

藏館本

127772

大學叢書

河工學

上册

鄭肇經著



商務印書館



8137號註冊商標

1.00

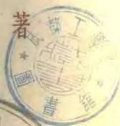
127773

基
本
理
論
大
學
叢
書

河 工 學

下 冊

鄭 肇 經 著



商 務 印 書 館



8137號註冊證

1.50

書號 63172

定價 ¥45,000

512

8732.9

71

大學叢書



河 工 學

上 冊

鄭 肇 經 著

商 務 印 書 館

512
873209

T.2

大學叢書



河 工 學

下 冊

鄭 肇 經 著

商 務 印 書 館

大學叢書
河 工 學
(全二冊)
鄭榮經 著

★ 版權所有 ★

商務印書館出版

上海河南中路二一四號

中國圖書發行公司發行

商務印書館上海廠印刷

◆(63172)

1934年8月初版 1953年6月9版翻印

印數10,501—12,100 定價¥45,000

上海市書刊出版業營業許可證出○二五號

弁 言

水利範圍極廣，凡屬河工、渠工、海港、灌溉、水力等類，莫不屬之。本書所論限於河工，附以堤堰工程。本書內容多半取材於德國治河名家恩格司氏所著之水利大全，並就其他中外河工名著，掇拾精華，以期完備。又於本書章節之後，分別摘錄中國治河之理論與方法，其命意約有數端：

(一)吾國治河，已有數千年之歷史。治河紀載，更屬卷帙浩繁，最著者古有禹貢，漢有河渠溝洫之志，明季有潘季馴之河防一覽，清代有靳輔之治河方略。其他專著如至正河防記，閩水集，正續行水金鑑，河防志，安瀾迴瀾紀要等，當時作者均曾參與治河，積其經驗，而以實施有效之方策，筆之於書。其他散見於典籍，及私家紀錄者，亦屬甚多。惟以書籍流傳絕少，遂致吾國治河經驗，日就湮沒，不為世人所重。茲就瀏覽所及，摭精汰冗，附錄本書，庶幾中西學理之相同者，堪資印證，略有差異者，亦可比較其得失，藉供參考。

(二)世界河流，各有特性，治導方策，亦將隨之而異，宜於甲者，未必宜於乙，合於乙者，又未必合於丙。是以各國治導

河流之方法，莫不因地制宜，而有所差異，吾國黃河以難治著稱，故吾國數千年來修治黃河之方法與經驗，亦特別值得重視。

(三)吾國過去辦理河工，率多沿用舊法，故研究河工，對於中國固有之治河方策，不可不習，尤應注意中西治法不同之點，研究其利弊，加以改良，而求進益。

他若河工之專門名詞，選定尤屬不易，蓋吾國河工名詞，散見於各項紀載者，實屬繁多，如有中西名詞相同者，而任意逐譯，不用原名，勢必難以通俗，然採用原名，因乏專門辭書，誠恐難盡確切。於是乃先就吾國水利圖籍所載名詞，分類蒐集，逐條探其根源，完成中國河工名詞類鈔一篇，以為譯名之資料。又以水工模型試驗與治河工程有密切之關係，乃附錄水工模型試驗述要一篇，以資參考。惟謬誤難免，尙望讀者多加指正。

一九三三年春鄭肇經識

修訂第九版序

一九五一年之夏，承商務印書館函示，本書即將九版重印，囑酌予修訂增補。爰就近年發表之各種刊物，擇要採撮，補編『攔洪水庫』及『治河規劃之新趨勢』兩章，列入書內。並於附錄一『水工模型試驗述要』，增補一節，介紹『水工模型試驗之原理』。凡此諸端，均為應予補充之資料，堪供教學參考之用；惟倉卒脫稿，不無謬誤遺漏之處，閱者賜予糾正，不勝感禱。

一九五一年七月編者識

河 工 學

目 錄

弁言

第一章 總論	1—131
第一節 雨量	1
第二節 水位	7
第三節 水深	21
第四節 流速	29
第五節 比降	53
第六節 流量	66
第七節 雨量與流量之關係	86
第八節 水位與流量之關係	94
第九節 洪水之測驗	103
第十節 湖泊之蓄水能力	111
第十一節 冰凌	124

第二章 河性通論	132—195
第一節 概論	132
第二節 荒溪	152
第三節 河口	154
(甲)總論	154
(乙)無潮汐之河口	157
(丙)有潮汐之河口	159
(A)河口之潮流	159
(B)潮區內流量之規定	168
(C)海水與河水之混合	186
(D)泥土量與潮流之關係	189
(E)潮區內河牀之構造	195
第三章 治河設計	196—247
第一節 概論	196
第二節 治理荒溪	200
第三節 治理山流	203
第四節 河流中下游之治理	208
(甲)總論	208
(乙)裁灣取直	220
(丙)塞支強幹	224
(丁)湍流	234
第五節 治理河口	236

· (甲)治理無潮汐之河口·····	236
(乙)治理有潮汐之河口·····	240
第四章 治河工程·····	248—404
第一節 河工材料·····	248
第二節 梢壩結構·····	255
(甲)歐洲梢工·····	256
(乙)中國壩工·····	278
第三節 治理荒溪工程·····	296
第四節 治河之建築物·····	309
第五節 治河建築物之結構·····	326
(甲)護岸工之結構·····	326
(乙)丁壩之結構·····	338
(丙)順壩之結構·····	354
(丁)潛壩之結構·····	362
(戊)攔沙工之結構·····	366
第六節 截堵支流工程·····	372
第七節 裁灣取直工程·····	376
第八節 施工程序及輔助工事·····	392
第五章 護岸工程·····	405—468
第一節 概論·····	405
第二節 河岸·····	405
第三節 湖泊岸·····	405

第四節 海岸·····	406
(甲)海水蝕岸之作用·····	406
(乙)海塘工程·····	418
(A)概論·····	418
(B)護岸工及護灘工·····	419
(丙)護沙工·····	464
第六章 堤防工程 ·····	469—521
第一節 河堤·····	469
(甲)堤防之種類·····	469
(乙)堤線之規劃·····	474
(丙)堤防之橫剖面·····	479
(丁)築堤工事·····	484
(戊)修守事宜·····	490
(己)堤防與農田之關係·····	510
(庚)堤防與河流之關係·····	512
第二節 海堤·····	518
第七章 攔洪水庫 ·····	522—550
第一節 概論·····	522
第二節 攔洪水庫之設計·····	525
第三節 壩址之選擇·····	531
第四節 洩水道與溢水道·····	533

第五節 水庫泥沙問題	535
第六節 攔洪水庫舉例	539
第八章 治河規劃之新趨勢	551—594
第一節 流域規劃	551
第二節 治淮規劃	553
(甲) 淮河流域概況	553
(A) 淮北坡水區域	554
(B) 裏下河坡水區域	555
(C) 淮河水系山水區域	555
(D) 運河水系山水區域	555
(乙) 淮河之病源	559
(A) 淮河洪水期之氣象與水文	559
(B) 歷代黃河侵淮之後果	560
(C) 淮河流域之土壤侵蝕	563
(D) 近年黃河南泛之災害	563
(丙) 治淮之方針	564
(A) 治淮原則	565
(B) 治淮辦法	566
(丁) 治淮之工程	567
(A) 蓄洪工程	568
(B) 河槽疏浚與整理工程	572
(C) 灌溉，動力及航運工程	573

(D)水土保持與溝洫等工程·····	574
第三節 治黃規劃·····	576
(甲)黃河流域概況·····	576
(乙)黃河之病源·····	578
(A)黃河之遷徙·····	578
(B)黃河之泥沙·····	582
(C)黃土之沖刷·····	585
(D)黃河流域之鹼土·····	585
(丙)歷代治黃之事蹟·····	587
(A)大禹治河·····	587
(B)賈讓三策·····	587
(C)王景治河·····	588
(D)賈魯治河·····	588
(E)潘季馴治河·····	588
(F)靳輔治河·····	589
(G)恩格司氏之黃河試驗·····	589
(H)李儀祉之治黃探討·····	590
(I)前黃委會之下游治理計劃·····	590
(丁)治黃之原則·····	591
附錄·····	595—654
(一)水工模型試驗述要·····	595
第一節 總論·····	595

第二節 水工試驗之沿革	597
第三節 水工試驗之原理	601
第四節 水工試驗室之設備	612
第五節 水工巨型試驗場	624
第六節 結論	632
(二)練習問題	636
(三)譯名摘要	649

河 工 學

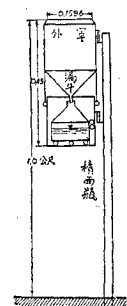
第一章 總論

第一節 雨量

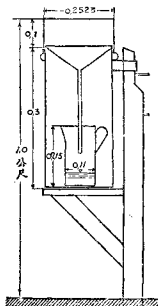
雨量(Regenmenge)者，乃假定降落之雨，毫無蒸發與滲漏或其他損失，而於一定時間內，所積之雨水高度(Regenhöhe)也。如遇雪雹，則以融化之水，計其高度。凡雨水降落地上，除一部分損失於蒸發與滲漏外，多瀉入河流，實為河流水量之主要來源，是以測驗雨量，為治河工作之初步。雨水之蒸發，與空氣間溫度及飽和差成正比，而與空氣之流速，亦有相當之關係。大雨之後，蒸發量較多。斜坡之處，蒸發較少。種植草木之地，較水面上之蒸發為多，而水面之蒸發，又較空曠之平原為多。森林間之蒸發，較多於空曠平原，而視草地上之蒸發又較少。至若雨水之滲漏，視地土之堅鬆而異，輕鬆之沙層，滲漏最多，如為黏土，則滲漏較少。

雨量之測驗，通常應用測雨器 (Regenmesser)，器之全體分

爲三部：一爲受雨漏斗，一爲積雨瓶，一爲外罩，均以鋅板製之。受雨漏斗之底端，插在積雨瓶內，圍以外罩，務使降落之雨，全部入瓶，不受蒸發滲漏或其他損失，以期準確。測雨器口面之高度，尋常距離地面一公尺。全器或懸於鐵柱，或安於木架，安設之地位，宜在空曠之處，蓋房屋樹木牆籬之類，對於雨雪之降落，均足發生障礙也。第一圖爲德國式之測雨器，其受雨漏斗之口徑爲159,6公厘，面積爲200平方公分。第二圖爲奧國式之測雨器，其受雨漏斗之口徑爲253,3公厘，面積爲500平方公分。測驗雨水之高度，



第2圖
德國式之測雨器



第3圖
奧國式之測雨器



第3圖
量雨杯

須將雨水從積雨瓶傾入量雨杯 (Messglas) 內。杯外劃分高度，每杯可容十公厘高之雨量（參觀第三圖），其計算之方法如下：

假設 Q 為積雨瓶內之雨量

F 為受雨之面積

h 為雨水之高度

f 為量雨杯之面積

x 為杯上劃分度數之距離

由是可成立下列之算式：

$$Q = Fh = fx$$

$$x = \frac{Fh}{f}$$

如 $F = 20f$, $h = 1$ 公厘 (mm.)

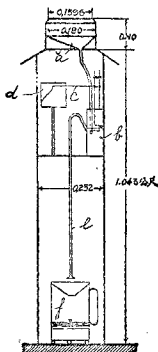
則 $x = 20$ 公厘 (mm.)

換言之，即量雨杯內二十公厘高之雨水，等於一公厘之雨水高度。

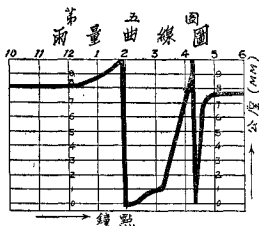
測驗雨量，須分地設站，每站均應置備測雨器具二份，以備調換。如遇降雨之時，忽降雪雹，應迅將積雨瓶蓋塞，另用他器收容雪雹。器具之調換，宜於敏捷，否則難期準確。每日量驗雨水，大都在上午七時舉行一次。設逢大雨，恐積雨瓶不能容納，可於每日上午七時及下午七時量驗兩次。但降雪之際，所佔容量較大，往往須每日舉行測驗數次云。

雨水降落之密度，以及暴雨之時間，均與河工有相當之關係。

測驗之法，可應用自動測雨器 (Selbstschreibender Regenschreiber) (參觀第四圖)。器之構造，亦頗簡易，雨水先由受雨漏斗 a 流入雨筒 b，筒內有浮塞，可隨雨水之高低而昇降。浮塞之上，繫以墨針 c，直接在紙筒 d 上畫出雨水之高度，紙筒由機件運轉，每二十四小時自轉一次。紙面則劃分雨水高度 (參觀第五圖)。雨筒滿足之時，墨針即達紙格最高之處，彼時雨水自動由雨筒經虹吸管 e 流入



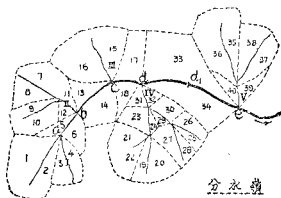
第四圖
自動測雨器



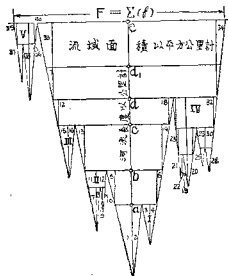
積雨器內。迨雨筒內之雨水流完，墨針即降至零點。是以觀察紙上之曲線，即可明瞭雨水降落之情形矣。

凡大地之上，在一定期限以內，其雨量相等者，以曲線聯絡之，即成爲雨量圖(Regenkarte)。觀察此圖，可知愈近赤道，雨量愈大，愈近海濱，其雨量亦較內地爲大。沙漠之地，爲雨水最少之區，或因貿易風之關係，其經過之區，雨水亦特多。此乃雨量與地帶氣候之關係也。雨量之計算，或以月計，或以年計，積數十年之紀錄，可得平均之數量。如須估計河流區域內之雨量，可用繪有高度線之地圖一張，比例爲十萬分之一或二萬五千分之一，先依分水嶺規定支流及幹河之流域，再各以流域面積乘該區內之平均雨量，依次相加，可知某河流域內之雨量，共計若干。至若規定流域面積，以施泰爾 (Stecher) 氏之方法爲最善。縱坐標畫河流之長度，以公里計，橫坐標畫流域之面積，以平方公里計。第六圖爲幹河及支流之

第 六 圖
幹 河 及 支 流 流 域 圖



第 七 圖
流 域 面 積 圖



流域，第七圖為流域面積圖，同時參考雨量圖，規定各流域之平均雨量。

假定 f_1, f_2, f_3, \dots 為各小部之流域面積，

H_1, H_2, H_3, \dots 為各該流域面積內之平均雨量，

則全部流域面積 F 內之平均雨量應為 h ，求之如下式：

$$h = \frac{f_1 H_1 + f_2 H_2 + f_3 H_3 + \dots}{F}$$

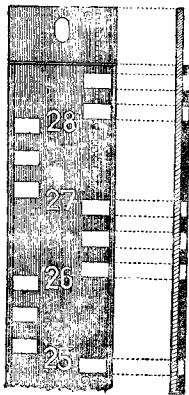
$$h = \frac{\Sigma(fH)}{\Sigma(f)}$$

吾國測驗雨量之處，分佈全國各地，依據徐家匯天文臺 1930年之報告，摘錄重要城市之雨量及下雨日數，分別繪製圖表，以資參考，各城市測驗雨量之期限，雖有長短之別，然全國雨量之分配，雨期之久暫，大略可考，堪供治河者之採用。參觀第一表第二表及第八圖第九圖。

第二節 水位

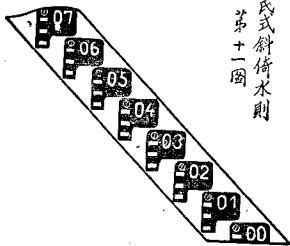
水位(Wasserstand)者，河流水面之高低也。因水位之昇降，可知流量增減，對於治河工事，息息相關，是故測驗水位，實為治河設計前重要工作之一。測驗之器，名曰水則或水尺。水則零點，宜在最低水位之下，以免觀察之數，雜有負值。其高度又須超過最高水位之上，庶幾洪水高度，亦可得而量之。惟水則或以鐵製，或以堅木為之，其高度終屬有限。更有因地位之關係，洪水期內不便觀

測者，可分水則為上下數部分，安設於適當之處，而以共同之零點為依據。或遇非常洪漲，超過水則之頂，即須安設臨時水則，以誌水之高低。而臨時水則之零點，須於水退之後，用水平儀較準高度，以定其值。總之每一水則至少須用兩個固定之水平標點為依據。而水則零點之高度，每年至少應校正一次，務使其差異不得超過一公分。至若水則之設置，宜求安穩，勿為船隻或淤澱所擋觸。其地位並須易於觀察，勿為他物所障蔽，故水則之設置，或在基址深



符氏式直立水則
第十圖

固之建築物上，或在深簽之樁上，或安於岸壁或橋墩之上。每一水則範圍以內，須流量相同。設遇支河匯入幹河之處，即應在支河口之上下，各設水則一座。水則之上，劃分尺度，每二公分，作一分畫。水則斜倚者，則其尺度，須按其直立高度準確分之。尺度之劃分，以顯明易見為主。昔時通用之水則，係以木製，惟因質軟，易為風雨及冰漸所侵蝕，分割不甚明顯，現已漸次淘汰。最近適用之水則，多係鐵製，分割係用磁質，嵌於鐵板之內。如第十圖及

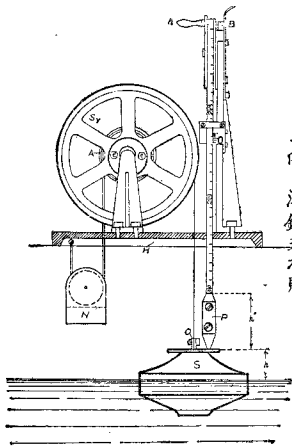


符氏式斜倚水則
第十一圖



第十二圖 歐特式水則

第十一圖均爲符氏式 (Scift-Fuess)。又如第十二圖爲愛勃歐特式 (Epper-Ott)，其分畫係在鐵板上鑿洞，鐵板之一邊爲齒狀，公尺用羅馬字誌之，如水位之高低，不能直接在固定之水則上觀察，可採用浮鍾式之水則，如第十三圖，S 爲浮鍾，N 爲反重，反重乃用以維持浮鍾位置之平衡者也。P 爲立桿，其零點 0，須先與水則之

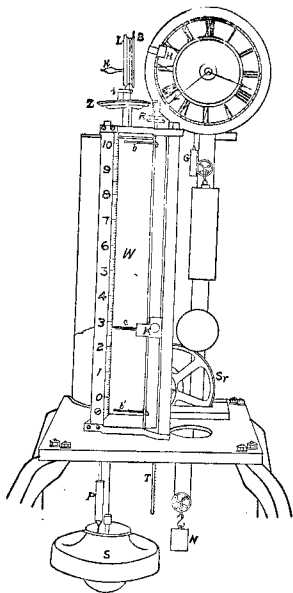


第十三圖 浮鐘式水則

零點校準。假定二者相差之高度為 H ，則測驗之時，立桿放至浮鍾之上，首應量出 h 及 h' 二值，則立桿上測得之數，須減去 $H - (h + h')$ 之值，即為真正水位之高度矣。

設在水位變遷頻數之處，宜採用自動水則 (Selbst-schreibende Pegel)，其種類雖多，然構造則大同小異，第十四圖為符氏式甲種自動水則。S 為浮鍾，N 為反重，浮鍾用細鋼絲懸於滑輪 Sr 上，反重 N 懸於同軸相連而半徑較小之輪上。水面增高，浮鍾上昇，則反重下墜。其動作由齒輪 r，及齒桿 T，而傳之於墨針 C。墨針之尖（或用鉛筆）着於圓筒 W 外之圖紙上。圓筒之旋轉，在二十四小時，或一星期以內，自轉一次。水面高低之變遷，即隨時畫於紙上，成為水位曲線 (Pegellinie)。但遇地基不堅，或水力及冰澇衝擊甚猛之處，符氏式之甲種自動水則易受影響，難期準確。其裝置與構造，應稍改變，如第十五圖。B 為測水井，A 為進水口，S 為浮鍾，D 為虹吸管。C 為玻璃球。虹吸管為厚鉛皮所製，埋在不凍之地面以下。玻璃球有上下兩個，下面之球，由一小管通至虹吸管，為排洩空氣之用。上面之球及吸筒 L，為進出水之用。P 為自動之紙筒，為紀錄水位之用。

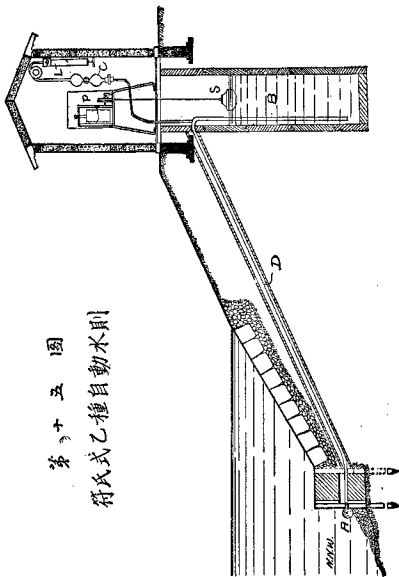
觀察水則，至公分為止。遇有特別情形，例如非常之洪水低水等，須隨時登記，附以日期，俾資參考。每日多次觀察之水位，平均之，求得一日內之平均水位。積一月內各日之平均水位，以日數除之，求得一月內之平均水位。積一年內各日之平均水位，以三百六十五日除之，求得一年內之平均水位。以此類推。積多年觀察之



符氏式甲種自動水則

第十四圖

第十五圖
符氏乙種自動水則



數，而平均之，可以推求下列各種對於河工最有關係之水位如下：

(一)低水位 N. W. (Niedrigwasser) 爲多年測驗中最低水位之平均值。

(二)高水位 H. W. (Hochwasser) 爲多年測驗中最高水位之平均值。

更有夏令高水位 S. H. W. (Sommer-Hochwasser) 與冬令高水位 W. H. W. (Winter-Hochwasser) 之別。

(三)中水位 M. W. (Mittelwasser) 爲多年測驗中一切水位之平均值。

(四)最低水位 N. N. W. (Niedrigstwasser) 爲多年測驗中之最低水位。

(五)最高水位 H. H. W. (Hoechstwasser) 爲多年測驗中之最高水位。

(六)非常低水位 bek. N. N. W. (Bekanntes-Niedrigstwasser) 爲測驗時偶然遇得之非常最低水位，須記明日期。

(七)非常高水位 bek. H. H. W. (Bekanntes-Hoechstwasser) 爲測驗時偶然遇得之非常最高水位，須記明日期。

八)常水位 G. W. (Gewoehnlicher Wasserstand) 與中水位不同，中水位爲計算所得之平均值，常水位則爲多年測驗中最尋常之水位。換言之，即在測驗之時期內，一半水位之紀錄，高於常水位，一半低於常水位。

至若中水位之界限，可用下式定之。

假設 h_{max} 代 H. W.

h_{min} 代 N. W.

h_m 代 M. W.

則中水位之上下界限如下：

$$h_{m1} = \frac{h_{max} + h_m}{2}$$

$$h_{m2} = \frac{h_m + h_{min}}{2}$$

換言之，水位之超過 h_{m1} 者為高水位，在 h_{m2} 以下者為低水位， h_{m1} 與 h_{m2} 之間均為中水位。

關於水位之名稱，更有下列之區別，分述如次：

- (一) 水位常度 (Häufigkeit der Wasserstände) 如對於水則上任何一分格之高度而言，即水位在規定之時期內，達至此高度之次數。換言之亦即一年之中，水位達至此高度之日數也。
- (二) 浸水期間 (Benetzungsdauer) 水則上某高度之浸水期間，即在測驗之時期內，水位超過此高度之日期也。
- (三) 水位空間 (Spiegelraum) 即測驗期內，水位在水則上所達之最高點與最低點相差之高度。
- (四) 平均水位空間 (Spiegelraummitte) 即平均高水位與平均低水位相差之高度。
- (五) 平均常度 (Mittlere absolute Häufigkeit) 即水位常度之平均數。

(六)平均浸水期間(Mittlere Benetzungsdauer) 即浸水期間之平均數。

茲舉歐洲蘭茵河 (Rhein) 喔荷地方 (Waldshut) 之水位表為例 (參觀第三表)。表內第一行，為水則上每一公寸之分格。第二行為每分格之水位常度，乃從一年中之水位表上，檢查水位高度，在每一公寸之分格內，計有若干日，此項日數，即為該分格之水位常度。再就第二行之水位常度，查得一年之中，超過某分格之水位，計有若干日，是為某分格之浸水期間，填於第四行內。如欲求其百分數，則第二行及第四行之日數，以一百乘之，再以三百六十五日除之，分別填入第三行及第五行內。依據上表及第十六圖之各月水位曲線，可以繪製第十七圖。橫坐標表明日數，或百分數，縱坐標表明水位之高度。依照水位常度表第四行，畫出曲線，是為浸水期曲線 (Linie der Benetzungsdauer)。此項曲線，表示任何水位高度之浸水期間，或任何浸水期間之水位高度。曲線與中間縱線相交之點，是為常水位之高度。假定圖中用虛線標明之長方形，其長為一年之日數，其高為水位空間 (即一年中最高水位與最低水位相差之高度)，其底線在最低水位之上。又假定

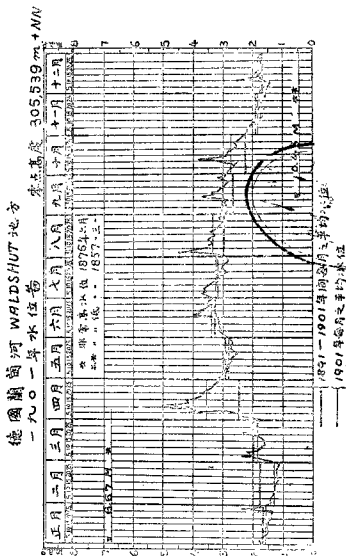
F 為浸水期曲線與長方形左角包圍之面積。

T 為一年之日數或百分數。

H 為水位空間，以公尺計。

t_m 為平均浸水期間，以日數計，或以百分數計。

h_m 為中水位減去最低水位之高度。

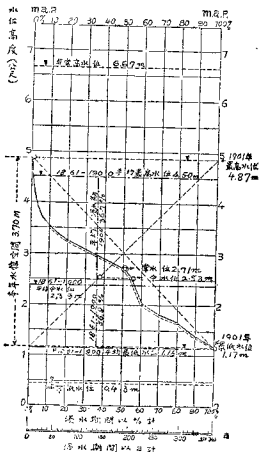


第十六圖

第十七圖

一九〇一年澆水期曲線

(地址) 蘭蘭河 Waldshut 地方
水則零點高度 305.539 m + 111



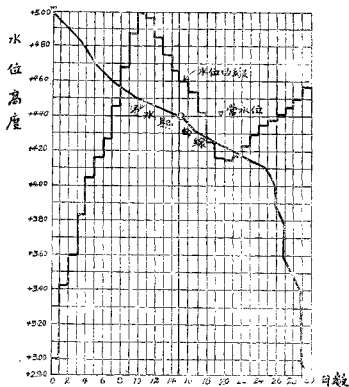
如是則

$$F = T \cdot b_m = H \cdot t_m$$

$$\frac{T}{t_m} = \frac{H}{b_m}$$

此式即係表示全年日數與平均浸水期間之比例，等於水位空間與平均水位高度之比例。如將一年中各日水位之和，以三百六十五

第十八圖



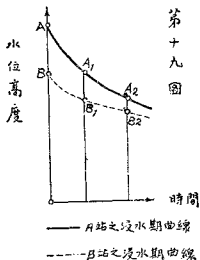
日除之，可以算出 h_m 之值，則 t_m 可依下式求之。

$$t_m = \frac{h_m \cdot T}{H}$$

又因
$$\frac{t_m}{h_m} = \frac{T}{H}$$

則中水位之橫線，與右邊對角線相交之點，即為平均浸水期間 t_m 。蓋 T 與 H 之比，等於 t_m 與 h_m 之比也。

設每日測得之水位，用第十八圖之格式表明之，則水位常度之檢查，更為簡易。而浸水期之曲線，亦易繪製。（參觀第十八圖）蓋就水位曲線，可以直接數出任何水位高度之浸水期間，用以繪製浸水期曲線。此項曲線，與十五日之縱線相交之點，即為常水位之高度。



設在相隣之水位測量站 A, B 二處, 求得浸水期曲線, 爲 AA_1A_2 及 BB_1B_2 並畫於同一坐標之內, 則各站在同年或同月中任何水位高度之浸水期間, 或任何浸水期間之水位, 均可立即求得, 堪爲互相比較之用。(參觀第十九圖)

按水則之名, 始見於宋史河渠志: 『宋仁宗景祐二年(公元一〇三五年)楊億獻知雄州, 請立木爲水則, 以限盈縮。』又河工器具圖說有水誌之名, 以竹竿繫纜爲之。前者蓋爲永久誌水之用。後者祇用以暫時採水, 其結構雖均簡陋, 然我國河工學術進步之早, 於此可見一斑。又我國黃河水位之漲落, 月有盈昃, 名稱亦隨之而異。宋史河渠志紀之甚詳: 『立春之後, 東風驟來, 河邊人候水初至, 如漲一寸, 至夏秋大汎, 定漲一尺, 頗爲信驗, 謂之信水。二三月桃華始開, 冰泮雨積, 川流湍急, 波瀾盛漲, 謂之桃華水。春末驚雷驟聞, 謂之菜蕪水。四月末鵝麥結秀, 嫩芒變色, 謂之麥黃水。五月瓜實延蔓, 謂之瓜蔓水。朔野之地, 深山窮谷, 因陰沍寒, 冰堅曉泮, 迫乎盛夏, 消釋方盡, 而沃蕩山石, 水帶礫聲, 併流於河, 故六月中旬後, 謂之礫山水。七月菽實方秀, 謂之豆華水。八月荻風華, 謂之荻苗水。九月以盪關把節, 謂之登高水。十月水落安流, 復其故道, 謂之復槽水。十一月十二月斷冰雜流, 滿河滿浸, 乘寒復結, 謂之盤凌水。水信有常, 率以爲準, 非時暴漲, 謂之客水。』此項名稱, 其源甚古, 漢代已沿用之, 而黃河水汎又大別爲四: 自清明節起, 二十日止, 是爲桃汎。自初伏日起, 立秋日止, 是爲伏汎。自立秋日起, 霜降日止, 是爲秋汎。霜降以後時交冬令, 是爲凌汎。沿河者, 視四汎之期, 而預爲修守工程之備, 蓋亦極可貴之經驗也。

第三節 水深

河流之水位, 時刻變易, 是以測量水之深度(Wassertiefe), 須注意彼時之水面高度, 如附近有水則之設備, 可直接觀察得之。否

則須設立臨時水則，以資依據。此項臨時水則之高度，應先從固定之水平標點較準之。如在潮流區域，則觀察水面之高度，每隔五分鐘須舉行一次。

測驗水深，通常用測桿 (Peilstange) 探之。測桿為圓形，桿底有圓盤，以免陷入輕鬆之河牀內。桿面自下而上劃分尺寸，其零點適在圓盤。每一公寸作一分割，公分須於觀察時估計之。木質測桿之圓徑，下端約為三十公厘，上端約為四十至四十五公厘，惟應用時稍覺粗笨耳。最好採取鋼管製之測桿 (參觀第二十圖)，圓徑約為二十五至四十公厘，中部空虛，須不透氣。其重量適可下沉，而又能平直浮立，外塗油漆，以防銹蝕。每一公寸作一分割，並標明數碼。大致四公尺長之鋼桿，其重量約為1,9公斤。測驗時須將測桿逆流插入水中，藉水流之力扶之直立。設小河之內，水深在二公尺半以下者，可用標尺 (Nivellierlatte) (參觀第二十一圖)。標尺之腳，係用銅質薄管製造，長度約為三公尺，可以任意伸縮。其重量約為五公斤。大河之內，水深超過八公尺者，測桿已不適用，須用鉛錘 (Lot) 繫繩探之。繩上標明尺寸。但風浪過大之處，鉛錘之穩，難以直立，亦即不易準確矣。至若規定測量水深之地位，如河寬在一百公尺以下，可用繩索張於河面，其兩端則繫於兩岸。繩索之上用記號標明河之寬度，測量者乘小船沿繩索測量水深。此項繩索最好為鋼質所製，其厚度及重量，隨長度而異，參觀第四表。如河面寬闊，則鋼索難以緊張，須每隔一百公尺，在固定之小船上，設法支撐之。然在河口或船舶交通繁盛之河內，上項測法，即不適



第二十圖

測桿



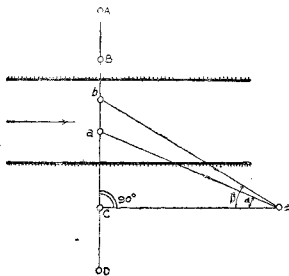
第二十一圖

標尺

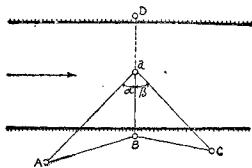
第 四 表

鋼索長度 公尺	厚 公厘	重 量 公斤
25	4	1.8
50	5	4.2
75	5	6.0
100	5	8.0
200	5	16
200	6	22
300	6	23

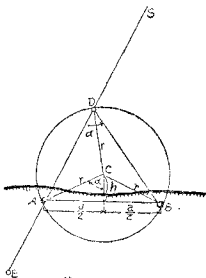
用，須完全利用測量方法計算之。假定兩岸均為空地，可採用第一法，如第二十二圖。ABCD 為標桿，在一直線上。E 處安設經緯儀一架，實測 CE 為基線，如測深處在 a 或 b，便在 E 處同時測出 α 及 β 之角度，由此算出 a 與 b 之地位。如河面遼闊，而在河之一邊岸上，除 B 點外，尚有 A C 兩點可以觀察，可採用第二法，如第二十三圖。測量水深之船，停於 a 點，由 a 向 A 及 C 兩點測出 α 及 β 兩角，並實測 AB 及 BC 之長度，與 α BA 及 α BC 角度，即可計算 a 之地位。如近海邊可用第三法，如第二十四圖，先實測 AB



第廿二圖



第廿三圖



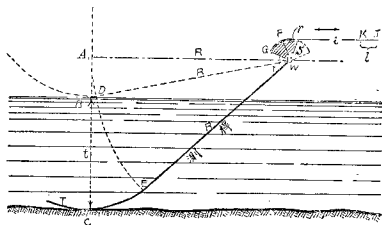
第廿四圖

爲基線。D 爲測深之點，S A E 在一直線上，駕船至 D 點測出 α 之角度，則 $h = \frac{l}{2} \cotg \alpha$ ， $r = \frac{h}{\cos \alpha}$ 然後應用繪圖法，求出 D 之地位。先平分 AB 線作 h，再從 A 以 r 爲半徑，與 h 相交於 C，從 C 再以 r 爲半徑作圓，即可求得 D 點矣。

在同一橫断面內測量水深，須視河面之寬度，及河牀之情形，而定測深點之多寡。如河面寬廣，河牀平整，則測點之距離愈可放大。通常在小河內，每隔一公尺測量水深一次。在大河內，每隔十公尺測量水深一次。測量者須隨時酌奪爲之。河流橫断面之距離，在同一河段內，通常爲河面寬度之半，但遇河灣及不規則之處，距離應減小。測量水深之結果，先畫於河流平面圖內。然後將同等水深

之點連接之，是為水深曲線(Linie gleicher Wassertiefe)。依據水深曲線，可以規定航線云。

上項測深之法，工作繁重，需時甚多。如欲迅速求得水深之處，可用自動測深器(Selbstzeichnender Peilapparat)，如第二十五圖，其主要部分為測桿，桿之下端T為圓弧形，上段R接於轉軸W。轉軸上有角輪S，輪之半徑為r。輪上繫有鋼片i，鋼片之端



第二十五圖
自動測深器

有墨針，接近自轉之紙筒。測桿在河牀上拖拽向前，因深度之不同，則測桿隨之昇降，其動作由轉軸傳於角輪鋼片，而達於墨針，畫在紙筒之上。其連帶之關係如下：

$$AB = AD \text{ 弧}$$

$$AC = AE \text{ 弧}$$

$$BC = \text{水深 } t = DE \text{ 弧}$$

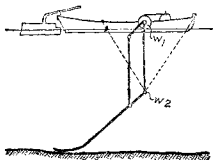
如測桿由 B 降至 C，即由水面下降 t 公尺，至於河牀，則照針從 J 至 K，畫出 JK 一段，等於 l ，則

$$FG : DE = r : R = l : t$$

$$t = l \frac{R}{r}$$

R 與 r 為固定之數，因此可用 $\frac{r}{R}$ 之比例，量出 l 之數，是為水深 t 之數值矣。

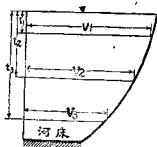
自動測深器安於小輪之上，小輪在河內駛行，速度不可過大，應先在測量之河段內試驗之，通常自每小時六公里至十公里為度。測量人員在小輪上，須隨時考察測桿在河牀上拖拽之聲音，藉以辨別河牀或為卵石，或為細沙，並須記明紙筒之上，以資參考。小輪之航線，須擇水深之處，在相當之距離內，可用兩個或三個自動測深器



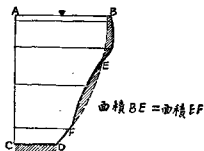
排列河面，同時測量橫斷面內之水深。但此項測桿之長度有限，如遇水深超過十一公尺之河段，則須另換一種測桿，其構造略異，而原理相同，參觀第二十六圖。現在有採用迴聲測深儀者，亦頗便利。

第四節 流速

流速 (Abflussgeschwindigkeit) 者，河水流行之速度也。測驗流速為治河初步工作之一，惟流速在同一河流之內，因屬隨處而異，即在同一橫剖面之內，亦各不同。吾人所求流速，乃其平均之值，實為理想之數耳。設自水面直立向下，每隔相當之深度， t_1 t_2 t_3 ，測驗流速為 v_1 v_2 v_3 ，繪成第二十七圖，聯為曲線，名曰縱流速曲線 (Vertikalgeschwindigkeits kurve)。普通測得之曲線，如第二十八圖。為便於計算起見，將曲線略改平整，使面積 BE 等於 EF。在



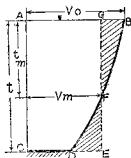
第二十七圖
縱流速曲線



第二十八圖

此直立之方向內，其平均流速 (Mittlere Geschwindigkeit) v_m ，可用下式表明之。 f 為 ABCD 之面積， t 為水深， t_m 為平均流速在水面下之深度，面積 GBF 等於 DFE。參觀第二十九圖，得式如下。

$$v_m = \frac{f}{t}$$



第 二 十 九 圖

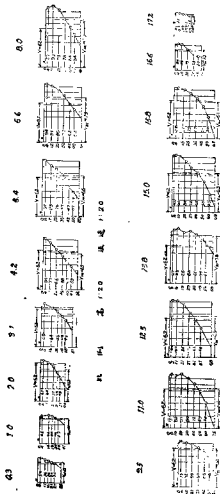
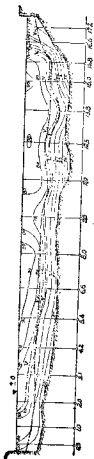
觀察實測之縱流速曲線，可以明瞭流速變遷之情形如下：

- (一) 最大之流速，在水面相近之處。
- (二) 由水面向下愈深，流速愈小，如水坡愈大，水深愈小，則流速向下減小之程度亦愈烈。
- (三) 近河牀之流速，通常仍大於零。
- (四) 在直立之方向內，平均流速 v_m 約等於水面流速 v_0 七分之六，平均流速距離水面之深度 t_m ，約等於水深 t 十分之六。雖實際上不盡如是，而據經驗所得，其錯誤至多為百分之十云。

第 4 中 圖

平均流速 $v = \frac{Q}{F}$ 之地位
 V_m 之地位

縱 斷 面
 比例 1:50
 橫 斷 面
 比例 1:20



此 圖 為 1:20 橫 斷 面 圖

$$v_m = \frac{6}{7} v_0$$

$$t_m = \frac{6}{10} t$$

如依河流之橫斷面，由左岸起至右岸止，每隔相當之距離，即測驗縱流速一次，各繪流速曲線，各求平均流速 v_m ，（參觀第三十圖）並在橫斷面內，各依水深，標明流速之值，再選擇相同之流速，每隔十公分聯成曲線，是為等速曲線（Linie gleicher Geschwindigkeit），但各平均流速 v_m 聯成之曲線，並非流速相等，乃表示平均流速之位置也。如流量 Q 及橫斷面之面積 F ，均已測驗，亦可計算全橫斷面內之平均流速如下式：

$$v = \frac{Q}{F}$$

此項平均流速 v ，再繪於各流速曲線中，求其地位，然後在橫斷面內依其地位聯成曲線，亦可知平均流速之位置矣。據經驗所得，平均流速 v ，與水面最大之流速 v_{\max} 之比例如下：

$$v = \frac{3}{4} v_{\max}$$

但此項測驗所得之結果，雖較準確，然工作異常繁瑣，於是各種估計流速之公式，俾便實用，其原理略述如次：

假設某河段內，其上下兩橫斷面之面積為 F_0 及 F_u ，流速為 v_0 及

v_u 每分鐘之流量為 Q ，則

$$v_0 = \frac{Q}{F_0} \quad v_u = \frac{Q}{F_u}$$

由此可以假定 K_0 及 K_u 為與 v_0 及 v_u 適合之壓力高度 (Geschwindigkeits oder Druckhöhe)， g 為天然加速 (natuerliche Beschleunigung)， h 為水面相差之高度，亦即該河段內之水坡 (Absolute Spiegelgefälle)， w 為因阻力而損失之水坡高度，(die durch die Bewegungswiderstände verzehrte Gefällehöhe)。

$$k_0 = \frac{v_0^2}{2g} \quad k_u = \frac{v_u^2}{2g}$$

$$w = k_0 + h - k_u$$

假定該河段內之水流為等速流動 (gleichförmige Bewegung)，則 w 適等於 h ，並可推知下列各式：

$$h = w$$

$$k_0 = k_u$$

$$v_0 = v_u$$

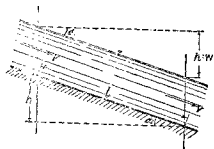
$$F_0 = F_u$$

是以等速流動者，乃水流內部不發生內動力，所有經過各橫斷面之流速均相等也。如是則河段須完全平直，任何橫斷面須相等，河牀與水面之坡度亦須相等。但此種條件，非特在天然之河流內，無從尋覓，即係人工造成之水渠，亦難適合。不得已祇可假定流動阻力 w ，與壓力高度 $\frac{v^2}{2g}$ 及水流所接觸之河牀面積 pl ，成正比例，與

橫斷面 F 成反比例。又因河牀之粗滑，亦有相當之關係，乃加一係數 x ，成立下式如次：（參觀第三十一及三十二圖）

$$h = w = \frac{v^2}{2g} \cdot pl \frac{1}{F} x$$

$$v = \sqrt{\frac{2g}{x}} \cdot \sqrt{\frac{Fh}{pl}}$$



第三十一圖



第三十二圖

又因河牀傾斜之角度 α 甚小，可知比降 (Relatives Gefälle) J 如下式：

$$\frac{h}{l} = \sin \alpha \cong \text{tg } \alpha = J$$

又假定 $\frac{F}{p}$ 為水罈半徑 (Profilradius) R ，由此成立等速水流之公式如下：

$$v = \sqrt{\frac{2g}{x}} \cdot \sqrt{RJ}$$

$$v = c \sqrt{RJ}$$

此項公式內之R及J，均可實測得之，而係數c之規定，依據各家之理論與試驗，互有差異，茲擇要臚舉如下：

(一) 巴清氏公式(H. Bazin),

$$v = \frac{87}{1 + \frac{n}{\sqrt{R}}} \sqrt{RJ}$$

$$c = \frac{87}{1 + \frac{n}{\sqrt{R}}}$$

n之值，與河牀之粗滑有關，巴清氏試驗之結果，參觀第五表。

巴清氏公式內n數值表(第五表)

等級	試驗水槽之類別	n
1	最光滑之槽(水泥或刨光之木板)	0,08
2	光滑(磚或板)	0,16
3	碎石砌槽	0,43
4	地下細槽而透鋪以石塊	0,85
5	地下掘掘之槽	1,30
6	不平之地槽加鋪砂石	1,75

巴清氏分別n之值，成立係數表。計算流速之時，可依照河牀粗滑之程度，在表內檢查係數c之數值，代入流速公式，即可計算得之。參觀第六表。

(二) 耿固勒氏及葛達氏公式(Ganguillet und Kutter)。

$$v = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{J}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}} \sqrt{RJ}$$

n之數值，亦與水槽之粗糙有關，參觀第七表：

葛達氏公式內 n 數值表（第七表）

等 級	試 驗 水 槽 之 類 別	n	$\frac{1}{n}$
1	水泥或拋光之木板	0,010	100
2	粗木板	0,012	83
3	礫石砌槽	0,013	77
4	亂石砌槽	0,017	59
5	土槽，有規則之河漢	0,025	40
6	不平整之土槽，雜以少量之砂與水草	0,030	33
7	極不平整之槽，雜以多量之砂與水草	0,035	29

葛達氏依據上列 n 數值，製成第八表，以便計算。

(三) 海司爾氏公式 (C. Hessele).

$$v = k(1 + n\sqrt{R})\sqrt{RJ}$$

n之數值，經過若干次之試驗，等於0,5。k之數值，與河牀之糙率有關，海司爾氏規定天然河流之河牀糙率為二十五，其公式如下：n=0,5 k=25。

$$v = 25(1 + 0,5\sqrt{R})\sqrt{RJ}$$

海司爾氏公式內 $c = 25(1 + 0,5\sqrt{R})$ 之數值，參觀第九表。

(四) 赫瑪克氏公式 (J. Hermanek).

赫瑪克氏之公式，用平均水深 t ，代替水罈半徑 R ，並將係數 c 依照水深，代以數字，藉免選擇糙率之困難。其基本公式為 $v=c\sqrt{tJ}$ 。對於天然河流，成立下列三式：

$$\begin{array}{ll} 1. t \leq 1,5m & v = 30,7\sqrt{t}\sqrt{tJ} \\ 2. 1,5 < t \leq 6m & v = 34\sqrt[3]{t}\sqrt{tJ} \\ 3. t > 6m & v = (50,2 + 0,5t)\sqrt{tJ} \end{array}$$

赫瑪克氏公式，如應用於天然河流，則式內係數 c 之計算，可參觀第十表。

若河槽係人工所造，則赫瑪克氏計算流速之公式如下：

$$v = \left[c_0 + \frac{m}{6}(70 - c_0) \right] \sqrt{tJ}$$

式內 $c_0 = 34\sqrt[3]{t}$

m 之數值，視河牀糙率之等級而異，參觀第十一表。

第十 一 表

等 級	河 牀 之 構 造	m
1	光滑水泥面	6
2	水泥面或平滑之石壁	5
3	削光之板或石壁	4
4	磚壁	3
5	粗板或不整砌築之碎石面	2
6	平常之碎石面	1
7	土槽	0

如河槽狹而深，則係數 c 須依下式略為減小，

$$c_1 = c(1 - an)$$

式內 $a = \frac{1}{4}$; $n = \frac{t}{b}$

是以赫瑪克氏公式，如應用於人造河槽，則公式內之係數 c ，可參考第十二表計算之。

(五)馬特寺氏公式 (M. Matakiewicz).

$$v = \frac{116 \cdot J^{0.492+10J}}{2.2 + t^{\frac{2}{3} + \frac{0.16}{t^2}}} t$$

馬特寺氏公式內之未知數，僅比降 J 及平均水深 t 兩項，計算流速之時，可參觀第十三表。

(六)林伯氏公式 (W. Lindboe).

林伯氏計算流速之方法，分列兩表，（參觀第十四表及第十五表）第十四表內，可直接尋出流速之算式，計算之先，須考察比降之大小，以及河槽深度與寬度之比例，按表尋出算式，而求流速之數值，第十五表內，須先求係數 c ，代入流速公式內計算之，但林伯氏公式適用之範圍，限於下列之規定，宜加注意。

- | | |
|-------------------|---------------------------|
| 1. $b \geq 10,0m$ | 3. $\frac{t}{b} \leq 0,1$ |
| 2. $t \leq 14,0m$ | 4. $J \leq 0,005$ |

各家公式之總評：

(一)巴清氏公式 如糙率之等級，選擇準確，則依此公式求得之

值，最為精確。

(二) 葛達氏公式 如選擇 n 數值，甚為適當，則所得之結果，與應用巴清氏公式求得之數，大致無多差異。

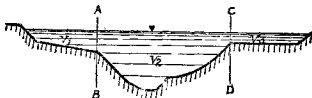
(三) 海司爾氏公式 對於天然河流，祇可作為約略估計之用。如比降 J 小於 $0,0005$ ，則求得之數，與應用巴清氏公式，並選擇第五等糙率所得之數，大致相同。

(四) 赫瑪克氏公式 算式簡明，且便實用，治河設計之初，宜採用之。

(五) 馬特寺氏公式 祇可用於天然河流，所得之數略大。

(六) 林伯氏公式 與赫瑪克氏公式所得之值相等。可先用赫瑪克氏公式計算後，再以林伯氏公式計算比較之。

以上各家之公式，祇適用於尋常河牀之狀態。如河牀為第三十三圖之形式，則計算流速，可劃分河牀為三部，分別求得 v_1, v_2, v_3 。總之，依據上項公式求得之流速，究難盡與實際符合，非無法直接測驗流速時，不可採用。如作為初步之估計，則甚妥善。



第三十三圖

河流之速率，除應用上項公式估計之外，並可實地測驗。測驗之方法，或用浮球浮桿等直接測驗得之，或用測管及各種測速器，因水力之衝動，間接測驗得之。茲分述如下：

- (一)浮球 (Oberflächenschwimmer) 浮球之構造，須求浸水部分不宜過大，而對於空氣之阻力，亦須極力減小。在河中流行之時，並須易於辨識 (參觀第三十四圖)。舉行測驗之時，須風平浪靜，先在兩橫斷面之間，規定河段之長度 l ，使浮球在該河段內流行，所需時間約為十五至三十秒。河段

第 三 十 四 圖

浮 球



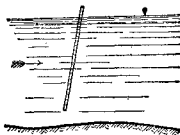
兩端 A B 各立一人，放置浮球入水，須在 A 端以上之河段內，浮球經過 A 端，由甲立即觀察時計，浮球經過 B 端，由乙用電鈴立即報告於甲，俾可確定浮球在 A B 河段內流行之時間 t ，由此可以求得流速 v ，但此項流速，乃水面之流速，而平均流速 V_m 應較此略小，可應用下式計算之。

$$v_0 = \frac{l}{t}$$

$$V_m = \frac{6}{7} v_0$$

(二)浮桿 (Schwimmstäbe) 浮桿或為木製，或為金屬管。其露出水面之部分，須有三十公分，俾易識別。桿之下端，不可與河牀接觸，並須繫以鐵塊，使桿豎立水中，不致上浮。祇以近河牀處之流速，較水面之流速略小，故浮桿放在水中，其下端恆略向上流傾斜（參觀第三十五圖）。測驗之時，因浮

第三十五圖
浮桿

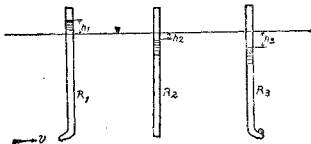


桿之下端，不可觸及河牀，是以浮桿之用途，係限於河牀平整之河流。而測得之速度，乃平均流速也。

(三)弼脫氏測管 (Pitotsche Röhre) 法人弼脫氏於1732年曾作試驗，先用兩端開口而下端彎曲之玻管，插入流水之中，並使下端彎曲之處迎向上流，則水從管中上昇之高度為 h_1 。如流水之速率，在玻管下端為 v ，則 v 數值之計算如下式：（參

第 三 十 六 圖

甲 乙 丙



畢脫氏測管

觀第三十六圖甲)

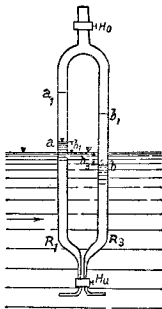
$$v^2 = 2gh_1$$

此項假定之公式，如係準確，則玻璃管下端水之分子，均應平行直立。但因玻璃管下端彎曲之故，水之分子，並非平行直立，則 v 之值，仍須乘以係數 m_1 。畢脫氏又用兩端開口之玻璃管，如第三十六圖乙，插入水中，則水在管中下降之高度為 h_2 。又使下端彎曲之玻璃管順向下流，如三十六圖丙，則在管中下降之高度為 h_3 。但 h_3 大於 h_2 ，由此可知 h_1, h_2, h_3 均與 v 之值不甚適合，各須乘以係數 m 如下式：

$$\frac{v^2}{2g} = m_1 h_1 = m_2 h_2 = m_3 h_3$$

係數 m 之值，與玻璃管之形狀及大小，均有關係。如由試驗規

定 m 之值，則 v 之值，可以依據上項公式計算之。但 h 之值，非常微小，計算所得之數，難期精密。於是法人達司氏(Darcy)乃改良弼脫氏之管，使合實用。其形狀如第三十七圖。 R_1R_3 兩管互相連接，安設活栓 H_0 及 H_u 以司啓閉。如將全管插入水中，放開活栓 H_u ，則水在 R_1 管上昇之高度爲 h_1 ，水在 R_3 管下降之高度爲 h_2 。然後將活栓 H_0 鎖閉，將活栓 H_u 開放，吸出空氣，則兩管之水上昇之高度爲 aa_1 等於



第三十七圖

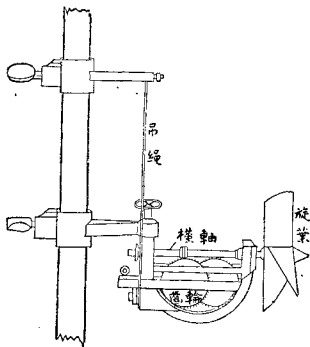
達司氏改良之測管

bb₁，可以立即讀出管上分割之尺寸，h 等於 h₁ 加 h₂ 如下式：

$$h = h_1 + h_2 = \frac{v^2}{2g} \left(\frac{1}{m_1} + \frac{1}{m_2} \right)$$

$$v = c\sqrt{2gh}$$

係數 c 之值，依據試驗結果，約為 1,012 至 1,37 平均為



第 三 十 八 圖

福特曼氏測速器

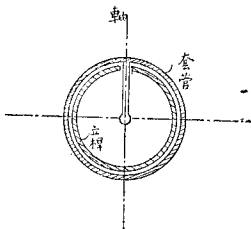
1,15. 應用此項測管所求得之速率，並非平均速率，且在大河水深之處，即不適用矣。

(四) 福特曼氏測速器 (Woltmannsche Flügel) 德人福特曼氏於1790年發明測速器，如第三十八圖。其主要部分為旋葉，及易於轉動之橫軸，因水之衝擊，旋葉轉動，橫軸亦隨之轉動，另有齒輪計算旋轉之數。齒輪之動作，可用吊繩開放或制止之，如在時間 t 內，旋轉之數為 n ，而每轉之數值 c ，須先試驗求得之，則所求之速率 v 如下式：

$$v = \frac{\text{長度}}{\text{時間}} = \frac{n \cdot c}{t}$$

此項測速器於每次觀察之時，須將全器抽出水面，殊不便利。且吊繩制止齒輪之動作，亦屬難以準確。是以新式測速器均用電氣計數器 (Elektrischer Tourenzähler)。可使齒輪之動作在岸上即可測驗云。

(五) 哈臘氏測速器 (A. Harlacher-Flügel) 哈臘氏測速器進步之點，為旋葉不能依立桿任意向左右轉動，其結構如第三十九圖。測驗之數，因此較為精密。測速器之桿，須豎立河中，因桿之長度有限，僅能適用於淺水之河。立桿之上有指針 d ，乃用以校正旋葉方向者也。又為便於攜帶起見，所有電氣計數器，如電線筒 a ，電鈴 c ，乾電池 b ，均裝設桿上，如第四十圖。哈臘氏測速器所測之速率，僅為河內一處



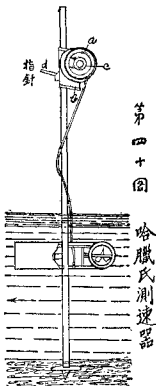
第三十九圖

哈臘氏測速器立桿之剖面

之流速，並非平均速率，故於測驗之時，須將旋葉之位置，時由河牀而上昇，時由水面而下降，使之往返移動，則測得之數為平均速率。氏乃改良測速器之結構，使旋葉之昇降，益為便利，如第四十一圖。

(六) 愛勃氏測速器 (Epper-Flügel) 愛勃氏測速器之桿，非立於河牀之上，乃懸於河中。其旋葉在懸桿之下端，且不能昇降，測驗之時，祇須懸桿位置之移動而已。其構造如第四十二圖。

(七) 浮翼式測速器 (Schwimmflügel) 大河水深超過十公尺以上之處，宜用浮翼式測速器，其構造如第四十三圖。旋葉之



第四十圖

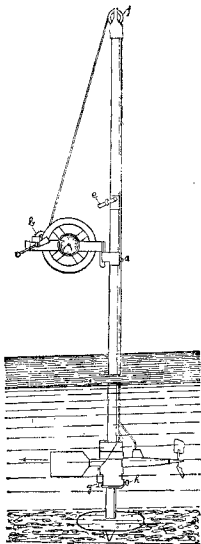
哈臘氏測速器

後爲舵尾 S。在 D 處繫纜，可以任意昇降。G 爲觸針，如觸及河牀立即感覺。全器約重十四公斤。

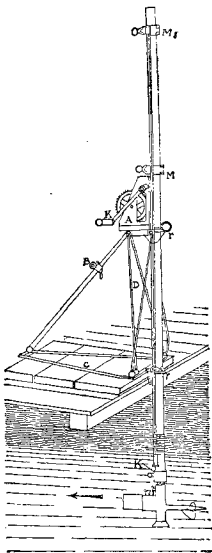
設測速之處，在橋墩之旁，最好採用拖拽式測速器。

(八)拖拽式測速器 (Schleppflügel) 旋葉安於浮體之下，另用纜繫之，使勿移動。浮體上之旗號，乃用以辨識其位置者。
 注。(參觀第四十四圖。)

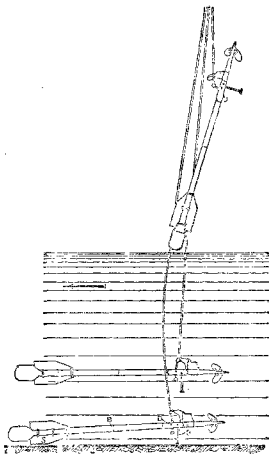
(九)電氣測速器 (Elektrische Log) 其結構與船舶測程器相



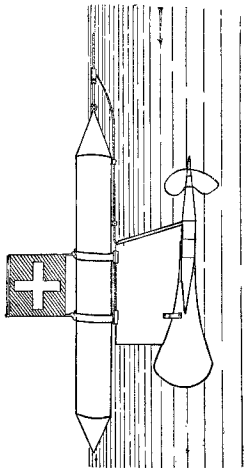
第四十一圖
哈臘氏改良之測速器



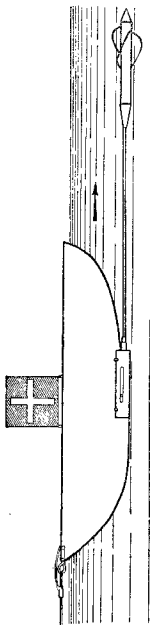
第四十二圖
愛勃氏測速器



第 四 十 三 圖
翼 式 測 速 器



第四十四圖
拖拽式測速器



第 四 十 五 圖

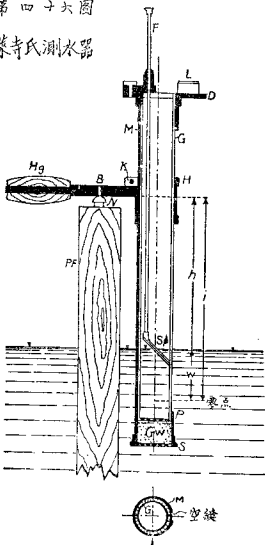
仿，主要部分爲浮體，測速機及旋葉，浮體係銅板所製，測速機形狀如管，圓徑約爲五公分，安於浮體之下，旋葉與測速機連以長管，拖拽在後，如第四十五圖，浮體可以用纜繫於橋墩，使勿移動，洪水期內，或河中有浮木及其他阻礙物者，宜採用之。

測驗流速，對於河工關係之重要，前已言之，測驗之處，須在平直河段之內，測驗之後，並須應用公式計算流速，互相印證，以期準確，是以測驗流速之際，同時須實測河流橫剖面，及水面之比降，因計算流速之公式內，三者均有連帶之關係也，尋常規定洪水量之時，以採用浮翼式測速器或測桿爲宜，次之可採用電氣測速器，如規定低水流量，以採用福特曼氏，哈臘氏，及愛勃氏三種測速器爲宜，惟用測速器測驗之流速，大都比較實際略小，而用測桿測得之流速，則較實際略大云。

第五節 比降

比降 (Wasserspiegelgefälle) 者水面之斜坡，或稱爲水坡，蓋天然河流之水面坡度，或因流量之變易，或因河牀形狀之不同，絕對不能成爲直線，吾人在水則上所測得之水位，僅爲該河段內水面之起點與終點而已，如須明瞭該河段內水面之詳細情狀，須於水位測量之外，另行測驗比降，又因治河工程之計算式內，多假定比降爲已知數，故此項比降測量，務須精確，但所謂精確者，亦非易於從事，因河牀稍有變更，其對於比降之變化，影響甚大也，況在同

第四十六圖
萊寺氏測水器



一橫断面之水面，亦非平直，是以測驗之時，如在窄狹河內，須靠兩岸測量，寬闊河內，除靠兩岸測量外，應在河心同時測量，而求其平均數值。測量之時，並須風平浪靜，方可準確。通常河心之水面，較為平穩，兩旁靠岸處之水面，盪漾最烈，如在大河之內，波浪起伏不平，須應用萊寺(W. Reitz)式之測水器 (Wasserstandmesser)。(參觀第四十六圖) 其主要部分為玻璃圓筒G，及金屬製之外罩M。罩上留出相當之直縫，俾便觀察。玻璃圓筒之下為篩孔板P，上有蓋板D。外罩之底，為篩孔板S。兩篩孔板之間，填以玻璃綿GW。外罩之外，包以有柄Hg之圓套H。外罩之高度，可任意支配，並以螺絲釘K旋緊之。玻璃圓筒上刻有尺寸，其精密至公厘為度。零點在筒底，從外罩之直縫，可以觀測之。又為顯明尺寸之分劃起見，用鏡子SP在筒內反照。鏡子有柄F，可以任意上下。圓套H上有指針B，用以表明測水器之位置。先在玻璃圓筒上直接讀出*i*之高度，同時利用鏡子SP讀出筒內之平均水面高度*w*，由此可以算出河流之水面，與木柱Pf上帽釘N頂點之距離*h*。列式如下：

$$h = i - w$$

測量時並須注意蓋板D上之水準L，務使測水器直立不偏，否則難期準確。木柱之地位，宜於近岸，並露出水面約十公分至十五公分。先將各木柱上帽釘頂點之高度 $N_1, N_2, N_3, \dots, N_n$ 等用水平儀校準。再測 w_1, w_2, \dots, w_n 與 i_1, i_2, \dots, i_n 之數值。由此可以求得河流水面之高度如下：

$$H_1 = N_1 - (i_1 - w_1)$$

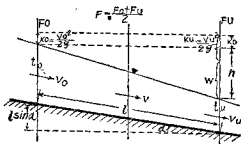
$$H_2 = N_2 - (i_2 - w_2)$$

.....

