不足時，即可採用本章所述方法計算，求得牆體寬度及版樁入土深度。

(3)計算整個牆體之穩定性時，可將牆體海側之被動土壓力計算至版樁下端爲止。

7-6 圓筒之佈置

圓筒之佈置，應使由本篇「對牆體之剪力變形之換算牆體寬度」方法或由本篇「牆體整體之穩定檢討」所求之換算牆體寬度換算成相等面積。

[說明]

鋼版樁圓筒式碼頭之平面形狀雖多，但普通均採用圓形圓筒者爲多，下列各點爲佈置圓形圓筒應考慮之事項:

(1)以換算牆體寬度代替圓形圓筒時，可依下列計算求得:(參考圖8-7-7)。

$$S_1=\triangledown ABC\times 2=\pi R^2\times\frac{\theta_1}{360}\times 2=\frac{\pi}{180}R^2\theta_1$$

$$S_2=\triangle ACD\times 2=\frac{1}{2}\overline{AD}\times\overline{CD}\times 2=\frac{R^2}{2}\sin 2\theta_1$$

$$S_3=\square CC'D'D=\overline{CD}\times\overline{CC'}=2R\gamma\cdot\cos\theta_1\cdot\sin\frac{\theta_2}{2}$$

$$S_4=\frown CGC'=\triangledown ECGC'-\triangle ECC'=\pi\gamma^2\times\frac{\theta_2}{360}-\frac{1}{2}\overline{CC'}\times\overline{FE}=\left(\frac{\pi\theta_2}{360}-\frac{1}{2}\sin\theta_2\right)\gamma^2$$

但 $\theta_1+\frac{\theta_2}{2}=90°$

$$S=(S_1+S_2+S_3+S_4)\times 2$$

$$\therefore B=\frac{S}{L}$$

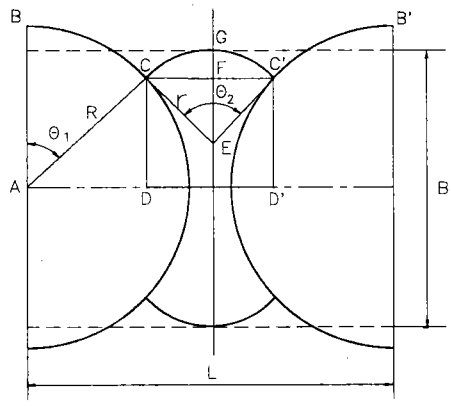


圖8-7-7 圓筒式碼頭之面積及其換算牆體寬度

(2)碼頭總長度除以圓形圓筒中心間隔後，最好能恰好除盡無餘數，而且儘可能不要太長，故普通圓形圓筒中心間隔，以圓形圓筒直徑加10%～15%計算爲宜。

(3)連結弧應與圓形圓筒牆面作直角連接，且連結弧半徑須比圓形圓筒半徑爲小。

(4)普通連接弧之前端，在內填料填入時，往往向前滑動，故連結弧前端位置，應比圓形圓筒前面切線內移100cm～150cm。又圓筒前面切線位置，應比碼頭規劃法線內移30cm爲宜。

7-7 版樁拉力之計算

版樁拉力可用下式計算

$$T=\{(\gamma H_o+q)K_i+\gamma_w h_w\}R \quad \text{.....(7-6)}$$

式中

T: 版樁拉力(t/m)

K_i: 圓筒內填料之土壓力係數，$K_i=0.6$

γ: 圓筒內填料換算之單位體積重量(t/m^3)

γ_w: 海水之單位體積重量(t/m^3)

H_o: 換算之牆高
h_w: 圓筒內水位與碼頭前面之水位差(m)
R: 圓筒之半徑(m)
q: 上載載重(t/m^2)

[說明]

(1)版樁之拉力普通應自海底面計算之。直線型版樁樁趾之拉力強度以日製12.7mm及9.5mm厚平型鋼版樁爲例，爲600t/m及400t/m時，版樁容許之拉力值各分別爲200t/m及150t/m爲準。

(2)牆體之換算高度H_o可依本篇「抵抗力矩計算」中(7-3)公式求之。

7-8 T型版樁之設計

7-8-1 概說

圓筒本身與圓弧的連接需使用T型版樁。

[說明]

T型版樁是用於圓筒本身與圓弧連接之異型版樁。如圖8-7-8。

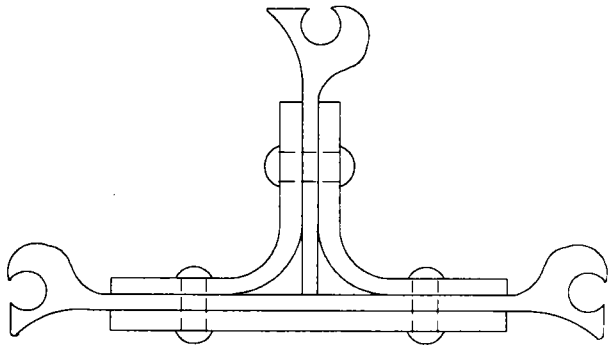


圖8-7-8 T型版樁

7-8-2 T型版樁之結構

針對作用於圓筒本身及圓弧版樁之拉力安全計，需使用T型版樁之結構。

[說明]

(1)T型版樁是用於連接圓形圓筒與圓弧版樁之異型版樁。其標準結構如圖8-7-9及圖8-7-10 所示。

(2)如圖8-7-9、圖8-7-10所示，圓筒之版樁樁趾的拉力強度爲400t/m(版樁之容許拉力爲100t/m) 時，由其強度破壞試驗證實，圓弧之半徑在圓筒本身半徑2/3 以下。且其鉚釘接合及焊接接合亦需在工廠加工。

(3)如圖8-7-10採用焊接合時，T型版樁採用之鋼料種類並非SY-30，而是採用焊接用

相當的SM50A之鋼料。

(4)如圖8-7-9、圖8-7-10之標準斷面係規定採用直線型鋼版樁之厚度t=12.7mm者。然市面出售之直線型鋼版樁除此規格外，尚有厚度t=9.5mm 之T型版樁，此型尚未經破壞試驗證實其耐力，故採用此型版樁時仍應採用如圖8-7-9及圖8-7-10所示之標準斷面。

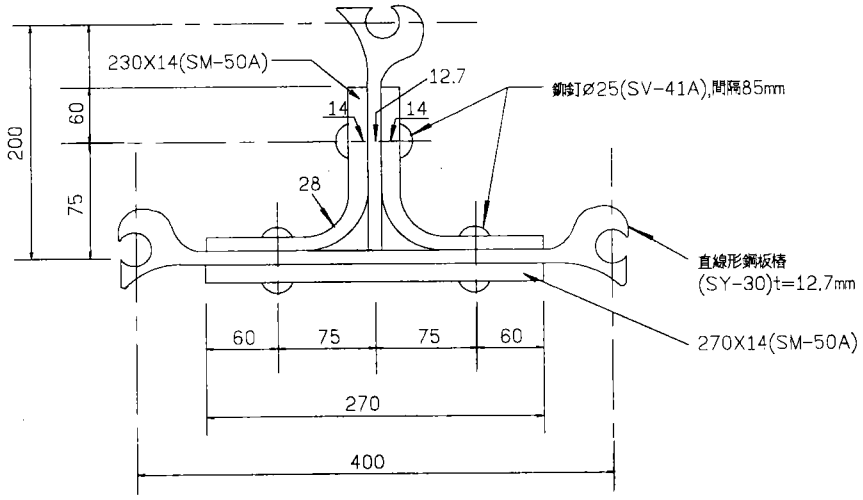


圖8-7-9　T型版樁鉚釘接合之標準斷面(鉚釘間隔85mm)

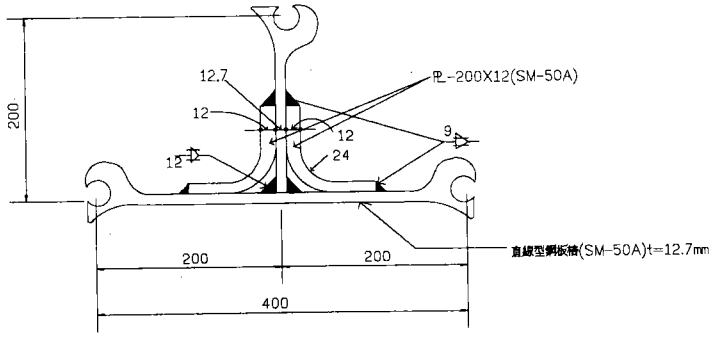


圖8-7-10　T型版樁焊接接合之標準斷面

7-9 細部設計

7-9-1 承載上部結構物之基樁設計

承載上部結構物之基樁應以承受垂直力、水平力及彎矩等的基樁予以設計之。

[說明]

(1)基樁上面之結構物應視爲僅由基樁支撐。

(2)作用於上部結構物之外力，可依照本篇「平台之設計」各節所述計算之。

(3)作用於基樁上部結構物之水平力，不直接傳達至筒內填料，而先傳至基樁後，再

由基樁之水平抵抗力傳至圓筒內填料。故承載上部結構物之基樁須當作承受垂直力及水平力或力矩之基樁而設計。

(4)承載上部結構物之基樁，普通以直樁爲多，樁頭視嵌入基樁上部結構物之程度而定，有時亦會發生樁頭力矩。設計基樁時，不採用平台樁基式碼頭以主動土壓力之破壞面當作地面，而以底板下面當作地面計算。

(5)基樁之詳細設計，請參照第五篇「樁基礎之承載力」所述辦理。

7-9-2 上部結構物之設計

上部結構物之配筋應就下列兩項目計算之。

1. 冠牆部份。
2. 底版部份。

[說明]

(1)冠牆可視爲與底版之連接點爲固定點，承受土壓力及殘留水壓力等載重之懸臂梁而設計。

(2)底版部份之設計可參照本篇「平台之設計」所述辦理。惟該節所述有關由版樁傳達之水平力部份，則可不必參照。

(3)上部結構物之接縫應做在圓筒中心位置。

(4)上部結構物後端應延伸至圓筒中心位置。

(5)圓筒前面之版樁頭，爲防止漏砂及腐蝕，應包以混凝土。

第 八 章　鋼板圓筒碼頭

8-1 置放式鋼板圓筒碼頭

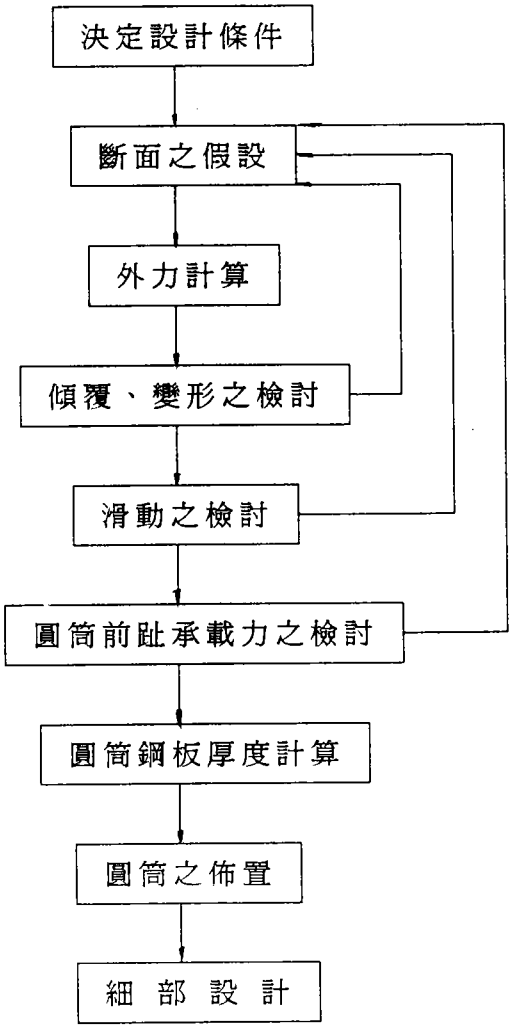
8-1-1 設計之原則

本節所述僅適用於鋼板圓筒牆體不埋入土中之圓筒碼頭的設計。

[說明]

(1)不埋入土中之鋼板圓筒碼頭(爲與埋入土中之鋼板圓筒碼頭區別計，以下稱爲置放式鋼板圓筒碼頭)是建造於無承載力不足之慮的良好基礎地層上或具有充分承載力之改良地層上。

(2)置放式鋼板圓筒碼頭之設計，通常按下列流程進行。



(3)護岸採用本結構之設計時，可用本節之設計法。

(4)圖8-8-1所示爲置放式鋼板圓筒碼頭之設計斷面之實例。

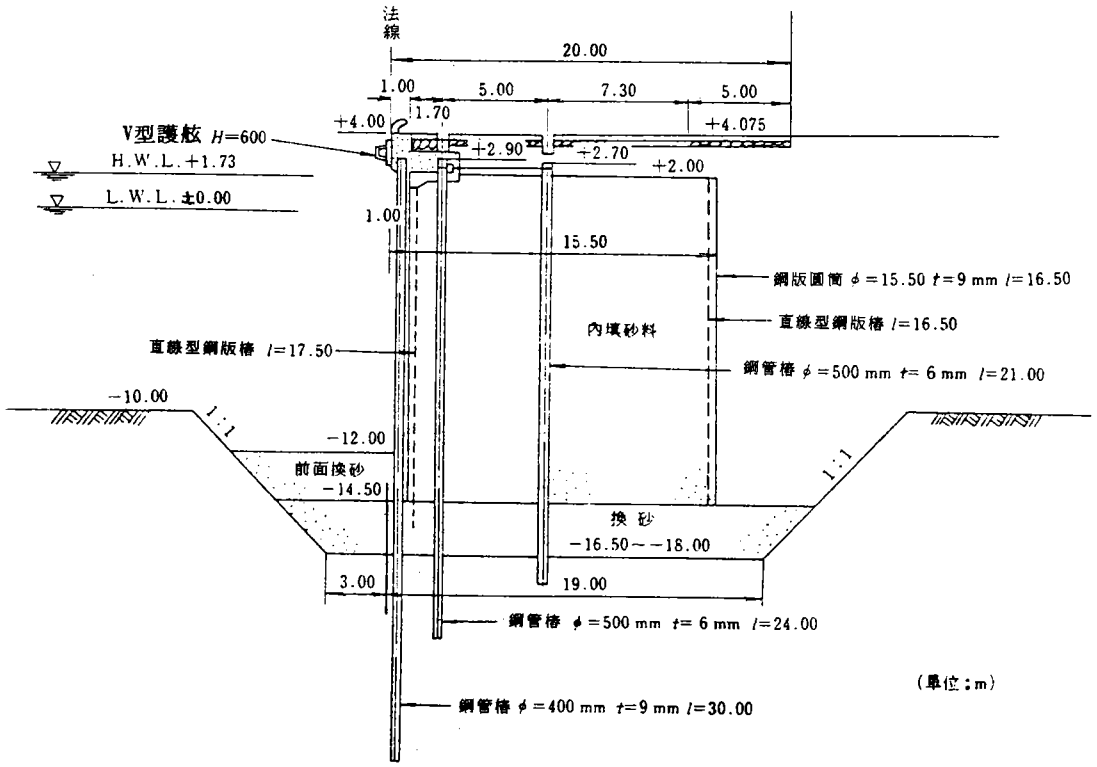


圖8-8-1　置放式鋼板圓筒碼頭之設計圖例

8-1-2 作用於鋼板圓筒之外力

作用於鋼板圓筒之外力，以本篇前章「作用於鋼板樁圓筒之外力」所述計算之。

8-1-3 圓筒牆體剪力變形檢討

[1]圓筒換算牆體之寬度

圓筒換算牆體之寬度以本篇前章「換算牆體寬度」所述計算之。

[說明]

鋼板圓筒之形狀是依圓筒外殼之半徑、高度、圓筒外殼之中心間隔，連接圓弧之位置與半徑而決定。但計算時所採用之尺寸則是圓筒換算牆體之寬度、高度、圓筒外殼之半徑等。對牆體之安全率而言平常時是以1.0以上爲標準。

[2]變形力矩之計算

變形力矩以本篇前章「變形力矩之計算」所述計算之。

[3]抵抗力矩之計算

抵抗力矩應考慮圓筒之結構性及牆體之變形，加以適當的計算。

[說明]

(1)鋼板圓筒不容許變形時(鋼板圓筒頂端的水平位移量爲牆體高度的0.5%)，對變形抵抗力矩，可依(8-1)式及(8-2)計算之。

$$M_{rd}=1/6\ \gamma_o\ H_d^3\ R_d \quad \cdots\cdots (8\text{-}1)$$

$$R_d=r_d^2(3-r_d\ \cos\phi)\sin\phi \quad \cdots\cdots (8\text{-}2)$$

式中

M_{rd}: 鋼板圓筒之變形抵抗力矩(t·m/m)

H_d: 檢討鋼板圓筒之變形時之換算牆體高度(m)

R_d: 變形抵抗係數

γ_o: 填充料之換算單位體積重量(t/m³)

r_d: 檢討鋼板圓筒之變形時換算之牆寬與牆高之比=B/H_d

ϕ: 填充料之內摩擦角(度)

(2)計算抵抗力矩時，鋼板圓筒換算牆體高度H_d可按下式計算。

$$H_d=\frac{\gamma'}{\gamma_o}H_w+\frac{\gamma}{\gamma_o}(H_d-H_w) \quad \cdots\cdots (8\text{-}3)$$

式中

H_d: 海底面至碼頭頂端之高度(m)

H_w: 海底面至殘留水位之高度(m)

γ: 填充料在殘留水位以上之單位體積重量(t/m³)

γ': 飽和填充料之單位體積重量(t/m³)

γ_o: 填充料之換算單位體積重量(t/m³)，通常可採用1.0t/m³

計算換算牆體高度H_d 時，可按本篇前述「抵抗力矩之計算」一樣可不計上載載重。

(3)填充料視爲同樣的情形時，(8-1)式中之換算牆體高度，可用海底面至碼頭頂端高度H_d代入計算。

8-1-4 牆體整體之穩定檢討

[1]滑動之檢討

鋼板圓筒碼頭滑動之檢討，可按本篇前述「整個牆體之穩定檢討」各點辦理。

[2]傾覆之檢討

鋼板圓筒碼頭傾覆之計算是對作用於鋼板圓筒下端上面的土壓力、殘留水壓力、地震力等外力之穩定性加以檢討。

[說明]

(1)對鋼板圓筒碼頭傾覆之抵抗力矩，可用下列二式求之:

$$M_{ro}=1/6\ \gamma_o\ H^3\ R_t \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (8\text{-}4)$$

$$R_t=\nu'^2(3-\nu'\cos\phi)\sin\phi+3(\alpha^2-\beta^2)+6\nu\beta \quad \ldots (8\text{-}5)$$

式中

M_{ro}: 對鋼板圓筒碼頭傾覆之抵抗力矩(t·m/m)

α: $K_a\cdot\tan\delta$

β: $K_a\cdot\tan\delta+\frac{\nu'}{2}(4-\nu'\cos\phi)\tan\phi\tan\delta$

$\nu'=\nu-(\alpha+\beta)$

H: 計算傾覆抵抗力矩時，所求得之圓筒換算牆體高度(m)

R_t: 傾覆抵抗係數

ν: 鋼板圓筒換算之牆體寬度與高度之比$=\frac{B}{H}$

B: 鋼板圓筒換算之牆體寬度(m)

δ: 填充料之牆面摩擦角(度)，通常爲15°

K_a: 填充料之主動土壓係數

γ_o: 填充料之換算單位體積重量(t/m^3)

ϕ: 填充料之內摩擦角(度)

(2)對傾覆抵抗力矩計算時，其換算之牆體高度可下式求之:

$$H'=\frac{\gamma'}{\gamma_o}H_w+\frac{\gamma}{\gamma_o}(H-H_w) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (8\text{-}6)$$

式中

H': 換算之牆體高度(m)

H: 鋼板圓筒下端至碼頭頂端之高度(m)

H_w: 鋼板圓筒下端至殘留水位之高度(m)

γ': 飽和填充料之單位體積重量(t/m^3)

γ: 填充料在殘留水位以上之單位體積重量(t/m^3)

γ_o: 填充料之換算單位體積重量(t/m^3)

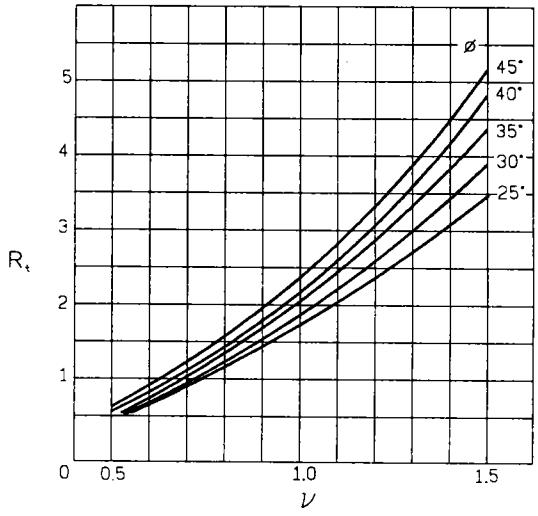


圖8-8-2 傾覆抵抗係數R_t與ϕ, ν之關係

(3)因傾覆抵抗係數R_t之表示式很複雜，故以圖8-8-2 表示R_t與ϕ及ν之關係。惟圖8-8-2 是以填充料之牆面摩擦角δ=15°計算所得之結果。

(4)普通用於鋼板圓筒碼頭之填充料大部份均位於海中，該部份的填充料因受浮力的

作用，而不能與一般填充料混爲一談。本節在計算鋼版樁圓筒變形之抵抗力矩相同採用換算之牆體高度。將填充料視爲相同時，(8-4) 式中的換算牆體高度H 以圓筒之全牆體高度H_o代入計算即可。此種情形可使用圖8-8-2。雖然對傾覆來說，填充料之作用並不一致，但因填充料抵抗時主要的是填充料會發生浮懸作用，採用(8-5)式中之換算牆體寬度與高度之比 ν 會有稍小的誤差，但屬安全側。

(5)傾覆力矩係作用於鋼板圓筒下端以上之外力，在鋼板圓筒下端所產生之抵抗力矩。且在計算抵抗力矩時，鋼板圓筒之換算牆體高度H' 係自碼頭至鋼板圓筒下端止之高度爲準。

(6)有關傾覆地震時的安全係數取1.1以上。

8-1-5 鋼板圓筒前趾承載力之檢討

發生於鋼板圓筒前趾之最大前趾反力，可用下式計算。

$$V_t = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2 \phi \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (8\text{-}7)$$

式中

V_t: 發生於鋼板圓筒前趾之最大前趾反力(t/m)

γ: 填充料之單位體積重量(t/m^3)

H: 鋼板圓筒整個牆體高度(m)

ϕ: 填充料之內摩擦角(度)

[說明]

(1)(8-7)式爲將填充料之土壓力係數與牆面摩擦係數之積當作$\tan^2 \phi$時，懸垂於前牆土塊重量之計算式。故填料不同時，可用與計算土壓力之相同方法計算。

(2)牆體高(H)普通係自鋼板圓筒頂端至下端之高度爲準。但如有相當重量之上部結構物由基樁承載時，其牆高則可由上部結構物之下端起算至鋼板圓筒下端止。

(3)作用於圓筒之傾覆力矩約等於圓筒牆體傾覆抵抗力矩時，圓筒前趾最大反力約等於公式(8-7)計算所得之值。至於傾覆以外之反力，將較該值爲小。依據模型試驗，最大前趾反力V_t約與傾覆力矩成比例。傾覆以外之反力可以下式求之。

$$V = V_t \frac{M}{M_{ro}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (8\text{-}8)$$

式中

V: 傾覆力矩爲M時之鋼板圓筒前趾之反力(t/m)

M: 傾覆力矩(t·m/m)

M_{ro}: 傾覆時之抵抗力矩(t·m/m)

因此加大鋼板圓筒之半徑則可減少鋼板圓筒之傾覆機會，又由於增大抵抗力矩(M_{ro})，即可減小鋼板圓筒前趾之反力(V)。

(4)基礎之承載力可參考第五篇「基礎之承載力」所述辦理。

(5)爲減少基礎反力，在鋼板圓筒下端設基腳時，應設於鋼板圓筒外側較爲有效。

8-1-6 鋼板圓筒厚度之決定

作用於鋼板圓筒之最大水平方向拉力，可用下式計算。

$$T=\{(\gamma H'_d+q)\tan\phi+\gamma_w h_w\}R \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (8\text{-}9)$$

式中

T: 水平方向之拉力(t/m)

R: 鋼板圓筒之半徑(m)

H'_d: 鋼板圓筒頂端至海底面換算之牆體高度(m)

h_w: 鋼板圓筒內與圓筒前面之水位差(m)

γ: 填充料之換算單位體積重量(t/m^3)

γ_w: 海水之單位體積重量(t/m^3)

ϕ: 填充料之內摩擦角(度)

q: 上載載重(t/m^2)

[說明]

(1)如填充料相同時，換算之牆體高度H'_d可用海底面至圓筒頂端之高度H_d代入計算。

(2)鋼板圓筒發生最大拉力之處，並非發生於海底面附近，而是發生於自鋼板圓筒頂端起算在牆體高度1/2～2/3 處，故在牆高度1/2以下鋼板圓筒之厚度，必須能承受由(8-9)式所計算之拉力。

(3)在鋼板圓筒外殼，除因填充料引起之水平方向拉力外，尚有在鋼板圓筒前趾下端附近，因地層反力所起之壓應力及在側牆附近因變形力矩所引起之剪應力，然由前趾反力所引起之壓應力與拉應力相比非常小。同時發生最大應力之位置亦不相同，故不致發生安定上之問題。又在鋼板圓筒下端外側設基腳時，由於彎曲力矩所引起之應力非常大，對此點應加注意，以免前趾下端處發生座屈現象。

以較薄厚度之鋼板圓筒做實驗之結果，雖在隔牆附近未引起局部性之座屈現象，然從對傾覆力矩之抵抗受填充料之懸浮作用所支配觀之，在傾覆時側牆可能發生相當大之剪應力，然在變形前填充料之浮懸作用未發生很大的效果，而鋼板圓筒外殼之剪應力很小之故，縱使傾覆時，外殼應力超出容許應力亦無關係，故對剪應力之影響可不加考慮。

8-1-7 細部設計

鋼板圓筒碼頭之細部設計，可參考本篇前章「細部設計」所述各點辦理。

8-2 埋入式鋼板圓筒碼頭

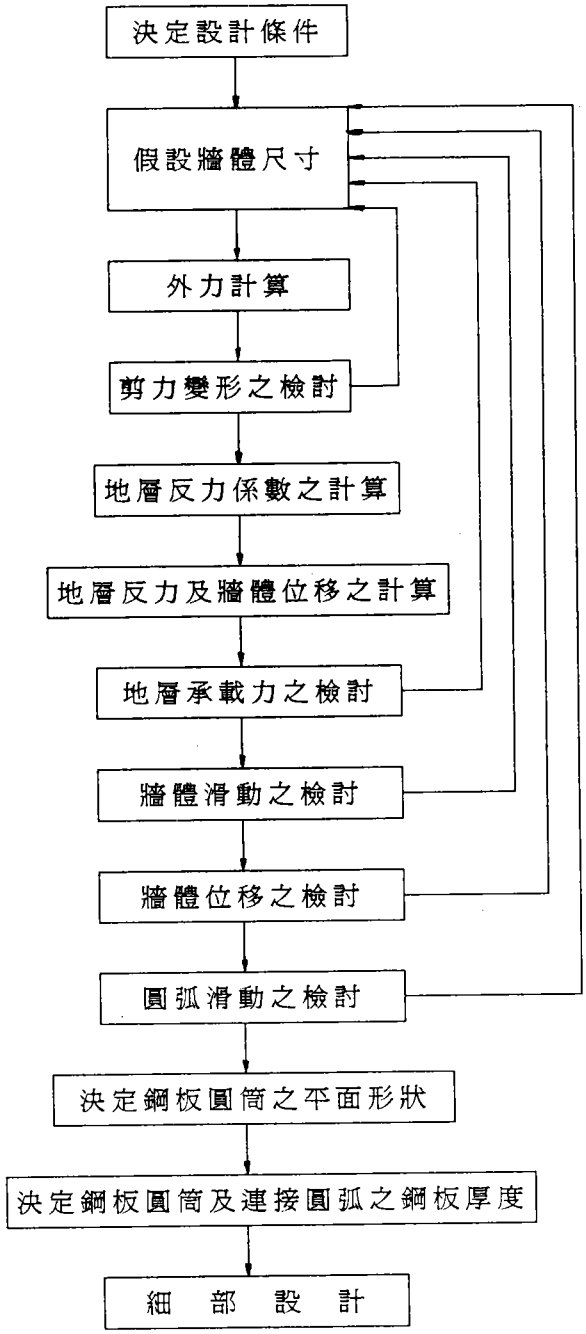
8-2-1 設計之原則

本節所述係適用於埋入式鋼板圓筒結構之碼頭設計。

[說明]

(1)埋入式鋼板圓筒結構物是將鋼板圓筒打入砂質土地層中，以埋入土中的效果來提升結構物穩定性之結構物。本節所述之設計法主要是在砂質土地層打設埋入式鋼板圓筒時，根據模型試驗之結果所得。入土深度約爲牆體高度1/8 以上者可採用本節所述設計法設計之。當地層堅硬，而鋼板圓筒之入土深度無法確保牆體高度1/8以上時，換算之牆體寬度與牆體高度之比在1/2～2 與通常的鋼板圓筒有顯著的不同時，或粘性土地層及須加夯實砂樁(Sand Compaction pile)改良之地層等情形，尚存有許多未明瞭之處，故須以本節所述設計法以外之他種設計方法加以檢討。

(2)埋入式鋼板圓筒碼頭之設計，通常可依下列流程進行。



(3)埋入式鋼板圓筒之形狀是依圓筒外殼之直徑、牆體高度、入土長度、圓筒本身的中心間隔、圓弧連接之位置等而決定。在設計時則須考慮設計條件、工程費及施工之難易等，同時須假設換算牆體高度及入土深度。

(4)採用本結構之護岸、防波堤等之設計亦可應用本節之設計法。

圖8-8-3所示爲埋入式鋼板圓筒護岸之設計實例。

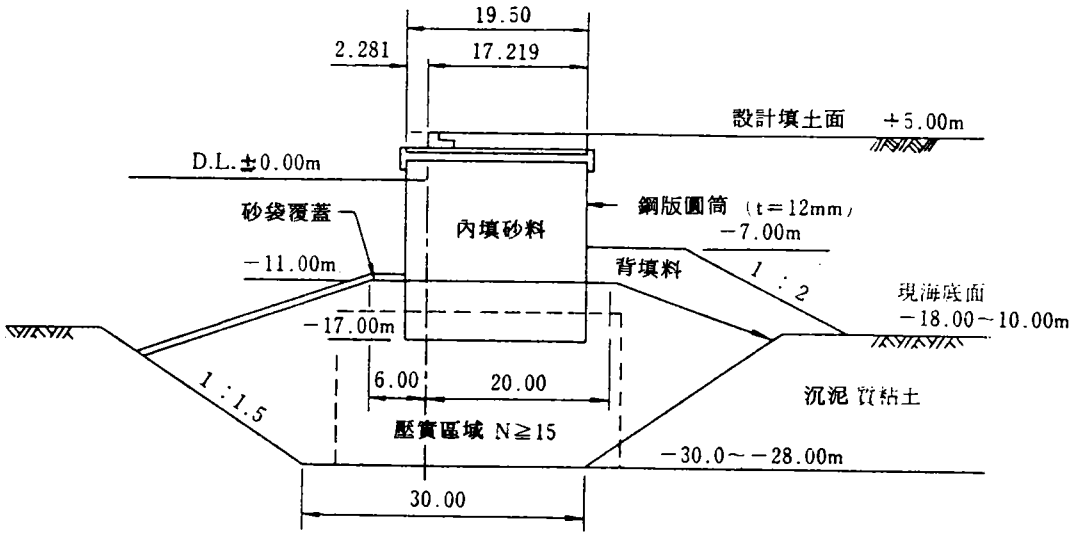


圖8-8-3　埋入式鋼板圓筒護岸之設計實例

8-2-2 作用於埋入式鋼板圓筒之外力

作用於埋入式鋼板圓筒之外力，請參考本篇前章「作用於鋼版樁圓筒之外力」所述各項辦理。

[說明]

(1)作用於埋入式鋼板圓筒背後海底面下之常時與地震時之土壓力尚有許多不明瞭之處。依模型試驗之結果，由於入土部份之鋼板圓筒其位移甚小，而依振動試驗可知，作用於此部份之土壓力並非載重，而是作用於牆體之傾覆抵抗力。因此設計時，此部份的土壓力可考慮以背填土的重量等當作上載壓力所發生之常時土壓力，並依下式求得。

$$P_{ac}=0.5(\Sigma \gamma_i h_i+w) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (8\text{-}10)$$

式中

P_{ac}: 作用於牆體後面地面下之土壓力(t/m^2)

γ_i: 背填土各層之單位體積重量(t/m^3)

h_i: 背填土各層之厚度(m)

w: 上載載重(t/m^2)

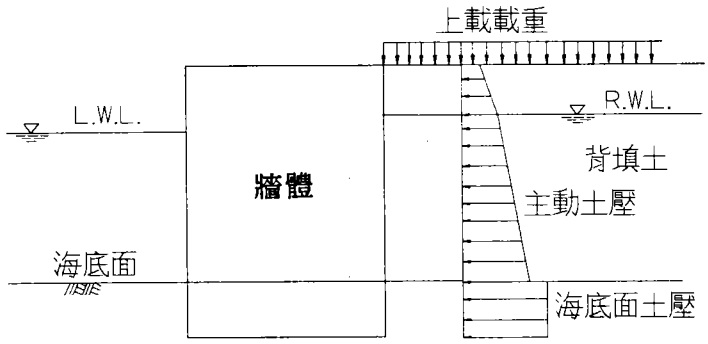


圖8-8-4　作用於埋入式鋼板圓筒之土壓力

(2)鋼板圓筒前面與後面地層及鋼板圓筒之水位差，通常可取潮差的2/3。有關鋼板圓筒之止水性因無實測紀錄，且僅限於鋼板圓筒的圓弧接縫之連接部份，故鋼板圓筒之止水性可判斷與鋼板樁圓筒相同甚或更好。因此在下雨時會使碼頭後面之地下水位上升，而與鋼板圓筒前面產生很大的水位差，故須特別留意。

8-2-3 牆體剪力變形之檢討

對於埋入式鋼板圓筒剪力變形之檢討，常時可對作用載重依本篇前章「對牆體剪力變形之檢討」辦理。

[說明]

(1)埋入式鋼板圓筒因內填土受鋼板圓筒外殼之限制，通常將鋼板圓筒與內填土視爲一整體，對鋼板圓筒牆體之位移可忽視。鋼板圓筒牆體本身之變形，其整體之特性可視爲一剛體。在模型試驗時，在承受大量超過平常載重及地震時載重，鋼板圓筒體不會產生很大的變形。亦即在一般的地層與填充土之時，埋入式鋼板圓筒的填充土間並無剪力破壞發生。但鋼板圓筒之直徑甚小時，或填充土的強度會有顯著減弱之時，爲避免鋼板圓筒無法再當作剛體之假定，故須留意使鋼板圓筒牆體之變形能止於微小範圍，故對平時的載重須加作剪力變形之檢討。

(2)對鋼板圓筒剪力變形之穩定性，可依本篇前章「變形力矩之計算」及圖8-7-3 所示鋼板圓筒填充料之剪力抵抗力矩與作用於地面以上之常時土壓、殘留水壓等載重之變形力矩予以檢討。

(3)增加填充土之強度可提高鋼板圓筒之勁度。因此以壓密等加以改善填充土的方法，可有效的提升鋼板圓筒之穩定性。

8-2-4 牆體整體穩定之檢討

[1]概說

埋入式鋼板圓筒可視爲由地層支撐之重力式牆體，進行穩定性檢討。

[說明]

對埋入式鋼板圓筒牆體整體穩定之檢討，可將埋入式鋼板圓筒視爲由彈性地層支撐之剛體，以求取載重對地層反力及鋼板圓筒之位移。而地層反力係在不超過地層之彈性範圍內以地層反力係數與位移量之乘積求之。且在不超出地層反力及鋼板圓筒之位移等各種容許值之情形下，即被認爲可確保重力式牆體之穩定。

[2]地層反力係數

使用於勁度牆體穩定檢討之地層反力係數，原則上須依地層調查結果所求得者爲準。

[說明]

地層反力係數包括地層水平方向之反力係數，垂直於鋼板圓筒底面之地層力係數及水平之剪力彈性常數。而這些地層反力係數則可依據地層調查結果由下述方法求之。

(1)水平方向之地層反力係數

水平方向之地層反力係數可照第五篇4-3「垂直於樁軸方向之容許支撐力」所示依橫山之算式計算。

$$K_h=0.2N \quad \cdots\cdots (8\text{-}11)$$

式中

K_h: 水平方向之地層反力係數(kg/cm^2)

N: N值

(2)垂直方向之地層反力係數

垂直於鋼板圓筒底面之地層反力係數是與鋼板圓筒底面水平方向之地層反力係數相同之數值。

若地層係由不同性質之地層形成時，垂直方向地層反力係數則需採用由鋼板圓筒底面之地層所求得之值。但鋼板圓筒底面下有過分軟弱之地層時，則其影響須慎重的加以考慮。

(3)水平方向之剪力彈性常數

鋼板圓筒底面之水平方向剪力彈性常數，可以垂直方向地層反力係數(8-12)式計算之。

$$K_s=\lambda kv \quad \cdots\cdots (8\text{-}12)$$

式中

K_s: 水平方向剪力彈性常數(kg/cm^3)

λ: 水平方向剪力彈性常數與垂直向地層反力係數之比

kv: 垂直方向地層反力係數之比(kg/cm^3)

依以往之研究λ值是$\lambda=1/2\sim1/5$，埋入式鋼板圓筒時，$\lambda=1/3$。

[3]地層反力與鋼板圓筒位移之計算

地層反力與鋼板圓筒位移是對作用於鋼板圓筒之外力，由鋼板圓筒之地層反力與鋼板圓筒牆面之垂直摩擦抵抗力予以計算。

[說明]

埋入式鋼板圓筒海底下之地層反力與鋼板圓筒牆體之位移是對作用於鋼板圓筒之外力將其視爲水平地層反力、垂直於鋼板圓筒之地層反力與水平向剪力反力、鋼板圓筒前牆與圓筒後牆之垂直摩擦抵抗力之支撐予以計算。

(1)地層反力

(a)水平地層反力

水平地層反力須考慮地層之塑性，以不超過第二篇「土壓力及水壓力」計算所得之被動土壓強度爲準。計算被動土壓力時之牆面摩擦角以-15°爲準。

圖8-8-5所示爲地層反力之部份已達被動土壓強度時之地層反力分佈。

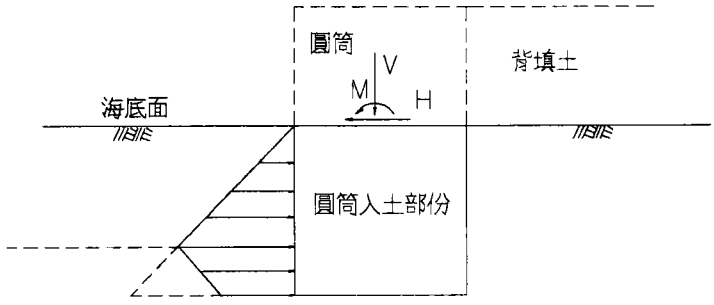


圖8-8-5　水平方向之地層反力分佈

(b)垂直方向地層反力

在視爲無拉應力發生時， 鋼板圓筒底面垂直方向之地層反力爲梯形或三角形之分佈。

(2)垂直摩擦抵抗力

考慮鋼板圓筒前牆與後牆之垂直摩擦力時，其垂直摩擦力爲水平土壓力或地層反力與tanδ之乘積。而δ爲牆面摩擦角。

(3)外力之分佈

埋入式鋼板圓筒碼頭，其載重、地層反力等外力之標準分佈如圖8-8-6所示。

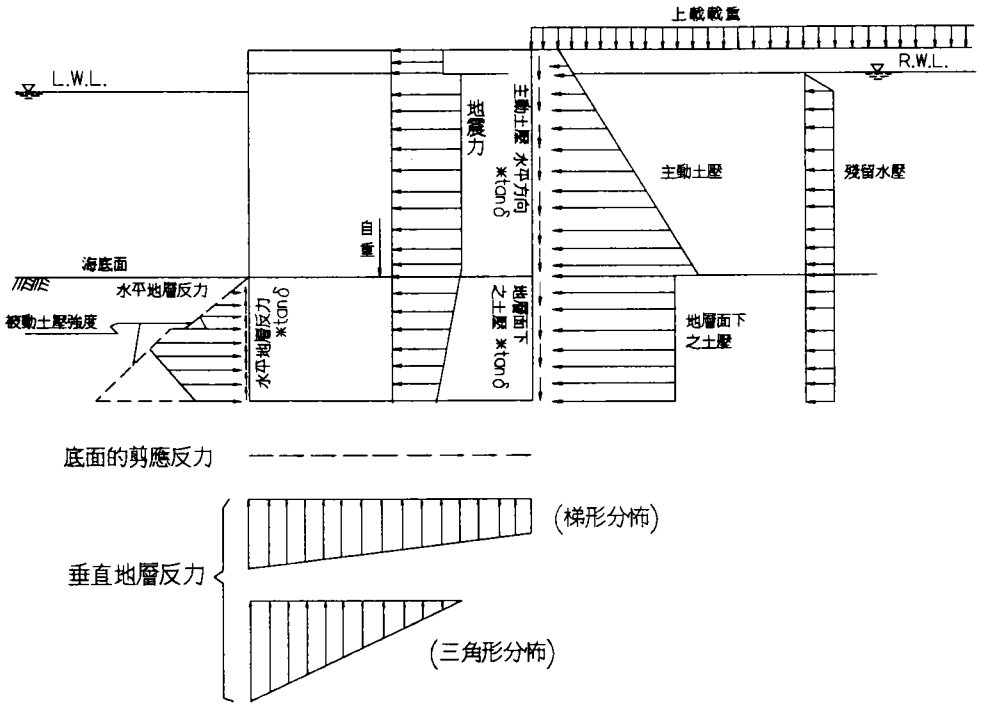


圖8-8-6　外力分佈

(4)鋼板圓筒位移狀況

鋼板圓筒如圖8-8-7 所示，受外力作用時是以0點爲旋轉中心而旋轉，而0點與鋼板圓筒中心軸距離爲e，由地面至0點的深度則爲h。若旋轉中心0點位於鋼板圓筒內時，通過旋轉中心0 點以下之地層則會對鋼板圓筒之後牆產生水平向之地層反力。

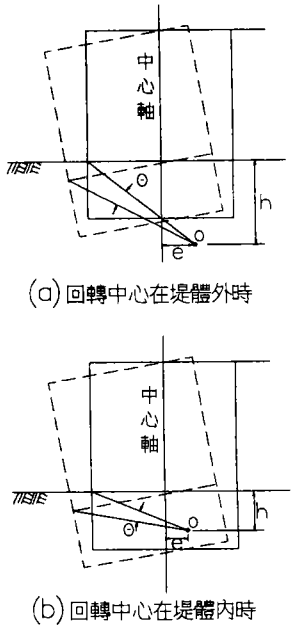


圖8-8-7　牆體位移狀況

8-2-5 鋼板圓筒滑動之檢討

鋼板圓筒滑動之檢討，可依本篇重力式碼頭「牆體滑動之檢討」所述辦理。

[說明]

鋼板圓筒滑動之檢討，可依對重力式牆體檢討所述方法，而鋼板圓筒底面與地面之間移動的容許剪力抵抗力則可依下式計算之。

$$Q_a = \frac{1}{F}(W+P_v)\tan\phi \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (8\text{-}13)$$

式中

Q_a: 容許剪力抵抗力(t/m)

W: 牆體之重量(t/m)

P_v: 作用於前牆與後牆土壓力之垂直分力(t/m)

ϕ: 牆體底面在土壤之內摩擦角(度)

F: 安全係數，常時爲1.2以上，地震時爲1.0以上

8-2-6 地層承載力之檢討

鋼板圓筒之地層反力以不超過地層容許承載力爲原則。

[說明]

在鋼板圓筒底面位置之地層容許垂直承載力可依第五篇「對偏心傾斜載重之承載力」所述各點計算之。而地層之容許垂直承載力與容許水平剪力抵抗力則可採用以 Bishop法計算圓弧滑動所求得之容許端趾壓與載重偏心率求之。

8-2-7 鋼板圓筒頂端位移之檢討

鋼板圓筒頂端之水平位移以不超過容許位移量爲原則。

[說明]

容許位移量除了考量結構穩定外，並依其結構物用途而決定。在港灣結構物方面大多未明定其值。因此即使地層反力在容許值以內，若鋼板圓筒頂端之位移量過大時，亦會造成功能上的阻礙，故須規定容許位移量。

8-2-8 圓弧滑動之檢討

地層不很堅固時，因應需要對圓弧滑動應加以檢討，且其圓弧滑動面以不通過圓筒內部爲原則。

[說明]

地層與圓筒背後之土壤的內摩擦角在30°以上時，可省略圓弧滑動之檢討。而在圓筒可視爲剛體情形下，應考慮圓弧滑動面不可通過圓筒之內面。

8-2-9 鋼板圓筒之佈置

鋼板圓筒之佈置請參照本篇前章「圓筒之佈置」所述辦理。

8-2-10 鋼板圓筒外殼與連接弧厚度之決定

發生於鋼板圓筒外殼與連接弧之最大水平拉應力，以不超過容許應力爲準。

[說明]

(1)發生於鋼板圓筒外殼與連接弧之最大水平拉應力可由下式計算。

$$\sigma = \frac{100T}{t} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (8\text{-}14)$$

式中

σ：發生於鋼板圓筒外殼與連接弧之最大水平拉應力(Kg/m^2)

t：鋼板圓筒外殼與連接弧之厚度(mm)

T：移動鋼板圓筒外殼與連接弧平時之最大水平向拉力(t/m)

鋼板圓筒外殼由填充料發生之水平向拉力外，尚有垂直向應力及剪應力。但依模型試驗與現場測定知悉發生於鋼板圓筒外殼之應力係由水平向拉力所控制，故對水平向拉力之強度加以檢討即可。

(2)鋼料之容許應力以第三篇「鋼料」爲準。

(3)移動鋼板圓筒外殼與連接弧平時之最大水平向拉力可依照本篇前節「鋼板圓筒厚度之決定」 所述辦理。鋼板圓筒本身之填充料土壓係數則應採用$\tan\phi$。這是目前鋼板圓筒填充料需要先壓密爲前提之故，唯需考慮填充料壓密時會使內摩擦角增大，同時也會使鋼板圓筒之內壓力增大。因此若填充料採用碎石等內摩擦角大的材料時，按照本篇前章「板樁拉力的計算」，填充料的土壓係數用0.6即可。

連接弧部份之填充料土壓係數爲$1/2\tan\phi$。這是從模型試驗及現場測定的結果可知鋼板圓筒的中心間隔與鋼板圓筒直徑的比在1.5 以下時，連接弧部份之填充料土壓係數爲鋼板圓筒本身的1/2以下。

(4)對鋼板圓筒外殼與連接弧厚度之決定而言，須從製作、施工、維護、管理方面加以充分的檢討。而在考慮鋼板圓筒外殼與連接弧之腐蝕餘裕時，由(8-14)式求得之板厚可加腐蝕餘裕之厚度。對打設時的應力需求鋼板圓筒的厚度，可按照圓筒鋼板圓筒之座屈(buckling)及以往之施工實績以下式計算。

$$t \geqq 0.322\sqrt{\frac{RND'}{E}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (8\text{-}15)$$

式中

t：鋼板圓筒外殼之厚度(cm)

E：鋼料之楊氏係數(Kg/cm^2)

R：鋼板圓筒外殼之半徑(cm)

N: 打設地層之平均N值

D': 鋼板圓筒打設深度(cm)

而從以往打設實績可知鋼板圓筒外殼之最小厚度8mm，故厚度最小值約8mm左右。

8-2-11 接縫部份與補強材料

[1]鋼板圓筒本身與連接弧之連接部份

鋼板圓筒本身與連接弧之連接部份在對作用於連接弧之最大水平向拉力，需有安全之結構。

[說明]

鋼板圓筒本身與連接弧之連接部份不但對作用於連接弧的拉力需確保安全，同時需不妨礙連接弧之打設。且鋼板圓筒本身與連接弧之連接部份需不使背填土流失。連接部份之一般形狀如圖8-8-8所示。

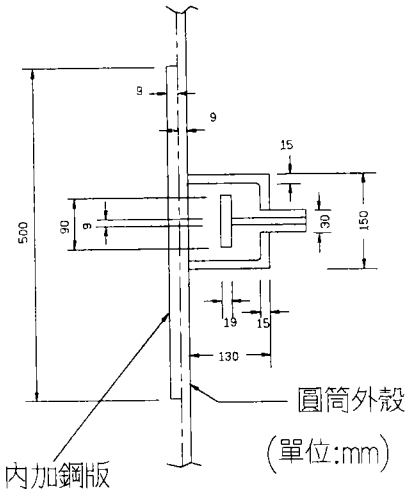


圖8-8-8 連接部分之結構圖

[2]補強材料

鋼板圓筒與連接弧對於在製作時及施工時所發生的應力應能確保安全。

[說明]

鋼板圓筒外殼與連接弧在製作及施工時爲考慮及所生的應力，通常須加裝垂直補強材料、水平補強材料及補強上、下兩端的補強材料等。

8-2-12 細部設計

埋入式鋼板圓筒碼頭之細部設計，可依本篇前章「細部設計」所述各點辦理。

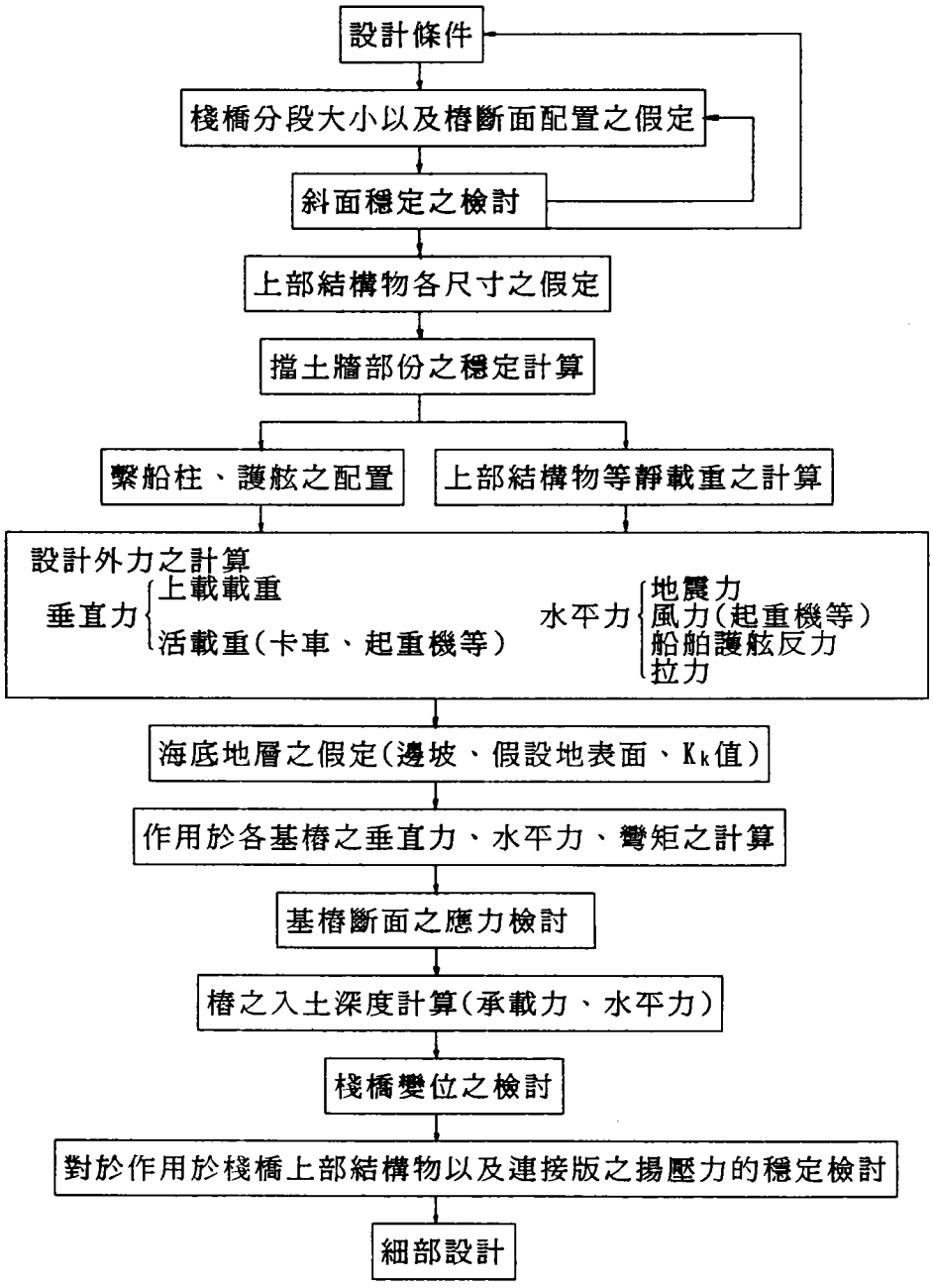
第 九 章　直樁式橫棧橋

9-1 設計基本原則

1. 本章適用於直樁式橫棧橋之設計。
2. 有關直樁式橫棧橋的耐震性設計，雖以震度法爲主，但對特別重要者應考慮地震特性，最好進行動態分析。

[說明]

(1)直樁式橫棧橋之設計，一般依以下之程序進行。



(2)直樁式橫棧橋之施工例如圖8-9-1所示。

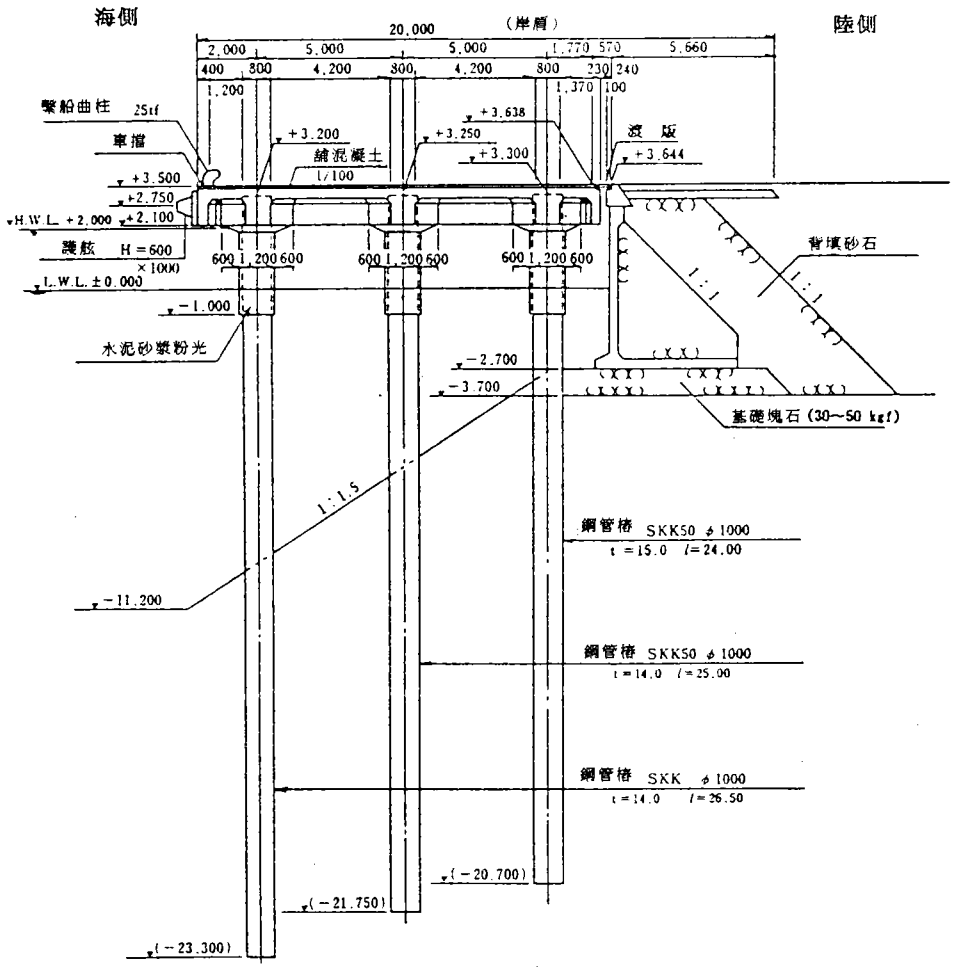


圖8-9-1　直樁式橫棧橋之施工例

9-2 佈置以及各項因素

9-2-1 棧橋分段之大小以及基樁之配置

棧橋分段之大小、基樁之間隔以及樁排間隔應考慮以下各項而決定:

1. 碼頭岸肩寬度。
2. 通棧位置。
3. 海底地層，特別是斜坡之安定。
4. 擋土護岸。
5. 澆鑄混凝土能力等施工之問題。
6. 上載載重以及活載重，特別是碼頭起重機之各項因素。

[說明]

(1)棧橋分段之大小雖然愈大，對於船舶之護舷反力、拉力等之外力，勁度愈大愈有利，但對於不均勻沉陷則不利。另外，由混凝土澆鑄能力來看，其大小亦被限制

。在通常之大型碼頭以20～30m爲標準長度。寬度在10～20m爲多。另外在水深較淺有原設護岸或因地層軟弱而採較緩斜坡而使寬度較寬時，亦可在法線直角方向分段，以避免陸側之基樁因地震力而使水平力集中，且能節省工程費。

(2)通常樁之間隔以及樁排之間隔必須隨樁之斷面形狀對各種情況進行工程費比較，並檢討施工上之問題後決定。在有規劃裝設軌道式起重機或卸載機之碼頭，通常受軌道間距與載重狀態所限制。

(3)通常之大型碼頭（對象船舶1萬噸級），如有設置碼頭起重機時，樁之間隔約5m，斷面方向之樁排以3～4排較多。上部結構物如爲場鑄鋼筋混凝土時，由混凝土澆鑄之施工上問題，樁之間隔亦以4～6m左右較多。

(4)在使用上，特別是棧橋的變位受限制時，應在不使變位變得太大的原則上決定樁徑及間隔。

9-2-2 上部結構相關尺寸

棧橋上部結構物設計時，應考慮以下各事項後決定:

1. 樁間隔以及樁排間隔以及樁之形狀、尺寸
2. 上載載重以及活載重
3. 潮位
4. 模板以及支撐之施工條件
5. 地層條件
6. 繫船柱配置
7. 護舷之佈置、尺寸、形狀

9-2-3 附屬設施之佈置

繫船柱及護舷之配置，應儘可能減小經由繫船柱及護舷傳達之外力，以偏心外力作用於棧橋之單元。

[說明]

經由護舷之船舶護舷反力，或由繫船柱傳達之拉力如偏向作用於棧橋時，因棧橋單元之迴轉，將引起應力增大，因此爲避免偏心外力作用於棧橋，應將護舷及繫船柱裝設分段之中央較爲合理。

9-3 作用於棧橋之外力

9-3-1 設計外力

1. 作用於棧橋主體之外力，如表9-1。

作用於擋土部之外力，按其形式，參考本篇各章，並再加上渡橋之反力。

表9-1　設 計 外 力

垂 直 力	水　平　力
上部結構自重 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 船舶拉力 揚壓力	作用於上部結構等之地震力 作用於上載載重等之地震力 作用於活載重之地震力 作用於活載重之風力 船舶拉力 船舶護舷反力

2. 表9-1之外力中、地震力、風力以及船舶拉力，可視爲異常時載重。

[說明]

(1)表9-1 之中，作用於上部結構自重，上部結構等之地震力，包含各個樁之自重及作用於樁自重之地震力。

(2)有關上載載重依第二篇，另外上載載重之地震力通常可視爲作用於橋版表面，但是裝載重心特別高之貨物時，應將水平力之作用點視爲重心之高度。

(3)活載重依第二篇，由軌道起重機等所引起之地震力，以自重乘上設計風壓，視爲經車輪傳至棧橋。另外作用於起重機等之風力，參考第二篇。

(4)船舶之拉力，依第二篇作用於繫船柱之拉力。通常棧橋一單元可考慮安裝一曲柱。

(5)船舶護舷反力以第二篇爲主，並以本篇「防撞設施」來計算，船舶護舷反力依假設之靠岸速度，視爲平常時載重或異常時載重。普通的雜貨碼頭靠岸速度假設爲10cm/s時，可視爲異常時載重，對靠岸頻度較多之靠岸速度應視爲平時載重加以檢討。另外繫泊船舶之搖動所生之撞擊力亦是依所假定氣象、海象條件，視作平時載重或異常時載重，在一般的碼頭若考慮爲颱風等異常時之避難靠泊時，可視爲異常時載重。

(6)上載載重與活載重共存時，通常應考慮此碼頭之利用型態而決定，一般活載重在棧橋一單元寬度上，可考慮一台或二台之卡車、寬度在其外側視爲上載載重（如圖8-9-2）。

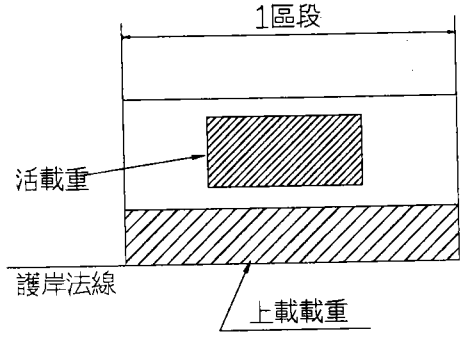


圖8-9-2　上載載重與活載重之取法

(7)設計直樁式橫棧橋的基樁時，鋼筋混凝土上部結構物之自重計算，可採用上部版面積1.0m²爲2.0t。

(8)對於特殊棧橋採用(7) 之自重並不適當。基樁間隔較通常之值爲大時，如貨櫃碼頭在棧橋上設置大型裝卸機具時，棧橋的海側或陸側之樁以連續鋼管兼作爲擋土用之時，須以另法計算容積而加以決定。

9-3-2 船舶護舷反力之計算

船舶護舷反力之計算，依第二篇「船舶所生之外力」爲準。

[說明]

(1)在通常之大型碼頭每一單元長度20～30m 之棧橋，使用橡膠護舷時，一般每一分段設置二處，其間隔以8～13m爲多。此時放置一個長度1.5m左右之橡膠護墊，檢討各種船型之靠岸狀況，以一個護舷吸收船舶之靠岸能量來考量，因此使用橡膠護舷時計算船舶之靠岸力，原則上可以一個護舷將靠岸能量加以吸收來計算。但若護舷在法線上爲連續配置時，則不在此限。

(2)由於棧橋本身吸收之能量，大多未超過全部靠岸能量之10%，因此一般不考慮棧橋本身對能量之吸收。

(3)圖8-9-3爲橡皮護舷之變位～能量曲線以及變位～反力曲線之一例。此時，用一座護舷吸收船舶之靠岸能量E_1時，護舷之變形爲δ_1，而作用於棧橋之反力爲$\delta_1 \rightarrow C \rightarrow H_1$，可得水平力爲$H_1$，但如護舷之配置太接近時，則產生二個護舷吸收靠岸能量。由橡膠護舷之特性可成如下情形，亦即一個護舷所承受之靠岸能量成爲 $E_2 = E_1/2$，此時護舷之變形成爲 δ_2，由$\delta_2 \rightarrow D \rightarrow H_2$可知，作用於棧橋之反力與全靠岸能量由一個護舷承受時一樣。 因此棧橋所承受之水平反力爲 $2H_2 \fallingdotseq 2H_1$，設計所使用棧橋之水平力成了二倍。在使用具此特性之橡皮護舷時，須注意此點。

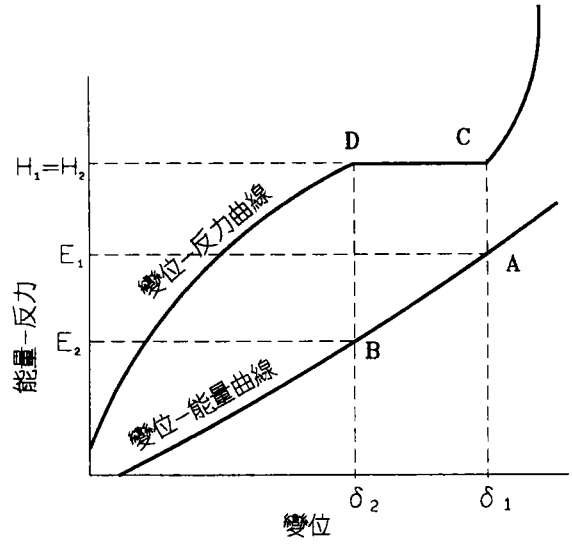


圖8-9-3 護舷之特性曲線

9-4 海底地層之假設

9-4-1 斜面坡度之決定

在斜坡後面設置擋土設施時，應避免建於自坡腳以(式9-1) 計算之角度所繪斜坡頂端前面，如圖8-9-4所示。

$$\alpha = \phi - \varepsilon \qquad (9\text{-}1)$$

式中

α：斜坡與水平面所形之角度(度)

ϕ：構成斜坡之主要材料的內部摩擦角

ε：震度K_h'(水中之水平震度)時 $\varepsilon = \tan^{-1} k_h'$

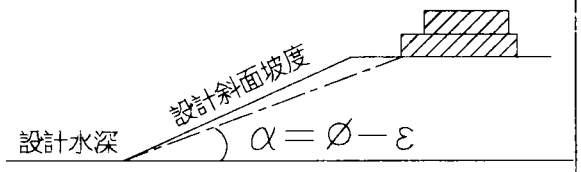


圖8-9-4　斜坡後面設擋土設施

[說明]

(1)斜坡之穩定，若爲軟弱地層時，須檢討圓弧滑動。但是通常棧橋之斜面以軟弱之粘土層所構成者較少，大多爲砂質土亦或塊石所構成。故訂定上述標準。另外若斜坡爲硬質的土堆或岩層時本文之標準亦不適用。

(2)上述之穩定界限係均勻材料所構成之斜面時，由地震時直線滑動穩定所求得之值。各種數值之關係如圖8-9-5。

(3)本文之 $\alpha = \phi - \varepsilon$ 之界限，係結構物設於頂坡後面，而實際設計斷面之邊坡，通常較 α 爲陡，例如以塊石作爲擋土部之基礎及舖斜坡時，其坡度以1:2 爲多，平時亦將擋土結構物前面寬度儘可能多留，以防止因沖刷及局部崩塌而影響擋土結構物之基腳。

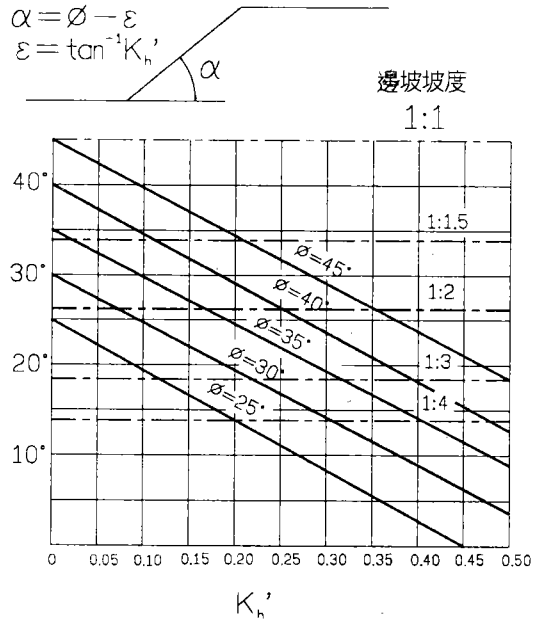


圖8-9-5　地震時之內摩擦角與安定坡度

9-4-2 假設地面

當斜坡相當陡，在計算基樁之側向抵抗及承載力時，各基樁之假想地表面，爲在各基樁軸線位置之前面水深與實際坡面之1/2高處。

[說明]

(1)目前直樁式棧橋之解析所使用樁之側向抵抗的計算法，本來爲對於水平地面之解法，因此如棧橋般，其打入斜坡之樁在側向抵抗計算時，須加以若干修正。在此爲簡化計算，採用本文所示之簡便法。

(2)在棧橋寬度超過20m 以上，且海底斜坡非常長時，此簡便法並不適宜，此時應以其他方法計算。

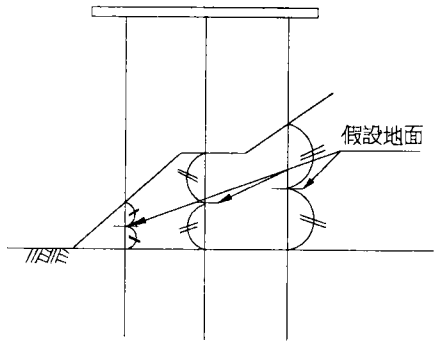


圖8-9-6　假設地面

9-5 基樁之設計

9-5-1 概說

直樁式橫棧橋的基樁側向抵抗、彎矩、軸力以及上部結構之彎矩及剪應力等計算，依據張有齡之方法，以假想固定點法求之。

[說明]

直樁式橫棧橋通常爲群樁所構成，樁與上部結構之結合以視爲勁度之情況較多，此時可假設各樁爲埋入適當的深度，將棧橋視爲勁度構架加以解析。

承受軸側向力之單樁的解析法，雖有日本港研方式、張之方式等。但在第五篇以解析法進行推算時，雖以港研方式爲標準。但直樁式橫棧橋之樁的設計，因棧橋單元之迴轉而考慮樁之扭曲時，以及在複合地層時依港研方式，要適用假想固定法相當困難。通常像棧橋結構具有自由長度之樁，不論採用張之方法或港研方法其結果幾乎都一樣，所以在本章可以採用依據張之方法以假設固定點法求取。在此所謂依據張之方法的假設固定點，爲單樁之側向抵抗計算法爲根據張之方法，依所決定的樁頭反力與樁頭彎矩成相等時，對每個樁埋入下端之長度加以決定之方法。

9-5-2 側向地層反力係數

計算棧橋基樁之水平抵抗時，所用土壤側向地層反力係數k_h，原則上依側向載重試驗求之。如無實測值，則以式9-2計算亦可。

$$K_h=0.15N$$

式中

K_h: 側向地層反力係數(kg/cm^3)

N: 地層$1/\beta$附近爲止之N值。

β: 參考本篇9-5-3。

[說明]

如同棧橋之樁般，側向載重作用於樁，使樁到達樁之降伏點附近爲止之側向地層反力係數，雖已有若干實測例，並與N 值有相關，但在現階段由於無法很正確地由N 值推算地層反力係數，所以最好能以實測值求取。若工程規模太小，工期太短，無充裕時間時，可由基樁之側向抵抗試驗結果，反求之數值使用其下限值與中央值之中間值。

9-5-3 假設固定點

棧橋視爲勁度構架進行分析時，直樁於海底面下之假想固定點，可視爲在假想地面下$1/\beta$處，β值依下式計算。

$$\beta=\sqrt[4]{\frac{k_hD}{4EI}}\ (cm^{-1}) \qquad (9\text{-}3)$$

式中

k_h: 側向地層反力係數(kg/cm^3)

D: 基樁之直徑或寬度(cm)

EI: 基樁之撓曲勁度($kg\text{-}cm^2$)

9-5-4 各基樁之作用力

1.分配給各基樁之水平力，可由以下之方法加以計算:

(1)無須考慮棧橋單元之迴轉時

$$H_i=\frac{K_{hi}}{\sum_i K_{hi}}H \qquad (9\text{-}4)$$

(2)須考慮棧橋單元之迴轉時

棧橋單元在棧橋法線之直角方向上有對稱軸，而且水平力之作用方向與對稱軸成平行，分配作用於各基樁之水平力，可以式9-5計算。

$$H_i=\frac{K_{hi}}{\sum_i K_{hi}}H+\frac{K_{hi}X_i}{\sum_i K_{hi}X_i^2}eH \qquad (9\text{-}5)$$

式中 H_i: 分配給基樁之水平力(t)

h_i: 由樁頭至假設地面爲止之長度(m)

$K_{hi}=\frac{12EI_i}{(h_i+1/\beta_i)^3}$: 側方向之彈性係數

EI_i: 樁之撓曲勁度(t-m^2)

H: 作用於單元之水平力(t)

e: 棧橋單元之對稱軸與水平力作用線間之距離(m)

X_i: 由棧橋單元之對稱軸至各基樁之距離

字尾i爲第i支樁

2.棧橋整體以及樁之變位量，可由式(9-6)～(9-8)加以計算。

棧橋之水平變位量△

$$\triangle=\frac{H}{\sum_i K_{hi}} \qquad (9\text{-}6)$$

棧橋之迴轉量α

$$\alpha\fallingdotseq\frac{eH}{\sum_i K_{hi}X_i^2} \qquad (9\text{-}7)$$

各樁之樁頭變位量$\triangle_i$

$$\triangle_i\fallingdotseq\frac{H}{\sum_i K_{hi}}+\frac{X_i}{\sum_i K_{hi}X_i^2}eH=\triangle+\alpha X_i \qquad (9\text{-}8)$$

3.各樁之樁頭彎矩可以式(9-9)計算。

$$M_i=1/2(h_i+\frac{1}{\beta_i})H_i \qquad (9\text{-}9)$$

式中 M_i: 第$_i$支樁之樁頭彎矩(t-m)

4. 各樁之軸力，可以式(9-10)計算。

$$P_i = {}_hP_i + {}_vP_i \qquad (9\text{-}10)$$

式中 P_i：第i支樁之軸力

${}_vP_i$：由垂直載重引起第i支樁之軸力

${}_hP_i$：由側向力所致第i支樁之軸力

$${}_hP_i = S_{i,i-1} + S_{i,i+1} = \frac{M_{i-1,i} + M_{i,i-1} - M_{i,i+1} - M_{i+1,i}}{L}$$

$S_{i,i-1}$：第i支基樁頭左側梁由水平力所致之剪力(T)

$S_{i,i+1}$：第i支基樁頭右側梁由水平力所致之剪力(T)

$M_{i-1,i}$：第$i-1$支基樁頭右側梁由水平力所致之彎矩(t-m)

$M_{i,i-1}$：第i支基樁頭左側梁由水平力所致之彎矩(t-m)

$M_{i,i+1}$：第i支基樁頭右側梁由水平力所致之彎矩(t-m)

$M_{i+1,i}$：第$i+1$支基樁頭左側由水平力所致之彎矩(t-m)

L：梁之跨度，樁之間隔

又如將基樁頭之彎矩當作M_i時，在中間支點上之$M_{i,i-1}$及$M_{i,i+1}$可由下式求之。

$$\left.\begin{aligned} M_{i,i-1} &= a \cdot M_i \\ M_{i,i+1} &= b \cdot M_i \end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots (9\text{-}11)$$

式中 在二跨徑時，a=0.6，b=0.6

在三跨徑時，在第二支樁頭 a=0.5，b=0.7

在第三支樁頭 a=0.7，b=0.5

[說明]

棧橋之單元，因受船舶護舷反力所引起之水平偏心載重及作用於法線方向地震力等關係，有時亦會發生迴轉。式(9-5)～(9-8)爲近似解，但未考慮鄰近單元之影響。當棧橋單元之迴轉量受鄰接單元之限制時，將較式(9-7) 之值爲小。鄰接單元之影響程度，隨單元接縫之結構而不同，因此，單元之迴轉量隨棧橋之結構而不同，故設計時應否考慮棧橋單元迴轉之影響，應視水平偏心載重之大小、棧橋之結構後再決定。

9-5-5 基樁應力

棧橋基樁之斷面應力，可視爲僅承受軸向力及彎矩，而以式9-12加以計算。

$$\sigma_c = \frac{P}{A}, \quad \sigma_{bc} = \frac{M}{Z} \qquad (9\text{-}12)$$

式中 σ_c：軸向力所致應力(kg/cm²)

σ_{bc}：彎矩所致應力(kg/cm²)

A：樁之斷面積(cm²)

P：樁之軸向力(kg)

Z：樁之斷面係數(cm³)

M：樁之彎矩(kg-cm)

[說明]

(1)通常作用於棧橋之剪力非常微小，故除非有特別載重外，不必檢討。

(2)關於基樁之容許應力，可依第三篇之方法加以檢討。對於承受側向載重作用之棧橋基樁，應儘量避免使用木樁，但如不得已時，應依第三篇「木材之容許應力」爲準。

(3)樁之斷面應力，除上述外，應預計打樁時之條件，打樁時之打擊力，打樁時之座屈，另外在可能產生壓密沉陷之處，亦須檢討負摩擦力之影響。

9-5-6 對承載力之入土深度檢討

各直樁軸方向入土深度，可依照第五篇「樁基礎之承載力」加以計算，但是在計算打入斜面樁之承載力時，應將假設地面以下之土層視爲有效承載層。

[說明]

(1)關於假設地面，參考本篇9-4-2。

(2)對可能有相當之波浪侵襲之地，應對波浪之揚壓力檢討上揚之抵抗。

9-5-7 對側向抵抗之入土深度檢討

對各直樁之入土深度，由樁之側向抵抗解析結果，以地面下$3/\beta$爲標準。但是此值適用於假設地面以下。

[說明]

(1)本文爲以在本篇9-5-1 所述，以張之方法的$1/\beta$爲假設固定點，對水平外力，進行安定計算時適用。亦即前述張之方法爲將樁在土層中之長度視爲無限長所得之解。如土層中樁爲有限長時，其入土深度在$3/\beta$以上的話，則將有限長之樁視爲無限長，亦不會產生太大的誤差。

如將張之方法的無限入土長樁與有限長樁之近似性的範圍稍加擴展，換言之，即將有限長樁之誤差予以稍爲容許的話，本文之值可取到$2/\beta$即可，但無論如何應避免較$2/\beta$爲短。

(2)即使是依張之方法時，若以有限入土長之邊界條件所得之解法進行時，可不依本文之法。

9-5-8 接樁之檢討

1. 當樁有接續時，除依本篇9-3-1 設計外力所示之外力外，在樁打設時對於接樁位置所承受衝擊應力，亦應使樁能保持安全。
2. 樁之接續位置應避免在使樁產生之應力變大之處，並應考慮施工條件等再決定。
3. 樁有接續時，若能確定樁之應力、承載力等能安全，可減少下面之樁斷面。

9-6 擋土部之設計

棧橋擋土部之設計，依各結構型式爲準。

9-7 圓弧滑動之檢討

棧橋擋土部，原則上以圓弧滑動來檢討。

9-8 細部設計

9-8-1 上部結構物設計所使用載重之組合

1.載重之組合應考慮以下之事項，並應對這些具備安全性。
(1)平版以及連接版
(a)自重+上載載重
(b)自重+活載重
(c)自重+揚壓力
(2)樑
(a)自重+上載載重
(b)自重+活載重
(c)自重+水平力所致樁頭彎矩之影響+考慮水平力時之上載載重
(d)樁之彈性沉陷之影響
2.計算上述載重時，不考慮撞擊載重之影響。

9-8-2 樁頭之設計

樁頭依照第五篇樁與上部結構連結部之設計辦理。

[說明]

(1)隨樁頭部周面與混凝土之附著力，將軸方向力由樑傳至樁時，依據樁斷面形狀，以下法決定嵌入長度。

(a)樁頭爲圓形斷面時

由於一般棧橋之樁頭上混凝土厚度不厚，故不能依賴混凝土之衝剪力(PunchingShear)，僅能依賴樁周面與混凝土之附著力，將載重由樑傳至樁，樁頭嵌入上部結構物混凝土內之長度，可由式(9-13)加以計算。

$$L = \frac{P}{\phi \tau_0} \qquad (9\text{-}13)$$

式中

P: 作用於基樁之軸向力(kg)

L: 埋入長度(cm)

τ_0: 樁材料與混凝土之容許附著力強度(kg/cm^2)

平常時 $\tau_0=0.02\sigma_{cr}$

異常時 $\tau_0=0.036\sigma_{cr}$

σ_{cr}: 混凝土之設計基準強度(kg/cm^2)

ϕ: 樁材之外周長(cm)

(b)樁頭爲H型斷面時

H型基樁周邊與混凝土之附著力雖已很充分，唯如圖8-9-7所示凸緣外周之附著力與虛線所劃部份之混凝土剪力亦須保持安全，故以下列二式計算後擇擇較大者作爲嵌入長度。

$$L = \frac{P}{\phi \tau_0} \qquad (9\text{-}14)$$

$$L = \frac{P}{2(A\tau+B\tau_0)} \qquad (9\text{-}15)$$

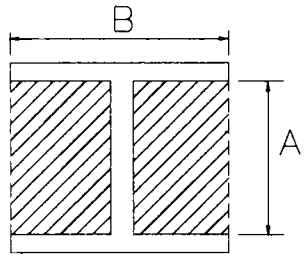


圖8-9-7 H型樁斷面圖

式中

P: 作用於樁之軸向力(kg)

L: 嵌入長度(cm)

ϕ: H 型樁之周長(cm)

$\phi \fallingdotseq 2A+4B$

A: 腹鈑長度(cm)

B: 凸緣寬度(cm)

τ_0: 鋼料與混凝土之容許附著力強度(kg/cm^2)

τ: 混凝土之容許剪力強度(kg/cm^2)

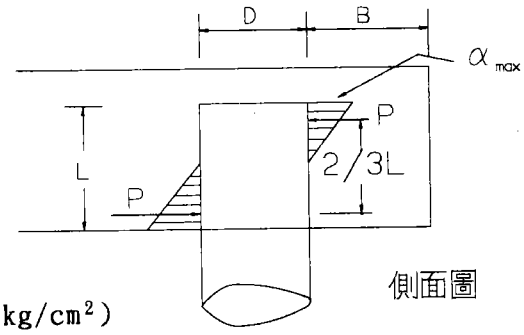


圖8-9-8 樁頭之壓應力

(2)對傳達樁頭力矩所必須埋入長度，可參照第五篇，此時須用由樁之水平力所起引起之壓應力與由基樁彎矩引起之壓應力二者之合力檢討之。但普通因基樁水平力引起之壓應力不大，可予忽視，另外如圖8-9-8所示，樁之側面混凝土厚B應避免太小，此混凝土厚度若太小，混凝土受鑽孔剪力作用而會剝落，將無法承受上述壓應力。

第 十 章　其他型式之棧橋碼頭

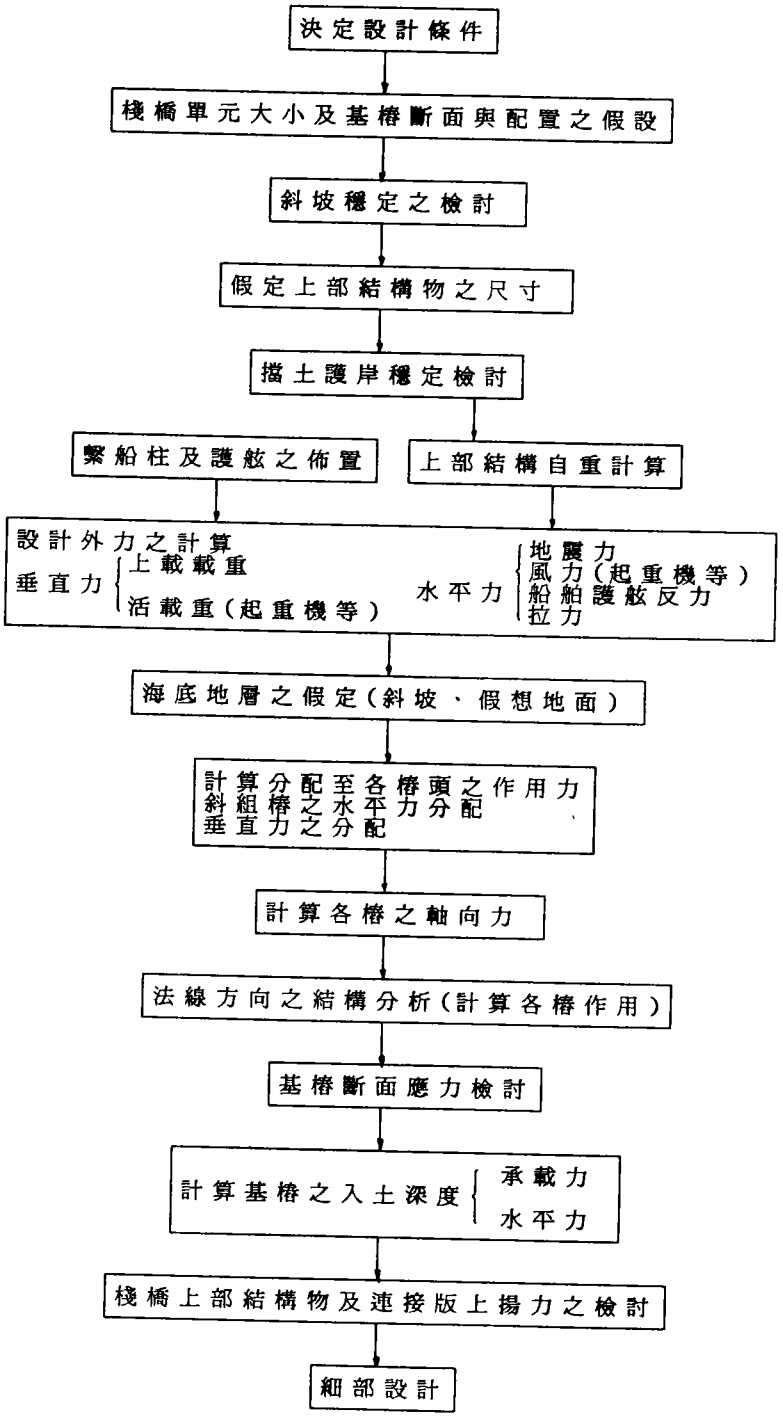
10-1 斜樁式棧橋碼頭

10-1-1 設計之基本原則

本節所述係適用於作用在棧橋之水平力由斜樁分擔之棧橋結構。

[說明]

(1)斜樁式棧橋碼頭之設計流程如下：



(2)斜樁式棧橋碼頭之設計例如圖8-10-1所示。

(3)設計斜樁棧橋式碼頭時，以依照上表所列檢討項目及設計流程爲準，然實際作業時，有時所採流程亦有部份與上表不同者，例如斜坡穩定之檢討，一般棧橋與護岸分開另行辦理。

(4)如在法線方向未佈置斜樁時，對法線方向之水平力係以基樁之橫向抵抗力支撐，故在計算基樁之入土深度時須對其水平抵抗力加以檢討。

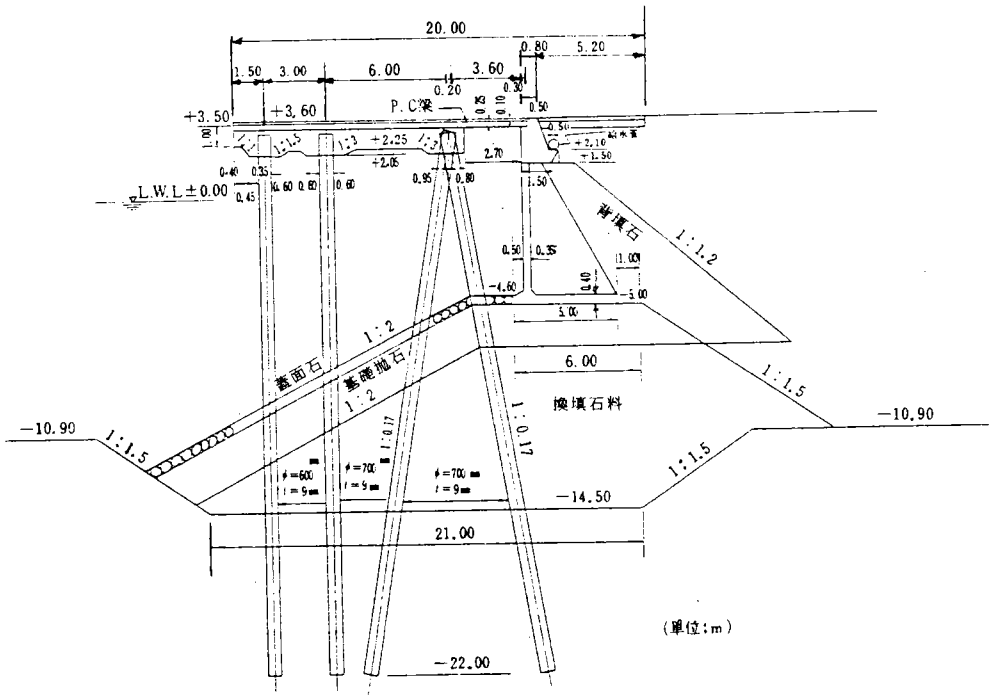


圖8-10-1　斜樁式棧橋碼頭之設計例

10-1-2 佈置及各項因素

[1]棧橋單元大小及基樁之佈置

斜樁式棧橋碼頭單元之大小及基樁之佈置，依本篇前章「棧橋單元之大小及基樁之佈置」辦理。

[說明]

一般大型斜樁式棧橋碼頭，其斷面方向之基樁佈置方法，以直樁一列斜樁一組或二組爲多，基樁間隔或斜樁中心間隔因載重情形及施工關係普通以4m～6m爲多，又斜樁之坡度從抵抗水平力觀點而言，採用緩坡度爲佳，然因受其他基樁之位置關係，及打樁設備等施工之限制，普通採用5：1～3：1較多。

[2]上部結構物相關尺寸

上部結構物之相關尺寸，依照本篇前章「基樁上部結構物」所述各項辦理。

[說明]

斜樁式棧橋碼頭基樁上部結構物之大樑寬度，隨斜組樁樁頭組合的方法而異，普通比直樁之寬度爲大。

[3]附屬設備之配置

附屬設備之配置可依照本篇前章「附屬設備之配置」所述各項辦理。

10-1-3 作用於斜樁式棧橋碼頭之外力

[1]設計外力

作用於斜樁式棧橋碼頭之外力，可依本篇前章「作用於棧橋之外力」所述各項理辦。

[說明]

(1)設計斜樁式棧橋碼頭之基樁時，鋼筋混凝土上部結構物之自重以棧橋上部結構物面積每m^2可用2.1t計算之。

(2)參照本篇前章「作用於棧橋之外力」所述各項辦理。

[2]船舶護舷反力之計算

船舶護舷反力之計算，可依本篇前章「船舶護舷反力之計算」所述方法計算。

10-1-4 有關海底地層之假定

[1]斜坡之決定

斜坡之決定，可依本篇前章「斜坡之決定」所述各項辦理。

[2]假想地面

假想地面可依本篇前章「假想地面」所述辦理。

10-1-5 基樁作用力及斷面之決定

[1]分配至各斜組樁樁頭之水平力

1. 在斜組樁結構中，水平力全由斜組樁承受。
2. 各斜組樁之斷面及斜度不同時，分配於各斜組樁樁頭之水平力，可由下列兩公式求之(參考圖8-10-1)。
   (1)視爲完全之支撐樁時：

(a)無需考慮棧橋單元迴轉時

$$Hi=\frac{C_i}{\sum_i C_i}H \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (10\text{-}1)$$

(b)需考慮棧橋單元迴轉時

$$Hi=\frac{C_i}{\sum_i C_i}H+\frac{C_iX_i}{\sum_i C_iX_i^2}eH \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (10\text{-}2)$$

$$C_i=\frac{\sin^2(\theta_{i1}-\theta_{i2})}{\frac{L_{i1}}{A_{i1}E_{i1}}\cos^2\theta_{i2}+\frac{L_{i2}}{A_{i2}E_{i2}}\cos^2\theta_{i1}} \quad (t/m)$$

式中

H: 作用於棧橋單元之水平力(t/m)

H_i: 分配於各斜組樁的水平力(t/m)

e: 斜樁中心線與作用水平力之距離(m)

x: 各斜樁至斜樁中心線之距離(m)

L_i: 基樁之全長(m)，但拉力作用時則採用摩擦樁之L

A_i: 各樁之斷面積(m^2)

E_i: 各樁之彈性係數(t/m)

θ_{i1},θ_{i2}: 各樁與垂直方向所成之交角(度)

字尾i 係表示第i號之樁

字尾1,2 係表示斜組樁之各樁編號

(2)當視爲摩擦樁時

(a)砂質土

將公式(10-1)(10-2)中之L_i以$(2L_i+\lambda_i)/3$代替使用。

(b)黏性土

將公式(10-1)(10-2)中之L_i以$(L_i+\lambda_i)/2$取代使用。

式中 L_i: 基樁全長

λ_i: 基樁表面摩擦無效部分長度(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，可依下式計算。

(a)無須考慮棧橋單元之迴轉時

$$H_i=\frac{1}{n}H$$

(b)須考慮棧橋單元之迴轉時

$$H_i=\frac{1}{n}H+\frac{X_i}{\sum_i X_i^2}e\cdot H$$

式中 n: 斜組樁組數

[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，可依基樁位置爲支撐之簡支樑，計算各支點之反力而得。

[3]基樁之軸力

1. 作用於斜組樁各樁頭之軸力，可用[1]「分配至各斜組樁樁頭之水平力」所求分配於各基樁樁頭之水平力，及由[2]「分配至各基樁樁頭之垂直力」所求得分配於各斜組樁樁頭之垂直力，並依第五篇「斜組樁之水平承載力」計算之。
2. 棧橋斜樁式碼頭含有直樁時，作用於直樁之軸力可依「分配至各基樁樁頭之垂直力」原則計算。

[4]基樁斷面之應力

各基樁之斷面應力，可當作承受軸力之基樁或當作承受軸力及彎矩之基樁，依本篇前章「基樁斷面之應力」規定計算各基樁應力。

10-1-6 對法線方向之檢討

1. 在法線方向有斜組樁時，與斷面方向相同，依照本篇10-1-5「基樁作用力及斷面之決定」所述方法檢討。
2. 在法線方向無斜組樁時，可視爲與棧橋直樁式相同，依照本篇前章「關於海底地層之假定」及本篇前章「基樁之構材力及斷面之決定」所述各項加以檢討。

10-1-7 基樁之入土深度

斜樁之承載力可依照本篇前章「對承載力之基樁入土深度之檢討」及本篇前章「對橫向抵抗之基樁入土深度之檢討」所述加以檢討。

10-1-8 擋土護岸之設計

擋土護岸可依照「擋土護岸之設計」所述各點設計之。

10-1-9 對圓弧滑動之檢討

對圓弧滑動之檢討可依照本篇前章「對圓弧滑動之檢討」所述各項加以檢討之。

10-1-10 細部設計

基樁上部結構物及連接版之細部設計可依照本篇前章「細部設計」所述各點設計。

10-2 圓柱或角柱式棧橋

10-2-1 圓柱或角柱之設計

1. 鋼架結構

棧橋如僅由圓柱或角柱與上部結構所構成時，圓柱或角柱之基礎位置可視作鉸鏈之剛架設計。爲增加對水平力之勁度，可利用斷面方向之樑將圓柱或角柱頂端加以剛結。

2. 桁架結構

棧橋如以圓柱或角柱與上部結構以及連接材構成時，可當作桁架設計。

10-2-2 擋土護岸之設計

擋土護岸可依本篇前章「擋土護岸之設計」所述各點設計。

10-2-3 細部設計

基樁上部結構物及連接版之細部設計，可依照本篇前章「細部設計」辦理。

10-3 橋墩式棧橋

10-3-1 橋墩之設計

橋墩可按其結構形式依照有關章節所述方法設計。

[說明]

(1)橋墩式棧橋因其橋墩勁度大，縱使利用斷面方向之桁樑連結，大部份仍不能依賴其傳達力矩，故斷面方向之桁樑以傳遞水平力爲主，如利用桁樑及面版將橋墩向法線方向連結時可分散水平力。

(2)不均勻沈陷之影響比圓筒及角柱更甚，連結時須加以檢討。

(3)利用沉箱作橋墩時，儘量減輕橋墩本身之重量，且爲構成有勁度之結構，儘量減少牆壁，使其成爲僅具骨架之結構較爲有利。

10-3-2 擋土護岸之設計

擋土護岸可依照本篇前章「擋土護岸之設計」所述各項設計之。

10-3-3 細部設計

基樁上部結構物及連接版之細部設計可依照本篇前章「細部設計」辦理。

10-4 棧橋

橋墩部之設計，按其結構形式可依照本篇前章「直樁棧橋式碼頭」、本章「斜樁棧橋式碼頭」、「圓柱或角柱式棧橋」、「橋墩式棧橋」各節所述設計。基樁上部結構物及連接版之細部設計可依照本篇前章「基樁上部結構物及連接版之細部設計」及前章「細部設計」所述各項設計。

第 十一 章　離岸式碼頭(Detached pier)

11-1 設計之基本原則

離岸式碼頭一般是作爲橋式起重機等之基礎，因此設計時，應充分考慮橋式起重機之形狀、尺寸、移動特性及設置後之沉陷等因素。

[說明]

(1)離岸式碼頭一般係作爲橋式起重機之基礎，裝卸機械之兩條軌道，有均設於離岸，亦有一條軌道離岸，另一條設於擋土護岸後側兩種。對於後者，裝卸機械之固接基礎設於陸側較佳。又因有軌道式起重機設在其上，碼頭應採用變位較少之結構。關於結構上之分類及其特徵，可參考本篇第三章「碼頭設施之結構形式」及第九章「直樁式棧橋碼頭」與第十章「其他形式之棧橋碼頭」。

(2)設計流程，可按照本篇第九章「直樁式棧橋碼頭」及第十章「其他形式之棧橋碼頭」辦理。但橋墩式結構之設計流程可依照本篇第四章「重力式碼頭」及第七章「鋼版樁圓筒式碼頭」辦理。

(3)離岸式碼頭之設計例如圖8-11-1所示。

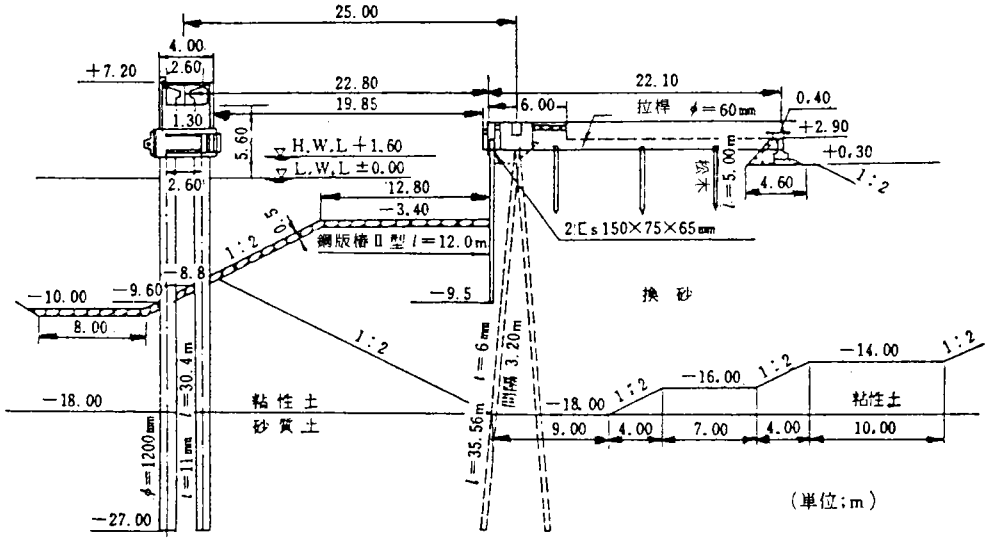


圖8-11-1　離岸式碼頭之設計例

11-2 配置及相關各種因素

離岸式碼頭與陸岸距離，軌道間距及法線方向之跨距，應考慮裝卸機械尺寸及海底地質等因素，依工程費及施工難易度等決定之。

11-3 設計外力及載重

離岸式碼頭設計時，應考慮下列外力及載重：

1. 垂直力
   (1)裝卸機械之車輪載重
   (2)船舶之拉力
   (3)基樁上部結構物自重
   (4)柱腳之自重
2. 水平力
   (1)船舶之拉力
   (2)船舶之護舷反力
   (3)作用於裝卸機械之風力
   (4)作用於上部結構物之風力
   (5)作用於裝卸機械之地震力
   (6)作用於上部結構物之地震力
   (7)作用於柱腳之地震力

[說明]

(1)計算各種外力及載重時，可參考下列章節。

(a)上部結構物之自重，柱腳之自重：可參考第二篇13-2「自重」。

(b)裝卸機械之車輪載重：可參考第二篇13-4「活載重」。

(c)船舶之拉力：可參考第二篇2-2-4「作用於繫船柱之拉力」。

(d)船舶之護舷反力：可參考第二篇2-2-2「船舶靠岸所產生之外力」、第二篇2-2-3「停泊中船舶所生之外力」及本篇19-4「防撞設備」。

(e)作用於裝卸機械、上部結構物之地震力、風力：可參考第二篇第十章「地震及地震力」，第二篇3-3「風壓力」。

(2)由於設置地點的關係，有時須考慮波力或揚壓力。

(3)水平力除上列以外，必要時尚須考慮裝卸機械之剎車力。

11-4 柱腳之設計

柱腳之設計，可按照本篇第九章「直樁式棧橋碼頭」及第十章「其他形式之棧橋碼頭」各節所述設計之。但如以橋墩式結構設計時，則應按照本篇第四章「重力式碼頭」及第七章「圓筒式碼頭」所述各項設計之。

11-5 大樑之設計

離岸式碼頭連接柱腳之大樑設計時，應考慮垂直與水平兩方向之載重加以計算之。

1. 垂直方向之載重
   (1)裝卸機械之車輪載重
   (2)船舶之拉力
   (3)自重
2. 水平方向之載重
   (1)船舶之拉力
   (2)船舶護舷反力
   (3)裝卸機械之剎車力
   (4)作用於大梁及裝卸機械之風力
   (5)作用於大梁及裝卸機械之地震力

[說明]

(1)大樑之設計應考慮柱腳之不均勻沉陷，一般以簡支樑設計之。

(2)離岸式碼頭，由於鋼軌直接架設於大樑上，故須使用能承受上述垂直力與水平力之材料製作。垂直力尚須考慮作用於裝卸機械之風力或因地震力所引起車輪載重之增加量。如裝卸機械之兩腳均爲固接時，水平力則按裝卸機械之車輪載重比例分配，如裝卸機械之兩腳，一爲鉸接腳，而另一爲固接腳時，爲安全計，全部載重應僅由固接腳之車輪來負擔，然對鉸接腳亦假定兩腳均爲固接腳且各承受水平力之1/2來考量。

11-6 擋土護岸之設計

擋土護岸之結構，可依照有關章節各點所述加以設計之。如擋土護岸後側設有裝卸機械之另一條鋼軌時，可依照本篇後章「裝卸機械之基礎」各節所述加以設計之。

11-7 對圓弧滑動之檢討

對圓弧滑動之檢討，可依照本篇9-7「對圓弧滑動之檢討」所述辦理。

11-8 付屬設備

離岸式碼頭須設置護舷、繫船柱、連絡橋等附屬設備。

[說明]