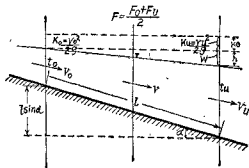
$$H_n = N_n - (i_n - w_n)$$

水面比降之測驗，以數差較微，難期準確，同時亦可應用計算之方法，繪製比降圖，互相印證，乃治河設計時必要之工作也。

凡計算流速之公式，乃假定河水為等速流動，但按諸實際，天然河流絕無等速流動之可能。蓋河流橫剖面之寬窄，比降之變易，河水之深淺，流量之多寡，隨時隨地均有變化，而四者之間，又均有相互之關係，是以天然之現象，固未可盡以單純之理論統括之也。今假定在河流 l 段內，其流動阻力 (Bewegungswiderstände) 為 W，比降為 h。如 w 小於 h (參觀第四十七圖)，則河水之流動為加速流動 (Beschleunigte Bewegung)。如 w 大於 h (參觀第四十八圖)，則河水之流動，為減速流動 (Verzögerte Bewegung)。所謂加速流



第 四 十 七 圖



第四十八圖

動者，乃水流之天然加速 g ，受阻力 w 之損失較小。所謂減速流動者，乃天然加速 g 不能超越阻力 w 也。按圖可得下式：

$$w = h + k_0 - k_u$$

$$h = t_0 + l \sin \alpha - t_u$$

$$k_0 = \frac{v_0^2}{2g} = \left(\frac{Q}{F_0} \right)^2 \frac{1}{2g}$$

$$k_u = \frac{v_u^2}{2g} = \left(\frac{Q}{F_u} \right)^2 \frac{1}{2g}$$

$$w = t_0 + l \sin \alpha - t_u + \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{F_0^2} - \frac{1}{F_u^2} \right)$$

$$= h + \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{F_0^2} - \frac{1}{F_u^2} \right) \dots \dots (1)$$

如河段 l 甚短，河面寬度 b 又無多差異，可以假定

$$F = \frac{F_0 + F_u}{2}$$

$$w = h$$

$$v = \frac{v_0 + v_u}{2} = c \sqrt{\frac{Fw}{bl}}$$

$$w = \frac{v^2}{c^2} l \frac{b}{F}$$

因
$$v^2 = \frac{Q^2}{F^2}$$

則
$$w = \frac{1}{c^2} \cdot \frac{Q^2}{F^3} bl \dots \dots \dots (2)$$

(1)(2)兩式相等則

$$h + \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{F_0^2} - \frac{1}{F_u^2} \right) = \frac{1}{c^2} \cdot \frac{Q^2}{F^3} bl$$

$$h = \frac{1}{c^2} \cdot \frac{Q^2}{F^3} bl + \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{F_u^2} - \frac{1}{F_0^2} \right)$$

如各河段互相連續，則比降 h 如下式：

$$h = Q^2 \Sigma \frac{bl}{c^2 F^3} + \frac{Q^2}{2g} \Sigma \left(\frac{1}{F_u^2} - \frac{1}{F_0^2} \right) \dots \dots \dots (3)$$

如河流為加速流動，則上式內之

$$\frac{1}{c^2} \cdot \frac{Q^2}{F^3} bl$$

乃用以抵補與等速流動相符之阻力，而

$$\frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{F_u^2} - \frac{1}{F_0^2} \right)$$

乃發生加速之主因也。是以加速流動之比降，較之等速流動為大，而減速流動之比降則較小云。

鐸開密 (Tolkmitt) 氏因(3)式內數目過小，不便計算，乃改為下列之公式：

$$\left(\frac{100}{Q} \right)^2 h = \Sigma \left[\left(\frac{100}{c} \right)^2 \frac{bl}{F^3} \right] + \frac{1}{19,62} \Sigma \left[\left(\frac{100}{F_u} \right)^2 - \left(\frac{100}{F_0} \right)^2 \right]$$

例題 設有河流一段，其長度為一公里，寬度 b 為一百公尺。河牀凸凹不平。水面相差之高度 h 為一公尺。各小段內之平均水深為 t ，橫剖面面積為 F ，各小段之長度為 l ，均詳見計算表內，試求該河段內之水面比降。

題解 應用上項公式詳細計算，參觀第十六表。由此可以推測流量如下：

(一) 因減速流動而生之內力損失，如毋庸顧及，則流量為 Q_1 。

$$\left(\frac{100}{Q_1} \right)^2 1,0 = 0,209 - 0,007 = 0,202$$

$$Q_1 = 222,5 \text{ m}^3$$

(二) 顧及因減速流動而生之內力損失，則流量為 Q_2 。

$$\left(\frac{100}{Q_2} \right)^2 1,0 = 0,209 + 0,033 = 0,242$$

$$Q_2 = 203,3 \text{ m}^3$$

Q_1 及 Q_2 二數，均非準確。 Q_1 較實際之流量 Q 為大， Q_2 則較小。但

$$(Q - Q_2) < (Q_1 - Q)$$

則各小分段之計算，仍以 Q_2 為標準，並假定各小段內為等速流動。如遇橫剖面面積減小之小分段內，即加速流動之處，水面坡度亦必加大。即係該小分段內，除因等速流動求得之比降外，須另加因加速流動而增之比降。各小段內因等速流動求得之比降如下：

$$h_1 = \left(\frac{203,3}{100} \right)^2 \cdot 0,032 = 0,132 \text{ m}$$

$$h_2 = \left(\frac{203,3}{100} \right)^2 \cdot 0,020 = 0,083 \text{ m}$$

$$h_3 = \dots\dots\dots = 0,128 \text{ m}$$

$$h_4 = \dots\dots\dots = 0,169 \text{ m}$$

$$h_5 = \dots\dots\dots = 0,087 \text{ m}$$

$$h_6 = \dots\dots\dots = 0,062 \text{ m}$$

$$h_7 = \dots\dots\dots = 0,062 \text{ m}$$

$$h_8 = \dots\dots\dots = 0,066 \text{ m}$$

$$h_9 = \dots\dots\dots = 0,045 \text{ m}$$

$$h_{10} = \dots\dots\dots \frac{= 0,029 \text{ m}}{\Sigma = 0,863 \text{ m}}$$

查該河段水面相差之高度為一公尺。除去 0,863 以外，仍差 0,137 公尺。此項差數，乃因加速流動而生之比降也。加速流動之小分段如下：

$$1,00 - 0,863 = 0,137 \text{ m}$$

$$\text{第二小分段} \quad h_2' = \left(\frac{203,3}{100} \right)^2 \cdot 0,015 = 0,062$$

$$\text{第四小分段} \quad h_4' = \left(\frac{203,3}{100} \right)^2 \cdot 0,011 = 0,046$$

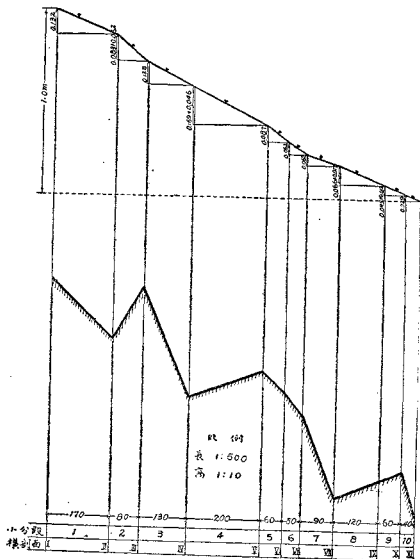
$$\text{第八小分段} \quad h_8' = \left(\frac{203,3}{100} \right)^2 \cdot 0,004 = 0,017$$

$$\text{第九小分段} \quad h_9' = \left(\frac{203,3}{100} \right)^2 \cdot 0,003 = 0,012$$

$$\Sigma = 0,137 \text{ m}$$

依據以上計算之結果，可以繪製該河段之縱剖面及水面比降，如第四十九圖。

若以全河而論，自泉源以至入海，上游多山，地勢高亢，河水比降最為陡峻。至中下游以次，地勢平衍，比降乃漸緩和。但亦有下流之比降，較陡於上流者。例如河流由寬趨狹，則狹處之流速，必大於寬處。蓋橫剖面雖有寬狹，如流量不變，流速勢必增加，則比降亦陡矣。又河道分而復合以後，其比降常陡。蓋歧流合併以後，橫剖面積，必不寬於歧流橫剖面積之和。設支流注入幹河，支流濁而幹河清，則支流所挾之沙，多沈澱於匯合處之下，而幹河之比降，在匯合處以下必增，匯合處以上必減。如支流清而幹河濁，則支流匯入幹河，可以助之攻沙。幹河之比降，在匯合處以下必減，匯合處以上必增。例如美之密西西比河 (Mississippi) 上游水清，及與多沙之米蘇里河 (Missouri) 合流以後，其比降乃增大。再與較清之



第四十九圖

鵝亥奧河 (Ohio) 合流以後，其比降乃減小，但大於鵝亥奧河固有之比降。茲表明如下：

密西西比河	較清	0,000091	0,000127
米藪里河	較濁	0,000178	
鵝亥奧河	較清	0,00004 - 0,00006	
密西西比河	較濁	0,00016	0,000079

至若比降之變化，視水位之高低亦有所差異。中水位低水位之比降，大都與河牀之坡度相似，水深之處比降較弱，水淺之處比降較強。但一遇洪水暴漲，水面之比降變陡，而與河牀之坡度，幾不相關，蓋低水隨河槽蜿蜒曲折，而洪水溢出河槽之外，取道較捷，在

$$J = \frac{h}{l}$$

公式中，流道之長度 l 縮短，比降 J 必增也。

河水比降之變化，除上述各種關係外，與河牀之地質，亦有相當之關係。蓋河牀之地質，堅鬆各異，其受水流之侵蝕，亦因之而殊。地質堅者侵蝕難，而水面之比降強，地質鬆者侵蝕易，而比降弱。據倫達爾 (Rundrall) 氏在印度考察之結果如下：

河牀完全為塊石者，其比降為

$$0,00275 - 0,00350$$

河牀爲堅壤，或與石相混者，或全爲黏土者，其比降爲

$$0,00095-0,00114$$

河牀爲粗沙泥礫者，其比降爲

$$0,00038-0,00057$$

河牀爲粗沙者，其比降爲

$$0,00020-0,00038$$

河牀爲細沙，而河岸易被沖刷者，其比降爲

$$0,000063-0,00019$$

河流水面，在普通比降之下，多爲順溜。有時亦生逆溜，其原因有三：(一)潮流自河口倒灌而入，溯流而上，至潮流之力與河溜之力相等之處乃止。而河口至潮流所達之點，其比降爲反向。(二)幹河盛漲必倒灌支流，則支流口以上若干距離內亦爲反向之比

河 段	平 均 比 降	備 註
廣格拉山至叙州	0,0071-0,00028	
叙州至重慶	0,00024	
重慶至宜昌	0,00020	
宜昌至岳州	0,000057	
岳州至漢口	0,000024	
漢口至九江	0,000026	
九江至蕪湖	0,00003	
蕪湖至吳淞	0,000011	
吳淞至蕪湖	負0,000005	最大高潮之倒灌

降。(三)河水遇有阻礙物，不能暢流，亦生短距離之逆溜云。

按我國揚子江全部之比降，上游較陡，中下游以次，乃漸和緩。茲略舉其梗概如上表。

我國黃河之比降，雖缺精密之測驗，估計全河長度，約為四千公里。上游約計一千六百公里，中游約計一千八百公里，下游始於孟津，至海口止，約計六百公里。上游多為崇山峻嶺，故水面比降頗不一致，平均約為 0,00175。中游之河寬，隨兩旁壁立之黃壤岸而變更，水面比降，平均約為 0,00082。下游水面比降，則因隄防之廣狹，與河流之分岔而異，平均約為 0,0002。

第六節 流量

流量(Abilussmenge)之測驗乃治河主要工作之一。惟測驗之方法，必先假定河流常能保持其平衡狀態(Beharrungszustand)，而無變化。測驗方法之最準確者，為量水法。但其應用之範圍，限於每秒二立方公尺以下之流量。設流量增至每秒十立方公尺，即須應用瀉水法及滾水法。但採用此項方法所用之公式，均因係數難以精密規定，故測驗之結果，亦非十分準確。如流量甚大，或河流之橫剖面甚廣，則測驗流量所必需之建築，費用過鉅，勢必應用流量公式 $Q = F \cdot v$ 計算之。公式內河流通積 F 及平均速率 v ，須先由測驗求得之。若速率 v 不能測驗得之，而河流之比降 J 為已知數，亦可應用計算流速之公式，先算出速率之數。若比降 J 亦難以確定，祇可參酌該河流域內之雨量，用以估計流量。茲將各種測驗及計算之方

法，分述之於後：

(一)量水法(Eichung) 量水之筒，或為木質，或為鐵質，其容量須預先規定，然後引水流入，至相當之容量時，即行停止，同時觀察流水之時間為 t 秒，假定筒內水之高度為 h 公厘，筒之容量為每一公厘之高度，合水量 q 立方公尺，則每秒之流量計算如下式：

$$Q = \frac{qh}{t} \quad (\text{以立方公尺計})$$

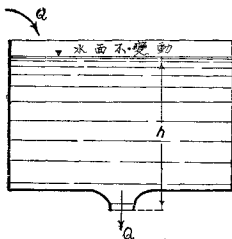
(二)瀉水法(Abflusmessung)

(甲)由平底之洞口瀉水者(參觀第五十圖)，假定引水流入筒內，其水量每秒鐘為 Q 立方公尺，由筒底之洞口流出之水量，每秒亦為 Q 立方公尺，洞口之面積為 f 平方公尺，洞口以上，水之壓力高度常為 h 公尺，筒之面積為 F 平方公尺，洞口水流之速率，每秒為 v 公尺，則每秒鐘流出之水量，其重量為 $Q \cdot \gamma$ ，而水量 Q 下降之高度為 h ，其工作應為 $Q \cdot \gamma \cdot h$ ，又水量 Q 流出洞口，其所含蓄之工作力

(Mechanische Arbeit)應為 $\frac{v^2}{2g} \cdot Q \cdot \gamma$

故 $Q \gamma h = \frac{v^2}{2g} \cdot Q \gamma$

第 五 十 圖



$$h = \frac{v^2}{2g}$$

$$v = \sqrt{2gh} \dots\dots\dots (1)$$

又引入之水，其原有之速率爲 c ，則水之工作除 $Q \cdot \gamma \cdot h$ 以外，仍須增加與引入水之速率高度 $h_1 = \frac{c^2}{2g}$ 相當的工作 $\frac{c^2}{2g} Q \gamma$ 。

故
$$(h + h_1) Q \gamma = \frac{v^2}{2g} Q \gamma$$

$$h+h_1=\frac{v^2}{2g}$$

$$v=\sqrt{2g(h+h_1)}=\sqrt{2gh+c^2}\dots\dots\dots (2)$$

又因 $F \cdot c = f \cdot v$

$$c = \frac{f}{F} \cdot v$$

則(2)式可成爲

$$h = \frac{v^2}{2g} - \left(\frac{f}{F}\right)^2 \frac{v^2}{2g} = \left[1 - \left(\frac{f}{F}\right)^2\right] \frac{v^2}{2g}$$

$$v = \sqrt{\frac{2gh}{1 - \left(\frac{f}{F}\right)^2}}$$

$$f = \frac{F}{\sqrt{1 + \frac{2gh}{c^2}}}\dots\dots\dots (3)$$

觀察(3)式，推知 c 非負數，則 f 恆小於 F 。但洞口流出之水，其速率 v_1 因洞口阻力之關係，恆小於上述之速率 v 。假定 ϕ 爲係數，則

$$v_1 = \phi v = \phi \sqrt{2gh}$$

於是求得流量 Q 如下式：

$$Q = f \cdot v_1 = \phi f \cdot v$$

$$\boxed{Q = \phi f \sqrt{2gh}} \dots\dots\dots (4)$$

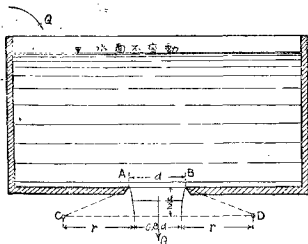
據魏司博 (Weisbach) 氏之試驗，如洞口之邊緣圓滑，則水壓高度

$$h = 0,02 \text{ 至 } 1,03 \text{ m}$$

$$\phi = 0,959 \text{ 至 } 0,994$$

設洞口之邊緣尖銳，如第五十一圖，則流出之水量較為減少。蓋水之分子擠出尖口後，水線之腰圍立即縮小也。據測驗之結果，洞

第 五 十 一 圖



口之廣如為 d ，則距離洞口 $\frac{d}{2}$ 處，其水線之圓徑，較之洞口圓徑約

小二成，即為 $0,8d$ 。如 f_1 為水線之面積，其速率為 v_1 ， f 為洞口之

面積，其速率爲 v ，則

$$f_1 = (0,8)^2 f = 0,64f$$

假定
$$a = \frac{f_1}{f} = 0,64$$

並由試驗求得 $v_1 \approx 0,97v$ 命 $\phi = 0,97$

則流量之數值如下式：

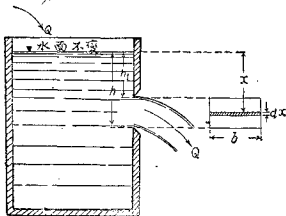
$$Q_1 = f_1 v_1 = a f \cdot \phi v$$

命
$$\mu = a \cdot \phi$$

則
$$Q_1 = \mu f \cdot v = \mu f \sqrt{2gh}$$

(乙) 由旁邊之洞口瀉水者 水由平底之洞口流出者，其所受之壓力一律平均。如水從旁邊之洞口流出，如第五十二圖，則甲項之公式，僅適用於極微小之面積 df ，其相當之

第五十二圖



流量 dQ ，計算如下式：

$$dQ = \phi df \sqrt{2gx} = \phi b \sqrt{2g} \sqrt{x} \cdot dx$$

由是求得全部之流量 Q 如下：

$$Q = \phi b \sqrt{2g} \int_{h_1}^h \sqrt{x} dx$$

$$Q = \frac{2}{3} \phi b \sqrt{2g} (h^{\frac{3}{2}} - h_1^{\frac{3}{2}}) \dots\dots\dots (5)$$

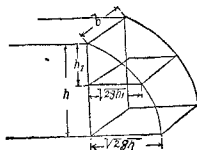
如 h_1 等於零，即成爲滾水，其算式如下：

$$Q = \frac{2}{3} \phi b \sqrt{2g} \cdot h^{\frac{3}{2}}$$

$$Q = \frac{2}{3} \phi b h \sqrt{2gh} \dots\dots\dots (6)$$

實際上洞口速率之比例，如第五十三圖，曲線爲拋物線，則

第 五 十 三 圖



$$\frac{h}{h_1} = \frac{(\sqrt{2gh})^2}{(\sqrt{2gh_1})^2}$$

由是求得流量為

$$Q = \frac{2}{3} \phi b h \sqrt{2gh} - \frac{2}{3} \phi b h_1 \sqrt{2gh_1}$$

假定流入之水，其速率為 c ，則與 c 相當之速率高度為 k ，

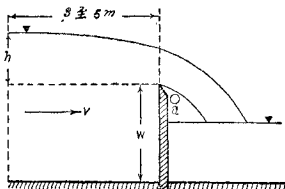
$$k = \frac{c^2}{2g}$$

則流量公式應改為：

$$Q = \frac{2}{3} \phi b \sqrt{2g} \left[(h+k)^{\frac{3}{2}} - (h_1+k)^{\frac{3}{2}} \right] \dots\dots\dots (7)$$

如 h_1 等於零，即為滾水，其流量公式應改為：

$$Q = \frac{2}{3} \phi b \sqrt{2g} \left[(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}} \right] \dots\dots\dots (8)$$



第 五 十 四 圖

(三)滾水法 (Überfalle) 測驗流量，以滾水法最為適宜。滾水堰下方之水面，在堰邊之下，而堰之邊口在水之上方，須削尖如第五十四圖。

水之壓力高度 h ，須距堰口三至五公尺處測量之。堰口與流水之空間 a ，須使空氣流通，否則測驗不能準確。茲分兩種測法，述之於下：

(甲)全部滾水而無邊堰者 (參觀第五十四圖)。滾水堰之長為 b ，即等於水槽之寬度。由是可依照(8)式求得流量如下：

$$Q = \frac{2}{3} \phi b \sqrt{2g} \left[(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}} \right]$$

$$k = \frac{v^2}{2g}, \quad v = \frac{Q}{b(h+w)}$$

$$(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}} = h^{\frac{3}{2}} \left[\left(1 + \frac{k}{h}\right)^{\frac{3}{2}} - \left(\frac{k}{h}\right)^{\frac{3}{2}} \right]$$

因 $\left(\frac{k}{h}\right)^{\frac{3}{2}}$ 之數值甚微，故上式右邊括弧內之數化出後，除去微小之數外，成為下式：

$$\left(1 + \frac{k}{h}\right)^{\frac{3}{2}} = 1 + \frac{3}{2} \cdot \frac{k}{h}$$

茲為符合實際情形起見，上式末列之數，仍須乘以係數 α 。故流量之算式為：

$$Q = \frac{2}{3} \phi b h \sqrt{2gh} \left[1 + \frac{3}{2} \alpha \frac{k}{h} \right]$$

$$\text{假定 } \frac{2}{3} \phi \left[1 + \frac{3}{2} \alpha \frac{k}{h} \right] = \frac{2}{3} \phi \left[1 + \frac{3}{2} \alpha \frac{v^2}{2gh} \right] = m$$

$$\text{則 } \boxed{Q = mbh\sqrt{2gh}} \dots\dots\dots(9)$$

巴清 (Bazin) 氏爲計算便利起見，改正公式如下：

$$v = \frac{Q}{b(h+w)} = \frac{mbh\sqrt{2gh}}{b(h+w)} = \frac{mh\sqrt{2gh}}{h+w}$$

$$\frac{v^2}{2gh} = m^2 \left(\frac{h}{h+w} \right)^2$$

$$\text{假定 } K = \frac{3}{2} \alpha m^2$$

$$m = \frac{2}{3} \phi \left[1 + K \left(\frac{h}{h+w} \right)^2 \right] \dots\dots\dots(10)$$

據巴清氏之試驗 α 與 K 之數，約如下式：

$$\alpha = \frac{5}{3}$$

$$K = 0,55$$

是以流量之公式，可以訂正如下：

$$\boxed{Q = \frac{2}{3} \phi \left[1 + 0,55 \left(\frac{h}{h+w} \right)^2 \right] bh\sqrt{2gh}} \dots\dots\dots(11)$$

巴清氏並依據試驗及計算之結果，製表以便應用，參觀第十七表。

觀察 m 數值表，如 h 增加，則 $\frac{2}{3}\phi$ 逐漸減小，於是巴清氏規定，

如 $h > 0,10$ 公尺

$$\frac{2}{3}\phi = 0,405 + \frac{0,003}{h}$$

如 $0,10 < h < 0,30$ 公尺

則 $\frac{2}{3}\phi$ 可假定不變，而 $K = 0,5$ ，其結果之錯誤，至多僅為百分之三。故 m 可簡之如下式：

$$m = 0,425 + 0,212 \left(\frac{h}{h+w} \right)^2$$

巴清氏公式乃成爲(12)式，甚合實用。

$$Q = \left[0,405 + \frac{0,003}{h} \right] \left[1 + 0,55 \left(\frac{h}{h+w} \right)^2 \right] bh \sqrt{2gh}$$

$$Q = \left[0,425 + 0,212 \left(\frac{h}{h+w} \right)^2 \right] bh \sqrt{2gh} \dots\dots(12)$$

又劉伯 (Th. Rehbock) 氏依據精密之試驗，成立流量公式如下：

$$Q = \frac{2}{3} \left(0,605 + \frac{1}{105,6h} - 3 + 0,08 \frac{h}{w} \right) bh \sqrt{2gh} \dots\dots(13)$$

假定流量之測驗，毋庸十分精密，而此項滾水堰直接在小河內建築，河流之速率，又非甚大，則流量公式可簡略如下：

$$\text{如} \quad \frac{h}{h+w} \approx \frac{1}{15}$$

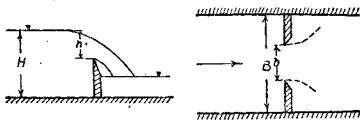
$$\text{則} \quad Q = \frac{2}{3} \phi b h \sqrt{2gh}$$

$$\frac{2}{3} \phi \approx 0,41$$

$$Q = 1,82bh\sqrt{h} \dots\dots\dots(14)$$

(乙)全部溢水而有邊堰者(參觀第五十五圖 a, b) 水槽之

第五十五圖 a
第五十五圖 b



寬度為B。溢水堰之長度為b。速率高度為h，須在距離堰口五公尺以上測量之。依據費司(Frese)氏之試驗，

$$\text{如} \quad 0,1 \leq h \leq 0,6 \text{ 公尺}$$

$$b_{\max} = 5,5 \text{ 公尺}$$

則

$$Q = \frac{2}{3} \phi b h \sqrt{2gh}$$

$$\phi = m \cdot n$$

$$m = 0,5755 + \frac{0,017}{h+0,18} - \frac{0,075}{b+1,2}$$

$$n = 1 + \left[0,25 \left(\frac{b}{B} \right)^2 + 1 \right] \left(\frac{h}{H} \right)^2$$

$$l = 0,025 + \frac{0,0375}{\left(\frac{h}{H} \right)^2 + 0,02}$$

.....(15)

m 及 n 之數值可依第十八表及第十九表計算之。

金采 (Kinzer) 氏曾在下列條件之下，試驗之結果如次：

$$B = 1,377 \text{ 公尺}$$

$$0,2 < b < 1,0 \text{ 公尺}$$

$$0,044 < h < 0,246 \text{ 公尺}$$

$$0,012 < v < 0,237$$

$$Q = \frac{2}{3} \phi b h \sqrt{2gh}$$

$$\frac{2}{3} \phi = 0,4342 + 0,009 \frac{b}{B} - 0,0777 \frac{h}{H}$$

故

$$Q = 1,8bh\sqrt{h} \text{(16)}$$

第 + 八 表
III 數 值 表

h (公尺)	b (公尺)											
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.25	1.50
0.1	0.5785	0.5826	0.5862	0.5893	0.5921	0.5945	0.5967	0.5987	0.6005	0.6021	0.6056	0.6089
0.2	625	666	702	733	761	785	807	827	845	861	886	924
0.3	532	573	609	640	668	692	714	734	752	768	803	831
0.4	471	512	548	579	607	631	653	673	691	707	742	770
0.5	428	469	505	536	564	588	610	630	648	664	699	727
0.6	396	437	473	504	532	556	578	598	616	632	667	695

III 數 值 表 第十八表續

h (公尺)	b (公尺)											
	1.75	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0
0.1	0.6108	0.6128	0.6159	0.6183	0.6202	0.6218	0.6230	0.6244	0.6250	0.6258	0.6265	0.6271
0.2	5848	5968	5999	6023	6042	6058	6070	6081	6090	6098	6105	6111
0.3	855	875	906	930	949	965	977	988	997	6005	6012	6018
0.4	794	814	845	869	888	904	916	927	936	5944	5951	5957
0.5	751	771	802	826	845	861	873	884	893	901	908	914
0.6	719	739	770	794	813	829	841	852	861	869	876	882

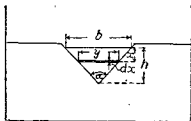
(丙)全部淡水堰口為V狀者(參觀第五十六圖)。流量較小之處,最為適用。假定每秒鐘經過小面積 $y \cdot dx$ 流出之水量為

$$dQ = \phi y dx \sqrt{2gx}$$

$$Q = \phi \sqrt{2g} \int_0^h y \sqrt{x} dx$$

$$y = \frac{b}{h}(h-x)$$

第五十六圖



$$\begin{aligned}
 Q &= \phi \frac{b}{h} \sqrt{2g} \int_0^h (h-x) \sqrt{x} dx \\
 &= \phi \frac{b}{h} \sqrt{2g} \left[h \cdot \frac{2}{3} h^{\frac{3}{2}} - \frac{2}{5} h^{\frac{5}{2}} \right] \\
 &= \frac{4}{15} \phi b h \sqrt{2gh}
 \end{aligned}$$

如 $\alpha = 90^\circ$, $b = 2h$, $\sqrt{2g} = 4.43$

$$\begin{aligned}
 \text{則 } Q &= \frac{4}{15} \phi \cdot 2 \cdot 4.43 h^2 \sqrt{h} \\
 &= 2.36 \phi h^2 \sqrt{h}
 \end{aligned}$$

湯姆森 (Jas. Thompson) 氏依據試驗，求得

$$2.36 \phi = 0.305 \quad (\text{流量以每分鐘立方英尺計})$$

則流量公式如下，式內 h 以公分計，流量以每秒若干立方公分

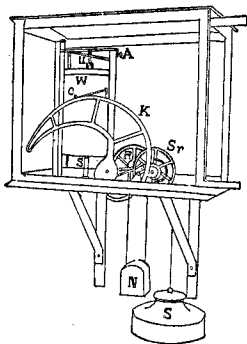
計。

$$Q = 0,014h^2\sqrt{h} \dots\dots\dots(17)$$

以上瀉水滾水兩法，祇可用於流量較小之處，且建築測驗用之木堰，應使全部流量經過堰口，勿任其從堰底或岸旁洩出，如須長

第 五 十 七 圖

自 動 測 驗 流 量 器

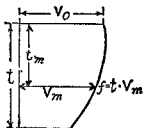


期測驗者，可採用自動測驗流量器 (Selbsttätige Wassermengemesser)，非特水位與流量可以同時表明，即在測驗期內之全部瀉水量 (Abgeflossene Wassermenge)，亦可依其面積計算得之。其結構如第五十七圖，S 為浮鍾，N 為反重，S₁ 為測輪，K 為弧輪，W 為紙筒，C 為墨針。浮鍾隨水位之高低而昇降，其動作傳於弧輪，弧輪之結構，乃將水位之高低化為相當之流量。經墨針記錄於紙筒，紙筒並能自動旋轉云。

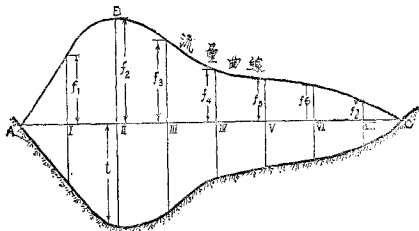
(四) 應用流量公式 $Q = F \cdot v$ 計算流量法

(甲) 測驗速率計算流量 假設河流寬度為 AC，先劃分 I, II, III…… 等點，各依其直立之方向，實測縱速率，繪製縱速率圖 (Vertikalgeschwindigkeitskurven)。 (參觀第五十八圖) 再用測積器 (Planimeter)，求其面積 f ，依次從水面 AC 畫出，如第五十九圖。連接各頂點，成為流量曲線 (Wassermengenkurve)。如是則 ABC 之面積，即等

第五十八圖



第 五 十 九 圖



於流量，假定第五十九圖河面寬度之比例為 1 比 m ，縱速率面積 f 之比例為 1 比 n ，則 ABC 面積之單位為：

$$\frac{1}{m} \cdot \frac{1}{n} \text{ 平方公尺} = 1,0 \text{ 立方公尺}$$

如用測稽器測得 ABC 之面積為 a 平方公尺，即可求得每秒鐘之流量 Q 如下式：

$$Q = m \cdot n \cdot a \text{ 立方公尺}$$

(乙) 應用流速公式 $v = c\sqrt{tJ}$ 計算流量

如河流之速率，無法測驗，則計算流量之公式 $Q = F \cdot v$

內，先應用流速公式，求得平均速率 v 如下：

$$v = c\sqrt{tJ}$$

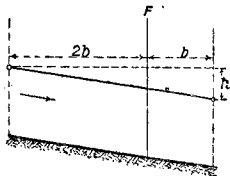
而流速公式內之平均水深，及水面比降，須實地測驗得之。尤以比降之測驗，須力求準確，因比降之數值與流速之數值，有重大之關係也。按照薛達克(Siedek)氏之試驗，規定測驗之長度至少為河流寬度之三倍。即

$$J = \frac{h}{3b}$$

式內 b 為河流之寬度，參觀第六十圖，如 $b < 10$ 公尺，則測驗之長度以三十公尺為標準。即

$$J = \frac{h}{30 \text{ 公尺}}$$

第 六 十 圖

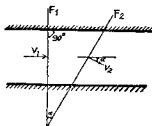


若設計之初，測驗流速比降及剖面之工作，尙未舉辦，可以應用流域內之雨量，估計流量，或由水位而計算流量。茲於下節分別詳論雨量與流量之關係，及水位與流量之關係，對於治河之初步設計，最爲適用。

第七節 雨量與流量之關係

世界河流，其流域之內，地勢有高低之差，地質有堅鬆之別，樹林有疎密之分，各有特殊情形。是以估計河流之流量，不能與該流域內全部之雨量完全相等。如流域之內，地勢陡峻，地質堅固，不易滲水，或森林稀少，而河流又較短者，則雨水之損失較少，即流入河內之水量較大。反是則雨水之損失較大，即流入河內之水量較少。而流量之計算，須指定河流之某處，於每一秒鐘內，求其流過之水量，亦即該處之河流橫剖面，與成直角之水流速率相乘之積也。例如第六十一圖， F_1 爲橫剖面之面積， v_1 爲該處每秒鐘水流之速率，則該處之流量爲

第 六 十 一 圖



$$Q_1 = F_1 \cdot v_1$$

又如橫剖面 F_2 之流量為

$$Q_2 = F_2 \cdot v_2$$

因

$$F_2 = \frac{F_1}{\cos \alpha}$$

$$v_2 = v_1 \cos \alpha$$

故

$$Q_2 = \frac{F_1}{\cos \alpha} \cdot v_1 \cos \alpha = F_1 v_1 = Q_1$$

依照上式，可知同一河段之內，如無支流之瀉入，則流量均應相等也。惟此項流量之估計，如尚未實地測驗，須先就雨量圖，求其約數。結果雖欠精確，但於設計之初，約略估計，殊為簡捷也。

第六十二圖



假設在某河 AB 處（參觀第六十二圖），

F 為流域之面積，以平方公尺 (m^2) 計。

Q 為該處每年之平均流量，以立方公尺 (m^3) 計。

H 為流域內，每年之平均雨量高度，以公尺 (m) 計。

h 為每年平均流量之高度，以公尺 (m) 計。

z 爲每年雨量損失之高度，以公尺(m)計。

a 爲流量之成數。

如是則
$$h = \frac{Q}{F}$$

$$z = H - h; \quad a = \frac{h}{H}$$

例題：假設 $F = 25000 \text{ km}^2$

$$Q = 1.0 \text{ km}^3$$

$$H = 1.0 \text{ m}$$

則
$$h = \frac{Q}{F} = 0.4 \text{ m}$$

$$a = \frac{h}{H} = 0.4 = 40\%$$

依據費奇 (Richard Fritzsche) 氏之調查，世界各大河流之流量與雨量之關係，如第二十表。可知世界各大河流，其流域內之雨量，除去蒸發滲漏等損失外，實際瀉入河流者，平均約占百分之三十。是以估計河流之流量，可應用此百分比例，從流域內之雨量求得之。

又據德國開勒 (H. Keller) 氏之試驗，就每年平均之雨量高度，求得流量之成數，如第二十一表。依據此表，酌量流域內之情形，可以約估該河流每年之平均流量。因每年計有三千一百五十四萬秒，更可應用下列算式，化爲每秒鐘之平均流量，以立方公尺計之。

$$Q_m = \frac{\sum(h \cdot f)}{31,54} \text{ 立方公尺/秒 (m}^3/\text{sek)}$$

設每年平均流量之高度 h 以公尺計，流域內之各小部分面積 f 以平方公里計， H 為流域內每年之平均雨量高度，亦以公尺計， a 為流量成數，則 $h = aH$ 。

$$Q_m = \sum \left(\frac{aHf}{31,54} \right) \text{ m}^3/\text{sek}$$

例題：假定某河之流域，總面積為 F ，其各部支流之流域面積為 f ，依照第二十一表計算如下：

$$F = 71000 \text{ km}^2$$

流域面積	$f = 4000$	5000	7000	12000	18000	25000	km^2
每年平均雨量高度 $H = 0,90$	0,85	0,80	0,75	0,70	0,65	m	
流量成數	$a = 50$	45	43	40	38	32	%

如是則該河每秒鐘之流量（每年平均數）為：

$$\begin{aligned} Q &= \frac{1}{31,54} (0,5 \cdot 0,9 \cdot 4000 + 0,45 \cdot 0,85 \cdot 5000 \\ &\quad + 0,43 \cdot 0,80 \cdot 7000 + 0,40 \cdot 0,75 \cdot 12000 \\ &\quad + 0,38 \cdot 0,70 \cdot 18000 + 0,32 \cdot 0,65 \cdot 25000) \\ &= 625 \text{ m}^3/\text{sek} \end{aligned}$$

其他關於估計流量之公式，為數甚多，但均非十分準確。苟設計之時，對於河流尚無充分之測驗，不妨利用此項公式作初步之估計。

流量估計表 (以每一海克或每秒若干立方公分計)

第二十二表

河流長度	流域內之情形								備 考
	多山之地		山 地		平 地		地		
	樹林少	樹林多	樹林少	樹林多	樹林少	樹林多	樹林少	樹林多	
≤ 1Km	60*	40	66	33	40	35	40	20	如 在 崇 山 峻 嶺 之 區 應 再 加 百 分 之 二 十 五
" 2Km	70*	35	58	29	35	35	35	18	
" 4Km	60	30	45	23	30	30	30	15	
" 8Km	40	20	30	15	20	20	20	10	
" 12Km	30	15	23	12	15	15	15	8	
" 16Km	20	10	15	8	10	10	10	5	
> 16Km	10	5	8	4	5	5	5	3	

(甲)如流域不甚遼闊，則估計流量，可應用第二十二表之數量，既頗簡捷，亦甚適用。其數字之表明，為每一海克忒（即一萬平方公尺）之流域面積，最大之流量為每秒鐘若干立特（一立特為一立方公尺）

例題：設有山流，其長度為四公里，流域面積為五平方公里，即等於五百海克忒。流域之內，已半數植林，應求其最大流量 Q_{max} 依照第二十二表計算之：

$$Q_{max} = 500 \cdot \frac{60+30}{2} = 22500 = 22,5 \text{ m}^3/\text{sek}$$

即每秒鐘之最大流量為22,5立方公尺。

(乙)胡伯(Huber)氏估計流量法，依據試驗，假定流域之面積如第二十三表內第一行所示，則每一平方公里之流域面積內，其每秒鐘之最大流量如第二行第三行所示。

胡伯氏估計流量表 第二十三表

流域面積 Km ²	洪期 水之 流量 m ³ /秒	非洪期 常水之 流量 m ³ /秒
200	2,000	—
300	1,250	2,000
400	0,900	1,600
500	0,700	1,150
1000	0,350	0,530
2000	0,215	0,370
3000	0,160	0,320
4000	0,140	0,285
5000	0,125	0,250
10000	0,100	0,210
15000	0,090	0,195
20000	0,087	0,180
25000	0,085	0,170
30000	0,080	0,160

荷夫曼氏流量估計表

第二十四表

河流長度 Km	Π_1	森林面積	Π_2
0—2	1.0	全未植林	1.0
3	0.9	流域內森林面積佔 $\frac{1}{4}$	0.9
4	0.83	“ “ “ “ “ “ $\frac{1}{2}$	0.8
5	0.75	“ “ “ “ “ “ $\frac{3}{4}$	0.7
6	0.68	“ “ “ “ “ “ $\frac{1}{2}$	0.6
7	0.63	“ “ “ “ “ “	
8	0.58		
9	0.53		
10	0.50		
流域內之地勢	Π_3	地質滲漏情形	Π_4
多山, 陡峻	1.0	全不滲漏	1.0
多山	0.95	“ “ 極微	0.9
山不甚多	0.90	“ “ 不多	0.8
半為平野, 半為山地	0.85	“ “ 極多	0.7
平野	0.80		

(丙) 克雷尼 (Kresnik) 氏估計流量公式

$$Q_{\max} = \alpha \frac{3.2}{0.5 + \sqrt{F}} \text{ 秒/立方公尺/平方公里 (sek/m}^3\text{/km}^2\text{)}$$

式內 F 為流域之面積，以平方公里計， Q_{\max} 為每一平方公里之流域面積內，其每秒鐘之流量為若干立方公尺， α 為係數，尋常 $\alpha=1$ ，如流域內有特殊情形，水量不能暢瀉，則 $\alpha=0.6$ 。

或流域面積在五百平方公里以下， $\alpha=1$ ，流域面積在五萬平方公里以上 $\alpha=0.6$ 。

(丁) 荷夫曼 (A. Hofmann) 氏估計流量公式

(1) 流域面積如在三百平方公里以下，其估計流量之公式如下：

$$Q_{\max} = m \frac{F}{\sqrt[3]{1+F}} \left(1 - 0.4 \frac{F_w}{F} \right) \text{ m}^3\text{/sek}$$

(2) 流域面積在三百平方公里以上，(高山區域除外) 其估計流量公式如下：

$$Q_{\max} = 3 \cdot F^{0.71}$$

式內各種符號之解釋如下。

Q_{\max} 為每秒鐘最大之流量，以立方公尺計。

F 為流域面積，以平方公里計。

F_w 為流域內之森林面積，以平方公里計。

m 為係數與流域內地面之坡度有關。

假定河流長度三分之二之中下游部分內，其坡度為：

$$\left. \begin{array}{l} > 2 \% \\ 2 - 0,5 \% \\ < 0,5 \% \end{array} \right\} \text{則係數 } m = \begin{cases} 4,50 \\ 3,75 \\ 3,00 \end{cases}$$

(3) 按照流域內河流之長度，森林之多寡，地勢之峻坦，地質滲漏之狀況，規定每一平方公里內，每秒鐘之最大流量如下：

$$Q_{\max} = 4,2 \cdot n_1 \cdot n_2 \cdot n_3 \cdot n_4 \quad \text{m}^3/\text{km}^2/\text{sek}$$

式內 n 之數值，依照第二十四表計算之。

由是觀之，流量之估計，如依據雨量，或地形，終難準確。上項公式，祇可用於設計之初，作為約估則可。實行治河之前，仍宜實地測驗，並加以長時期之觀察，始可求得較為精確之流量，為治河計劃之基礎云。

第八節 水位與流量之關係

水位之測驗，前已述之。其經過水位測站，每秒鐘之流量 Q ，與其相當之水位高度 h ，可用下法表明其關係。先以水位高度 h_1, h_2, h_3, \dots 繪入縱坐標，同時測得之相當流量 Q_1, Q_2, Q_3, \dots 繪入橫坐標內，連接 P_1, P_2, P_3, \dots 各點，成為流量曲線 Wassermengenlinie (參觀第六十三圖) 由此求得流量與水位之關係如下式：

$$Q = a + bh + ch^2 + dh^3 + \dots$$

或 $Q = \phi(h)$

依據上式可以表明流量曲線。式內四個未知數 a, d, c, b ,

之確定，須測驗流量四次，成立下列四式：

$$Q_1 = a + bh_1 + ch_1^2 + dh_1^3$$

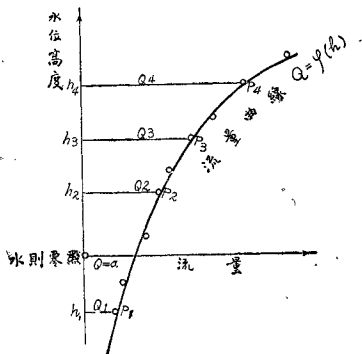
$$Q_2 = a + bh_2 + ch_2^2 + dh_2^3$$

$$Q_3 = a + bh_3 + ch_3^2 + dh_3^3$$

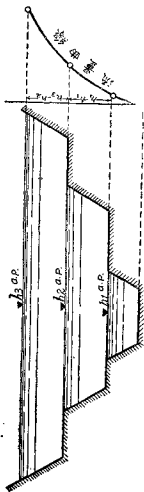
$$Q_4 = a + bh_4 + ch_4^2 + dh_4^3$$

但未知數 d 甚為微小，故 dh^3 一列，可以刪去。而流量曲線之算

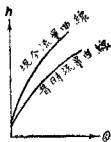
第六十三圖



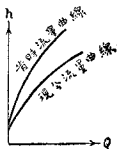
第 六 十 四 圖



第 六 十 五 圖



第 六 十 六 圖



式可簡之如下：

$$Q = a + bh + ch^2$$

此項流量曲線之形態，欲求其平整有律，須河流之橫剖面甚為整齊。否則流量曲線必有曲折，其折點即在河牀曲折之處。（參觀第六十四圖）。蓋水位上昇，隨河牀之曲折，而橫剖面之面積乃因之變易，流量亦必隨之而生差異。如在同一水位測站，其流量曲線今昔不同者，可繪入同坐標內，互相比較，俾可觀察其差異。（參觀第六十五圖及第六十六圖）現今流量曲線在昔時之曲線上者，即水位較昔昇高之表示，反是即水位較昔降落也。是以河流之流量，除直接測驗以外，可用簡易之方法，由水位計算之。此項計算，須假定河流橫剖面之形態，十分平整。當水位增漲之時，水面比降，亦無變化。由是可以成立下列各式：

（一）假定橫剖面為直方形，如第六十七圖。寬度為 b ，水深為 t ，增漲之水深為 z ，則與水位高度 t 及 $t+z$ 相當之流量為 Q_1 與 Q_2 列式如下：

$$Q_1 = F_1 v_1 = bt \cdot c_1 \sqrt{tJ} = b \cdot c_1 t^{\frac{3}{2}} \sqrt{J}$$

$$Q_2 = F_2 v_2 = b c_2 (t+z)^{\frac{3}{2}} \sqrt{J}$$

（二）假定橫剖面為拋物線形，如第六十八圖。則

$$Q_1 = F_1 v_1 = \frac{2}{3} b_1 a c_1 \sqrt{\frac{2}{3} a J}$$

$$Q_2 = F_2 v_2 = \frac{2}{3} b_2 (a+z) c_2 \sqrt{\frac{2}{3} (a+z) J}$$



第 六 十 七 圖



第 六 十 八 圖

假定

$$P = \frac{b_1^2}{4a}$$

則

$$F_1 = \frac{2}{3} b_1 a = \frac{4}{3} \sqrt{Pa^3}$$

$$F_2 = \frac{2}{3} b_2 (a+z) = \frac{4}{3} \sqrt{P(a+z)^3}$$

$$Q_1 = c_1 a^2 \cdot \sqrt{\frac{32}{27} PJ}$$

$$Q_2 = c_2 (a+z)^2 \cdot \sqrt{\frac{32}{27} PJ}$$

例題一：假定河流之橫剖面為拋物線形，該處水位在水則上為 +1.0m，並測得

$$J = 0,0004$$

$$b = 120\text{m}$$

$$a = 3,0\text{m}$$

試求水位高度在水則上為 $+1,0\text{m}$ 及 $+1,6\text{m}$ 時之流量，應為若干？

$$P = \frac{b^2}{4a} = \frac{120^2}{4 \cdot 3,0} = 1200$$

$$t_1 = \frac{2}{3} a = \frac{2}{3} \cdot 3,0 = 2,0\text{m}$$

$$t_2 = \frac{2}{3} (a + z) = \frac{2}{3} (3,0 + 0,6) = 2,4\text{m}$$

依照赫瑪克 (Hermanek) 氏計算流速表，求得

$$c_1 = 34 \sqrt{2,0} = 40,4$$

$$c_2 = 34 \sqrt{2,4} = 42,3$$

則流量之計算如下：

$$Q_1 = 40,4 \cdot 3,0^2 \sqrt{\frac{32}{27} \cdot 1200 \cdot 0,0004} \cong 274\text{m}^3$$

$$Q_2 = 42,3 \cdot (3,0 + 0,6)^2 \sqrt{\frac{32}{27} \cdot 1200 \cdot 0,0004}$$

$$\cong 413 \text{ m}^3$$

例題二：假定流量為 Q_3 試求其相當之水位。

$$Q_3 = 600\text{m}^3$$

$$Q = a + bl + cl^2$$

假定 $h=0$ 則 $Q_0=a$

故規定係數 a_0 時，橫坐標須在水則零位之上， t_0c_0 之值，乃可決定如下：

$$t_0 = \frac{2}{3}(3,0-1,0) = \frac{4}{3} \text{ m}$$

$$c_0 = 30,7 \sqrt{\frac{4}{3}} = 35,5 \text{ (參照赫瑪克氏公式)}$$

$$\begin{aligned} \text{則 } Q_0 &= 35,5(3,0-1,0)^2 \sqrt{\frac{32}{27} \cdot 1200 \cdot 0,0004} \\ &\cong 106 \text{ m}^3 = a \end{aligned}$$

再用下列二式，規定 b c 之值如下：

$$Q_1 = 274 \text{ m}^3$$

$$Q_2 = 413 \text{ m}^3$$

$$\text{則 } 274 - 106 = 168 = b \cdot 1,0 + c \cdot 1,0^2$$

$$413 - 106 = 307 = b \cdot 1,6 + c \cdot 1,6^2$$

$$b = 128,21$$

$$c = 39,79$$

如是則流量曲線之算式如下：

$$Q = 106 + 128,21h + 39,79h^2$$

$$\text{如 } Q = 600$$

$$\text{水則上之水位高度 } h = 2,263 \text{ m}$$

瀉水曲線 (Abflusslinie) 設於同一坐標內，其左邊之橫坐標

為流量，縱坐標為水位高度，繪製流量曲線，以 $Q = \phi(h)$

算式表明之。其右邊之橫坐標為時間，縱坐標為流量。先

$$\frac{1}{n} = \frac{1}{10} \text{ 即 } (1 \text{ mm} = 10 \text{ m}^2/\text{sek})$$

$$OT = 60 \text{ mm}$$

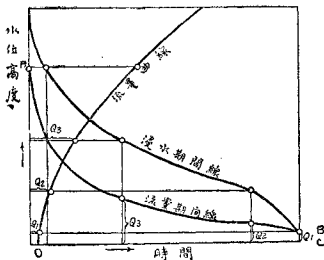
$$F = 6240 \text{ mm}^2$$

故六日內之全部瀉水量計算如下：

$$\Sigma Q = 6240 \cdot 8640 \cdot 10 = 539 \ 125 \ 000 \text{ m}^3$$

流量期間曲線 (Dauerlinie der Wassermenge) 設於同坐標內繪入流量曲線及浸水期間曲線 (Linie der Benetzungsdauer)，即可求得流量期間曲線，如第七十圖。流量期間曲線，與橫坐標及兩旁之縱坐標所包圍之面積，即係橫坐標上所示時間內之全部瀉水量也。此項全部瀉水量，如

第 七 十 圖

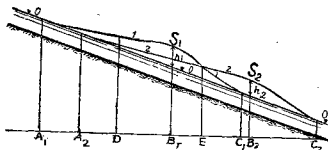


以時期除之，即得該時期內之平均瀉水量較之中水位之流量略大。

第九節 洪水之測驗

流域之內，或以積雪融化，或以雨量陡增，均足以發生洪水。如洪水之量，為河槽所不能容，勢必氾濫四溢，釀成巨災。是以測驗洪水 (Hochwasseruntersuchung)，實為治河工程中，最重要之工作。但流域以內，地勢之峻坦，土質之堅鬆，森林之多寡，堤防之狀況，以及河面之寬窄，對於洪水之發生，關係均甚複雜。故洪水之測驗，同時亦為治河工程中最困難之工作。世之學者，關於洪水之研究，試驗頗多。在理論方面大都均有兩項假定之原則：一為測驗之河段以內，假定無支河水量之注入，一為該河段內，假定洪水並無氾濫情形，且河道瀉水剖面，均無差異。然按諸實際，洪水期

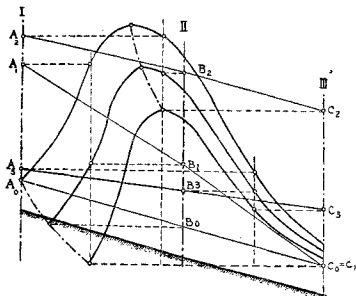
第七十一圖



內，適為支河水量注入最多之時，且決難保證不發生氾濫之事，而瀉水面積，更無不變之理。是以洪水之測驗，無法成立公式，俾可適用於任何河流。治河者祇可各就河流分別加以長時期之觀察，由經驗而成立公式，其應用之範圍，亦祇限於該河，不得作為普遍適用。

洪水之傳播，其情狀如波浪，往往在河流之下游，測得之流量較小，由下游上溯，則流量反大。推厥原因，蓋即洪水波狀傳播之故，茲用第七十一圖表明之。OO 為河流在平衡狀態下之水面，11 為甲時刻之水面，22 為乙時刻之水面。時刻之差為 Δt 。在甲時刻 A_1 處適為洪水經過後之狀況，D 處為水面降落之時， B_1 處適為洪水波峯經過之時，E 處為水面漲高之時， C_1 處為水面開始漲高之時， B_1 處漲高之水面為 h_1 ， C_1 為洪水波之前趾。洪水波之前部坡度較陡，則傳播之速率亦較大，波之後部坡度較小，則速率亦較小，經過 Δt 時間，則洪水波之前趾 C_1 向前推進 C_1C_2 一段，其後趾推進 A_1A_2 一段，由此可知甲時間洪水波 A_1C_1 之長度，較乙時間洪水波 A_2C_2 為短。如河流剖面不變，則洪水波之高度 h_2 小於 h_1 （參觀第七十一圖）。除此以外，更可就水位測量站 I II III 三處同時所測得之水位，用圖解法表明傳播之狀況，如第七十二圖。法以三站之水位，依照時間，在同一坐標內，畫成水位曲線，須使任何直立線與曲線相交之三點，即為三站同一時間之水位。設由此項交點向三站之直立線各畫垂直線，並連接其交點，即成為在同一時間內各站水位昇降之位置。例如 $A_0B_0C_0$ 為平衡狀態時之低水

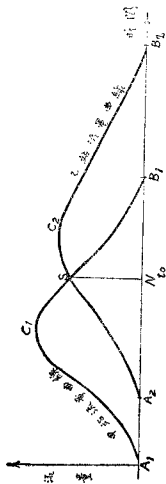
第七十二圖



位置。 $A_1B_1C_1$ 為洪水漲高時之水面。 $A_2B_2C_2$ 為測水站 III 最高水位時之水面。 $A_3B_3C_3$ 為洪水降落時之水面。由此亦可觀察洪水傳播之狀況矣。

洪水波之傳播，愈向下游，則波之長度愈大，而高度減小，由此可以推得洪水之流量，亦應有相當之變化。假定第七十三圖之橫坐標為平衡狀態時之流量，換言之，即洪水前後之流量也。 $A_1C_1B_1$ 及 $A_2C_2B_2$ 為甲乙兩測量站同時所測之流量曲線。乙站之位置，在