船舶之護舷反力，繫船柱可依照本篇第十九章「附屬設備」辦理。每一船席須設置連絡橋一至二處。此外船舶靠離岸時，如無寬廣之繫解纜場所時，爲安全計，須另加設面版。連絡橋及面版之活載重均以0.5t/m^{2}計算。

11-9 細部設計

11-9-1 上部結構物

上部結構物可依本篇9-8-1「使用於上部結構物載重之組合」加以決定其斷面。

11-9-2 連絡橋

連絡橋可依公路橋樑設計規範加以檢討。

第十二章　浮碼頭

12-1 設計之基本原則

本章所述適用於浮箱以鏈條錨錠且設置在波浪、海流影響較小之處的浮碼頭。

[說明]

(1)浮碼頭各部份之名稱及浮箱(pontoon) 各部份之名稱如圖8-12-1(a)(b)所示。浮碼頭係由浮箱、連接陸上與浮箱之連絡橋、連接浮箱與浮箱之連絡橋、繫泊浮箱之錨鏈等組成。

(2)受波浪及海流之限制

浮碼頭因係浮於水面，故在波浪及海流較大之處，不能使用。一般建造於海流0.5m/sec，波高1.0m以下之地方爲多。

(3)建造位置及配置

浮碼頭之配置形式有突堤式及平行式兩種，其配置及建造位置之決定，應考慮擬停泊船舶之型式、大小、水深、潮流、波浪以及海底地質等自然條件。由船舶之停靠及工程費而言，通常是以突堤式較有利。而浮箱之連結個數，則以1～3個的爲多。

(4)浮箱的種類及其優缺點

浮箱之種類依其建造材料之不同可分爲鋼筋混凝土製、鋼製、塑膠製、FRP製、鋼絲混凝土製、木製等。

(a)鋼筋混凝土製浮箱具耐久性，由於吃水深度較深，故甚爲穩定，且製作費及維護費較鋼製浮箱爲低，然對承受護舷反力較差，水密性稍差。爲使保有較佳的水密性，應特別注意混凝土的配比及施工。而在鋼筋方面，爲增強上述的碰撞

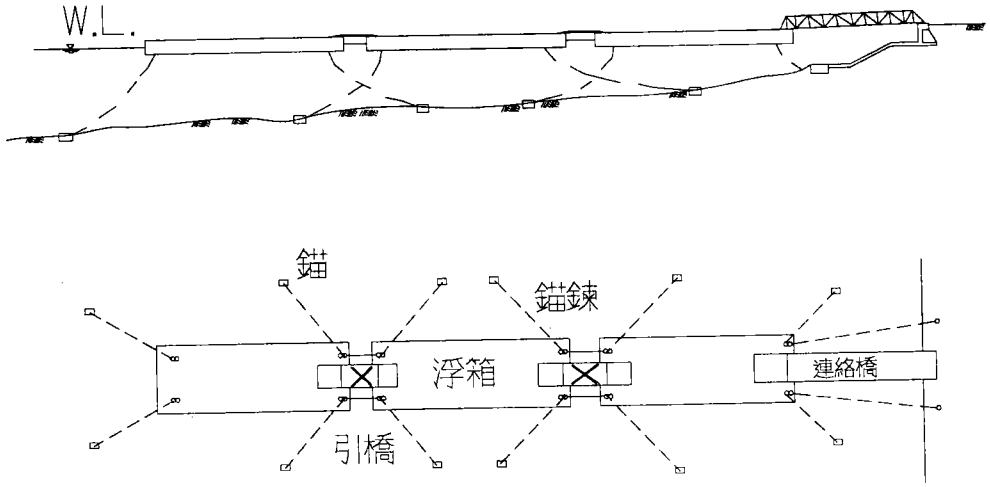


圖8-12-1(a)　浮碼頭各部分之名稱

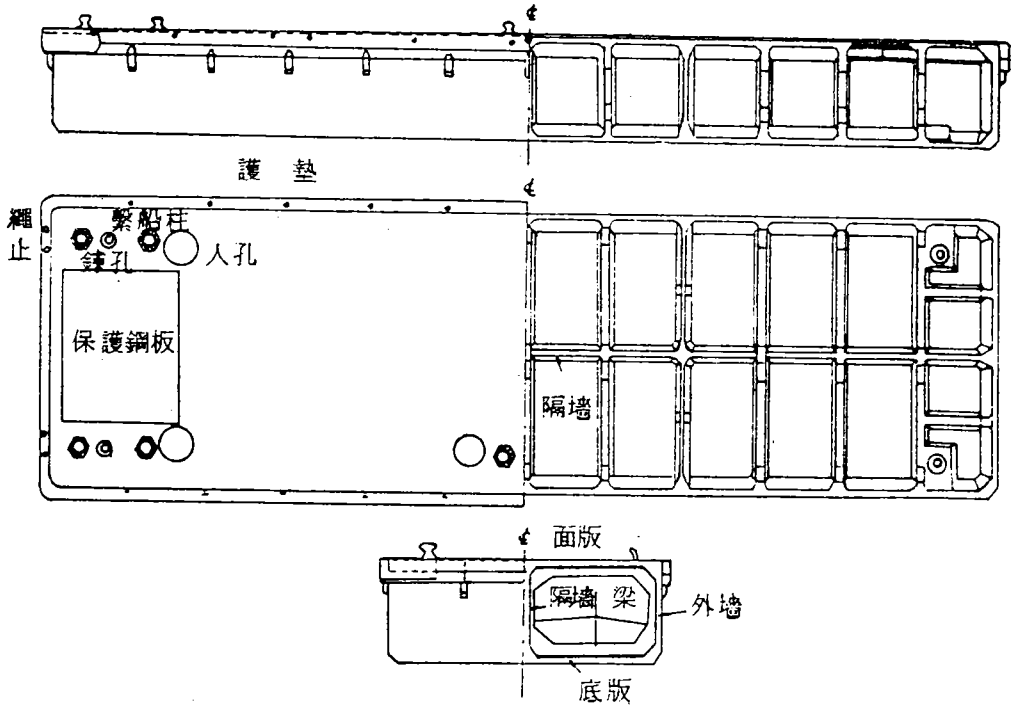


圖8-12-1(b) 沉箱各部分名稱

抵抗力，宜使用多量的小號鋼筋建造爲佳。

(b)塑膠製浮箱與鋼筋混凝土浮箱相比無龜裂之虞慮，且具有良好的水密性，構材厚度亦可較薄等優點。

(c)鋼絲混凝土製浮箱與鋼筋混凝土浮箱、塑膠製品相比，其厚度可更薄些。然在水密性方面則較塑膠製浮箱爲差。

(d)鋼製浮箱建造容易，對承受護舷反力之抵抗亦強，且修補容易。在吃水方面，較鋼筋混凝土製浮箱爲淺，故受水流之影響較少。但因容易腐蝕，在耐久性方面比鋼筋混凝土製浮箱爲差。

(e)FRP 製浮箱，質輕且吃水較淺，故較不穩定，然甚具耐久性，且安裝便捷，目前小規模的浮碼頭，很多採用FRP製浮箱作爲遊艇之用。

(f)木製浮箱製造費用較低廉，惟水密性較差，且容易腐朽，易受蟲害之影響，耐久性低。爲保持浮箱之水密性及防止腐爛與蟲害起見，須時常上架修理，是其缺點。

(g)此外爲減少斷面應力，亦有以塑膠管組裝成浮箱。

(5)鏈條(chain)分有栓(stud)鏈條及無栓鏈條兩種。繫於浮碼頭用之錨鏈有下列三種，且爲有栓之鏈條。

(a)鑄鋼錨鏈

(b)電焊錨鏈

(c)鍛接錨鏈

(6)連絡橋之種類

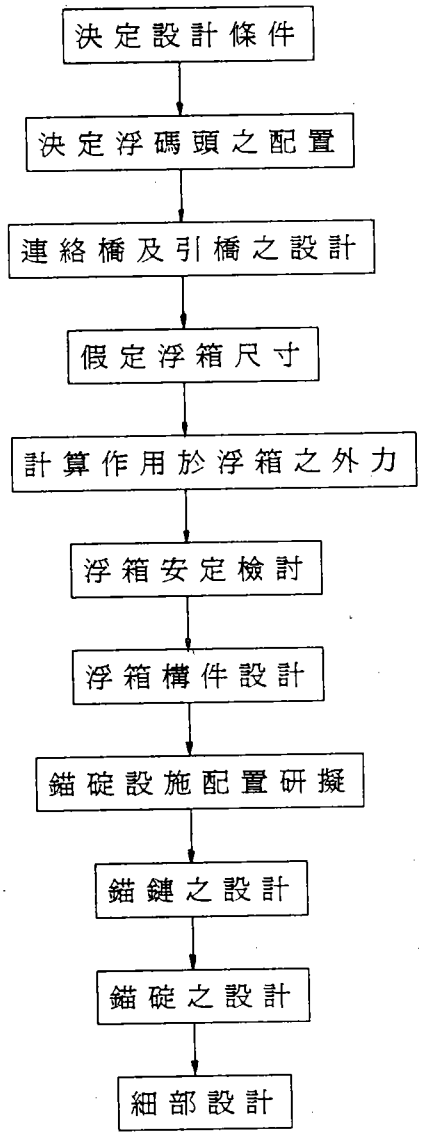
連絡橋爲可移動之橋，有在陸側以鉸鏈固定、海側以滾輪搭載於浮箱上，以

及以調節塔吊掛者，一般在波浪較小之處，以採用前者較多。連絡橋之長度及寬度需考慮浮碼頭之利用狀況而決定，斜坡如爲旅客通行，則爲1/5 以下，車輛通行則爲1/10以下。

(7)浮箱之連結

浮箱由於波浪而產生搖動時，爲避免各浮箱互相在垂直方向移動或橫搖時互相碰撞而發生破損計，各浮箱的連結須十分堅固，或在各浮箱間安裝護舷。浮箱間之引橋長度，取浮箱間隔之2倍左右即可。

(8)浮碼頭一般係按下列流程設計：



12-2 浮箱之設計

12-2-1 浮箱各部份之尺寸

爲方便裝卸貨物及旅客上下船，浮箱甲板須有充足之面積及乾舷高度，且各部份之尺寸，須使整個浮箱能保持穩定狀態。

[說明]

(1)浮箱之尺寸以20m～30m長,10m～15m寬，2m～4m高者爲多。

浮箱面版、側牆、底版及隔牆等，每邊長度爲1m～3m；其厚度，鋼筋混凝土製者側牆及底版均爲15cm～20cm，面版及隔墻均爲10cm～20cm，鋼製者其厚度以6mm～10mm爲多，版之寬長比最好趨近於1。

(2)浮箱乾舷之高度，無論滿載或輕載時，均須能適合貨物之裝卸及旅客上下船，一般以1m左右爲多。乾舷之高度可用下式求之。

$$h' = d - \frac{W_1}{\gamma_w A} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (12\text{-}1)$$

式中

h'：浮箱乾舷之高度(m)

d：浮箱之高度(m)

W_1：浮箱之重量(t)

γ_w：水之單位體積重量(t/m^3)

A：浮箱之水平斷面積(m^2)

(3)鋼筋混凝土製之浮箱，在決定各部份尺寸時，對混凝土之水密性，需加以注意。

12-2-2 作用於浮箱之外力及載重

作用於浮箱之外力及載重如下：

1. 裝載載重及活載重
2. 連絡橋及引橋支點反力
3. 水壓力
4. 自重
5. 壓艙重量(counter weight)

[說明]

(1)裝載載重之大小依所裝卸貨物及上下之旅客而定。一般供旅客上下船爲主時，其載重以0.5t/m^2 計算。如供汽車經浮碼頭轉載於渡船時，活載重應以允許通過汽車之輪重爲設計標準。

(2)船舶護舷反力、波力、水流、動水壓力等，除特殊場合外不必考慮。

(3)連絡橋及引橋之支點反力，依「連絡橋及引橋之設計」所計算之最大支點反力計算。

(4)浮箱因受連絡橋之反力作用會發生傾斜現象，爲求平衡，有時艙底須放置壓艙物。壓艙重量應與連絡橋支點反力互相平衡，以保持浮箱之穩定。

12-2-3 浮箱之穩定

浮箱之穩定應檢討下列事項：

1. 當考慮連絡橋支點反力，與甲板上滿載載重、及浮箱內有若干浸水時，浮箱仍須能保持穩定及維持必要之乾舷高度。

2. 浮箱長向對稱軸任何一邊甲板上滿載載重時，或該邊有連接陸岸之連絡橋時，加上其支點反力後，浮箱須仍能保持穩定之狀態，甲板傾斜須在1/10以下，且甲板面仍保持於水面上，即乾舷高度須大於0.0。

[說明]

(1)檢討浮箱穩定時，應考慮艙內浸水深度，一般可視爲浮箱高度之10%，此時浮箱之乾舷以0.5m左右爲多。

(2)浮箱承受均佈載重時，爲確保浮箱穩定，必須滿足下式：

$$\frac{I\cdot\gamma_w}{W_2}-\overline{CG}>0 \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (12\text{-}2)$$

式中

I: 浮箱吃水面對長軸之慣性力矩(m^4)

W_2: 浮箱與均佈載重之重量(t)

γ_w: 海水之單位體積重量(t/m^3)

C: 浮心

G: 重心

當浮箱內浸水時，如能滿足下式，則可保持穩定。但式中 W_2, I, C, G 均爲艙內在浸水狀態時之值。

$$\frac{\gamma_w}{W_2}(I-\Sigma i)-\overline{CG}>0 \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (12\text{-}3)$$

上式中，i 爲各隔艙內對與水面之浮箱旋轉軸平行之中心軸之斷面慣性力矩(m^4)。

浮箱承受偏心載重時，由下列公式(12-4) 所求之$\tan\alpha$若能滿足式(12-5)即可。但因通常α值非常小，(12-4)公式中之$\cos^2\alpha$可以近似之$1-\tan^2\alpha$代替(參考圖12-2)。

$$(W_1+P)\left[\frac{b^2\tan\alpha}{12d\cos^2\alpha}-\left(\frac{b^2}{24d}\tan^2\alpha+C-\frac{d}{2}\right)\tan\alpha\right]-P\left[a+(h-c)\tan\alpha\right]=0 \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots (12\text{-}4)$$

$$\left.\begin{aligned}\tan\alpha &< \frac{2(h-d)}{b}\\ \tan\alpha &< \frac{1}{10}\end{aligned}\right\} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (12\text{-}5)$$

式中

W_1: 浮箱之重量(t)

P: 偏心載重之合力(t)

b: 浮箱之寬度(m)

h: 浮箱之高度(m)

d: p作用於浮箱中心時，浮箱之吃水深度(m)

c: 自浮箱重心至底面之高度(m)

a: 自浮箱中心軸至P載重之偏心距離(m)

α: 浮箱之傾斜角(°)

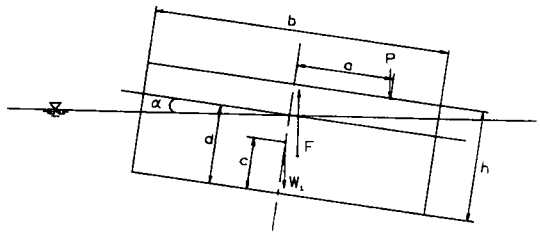


圖8-12-2 承受偏心載重浮箱之穩定

(3)浮箱和錨鏈之固有週期與波浪或活載重振動之週期相近時，浮箱可能發生共振動現象，應加注意。

12-2-4 浮箱構材之設計

1. 面版：

面版可視爲由梁及外牆四邊所固定之雙向版，於承受下列載重時，可能發生之最大應力設計。

(1)裝載載重作用時：

(裝載載重)+(自重)

(2)活載重作用時：

(活載重)+(自重)

(3)連絡橋支點位於浮箱上時(即無調節塔時)：

(連絡橋之支點反力)+(自重)

2. 外牆：

外牆可視爲由底版及外牆或梁四邊所固定之雙向版，假設浮箱上端浸入水中0.5m時所承受之靜水壓力設計。

3. 底版：

底版可視爲由外牆或梁四邊所固定之雙向版，假設浮箱上端浸入水中0.5m時所承受之靜水壓力設計。

4. 隔牆：

隔牆可視爲四邊被固定之版，假設承受一隔艙滿水時之靜水壓力而設計。

5. 梁及支柱：

支撐面版、底版、外牆之梁及中央支柱，可視爲箱型勁度構架，假設面版承受最大載重及承受浮箱吃水與浮箱高度相等時之水壓力設計之。

[說明]

(1)承受均佈載重之四邊固定版之彎矩，可利用第四篇之附表。

(2)承受活載重之面版，當作四邊固定之版設計時，亦可用下式計算。

$$M_x = M_x' \frac{1}{1+\alpha^4}(1+0.4\alpha^4)$$
$$M_y = M_y' \frac{\alpha^4}{1+\alpha^4}(1+0.2\frac{1}{\alpha^4})$$
.....(12-6)

但是，$0.5 < \alpha < 2$

M_x', M_y' 如下式所示

$L \leqq 2m$時

$$M_x' = \pm \frac{0.2PL}{0.7L+1}$$
$$M_y' = \pm \frac{0.2PL}{0.175L+1}$$

$2m < L \leqq 4m$時

$$M_x' = \pm \frac{0.4P(L-1)}{L+0.4}$$
$$M_y' = \pm \frac{0.2PL}{1.35}$$
.....(12-7)

式中

M_x: 與車輛行駛方向成直角之跨距彎矩(kg m)

M_y: 與車輛行駛方向相平行之跨距彎矩(kg m)

α: $\alpha = L_x/L_y$

L_x: 與車輛行駛方向成直角之跨距(m)

L_y: 與車輛行駛方向平行之跨距(m)

P: 汽車後輪之載重(kg)

L: L_x與L_y中短向之跨距(m)

但考慮護舷反力時，衝擊係數i可用下式求之:

$$i = \frac{20}{50+L}$$

(3)連絡橋之支點反力，視作作用於面版中央之集中載重計算即可。其彎矩引用四邊固定版之彎矩影響面圖計算較爲方便。又裝設於連絡橋支點下面之鋼板重量，可當作自重考慮。

(4)版之跨距視作梁、面版、外牆、底版等之中心間隔。

(5)承受梯形水壓時之四邊固定之版之彎矩， 可將水壓分爲0.5t/m²之均佈載重及三角形載重(即浮箱上端爲零，每1公尺增加1t/m²之三角形載重)，兩者分別計算後再將兩載重之彎矩相加即可。

(6)中央支柱及外牆之梁，可當作承受彎矩及軸向壓縮力之構材設計。

(7)梁亦可視爲T形梁，然普通當作矩形梁而設計。

(8)鋼筋混凝土製浮箱各部份之鋼筋保護厚度，直接接觸海水者爲3cm以上，其他爲2

cm以上。此數值比普通海中結構物之鋼筋保護厚度薄，故對混凝土之水密性，須特別加以留意。

12-3 錨鏈之設計

12-3-1 設計外力

設計浮箱之錨鏈時，須考慮下列各項外力：
1. 船舶護舷反力
2. 船舶拉力
3. 波力
4. 潮流力

[說明]

(1)設計外力應就下列三種外力之組合，選擇最大者。
(a)(船舶護舷反力)+(潮流力)
(b)(船舶拉力)+(潮流力)
(c)(波力)+(潮流力)

(2)船舶之護舷反力可依第二篇「船舶靠岸所生之外力」及第二篇「停泊中船舶搖動所生之外力」求之。又船舶之拉力可依第二篇「作用於繫船柱之拉力」計算。

(3)波力可依第二篇「作用於海中構材之波力」及其他適當的方法加以計算。拖曳力係數可將浮箱視爲立方體計算。又拖曳力作用之面積，可用靜水面以下部份之面積計算。上述波力係作用於靜止之浮箱，如浮箱之固定振動週期接近於波浪之週期時，會引起共振現象，而產生非常大的力量作用於錨鏈，對此點應多加注意。

(4)潮流之速度最好以實測爲佳。計算潮流力時，可將浮箱視爲立方體，以決定拖曳力係數。

12-3-2 錨鏈之設計

[1]錨鏈長度及設置方式

浮箱係錨鏈先穿過鏈孔(chain hole)後，繫於浮箱四角之錨鏈柱上，再以錨錠固定於海底。

[說明]

(1)錨鏈爲不妨礙船舶停靠，一般均在浮箱下面作十字交叉。但此將使錨鏈摩擦而發生損耗，應加以注意。

(2)一般錨鏈之長度爲水深之5倍加上潮差。

拉錨鏈時，對下列各點應加以注意。

(a)錨鏈在高潮拉緊時，不可再加以額外拉力，以免拉斷。

(b)錨鏈在高潮時，應不妨礙船舶之停靠。

(c)高潮時，錨錠須保持充分之錨著力。

(d)低潮時，須減少浮箱之水平移動距離。

(3)與錨連接部份之錨鏈，其與水平面所成之角度達3°以上時，錨之錨著力將大爲減低。

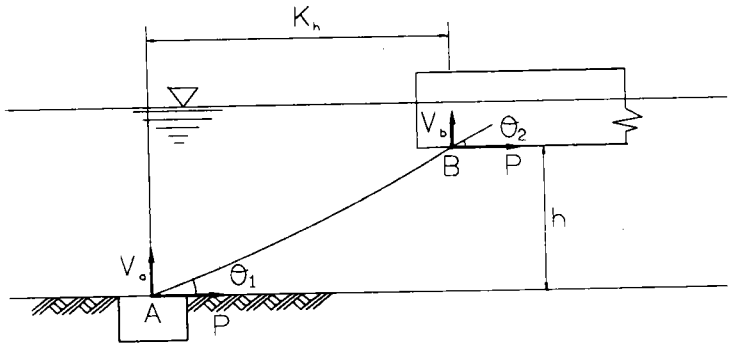


圖8-12-3　錨鏈之設計

[2]錨鏈之直徑

錨鏈之直徑，應考慮在高潮時，不被「設計外力」所規定外力拉斷即可。

[說明]

(1)錨鏈之規格請參考JIS F3302鑄鋼錨鏈及JIS F3303電焊錨鏈。

(2)錨鏈之容許拉力

錨鏈之容許拉力，應以規範所規定拉斷試驗載重之1/3爲準。

(3)錨鏈之重量，應以規範所規定之最小重量爲準。

(4)錨鏈之直徑普通爲40mm～60mm。

(5)各錨鏈所承受之最大拉力，可依浮箱與錨鏈之關係，用動力學解法求之。然此種解法非常複雜困難，故一般用靜力學解法求之，將錨鏈當作懸垂曲線設計。如圖8-12-3，錨鏈視爲懸垂曲線時，作用於錨鏈之最大拉力可用下式求之。

$$T=P\cdot\sec\theta_2 \quad \cdots\cdots(12\text{-}9)$$

作用於錨鏈之水平力，與作用於浮箱之水平力相同。作用於錨鏈之垂直力可由下式求之。

$$V_a=P\cdot\tan\theta_1 \quad \cdots\cdots(12\text{-}10)$$

$$V_b=P\cdot\tan\theta_2 \quad \cdots\cdots(12\text{-}11)$$

如錨鏈之長度爲L，錨鏈之單位長度重量爲W，則θ_1及θ_2可由下式求之。

$$\left.\begin{aligned} L&=\frac{P}{W}(\tan\theta_2-\tan\theta_1)\\ h&=\frac{P}{W}(\sec\theta_2-\sec\theta_1)\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(12\text{-}12)$$

水平力作用時，浮箱與錨鏈之水平距離，可由下式計算。故由無水平力作用時之浮箱位置，即可計算浮箱之水平移動距離。

$$K_h=\frac{P}{W}\left[\sinh^{-1}(\tan\theta_2)-\sinh^{-1}(\tan\theta_1)\right] \quad \cdots\cdots(12\text{-}13)$$

用普通直徑之錨鏈時，錨鏈所構成之懸垂曲線，大約與直線相似，故計算(12-9)、(12-10)及(12-11)公式時，可視$\theta_1=\theta_2=\sin^{-1}\frac{h}{L}$，亦不致發生多大之誤差。而$K_h$可以$K_h=\sqrt{L^2-h^2}$計算。

上列各式中 T: 作用於錨鏈之最大拉力(t)

P: 水平外力(t)

V_a: 作用於錨之垂直力(t)

V_b: 作用於浮箱與錨鏈連接點之垂直力(t)

θ_1: 在錨與錨連接處，錨鏈與水平面所構成之角度(°)

θ_2: 在浮箱與錨連接處，錨鏈與水平面所構成之角度(°)

L: 錨鏈之長度(m)

W: 錨鏈單位長度之重量(t/m)

h: 自浮箱底至海底之深度(m)

K_h: 自錨至浮箱與錨鏈連接點之水平距離(m)

(6)錨鏈直徑之求取時，須充分考慮錨鏈之損耗、腐蝕及生物之附著等。又錨鏈須加以定期之檢查，並在必要時須加以換新，其維護管理須慎加注意。

12-4 錨之設計

12-4-1 設計外力

錨之設計可採用本篇「錨鏈之設計」中所求得之作用於錨鏈的最大拉力當作外力計算。

[說明]

錨之設計外力可採用本篇「錨鏈之設計」中所求得之下列值。

(1)垂直力：$V_a=P\cdot\tan\theta_1$

(2)水平力：P

但V_a, P, θ_1則請參閱圖8-12-3。

12-4-2 錨之設計

錨之重量及設置方法，應考慮最大拉力作用於錨鏈時，仍能使錨保持穩定狀態。

[說明]

(1)錨錘之抵抗力，通常需考慮以下各事項，最好能現場確定其安定性。

(a)混凝土方塊錨錠設施：

(i)海底土質爲粘性土：

水平抵抗力：爲混凝土方塊之底及側面與粘性土之粘著力及被動土壓與主動土壓之差。

垂直拉抗力：爲混凝土方塊在水中之重量及在水中覆蓋土之重量。

(ii)海底土質爲砂質土：

水平抵抗力：爲混凝土方塊底面摩擦力及被動土壓與主動土壓之差。

垂直抵抗力：爲混凝土方塊在水中之重量及在水中覆蓋土之重量。但用於計算底面摩擦力時之垂直力爲混凝土方塊在水中之重量與作用於方塊之錨鏈拉力之垂直分力之差。

(b)鐵製錨碇：

水平抵抗力：錨之錨著力(Holding Power)

垂直抵抗力：錨在水中之重量

鐵錨之錨著力可用下式求之

軟土時：$T_a=8W_a^{2/3}$

硬土時：$T_a=5W_a^{2/3}$

砂土時：$T_a=3W_a$

平整岩盤時：$T_a=0.4W_a$

式中

T_a：錨之錨著力(t)

W_a：錨在水中之重量(t)

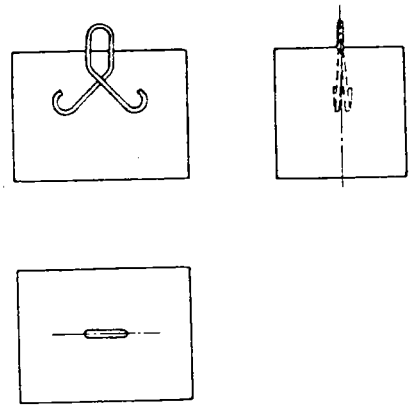


圖8-12-4　混凝土錨之一例

(2)安全係數以1.2爲標準。

(3)以混凝土方塊作錨錘時，應埋入海底土層中。

(4)用混凝土方塊作錨錘時，應照圖8-12-4所示，裝設吊環。吊環可參考第四篇「起吊部位之設計」所述各點設計。

(5)混凝土方塊之重量以15t～70t者多。又混凝土方塊亦有加鋼筋製成者。

12-5 連絡橋及引橋之設計

12-5-1 連絡橋及引橋之尺寸與傾斜度

連絡橋及引橋之尺寸及傾斜度，應不妨礙貨物裝卸及旅客之上下通行。

[說明]

(1)連絡橋之傾斜度應依車輛渡輪碼頭「寬度、長度、坡度及曲率半徑」及旅客上下設施「寬度、長度、坡度及附屬設施」辦理。

(2)連絡橋及引橋之尺寸，應爲具有充分安全性之結構物。通常連絡橋及引橋之寬度爲2m～6m，連絡橋之跨距爲10m～20m，而引橋之跨距爲2m～6m爲多。又連絡橋之坡度在L.W.L 時爲1：5左右。

12-5-2 連絡橋及引橋之設計

連絡橋及引橋可依一般橋梁設計規範設計。但對旅客通行用之連絡橋及引橋，設計時僅須考慮行人載重即可。

[說明]

(1)連絡橋大部份爲鋼製，其結構形式以小型桁架(Pony Truss)及版梁(Plate girder

）爲多。架設於浮箱間之引橋以版梁、工字梁、小型桁架或面版等結構爲多。

(2)連絡橋之支承，如浮箱之擺動較小時，在陸側可用鉸鏈(hinge) 支承，在浮箱上可用滾鏈(roller)支承或吊在調節塔上。在擺動較大之浮箱，其連絡橋僅靠於連接於浮箱之保護鋼板及陸地上，爲防止連絡橋滑動脫落，應使用鏈條將連絡橋固定於浮箱及陸地。又爲了方便連絡橋至浮箱之通行，在浮箱側之連絡橋前端，應裝設銜接板，與連絡橋滾鏈支承相接觸之浮箱面版上，應裝設鐵板，以保護浮箱之面版。浮箱間之引橋，一端用鉸鏈支承，他端則用滾鏈支承。其餘部份可照連絡橋設計。

(4)由於浮箱的擺動，會使鉸鏈損壞，須加注意。

(5)有關安全設施方面，除安裝欄杆外，視需要應安裝車擋設備。

12-5-3 調節塔

調節塔之設計，必須能承受連絡橋之反力及地震力。

[說明]

(1)爲了減輕連絡橋作用於浮箱之支點反力，及天候不良時可將連絡橋吊起，在連絡橋之浮箱側可用調節塔以因應。

(2)調節塔有依潮位之高低，由人工經常調節者，與將連絡橋之大部份重量，吊在調節塔之壓重物(counterWeight) 上，小部份靠在浮箱上，按潮位之漲落，自動上下調節。

(3)調節塔以鋼筋混凝土結構及鋼結構爲多。調節塔裝有滑車，壓重物及吊具。調節塔之構造，如圖8-12-5 所示。調節塔由人工調節上下時，係利用鏈滑車(Chain Block)控制。

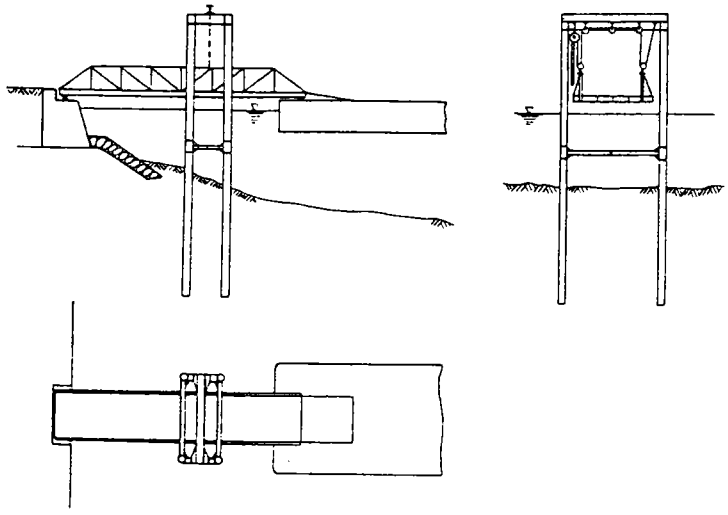


圖8-12-5　調節塔範例圖

第 十 三 章　繫靠船台

13-1 設計之基本原則

本章所述設計法，適用於基樁式、鋼板圓筒式或沉箱式等結構之繫靠船台碼頭。

[說明]

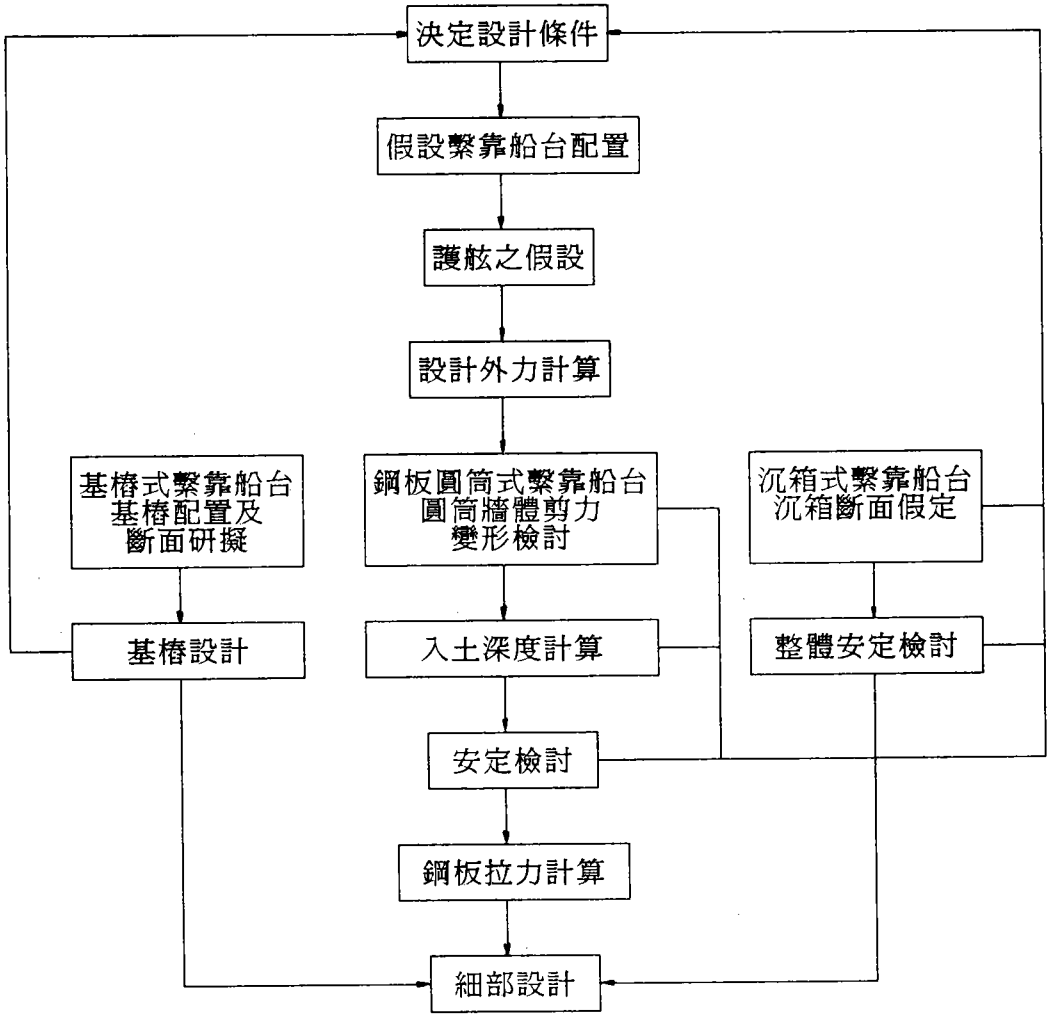
繫靠船台(Dolphin)設計時，應對下列各項加以注意。

(1)作用於繫靠船台之外力方向並非一定，故繫靠船台不宜採用有極端方向性之結構型式。

(2)作用於基樁式結構之扭轉力(Torsion) 及沉箱式結構之迴轉力(Rotation)，亦有可能對結構造成損壞，於設計時應加以注意。

(3)繫靠船台之高度，除須考慮波浪之影響外，在不妨礙護舷裝設之範圍內，應儘量降低，並配合停泊船舶的甲板高度及裝卸貨吊桿之作業等。連絡橋之底面高程，應以高於波浪作用範圍爲原則。

(4)繫靠船台設計流程如下。



13-2 配置

配置繫靠船台時，應考慮靠泊船隻之尺寸、水深、風向、波向及潮流等，並須留意不得妨礙其他船隻之停泊及航行。

[說明]

(1)決定主繫靠船台之配置時，應留意下列各點。

(a)停靠船隻之尺寸

通常停靠繫靠船台之船隻，均爲大型者，其船首及船尾部份之船舷成曲線，長度約各佔全船長(L)之1/8，中央區間之3/4L船舷爲直線。因此配置時應留意，須使船隻之直線船舷部分能靠泊於繫靠船台。一般來講，每座船席配置二座靠船台，左右各一座，然供大型船舶及小型船舶混用之碼頭，則每船席宜左右各建二座較爲適當。如停靠載運石油之油輪時，因裝卸石油需特殊裝卸機械，可於靠船台中間興建一工作平臺，供設置裝卸機械之用。工作平臺法線應較靠船台法線內凹，以避免直接受船舶碰撞。

(b)水深、風向、波向、及潮流之因素

爲使船舶容易停靠或離開繫靠船台、減少靠泊船隻作用於繫靠船台之外力，繫靠船台之配置，應儘量與風向、波向及潮流方向平行。但在風向與海岸線方向不同之海岸附近建繫靠船台時，其配置方向，由水域利用而言，以與海岸線平行爲多。此乃因一般建於海岸附近供中型以下之船靠泊之繫靠船台，所受風力並不大。又繫靠船台建於原有海底水深與設計水深相似之位置，較爲有利。

(c)其他

繫靠船台位置不能妨礙泊地中其他船舶之停泊，同時亦不能妨礙航道中其他船舶之航行。

(2)靠泊時，繫纜索用之繫船柱，如繫靠船台近陸地，有設於陸地之情形，但一般另建副繫靠船台設置繫船柱。設置繫船柱用之副繫靠船台，應在停靠船舶船頭船尾之繫纜柱約45° 之方向，離靠泊用靠船台後側適當距離處設置。其數量可由船舶之拉力，依需要而決定。然普通慣例以2～4座爲多。在主繫靠船台上亦有設置繫船柱，供船舶停靠或供小型船隻停靠之用。

(3)主繫靠船台之間隔與停泊船舶的全長L 及水深有密切的關係，依據以往建造繫靠船台之實例，主繫靠船台之間隔與水深之關係，如圖8-13-1所示。

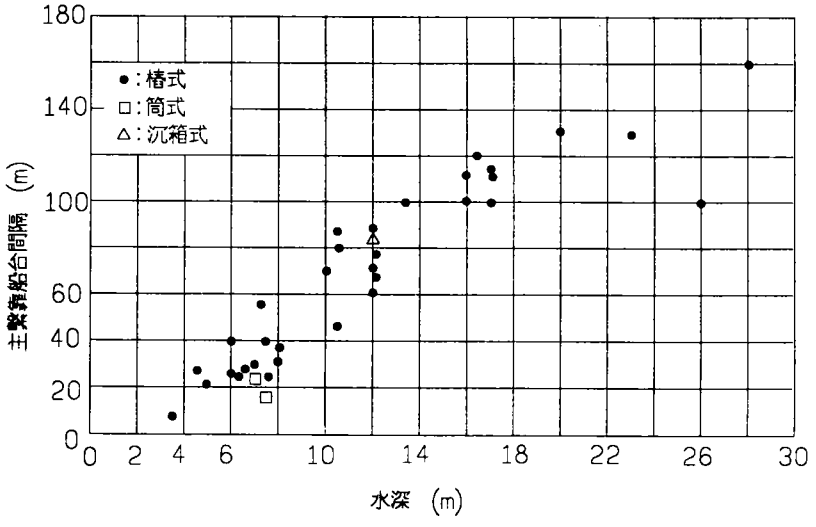


圖8-13-1 主繫靠船台間隔與水深之關係

13-3 作用於繫靠船台之外力

作用於繫靠船台之外力如下：
1. 船舶之護舷反力。
2. 船舶之拉力。
3. 由自重與活載重等引起之垂直力。
4. 作用於結構物及裝卸機械之地震力。
5. 作用於裝卸機械之風力。

[說明]

(1)作用於繫靠船台之外力及載重原則上如上所述。但除上述五種外力及載重外，認爲另有特別需要考慮之載重時，應另行加入。

(2)計算上述五種外力及載重時，可依下述各篇章節辦理。

(a)船舶之護舷反力：第二篇「船舶所生之外力」及本篇「防衝設備」。

(b)船舶之拉力：第二篇「船舶所生之外力」。

(c)自重、活載重等所引起之垂直力：第二篇「載重」及本篇「作用於棧橋碼頭之外力」。

(d)作用於結構物及裝卸機械之地震力：第二篇「地震及地震力」及本篇「作用於棧橋碼頭之外力」。

(e)作用於裝卸機械之風力：第二篇「風壓力計算」。

(3)除上述五種外力及載重外，另有波力及風力作用於停泊中之船舶。波高在 30cm～50cm範圍內時，船舶護舷反力比波力爲大。又風速在25m/sec以下時，船舶護舷反力比風力爲大，風速在25m/sec以上時，船舶須離開避難，對波力及風力則不必再加考慮。

13-4 基樁式繫靠船台

在初步設計基樁式繫靠船台時，原則上應對下述各點加以檢討。
1. 基樁之應力(水平力、垂直力、扭轉力)。
2. 基樁之入土深度。
3. 繫靠船台之撓曲量。

[說明]

(1)上述三項可依照本篇「直樁式棧橋碼頭」及「其他型式之棧橋碼頭」所述各點辦理。

(2)一般直樁式繫靠船台，船舶之靠岸能量係由護舷之變位及繫靠船台本身之變形吸收能量而設計之。

13-5 鋼版圓筒式繫靠船台

鋼版圓筒式繫靠船台之基本設計，原則上應檢討下列各點。

1. 對剪斷變形之換算牆體寬度。
2. 版樁入土深度。
3. 牆體安定檢討(滑動、承載力、傾覆)。
4. 版樁拉力。
5. 裝卸機械及繫船柱等之基礎。

[說明]

(1)上列項目中第1.2.3.4.項可依照本篇「鋼版樁圓筒式碼頭」及「鋼版圓筒式碼頭」所述各點辦理，而第五項則可參考第五篇「基樁基礎之承載力」及本篇「裝卸機械之基礎」所述各點辦理。

(2)鋼版圓筒式繫靠船台，其換算等量牆體之寬度，可由下式求之。

$$B=\sqrt{3}R \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (13\text{-}1)$$

式中

B: 換算等量牆體之寬度(m)

R: 鋼版圓筒之半徑(m)

(3)在鋼板圓筒式繫靠船台之頂端，普通全部澆鑄鋼筋混凝土版，並將鋼版樁頭埋入混凝土內。故在鋼筋混凝土版上裝置重裝卸機械等時，經由鋼筋混凝土版傳達至鋼版樁之壓力相當大。此種重量如不在圓筒內填料和打基樁予以支撐而減輕重量時，鋼版樁頭可能發生屈曲現象，應加留意。

13-6 沉箱式繫靠船台

沉箱式繫靠船台之基本設計，原則上應對下列各點，加以檢討。

1. 沉箱之滑動
2. 沉箱之傾覆。
3. 地層之承載力。
4. 沉箱之迴轉。
5. 各構材之強度。

[說明]

(1)上述第1.2及3項，可參考本篇「重力式碼頭」所述有關各節，加以檢討。

(2)沉箱之迴轉係外力對繫靠船台在偏心作用時，所引起之現象，故縱使能滿足上述第1.2及3項條件，仍有發生危險之可能，因此須加檢討。此時之抵抗力爲沉箱底面之摩擦力。其安全係數同滑動安定。

(3)沉箱可參考第四篇「沉箱」所述各節設計。

第 十 四 章　曳 船 道

14-1 設計之基本原則

設計曳船道時以不妨礙利用及結構爲原則。

[說明]

(1)曳船道爲供船舶在陸上與海上之間起降之設施。而將船舶起架主要係爲修理、避波浪或海嘯等。

(2)30噸以上之船舶起降時，大多以鐵軌或使用滑道。而直接使用曳船道之滑道斜坡者，大多爲30噸以下之小型船隻。

(3)曳船道各部份之名稱如圖8-14-1所示。

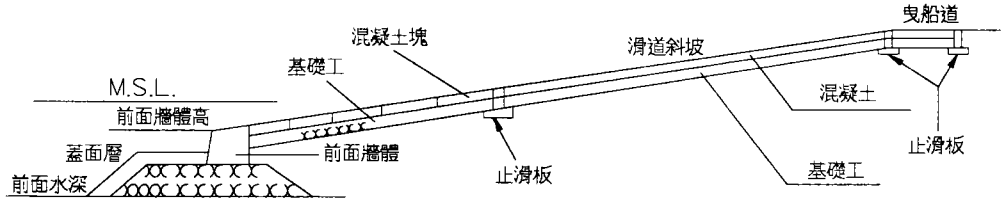


圖8-14-1　曳船道各部分之名稱

14-2 設置位置之選擇

選擇設置位置時，應考慮下列各點:

1. 曳船道前面水域須穩靜。
2. 前面水域須不產生淤積，或不發生沖刷。
3. 不妨礙其他船隻之航行及停泊。
4. 滑道後面須有適當空地，以供起船上岸之用。

[說明]

(1)曳船道之滑道斜坡，波浪很容易沿滑道斜坡上湧，故需選擇水域穩靜之處，以免妨礙起船及修船作業。

(2)前面水域很易被漂沙或河川流出之砂土所淤積之處，由於需浚挖維護等，故應儘量避免選作曳船道之用。而易於沖刷之處，亦宜避免之。

(3)一般滑道斜坡後面之空地，用作安裝絞吊車或漁具等之臨時堆放，故須儘量規劃廣闊面積。尤其滑道後面鄰接道路時，兩者之間應留空地，以期互不妨礙作業。

(4)颱風時，湧上滑道之波浪如有侵襲滑道背後之可能時，應在滑道頂適當地點再建造擋水牆。

14-3 各部份之尺寸

14-3-1 各部份之高度

1. 前面牆體之頂高，應以朔望平均低潮位(L.W.L)爲基準 ，且低於最大船隻之吃水深度爲標準。
2. 放置船舶位置之頂高，依本篇「碼頭之頂高」所述辦理。但需與碼頭等鄰接時，則需考慮利用上之便利，可與碼頭等之頂高相同。在前面水域波高較大時，則需考慮波浪之溯上高度。

[說明]

(1)上述前面牆體頂高之基準，係以在小潮位低潮時亦能起船上岸爲前提。此時主要船舶之吃水，如爲在修理、或避難等之狀況，採用空船時之吃水深度，而小型漁船在裝載漁獲物等仍須起船上岸時，則以滿載吃水深度爲準。

又在潮差較小之處，於大潮位低潮時或波浪頗大時亦須起船上岸者，則應將前面牆體頂高再予降低。

(2)起船上岸時，在坡度變化點處，船首離地而向前上方突出，以致受阻，無法拉上，故需用大力量將船首下壓後始能繼續拉上。因此滑道斜坡上以不設坡度變化點爲佳。

(3)水深很深，且用地很狹窄時，滑道斜面坡度變化點之高度，可參考下列之值。

滑道斜面以雙斜面構成時:

斜面坡度變化點在M.S.L附近～H.W.L之間。

滑道斜面由三斜面構成時:

斜面頭一個坡度變化點在L.W.L附近。

斜面後一個坡度變化點在H.W.L附近。

(4)前面水域之波高很大時，應視波浪之溯上高度而決定置船場之頂高。同時在有暴潮及地層沉陷之處，在決定置船場時應加以考慮。

(5)滑道斜面浸水部份之結構，一般鋪設混凝土方塊者爲多。此時現場灌注混凝土與鋪設混凝土方塊之界線可取在M.S.L附近。

14-3-2 曳船道之長度及背後面積

曳船道之長度及背後面積以不妨礙利用爲原則，應儘量規劃成廣闊的面積。

14-3-3 前面水深

滑道前面水深，應以最大目標船隻之滿載吃水再加0.5m之值爲標準。

14-3-4 滑道坡度

滑道以單一坡度者爲最佳。其坡度以1：6～1：12爲標準。

14-3-5 滑道前面之泊地面積

滑道前面之泊地需有充裕廣闊的面積，以確保船隻起降作業時，不損害船隻及不妨礙其他船舶之航行等。

14-4 前面牆體與滑道鋪設

14-4-1 前面牆體

設計前面牆體時，須考慮下列事項：

1. 前面牆體可用各種之結構型式設計之。
2. 基礎須具有充分的承載力，且無波浪沖刷之虞慮。

14-4-2 滑道鋪設

設計滑道鋪設時，對下列事項應加注意：

1. 應防止被船舶等的載重破壞鋪面。
2. 應防止鋪面被波浪破壞。
3. 應防止因滑道基礎的不均勻沉陷而破壞鋪面。

14-5 側牆

側牆可用各種之結構型式設計之。

第 十 五 章　氣墊船碼頭設施

15-1 設計之基本原則

氣墊船之碼頭設施，須供乘客安全的上下，且須使氣墊船安全順利離靠，而決定適當的位置及結構。

[說明]

(1)氣墊船是由船下面向下排放空氣而浮遊於空中，並由螺旋槳推進前行方式之船舶，因不受水的阻抗，故可高速行駛(最高速度65knots、巡航速度55knots)，水陸兩用，且可越過些微障礙行駛等優點。其缺點則是乘坐時感覺上很差，且對風的抗力很差，易被吹離航道。

(2)氣墊船之離靠設施，普通均設於陸上，與本篇「曳船道」一樣，需利用滑道斜面作離、靠之用。

(3)普通之氣墊船如圖8-15-1所示。

(4)氣墊船之主要規格如表15-1所示。

(5)氣墊船碼頭設施之結構如圖8-15-2所示。

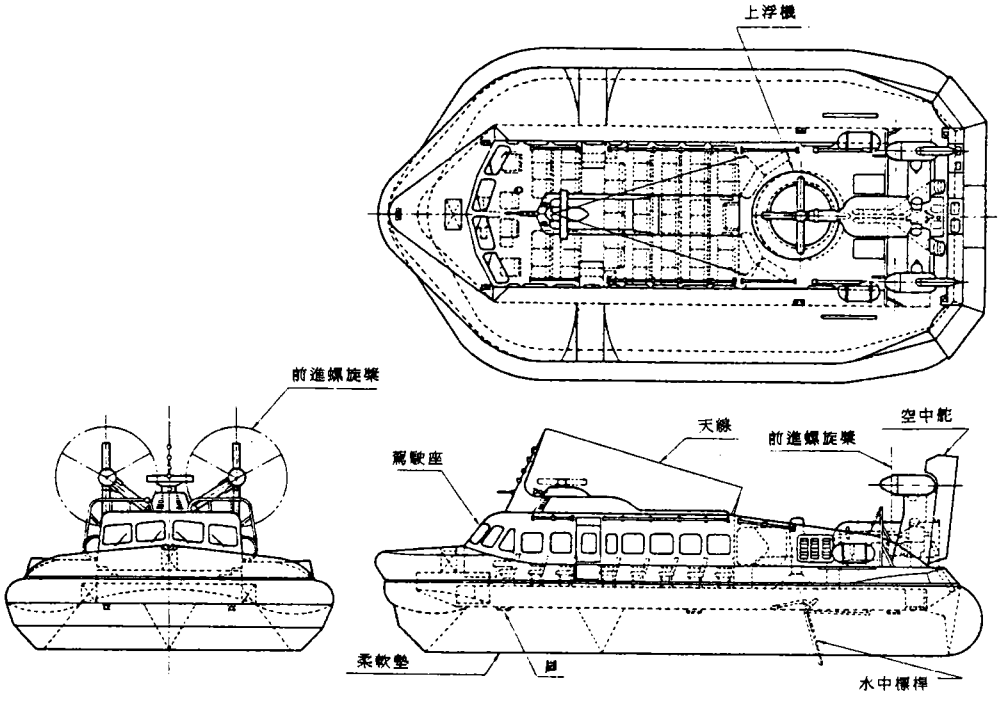


圖8-15-1　氣墊船圖

表15-1　氣墊船之規格

型　式	建　造　社	全長(m)	全寬(m)	全高(m)	底墊高度(m)	搭　載　量	重量(t)	最高速度(konts)
MV-PP5	三井造船(日)	16.0	8.6	4.4	1.2	52名	14	55
MV-PP05 MKⅢ	"	7.9	4.1	2.7	0.5	8名	2.4	33
MV-PP15	"	24.7	12.7	7.9	1.6	155名	50	65
SRN6	BHC(英)	14.8	7.0	4.6	1.2	38名	9.1	60
SRN4	"	39.7	23.5	13.0	2.5	轎車30台 256名	170	70
BH7	"	23.8	13.7	10.0	1.7	15 t	48	65
HM2	Hovermarine(英)	15.5	6.1	4.2	—	60名	19.3	35
VT1	Vosper(英)	29.1	13.6	—	1.7	轎車10台 146名	83	40
N300	SEDAM(法)	24.0	10.5	7.5	2.0	90～100名	27	57～62
SES100B	Bell(美)	23.8	10.7	—	—	10 t	—	80