第 七 十 三 圖



甲站之下游，設兩站之間，並無支流注入，則洪水期間經過兩站之水量理應相等，可用下式表明：

$$\text{面積 } A_1C_1B_1 = \text{面積 } A_2C_2B_2$$

$$\text{面積 } A_1C_1SA_2 = \text{面積 } B_2C_2SB_1$$

圖中 A_1C_1SN 之面積，乃 t_0 時間內，經過甲站之水量，同時經過乙站之水量，為 A_2SNA_2 。其相差之水量如下：

$$A_1C_1SN - A_2SNA_2 = A_1C_1SA_2$$

此項相差之水量 $A_1C_1SA_2$ ，乃在 t_0 時間內，蓄積於甲乙兩站間之水量也。

假定某時間內，經過甲站之水量為 $A_1C_1B_1$ 。如在此時間內蓄積於甲乙兩站間之水量愈多，則 S 點之位置愈低，而 $A_2C_2B_2$ 曲線亦必愈加淺長，乃因 $SC_2B_2B_1 = A_1C_1SA_2$ 之故也。由此推知甲乙兩站間蓄水愈多，則經過乙站之流量，亦將愈小。若兩站間因受隄防之限制，而蓄水量減小，則隄防以下之每秒鐘最大流量亦必增加。茲以洪水之期間較長，則洪水之比降，可用平衡狀態時之水面比降代之。由是並可求得洪水傳播之速率云。

設河流橫剖面 A 之形狀為正方形，其面積為 F ，水面寬度為 b ，深度為 $t+z$ ，則每秒鐘之流量應如下式：

$$Q = F \cdot v$$

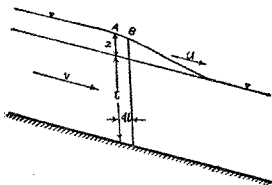
$$F = b(t+z)$$

$$v = c\sqrt{(t+z)J}$$

$$Q = F \cdot v = cb(t+z)^{\frac{3}{2}}\sqrt{J}$$

第七十四圖內橫剖面 B 在橫剖面 A 之下，其距離極微為 dl 。因洪水增漲之高度 z 隨 l 而變化，則經過 B 之水量，亦必不同。名傳播之速率為 u ，則

第 七 十 四 圖



$$dQ = dF \cdot u$$

$$dF = dz \cdot b$$

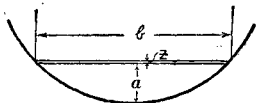
$$u = \frac{dQ}{dF} = \frac{1}{b} \cdot \frac{dQ}{dz} = \frac{1}{b} \cdot \frac{3}{2} bc \sqrt{(t+z)J}$$

$$u = \frac{3}{2} v \dots \dots \dots (1)$$

設河流橫剖面之形狀為拋物線形，如第七十五圖，則

$$F = \frac{2}{3} b(a+z)$$

第七十五圖



$$P = \frac{b^3}{4(a+z)}$$

$$F = \frac{4}{3} \sqrt{P(a+z)^3}$$

$$v = c \sqrt{\frac{2}{3}(a+z)J}$$

$$Q = F \cdot v = \frac{4}{3} c \sqrt{\frac{2}{3} P(a+z)^4 J}$$

$$Q = c(a+z)^2 \sqrt{\frac{32}{27} P J}$$

故

$$dF = \frac{4}{3} \sqrt{P} \frac{3}{2} \sqrt{a+z}$$

$$dQ = 2 \cdot c(a+z) \sqrt{\frac{32}{27} P J}$$

$$u = \frac{dQ}{dF} = c \sqrt{a+z} \sqrt{\frac{32}{27} J}$$

$$\begin{aligned}
 \text{又} \quad v &= \frac{Q}{F} = \frac{c(a+z)^2 \sqrt{\frac{32}{27} PJ}}{\frac{4}{3} \sqrt{P(a+z)^3}} \\
 &= \frac{c \sqrt{a+z} \sqrt{\frac{32}{27} J}}{\frac{4}{3}}
 \end{aligned}$$

$$\text{即} \quad u = \frac{4}{3} v \dots \dots \dots (2)$$

就(1)(2)兩式觀之，可知洪水傳播將至之時，該河段內之水位，必逐漸上昇，流量亦逐漸加大，其流速亦必較之尋常水位之流速猛增。有此種種現象，可以作為預報洪水之依據。至若此種現象之起因，乃洪水遽爾漲高，向下游傳播時，發生水壓所致也。但(1)(2)兩式之現象，非在任何河流內均可證驗。例如洪水氾濫之時，中途發生決口或漫岸情形，河流下段之速率與流量即便減小。如河流為隄防束狹愈甚，則洪水之漲高愈大，其下游之流量與速率，亦將愈增。是以測驗洪水，仍宜注重實地經驗，未可拘於理論也。治河者須就其所治之河，細心觀察，並分站測驗，積多年之經驗，就各站水位之關係，成立表式，作為預測洪水之標準。例如甲站之水位漲至若何高度時，乙站即於幾小時後，水位亦將達至若何高度。預由甲站報告乙站，則乙站附近之居民，可知洪水到達之時間。在此預報之時間內，籌備避遷之計。如測驗精密，可在二十四小時以前預報洪水云。但在河流上游，則洪水之預報，不可以水位增高之程

度爲標準。蓋上游與山谷間之雨量，最有關係。而雨水瀉入河流之緩急，又視地勢而異。故在河流上游，須研究雨水降落後，洪水發生之時期，與洪水漲高之程度。積多年之經驗；而預報洪水。是以預報洪水之依據，分爲水位及雨量兩種。以水位爲標準者，預報之期較短。以雨量爲標準者，預報之期較長，但較欠準確耳。

按我國預測黃河洪水，經驗亦頗豐富。大水之期，通常分爲桃伏秋凌四汛，以伏秋爲大汛。蓋黃河盛漲，此時水力最大，爲時亦最久也。立春之後，東風解凍，河水始漲，河邊預立尺樁，候水初至查驗。此時如漲一寸，至伏秋大汛，水漲一尺，頗爲信驗。凡河水當增漲之際，如見中流湍急，較兩邊之水必高。河心水高，後水方大。須預爲測察，視漲勢之疾徐，卜來水之大小。徐則水小，疾則水大，故當設法探量，可知後勁。昔時測量之法，將河邊水內壘小土埂一條，掘水一方，寬長尺餘，使水寧靜，不爲風浪搖漾。然後於河邊劃平地一方，與圍定之水相平，挖一土塘，寬五六尺，深照水平之高。將水平置於塘內，遠期水平三眼，與河心水置相平爲度。再將量標置土塘口上，可量水平之眼，高出土塘若干，此實河心水高之數也。

第十節 湖泊蓄水之能力

湖泊爲河流之天然水櫃，其功用足以調節下游之水位，生利而祛害。蓋當洪水經過湖泊之時，其一部分之水量，即蓄積於斯，不致全部瀉入下游，發生氾濫之患。如值枯水時期，則河水之來源稀少，湖泊蓄積之水量，即將宣洩於下游，足以利灌溉而使航運。是以湖泊蓄水之能力(Zurückhaltungsvermögen der Seen)，亦爲治河者所宜研討者也。

湖泊之水位，隨時而異，則水位之高度為時間之函數 (Funktion) 假定橫坐標表明時間，縱坐標表明水位高度 則依照時間 t 所測得之水位高度 h ，輸入坐標內，並連接各點，即得湖水位線 (Seestandlinie) (參觀第七十六圖) 茲用下式表明之：

$$h = f(t)$$

在極微之時間 dt 內，所有湖水之漲落，均可用下式表明之：

$$\frac{dh}{dt} = \operatorname{tg} \alpha$$

如 α 等於零，即湖水之漲落達於極限，成為平衡狀態，則湖水位為圖中之直線。

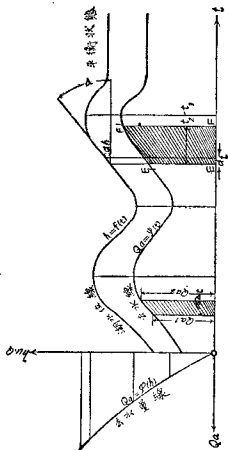
假定湖泊面積為 F ，因湖水位之漲落甚小，及湖岸之峻陡，故 F 可以視作不變。又湖泊之大者，注入之水，大抵甚多，而僅有一尾閘以資宣洩。假定 Q_e 為進水 (Seezufluss)， Q_a 為去水 (Seeabfluss)，二者皆以時間之單位計其量，故皆為時間 t 之函數。茲用下式表明之：

$$Q_e = \phi(t)$$

$$Q_a = \psi(t)$$

觀察上式，進水量之規定，頗難準確。因注入湖泊之水甚多，即能逐一精密測量，而地下水潛流入湖者，仍難測驗。故測湖者，祇測去水之流量已足。若湖水有滲入地層潛流而去者，則測驗去水之結果，亦有遺憾也。至若湖水因雨水之降落，則有所增加，同時又因蒸發而有所耗損，通年計算，可以假定兩者相等，姑即從略。是以

第七十六圖



計算湖水時，除 F 作為不變外，尚須決定者，計有下列三項。

1. 湖水位線 (Seestandlinie) $h = f(t)$

2. 進水線 (Zufusslinie) $Q_e = \phi(t)$

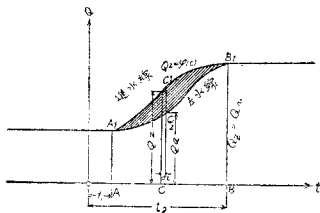
3. 去水線 (Abflusslinie) $Q_a = \psi(t)$

三者之中， Q_e 之變化，完全獨立，而 h 及 Q_a 則與 Q_e 有關，因 Q_e 稍有變化，則 h 及 Q_a 均將隨之而起變化也。如在平衡狀態之時，則

$$Q_e = Q_a$$

進水增加，則湖水位首先增高，而去水亦隨之而增，迨至去水與進水相抵時乃止。惟以湖泊面積遼闊，湖水位因進水量之增加而增高，進行甚緩，同時去水量之增加，亦必甚緩。且去水量之增

第七 + 六 圖



加，恆後於進水，是以在若干時間內必有相當之水量，停蓄於湖中。水量之多寡，如第七十七圖，劃線之面積。茲以下式表示之：

$$\text{面積} AA_1C_1B_1B = \int_{t_1}^{t_2} Q_a dt$$

$$\text{面積} AA_1C_2B_1B = \int_{t_1}^{t_2} Q_a dt$$

$$\int_{t_1}^{t_2} Q_a dt - \int_{t_1}^{t_2} Q_a dt = F (h_2 - h_1)$$

式內 F 爲湖之面積， h_1 爲觀察開始時湖水之高度， h_2 爲觀測終了時湖水位之高度。設在 dt 時間內，湖水位漲高 dh ，則蓄水量爲 $F \cdot dh$ 。故湖泊蓄水之效能，可用下式表明之：

$$Q_a dt - Q_a dt = F \cdot dh$$

蓄水之值，或爲正數，或爲負數，須視 $Q_a > Q_a$ 或 $Q_a < Q_a$ 而異。

設已知湖水位線，及去水流量線 (Mengenlinie des Abflusses)；

可因以求得去水線，如第七十六圖。

$$\text{湖水位線} \quad h = f(t)$$

$$\text{去水流量線} \quad Q_a = \phi(h)$$

$$\text{去水線} \quad Q_a = \psi(t)$$

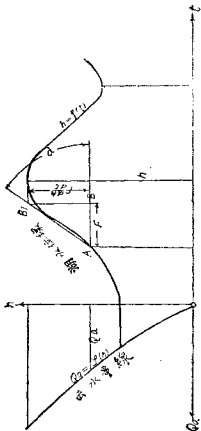
去水線既已求得，即可推知在一定時間 Δt 內，去水之量爲

$$\frac{Q_{a1} + Q_{a2} \Delta t}{2}$$

又於 $(t_2 - t_1)$ 時間內，去水之量爲

$$\int_{t_1}^{t_2} Q_a \cdot dt = \text{面積} EE_1 FF_1$$

第 七 十 八 圖



因平衡狀態時 $Q_x = Q_z$

故 $\int Q_x dt = \int Q_z dt$

或 $Q_x t = Q_z t$

設如第七十八圖，已知 $h = f(t)$ 及 $Q_x = \phi(h)$ 求其相當之進水線

$$Q_x = \phi(t)$$

則由上式

$$Q_x dt + F dh = Q_z \cdot dt$$

或 $Q_x + F \frac{dh}{dt} = Q_z$

式中 $\frac{dh}{dt}$ 為湖水位在 dt 時間內，所增之高度， $F \frac{dh}{dt}$ 為 dt 時間內，停蓄之水量。但 F 之值不變，且 $\frac{dh}{dt} = \operatorname{tg} \alpha$ ，按 $\operatorname{tg} \alpha$ 之值，隨湖水位線之增漲而變。至其轉換點，乃達於最大之值。或用計算法，或用圖解法，均可求得之。分述如下：

(一) 計算法 假定 $\operatorname{tg} \alpha F$ 以每秒鐘若干立方公尺計。而湖之面積為 500 平方公里。於 24 小時內，增漲 0,5 公尺。

$$\text{則 } \frac{dh}{dt} = \operatorname{tg} \alpha = \frac{0,5}{86400} = 0,000006 \text{ m/sek}$$

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \alpha F &= 500\,000\,000 \text{ m}^2 \cdot 0,000006 \text{ m/sek} \\ &= 3000 \text{ m}^3/\text{sek} \end{aligned}$$

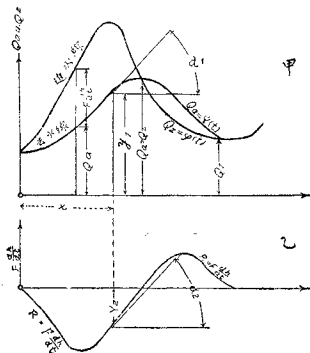
(二) 圖解法 如第七十八圖 $AB = F$

則
$$Bib_1 = AB \operatorname{tg} \alpha = F \operatorname{tg} \alpha = F \cdot \frac{dh}{dt}$$

此項方法，可施於湖水位線各點，即以求得之

$$BB_1 = F \operatorname{tg} \alpha$$

第 七 十 九 圖



加於去水線 $Q_a = \psi(t)$ 相當之各點，而求得進水線如第七十九圖甲。

$$Q_z = \phi(t)$$

如以求得之 $F \frac{dh}{dt}$ 依照相當之時間，畫於另一坐標內，即得蓄水線 (Linie der Zurückhaltung) 如第七十九圖乙。

$$R = F \frac{dh}{dt} = F \operatorname{tg} \alpha$$

觀此結果，可知 F 愈大，則湖之蓄水亦愈多。設就下式觀之

$$Q_z dt = Q_a dt + F dh$$

如 $F = 0$ 則 $Q_z = Q_a$

如 $F = \infty$ 則去水無所變動，即進水之增益不足以影響去水量也。更就下式觀之。

$$\int_{t_1}^{t_2} Q_z dt - \int_{t_1}^{t_2} Q_a dt = F (h_2 - h_1)$$

如 $h_2 = h_1$ 即 $h_2 - h_1 = 0$

$$F(h_2 - h_1) = 0$$

則 $\int_{t_1}^{t_2} Q_z dt = \int_{t_1}^{t_2} Q_a dt$

由此可知如在兩時刻之間，湖水位之高度不變者，即進水與去水之量相等也。除此以外，參照第七十九圖甲乙，可以推知下列各端：

(一)最大之去水量，發生於湖水位最高之時，即在進水線與去水線相交之點，但較遲於最大進水量之時。

(二)最大進水量 $y = \max$ 發生之時間，須

$$\frac{dy_1}{dx} + \frac{dy_2}{dx} = 0$$

即 $\angle a_1 = \angle a_2$

換言之，最大進水量發生之時間，應在湖水位線彎曲轉換點及頂點之間。

(三)最大蓄水量發生之時期，則在湖水位線之轉換點。因該處

$$\frac{dh}{dt} = \operatorname{tg} \alpha = \max$$

假定已知 $Q_2 = \phi(t)$ 及 $Q_3 = \phi(h)$

須求 $h = f(t)$ 及 $Q_1 = \psi(t)$

如在時間 dt 內，進水量為 $Q_2 \cdot dt$ 。在時間 Δt 之始，進水量為 Q_{21} 。在時間 Δt 之終，進水量為 Q_{22} 。則 Δt 時間內之進水量應為

$$\Delta Q_2 = \frac{Q_{21} + Q_{22}}{2} \Delta t$$

與此相當之去水量為

$$\Delta Q_1 = \frac{Q_{11} + Q_{12}}{2} \Delta t$$

又因 $Q_1 = Q_2 - F \frac{dh}{dt}$

故 $F \Delta h = \frac{Q_{21} + Q_{22}}{2} \Delta t - \frac{Q_{11} + Q_{12}}{2} \Delta t$

在此式內，未知數有二，即 Δh 及 Q_{22} 是也。若能估計 Δh 之

值，以求與上式內相當之 Q_{a2} ，則此題解矣。

或已知 $Q_a = \psi(t)$ 及 $Q_e = \phi(h)$

又知另一去水線為 $Q_{a1} = \phi_1(h)$

則應研究者，為與上式 $Q_{a1} = \phi_1(h)$ 相當之去水情形，亦即 $Q_{a1} = \psi_1(t)$ 及湖水位 $h = f(t)$ 應作何狀也。

依據基本公式

$$Q_z dt - Q_a dt = F dh$$

$$Q_z dt - Q_{a1} dt = F dh_1$$

則 $F(dh - dh_1) = (Q_{a1} - Q_a) dt$

式內 $dh - dh_1$ 為在 dt 時間之先，湖水之微漲。如在有限時間 Δt 內，則 $(Q_{a1} - Q_a) \Delta t = F(\Delta h - \Delta h_1)$

若舊新兩種去水量，在時間 Δt 之始為 Q_{a1} 及 Q'_{a1}

在時間 Δt 之終為 Q_{a2} 及 Q'_{a2}

則
$$\frac{(Q'_{a1} - Q_{a1}) + (Q'_{a2} - Q_{a2})}{2} \Delta t = F(\Delta h - \Delta h_1)$$

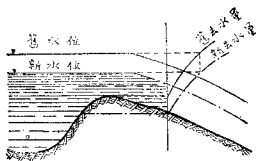
由此得
$$\Delta h_1 = \Delta h - \frac{(Q'_{a1} - Q_{a1}) + (Q'_{a2} - Q_{a2})}{2F} \Delta t$$

在此式內，亦有未知數二，即 Δh_1 及 Q_{a2} 是也。其解法仍依上例推之。

以上各項算法，亦可應用圖解法，均哈臘(Harlacher)氏所指示者也。茲再由其著述內，摘錄重要各點如左：

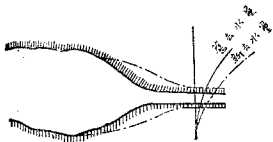
湖泊之去水量，可以變更。即在同一湖水位之下，可以增加或

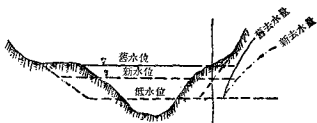
減少去水量也。欲使之增加，須在湖泊去水處之尾閘，濬深或拓寬之，或兩者兼施亦可。第八十圖乃去水處濬深之例。第八十一圖乃去水處拓寬之例，拓寬去水橫剖面以便湖水之暢洩，乃求所以降落



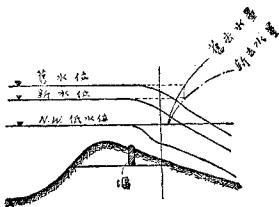
第 八 十 圖

第 八 十 一 圖





第八十二圖



第八十三圖

洪水位也。故拓寬工事，祇限於低水位或中水位以上部分，如第八十二圖。至若在同一湖水位，欲減少水量，可在去水處築堰壅水，見第八十三圖。如用活堰（*Bewegliches Wehr*），則去水量可以

任意調節，亦可用以升高低水位。是以治湖者欲求洪水位之減低，須將去水處之橫斷面加深或拓寬之。欲求低水位仍能保持其原有高度，須在去水處築戾障之。

按我國治水者，亦以通高窪泊，為河道之天然水櫃。在運河則蓄以有方，填窪利濟。其他各河道，當其屆漲之時，下游消減不及，亦可藉以容受水勢，俾無浸淫。是故凡有河道，皆宜設低開壩涵洞，以通初蓄窪泊，而為水櫃之用。凡閘閘防，不時修葺，宜水深通，毋使潰決。最忌淤水之弊，墾種升科，以致水櫃壅塞農田，深則水無所歸，汎溢為災。旱則水無所積，運河乾涸，大為公私之害。明成化中社讓以工部侍郎行河，自通州抵淮揚，相地勢，去淤塞，復水櫃，導泉源，修閘壩，河乃復舊。此十五字，誠為治河向運者之要訣矣。但於水櫃四週，栽植榆柳蘆葦之屬，既保堤防，且可採取其材，以為工之料，是亦一舉兩得之辦法也。雖然水櫃之設，宜於清水河，而不利於濁河。蓋濁河水勢湍急，則留積沙停，正河不能暢行，且恐不數年即水櫃淤填，徒受其害，惟有以壘為取，於河流兩岸堤壘之外，寬築濬堤，並建設滾水壩座以消蓋漲云。

第十一節 冰凌

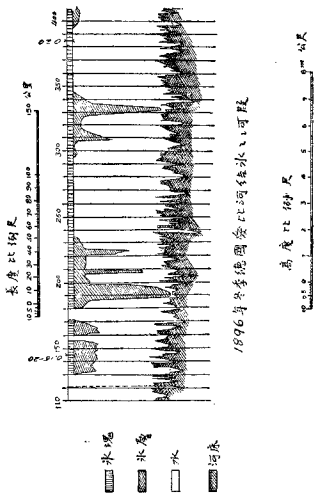
時值嚴冬，河水結冰，其影響於航運者，固屬甚大。而冰凌壅塞，因以釀成水災者，亦不鮮見。茲分述冰之成立與其影響如下：

冰之成立，如在靜水之中，則先從水面凝結成冰。蓋靜水停而不流，其直立之剖面內，水分之溫度不同，其密度亦因之而有所差異。尋常水之密度以在攝氏四度時為最大。如水面與冷空氣久相接觸，溫度達於零點，則水面之水分密度小，質量輕，浮而不動，其

下層之水分如未達零點，或仍保持其溫度爲攝氏四度，則密度較大，質量較重，乃羣集於河牀，故靜水之內，先從水面結冰，經長期之嚴寒，則冰之厚度，自上而下，日益加增，但在流動之水內，其全部溫度，均屬一律，蓋水面所受之寒冷，因水分流動之關係，乃傳播於各處，故在流水之中，最初結冰之處，應在粗糙之河牀，因彼處之速率較小，且冰粒（Grundeis）有所憑藉也，如河水淺清，可以直接觀察河牀上先成冰粒，再由多數之冰粒接合成爲冰塊（Grundeis-Klumpen），迨冰塊之浮力充足，即因流水之衝動，離開河牀而上升，惟天氣驟寒，流水之面，往往發現泥狀之冰一層，或竟全河冰凍，考其原因，乃水中極多極微之浮物，均可憑藉結冰，成爲冰針，浮力足則飄於水面，否則浮於水中，加以河牀上成立之冰粒，接觸團結以致全河冰凍云。

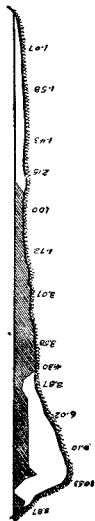
又當長期嚴寒之際，流水之溫度，全部降至冰點，則全部水分驟然膨脹，乃成立無數之小冰結晶（Eiskristalle），此項小結晶，彼此團結，浮於水面，形若花冠，由此逐漸增漲，可成球狀之冰塊（Schollen），冰塊隨流而下，是謂洶凌，至若河流之旁，如有斷溝，或丁壩（Buhne）之間，或順壩（Längsbauten）與河岸之間，雖與流水溝通，然水流不暢，水面恒易結冰，再次則河流彎曲之處，或河流分叉之處，或沙洲附近，水面亦最易結冰，蓋因地勢之關係，水流速率至此銳減也，換言之，即河流之形狀愈不整齊，則河面愈易結成冰層，例如挾沙之支流，匯入正河，其口門以下，沙灘羅列，易於結冰，即此例也，但河流雖經治理，如橋洞過小，河身束狹，或

第 八 十 四 圖



第八十五圖

愛比河下游結冰之剖面一



以堰閘之建築，以致河流阻滯，往往亦為開始結冰之處。而河面結冰之情形，大都先成冰塊，此項冰塊，在速率較小之處，互相牽連，可以凝成一片。其凝結之情形，多由岸邊漸達河心，因此祇有河心，尚能遙流，如有上流淌下之冰塊，堵塞河心，則全部河面結成冰層矣。於是繼續淌下之冰塊，至此被阻，或由河面冰層之上，滯滯而過，或積壓冰層之下，終必互相凝結，如冰層日益加厚，或竟直達河牀，澈底冰凍，以致全河瀉水剖面日益狹小，終則全段阻塞云。

若以全河而論，凡堤岸甚高，或岸旁森林密布之處，足以障礙日光與暖風之直射河面，則冰之凝結甚易，而冰之泮解亦較遲，設上游之冰先期融解，順流淌下，至此被阻，則新舊冰塊互相凝結，河流之阻塞亦必更易。

河面結冰，與風向亦有莫大之關係。蓋冰塊隨風推動，如積於岸邊，即將由此結成冰層，而後日益推廣。如風之方向逆流而上，則冰塊淌下之速率銳減，亦足以使之互相凝結，先從河中結成冰層，而河口入海之處，如無潮汐，則結冰之情形，與靜水內相同，先從岸邊起，推及全部水面。設遇嚴寒，霎時即可結成冰層，其厚度有達數公尺者。但在有潮流之河口，則漲潮落潮之間，水面較為平穩，最利於結冰。故冰層先從海面起，漸向河內推進。河流結冰之情況，可參觀德國愛比河（Elbe）在一八九六年冬實測之圖，如第八十四圖至八十七圖，河流結冰之情形，既如上述，而危險時期，不在結冰，乃在解凍之時。蓋上

游因天氣或雨水之關係，解凍獨早。彼時下游之冰，或尚多堅結未解之處。於是隨流淌下之冰塊，遇有河灣或其他阻礙之處，即便停積壅塞。而上游之水，因此陡然漲高，氾濫為患，馴且決堤改道，為禍之烈，往往不可思議。同時下游之水面，反致異常降落，而影響於舟楫之航運。是以治導河流之際，務將銳彎及其他足以壅積冰凌之處，加以注意。但在治理之河流內，亦往往因惡劣之氣候，仍不免冰凌壅積之患。故在未結冰之前，最好用汽船在河內易於結冰之處，往來巡行，使水流盪漾鼓動，勿使凝結。否則，遇有河面結冰之處，立即用鑿冰船衝破冰層，導之下流，庶免冰凌壅塞之患矣。

按風俗通，積冰曰凌，冰壯曰凍，冰凌曰澌，冰解曰泮，此冰之定義也。我國河工向有桃汛秋凌四汛，伏秋大汛之外，凌汛最關緊要，蓋當冬至前後，天氣偶和，上游冰解，凌塊滿河，謂之淌凌。淌凌之時，有擦損埝肩之病，此其小者。若淌凌時忽然嚴密結凍，則河身曲窄之處，冰凌最易壅積，愈積愈厚，竟至河流滑溜不能下注。上流水勢，勢必陡漲，拍岸盈堤，急須搶築，而地冰堅實，費土難求，每易失事。是以凡當凌汛，必須多備打凌器具，如木橈頭或鈎油繩鐵繩等物，分撥兵夫，駕淺如編艇小如舢舨之舟，各攜器具，往來巡邏，一見冰凌排擠，即便打開，勿致壅積，庶可無虞。但船底須用竹片釘滿，凌遇竹片，格不相入，方足以禦之。而凍河以前，所有險工埝段，皆須護以逼凌長樁。其法將樁排列倒掛於埝之迎溜前層，隔五尺空樁，釘橈一根，用繩繫住樁尾，但須先將樁頭用繩連環扣住，浸入水內，再於上層生根，用細鐵線扣繫，庶幾凌塊滑過，不致擠動。其樁身迎水一面，或釘竹片，或裹鐵皮，免被凌鋒截斷。木樁空樁中間，再加柳棚，藉禦淌凌擦損埝段之害。雖我國昔用打凌器具，不若近時鑿冰汽船之便利，然古人

其發汛之前，防範之周，消疫之時，巡查之勤，殊可法也。

第二章 河性通論

天然河流，區分之有河源、上游、中游、下游、河口、之別。河源者，河水發源之地，大都爲湧泉。泉水湧出，匯流而成河。但湧泉之水有定，而山中積雪，雨後盈潦則無定。當夫春暖日和，積雪融化，或經流地域，大雨時行，則千流萬派，羣趨匯流。故河源雖屬有定，而河水之來源則無定也。上游者，居河源之下，全河之上，水行山地，勢陡流激，挾沙推石，橫衝榜決，奔馳而下。是以上游失治，則中下游難免衝決潰溢之虞。中游者，河水出山，地平土疏，流勢緩慢，於是積石淤沙，每多泛濫沉澱之患。下游者，河距出山之處更遠，而又下聯河口，地益平袤，流益散緩，淤墊爲患，洲渚乃生。河口者，全河水流之歸宿也。歸宿處所，或爲海洋，或爲湖澤淀泊，或爲其他河川。河口通暢，則全河安流，河口壅滯，則全局受病。是以善治河者，謀資利用，不善治者，災害頻生。欲求治理得當，利之必興，害之必除，須於規劃治河之先，考察河性，然後參酌利害，因地制宜，庶幾設施有方，治績可睹。其普通河性，詳於第一節。而荒溪與河口特性較多，乃更分節述之如次。

第一節 概論

凡流於斜坡上之水，其加速率(Beschleunigung)之一部分，恆變爲工作能力(Arbeitsvermögen)與一切阻礙力(Bewegungswider-

stand)相敵。而天然河流亦復如是。河水流於傾斜之河牀上，其所生之加速，即用以敵勝介於水體與河牀間之黏集力 (Adhäsion) 與糙率 (Rauhigkeit) 者也。而水之分子間，亦含有凝結力 (Kohäsion) 因黏集力與糙率之影響，可使水體內發生內動力 (innere Bewegung) 此項內動力亦足以消滅水體內加速率之一部分。是以水流在河段間有兩種工作，一為正工作，一為負工作。正工作者，約等於該段水量之重與比降相乘之值，亦即推移水體向下流行之工作也。負工作者，即用以敵勝該段之阻力。但此種工作之計算，難期精確，因水中實際上挾有泥沙，而挾沙量之多寡，又不同也。

水流工作能力之消失，以河流彎曲處為最。因工作能力之消失，而發生內動力。因內動力之發生，於是河灣之內，河牀刷深，岸土潰坍，泥砂遷徙，引起種種之變化。管子所謂水行至曲，則衝而有所毀傷也。據巴燕和 (Beyerhaus) 氏試驗河灣處水流之結果，設河灣半徑為 r ，橫比降為 $\sin \alpha$ ，平均流速為 v ，天然加速為 g ，則

$$\sin \alpha = \frac{v^2}{gr}$$

因知橫比降與速率之平方為正比例，又因離心力 (Fliehkraft) 之關係，河灣凹岸之水流較速，凸岸之水流較緩，故水量之趨於凹岸者多，而趨於凸岸者少。凹岸之水面，乃高於凸岸之水面，此橫比降之所以成立也。水面既非平衡，則水內壓力之分配當然不同，而橫溜乃生。經恩格司 (H. Engels) 氏之試驗，證明河灣處之橫溜，如第八十八圖及八十九圖。圖中凹岸之水，因壓力之關係，先由水面直立下降，循河牀流向凸岸，然後再由水面流向凹岸，成為橫溜。此

第八十八圖

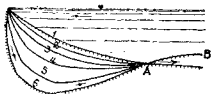


第八十九圖



項橫溜足以刷深凹岸之河牀，設有漩渦發生，則冲刷之力更烈，冲刷之程序，約如第九十圖所示，至若凹岸泥土，每值洪水之後，亦

第九十圖

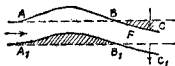


河灣凹岸河床刷深之步驟

常有崩坍之虞。崩坍之原因，須視土質之透水與否而異。設土質不能透水（例如陶土），則凹岸坡脚雖被齧蝕，河牀之土雖被冲刷，而岸土於洪水期內，因水力壓岸，尚不致遽爾崩坍，一旦水退，壓力消失，無所支持，岸土遂即潰坍。設土質透水（例如砂土），則洪水期內河水侵入岸內，洪水既退，水復由岸向外流出，但水從岸內外流，不能如洪水降落之速，則岸內之水，源源湧出，細沙隨之，終至全岸傾坍。日積月累，則河灣凹岸，崩坍益甚，而彎曲愈烈，河流之方向，乃漸變更。所有被冲刷之河土，微細者水流挾之上昇，浮

於水面而下流。粗重者，多在河牀之上，隨水流而推移，是以河流之工作能力，在彎曲之處，一部分消耗於橫剖面形態之變化，一部分消耗於河流方向之改換，又一部分損失於砂土之轉移，此項工作能力損失之結果，在天然河流內亦可以觀察得之。蓋河灣以下相鄰之河段內，緊接河灣凹岸之下 BC 處，積成沙灘，凸岸 A_1B_1 之下，冲刷成溝，而在河灣之內，則凹岸 A B 日益坍塌，凸岸 A_2B_1 日益伸漲（參觀第九十一圖）。又因 BC 處之漲灘，乃逼水衝刷 B_1C_1 之岸，而水流之方向變遷，故天然河流之形態，蜿蜒曲折，恆

第九十一圖



爲蛇狀（Serpentine）也。水流出灣之後，在平直河段 F 內，工作能力僅消耗於敵制阻力，故內動力小，非特不致冲刷河牀，而自河灣凹岸 A B 刷出之沙，即沉澱於斯，河牀因此日漸填高，且河灣凸岸 A_1B_1 灘面之沙，亦往往被水攔挾而下，積於 F ，或經 F 積於 BC 。此種現象，經恩格司氏之試驗更爲證實。試驗之法，乃在人工所製之槽中，鋪設細砂，放水流行，然後加放着色之沙粒，可以觀察其行動。（參觀第九十二圖）如在試驗槽內 A 處放置着色之沙，則沙之移動，先由 A 至 B ，然後由 B 至 C 。如於 D 處

第九十二圖



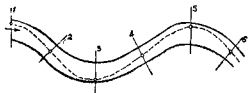
放沙，即刻由水力冲向A處，再遷徙至B至C，如於B處放沙，則沙先至B，然後向C移動，最後之結果，則兩灣間平直河段F之河牀，日益填高，形同基檻 (Grundschwelle)，足以阻滯水流，抬高水面，而發生新工作能力，此項新工作能力至下方河灣，乃發生漩渦，冲刷回岸，又漸消滅，於是全河之內，水流緩激，循環不已，河槽之彎曲，因此益烈，而成蜿蜒之勢矣。

以上之理論，均係假定河槽內之流量，並無變更，而河牀之坡度，又係上下一致，但實際情形，則稍有差異，當河灣回岸被刷之後，成爲深槽 (Kolke)，而二灣之間，日漸填高成爲淺槽 (Furt)，是河牀之坡度，顯有變動，勢必同時影響水面之比降，比降者乃所以表示水之動力也，水流入灣之先，常挾有較大之工作能力，故河灣以上之比降恆大，河灣之內，水之工作能力多被耗失，則水之比降減小，但河灣之下，淺槽填高，水流壅滯，又足以使河灣內之比降，略有增加云，由是觀之，河流之內，水位之深淺，比降之大小，冲刷力之強弱，均有相互之關係，藉以維持河流之平衡狀態，蓋河流深處，其比降恆小，而冲刷力較強，河流淺處，比降恆大而冲

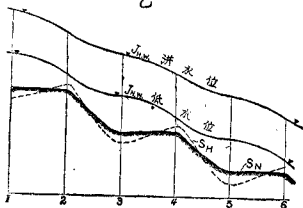
刷力較弱也。假設水量不變，而欲維持河流之平衡狀態，須使水流之冲刷力減小，俾與河牀之阻力相埒。欲求冲刷力之減小，非使水流之速率減小，不足以見效。因水流之速率，與河槽之形態，及水面之比降，又有連帶之關係也。是以河灣之凹岸，被水冲刷則彎曲愈烈。而河道加長，水面之比降，因以減小，速率亦同時減小，而冲刷力益微，彼時之河流，可暫維其平衡態度。但流量略有增漲，均勢立被破壞，流量愈大，則工作能力愈大，而河牀與岸土之被侵蝕亦將愈烈。且河灣深槽上之工作能力較大於淺槽，則深槽之沙被刷，多積於淺槽之脊。故洪水發生之後，足以刷深河灣，而使河灣間之淺槽填高也。洪水期內，全部河牀，均有變遷，所有被冲刷之沙土，視大小輕重之不同，而移動之途徑亦異。笨重之質，則滾轉於河牀之上，輕微之質，則混於水中而下流。故水量愈大，水之混濁愈甚也。迨乎洪水降落，則深槽上之比降較前減小，而淺槽上之比降較前加大。水落愈甚，則水面比降之差異愈大，惟同時河牀坡度之差異則愈小。蓋水勢降落之際，淺槽上之比降低大，速率亦增。淺槽上之積沙，乃被冲刷，填入下段河灣深槽之內。水降不已，則流水之阻礙減少，水量又小，河牀之變遷，乃暫告停止。彼時淺槽為最深之期，深槽為最淺之期，此即低水期之現象。洪水期與低水期水面與河牀之變遷，參觀第九十三圖。

河勢屈曲，則溜趨凹岸。於是凹岸傷而成險，凸岸淤而成灘。歷經洪水，則河灣屈而愈屈，形若垂弧，兩灣相接益近，一遇洪水，乃竟衝決（參觀第九十四圖）。於是自 A 至 B 成一新槽。水量既經分

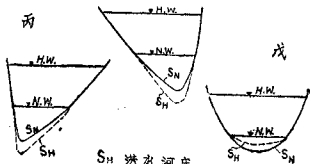
第九十三圖甲



乙

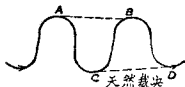


丁



SH 洪水河床
SN 低水河床

第九十四圖

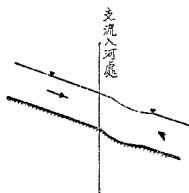


流之後，阻力加增，A處之水面，勢必漲高。或日後再經洪水冲出新槽CD，則水流分枝，阻力愈大，A處以上之水面壅積益甚，沿河之地，將成沼澤，A處以下之河流，乃漸荒廢，天然河流年久失治，莫不呈此現象也。

低水之時，水循槽流，河槽彎曲，流道較長。若遇洪水，水量激增，槽不能容，勢必漲溢漫灘，平鋪洩瀉，流道乃短，即在極平整之河段以內，洪水所佔之槽，亦大都寬直而較短，低水所佔之槽，窄狹而較長，故曰流道之長度，視水量低落之程度而增加，低水河槽，最為綿長，洪水河槽，最為短促，由此推知低水所需之比降較大，洪水所需之比降較小也。

河流之旁，如有支流匯注者，則入口以下之河段，視支流注入之水量，或沙量孰多，工作能力亦因之而增減，設水量多，則入口以下之河牀被刷，而較大之工作能力因之耗失，於是水面降落，比降減小，其與入口以上之水面相聯絡之比降，則較陡云（參觀第九十五圖）。設沙量較多，則入口以下淤積沙土，阻力增加，水面因此漲高，瀉水之比降亦即增加，故入口以下之水面隆然而起也（參

第九十五圖



第九十六圖



觀第九十六圖)。

至若河流挾沙，關於治河設計，尤為重要。蓋河出泉源，水行山間，流激力猛，沙石隨之而下，笨重者推移前進，輕微者泥雜水

中，洪水暴發，冲刷尤烈。一旦洪水降落，則沙石停積，河牀漸高。是以天然河流，不加治理，終必氾濫改道，全部荒廢，非特無裨民生，且將災害疊見，乃治河者未可忽視者也。按水流侵蝕河牀，攔挾沙土之力，名曰押轉力 (Schleppkraft)，或曰冲刷力 (Räumungskraft)。欲求冲刷力之真相，奈以情形複雜，不易明瞭。據恩格司(H. Engels)氏對於此項冲刷之試驗，得略知其梗概如下：

- (一)冲刷力約與平均流速之平方成正比例。
- (二)河牀之土質愈鬆，冲刷力愈大。
- (三)設流槽之橫斷面為直方形，則槽底每一平方公尺所受之冲刷力 S 為

$$S = a \cdot \gamma \cdot t \cdot J \quad \text{kg/m}^2$$

式內 a 為係數， γ 為水之比重，其數值為 $\gamma = 1000$ ， t 為水深以公尺計， J 為比降。

- (四)係數 a 恆小於一，如水深減小，則 a 加大。但 a 是否與平均流速有關係尙屬疑問。
- (五) a 在同一流槽中，亦常有變化。故冲刷力 $S = a \gamma t J$ 與水深及比降，並非成正比例。
- (六)通用之冲刷力公式 (Schleppkraftgesetz)。

$$S = \gamma t J$$

恩格司氏之試驗，認為尙欠準確。

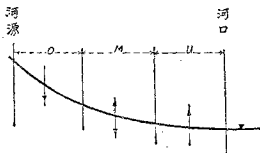
依照恩格司氏之公式

$$S = \alpha \gamma t J$$

可知水深與比降及冲刷力，實有連帶之關係，成立均勢。如冲刷力大於河牀之阻力，則砂土立被冲刷。冲刷愈深，則 α 及 J 變小，至能維持均勢時為止。如冲刷力不足以抵敵河牀之阻力，則水中所挾之沙易於淤積，而 α 及 J 即加大，至冲刷力與阻力相等，能維持均勢時為止。此乃冲刷力之大概情形也。若求河牀不被冲刷，以期河流挾沙量之減小，須先考察河牀之地質及此項地質之抵抗力。然後實測河流之水深及比降，估計水流之冲刷力約為若干。如水流之冲刷力超過河牀之抵抗力，必減小水流之冲刷力，方免河牀之變遷。河牀設為沙質，其抵抗冲刷之力，約為每平方公尺0,2至1,0公斤。碎石之抵抗力，為每平方公尺2至5公斤。草地之抵抗力，在短時間內，可達每平方公尺2至3公斤，水流冲刷力超過此數，即被冲刷矣。又據佛朗壽士 (L. Franzius) 氏之經驗，如平均流速每秒為0,5公尺，則細沙或泥土即被移動。平均流速為每秒1,0公尺，足以冲刷鬆沙或黏土。平均流速為每秒1,5公尺，足以冲刷與黏土結合之沙或粗沙。平均流速為每秒2,0公尺，足以冲刷粗礫或堅土云。

天然河流之河牀，日被冲刷，則河牀之狀態時刻變更，高者被刷而低，低者又因泥沙之沉澱而填高。大致全河可分三部，如第九十七圖。其近河源之一部，水力最猛，冲刷力與阻力不能維持均勢，被冲刷之沙礫，較多於停積之沙礫，於是河牀日漸刷深。次為

第九十七圖



中部M，被冲刷之沙礫，適等於停積之沙礫，是以河牀得維持其原狀。再次爲近河口之一部，比降漸小，水力漸弱，停積之沙礫多，冲刷之沙礫少，於是河牀日漸填高，此乃全河沙礫遷移之概況，與河牀變遷之情形也。至若沙礫之移動，頗關重要，其詳細情形，在天然河流之內，雖可觀察一二，但各家之學說紛歧，仍難得其真相，茲先臚舉各家研究之結果如下：

- (一) 凡挾沙之河流，在長而且直之河段內，低水位時，恆發現淤積之沙帶(Geschiebänke)。
- (二) 葛萊勃腦 (Greibenau) 氏以爲沙帶之成立，完全與注入之挾沙支流有關，而拉握爾 (Lavale) 氏則否認之。
- (三) 淤沙之地位，大都靠近岸邊，且左右相間，或沙帶與河岸之間有小槽，但沙外之大槽較深。
- (四) 如連接相隣二沙帶之脊，則低水期內最深之處，爲連接線之中心，其地位適在河心。由此可以求出駁線 (Talweg) 之

地位，鷓線者，河牀中最深各點之連接線也（參觀第九十八圖）。

(五) 葛萊勃氏考察德國蘭茵河(Rhein)上游之沙帶，其連接線與鷓線不相交，而奧特河(Oder)則否，法比(Faber)氏乃主張擺狀鷓線說。

(六)每經洪水，沙帶必遷徙其位置，而鷓線亦隨之平行下移。

(七)洪水期內，沙帶位置，究屬如何遷移，尙難推測，因洪水與低水之河牀，是否類似，亦未明瞭也。

(八)凡由支流注入幹河之沙，均積於入口之下方，無論在平直河段，或稍曲之河段內，多不移動。故此段低水期之鷓線恆固定不變。

(九)設鷓線固定不變，則河牀上層之地質，無多變遷，對於沙礫之轉移，亦可減小。

(十)在鷓線無大變遷之河槽內，則兩灣之間平直河段上，低水位之深度較大，否則較小。

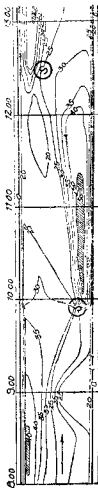
(十一)在平直之河段內，雖可將其中水位之河槽改狹，使沙礫無停蓄之機會，但狹槽以上之河牀，必日被沖刷，狹槽以下之河牀，必日漸填高，狹槽內之比降，亦難免減小，結果或竟使全河之現象較前更劣。

恩格司氏因各家對於沙礫之移動，學說紛歧，未能明瞭真相，乃於河工試驗室中，試驗直河內河牀變遷之形態，第九十九圖即係試驗槽內洪水期之情形。水勢降落，則低水槽成立，S處之沙，恆被

第九十八圖



第九十九圖



刷去，成一彎曲之流槽。如水勢落而復漲，則S處之沙復行淤積，恢復原狀。考察沙質向下移動之方向，恆與水流平行。但沙礫決不改換其位置移於對岸，此堪注意者也。全部試驗之結果，摘要述之如次：

- (一)平直河段內，其河牀之沙易於移動，如兩岸保護堅實，則水流下注之方向與任一岸線平行，河牀上沙質向下移動之方向，亦必與水流平行。
- (二)設比降極大，而水面之降落，直至流槽之寬度超過流量所需要之寬度時，則河流不必受支流之沙，亦可積成舌狀之沙帶，間列於兩岸。
- (三)但在舌狀沙帶之尾端，順沿流槽，仍有極少之沙質移向對岸
- (四)降落之水，恆沖刷沙帶之尾端，成為低水流槽，低水槽最淺之處，即在此段。
- (五)每經一次洪水，沙帶即順流下移，此項新刷成之低水流槽，亦因此淤墊，俟水勢再度降落，沙帶尾端又將刷成低水新槽，但較以前之位置略向下移。
- (六)設河槽改狹，或上游之沙量減少，則沙帶之成立，與低水線之遷移，均可免除，但該河段之水面比降，必較前減小。

河流所挾沙礫分為二類。一曰推移質，其質量笨重，積聚河牀之上，須藉大水沖刷之力，方能向下流推移，其進行極緩。一曰沉澱

質，質量細微，混雜水中，水急則隨流而下，流緩則沉澱停積，河牀因此淤墊，爲患最烈。是以治河者，應考察沙量之多寡，爲治導之標準。欲測驗沙量之多寡，可於洪水將落之時，在河中各處取得水樣多種，先秤水之重量，然後將水濾去，俟沙質乾燥之後，再秤其重量，乃知沙與水之比例。並在多種之水樣中，採其平均之值。

按吾國河流，以黃河及揚子江爲最著。茲略述兩河挾砂之情形如下，以資參考。

黃河挾沙量之豐富，爲世界各河流冠。黃河之難以治導，卽此故也。黃河上中游之河道，多流於黃壤區域。大雨之後，黃壤隨流入河，或洪水期內，河岸河牀同被嚙蝕，此爲黃河挾沙較多之原因。黃壤者(Loss)風積土質之一種，來自戈壁，散布於黃河流域，層積之厚，恆達數百公尺(參觀第一百圖)。黃壤之分子，細微如沙，又極疏鬆，而易於滲漉，揉之立爲塵粉，可以隨風飛揚，但黃壤河岸，經水淘刷之後，又能壁立如削，形同危崖，而無坦坡，甚至上部空懸，猶能不倒，此其特性也。至於黃河挾沙之量，據一八八九年荷蘭工程師單百克及魏舍(P. G. Van Schermbeck und A. Visser)二氏之試驗，得知黃河各段每一立方公尺之水量，所含沙質之重量如第二十五表。

又據費禮門(John R. Freeman)氏之紀載：『黃河在低水位時，水中所含沙量，以重量計，平均約爲0.4%。設河流之平均流速從每秒五呎增至每秒八呎，在一星期至三星期之內，則河中所含泥沙重量，漸次增高爲6.5%。設以體積計，約爲4.5%。此乃一九

第二十五表

時 期	地 段	每一立方公尺水所 含泥沙之重量
1 一八八九年四月二十六日	把河壩 經度113°20' 靠岸之水,在水面下1,75公尺 河床以上0,5公尺	3,708 公斤
2 一八八九年五月三日	1852年決口處, (經度 114°40') 河心之水,在河面下1,75公尺	4,491 公斤
3 一八八九年五月二十一日	齊河(經度116°) 河心水面上之水	5,620 公斤

一九零七年七月三十一日至九月二日在六處地方經過十八次測驗之平均結果也。(參觀第一〇一圖)若在洪水期內,水中所含泥沙重量,約為9%或10%,而此項泥沙,大部分乃當地被冲刷之黃壤,而小部分則為從上游土質鬆軟之山地攜挾而來者也。費氏又列舉世界各大河流之挾沙量,以資比較。(參觀第二十六表)又一八九八年河堤決口,山東境內王家壩地方,為河沙所掩沒之地面,約為三百平方公里,其厚度平均0,6至2,0公尺不等,如平均以一公尺計算,此項砂量已達三萬萬立方公尺,可謂鉅矣。

近年以來,黃河陝縣水文站實測之流量與含沙量如次:

最高洪水峯 25,000 秒立方公尺

最大洪水量 3,200,000,000 立方公尺

平均年流量 1,375 秒立方公尺

平均全年逕流量 42,991,000,000 立方公尺

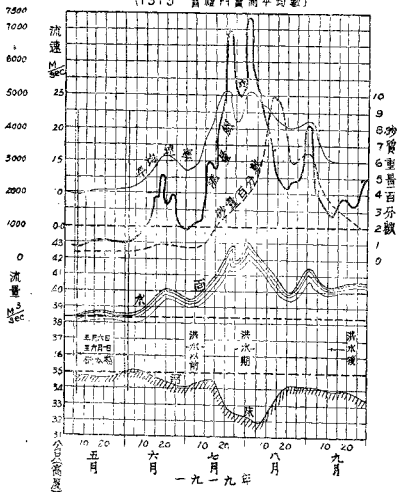
最小與最大含沙量 0.5%—46.14%

平均含沙量 2.09%

平均全年輸沙量 1,890,000,000 噸

第一〇一圖

黃河河床變遷平均流速流量砂量水位圖
(1913 黃河門閘測平均數)



因決口致流量減少

第二十六表

河 名	挾 沙 量
非洲尼羅河(洪水期)	1,580公斤/立方公尺
印度恆河(洪水期)	1,940公斤/立方公尺
北美密西西比河(平均)	0,670公斤/立方公尺
歐洲多瑙河下游	最大量 最小量
歐洲歐茵河下游	最大量 最小量

由此觀之，黃河口之海岸每年約漲出三百公尺，與黃河下游沖積平原面積之廣大，莫非攜挾極大沙量造成之果。而河身又爲隄防所限，泥沙之淤墊，幾無止境，歷時久遠，河牀乃日益增高，是以黃河低水期之河牀，或竟高出隄外地面一公尺半之多，而低水期之水面，有高出隄外地面一公尺半至三公尺者，洪水期之水面，更有高出隄外地面六公尺至七公尺半者。若洪水暴漲，下游壅滯，不得遂就下之性，勢必旁流溢出，致開決口。決口既開，則全河之水，傾瀉而下，勢如奔馬，不可收拾，於是水流分岔，正流必緩，正流緩則沙停，沙停淤淺，則就下之性愈不得遂，而旁決之勢益橫，乃致全河改道。自周迄今，黃河河道之遷徙，蓋不下十餘起矣（參觀第一〇〇圖）。是以黃河之害，雖由於善淤、善決、善徙、而徙由於決，決由於淤，其病源則一耳。

揚子江所含沙量，不若黃河之多，沙量之來源，多爲四川東部之紅盆地。（Roter Becken）該處地質爲含沙之黏土層，帶有紅色，土質鬆軟，易爲水流所侵蝕。揚子江流經其地，支流縷分，散

布於盆地之上，所有被蝕蝕之沙土，莫不匯流入江，江水下游，於洪水至時，呈現紅色，曠是故也。但揚子江所挾泥沙，以沉澱於中途之湖泊者爲多。據淺浦局報告揚子江之流量，每秒鐘約自二十五萬至二百萬立方呎。依據蕪湖之測驗，每秒鐘流量之平均值爲一百零五萬立方呎，約合二萬九千立方公尺。該處江水含沙成分，重量在百萬分之五十六至一千四百十二，其平均值約爲百萬分之五百。假設沙之比重爲1.4，則其體積適佔百萬分之三百五十七。今每秒流量平均爲二萬九千立方公尺，則每秒輸沙之量，約爲10立方公尺，每年輸沙入海之量，爲三萬一千五百萬立方公尺，衡其重量，竟達四萬萬噸之鉅。揚子江口之沙洲羅列，可見一斑。（參觀第一〇二圖）

第二節 荒溪

荒溪者 (Wildbach)，天然河流之源流也。來自山嶺，勢陡流激，碎石沙礫，隨之而下。浸漸而沙石停留，阻塞流道，則山水壅積，泛濫爲患。迨乎水力既強，則奔騰下瀉，推石轉移，往往猛撲廬舍，損毀禾畜。設水力不足，則沙石又復停積。是以山水之來，恒無常期，且與流域內之雨量以及流量之大小，幾無關係。苟天晴久旱，又無冰雪融解之水來注，則荒溪立即乾涸。此乃荒溪之特徵也。

荒溪全體可分爲三部（參觀第一〇三圖甲）：

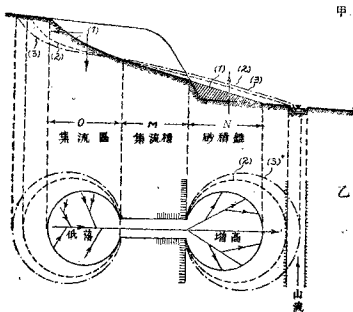
（一）集流區 (Das Einzugs-od. Sammelgebiet)。

(二)集流槽M (Der Schluchtartige Abfluss-od. Sammelkanal),

(三)沙積雜N (Der Auswurf-od. Schuttkegel),

集流區者，匯集小流之區域也。其四周以分水嶺為界，區內雨水及泉流自山下降，成為小流，冲刷沙礫，攜挾而下，或石質暴露，風雨侵蝕，罅裂剝圯，隨流下注，故集流區內，日益低窪，其變遷之情形，參觀第一〇三圖甲〇段內之(1)(2)(3)。集流槽者，集合小流，匯而下注之流槽也。沙積雜者，水出總槽，雜流於

第一〇三圖



平原，水力頓微，沙礫淤積，日益推廣，形同圓錐，參觀第一〇三圖乙N段內之(1)(2)(3)，此項沙錐，日積月累，或竟阻斷山流(Gebirgsfluss)如第(8)線。當沙積錐未與山流相通之先，則荒溪衝決泛濫之害，僅限於本身，而受害最烈者，為沙積錐上之田地廬舍，蓋沙積錐之土質肥沃，可供耕種，山民恒移居於斯也。如沙積錐日益廣展，侵及山流，而沙石又非山流水力所能攜挾下注，必將壅塞為患，於是山流上部之地，盡成澤國，山流或竟衝決遷徙荒廢堪虞。反是如水力增漲，關徑下注，推移沙石，展轉前進，則良田沃野，輒為所掩，甚或廬舍被毀，人畜遭殃，此乃荒溪之不可不治也。

第三節 河口

(甲) 總論

河流朝宗於海，其匯合之處，是謂河口(Flussemündung)，河口附近，海岸之狀態，易地而異，而河流之性情，又各有不同，故河海之關係，極為複雜，而各地河口之情狀，亦難盡類似，所宜考察者，約有下列各端：

(A) 關於海者

- (一) 河口附近之海岸形態，是否彎曲，抑係平直或突出。
- (二) 河口以外，海底之淺深與其坦坡。
- (三) 海流之起源與方向及強度。
- (四) 風之方向與強度。

- (五)波浪之影響。
- (六)海水位變遷之大小與頻數。
- (七)海水之密度。

(B)關於河流者

- (一)流量之大小及差異。
- (二)河流挾沙量與沉澱物之類別。
- (三)河口以上水面比降之大小及差異。

德國佛朗壽士 (L. Francius) 氏於巴黎世界航務報告內曾著「河口之改良」一文，所論極為中肯，有云「小河入海之口，大都深而且寬，潮沙進退於其間，勢甚猛烈。反是大河入海之口，大都淤淺，沙洲板橫互於河海之間。」世界河流屬於第一類者，例如英國大部分之河流，德國之渭沙河 (Weser) 及愛比河 (Elbe)，法國之羅爾河 (Loire) 及基戎河 (Gironde)。其河口之寬度與深度，愈近海面，愈加深廣，河口之形狀，類似漏斗，蓋潮流冲刷之結果也。屬於第二類者，例如美國之密西西比河 (Mississippi) 埃及之尼羅河 (Nil) 中國之黃河。水量與沙量均極豐富，沉澱物多淤積於河口，日積月累，乃成三角洲 (Delta)。但在以上兩種河流之間，亦有例外。例如德國之蘭茵河 (Rhein) 中國之揚子江。河口雖有三角洲，而河口仍屬深廣，且成爲漏斗式云。

於是佛朗壽士氏假定除河流挾沙，中途停積於河口以上之湖泊外，世界河流可歸納於下列三種情形之下：

- (一)凡河口祇有三角洲，而不成漏斗式者，乃該河口絕無潮沙

之影響，或其影響極微也。例如美國之密西西比河，埃及之尼羅河，歐洲之多瑙河(Donau)，法國之龍河(Rhone) 中國之黃河等屬之。

(二)凡河口之三角洲甚大，而各支流仍成漏斗式者，乃河流挾沙，既極豐富，而該河口之潮力亦極猛烈也，例如印度之印度河(Indus) 恆河(Ganges) 伊若瓦底河(Irawadi) 中國之揚子江。

(三)凡河口成漏斗式而無三角洲者，乃該河口之潮力極猛，而河流挾沙又極少也。

按照佛朗壽士氏之理論，可以推知河流愈大而挾沙愈多者，非有相當較猛之潮力，不足以免除三角洲之淤積，而促進漏斗式河口之成立。換言之，即河流挾沙量與潮力之關係，可觀察河口三角洲與漏斗式潮區之消長而決定之。

河流奔馳入海，而海潮逆湧而上，二流接觸，流速銳減，水中所挾之沙，勢必因此淤停。又或河流入海，與沿岸之海流接觸，則挾沙亦莫不淤積，此乃河口之外，攔門沙(Barre)成立之原因也。攔門沙所受之力有二：一為波浪力恆欲沖沙向岸推進，一為河流力恆欲沖沙入海，二力相均，攔門沙遂固定不移。換言之，即攔門沙乃存在於水流均勢之下者也。據司特芬(David Stevenson)氏之考察，攔門沙成立之條件有三：

(一)攔門沙之成分，應為易於移動之沙質或相類之質。

(二)河口外之海水須較淺，其最大之波浪須能直接沖刷海底之

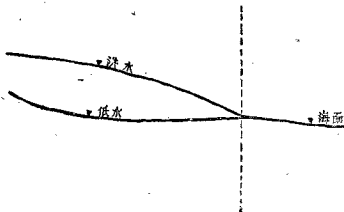
沙。

(三) 海岸之形態，須利於高浪之成立，此項高浪之力，並須足以冲刷海底之沙。

(乙) 無潮汐之河口

凡在無潮汐之河口，設海面之高度不變，則河口之橫斷面，應亦不變。蓋河口橫斷面非與河流之水量有關，而與海面有關也。故在同樣之河口橫斷面內，須容納河流最小或最大之水量。當河流入海，水量加大之時，而河口橫斷面不變，則流速必增，比降加大，是以洪水期內，河口水面多成凸線，結果必致刷深河牀，而兩旁之岸，亦將同被刷寬，至恢復平衡狀態為止。反是低水期內，水量減少，而橫斷面經洪水之冲刷，業經加大，則流速必減，所需要之比降，亦將減小，故水面恆成凹線。（參觀第一〇四圖）

第一〇四圖



無潮汐之河口以外，攔門沙之成立，大半由於河流洪水之沖刷作用。低水期內，河流挾沙較少，則攔門沙上，祇有由海岸流攜挾之沙，來此淤積。洪水期內，則河流攜挾之沙，均集合於此。如河口在淺灘之上，而海岸流復弱，則攔門沙日漸擴充，可以成為三角洲。如海岸極峻，且為岩石，或海岸流甚強，或沉澱之沙質較少，則河口將無成立三角洲之機會矣。

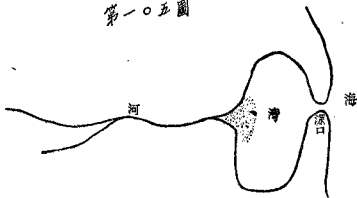
三角洲之主要成因，為河流之挾沙淤積於河口。河口既有三角洲，則水道分歧，其瀉水愈多之河槽內，淤積之沙，亦將愈多。是以洪水期以後，其主要之河槽內，淤沙必特多。河槽既經淤沙，對於繼續而來之洪水，足以發生阻滯之患。洪水遇阻，勢必壅積增高，比降增大，而水與沙爭矣。結果約分二種：或此項洪水因壅高而壓力增加，足以抵制淤沙之阻力，將仍取原方向而下流。迨乎歷時久遠，沉澱物淤積日多，河槽日益加長，再遇洪水，水不勝沙，則水面壅高，必將分支下流。或則主要之河槽，為第一期之洪水所淤積，第二期洪水至時，即須分出支流。是以每經一次洪水，河口即多一次變遷，三角洲即將益為擴大增高，且漸向海中推展，其狀況將與荒溪之沙積錐相類，流槽分歧，而無固定之幹槽矣。

攔門沙之成因，前已述之，尚有一原因，亦堪注意。蓋海水之分子，恒較河水為密。河流接觸海水，速率驟然減小，河水即漸分布於海水之上。河流攜挾之沙，比重較大者，停積於河牀，固定不動。比重較輕之沙，即隨河水而上騰，逐漸淤積於海。是以攔門沙之成立，與三角洲之擴展，對於河流挾沙之種類及數量，以及河水與

海水密度之差異，皆有莫大之關係。

設河流非直接入海，而先流入湖狀之灣內 (Haff, Lagune) 然後入海，則此灣之功用與澄清池同。蓋河流入灣，速率忽減，攜挾

第一〇五圖



之沙，即行沉澱，灣口可以不致淤墊。況當海風向岸之時，海水吹入灣內，水面勢必增高。一俟風向改換，海水復向外流，則灣內水面與海面之差度愈大，其由灣內被沖入海之沙，亦將愈多。此項灣口，在歐洲東海一帶名曰蒂芙 (Tief)，亦即深口之意也。(參觀第一〇五圖)

(丙) 有潮汐之河口

(A) 河口之潮流 (Flutwelle)

海濱之水，每二十四小時內，有兩次之升降，循環不息。水面上升，名曰漲潮 (Flut)。水面下降，名曰落潮 (Ebbe)。漲潮時間最高之水位，名曰高水位 (Hochwasser)。落潮時間最低之水位，名曰低水位 (Niedrigwasser)。二者相差之高度，名

曰潮高 (Flutgrösse od. Flutwechsel). 高水位與繼續之高水位間或低水位與繼續之低水位間所經過之時期 名曰潮期 (Flutperiode od. Tide). 一月之間, 每十四日有高潮 (Springflut) 一次, 高潮之前後八日均為低潮 (taube od. Nippflut). 例如上海黃浦江內據漕浦局之報告一日之間, 漲潮兩次, 日曰午潮, 夜曰子潮. 一月之間, 高潮在陰曆月之第三日及第十八日, 低潮在月之第十日及第二十五日. 高潮漲時潮高達九英尺至十一英尺, 漲落潮相差之水位高度為八英尺. 低潮漲時潮高祇有六英尺至七英尺, 潮差為三英尺. 漲潮時間平均為五小時, 落潮時間為七小時. 其平均速率如下:

高潮漲時 2,6 海里 低潮漲時 1,3 海里

高潮落時 2,4 海里 低潮落時 1,8 海里

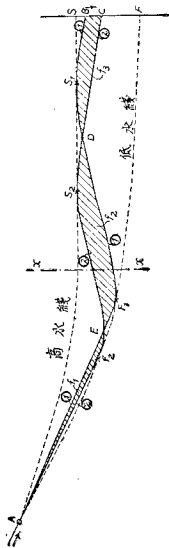
潮流由海入河, 頂托而上, 既受河牀之阻, 復為兩岸所限, 其動作勢必遲滯. 而潮脚 (Fusspunkt der Flutwelle) 所受河槽之阻力最大, 其進行不若潮峯 (Scheitel der Flutwelle) 之敏捷. 是以潮流上溯愈遠, 漲潮之時間愈短, 落潮之時間愈長. 若潮峯與潮脚二點逐漸相近, 混而為一, 則潮止焉. 潮流自河口上溯, 所經過之區域名曰潮區 (Flutgebiet od. Astuarium). 潮區內號稱某地為漲潮或落潮, (高水或低水) 當視該地之水位, 或為潮流之前坡, 抑為潮流之後坡而定 (der vordere od. hintere Abhang der Flutwelle). 潮流前後坡之方向相反, 潮流前坡名曰漲潮流 (Flutstrom) 潮流

後坡名曰落潮流 (Ebbestrom)。但漲潮流之界線，與湖區之界線，不在同一位置，漲潮流之界線，恆在湖區界線之下方。漲潮流界線以上，僅有落潮流，但其速率當漲落潮時，恆有變更云。

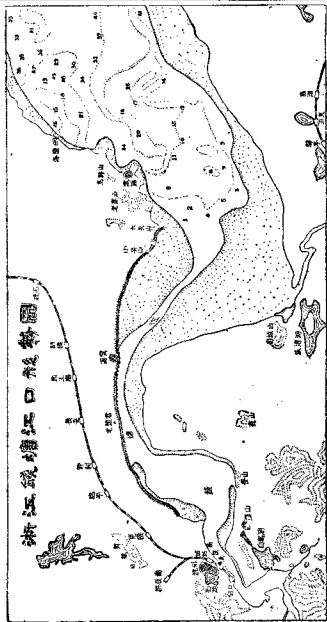
湖區以內，在同一時間內，測得之各地潮水位，聯成曲線，名曰潮流綫 (Linie der Flutwelle)。湖區內某地在不同之時間內，測得之潮水位，聯成曲線，名曰潮曲綫 (Flutkurve)。而潮流綫可由潮曲綫求得之，即係從潮曲綫中將湖區內各地同一時間之水位，按河流之縱斷面，畫於各地線上，所聯成之曲綫。除此以外，最重要者，為潮流活動之範圍綫。此項範圍綫即係高水綫與低水綫 (Hoch-u. Niedrigwasserlinie)，亦即潮峯與潮腳之軌跡綫 (Geometrische Orte) 也。例如第一〇六圖，A 為湖區界綫，SF 為河口，SF 之長度為河口潮水之高度，潮峯潮腳之活動範圍為 SA 及 FA，故 SA 名曰高水綫，FA 名曰低水綫。觀察此項範圍綫，可知湖區內之情況，與各地潮勢之大小，蓋 SA 與 FA 二綫，恆與河牀及河岸之性質，比降之大小有關，依此情形，則各地潮流之狀況，可分三項論之：

- (一) 凡大河之內，如河牀既寬且深，比降亦小，則高水綫與水平綫無大差異。
- (二) 設河內有小島或沙帶，彎曲既大，河牀復淺，則高水綫恆下降。即係自河口上溯，潮勢減小之程度較烈也。此種現

第一〇六圖



第一〇七圖



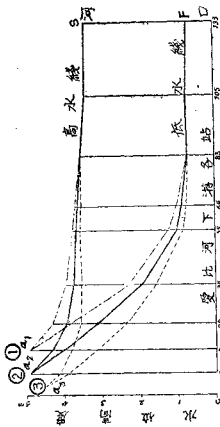
象，多發現於湖區內之支河。

(三)設河口水面之比降極峻，水深甚小，而海潮復極猛，則潮腳之前進勢必異常遲滯，後部之潮流繼續湧至，潮勢怒激，浪濤壁立，潮流上湧，幾如萬馬奔騰，頓成奇觀，此種現象，名曰湧潮(Borre od. Mascaret)，例如法國之基戎河 (Gironde) 中國之錢塘江均以湧潮著稱者也。而錢塘江口，非特沙灘淺平，其自尖山以西之河槽，又異常窄狹，海潮經狹槽一束之後，翻流而上，及於海窰，驟然開放，乃成湧潮，每年秋季潮汛最大，因有海窰觀潮之盛。錢塘江口之地勢，參觀第一〇七圖，關於計算湧潮之說明詳後。

按潮流之現象，隨地隨時而異，蓋河流下注之水，與河口上湖之潮時刻均有變遷也。設大潮汛時，忽遇暴風，順潮而來，則潮流洶湧澎湃，勢尤猛烈，名曰暴潮 (Sturmflut)，往往潰決堤塘，釀成重災云。

假設河口之潮量不變，而河水上流下注之量（或簡稱上水量 Oberwasser），隨時變更，則上水量增漲之時，潮區界線附近之水面亦即漲高，上水量減小之時，潮區界線附近之水面亦即下降。由此推知上水量漲，則潮區界線下移，上水量減，則潮區界線上移。換言之上水量漲，則高水線低水線隨之升高，上水量減，則二線隨之下降。且低水線之變動，較高水線為大，是以上水量漲，則潮流之影響小，上水量減，則潮流之影響大。但潮區以內，因上水量變遷所發生之影響，愈近河口則愈小，若潮區甚廣，至河口附近，已不

第一〇八圖

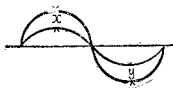


- ① 最大上水量時期之水面
- ② 尋常上水量
- ③ 最小上水量

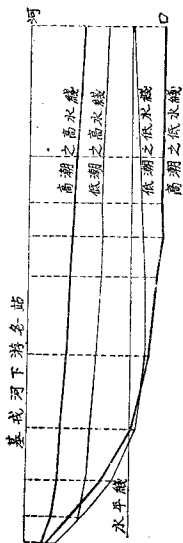
感覺上水漲落之影響矣。參觀第一〇八圖，爲德國愛比河下游潮流之情況。 A_1S 及 A_1F 爲上水量最高時之高水線及低水線。 A_2S 及 A_2F 爲尋常上水量時之高水線及低水線。 A_3S 及 A_3F 爲上水量最小時之高水線與低水線。所有潮區界線地位之變動，及高水線與低水線之升降，均甚明顯。反是如上水量並無變化，而河口之潮量不同，則大潮汛時，潮流上溯之程，較小潮汛時爲遠。且潮區內各地，當大潮汛時，其流量亦較大云。

滄海之中，高潮浪 (Welle der Springflut) 之頂點 (Scheitel) 與低潮浪 (Welle der tauben Flut) 頂點之差 x ，適等於高潮浪腳點 (Fusspunkt) 與低潮浪腳點之差 y 。(參觀第一〇九圖) 但此種現象在河流潮區以內，則變更無定。蓋自河口上溯愈遠，則低潮之低水位與高潮之低水位距離愈小，漸至相交。過此交點，則低潮之低水位下降，而高潮之低水位上昇。但高潮之高水位，恆在低潮高水位之上，又高潮高低二水位之差，(即潮量 Flutgrösse) 較低潮之高低二水位之差爲大。如法國基戎河 (Gironde) 之情形，即其

第一〇九圖



第一一〇圖



例也。(參觀第一一〇圖)惟河口之潮如係甚小，則風之方向與力量足以使高潮與低潮之差異減小，馴至毫無區別，例如德國及荷蘭沿北海岸之河口，即有此種現象。總之河口下注之水及潮流之大小，實際上時有差異，其一切情形，異常複雜，非應用自動測潮器 (Selbstschreibender Flutmesser) 加以精密之測驗，不能求得潮區內準確之現象，以供吾人之參考。

(B) 潮區內流量之規定

假設某時潮區內之水面，如第一〇六圖第 1 線， t 秒後之水面如第 2 線，則河口之水面在 t 秒內從 B 降至 C ，而 DS_2EF_1 空間內之水面上昇， BS_1DC 及 EAF_2 空間內之水面下降。茲以 f_2 、 f_3 及 f_1 代表三面積，並假定河流寬度為一公尺，則 t 秒內河口之流量如下式：

$$Q_m = f_3 - f_2 + f_1 + q \cdot t$$

式內 q 為每一秒鐘每一公尺寬之河面，自上流下注之水量，同法可求得另一橫斷面 xx 在 t 秒內每河寬一公尺之流量如下：

$$Q_x = -f_c + f_i + qt$$

式內 f_c 為 f_2 在 xx 左部之面積，假設水位下降之面積 f_c 為正，上昇之面積 f_i 為負，則計算流量之普通公式如下：

$$Q = \Sigma(f_a) - \Sigma(f_b) + qt$$

是以河內任何地段，或為落潮流 (Ebbestrom) 或為無潮流 (kein Strom) 或為漲潮流 (Flutstrom) 可由下式求得之：

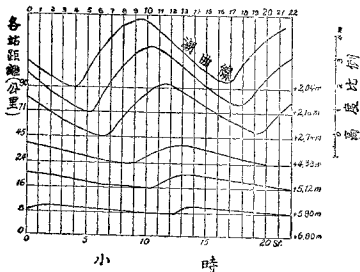
$$\Sigma(f_s) + qt - \Sigma(f_u) \begin{cases} > \dots\dots \text{落} \\ = 0 \dots\dots \text{無} \\ < \dots\dots \text{漲} \end{cases} \text{潮流}$$

設各橫斷面之距離為 1，水面之平均寬度為 $bb_1 \dots\dots$ 水面漲落之高度為 $\pm d \pm d_1 \dots\dots$ ，則某時刻單位在任何橫斷面之流量 Q 可用下式計算之

$$Q = \Sigma \pm \left(\frac{d + d_1}{2} \right) 1 \frac{b + b_1}{2} + qt$$

計算時所宜注意者，乃潮區內任何處之流量計算，應從潮區界線起，觀察潮位之昇降，至該處之橫斷面為止，公式內 $\Sigma \pm$ 符號，即

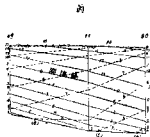
第一一四圖



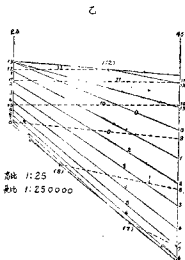
係包括從該橫斷面 xx 至潮區界線間潮水漲落之容積也。

例題：

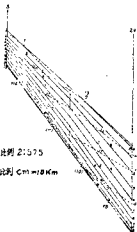
假設第一——圖，為某河各站所測之潮曲線。第一——二圖甲乙



高度比例 3 : 200
長度比例 3 : 2000000



高度 1 : 25
長度 1 : 250000



高度比例 2 : 575
長度比例 1 : 18 Km

第一——圖

丙，除表示高水線及低水線外，並由潮曲線圖內求得各小時之潮流線，繪於二線之間，茲計算流量如下：

(一) 規定四點至五點鐘間，在45站之流量。

$$\begin{array}{l}
 \begin{array}{cccc}
 \text{(水面漲落 (高度 (長度) (河寬) (流量)} \\
 \text{之高度) 比例) (Km) (m) (m}^3 \\
 \text{(mm)} \quad \vdots \quad \vdots \quad \vdots \quad \vdots \\
 \dots \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad \dots
 \end{array} \\
 Q = \frac{0+2}{2} \cdot \frac{100}{8} \cdot 8 \cdot \frac{400+520}{2} = 46000 \\
 + \frac{2+6,8}{2} \cdot \frac{100}{8} \cdot 8 \cdot \frac{520+640}{2} = 246000 \\
 + \frac{6,8+8}{2} \cdot \frac{100}{8} \cdot 8 \cdot \frac{640+800}{2} = 523000 \\
 + \frac{4+7,4}{2} \cdot \frac{100}{4} \cdot 21 \cdot \frac{800+1350}{2} = 3218000
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 \text{每小時上流下注之水量} = 1800000 \\
 \text{共計} \quad 5843000\text{m}^3
 \end{array}$$

(二) 規定七點至八點鐘，在90站之流量。

$$\begin{array}{l}
 Q = \frac{0+2,5}{2} \cdot \frac{100}{8} \cdot 8 \cdot \frac{400+520}{2} = 58000 \\
 + \frac{2,5+4,5}{2} \cdot \frac{100}{8} \cdot 8 \cdot \frac{520+640}{2} = 207000 \\
 + \frac{4,5+3,0}{2} \cdot \frac{100}{8} \cdot 8 \cdot \frac{640+720}{2} = 255000 \\
 + \frac{1,5+1,5}{2} \cdot \frac{100}{4} \cdot 6 \cdot \frac{720+900}{2} = 182000
 \end{array}$$

$$+ \frac{1,5+0}{2} \cdot \frac{100}{4} \cdot 0,7 \cdot \frac{900+900}{2} = 12000$$

$$\text{上水量} = 1800000$$

$$\text{共計} \quad 2514000\text{m}^3$$

$$- \frac{0+21,8}{2} \cdot \frac{100}{4} \cdot 8,8 \cdot \frac{900+1200}{2} = - 2352000$$

$$- \frac{21,8+29,0}{2} \cdot \frac{100}{4} \cdot 6,0 \cdot \frac{1200+1350}{2} = - 4858000$$

$$- \frac{14,5+13,1}{2} \cdot \frac{100}{2} \cdot 26 \cdot \frac{1350+2250}{2} = - 32290000$$

$$- \frac{13,1+8,1}{2} \cdot \frac{100}{2} \cdot 19 \cdot \frac{2250+3100}{2} = - 20937000$$

$$\text{共計} = - 66438000\text{m}^3$$

$$+ 2514000$$

$$- 63924000\text{m}^3$$

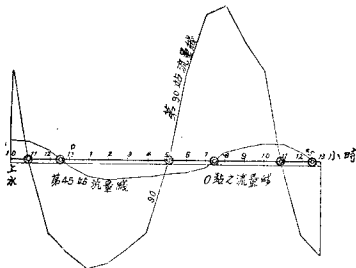
茲為明瞭起見，更就 45 站及 90 站，在十二小時內，所測得之流量(Wassermenge)及流率(Strömungsstärke)繪圖列表，說明於後。表內之流量，乃每小時內全河寬度瀉水之量，單位以一千立方公尺計。所謂流率，乃每小時內河寬一公尺之瀉水量，換言之，即水面寬度除流量所得之數，其單位以一立方公尺計，參觀第二十七表。

表 二 十 七

小 時	45 站				90 站				附 註
	流量 (全河寬度) 減水		速率 (河寬一公尺) 減水		流量 (全河寬度) 減水		速率 (河寬一公尺) 減水		
	落潮 1000m ³	漲潮 1000m ³	落潮 m ³	漲潮 m ³	落潮 1000m ³	漲潮 1000m ³	落潮 m ³	漲潮 m ³	
0-1	7202	—	4676	—	46863	—	10533	—	—
1-2	8107	—	5405	—	42172	—	16538	—	—
2-3	7509	—	5719	—	70444	—	14815	—	—
3-4	7184	—	5131	—	30648	—	12353	—	—
4-5	6843	—	4296	—	3751	—	1374	—	—
5-6	5489	—	4125	—	—	38549	—	12636	—
6-7	3147	—	2442	—	—	60072	—	20353	—
7-8	—	3902	—	2831	—	63924	—	20000	—
8-9	—	5937	—	3358	—	48537	—	15400	—
9-10	—	7324	—	4665	—	30680	—	11462	—
10-11	—	6445	—	4003	2385	—	782	—	—
11-12	—	3493	—	2117	30198	—	10413	—	—
12-13	—	—	1465	—	38633	—	18790	—	—
Σ	40832	27197	—	—	227898	244762	—	—	—

按照第二十七表，繪製流量線如第一一三圖，流率線如第一一四圖。橫軸線上分爲小時，自橫軸線向下，畫落潮流量及流率，向上畫漲潮流量及流率。0站之流量，即係上游下注之水 1800000 立方公尺。如河寬爲四百公尺，則該處流率爲 $1800000 : 400 = 4500$ 立方公尺。在第一一三圖及第一一四圖內，比較0站及45站90站之流量線及流率線，因知由潮區界線起，愈向下游，漲落潮之流量變

第一一三圖



◎ 為潮流漲落交界之時刻

時期略為延遲。茲就45站及90站延遲之時期，列表比較之，參觀第二十八表。

第 二 十 八 表

站	漲潮流延遲之時期			落潮流延遲之時期		
	低水位時刻 水位開始漲高 之時期	漲潮流開始 之時期	漲潮流延 遲之時期	高水位時刻 水位開始低落 之時期	落潮流開始 之時期	落潮流延遲 之時期
45	6點30分	7點25分	0點55分	11點35分	12點35分	1點0分
90	3點40分	5點0分	1點26分	9點25分	10點54分	1點29分

若以全河潮流之情形比較之，則落潮流較高水位延遲之時期，溯流而下，逐漸增加。漲潮流較低水位延遲之時期，在本例題內，自50站起，或向上游，或向下游，亦均逐漸增加云。

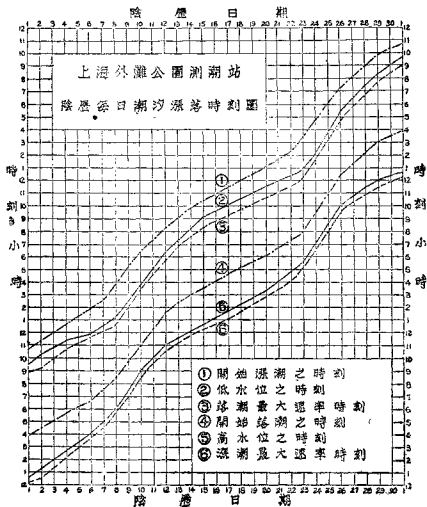
例如上海黃浦江每日潮流漲落之時刻，每月均預先報告，如第一一五圖所示，可知漲潮流開始之時刻，較低水位為遲，落潮流開始之時刻，較高水位為遲。而漲潮速率最大之時刻，在高水位之前，落潮速率最大之時刻，在低水位之前，堪資印證。

每一潮期內(Tide od. Flutperiode)，落潮流下注之水，非僅為漲潮之水量，而在此時間內，自上流下注之水(簡稱為上水量 Oberwasserzufluss)亦與焉。故第一一二圖內，0與13之潮流線，並非互相重疊，二者間之空間，即潮期內餘積之水量(Verbleibende Wassermenge)茲以公式表明之：

$$\text{落潮水量} + \text{餘積水量} = \text{漲潮水量} + \text{上水量}$$

參觀第二十七表，因知90站之餘積水量如下：

第一一五圖



227,9百萬立方公尺 = 潮期內之上水量 + 244,8百萬立方公尺

- 餘積水量

餘積水量 = 244,8 - 227,9 + 上水量

$$= 16,9 + (1,8 \cdot 13)$$

$$= 16,9 + 23,4$$

$$= 40,3 \text{ 百萬立方公尺}$$

此項餘積水量，適與根據第一一二圖內，0與18之潮流線所算得之水量相等。

至若河口湧潮 (Mascaret) 之現象，可依據巴清 (Bazin) 氏之理論及測驗解釋之。按海面潮流之速率 V ，可依下式計算之：

$$V = \sqrt{gH'}$$

式內 g 為自然加速，等於 9,81， H' 為海水之深度。潮流推進河口，此式仍可應用。但河流下瀉之速率 U ，足以阻滯潮流之上溯，故公式應為

$$V = \sqrt{gH' - U}$$

式內 H' 為河牀至潮流水面之總深度，如將 H' 分為 H 及 h ， H 為河流低水位至河牀之深度， h 為低水位以上之潮水高度，上式即可改為

$$V = \sqrt{g(H+h) - U}$$

巴清 氏曾應用此式，舉例解釋湧潮之現象。假定某河流內，河口以上之河槽，甚為平整，其深度為二公尺，在開始漲潮之時，河水每秒鐘下注之速率為一公尺，而潮水之漲高，在一小時內，約達

2,4 公尺。換言之，即每五分鐘潮水漲高 0,20 公尺。故潮水第一次漲高 0,20 公尺後，潮流前進之速率應為：

$$V_1 = \sqrt{g(2+0,2)} - 1,0 = 3,64 \dots \text{公尺/秒 (m/sek)}$$

如河流原有之流量，每河寬一公尺為每秒 2 立方公尺，在潮水漲高 0,2 公尺之後，河水之深度即由 2 公尺增至 2,2 公尺，瀉水剖面因此增大，其速率即須減小為 U_1 ，流量亦將減小為 q_1 ，計算如下：

$$2,0 - q_1 = 3,64 \cdot 0,2$$

$$q_1 = 1,272 \dots \text{立方公尺/秒 (m}^3\text{/sek)}$$

$$q_1 = 2,2 \cdot U_1$$

$$U_1 = \frac{1,272}{2,2}$$

$$= 0,58 \dots \text{公尺/秒 (m/sek)}$$

於是河流之速率，在潮水第一次漲高 0,2 公尺後，由每秒一公尺減為每秒 0,58 公尺。再五分鐘以後，潮水又漲高 0,2 公尺，則潮流上溯之速率 V_2 應較前增大，因水深又增加 0,2 公尺，而河流下注之速率已減小為每秒 0,58 公尺也。茲依照前法，求得 V_2 如下：

$$V_2 = \sqrt{9,81 \cdot 2,4} - 0,58 = 4,27 \dots \text{公尺/秒}$$

潮水第二次漲高以後，河流下注之速率更為減小如下：

$$U_2 = 0,17 \dots \text{公尺/秒}$$

再五分鐘後，潮水第三次又漲高 0,2 公尺，其速率 V_3 更為增加如下：

$$V_3 = \sqrt{9,81 \cdot 2,6} - 0,17 = 4,88 \dots \text{公尺/秒}$$

於是河流在潮水第三次漲高之後，其速率 U_3 愈加減小，變為負數，換言之即河水為潮流頂托，不能下注，勢必倒灌而上，自此以後，河內水面非特因上溯之潮流而增高，並因倒流之河水而增漲矣。

潮流逐漸漲高之後，其速率增加之情形，並可舉例說明之。假定潮水第二次漲高之時，其第一次漲高之潮水，在五分鐘內自河口上溯之距離為：

$$5 \cdot 60 \cdot 3,64 = 1092 \dots \text{公尺}$$

而第二次漲高之潮水，因速率增加，可以追及第一次漲高之潮水，其所需之時間為 t 。

$$t \cdot 4,27 = t \cdot 3,64 + 1092$$

$$t = 1733 \text{ 秒}$$

第二次漲高之潮水，追及第一次漲高之潮水之地方，對於河口之距離計算如下：

$$1733 \cdot 4,27 = 7400 \text{ 公尺}$$

該處漲潮之高度，應達 0,4 公尺，其相當之速率為

$$\sqrt{9,81 \cdot 2,40 - 1,0} = 3,85 \text{ 公尺/秒}$$

以此類推，如第三次漲高之潮水追及前兩次漲高之潮水，該處之速率應增加如下：

$$\sqrt{9,81 \cdot 2,60 - 1,0} = 4,05 \text{ 公尺/秒}$$

由此觀之，漲潮之時，其漲高之水，接踵前進，在相當時間以後，漲潮之高度，必屬可觀。如潮高 h 仍小於河水之深度 H ，尚不

致發生異象。設遇水淺之處，潮高等於河深，甚或超過之，潮流勢必怒激，成爲湧潮之原因矣。

上述之例，當然與天然現象，難盡符合。但巴清氏在法國賽因河 (Seine) 測驗湧潮之結果，亦足以證明潮流速率之增加，與下式頗爲脗合。

$$V = \sqrt{g(\bar{H} + h)} - U$$

並規定測驗湧潮之公式如下：

$$U + U' > \sqrt{g(\bar{H} + h)}$$

設 $h = H$ 則

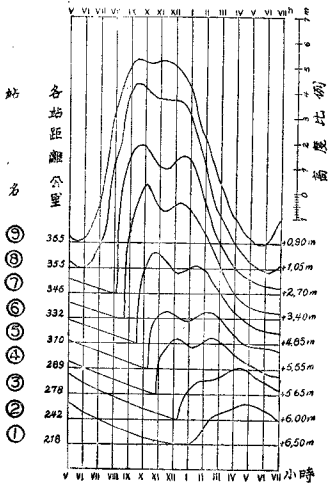
$$U + U' > \sqrt{2g\bar{H}}$$

式內 U 爲河水下注之速率， U' 爲與潮流量 Q 及水深 H 相當之速率。如該處河流剖面爲 F ，則

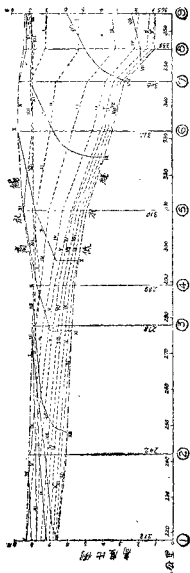
$$U' = \frac{Q}{F}$$

設河水之深度 H 愈小，而河水下注之速率 U 愈大，則湧潮之發生愈易。如 U 特大，雖河深並非甚小，亦往往可以發生湧潮之現象。第一一六圖及第一一七圖，爲法國賽因河口 (Seine) 測驗湧潮之圖，可資參考。其他有湧潮之河流，如法國之基戎河 (Gironde) 英國之塞文河 (Severn) 橘仁河 (Trent) 南美之阿瑪崇嫩河 (Amazonstrom) 印度之恆河 (Ganges) 及中國之錢塘江等。在阿瑪崇嫩河及恆河內，湧潮 (Sprungwelle) 之高度，達五至六公尺，而錢塘

第一六圖

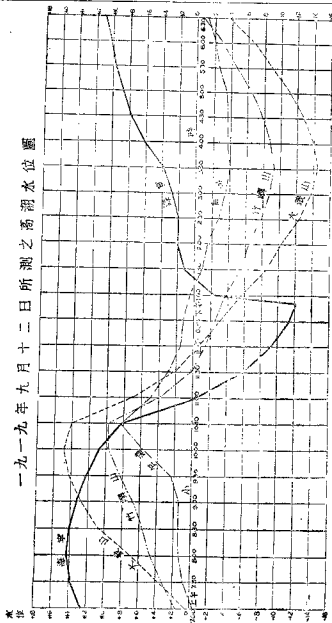


第一一七圖



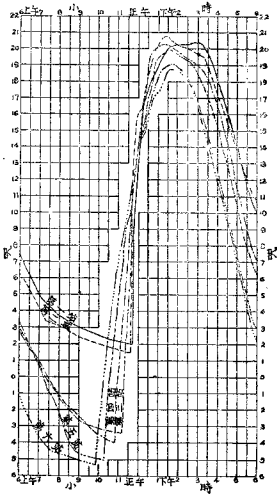
第一一八圖

一九一九年九月十二日所測之高湖水位圖



第一一九圖

1920年二月四日海寧澉浦間
六個測量站測得之高潮水位圖



第六站海寧

江之湧潮高度有竟達八公尺者。上海滬浦局曾於1919年九月實測錢塘江口各處之高潮水位，如第一一八圖。又於翌年二月在海寧與澉浦間，設立測量水位站六處，所測高潮水位如第一一九圖。

(C) 海水與河水之混合

河口近海之處，水中含有鹽分。假定河流內A處之鹽分為零，潮流而下，鹽分逐漸增加。自A處至河口之距離為1公尺，而河口每一立方公尺水內，所含之鹽分為 S_0 公分(克)，則A處以下x公尺之地方B，每一立方公尺水內所含之鹽質 S_x 應如下式：

$$S_x = \frac{x}{1} S_0$$

再假設經過兩次繼續之潮期，其低水位均相同。又潮期內，在AB間x公尺長之河段內，有淡水Q立方公尺流進，同時應有Q立方公尺之水下注，其平均鹽分為 $\frac{0+S_x}{2} = \frac{S_x}{2}$ ；換言之，即係從該河段流出之Q立方公尺水內，應含鹽 $Q \frac{S_x}{2}$ 公分，亦即該河段內之鹽分，損失 $Q \frac{S_x}{2}$ 公分。此項損失之鹽，將由漲潮時補充之，因假定該河段之平均鹽分不變也。其與 $Q \frac{S_x}{2}$ 鹽量適合之海水量如為 Q_1 ，則

$$Q_1 S_0 = Q \frac{S_x}{2}$$

$$Q_1 = \frac{Q}{2} \cdot \frac{S_x}{S_0} = \frac{Q}{2} \cdot \frac{x}{1}$$

如於 x 距離內，選定橫斷面若干，計算流量 Q_1 ，再與潮期內經過此等橫斷面之總流量比較之，大致差異無多。依據戈摩(Comoy)氏公式，可以規定河流含鹽界點距離河口之長度 L 如下：

$$L = T \cdot \frac{V \cdot v}{V - v}$$

式內 L 為含鹽之海水，溯河而上所及之遠，以公里計。

T 為河口漲潮流之時間以秒計。

V 為漲落潮流變換處之河流平均速率，以每秒若干公尺計。

v 為漲潮流之平均速率，以每秒若干公尺計。

例如法國基戎河(Gironde)

$$T = 22200 \text{ 秒}$$

$$V = 12 \text{ 公尺/秒}$$

$$v = 1,9 \text{ 公尺/秒}$$

由上式求得 L 之值

$$L = 50,2 \text{ 公里}$$

實際考察該河含鹽界點，為五十一公里，與求得之數，大致符合。

又如德國愛比河(Elbe)口測驗之數如下：

$$T = 5 \text{ 點} 30 \text{ 分} = 19800 \text{ 秒}$$

$$V = 7,45 \text{ 公尺/秒}$$

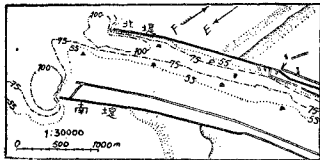
$$v = 1,08 \text{ 公尺/秒}$$

$$L = 25 \text{ 公里}$$

上項求得之距離，與愛比河口實際含鹽界點，大致無甚差異。設河水大漲，或東南風猛烈之時，含鹽界點，恆向下游遷移。而漲潮時水中所含之鹽，約為0,015-0,03，落潮時水中所含之鹽，約為0,004-0,007云。

至若淡水與鹹水之比重既異，其影響究屬如何，可於落潮將完時觀察之。彼時沿河底有含鹽質之潛流 (Understrom) 侵入。此項較重之鹹水，乃排擠淡水向上，而河面上之淡水，復逐鹹水後退。此種現象，或因他項原因，更加顯明。例如荷蘭路茲當敏 (Rotterdam) 之新水道河口 (參觀第一二〇圖)，於落潮時，即有一種現象。當落潮流向強，並含有相當鹽質時，海水並不擠入河口二堤之間，而在水面以下，則發生壓力，可使較輕之落潮水面漲高，流出河口，分布海兩，散注四方。迨乎二堤之間落潮水之鹽分減少，比重減輕，流速較弱之時，海水即侵入落潮水之下，成爲潛流。此種現象之解釋，大都爲河口隘狹，潮量微小 (該處潮高僅爲1,67公尺)，上

第一二〇圖



游下注之淡水，多於逆流而上之鹹水。反是，例如德國愛比河 (Elbe) 及渭沙河 (Weser) 因潮量甚大，則上項現象不甚顯明。總之因淡水與鹹水比重不同之關係，在落潮時河面水流加速，河底水流較緩。在漲潮時，河面水流較緩，而河底水流加速。此項現象，對於泥沙之沉澱，頗有影響。蓋河底之水流速率，愈向河口，則落潮時愈加遲緩，漲潮時愈加迅速。是以河牀沉澱之物，愈近河口，愈加繁多，而河口淤積堪虞矣。是以路籐當敏新水道河口南堤之內，又築低堤一道。其功用乃於低水位以下，束狹河寬，增加流速，以冀沉澱物之減少（參觀第一二〇圖）。而淡水鹹水交匯之處，對於水面飄浮之沉澱物，亦有關係。設落潮將完之時，海水沿海底擠入河內，則河面淡水抬高，向兩岸分散。故沿岸之水，所含泥沙最多。港灣之內，或水流停滯之處，淤沙亦較多云。

(D) 泥土量與潮流之關係

河流攔挾沙礫之關係，前已論之。而研究河口狀況者，對於水中混合之泥土，頗為重視。蓋河口水中所含泥土量之多寡，與港灣工程恆有密切之關係也。泥土者 (Schlick)，乃極細微之土質，而略帶黏性，混入水中，祇呈現混濁之色，而泥土分子，殊難辨識。曬乾之後，雖成為堅質，但仍易捻成齏粉。泥土之成因，隨地而異，或為石類之風化作用，或為水流摩擦河牀河岸，所成之細粉。或為河口含石灰質小動物之貝殼碎粉。故河口水中之泥土，與上游水中之泥土，其成分極異。而河流所攔挾之沙粒，經水流或潮流之洗刷與摩擦，亦往往成為泥土。泥土乾堅之時，其比重約為2.43。尋常測

驗水與泥土之比例，或以重設計，或以體積計，舉例如下：

假設100000分重 (Gewichtsteile) 之水內，含有3,17分重之泥土，而泥土之比重為2,43，則一分量 (Raumteil) 之泥土，應合若干分量之水？

$$100000 \cdot \frac{2,43}{3,17} = 76656 \text{ 水量}$$

如水之分量為100000，應合若干分量之泥土？

$$\frac{3,17}{2,43} = 1,304 \text{ 泥量}$$

泥土所佔之體積，與其分子間空隙之比例，約為3:2。如泥土浸水，使水之分子適足以補充泥土分子間之空隙，其比重約為1,86。

符比 (Hübbe) 氏曾研究混泥土之水，設水之深度與含泥量均已知悉，則曬乾後泥土沉澱之高度，應如下式：

假定 n 為混泥土內之水重，與混泥土全體重量之比例。

$\frac{n}{1-n}$ 為混泥土內水重與泥重之比例。

G 為混泥土之比重。

H 為十公尺高之混泥土柱內所沉澱之泥土高度。

又假定每100000分重之水內，含一分重之泥土，則

$$H = \frac{1}{100000(1-n)} \cdot G$$

例如每100000分重之水內，若含五分重之泥土，並假定有一港灣與此項河水相通，每年漲潮之次數為707 每次漲潮時港灣之內

有2,5公尺高之水柱換新。如灣內之水,完全曬乾,則所計算之H,應以下列之數乘之。

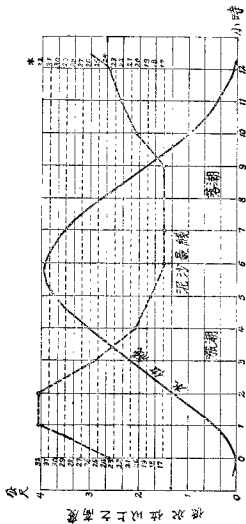
$$\frac{5 \cdot 707 \cdot 2,5}{10} = 88,4$$

符比氏曾利用此法, 測驗德國愛比河潮區界線處之泥土量如下:

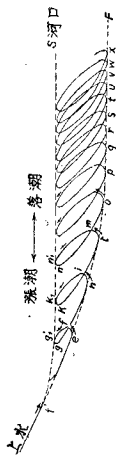
- (一)中水位以下之時間內, 每100000分重之水含2,92分重之泥土。
- (二)從中水位至水面漲高, 達溢流出槽時, 每100000分重之水, 含4,17分重之泥土。
- (三)高水位時, 每100000分重之水, 含2,52分重之泥土。

由此推知中水位期內, 水中所含泥量較多, 最為混濁。高水位及低水位之時, 水較清澄。推厥原因, 蓋中水位時, 河循槽流, 水為槽限, 速率較大, 泥土難以沉澱。一俟水位漲高, 溢流出槽, 平鋪灘地之後, 則灘地上之水速較小, 泥土大都沉澱, 故高水位時, 較為清澄。但高水既過, 水復歸槽, 灘地上所積之泥土, 一部分隨流入槽, 則水復混濁。低水位時, 水小泥少, 較為清澄, 乃自然之理。如在潮區之內, 水位隨潮流之漲落而升降, 水中所含泥土之量, 亦隨水位之高低而有差別。符比氏並舉例如第一二一圖, 以證明之。若以全河而論, 則潮區以內, 水中所含泥土, 較上流特別增加。且靠近河牀之水內, 所含泥土, 較之水面約多百分之五至百分之三十云。

第一二一圖



其為十萬分重之水內所含泥土之分量



第一二圖

泥土分子之動作，與尋常之沉澱物相類，或飄浮於水面，或推移於河牀。而飄浮之泥土，其轉動之方向，應與水流相同。在有潮汐之河口內，則泥土於漲潮時期，隨潮上溯，落潮時期，隨潮下移。輾轉往還，終達河口之外。符比氏曾在德國愛比河潮區之內，試驗泥土分子之動作，如第一二二圖。假定泥土分子之位置，在潮區界線 *f* 處。初因潮水之頂托，暫守其地。繼則順流下移，六小時後，至於 *e* 處。彼處除潮流之頂托力 (*Aufstau*) 外，並因潮流之關係而發生反流 (*Rückstrom*)。當反流未發生之前，水面方開始漲高，泥土份子尚作極遲緩之動作，向下推移。繼則隨水之分子上昇至 *f* 處。乃又為潮流反擊而倒流向後至 *g* 處。其所經過之道，頂點約在 *f* 與 *g* 之間如 *g'*，蓋因水面之降落，較水流之變換方向為早也。經過數次之同樣動作，泥土分子乃逐漸向下推移。但每次下移之路程，愈近河口，益為短促。例如 *oh > hl > lo > op > pq > ……*。據符比氏之推測，如此項浮於水面之泥土分子，並不先在中途沉澱，約須經過二月之久，始能轉移133公里之遙。此項距離，即係從愛比河潮區界線至河口海面之路程也。

河流攜挾之泥土，大部分淤積於河灣之內，或河槽兩旁灘地之上。此項淤土，異常肥沃，沿河農家，多利用之。但泥土淤積，對於潮區內之港塢，為害甚大，而對於河道本身，並無妨礙。蓋泥土之淤積，多在河槽之兩旁，而中泓無恙，不致阻礙航運也。據符比氏之考察，凡河流挾沙豐富者，潮區內之航道，最易淤塞，與攜挾多量之泥土者不同云。

河流中泓，雖無泥土之淤積，然中泓如有因沙質之淤墊而增高之處，泥土亦易淤積於其上，淤墊之高度，如達潮高之半，或超過之者，即將草叢叢生，而是時泥土之淤墊，最為迅速，若淤積之高度，與尋常潮水之高度齊平，則泥土之淤積，反漸緩和，不致再有顯著之增高矣。

河流自上游播挾而下之大部分泥土，每年之中，經二三次大潮之衝動，乃輾轉達於潮區，但潮區內泥土之淤積，以及隨流入海之泥量，一年之間，大致甚為均勻，是以潮區之內，應有容納相當泥土之河段存在，其由上游下注之泥土，暫時停留於該河段內，然後逐漸隨潮流而散布，或淤積於河槽之兩旁，或推移入海，此項河段，頗易辨識，蓋彼處之水較之上下各河段，例應特別混濁也。

(E) 潮區內河牀之構造

河牀寬度，愈近河口，愈加寬廣，故河流下瀉，勢易分歧，各自冲刷成槽，此項分槽，可以互為主流瀉水之途徑，而潮區之內，每當潮流高水位之後，即開始落潮之際，主流所佔之槽，往往與低水位以前所佔之槽不同，蓋潮區之內，漲潮流與落潮流之方向相反，或此槽方為落潮流所刷深，而彼槽又為先期之漲潮流所淤填，是以每經潮期，各槽可互為主流之槽，而為時均甚暫，惟潮流之冲刷河槽，既循環更迭，則河槽之形態反較上游之河槽，無多變化，僅偶值暴潮與冰澇之發生，河牀之變遷，或較為顯著，但河口以上，河面漸狹，無論漲潮流或落潮流均限於一槽，乃不復分歧，而彼處潮流冲刷河槽之作用，尤以落潮流為最烈云。

第三章 治河設計

第一節 概論

治河之要旨，首在解決流域以內之洩水問題，務求其利多而害少。其他對於治導河流之要求條件，非特異常複雜，且往往發生互相抵觸之處。欲圖各種條件均能圓滿解決，殊非事實所許可。例如漁者之要求，為保留河流之荒廢狀態，以利魚之蕃殖。航界之要求，為低水期內，仍能保持相當之水深，以便舟楫。農家與居民之要求，為避免河水之泛濫，以保護田廬之安寧。而工業界之要求，為利用水力，發動機能。城市村落以及工廠之要求，乃在同一河道之內，可供吸引清水與排洩污水之用。然衛生方面之要求，則為維護河道之清潔。由此觀之，各方對於治導河流惟一之共同要求，認為均受其益而無害者，厥為洪水量(Hochwassermenge)之減小，與低水量(Niedrigwassermenge)之增加。欲圖解決此項問題，須設法於洪水期內，蓄留一部分之洪水，勿使盡量洩瀉，待低水時期，再行陸續開放，以補救枯水之不足。除此以外，治河之主要條件，則為保護河岸，以免潰坍。此舉對於各方，均有相當之利益，獨非漁業之所願。但河岸既固之後，非特岸土不致再被沖坍，河槽亦將因此固定，而河流挾沙之量，亦可大為減少。對於治河之工作固較簡易，治河之費用亦將隨之而減輕，殊未可獨以漁業之不便，而礙及大計。

也。雖然，設河旁之土地價值頗為低廉，或河內航運並非發達，或河道荒廢，而所遭之損失無多，或兩岸之地，並非沃土，不利於耕種，則護岸之工費，恐將超過所保護之利益。遇有此種情形，治河設計之時，所有護岸工事，不妨暫緩實施，此乃治河之經濟問題，未可忽視者也。

治導尋常河流，保護崩岸，實為要舉。且護岸工事，必利用適當之時機，切不可玩忽延宕。蓋河岸初期卸坍，大都範圍甚小，立即搶護，工簡費少，苟稍遲緩，勢必崩潰擴大，釀成巨災，難以收拾矣。是以治導河流，欲求施工之適當其時，平日對於河道，必須精密查察，毋稍疏忽。至於工程機關之地位，亦須設置適宜，庶可便於照料，以期指揮如意，此乃治河之時間問題，未可貽誤者也。

德國恩格司氏曾有治河要例之規定，堪供治河者之參考，茲分條臚舉於後：

- (一) 凡治河之建築物，須與該河之天然性質相符合，而建築物之地位，亦須與該工程之原旨不相背謬。
- (二) 凡修治河道，不可祇考察表面之損害狀況，（例如河岸之崩坍，河牀之淤墊等），務須精密探求，所以被損害之原因，既得病源，始可籌劃救治之策。
- (三) 水流之排洩，於洪水期內，須力求避免災害，於低水期內，須力求堪資利用。
- (四) 治導河流，務須保持其天然現象，不可強改故態，但河道分枝之處，屬之例外，必須塞支強幹，方符治理。

(五) 挾沙之移動 (Geschiebebewegung) 使之變速，僅屬例外之舉，不可視為合理。低水期內露現之沙帶 (Geschiebebänke)，不可認為沙質移動之不暢。

(六) 治導河流，專恃挑濬河土，乃頭痛醫頭之謬說，非正本清源之方策。蓋病源不去，則隨濬隨淤，難見實效也。

(七) 治理供航運之河道，其主旨在求航行所需之水深。此項水深，不可專恃治河建築物之功效，須先應用人力，從事挑濬。如建築物之位置適宜，即可藉以保持挑濬之深度，不致淤墊。

(八) 水流之速率，如驟然減小，即易發生弊害。因水流速率忽減，其含蓄之一部分工作能力，無從發洩，勢必侵蝕河牀，冲刷為患。是以改小流速之先，須設置相當之建築物，預防河牀之刷深。

(九) 河牀之上，發現深槽，宜即精密考查，是否出之天然，抑係因治河建築物之不適宜，而冲刷成槽。應先求其病源，然後設法填補。

恩氏治河要例中，所以有第六項之規定者，乃因近世人士多以為河道之濬深，須以挑挖為主。殊不知淤積之病源未去，隨濬隨淤，疲於奔命。自德人達曼 (J. Daimann) 氏及法人巴菇 (Pasqueau) 氏力開挖深河道之議起，歐美人士之觀念頓改。惟潮區以內，利用挑挖之法，水深尚可保持不變，然亦非十全善策。故挑挖工事，非治河之正當方法，僅可作為輔助工作耳。

吾國治河之道，向以疏濬爲上策。疏濬云者，順其流而導之，去其淤而深之之謂也。有時以障爲疏，塞支使合，就窪改道，開引旁避，紆則直之，高則平之，闕則浚之，狹則闢之，分之以制其狂，殺之以息其怒，疏治得其術，河道不足患矣。而設計之先，尤貴審勢。清代靳文襄公曰，『治水須得法也，因乎地形，察乎水勢，而加以精思神用也。』是以必胸有全河，而後可以治河。如有患在下而所以致患在上，當溯其源而塞之，則在下之患方息。又有患在上而所以致患者在下，當疏其流以洩之，則在上之患自定。非歷覽而規度焉，則地勢之高下，不可得而知，水勢之來去，不可得而明，施工之次序，亦不可得而定也。夫勢之爲言，亦不一矣。有全體之勢，有一節之勢。論全體之勢，識貴徹始終，見貴周遠近。寧損小以圖大，毋拯一方面誤全局，寧忍暫而謀久，毋利一時而遺慮於他年。地有高卑，有險易，土有淤鬆，有燥濕，其應鑿應築，可行可止，必究其致患之故，以爲探本之謀，必得易於施工之法，以成夫爲下因川之計，是皆舉全勢而審度之者也。若論一節之勢，如水弱必束之，使其勢急，如水強必洩之，使其勢平，水勢停緩，宜引之使直，水勢猛疾，必紆之使寬。水勢冲射而難遏，必築上流以逼之，使之灑洩，水勢蕩滌而可用，即合其流以導之，使之洗刷，此皆因勢之說，又隨時隨地而酌之者也。苟不知勢，諸方設施，功效毫無，終乃帑項虛糜，兵夫交憊，雖日事河干，胼手胝足，而河患仍未稍息。誠能審勢，則挑一河而吸川引溜，立挽狂瀾，築一堤而束水刷沙，保無淺阻。建一閘壩，則蓄洩應機，緩急可恃。下一

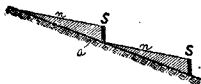
壩堵，則迎順得法，鞏固堪資。卽至汛期搶險，亦不忙不慌，逐細審視，布置周詳，急則治標，緩則治本，胸有成竹，自不難轉安危於指顧間也。

第二節 治理荒溪

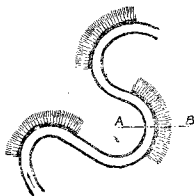
荒溪流行山中，衝石刷沙，勢極猛烈，岩石疎鬆者，輒崩裂下墜，直接則妨礙沙積錐，間接則影響山流，害莫大焉。治理之道，非先制止岩石之崩坍，則沙積錐及山流之安全，將無由保持。顧岩石驟崩之原因，不僅爲水力之衝擊齟齬，而風雨之侵蝕，山谷地質之變化，亦有關係焉。是故欲求沙石量之減少，須先求荒溪區域內之地質，能維持其均勢，然後護岸固坡之工，始可見效。

集流槽爲衆流匯集之槽。其上部地勢較峻，水力極爲猛烈，河槽坡度又陡，易被衝刷。治理之法，宜在河槽之上，多建階梯式之坊堰 (Treppenförmige Sperren)，藉以分殺水勢，囊積沙石。（參

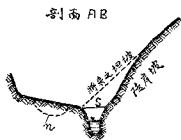
第一二三圖



S 坊
n 新河床
a 老河床



第一二四圖



剖面 AB

S 橫堰
n 將來之新河床

乙

觀第一二三圖)或河槽天然成爲階級式者，亦應設法保固。坊堰之高度及距離，對於河牀上沙質之性情，兩岸之坡度，以及坊堰所用

之材料，均有相當之關係。故規定高度與距離之原則，務求坊堰築成以後，水流之比降仍能維持平衡狀態為宜，亦即流水之冲刷力，與河牀之抵抗力須適成均勢也。坊堰不宜過高，而數量可以增多，若二坊之間，比降仍覺稍大，可待淤積沙石之後，再建築小坊於其上，俾可調和比降。小坊之資料，或為編織物，或為鋪設之石檻。坊堰之間，沙石淤積既滿，水流之比降自然變小。惟河槽之面部，或須設法保護，方免再為水力所侵蝕，名曰護面 (Schale)。護面之功用，不僅增加抵抗力，且可造成較為適宜之橫斷面。蓋流槽之橫斷面，須力求寬廣，則水流下注，不致過激，侵蝕之力，亦可減小。其最重要之利益，乃使槽旁峻坡之脚，因流槽之填平，與瀉流面積之放寬，可以免去洗刷崩潰之患。治理集流槽之下部，須注意陡坡岸壁之底脚，勿使崩坍。此項陡岸，大都在彎曲處之凹面，如第一二四圖甲。治理之法，應在凹岸之下建築橫堰 (Querbauten)，庶使河槽逐漸填高，成立新斜坡之岸壁，以免陡岸之繼續崩潰。且河槽填平之後，水流平鋪而下，槽面寬闊，則將來之河槽，勢必移向凸岸，河流之彎曲，乃可減小矣 (參觀第一二四圖乙)。

荒溪之口，須有阻攔沙石之橫建築物，名曰谷坊 (Talsperre)。其位置橫亘溪口，下注之水，越頂滾流。其功用乃使荒溪上部崩坍之岩石，不致驟然傾瀉，礙及山流，可壅而積之，緩遲下洩，勿為災害。谷坊壅塞既滿，或荒溪上部岩石之變化已完，功效乃失。故選擇建築谷坊之地位，宜在荒溪下部細頸之處，細頸之上，須有平坦寬廣之曠地，為容納沙石之所。谷坊之高度，應視各地情形，及

地勢之高低而定。

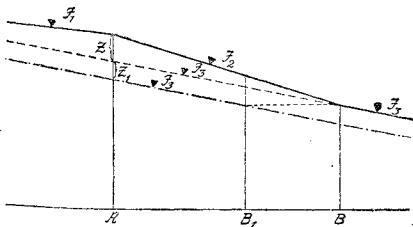
荒溪之上部，治理既畢，均勢乃成，則沙積錐上之流槽，即宜使之歸併，成爲統一流槽。蓋沙積錐上之流槽，本屬散漫分歧，狀如三角洲，其需要之比降極大。是以沙積錐上於未治理之前，欲求維持其均勢，比降亦將較大。設使水流歸併一槽，則需要之比降可以減少。如於統一之流槽內，僅保護兩岸，不護河牀，則流槽自然刷深，流槽既深，沙積錐之長度，勢必增加，如與當地之情形不甚適宜，即須改造沙積錐上之流槽爲半圓形(Schale)。比降若嫌過大，可以建造階梯式之橫建築物，以調劑之。規定半圓形流槽之面積，須以最大之流量，及適當之流速爲標準。深度則由比降之大小求得之，若適宜之流速較小，槽深亦須較小，而槽寬必須加大。但尋常仍採擇淺而寬之梯形橫斷面，乃取其易於建築並修理也。至若沙積錐上流槽之底，其高度應以匯注之山流或湖澤內之高水位爲標準，蓋沙積錐上之流槽，切不可爲山流所倒灌也。

第三節 治理山流

治理山流，先求除害。一則保護低谷之農田，不爲洪水所淹沒，一則勿任山流荒廢，致使谷地變爲沼澤。所謂山流荒廢者，水流分歧，錯綜四散，每經洪水，幹槽遷徙莫定，尤以挾沙豐富之河流，變幻更屬無常。推厥原因，不外缺乏具有抵抗力之中水位河岸，與固定不移之洪水位河岸。設荒溪已治，河岸既固，且洪水匯聚一槽下注，則水流之情狀，必因以改善，而需要之比降，亦較昔

爲小。惟已經治理之河段內，水流既歸於一槽，河牀必將刷深，比降自成均勢。而該河段以上之水面，勢必下降，於不通航運之河流，固不生問題，即於通航運之河流，水面雖略爲下降，如不發生重大之阻礙，原計劃仍屬有利。

假設第一二五圖內，AB 爲被治理之河段，其上下毗連之河段，尙屬完善，A 以上之河段，因 AB 河段之荒廢，水面漲高，故其比降 J_1 較 B 以下河段之比降 J_2 爲小，而荒廢河段 AB 之比降



第一二五圖

J_2 爲最大，其關係如下：

$$J_1 < J_3 \quad J_3 < J_2$$

AB 河段被治理之後，其所需要之比降，與 B 以下之河段相等，A 以上之水面須下降 Z 公尺，但 AB 河段同時因治理之關係，縮

短 B_1B ，則 A 以上之水面，更須下降 Z_1 公尺。

$$Z_1 = B_1B \cdot J_3$$

荒廢河段以內，洪水之工作能力已屬過大，爲害實甚。故治理該河段時，規劃洪水橫斷面，須使洪水之速率，不得超過原來洪水之平均流速。第一二六圖即係根據上項理論，所規定之橫斷面。三種水位之比降，可由縱斷面內求其數值，再從比降及流量與天然完



第一二六圖

善河段內實測 $\frac{b}{t}$ 之比例，可以求得中水位與低水位之橫斷面，大都以拋物線形爲善，計算之法詳後。

德國巴燕聯邦 (Bayern) 治理山流，對於規劃河流治導線，曾有各種條例，堪資參考，錄之如下：

- (一) 凡河流具有高岸之處，其凹岸須保存之。
- (二) 平直河段之內，於採擇治導線 (Normallinie) 時，須利用任何一邊之岸線，以期節省工作。
- (三) 規劃河流之治導線時，如礙及凸出之岸者，其中線宜偏於凹岸。
- (四) 規劃治導線時，須顧慮固有之建築，及已被保護之河岸。
- (五) 設河道荒廢，其固有之岸，須完全放棄者，則新河道之岸

線，宜依順堅實之洲島，或較淺之河牀，藉省挖泥工事。

(六)凡改良山流之荒廢狀況，雖比降甚大，仍可規劃新河線成爲直線。

(七)規劃河流治導線時，須顧慮農田之利益，與防護河岸之工程，以及水面降落後之維持費用等項。

(八)如原來之比降，已屬強大，則規劃新河線時，不可使其比降更加增大。

(九)河流之形勢，天然屈曲，類似蛇形，惟彎曲宜有定律。

(十)如河流原來經行山坡，而山坡爲透水岩層，有泉湧出，或山坡之上有水下注，則規劃新河線時，不宜仍靠山坡，因河岸不足以抵抗水之侵蝕力，保護非易，且岩石將有崩裂之虞也。