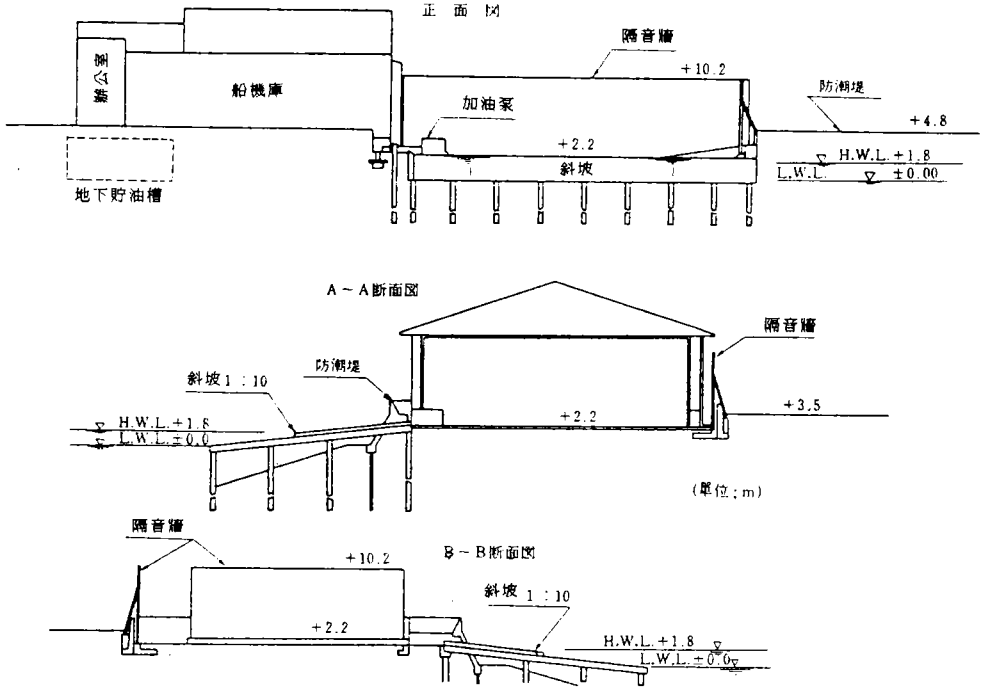


圖8-15-2　氣墊船碼頭設施結構

15-2 位置之選擇

選擇位置時須考慮下列事項:

1. 前面水域需平穩。
2. 前面水域應儘量較少強風及橫風之處。
3. 不妨礙其他船舶之航行及停泊。
4. 應選在氣墊船所發出的噪音及航道與設施周圍受霧氣影響較少之處。

[說明]

(1)氣墊船在高速行駛時的安全性很好，但離開碼頭在船低速行駛時，特別容易受到風力之影響，故選擇氣墊船設施之位置時，須考慮前面水域之平穩性以及恒風的風向等。

(2)氣墊船所發出的噪音可達 100分貝左右(距離50公尺)，對周圍地區的影響很大，故應儘量遠離醫院，學校及住宅區等，而氣墊船碼頭之周圍亦須圍以隔音牆以阻絕噪音。

15-3 氣墊船碼頭設施

氣墊船碼頭設施須設有滑道、岸肩、旅客上下船設施等。且因應需要，須設有照明設施、氣墊船庫、防音牆、加油設施、修理設備及其他必要之設施等。

第 十 六 章　繫船浮筒

繫船浮筒(Mooring fuoy)係防止船舶因風、潮流、波浪等之作用，從停泊位置流失，並使船舶可在泊地內安全錨碇停泊的設備。

[說明]

(1)繫船浮筒由結構上來分，有沉錘式、錨鍊式及沉錘錨鍊式等三種，如圖8-16-1。

沉錘式如圖8-16-1(a) 所示，係由浮筒、浮筒鍊及沉錘三部份所構成，不用錨碇。錨鍊式如圖8-16-1(b) 所示，係由浮筒、錨鍊及錨三部份所構成，不用沉錘。此種型式與其他型式相比，雖然工程費較便宜，但船舶之轉動半徑較大，不適於泊地狹窄之港灣。

沉錘錨鍊式，一般較常用者如圖8-16-1(c) 所示，係由浮筒、浮筒鍊、地鍊、沉錘、錨所構成。此種型式若將沉錘加重，則可縮短船舶之轉動半徑，在泊地較狹窄之港灣亦可使用。船舶泊於浮筒之方式有單浮筒停泊法及雙浮筒停泊法兩種。雙浮筒停泊法係將船舶繫於兩隻以上之浮筒，船體不能轉動，故所需泊地面積較小，然浮筒受較大之船舶拉力。單浮筒停泊法雖作用於浮筒之船舶拉力較小，惟所需泊地面積則較大。

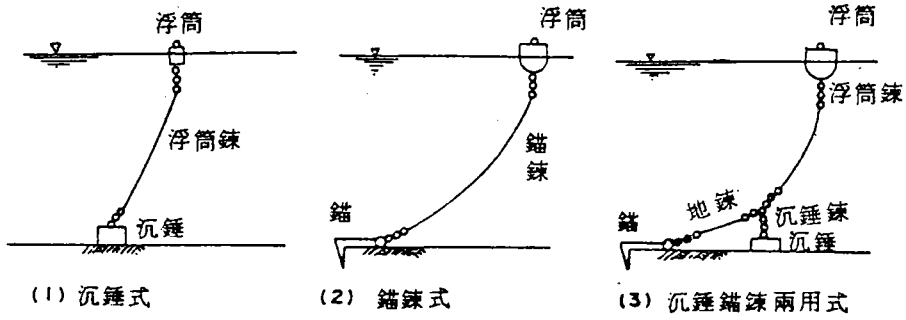
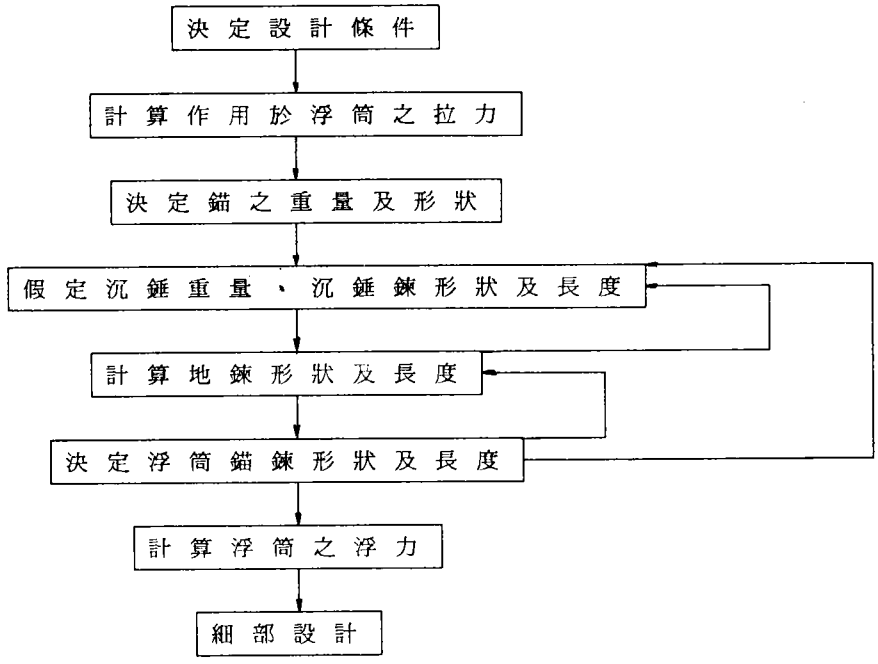
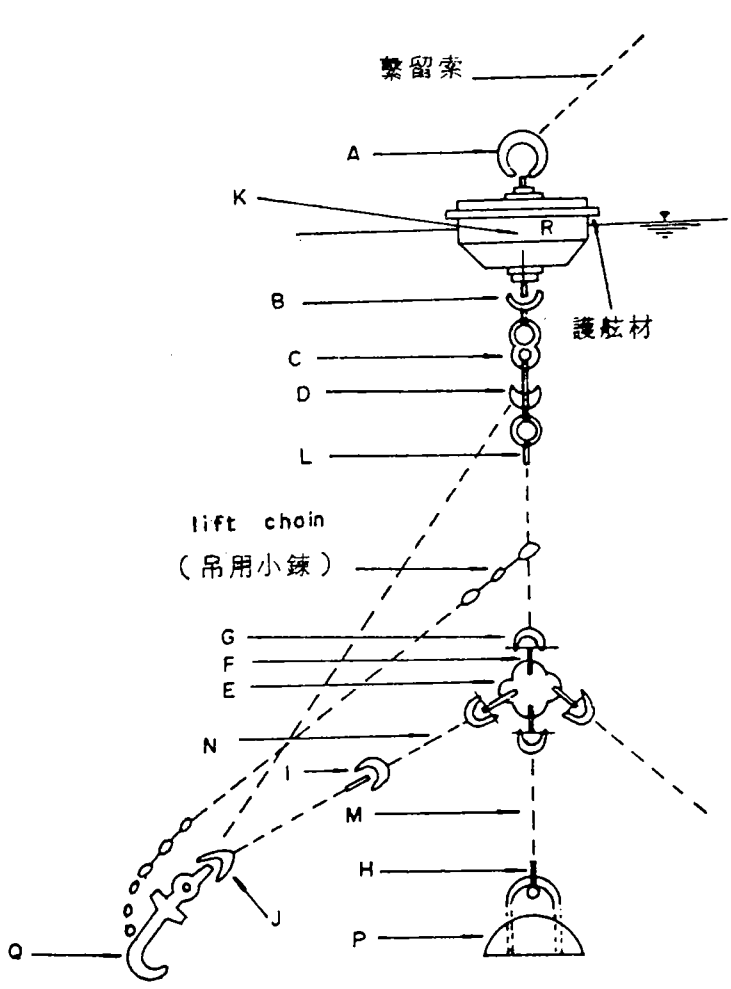


圖8-16-1　繫船浮筒之型式

(2)沉錘錨鍊式繫船浮筒之設計流程如下。



(3)繫船浮筒之一般圖，如圖8-16-2所示。



A: hoop shackle （繫泊環） 1個
B: anchor shackle （鍊鈎環） 1個
C: swivel piece （旋轉環） 1個
D: joining shackle （聯結鈎環） 1個
E: mooring piece （繫留板） 1個
F: long ring 2個
G: joining shackle （聯結鈎環） 2個
H: anchor shackle （錨鍊鈎環） 1個
I: joining shackle （聯結鈎環） 2個
J: anchor shackle （錨鍊鈎環） 2個
K: chain （鍊） 1連
L: main chain （錨鍊） 1個
M: sinker chain （沉錘鍊） 1連
N: ground chain （地鍊） 4連
P: sinker （沉錘） 1連
Q: ancher, screw sinken 錨或螺栓錘 1連
R: buoy （浮筒） 1連

圖8-16-2 繫船浮筒結構圖

(4)作用於繫船浮筒各部份間之應力(例如錨鍊、地鍊之拉力等)由所構成之浮筒、錨鍊、沉錘、錨、地鍊等之形狀及重量而決定，故其中之一形狀變更時，則全部之應力亦發生變化，故如欲設計最經濟之繫船浮筒時，應先假定浮筒、沉錘等六件之形狀後，就其形狀計算應力，用反復試算法，對各件之形狀，逐漸加以修正，以決定最適合之形狀。

16-1 設計所需之條件

設計繫船浮筒之前應考慮之條件爲；

1. 繫船條件：
   (1)繫船方式：即用單浮筒或雙浮筒。
   (2)船舶之容許轉動範圍:即用單浮筒時，船舶之容許活動半徑。
2. 自然條件
   (1)風向、風速。
   (2)潮流、潮汐。
   (3)波浪。

(4)水深。
(5)泊地之土質。

3.繫泊船舶之各種尺寸。
(1)船舶長度。
(2)船舶寬度。
(3)噸位。
(4)吃水。
(5)自水面至船舶繫纜孔之高度。
(6)船舶吃水線上及吃水線下部份在水面上之正面及側面投影面積。
(7)油輪輸油管口在水面上之高度。

16-2 作用於浮筒之拉力

1.作用於浮筒之拉力：船舶受風、潮流、波浪等之影響，作用於浮筒之拉力，無理論公式可供推算，一般以表16-1之實測值加以估計。

表 16-1

船舶噸位	繫泊法	風速 (m/sec)	潮流 (m/sec)	拉力 (m/sec)
10,000GT	單浮筒	27(最大)	0	25
10,000GT	單浮筒	22	0	25
10,000GT	雙浮筒	20	0.51	47 32.4
15,000DW	雙浮筒	15	0.25	38
50,000DW	雙浮筒	20	0.2	120

2.單浮筒繫泊時，船舶可轉動。

依據日本商船大學之模型實驗，船舶繫於浮筒之轉動角（風向與船軸之交叉角），最大爲30°左右。由於錨鍊長度及風速關係，其角度會發生相當大之變化。

3.雙浮筒繫泊時，船舶之轉動微小，故如欲減小船舶之轉動，將浮筒與風向及潮流方向，平行佈置即可。

16-3 繫泊浮筒各部份之設計

16-3-1 錨

1.每一座浮筒，通常配備三具錨，設計時每一錨均須承受全部水平方向力之作用。
2.作用於浮筒之水平力，原則上僅由錨抵抗。錨之錨碇力可依照「錨鏈之設計」所述各點求之。

有時亦有依賴地鍊與海底接觸部份之爬駐力，然對錨與地鍊二者之共同作用效果如何，尚無理論公式可資參考，且鍊條之抵抗力較錨之抵抗力相比又小甚多，故設計時，水平力全以錨抵抗計算較安全，通常海港所使用之錨爲單爪桿錨。

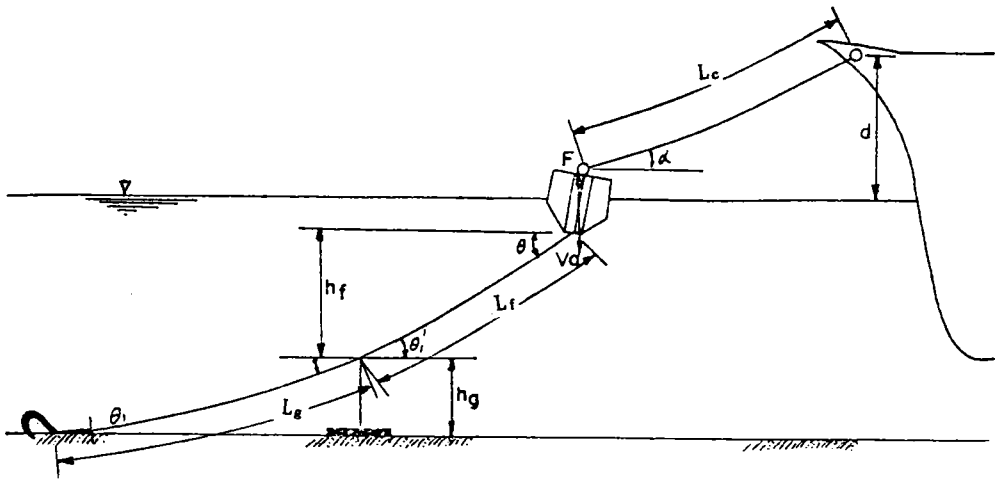
16-3-2 沉錘及沉錘鍊

1. 沉錘鍊之長度通常爲3m～4m。沉錘鍊太長時，拉力使地鍊浮起，影響爬駐力，並易發生纏結，造成地鍊磨損及折斷之原因，故錘鍊不能太長。沉錘鍊應採用與錨鍊同直徑者。
2. 沉錘之重量，因碇繫船舶之噸位而異，碇繫5,000GT 之船隻用浮筒之沉鍊，其水中重量爲5噸，10,000GT則爲8噸左右。其他可參考此兩種重量決定。沉錘之重量如達到所需求者，其形狀及材質均可不拘。在日本大部份用鑄鐵鑄造，形狀爲圓盤形，甚少使用混凝土方塊。如將沉錘底面造成凹狀時，在軟弱海底地層增加爬駐力效果相當大。
3. 沉錘之效用，在於吸收作用於鍊條之護舷反力，同時亦能節省錨鍊之長度。故欲爲縮短船舶之轉動距離而將錨鍊減短時，須將沉錘之重量相對加重。

16-3-3 地鍊

1. 鍊條以25m爲單位，故地鍊之長度，通常爲50m。在地鍊與錨碇連接點處，如地鍊與海底面所成角度超過3°時，錨之爬駐力即驟然減底，故此角度須保持3°以下。拉力作用於浮筒時，應在地鍊與海底所成角度，保持在3°範圍內，決定地鍊之重量。又拉力過大時，亦有將地鍊之長度加長，使錨與地鍊之連接角度減小。

在地鍊與錨連接處，地鍊與海底所成之傾斜角，可用「錨鍊之設計」所列公式計算。計算地鍊與海底所成之傾斜角時，公式中之一部份符號說明，須變更如下(參考圖8-16-3)：



8-16-3　兩用式浮筒

L: 地鍊之長度(Lg)(m)

h: 地鍊上端至海底之垂直距離，即爲沉錘鍊之長度，沉錘之高度及寬裕量三者之和(hg)(m)

p: 作用於浮筒之拉力之水平分力(t)

w: 地鍊之單位長度在水中之重量(t/m)

θ_2：地錬上端之傾斜角(°)

但是，計算時先假定Lg、w及hg之數值後，反復試算使θ_1變成3°以下爲止。

2. 地錬之最大拉力(T_g)可由「錨錬之設計」所列公式求之。此時 p爲代表作用於浮筒之船舶拉力之水平分力，θ_2即代表在地錬上端之地錬傾斜角。此時之地錬形狀須能承受拉力(即拉力之水平分力)。
3. 地錬之容許拉力可由「錨錬之直徑」說明第(1) 項決定之。如將浮筒之錨錬重量加重，則可吸收由碰撞而引起之能量。如本篇「錨錬之設計」(12-12) 公式所示，錬條之直徑不能僅依據強度決定，應採用1/5～1/6耐力試驗載重。

16-3-4 浮筒之錨錬

1. 浮筒錨錬(主錬)之長度，即圖8-16-3 中L_f，通常約爲水深之1.4倍，不能過長否則容易纏結及磨損折斷，應加注意。
2. 浮筒錨錬之水中單位重量(w)(t/m)，可由「錨錬之設計」公式計算之。計算時，公式中之L爲浮筒錨錬之長度(圖8-16-3之L_f) (m)。h爲浮筒錨錬上下端之垂直距離(圖8-16-3之h_f) (m)，即自錨錬與浮筒之連接點至沉錘底面完全吊離海底時沉錘錬上端連接點之垂直距離。P爲作用於浮筒拉力(t)，θ_2，θ_1爲浮筒錨錬上下端之傾斜角(即圖8-16-3 之θ_2',θ_1')。再者θ_1'如圖16-4 所示，可由錨錬下端拉力(T_{fe})、地錬上端拉力(T_g)及沉錘錬上端拉力(T_{su}) 三者之平衡計算之。(T_{su})三者之平衡計算之。T_{su} 爲沉錘與沉錘錬在水中之重量，T_g及其方向可由本章「地錬」所述各點計算。
3. 在浮筒錨錬上端之拉力，可用本篇「錨錬之設計」公式計算。計算時所用水平外力，可採用拉力之水平分力。又在浮筒與錨錬連接處，錨錬與水平面所成角度(θ_2')，可用上述第2項所設之錨錬單位長度在水中重量，以公式計算之。並用浮筒錨錬上端之拉力驗算浮筒錨錬之強度。
4. 浮筒之水平移動距離 (k)，可用本篇「錬條之設計」公式計算。符號說明一部份應改變如下：

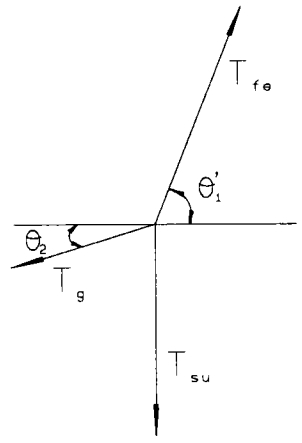


圖8-16-4 地　　錬

θ_1：浮筒錨錬下端與水平面所成角度(即圖8-16-3之θ_1')(°)

θ_2：浮筒錨錬上端與水平面所成角度(即圖8-16-3之θ_2')(°)

上述所計算之浮筒移動距離(k)之數值 ，與泊地面積相比，是否適當應加以檢討。如過大則將浮筒錨錬縮短，或將沉錘重量加重，或將浮筒錨錬單位長度之重量加重。

16-3-5 浮筒之設計

當設計拉力作用於繫船浮筒時，浮筒必須有一部份在水面上，浮筒不靠船時，應將浮筒錨鍊懸垂水中，有時沉錘鍊及地鍊一部份亦懸垂水中使浮筒浮出水面，其浮出水面高度約爲浮筒高之1/2～1/3。爲符合上述兩項條件，浮筒必須有之浮力可由下式計算。

$$F=V_a-\frac{P}{\sqrt{\left(\frac{L_c}{d}\right)^2-1}}$$

式中　F: 浮筒所需之浮力(t)

V_a: 作用於浮筒之垂直力(t)，可由本篇「錨鍊之設計」公式求之。

L_c: 繫泊索之長度(m)

d : 船舶繫纜孔自水面之高度(m)

實際上所需全部浮力即爲抗拉力所需之浮力與浮筒本身之和。

16-4 細部設計

1. 浮筒形狀計有梨型、桶型、圓筒型、球型、圓錐型及陀螺型等。現在常用者爲陀螺型，浮筒各部份結構，在沒入水中後傾覆各方向時均能承受所要求之水壓力才可。浮筒內部有隔艙者，爲避免船舶碰撞浮筒，須裝設巨大護舷木予以保護。
2. 鏈接(Shackle)、 旋轉環(Swivel)、 鍊環(Link)及繫版(Mooring Piece)等附屬零件，其強度須與鍊強度相配合。
3. 用於浮筒與錨鍊之連接部份及沉錘鍊與浮筒錨鍊連接部份之鏈接及旋轉環等，因浮筒之轉動，磨損非常大，在設計及管理時應加注意。
4. 豎琴形鏈接(Harp Shackle)之標準尺寸，如表16-2所示。

表16-2　繫泊環標準尺寸

繫留船舶(總噸數)	內　徑 (mm)	環　徑 (mm)
500	200	80
1,000	240	80
2,000	280	100
3,000	320	100
4,000	360	110
5,000	400	110
6,000	440	110
8,000	480	120
10,000	520	130
15,000	520	130
20,000	520	130
25,000	560	140
30,000	600	150

第 十 七 章　其他形式之碼頭

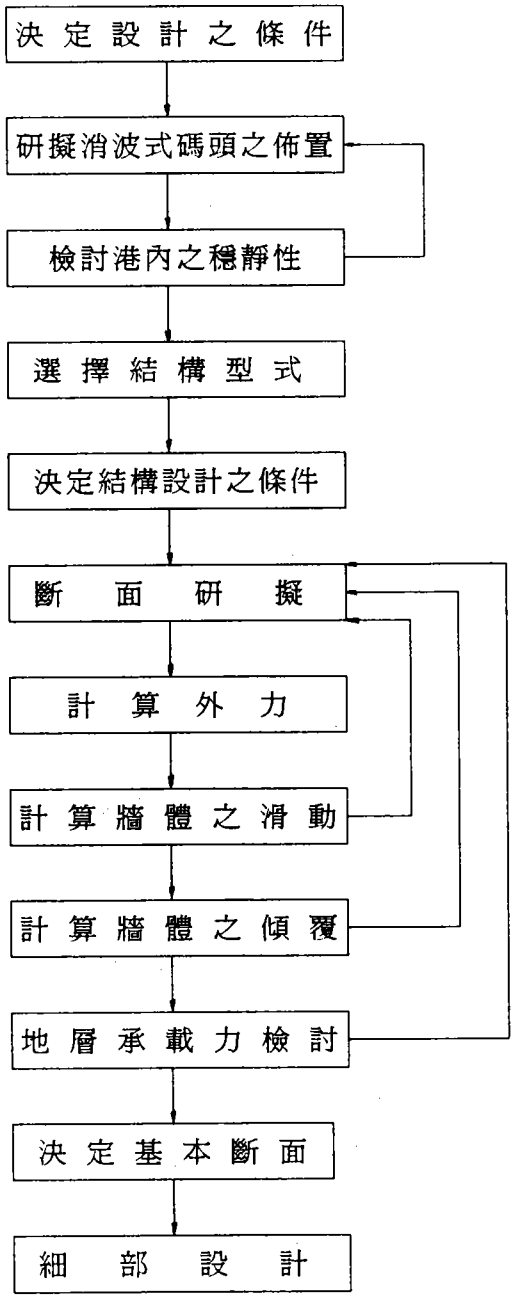
17-1 直立消波式碼頭

17-1-1 設計之基本原則

直立消波式碼頭，應考慮港內穩靜度，配置於有利的位置，並依所需的消特性加以設計之。

[說明]

(1)直立消波式碼頭之設計流程如下:



(2)港內波浪乃係從港口進入港內之入射波、越波所致傳遞波，以及港內發生波及港內設施或陸地岸邊等之反射波。因此爲提升港內之靜穩性，首先須檢討防波堤等設施之法線規劃，同時港內設施採用消波結構亦有減少反射波之效果。

(3)普通直接承受港口入射波之反射面及承受多方向波浪集中之反射面採用消波結構效果較彰，消波不僅限於碼頭，護岸或防波堤之內側亦需加以消波。

(4)小型船舶碼頭等需較高靜穩度之設施，所使用之碼頭及會遭受到反射波影響區域內之一些設施，均以採用消波結構效果較佳。

(5)有關消波效果宜以水工模型試驗加以檢討。此時除入射波之特性外，潮位之高低也會使消波效果有所不同，故須加以留意。

有關直立消波式碼頭最近有許多的研究，宜詳加參考。

17-1-2 結構型式之選擇

直立消波式碼頭隨波浪之特性消波效果也會有所不同，故設計時應對波浪之條件，選擇適宜之結構型式。

[說明]

(1)直立消波式碼頭通常由前牆(透水牆)、消波室、後牆(不透水牆)組合而成，通過前牆開口之波浪，於消波室內，因結構物內部之摩擦抵抗及波浪相位差等，減輕波浪能量，使反射係數降低以求得港內之靜穩，而結構計算時，設計波高應採用颱風時之波高，檢討消波效果時，則平時與颱風時的波浪條件均須加以檢討。

(2)直立消波式碼頭有由具孔洞之長方形方塊堆疊而成之直立混凝土塊消波式碼頭與前面爲透水牆，內部爲消波室之直立消波沉箱式碼頭。前者爲長方型之各種混凝土方塊，後者有直立開孔式沉箱與多孔式沉箱。結構型式之選擇時，須注意下列事項:

(a)所需之反射係數: 爲求所需之靜穩性須決定反射係數。而反射係數之檢討則可參考第七篇「直立消波塊堤」及「消波沉箱堤」所述各點辦理。

(b)有關波浪之特性: 選擇可求得所需反射係數之結構。有關之入射波則因前牆的形狀及消波室容量的不同，反射係數亦有不同。而隨結構與水位亦會使反射係數不同。

隨情況進入於消波結構內之水，會回流而擾亂前面之水面。因此宜以水工模型試驗加以決定。

(c)施工時承受波浪較大之處，普通可採用有整體結構之直立消波沉箱式碼頭穩定性較佳。

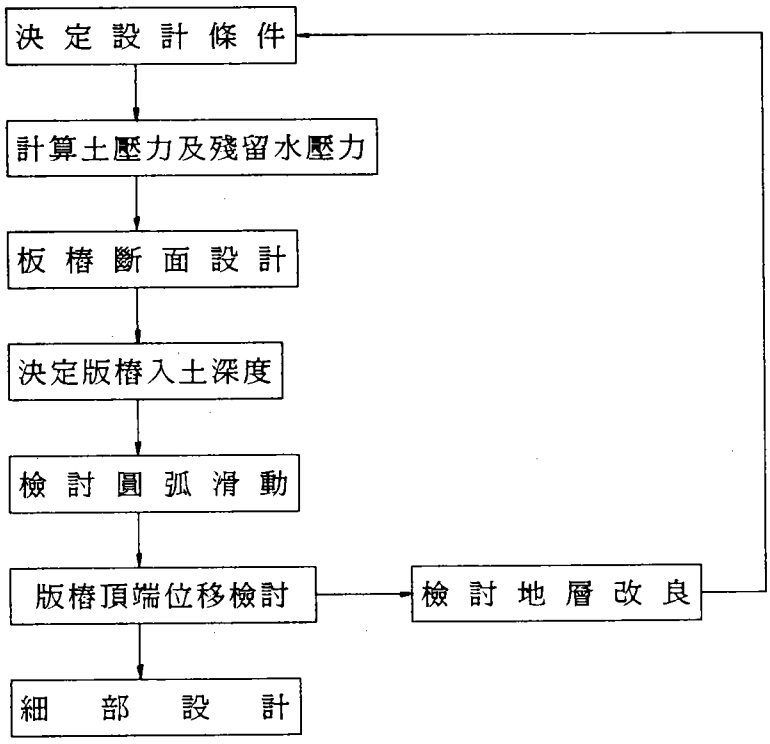
17-2 自立式版樁碼頭

17-2-1 設計之基本原則

本節所述適用於打設於砂質地層，無錨錠設施之懸臂式版樁碼頭。

[說明]

(1)自立式版樁碼頭設計流程如下所示。



(2)自立式版樁碼頭之設計例如圖8-17-1所示。

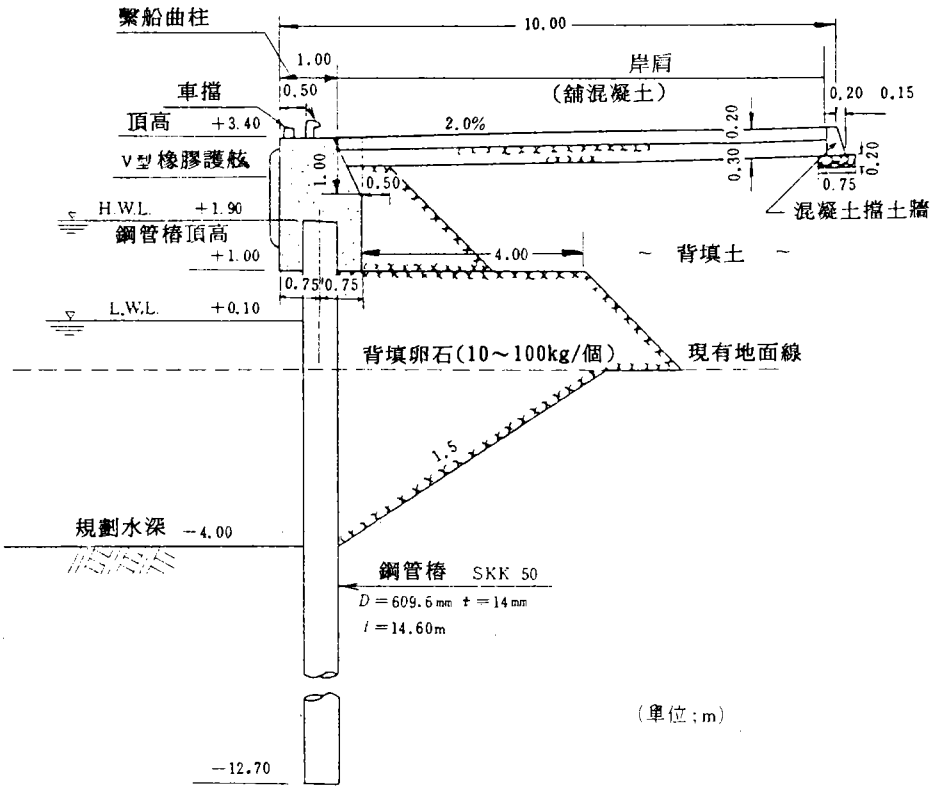


圖8-17-1 自立式版樁碼頭設計圖

17-2-2 作用於版樁之外力

· 作用於版樁之外力可依「作用於版樁之外力」所述各點辦理。

1. 海底地層爲砂質時，作用於自立式版樁碼頭之土壓力及殘留水壓力，如圖8-17-2所示。在海底面下，作用於版樁後側之主動土壓力及殘留水壓力之和與作用於版樁海側之被動土壓力相等之處爲假想海底面。在假想海底面上，主動土壓力及殘留水壓力之和減去被動土壓力之差作用於版樁，在假想海底面以下則相反。
2. 土壓力及殘留水壓力可照本篇「設計版樁碼頭時應考慮之土壓力及殘留水壓力」加以計算。

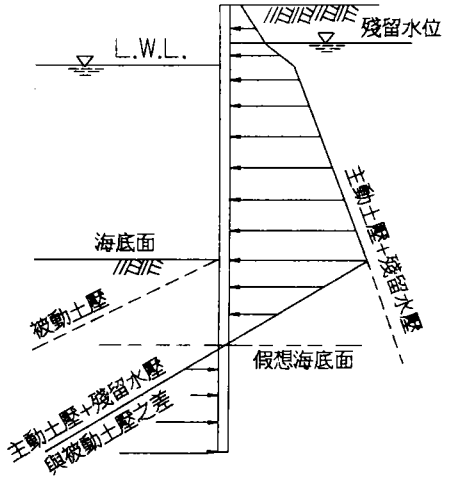


圖8-17-2 假想海底面

[說明]

在海底面附近下，版樁前面的被動土壓力小於背後主動土壓力與殘留水壓力之和，所以海底面附近版樁前面的土係爲被動型態，不發生彈性土壓力的彈性反力。因此在版樁後面主動土壓力及殘留水壓力之和與版樁海側之被動土壓力相等之處亦即假想海底面。而在假想海底面以上，主動土壓力及殘留水壓力之和減去被動土壓力之差作用於版樁，在假想海底面以下作用於版樁之力，可視爲僅有地層之彈性反力，背後之主動土壓力可不計。

17-2-3 版樁斷面之決定

版樁牆所產生的最大彎矩，原則上依據基樁之側向抵抗予以計算。

[說明]

(1)基樁側向抵抗之計算可參考第五篇「用解析方法推算」所述方法辦理。

(2)作用於自立式版樁牆之載重爲分佈載重與作用於基樁之載重不同，故最大彎矩無法用簡單的公式求之。計算最大彎矩時，一般係將均佈載重換算爲集中力後加以計算。

(3)使用鋼管樁時，因鋼管受土壓力及殘留水壓力作用，引起斷面變形(由圓形變成橢圓形)，將發生二次應力。而自立式版樁碼頭爲位移較大的結構物，於發生最大彎矩的位置附近，有可能發生較大之二次應力。故採用大口徑之鋼管樁時，其所生之二次應力亦隨之增大。因此對二次應力，應另行加以檢討。

17-2-4 版樁入土深度之決定

版樁入土深度可依據第五篇「基樁側向之容許承載力」，取基樁之有效長度以上。

[說明]

自立式版樁碼頭與基樁相同，以同樣的方式支撐背面砂土，故版樁入土深度可用與基樁同樣方法計算。若採用基樁側向抵抗之日本港研方法時，所需之入土深度爲1.5Lm_1。上述Lm_1爲基樁之樁頭至基樁彎矩第一零點之深度，而入土深度並非自海底面起算，而是自假想海底面起算之深度。

17-2-5 版樁頂端位移量之檢討

自立式版樁碼頭，其版樁頂端之位移以不妨礙使用爲原則。

[說明]

(1)版樁頂端之變位量(δ)爲下列三種數量之和:

(a)在假想海底面處版樁撓曲量(Deflection)(δ_1)。

(b)在假想海底以上之版樁撓曲量(δ_2)。

(c)在假想海底面上，因版樁之迴轉(Rotation) 所產生之版樁頂端捲曲量(δ_3)。

δ_1及δ_3可參考第五篇「用解析方法推算」所述計算之。

δ_2則可以碼頭背後之土壓力爲作用力，將版樁視爲懸臂樑予以計算之。

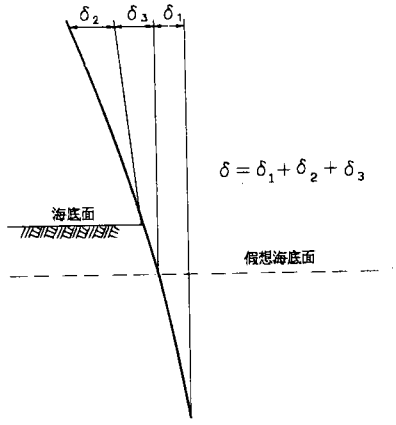


圖8-17-3 版樁頂端之位移量

(2)版樁頂端之撓曲量，係假設碼頭面爲無載重狀態，計算之位移量。故計算碼頭完成後，上載載重及地震時，由土壓力引起之碼頭頂端位移時，其總載重應含增加之各種載重。

17-2-6 施工中外力之檢討

設計自立式版樁碼頭時，須考慮施工中之外力，其結構須能承受該等外力之作用。

[說明]

背後尚未填土之自立式版樁碼頭，對外力之抵抗較爲軟弱。在海中建造碼頭時，施工中有此種不穩定之狀態發生，此時應確保其結構於承受波浪外力等作用時之安定性。

17-2-7 細部設計

自立式版樁碼頭之細部設計可依照本篇「細部設計」辦理。

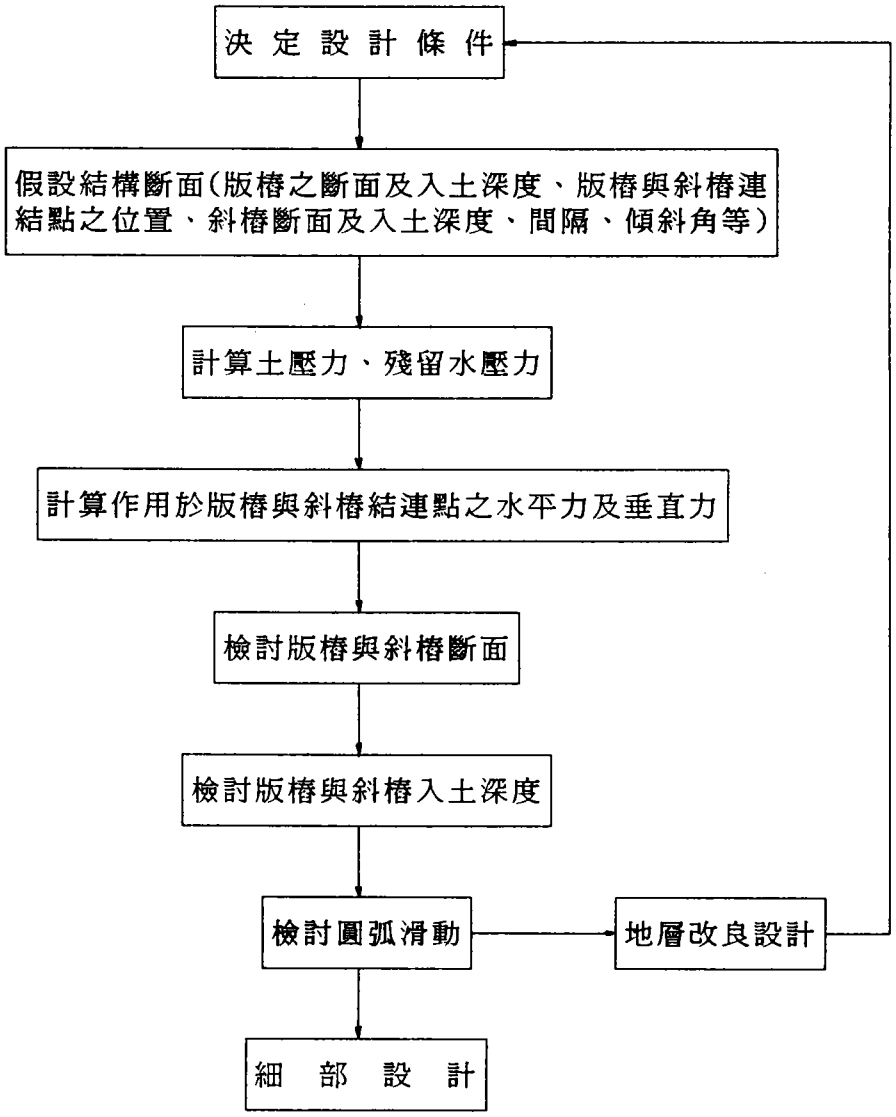
17-3 斜樁錨錠式版樁碼頭

17-3-1 設計之基本原則

本節所述適用於版樁背側打設斜樁，並將斜樁樁頭與版樁連結，以支撐背填砂土之版樁式碼頭設計。

[說明]

(1)斜樁錨錠式版樁碼頭設計流程如下:



(2)斜樁錨錠式版樁碼頭之設計例如圖8-17-4所示。

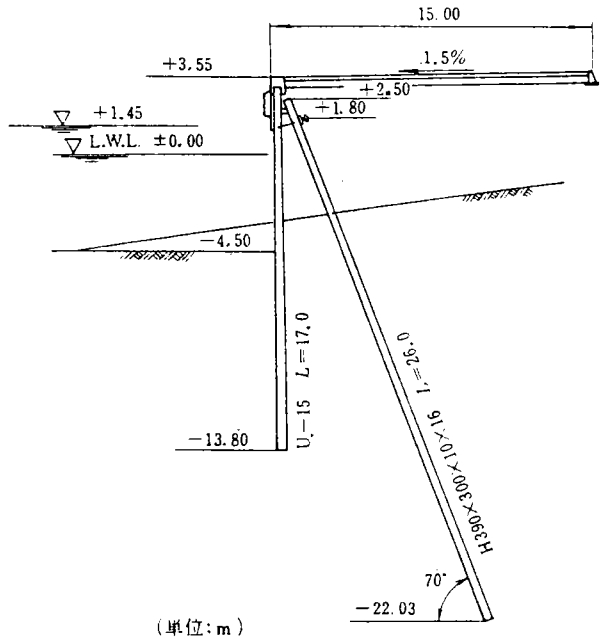


圖8-17-4　斜樁錨錠式版樁碼頭之設計例

17-3-2 作用於斜樁錨錠式版樁之外力

作用於斜樁錨錠式版樁之外力，可依本篇「作用於版樁之外力」規定計算。

17-3-3 作用於版樁與斜樁連結點之水平力及垂直力

版樁與斜樁連結點之結構，可假定爲插梢結構(Pin Joint)，計算作用於連結點之水平力及垂直力。

17-3-4 版樁與斜樁斷面之決定

版樁與斜樁之最大彎矩，以作用於各連結點水平力及垂直力之集中載重，並承受土壓力及殘留水壓等載重，假設版樁及斜樁爲一梁結構計算。故版樁及斜樁之斷面，係依此最大彎矩所求得之應力，以不超過材料之容許應力加以決定。

17-3-5 版樁與斜樁入土深度之決定

版樁及斜樁之軸向及側向所需入土深度之計算，可依第五篇「樁基礎之承載力」辦理。但版樁及斜樁之軸向承載力，應進行載重試驗及拉力試驗檢討。

17-3-6 細部設計

斜樁錨錠式版樁之細部設計，可依本篇「細部設計」及第四篇「基樁與上部設施連結部份之設計」所述各點辦理。

17-4 前斜樁式版樁碼頭

17-4-1 設計之基本原則

本節所述適用於版樁牆海側打設斜樁，並將斜樁樁頭與版樁連結，以支撐版樁背填砂土之版樁式碼頭設計。

[說明]

(1)前斜樁式版樁碼頭，係由版樁牆與海側之棧橋組成，棧橋與版樁牆連接型式，有成一整體及分離之兩種型式，本節所述適用於棧橋與版樁連成一整體之型式。棧橋與版樁分離之型式可參考本篇「版樁式碼頭」及「直樁式棧橋碼頭」、「斜組樁式棧橋碼頭」各章節所述辦理。

(2)本節所述之設計法係以假想梁法之版樁設計爲主。因此適用於打入砂質土地層，或硬質粘性土地層。

(3)計算設計外力時，若研判棧橋單元有迴轉之可能時，設計時應加以考量。

(4)前斜樁式碼頭設計例如圖8-17-5所示。

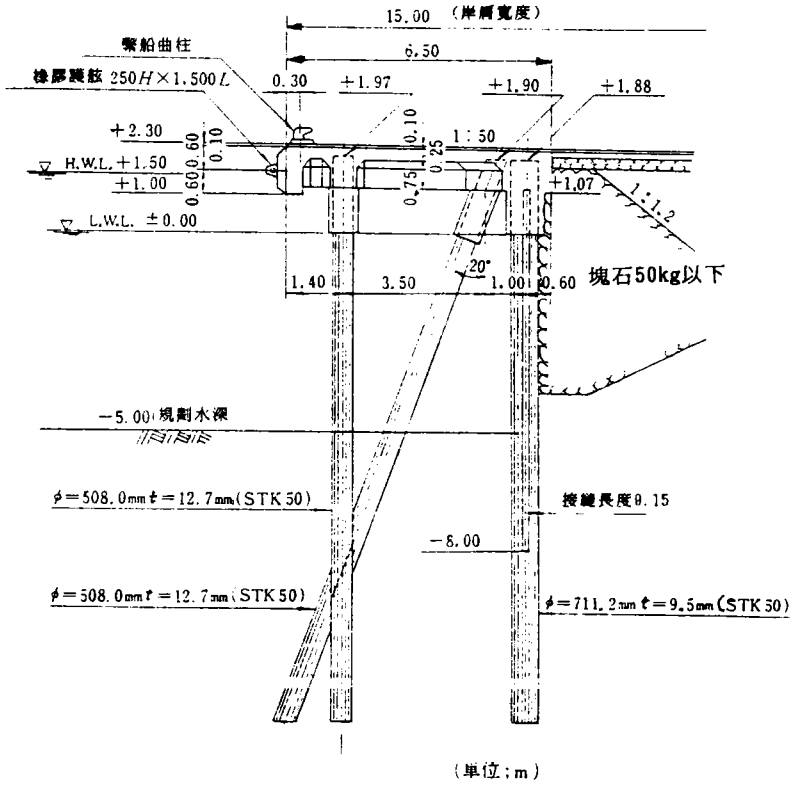
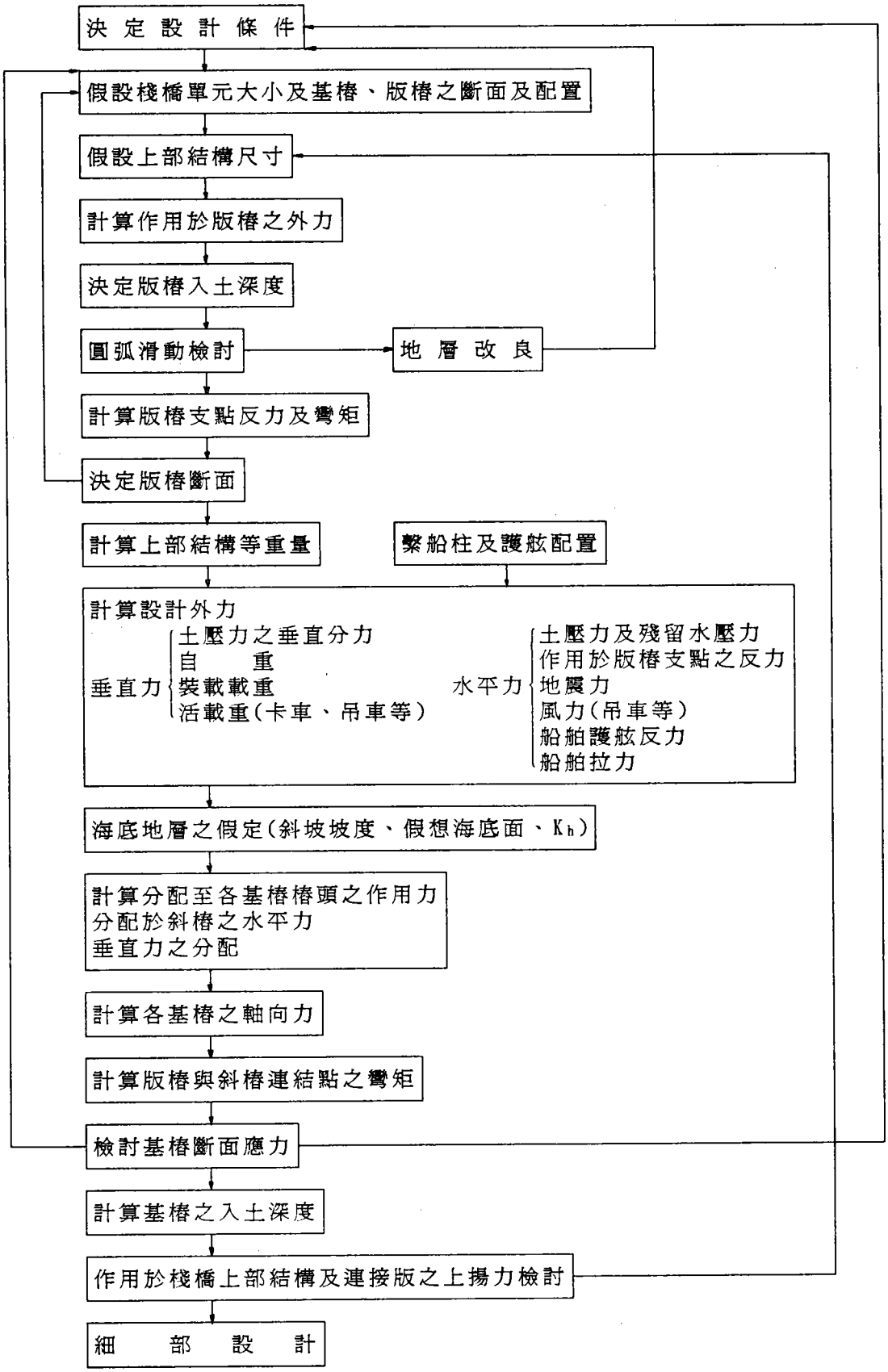


圖8-17-5 前斜樁式碼頭設計例

(5)前斜樁式版樁碼頭，設計流程如下。



17-4-2 棧橋單元大小及基樁配置

1.棧橋上部結構每一單元大小及基樁配置，可照本篇「棧橋單元大小及基樁之配置」辦理。
2.上部結構之尺寸，可照本篇「上部結構之尺寸」辦理。

[說明]

斜樁之配置及斜度，須考慮和其他基樁的相關位置及打樁等施工上的限制後再加以決定。斜樁之斜度通常取20°左右較多。

17-4-3 版樁牆之設計

版樁牆之設計，可依照本篇「版樁式碼頭」各節所述辦理。

[說明]