除上項規定之外，尤須注意者，如荒溪之沙積錐逼近山流，則該處以下之山流，不可遽爾改直，或竟裁彎取直，致使該處之水面較前降落。蓋該處水面降落以後，均勢乃失，則沙積錐上之變化立起，易生危險。否則須於被治理之河段上端，安設直立而堅實之建



第一二七圖

築物A，以防制上段河牀之刷深，而維持其原狀，但此法祇可適用於不通航運之河道耳（參觀第一二七圖）。

治理山流，實施工程之順序，須審察該河之情形而定。若須力求河牀刷深，工程應從下端着手。或河流內之某段須防洪水泛濫者，即宜先從該段着手。設分段同時興工，應隨時注意全部計劃，務使完成以後，預定之比降，各段均能互相配合。

吾國河工紀載，關於治理上游之法，亦有足述者，爰摘要舉之。按河之大者，源遠流長，上游流域不設堤防，衆水匯歸，其勢益大。若再加以冰雪雨潦之水，則流入中下游之水量倍增，而中下游之兩岸多爲隄堰所束，河水勢難容納。且流經沙磧，挾沙迅馳，於是中下游難免衝決淤墊之患，此上游之不可不治也。治理之法，約有三種：

- (一)開湖滯蓄 於上游近河處所，相度地勢，擇其低窪廣袤，能容多量之水，且無害於農田民舍者，鑿而爲池，以備滯蓄之用。
- (一)堵截匯流 察看上游匯歸之水，有能別由一道或可引資灌溉，供給飲料等用者，酌量堵截匯流，導經他處，或築引渠，以興水利，此亦殺減水勢之一法也。
- (一)築壩節流 於兩山夾峙間，節節建築攔水玲瓏諸壩，以緩河水出山之勢，宜節有方，出山永緩，亦可藉收治河之效也。

第四節 河流中下游之治理

(甲) 總論

河流中下游之治理，首應注意航運，其要旨不外乎利用水流之冲刷力，及建築物之設備，以期增加水深，減除障礙，而使舟楫之航行便利通暢。按航運之阻礙，約有二端：一為極銳之河灣，一為兩灣間淺槽上之水深不足，河灣與淺槽之關係，前章已詳論之矣。凡妨礙航運之河段內，其水面比降恆無規則，吾人如能改良比降，使之劃一，則河治矣。然就全河而論，比降乃順乎天然河性而成，自有相當之界限，未可任意改變。惟在此界限以內，欲求改良河流一段中不規則之比降，使之均勻，尚屬可行。而比降表現最不規則之時期，在低水期內，故改良比降，須以低水位為標準。苟河身無特殊情形，低水位之比降一經整理之後，其洪水位之比降亦必統範云。

治理河流，應使淺槽之上，當水位漲高之際，不致淤積增高，當水位低落之際，則力求刷深。是以淺槽上所安設之建築物，亦應於大水期內，求其作用極小，低水期內，求其作用極大。而刷深淺槽，並須在同一地位，不可改移。依據經驗，祇須於相當距離之淺槽上，布置建築物，則低水期內，淺槽自然刷深，因低水之時，流槽統一，水力集中，刷土最多也。天然有規則之淺槽，其與河流成直角之橫斷面中線，恆與河流之中線在同一地位。且此項淺槽之橫斷面，應為平方拋物線形。

當治理低水位河牀以前，必先將低水線以上之河槽改良完竣，其工作能力 (Arbeitsvermögen) 因此所生之變化，須與河牀之情形相適合，所應注意之點述之如下：

河流當洪水期內，工作能力已屬極大，故改造洪水河槽時，宜格外審慎，不可使其工作能力較前更大，致生弊害。蓋天然河流之洪水槽，本與洪水之工作能力相適合，每經一次洪水，變化甚微。設將洪水槽質然束狹加深，則工作能力因此加大，河牀上之沙礫，勢必被刷下移。結果則深槽益深，淺槽益淤，而河牀起伏不平，亦將較前愈甚，不特無利可言，患害將加厲焉。是故河道兩旁，建設堤埝，以防河水氾濫，淹沒田禾，河身往往因之束狹，欲求其工作能力不加大，河道不變化，不可能也。

各種水位之岸，須求堅固，而於迎溜坐彎之處，尤宜注意。洪水槽之兩岸，首應使之堅實，舊岸低矮，即須建築新岸，以防潰決。而介於洪水位及中水位間之灘地 (Vorland)，大都平坦，當水位漲高溢出中水槽後，即氾濫灘地之上。但水淺力小，如於灘地之上，植草掩護，最為妥適。若土質不宜於植草，可在灘地上，用磚石鋪設橫樑 (Querbauten) 寬約一至二公尺，深約三十至五十公分，高度與灘面相平，其距離當視土質之堅鬆，隨時酌定之。

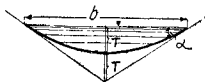
河流中水位之岸，在未加修治以前，即係本河之天然邊緣。而於已經治理之河道內，則不然。因治導河流之時，力求堵塞支流，使水歸入一槽。故中水位之岸，一部分利用天然之岸，一部分則為新築之岸。而新流槽之位置，既須利用天然之河岸，以期節省工事，則

天然河岸亦必加以修葺，庶免潰決之虞。至於中水位河槽之寬度，則視標準橫斷面而決定之。

凡天然河流之流量，及橫斷面之大小與形狀，水面之比降，河牀之性質等等，均有相互之關係，存乎其間，而成均勢，所謂平衡態度者是也。吾人對於天然河流之真確情形，知識尙屬幼稚，而最重要之流速，復隨處而異，故一切現象，決難盡以數字計算之，惟由實地觀察，精密試驗所得之結果，尙覺較為準確耳。蓋吾人計算之先，必有假設之條件，苟稍有訛誤，則所得結果，大相懸殊，且天然河流，亦決不能盡與所假設之條件相符合也。是故吾人規定中水位河槽之前，宜先考察天然河道內，中水位時，以何處之橫斷面最為完善，即採取此項完善之橫斷面，為計劃之標準，所謂標準橫斷面者是也。並須考查此項標準斷面，與各段情形，是否適合，然後乃可確定其效用。按天然河流中，最完善之處，其河槽必統一而不分歧，洪水與中水之流向相同，不加修治，自然就範，是謂模範段。其兩岸大都高出洪水位，面無泛濫之患，即洪水或須漫溢，而流向仍與中水位相同。洪水與中水既同槽下注，其冲刷力必強，足以刷深河牀，不致淤墊。模範段之河寬往往較小，比降亦較弱，設採取模範段之橫斷面應用於同等流量之另一河段，則該段河面如須改狹，其速率與工作能力勢必加大，水流冲刷力與河牀抵抗力之均勢乃破，遂致刷深河牀，須待增加之工作能力逐漸消滅之後，原來之均勢，始可恢復，而水面之比降，亦將同時減小。若被治理之河段緊接模範河段之下方，則模範段之比降，必因之加增，水面必

降，而水深乃減。若治理之河段在模範段之上方，則被治理之河段以內，水面下降，比降亦因此減小，其流入模範段之水流工作能力，亦較前頓弱，而由被治理之河段內，冲刷下移之沙礫，其一部分必將停積於模範段，致使河牀淤墊。是以模範段上部之水面，往往增高，下部之比降往往加大云。

河流中水位橫斷面之形態，通常規定為平方拋物線形，其計算之法，可依據陶貝特 (Tuebert) 氏之公式，參觀第一二八圖，水面



第一二八圖

以下之橫斷面，為拋物線形，水面以上之兩岸，為天然之斜坡，視土質而異。陶貝特氏公式內， b 為寬度， T 為深度， t 為與平方拋物線形面積相等之長方形之深度，其關係如下式：

$$\operatorname{ctg} \alpha = m = \frac{\frac{b}{2}}{2T}$$

$$t = \frac{2}{3}T$$

故

$$\operatorname{ctg} \alpha = \frac{b \cdot 2}{2 \cdot 2 \cdot 3t} = \frac{b}{6t}$$

$$\text{即} \quad \text{ctg } \alpha = \frac{b}{vt} = m$$

$$F = b \cdot t$$

設已知之數爲 J , Q 及 m , 求知之數爲 F , b , 及 t , 則

$$F = \frac{Q}{v} = \frac{Q}{c\sqrt{tJ}} = bt$$

$$b = 6 \cdot mt$$

$$\frac{Q}{c\sqrt{tJ}} = 6mt^2$$

故

$$t = \sqrt[5]{\left(\frac{Q}{mc}\right)^2 \cdot \frac{1}{36J}}$$

公式中之未知數除 t 以外, 尚有 c , 可先假設一數代入公式, 作爲試算, 然後再計算之。

例題: 若已知之數爲

$$J = 0,0004$$

$$Q = 500\text{m}^3$$

$$m = 10$$

試求 T 之數值。

題解: 假設 $c = 40$

$$\begin{aligned} \text{則} \quad t &= \sqrt[5]{\left(\frac{500}{10 \cdot 40}\right)^2 \cdot \frac{1}{36 \cdot 0,0004}} \\ &= 2,56\text{rv} \end{aligned}$$

檢查赫馬克 (T. Hermanek) 氏係數表

如 $t=2,56$ 則 $c=43$

再假設 $c=43$

則 $t=2,48$ m

又檢查赫馬克氏表，如 $t=2,48$ 則 $c=42,7$ 與前數大致相近，可認為合式。然後再計算 T 之數值如下：

$$b=6 \cdot 10 \cdot 2,48=148,8\text{m} \cong 149\text{m}$$

$$F=b \cdot t=149 \cdot 2,48 \cong 369,5\text{m}^2$$

$$T=\frac{3}{2}t=3,72\text{m}$$

治導河流之時，如在情勢相同之河段內，一律採用上項中水位標準橫斷面之寬度，則將來該河之比降 J ，及水深 t ，必難盡與所假設者相符。因河牀固無絕對不移動之理，而挾沙之淤墊，亦勢所難免也。觀察尋常河流，往往藉其天然之比降，流於移動之河牀上，其工作能力忽大忽小，更迭相間。力大之處，則冲刷河槽，力小之處，則漲水時促成淺槽上之淤墊。是以治導較為完善之河流，欲求增加水深，以利航運，決非施行束狹河寬之法，所能見效。惟調制不規則之比降，尙可使該河段易於就範耳。然而治理荒廢之河道，如應用限制中水位河寬之法，功效甚著。蓋荒廢之河，支派分歧，洲渚羅列，一旦堵塞支流，造成統一之河槽，則水力會集，河牀必被刷深。但既經治理之後，如再用束狹中水位河寬之法，希圖河牀之刷深，往往勞而無功。是以河道愈荒廢，應用束狹河寬之

法，功效愈著。若河岸既已修整，歧流亦復堵塞，則束狹河寬以求河牀之刷深，即難收效。據經驗所得，如應用束狹河寬之法，欲求荒廢之河道，刷深一倍，較易為力，設在已治導之河槽以內，雖求刷深數公分之微，反無把握云。

中水位之河岸，其兩邊坡度，或峻或坦，所謂險與灘也。保護險岸之法，詳護岸篇。而保護灘岸，在使沙礫不致移動，可築橫檻(Querrippen)於其上。橫檻之面與灘平，一端與中水位之岸邊連接，一端達低水位之岸邊，結構以堅實為宜，而河牀之上，仍呈現深槽及淺槽，與尋常河流之平面無異。其目的乃在造成統一之河槽，與防範低水位以上漲高之水，不致有侵蝕河岸之患耳。

至於調治不規則之比降，其目的在求深槽之上，比降增加，淺槽之上，比降減小，並使淺槽被刷至相當之深度，藉以維持足供航運之水深。換言之，亦即水流經過深槽時，須保持其工作能力勿使減小，蓋水流經過河灣，工作能力往往消失，其原因有三：

- (一)水流方向之改移。
- (二)河槽形態之改變。(即橫斷面之擴大)
- (三)冲刷河灣之沙土攜挾下注。

上項三種原因內，第一項河灣方向之改移，勢難變更，即使改造銳灣，使之平坦，對於增加工作能力之影響，亦屬有限。人力所能補救者，祇存二三兩項耳。按河灣之橫斷面，深槽偏於險岸，形態殊欠整齊，設將河槽改淺，並使橫斷面之兩邊坡度，約略相等，則功效立現。此項新橫斷面之保持方法，應於原有深槽之內，建築潛

壩 (Grundschwollen) 橫互其間，並視深槽之長短，規定潛壩之數量，兩壩之距離，約等於深槽之寬度，壩之一端與保護坦坡之橫檻相接，一端與峻坡之岸在低水位之高度相接。如是則河牀加高，而橫斷面之形態亦變，其作用必使河灣以上之淺槽河段內，水面增高，比降減小，水深亦因此加大矣。且河灣改造以後，深槽之刷深，應較前為弱，淺槽亦不致如前時之淤墊，比降亦可較為均勻，故淺槽上之水深，除因壅積所增之高度外，尚能格外加高。蓋當漲水之期，淺槽固不致淤墊，而落水之期，由河灣下注之水量增多，更足以刷深淺槽，於是淺槽上所希望之水深，乃可保持。設淺槽河牀上層之地質，異常堅實，可先應用機器挖去上層，然後任水冲刷。因河灣之橫斷面形態已改，水流工作能力之消失，較前大減，將來淺槽之上，當然可免淤墊之患。至若由淺槽刷出之沙，隨流下注，填入下方深槽之潛壩間，乃預擬計劃中所需要者也。惟須注意者，河灣既已改坦，深槽又被淤填，則河灣下段之岸腳，將有冲刷之虞，須妥為保護，以免崩潰。治理河道之先，如欲預計所能達到之航深，須考察極低水時淺槽河段內之天然現象，因彼時該處呈現最大之比降也。即依據此項最大比降 J_{max} 及彼時所測該處兩岸之斜坡比例 m ，代入下式，即可求得最低水時可達之平均水深 t 。

$$t = \sqrt[5]{\left(\frac{Q_{min}}{m \cdot c}\right)^2 \cdot \frac{1}{36J_{max}}}$$

設採用淺槽模範段之最小水面寬度 $b = 6mt$ 施行於情形相同之

河段，並假定河牀地質有相當之移動性，則束狹河寬之處，水深必增，比降必減，放大河寬之處，水深必減，比降必增，而河灣深槽之處，其槽已深，比降又小於所希望之限度，即不可採用此項模範寬度，仍宜保持河灣處之寬度，是以被治理之河段內，其最小水面寬度，介於淺槽上最小寬度與河灣內最小寬度之間。

統括上項理論，求得結論三條如下：

- (一) 治導之結果，最多在情勢相同之河段內，可使低水位之比降均勻有律。
- (二) 均勻低水位比降之方法，或利用建築物，或輔以浚濬工事，但欲求其呈現功效，保持久遠，必須先將高出低水位之河槽，加以治理。其因中水位及洪水位所發生之工作能力變化，尤須與河牀之情形適合。
- (三) 為保持此項均勻之比降起見，並應於低水位河岸固定之後，將河牀縱斷面及橫斷面之不規則部分，加以修正，而河牀被猛烈冲刷之處，亦須加以保護，使之固定。

總之僅恃河流寬度之改狹，或輔以浚濬工事，決不能維持低水期內航運之便利，必須對於河流全局，詳加研討，然後規定治導之方，尤應注意者，吾人所假定與討論之事項，多屬學理，實際上天然河流之情狀，頗為複雜，殊非簡易之學理，所能推測，例如洪水期內，河牀萬無完全穩定之理，苟流域之內，地質上之變化未完，則沙礫之遷移，岸土之崩潰，乃勢所難免，雖屬依據學理，加以治導，亦將難期見效，更有在學理方面認為妥適，而實地難以措施

者，亦往往有之。例如兩岸防範洪水已經築成之堤，與沿河妨礙工程之村落，大都難以盡量廢除，必須委曲求全，遷就事實，改變計劃。是以治河者，不可專恃學理，須參酌實際情形，佐以學理，而定治導之計。

治河計劃既未可全以學理為依據，自當觀察該河之實際狀況，酌定治導之策。茲舉德國治理渭沙河(Weser)孫飛(L. Sympher)氏之報告，以資參考，其報告內容大略如下：

草擬治河計劃之步驟，須先測定流量，並精密考察渭沙河之現狀及一切附帶情形。然後選擇較為完善之河段數處，作為模範段，歷長時期之觀察與測驗，為將來計劃中水位及低水位標準橫斷面之依據。至若水面比降之確定，應先規定各段比降之最大限度，僅於比降最大之河段內，須徹底改變，否則祇可略加整理。比降既定，乃規定橫斷面，其主要目的，須求洩水通暢，航行便利。更因航運之關係，河牀之寬度，同時須能容納貨船兩艘之航行，低水期之水深，亦須足敷船隻之吃水深度。橫斷面梯形底線之下，河槽為拋物線，乃視挾沙量之情形而規劃者也。

根據上項條件，乃可計算各段之標準橫斷面。大致在同一河段內，比降最弱之處，橫斷面積最大，比降最強之處，橫斷面積最小。欲求寬度之差異，不致十分懸殊，應於相當之河段內，或採取同等之河牀寬度，或採取同等之水面寬度。如以河牀寬度為準，則於比降最強之河段內，其橫斷面之兩岸，呈現峻峭之坡度，與較小之水面寬度。比降弱小之河段內，其坡度平坦，而水面寬度加大。反

是，如以水面寬度為準，則於比降最強之河段內，其坡度坦而河牀之寬度小，比降弱小之河段內，其坡度峭而河牀之寬度大。據孫飛氏之觀察，欲求航運便利，須於比降最強之河段以內，河牀寬度仍應寬大，而兩岸坡度亦須峻峭，然求洪水之暢洩，其所要求者適與此相反，斟酌輕重，仍應以暢洩洪水為治導之主旨。當計劃渭沙河標準橫斷面時，在平直河段與淺鈍之大河灣內，其橫斷面為拋物線形，在深銳之河灣內，其橫斷面為三角形，凹岸之坡度極峭，凸岸之坡度極坦，然銳灣兩岸坡度之和，與平直河段兩岸坡度之和須相等。例如直河之兩岸坦坡均為1:7，銳灣之岸坡凹岸為1:3，凸岸為1:11，如是則合乎河流之天然情勢矣。但兩灣之間，淺槽河段之橫斷面，應視比降之強弱，酌量減小之。其減小之方法，在比降較大，岸坡較坦之河段，可將岸坡改峭，保存河牀之寬度，而使水面寬度改小。在比降較弱之河段，則改小河牀寬度，並將岸坡改坦而保存水面之寬度。惟改小後之河牀寬度，不可小於比降較強河段內之河牀寬度。依據上項原則，治理渭沙河功效顯著，蓋該河挾沙量較小而沙洲亦甚少也。

馬達氏與蘇丹 (Muttmy und Soldam) 氏於一九一九年發表「渭沙河低水位之治理」一文，語多中肯，惟此項治理標準，乃限於中水位與洪水位之河槽已經治理，而河段又非甚長，且洪水河槽與中水及低水河槽，略有差異之河流，茲摘要於後，以資參考：

『低水期內，河流之治理，首宜改善其平面形態，長而且直之河段，宜酌量設置緩和之河灣，蓋恐挾沙易於淤積，積成沙洲也。但

原有極銳之灣，又須設法改直，因河流驟然變換方向，非特河岸有被沖坍之虞，對於航運亦多窒礙也。至若河灣半徑之限制，須視貨船對面航行所需之曲度為準。凡比降有突然變化之處，切不可遽使均勻，恐水面之降落或竟超過所預計之限度。蓋河牀上層堅實之土質，一經挖掘，下層輕鬆之土，即不能抵抗強烈之沖刷。且各支河如已次第堵塞，河岸亦已修築堅固，則挾沙量改小，水流之沖刷力更強，河牀被刷益深，水面之降落必加大也。故均勻比降之時，須使水面提高，非為沿河灌溉之需要，切勿輕易使水面降落。至於規定標準橫斷面所需要之低水位，須從流量求得之，不可以某種水位為準，如是可與河牀之變化無關。此項流量，並應採用多年觀察之最小流量。如低水期內，或須由水庫放入水量，增高水面，則計算橫斷面時，應於流量之外，加入此項水量。即水庫一時不能完成，亦須估計及之，否則將來水庫完成，放入水量後，該河段內水面所增之高度，自入口以下，逐漸減小，入口之水深，如估量太多，將超過所需要之限度，下段之水深如估量太少，又不足所需要之限度，非另有相當之建築，不能補救。故於計劃之時，流量之外再加水庫放入之水量，雖在水庫未成之前，稍有不便，而日後仍屬最為經濟。計劃橫斷面並應先從比降最強之河段着手，在比降最強之河段內，所選之岸坡須平坦，比降較小之河段內，所選之岸坡須峻峭。如該河之沙量極多，則兩灣間平淺河段易於淤墊，故計劃該段橫斷面時，不妨較所計算者略小，庶幾水流之沖刷力可以加大，而沙量不易淤積。減小橫斷面之方法，或保持水面寬度，束狹河牀寬度，或保持

河牀寬度，束狹水面寬度，平直河段與淺鈍河灣之橫斷面，其岸坡兩邊大致相同，深銳河灣之橫斷面，其凹岸坡度較峭，凸岸坡度較坦，故在比降劃一之河段內，兩邊岸坡之和恆相等云】

吾國治河書關於治導中下游之理論有云：中游所在，地平土疎，流勢緩漫，每多泛濫沉澱之患，一經汎漲，則出山之水，橫衝直撞，奔注迅驟，侵蝕隄身，潰決爲害，治導之法，厥有二端：

- (一)去淤 河性善淤，水性喜曲，是以中游地段，不生灘嘴，卽整河身，此切嘴裁灘，與夫挑挖中泓之法，所當施諸此地者也。灘嘴裁切，中泓深暢，河流下駛，自無坐灣衝蓄之弊。
- (二)減水 水流既緩，泛漲堪虞，且上游來水孔多，尤恐下游宣洩不及，河之容量有限，水之來路無窮，是宜於中游兩岸，建設開壩或涵洞，分洩水勢，以免中下游潰決漫溢之虞。但須察看地勢，必其分洩之水，可以導歸他河，不致爲民田廬舍之害者，方可施工與辦耳。

下游所在，地益廣袤，流益散緩，兩岸束以隄防，乃多漫溢之患。如果任其蕩漾，則村廬田舍，悉被其害，且因水勢愈緩，淤積愈甚，於是處處淤積羅列，葦荻叢生，河面雖寬，其實經流之域，仍止一線，宣洩不暢，則河流下游之病日深，全河之患日以亟，頻年漫決，職是故也。是以河流下游，爲全河之尾間，下游深廣，自然全局安流。欲上游之無潰決，必自疏通下游始，朱子所謂治水先從低處下手也。疏通下游不外刷淤濬淺，導流下注之法耳。

(乙) 裁灣取直(Durchstiche)

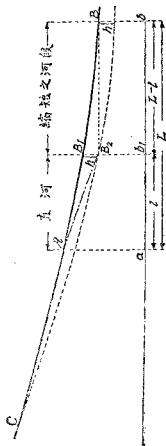
河流之灣，曲折過甚，足以妨礙航運，治河者或須改造銳灣使之和緩，或裁灣取直，縮短河身，惟裁灣之後，影響甚大，總須審度情勢而決治法，茲就河牀土質之堅鬆，分述其影響如下：

(一)設河牀土質甚為堅硬，參觀第一二九圖內， l 為原有之直河，現以 L 河灣代之，則 acb 較 ab 為長，水流之阻力增大， a 處之水必致壅積，苟以 l 直河代替 L 河灣，其效果與 a 處撤去一堰相等， a 處之水面必下降 h 公尺，水面下降之起點，約在 a 處以上 $\frac{2h}{j}$ 公尺，若被治理之河流，其比降與速率均小，河牀或為岩石，或為極堅之地質，則以上所假設者必能符合。

(二)設河牀之土質，易於移動，則裁灣以後，直河下方 B_1 處之水面，因河身縮短之關係，須下降 h 公尺，如 CB 為未裁灣以前之均勢比降（*Gleichgewichtsgefälle*）（參觀第一三〇圖）則水面降落後， B_1 以上之均勢乃失，當河灣裁直之初， AB_2 之比降甚大，而速率必驟增，河牀之被冲刷亦必烈，須至新均勢比降 CB_2 成立，河牀之刷深乃止，惟 C 之位置，殊難確定，祇知河牀刷深後之均勢比降，應較前略大耳。

以上所論，均係假定新舊河槽之橫斷面相同，設直河之橫斷面較河灣之橫斷面利於洩水，則所需之比降較小，直河所需之比降既小，則直河前段之水面下降必大，若直河下方之河段，其比降較直河之比降為小，河牀必將淤墊，如下段之平均速率與直河相等，或大於直河，則下段河牀即無繼續增高之患矣。

第一三〇圖



裁灣取直之結果，除上段之水面恆須下降外，若河牀之地質易於移動，河牀必致刷深，下方河段之比降較直河為小，則下方河段即將淤積而填高。至於裁灣之舉，對於航運方面，縮短航路，固屬便利，但維持上方河段之航深，所費亦屬甚鉅。對於農業方面，雖直河上方之田畝洩水較便，但直河下方之淤沙，非用人工濬深不能免除。故在通航之河流內，祇能就航運所必需之限度，將河灣酌加改正，不可輕易改直。據經驗所得，其因裁灣取直所生之一切影響，視比降之強弱而增減，是以裁灣之處，距河口愈近，弊害愈小，惟於計劃之先，仍須十分審慎耳。

(丙) 塞支強幹

河槽分歧 (Flusspaltung)，亦足以為水流下注之障礙，其害與河灣相類。分汊處之上，水面恆因壅積而漲高，截堵支流，統一河槽之後，則上段之比降，即將增大，水面乃復下降。而新河槽內所需之比降，亦將較前時支河內之比降為小矣。

第一三一圖



設分汊河槽之比降，橫斷面及土質均相同，則水面之寬度與平均深度必均類似，因得式如下：（參觀第一三一圖）

$$\frac{b}{t} = n = \text{定數}$$

$$F_1 = b_1 t_1$$

$$F_2 = b_2 t_2$$

$$t = \frac{b}{n}$$

$$Q = F \cdot v = b \cdot t \cdot c \sqrt{tJ}$$

$$= \frac{b^2}{n} c \sqrt{\frac{b}{n}} \cdot \sqrt{J}$$

故

$$b = c_1 Q^{\frac{2}{3}}$$

$$c_1 = \frac{5 \sqrt{\frac{n^2}{c^2 \cdot J}}}{1}$$

設分汊河槽之流量相等，則截堵支流後，幹槽之寬度應為 B 。

$$B = c_1 (2 \cdot Q)^{\frac{2}{3}} = 2^{\frac{2}{3}} \cdot b$$

$$= 1.32 \cdot b \approx \frac{4}{3} b$$

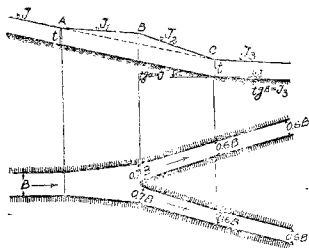
即

$$B = \frac{4}{3} b$$

反是如幹槽分為二汊槽，則汊槽之寬度，為 $b = \frac{3}{4} B$ ，若二汊槽或汊槽之一，其深度與幹槽相等，則橫斷面難以類似。而汊槽之寬度，須視水量與比降之情形規定之。設二汊槽之長度相等，汊槽之寬度又各為幹槽寬度之半，則幹槽與汊槽之比降均相等。如汊槽之

寬度，超過幹槽寬度之半，則其所需之比降較幹槽為小，比降乃生曲折，如第一三二圖所示。A之上及C之下水流均為等速流動，而

第一三二圖



BC段之水流則為加速流動，故比降之情況如下：

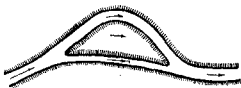
$$J_1 < J; \quad J_2 > J; \quad J_3 < J$$

截堵支流之利有四：一為添漲地畝，可資耕種。一為增加水深，便利航運。一為減少被保護之河岸。一為除去障礙，利於上段壅積之水及冰澇之宣洩。惟截堵支流之後，上段幹槽之水面勢必下降，航深有不足之患，乃其弊也。是以治河者宜斟酌利弊，而後設計。然往往因特殊之情形，雖利多於害，亦不輕易截堵支流也。

治導河流，如使甲乙二汶槽分洩同量之水，較易着手。如使甲槽永為幹流，乙槽永為支流，殊為艱難。蓋支流水弱，必易於淤塞

也。或因事實之需要，甲槽須為低水之流道，乙槽須為洪水之流道，如第一三三圖。總之欲求分汶河槽之持久，與流量分配之適

第一三三圖

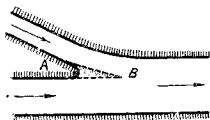


當，須不時加以浚深，方足以維持現狀。又或二汶槽依舊保存，惟甲汶槽之深度須加大，治導之法可整治分汶處之河岸，使幹槽之水，大部分流入甲槽。於是甲槽內之冲刷力加大，河牀即因之刷深，或將甲槽直接濬深，同時並改狹河面寬度，使濬深之槽不致復淤。若僅改狹河寬，不同時加以濬深，則分汶處以上之水，最先必致壅積，水量反多流入乙槽，須待甲槽充分刷深之後，多量之水始復歸入甲槽，如是則乙槽將先被刷深，與所希望者，適相反也。欲求甲乙二槽維持治導後之狀態，至少須設法保護甲槽之岸，勿使橫斷面再有改寬之機會。於是甲槽刷深之限度，將以橫斷面及河牀地質與比降為準則，而甲槽內最大之流量，亦將由此決定。最困難者，甲槽或為原來之航道，但疏導甲槽後，而所希望之航深，仍難求得，必須設法另治乙槽，改為新航道。當乙槽未治竣之前，甲槽內之航行，將更感困難。故乙槽施工之時期，須力求縮短，並須待乙槽工程完全結束之後，再將主要水量導入乙槽之內，庶幾對於航

運方面，不致發生重大之阻礙。

二汶槽復合之處，河牀之形態，恆無規則，因二流相匯，工作能力有所損失也，二流相交之角愈大，工作能力之損失亦愈大，而 AB 交角處之淤沙乃逐漸延長，參觀第一三四圖，交角處淤沙之結

第一三四圖

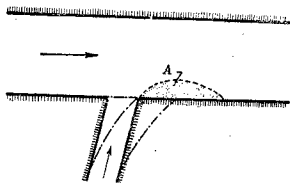


果，對於二汶槽之合流，雖較為暢適，然二汶槽之長度，因此增加，則所需要之比降愈大，而分汶處以上河段之水面，亦將有漲高之虞。欲求兩全之策，祇可於交角處建築長狹三角形之分水工程 (Trennungswerk)。其上端與 A 處堅實之地相接，且與 A 等高，傾斜而下至 B 處，僅高出低水面，由 B 至河牀之坡度，亦宜平坦，其露出低水位之部分，並須設法保護，免為水流所侵蝕。

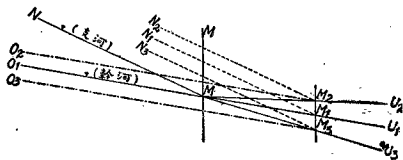
支河注入幹河之處，其現象與二汶河匯流之處相類，惟河牀上之不規則形能，更較甚耳。設幹河與支河之洪水期，不在同一時間，例如當支河洪水時期，而幹河之水甚小，加以支河沙粒往往較粗，則支河洪水挾來之沙，注入幹河之後，因幹河之水力弱，不能攜之俱下，勢必淤積於支河口之下方 A 處。若支河與幹河相交之角

愈鈍，淤積愈易，故治導河流須改正支河注入幹河之方向，使為銳角，參觀第一三五圖，據沙黎氏(V. Salis)之研究，改變支河口方向之後，其河口M以上之幹河比降，並無變動，祇比降線之地位，或有平行升降之分。但河口M以下之幹河比降，或仍不變，或加大，或

第一三五圖

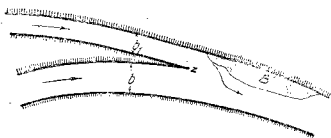


第一三六圖



減小，參觀第一三六圖之 $O_1M U_1$ 及 $O_1M U_2$, $O_1M U_3$ 三線。蓋支河口之方向如改至 M_1 處，則幹河內之比降仍無變化。如 M 改至 M_2 ，則幹河比降線 O_1M 平行升高至 O_2M_2 ，故河牀同時亦將填高。如 M 改至 M_3 ，則 O_1M 平行降落至 O_3M_3 ，而支河水面 MN 與河牀在三種情形之下，均須升高，參觀圖內 M_1N_1 及 M_2N_2 , M_3N_3 三線。沙黎氏之主張，若支河與幹河切線相交，亟宜避免，因支河口之下方，勢必淤積多量之沙礫也。且二河會合後之河寬為 $b+b_1$ ，實超過所需要之寬度，（參觀第一三七圖）故支河攔挾之沙，均積於

第一三七圖



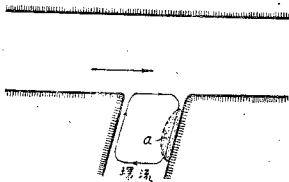
第一三八圖



B處，逼水衝刷對岸。此項弊害，即使延長土舌 Z (Zunge) 亦莫能補救，因延長 Z 以後，支河與幹河之橫斷面，均嫌束狹過甚。若支河與幹河銳角相交，如第一三八圖所示，最為適當，因會合處下段之河寬，可任意伸縮也。

設當支河低水之期，幹河之水日漸漲高，支河口即發生環流 (Nehrungs- oder Rundströmung)。蓋幹河之溜急，支河之溜緩，急溜經過緩溜之前，則支河左邊之水，被挾而下，右邊之水，補充左部，乃成環流 (參觀第一三九圖)，但右部之補充水流，常攜挾幹

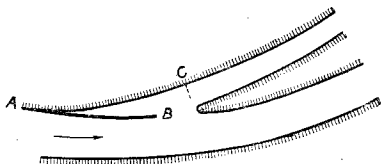
第一三九圖



河之沙，淤積於支河口之右岸。此項淤沙，須待支河洪水期內，水力較強，復被冲刷移於河口之下方 A 處 (參觀第一三五圖)。A 處之沙，雖可改變支河之角度，利用水力冲刷，但功效不甚顯著，非於每次洪水之後，加以澆濼不可。

塞支強幹之舉，欲求工程簡易而功效立見，莫若建設導壩 (Leitwerk) 逼水流入幹槽，支槽自可逐漸淤塞。第一四〇圖內 AB 爲導壩，乃導水注入幹槽，使支槽易於淤塞者也。設於支槽內 C 處建

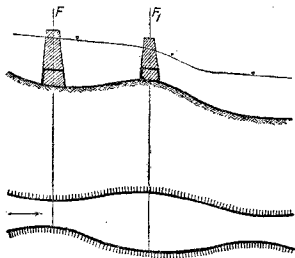
第一四〇圖



C 橫壩
AB 導壩

設橫壩 (Querbau)，則支槽之口，於束狹之初，大部水量被逼流入幹槽，如河槽土質不甚堅實，或水力頗爲強烈，則橫壩之端，必生深渦 (Auskolkung)，深渦日漸擴大，支槽口之橫斷面，或較前更大，而注入支槽之水量，反有增無減，故建築導壩之功效，較之橫壩最有把握。惟河牀上移動之粗沙石礫，因導壩之阻礙，不能積於支槽，祇有洪水期內水中之泥沙，沉澱於斯，若將開濬幹槽之泥土，直接填於支槽，則支槽之淤塞，最爲可恃，苟欲使支槽於最短期內，完全斷流，宜在支槽內建築鎖壩 (Sperrwerke oder Sperrdamm)

一座或數座。鎖壩之功效，與其高度及位置有密切之關係。水流遇鎖壩之阻礙，砂量乃逐漸沉澱，而積沙最多之處，在鎖壩迎向上流一面之壩脚，日漸向後伸展，故鎖壩之位置，當在支槽之末端，且最初建築之時，壩身宜低，俟淤積日多，再行逐漸加高，惟最高祇可與兩岸中之低者齊平，設壩頂超過低岸，則壩端將為洪水所衝擊，恐有搜根串水之患，如岸土又非堅實，更有崩坍之虞。故建壩之處，須擇兩岸土質堅實之處，而壩根亦須深埋土中。又築壩之處或為深狹之河槽，而水面比降較小，或為淺闊之河槽，而水面比降較大，選擇位置之優劣，須視建壩之步驟為斷（參觀第一四一圖）。



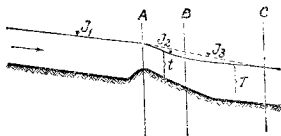
第一四一圖

若鎮壩初期甚低，形如潛壩 (Grundschwelle)，日後逐漸增高，宜選深狹之處建壩。因安設低壩之際，水面比降起一波折，壩之下方，冲刷力強，將有跌塘之患，原來之水面比降既然較小，其因冲刷力所成之跌塘亦將甚小。若鎮壩一次築成，高度超過水面，即宜選擇淺闊之河面，因壩身較為穩固也。但尋常截堵支流，仍宜先築低壩，逐漸加高，同時使主槽逐漸刷深，如是則汶河上部之水面，不致驟然降落，庶免阻礙航運矣。

(丁) 湍流 (Stromschnellen)

治導河流，在於調制比降。如河牀之上，發現堅實之質，突然隆起，橫於中流，比降即發生曲折，水面為之湍激，如不設法治理，足以礙及航運（參觀第一四二圖）。蓋河牀隆起之處，形如檻

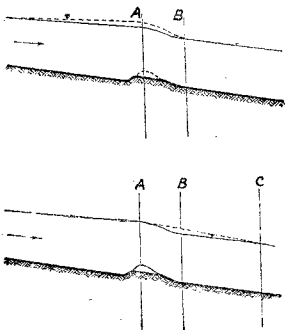
第一四二圖



壩，河流之橫斷面，因此變小，上方水面必致壅積漲高，而增加水壓，釀成較大之速率，迫水從此小面積內洩出，乃造成較大之比降 J_2 。

湍流對於航運之阻礙有二：一為航深不足，一為流速過激，尤以低水期內，最為困難。簡易治理之法，可將隆起之河牀，全部炸毀，則湍流自然消滅，惟上方壅積之水面，亦將隨之降落，往往反礙航運，不可不加以審慎。故計劃之時，應先考慮上方之水面，可以降落幾何，然後再定削平A處河牀之限度，其現象可參觀第一四

第一四三圖



第一四四圖

三圖。因削平 A 處河牀後，水深未必增加，而水面將隨河牀同時低落也。設在寬廣之河流內，可束狹 A 處之河面，僅在中泓設法削平突出之河牀，則水深可以增加，但比降幾無變化，依然陡峻。設治理之河流並非寬廣，又須將突出之河牀全部削平，則削平之高度，須以束狹 AC 河段，保持原來水面之壅積為標準。如是，則滿流可以展伸於 BC 段內，流速自然減小，（參觀第一四四圖）所宜注意者，BC 河段束狹之後，刷深河牀之作用，不可使之增加，否則該處比降將又有變化矣。

第五節 治理河口

（甲）治理無潮汐之河口

治理無潮汐之河口，主要問題為阻止或限制河口淤積泥沙，泥沙之來源，或為河流所攜挾，或為海岸流所卸積，或由二者合併而成。泥沙淤積之原因，乃河流與海流相接處，速率銳減，沙乃沉澱。而泥沙淤積之地位，往往羅列河口，妨礙航運，故名曰攔門沙（Barre）。設河口並無攔門沙之阻礙，則治理河口，祇求保持現狀，工程方面僅限於保護險要之河岸及海岸，所謂海塘工程者是也。除此以外，並須防範洪水冲刷力之加大，以冀入海之沙量增多，是以洩瀉洪水之天然橫断面，宜絕對禁止改狹。河口之外，如為平坦之海灘，則河流排洩洪水，往往刷深攔門沙，成立河槽。此項河槽，於低水期內，將復被海岸流所冲刷，使之湮沒。是以每次洪水，均須另刷新槽，而與攔門沙同時向海延伸。欲求低水期內，或

海水低落之時，仍能保持航深，須於新流槽之兩旁，建造平行之導水堤 (Paralleldämme)。堤頂高度，須超過洪水位。規定導水堤距離之條件，須於海水最高之時，而河流排洩最大之洪水，仍能暢流入海。海水位適中之時，河流所挾之沙，須能順利推進，不致停積。導水堤伸入海中之限度，須求堤外海流之能力；足以沖刷河口洩出之沙，而海流沖刷力之強弱，例與海深為正比，故堤端伸入海中之限度，須以海之深度為標準。設海流不能盡量沖刷河沙，須輔以濬深工事，庶幾河口不致淤淺。但堤身愈長，則新河口向外伸展，其介於新舊河口間，所需之比降愈大，而舊河口以上之水面，亦將格外壅積漲高。故規定導水堤長度之時，須考慮洪水期內舊河口以上之水面漲高後，其影響如何，確定壅高之限度後，再行計劃導水堤之長度。

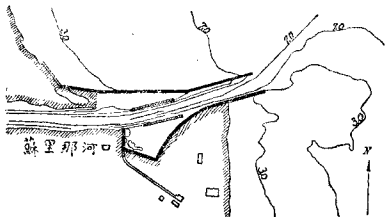
河口之上如有天然之澄清池 (Klär- oder Spülbecken)，首宜保護池外河口之兩岸，勿使擴大。海灘如屬平坦，可築平行導水堤，上接兩岸，引伸入海。導水堤入海之深度，一面須便於洪水之排洩，一面須於風向對岸之時，海水可以倒灌入池，無所阻礙。澄清池內被倒灌愈易，水量愈多，則換轉風向後，其從池中排洩入海之水量，亦將愈多，而池口與攔門沙之被沖刷，大部分均為海水反流入海之力也。

設河口有三角洲 (Delta)，而欲保持航槽之深度，並免除攔門沙之障礙，亦可利用導水堤之建設。按有三角洲之河口，往往支流分歧，各支流口外攔門沙之大小，與支流本身之強弱，及挾沙之多

寡成正比例。如閉塞各支流，使全部水量集於一槽下注，則口外之沙，必益擴大，而疏濬將更不易。故第一要件，須使各支流同時保存，全部水量按照各支流之橫斷面及比降之大小而分配之。第二要件，宜選擇最弱之支流為航運水道，因弱流口外之沙最少，易於治理。如再加築平行導水堤，則航深易於維持，導水堤之長度與距離，須視兩種條件而定：一為該支流排洩之最大水量，一為建堤後水面壅高之限度，不可逼水流入相鄰之支流，而使本支流之水量減少，以致水深不敷航行。故航道口外之沙，不可專恃平行導水堤之延伸，全藉水流冲刷，應輔以相當之濬深工事，方可垂之久遠。茲舉二例如下：

(一)歐洲多瑙河口(Donau)之治理 多瑙河流入黑海河口有三角洲，自河口上溯六十五海里，該河分為南北二流，北流名克里(Kilia)，南流名脫爾(Tultscha)，而南流再分為蘇里那(Sulina)及聖喬治(St. Georges)兩槽，故多瑙河入海之河口有三，均挾多量之沙。全部水量由克里河口入海者，佔百分之六十三，由蘇里那河口入海者，佔百分之七，由聖喬治河口入海者，佔百分之三十。三河口停淤之沙量與水量之分配成正比例。治理河口之際，經哈特萊(Hartley)氏定策，選擇蘇里那為通航運之河口。所持理由，為該河口不再分歧，且沙量最少，加以疏導，最為經濟。一八五七年該河口淺沙上之水深，約為二公尺至三公尺不等，自河口建築導水堤以後，逐年路加濬深，水深竟達七公尺之多，航運異常繁盛，參

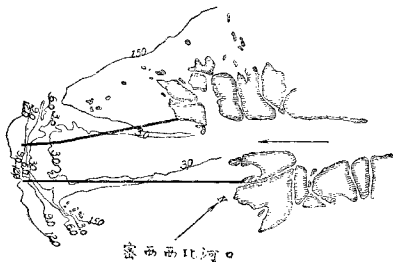
第一四五圖



觀第一四五圖。

(二) 美國密西西比河口 (Mississippi) 之治理 密西西比河口 三角洲之水槽有三，其由中部水槽宣洩之水量最小，約佔全部十分之一（每秒7000—34000立方公尺），故中槽河口之外，淤沙亦極少。原來水深僅為5.8公尺，經過長期之試驗，仍依照愛寺 (M. J. Eads) 氏之定策，將該河口加以治理，以利航運。河口之導水堤，於一九〇八年竣工，導水堤之長度，東堤為6500公尺，西堤為4650公尺，堤之距離，內端約為1800公尺，外端約為1070公尺，堤端所達海深為10.7公尺。導堤築成之後，輔以濬深工事，預定之河槽深度10.7公尺，頗易維持，航行甚便，參觀第一四六圖。

第一四六圖



(乙) 治理有潮汐之河口

治理潮區以上之河段，所能致力者，祇可設法均勻比降而已，舍此以外，即乏善策。其全部水量，於治導之後，大致無所變更，惟當枯水期內，或可放洩谷堰 (Talsperre) 所蓄之水，水量略有增加耳。此項水量流入潮區，是謂上水量 (Oberwassermenge)，而潮區之內，因潮水之倒灌，則愈近河口，水量愈增。若潮區內障礙愈少，則潮流上溯之量愈大，蓋不規則之河岸與河狀，銳灣與汊河等類，均足以消滅潮流一部分之動力 (lebendige Kraft)，而阻礙其前進也。按照計算潮區內流量之公式。

$$Q = \Sigma \pm \left(\frac{d+d_1}{2} \right) l \frac{b+b_1}{2} + qt$$

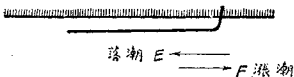
可知欲求流量之增加，須使上部之河寬改大，以促進潮流之擴展。假設甲處之上，河面驟然窄狹，即足以阻礙潮流之上溯。如將窄狹河段，自潮區界點起至甲處止，逐漸放寬橫斷面，並加以濬深，則潮流之障礙撤除，倒灌之水量必多。此項水量於落潮之時，復行下注，則甲處以下之橫斷面，因此擴大，將更利於潮流之發展矣。但普通河流，在潮區以內，河面已屬遼闊，故改寬河面之法，祇能在附近潮區界點河面較狹之處施行。自此而下，寬度大都不輕變更，除岸線屈曲過甚，可略加修改，使之整齊外，潮區以內，河面不可較前改狹，否則潮量無由增加。且該處以下之河段內，流量與水深，勢必減小，反使潮流之上溯，更多一層障礙，而治導段內之水量與水深，亦將大受影響，最後之結果，或較未治導以前愈加惡劣。是以潮區以內規定河寬之標準，須於治導之後，能保持需要之深度，並求流量之增加，至少亦須能容納未治導以前之水量，故新橫斷面大都較前放寬。設兩岸已經保固，不能更改，亦可設法濬深，使橫斷面改大，便於潮流之擴展，水量既增，則治導後濬深之水深，亦可藉水流冲刷之力，得以保持久遠。河口既經治理，則自河口上溯，流量逐漸減少，所需之河寬亦將漸狹，其形狀恆似漏斗，與天然完善之河口相類。

治理潮區以上之河流，恆須限制其寬度，集合水量，流於一槽，藉以刷深河牀，保持水深。而在潮區以內，限制河寬之法，固

僅應用於附近潮區界點之處，即堵塞支流，統一河槽之舉，亦屬難以實施。蓋愈近河口，河面愈寬，而三角洲上，水流分枝，亦無集合衆流，聚於一槽之理，祇能選擇可通航運之河槽，加以疏濬，保持其深度，無論漲潮落潮，均須不妨礙航運爲宜。該河口之兩岸，並可築堤束水，堤之距離，須使落潮時水流之冲刷力，足以刷沙，或輔以濬深工事亦可，惟堤之高度，不得超過低水位，否則恐將妨礙潮流之倒灌耳。是以治導河流下游之下段，第一須求增加潮量，第二須求增加之水量，利於主要之航道，自下段逆流而上，距離河口愈遠，河槽愈淺，治理之目標，首重加大水深，以便下段增加之潮量，可以暢流上溯。治理下游上下兩段之主要目的既異，建築物之構造，亦將因此而有所差別。大都下游兩岸之建築物，自下而上，其距離逐漸減小，建築物之高度，在河口可與低水位齊平，自河口上溯愈遠，高度亦漸增加，至潮區界線，建築物之頂點，可與高水位相等。

設治理下游之河段，其目標一面欲求保持下段之水量，一面又欲使治理之河段，同時刷深，則解決方法，祇有在該河段之兩岸，建築平行順堤 (Längsdamm)，堤之上端與岸聯接，下端開放，參觀第一四七圖。舊岸與新堤之間，勿使填塞，任聽潮流進退，其功用與刷洗池同 (Spülbecken)。如是固無礙於潮流之進展，且可藉新堤之束狹，用以刷深河牀，下段固有之水量，非特可以維持，並可較前增加。但刷洗池內，日久則泥沙停積，愈近河口，淤塞愈易，如不輔以濬深工事，功效乃失。尤應注意者，順堤之高度，如何規定

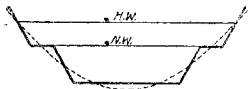
第一四七圖



耳。如堤頂與高水位齊平，則水流無論漲潮落潮之時，均能冲刷該河段之河牀，如堤頂較低，則冲刷河槽之作用，僅限於水未漫溢順堤之時，尤以大水期內，刷深之功效，損耗最多，且堤之高低，與刷洗池內淤積之情形，亦有相當之關係，蓋淤積之主要原因，或為由上流下注之沉澱物，或為潮流所挾之沙礫，於落潮時停積池內，故堤之高低，視河段之位置須有差異，在下游之上段建築高堤，即足以減輕刷洗池之淤墊，保持其功效，河流下段建築低堤，則淤沙高度為堤所限，淤積愈低，將愈利於潮流之擴展。是以規定此項順堤之高度，在潮區界線附近，可與高水位齊平，由此而下，逐漸降低，及至河口，僅可與低水位等高。

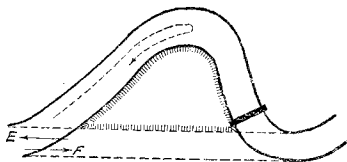
至於河口橫斷面之形態，或採擇平方拋物線形，或為梯形，佛朗茲士 (L. Franzius) 氏治理德國 渭沙河 (Weser) 下游，即係採擇複式梯形之橫斷面，參觀第一四八圖，其目的在力求高水與低水間之面積擴大，以便容納多量之潮水，而低水位以下之面積，則略使縮小，足以增加低水冲刷之力，然拋物線形之橫斷面，整齊統一，雖

第一四八圖



工艱費鉅，而潤周 (benetzter Umfang) 較小，對於潮流之擴展，阻力亦較弱也。

潮區以內，河灣過銳，固屬不利於航運，亦足以妨礙潮流之發展，故宜裁灣取直。且河流下游，比降本屬弱小，裁灣之後，影響甚微，不若上游裁灣之困難，參觀第一四九圖。至於分汶之河道，對於潮流之擴展，亦屬不便，堵塞支流，為最善之法，設以地方特殊情形，二汶槽均須保存，則潮流經過二槽之時間須相等，故二槽之



第一四九圖

寬度如相同，其長度必求其相等，如二槽之長度不同，則短槽之橫斷面須減小，湖區內堵塞支流之建築物，應安設於支槽之上端，而開放其下端，其功用與刷洗池同，參觀第一五〇圖。支流堵塞之後，潮



第一五〇圖

第一五一圖



流暢利擴展，則低水線 FA 下降，湖區界點 A 上昇至 A_1 ，而高水線 SA 仍無變化，參觀第一五一圖。

按河口者，水流之所歸，全局之所繫也。河口通暢，衆水安流，河口壅滯，全局受病，是以河口不可不顧，其理明甚，而河流歸宿之所，或爲海洋或爲湖澤澱泊，或爲其他河川，河口之在湖澤澱泊與夫其他河川者，亦每多泛濫沉淤，構成洲渚，

生淤塞之病，固宜不時濬治，以暢其流。卽河口之在海洋者，泥沙自上流傳送而來，逆被海潮抵拒，沙停潮落，非積成沙埂，卽造成三角洲嶼，尤須加以疏濬，以收利導之功。雖然，開闢海口，以避百矣，洪波滔天，措手無方，南沙不時，駐足無地，施工固非易事，設法亦費周章。昔閩治導河口則用築堤束水，開引導流之法。新文憲治河方略有云，『雲梯關者，乃黃淮二流，所由以入海者也，往時關外卽海，自宋神宗十年，黃河南徙，距今僅七百年，而則外沙淤，迨至一百二十里，此皆黃河出海之餘沙也。白河道內淤，會同之勢斜，下流不能暢注出海，而海口之沙日淤，海口日淤，而上流愈壅，以致漫決頻仍，內寇百不之止。宗凡漢河事者，莫不力言挽滯，而不知其勢有必不可者何也。挽滯之日，最狹處亦須寬至里，深及丈，方可通流，以土方之算，授工，計萬夫三日之力，不及里之一分，且漸近海濱，人難駐足，加以滔天之潮汐，一日再至，不特難設河淤，尤恐內水未及出，而潮水先從之而入矣。夫海口之高，皆因關外原要坍塌淤塞，以爲出關之水，亦隨地散淤，散淤則無力，無力則沙停耳。禹以杞河之入海曰，同爲通河入於海，夫河也，而以通名，海湧而上，河流而下，兩相敵而後入，故通也。自揚之爲九，又易爲而通之，不則則力不一，力不一則不能逆海而入也。禹真聖人之書，其言不可易也。又考潘季馴河防一覽有言曰，海無可渡之理，惟有導河以歸之海。然河亦可以人力導，惟有善治隄防，俾無旁溢，則水由地中沙隨水去也。季馴近世之能臣，其言固不常易也。今日之雲梯關外，是卽今日之通河也，而不堤以求其同，不導以求其入海也，得乎。爰是自清口以下，至雲梯關三百餘里，挑引河以導其流，於關外兩岸，築堤一萬八千餘丈。凡出關散淤之水，咸逼束於中，消滴不得外流，從此二流就軌，一往急瀉，冲沙有力，海口之壅積，不淤而自闕矣。』所謂關外兩岸築堤束水者，實與現今疏治河口之平行導水堤，意義相同。所持理論，亦頗中肯，其對於借濬海口之法有云，『於近海兩岸之內，各開一引河，挑土卽培於引河之外，以作堤埝。其受河流處，與入海處，且緩啓其口，俟河形鑿成，又必當落潮之時，方啓其口，引河分注於其中，以趨於海，似折河而三。再將

中隔之沙渣，駕犁疏之，其沙必隨波漸削，久之合三而一，則海口途開廣矣，此亦非全用人力，而半藉水力以成之者也。」近世浚深河口，則用挖泥機，無庸開掘引河，較之舊法，益為敏捷矣。

第四章 治河工程

第一節 河工材料

治河計劃既定之後，即須着手施工，而工程進行之先，對於材料之選擇，實為必要之舉。河工材料，大致可分為沙土類、磚石類、木石類、雜料類四項。而工程用料，貴於就近取材，因地制宜。上中游水行山地，木石價廉，多用木石，下游木石貨少價昂，多用薪土。茲分別述之如下：

(甲)沙土類 黃沙性質疎鬆，為水泥成分之一，宜取其粒粒堅銳，光潔純淨，不染土質者用之。沙礫粗重者，可用以壓埽，而堤堰埽壩皆賴土料而成，則土料實為河工料物之首要者也。茲就土之性質分為四種，臚舉於後：

(一)膠土 膠土者，其質細膩，其性膠黏，風揭不易揚塵，水刷亦難溶解，即所謂淤泥淤土也。吾國河工向分新淤、老淤、硬淤、稀淤四種。新淤者，新淤墩灘之膠土也，性極燥烈，灘面結一公分厚之土皮，張裂縫道，而成土塊。此項土料，用以築堤，須防走漏，用以壓埽，慮有癭眼之病。老淤者，遠年老坎被淤之膠土也。性頗柔軟，築成堤壩等工，異常堅實，是以河工土料，此為最佳。硬淤者，性質堅硬，類似石塊之膠土也。大抵壩下背溜之處，被淤以後，溜

勢遠移，久不見水，風吹日曬，遂成硬淤。取土時插鏟不入，儘力錘鑿，始能取用塊土，及至上堤，塊塊翹開，即經夯碾，仍不免穿漏之患，且有甚於新淤土者。惟於半乾半溼時用之，雖取土非易，而行成築成，曬至極乾，則不亞於三合土矣。稀淤者，新淤土之似稀漿者也。此土非時久不足以資築堤之用，挖河若選稀淤填塘，套鑄既屬難施，掀揭無從着力，費工糜款，方夫無不損用者也。

(二)素土 素土者，其性滲漏，其質疎散，團之不能成聚之沙土也。素土爲堤，不耐風揭水刷，一經風雨摧殘，非揭成溝槽，即冲成浪窩。或浪逼堤根，不堪齧蝕，此素土所以不適於河工之用也。吾國河工分別素土，又有沙土、流沙、螞蟻沙、涼沙四種。沙土者，沙之猶含土性者也。雖不耐風揭雨淋，與夫河水之淘刷，而較諸以下三種，似覺差勝之工料也。流沙者，有乾溼之分，其體質極細，形如粉屑，盛諸土筐，四面走漏。用以築堤，不能顯分坡口，用以壓埽，又皆流入柴料縫隙，謂之乾流沙。其質似稀淤，性同流水，挖去一筐，旋復填平，裝儲筐內；亦由筐隙漏瀝流出者，謂之溼流沙。流沙無論乾溼，做工均不相宜，挖河遇此，更費周章。螞蟻沙者，體質極粗滲，形如螞蟻，遂有是稱。以之築堤，未免透漏之患，蓋因質粗性滲，不能障遏水流之故耳。涼沙者，陷沙也。新淤嫩灘，往往有之。其性輕浮，含水較多，淤灘水退，灘面似已凝結，一

經足踏，陷入淖中，淖沙深者幾堪滅頂。若在灘面用鐵拍動，則沙皆沉陷，水即浮動。挖掘時鐵鍬鑿入，不易起出，蓋鍬之兩面被淖沙黏住，非緩緩搖晃，不能拔出，此等淖沙挖河更難。

(三)沙膠 沙膠者，素土之含有膠質者也。無論膠質多寡，皆曰沙膠。既含膠性，即能團聚，故與素土異，河工不能搜覓純膠，得此較可。

(四)黃土 黃土又名黃壤，黃河流域，黃土最多，前已論之。至於黃土與膠土完全不同，膠土色黑，黃土色黃，非近山之處，不易多得。黃土無論乾溼，性較疎鬆，故其禦水之力，不敵膠土，若用以和灰灌漿，亦屬甚善，蓋富於黏連性質，而又柔軟細膩也。

(乙)碑石類 河流上中游多為山地，採石較易，運輸亦便，治河工程，以石料為主。下游地勢平衍，採運石料，貨少價昂，故非險要堰壩等工，不輕用石。近世則以水泥代石，或加鋼筋，用途甚廣。吾國河工亦有因石料缺乏，代以河磚者。茲分別論之如下：

(一)石料 石料以堅硬不易凍裂，質重不易衝失者為善。方徑長大六方皆見平面者，名曰料石，礮廠駁岸等工，間有用之。石昂之處，近有用水泥方塊，以代料石者，亦頗合用。石料不成方圓者，曰片石，以有一二平面徑約30公分上下者為佳，河工方面，用途甚廣。蓋河牀高低不平，土

性鬆軟，且又變遷無常，河工建築物，如不能適合河牀之性則一處陷落，全工隳廢，設拋以石塊，則石質堅重，固不易為水溜衝失，如有坍陷之處，又可填補虛空，最為適宜。近世有用水泥大塊，摧碎以代片石者，結果亦甚善。又有河中轉徙之丸石，名曰石子，亦曰河光石，圓滑無稜，不甚適用。

(二)磚料 吾國河工，遇有石料缺乏之處，以磚代之，名曰河磚。惟普通磚料過小，不足捍溜，舊制必須建窯專製，每塊至少須重逾20公斤。亦有特製三角歪斜等形，以防盜竊，惟磚之為物，究屬質輕易碎，不能耐久耳。

(丙)薪木類 吾國河工用薪，由來已久。詩云，揚之水不流束薪，不流束楚，蓋成周之際，已用薪治河矣。而歐美河工用薪，亦復甚古。蓋河流下游，薪木易辦，用以禦水，不激水怒，而又與河牀地勢，易於適合。況多沙善變之河，險工位置無定，或今時因險而施工者，未久已成平善之段，或今時並非險要，而旋成要衝之處，則河工材料，宜用薪木，固無須求其堅久，力又足以捍溜。況下游薪木，隨地可購，價值甚廉，實河工料物之最適宜而又最經濟者也。歐美所用者，以樹枝為多，吾國河工自古亦用枝料，枝料不敷，則以草料借料草料代之。是以宋史河渠志，有芟梢之分，芟者，伐蘆荻之謂也，梢者，伐山木榆柳枝葉之謂也。又因壩壩等工，以柴草為主要料物，故與椿木統稱正料。茲分別述之如下：

(一)梢料 歐美以細嫩樹枝，束紮成組，名曰梢組 (Faschinen) 梢組之長，至少為2,5公尺。距離根端30公分及130公分之處，須用鉛絲或柳條紮縛，根端周圍至少為90公分。每枝之厚度，不得超過5公分，以瘦直為貴，參觀第一五二圖。吾國河工採用枝料，亦謂宜細，宜長，宜新條，宜多帶枝葉，忌粗、忌短、忌老幹、忌灣曲朽杈也。梢

第一五二圖



梢 組

料以柳枝為善，亦有雜楊榆枝而用之者。歐洲沉水之梢，往往採用針木，取其富於脂質也。葉梢則去葉留枝，針木則並留針刺。採枝時期，宜在九月以後，庶不致傷木，採下即用為佳。過久則乾脆易折，若以根端沉之水中，亦可久存其嫩性。梢料堅韌耐久，體質又重，容易落底，着實根基。惟枝幹較粗，禦水不及葦葦，吾國河工鑲堵，因以枝料和葦葦軟草做成，較為得力。

(二)葦料 吾國堵工，向來用梢，嗣以梢料缺乏，乃以葦葦代之。葦料者，以粗大蘆葦為鑲堵之料物也。每束約長 3

公尺徑15公分，用以禦水，不激水怒，不透水流，其入水也，可經三五年之久。葦有大葦、三剪、單剪之別，大葦幹粗質堅耐久，三剪單剪則細弱不堪用。採取宜於秋季，青葦尚未成熟，枝幹嫩而易腐，非臨時濟急，切忌用之。葦料者葦穰也，即高粱之挺幹也。其禦水性略同葦料，做埽之後，經水三年，即行朽腐，不若葦料之耐久。葦料宜新、宜乾、宜長、宜整、宜帶鬚葉、宜條直停勻，忌舊、忌潮溼、忌短、忌散亂、忌切根、忌彎曲參差。總之葦穰輕弱，易於墊陷，以之作埽，每年必須加鑿，三五年後，必須全部換新。葦穰之外，埽工亦有採用軟草者。軟草以稻草、荳秸、麥秸及小蘆葦等一切雜草為之。軟草經水即朽，而禦水性則遠出各料之上，故凡做占埽，多用軟草廂墊，或以之填心，不可獨立應用。軟草宜乾、宜柔、宜整、宜澀滯，宜緻密，忌嫩、忌硬、忌碎、忌光滑、忌疎鬆，故以稻草為上，荳秸小蘆葦次之，麥秸蒲草及其餘雜草又次之。

(三) 橈 河工所用木料，木板木條，或用以擋土，或用作護岸之工程，以松榆楊柳等木為宜。橈為簽釘埽廂，堅築石工基址之重要料物。務須圓直勻淨，橈梢粗壯，切忌彎曲，長者10餘公尺，短者亦在8公尺左右。橈者截柳木為之，一端做尖，長約一公尺許，徑約10公分。大曰橈，小曰簽子，吾國埽工，掛纜，回繩，揪頭，滾肚，騎馬，掛

柳，一切繩纜，皆須釘樞栓繫，乃埽工必需之品。

(丁)雜料類 河工料物，除上述者外，尚有繩纜蔴料灰料鐵料及其他零星料物等項，茲分別述之。

(一)繩纜 繩纜為埽工之重要料物，以粗細之不同，用途之各殊，而名稱亦異，約分九種。一曰纜繩，又名葦纜光纜，以黃亮葦草用轆軸壓軟，三股擰緊，如蔴繩狀，每根長約20公尺，凡揪頭、滾肚、搶險、掛柳、等繩皆用之。二曰纜子，乃二股小葦繩也，每根長約10公尺，捲由繫把用之。三曰行繩，乃捆鑲繩纜也。以蔴蔴三股擰打，扣花停勻，粗細一律，每根長約20公尺，平時軟鑲埽及大工占埽用之。四曰過河繩，每根自50公尺至100公尺不等。用於大壩者，先在兩壩各釘龍門樞兩路，將繩頭分掛兩壩，先後活繫樞上，以便鬆放。五曰龍筋繩，大壩過河繩兩壩平勻拉緊，拴於龍門樞上，即在過河繩兜居中，橫放蔴繩一根，兩面長較大壩寬窄略餘數尺，用占繩將橫放蔴繩與過河繩分勻繩檔，交叉拴住，是曰龍筋繩。六曰龍鬚繩，合龍時用之，每根長200公尺。七曰龍衣繩，分葦箔龍衣、與繩網龍衣兩種。八曰倒拉繩，長約100公尺，用法略同龍鬚繩。九曰占繩，乃小蔴繩也，專備拴繫之用，長2公尺左右，徑同小指。

(二)蔴料 蔴料亦為河工不可少之料物，計分三種，一曰蔴蔴，用作繩纜。二曰葦蔴，油灰修船用之，戩筋戩辦拴管

繩等亦或用之。三曰藤刀，乃以舊繩纜剝成藤屑即是，拘抹、片光、石縫、藤刀灰用之。

(三)灰料 灰料以石灰爲料物也，其用法各異，名稱亦有不同。一曰灰土，乃以石灰黃土混合而成，凡圍壩基址需用之。二曰油灰，以桐油與石灰相和而成，用以填嵌石縫。三曰壘砌灰，即以石灰作墜工之膠灰也，近世可用水泥膠灰，更爲得力。四曰灌漿灰，乃以灰漿糯米白礬混合而成，以爲大料石工灌漿之用。五曰藤刀灰，以石灰藤刀混合而成，以爲灌片石縫之用。

(四)鐵料 鐵料亦河工必需之物，近世鋼筋混凝土中，鐵筋爲骨，關係甚重，固無論已。吾國河工所用鐵料，名目亦甚繁多，如鐵錠、鐵柱、鐵楔之用於石工，又如鐵箍鐵帽等爲打樁所需，其他零星鐵料，更不勝枚舉。

(五)雜料 河工料物除上述各項以外，頗爲瑣屑，舉其重要者，如藤片、藤袋、蒲包、柳圍等項，無論搶險施工，用途均屬甚廣。

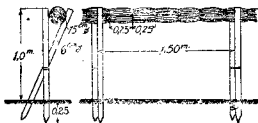
第二節 梢埽結構

凡以薪梢編製所成之工，名曰梢工 (Faschinenwerke)。歐洲所常用者，爲梢龍、沉梢、沉龍、沉排等類，吾國河工則有各種埽工。此項梢工埽工，製作精巧，非有諳練人夫，每致債事。茲將重要之梢工埽工分別臚舉如下、

(甲) 歐洲梢工

(一) 梢籠 (Würste, Bandfaschinen, oder Wippen) 爲瘦長似籠之梢工，乃用柔韌樹枝所製成。圓徑約爲12至18公分，長無限制，視用途而定，普通爲20公尺。製法先搭梢架 (Faschinenbücke oder Wurstbänke)，置梢料於架上，每隔25公分，用柳枝或鉛絲繫之，不可過緊，否則簽樁之時，易於破裂 (參觀第一五三圖)。樹枝之根端，順向一邊，分配枝

第一五三圖



梢 籠

條，須使厚薄適宜，隨時加添新枝，聯接延長，所有枝根，均須包藏於內。並應隨製隨用，不可久儲，致變枯脆。

(二) 編籬 (Flechtzänne) 編籬之功用，與梢籠相同，陡峭堅實之工，可用編籬，屈伸自如而具彈性之工，則用梢籠。編籬之法，先於施工地上，排釘木樅，樅長約爲70至150公分，露出土面之高度，約爲30至60公分，視編籬所需之高度

而定。概用活嫩之木爲佳，圓徑約爲6至10公分。概之距離，約爲30至50公分。排概之間，以柔韌細長之青枝編織成籬，參觀第一五四圖。編籬之法，亦可用於他項梢工之上，如

第一五四圖



編 籬

沉排等工是也。

(三)沉梢 (Senkfasshinen) 沉梢爲形如雪茄之梢工，內裏碎石，長約4至6公尺，徑自60至100公分不等，參觀第一五五圖。製法先搭梢架，如第一五六圖甲乙，在此架上鋪開梢

第一五五圖



碎石 梢料

沉 梢

第一五六圖甲

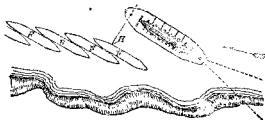


梢 架

乙



第一五七圖



第一五八圖

料，枝之根端均須向外，打作凹形，填以碎石或磚塊，兩端以梢料填塞，防石滾失，俟石塊填足作凸形，再以梢料覆其

上，用鐵線繞縛沉梢，線端各有一桿，執桿束梢，極力勒緊，隨以鉛絲紮之，每長1公尺紮三處，參觀第一五七圖。沉梢質重，梢架地位，須近施工之處，如係用以護岸，架設岸邊，沉梢製成之後，拔去架上之斜木，依順岸坡，滾轉而下。其用於河中者，或在船上搭架，載往該處沉之，沉時必極謹慎，因體質笨重，須先確定地位方向，而後下沉，參觀第一五八圖。

(四)沉輓(Sinkwalzen, Senkwellen oder Gumppenbergsche Senkfaschinen) 沉輓為加長之沉梢，結構與之完全相同。長度有達一二百公尺者，徑約半公尺至1公尺不等。用以護岸者，靠岸設架，已成梢段，一面下沉，而未沈之段，仍繼續

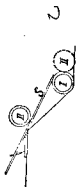
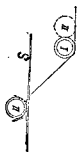
第一五九圖甲



乙



第一六〇圖甲



乙

乙



第一六一圖甲

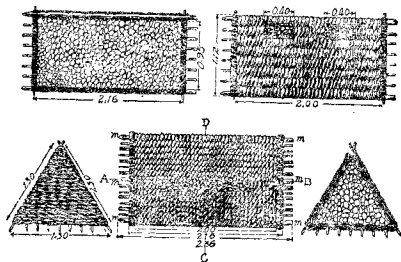


製作，參觀第一五九圖甲乙。若河底穩定，此法甚佳，如土質疏動，則沉輓下沉不勻，或至折裂，遇此情形，不宜過長。或因岸形之關係，須用數輓者，則第二沉輓下沈時，須用滑木S，庶幾所沉地位，適當其所，參觀第一六〇圖甲乙。同時用三輓者，可參考第一六一圖甲乙。實線為輓初沉時之位置與河牀，虛線為他日河牀變遷後，沉輓落實之位置。總之，沉箱沉輓，須常在水內，方能經久，如須露出低水位以上，宜用柳枝，取其易於青活生芽也。

(五)石籠(Senkckörbe) 石籠製法，乃以粗枝為骨，用梢料編

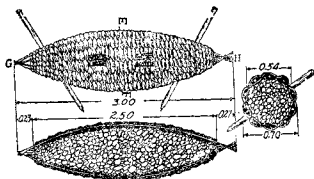
第一六二圖

石籠



成籠形，中填碎石，再嚴密編封，剖面或爲三角形，或爲圓形，參觀第一六二圖及第一六三圖，其用法與沉梢同。但近世採用沉梢者多，非梢料昂貴，人工低廉之處，已不採用石

第一六三圖



石 籠

籠。吾國河工有用竹絡或柳圍者，其制相仿。漢書溝洫志，漢成帝時，王延世塞決口，以竹絡長四丈，大九圍，盛以小石，兩船夾載而下之，蓋用竹絡堵口也。柳圍以柳幹柳枝編成圍樣，僅一圍腔，並無底蓋，以高二公尺徑二公尺爲限，大小高低，臨時增減亦可，凡石堤搶險攔河築壩可用之。

(六)沉樹 (Sinkbäume) 沉樹之功用，爲求沙礫淤停，填高河牀，並可束狹河身，掩護河岸。其製法將密枝帶葉之幼

第一六四圖甲



乙



丙



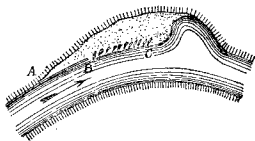
沉 樹

樹，在其根端，繫以橫木，藏於沉梢之內，沉入水中，則沉梢緊貼河牀，樹枝蕩漾水中，因樹枝之阻滯，則水流所挾沙礫，遂即停留，參觀第一六四圖甲乙丙，圖中 AC 為木筏，樹梢沉落情形，見圖自明。如樹之根端，不用沉梢，亦有代以水泥大塊者，如第一六五圖。例如多瑙河內，銳灣深槽之前，曾用沉樹排列成行，其後部淤積之沙，高度竟達 5 公尺之多，參觀第一六六圖。惟沉樹帶葉之時，淤沙最為有效，歷

第一六五圖



第一六六圖

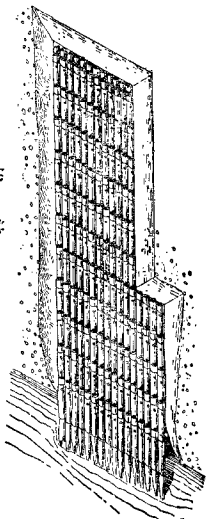


時既久，沉樹枝葉被水沖落，非特力不足以捍溜，無由淤沙，所有原淤之沙且將反被沖刷，此其弊也。

(七)填梢 (Packwerk) 填梢最簡之式，為累多層之梢組而成，厚度約自 30 至 60 公分，每層填加壓料，簽釘木樑，梢層之上，並用梢籠盤鑲，以期堅實，施工之法，須先在岸上掘

第一六七圖甲

梢
填



第一六七圖乙



槽，埋設梢根。土質愈鬆，水流愈激，河岸愈低，則堤根愈深，如第一六七圖甲乙。鋪設梢組，由岸向外，及至水面，即加填壓料，使梢端下沉，再於其上，鋪設第二梢層，頭端較前略為伸出，伸出之長度，約為梢組長度三分之一。上下梢層均用木樨釘連，於是層梢層石，向前延伸，梢面用梢龍盤鑲，務使聯為一體，參觀第一六八圖。木樨長約1,25公尺，徑

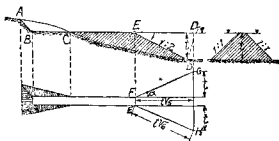
第一六八圖



第一六九圖

甲

丙



乙

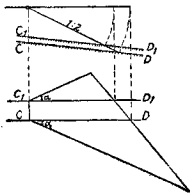
約 5 至 6 公分。壓料須用石礫，否則以土沙代之。梢層累積，須使壓料不致墜落，或為水流沖失，故梢層前面坦坡不可超過 1 比 2，邊坡約為 1 比 1。施工之先，並宜預定梢層之形態及尺寸，參觀第一六九圖甲乙丙。圖中 ACD 為原來之河岸，BC 為掘出之根槽，CED 為填梢工之縱斷面，ED₁ 為依 EF 軸下沉之梢層，梢層之形態 EFGH 為梯形，梢面坦坡為 1 比 2，兩邊坦坡為 1 比 1，故可求得 α 角度之值如下：

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{t}{t\sqrt{5}} = \frac{1}{\sqrt{5}}$$

$$\alpha = 24^{\circ}6'$$

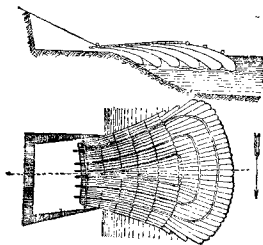
因知 α 角與水深 t 並無關係。施工之時，可依 α 角植立標

第一七〇圖



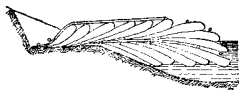
桿，爲鋪設各梢層之標準，而梢層之長度，須依水深算出之，如河牀深度不同，則梢層之形態，依第一七〇圖求得之。廂梢之法有二種，如從岸向水前進廂梢，下層梢組之梢枝，恆爲上層梢組所吞壓，而表面僅見梢根者，曰進廂(Vorlage)，參

第一七一圖甲



乙

第一七二圖



觀第一七二圖甲乙。如再從水面向岸後退麻梢，而下層梢組之根端，爲上層所吞壓者，曰退麻 (Rücklage)，參觀第一七二圖。退麻梢層之面，須用梢龍盤鑲，添加壓料，使其全部下沉。

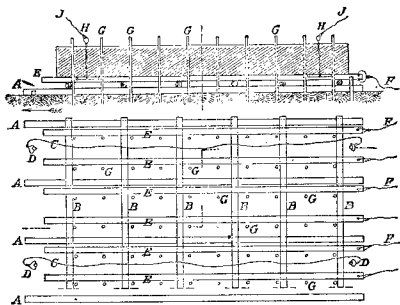
(八)沉排 (Sinkstücke oder Matratzen) 又名柴排，長約30公尺，寬約20公尺，厚約1至2公尺，乃由梢龍梢組纜樑結合而成。排上拋石，沉入水中，用作堤壩之基礎，最爲合宜。蓋河底泥土，浮滑不能任重，柴成排，舖於其上，方可建築堤壩。柴之特長有數端，質輕故不陷，富有彈性，故能分布重量於廣大之面積。柴在水下歷久不朽，其間空隙不久便爲浮土填塞成爲實體。柴排編織便利，可造成任何大小，以適合地形。且編織緊密不易衝散。造排之處，須在岸邊，先削平地面，成爲1比10之坦坡，參觀第一七三圖，然後裝設排座，參觀第一七四圖甲乙。排座之結構，下層置木樑A，其長度等於沉排之寬度，與河流之方向成直角。木樑間之距

第一七三圖



沉 排

第一七四圖甲



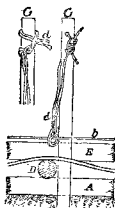
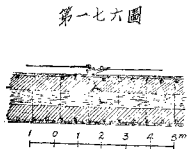
乙

離約為1.5至2公尺。次以圓木名輓子者B，橫於木樑之上，輓子間之距離，約為2公尺，輓子兩端，各暫用木樑攔阻，防其轉移。再於輓子之上，安放5公分厚之條板E，與之正交，條板間之距離，為1公尺，輓子及條板俱用長纜C，繫於岸上，則沉排完成時，不致隨排滾失。如於潮區之內造排，可不用排座，落潮之際，即在削成坦坡之岸上造排，趕於漲潮之前完成，潮來排自浮起。

排座既成，乃着手造排。先以梢龍橫鋪於條板之上，其長度

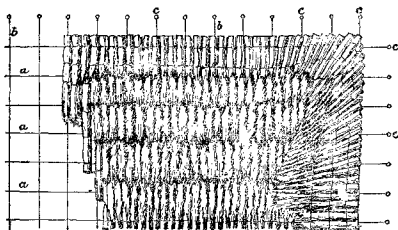
須大於沉排之長，再用與排寬相等之短梢龍，橫加其上，十字相交，構成方格網，每方格縱橫各60公分或1公尺，名曰下格子，每一十字交點，用柳條或鉛絲繫之，每二格或每格之交點，築樑一根G，再以長2至4公尺之蔴繩，或2公厘之鉛絲d繫縛之，而以其末端暫繫於排樑之頂，如第一七五圖，於是若手鋪陳梢組三層，每層之厚度相等，第一層橫鋪，次縱鋪，三又橫鋪，參觀第一七六圖，而排之四周，非

第一七五圖



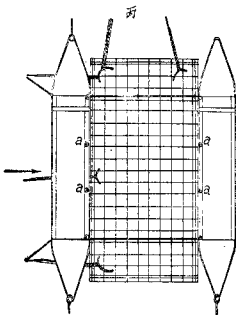
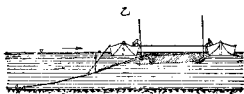
梢組之根端，即其縱面，鋪設每層梢組，除四周外，均用退廂法，梢根在下，梢枝在上，如第一七七圖。縱橫梢組，層累而上，以足排厚為止。梢層之間，或填鋪軟草蘆葦一層，使縫隙緊密。若梢已鋪足，排面尚有低凹之處，須再用餘梢填

第一七七圖



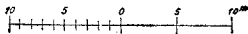
平，然後再以梢龍構成方格網於其上面，須與下面之方格網平行，使十字交點上下相當，名曰上格子。每一十字交點用鉛絲或柳條紮縛，並拔去排槓，將習繫槓上之繩紮結於上格子之十字交點，於是沈排全體，乃聯成一塊，排之四周，編籬一匝，排之大者，再隔二方格，編籬一匝，然後又在排面編製短籬，縱橫數道，乃使沉排上所拋壓料，不致走失也。並於排邊製成繩環，為繫艘拽排之用。沉排既成，用船拽往沉排之處，船內裝置碎石，備作壓料，參觀第一七八圖甲乙丙。沉排之先，船須下錨，並用長桿，確定沉排地位，以免偏倚。但拋石沉排，須用熟練工人，最初在沉排四周兩匝編籬之內，同時拋石，使其四邊同時下沉，排邊將沉至水面

第一七八圖甲



a 為沉排擊於船舷之處

沉排 構龍



時，乃漸向排心拋石，如排心沉過水面，急速放鬆吊纜，待沉排落實之後，速再拋石，以免沉排之位置，為水流所移動，排受水石壓力之後，全部蓋陷，或僅存原高之半云。

又有沉蓆 (Sinkmatte) 一種，其結構與沉排相類，就地製造，乃用以護岸者也。

沉排之法，吾國黃浦江及南通造樁，均曾採用，茲附錄上海滄浦局製造沉排施工細則如下：

- (1) 沉排之大小 沉排之大小，視其用途而異，惟不能大於 80×120 英尺，蓋過大則難以引至適當之處，安全下沉也。
- (2) 造排場 造排場須選擇堅實沙土之微斜岸坡，漲潮之時，排可自動浮起，於排未浮起之前，須以錨纜等縱繫之。
- (3) 梢料 梢料須用鮮嫩山木之枝，紮縛成組，梢組距根端 1 英尺半處，其周圍須足長 18 英尺，枝條之長度，須有 8 英尺。
- (4) 葦料 填鋪沉排所用之葦料，須乾燥淨潔，質地良好，長 8 至 10 英尺。
- (5) 樞 樞用鮮嫩堅木，須挺直有力，至少須長 4 英尺，其根端直徑，至少為 $1\frac{2}{3}$ 英尺。
- (6) 梢龍 梢龍之長，以適用為限，每 10 英尺須用十七號鉛絲繫之，梢龍之直徑，須有 16 英尺。
- (7) 格子 沉排上下格子，係用梢龍構成，中間鋪填梢料葦

料，梢龍間之距離，各為3英呎，下格子周匝之全部十字交點，及其中間十字交點之半數，須與上格子相當之十字交點，用長8英呎之十七號鉛絲貫通中間梢料葦料緊紮之，其餘各十字交點，亦須用蔴繩各別緊結之。

(8)實料 實料分三層，下層用葦料，按縱橫方向舖之，第二層及第三層則用梢組，第二層與下層之方向正交，第三層又與第二層正交。

(9)籬笆 最外周匝之梢龍上須編籬笆，名曰斂路，斂路之中，每第六梢龍，亦編籬笆，成為分區，籬笆須用鉛絲繫於上格子梢龍之上，而以木樑打入，通及下格子，斂路之籬笆，則更用七股扯合之鉛絲，綁結於上下二格子。

(10)纜樁 每一沉排，至少須有六個纜樁，用以繫纜，纜樁須選堅木樑七根或九根，每根長4英呎，厚6英吋，以四捆木條相交為底基，木樑打入排內，凡中心十字交點，用二股繩四根，緊緊於格子，其他交點用繩二根綁紮。

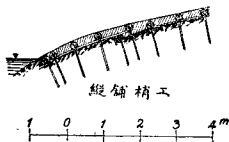
(11)吊繩 沉排時，載石之船，各靠於排之一邊，每隔10碼，用二十七股蔴繩（名曰吊繩），繞周匝上下二格子十字交點，而繫於船上。

(12)沉法 沉排至少須用六鎗繩引導至適當之所，石船左右夾之，待潮退溜停，急投石其上，使之下沉。

(九)鋪梢工 鋪梢工分縱工(Spreutlagen)與橫工(Rauhwehre)兩種，均用以護岸，或加於他種工程之上，作為護面者也。縱

工多為長久性，須用能生長之梢枝。橫工多為臨時性，梢枝毋庸青活。縱工之構造，乃在岸坡上平鋪梢組一層或數層，其厚度共為10至12公分，梢枝之方向，與水流成直角。梢層之上，再盤梢龍，梢龍之方向，與水流平行，厚度為10公分，梢龍間之距離，為60至70公分，梢龍與梢層之聯絡，每隔50至60公分之距離，用長80公分厚6公分之木樑兩根交叉釘之，參觀第一七九圖，岸坡近水之處，須用梢龍兩行，或

第一七九圖



第一八〇圖

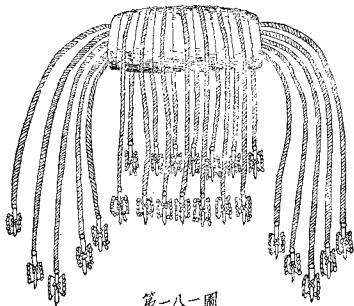


代以編籬之法，最後用土覆壓其上，土之厚度約為15公分，橫工之做法，與縱工相同，惟鋪梢之方向與水流平行，而盤龍與水流成直角耳，參觀第一八〇圖。

(乙) 中國埽工

埽者，用以護堤而捍溜者也，或稱埽段，或稱埽個，大者曰埽，小者曰由，蓋堤係積土而成，溜逼堤根，時虞油刷，須就堤下埽，以禦水勢，故險要處所，慎重堤防，必先保守埽工，吾國河工向重視之，良有以也。埽之製法，據宋史河渠志所載『凡伐蘆荻謂之芟，伐山木榆柳枝葉謂之梢，辦竹糾芟為索，以竹為巨索，長十尺至百尺有數等，先擇寬平之所為埽場，埽之制，密布芟索鋪梢，梢芟相重，壓之以土，雜以碎石，以巨竹索橫貫其中，謂之心索，卷而束之，復以大芟索紮其兩端，別以竹索自內旁出，其高至數丈，其長倍之，凡用丁夫數百或千人，雜唱齊挽，積置於卑薄之處，謂之舉埽，既下，以檝桌闔之，復以長木貫之，其竹索過埋巨木於岸以維之，遇河之橫決，則復增之，以補其缺，凡埽下非積數疊，亦不能過其迅溜。』又據元至正河防記所載『其法……以蒲葦綿腰索徑寸許者從鋪，廣可一二十步，又以拽埽索絢徑三寸或四寸，長二百餘尺者衡鋪之，相間，復以竹葦麻纒大緯長三百尺者為管心索，就繫綿腰索之端，於其上以草數千束多至萬餘，勻布厚鋪於綿腰索之上，聚而納之，丁夫數千以足踏實推轉，稍高即以水工二人立其上而號於衆，衆聲力舉，用小大推梯，推卷成埽，高下長短不等，大者高二丈，小者不下丈餘，又用大索或為腰索，轉

致操管心索，順壩臺立踏，或掛之臺中鐵鑄大槓之上，以漸繩之下水，壩後掘地爲渠，陷管心索渠中，以散草厚覆，築之以土，……務使牽制上下，縝密堅壯，互爲犄角，壩不動搖，日力不足，夜以繼之。積累既畢，復施前法卷壩，以壓先下之壩。量水淺深，制壩厚薄，疊之多至四壩爲止。』按以上二說，大略相類，簡要言之，壩者，以索捲梢，內包土石而捆結之，橫貫之以心索，別出之以竹索，下壩時以爲牽挽鑄鑿之用，壩已下水，則攀埋土中，令壩岸牽連，不致動搖，其構造當如第一八一圖所示。壩之小者曰由，自高一尺起至高四尺止，不用心鑿揪頭等繩，當如第一八二圖所示。但



第一八一圖

第一八二圖



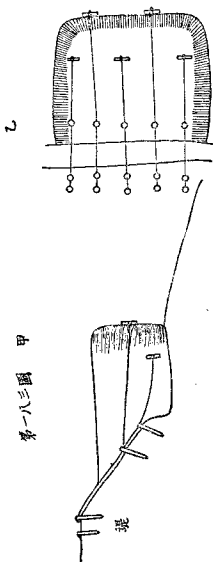
壩工構造，後漸精進，名稱多異，更摘錄清代新補治河方略關於壩工之紀載，最爲詳盡，蓋時代較近，見聞當較切也。其約言之三條曰「下壩不可孟浪也，險將至而旱地下壩者，名曰等壩，險已至而挑槽下壩者，是謂攪壓，順堤初下者謂之肚壩，壩外遮壩謂之面壩，是謂二路一層，沉水壩上加壩謂之套壩，是謂二層二路，此上釘廂散料，謂之廂填，下壩之時，須詳審地勢，相度情形，先於堤根數尺外，挑挖深槽，卽以槽內之土，平鋪坦坡，填成壩臺，以便捲壩，先下藏頭壩，凡壩俱要小頭大尾，一名鼠尾壩，一名蘿蔔壩，上水小頭，下水大頭，以便第二壩上水小頭，藏於第一壩下水大頭之後，第二壩下水大頭，又可藏蓋第三壩之小頭，庶大溜順壩挑開，不能掀揭壩頭，致有走壩之虞，……凡鋪壩之際，須令諳練壩手一名看明地勢，量定寬長，壩長十丈者，卽用長十丈繩二條，兩頭拉齊，釘橛上以爲準則，每五尺用行繩一條，鋪畢卽拉纓子，臨河用繩紮纓口，裏面用柳條穿纓口畢，卽安穿心揪頭等繩，再用小繩紮壩心，將揪頭等繩挽結壩心抱花畢，從兩頭先鋪草，後鋪柳，柳少以秫秸代用，鋪平卽會行繩，齊人夫上壩，每行繩一條，量壩

大小，須人夫若干名，逐條安排，然後鳴鑼叫號。凡壩之下水頭必高於上水頭二三尺不等，拉時須從下水頭先拉兩號，然後一齊叫號，兩頭自然平整，亦無窩窩參差之病。拉成將纜子頭用小繩挽結緊實，再用柳橛有倒鉤者，釘繩頭於壩內，名曰壩腦子。下時令靠壩者，與手留繩揪頭者，要聽壩手喝號，急徐有度，不得慌亂。務使後壩緊挨前壩，庶沉水之後，無貓洞串水潰堤之虞。壩下之後，未曾着實，揪頭鉤戰，須留橛令河兵時時看守，要鬆緊得宜，不可忽略。揪頭過鬆則無力，鉤戰過緊則發橛也。壩內宜多用柳梢，纜繩纜宜緊密。廂填壩眼，毋多用土，恐新壩未曾墊實，土多即擠壩外出，丟擋成險也。壩沈水即加鑊，每料一尺，壓土五寸，廂至二尺，用騎馬一路。探量水勢，候壩平水即釘長椿。釘椿宜靠山迎上水，不宜陡直，防壩墊外倚即無力。大凡墊壩之時，先用大繩攀椿，層層鑊填，亦用騎馬。壩身及挑水掛角處，照空多補大椿，土料隨跟無間，晝夜防守不懈，愈墊愈實，定無妨礙。若下壩接頭處，丟擋過大，兜藏不實，即成貓洞，或壩個虛懸，皆能串水內匯，不但牽累數壩，並且潰崖攻壩，險不可言。一面消挖裂縫，填絮軟草，一面於迎水處，急釘大椿，多多益善，加鑊壩身，層層壓土，使壩沉着實，點水不入，方為穩妥。若匯堤過半，急幫內戩，而匯崖空內，切勿填土，只用兜繩軟鑊，庶不致撐擠外壩，致有走失之虞。凡遇此等工，俱為搶險，蓋其事者，務要謹慎，日夜搶救，不可間斷。土料兵夫，各有專司，調度有方，寬緊得宜，必使人無疲困，物無斷絕，然後易危為安，化險為平矣。」又云「凡下壩要壩臺寬坦，庶

捲拉舒暢，且省人力，挑挖埽槽，務要深淨，一切樹根斜橫之物，以及舊椿爛埽，務要刨盡，以防新埽橋攔，不能平墊，致成陡崖之險，至於藏頭門埽，最為喫緊，下時要相度形勢，繩纜椿樑，必須倍用，倘裏頭稍不如式，定有串水揭頭之患，若遇深水遠埽，尤當慎重，險要工程，下一埽要得一埽之力，寧可謀而後動，以保萬全，慎勿輕率，致生他虞，埽未齊實，不可即早簽椿，惟鑲填多用騎馬，俟埽個墊穩，方可簽釘，用椿要揀選堅實圓直之木，切忌彎細空朽之材，一或不慎，不惟不能得力於目前，正恐貽禍害於將來，簽椿之時，務須靠山，毋任其陡直，恐一遇墊陷，椿頭出張，即無力矣，臨河無不墊之埽工，險時慎勿慌亂，要看形勢輕重，相機搶護，若果物料人夫湊手，臨時調度有方，自然化險為平矣，初下之埽，所重在墩頭鉤籠留樑，要鬆緊得宜，時刻小心，方無錯誤墊陷之失，貓洞串水，潰堤裂縫，埽個抽撤，此責在守壩弁目，日夜巡查，預防無懈，遇險則竭力搶護，庶可易危為安，一切綢繆未雨，臨時自無周章之患，上下戮力同心，雖險必無意外之虞，所謂章程定而糜費省，賞罰明而功效收矣。」普通埽工之建築，約如第一八三圖甲乙所示。

吾國埽工，用途甚廣，名目繁多，或一埽而數名，或昔用而今廢，治河者斟酌情勢，隨時改變，期臻完善，自不必盡拘舊日之名目與形式也。然舊日埽工之種類，亦當分別言之，茲就其結構之不同，區分順廂丁廂柳埽三項，據治河書所載，臚列如下：

(一)護沿埽 護沿埽乃順廂之埽也。水上漫灘，必須護堤，若



第一八三圖 甲

堤

用丁廂，工料太費，且水無大力，順廂即可。做法向內斜釘椿木，入地二三尺，順長一尺一椿。椿內橫填稽料，或薄填散料，或捆二三寸徑之料把，隄外料內，用土隨廂隨填，務令穩實，其高長丈尺，按水勢定之。

(二)捆廂壩 捆廂壩亦名攔廂，又名軟廂，亦為順廂壩工之一種，宜用之於堵截支河，或緩溜之處。做法先於堤上釘橛，一橛一繩，繩之兩頭，一繫橛上，一繫於船。再於繩上鋪捲稽料，名為壩箇，鋪足原估丈尺，即徐徐鬆繩壓土，使其到底。坯坯攔廂如式，壩內應用暗傢伙，所謂暗傢伙者，乃捲索繩纜等項，數目多少，量水力大小定之。

(三)攔尾壩 為順廂壩工之一種，遇絞邊溜急，刷油坦土，丁廂不及，作此壩以護之，取其壩身小而成功易也。

(四)藏頭壩 乃丁廂之壩也。此壩用於險工之首，在汛前挑槽預做，屏蔽以下各壩，使壩頭不致被溜揭走，所以固根基也。丁廂之法，頭一坯亦須順廂鋪底，名為生根，先以稽料或柳枝，束成徑二三尺或五六尺，長五六丈或八九丈之枕，上橛繫繩，於枕上順鋪稽料搗平，以後再上，則料皆丁廂，稽根向外，去緩打花，根根吞壓。再用暗傢伙，使其結成一箇，壩工成矣。

(五)護尾壩 為丁廂壩工之一。每段壩工之末，應做斜橫之壩以防過溜絞邊。

(六)魚鱗壩 此壩最為得力之工程。每逢大溜頂沖，兜灣絞邊

各要工，均宜用之，亦爲丁廂之埽工也。凡做此等埽，必連至數段或數十段如魚鱗之毗連，故名。做法小頭大尾，頭小易藏，生根穩固，尾大能托溜外移。又有倒魚鱗埽，應施之於大迴溜之處，做法如前，惟以頭爲尾，以尾爲頭，倒置而已。

(七)雁翅埽 與魚鱗埽大同小異，用以抵禦迎流衝激，迴溜搜刷之患，形似雁翅，而名之也。亦爲丁廂之埽工，須連做多段，方有功效。

(八)磨盤埽 爲丁廂埽之一種，凡正溜迴溜交注之處宜用之。此埽爲半圓式，上水迎正溜，下水抵迴溜，一工兩用，最爲相宜。惟此等工程，必在深水大溜，難做難守，應多用椿繩，多壓大土，坯坯追實，方能穩固。埽箇體積，較他埽大逾加倍，費料頗鉅，然非此則鎮不住也。

(九)扇面埽 與磨盤埽相似，同爲丁廂埽工之一種。亦可抵禦正迴二溜，但埽身較小，不能吃大力，宜施之於壩工首尾，以便抵護，而固壩根。

(十)貼邊埽 貼邊之溜，勢緩氣長，用護沿則力小，用魚鱗則費重，惟此埽貼邊丁廂，最爲合宜，寬不得過一丈，長則分節接連數十丈或百丈均可。

(十一)龍尾埽 爲柳埽之一種。溜逼堤根，不及做埽，或埽已陡墊，不及補廂，用此可以救急。法以大柳樹連皮帶葉伐來，以繩繫椿，倒掛水中，可以抵溜，可以掛淤。十餘株爲

一排，每排用繩編聯，恐單株見溜滾擺，轉致傷堤。

(十二)柳枝埽 如遇較邊順溜迴溜，堤坦被刷生險，如做帶埽，工料不及，近來有用柳枝埽者，既省且速。做法由春廂工作時，審定地勢，先築埽台，即土埽心也，外面距埽臺一尺外，斜釘細直長簽，向上收分，相離六七寸一根，再用細柳枝橫排密編簽上，似編篋然，編高一丈，靠篋一面，先用軟草密填，將篋縫嚴堵，免致汕土，裏面用土夯築堅實，簽子如長，在上頭用纜絆住，免其向外擠出，尤為結實。若埽高簽短，作兩三層簽編亦可，省出秸料，加廂當加腰埽，為用甚大，況柳枝不易霉爛，間有損壞，隨時編補，最為經久也。

除上述埽工以外，又有所謂順埽邊埽者，實與魚鱗埽相類，其間區別甚微。大致順靠堤前，順水下埽，名曰順埽。因漫水護堤所下之埽，名曰邊埽。如首尾相啣，埽接一埽，藏頭尾內，頭窄尾張，乃名魚鱗埽。又有戢埽者，與雁翅埽相類。凡壩埽以下，及開壩金門堤外幫，往往有用戢埽之處，其形圓如半月，或作橢圓斜長，但以一埽為限，接連二三埽者，即是雁翅。其用法專防迴溜後而設，亦所以撐拄上埽，或其堤脚者也。至於臨水之處，既做埽工，則上水無不迎溜，須下斜橫埽個，以裹埽頭，謂之裹頭埽。此項埽段，多因兩埽最上第一埽，藏不住頭，而後用之。他如河水漫灘，積聚沿堤低窪處所，因無出路，勢成積水坑塘，若遇風浪鼓盪汕刷隄根，在所不免，於是層土層料，顛倒鋪做小埽，以禦風浪

者，名曰防風壩。而大工合龍之時，又有所謂神仙壩與關門壩者。蓋合龍之際，兩壩進占，察其形勢，酌留金門，兩面兜起繩纜，用料鋪於繩上，層料層土，鑲壓到底，名曰神仙壩，又名兜纜鑲，又名金門兜子。大工合龍，兩壩跟下邊壩，及至金門收窄，神仙壩鑲壓到底，邊壩兩面對頭細下大壩，勢若關門，名曰關門壩，又名門壩。其他關於壩工各部分之專門名詞，亦頗繁多。凡壩工上水窄而小者曰壩頭，下水寬而大者曰壩尾，壩之底部曰壩底，壩之面部曰壩面。壩眼者，兩壩接縫及堤壩分界處之順壩縫隙也。壩既做成，其始基所撐壩由，即稱壩心。壩尾之跨角曰壩嘴，壩面迎水一面之壩唇曰壩眉。而其背水靠堤處所皆稱壩靠。馬面者，壩工迎水一面之坡分也。

據一九〇五年泰勒(W. F. Tyler)氏之調查，現在黃河內所用之壩工如第一八四圖至第一八六圖所示，蓋即魚鱗雁翅扇面等壩也。亦有各種壩工，混合用之如第一八七圖，磨盤壩之間為順壩之樓崖壩。故形如堡堞云。

新壩做法，及壩之種類已如上述，惟壩工不能經久，最好每年加廂一次，三五年拆做新壩，方無危險。若舊壩一旦發現殘缺塌陷等病，急須補救，補救之法，尚有種種不同，舊治河書，雖缺詳圖，然所紀載者，均實地施工詳情，茲供現今修守壩工者，參考之用。茲分別摘錄如下：

- (一)舊壩前眉朽爛如何折廂？其法先較量提高壩眉若干，舊壩出水若干，壩外水深若干。如壩出水一丈，壩外水深一丈，前

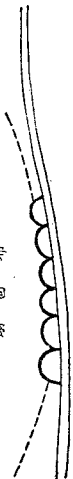
第一八四圖
魚 鱗 埽



第一八五圖
雁 翅 埽



扇面埝



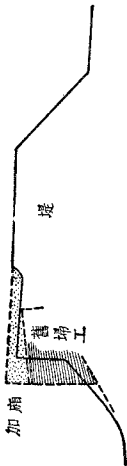
第一八六圖

磨盤埝



第一八七圖

第一八八圖



眉朽爛，即看前眉腐朽多少，如若水底柴眉齊整，只折高一丈，入水二尺，共高深一丈二尺，折寬二丈，務要折見底柴，丈尺均須折足，不可偷減，前後一律相平，不可預留底土，必須用長整柴料廂做，用新淤土壓尺餘厚，再用騎馬加廂第二坯，柴高一尺五寸，上壓好淤土一尺，如此層土層柴，方能如式，所有折槽舊土，斷斷不可用於底坯，蓋舊土力乏性鬆，不能禦水，只可留壓埽面，亦不致糜費，參觀第一八八圖。

(二)因前次加廂時，眉土過厚，未曾挑去，以致埽工張嘴，刷去肚土，抽去柴眉，空虛至五六尺如何補廂？其法先量埽出水若干，埽外水深若干，如埽出水一丈，水深二丈，先用小船，着人用丈杆測摸埽身，空隙大小淺深，是否平整，將後臺無喻寬窄，折與水平，前眉用鐵抓鈎，拉撈淨盡，寬丈餘，用丈杆探量埽上水深若干，打樁掛纜，廂做小軟樓，鎮住前眉，柴要斜廂，加壓新土，勾繩攢緊上樑，再用騎馬加廂，可期穩固。

(三)舊埽工長十丈，內有中間工長四五丈，埽底空虛，如何拆補？其法應行折換前眉，直到整齊之處，先探摸上下兩頭未塌之處，齊與不齊，用小船於外首細細看其情形，探量水深若干，用丈杆再摸水底之埽，如係整齊，即就空虛之四五丈，挖坦坡下去，動料廂做，亦必酌留臺子，不過尺許，斷不可太寬，後身打樁掛纜，用船攢纜，軟草細細樓做，上首用軟草

搭做倒眉，下首亦留眉子，上下水總要摸到。如有不齊之處，必須軟草填塞，以防大汎溜勢，刷動新埝，行墊跟廂。

(四)凌汎防範未周，以致擦損埝眉，前眉形墊垂頭，如何廂法？其法應先將前眉土起去，復將後身柴土折淨，深三五尺，寬二丈，用柴細細廂平，下明騎馬，或簽小椿，用土須細細跟下，不可加用重土，必得後身拉廂一二坯方用重土，始能合式穩固，跨角處用齊板打圓，不致裹溜爲要。

(五)埝有腰洞，如何補法？埝有腰洞，皆因平水之埝，被溜撞刷，急於搶護，一時柴料未能應手，多用雜草圍護，而水勢隨又加長不消，復又用柴搶廂，眉土未經起除，雜草亦未去盡，至於雜草朽腐，此刷成腰洞之原委也。當用長丈餘木梯，用繩繫下，著老練營勇，跟梯下去，按照腰洞大小，捆紮柴枕，並用柳簽釘入，填實整齊，不任絲毫空隙，以防抽拔吐柴油刷肚土，此亦不過一時權宜之計，春工內總須折廂也。

(六)年久舊埝，埝面窩窪不平，埝眉歪斜，應如何折補？其法折廂工段，只能拆平水面，入水二三尺，不能刨挖到底。若僅估折埝面，未免上實下虛，有糜料物，只能先將埝面，用料襯平，埝外貓洞即紮柳枕，或短小柴枕柳簽，着老練打齊板兵日，用柳簽簽埝腦，細細釘入，插補整齊，抑或酌量圍廂，以資搶護。緩至伏秋汎水漲之時，必須將應用料物繩繳，並捆廂船隻，先爲預備，如果溜勢撞刷，全行墊塌，臨

時相機補做，方能一勞永逸。

(七)舊壩工長十丈內有七八丈壩底空虛，如何拆補？其法先量水底壩眉空虛若干，壩外水深若干，壩出水若干，再用小船探量壩身空虛若干。先著隨壩夫用樹抓鉤折去柴土，折至空虛之處，再用丈杆探摸水底之壩眉，是柴是土，再挖坦坡，壩身打斷，用船掛纜。如水底是柴，先用軟樓，嫩嫩樓成，於樓上簽肚樁，如折廟二丈者務要折足，照二路簽釘，其樁用徑八九寸，再用大土追壓合式，上再丁廟，厝土層柴，下明騎馬廟做，以防伏秋大汛。

(八)舊壩全行塌去，如何補廟？其法先用丈杆細摸，有無舊壩存底，是否平整。再看上下段之寬窄，如下段寬三丈者，務將下角撐寬三丈五尺為度，不可再往闊做，上首只宜收進，務要柴土均勻，不可前後有多有少，如後身土過重，將樓擠外，必致前眉伸腿，總要派令諸練兵勇專管壓土樓樁，做成後，將下眉脚用榔頭打成圓跨角，不致裏溜。然後上再丁廟，離樓皮一尺五寸，包厝丁廟上勾，多用勇夫，攢緊上樑，跟壓土一坯，務要下明騎馬，方資得力。於壩後身，用軟草填飽壩眼，以免有串水坐蟄之患。更須分別順溜迎溜拖溜，適用方法不同。如順溜拖溜者，樓不得過老，恐底土堅實，溜勢不能刷動，樓又不發扁，以致水消露出原樓於水面。迨船隻來往，致將樓皮繩纜擦損，彼時雖不塌卸，及到水大之際，漸見抽拔柴土，甚至樓亦塌去，此勢所必然也。做

工時，必須先行摸底，最爲要着。如底係軟沙，新摟不妨勾老，以免易於行蓋跟廂。如水底土塌，應將新摟做嫩些。設若水深一丈，即可做摟一丈一二尺，傢伙毋庸還勾，上再丁廂三四尺，再行勾攪，攢緊上槓，不能露出，方壓大土。即經冬汎冰凌，不致擦損摟皮。如迎溜塌段，補還空檔，先看下段寬窄，再摸水底存土存柴。如存柴者，則再探水底舊壩前眉遠近。如前眉吐遠者，不可跟做，只可退進，蓋因前眉既吐且遠，必非原做之工程，受病已深，萬不可靠之故也。又防伏秋汎水漲之際，將底柴沖淨拔空，必致新摟陡盤，游出攙身，前功盡棄。如遇此等工程，務須先釘肚樁，以二尺內樁木，長二丈餘尺，先爲簽定，使新摟不致前游。務必速用新淤土，如法追壓實在，上再加廂，酌用騎馬。如壩眉尙近者，即應齊舊壩眉，打摟跟廂，務必跟加大土，追壓深入水底，與舊壩合式，聯成一氣，不致有舊壩抽拔之患。

(九)新工游墊，如何辦法？其法先看壩後身有水無水，再探壩前水勢深淺。如水不深，即看上段情形如何。若後身有水，必係上段串水，以致壩肚存水，即陣水經過，領壩前游。當用軟草追填壩眼，後身壓蓋柴土，不得過重。如壩前水深三丈餘尺，比原做時水深，必須跟至寬四丈，方能穩固。當將後身壩臺舊傢伙，全行拉淨，毋留纏繞。再下爪子，按五尺一路，壩臺連打二槓，或繩或纜，用三條或四五條，用大槓對頭攏緊，再做眉數寸，加廂一坯，追壓大土，三尺一坯，寬

一丈餘尺。後身不過蓋柴土，是要留毛土眉，不必陡立打光。因此項墻工，總要行墊，尙須跟廂故也。後身務必坯坯隨帶廂舖高厚，使墻前眉一頓坡，則後身庶可實在，不致再出墻眼串水行墊之病。然壓土尤當先儘前眉，順退至後，以防新工被擠前游。

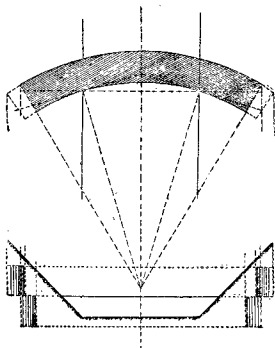
(十) 新生墻工，渣刷堤根，如何廂法？其法先用小船，探量水底，是否平整。如底平整，即應用大船打槓生纜，先用軟草舖底，上又用整柴捆攔，後身墻眼，亦用軟草隨手填實，使水不致串塌底鉤槓。如寬二丈者，水深一丈餘尺，層土層柴，速壓到底，鈎纜上槓。凡捆攔之時，水勢務要探準，如水深一丈四五尺者，做三四坯，酌下沖心纜。譬如工長十丈者，中間務用腰占二路，再加廂壓，多着勇夫跳實，速壓到底，擡出水三五尺，再行還纜上槓，打眉加廂，跟壓三尺厚大土一兩坯，方能穩實。

(十一) 新生墻工隄身未塌外有坦坡，如何廂法？其法必須先將坦坡餘土，全行挖去，挖法宜用土圍攔水，向下多挖，儘人力所能到，入水數尺，愈深愈妙。因在坦坡做墻工，勢必伸腿，愈伸愈遠，所做墻工，萬不能結實，徒多費工料也。挖好先用軟草舖底，再行掛纜，細細廂做，前眉俱用整柴，一律廂至後身，做成一路，即將上下兩頭空墻，隨手補做齊全，不宜久留，免致墻身過水之患。

第三節 治理荒溪工程(Wildbachverbauungen)

荒溪流行山中，力猛勢激，碎石沙礫，隨之而下，足以毀田舍，廢膏腴，爲害頗烈，而影響於中下游亦甚鉅。是以治理荒溪，雖無裨於航政，然亦爲治河切要之舉，所謂正本清源之計也。治理之旨，不外殺減水勢，壅截砂石。其所用建築物，名曰壅沙壩，或名曰坊(Sperro)。坊之構造，多爲石料，或木石雜用。然在淺弱之小溪(Runse)內，亦有編籬作坊者。(Flechtzäune)。其法橫攔小溪，釘立排樁，樁端露出土面約半公尺，排樁之間，編以青枝。沙石隨水而下，卽爲籬所截堵。籬之距離，依傾斜之坡度而定，約自1公尺至2公尺不等。設排樁之間，不用青枝編織，而於向山一面，堆置梢工(Faschino)，其功用相同，名曰梢籬(Faschinenzäune)。建坊之先，宜觀察地勢，及荒溪情形，精密計劃，而決定構造之法。當山水攜挾沙石越坊而下，坊身所受之力，舍坊背截積沙石承受壓力外，坊頂(Krone)與坊翼(Flügel)均受摩擦力及衝擊力。故坊頂與坊翼之結構，均宜格外堅實，而坊之正面，坡度須求微小，或竟使直立，以免越坊滾落之沙石，衝擊坊面，致易損壞。蓋坊面修葺之困難，遠勝於坊頂也。據經驗所得，如溪水挾有多量之沙石，坊面以直立爲善，或用坡度，以20:1至10:1爲限。如溪水所挾之沙量甚少，或僅爲泥土之類，則坊面坡度可用5:1至3:1。設溪牀之斜坡太峻，則坊內截沙未滿之時，沙石易於下墮，直接衝擊坊背，力猛勢激，坊身恐有崩坍之虞，故宜於坊背預爲挑積溪沙，藉資掩護。至

於水之壓力，對於不加膠灰之乾砌石壁，或木石混合築成之坊，均可不生影響。因坊後沙石未滿之時，水之高度固屬未達坊頂，坊身又可漏水也。嗣後沙石截積既多，泥土膠積縫隙，雖不能透水，而坊身僅與襯牆(Futtormauer)之功用相同，水壓亦較微也。如坊石用膠灰砌築，應即安置洩水小管，導水外出，勿使積壓。計劃之時，尤應考慮者，為坊身之形態，如溪岸為岩石或堅實之土質，坊

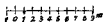
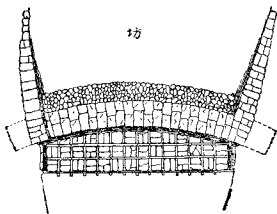


第一八九圖

形宜採臥弧式，但弧之彎度，須求和緩，而臥弧並應凸向上流，以禦衝力（參觀第一八九圖）。如溪岸地質輕鬆，坊形宜取平直。坊之高度視兩岸之高度及溪牀之坡度而定，兩岸高而坡度大者，坊身宜高，否則坊身可略低。坊口須寬，坊頂須平，中部不必低陷，可省修繕之費。坊之全部結構，據沙黎氏(V. Salis)之理論，寧厚毋薄，總以堅實為主。關於建坊之材料，計劃之時，應先決定，務須就近取材，節省工費。如工地附近缺乏相當之石料，始可採用木料或水泥。然建坊之處，如地質輕鬆，可雜用木石造坊。法以木料製成木欄，中填石塊或梢料，層層相疊，反較石坊得力。待沙石截積日多，再行改建石坊。建築石坊，分乾砌與灰砌兩種。乾砌石坊，選擇石料，每塊容積以超過一立方公尺者為佳。但坊頂二層與坊翼，仍須用膠灰砌築，以期堅實。如石塊較小，須一律用膠灰砌築。而石塊之堆砌，並須緊密深嵌，糾結牢固，坊之兩端，尤應嵌入岸坡，方能持久。設用水泥建坊，不論有無鋼筋，均須十分審慎。完成之後，坊背須先挑積溪沙，以免沙石拍背，發生裂痕。茲舉數例，以備參考。（參觀第一九〇圖甲乙至第一九七圖）

建坊之施工程序，或從荒溪上部逐漸向下，或由下向上，或擇要施工，隨時補充，均須先行查察實地情形，預為決定。非有特殊緣由，總宜自上而下，不可顛倒。建坊之地位，以選擇川谷之狹頸為佳，兩旁如得石崖更善，或利用天然石址，亦頗得力。第一九八圖甲乙丙即其例也。石坊之基礎，欲求其深。地質如非岩石，而又輕鬆，基礎之下，應加木欄，中填石塊，或用鋼筋混凝土作底，以

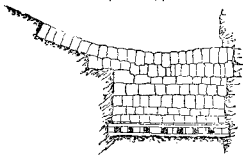
第一九〇圖甲



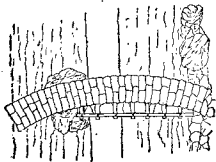
乙



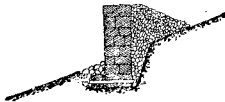
第一九一圖甲



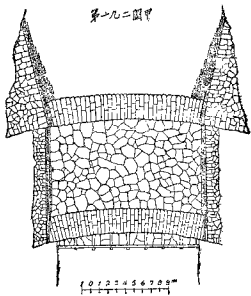
乙



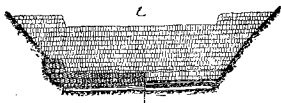
丙



第一九二圖甲



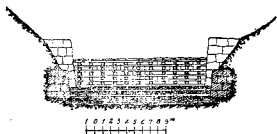
乙



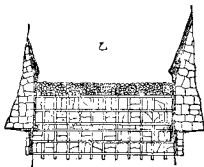
丙



第一九三圖甲



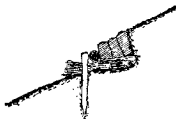
乙



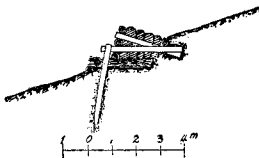
丙



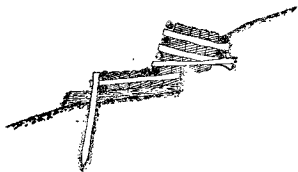
第一九四圖



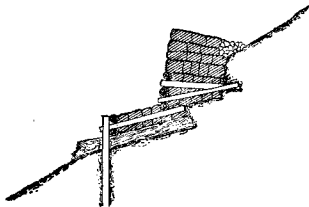
第一九五圖



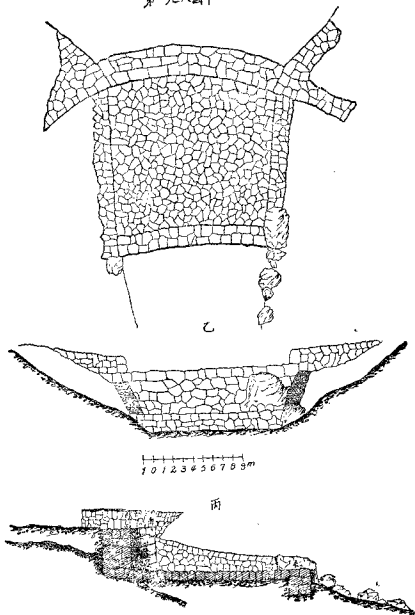
第一九六圖



第一九七圖

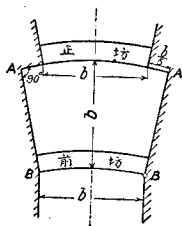


第一九八圖甲

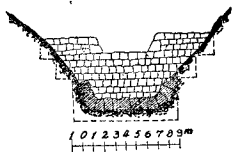


糊穩固。當水流攜挾沙石，越坊而下之時，勢頗激烈，石坊前面，易成跌塘，冲刷既久，足以損及坊基。故石坊之前，有石製或木石混製之跌水（Fallbott），如第一九六圖及第一九七圖。或將坊基埋深，而於坊脚前面，堆石掩護，如第一九一圖。但跌水功效甚小，時日既久，仍屬難免損壞。是以欲求石坊之基礎穩固，最好在正坊（Hauptsperre）之前，加築前坊（Vorsperre），參觀第一九二及一九八圖。前坊之功用，為掩護正坊之基礎，故前坊之頂須高出正坊之基礎。二坊之距離，約為正坊高度之二倍至三倍。二坊之間，形如水池，其由正坊墜落之水流與沙石，以池水之抵抗，足以減輕衝擊之力，不易發生跌塘。惟二坊間之溪牀，仍須鋪砌大石塊。其兩旁邊牆須用石砌，力求堅厚，基礎亦應深埋。據瑞士所建石坊之經