版樁之入土長度係以斜樁與版樁之連結點爲支點，再以自由支點法(Free Earth Support Method)加以決定。版樁之支點力及彎矩則以假想橫梁法加以決定。

17-4-4 棧橋之設計

棧橋之設計，可依本篇「直樁式棧橋碼頭」及「斜樁式棧橋碼頭」所述辦理。

[說明]

(1)上部結構鋼筋混凝土的自重，在初步設計時，可採用斜樁式棧橋碼頭之2.1t/m²計算。

(2)作用於棧橋之外力，可依照本篇「設計外力」所述各點辦理。作用於版樁之土壓力及殘留水壓力，可以斜樁與版樁連結點所產生之反力替代。

(3)計算船舶護舷反力時，可依照本篇「船舶護舷反力之計算」所述各點辦理。

(4)有關海底地層的假定，可依照本篇「有關海底地層的假定」所述各點辦理。基樁之側向抵抗等基樁動態之推算，則可以張氏方法(Chang's Method)計算。

(5)作用於棧橋之水平力全部都由斜樁承受。分配至各基樁頭之垂直力，可假設版樁爲以版樁與斜樁連接點及海底面爲支承之簡支梁計算。作用於斜樁及版樁之軸向力，可採用作用於棧橋之水平力與分配至各基樁樁頭之垂直力，可依第五篇「組樁之水平力」之公式計算。直樁之壓力則可採用分配至基樁樁頭之垂直力。

(6)在斜樁與版樁連結部份之彎矩，係將斜樁與版樁視爲以假想固定點所固定之勁度結構，承受土壓力、殘留水壓力或其他水平力計算彎矩。基樁之假想固定點則可照本篇「假想固定點」所述辦理。

(7)基樁之斷面應力以承受軸向力之基樁，或承受軸向力與彎矩之基樁，依本篇「基樁斷面之應力」中用(9-12)公式計算求之。

17-4-5 基樁之入土深度

版樁及基樁之入土深度，須檢討承載力及側向抵抗後加以決定。

[說明]

對承載力所需入土長度之檢討，可照本篇「對承載力所需入土長度之檢討」所述各點辦理。檢討對側向抵抗所需之入土長度，則可照本篇「對側向抵抗所需入土長度之檢討」所述各點加以辦理。

17-4-6 細部設計

1. 前斜樁式碼頭，其細部設計可依照版樁式碼頭細部設計及棧橋式碼頭細部設計所述各點加以辦理。 2. 版樁牆與斜樁之連結部份，須能充分傳遞載重。 3. 設計棧橋上部結構時，應考慮由版樁所傳遞之彎矩。

[說明]

版樁牆與斜樁之連結部份若破壞，將導致碼頭整體結構破壞，於設計連結部份時，應予以注意並加強。

版樁樁頭部份所產生的彎矩會傳遞至棧橋上部結構。因此設計棧橋上部結構時須考慮此彎矩。

17-5 雙重版樁式碼頭

17-5-1 設計之基本原則

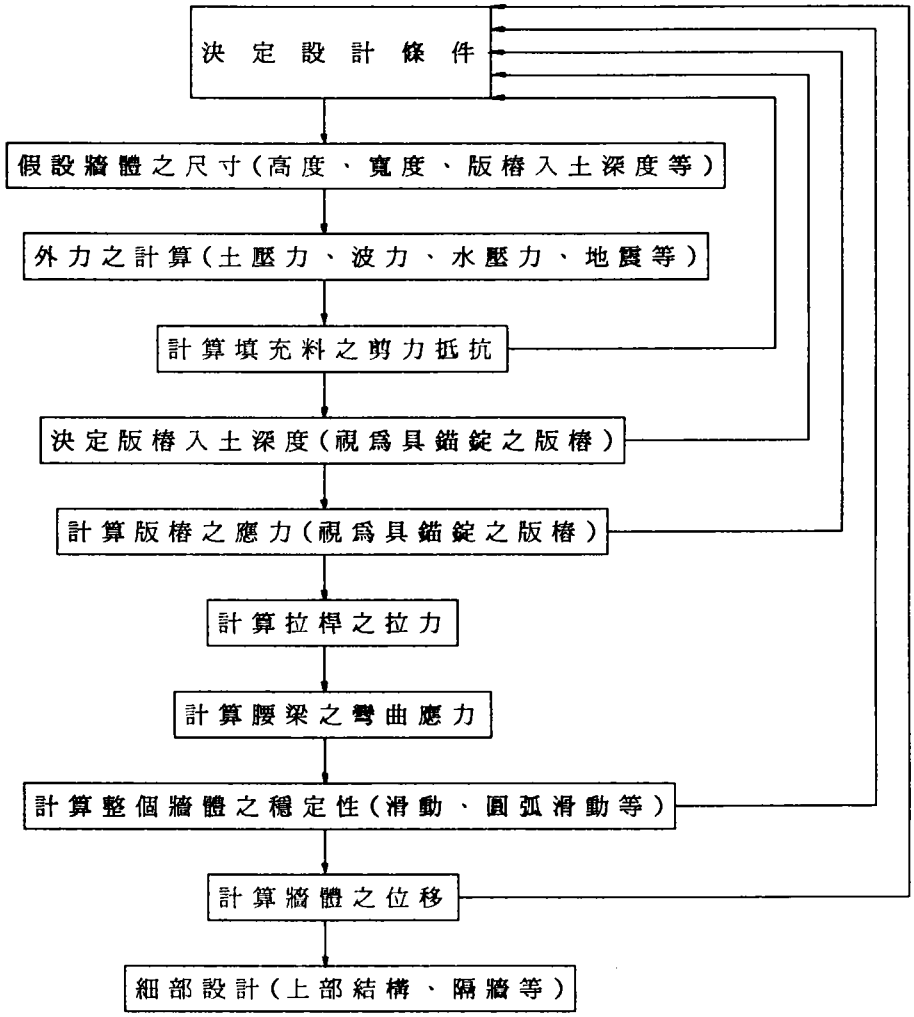
本節所述適用於雙重版樁式結構之碼頭設計。

[說明]

(1)所謂雙重版樁式碼頭，係打設雙排版樁並以拉桿連結後，內填砂土等填充料，建造成擋土牆結構型式之碼頭。

設計雙重版樁式碼頭時，可用鋼版樁圓筒式碼頭與具錨錠設施之版樁式碼頭之設計法設計。因此，對目前頗具實績之設計條件的雙重版樁式碼頭之設計，可採用此慣用的方法設計。

(2)依慣例方法，其設計流程如下。



(3)以往的設計慣例，並不檢討變位量，最近因雙重版樁式結構漸應用於大型之永久結構物上，故對變位量之檢討即顯得非常重要。

(4)雙重版樁式結構如同圓筒式一樣，須於填充料填妥後，方能確保結構物之安定，在版樁打設完成未回填前，僅須微小的波浪即可造成版樁傾倒。故應儘速回填填充料。因此雙重版樁式結構應依波浪、使用砂土、施工法等各種現場之條件，於適當距離設置隔牆，將其分爲若干單元，以方便施工及確保安全。通常隔牆係以版樁或以拉桿與勁度橫梁將版樁加以連結。

通常採用版樁爲錨錠之版樁式碼頭時，其完成後與雙重版樁式碼頭相比，幾乎沒有差別。但兩者之不同處是背後的版樁位置，在錨錠版樁所需之位置前或後，以此作爲判別的方法之一(請參考本篇「錨錠板之設置位置」)。雙重版樁式碼頭通常是先行築造雙重版樁之牆體，而後再回填，兩排版樁通常多採用同一形狀及同一尺寸之版樁。

(5)雙重版樁式牆體除作爲碼頭的目的以外，作爲防波堤、護岸等使用時須注意各有關章節在設計上所述之注意事項。

(6)雖然對地震時可採用震度法設計即可，但因不明確之點尚多，其詳細的動態須以實驗例加以參考。

17-5-2 作用於雙重版樁式牆體之外力

作用於雙重版樁式牆體之外力，可依照本篇「作用於鋼版樁圓筒之外力」所述辦理。

17-5-3 雙重版樁式牆體之設計

雙重版樁式牆體需考慮其條件、牆體之重要性等，而以適當的方法加以設計。

[說明]

設計雙重版樁式牆體時，可依下列慣例方法設計之。

(1)雙重版樁式碼頭牆體寬度，亦即二排版樁之距離，可依圓筒式碼頭之圓筒牆體剪力變形檢討之規定檢討。

(2)變形力矩之計算可依圓筒式碼頭之「變形力矩之計算」辦理。

(3)抵抗力矩之計算，可依圓筒式碼頭之「抵抗力矩之計算」所述辦理。但區隔碼頭單元之隔牆版樁接頭間摩擦力之抵抗力矩則不考慮。

(4)版樁之入土深度，可依版樁式碼頭之「版樁入土深度」及圓筒式碼頭之「版樁入土長度」分別計算版樁入土深度，取其大者作爲雙重版樁式碼頭版樁之入土深度。但對須考慮牆體變形之重要結構物，應審慎分析。

(5)雙重版樁式碼頭之版樁彎曲應力，須考慮在施工時僅以版樁並排狀態下承受波浪等之外力時的彎矩，與填妥填充料後由於土壓力之彎矩及背後填土完成後由砂土所生之土壓力或因海側水位降低時由背後的水壓力等所發生的彎矩等。經這些彎曲應力檢討後，應採用最嚴苛條件下的數值，以決定版樁斷面。

(6)拉桿之拉力計算可依照本篇「拉桿之拉力」辦理。

(7)腰梁之計算可依照本篇「腰梁之設計」辦理。

(8)雙重版樁式牆體可視爲重力式牆體，故與圓筒版樁相同，須對整個牆體作安定性檢討。滑動檢討時之假想牆體底面，須比較檢討海底與板樁下端後，以兩者中較爲危險的結果加以設計。此時假想牆體底面下之版樁不計其抵抗，在作斜面安定檢討時，如版樁入土深度較具錨錠設施之版樁碼頭所求得之版樁所需入土深度爲長時，在所需入土深度以下之版樁不計其抵抗圓弧滑動。

(9)上部結構底版及直立部分，依照本篇平版樁基式碼頭之「平版結構」設計。爲支撐上部結構須打設基樁時，打入填充砂土中的基樁，必須能承受由上部結構傳遞而來的垂直力與水平力。此時上部結構傳遞之垂直力，應全部由基樁承受，且作垂直承載力之計算時，不考慮填充砂土四周接觸面的摩擦力。由上部結構傳遞之水平力，一部分由基樁承受，一部份由雙重版樁式牆體承受，故須決定兩者水平力之分配量。

第 十 八 章　連 接 部

18-1 設計之基本原則

設計連接部時，應考慮下列各點:
1. 連接部附近之自然條件。
2. 連接部附近之結構物狀況。
3. 施工順序及施工機械。

[說明]

(1)設計連接部時，需充分了解連接部附近之狀況，依據各個場合，選擇最適合之工法，無法以統一的標準型式來表示。

連接部可分類如下：

(a)前面水深變化之部分。

(b)兩種不同結構物相連接部分。

(c)角落部分。

(d)與防波堤等連接部分。

(2)設計連接部時，應注意下列事項：

(a)自然條件

由於在連接部附近之土壤有複雜變化者很多，故對土質狀況，應充分加以瞭解。又轉角部份波浪易於集中，亦宜加留意。

(b)不均勻沉陷

通常，在連接部附近，其結構型式大多會改變，尤其在軟弱地層處，與原有結構物連接處所產生的不均勻沈陷，而有導致破壞之事。

(c)填充砂土之流失

結構型式改變時，往往會引起填充砂土之流失，故須加以注意。

(d)勁度之差異

在連接部份，其結構型式改變時，因勁度之不同，甚至變形亦異，往往會造成破壞之原因。

(e)與原有結構物之關係

與原有結構物連接時，對原有結構物之設計，應詳加調查，以免影響原有結構物。又對將來有延長可能性之結構物，應考慮不妨礙其延長。

(f)施工方法

連接工程所需施工機械應與原工程所用者相同，以避免使用完全不同種類的機械施工。

18-2 前面水深變化之部分

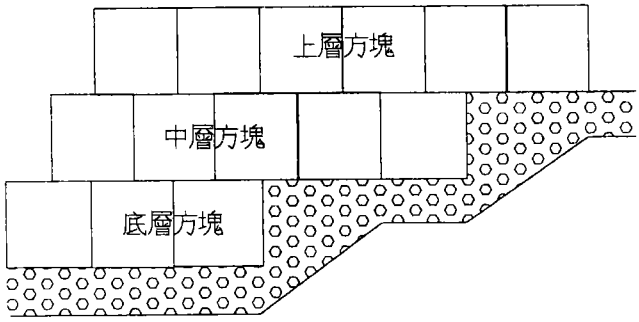
在前面水深有變化之部分的結構物的設計條件，應以水深較深部份之設計條件爲準，其設計方法及安全係數則依各結構型式。

[說明]

(1)在前面水深有變化部份，設計條件之選擇及斜坡之穩定較成問題。尤其是連接區間之海底坡度，由使用上及工程費而言，最好爲陡坡。但土壤所需之安定坡度、斜坡穩定、波浪影響、邊坡維護及挖泥等多方加以考慮後再決定。砂質土時，通常採用之坡度約爲1：3。

(2)對於設計水深，從結構物之勁度、地震時之變形及工程費等各方面綜合考慮，以採用漸變方式爲佳。

(a)混凝土方塊，以底層方塊之高度爲標準，作臺階式變化爲宜(如圖8-18-1)。



正面圖

圖8-18-1　方塊碼頭前面水深變化情況

(b)版樁結構，設計水深每隔2m作臺階式變式較多(如圖8-18-2)。

18-3 不同型式結構物之連接部分

不同型式結構物之連接，有將不同結構物直接予以連接者，與在不同結構物之間，另加連接結構物者兩種，而於兩者間另加連接結構物時，該部份的設計條件，應以兩側結構物之設計條件中，取對該部份在穩定上較不利者來設計。

18-4 角隅部份

設計向海側凸出之角隅部份，應以相鄰兩側結構物之設計條件中，對該結構物在安定上較不利者爲準。

角隅部份之角度，應儘量避免成爲銳角。

[說明]

(1)本節所稱之角隅，係指向海側凸出者，其連接比較困難，若係凹進者，則連接比較容易。角隅部分如爲銳角，不論設計或施工均有困難，應儘量避免。

角隅部份在地震時，振動方向之自由度比平行部份爲大，應慎加留意，故在設計重力式碼頭之角隅部份結構物時，震度應增加20%計算。

(2)版樁結構與版樁結構連接之各種設計實例，雖時有所見。然各設計實例中，最大難題皆在於如何錨錠。用錨碇版(Dead Men)錨碇時，因錨碇版進入主動土壓力區域內或發生於與被動土壓力互相作用之區域內，以致於如何採取抵抗土壓力問題

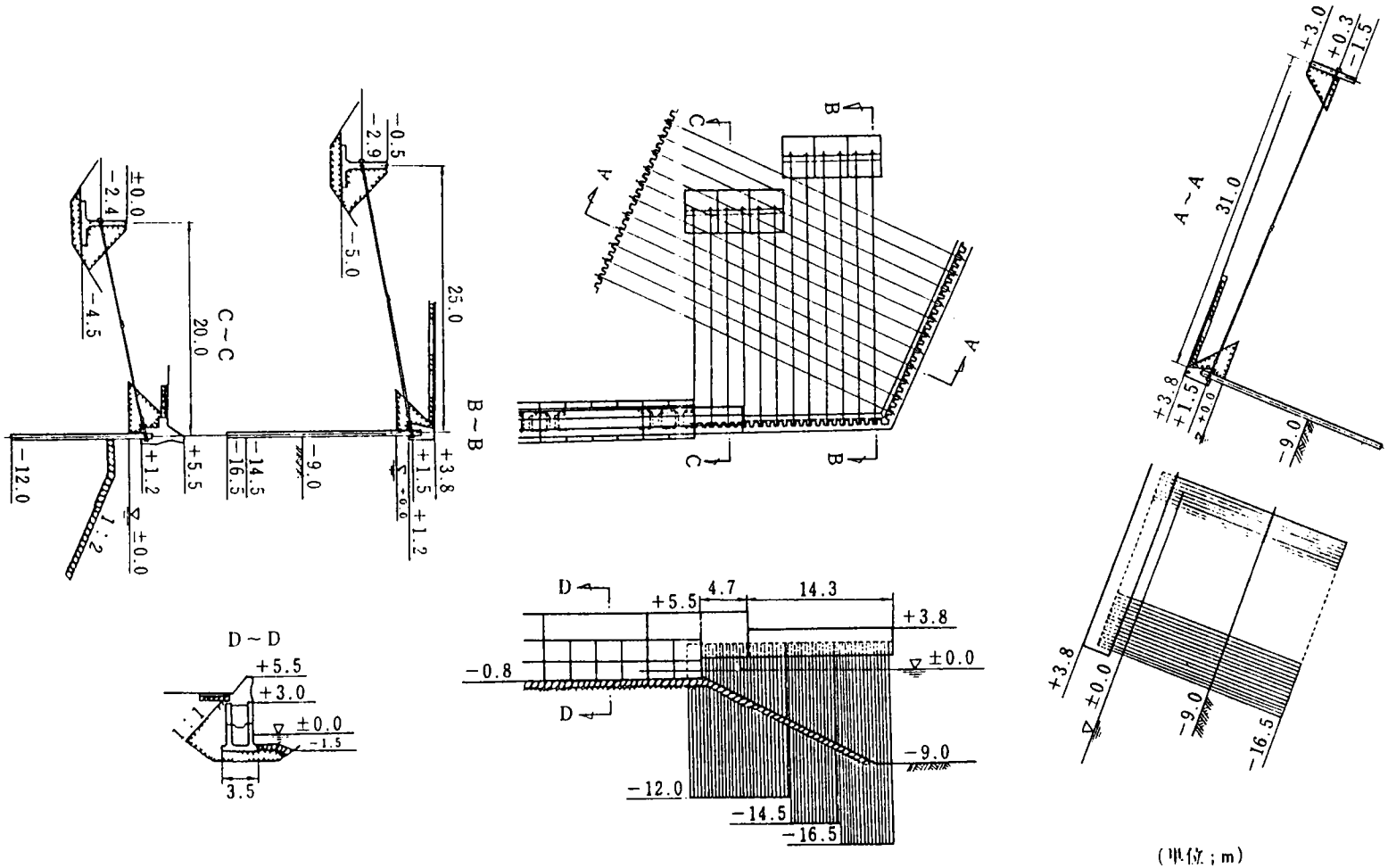


圖8-18-2　版樁結構前水深有變化時之連接實例

，不易解決。故宜儘量避免使用錨碇版錨碇。茲將在結構上認爲無問題之錨碇方式，舉例說明如下：

(a)直樁錨碇式(參考圖8-18-3)

此式乃將拉力由直樁之側向抵抗力承擔，拉桿與版樁牆所成角度，宜儘量使其成直角。

(b)角隅部份設置平版結構連接

由於平版結構無需複雜之錨碇設施，故較多被使用。設計時，應對下列事項加以注意。

(i)檢討彎矩及軸力時，對於X方向、Y方向及合力作用方向(請參考圖8-18-4)，均須加以檢討。合力作用方向，可由X方向及Y方向所求數值之向量和而求之。

(ii)基樁之入土深度,應全部以最危險之基樁入土深度爲準。

(iii)平版之設計方法可參考本篇「平版樁基式碼頭」所述辦理。其結構設計如圖8-18-5所示。

(c)設置雙重版樁式結構予以連接

此種連接方式多用於淺水者。

(3)鋼版樁結構與自立式版樁結構之連接

由於自立式版樁結構用於連接部份時，不用錨碇設施，故在地質良好之區域，往往被採用於起貨場等水深較淺碼頭之連接。

鋼版樁式結構與自立式版樁結構連接時，通常自立式版樁結構之變位比鋼版樁式結構之變位爲大，故有較大之力量作用於連接部份之拉桿。因此需考慮在連接點附近應打設勁度較大之自立式版樁，或使用斷面較大之拉桿，其連接部份之設計方法，可參考本篇「自立式版樁碼頭」辦理(請參考圖8-18-6)。

(4)在角隅安放沉箱連接

對X方向、Y方向之穩定及合力作用方向(Z方向)之穩定，均須加以計算。(參考圖8-18-7)。

(5)在角隅安放圓筒連接時，工程費用較昂(參考圖8-18-8)。

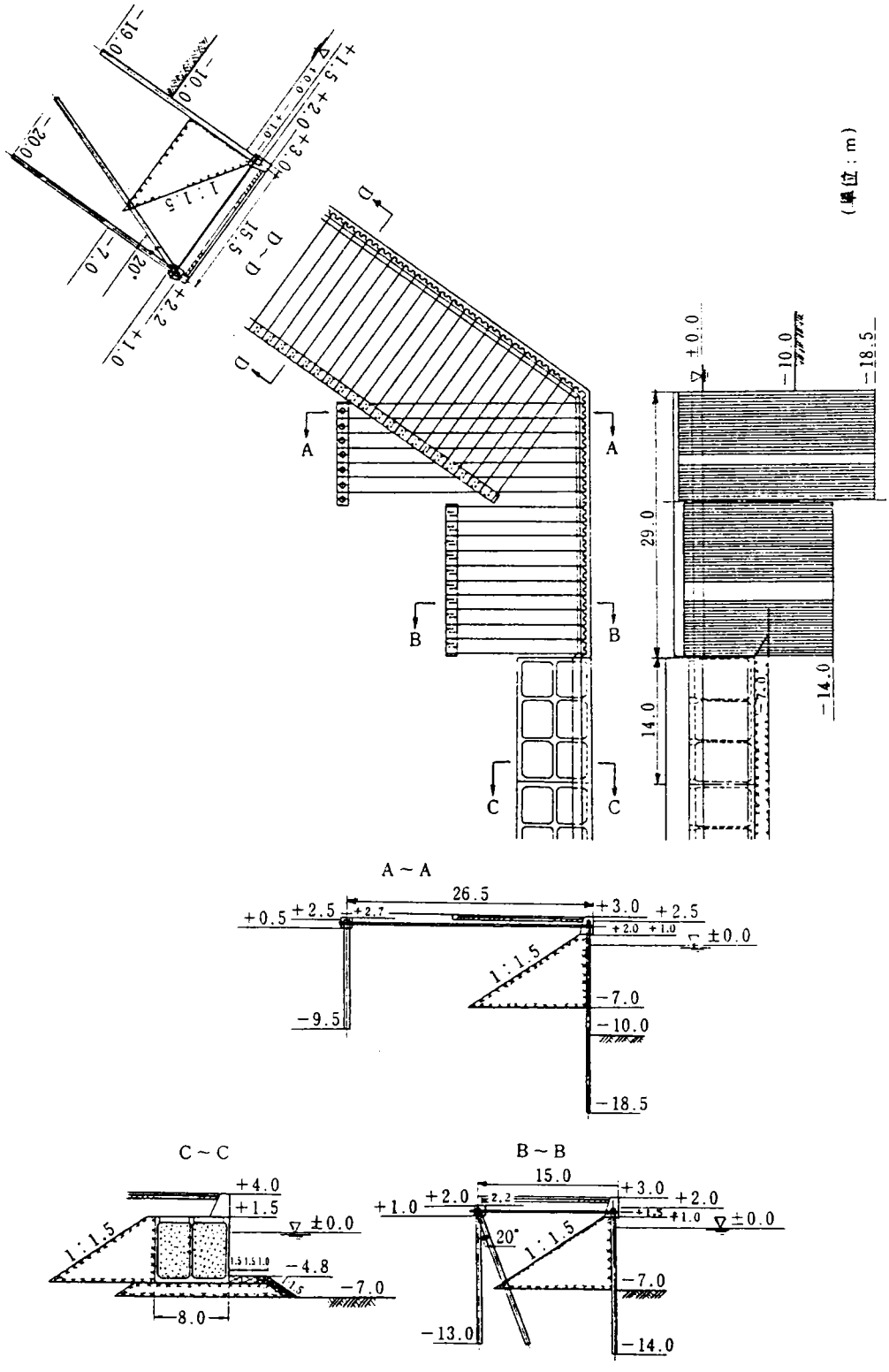


圖8-18-3　角隅採用直樁錨碇式之設計

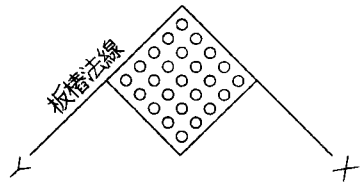


圖8-18-4　角隅設置平版樁基結構

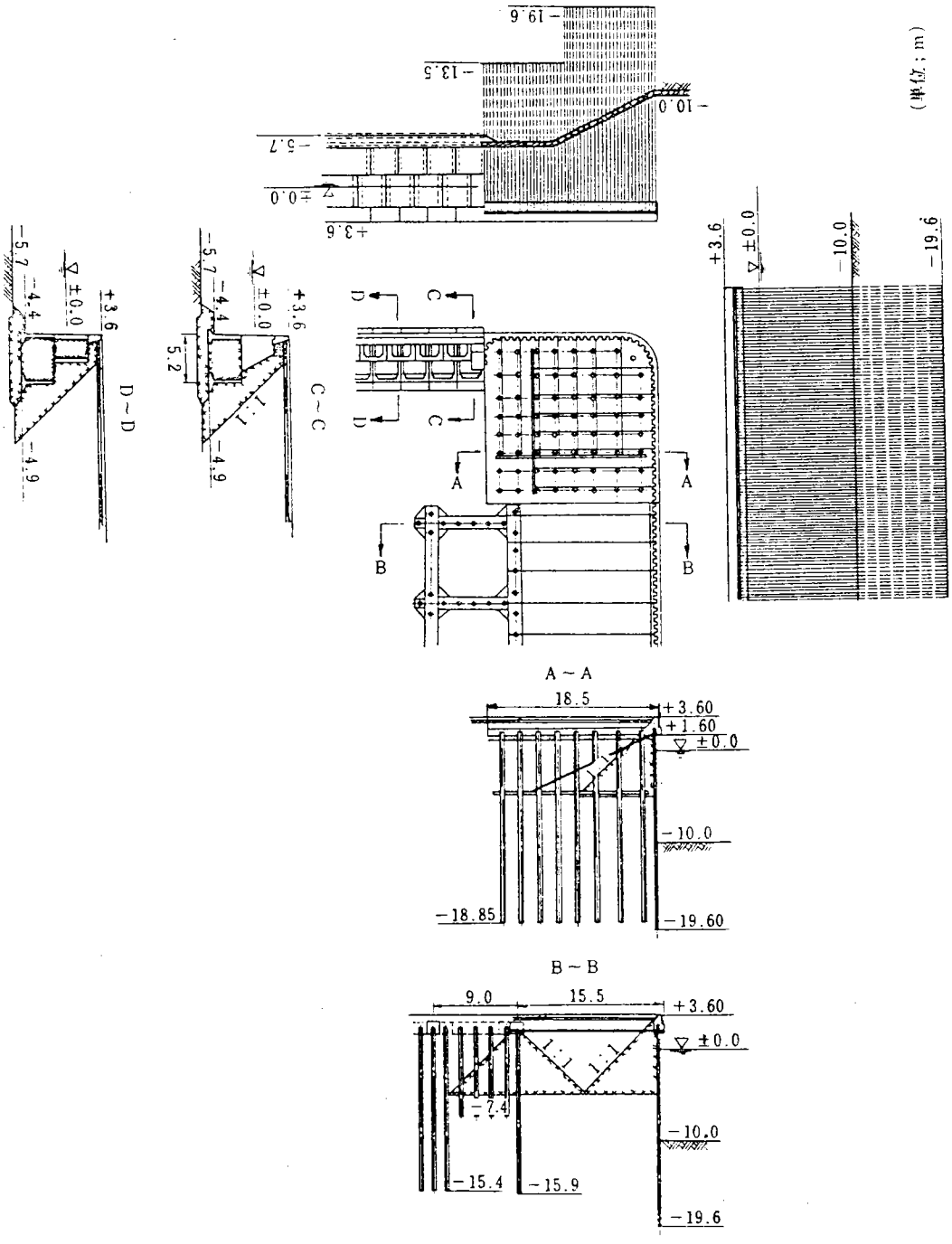


圖8-18-5　角隅部分設置平版結構連接之設計

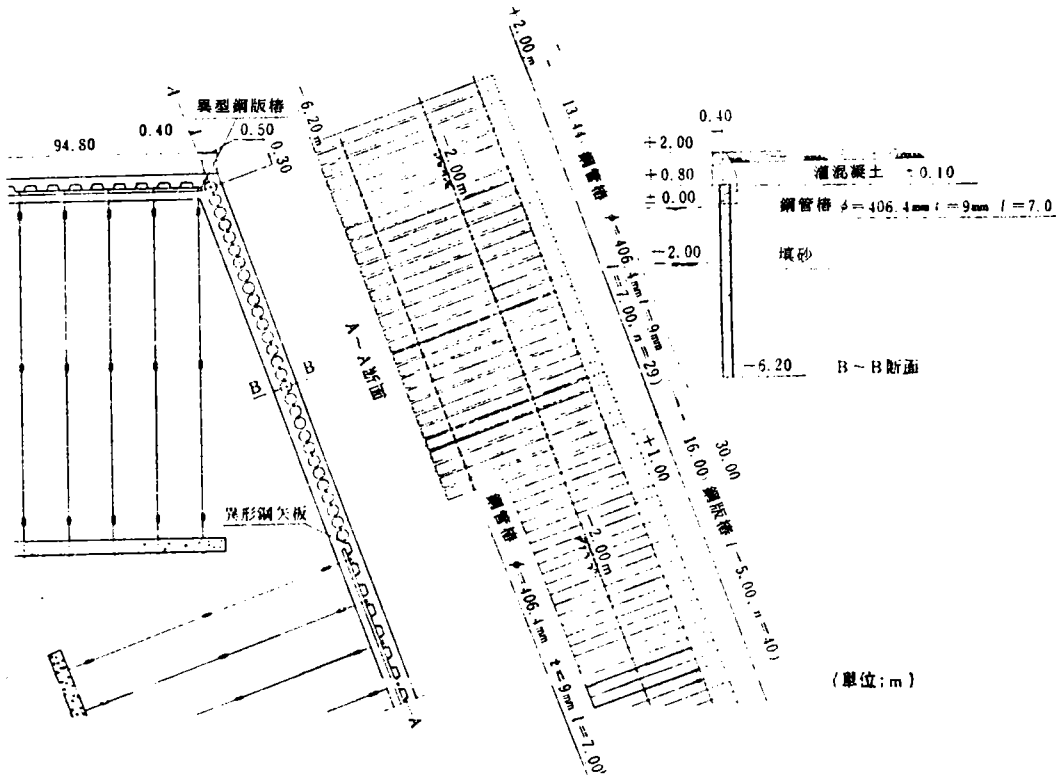


圖8-18-6　鋼版椿與自立式版椿結構之連接

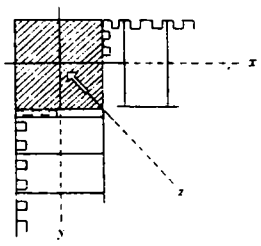


圖8-18-7 角隅設置沉箱之連接法

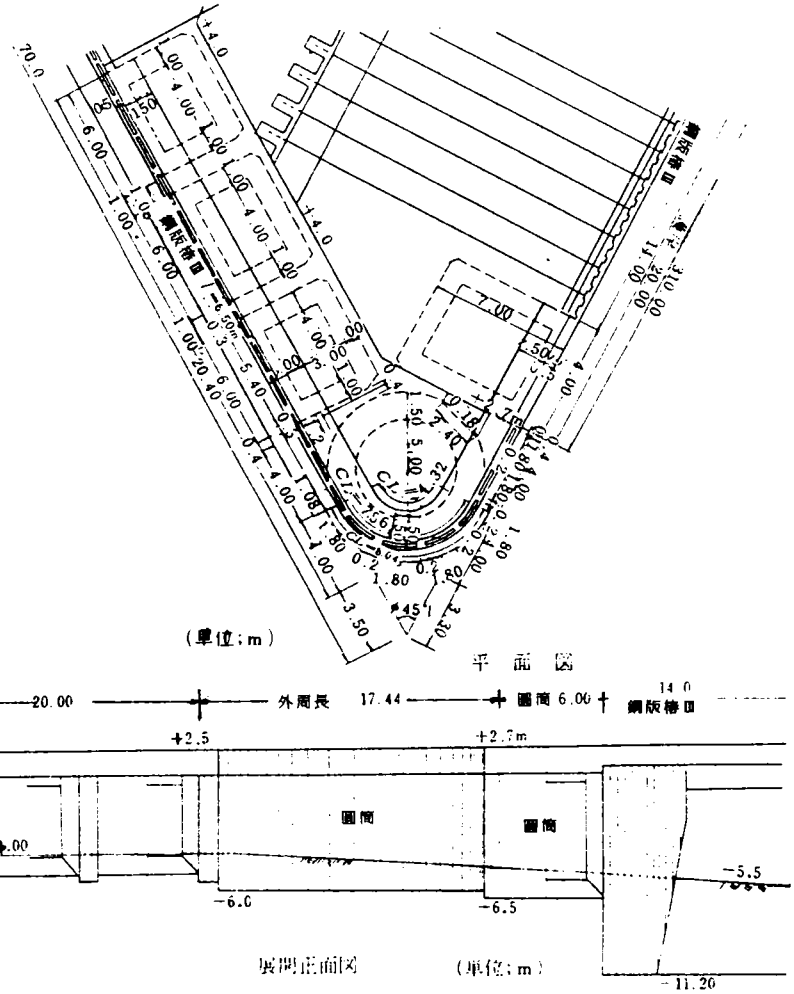


圖8-18-8　角隅設置圓筒之方法

第 十 九 章　附屬設施

19-1 概要

港口之設施應須加以設置附屬設施。尤其對裝載危險品船舶停靠之碼頭設施，須遵從下列規定。

1. 對危險品之洩漏或逗留之處理

危險品在碼頭設施上裝卸之際，若有洩漏等情事發生時，該等碼頭設施即會遭致損害，故該等碼頭設施須採用不發生過度腐蝕的結構加以建造。若需防止危險品直接流入海面時，則須加設側溝及集水井等。又爲防除排放之油污計，其設備安裝之材料須符合防止海洋污染及海上災害等有關法規之規定辦理。

2. 有關欄柵、標誌、標示等

碼頭進出口處，通常人們不能擅自進入，應設置欄柵或圍牆，並設立禁止進入之標示或標誌。

3. 有關消防設備及警報設備

有關處理火災等情事，須設置泡沫滅火劑、滅火器及噴霧設施等消防設備，且須設置在緊急處理時能立即發出警報之通報設備。

[說明]

(1)附屬設施係爲謀求徹底防止危險、改善環境，使港口設施有效的運用而設置者。

(2)附屬設施有下列各項:

(a)護舷設施
(b)繫船柱及繫船環
(c)車擋
(d)階梯及人梯
(e)給水設施
(f)排水設施
(g)加油及供電設施
(h)其他
(i)潛擋設施
(ii)人員的上下設施
(iii)車輛的上下設施
(iv)救生設施
(v)欄柵及繩索
(vi)消防設施及警報設施
(vii)照明設施
(viii)廁所及電話
(ix)標誌燈及標誌
(x)其他

19-2 繫船設施

為使船舶能安全停泊，並確保其能安然裝卸等，必須設置繫船設施。

19-3 繫船柱及繫船環

19-3-1 概要

碼頭必須設置繫船柱及繫船環等設施。

19-3-2 繫船柱及繫船環之佈置

1. 直柱為颱風時繫留船舶之用，在船席兩端附近，儘量遠離碼頭邊線設置，曲柱為平時繫留船舶或船離靠岸時之用，在船席靠近碼頭邊佈置，曲柱之間隔及每船席最低設置數量以表19-1之數值為標準。

表19-1 曲柱之佈置

船舶噸總數	曲柱之最大間隔	每船席之最低設置個數
2,000總噸以下	10～15m	4 個
2,000～5,000總噸	20	6
5,000～20,000總噸	25	6
20,000～50,000	35	8
50,000～100,000	45	8

2. 兩個連續船席之交接處，應將二個曲柱以數公尺之間隔佈置。
3. 在設計小型碼頭繫纜繩無發生滑纜之虞時，可將直柱以10m～20m間隔佈置，不設置曲柱亦可。又在設計小型碼頭時，可用與曲柱相等強度之繫船環以 5m～10m間隔佈置代替曲柱。

[說明]

(1)靠岸時船舶之繫纜繩之佈置及其名稱，請參考本篇「船席之長度及水深」。

(2)平時繫纜及船舶離靠岸時所用之繫船柱，由於繫船纜懸掛在岸肩上會妨礙裝卸作業，故佈置於靠近碼頭邊緣，且該繫船柱應採用曲柱以免繫船纜被上拉滑脫。但對小型船隻所使用之碼頭，因船之甲板高與碼頭高度大致相同，繫船纜不致被上拉脫離，故多半採用直柱。

(3)颱風時繫纜於碼頭上之船舶僅靠碼頭邊附近之繫船柱對船舶橫方向之移動無甚效力，為使颱風時之繫船柱具有充分水平抵抗力計，繫船柱應遠離碼頭邊緣設置，並使纜繩儘量與船軸成直角，由於該繫船纜繩不會被上拉而脫離，故可用直柱，但因該繫船柱平常利用機會較少，故應設置在通棧隅角以免妨礙裝卸工作。

(4)颱風時所用之直柱佈置應配合船舶實際使用情形，並考慮能充分發揮對船本身之

橫向作用力，使船軸與繫船纜之角度儘量成爲直角，且每船席應設置二座繫船直柱。爲阻止船舶之移動計，懸掛船頭與船尾之繫船纜曲柱之佈置應考慮繫船纜所成之角度不能小於25°～30°。

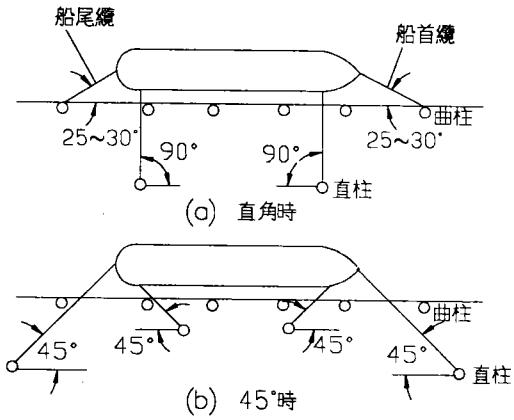


圖8-19-1　直柱與繫纜所成之角度

(5)設置在兩個連續船席交接處之繫船柱有同時從兩側之船舶掛上繫船纜，然因繫纜方向不同，其拉力之合力較一船之拉力大不了很多，故兩個連續船席交接處之繫船柱不需特別加大，但如此船離岸時，取出繫船纜比較費時，且有發生事故之慮，故在船席交接處設置繫船柱時應考慮所設置之二座曲柱須相距數公尺之距離，又在大型碼頭上，船頭船尾纜是從兩舷伸出，且有從船頭船尾各自伸出四條以上船纜之情況，爲要懸掛這些繫船纜，所設置之二座曲柱亦須相距數公尺之距離。

(6)在小型碼頭上，爲繫小船計，亦有安裝繫船環者，該繫船環則須考慮潮位之高低，安裝於適當高度之位置。然小型船均由船首及船尾伸出纜繩繫於繫船環者爲多，故繫船環之間隔約需爲5～10m左右。

(7)強風方向固定不變，且無從碼頭陸側吹向海側之風，或在強風時不繫泊船舶之港，亦可不設置直柱。

19-3-3 船舶之拉力

船舶之拉力請參考第二篇「作用於繫船柱之拉力」之計算所述辦理。

19-3-4 結構

請依照港灣結構物標準設計「繫船柱之標準設計」之標準辦理。

19-4 護舷設施

19-4-1 概說

爲緩和船舶與碼頭之碰撞，碼頭前緣須設置護舷設施。其佈置及結構等均須依照下列規定辦理之。

[說明]

(1)船舶靠岸時，或繫泊中由於風浪而搖動時，船舶本身與碼頭之間常會發生碰撞或摩擦，爲防止船體及碼頭之損壞計，須於碼頭前緣設置護舷設施，惟小型船隻或部份渡輪，因船本身已具有輪胎或護舷設施等，且靠岸碰撞力較小，故碼頭上未必需要加設護舷設施。

(2)我國曾使用之護舷設施，有木材護舷、橡膠護舷、彈性護舷等，此外尚有重力式、油壓式、空氣式、樁式護舷等。

(a)木材護舷

木材護舷不易變形，且可使碰撞壓力擴散，故護舷本身可以完全吸收能量，惟木材易被破壞且甚厲害，經數年後必須更新。

(b)橡膠護舷

橡膠護舷由於護舷本身之彈性變形，吸收船舶靠岸之能量而減少碰撞力，除此效果外，尚有與木材護舷相同之效果，即可使碰撞壓力擴散，橡膠護舷是由變形而吸收能量，故不但需有彈性且需極易變形者。

(c)重力式護舷

將混凝土或鐵件爲重錘，懸掛在碼頭稍爲突出處，讓船靠岸時先行碰觸之，以重錘向內或向上移動，加以吸收船舶靠岸能量，該重錘之支承方法是使用滑車與鋼索或鉸構成如鐘擺式，此種護舷適用於潮差大而且靠近外海波浪比較大之處。

(d)油壓式護舷

油壓式護舷是由圓柱與油箱組成，並靠油之粘性抵抗而吸收船之靠岸能量，船舶碰撞時可使圓柱開關鬆開，將圓柱內之油壓出，流至油箱內，因油箱裝在圓柱上面，如碰撞力消失，則油自動流至圓柱上面。

(e)空氣護舷

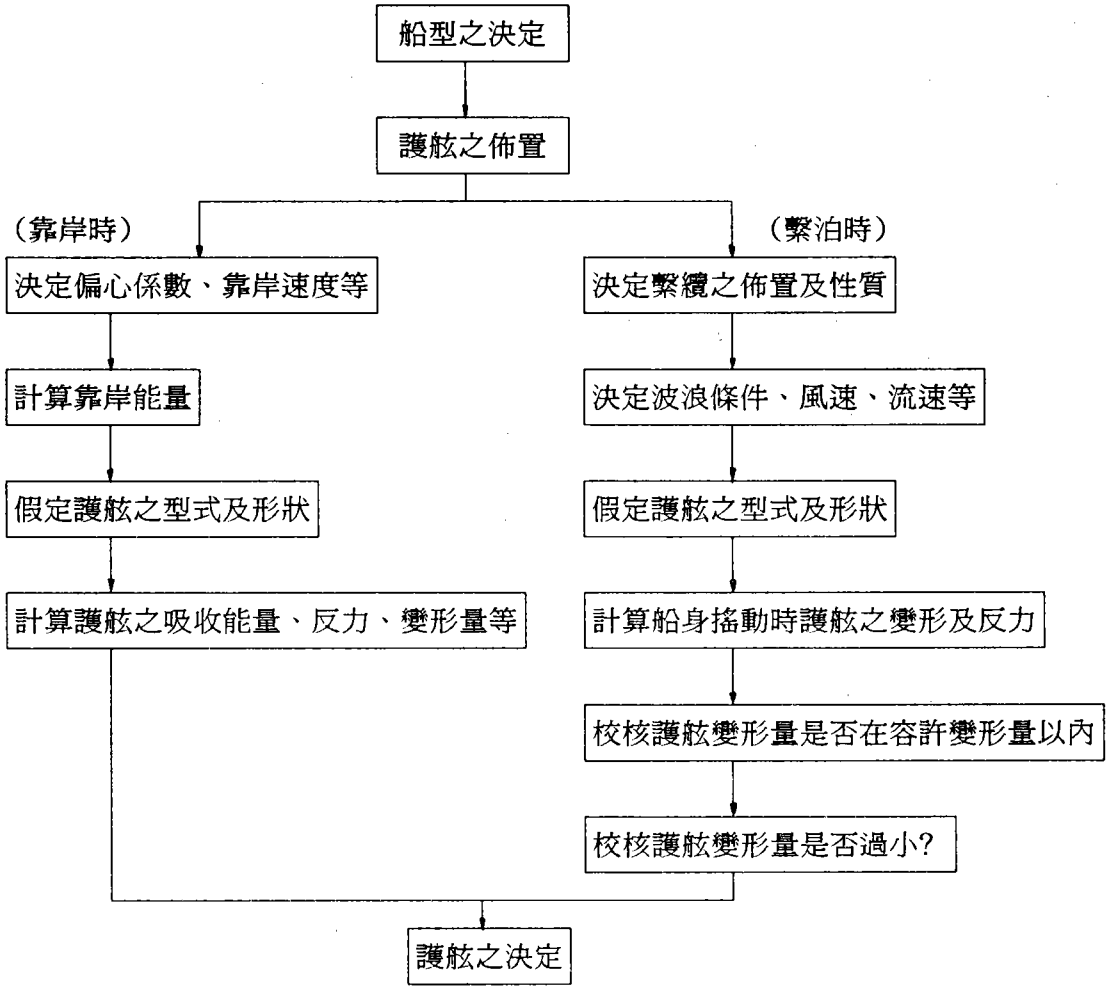
空氣護舷是橡膠袋內裝入壓縮空氣，由空氣之壓縮吸收船之靠岸能量，該護舷形狀如大鼓，其大小視吸收力而定，外皮爲橡膠製品而且用尼龍線加強者。

(f)樁式護舷

木樁打入海底，利用樁之撓曲現象吸收船之靠岸能量，在各國普遍採用，該護舷之性質，係將樁頭作成自由端，吸收能量效率良好，且樁與碼頭間夾有橡膠或木材，它們是固定在碼頭上。船從斜方向靠岸時，有使樁折損之慮，樁材料採用綠心木或美松。

(3)船舶靠岸力等載重並非以集中載重作用於護舷設施上，故因應需要須設受撞板，以減少單位面積上之載重(面壓力)。爲減少作用於護舷的剪應力計，受撞板之前面可安裝環氧樹脂板等。

(4)橡膠式及空氣式、樁式護舷等可依照下列流程加以設計之。



19-4-2 護舷之佈置

護舷之佈置應使護舷吸收船舶靠岸之能量以前，船舶不可直接接觸碼頭。

[說明]

(1)橡膠護舷通常安裝之間隔爲 5m～20m，船舶靠岸時，船頭或船尾附近首先接觸碼頭，靠岸之船舷側成爲曲面，如護舷間隔太大時，則護舷吸收靠岸能量以前，船體之一部份會直接接觸未安裝護舷區域之碼頭，故通常護舷間隔爲5m左右，若護舷間隔在10m 以上時，船體的一部份即會有直接碰觸未安裝護舷碼頭部份之慮，故應將安裝護舷上部混凝土較其他部份突出0.2m～0.5m，又另一法是在橡膠護舷前面懸掛木片較其他面突出。

(2)小船靠於大型碼頭，護舷間隔過大，欲在其中間佈置小船用護舷時，應將小船用護舷裝在大船用護舷後面，否則大船靠岸時，大型船護舷未完全吸收有效能量以前船身將碰及小船用護舷，而會使該小船用護舷承受過大碰撞力之慮。

(3)如棧橋碼頭等係以船舶靠岸護舷反力爲碼頭之設計條件時，應特別注意其佈置。(請參考本篇「附屬設施之佈置」)

(4)如水泥專用船側舷很低之船及車輛渡輪側舷很高之船，應注意護舷安裝之高度。

(5)小型船靠泊之碼頭若在潮差很大或有波浪之處，船的舷側必介於護舷之間而會與碼頭直接碰觸，對護舷的突出部份有釣掛之慮，故護舷安裝的高度須加以注意。

(6)貨櫃船等大型船舶使用頻繁的碼頭，須考慮到船舶之舷側不能與繫船柱接觸。

(7)木材護舷多半連續安裝在碼頭前面，但只以每8m～13m 間隔集中安裝方式者亦有之。

19-4-3 船舶之靠岸能量

船舶之靠岸能量請依照第二篇「船舶所生之外力」予以計算。

19-4-4 護舷之選擇

選擇橡膠或空氣式護舷時，應考慮下列事項:

1. 護舷反力應在碼頭容許載重以內。
2. 遭受波浪影響之碼頭，須考慮繫泊中船舶的搖動，並因應船舶靠岸角度等靠岸情況，選擇適當的護舷。
3. 選擇護舷時並非僅視護舷的特性，而是須考慮碼頭整體之結構特性加以選擇適當的護舷。

[說明]

(1)船舶靠岸之護舷反力係先求碼頭之載重與吸收能量關係之曲線，其次求一處護舷整體之載重與吸收能量之關係曲線，如圖8-19-2所示，再求兩者和之載重與吸收能量之關係曲線，由所得的有效靠岸能量E'即可求得船舶的靠岸護舷反力P。

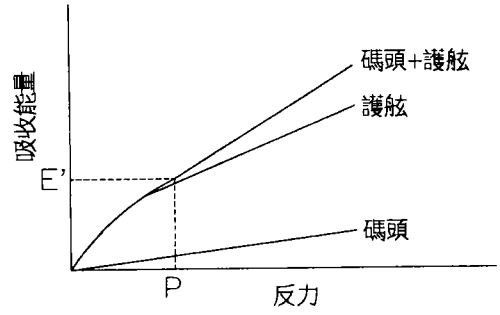


圖8-19-2 護舷反力之計算

(2)重力式、版樁式、平台樁基式碼頭等通常對護舷反力均具有充分之抵抗力；但架空式橫棧橋碼頭、離岸式碼頭 (Detached Pier)、繫靠船台等結構物，尤其是直樁結構之碼頭，對水平方向之抵抗力較小，故應使靠岸之護舷反力較容許水平載重爲小。關於島式碼頭、繫船樁、橫棧橋等之容許水平載重，請參照本篇第九章「直樁式橫棧橋碼頭」、第十章「其他型式之棧橋碼頭」、第十一章「離岸式碼頭」及第十三章「繫靠船台」等辦理。

(3)護舷對船舶傾斜方向靠岸時而產生法線方向摩擦力所引起之剪力必須保持安全，一般之情況對該力，可由Vasco Coastar之建議計算，即船舶對碼頭以6°～14°靠岸時，此力爲船舶靠岸時護舷反力之10%～25%。

(4)受波浪影響之碼頭，船舶由於波浪而向水平，垂直擺動，故護舷不但受壓縮，且在船舶擺動方向所引起過度之剪應變，會使護舷破損。又小型船隻亦停靠於大型

碼頭，亦有由於小船靠岸不小心而引起破損之例，故此種碼頭應裝置抵抗剪應變強度高的護舷。因乾燥橡膠與鐵料之摩擦係數爲0.3～0.4左右，如剪應力視爲摩擦力，則剪應力爲護舷反力之0.3～0.4左右。在湧浪大之港，採用移動式護舷而成功之例亦有之。然有些反力型護舷，由於剪應力之作用，會使壓縮反力降低，故須特別注意。

(5)影響護舷設計之原因甚多，故單以護舷之工程費作比較而選定將無意義。護舷本身之性能，對碼頭之工程費或建造後之維護保養費，靠岸效率影響其大，故應對此等因素綜合檢討後始能決定之，通常棧橋、繫靠船台等結構受護舷反力之影響很大，故雖費用較高，但若能仍採用性能良好之護舷，對整個碼頭而言，反而便宜。重力式碼頭或鋼版樁碼頭，結構上較不受船舶靠岸時護舷反力之影響，其護舷之性能對碼頭工程費雖無影響，但考慮完工後護舷之維護管理費時，初期設施費雖高，如能採用安裝後易於養護型式之護舷，就長期而言仍尚稱良策。又採用性能良好之護舷可減少因海象、氣象情況延遲靠岸之作業，因而提高裝卸效率。

(6)有效靠岸能量可由船體之變形及碼頭之變形而吸收。

(a)船體變形

局部變形

船體整體變形

(b)碼頭變形

碼頭變形

護舷變形

但通常之情況，由於船體變形而吸收能量太小，故不予考慮。

(7)關於碼頭變形吸收能量情況如下:

(a)如重力式、鋼版樁式、平台樁基式碼頭及圓筒式碼頭等勁度結構物，不考慮由碼頭變形吸收能量。

(b)對離岸式碼頭、繫靠船台、棧橋、斜棧橋碼頭等則可分爲勁度結構及彈性結構兩種型式，前者由於不變形而不太吸收能量，後者因有彈性，可由碼頭結構之變形而吸收能量，通常可以下式表示。

$$E_1=\int_0^{y_1} g(y_1)dy_1 \quad \cdots\cdots(19\text{-}1)$$

式中

E_1: 爲碼頭變形吸收之能量

y_1: 碼頭本身之最大位移

$g(y_1)$: 對碼頭變形之反力

彈性結構物普通係用鋼料造成，其容許載重應在其彈性限度內，因此碼頭結構之撓度與反力互成直線關係。故其靠岸有效能量由碼頭結構與護舷設施來完全吸收時，設碼頭結構之彈性係數爲C，則可用下式表示之。

$$E_1=\frac{1}{2}Cy_1^2 \quad \cdots\cdots(19\text{-}2)$$

又直樁式護舷之吸收能量與上述相同。

(8)護舷之能量吸收

橡膠護舷有中空圓型、中空多角形、V型等各種型式，各型護舷反力與其應變之關係，及能量吸收率均不同， 而各種護舷，其吸收能量與護舷應變，反力與護舷應變之圖表均列在各種型錄說明書內，利用該圖表甚爲方便，V型護舷爲低反力而吸收高能量者，但具有吸收設計能量之1/3時，其反力則反而達最大反力之性質，若船靠岸同時接觸二、三個護墊時，則會產生較大之反力，故應注意。

19-5 安全設施

19-5-1 概說

爲確保安全計須設置「潛擋及其他的安全設施」。除潛擋設施外，尙有欄柵、繩索或其他類似之設施，及行人之安全通路標誌等，設置這些設施時須依下列規定辦理。

19-5-2 潛擋

棧橋碼頭、繫靠船台或其他之繫泊設施中，若預知小型船靠岸時有潛入之危險，則須設置潛擋。

19-5-3 欄柵或繩索等

在繫泊設施中，爲因應車輛渡輪、水上飛船、氣墊艇及旅客船等旅客上、下船時，確保旅客之通路及防止車輛進入計，應設置欄柵或繩索等。

19-5-4 標誌、標示

請參考本篇19-11「標誌、標示及防護欄柵等」辦理。

19-5-5 車擋

請參考本篇19-9「車擋」辦理。

19-6 爲求提高碼頭之使用所須之設施

19-6-1 概說

爲求提高繫泊設施之使用，須設置照明設施及其他必要的設施。除了照明設施外，尙有人員之上下設施、車輛之上下設施、廁所、電話、給水設施、標誌、標示等。然這些設施之設置，須依下列規定辦理。

19-6-2 照明設施

請參考本篇19-12「照明設施」辦理。

19-6-3 人員上下之設施

小船等與碼頭之間人員上下之處應設置欄桿及路標說明等。

[說明]

有關人員之上下設施，請參考「旅客上下用設施」及「車輛渡輪碼頭」辦理。

19-6-4 車輛上下用之設施

車輛上下用之設施係因應需要而設置之。有關其設置，可依照「車輛上下用設施之設計」辦理。

19-6-5 廁所及電話

附近無可供使用之廁所及電話時，應在附近適當的地點設置廁所及電話。

19-6-6 給水設施

大型碼頭及大型棧橋碼頭應設置自來水給水設施。然可用給水船圓滿加以給水時，則不在此限。有關給水設施可依「給水設施」辦理。

19-6-7 排水設施

碼頭應設置排水設施。

[說明]

(1)碼頭爲排除雨水及污水計，必須設置排水設施。

(2)排水口應避免設於船舶靠岸之處，排水管之連接處等應注意不會因結構物沉陷或振動而遭致損壞。

(3)碼頭面上之排水，以利用舖面之傾斜洩落於前面，棧橋碼頭等則洩落於床版下者爲多。但洩落於前面時車擋背後很容易積存雨水，故對出水口須加以注意。又碼頭面上之垃圾及廢水會有污染海水之慮時，亦可在碼頭面上作逆坡向之處理。

(4)高潮時爲防排水管逆流，須在出水口處加設逆水閥，以防止海水倒灌。

19-6-8 加油及供電設施

碼頭應設置加油設施及供電設施。

[說明]

(1)加油及供電設施係因應船舶在碼頭上所使用之範圍，於繫泊期間或裝卸作業中遭致故障時，能有效供應其需求的安全設施。

(2)加油設施之加油管通常是舖設於碼頭面下，棧橋碼頭及繫船柱則懸吊於面版底下。但須注意者爲加油管之接管處不能因碼頭之振動或沉陷等關係而發生漏油現象，加油栓則須作定期的檢查，並儘量防止港內污染情事的發生。

港區內除加油管外若有加油船者，船舶可不必靠岸加油，小規模者亦有由油罐車直接加油者。

(3)供電設施須依據台電公司電器規章辦理，由台電公司從變電所設置架空電線，其位置由台電變電所指定。變電所則須設置配電盤及附屬儀器，與其他規定所需之器具等。由變電所到碼頭上通常是以架設架空電線供電之方式供電，唯須顧慮及使用時不發生故障爲原則。

19-6-9 標誌及標示

請依照本篇19-11「標誌、標示及防護欄柵等」規定辦理。

19-7 階梯及人梯等

碼頭爲上下船方便計，應設置適當的階梯及人梯等。其佈置則需在緊急時亦可方便使用，其結構則需甚爲安全。

[說明]

(1)階梯應儘量佈置在碼頭的前端，且在緊急時可方便使用之位置上，同時須不妨礙碼頭上之裝卸作業爲原則。階梯與人梯不同，而是提供給港灣裝卸少數人員上下及小型貨物裝卸等之用，故其結構須甚爲安全。而人梯則須顧慮及人員上下時可安全使用之結構，同時須很容易使人們從水中上岸者。

(2)欲提供給車輛渡輪或其他客船旅客上下使用設施時，每一船席須設置一處以上。

(3)階梯之寬度須在0.7m以上，而每段以高度20cm、縱深30cm爲標準，而混凝土踏步之表面須作粗糙粉鏝，以免上下人員滑倒。

(4)在潮差很大之處階梯中間須設置平台，平台的長度普通爲1.5m即可。

(5)人梯須設置於碼頭時，應以不妨礙船舶之繫泊而設於船席與船席之交接處附近爲宜，安裝人梯位置之碼頭面層混凝土須砍入寬75cm深度30cm左右，並安裝於離碼頭混凝面下20cm處，梯板向內傾斜以保不滑，且須加截水槽以利排水。

(6)人梯以寬度45cm深度30cm每段高度20cm爲標準，其下端須在L.W.L 以下，扶手須在碼頭頂高上30cm，並向內側延伸至45cm處止。

(7)人梯之設計載重，梯長每1公尺，其垂直及水平方向可各承受100kg。安裝之鐵件必須牢固，如有破損或腐爛時則可以簡單方式即可修理。

(8)階梯及人梯在岸肩之梯口處應設車擋，以保護裝卸機械之安全。同時必須設置小船用繫船柱或繫船環。

(9)金屬性之扶梯因恐有腐蝕或小船觸撞而損害之慮，故可採用耐久性極佳且兼有防撞功能之橡膠性扶梯。

19-8 救生設施等

在氣象、海象不佳的情況時，救難者很難投入救援工作之處的繫泊設施及總噸數500 噸以上客船的繫泊設施中，均須設置救生設施，而類似此種情況的小船亦須經常自備救生設施。

19-9 車擋

設置碼頭車擋時，其結構與塗裝之選擇，須顧慮到耐久性及耐候性。車擋安裝之間隔以30cm爲標準，但夾有繫船柱時之車擋間隔以1.5m～2.5m爲標準。而設有欄柵等禁止車輛通行處，則可不必設置車擋。

[說明]

(1)選擇車擋之結構及塗裝時，可參考「港灣結構物標準設計之車擋標準設計」辦理。爲因應現場情況，提升耐久性計，亦有採用鋼筋混凝土製及塑膠品等車擋。

(2)碼頭設置車擋係爲確保在岸肩上做裝卸作業之裝卸機械及其他通行車輛之安全而設置者。

(3)車擋安裝之間隔須較岸肩上之裝卸機械或車輛之車輪間隔爲小，同時爲排除岸肩上的雨水計，設置之間隔約爲30cm左右。

(4)通常爲防止車擋不致脫落而發生危險計，大型之車擋可與拒馬等同時併用。

19-10 車輛上下用之設施

車輛上下用之設施標準，可依照「車輛上下用設施之設計」所述辦理。

19-11 標誌、標示及防護欄柵等

19-11-1 概說

碼頭設施因應情況須設置下列之標誌、標示及防護欄柵等。

19-11-2 分類

標誌及標示(以下稱標誌等)應依指標、警戒、指示及限制等所表示之標誌加以分類。

[說明]

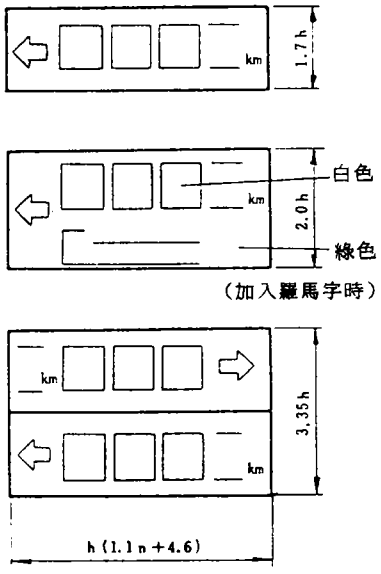
安全標誌等之基準可依有關碼頭內安全標誌等之基準」辦理。

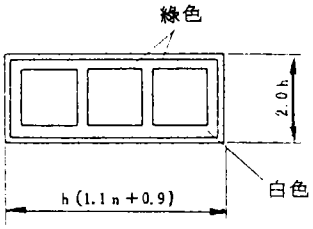
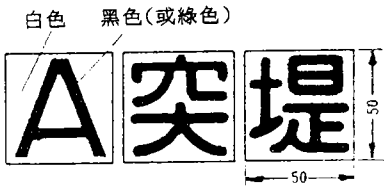
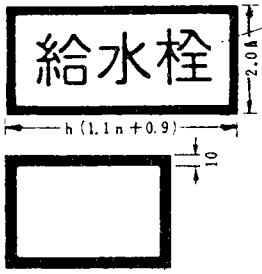
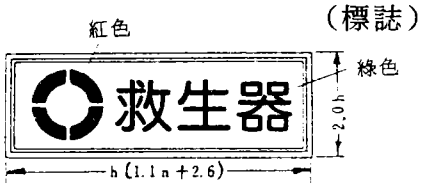
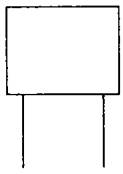
19-11-3 型式等

[1]指標所示之標誌等

指標所示之標誌等的種類、型式、設置地點等以表19-2爲標準。

表19-2 指標所示之標誌等 (單位: cm)

符號	種類	型式	設置地點
A-11	方向及距離	(標誌)  h: 文字之大小 n: 文字數	表示之地點在通行道路交叉點之前面30m 處右側之路邊。 其他必要之地點。

A-21	設施之位置	 （標誌）	設施之入口，設施之前面。
A-22M A-22	突堤之位置	 （標示） （標誌）	突堤前端附近有露置場、倉庫之位置或建築物之牆面。
A-23 A-23M		 （標誌） （標示） 邊線顏色: 給水栓....綠色 加油栓....紅色 消防栓....黃色 給水栓與消防栓 共用時應爲黃色	各設施附近之露置場、倉庫等之牆面。 岸肩、散貨儲存場內各設施之周圍。
A-24	救生器之位置	 （標誌）	碼頭設置救生器之處或其附近可從碼頭看見之處。
A-25M	表示bit 之編號	數字之顏色爲白色，大小與bit 之大小相同	繫船柱、海側背面
A-31	設施之使用方法	 橫寫爲原則 顏色爲白底，文字及其他爲黑色或紅色 不規定尺寸	設施之前面，其他需要公佈之處
A-41	指標圖	型式自由	使用者易見之處

[說明]

(1)基本的觀點

(a)目的

指標所示之標誌係供港灣使用者可迅速並安全的到達目的地及各設施之位置。

(b)種類

(i)方向及距離

(ii)設施之位置

(iii)設施使用之方法

(iv)指標圖

(c)型狀及顏色以現在一般公路所採用之指標標誌的型狀爲準即長方形，顏色則採用綠色與白色爲原則。

標誌板內文字大小:

(i)以行人爲主時，以10cm爲準。

(ii)以車輛駕駛爲主時，以20cm爲準。

標誌與標示之尺寸係以表19-2 中之圖爲基準，但因應設置地點之需要亦可加大之。表示突堤位置之標誌(A-22)及標示(A-22M)可加大至5 倍，其他之標誌則可加大至2倍。而因應標誌的需要亦可採用反光材料。

(2)各種符號

(a)方向及距離(A-11)

此種標誌係表示目的地與現在位置之關係。

設置時不必像一般公路將同類的的指標標誌聚集於一處，而在目的地前2 km處之近距離設置即可。

表示之內容則可考慮下列各點:

(i)港口、普通之碼頭。

(ii)路名、國道、縣道(設於港區出口附近)。

(iii)車輛渡輪碼頭、客船碼頭。

(iv)客船乘船處、巴士、小汽車乘車處(以旅客爲主)。

(v)船員住宿處及港區醫療設施。

(vi)公園、海水浴場等。

(vii)港務局等之港區管理設施。

距離目的地很近時，僅表示方向而不需表示距離，而在需表示距離之位置時應加入港口特有的象徵性標記以求加深對某港口的印象(請參考圖8-19-3)。除了象徵性標記外



圖8-19-3 港口特有的象徵性標誌(高雄港)

，尚有IMO(國際海事機構）之旅客候船室等各種設施的標記。同時外國船進出之港口更需要用羅馬字標示在標誌上。

(b)設施之位置(A-21)

此種標誌須表示於設施之位置、突堤等之入口處。

所表示之設施須考慮下列各點:

(i)港口、碼頭、突堤之入口

(ii)旅客乘船處

(iii)車輛乘車處

(iv)休憩處

(i)及(ii)之標誌係設在乘船設施之入口處，唯須標明目的地。又乘船之位置，若因船舶而變更時，亦可使用移動式之標誌。

(c)突堤之位置(A-22、A-22M)

以船舶操船者爲主的標誌或標示，其大小須考慮船舶之船型、辨認距離等加以決定之。

同時亦須考慮夜間之辨認性，故應一併設置內部照明或外部照明等設施。

(d)給水栓、消防栓、加油栓之位置(A-23、A-23M)

此種標誌或標示係明示給水栓、消防栓、加油栓的位置，並禁止堆置貨物或停車等，必要時可供直接使用，而在岸肩時以標示在附近的牆壁上爲原則。因應需要在不妨礙裝卸作業下，其標誌應設置在最靠近設施之位置上。

(e)救生器之位置(A-24)

此種標誌係明示救生圈、救生用人梯等救生器保管處之標誌。設置時救生器係在室內被保管時，在屋外也可知曉其設置之位置。

(f)曲柱編號(A-25M)

本標誌係供船舶停泊之目標及決定繫纜位置之用，故是以操船者及繫纜作業人員爲主。唯該標誌須注意不能馬上遭致纜繩的損壞。

(g)設施之使用方法(A-31)

此種標誌須明示設施之範圍，使用方法及使用時應注意之事項等。

(h)指標圖(A-41)

須明示港內及碼頭上各種設施之位置。

(i)其他

在各設施中對廁所、電話等之指標可採IMO之圖案方法爲之。

(3)設置之實例

圖8-19-4所示爲設置之實例。

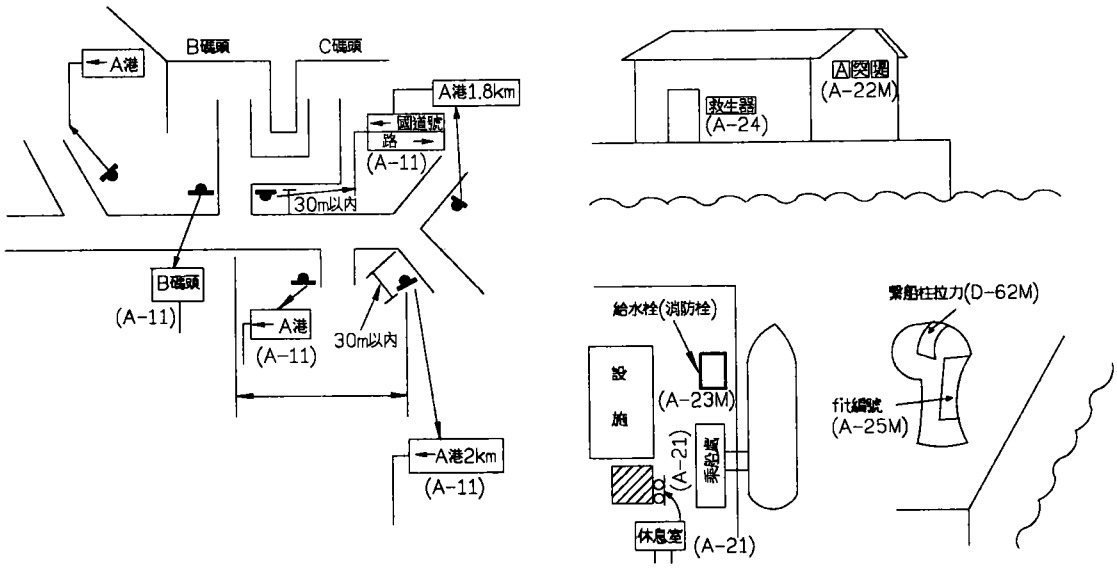


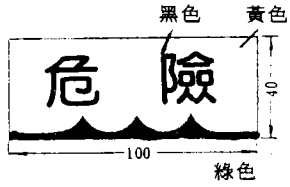
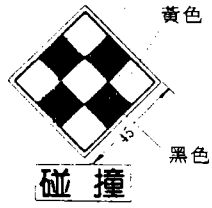
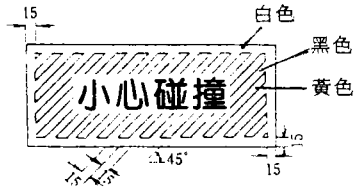
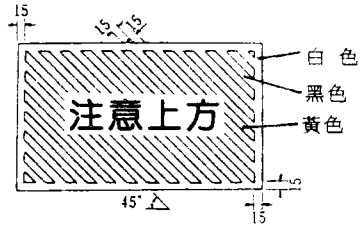
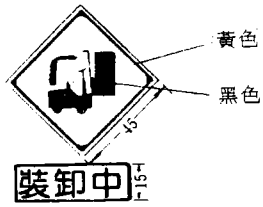
圖8-19-4　指標所示標誌等之設置實例

[2]表示警戒之標誌等

表示警戒標誌等之種類、型式、設置地點等如表19-3爲標準。

表19-3　表示警戒之標誌等　　（單位：cm）

符號	種類	型式	設置地點
B-11	注意墜落	（標誌） 黃色 黑色 墜落 40	前面臨海或河川之道路，在其100m至20m 前之路側或中央分隔島上，防波堤及海岸突堤之設置處、護岸、堤防上有墜落危險處。
B-12	注意墜落	（標誌） 白色 此處臨海 白色 黑色 橙色 200	前面臨海或河川之道路在其前面附近之路側上。

B-13	注意墜落		（標誌）	設置海岸突堤及防波堤處等有墜落危險之處。
B-14	注意墜落		（標誌）	在海岸突堤及防波堤、護岸上等有墜落危險之處。
B-21	注意碰撞		（標誌）	會碰撞胸牆、護欄等之道路前方。
B-22M	注意碰撞		（標示）	橋墩、繫船直柱、胸牆、門式機等之結構物及拒馬、防護柵欄。
B-31M	注意上方		（標示）	多層倉庫之牆壁、吊車下方、岸肩上、倉庫內吊車行駛之作業區內。
B-41	注意危險		（標誌）	危險品裝卸作業場、木材處理所在之周圍、其他危險之處。
B-51	注意裝卸中		（標誌）	裝卸作業區域之周圍或車輛通行最靠近之位置。

[說明]

(1)基本之觀念

(a)目的

表示警戒標誌等係針對港口之使用者，適當的明示在使用港口設施或裝卸作業及其他所可能發生之危險事故，以求防範未然爲目的。

(b)種類

(i)注意墜落

(ii)注意碰撞

(iii)注意上方

(iv)注意危險

(v)注意裝卸中

(c)型式

標誌之型狀爲正方形，補助標誌板爲橫向長方形。

標誌之顏色以黃底爲原則，象徵圖等爲黑色，補助標誌板則爲白底黑字。

標誌及標示之尺寸以表19-3中之圖爲基準，然因設施之型狀或使用之情況有特別需要時可將圖示之尺寸放大 2倍。注意墜落之標誌(B-11、B-12)，注意碰撞之標誌(B-21)及標示(B-22M) 則應考慮夜間之辨認性以使用反光料爲原則。其他之標誌亦可因應需要使用反光料。

(2)各種符號

(a)注意墜落(B-11、B-12)

此標誌係明示對車輛行駛的方向爲海或河川時，有墜落之危險。尤其碼頭之道路等在前面不能設置防護欄柵時尤其重要。設置時危險之警告爲B-11，對前面需注意時爲B-12。B-12標誌之代用品亦可在其前面設置反光片。又在危險處及通行該處道路需加以注意時，應在事先於適當的位置加以設置之。

(b)注意墜落(B-13、B-14)

此標誌係明示垂釣之人有失足滑落，或因颱風或巨浪有墜落海中或河川之危險。尤其在危險之處，除此標誌外，同時需使用拒馬或防護欄柵規定閒人勿擅自進入。B-14則設於波浪或風有顯著作用之處，而B-13、B-14應加以適當的分別使用。

(c)注意碰撞(B-21、B-22M)

此標誌及標示之尺寸係明示岸肩或散貨區內有起重機腳或柱、繫船直柱、道路區、道路終點、或路側有橋墩、胸牆等之存在。結構物應加以直接標示，如難以標示，而需加以警告時應設置標誌。B-22M匡內除了斑馬標誌外,亦可表示拒馬或防護欄柵，用混凝土結構物替代做B-22M之標示時,亦可採用反光片。

(d)注意上方(B-31M)

此標示係表示在數層倉庫之起重機下方、倉庫內天井行駛起重機之下方等，有被吊貨物掉落之危險。在裝卸中時，在此標示的周圍，尙須同時設置「注意裝卸中」之標誌。

(e)注意危險(B-41)

此標示係表示在危險品處理，貨物處理作業及木材等散堆時有貨物鬆散等危險。補助板則需因應各種目的用文字敘明。(例)危險品之處應使用禁止進入標誌，並設置拒馬、防護欄柵,同時規定進入規則。

(f)注意裝卸中(B-51)

此標示係明示此區域爲裝卸作業區域，應加注意。由於裝卸作業斷斷續續，故此標誌應使用移動式標誌，同時應與拒馬併用之。

(3)設置實例

圖8-19-5所示爲設置之實例。

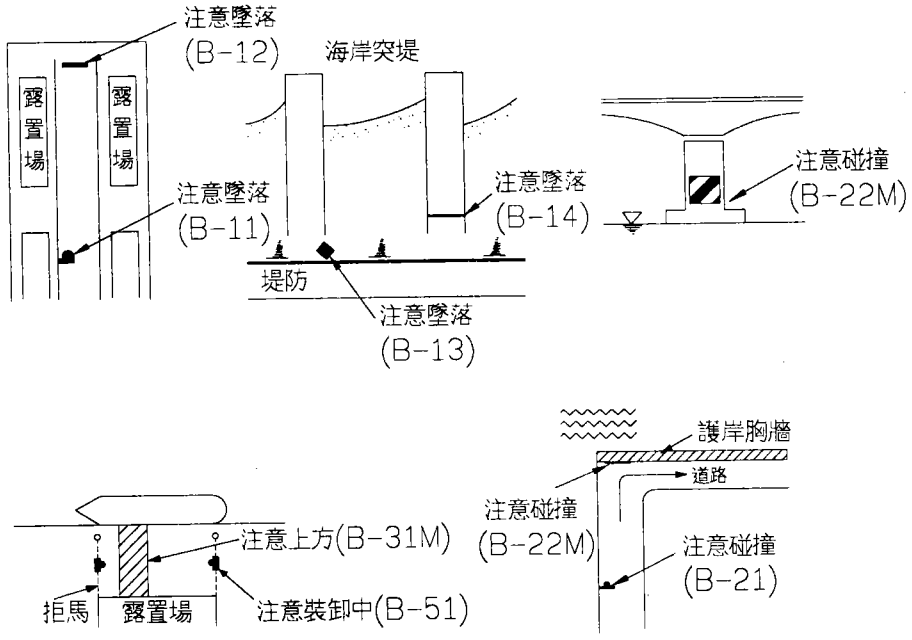
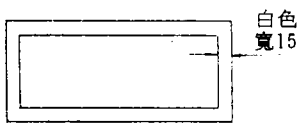


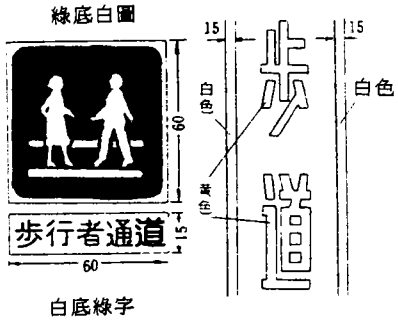
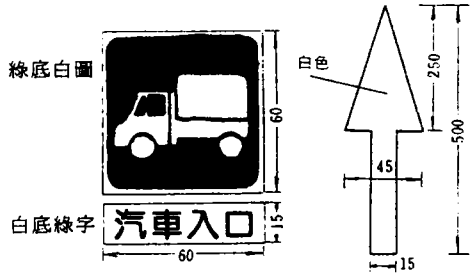
圖8-19-5　表示警戒標誌等之設置實例

[3]表示指示之標誌等

表示指示標誌等之種類、型式、設置地點係以表19-4爲標準。

表19-4　表示指示之標誌等　　(單位: cm)

符號	種類	型式	設置地點
C-11M	堆置場、裝卸作業場	(標示) 	堆置場之外緣及區域、平時裝卸作業場所使用之區域外緣

C-21 C-21M	步行者通道	(標誌)　　(標示) 	標誌　步行者通道之起點 標示　貨物處理場、堆置場、岸肩、停車場、旅客上下船設施等中，指定作爲步行者通道之區域。
C-31 C-31M	汽車入口	(標誌)　　(標示) 	標誌　岸肩、貨物處理場、停車場等供作辨認進入之通道或入口之路端 標示　上述通路之路面
C-41	吸煙處	(標誌) 	標誌　休憩處以外之岸肩、貨物處理場、露置場、倉庫等特別允許可吸煙的地點

[說明]

(1)基本之觀念

(a)目的

表示指示之標誌等係對港口之使用者，指示其使用各設施時，可安全而圓滿的使用與引導爲目的。

(b)種類

(i)堆置場、裝卸作業場

(ii)步行者通道

(iii)汽車入口

(iv)吸煙處

(c)型式

標誌之型狀爲正方形，顏色以綠底爲原則，象徵圖等則爲白色。各標誌須同時併設補助板，作爲補充內容之用。補助板爲長方形，顏色爲白底，文字爲綠色。

標誌與標示之尺寸係以表19-4中之圖爲基準。

(2)各種符號

(a)堆置場、裝卸作業場(C-11M)

堆置場之標示係在堆置場內指定堆放之地點，並增進貨物之整理，同時須確保作業車輛或步行者可安全通行之地點。

裝卸作業場之標示係在指定作平時之裝卸作業場上，爲禁止貨物之堆放或停車而設。主要以作業員爲主，並需讓有關人員知曉。

(b)步行者通道(C-21、C-21M)

此標誌與標示是步行者在搭乘車輛時，爲確保步行者之安全而明示者。通道之寬度則依現場之情況而決定，最小須1.5m。尤其在危險的地點須加設防護欄柵以策安全。標誌則設於通道之起點。

(c)汽車入口(C-31、C-31M)

此標誌與標示在車輛之出入口交錯時有可能發生危險之處，爲使車輛之進入時可駛入一定的指定地點而設。設置時必需充分的考慮車輛的流通性。

(d)吸煙處(C-41)

此標誌是在離開休憩處等作業場之地點，指定爲吸煙之處，以防止火災之發生。

(3)設置實例

圖8-19-6所示爲設置之實例。

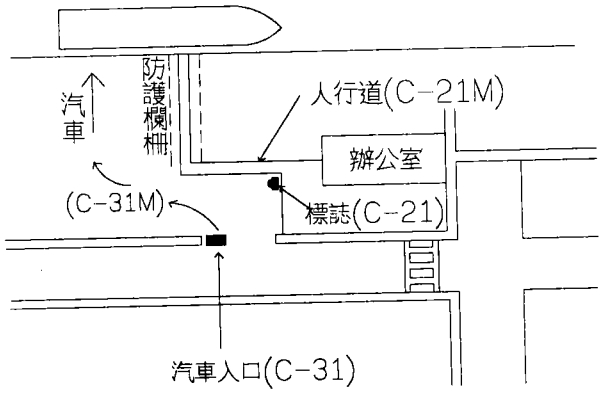
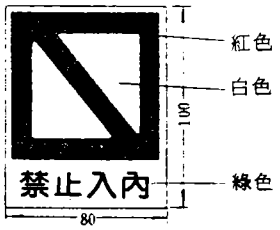
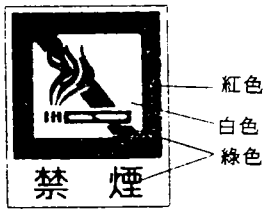
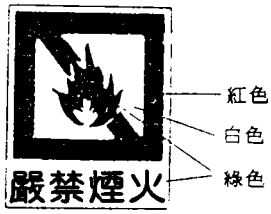
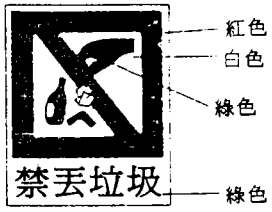


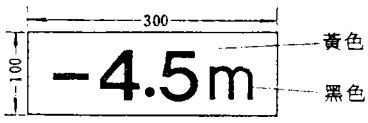
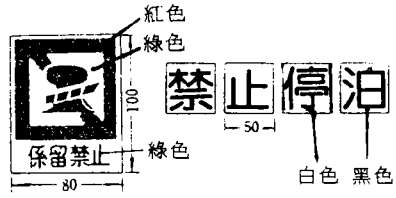
圖8-19-6　車輛渡輪

[4]表示限制之標誌等

表示限制之標誌等的種類、型式、設置地點以表19-5爲標準。

表19-5　表示限制之標誌等　（單位：cm）

符號	種類	型式	設置地點
D-11	禁止入內	（標誌） 	裝卸作業區域之周圍、危險品保管處、保稅區域之出入口等需要限制進出之地點。
D-21	禁煙	（標誌） 	露置場、倉庫之牆上及其周圍。 貨物處理區、堆置場之周圍。
D-31	嚴禁煙火	（標誌） 	露置場、倉庫、貨物處理區、堆置場及其周圍禁止煙火的地點。
D-41	禁丟垃圾	（標誌） 	有需要限制垃圾丟棄之地點。
D-51	高度限制	（標誌）  （文字黑）	超過所表示高度之車輛及船舶限制在結構物之下端通行。

D-61M	表示水深	（標示） 	船席中央附近之碼頭側面。
D-62M	繫船柱之耐力	同戳記	繫船柱之頂部
D-63 D-63M	禁止停泊	（標誌） （標示） 	禁止船舶停泊之地點。 標示則設於碼頭或
D-71M	船舶航行限制		需要限制之航道設施附近之側面或同設施上。

[說明]

(1)基本之觀念

(a)目的

表示限制之標誌係確保港口之使用者能安全而圓滿的活動，並增進防範火災，墜落等情事之災害於未然及防止亂丟垃圾而污染環境爲目的。

(b)種類

(i)禁止入內

(ii)禁煙

(iii)嚴禁煙火

(iv)禁丟垃圾

(v)高度限制

(vi)船舶停泊規定

(vii)船舶航行規定

(c)型式

禁止入內、禁煙嚴火、禁丟垃圾及禁止停泊的標誌爲長方形,白底、框及斜線爲紅色，象徵圖及文字爲綠色。

船舶航行規定之標誌爲正方形，白底、文字爲黑色。尺寸以表19-5中之圖爲基準，以船舶爲主設置時可放大至5倍。

高度限制之標誌爲長方形，黃底，黑色之斑馬符號，文字爲黑色。尺寸以表19-5中圖爲基準，因應設置地點可放大至4倍。

標誌因應需要可使用反光料。

(2)各種符號

(a)禁止入內(D-11)

此標誌係爲港口活動之圓滿化，防範災害於未然而在限制進入之地點設之。限制進入時應用防護欄柵或拒馬，然因港口功能會遭致妨礙，許多地點無法作此類設置，故採用此種標誌。採用設置標誌時，亦可採用如圖8-19-7佈告牌附上。

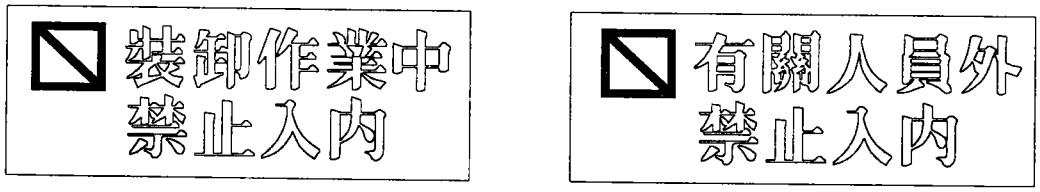


圖8-19-7　採用佈告牌之例

(b)禁煙(D-21)

此標誌係在碼頭內爲防範火災發生於未然，用於限制吸煙的地點。爲恐妨礙作業，故宜設置在不妨礙作業之露置場牆壁上。

(c)嚴禁煙火(D-31)

此標誌係因使用鑄火或煙火而有發生火災之慮的地方，限制煙火處理時用之。煙火除了冬季之鑄火外，尙有修理貨櫃、船具等的焊接作業等。

(d)禁丟垃圾(D-41)

此標誌係爲防止在港口之水域或陸上違法亂丟垃圾，而污染港口之環境而設置者。設置時應選擇設在特別易於丟棄垃圾之地方及許多使用者聚集的地方等。

(e)高度限制(D-51)

此標誌係明示在碼頭車輛的通道上所架設之結構物橫梁下面之高度與航道及運河等一些橋樑之橫梁下面之高度，超過其高度之車輛或船舶限制通行，用以保護該結構物。

(f)水深標示(D-61)

此種標誌係限制在所表示水深以上的船舶靠岸，以求安全而設者。主要是以小型船舶爲主，所設置的船席亦以小型船席爲主。

因棧橋或護舷之分佈狀況無法作成表19-5圖中之尺寸時可適當的加以縮小。水深是表示從基準水平面起算之深度。設置時須特別注意不能因潮位的關係而發生讀數困難。

(g)繫船柱之耐力(D-62M)

此種標示是在船舶停泊時，在明示有耐力的繫船柱上超過其規定以上之拉力時即不能繫纜。耐力之表示是以戳記爲原則。

(h)禁止停泊(D-63、D-63M)

此種標誌及標示係在原本就不是停泊設施之護岸、堤防等小型船舶易於停

泊之地點並使停泊設施能安全而圓滿的使用計，設置於禁止停泊之地點。

(i)船舶航行限制(D-71M)

限制事項有下列各點:

(i)港內徐行。

(ii)左轉繞大彎，右轉繞小彎

(iii)禁止並航，禁止超越、靠右航行

(iv)禁止停泊

(v)優先出航

設置這些標示時，宜與港務局充分協商後決定之。

(3)設置實例

圖8-19-8所示爲設置之實例。

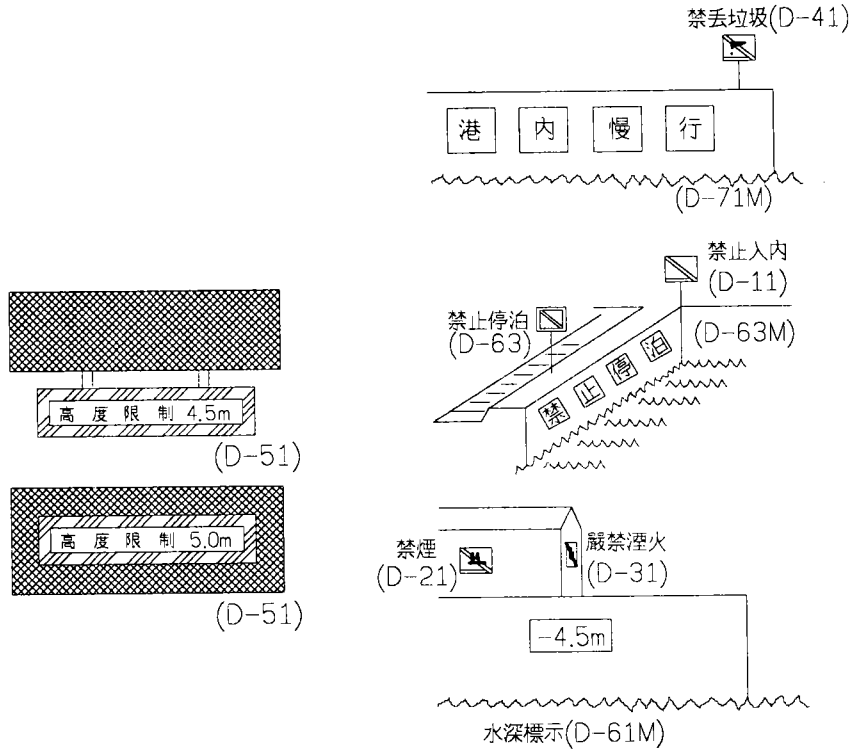


圖8-19-8　表示限制標誌等之設置實例

19-11-4 設置方法

[1]設置位置之選擇

在選擇設置位置時須注意下列事項:

1. 須選擇無電桿、路樹、公用電話、堆置貨物等遮著視線之地點。
2. 須選擇在不會顯著妨礙貨物處理作業之地點。
3. 須選擇在不會妨礙交通及危險的地點及不妨礙標誌等維護管理之地點。
4. 選擇之位置須使用者可清楚的辨識，而且在判斷內容後，有充分的時間採取必要行動之位置。

[2]設置位置

1. 橫向方向之位置

標誌設置於道路上時，標誌板的外緣以設置於連接建築界限爲原則。

2. 高度

標誌之高度以圖8-19-9爲標準。

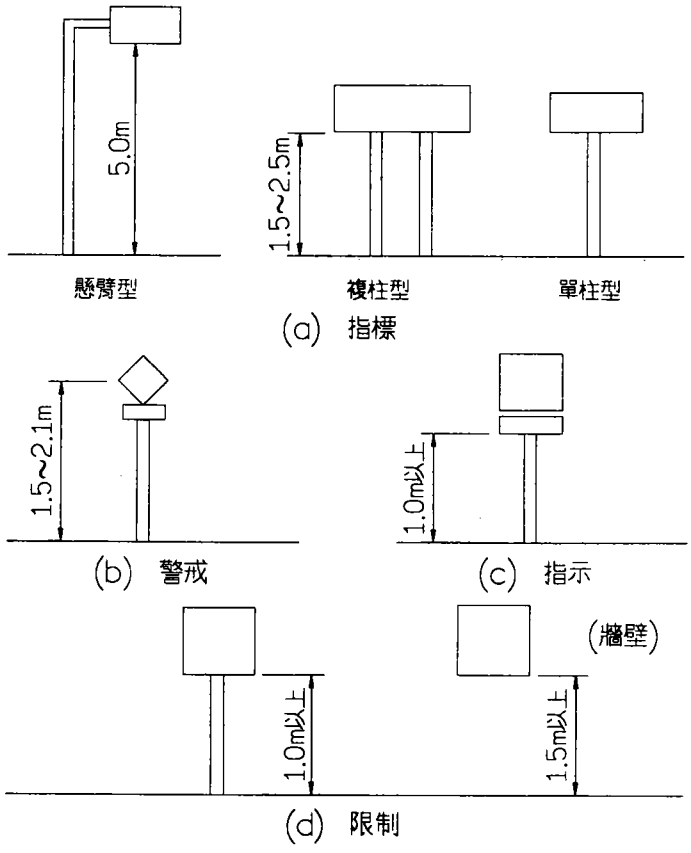


圖8-19-9　標誌之高度

[說明]

(1)道路之興建界限如圖8-19-10所示。

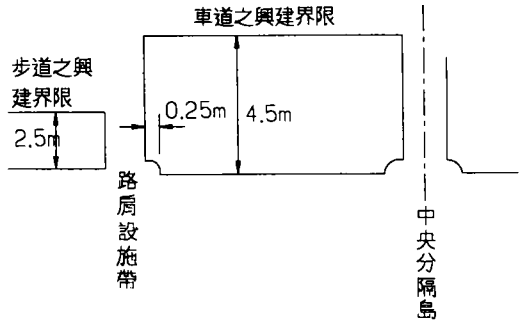


圖8-19-10　道路之興建界限

(2)標誌板之支撐方法

標誌板之支撐通常是採用支柱，亦有因地點的關係，設置於牆壁、欄柵、拒馬等其他結構物者。

警戒標誌之注意墜落可如圖8-19-11設置之。

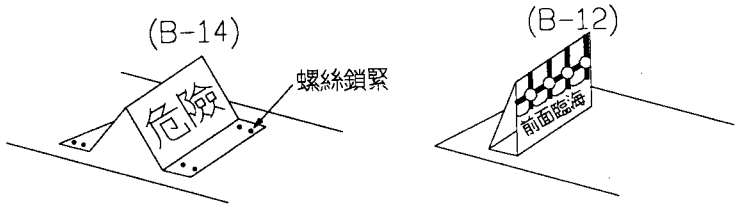


圖8-19-11　注意墜落標誌之設置法

(3)反光片之設置方法

反光片之設置方法可如圖8-19-12設置之。

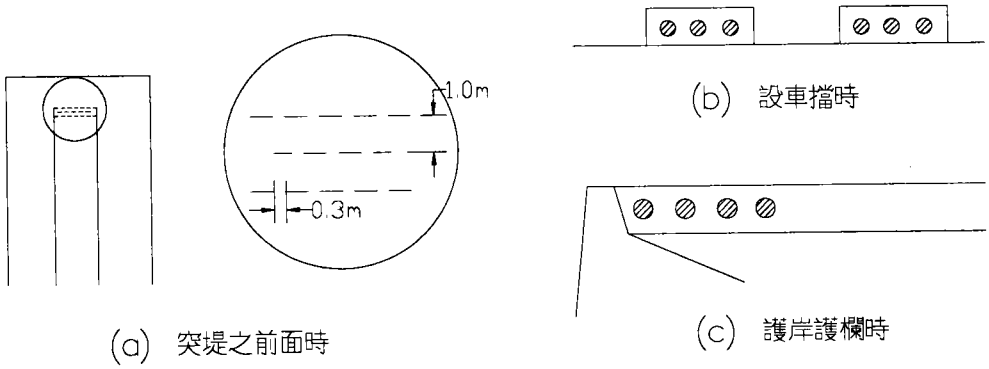


圖8-19-12　反光片之設置

19-11-5 結構

[1]概說

標誌之結構須對其本身重量、風力、土壓等具等有安全者。

[2]風力

風力可依下式計算之。

$$P=\frac{1}{16}V^2 \cdot C \cdot A \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (19\text{-}3)$$

式中

P: 風力(Kg)

V: 設計風速(m/s)

A: 受壓面積(有效投影面積)(m^2)

C: 抗力係數

抗力係數:支柱時爲0.7，板時爲1.2。

風速:有實測值時應採用實測值，無實測值以採用下列之值爲標準。

(1)單柱型小型標誌時　50m/s

(2)懸架型大型標誌時　60m/s

[說明]

(1)高度與風速之關係如下式所示

$$V_{(h)}=32\sqrt[4]{h} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (19\text{-}4)$$

式中

$V_{(h)}$: 在高度h(m)之風速(m/s)

上式高度與風速之關係如圖8-19-13所示。

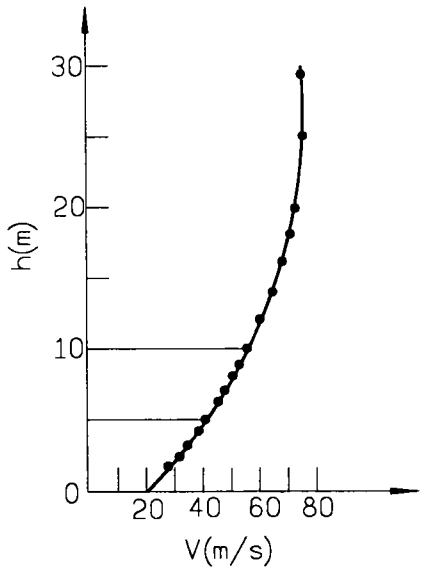


圖8-19-13　高度與風速之關係

[3]支柱

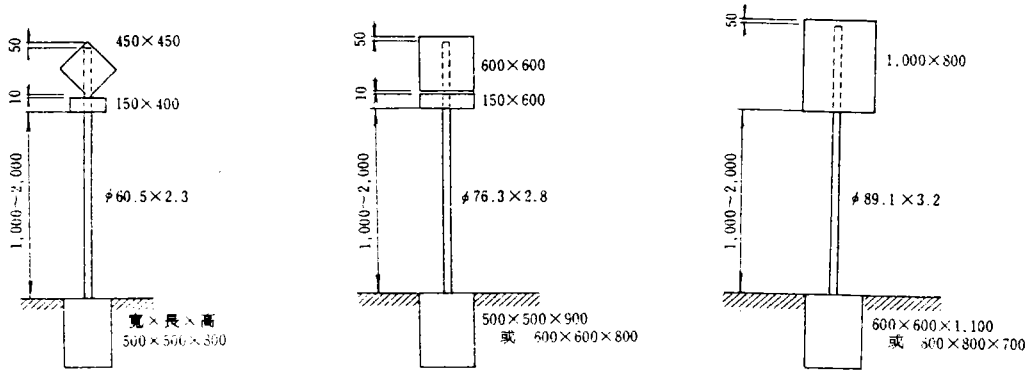
支柱須考慮標誌板的尺寸及其設置地點之狀況，選擇持有充分強度又具美觀者。

[說明]

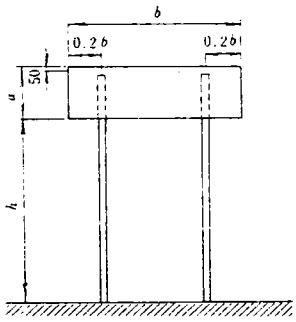
支柱之結構型式及標誌尺寸如圖8-19-14所示。

[4]基礎

設計標誌之基礎時應依據「公路附屬設施之基礎」爲標準予以設計之。

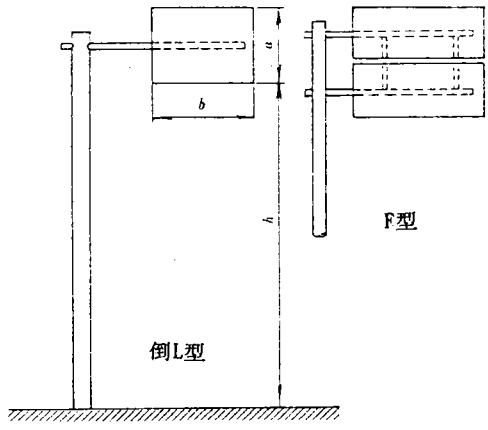


(a)單柱型(單位:mm)

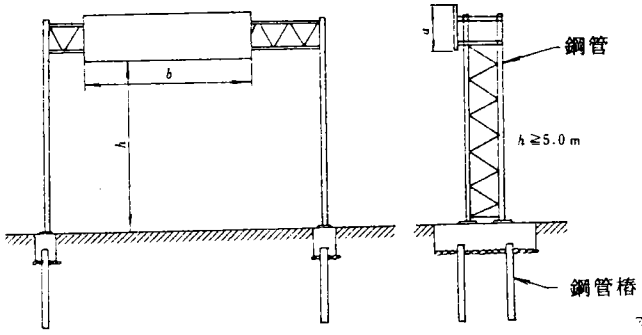


(b)複柱型

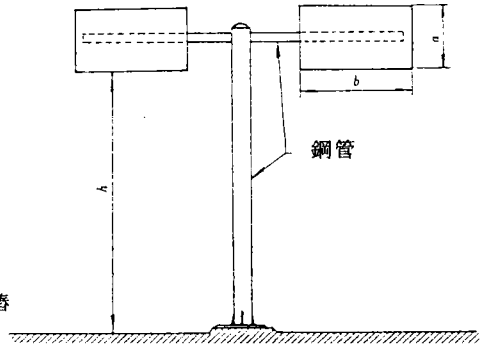
b>1.0m時應使用複柱型，支柱則爲鋼管或H型鋼或山型鋼，h=1.5m～2.5m



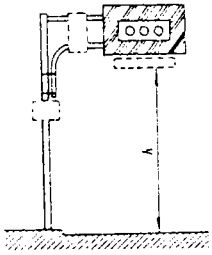
(c)懸臂型，固定型



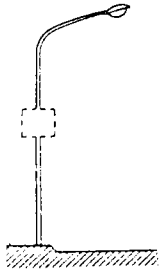
(d)門　型



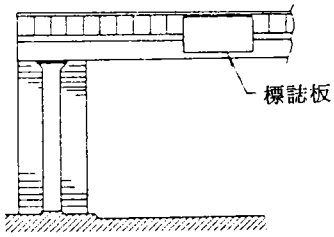
(e)T　型



(1)號誌燈



(2)路燈



(3)路橋等

(f)增加型

圖8-19-14　支柱之結構型式及標準尺寸

[說明]

基礎之結構依支柱之型式及標誌板的大小有下列各種。

(1)單柱用

單柱用之基礎以表19-6及圖8-19-15爲標準。

表19-6　單柱用基礎之標準尺寸

a (mm)	b (mm)	d (mm)	鋼　　管	
400	600	700	φ406.4×7.9 L=1.5～2.5m	混凝土方塊之例 500×500×800(mm) 500×700×800(mm) a × b × d
500	700	800		
600	800	900		

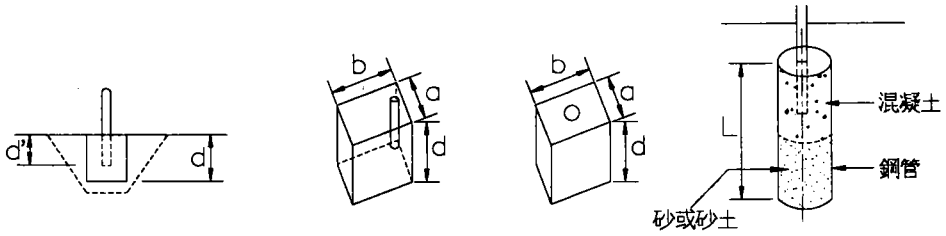


圖8-19-15　單柱之基礎

(2)複柱用

複柱用之基礎以表19-7及圖8-19-16爲標準。

基礎基樁通常依其地點之土質係普通之地層時 L=2.0～3.5m。

基礎基樁之間隔 P>900mm。

表19-7　複柱用基礎之標準尺寸　　(單位: mm)