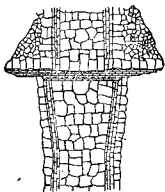
第一九九圖



第二〇〇圖甲



乙



丙



第二〇一圖甲



乙

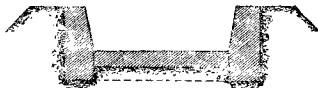


1 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 m

第二〇二圖



第二〇三圖



驗，邊牆不妨略斜，結果甚善，堪以爲法，參觀第一九九圖。荒溪上部之溪牀，大都峻峭，則石坊連接，形如階梯。溪牀並須全部砌石保護，但石面宜糙，方可殺減水勢，否則流速將更增大，冲刷爲患，參觀第二〇〇圖甲乙丙及第二〇一圖甲乙。

荒溪之上部，既建石坊，兩旁岸坡，又已保固，則荒溪尾端沙積錐上之流槽，應力求堅定，槽底與兩坡，均須保護，其橫斷面參觀第二〇二圖及第二〇三圖。設荒溪區域之地質，已無變化，治導工程，又已實施，則荒溪區域以內，能極力植林，最爲有益。

吾國運河亦有用囊沙壩者，與坊之用意，實相類似。蓋運河水漲，多由山水驟發，水急溜湧，一入運道，恐其淤滯，故宜於水未出山之處，建築囊沙壩，使水漫過壩頂，沙停壩外，不致壅塞河身，故又名截沙壩云。

第四節 治河之建築物

治河之建築物，大別之可分掩護舊岸，建築新岸，及固定河牀

第二〇四圖甲



乙

三種。河岸之需要掩護工(Uferdeckwerke)者，多為岸土崩坍，迎向大溜之處，恆在河流之間灣，如第二〇四圖甲乙。其沿間灣之河牀深槽，如須同時加以保護，則此項保護河牀之工程與護岸工程，可以併成一體，而以保護河牀之工事，為護岸工之基礎。尋常護岸工之下脚，需要活動之掩護工料，自下脚以上，安設新岸坦坡。此項坦坡之規定，視掩護工之造法而異，總以力求土壓力之減輕為宜。掩護工分為二種，一為高出低水面者，一為在低水面以下者。後者可用拋石法，或用沉梢、沉棍以及填梢之類。前者可於低水時露天施工，其結構須視就近取得之材料，及河岸之高度，地質之堅鬆，水位之高低，以及流力之強弱，冰澇之蝕侵而異。

新岸之建設，多在治導線(Streichlinie)與舊岸不能符合之處，其構造為橫向之丁壩(Buhnen)，或為縱向之順壩(Parallelwerke)。茲分別述之如下：

(甲)丁壩 丁壩或名橫壩 (Buhnen, Kribben, Sporen, Stacke, Schleugen, Höfter, Wuhre)，與吾國黃河之挑水壩相類似。其方向與河流橫交，尾端與舊岸相接，首端為新岸線之邊緣，亦即水流扶岸之線也。但丁壩之間，未經淤沙以前，新岸線之界限，僅為丁壩之頂點。故建設丁壩之目的，以能從速淤沙，及束狹河面為佳。在淤沙未滿之前，丁壩之功用，為掩護舊岸。淤沙既滿之後，則新岸成立，束狹河身之功效乃現。而淤沙之遲速，與丁壩之位置及高度，壩頭之形狀，壩與壩之距離，固屬有莫大之關係，其他如流量、比降、冰

漸、與河牀之構造，沙礫之質量，以及治導線之曲直，亦均有相當之關係。且壩之作用，亦極複雜，蓋當水流經過了壩之端，忽被束狹，則速率增加，及流入壩之空間，流槽又驟然擴大，速率必又陡減，而餘積之工作能力，即起漩渦，所生之害，爲了壩首端之旁發生深渦（Kolke），足以危及壩身，並妨礙預先計劃之河槽，非待二壩之間，淤沙已滿，此項深渦決無填塞之望也。欲求避免深渦之發生，有數種建議：一爲建設了壩，初則較低，視淤沙之步驟，再逐漸加高。一爲建壩之處，預先保固河牀，防止壩端深渦之成立。二者相較，後者苟布置得法，未嘗不可收效，而施行前法，殊覺損失過大，因每次造好之壩頂，於加高之時，須拆去重新建造也。第三建議爲建設了壩既竣，即用挖出之土，填塞了壩之空間，至適當之高度，並掩護了壩之首端。此議較之前二者，收效固爲最速，但有兩種疑問：一爲在短時期內，新成之河槽，其寬度是否確與日後之趨勢適合。一爲挖成之新河牀，是否又與新定之槽寬相符合。蓋前者如有差誤，則河寬須再更改，而掩護岸坡之工，等於虛擲。後者有誤，則河槽須另行改定，且自上游下注之沙礫，經過此段，失去停淤之場所，必致順流而下，淤積於下段河牀，將更多一番治理工費。反不若築成了壩，任其自動淤沙，使河流之平衡狀態，自然維持，而河流所挾之沙，亦不致無淤積之所矣。了壩位置之規定，須求二壩空間之淤沙，既迅速而又有把握。恩

第二〇五圖



第二〇六圖



丁壩

格司氏對於該項問題，曾詳加研究，作有下列各種試驗，參觀第二〇五圖及第二〇六圖。

(一) 觀察丁壩高度與水位之關係

- (1) 壩頂無越流之水 (低水位)
- (2) 越壩之水量較少 (中水位)
- (3) 越壩之水量甚大 (洪水位)

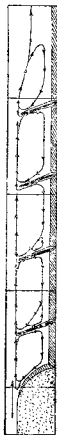
(二) 丁壩位置與流向之關係

- (1) 上挑丁壩
- (2) 正挑丁壩

第二〇七圖



第二〇八圖



(3) 下挑丁壩

(三) 丁壩之距離

(四) 丁壩之形狀

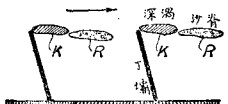
試驗之結果摘錄如下：

(一) 丁壩高度與水位之關係

(1) 低水位 第二〇七圖及第二〇八圖表示丁壩間水流之方向，壩之位置，為上挑丁壩，其從壩間流出之水，恆繞壩之首端，向外下流，於壩之根部，則向內迴旋，流力之強弱，與丁壩距離之大小為正比例，觀察此項水流之方向，可以研究淤積之沙，如何可從河牀直達丁壩之空間，據各種試驗之結果，在壩端之下，皆呈現深渦 K（參觀第二〇九圖），從深渦刷出之沙，恆積於深渦之下方，略偏岸邊，並在治導線之內，名曰沙脊（Sandbänken），其位置圖中以 R 表明之。

(2) 中水位 中水位時水流超過壩頂，則第二〇九圖內之

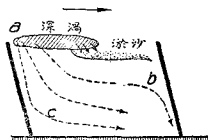
第二〇九圖



深渦K被水冲刷益深，且向下方延長，而沙脊R亦向下擴展，接近相隣之壩端，丁壩下方之空間，並為水流所冲刷。

- (3) 洪水位 洪水位時，越壩之水愈多，於是由深渦刷出之沙，乃移向壩之空間，第二一〇圖之虛線，即係表示

第二一〇圖



沙質移動之情形也。故當洪水之期，壩之空間，最易漲沙，沿河一邊 a b 綫為漲沙之界限。其所以漲沙之理由，可解釋之如下。洪水期內，越壩下注之水，速率極大，經過壩間，牽動壩面以下靜止之水，拽之下流所遺留之空間，即為由河牀經壩端流入空間之潛流所補充。若潛流不遇障礙，則壩端之沙質，必被攜挾而積於空間矣。

觀察上項試驗之結果，綜括之曰：當中水及低水時期，丁壩間之漲沙，在空間之外部，偏於下方。洪水期內漲沙之部分，在空間之內部，而偏於上方。洪水期所漲之

沙，完全由壩端入內。中水期所漲之沙脊，則偏於下方，故二者不相妨礙。惟深渦靠近壩端，對於漲沙則有益，對於壩身之安全則有損。

(二)丁壩位置與流向之關係 試驗之結果，上挑丁壩對於護岸漲沙兩方面，成績最優，而下挑丁壩之結果最劣。因越壩之水，流向對岸，易生危險，且漲沙亦最少，雖壩端之深渦較淺，終不能掩其弊也。故通常所用者為上挑丁壩，其與河岸所成之角度，約為七十至八十度。在潮區以內，可採用正挑丁壩，因水之流向，以漲落潮之關係，時有變更也。

河中建設丁壩，若第二壩以下之空間，業已淤沙，即免水溜之衝擊。惟上流第一壩迎向大溜，苟無掩護工，最易出

第二一一圖



第二一二圖



險，故第一壩須特別堅實，壩根深埋岸土之內，而丁壩之布置，在直河段以內，兩岸均須建壩者，宜使兩相對列，其方向交於河流之中線。（參觀第二一一圖）如是則水溜匯聚於中泓，不致東蕩西逸，否則兩岸之壩，方向參差，河流不免發生橫溜，忽左忽右，航行因覺不便，兩岸亦承其弊（參觀第二一二圖）。但河面遼闊之處，對列之壩，方向即稍參差，影響亦甚微也。

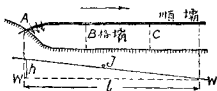
(三)丁壩之距離 丁壩之距離，頗難確定，須觀察河流之性質而定。總以急溜不致流入壩之空間，而緩溜仍能暢行入內，以便停卸所挾之沙為宜，故丁壩在曲岸者宜較密於直岸也。德國奧特河 (Oder) 所用之壩距 為 $l = B - b$ ，式中 l 為壩之距離， B 為築壩處舊河面之寬度， b 為新河標準橫斷面之寬度，亦有規定壩距等於壩身之長度者，而德國佛朗壽士 (Franzius) 氏則規定丁壩之距離，為壩長之一倍半或二倍半。一九二二年秋，德國恩格司 (Engels) 氏曾應美國費禮門 (Freeman) 氏之請求，試驗黃河中如建築丁壩，其距離可達壩長之八倍半。良以黃土之性質，異於常土，試驗之結果，乃出乎意料之外，惟壩距過大，同時亦易發生弊害，不可不慎，故建築丁壩之先，如無水工試驗室預為試驗壩距，須於壩成之後，詳細觀察，隨時加以修正。或先築略短之壩，日後如覺有不足，再設法延長。或先築上下二壩，距離較遠，日後驗其效弱，再於二壩之

間，添築短丁壩亦可。

(四)丁壩之形狀 洪水期之漲沙，反因壩端之深渦進行甚速，設為保固河牀起見，防制深渦之成立，則對於漲沙方面殊有不利。若欲使深渦不致任意擴大，又求其利於漲沙，則壩端之形狀，以平坦者為優。至於丁壩之高度，視被治河流之情形而異，如壩端須為低水位河牀之抹線，則壩端亦須與低水位同高。俟壩之空間，漲沙既滿，則修養工事僅限於壩頂及壩端矣。

(乙)順壩 (Parallelwerke) 順壩之方向，與河流平行，乃依照治導線而建築者也。順壩高度之規定，與丁壩相同，而順壩上端並須與河岸連接，使壩根深埋岸內，以期堅實。(參觀第二一三圖)當水位尚未超過壩頂之時，壩岸之間，水面

第二一三圖



甚平如 WW。俟水面漲高至中水位時，即越過壩頂，漫入壩後。圖內 A 處之滾水高度為 h，

$$h = lJ$$

設水面繼續漲高，則流入壩後之水最愈多，而溜力加大。如

河牀地質輕鬆，岸壩間之距離過大，恐將發生深槽。欲求壩後不致生溜，並促進泥沙之淤積，須在壩後建築格壩B與C (Traversen oder Verlandungsbauten)。但順壩之後，停淤極緩，且在河牀上移轉之粗大沙礫，爲壩身所阻，亦無由停積壩內。或用放淤之法，收效亦微。最好即以濬河之泥土，直接填於壩後。順壩常年修養部分，爲迎水一面之壩身及壩頂。

丁壩與順壩之優劣，茲分別比較之如下：

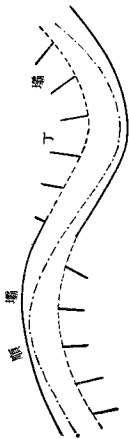
- (一)丁壩之優點 丁壩與順壩相較，則丁壩所佔之地位較小，建築費與修養費均較廉，而壩之空間漲沙又較易。其最大優點爲壩端可任意延長，藉以束狹河面。
- (二)丁壩之劣點 丁壩初成之時，壩之空間尙未漲沙，水流經過壩端，忽然被束，而流經空間，又驟然擴展，遂致水流蕩漾不安。如適在河灣溜勢湍激之處，或比降較強之區，對於航行，最爲有害。而丁壩最大之劣點，乃在治河之效，非待壩間全部漲沙之後，不能實現也。
- (三)順壩之優點 順壩完成之後，治河之效立即實現，蓋順壩自身直接構成新河岸也。河流之橫斷面整齊劃一，亦無忽然變更之弊。故水流可以暢行，並無蕩漾不安之象。
- (四)順壩之劣點 順壩之建築費及修養費均較昂，且壩岸之間，漲沙極緩。若壩成之後，再有改狹河面寬度之需要，非拆毀舊壩無法補救。

丁順二壩之優劣，既如上述。故治河設計之時，宜審度情勢，兼籌並顧。河灣凹岸以建順壩爲宜，凸岸以建丁壩爲宜。而直河段內，治導線距岸較遠者，宜建丁壩，距岸較近者，宜建順壩。（參觀第二一四圖）且河灣凸岸，例爲淺灘，建設丁壩以後，河牀之沙，漸被冲刷，利於凹岸深槽之填高，故三角形之河灣断面，亦可漸成有規則之形態矣。法國治河多用順壩，德國治河多用丁壩。亦有於丁壩之端，加設與河流平行之翼壩者，乃防阻深渦，導引流溜之意也。法國龍河（Rhône）及我國黃浦江均曾採用之，參觀第二一五圖。又有於順壩之間，酌留缺口者，乃使濁流入內停淤也。瑞士境內，蘭茵河之上游曾採用之，參觀第二一六圖。

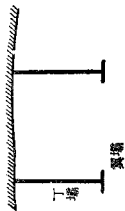
（丙）潛壩（Grundschwellen） 潛壩最初用於德國之魯爾河（Ruhr），繼則推行於愛比河（Elbe）。其功用在使河牀整齊有律。蓋河灣急湍之下，必有深潭，須於深潭之內建築潛壩，俾其逐漸淤填，河牀自然平整。壩頂高度須較標準橫断面之底略低，並以不礙行船爲宜。壩間之距離不宜過大，庶幾易於停淤。德國渭沙河（Weser）內，規定潛壩距離爲低水位水面寬度五分之一，壩之最高點，低於標準橫断面之底約三十公分，伸入河心之斜坡爲 1:40，參觀第二一七圖及第二一八圖。又據孫飛（L. Sympher）氏在柏林水工試驗室試驗之結果，距離狹小之潛壩，其淤沙之效力，較之填土尤速，實超過常人所擬想者也。

吾國治河之建築物，名目亦屬繁多。明代潘季馴氏治導黃河，主

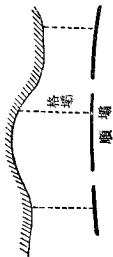
第二一四圖



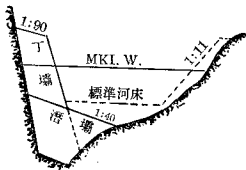
第二一五圖



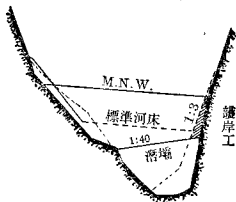
第二一六圖



第二一七圖



第二一八圖



張以隄束水，束水攻沙，則隄之功用，不僅障蔽田廬，且兼束狹河身之用，而掩護堤岸，又有各種壩工，已詳第二節內，茲不再贅，其直接用以治水之壩工，大別之仍不外挑溜遠出，迎水順下兩種，築

壩之材料，或用埽工，或用磚石，視水溜之緩急，經費之多寡，酌量採辦之。茲摘要述之如下：

(一)挑水壩 凡河流緊急之處，宜在溜勢上首建壩一座，挑溜開行，名曰挑水壩，與歐洲之丁壩約略相類。治河方略有云『凡建挑水壩，宜於壩灣之上游，相度水勢初變之處，酌量大溜離隄若干，自河岸起，約計大溜一半之處，應築挑壩，直長若干丈，如溜急水深，則宜自岸至溜全用壩個，壩之下水應下雁翅壩，以禦迴溜。（中略）如挑壩一座，大溜不能遠去，可於頭壩之下，相去數十丈或十數丈之處，再做挑壩一座，接連再挑，則水自開行。亦有接連四五座者，總以挑溜開行為止。然兩壩相隔，中間之空處，須下藏頭、攔崖、順壩，第二三壩以下亦然，約至溜緩處為度，則堤堪鞏固，亦無迴溜之虞矣。』此項挑水壩與護隄之邊順等壩不同，護隄壩長不過三五丈，僅護堤身，挑壩則長十餘丈乃至二三十丈不等。伸至河心，能挑大溜，則溜以下，堤脚可免沖刷，並能掛淤，即對面嫩灘老坎，均可藉挑出之溜以資刷卸。（參觀第二一九圖）

(二)鷄嘴壩 凡河溜刷灣之處，建築壩壩，其壩壩迤上迤下，必須用料鑲做防風雁翅。上雁翅迎溜順行，下雁翅抵禦迴溜。中間壩臺遠出尖挑，形如鷄嘴，故名鷄嘴壩。鷄嘴壩亦可酌量水勢，接築數道，壩身及抵力，均較挑水壩短小，而形勢及功用相似。

第二一九圖



(三)扇面壩 於河溜直射頂冲之處，建築壩壩，中間遠出抵溜，上下兩邊鑲柴，貼堤防禦，形如扇面，故名扇面壩。大凡壩灣之處，其未鑿之先，必頂冲直下。惟前路為堤岸所阻，不能前進，然後折而成灣。故壩灣之處，多由上游俱係嫩灘，或去隄太遠，不能於上游覓妥當建壩之基，不得不就大溜灣處建之。又恐對岸沙灘逼近，大挑則溜難舒展，必至出而復返，致成迴溜，其為險更甚，則宜做扇面壩以挑之。故扇面壩實即挑水壩之圓而長其形如扇面者也。下水亦應作鐵頭樓崖。

(四)魚鱗壩 凡鑲壩壩，一工分為數段，每段頭縮尾翹，形如馬牙磴基之狀，相去十丈或二十丈，重疊遙接如鱗砌者，名曰魚鱗壩，亦即小鷲嘴也。頭縮者，恐其為來溜所冲激。尾翹者，挑水遠出，工程不致受傷。然此壩惟用於直河沿邊，或攙用於樓崖順壩之內，其頂冲壩灣之處，無所用也。虛數之稀密多寡，在因地制宜耳。

(五)順水壩 迎水之處，恐堤工受傷，順流建壩以禦之，名曰順水壩，又名迎水壩。順水壩與挑水壩之區別，在迎水順下與挑溜遠出之差耳。

第五節 治河建築物之結構

(甲) 護岸工之結構(Uferdeckwerke)

(一)拋石工 (Steinschüttungen) 河岸潰坍之處，可拋石掩

護。石塊宜勻整，洪水期內沉澱物堵塞石塊之罅隙，拋石工當益為穩固。若石塊大小不均，則先拋小石，而外層用大石掩護，拋石之高度，如超過低水位，則低水位以上之部分，即須改為鋪石，以防走失。拋石之上，應留寬約50至70公分之邊緣 (Berme)，為鋪石之基址。在河岸沖坍最烈之處，拋石之坦坡應為1比2，否則為1比1.5。拋石之初，並須在向水一邊，用旗桿標誌界址，隨時校正其坦坡。如所護之岸，坍卸甚多，且距離抹線 (Streichlinie) 頗遠者，茲為節省石料起見，可依抹線拋石，內外均用坦坡，其高度與低水位齊

第二二〇圖



第二二一圖

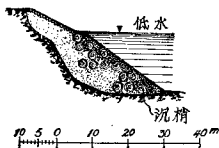


平。然後用河沙或沙礫填積其後，並於填沙之上，鋪石護面，如第二二〇圖。若河水甚深，可分級拋石，層層相疊，如第二二一圖。每級高度為2公尺，頂寬約為60公分。一級既成，即於其後，填積沙土，再造他級於其上，低水位以上，亦用鋪石護面。如遇水流猛烈之處，並須在鋪石之間，每隔10至20公尺之距離，加鋪較厚之石肋一道，寬約2公尺，則掩護工當更為堅實。拋石之脚，有簽釘木樁，以期穩固者，依據經驗，似非必需。因保護木樁本身，又須拋石於其外，方免樁下之洗刷也。

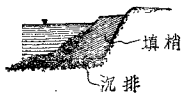
(二)沉梢工 (Senkfaschinen) 石料缺乏之處，可用沉梢掩護河岸，於建築方面，大致與拋石工類似，參觀第二二二圖。

(三)填梢工 (Packwerk) 以填梢護岸之法，參觀第二二三圖及第二二四圖。如填梢工非直接靠岸，其構造如第二二五

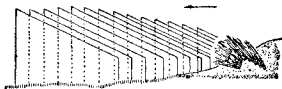
第二二二圖



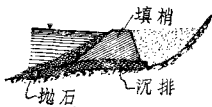
第二三圖



第二四圖



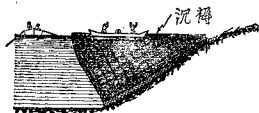
第二五圖



圖。填梢工之下爲沉排 (Sinkstück)，前爲拋石，後爲填沙，蓋坍岸之前，河牀不平，填梢之下，宜先布沉排，最爲得力，一則可以掩護河牀，一則可使填梢穩固也。

(四)沉褥(Sinkstückartige Matratzen) 沉褥護岸之法，參觀第二二六圖及第二二七圖，買曼耳 (Memel) 地方曾用之。但被掩護之岸，須無折曲，坡度亦須整齊，方爲適宜。此種情

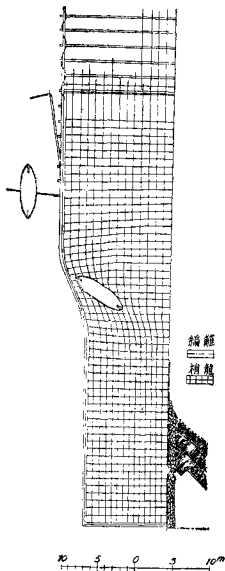
第二二六圖



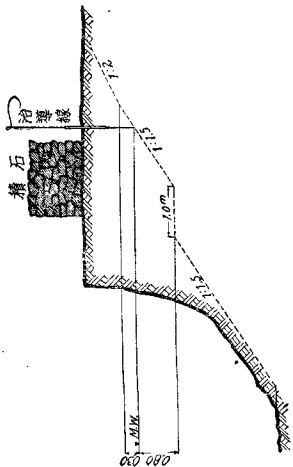
形於天然河流之內，不易遇見，僅裁灣取直之新河岸，可應用之。

(五)積石工 山流冲刷力猛，比降較大，治導工事，須利用水力，減少人工，故一切設施，較之中下游略有差異，德國巴燕聯邦 (Bayern) 關於保護山流之岸，訂有條例，有云『若河岸有驟然崩潰之虞，而轉運材料又異常艱難，必將搶護莫及，可於河岸之上，治導線之外，堆積石方，一旦岸土坍卸，積石隨之滾墜，適可掩護岸坡。』(參觀第二二八圖至第二三〇圖) 又云『如治導線之外尚有舊岸，一時不致坍

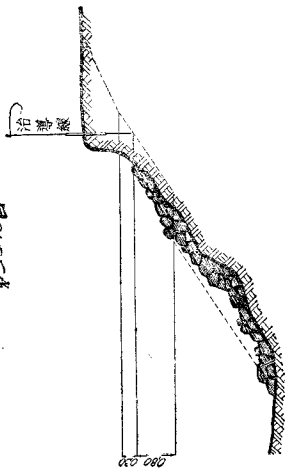
第二七圖



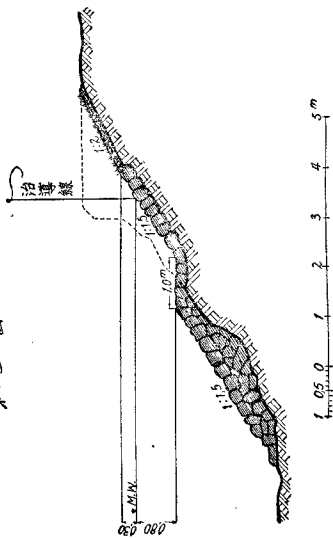
第二八圖



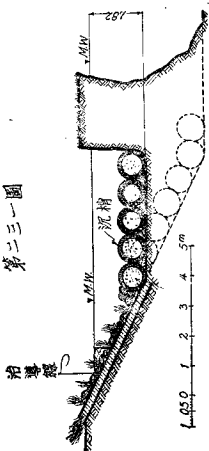
第二九圖



第三〇圖



第二三圖



盡，可沿治導線預挖深槽，做成坦坡，設置護岸工事，堆石槽中，待舊岸坍塌盡淨之時，則石塊下墜，適足掩護坦坡，石料缺乏之處，亦可代以沉梢。』（參觀第二三一圖）

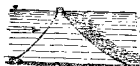
- (六)沉樹 (Sinkbiume) 美國米蘇里河 (Missouri) 挾沙極富，且有樹枝敗葉及草根之屬，隨流而下，遇觸障礙，遂即停積，於是沉樹枝葉之間，全為泥沙所充塞，逐漸淤墊。又英國勃魯鹿 (Colonel Brownlow) 氏在東印度某河內，亦有同樣之經驗，乃悟沉樹護岸之法，最初在河牀之上設一標桿，桿上繫縛樹枝，樹枝之長度與河深相等，樹枝先則浮飄水面，沉澱物逐漸填塞枝隙，壓沉河牀之上，水流為之阻滯，坍塌之岸，因此得有保護之效，如第二三二圖。又或繫枝於繩索之上，張懸水中，如第二三三圖。餘詳本章第二節

第二三二圖



沉樹

第二三三圖

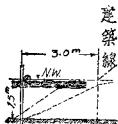


梢帶結構，茲不贅述。

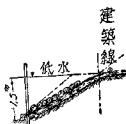
- (七)窩爾夫浮壩 (Wolfsche Gehängebauten) 此項浮壩為窩爾夫氏所創造，其作用完全與沉樹相類。壩之結構，為長約 2 至 5 公尺寬約 2 公尺之梢組一層或二層，飄浮水面，其根

端用鉛絲及橫木繫於直立河牀之木樁上。梢層之位置，約與低水位齊平，設置浮壩之後，河身為之束狹，壩前水面壅高，速率增加，而河牀刷深。壩後之水流，速率銳減，則沙泥淤墊，每值洪水，淤沙尤易。如梢紐之地位，與下水方向，交成銳角，其淤沙之能力最巨，但壩前河牀刷深之程度亦最大。木樁之地位，在建築線之前2.5至3公尺，樁之距

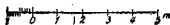
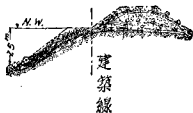
第二三四圖



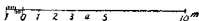
第二三五圖



第二三六圖



第二三七圖



離爲5公尺。如在溜急勢猛之處，須樹立木樁兩排，其距離爲2公尺，用橫木撐之。待淤沙至相當之高度時，即用梢組保護坦坡。低水位以下須拋石塊，參觀第二三四至二三七圖。據恩格司氏之意見，沉樹之功用，較浮壩可恃，但二者之用途，均限於洪水期內挾沙較多之河流，若以全河論，宜用之於上游云。

(乙) 丁壩之結構(Buhnen)

丁壩之結構，與中國之挑水壩大致相類。壩之根端深埋岸內，以防水流搜串，是爲壩根。壩之表面，露出中水位以上者，是爲壩頂。壩頂有坦坡，緊靠河岸處，壩頂與洪水面同高，向外傾斜。至壩頭與中水面齊平。壩之前端，在中水面以下者，其坡度較壩頂略陡，是爲壩頭。壩身緊貼河牀之基址，是爲壩基。若河牀堅實，壩

身亦可直接建於河牀之上。若水深土鬆，壩基須用沉排，壩之腳點，是為壩址，丁壩兩側之斜坡，是為壩腰，丁壩之構造，或用梢工，或用石工，或梢石混合，茲分別臚舉之如下：

(一)沉排及填梢造成之丁壩(Buhnen aus Faschinenpackwerk und Senkstück) 例如北歐買曼耳河(Memel)丁壩之結構(參觀第二三八圖甲乙)，壩基為沉排，壩心為填梢，壩面用梢龍編籬，盤結堅實，壩頂之坦坡，為1:100，壩頭坦坡，為1:3，壩腰坦坡，兩面均為1:1，又如德國奧特河(Oder)丁壩之結構，大致相同。(參觀第二三九圖甲至戊)但德國愛比河(Elbe)丁壩之結構，(參觀第二四〇圖甲至己及第二四一圖甲至丙)在壩頭之下，或採用沉梢，或仍用沉排，其他結構與前例相仿，壩頂坦坡為1:150，或1:200，壩頭坦坡為1:2，壩腰坦坡兩面皆為1:1。

(二)填梢及沉梢造成之丁壩(Buhnen aus Packwerk und Senkfaschinen)例如滑沙河(Weser)丁壩之結構，(參觀第二四二圖甲至丁)壩頭為沉梢，內部用填梢，砌石護面，壩頂坦坡為1:30，壩頭坦坡為1:4。

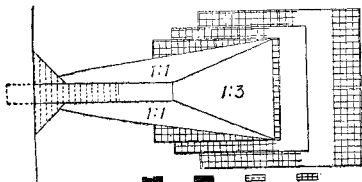
(三)用填梢沉梢及拋石造成之丁壩(Buhnen aus Packwerk, Senkfaschinen und Steinschüttung) 例如第二四三圖甲至丙之結構，壩心為填梢，壩頭底脚為沉梢，上拋石塊，坦坡為1:4，壩頂用梢龍盤護，坦坡為1:30，壩腰坦坡兩面均為1:4。

第二三八圖甲

買曼耳河之丁壩



乙



填梢 沉排 編籬 梢龍

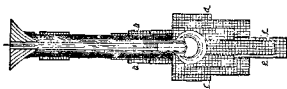
10 5 10 15 20 25^m

第二三九圖甲

吳淞河之丁壩



乙



丙

丁

戊

剖面 a-b

剖面 c-d

剖面 e-f



沉淤

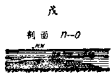
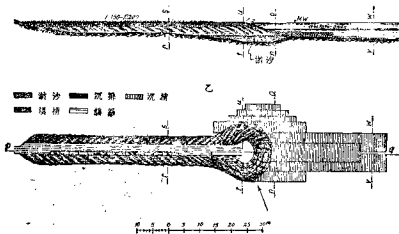
填積

填積

沉淤

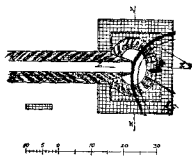


第 240 圖 甲 德 國 愛 比 河 之 丁 壩 I



第二四一圖甲

斐比河之丁壩區



乙

剖面 Z-Z

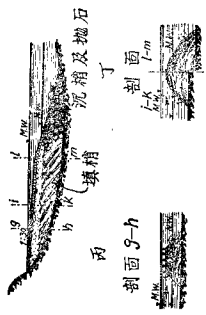


丙

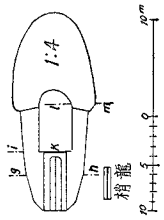
剖面 X-Y



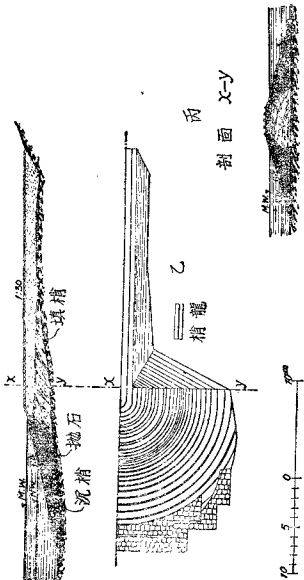
第二四二圖甲
德國渭沙河之丁壩



乙
平面



第二四三圖甲



第二四四圖甲

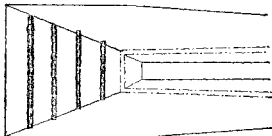
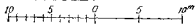
蘭茵河下游之丁壩



乙

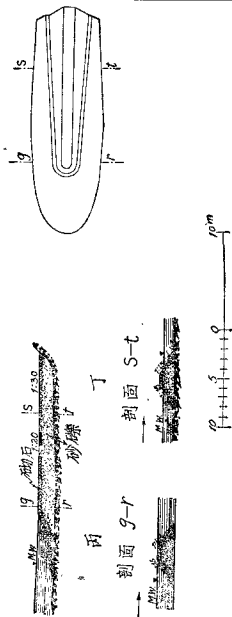


丙


 橋樑


第二四五圖甲

渭沙河之丁壩 I



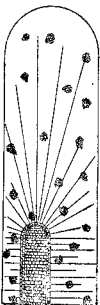
第二四六圖甲
渭沙河之丁壩 II



乙

平面

丙



剖面



第二四七圖甲

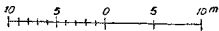
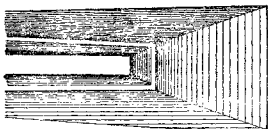
蘭茵河中游之丁壩



乙



丙



(四)沉梢造成之丁壩 (Buhnen aus Senkfaschinen) 例如蘭茵河下游 (Niederrhein) 之丁壩結構, (參觀第二四四圖甲至丙) 外層全用沉梢, 壩心填沙礫, 表面鋪石掩護, 壩頂之坦坡為1:200, 壩頭坦坡為1:4, 壩腰坦坡兩面均為1:1,5或1:2.

(五)石料造成之丁壩 (Steinbuhnen) 例如渭沙河 (Weser) 之石壩, 參觀第二四五圖及二四六圖甲乙丙, 壩心填沙礫, 壩頭拋石, 表面砌石掩護, 壩腰坦坡在上水一面為1:1, 下水一面為1:2, 所壩注意者, 壩頭坡度務求平坦, 故第二四六圖之結構, 較第二四五圖之結構為新, 可以效法, 又如蘭茵河中游 (Mittelrhein) 之石壩結構, 大略相同, 參觀第二四七圖甲乙丙.

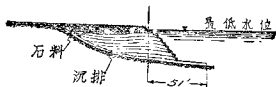
(六)沙礫造成之丁壩 (Kiesbuhnen) 例如蘭茵河下游 (Niederrhein) 之丁壩及潛壩 (Grundschwelle) 結構, 參觀第二四八圖, 除下水壩腰為拋石外, 全部為沙礫所造成, 壩腰坦坡上

第二四八圖

蘭茵河下游之丁壩



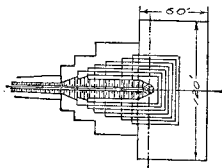
第二四九圖甲
(側面) 黃浦江之丁壩 I



乙 正面



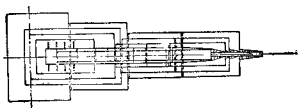
丙 平面



第二五〇圖甲 (側面) 黃浦江之丁壩 II



乙 平面



丙 正面



第二五一圖

木橫



水一面爲 1 : 5，下水一面爲 1 : 1.5。

吾國河工採用西式丁壩者，例如上海黃浦江所建之丁壩。其目的在改正河身，並俾丁壩之間淤成平陸。壩之製法，計有兩種：

(一)用柴排疊成，上壓巒石，造於浦東陳家嘴與高橋之間，參觀第二四九圖甲乙丙。

(二)以柴排爲基，上置木樁，高昌廟對江之丁壩及浦東其昌棧之堤岸，均用此法，參觀第二五〇圖甲乙丙。木樁乃用方木釘成橢形之籠，中盛巒石，安置沉排之上，功效甚著（參觀第二五一圖）。此法在水深處行之，頗爲合算，較用沉排疊成者費省，較單用巒石堆成者，體小而堅實。

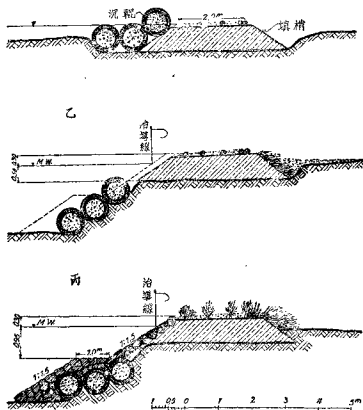
又黃浦江下游爲河溜海潮上下交錯之地，故壩身與岸線成直角，使其易於淤沙。壩端並加橫翼，以求堅實。壩間淤沙，雖有功效，然不能甚速，故滄浦局又有灌泥之法。先於灌泥地域，四周作圩，即將淤泥船挖出之泥，經該管灌入，至平滿爲止。此項灌泥之法，固屬工簡價廉，且免運輸淤泥之勞。誠一舉而兩得也。南通沿江造棧，曾仿其制，而略加變通。棧形如鉤，壩頭與低水面齊。壩頂向岸漸仰，至與洪水面齊。壩頭作鉤狀者，欲減漩溜之力也。但效驗甚微。棧成之後，壩端甚至毀裂。壩間淤沙亦緩，推厥原因，仍以結構未得法也。總之各河之水流沙質，均有差異，而建壩之地位亦不相同。一壩之成，動費鉅款，最好先於水工試驗室內，加以研究，規定壩形壩距，及其位置，觀察淤沙之效，考核刷抉之弊，庶可款不虛糜矣。

(丙) 順壩之結構(Parallelwerke)

順壩之布設，順流平行。故向水一面迎溜衝刷，向岸一面於漲沙未滿以前，一遇洪水暴漲，越壩溢入，滾水刷挾，是以結構與丁壩不同，茲臆舉如下：

(一) 填梢及沉輓造壩之順壩 (Parallelwerke aus Packwerk)

第二五二圖甲 伊耳河順壩之結構



und Sinkwalzen) 例如德國多瑙河支流伊耳河(Iller)之順壩，建於沙槽之上，先則鑄沙爲槽，用填梢造成壩身，沿河一面壩址，安置沉輓，異日河牀刷深，沉輓下落，再行鋪石護坡，參觀第二五二圖甲乙丙。

(二)填梢及拋石造成之順壩 (Parallelwerke aus Packwerk und Steinschüttung) 例如多瑙河中游 (Mittlere Donau) 之順壩，先拋石塊，待漲沙填平之後，再加填梢，築成壩身，並鋪石護面，參觀第二五三圖。

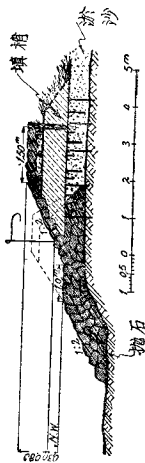
(三)沙礫及沉梢造成之順壩 (Parallelwerke aus Kies mit Senkfaschinen) 例如德國南部巴燕蘭茵河 (Bayerischer Rhein) 之順壩，以沙礫爲心，兩邊坦坡均爲1:2，壩址堆積沉梢，以期堅實，迎水一面，壩之坦坡，鋪石掩護，向岸一面之坦坡，在沉梢之上，鋪設30公分之厚梢層，並編籬盤結，空閒填石，結構堅實，功效甚著，參觀第二五四圖。

(四)拋石及沙礫造成之順壩 (Parallelwerke aus Steinschüttungen mit Kieskern) 例如德國馬薩河上游 (Oberer Main) 之順壩，壩心爲沙礫，外圍爲石塊，壩腰及壩頂均砌築平整，參觀第二五五圖及第二五六圖。

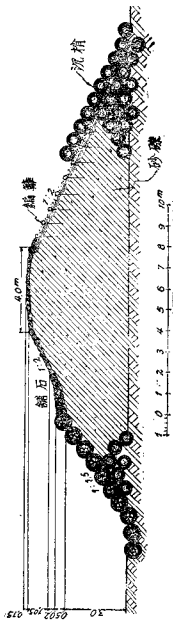
(五)全用石料造成之順壩 (Parallelwerke aus Steinschüttungen) 此項結構，須分三步進行，先於河流抹線 (Streichlinie) 之前，低水位之下，依建壩之基址，堆積石塊，形如橫梁，或於橫梁之後，再建格梁，以期堅實，待橫梁之後，漲

第二五三圖

多惱河之順壩

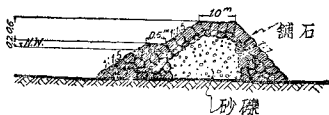


第二五四圖
蘭茵河之順壩

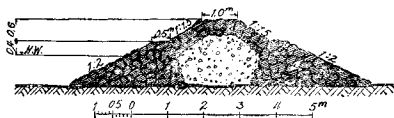


第二五五圖

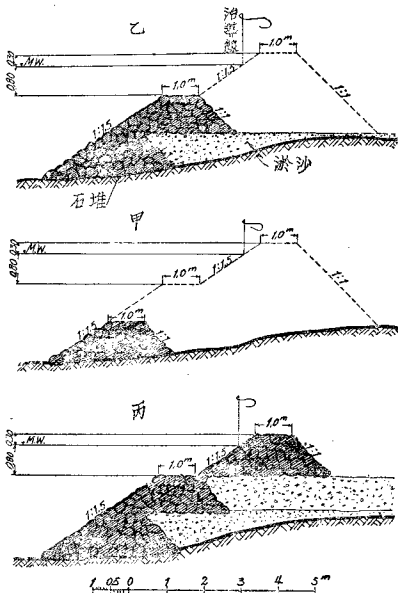
馬 蔭 河 之 順 壩



第二五六圖



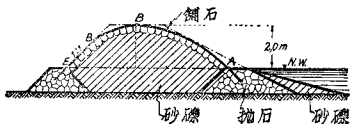
第二五七圖 多惱河中游之順壩



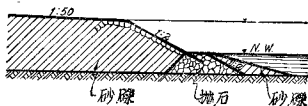
沙平滿，再築第二層之石工，又待其後部漲沙滿足，乃加築第三層之石工，例如德國多瑙河中游（Mittlere bayerische Donau）之順壩，其丈尺坡度，參觀第二五七圖甲乙丙。

(六)全用沙礫造成之順壩（Parallelwerke aus Kiesschüttungen）例如德國愛比河（Elbe）之順壩，參觀第二五八圖，壩之兩邊拋石，高與低水面齊，而迎溜一面，於拋石之外，更加沙礫一層，壩頂鋪石，其形態依照梯形修圓，蓋尖角易為

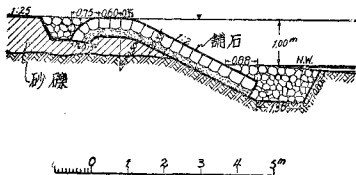
第二五八圖 愛比河之順壩



第二五九圖



第二六〇圖



波浪及冰凌所衝擊也。第二五九圖之結構，乃日後改良之壩形。壩頂較前改低，而向岸一面，先用人工填土，因壩之內，淤沙非易，預先填滿，可省去向岸一面之石工也。第二六〇圖之結構，亦一例也。

(七) 沉排造成之順壩 (Parallelwerke aus Sinkstücken) 河流

第二六一圖



第二六二圖



潮區之內，宜採用之。沉排之高度，須達低水位。如是則上部之填梢工，鋪石護面工，均可於落潮時進行也。參觀第二六一圖及第二六二圖。

(丁) 潛壩之結構(Grundschwellen)

河槽深窪之處，於治導之際，須設法填平，至標準高度為止。填平之法，先於深槽內，建築潛壩。壩距之間，或任其淤沙，或利用挑濬之沙礫，直接填平。壩之結構，可分兩種如下：

(一) 沉排或沉梢造成之潛壩 (Grundschwellen aus Sinkstücken oder aus Senkfascinon) 例如德國渭沙河(Weser)之潛壩，參觀第二六三圖甲乙丙丁。丙圖為沉梢潛壩，丁圖為沉排潛壩，表面均鋪石掩護。上水坦坡為1：1，下水坦坡為1：2。

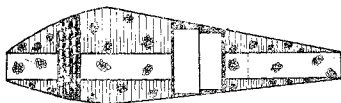
(二) 石料造成之潛壩 (Grundschwellen aus Steinschüttungen) 參觀第二六四圖甲乙。壩之上水坦坡為1：1，下水坦坡為1：3。

第二六三圖甲

渭沙河之潛壩



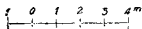
乙



丙
沉槽剖面



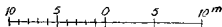
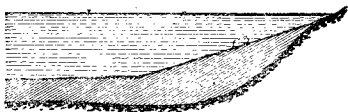
丁
沉排剖面



第二六四圖甲



乙

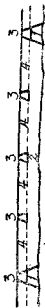


(三)施泰爾式之潛壩 (Ausgefällte Grundschnellen, Bauart Stecher) 此項潛壩，建築時進行之步驟，參觀第二六五圖及第二六六圖。第一步於深槽之縱面，每隔100公尺用沙石 (Sandstein) 砌築橫梁 1，其高度約在標準河牀下80公分。石塊之邊長約為25公分至30公分。第二步在橫梁之間，用潛挖

第二六五圖
施泰爾式之層壩



第二六六圖



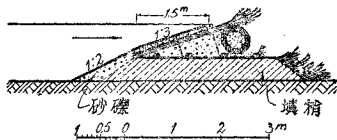
之丸石或沙礫填平之。第三步加高橫梁 1，並每隔 25 公尺添築小石梁 3。石料須用花崗石 (Granit)，石塊尺寸邊長須有 20 至 30 公分。第四步再於小石梁間，用沙礫或河泥填滿。此法行之甚效，近世多用之。

(戊) 攔沙工之結構 (Verlandingsba'ton)

壩工完成之後，淤沙有緩速之分，或因位置之關係，淤沙永無平滿之望者，須採用簡易工事，輔助淤沙，名曰攔沙工。茲臚舉之如下：

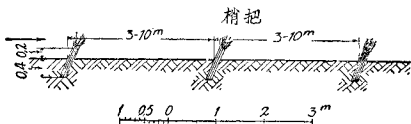
- (一) 順壩後之攔沙工又名橫建築 (Querbauten hinter den Parallelwerken) 其位置橫列於順壩與河岸之間，與順壩聯接處，約高出順壩之頂 20 至 25 公分。如攔沙工之數量甚多，則其高度與距離應適合該河段之比降情形，以免冲刷。第二六七圖為德國多惱河上游之攔沙工，乃用填梢與砂礫所築

第二六七圖 多惱河上游之攔沙工



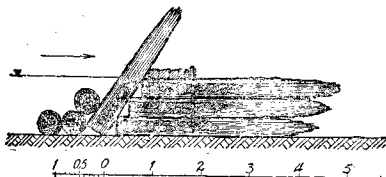
成者也。其表面平鋪之沙礫，據經驗所得，甚為合用。在此項攔沙工之間，並安設梢把 (Faschinenbündel) 插入岸內，亦足以輔助淤沙，參觀第二六八圖。設在柳枝出產豐富之區，攔沙工可用短而薄之沉梢為之。例如第二六九圖，為多惱河中

第二六八圖



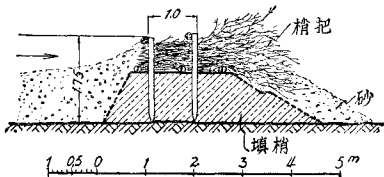
第二六九圖

多惱河中游之攔沙工



游之攔沙工結構。沉梢之構造，係選用長枝，中包碎石，手工繫縛而成。舖至水面高度，編籬一道，再用石塊護面。其迎水一面，並密排斜梢一行。斜梢之前，用小沉棍兩個或三個掩護攔沙工之基址。但此項建築，宜在水流緩和之處，如水流猛激，恐難耐久。第二七〇圖，為薩河下游(Unterer Inn)導壩後之攔沙工。其距離約為100至300公尺，乃用填梢梢把沙石所造成也。

第二七〇圖 薩河之攔沙工



(二) 丁壩間之攔沙工(Querbauten zwischen den Buhnen)

丁壩之間，欲求淤沙迅捷，或用編籬法，建設攔沙工。例如第二七一圖甲乙丙，為德國馬丁堡(Magdeburg)一帶之攔沙工結構。第二七二圖甲乙丙，為德國司且達(Stondal)一

第二七一圖甲

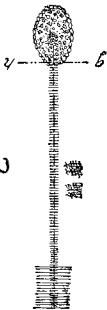
馬丁堡之攔沙工

丙

g-h



乙



第二七二圖甲

司達旦之攔沙工



丙

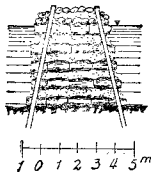
i-K



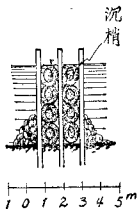
乙



第二七三圖



第二七四圖



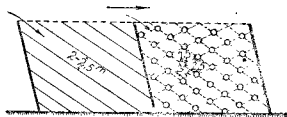
帶之攔沙工結構，亦有用沉梢建造攔沙工者，如第二七三圖及第二七四圖。

丁壩之間，或順壩之後，淤沙既有相當之高度，即可植柳緩流，使沉澱物易於下沉，漲沙必當更速，選擇樹種，以青嫩之柳枝為最善，而植柳之地面，不可在常水位以下，而以柳根能直達溼潤之土層，或地下水層為宜，乾涸之沙脊上，不宜植柳，恐沙積成島，反不能均勻漲沙也。丁壩之間，植柳宜與堅實之岸相接，排列之法，以不妨礙水流之漲沙為主。

柳枝之供給，每枝約長50至60公分，徑為2至6公分，剪下即栽，易於青活，插枝須入土30至40公分，至少須留青芽三朵，露出土面，柳枝剪下，如不能即刻栽植，須暫埋陰溼土內，以防枯死，如

植柳成行，則每株距離約為2,5至5公尺，每行距離約為2,5至5公尺，參觀第二七五圖左。如分塘植柳，當先掘徑約8至10公尺之深塘，以柳枝三十株，插於塘之四周，塘內復填以土。塘與塘之距

第二七五圖



離，約為2至3公尺，參觀第二七五圖右。柳枝之功用，同在促進漲沙，而長成之後，亦可供作梢料，乃河工所必需者也。

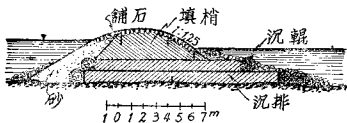
第六節 截堵支流工程(Sperrbauten Kupierungen)

河流分岐，則流弱槽淺，有礙行船，故治導河流，多採塞支強幹之法。塞支之壩，或名攔河壩，或名封支壩，亦即堰工也(Sperrbauten)。如在河流湍激，及河牀不堅之處，施工尤屬艱難，務須謹慎從事。壩根與兩岸相連，必須深埋堅實，以防水流旁決。壩身如弧，壩頂兩端高仰而中陷，下水壩址，須建跌水，則水流由壩頂滾跌而下，不致衝刷成塘，影響基址。壩之結構，視建築材料而異。如全用石料造壩者，須先在建壩基址上，拋以充分之大石塊，然後再依照壩身丈尺，拋積石塊，待其高度超出水面之後，壩頂及其表面

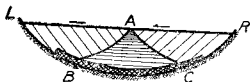
部分，均用石塊鋪砌。上水坦坡為 $1:1.5$ ，下水坦坡為 $1:4$ ，壩頂寬度為 2 至 4 公尺。最初壩身漏水，並無弊害。日後石隙之間，將為沙礫及浮飄水面之沉澱物所填塞，自可閉氣，不致漏水。如河牀過深，支流未能立即束狹之處，可採用沉排，掩護河牀。

塞支壩亦有用沉排填梢構造者，工事較難。法以沉排鋪墊河址，沉排兩端用沉輓掩護，然後進行填梢工事，再鋪石護面，拋石積沙護腰，參觀第二七六圖。惟下梢之法，不可從兩岸同時前進，恐進至河心之時，中部留有 ABC 三角形之空間，水流壅積，阻力甚

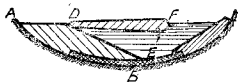
第二七六圖



第二七七圖



第二七八圖



大，不能合龍也（參觀第二七七圖）。故下梢須從一岸着手，漸向彼岸前進。第二七八圖內B為先下之護址工畢，ADE為已下之梢，DF為將下之梢，如是則合龍較易矣。

吾國河工堵截支河之法，治河書言之甚詳，茲略舉之 以資參考。靳文襄公治河方略有云：『支河有兩樣，堵塞之法，亦有兩樣。如一種上有河頭，當河水初長時，水即由河頭流入，在灘地內轉折迴旋，遠者數十里，近者十數里，或數里，仍歸大河，此上有河頭下有河尾者也。堵之之法，當先塞河頭。蓋黃河灘地，臨河必高，靠堤必窪。因此處既有河頭，則不能如河岸同其高阜，故一經漲發，由河分注。且以有源之水，長流於窄隘河形之內，其勢必急。若於灘地之河身內，築壩橫截，外高內低，必致漫壩而過，每漫一壩，必沖跌一壩，非徒不能堵，適足以激水怒，以益寬深，漸至妨礙大堤。故先於河頭高阜處所，擇支河有崖岸之處，約去大河百十丈或數十丈之內，堅築內外大坦土壩一條，外坦廂做防風，方為萬全。其灘內一帶河身中，亦擇其淺隘處，或相去里許，或相去一二里，間段做束水小壩，如石閘形，各留中間口門數尺或丈許，使

水仍可通流。庶河水初長未及漫灘之時，則河頭分流之水，至壩即住。壩外所留河形百十丈，不過數日，亦可淤平。則河頭百數十丈已極高寬，非普面出槽，涓滴無由分入矣。及至普面出槽之時，一帶河身，復逐段有束水小壩。如水比地高，則壩沉水內，河內之水，不過與灘地之水，同一漫流，必漸淤漸積。迨河水稍落，縱使河身尚未全淤，然水為束水壩所阻，且上無來源，河水愈退，則淤墊愈增。支河之至寬深者，歷伏經秋，必然盡成平陸矣。如河頭水溜而深，非土壩所能堵合，則於兩岸盤席馬頭，用物料迎溜吊籠軟廂，背後跟土填堵，一名吊籠廂，一名神仙壩。堵塞淺水漫口，亦用此法。先在上水頭釘橛兩排，將大繩頭挽結橛上，或一尺一條，或二尺一條，繩尾渡過對岸，亦挽橛上，或繫籠小船之上，徐徐鬆繩，俾兜物料着地，每廂丈餘，即釘簽樁以攔之，而背後之土緊緊跟隨，以閉其氣。河寬則兩岸吊廂，中間合龍。河窄則廂至對岸，可以合龍。合龍之後，務令背後土壩斷流，壩上重重壓土，多多簽樁，方免洩氣膨塌之患。又有一種支河，上源並無河頭，因內地甚低，當河水出槽之時，滙歸於低窪之內，聚而成溜，日刷日深，亦轉折迴旋於灘地之內，或數十里及數里然後歸入大河，此則無河頭而但有河尾之支河也。如不為堵截，恐年復一年，河頭一成，內地既窪，則更為難堵。此種河形，宜先於河尾內緊靠河岸高阜處，築築內外大坦土壩一條，截其去路。再於灘內河身淺隘處，亦間斷做束水小壩，惟中間留口門，又當有寬窄之別。蓋此等支河，必窪地內原有至窪之處，非數頃即數十頃者，積滿之後，然後由最低處冲

而成河。故凡近窪處之頭一束水壩，須寬留口門，庶使窪地之水，不致漫跌，其下各壩則愈遠口門愈小，而窪地必淤，河形亦平矣。」

第七節 裁灣取直工程(Durchstiche)

河灣太銳，其弊有四：航運阻滯一也；護岸工艱費鉅二也；冰凌易於壅塞三也；水流迂緩善淤四也。是以治河者，恆須裁灣取直，以暢其流。雖然裁灣之舉，非常有益而無損，若計劃失當，或反多妨礙，前章已詳述之，不可不慎也。

裁灣必開新河，新河之位置，須選擇得宜，大溜始能歸注。開挖新河之法有二：甲、依照計劃之丈尺，全部一次挑挖。乙、新河之內，先掘溝槽一條，中隔土埂，然後引水入內，任其刷深展寬。甲乙二法，各有利弊。甲之工費較昂於乙，但功效易見，新河下段之淤沙，亦可減少。乙法利用水力冲刷，則河流下段極易淤墊，惟設計之時，如攔阻刷出之沙，用以填地，亦屬甚宜。大致甲乙二法，未便任意採取，乙法宜於山流，蓋水力湍激，航運稀少也。至於河流下游，地勢平衍，水力微弱，航運繁盛之處，則宜採甲法。又或河身狹小，亦祇可全部一次開掘，較為適宜。開挖新河之時，上下兩端，均應預留土梁，以防水入阻工。俟中間全工告竣，先閘河尾之土梁，再閘河頭之土梁，新河溝通之前，兩岸宜先築護岸工事。新河開通之後，則舊河之水日減，逐漸淤平。若急欲大溜全歸新河，亦可築壩堵塞舊河，名曰鎖壩(Zuschlussbauten)或同時築導水壩(Schöpfwerke)，逼溜瀉入新河。茲更就德國巴燕聯邦(Bayern)裁

灣取直之條例，摘要述之於下，以資參考。

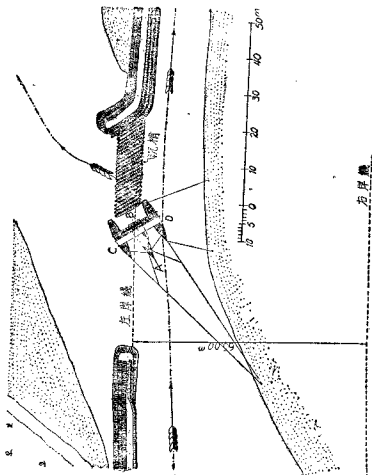
- (1) 大河裁灣，則挑挖溝槽之地位，宜在新河計劃線之中央。若新河線略有彎曲，則溝槽地位偏於凸岸，因凹岸易於冲刷也。設土質有堅鬆之別，則溝槽須偏於堅土部分。
- (2) 小河裁灣，如新河須經過沙礫，或新河放水以前，新岸之掩護，必不可免，則溝槽之地位，可緊靠已經掩護之岸，使其專向一面刷寬。如是則刷成之新槽，平整有律，不致屈曲。但靠近護岸之處，河牀冲刷後之深度，或較需要之深度過大，且護岸費亦頗鉅也。
- (3) 所有堵塞舊河之鎖壩 (Schlussbauten) 及逼溜之導水壩 (Schöpfwerke) 地位，須就新河之治導線建築，庶可減省護岸工事。
- (4) 挖掘溝槽，其寬度須依照新河之比降，以及地勢之高低，土質之堅鬆，酌量規劃，但至少以新河寬度十分之一為準。
- (5) 挑挖溝槽先從河尾着手，向上進行，力求其深。若地質為沙礫 (Kiesboden)，則先挖至水面為止，然後再在溝之中央，從河尾向上，挖一深槽，槽內水面與河尾水面同高，如是則溝槽易於刷深矣。若地質為黏土層 (Lottenschichten) 則新河全部，須依照規定之寬深，用人工挑挖。
- (6) 若溝槽依順治導線挑挖，而鎖壩或導水壩，又係依照治導線所建築，則沿治導線之岸，須立即做成坦坡，並加以掩護。此後溝槽之冲刷，僅可向對岸展寬。