支柱用H 鋼	基礎用H 鋼	基礎用鋼管
125×125×6.5×9	300×300×10×15	STK φ318.5×6.9
150×150×7.0×10		
175×175×7.5×11		

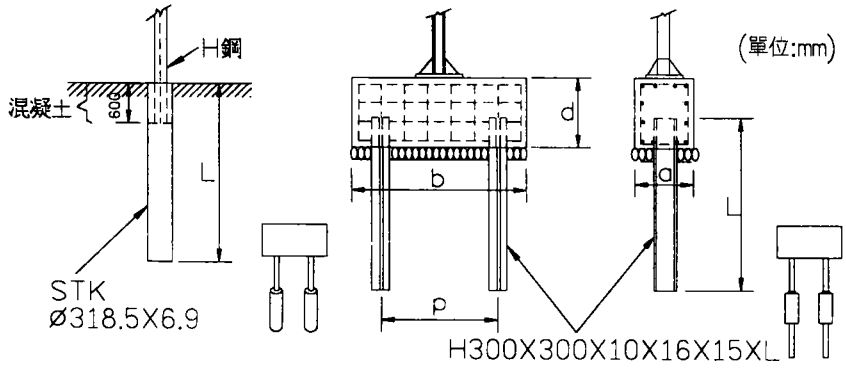


圖8-19-16　複柱用基礎

(3)例L.T.F型用

例L.T.F型用之基礎以表19-8及圖8-19-17爲標準。

基礎基樁通常均採用 L=4.5～6.5m。

表19-8　倒L.T.F型用基礎之標準尺寸　　(單位: mm)

支　　柱	橫　梁　料	連　接　料
φ 406.4× 7.9	φ 216.3× 5.8	φ 139.8× 4.5
φ 355.6× 7.9	φ 190.7× 5.3	φ 114.3× 4.5
φ 318.5× 6.9	φ 165.2× 5.0	φ 101.6× 4.2
φ 267.4× 6.6	φ 139.8× 4.5	φ 89.1× 4.0
φ 216.3× 5.8	φ 114.3× 4.5	

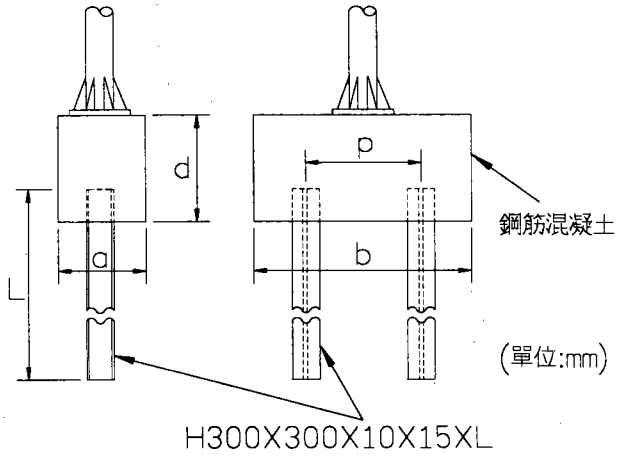


圖8-19-17　倒L.T.F型用基礎

[5]標誌板

標誌板之板厚以表19-9之值爲原則。

表19-9　板厚　　(單位: mm)

標誌種類	大　小	鋼　板	鋁合金板	塑膠板	三合板
指標標誌	標　準	1.2	2.0	3.0	15.0
	大　型	1.6或2.0		4.0	15.0
警戒標誌	標　準	1.2	2.0	3.0	15.0
指示標誌	標　準	1.2	2.0	3.0	15.0
限制標誌	標　準	1.2	2.0	3.0	15.0
補助標誌	標　準	1.2	2.0	3.0	15.0

註: 大小是約在0.6m²左右者謂之標準，而超過者(約1.0m²)謂之大型。

[說明]

標誌安裝在柱梁時可利用鋼管柱(小型標誌用)、圓錐標桿、H鋼柱(大型標誌用2支柱)、鋼筋混凝土柱、交通號誌燈、電桿、橫跨陸橋及其他結構等各種方式。

安裝方法有直接安裝於各種柱上之方法與借用五金零件間接安裝於桁架等方法。

圖8-19-18所示爲通常安裝的方法。

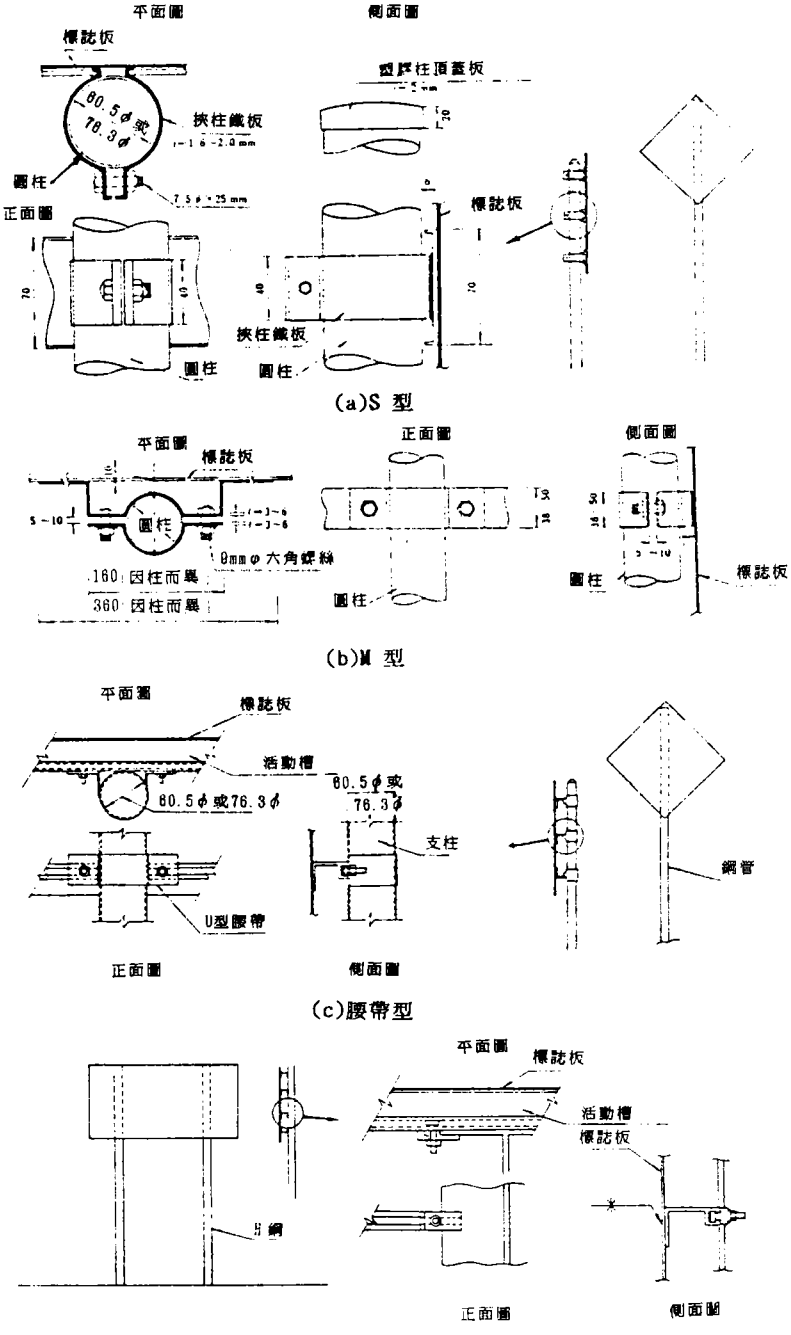
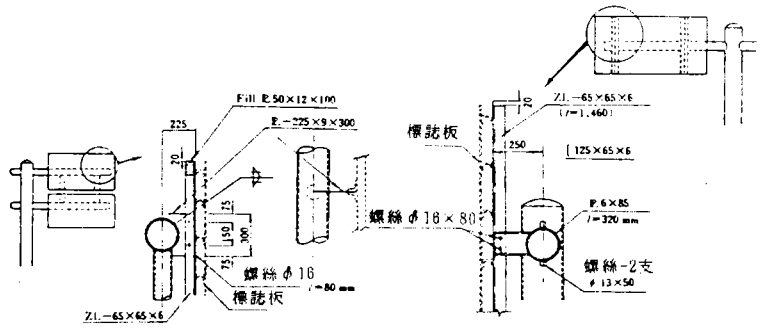
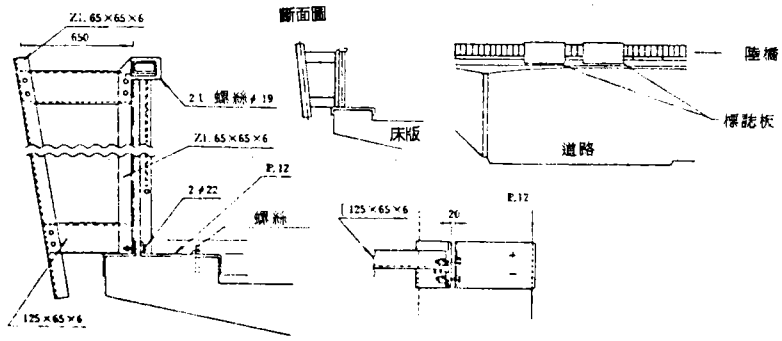


圖8-19-18　標誌板與支柱之安裝方法(a)～(d)



(e)桁架等之安裝



(f)陸橋

圖8-19-18　標誌板與支柱之安裝方法(e)～(f)

[6]移動式標誌

移動式標誌須爲易於移動同時須爲充分穩定者。

[說明]

移動式標誌可考慮如圖8-19-19所示。

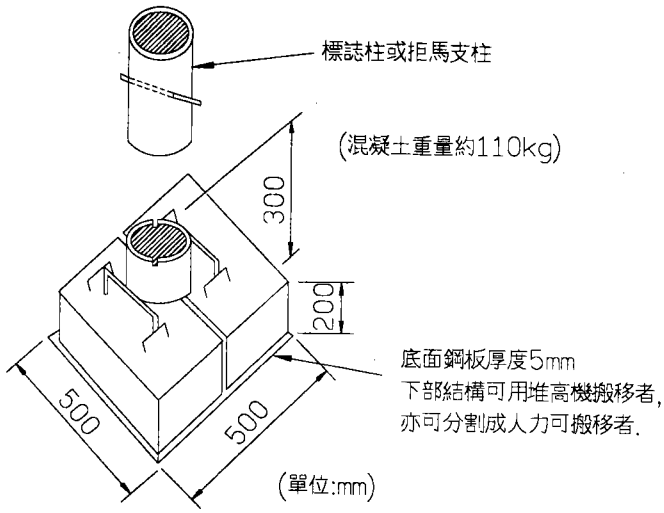


圖8-19-19　移動式標誌之底版及柱等

19-11-6 材料

[1]標誌板

標誌板之材料以採用下列材料爲原則。
1. 鋁合金板(JIS H4000)爲鋁板及鋁合金板。
2. 塑膠板: 使用塑膠板時，須考慮碰撞強度、耐候性、加工性等加以選擇適當的材料。

[說明]

(1)標誌板之材料有鋼板、鋁合金板及塑膠板等，唯設置於港口之標誌須考慮鹽害等宜採用上述材料。

(2)塑膠板則有聚乙烯(Polyethylene)AAS樹脂、FRP等。

塑膠板之耐碰撞性較鋁合金板爲佳，故用作移動式標誌甚爲方便。

[2]支柱

支柱之材料以採用下列者爲原則。
1. 鋼管(JIS G3444)規定爲一般結構用鋼管、塑膠管須被覆0.3mm以上膜厚之乙烯樹脂或聚乙烯等。
2. 鋼管須施以亞鉛電渡使之具耐候性，並塗以緊密性良好之塗料。
3. 鋁管規定爲JIS H4100鋁質或鋁合金之擠形材料。

[3]安裝五金零件

標誌板採用鋁合金時，安裝五金零件、肋骨等之材質須爲JIS H4100 鋁材或鋁合金之擠形材料或同等品以上者。五金零件採用鋼料時，表面須充分的加以防銹處理。

[4]反光料

標誌採用反光料時，須使用合格的JIS Z9117保安用反光片或反光帶。

19-11-7 維護及管理

[1]維護

標誌等須經常保持適當的狀態，並加以維護之。

[說明]

維護之項目有下列各項。

(1)清掃(2)處理傷痕(3)修正板之彎折(4)修正板安裝之緊密(5)板之換新(6)修正支柱之彎曲(7)支柱之油漆(8)埋設固定(9)重建、補充(10)照明器具之更換(11)除去隱藏物(12)更新不良的指示表。

(1)之清掃通常可用洗潔劑之水溶液清洗，但不能用強力清潔劑以免生銹。破損之標誌須用新標誌予以更換。

上述作業中(1)(2)(4)(7)(8)(11)之作業須定期加以巡迴作業，且因應需要須常備部份品以資應用。

[2]管理

1. 所設置之標誌等須以標誌帳冊加以管理。
2. 標誌板及支柱須將管理者之姓名列入。
3. 移動式標誌不使用時須加以適當的保管。

19-11-8 防護欄柵

防護欄柵須考慮設置地點之情況，以免充分確保安全爲原則。故設置防護欄柵時，可參考「防護欄柵之設置綱要」後予以決定之。

19-11-9 拒馬

拒馬須爲易於移動，且移動時不易遭致損壞之結構者。

[說明]

拒馬之實例如圖8-19-20所示。

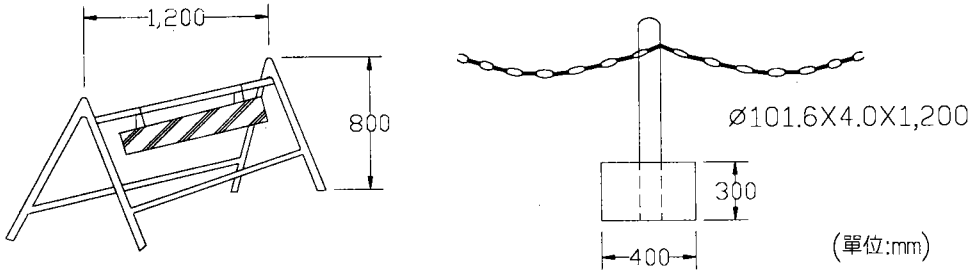


圖8-19-20 拒馬

19-12 照明設施

19-12-1 適用範圍

1. 此處所述之基準係供夜間作裝卸作業、船舶離靠岸、旅客及其他使用時之碼頭照明設施，本篇19-12-2 「基準照度」所揭示之照明設施係適用於設置、改良或維護管理者。
2. 在前項揭示設施以外之設施，除有其他的適用基準時依其基準外，須依此基準設置適當的照明爲準。

19-12-2 基準照度

[1]概要

此處所謂之基準照度係在該設施所需維護之平均水平面照度之最低值。

[說明]

照明設施最重要者爲照度。

此處所謂之水平面照度係指地面上之照度，平均水平面照度係指其平均值。照度基準須依下列所示法規、基準及國內外碼頭照明設施之實際狀況加以決定之。

(1)勞動安全衛生法。
(2)停車場法。
(3)JIS Z9110照度基準。
(4)公路照明設施設置基準。
(5)台灣電力公司業法中屋內、外供電線路裝置細則。
(6)汽車站結構設施。

[2]屋外照明

在屋外設施之照明基準須依照表19-10或19-11之值。且在保安上之照度規定是所有的設施均需爲1～5I_x左右之值。

表19-10　岸肩、碼頭、通道之基準照度

設施		基準照度(I_x)
岸肩	旅客或車輛爲主之碼頭設施及遊艇用碼頭設施	50[1)]
	其他碼頭設施	30[2)]
碼頭	貨櫃碼頭、貨物處理地點	20
通道	旅客或車輛上下用設施	50[3)]
	其他通道	20

備考:(1)遊艇用碼頭設施中供作遊艇登陸之滑道等爲30I_x。
(2)使用管道供作裝卸之碼頭設施、作業內容較爲單純(油類等危險裝載船之碼頭設施除外)，故爲20I_x。
(3)旅客或車輛之進出口爲75I_x。

表19-11 道路、停車場、公園綠地之基準照度

設施		基準照度(I_x)
道路	主要道路	20
	其他道路	10
停車場	車輛渡輪用之停車場	20
	其他停車場	10
公園綠地	公園道路	3

[說明]

(1)岸肩、碼頭、通道

(a)岸肩

(i)以旅客或車輛爲主之岸肩及遊艇碼頭

此種岸肩的照明對旅客等使用者的服裝或表情及汽車或貨物之種類、形狀、顏色等需要比較高的視覺感，同時亦需要有舒適感的照明，而與處理貨物之岸肩相較，素質與水準均較高 。因此基準照度參考JIS Z9110照度基準及原有之照明設施實測值等定爲50I_x。而在遊艇碼頭供作遊艇登陸之滑道等，則不需要有如上述高的視覺感，故爲30I_x。

(ii)其他碼頭之岸肩

此種岸肩之照明係爲辨別貨物，並確認岸肩面上有無障礙物等，使複雜的裝卸及貨物處理作業得以安全及確實的執行。因此基準照度在參考JIS Z9110照度基準及原有的照明設施等定爲30I_x。

而採用管道(Pipe-Line)、履帶輸送機(Belt Conveyer)作裝卸及貨物處理的岸肩，其作業內容較爲單純，故爲20I_x。但以管道作油類等危險品裝卸之岸肩，爲確保其安全性需要充分的照明，故爲30I_x。

(b)碼頭

貨櫃碼頭由跨載機(Staraddle Carrier)、軌道起重機(Transfer Crane)等作貨櫃之搬運、整排等作業。且貨物處理時又由堆高機(Fork Lift) 等作貨物之搬運、卡車之裝卸等作業。這些作業雖在陸側，但如似卡車在碼頭之作業形態。因此基準照度則係參考JIS Z9110 照度基準、汽車站結構設施及原有照明設施之實測值等定爲20I_x。

(c)通道

(i)旅客或車輛上下用之通道設施

客船、車輛渡輪在旅客及車輛利用可動橋作爲上下的部份需要有照明

設施。汽車時因有照燈照明，而前照燈則會導致作業員刺眼，故會錯誤導致海上墜落事故的發生。

因此基準照度參考 JIS Z9110照度基準、岸肩之照度基準及原有之照明實測值等，故通道定爲50I_x,上下口爲75I_x。

(ii)其他通道

其他的通道有作業員的步行通道等。這些通道並非旅客或車輛上下用之設施通道，亦無危險性，故基準照度爲20I_x。

(d)保安方面之照明

雖不供夜間使用，然爲防止犯罪及保安上亦需照明，其照明度爲1～5I_x。

(2)道路、停車場、公園綠地

(a)道路

碼頭內及其四周之道路照明，應留意下列各點後而決定之。

(i)碼頭之作業狀況(有無夜間作業、頻率)

(ii)交通狀況(交通量、行車速度、車種)

(iii)道路狀況(形狀、結構、路面之種類)

(iv)地理條件

(v)經濟效益

因需儘量考慮滿足上列各項要素，故參考JIS Z9110照度基準，公路照明設施基準及原有的照明設施實測值等,基準照度主要道路爲20I_x，其他道路爲10I_x。而設計隧道之照明時，則需參考JIS Z9116隧道照明基準，隧道照明設計指南及公路照明設施設置基準等加以決定之。

(b)停車場

停車場內之車輛雖是低速通行，然須細心駕駛操作。尤其爲了需要知曉其他車輛確實的停車位置，故需要照明。同時爲了防止犯罪亦需要可供辨別車種及人之身段等程度的照明。因此基準照度參考停車場法JIS Z9110 照度基準及原有之照明設施實測值等、車輛渡輪碼頭之停車場定爲20I_x，其他停車場則爲10I_x。

(c)公園綠地

遊憩場所之公園所需之照明亮度爲

(i)需確保使用者腳步安全性之亮度。

(ii)使用者在心理上可以安心之亮度。

(iii)可以強調公園內之樹林、結構物等優美之局部性亮度。

(iv)防止犯罪所需之亮度。

因此考慮上列各種要件、在園路設計基準照度時，參考JIS Z9110照度基準及原有之照度設施之實測值等其值爲3I_x。

(3)其他

因應供作夜間船舶離靠岸之停泊設施中，爲易於辨別之碼頭法線或隅角部之位置，應在碼頭設置照明燈，以供辨別。

[3]室內照明

室內設施之基準照度如表19-12所示之值。

表19-12　候船中心、堆貨場、倉庫之基準照度

設施		基準照度(I_x)
候船中心	候船室	300
	旅客上下用通道及進出口	100
堆貨場及倉庫	漁船用船席之貨物處理處	200
	貨櫃運輸中心、汽車專用放置場	100
	其他堆貨場及倉庫	50

[說明]

(1)候船室是爲休息的地方，必須使每個人在休息時都有舒適的環境。因此基準照度參考JIS Z9110照度基準、電力設計施工標準(日本國有鐵路)及原有的照明設施實測值等定爲300I_x。

(2)旅客上下用之設施通道及進出口

上下船之通道尤需謀求旅客之安全。因此基準照度參考JIS Z9110照度基準及原有照明設施之實測值等定爲100I_x。

(3)堆貨場、倉庫

作貨物處理之堆貨場、倉庫等需要讀取貨籤之文字，並需要維護作業之安全性 。因此基準照度參考JIS Z9110照度基準及照明設施之實測值等定爲50I_x。而貨櫃運輸中心係一複雜的貨物處理之地方及汽車的堆置場，安全上尤爲重要，故定爲100I_x。而漁船船席之貨物處理地點則需鑑定魚類之新鮮度故定爲200I_x。

而旅客候船中心、堆貨場、倉庫等均附屬於各港務局棧埠管理處，故其照明可參考JIS Z9110照度基準加以適當的決定之。

19-12-3 光源之選擇

1. 碼頭照明所使用之光源須從電燈泡、螢光燈、水銀燈(透明型、螢光型)、金屬鹵素燈(Meetal Haloid Lamp)、高壓鈉氣燈(Natrium Lamp)、低壓鈉氣燈中考慮下列事項加以選擇之。
   (1)效率高、壽命長者。
   (2)對周圍溫度之變化具有安定性者。
   (3)具光色與演色性佳者。
   (4)開燈至明亮安定止之時間要短。
2. 除電燈泡以外之光源，尙須要適當的安定器予以組合。

[說明]

(1)效率

效率並非僅是光源效率而已，尚須考慮包括安定器、照明器具等的綜合效率。

(2)周圍溫度

(a)效率

螢光燈以外之光源，大都均不受周圍溫度之影響，而螢光燈則因周圍的溫度過高時或過低時光源的效率均會降低。故對不同的照明器具結構等均須加以充分的研討。

(b)起動特性

電燈泡、高壓鈉氣燈、低壓鈉氣燈大都均不會受周圍溫度之影響，而螢光燈、水銀燈、金屬鹵素燈則因周圍溫度降低時會很難起動。故在此情況下，尤其須考慮燈具及安定器。

(3)光色之演色性

所謂演色性是在基準光源照明下，在外觀上物體所顯現顏色的比較，也就是在某些光源照明下，在外觀上物體可顯現其顏色的特佳效果，謂之演色性。

通常演色性以電燈泡、螢光燈、金屬鹵素燈較佳，螢光型水銀燈、高壓鈉氣燈次之。透明型水銀燈對樹木之綠色系統雖可充分的顯現，但對其他物體之顏色則無顯現性。又低壓鈉氣燈則爲單一光譜光源，而無法辨別顏色。

(4)光源之特徵

電燈泡、螢光燈、水銀燈、金屬鹵素燈、高壓鈉氣燈、低壓鈉氣燈之特徵歸納如下:

(a)電燈泡

(i)效率很差約15～20lm/W。

(ii)演色性佳。

(iii)易於減光、調光。

(iv)不需起動時間。

(v)重再開燈時即速可亮。

(vi)上列諸特性對周圍溫度均很穩定。

(b)螢光燈

(i)效率很高約80lm/W。

(ii)每燈的光束很少。

(iii)光色爲白色、白晝色等。

(iv)演色性佳。

(v)可以減光、調光。

(vi)不需起動時間。

(vii)重再開燈時即速可亮。

(viii)上列諸特性對周圍溫度均很穩定。

(c)水銀燈(透明型、螢光型)

(i)效率很高約55lm/W。

(ii)光色:透明型爲帶綠色之白光、螢光型爲白色。

(iii)演色性:螢光型者尚稱良好、透明型者則很差。

(iv)可以減光量爲50%。

(v)常溫時起動時間約需8分鐘。

(vi)重再開燈時需稍待一些時間。

(d)金屬鹵素燈

(i)效率很高約80Im/W。

(ii)光色爲白色。

(iii)演色性佳。

(iv)在實用上很難減光及調光。

(v)常溫時起動時間約需5分鐘。

(vi)重再開燈時需稍待一些時間。

(vii)受開燈方向之限制。

(e)高壓鈉氣燈

(i)效率很高約105Im/W。

(ii)光色爲橙白色。

(iii)演色性稍差。

(iv)可減光至約50%。

(v)常溫時起動時間約需5分鐘。

(vi)重再起動可以較快速些。

(vii)上列諸特性對周圍溫度均很穩定。

(f)低壓鈉氣燈

(i)效率很高約115Im/W。

(ii)光色爲橙黃色。

(iii)演色性很差，無法辨別顏色。

(iv)減光、調光在實用上很難。

(v)常溫時起動時間約需20分鐘。

(vi)重再起動可以較快速些。

(vii)上列諸特性對周圍溫度均很穩定。

19-12-4 器具之選擇

[1]屋外照明

在選擇屋外照明所使用之器具時，須考慮下列事項。

1. 須爲防雨之結構，而在存有大量引火性危險品作業地點之附近，則須採用防爆型結構。
2. 其本身、背面、照明燈罩之材料須使用良質者，且需具耐久性，而有劣化及腐蝕性者則不宜採用，尤其對有鹽蝕性者更不能採用。
3. 插座須適合各種光源者。
4. 安定器及內部配線等應可抵受器具之溫度上昇。
5. 效率要高。
6. 配光應以使用目的加以適當的限制。

[說明]

(1)器具之種類

碼頭之屋外設施有岸肩、碼頭、道路、停車場、公園綠地等種類繁多，故器具應以各種目的加以選擇。

主要器具之種類如下:

(a)投光器

於鐵塔或電桿上，應安裝較爲狹窄以軸爲對稱配光之集中光器具，而建築物之屋頂或牆壁上，則應安裝可供廣闊場所照明之器具。

(b)道路照明器具

主要是將照明器具安裝於5～12m高之電桿上。

(c)其他

可直接安裝或吊掛於堆貨場屋簷下面。

(2)器具之結構

器具之結構須易於換裝電燈、保養及檢查，管制開關須簡便且須爲使用時無公共危險者。插座則需採用震動時電燈不脫落或不發生接觸不良之結構。而且所使用之防水包紮用品或內部配線等，均須抵得住器具之溫度上升者。器具之材質或加工則須爲鹽害之腐蝕少者。而器具安裝於電桿、鐵塔等上述各點亦同。如危險品碼頭等需注意煙火之地點，則須依電器安全規定採用防爆結構。爲防止對旅客及作業人員或船舶之船員、引水人(領港人員)遭致刺眼處，應考慮安裝百葉窗或燈罩。

(3)器具之防水結構

屋外之器具因受風吹雨淋故依電器器具及配線材料之防水試驗通則須採用有防水結構者。

[2]室內照明

選擇使用室內照明時，須考慮下列事項。
1. 配光應以使用目的加以適當的限制。
2. 插座須適合各種光源者。
3. 安定器及內部配線等應抵得住器具之溫度上昇。
4. 效率要高。

[說明]

(1)通常大部份的照明器具均以直接安裝於天花板或埋設於天花板及吊掛於天花板等方法爲之。且幾乎均以軸爲對稱之配光者爲多，故應以使用目的加以選擇之。

(2)器具之結構

器具之結構須易於電燈之換裝、保養及檢查，具無危險者。安定器及內部配線等均須能抵得住溫度上升。

而候船室等人們休息之處，則須加以選適當的圖案與建築物調和。而在會發生腐蝕氣體之堆貨場處，則須考慮器具之腐蝕。

19-12-5 照明設計

在照明設計時，照明設施之設置地點應考慮下列事項，並以適當的照明方法、光源、器具等選定燈具加以佈置之。而這些設施，若會影響到海面上時，則須考慮加以改善以免航行在附近之船舶遭致不必要之障礙。

1. 基準照度。
2. 照度分佈。
3. 刺眼性。
4. 演色性。

[說明]

照明設計時，須就照明方法、照度分佈、照明器具的亮度、光源的演色性等加以檢討。並須充分滿足本篇19-12-2 「基準照度」所規定之基準照度後予以佈置燈具。

(1)照明方法

照明方法依屋外設計、室內設施等各種照明器具安裝的位置以及安裝的不同有下列各種。

(a)屋外

(i)電桿照明方法

(ii)高處之照明方法

(iii)堆貨場之照明方法

(iv)懸掛之照明方法

(v)其他之照明方法

(b)室內

(i)從天花板之照明方法

(ii)投光照明方法

(2)照明方法之概要與特徵

(a)屋外

(i)電桿照明方法

如道路照明等一般係採用在5～12m之電桿上安裝照明器具予以照明。而此方法若用於廣闊的碼頭、停車場等則需要許多的電桿，且會招致裝卸作業的阻礙。而小型停車場、車輛渡輪上下用設施等又不同於裝卸作業地點之照明方法，可另以其他適當的方法替代之。

(ii)高處之照明方法

用比電桿更大的結構物在高度15～40m 處安裝照明器具，而可以少數照明設施數即可作廣範圍之照明。如碼頭、大規模之停車場等所須照明的範圍很廣闊，且不能使用大量電桿之作業場所之照明可以適用之。此種照明方法實例如圖8-19-21所示。

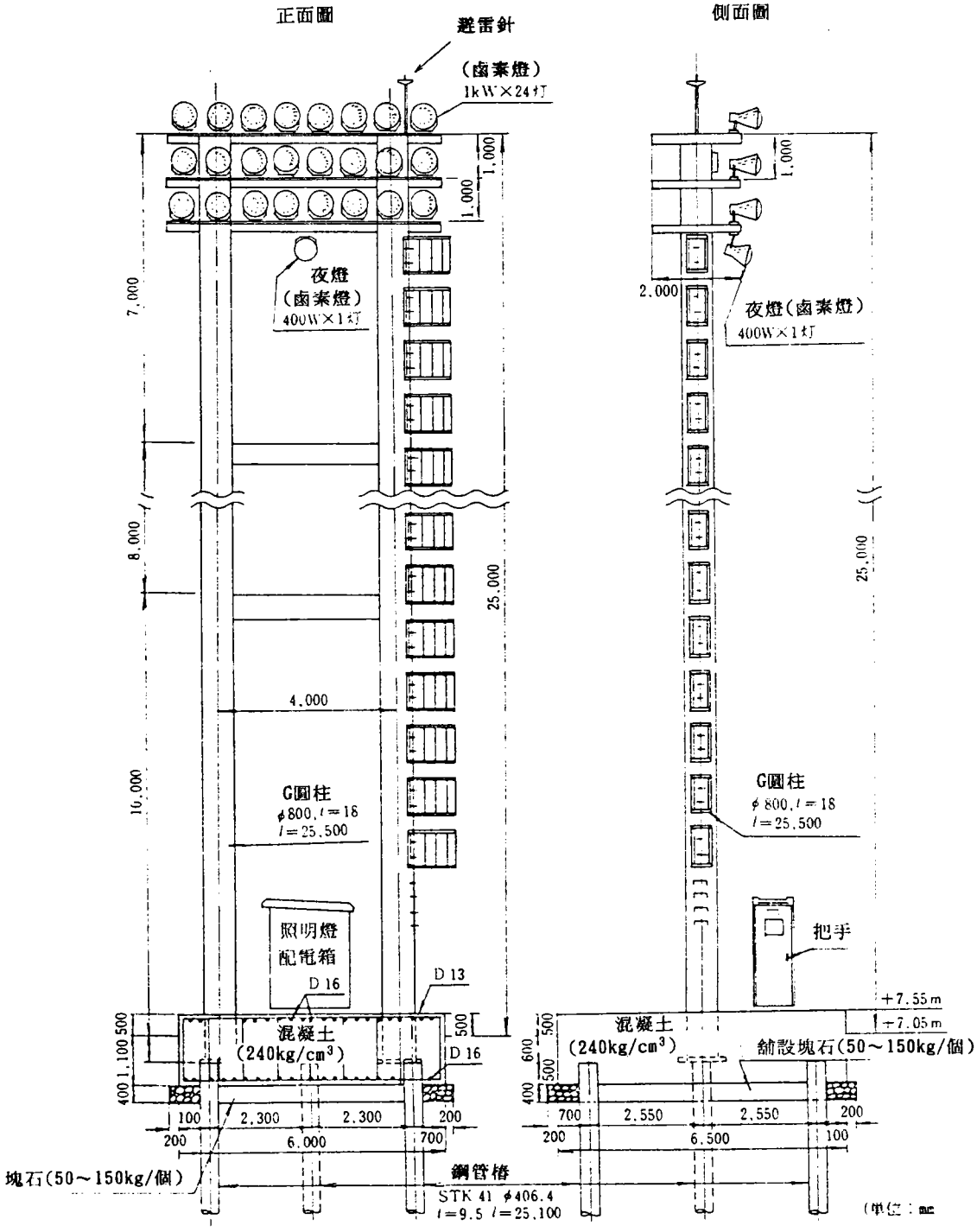


圖8-19-21　從高處照明方法之實例(名古屋港貨櫃碼頭)

(iii)堆貨場之照明方法

所需照明之地點在堆貨場建築物之附近時，可利用建築物之屋簷或側面牆壁上安裝照明器具供作照明的方法。此法不需電桿或鐵塔等，且又經濟，可在廣闊之範圍使用多數的器具來照明，又因照明器具的保養較容易，故爲岸肩最適宜之照明方法。

(iv)懸掛之照明方法

埋設大間隔的電桿(60～90m)或利用建築物加設架線後，將照明器具懸掛在該架線上供作照明的方法。 此法之電桿數遠比電桿照明法爲少，且可將照明器具的間隔加以適當的調整，使照度分佈更好。

(b)室內

(i)天花板之照明方法

此種方法大致有下列三種

甲、直接安裝於天花板之方法

乙、埋設於天花板之方法

丙、懸掛於天花板之方法

直接安裝於天花板之方法係將照明器具直接安裝於天花板上，此法較其他方法爲經濟，且易於施工。

埋設於天花板之方法係將照明器具埋設於天花板內，此法雖較直接安裝於天花板上之方法不經濟，但適合於重視美觀之候船室及通道等。

懸掛於天花板之方法係將照明器具懸掛於從天花板安裝下來之吊具上，此法適用於天花板很高的堆貨場及倉庫等。

(ii)投光照明方法

一般的倉庫及堆貨場，因堆積場的陰影會造成作業上的困擾，故須使用投光照明方法。

綜合上述，適合於各種設施之照明方法，如表19-13及表19-14所示。

表19-13 屋外之照明方法

區　　分	電桿照明方法	從高處照明方法	從堆貨場之照明方法	懸掛之照明方法
岸　　肩	○	○	◎	
碼　　頭	○	◎	○	○
通　　道	◎			
道　　路	◎	○	○	○
停 車 場	◎	◎		○
公園綠地	◎	○		

(註)符號之說明　◎:適合　　○:大約可適合

表 19-14　室內之照明方法

區　　分	從天花板之照明方法		
	直接安裝	埋設之方法	懸吊之方法
堆積場、倉庫	◎		◎
候　船　室	◎	◎	○
通　　道	◎	◎	○

(註)符號之說明　◎:適合　　○:大約可適合

(3)照度分佈

被照面之照度分佈很差時，不但會使旅客或作業人員產生不愉快的印象，且在黑暗看不清楚的部份，會使作業效率降低，甚至很容易發生事故。因此作照明設計時須注意下列事項。

(a)照明器具安裝時，間隔與高度須考慮其適當的比例，使之有良好的照度分佈。

(b)照明器具因生物或堆積貨物而產生陰影時，須安裝補助照明。

(4)刺眼性

過分的明亮以致不均勻時，會使人產生不愉快或引起視覺降低而有刺眼之感，謂之刺眼性。

照明設施之刺眼性分爲「船舶所遭致之刺眼性」及「旅客作業人員所遭致之刺眼性」兩種。

(a)船舶所遭致之刺眼性

船舶船員或引水人受到刺眼時，會很難辨別航道標誌或停泊中的船隻，使操船發生錯誤而觸及其他船舶或碼頭等，很可能引起碰撞事故的發生。

(b)旅客、作業人員所遭致之刺眼性

旅客、作業人員遭致刺眼時，會無法分辨貨物、貨籤及障礙物等，並造成作業效率低落及疲勞等。因此須充分考慮旅客及作業人員視線的高度與照明器具間的相互關係而不可使光線直接照射眼睛。

(5)演色性

照度設施很高時，須選擇光源加以重視演色性，照度設施很低時則可不必那樣重視。

(6)照明計算

通常可依下式所示之光束法作照明計算。

$$E=\frac{NFUM}{A}$$

式中

E: 平均照度(I_x)

N: 照明器具之組數(組)

F: 每組光源之全光束(I_m)

U: 照明率

M: 保持率

A: 被照面之面積(m^2)

(a)照明率

所謂照明率係在照明器具中其光源之全光束中可照達被照面光束之比率謂之，即照達被照面之光束/光源之全光束。 在室內照明之照明率則因照明器具之效率、被照面面積、房屋之形狀、室內各部份之反射率的不同而異，故作照明計算時，須考慮上述各項因素，屋外照明之照明率則可依照明器具之效率與被照面積求之。

(b)保持率

保持率係經過一定時間後照明設備之照度被初期照度所除得之值謂之。

照明器具內光源的全束光以初期階段爲最大，經過開燈一段時間後即會逐漸變小，而且因照明器具的骯髒亦會變小。

保持率在以往之照明設施實測紀錄如表19-15所示。

表19-15　保持率(參考值)

	屋外設施	室內設施
污染少的地點	0.70	0.75
普通之地點	0.65	0.70
污染多的地點	0.60	0.65

19-12-6 維護管理

1. 照明設施就下列事項，每六個月須作1次以上之定期檢查。
   (1)開燈狀況。
   (2)機器類之污損、破壞狀況。
   (3)塗裝剝落之狀況。
2. 照度測定須就各設施代表之地點選定數測點，每年施測一次以上。

[說明]

(1)照明設施其光源本身之光束衰減是由於光源或器具的污染而加速光束衰減，同時經過長時間後亦會使照度降低(請參考圖8-19-22及圖8-19-23)。而且光源表面或器具污穢時，光會被其附著物所吸收，而透光率及反射率亦會降低，而光束即會顯著的衰減。污穢之程度則依器具之結構、使用之地點、保養狀況等而異（請參照圖8-19-24(a)(b)）。綜合以上知悉照度之降低可由所作之燈具定期檢查或照度測定很容易即可判知。因此這些照明設施的維護管理不僅止於照明效果或照明效率之影響，而從設施的安全、防災及衛生保健的觀點來看，顯然更形重要。

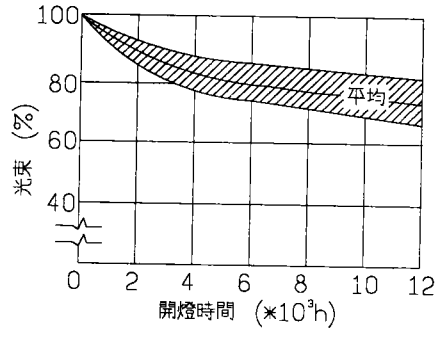


圖8-19-22　水銀燈之光束衰減曲線

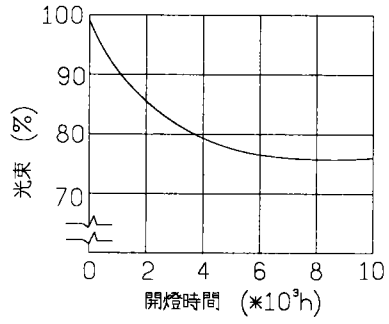
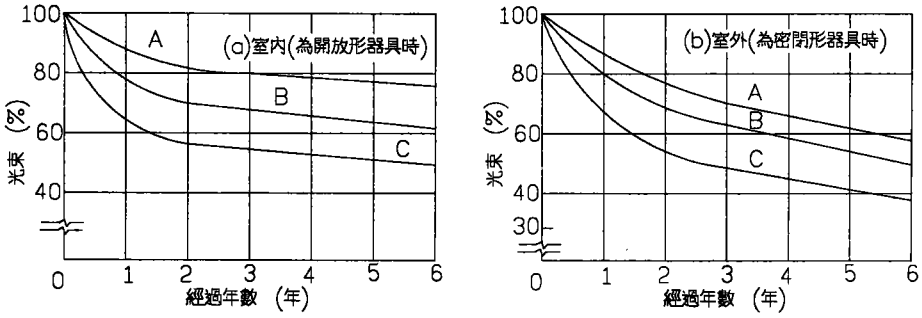


圖8-19-23　螢光燈之光束衰減曲線



註: A:普通的地點, B:污染稍多之處, C:污染顯著之處

圖8-19-24 水銀燈因器具之污穢而造成之光束衰減曲線

(2)清掃

將污穢仍舊存置於原處而不清除是無法獲得基準照度的，相反的造成作業效率的低落或安全上的障礙。由於清掃污穢器具或光源，可使光束恢復。而其情況因使用的地點、器具劣化之程度及清掃的方法等而不同，因應污穢之情況應有效決定清掃周期且建立有力的計劃，每年至少須實施一次以上。

(3)破損及塗裝剝落情況之檢查

燈具無法正常的起動開燈時，應就保險絲斷掉、安定器不良、配線的絕緣不良或斷線、起動器不佳、光源的壽命等查明原因並依電器設施技術設計基準加以檢查及維修。而重新塗裝則通常爲五年一次，若剝落時則應直接加以塗裝。

坑或凹陷。

(c)油類及熱力易於侵入，而對油類灑落有虞慮之處，非經耐油性表面處理不得使用。

(d)施工管理頗費周章。

(5)混凝土塊面層舖設

優點如下:

(a)可適應路床以下稍微不均勻的沉陷。

(b)對沉陷破壞，可價廉且易於修復。

(c)施工後馬上可供作使用。

其缺優點則如下述:

(a)接縫之部份爲其缺點，且對行車性差。

(b)施工頗費事。

(6)面層舖設型式除上述者外，尙有鋼筋混凝土面層舖設、連續鋼筋混凝土面層舖設、P.C.面層舖設、連鎖性混凝土塊面層舖設等。鋼筋混凝土面層舖設是由於混凝土版中配有鋼筋，會使所發生的裂痕予以緊縮，同時會使龜裂面之骨材予以咬合以傳遞載重者。故鋼筋混凝土面層舖設之強度較之無筋混凝土面層舖設者更佳。而通常其版厚並不減少。連續鋼筋混凝土面層舖設是在混凝土版中採用連續性縱向鋼筋而省略掉橫向接縫，因此混凝土版所生之橫向裂痕，可由縱向鋼筋之分布加以抵抗，使每一裂痕的寬度均很狹小。版厚則多爲無筋混凝土面層舖設的80～90%。PC面層舖設是在混凝土版先加以預力，以減少混凝土版張力，爲一種強而有力之結構物。連鎖性混凝土塊面層舖設爲混凝土塊面層舖設之一種，係採用高強度混凝土製品之面層舖設用之異型混凝土塊代以矩型之混凝土塊者。此工法係以混凝土塊之公母榫加以咬合，其面層舖設面變形很小爲其特徵，在國外港口之岸肩亦有許多採用者。

(7)棧橋混凝土床版通常爲確保對交通載重有平坦的行車面，同時爲減少載重之磨損抵抗而設以面層舖設。而面層舖設之方法有在棧橋混凝土床版上直接作混凝土面層舖設及柏油面層舖設等兩種。混凝土面層舖設時則有面層舖設部份之混凝土與棧橋混凝土床版一次灌漿之一層式及待棧橋混凝土床版混凝土乾固後再施以面層舖設混凝土的二層式。一層式施工時需特別注意表面之粉刷加工，二層式時則需注意面層舖設部份不能有裂痕發生。

(8)岸肩面層舖設通常之情形，在其路床以下常會有壓密沉陷之虞慮發生，且路床以下的一部份會有埋填砂土由碼頭接縫流失，且背填材料被壓縮後而導致沉陷者亦很多，而這些沉陷則是造成面層舖設破壞的主要原因。因此需深加考慮採用對路床以下之沉陷設計有效的工法加以防止其流失，或將背填土加以壓密等。視情況或作暫時的舖設，待沉陷終止後再作正規的面層舖設或考慮用可以修補的混凝土塊面層舖設。

(9)岸肩所產生之沉陷、龜裂、摩損等，常會使裝卸或車輛之行車不方便，因此需加以填平修補或加一層面層舖設等予以修補。

20-3 載重條件

作用於岸肩面層舖設之載重，以表20-2所示者爲標準。

表20-2　載重條件

載重之種類	腳架1個或車輪1個之最大載重(t)	腳架1個或車輪接地面積(cm^2)	壓　力(kg/cm^2)
車輪式起重機 20型	20	1,250	16.0
車輪式起重機 25型	25	1,500	16.7
車輪式起重機 30型	30	1,750	17.2
車輪式起重機 40型	40	2,000	20.0
車輪式起重機 50型	50	2,300	21.7
車輪式起重機 80型	75	2,850	26.3
車輪式起重機 100型	92	3,400	27.1
車輪式起重機 120型	108	3,850	28.1
車輪式起重機 150型	134	4,500	29.8
卡車 T-14	5.6	1,000	5.6
卡車 T-20	8	1,000	8.0
牽引式拖車 20ft用	5	1,000	5.0
牽引式拖車 40ft用	5	1,000	5.0
牽引式拖車 40ft專用碼頭	7	1,000	7.0
堆高機 2t	2.5	300	8.3
堆高機 3.5t	4.5	500	9.0
堆高機 6t	7.0	800	8.8
堆高機 10t	11.0	1,400	7.9
堆高機 15t	17.5	2,300	7.6
堆高機 20t	24.5	3,150	7.8
堆高機 25t	31.0	3,800	8.2
堆高機 35t	45.0	5,000	9.0
軌道式起重機 20t	20	2,400	8.3
軌道式起重機 25t	25	2,850	8.8
軌道式起重機 30t	30	3,250	9.2
跨載機	11	1,200	9.2

[說明]

(1)作用於岸肩面層舖設載重之種類，因該碼頭或卸貨場處理貨物之種類或裝卸型式

20-4 混凝土面層舖設之設計

20-4-1 設計條件

1. 在設計載重之主要載重中，以混凝土版之厚度爲最大之載重。
2. 設計路基時承載力係數K_{30}以20kg/cm³爲標準。
3. 在設計爲主要面層舖設區域之路床時，須求取其設計承載力係數K_{30}。
4. 混凝土之彎矩強度以45kg/cm²爲標準。

[說明]

(1)承載力係數須依JIS A1215 規定之平板載重試驗求之。但使用於計算之承載力係數K_{30}爲相對應於沉陷量0.125cm者。

(2)使用於設計之承載力係數，在施工路床區域內如用同一材料時，應捨去其極端值，而以3處以上之實測值用下式求之。

$$(\text{設計承載力係數})=(\text{各地點承載力係數之平均值})-\frac{(\text{承載力係數之最大值})-(\text{承載力係數之最小值})}{d_2} \quad \cdots\cdots\cdots(20\text{-}1)$$

但d_2爲表20-3所示之值。

平板載重試驗係在碼頭法線方向50m內以1～2處者爲標準。

表 20-3 d_2之值

處數(n)	3	4	5	6	7	8	9	10以上
d_2	1.91	2.24	2.48	2.67	2.83	2.96	3.08	3.18

(3)混凝土之彎矩強度係以JIS A1132混凝土強度試驗時所製作之試體及JIS A1106混凝土彎矩強度試驗方法所求得之值爲準。

(4)已完成之路床承載力係數須由其路床最濕潤之狀況以平板載重試驗求之。此時若不作試驗時可以下式用平板載重試驗結果予以修正之。CBR 須爲未受擾動之土樣試體者。

$$[\text{承載力係數(修正)}]=\text{實測承載力係數}\times\frac{\text{CBR(浸水4日)}}{\text{CBR}} \quad \cdots\cdots\cdots(20\text{-}2)$$

20-4-2 面層舖設之組成

1. 混凝土面層舖設之組成係以表20-4及表20-5爲標準。

表20-4　混凝土面層舖設之路基厚度

設計條件	路基厚度（cm）				
路床設計之承載力係數 K_{30}（kg/cm³）	上層路基		下層路基		合計路基厚度
	水泥穩定處理	卵石級配料	卵石級配料	碎石級配等	
5以上7以下	- 20 25	40 - -	- 20 -	20 - 30	60 40 55
7以上10以下	- - 15 15	20 20 - -	15 - 15 -	- 20 - 15	35 40 30 30
10 以上	- 15	20 -	- -	- -	20 15

表20-5　混凝土版厚

設計載重之分類	版厚(cm)
CP_1	20
CP_2	25
CP_3	30
CP_4	35
棧橋版面上	10

2. 設計載重以表20-4爲準。

表20-6　設計載重之分類

設計載重之分類	載重之種類	載重(t)	接地半徑(cm)
CP_1	堆高機 2t	2.5	9.8
	牽引式拖車20ft,40ft用	5.0	17.8
	堆高機 3.5t	4.5	12.6
	卡車 T-14	5.6	17.8
CP_2	牽引式拖車40ft專用碼頭	7.0	17.8
	堆高機 6t	7.0	16.0
	卡車 T-20	8.0	17.8
CP_3	堆高機 10t	11.0	21.1
	跨載機	11.0	19.5
	堆高機 15t	17.5	27.1

CP_4	軌道式起重機20t	20.0	27.6
	車輪式起重機20型	20.0	20.0
	堆高機 20t	24.5	31.7
	車輪式起重機25型	25.0	21.6

3. 會遭致結冰融解之寒冷地帶時，面層鋪設之厚度須較結冰深度爲厚。
面層鋪設厚度較結冰深度爲小時，則須加設結冰控制層。
4. 混凝土版須加配鋼筋。

[說明]

(1)路基之設計須使路基之承載力係數在試驗路基時達到20kg/cm²。試驗路基若有困難時，可採用如圖8-20-4所示之設計曲線決定其厚度。路基之最小厚度爲15 cm。

(2)結冰深度須利用以往的調查紀錄的統計予以決定爲原則。若無量測紀錄時，可依下式推算結冰深度。

$$Z=C\sqrt{F} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (20\text{-}3)$$

式中

Z: 結冰深度(cm)

C: 常數(3～5左右)

F: 結冰指數(°C·dag)

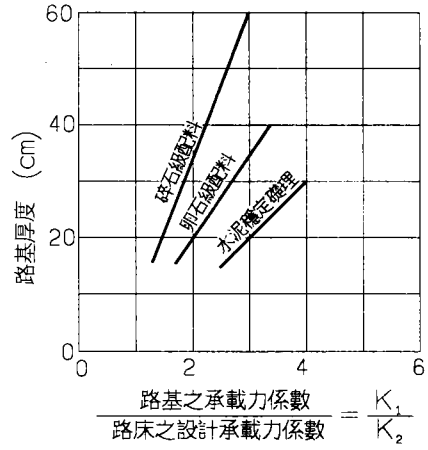


圖8-20-4 路基厚度之設計曲線

(3)各種路基材料之材質、粒徑等均以符合混凝土面層鋪設要領之規定爲原則。

(4)通常設計載重加大時，須考慮作用頻率偶爾會減少，故以降低混凝土之安全率採用標準版厚加以決定之。尤其被分類爲CP_4 之載重中，作用位置有所限制，在重覆作用次數很大的區域時，須依圖8-20-5或式(20-4)等其他的方法加以檢討版厚。

(5)路床之承載力係數爲5kg/cm²以下時，可依圖8-20-4及圖8-20-5 或以式(20-4)加以設計面層鋪設。

(6)混凝土之版厚與彎曲應力之關係如圖8-20-5所示之。彎曲應力通常係採用所謂之Pickket's formula 或 Arlington's formula求之。

$$\sigma=\frac{CP}{h^2}\left[1-\frac{\sqrt{\frac{a}{L}}}{0.925+0.22\frac{a}{L}}\right] \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (20\text{-}4)$$

式中

σ: 混凝土版厚直角隅之最大應力(kg/cm²)

C: 係數，本基準係採用slip bar 之故C=3.36

P: 載重(kg)

h: 混凝土版之厚度(cm)

a: 載重之接地半徑(cm)

L: 面層舖設勁度比之半徑(cm)

$$L = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)K_{75}}}$$

式中

E: 混凝土之彈性係數(kg/cm^2) E=350,000kg/cm^3

μ: 混凝土之波松比(Poisson's ratio)，μ=0.15

K_{75}: 路床之設計承載力係數(kg/cm^3)

若$K_{30}/K_{75}=2.8$ 則$K_{75}=K_{30}/28=20/28\fallingdotseq 7(kg/cm^3)$

(7)在圖8-20-5車輪式起重機25型之曲線在右側對載重之描繪，可用式(20-4)等其他方法加以檢討版厚。

(8)若超過CP_4 之設計載重時，無筋混凝土面層舖設其版厚會變成很大而形成施工上的困難，因此爲謀求路基強度的增高，預力混凝土面層舖設或連續鋼筋混凝土面層舖設等均需一併加以檢討。

(9)在混凝土面層舖設之鋼筋質料以JIS G3112鋼筋混凝土用鋼棒及JIS G3551焊接金屬網爲宜。

鋼筋量係每1m^2的混凝土版以3Kg 爲標準。鋼筋搭接時,其搭接長度爲15cm左右。鋼筋網之設置位置，在混凝土版厚爲20cm及25cm時,係在表面下8cm，版厚爲30cm及35cm時，在表面下10cm。若混凝土版厚超過35cm時，其設置位置係從表面起算[混凝土版面厚度(cm)÷4+2cm]下爲標準。

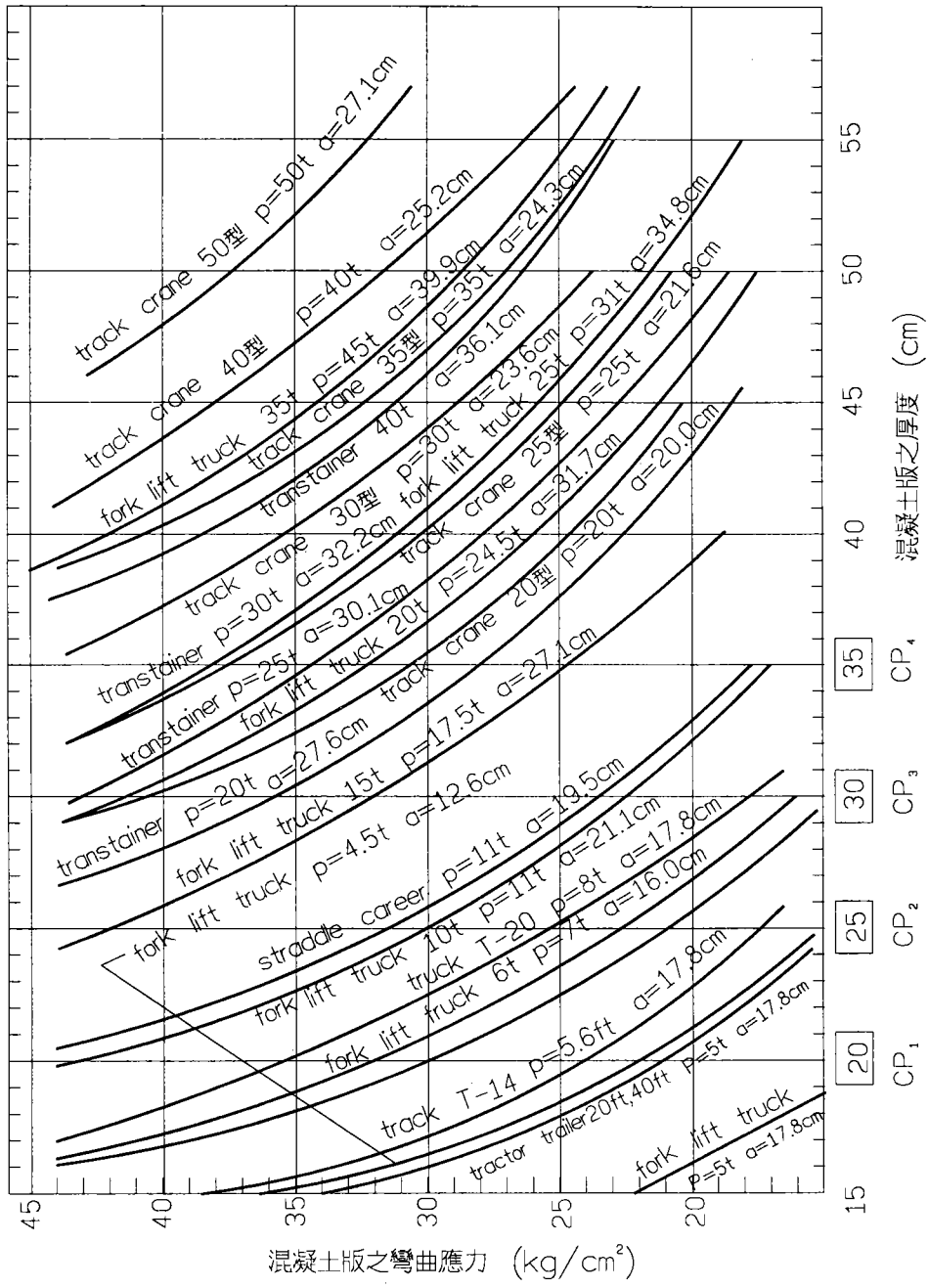


圖8-20-5　混凝土版厚度與彎曲應力之關係

20-4-3 接縫

1.縱向接縫間隔

縱向施工接縫之間隔係視使用之面層舖設機械、面層舖設整體之寬度及行駛起重機之支架等而決定，通常以3.5～5.0m 爲標準。縱向施工接縫以設於背填料之坡肩、碼頭本身之接縫、版樁錨碇之位置爲標準。

2.橫向接縫間隔

(1)橫向收縮接縫

橫向收縮接縫之間隔須依現場的實績予以決定。 在通常的氣象條件下橫向收縮接縫間隔以5～10m爲標準。

(2)橫向施工接縫

橫向施工接縫以設於橫向收縮接縫之位置爲原則。

(3)橫向膨脹接縫

橫向膨脹接縫之間隔須依現場的經驗紀錄加以決定。 施工期間爲溫暖時及寒冷時，橫向膨脹接縫間隔各分別爲100～200m及50～100m爲標準。

3.縱向接縫結構

縱向施工接縫之結構係爲對稱式，並採用棒鋼(tie bar) 連接。但在棧橋版上時則不需用棒鋼連接。連接於碼頭上層結構或堆置場之縱向施工接縫則須以灌入接縫料與接縫板併用之結構行之。

4.橫向接縫結構

(1)橫向收縮接縫

橫向收縮接縫之結構是採用隱藏式，並用滑動鋼筋(slip bar)連接。但在棧橋版上時則不需用滑動鋼筋連接。

(2)橫向施工接縫

橫向施工接縫之結構係爲對稱式，並用滑動鋼筋加以連接。但在棧橋版上時，則不需用滑動鋼筋連接。

(3)橫向膨脹接縫

橫向膨脹接縫之結構則以灌入接縫料與上下併用接縫板之結構行之，並須採用滑動鋼筋連接。但在棧橋板上時則不需用滑動鋼筋連接。

[說明]

(1)接縫係爲減少混凝土版因溫度變化及水份變化所發生之應力，及防止混凝土版發生不規則之龜裂與防止混凝土版之彎曲而設置者。然而接縫在混凝土面層舖設之結構上亦有其缺點，且施工費事，而工程費與維護費都很貴，故儘量少用爲宜。

(2)縱向施工接縫係因施工之關係而設置者，在經驗上很明顯的顯示，其間隔在5m以上時易於發生縱向龜裂，而在2.5m以下時則易於發生橫向龜裂。最近由於大型混凝土整修器的發展，可使縱向施工接縫的間隔達到7.5m，對施工上或工程費上均甚有利，然而混凝土版之厚度在30cm以下，縱向接縫在5.1m以上時，在其中央必需設置縱向收縮接縫。而設置縱向接縫時，其結構則須爲隱藏式者。爲免影響及路基以下承載力之變化或影響及碼頭本身之接縫計，縱向施工接縫應設於背填料之坡肩及碼頭本身之接縫與版樁錨碇之位置上爲準。

(3)橫向收縮接縫之間隔最好由經驗加以決定，亦即儘量加大時對各方面均有益處。而在不加鋼筋的混凝土版，其收縮接縫間隔在5.5m以上時則會有破損之虞慮。而在普通之路床情況下，預料某處會有較大沉陷時，收縮接縫間隔宜採較小之值較爲妥當。故收縮接縫應設於碼頭本身之接縫處。

(4)橫向施工接縫在每天收工時或施工期間因雨或施工機械等故障而不得已須設置接縫時，其位置應與橫向收縮接縫一致爲原則。

(5)橫向膨脹接縫之間隔最好也是由經驗判斷加以決定，唯最近由於施工機械之發展其間隔有加大之傾向。膨脹接縫爲面層鋪設最大之弱點，其設置地點儘可能愈少愈好，亦即間隔儘可能予以加大。

(6)棒鋼(tie bar) 係爲防止鄰接版面相互脫離而發生懸殊之差異而設置者，同時亦具有載重傳遞之功能。岸肩面層鋪設寬度較爲狹窄，其兩側亦受碼頭本身或堆貨場結構物之限制，已成爲方格，故不易看見混凝土版脫離之現象，唯對路基以下部份不均勻沉陷之處理與版面保持整體，且對處理與一般道路面層鋪設不同之交通載重之多元性計，縱向施工接縫應設置棒鋼。

(7)滑動鋼筋(slip bar)具有傳遞載重之功能，並可防止鄰接版面之懸殊移動。若不拘橫向收縮接縫、橫向施工接縫及膨脹接縫時，爲求能充分傳遞載重計，須設置滑動鋼筋。

(8)接縫之結構如圖8-20-6～圖8-20-9所示者爲準。

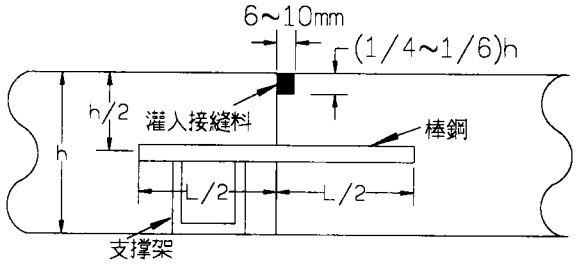


圖8-20-6　縱向施工接縫

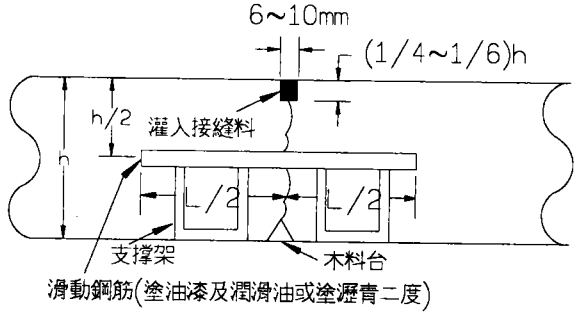


圖8-20-7　橫向收縮接縫

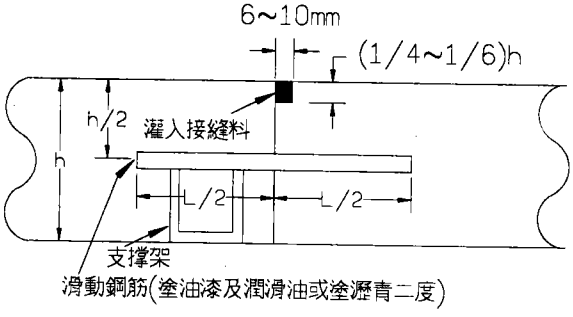


圖8-20-8　橫向施工接縫

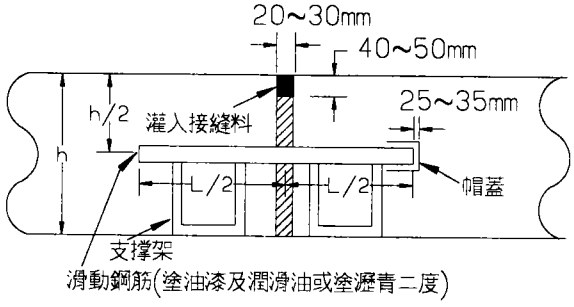


圖8-20-9　橫向膨脹接縫

20-4-4 棒鋼(tie bar)及滑動鋼筋(slip bar)

棒鋼(tie bar)及滑動鋼筋(slip bar) 之各種尺寸及設置間隔等，以表20-7所示之值爲準。

表20-7　棒鋼及滑動鋼筋之各種尺寸及設置間隔

設計載重之分類	混凝土版之厚度(cm)	棒鋼-SD30A			滑動鋼筋-SR24		
		直徑(mm)	長度(cm)	間隔(cm)	直徑(mm)	長度(cm)	間隔(cm)
CP_1	20	25	130	45	25	50	45
CP_2	25	25	130	45	25	50	45
CP_3	30	32	160	40	32	60	40
CP_4	35	32	160	40	32	60	40

[說明]

(1)棒鋼(tie bar)依JIS 3112鋼筋混凝土用棒鋼之規定採用SD30A(異型棒鋼)。

(2)滑動鋼筋(slip bar)依JIS 3112鋼筋混凝土用棒鋼之規定採用SR24(圓鋼)。

20-4-5 橫斷截水

會因雨水之滲透而使路基破壞或因載重而使混凝土版及路基破壞之處，應設置橫斷截水。

[說明]

(1)碼頭法線相反一側之面層舖設邊緣，與其連接的部份爲露置場時或在將來才要做面層舖設時，通常均與土壤連接著。因而此部份會因雨水之滲透而使路基破壞，尤其鄰接區域爲露置場時，該部份亦會因橫斷載重而使路基及混凝土版破壞。爲防止此情形發生此部份應加設橫斷截水。

(2)橫斷截水法如圖8-20-10所示。

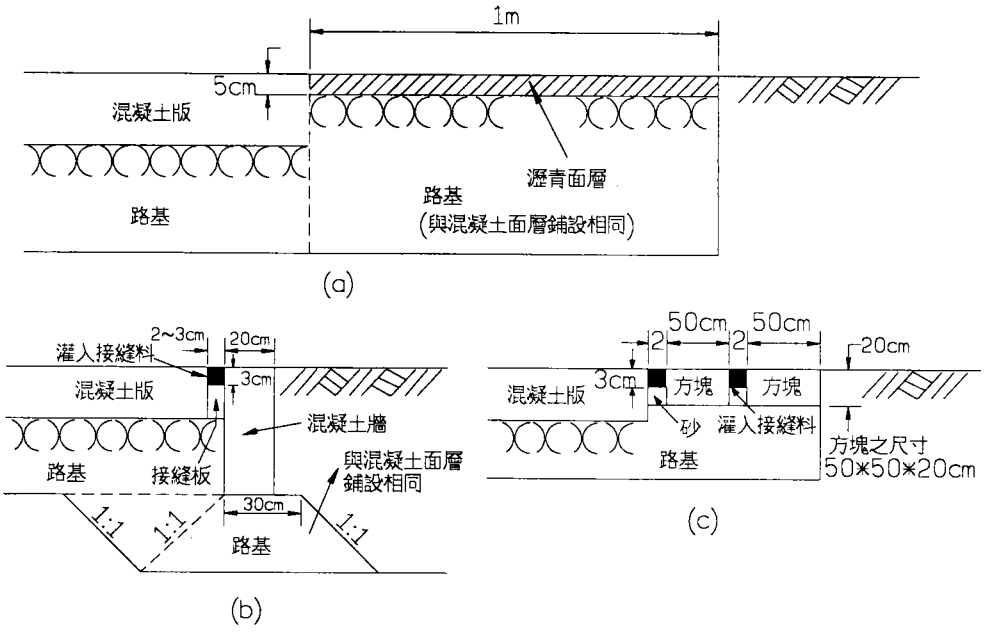


圖8-20-10　橫斷截水

20-5 瀝青面層鋪設之設計

20-5-1 設計條件

在設計載重之主要載重中，以面層鋪設厚重爲最大載重。在設計主要面層鋪設區域之路床時，該設計可以CBR求之。

[說明]

CBR試驗係依JIS A1211 路床土壤承載力比CBR試驗方法之規定，由路床土壤在天然含水量壓密與泡水4天後之CBR求之。但所採得之路床土壤須除去40mm以上之骨材，並分三層裝入模型內，而各層須打擊67次。路床已完成時之承載力係數則由路床在最濕潤狀態下，以現場之CBR試驗求之。此時若無法作試驗時，則以現場CBR之值用下式求取CBR之修正值。而CBR則係對未受擾動土壤之試體而言者。

$$\text{CBR(修正)}=\text{現場CBR}\times\frac{\text{CBR(泡水4天)}}{\text{CBR(天然含水量)}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (20\text{-}5)$$

由此CBR去除極端值後則可由下式求得設計之CBR。

$$\text{設計之CBR}=(\text{各地點CBR之平均})-\frac{\text{CBR最大值}-\text{CBR最小值}}{d^2} \quad \cdots\cdots\cdots (20\text{-}6)$$

但d^2則爲本篇20-4-1「設計條件」表20-3之值。

而採取之試料則係在碼頭法線方向50m內1～2處，或在已完成之路床或路床土壤之取土場在露出面以下50cm以上深度處所採得者爲標。

20-5-2 面層鋪設之組合

1. 瀝青面層鋪設之組合以表20-8爲準。

表20-8　瀝青面層鋪設之標準組合

設計條件		鋪設結構								
設計載重	路床設計之CBR (%)	面層		基層		上層路基		下層路基 h_4 (cm)	合計厚度	
		種類	h_1 (cm)	種類	h_2 (cm)	種類	h_3 (cm)		M (cm)	T_a (cm)
AP_1 5t 接觸壓力 7kg/cm² 以下	3 以上	AC I	5	AC III	5	天然級配料	25	35	70	25.8
	5 以下	AC I	5	—	—	A 處理料 I	25	35	65	25.8
	5 以上	AC I	5	AC III	5	天然級配料	20	25	55	22.0
	8 以下	AC I	5	—	—	A 處理料 I	20	30	55	22.0
	8 以上	AC I	5	AC III	5	天然級配料	15	20	45	19.3
	10 以下	AC I	5	—	—	A 處理料 I	15	30	50	19.3
	10 以上	AC I	5	AC III	5	天然級配料	15	15	40	18.3
		AC I	5	—	—	A 處理料 I	15	25	45	18.3
	橋橋版面上	AC I	5	AC III	4以上	—	—	—	9以上	—
AP_2 5t 接觸壓力 7kg/cm² 以上	3 以上	AC II	5	AC IV	5	天然級配料	25	35	70	25.8
	5 以下	AC II	5	—	—	A 處理料 I	25	35	65	25.8
	5 以上	AC II	5	AC IV	5	天然級配料	20	25	55	22.0
	8 以下	AC II	5	—	—	A 處理料 I	20	30	55	22.0
	8 以上	AC II	5	AC IV	5	天然級配料	15	20	45	19.3
	10 以下	AC II	5	—	—	A 處理料 I	15	30	50	19.3
	10 以上	AC II	5	AC IV	5	天然級配料	15	15	40	18.3
		AC II	5	—	—	A 處理料 I	15	25	45	18.3
	橋橋版面上	AC II	5	AC IV	4以上	--	—	—	9以上	—
AP_3 10t 接觸壓力 7kg/cm² 以上	3 以上	AC II	5	AC IV	15	天然級配料	30	45	95	39.5
	5 以下	AC II	5	AC IV	10	A 處理料 II	20	40	75	39.0
	5 以上	AC II	5	AC IV	15	天然級配料	25	30	75	34.8
	8 以下	AC II	5	AC IV	10	A 處理料 II	20	20	55	35.0
	8 以上	AC II	5	AC IV	15	天然級配料	15	20	55	29.3
	10 以下	AC II	5	AC IV	10	A 處理料 II	15	15	45	30.0
	10 以上	AC II	5	AC IV	15	天然級配料	15	15	50	28.3
		AC II	5	AC IV	10	A 處理料 II	15	15	45	30.0
	橋橋版面上	AC II	5	AC IV	4以上	—	—	—	9以上	—
AP_4 12.4t 接觸壓力 7kg/cm² 以上	3 以上	AC II	5	AC IV	15	天然級配料	40	60	120	46.0
	5 以下	AC II	5	AC IV	10	A 處理料 II	20	70	105	45.0
	5 以上	AC II	5	AC IV	15	天然級配料	30	45	95	39.5
	8 以下	AC II	5	AC IV	10	A 處理料 II	20	40	75	39.0
	8 以上	AC II	5	AC IV	15	天然級配料	25	30	75	34.8
	10 以下	AC II	5	AC IV	10	A 處理料 II	15	35	65	34.0
	10 以上	AC II	5	AC IV	15	天然級配料	20	25	65	32.0
		AC II	5	AC IV	10	A 處理料 II	15	25	55	32.0
	橋橋版面上	AC II	5	AC IV	4以上	—	—	—	9以上	—

表20-8中，H=面層舖設之合計厚度，T_a=換算面層舖設之厚度。

在表20-8棧橋版面上之基層欄係表示中間填料及基層部份，而瀝青混凝土則不在此限。路床設計之CBR 在3以下2以上時，須以良質材料替換之，並加設遮斷層，而在2以下時，則須換以別的方法加以設計面層舖設厚度。

2. 設計載重以表20-9所示者爲準。

表20-9　設計載重之分類

AP_1	卡車	T-14
	牽引式拖車	20ft,40ft 專用碼頭
AP_2	堆高機	2t，3.5t，6t
AP_3	堆高機	10t，15t
	卡車	T-20
	軌道式起重機	20t
	跨載機	
	車輪式起重機	20型
AP_4	車輪式起重機	25型
	軌道式起重機	25t

3. 瀝青混凝土(Asphat Concrte)之種類及質料如表20-10所示。

表20-10　瀝青混凝土之種類及質料

種　　類	ACI	ACII	ACIII	ACIV
用　　途	面　層　用		基　層　用	
馬歇爾穩定試驗搗固次數	50次	75次	50次	75次
馬歇爾穩定度(Kgf)	500以上	900以上	500以上	900以上
流動值(flow value)(1/100cm)	20～40	20～40	15～40	15～40
孔隙率(%)	3～5	2～5	3～6	3～6
飽和度(%)	75～85	75～85	65～80	65～85

4. 在會遭致結冰解凍之寒帶地時，面層舖設之厚度須較結冰厚度爲大。若面層舖設之厚度較結冰厚度爲小時，須加設結冰控制層。

[說明]

(1)面層、基層之種類可參照第三篇「瀝青混凝土」辦理。

(2)各種路基材料之質料、粒度等，本文未作規定部份，可依據瀝青面層舖設綱要辦理。

(3)求取T_a之等值換算係數，可採用表20-11之值。

表20-11　等值換算係數

使用地點	工法、材料	條　　件	等值換算係數	備　　考
面層、基層	面層及基層用加熱瀝青混合物	——	1.00	ACI～ACIV
上層路基	瀝青穩定處理	馬歇爾穩定度350Kg以上	0.80	A處理料II
		馬歇爾穩定度250～350Kg	0.55	A處理料I
	粒度調整	修正CBR80以上	0.35	天然級配料
下層路基	碎石級配料、熔渣、砂等	修正CBR20～30	0.20	粒狀料

20-5-3 橫斷截水

橫斷截水可依本篇20-4-5「 橫斷截水」辦理。

20-6 混凝土方塊面層舖設之設計

20-6-1 設計條件

1. 設計載重之主要載重中，以混凝土方塊之厚重爲最大之載重。
2. 路基之承載力係數K_{30} 以20Kg/cm³爲準。
3. 在設計之主要面層舖設區域的路床時，需求其設計承載力係數K_{30}。
4. 混凝土之彎曲強度以45Kg/cm²爲準。

[說明]

承載力試驗之方法係依JIS A1215之規定以平板上載載重試驗求之。但所求承載力係數之沉陷量爲0.25cm。

20-6-2 面層舖設之組合

混凝土面層舖設之組合以表20-12爲準。但混凝土方塊之形狀爲正方形。

表20-12　混凝土面層舖設之組合

設計條件		混凝土方塊一邊之長度(m)	面層舖設之結構			
設計載重	路床之設計承載力係數 K_{30}(Kg/cm³)		混凝土方塊之厚度(m)	上層路基 天然級配料(cm)	下層路基 粒狀料(cm)	合計厚度(cm)
BP_1	5以上7以下	0.9	25	20	30	75
	7以上10以下	0.9	25	20	15	60
	10以上	0.9	25	20	—	45
BP_2	5以上7以下	0.8	25	20	30	75
	7以上10以下	0.8	25	20	15	60
	10以上	0.8	25	20	—	45
BP_3	5以上7以下	1.1	30	20	30	80
	7以上10以下	1.1	30	20	15	65
	10以上	1.1	30	20	—	50
BP_4	5以上7以下	1.2	35	20	30	85
	7以上10以下	1.2	35	20	15	70
	10以上	1.2	35	20	—	55

設計載重係以表20-13爲準。

表20-13　設計載重之分類

BP_1	堆高機	2t，3.5t，6t
	卡車	T-14
	牽引式拖車	20ft, 40ft
BP_2	堆高機	10ft
	卡車	T-20
	牽引式拖車	40ft 專用碼頭
	跨載機	
BP_3	堆高機	15t
	車輪式起重機	20型
	軌道式起重機	20t
BP_4	車輪式起重機	25型
	軌道式起重機	25t

[說明]

路基之設計可依本篇20-4-2「面層舖設之組成」說明(1)辦理。

20-6-3 接縫

混凝土方塊面層舖設之接縫係因混凝土方塊發生不均勻沉陷等時，不致遭到破壞而失去其功能之結構者。

[說明]

標準的混凝土面層舖設之接縫如圖8-20-11所示。

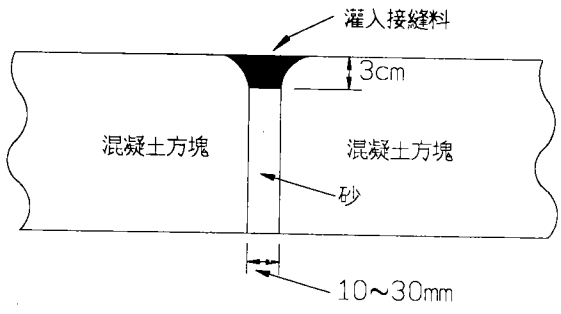


圖8-20-11　接縫之結構

第二十一章　裝卸機械之基礎

21-1 設計之基本原則

裝卸機械之基礎應考慮作用於基礎之外力，基礎之容許沉陷量，保養之難易及對繫船碼頭本身之影響，經濟等問題而決定之。

[說明]

(1)本章所謂之裝卸機械之基礎乃指軌道式起重機裝卸之基礎而言，關於軌道式起動機、堆高機之載重，應參考第二篇「土壓力與水壓力」，及第五篇「基礎之沉陷」對繫船碼頭之影響予以檢討，而棧橋結構，則請參考本篇第九章「細部設計」。

(2)軌道式起重機基礎之種類

(a)以打樁基礎上之鋼筋混凝土樑連結各樁之型式

此式於軟弱地基有不均勻沉陷之處可使用之。而對大型的裝卸機械而言，在良好的砂質地層亦可使用。

(b)利用碼頭本身及其他結構物之型式

此式係利用棧橋之鋼筋混凝土樑、沉箱式碼頭之上部平台結構等碼頭本身或利用版樁式碼頭之錨碇版樁等作爲裝卸機械之基礎，設計時必須預先將裝卸機械之載重予以考慮，因此從整個結構物而言，甚符經濟效益。惟對棧橋式碼頭而言，通常棧橋上承受起重機之一基腳，而護岸填土部份亦承受起重機之另一基腳，然在護岸填土部份之基礎因較棧橋上之基礎易於沉陷，且沉陷量亦較大，故在不得已必須將裝卸機械之基腳分別設置於棧橋上及護岸填土部份時，在護岸填土部份之基腳處必須先打設基樁，以防遭致不均勻沉陷之不良影響。又通常門式機之基腳則不設置於棧橋上。而突堤棧橋則因其前端須承受泊靠時之船舶碰撞力、船舶拉力及地震時之地震力等，故須特別予以加強。

(c)塊石基礎上鑄混凝土樑之型式

用於較好之地基且沉陷量少的地點上。

(d)枕木下舖碎石道碴之型式

此與鐵路軌道相同，地基易陷之處，以及小型車輪式起重機載重小之起重機等多採用此式，與混凝土基礎相較之下設備費極爲低廉，但必須時常填充小石子以修正軌道之不均勻沉陷，然因軌道距離不易保持，且需保養費用，又妨礙碼頭面之交通，故僅用爲臨時性工程之裝卸機械基礎。

(3)容許沉陷量

(a)在裝卸機械之軌道基礎的容許沉陷量而言，裝卸機械之容許沉陷量與製造費有關，故對裝卸機械基礎的施工精度及裝卸機械操作時之穩定性、效率等須作充分的檢討後再加以決定。

(b)以往對機械製造廠商在基礎的容許沉陷量有相當嚴格的規定，惟通常按規定之精密度施工極爲困難。容許沉陷量由於最近各機械製造廠商與結構、型式多而雜，而基礎的施工精度又允許使用相同的容許沉陷量。故在基礎之設計、施工時，須對機械製造廠商的容許沉陷量加以調查。最好選擇不會發生不均勻沉陷之結構，且在可能的範圍內提高施工精度。

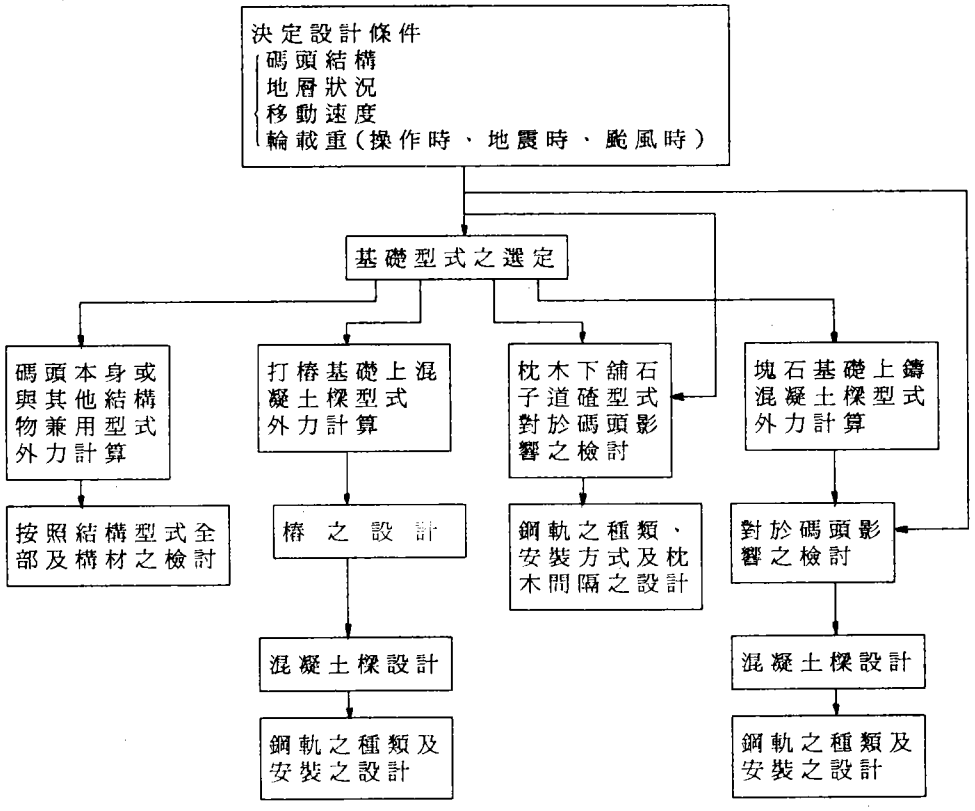
(c)對裝卸機械的基礎而言，須實施保養檢查，即認爲發生在保養標準以上之沉陷量時，須速即以墊圈予以調整或以填充料修正基礎。關於裝卸機械採用大馬力之發動機而在發生不均勻沉陷時仍可走動之前提下，其說明書之誤差範圍與機械製造廠商對基礎所要求數值之例，如表21-1表示。

表 21-1　容　許　誤　差

項　　目			容　許　誤　差	
			機械製造廠商之規定	土木施工規範例
跨度	設計尺寸	10mm以下	10mm	20mm
		10～20	14	
		20～30	18	
		30mm以上	20	
左右鋼軌之高低差			(跨度)×$\frac{1}{1,000}$	(跨度)×$\frac{1}{200}$
鋼軌之上下方向彎曲			每10m容許誤差10mm以內	每10m容許誤差10mm以內
鋼軌之左右方向彎曲			每10m容許誤差10mm以內	每10m容許誤差10mm以內
行走範圍內之鋼軌坡度			$\frac{1}{500}$以下(10m容許誤差10mm以下)	同　左
鋼軌接頭中心線誤差			上面側面共0.5mm以內	同　左
鋼軌接頭間隙			5mm以下(但在夏季或高溫時亦不得接觸)	同　左

(4)設計之流程

裝卸機械基礎之設計，通常依照下列流程進行。



(a)設計條件中之輪載重及移動速度由廠商提供，但必須由製造廠商提出正確之計算書，然後校對之。

(b)關於軌道之種類及安裝法，製造廠商大致已有預先之計劃，故應與廠商協調後決定之。通常雜貨碼頭之起重機或其他小型起重機之軌道結構，是將37Kg/m或50Kg/m鋼軌直接用錨定螺栓連結在混凝土基礎上。卸礦石之大型起重機用74Kg/m鋼軌以鉚釘或焊接補強鋼板，接頭部份切成45°,在此處再錨定補強鋼板，輪載重很大，混凝土與鋼軌或墊板直接碰到時，由於起重機移動之振動，混凝土容易產生龜裂，故宜裝置緩衝材料爲佳。通常輪載重與鋼軌之關係爲表21-2之數值，40噸以上之輪載重時多使用墊板。

表21-2　輪載重與鋼軌之種類及其關係

鋼軌之種類	30kg/m	37kg/m	50kg/m	74kg/m
輪　載　重	20t	25t	28t	35t

(c)普通小型起重機多用小石子上鋪枕木型式，而其容許輪載重對於鋼軌應力及其他可不作檢討。

21-2 作用於裝卸機械基礎之外力及載重

作用於裝卸機械基礎之外力須考慮起重機之型式，使用狀況等後適當的加以決定。

[說明]

(1)作用於裝卸機械基礎之外力及載重如下:

(a)垂直載重

(i)操作時輪載重: 最大載重爲起吊時。

(ii)地震時輪載重: 無載重。

(iii)颱風時輪載重: 無載重。

操作時輪載重，應考慮起重機最大輪壓加20%之載重爲移動載重，但走動速度爲60m/min 以下時應考慮加10%。

(b)水平載重

(i)操作時: 最大載重爲起吊時。

(ii)地震時: 無載重。

(iii)颱風時: 無載重。

操作時走動方向應考慮承受直角方向之起重機輪壓10%之水平力。

起重機固定腳受全部水平力作用，鉸腳受50%之全部水平力作用。

(2)垂直載重可由製造廠商提供，各型起重機在颱風時其數值均甚大，因此須事先預定起重機停止位置，然後特別加強該處並設置防颱固定器(如圖8-21-1所示)，同時應注意防颱固定器所受之負反力。

(3)在室外駕駛起重機操作時，對風載重須備有充足的行車馬達，可使起重機駕駛至錨碇位置或備以軌夾可在任意位置上抵抗颱風。錨碇及軌夾需滿足下列條件:

(a)風載重錨碇器:停開時之風載重
　軌　　夾:停開時風載重之40%

(b)對避難時之安全性:1.5以上

(c)軌道與軌夾間之摩擦係數:
　μ =0.25

(d)須考慮良好的行車抵抗。

(e)所準備之錨碇器及軌夾兩者須能分別獨立抵抗(a) 項之風載重。

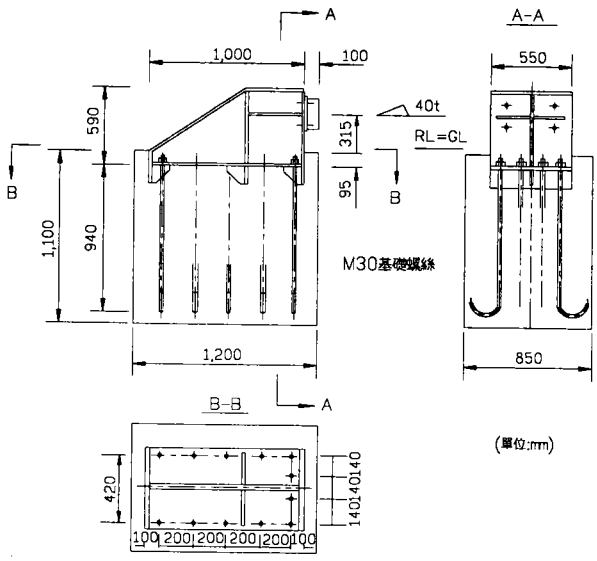


圖8-21-1　防風固定器

21-3 使用基礎樁時之設計

21-3-1 混凝土樑

1. 樁基礎上混凝土樑，以樁頭爲支點而視爲連續樑，樑與地層接觸之影響可不計。
2. 有關鋼軌與混凝土間之接觸面壓力，其鋼軌之應力等檢討，應依照本篇21-4-2「混凝土樑」爲準。

[說明]

樁受軸力而產生彈性下陷時，樑支點下側變成拉力，通常假定支點不下陷而分析樑之應力，對配筋方面而言，應考慮彈性下陷之影響，但受很大之輪載重時，必須要計算支點下陷之影響，參考第五篇「基樁沉陷量之檢討」辦理，設計上如欲避免彈性下陷或僅少量下陷時，可採用鋼管樁內填混凝土或使用大口徑之鋼管樁。

21-3-2 樁之承載力

1. 作用於樁之作用力係依本篇21-3-1「混凝土樑」計算所得之支點反力辦理。
2. 樁之承載力之計算係依照第五篇「基樁之承載力」處理。
3. 樁受主動土壓力破壞面之影響時，應照本篇6-5-3「平台樁基之設計」辦理。

[說明]

樁受主動土壓力破壞面之影響時，海側與陸側之樁埋入長度不同，除地層達到承載層之外，爲避免基礎之不均勻下陷計，採用使海陸側基礎樁長度相同之方法。

21-4 不用基礎樁時之設計

21-4-1 對碼頭影響之檢討

裝卸機械及基礎之載重，對於碼頭之影響應須加以檢討。

[說明]

(1)重力式結構物背後受載重時，會增加土壓力，同時牆體有向前滑動之虞，集中載重對土壓力之影響，在表面附近集中在載重點附近，隨往下層而分散。碼頭較低，而長度(法線方向之長度)較短時，影響更大，故應注意。又裝卸機械基腳直接放置在結構物上時，地層反力會增大，尤其在結構物前端有載重時，在前趾之地層反力相當大，牆體寬度狹窄，而長度短時，此種現象特別明顯，故應注意。

(2)普通之鋼版樁碼頭之最大應力，產生在拉桿安裝處與海底面之中間，如鋼版樁牆後有集中載重時，可能在接桿裝置處產生最大應力，故應注意，但對鋼版樁埋入而言，所受不良影響甚少，爲免拉桿受不良影響，其上層厚度希能在2M以上。

21-4-2 混凝土梁

原地層舖塊石作基礎，在上面設置混凝土梁時，對彎曲力矩、剪力及撓度等須具有充分的安全，即其沉陷量須較容許沉陷量爲小。

[說明]

(1)原地層舖塊石作基礎，在上面設置鋼筋混凝土樑，其彎曲力矩、剪力及撓度等可由(21-1)～(21-6)式求之。

(a)載重作用在樑中央附近時

$$M=\sqrt[4]{\frac{E_cI_c}{64K}}\sum W_i e^{-bxi}(\cos\beta Xi-\sin\beta Xi)\quad\cdots\cdots(21\text{-}1)$$

$$S=\frac{1}{2}\sum W_i e^{-bxi}\cos\beta Xi\quad\cdots\cdots(21\text{-}2)$$

$$Y=\sqrt[4]{\frac{1}{64E_cI_cK^3}}\sum W_i e^{-bxi}(\cos\beta Xi+\sin\beta Xi)\quad\cdots\cdots(21\text{-}3)$$

(b)載重作用在樑之兩端或接頭時

$$M=\sum\frac{W_i}{\beta}e^{-bxi}\sin\beta Xi\quad\cdots\cdots(21\text{-}4)$$

$$S=W_i e^{-bxi}(\sin\beta Xi-\cos\beta Xi)\quad\cdots\cdots(21\text{-}5)$$

$$Y=\sum\frac{2W_i\beta}{K}e^{-bxi}\cos\beta Xi\quad\cdots\cdots(21\text{-}6)$$

式中

M: 離載重XiCM點之彎曲力矩(kg.cm)

S: 離載重XiCM點之剪力(kg)

Y: 離載重XiCM點之撓度(CM)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K}{4E_cI_c}}$$

E_c: 混凝土之彈性係數(kg.cm^2)

W_i: 車輪載重(kg)

I_c: 混凝土基礎之慣性力矩(CM^4)

K: 地層之彈性係數, K=Cb

C: 使單位面積之地層，下陷單位深度所需之壓力(kg.cm^3)

b: 混凝土樑底面之寬度(CM)

Xi: 從輪載重位置至檢討斷面之距離(cm)

(2)混凝土樑對水平力之滑動可由(21-7)式計算，滑動之安全率爲1.2以上。

$$F=\frac{LE_p+(LW_c+\Sigma W_i)f}{P+E_aL} \qquad (21\text{-}7)$$

式中

F: 安全率

P: 水平力(地震地、風壓力)(t)

E_p: 被動土壓力(t/m)

E_a: 主動土壓力(t/m)

W_c: 混凝土樑之重量(t/m)

ΣW_i: 計算範圍內之車輪總載重(t)

f: 塊石與混凝土之摩擦係數, f=0.6

L: 1個區分之長度或10M內短向方向(m)

(3)關於地層反力，以1個區分或10M中，以短方向跨距之樑載重，當作均佈載重時，可依第五篇「砂質地層中基礎之承載力」作檢討。

(4)混凝土樑對於鋼軌與混凝土間之壓縮應力，鋼軌之應力等，必須安全。

第二十二章　碼頭設施之維護管理

碼頭設施爲確保設施之安定性及維持良好的功能狀態，應加以適當的維護管理。

[說明]

(1)變形現象之演變

沉箱式碼頭代表典型的變形象現之演變過程，有因地層的壓密沉陷致使碼頭本身或背填土沉陷、傾斜、或因防漏設施之損壞，致使背填土漏失後，發生岸肩之沉陷等。而代表災害型的變形現象，則有由於地震的關係而使碼頭本身或上部結構工程發生傾斜、滑動及背填土之沉陷或因防漏設施之損壞而流失砂土，致使岸肩徐徐沉陷者，亦有因波浪損害舖面層及流失路床者等。

版樁式碼頭代表典型的變形現象有由於地震或背填土之沉陷而使岸肩破損與因版樁之腐蝕而使構材破損者。代表災害型的則因地震關係而使作用於版樁之土壓力增大，拉桿即產生異常大的反力，以致錨碇板發生移動，錨碇版樁及基樁亦發生撓曲，而碼頭法線則形成凹凸不平現象，且因地震而形成背填土沉陷而使岸肩遭致損害。

棧橋式碼頭之棧橋本身部份，變形現象之演變過程，典型的是因基樁的腐蝕使安定性降低。而災害型的變形則是因波壓關係而造成上部結構區段的龜裂。對擋土部份而言，重力式者則如沉箱式碼頭，而版樁式者亦如版樁式碼頭發生相同的現象與特徵。

碼頭整體上其他的共同型變形，則是增加護舷或車擋等附屬設備之損害。

(2)沉箱式碼頭之檢查、評估、對策

(a)定期檢查

有效的檢查制度可由一級檢查及二級檢查組成。

一級檢查是可以視力觀察顯現於外觀的變形現象，或可以經緯儀或水準儀等測量儀器，在短時間內以經濟的方法可作檢查者爲主。二級檢查則是從一級檢查無法知悉變形狀況之原因而須使用特別的機具或須挖開設施的一部份加以檢查者。

定期檢查之項目可參考表22-1。

表22-1　沉箱式碼頭之定期檢查項目

位　　置	檢　查　項　目
上部結構	沉陷、傾斜
岸　　肩	沉陷(程度) 坡度 龜裂、勾縫之損害
背　填　土	沉陷、流失
附屬設備	損害狀況

背填土之沉陷狀況及漏失狀況在一級檢查時須考慮證實岸肩發生空洞之狀況。

(b)異常時之檢查

所謂異常時係指地震或暴風雨時。

地震時須考慮上部結構法線之凹凸、沉陷、傾斜、岸肩之沉陷、坡度之變化、龜裂、勾縫之損害、背填土之沉陷、流失等檢查項目。又暴風雨時須考慮岸肩之沉陷、傾斜、龜裂、勾縫之損害，背填土之沉陷、流失、護舷之損害狀況等檢查項目。

(c)檢查時應注意之事項

沉箱式碼頭中尤其是地層會有很大的變形。例如在改善之軟弱地層時，改善部份與岸肩等未改善部份之沉陷會有所差異，故須考慮會有很大的變形出現。因此對設計條件須加以充分的考慮，且因應這些條件必須先行制定檢查的項目與檢查的次數。又岸肩之損害及附屬設備之損害可從平時觀察證實變形後，隨即展開二級檢查及整修對策。

(d)估評之觀點

沉箱式碼頭變形的發生會使各種功能降低，因此評估時應從設施的使用上有否妨礙的觀點上加以評估。

(e)對策

在檢查後判定其變形已超過容許限度而須加以修復時，對設施之使用狀況、耐用年限、土質設計條件應加以考慮後，再作有效的修復工作。若爲沉箱式碼頭時，大致上在岸肩部份之損害等是功能方面的變形，而這些對策則較爲單純，尤其對背填土的流失等變形時，應從安全性方面加以完全的檢查，最重要的還是及早加以修復。因上部結構之沉陷對頂高而言，當然應考慮及頂高後面之穩定性。

(3)版樁式碼頭之檢查、評估、對策

(a)定期檢查

版樁式碼頭之定期檢查項目可參考表22-2。

表22-2　版樁式碼頭之定期檢查項目

位　　置	檢　查　項　目
版樁本身	版樁法線之平整 腐蝕狀況
岸　　肩	沉陷 坡度 龜裂、勾縫之損害
附屬設備	損害狀況

(b)異常時之檢查

異常時所考慮的各項檢查均與第2項沉箱式碼頭異常時所檢查的各種項目相同。

(c)檢查時應注意之事項

地層狀況因受變形現象所支配，故應考慮及設計條件，針對該等條件預先制定檢查項目與檢查次數。地震之變形中，錨碇設施之上方多數會發生龜裂，故須特別注意。若錨碇設施上方作爲露置場之底床時，則對露置場底床的龜裂必需加以檢查。又對腐蝕而言，因海域與各種條件的不同，腐蝕速度亦有所異，故包括版樁應力狀況之檢討在內，應須制定檢查的次數。

(d)評估的觀點

版樁式碼頭之變形應從功能上加以評估。又版樁法線鼓起側傾時很可能使版樁牆發生倒塌，故須從穩定性加以評估。版樁發生腐蝕時，在版樁所生之應力無法確保對設計外力所規定的安全率時，亦即版樁發生腐蝕後會因地震力或平時的土壓力而使碼頭遭致損害。然在目前的設計體系中尚無法定出發生腐蝕的設施確實的安全率，而依穩定性的觀點上看，當版樁所生之應力與規定之安全率相等時，應爲其容許限度。對發生腐蝕版樁腐蝕量的調查方法與銹蝕之版樁所生應力之計算方法等可參考石渡先生彙整的方法辦理。

(e)對策

對於版樁銹蝕修復的方法，尚少施工實例，目前正在開發檢討中。其方法有a)以鋼筋混凝土予以補強，或焊接鋼料增加其強度之方法，b)施以被覆、防蝕帶等加以防蝕或抑制銹蝕進展的方法。a)法是構材強度不足時所採用的方法，b)法則是考慮耐用年限時所採用的方法。因應整體設施之腐蝕情況，對維修方法及維修範圍應加以決定之。鋼料之維修方法可參考第三篇「鋼料之維護管理」所述各點辦理。

(4)棧橋式碼頭之檢查、評估、對策

(a)定期檢查

棧橋式碼頭之定期檢查項目可參考表22-3所示。

表22-3　棧橋式碼頭之定期檢查項目

位　　置	檢　查　項　目
基　　樁	腐蝕狀況
上部結構區段	龜裂、鋼筋之腐蝕
附屬設備	損害狀況

(b)異常時之檢查

棧橋式碼頭在地震時之變形主要是發生於擋土部份，故可按照擋土部份的結構加以檢查。而異常時檢查的方法可考慮依照第(2)項沉箱式碼頭相同的方式辦理即可。

(c)檢查時應注意之事項

定期檢查並非僅作一次的檢查紀錄即可，而最重要的是要將每次重覆的紀錄加以彙整。因此在各次檢查時當然須將其調查位置等詳加正確的紀錄，尤其

對基樁的腐蝕或混凝土龜裂狀況之紀錄，最重要的還是其累積的結果。

(d)評估的觀點

棧橋特有的變形中，引橋之損害及沉陷會使棧橋功能降低，而基樁之腐蝕與上部結構區段之龜裂及鋼筋的腐蝕則會使穩定性降低。因此應從各種功能上的觀點及穩定性上的觀點加以評估其變形。就基樁腐蝕的評估觀點而言，與版樁式碼頭一樣發生在其所生的應力是否可滿足容許應力及變形發生時之容許限度問題上。在棧橋已發生腐蝕之基樁，其應力之計算方法，可參考石渡彙整的方法辦理。有關上部結構區段之龜裂問題，可依照第三篇「混凝土」中所規定龜裂寬度的容許量加以辦理。

(e)對策

棧橋式碼頭所考慮的基本對策，可按照第 3項「版樁式碼頭之檢查、評估、對策」所述方法辦理。上部結構混凝土之維修方法則可參考第三篇「混凝土結構物之維護管理」所述之方法辦理。有關鋼管樁之維修方法則可參考第三篇「鋼料之維護管理」所述之方法辦理。

港灣及海岸結構物設計基準

編　輯　者　：張金機
發　行　人　：張金機
發　行　所　：台灣省政府交通處港灣技術研究所
打字排版　：港灣技術研究所
台中縣梧棲鎮臨海路83號
04－6564216
承　印　者　：建州企業有限公司
電　　話　：04－6270966

中華民國八十五年出版，印製200本，非賣品