- (7) 山流裁灣，開放新河，不可在洪水時期，宜擇中水位時放水入槽，庶幾新岸不致坍卸過速，反使新河淤墊。
- (8) 新河治導線之後，如有坑塘深槽，須用挖出之土填平，俾與河岸齊平。挖掘之土，嚴禁委棄於治導線以內。如新河兩岸須建防洪堤者，應利用挖溝之土。
- (9) 堵塞舊河之前，須將新河兩岸，先行掩護。
- (10) 當引溜歸入新河之時，舊河之口，須建鎖壩。水面以下鋪設平行之沉梢，低水位以上，用梢料盤繞，並須參酌情形，加高壩身，切勿過驟，否則反傷新河，且恐妨害舊河之淤墊也。

至於鎖壩之構造，計有二法。或在舊河口打樁安架，依治導線平行放置沉梢。或不設樁架，依治導線直交從舊河口兩端同時放置沉梢。鎖壩之間，留出口門，以便舊河淤沙。俟至相當時機，再行封塔。建築鎖壩之法，更有船上設架，用以放置沉梢者，參觀第二七九圖及第二八〇圖甲乙，與第二八一圖。又新河護岸之結構，及其進行之步驟，參觀第二八二圖第二八三圖及第二八四圖。

若新河全部均用人工挑挖，則挑挖之程序，亦須從河尾趨向河頭。所挖之土，在地下水層以上者盡屬乾土。在地下水層以下者，因河尾留有土梁，仍可變續乾挑帶水之土，或用挖泥船挑濬。設新河之地勢太低，易為洪水所淹沒，則挑出之土應即圍繞新河，堆積成堤，以防洪水。挑挖完竣之後，先開河尾之土梁，俾新河與下流之水直接溝通。俟水小之時，再將河頭之土梁，先去堅土，仍留薄層

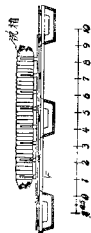
圖二七九



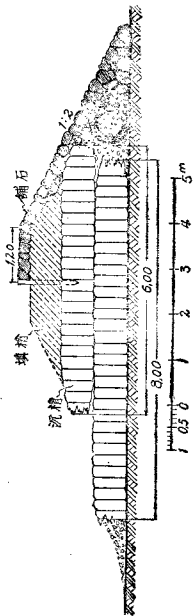
第二八〇圖甲：

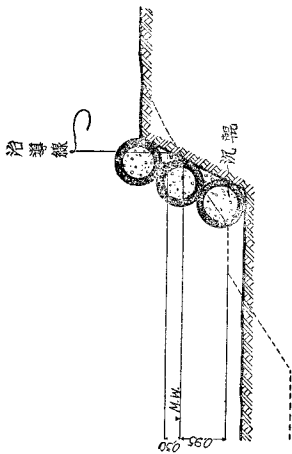


乙



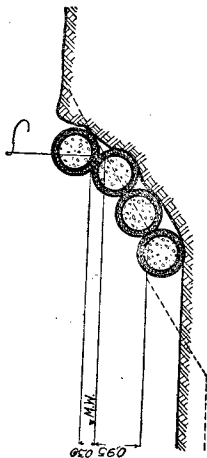
第二八一圖



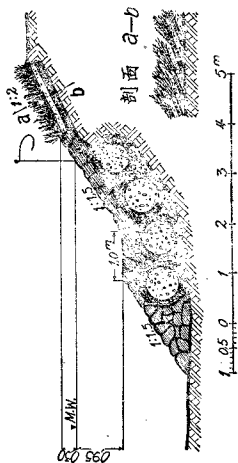


第二八二圖

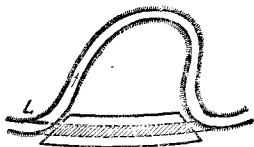
第二八三圖



第二八四圖



第二八五圖



之土，並在其上挖一小槽，則上流之水自能衝開小槽，注入新河，參觀第二八五圖，圖內L即係導水壩之位置。

吾國治河，如遇淤嘴挑溜，以致對岸坐灣生險者，即察看形勢，酌量施工，或則裁灘切嘴，化險為夷，或則抽溝分引，以殺水勢。設遇大灘遠嘴，非裁切抽引所能挽救者，則用裁灣取直之法。而裁灣取直必須挑挖引河。吾國河工所謂引河者，乃引正河之水，分洩以殺其勢，或竟使之經流他道之河也。引河全屬人為，故與支河名實皆異。引河之用法，又不僅為裁灣取直，尚有分流挽險之效，茲分述如下：

- (一) 欲將河道改移他處，經流地域，不能盡屬低窪，其間高阜處所，必先挑挖引河，以備堵截正河，引水改經他道之用者，改移河道之引河也。其有河流側注，隄防喫緊，欲使溜走中泓，裁灣取直者，亦此意也。

(二)堵合奪溜之決口，河身因斷溜時，逐漸淤墊，大壩合龍，非藉引河，不能使全流復歸故道者，堵合決口之引河也。

(三)如迎溜石堤，堤身殘蝕，因在水中未易施工，必須將水經由他處，正河乾涸，然後始能修築者，又一引河之用法也。

(四)開壩以外，恐分洩河水，淹浸田廬，因而挑挖引河，導入其他河川者，亦引河之用法也。

引河之功用，既如上述，而挑挖引河之方法，亦頗重要，各書紀載，雖不可盡以爲法，然原則上與新法無多差異。內地治河，現在仍多採用舊法，習河工者，不可不知也。按靳文襄公河防摘要有云：『凡黃河壅澇之處，對岸必有沙灘。灘在北則南堤險，灘在南則北堤險。治水之法除險處做磯嘴下護壩，並創築裏月堤之外，救急之法，莫善於沙灘之上，挑掘引河，爲效甚速。凡河成之後，險亦永平，誠一勞永逸之計也。然挑之略有未妥，則糜費正復不少。蓋黃河壅澇之處，其大溜必直走險工一岸，沙灘上游，盡屬漫灘，且灘地雖似高阜，其沙灘之腳，必自河底斜坦而上，始出水面，是水面下尚有沙灘，難以挖掘。若貪近省費，不遠尋河溜可接之處，安立河頭，縱河已告成，斷不能掣溜入河，一經開放，立見淤墊。或因河不迎溜，乃於對岸做挑水壩以逼之，若河寬壩短，則不能挑溜歸入引河，終屬無益。若大河原窄，必溜急水深，則水流既扼於挑壩，對岸復阻以沙嘴，勢必去而復返。挑壩之下，激成迴溜，倒崖攔堤，變態百出，是一險未平，又增一險，更費周折。此未估挑河之先，當覓河頭，不可草率者一也。河頭既得之後，自必依形順

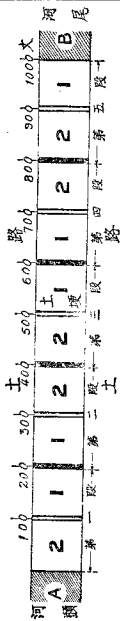
勢，相度河尾，以便估計。然自頭至尾，一河之長，遠者非數十里，即一二十里，近者不下數里，如此綿遠，河灘之內，豈能保其必無忽高忽窪之處。若惟以意見荒度，不分高下，一概遂定寬深，開放之時，地高之處，必致淺阻，高處既阻，恐深窪之處，亦逐漸淤墊。況高者宜深挖，河面當加寬，窪者宜淺掘，河面可收窄，庶費所當費，省所當省，兩皆合宜。故估計之法，其初次丈量，先於應掘河身內，封土作堆，以記丈尺。再估之時，即於封堆上用長竹各插望竿一條，務使一律條順，直達河尾，不可彎曲，曲者移之。條順之後，然後用水平或三十丈或五十丈，挨次打量，記明某段高若干，某段比某段低若干，依照高低科算土方，通核錢糧，庶無貽誤。此估計之不可草率者二也。估計既定之後，自必按段分委人員，其河頭河尾兩段，必選平日諳練之人，方可委任。將新到學習與不甚謹慎之人，俱派委於河身之內。蓋河之頭尾，關係通工，且河流無常，消長難測，苟素非諳練之才，洞悉利害，則輕忽從事。倘一經暴漲，或有坍塌，則河未全完，水一內注，則前功盡棄。故河之頭尾須寬留灘地，或百丈或八九十丈，仍量貯柴草，以備不虞，方為萬妥。此分工之不容草率者三也。又分工之後，自必發帑募夫，若發銀太少，則遠夫不暇盤纏，不能應募，發銀太多，則便滋花費，恐後有累工欠帑之弊。須酌量每河一丈，該掘土若干方，值銀若干，先發若干。（中略）嗣後餘銀，計工續發，可無貽累之虞。此發帑之當斟酌者四也。又人夫到日，自必興工挑掘，然不必先挑河土，使各員責令各夫頭，如分工二百丈者，先於夫內撥夫四百名，於河身

兩岸相去十五丈之外，順長掘小溝一條，約面寬四尺，深二尺，段段相接，自河頭直至河尾，不過一日便可全完。仍令各夫頭各覓木橛，或門板木板，於小溝上搭橋爲路。凡所掘河土令過溝外遠處堆起，依順小溝，順長堆積，堆至各段之土兩相接連，約高四尺後方令其往上再堆，不許一筐棄置河邊，被奸夫充填假崖，致少尺寸。如此則堆積之土，既可無假岸之弊，且開河之日，坍塌不過岸土，水力能勝，使土隨水去，易於寬深，而無積土塞塞之患。即未經告成之先，外有積土阻滯，遇暴漲可免滿漫，下有小溝通流，遇大雨可以宣洩，此初興工之所當斟酌者五也。至於掘河，又不可普律全掘，如第一段長二百丈，第二段亦長二百丈，令第一段夫頭除河頭灘地一百丈外，再於所分之內，留第一百丈不挑，先挑第二百丈。第二段夫頭之二百丈，則先挑第三百丈，留第四百丈不挑。將此兩段挑完之後，然後第一段夫頭挑第一百丈，第二段夫頭再挑第四百丈。又須將已挑完一百丈，與未經挑一百丈之交界處，仍留土埂一條，約寬四五丈，俟未挑之九十五丈通身挑完之日，方掘此土埂。蓋因河土甚多，非計日可竣之工，豈能保無連陰積雨，致有淹沒土塘之患。故二百丈之內，先掘一百丈，則雨水有所容蓄，不致淹沒，且可免於車戽之費。所以於交界處，仍留土埂者，恐後挑一百丈之時，遇雨則又上下通連，仍舊被淹，是以必於挑第二百丈全完，然後盡掘土埂。無水固妙，即有水以一百丈之水，均於二百丈之內，水深不過一二尺，始終總無曠土，總無賠累矣。此挑工宜分先後者六也。又全河挑完之日，自必待大水長發開放。開放之時，先挑河尾

第二八六圖

堆土處

小溝



小溝

堆土處

- 1 為各段夫頭先挑之土
- 2 為各段夫頭次挑之土

平地十分之三，始率夫挑掘河頭。蓋河尾無溜，不能掃刷，即單薄滲水，尚易收拾。若河頭先開，河尾未完，則水一進，便恐淤墊，此又開放之不可不慎者七也。』（參觀第二八六圖）

又安瀾紀要有云：『險工對岸，必有淤灘，南灘則北險，北灘則南險。前人有於對岸挑引河之法，可以化險為平。然舊河至窄亦有七八十丈，深三四丈不等，所挑新河寬深不及十分之五，以就下之水而欲其舍深就淺，舍寬趨窄，是豈水之性哉。必須河頭得勢，庶乎其可。所謂河頭者，當於對岸灘嘴上游，尋河流初轉彎處，陡崖深水，流勢頂冲，塌灘潰崖，似必欲於此尋一去路，如此謂之河頭。其下又有灘嘴兜住灘勢，謂之下唇。再於下游尋陡崖深水處，謂之河尾。測量灘高水面若干，再用旱平自河頭至河尾，逐細較準，方得河頭水面高河尾水面若干。如高二尺以外，大可興挑。迨開放時，河頭有吸川之形，河尾有建瓴之勢，其成功也必矣。其必不成者有五：無河頭不成。有河頭而無下唇謂之過門溜者不成。有河頭下唇而無河尾者不成。有河頭河尾下唇而上下水勢相平者不成。四者齊備而河身純是老淤者亦不成。此乃就形勢而言。諺云引河十挑九不成，大都勘估於冬，開放於夏，水有消長，則溜有變遷。凡不成之說，未必不因於此。勘估者能於估工時預計開放時溜勢則得之矣。……惟黃河之水，其性喜曲，曲則流急而深，沙隨水去；直則平行而溜緩，沙必漸停。故彎處皆深，直處皆淺，不可執逢彎取直之說，徒費錢糧，且致溜行不激，河底漸高，其病未必不由於此。究以東水攻沙激之使怒，是為上策。』

至於挑挖引河，當先分別土質，倘分辨不清，一樣挑挖，鮮有不成累工者。前人所分不過沙淤兩種，而淤土中有乾淤、嫩淤、稀淤、夾沙淤之分。沙土名色不一，如飛沙、泡沙、鐵屑沙、皆係乾沙，不難挑挖。此外如水沙、青沙、鐵板沙、馬牙沙、扯皮沙、皆有水者，其性易乾。子河挑深，俾沙中之水滲去亦易施工。惟洶沙、翻沙、最難爲力。淤沙之性質，既有不同，其挑挖之方法，亦因是而異。茲摘要錄之如下：

(一)乾淤 性堅硬，斂挖費力，但較他淤爲易辨。

(二)夾沙淤 層沙層淤，厚不滿尺，淺則易爲，深則費事。挑法須先俟沙面曬乾，人得立脚，即在沙面插鐵，連下層之淤一齊挖出。再於下層沙土，逐層照做，不可混雜。因沙中含水，其性濕。淤爲上下沙中之水所浸，其性軟。一軟一濕，易於摻合。一經摻合，淤沙不分，俗稱鬪套，人夫能立而不能行，鐵斂易入而難出，受累無窮。

(三)稀淤 怕寬不怕深，緣挑河之口，至寬不過三五十丈，而淤套竟有寬至百餘丈者。其性如水，可以載舟。如淤深與估挑之數相同，則上下築壩攔格，將上下兩段先照原估加深挑挖數尺，挑成除壩，放淤於上下河內，可以隨水而去。若挑河二丈，淤深一丈，除淤之外，尙應挑一丈。

(四)嫩淤 先分深淺，次分寬窄。其深一二尺者，於邊口挑挖五尺寬溝，須至硬地，俗稱抽路，約一二丈寬一道，使其透風易乾。若深至三五尺，寬數十丈，崖口不能站立，則紮套

枕，或三丈一路，或五丈一路，間格成塘，於枕邊撥挖至硬地，即跟底前進。倘深至丈餘之外，則照稀淤做法，先築順河壩，次下木篙馬脚，搭架木板，分段挑挖，用布兜抬送遠處。

(五)膠泥(油泥) 性質極滑，尙不致盤陷，分塘鋪板，即可挑挖，然亦須先挖子溝以防陰雨。

(六)淌沙 又名油沙，灘沙，色黑性散，含水不黏，遇此等工，最難爲力，且不能用抽溝空水之法，只得於淺處，用乾沙土打堆，周圍五六尺，高一二尺，於堆頂由內向外輪轉翻撥，俗名打井子，能得一席之地，卽有崖口，堆分數處接連，搭架木板，抽挖一層，將水撤出，再於中心打井，卽做子河空水，逐層打井挑挖，雖深數尺，亦可成功。

(七)翻沙 爲沙土中之最劣者，此挖彼長，朝挖暮起，無數小堆，形如乳頭，中有小眼冒水，偶於空中冒氣，聲如爆竹，必須用水壓之。其法於河中橫壘小壘，高約二尺，寬約一尺，或格二三丈，間段成塘，引外水入塘，約深尺許，養一晝夜，使水氣舒通。次日再將塘內之水屏撤至下塘養工。於此塘中間，鋪板挑挖，復將下塘之水放回此塘，又養第二層之塘，卽將下塘安鋪板路挑挖。如沙長至百丈左右，惟有多壘小壘一法，格塘倒水，分段挑挖，自能成功。

第八節 施工程序及輔助工事

治導河流之際，施工程序，最宜審慎，如設施失當，則建築物所生之效果，非特與所希望者不能符合，或反致發生弊害，是以治河者，應先熟悉河流之情形，斟酌緩急，因勢利導，所有治河建築物之施工程序，須隨時察其所宜，不可拘守成規，而主任工師尤須具有應變之才，庶免貽誤。蓋治河之事非常有利而無弊，且弊有易於發現者，有須經長時期，始經發覺者，或此段有益，而害及彼段者，允宜精密審察，慎之於始，切勿專務速效，而忘遠患。總之治導河流宜瞻前顧後，循序漸進，對於經濟方面，亦多裨益。設治河急欲圖效，勢必挑挖河身，工費必鉅。如在水力強大，地質輕鬆之河段，宜於利用水力任其自然冲刷，收效雖緩，最為經濟。所有治河之建築物，乃用以節制水流之冲刷，而導河於正軌，亦即吾國所謂以水治水也。茲舉二例於後：

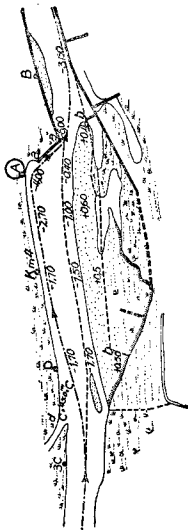
(一) 中歐楚林地方茲莎河下游 (Isar bei Zulling) 之治理 第

二八七圖為該河一八八一年二月之形勢。第二八八圖為該河一八八一年九月之形勢。第二八九圖為該河一八八二年十二月之形勢。觀察三圖，可知治導之效果，與施工之程序。至於治導之目的，乃因第二八七圖 Δ 處河岸崩坍，非修改河流，使之平順，難以補救。其施工程序如次：

一八八一年二月開工，先造導水壩 CC (Leitwerk)，參觀第二八七圖。計長45公尺，結構如潛壩，在水面以下。其地位視右岸之治導線 BB 而定。

一八八一年三月八日至十五日，因洪水停工。彼時工程雖屬

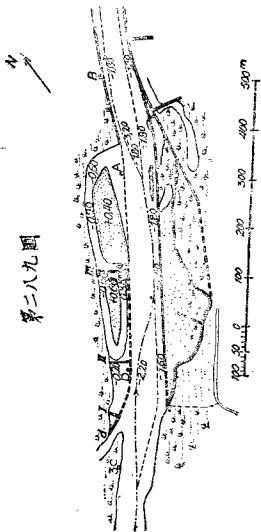
第二八七圖 慧莎河下游之治理



第二八八圖



第二八九圖



無多，但左岸深槽已漸淤沙，谷線(Talweg)亦趨向右岸。

一八八一年四月延長導水壩，並築橫壩 II，結構均如潛壩，又因導水壩前端，河牀被刷，乃加沉梢掩護。又添築橫壩 I，與岸相接，參觀第二八八圖。

一八八一年五月至七月，又遭洪水，工作停頓，彼時左岸之前，漲沙之長度，已達300公尺，河流被逼向右，開始冲刷右岸之灘地，同時橫壩 II 之下方，亦漸淤沙。

一八八一年冬季，低水期內，乃延長導水壩至橫壩 III 之附近，並於橫壩 II 加添填梢，又趕於一八八二年四月洪水發生以前，建築橫壩 III，計長65公尺，彼時雖屬低水，導水壩後仍能淤沙（參觀第二八九圖）。

一八八二年四月中旬，橫壩 III 完工。

一八八二年十月，水流刷挾右岸灘地，漸近預定之治導線，該處乃利用一八七八年所建之淤沙編籬工 bb 為新岸線也，最後又延長左岸之導水壩，從橫壩 III 起向下，與原有之護岸工 B 相接。

一八八二年十二月河道形勢，如第二八九圖。

(二) 上海黃浦江之治理 上海黃浦江之治理，始於光緒三十一年，即西曆一九〇五年，彼時黃浦江之情形，在吳淞口外暗沙羅布，異常低潮時，水深不及5公尺，殊為航行之梗，不啻為封鎖黃浦之第一重關隘，從河口而上，約5公里，水流湍急，河而又窄，有沙嘴突出，曰北港嘴，對岸即為張華浜

附近，船隻到此，咸具戒心，肇事沉沒者一年數見。從此沙嘴向上，河分爲二，一曰老船道，江面較窄而較深，其中亦有暗沙，稱爲吳淞內沙，爲黃浦江第二重關鎖，低潮時水深僅達3公尺許。其另一支流曰民船道，當時僅合行駛帆船之用，故名。江面較闊，然淺阻特甚，低潮時僅深 $2\frac{1}{2}$ 公尺而已。二支之間，有一島曰高橋沙，土名老鼠沙，自島之上端起，至上海市區，江面驟然寬廣，然淺灘暗沙，時起時伏，水勢散漫，無航道可尋。上海港上段，下端自虬江起，上端迄高昌廟江南船塢止，其間有二處江面亦甚狹促，在虹口匯山碼頭對面亦有暗沙爲梗。以上情形，日趨惡劣，一年之中沉沒於吳淞口內黃浦江中之輪船，達十餘艘之多，航海者視爲畏途。於是成立黃浦河道局，從事治濬。自一九〇五年至一九一〇年，其重要工作，可分四項：

- (1) 規定濬浦線，此線確定黃浦河道之趨向、地位、寬闊、界限、爲治浦之準繩。河面之寬，自港之上端起，逐漸向下游開放，其在高昌廟之河寬爲400公尺（一千四百呎），吳淞口之河寬爲700公尺（二千四百呎），在此濬浦線之內，任何建築，不得侵佔。
- (2) 黃浦江口建造導水堤，伸入揚子江中，使進出之潮水，有一定之軌道，水勢聚集，浮泥不能下沉，河底原有之暗沙，亦藉冲刷之力，自然移去。
- (3) 老船道雖屬較深，然彎曲過甚，航駛不便，故用巨壩堵

塞老船道，使此支之水，歸併於民船道，同時用機器將民船道開挖，已深廣足以容受全河之水，聚集勢力，俾能自保其水道。

- (4) 吳淞對江之沙嘴曰北港嘴，伸入江中，以致河面太狹，故用機船開挖，切去沙嘴，此外較小之工程，不勝枚舉。在此時期，滄浦之效果，使黃浦航道，在最低潮下僅深約3,2公尺(11呎)者，進而為5,7公尺(19呎)矣。

嗣後滄浦局成立，繼續改良河道，可分為二期：第一期自一九一一年至一九二一年止，第二期自一九二二年至一九三六年止。第一期工程設施，其主要目的，為使黃浦江航道之深度，自最低潮下5,7公尺(19呎)至7,2公尺(24呎)，第二期之主要目的，為儘量發展黃浦航道之深度與寬度，以便海洋巨輪，直達上海港內。第一期內之主要工程，(一)堤壩工程如周家嘴以下弧形之順壩，浦東其昌棧一帶之堤工，高昌廟對江之丁壩等。(二)沿江兩岸，填築灘地，面積有數千畝之多，既利用堆置挖起之河泥，復扶助地方之發展，誠一舉而兩得也。(三)挖泥工程，所有沙嘴均經開挖多次。第一期工程完竣後，黃浦江口之導堤，亦差近完備，河身狀態，大致固定，藉河流自然之力，固足以維持現狀，然不能冀其再有良好之功效，然而海洋輪船，日益增大，航深日進無已，於是為改善航道，以應時需起見，施工方策，側重於機械潛挖，以達最低潮下水深9公尺(30呎)之目的。迄至今日，海洋輪船，吃

水9,3公尺(31呎)者,在小潮汛低潮時,亦能暢行進港矣。
治導黃浦江所用之建築物,亦分丁壩順壩兩種,順壩與江流並行,如吳淞口及周家嘴等處是,丁壩與江流成正角,壩之空間,日久自能淤積,其高至半潮而止,用意為退潮時能導束水流,而收洗刷之效,漲潮時漫沒壩頂,仍不減容潮之量,築壩材料以柴排為基,以蠻石木樁水泥巨塊等為身,計自一九〇五年至一九二六年間,所有濬浦之工作,進行之步驟及其功效,參觀第二九〇圖,第二九一圖,第二九二圖,極為明顯,茲不贅述。

治導河流之施工程序,既如上述,而主要原旨,貴於以水治水,設有特殊情形,非治河建築物所能奏效或奏效甚緩者,自宜輔以濬潔工事,以竟其功,是故濬潔工事,雖非直接治河之方法,乃治河之輔助工事,而與治河建築物相互為用者也,例如堵塞支流或裁灣取直之處,舊河本可自然淤墊,惟進行極緩,須用挖掘正河之土,直接填塞,以期速效,又如丁壩順壩之間亦可自然淤沙,如能利用濬挖河槽之土,直接填於壩間,則治河之功易顯,至於河流之內,地質堅硬,不易為水所冲刷者,則挖泥工事,尤不可免,更有河牀之上,發現大石橫阻,必先爆炸,然後挖掘,此乃治河時應以濬潔為輔助工事者也,治河完竣之後,經常維持通航之河流,每於洪水之後,須挖泥一次,或須全年施行挑挖,始能保障航道之通暢者,例如蘇彝士運河是也。

挖泥機械,種類不一,採取何種方法,可得最良善之結果,則

須詳細考察其河流之形勢，土質、風浪、潮流、工程大小，以及種種情形而定。故挖泥工程，驟視之似甚簡易，然欲措置得當，工作經濟，非深有經驗不可。茲先略述近世挖泥機械之種類如下：

挖泥機械，大別有三：（一）吊斗式之泥機，斗係兩斗合成，放下時張開，吊起時合攏。除斗以外，其搖車吊桿等與起重機相似。此機佔地少而轉動便，故宜於碼頭間狹窄之地用之。其工作效率低，故不宜於巨量之工程。勺斗式機，亦屬斗之一種，中國用之者鮮。（二）畚箕式以鐵箕數十隻，串成長鏈，架於梯上，與吾國之水車相類。梯之二端有輪，上輪受機力轉動，箕沿梯緩緩上升，從下輪之下，挖起泥土，到上輪之頂傾覆，從旁射出。近年以來，海輪航道，需水日深，故有特製之挖泥機，其梯可以卸落，將上端裝設甲板上，而另設一梯以接長之，如是可挖至24公尺（80呎）之深度。畚箕挖泥機，有自動與不自動之分，自動挖泥機船，裝有航行之具。可將船上泥艙盛滿後，開駛至指定之處，將泥卸去，甚為便利。惟其造價昂貴，較不能自動者須大三四倍。不能自動之挖泥船，無航行之具，遷移全賴拖船引帶，挖泥之時，用錨練繫住，錨練前後左右，共有六條，若將前線收起，後線放出，則船前進，或將左邊二線收起，右邊二線放出，則船向左移，反是則向右移。藉六條錨練之收放，而機船之工作，方得指揮如意。尋常畚箕挖泥船，泥從旁槽射出，注於運泥船中，惟有時亦裝抽泥邦浦者，將挖起之泥，通過浮管，送達附近岸上，藉以填高地面。（三）抽泥機，船中裝置大而有力之離心邦浦，其進水管伸及河底。邦浦開動時，河底之泥，隨水

而入管，此直接從河底取泥者也。或抽泥機用以抽起已經挖起之泥土者，乃從運泥船中抽送岸上。抽泥機亦有自動與不自動之分，自動者能從河底抽取泥沙，裝於艙內，滿時即駛至指定處所而放之，或從艙中抽起，送達岸上。不自動者從河底吸取泥沙，盛於運泥船中，或經浮管吸送上岸，或從運泥船中，吸泥上岸。如河底為沙性，則可用抽泥機直接向河底抽取，細沙自能隨水入管。若係泥性，不易流動，則管口所到之處，僅能挖成一個深洞，效果極微。故此法僅合於沙性之河底，而不適於泥性之河底。例如建造烟臺港時，海底非屬沙性，及用抽泥機到場試驗，則底沙流動甚緩，管口抽入之水，含沙極少，故無成效，終改用舂箕式挖泥機以代之。此外尚有割泥機一種，就抽泥機進水管口，裝着若干彎刀，另用一引擎以轉旋之。先將泥割鬆，然後抽吸而上，此機可用於泥性之河底。

據上海漕浦局挖泥工程之經驗，黃浦江底，為泥與細沙之混合物，最適用之挖泥機械，准斗式與箕式二種，黃浦兩岸之地，大都卑下，均須填高，方可利用。故河中挖起之泥，可用以填地。若運至揚子江深處而棄之，殊不經濟。所以浦江中所用之機械，用以挖浦江深處大量泥土者，屬舂箕式。用以挖碼頭間之積淤者屬吊斗式。取泥上岸，填築地畝，用抽泥機。以上各機，均不能自動，泥土自挖起運到抽泥機，全賴運泥船裝盛，駁船拖行，故黃浦江中挖泥機械，由箕式斗式挖泥機、抽泥機、駁船、運船、各項組合而成也。

吾國濬漂舊法，視河流之大小而異，如河淺水小，大都於冬季河枯水落之時，開河築壩，先以水車屏去積水，多人入夫挑土出槽，俟至相當深度，再行拆壩放水，若河深水大之處，疏濬有出土不出土之別，出土者撈挖河泥，送諸空曠之地，清水河泥淤沉積者法宜出土，不出土者，但將河底泥沙設法翻覆使之隨水下駛，渾水河純沙填塞者法宜不出土，濬河出土器具，一曰浚船，即撈淤濬船也，類別之爲行船、土槽船、牛舌頭船三種，二曰罾具絞桿，罾具用竹竿或木篙兩根，長約3公尺，其一端約在60公分地步用繩網紮，繩以下爲三角布兜，將罾兜豎立河底，分開罾桿，用力翁張，則兜在水底，罾滿泥沙，緩緩提起，傾諸艙內，艙滿運往他處卸卸，此項罾具，宜於膠淤，絞桿者以長細竹竿爲之，專備撈取蘆葦之用，三曰刮板線袋，刮板用木板一塊，中穿一孔，安設木柄，板之兩側，砍做斧形，包以鐵口，線袋即布袋也，袋有木柄，用時將刮板布袋斜入河底，一手扶住袋桿，一手用刮板將沙泥刮入袋內，取起傾倒艙中，纏之此項撈淤器具，僅可用於內地小河水淺之處，當然不能與機器挖泥船相比擬也，現今內地交通，尙非便利，開浚小河，仍沿舊法，特略述之，其用以翻覆泥沙，而不出土之器具，舊傳有混江龍者，乃長約2公尺之木軸或鐵軸，上鑄鐵齒，長10公分而銳其角，一周三個，共列五周，兩端貫以鐵鎖，務使直沉至底，用船一隻，首橫木梁，將鐵鎖分繫木梁之上，用法牽挽而行，沿路滾翻，每十隻爲一排，又有鐵掃帚、鐵筐子、牛犁者，其意義與混江龍大致相類，惟器具笨重，抓動沙土，難免停滯，終不如新式輪機刷沙之

易於奏效也。

第五章 護岸工程

第一節 概論

護岸之旨有二，或僅為防患，或於防患之外，復求利用，其護岸之法，亦因是而異焉。按河海之岸，日受風浪之侵蝕，則潰圯堪虞。防護之法，宜保其天然形態，外加掩護之工。故其坡平坦，名曰坦岸 (Flachufer)，而港灣之岸，於抵抗風浪之衝擊外，且須便於泊舟，故岸坡須陡，近岸之水，亦宜較深。惟岸既壁立，則岸身失其天然之均勢，必築護岸之壁，以抗岸土之壓力，名曰陡岸 (Steilufer)。

第二節 河岸

河岸受流水侵蝕之現象及其原因，已詳第二章第一節。而掩護河岸之方法，亦已於第四章第四節甲詳論之，茲不贅述。

第三節 湖泊岸

岸之土質，如為陶土 (Ton) 則水不能透，可無須顧及潛水 (即地下水) (Grundwasser) 之作用，僅求其足以抵抗水流之侵蝕。故護岸之工，限於水面衝擊之處。水面以下之岸，不必掩護，惟岸坡須保其天然斜度，水面以上之岸，或為防護雨水下流，洗刷成槽起

見，亦有加築掩護工者，蓋陶土坡陡，雨水下流之勢較猛，易成深槽，須用石塊鋪砌，石縫並宜用膠灰填嵌，因陶土不透水，潛水不致上攻，始可彌縫也。又以浪之蝕岸，限於浪之高度，故護岸工事，祇須與浪之高度同高，設在淺水之岸，水之深度，小於浪高，則浪刷岸脚，而上部之岸土危若累卵。施工之際，不可不顧慮及之。

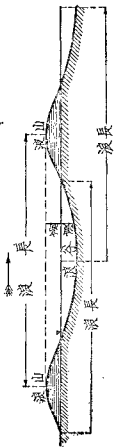
岸土若能透水，則河岸除受浪之衝刷外，在低水時期，尚有潛水與岸坡沙湧出，恆生罅隙，岸易崩坍。補救之道，護岸須用乾砌石塊之法。乾砌者，石縫不用膠灰彌縫，任潛水流出，而沙為石阻，不礙岸之安全也。惟風浪猛擊之時，石下之土，不可為浪刷挾，否則岸身仍不免危險矣。

第四節 海岸

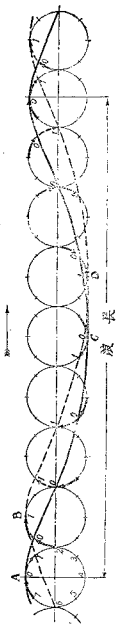
(甲) 海水蝕岸之作用

浪者，海水因任一勁機之播動也。但此種播動，並非海水移動，實水之分子於其原位置作圓狀之顫動，故吾人目所見者，為水面上浪山與浪谷之變遷，並非水之流動也。水之分子上升，成為浪山(Wellenberg)，水之分子下降，成為浪谷(Wellentäl)。二山或二谷之距，是為浪長(Wellenlänge)，浪山之頂至浪谷之底，是為浪高(Wellenhöhe)，參觀第二九三圖及第二九四圖。依海水之深淺，分深水浪及淺水浪二種(Tief- und Seichtwasserwellen)據葛拉(Gaillard)氏之研究，浪高相同之淺水浪與深水浪，其全部之工作能力(Gesamtenergie)相等。但深水浪之工作能力，傳入水

第二九三圖



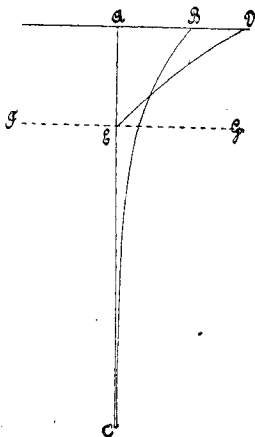
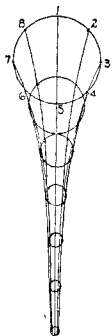
第二九四圖



下頗深，始行消滅。淺水浪之工作能力，傳達水底之時，雖亦消滅，然以水淺之故，則分配於水面之工作能力特大。二者工作能力分配之情形，葛拉氏曾用第二九五圖及第二九六圖表明之。圖中

第二九六圖

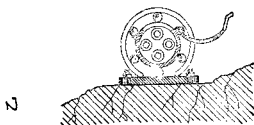
第二九五圖



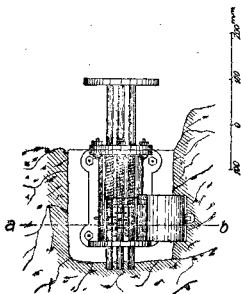
FG 爲淺水之河牀，BC 爲深水浪工作能力之分配情形，ED 爲淺水浪工作能力之分配情形。由此可以證明在水面部分，淺水浪之冲刷力較猛於深水浪之緣由。

設浪之動作，忽遇阻力，則一部分之工作能力，將耗失於此項阻礙物。而阻礙物經浪之繼續衝擊，不能抵抗，必將破損瓦解。如阻礙物爲任何建築，則該建築感受浪之作用，應有四端：(一)水之壓力。(二)水流之衝力。(三)水面飄浮物之衝擊力。(四)經浪猛擊之後，水體忽降，空氣必致稀薄，則建築物內部將感壓力，此項作用，或由建築物之縫隙，或由破損部分，侵入內層，其震動與衝擊之影響，且將傳播於建築物之全體。然浪之力量，往往在水面下相當之深度，較之理論上所擬想之動能，愈加猛烈。其原因或爲浪與浪之重疊合併，或爲他浪動能之反響，或因阻礙物發生之迴溜 (Rückstrom)。例如水底所拋之石，其高度約達水面下四五公尺者，雖經風浪，依然穩固。設在拋石上加築堅實陡立之建築物，則拋石反易被浪冲移，而浪之作用，或竟達 6 至 8 公尺之深度。故以此項拋石工作基礎者，於迎海一面，須用重大之石塊，或水泥方塊，掩護面層，庶可固基捍浪，否則鮮有不償事者也。

長時間繼續不斷之風浪衝擊，其危險最大。蓋短時間之風浪衝擊，其被掀起之水量較少，又適當風力最強，波濤洶湧之際，浪之力量反多散失，對於已成之建築物，損害較微。但風力由強漸弱，則浪力集中，歷時較久，其被掀起之水量最多。衝擊建築物之後，浪花四濺，建築物爲水所淹，比重頓減，將爲浪力所撼，破損移失，在



第二九七圖甲

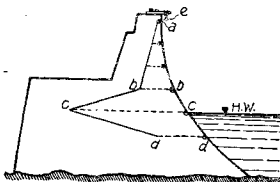


在堆虞，故建築物之危險，不在風強之際，而在風力由強轉弱之時也。

風浪之作用，與建築物前之水深，亦有相當之關係，設建築物前之水深，不及浪之高度，則浪無由發生，而浪之破滅，恆在相當水深之處，接近建築物時，浪力業已微弱，故距岸較遠之海內，如有淺沙暗礁，則高浪經過沙礁，先已破滅，祇小浪能達岸邊，而建築物所受之衝擊，因亦較弱，此項沙礁，實具有天然護岸之作用也。

至於海浪之力，往往甚猛，測驗海浪衝擊之力，有司特芬生 (Th. Stevenson) 氏之測浪器 (Wellendynamometer) 其結構參觀第二九七圖甲乙，據司特芬生 氏測驗之結果，海岸在橫方向承受浪力，最猛之處，約在水面附近之岸，其上下部分受浪之力均較小，第二九八圖，即係表明浪之衝力，以 c 處為最大，又於 e 處安設測浪

第二九八圖



器，測得浪力在縱方向之強度，實較橫方向之浪力，增加八十四倍，而回浪之力（Rückstosskraft）實三倍於浪之直接衝力云。設 v 為浪之速率，以每秒若干公尺 (m/sec) 計， S 為海水之比重，則每秒鐘每一平方公尺之海岸面積，所受之水量為 $v \cdot S$ 千公斤，而水之質量，應為

$$M = \frac{v \cdot S}{g} \dots \dots \dots \left(\frac{t \cdot sec}{m^3} \right)$$

故浪之衝擊力，為

$$P = M \cdot v = \frac{v^2 S}{g} \dots \dots \dots \left(\frac{t}{m^2} \right)$$

假定 $S = 1,026 \dots \dots \dots \left(\frac{t}{m^3} \right)$

$$g = 9,81 \dots \dots \dots \left(\frac{m}{sec^2} \right)$$

則海浪衝力之計算公式，為

$$\boxed{P = 0,105 v^2} \dots \dots \dots \left(\frac{t}{m^2} \right)$$

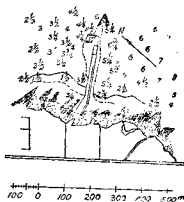
淡水浪衝力之公式，為

$$\boxed{P = 0,102 v^2} \dots \dots \dots \left(\frac{t}{m^2} \right)$$

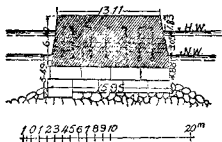
依據實地調查，浪之作用，異常猛烈。例如蘇格蘭 (Schottland) 東北海岸之偉凱 (Wick) 地方，防波堤為海浪衝擊損壞之情形，參

觀第二九九圖及第三〇〇圖。圖中A為拋石衝散之處，B為堤端受損之處。堤身下段之結構，為三層水泥方塊，用膠灰嵌砌，安於拋石之上。水泥方塊之重量，每塊為80至100噸。上段結構，係用混凝土就地整個澆灌，寬為13.7公尺，高3.4公尺，長7.9公尺，計重800

第二九九圖



第三〇〇圖



噸，並用 8 公分圓之鋼條與上層水泥方塊連結。經過暴風浪以後（參觀第三〇〇圖），着黑線之部分，即堤身之上段與第一層之方塊，全部為浪所衝移，倒於一邊。整個結構之高度為 6,4 公尺，寬度約為 13,7 公尺，長度為 7,9 公尺，體積為 700 立方公尺，重量為 1350 噸。嗣後第二層之方塊，亦全為浪所衝散。彼時估計浪高約為 13 公尺，浪長為 150 公尺，速率為每秒 11,2 公尺，則浪之最大衝力，每平方公尺應為 13,1 噸。算式如下：

$$P_{max} = 0,105 \cdot 11,2^2 = 13,1 \text{ t/m}^2$$

又計算堤身迎浪一面被衝擊之面積，為 51 平方公尺。($6,4 \cdot 7,9 = 51 \text{ m}^2$) 高潮之水面，約在堤頂以下 1,83 公尺，則此項被衝移之水泥結構，浸在水內之體積，約為 504 立方公尺。($6,4 - 1,83 \cdot 13,7 \cdot 7,9 = 504$)，故全部重量 1350 噸。在高潮時應減去水之托力。實計 846 噸。($1350 - 504 = 846$) 如第一層方塊下面摩擦係數 $a = 0,6$ ，則橫方向移動此項水泥結構所需之最小推力 p ，應如下式：

$$p = \frac{846 \cdot 0,6}{51} = 9,95 \text{ t/m}^2$$

但該水泥結構全部所受之浪力，為

$$P = 13,1 \cdot 7,9 \cdot 6,4 = 674 \text{ t.}$$

假定該力在最危險之地位，適當高潮水面，則推轉此項水泥結構之推轉率 (Kippmoment)，應為 $674(6,4 - 1,83) = 674 \cdot 4,57 = 3080 \text{ tm}$ ，而水泥結構之抗率 (Gegenmoment)，為 $846 \frac{14,8}{2} = 6260 \text{ tm}$ 由此可知該水泥結構，對於橫向之推移，雖不能抵抗，然不應推轉

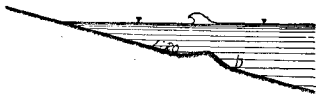
傾倒。故海浪之衝擊，有非專憑理論計算者矣。

海浪之作用，對於海岸之形態，亦有相當之關係。設海浪之方向與海岸銳角相遇，則浪與岸接觸之後，即發生海岸流（Küstenströmung），攜挾泥沙沿岸流行。遇有凸出之岸，則岸被沖刷，如遇凹入之灣，則水流迴進淤沙。參觀第三〇一圖。圖內1為浪之方向，與岸接觸之後，反射而出，變換之方向為2，名曰回流（Rückstrom），若回流又與其他波浪接觸，速率因以減小，所挾之泥沙，立即沉澱，成為沙埂b（Barre），其地位橫互海岸之前，參

第三〇一圖

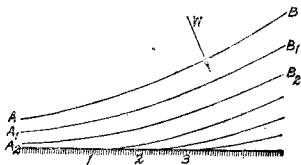


第三〇二圖

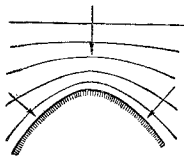


觀第三〇二圖。又海浪之方向恆與風向相同，則離坡之上，海浪傳播之情形，如第三〇三圖。AA₁A₂ 三點已在淺灘之上，速率遲滯，BB₁B₂ 三點尚在水深之處，速率仍未稍減，其與海岸先後接觸之處為 1, 2, 3。以此類推，半島或島之附近，海浪傳播之狀況，應如第三〇四圖及第三〇五圖。

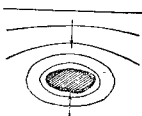
第三〇三圖



第三〇四圖



第三〇五圖



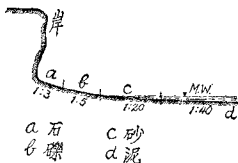
海岸流或海浪經過河口之時，海流攜挾之沙，將因河口流出之水，改移方向，又因河海水流相遇，速率減小，沙乃沉澱口外成爲沙帶，是爲攔門沙 (Barre)，此項攔門沙時刻受水流之衝擊，海流欲推之向岸，河流欲沖之入海，其成立之條件有三：

- (一) 海流或河流須含有沙礫，或相類之輕質沉澱物。
- (二) 海底不可過深，大風浪之衝刷力，須有直達海底之可能。
- (三) 海岸之形態，須利於大風浪之發生。

海岸流攜挾之沙，往往推行及遠，據葛拉 (Gaillard) 氏之報告，美洲笏魯利達半島 (Florida) 東南海灘，曾發現沙礫，但其附近2000公里以內，並無沙石之跡，此項沙礫，當係海流由遠處攜挾而來云。

海浪蝕岸，朝夕於斯，無或停歇，即岩石之岸，亦難幸免，而陶土之岸，壁立如削，更屬易被侵蝕，甚至下脚凹入，岸頂孤懸，危若累卵，而海岸沙石爲海浪所淘刷，則粗重之質，堆積於近岸之海灘上，細微之質，推移入海，蓋海浪擊岸之後，飛躍而上，石礫先

第三〇六圖



墜，海浪迴流入海之際，細微之泥沙被挾而去，沉澱於較遠之海灘，參觀第三〇六圖。海灘之平坦者，所受浪之作用，視漲落潮而異。漲潮之時，浪挾海灘之沙向岸而來，迴流入海之時，粗重之沙礫下墜，細微之質隨之俱下，重質堆積之處，即為潮浪所達之界。落潮之時，其作用與漲潮時相同，但程序適相反。故海灘之上，雖受漲落潮之作用，而其高度仍無多變化也。

海岸之外，或有沙帶 (Watte) 者，足以屏障海岸，減少風浪侵蝕之力。此項沙帶之成立，或係舊時之海岸，曾經海流衝刷，乃與大地分離，或係河流所挾之泥沙，淤積於海灘者，其功效足以護岸。海灘之前，或有沙堆者 (Dünen)，乃由風力吹積而成，亦足以護岸。蓋海風向岸吹來之時，灘上之沙，被挾而行，遇有障礙，遂即聚積，愈積愈多，乃成沙堆。其迎海一面之坦坡約為 1 比 3 至 1 比 10，而向岸一面則為天然坡度。亦有用人工促進沙堆之成立者，詳後。

(乙) 海塘工程

(A) 概論

保護海岸工程，中國稱之為海塘。惟海岸綿延，護岸費鉅，自無庸一律施工。究屬護岸工程是否有此需要，當視被保護之地畝，(例如村落城市) 或建築物 (例如浴場燈塔信號等) 之價值而定。如所費之建築費，超過被保護之利益，而又無特殊情形者，未免浪費。故設計之先，首須考察實地之情形及被保護之利益，估計工價及修養等費用，統盤籌劃，比較利弊，務求不違反經濟之道為宜，或

海岸之形態如舌，久經水力冲刷，恐易與大地分離，將遭莫大之損失者，則護岸之工，亦屬不可缺少。至於保護海岸之方法，或就海岸之本身設法保護，或促進海岸前灘地之增漲，藉作屏障，或促進沙堆之成立，殺滅風浪之衝力，故海塘工事，可分為三類如下：

- (1) 護岸工程(Uferschutzwerke),
- (2) 保持或促進沙堆之成立(Sicherung und Ausbildung der Dünen),
- (3) 促進低地之成立(Beförderung der Marschbildung).

(B) 護岸工及護灘工

保護海岸與保護海灘，其法各異。而保護海岸須同時保護海灘，則其功效可期久遠。護灘用突出之建築物 (Vorspringende Schutzwerke)，護岸用平行之建築物 (Parallele Werke)，二者相連，合而為一，功效乃著。或以沙堆為間接護岸用者，則有護沙堆之建築物(Dünenschutzwerke)，其費較省，亦頗著效。

(1) 護灘工

護灘工從岸突出，形如丁壩，名曰護灘丁壩(See- oder Strand-Buhnen)，其功用非特保持海灘之現狀，不為潮浪所冲刷，並能促進丁壩間之灘地，日漸淤墊，故全部建築，須足以抵抗風浪衝擊之力，丁壩根端，應深埋海岸之內，免為高潮搜抉。丁壩之高度，須視海灘之高度而定，蓋海灘之漲高，自有定限，壩身過高，反為無益。而丁壩在水面以下之坡度，務求平坦，依據歐洲東海建壩之經驗，中水位以下之壩身，其壩頂可與中水位齊平，由此而上，則依

海灘之坡度與海岸相接。

海灘外之水流，方向頻變，故丁壩宜與海岸成直角，其長度須足以保護海岸前所需要之灘地，丁壩入海愈遠，則壩之距離，可以愈大。尋常通行者，壩距等於壩長，蓋壩距過大，海岸易於崩坍，殊失保護之意。茲舉例如下，以資參考。

例一 歐洲東海之護灘丁壩 曩時建築丁壩，結構簡易，或為單行排椿，或為雙行排椿，上端露出灘面，伸入海中20至30

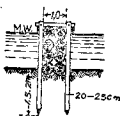
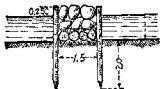
第三〇七圖

第三〇八圖

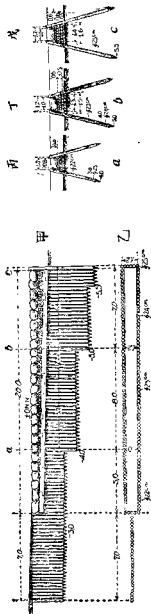


第三〇九圖

第三一〇圖



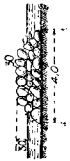
第三一圖



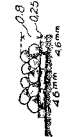
第三二圖



第三三圖



第三四圖



第三五圖

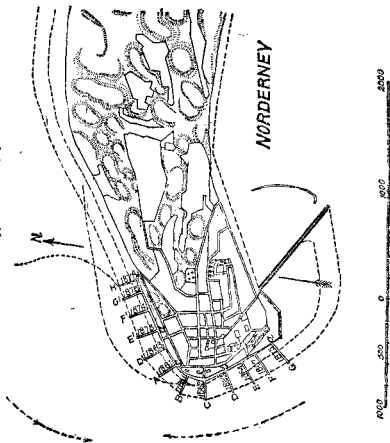


公尺。參觀第三〇七圖及第三〇八圖。久經潮流衝擊，樁多損壞走失，空隙之間，輒生深渦，海灘反受其害。嗣後發明壩身不宜堅密，不妨稍留空隙，任水穿過，以期減輕衝擊之力，而免發生深渦。故壩之新結構，採用梢料，例如第三〇九圖之結構，底層爲梢料，上壓塊石，兩旁每隔40公分，植立木樁一根，壩長爲40至50公尺不等，寬爲 $1\frac{1}{2}$ 公尺，壩距爲50公尺。又如第三一〇圖之結構，壩身全用梢料，兩傍植立木樁，上加橫木，壩傍木樁，亦有斜插土中者，取其穩固也，參觀第三一一圖甲至戊。或不用木樁，全用石料者，則受浪衝擊之力，更加微弱，參觀第三一二圖及第三一三圖。如地質爲沙，則石料之下，加鋪梢席，如第三一四圖。又有壩身完全用梢工者，深埋海灘之內，如第三一五圖。梢工分三層，其最上一層，每三年折廂一次。

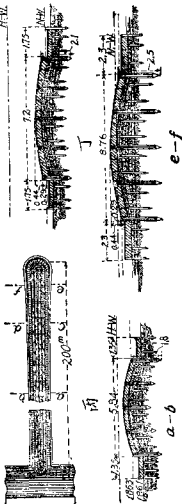
例二 歐洲北海之護灘丁壩 北海之浪力，較東海爲猛，故丁壩之構造，較爲堅固，梢工力弱，又不能耐久，故北海丁壩之面，多用石料掩護，參觀第三一六圖及第三一七圖甲乙丙丁。亦有在丁壩之間，加築副壩者，例如絲耳特島 (Sylt) 之丁壩，壩面爲混凝土塊。正壩結構，參觀第三一八圖甲乙丙。副壩結構，參觀第三一九圖甲乙丙。又如德國海爾葛蘭島 (Helgoland) 旁之沙洲，其保護四周灘地之丁壩布置，益爲周密，參觀第三二〇圖。

(2) 護岸工

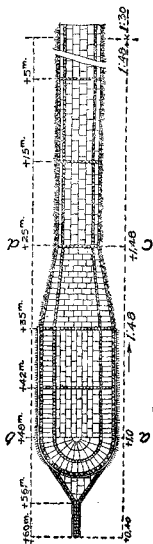
第三一六圖



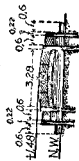
第三一七圖甲



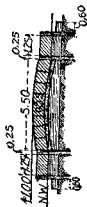
第三一八圖甲



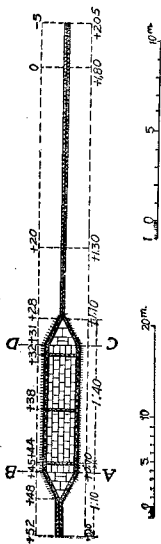
丙 C-d



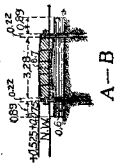
a-b



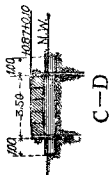
第三一九圖甲



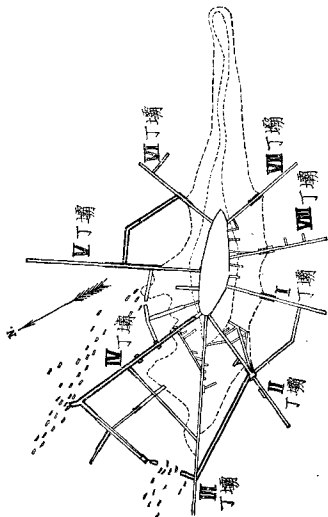
乙



丙



第三二〇圖



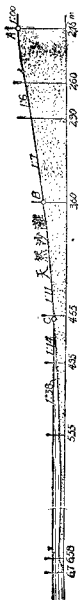
平行之護岸工，爲防禦海潮直接護岸之建築物。其兩端須與天然之海岸相接，交界之處，應妥爲掩護，免爲海潮所搜挾。海岸高陡者，保護之法有二：或掩護之工直接靠岸，或掩護之工築於岸前。採用前法，則岸頂墜落之土，在岸之前，設遇高潮近岸之時，即被攜挾入海。採用後法，則岸土爲掩護工所阻，愈積愈多，成爲天然岸坡，可植草木護面。惟掩護工當後部墜土未滿之時，外部則承受浪力，既填土之後，內部又受土壓，故其結構，須力求堅實。掩護工之頂，大都露出常潮或中水位之上。所用梢料或木料，忽乾忽溼，頗難耐久，祇宜用作臨時之建築，或用爲水面以下之鋪底材料。水面以上，宜用磚石，或混凝土，或鋼筋混凝土。掩護工之橫剖面，與抵抗浪之能力，亦有關係。蓋浪之衝擊力與水位之高度成正比，岸坡之上部，恆較下部被浪侵蝕更甚。是以建築物之形狀，宜採弧形。而海灘上之坡度，亦宜平坦，其要旨在使迎面之浪，不易上騰，並使迴流之力及速度，均須減小。如各種建築物之橫剖面及其表面之糙率相等，則迴流之力，完全與建築物透水之程度有關。

恩格司氏曾於德國薩克遜大學水工試驗室，試驗平行護岸工之形態。假定岸土爲沙質，而建築物不能透水。茲就其所得結果，摘要述之如下：（參觀第三二一圖至第三三五圖）

（一）假設護岸工之各種形態不同，試驗水面以上之海灘變化

如護岸工之坡度，大於 $1,75 : 1$ ，則海灘被刷，逐漸降低，而以岸脚處爲最甚，參觀第三二二圖至第三二四圖。如岸坡適爲 $1,75 : 1$ ，則海灘不漲不坍，全無變動。岸坡小於 $1,75 : 1$

第三一圖



第三二圖



第三三圖



第三四圖



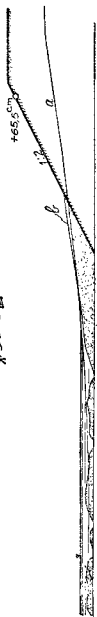
第三五圖



第三六圖



第三七圖



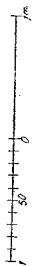
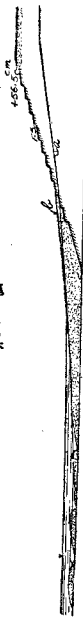
第三八圖



第三九圖



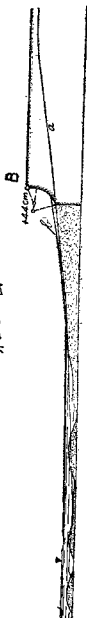
第三〇圖



第三一圖



第三二圖



第三三圖



第三四圖



第三五圖



者，如1:1, 1:2, 1:3, 則海灘反漸漲高，而以1:1為最大, 1:3為最小。但岸坡為1:4, 海灘又無變動，殊為奇特，參觀第三二五圖至第三二九圖。若1:3之岸坡做成階級式，則海灘之漲高，較之平式1:3之岸坡略大，參觀第三三〇圖。如岸坡為曲弧形，海灘亦漲高，以第三三三圖海灘所漲之高度為最大，第三三五圖海灘所漲之高度為最小。

(二)試驗海浪拍岸時水體所達之高度與岸坡形態之關係 試驗之結果，參觀第二十九表如下：

第 二 九 表

岸 之 形 態	0:1	A	B	5:1	C	D	1:4	階梯式 1:3	E
海浪所達之高度以公分計	40	43	44	44,7	44,9	51,2	55,2	56,5	56,5

2,5:1	2,75:1	1:3	1:1	1:2
59	59	65,5	65,5	65,5

各種岸式既異，則因抵抗海浪之衝擊，所須保護之面積，亦各不同。茲為便利比較起見，岸之高度一律從岸壁與海灘之交點算起，參觀第三二一圖B點，而面積之寬度，一律為1公分，試驗之結果，參觀第三十表：

第 三 十 表

岸 坡 形 態	0:1	5:1	B	A	2,5:1	1,75:1	C
面積(平方公分)	20	26	31,4	34	42	46	60

1:1	D	1:2	E	階級式 1:3	1:4	1:3
65	67,5	102	114	120	140	111

(三)各種岸坡形態與工價之關係

(1)平岸式 若欲比較價值，須將較1,75:1更陡之岸式除外，因岸坡過陡，則土之壓力頗大，護岸工必厚且深，工價太昂。據試驗之結果，最廉之岸式，為1:1及1:2。雖1:1之岸坡，其應保護之面積，較1:2稍小，（1與1,57之比）但1:1之土壓較大，建築物之厚度亦宜加大，故二者之價值，仍屬相埒。

(2)階級式1:3之岸坡 階級式1:3之岸坡，較之平式1:3之岸坡，所應保護之面積，比例為1:1,18。但階級式岸坡之建築費用，較平式者不僅為1,18倍也。

(3)弧式岸坡 比較價值，須將DE二式除外，因二者應保護之面積過大也。而BAC三式之面積比例，參照第三十表如下：

$$1 : 1,08 : 1,91$$

但C式下部三分之二為1:4之平坡，造價較弧式者廉，實際上三者之比例如下：

$$1 : 1,08 : 0,64$$

又因C式岸坡，漲沙最多，故較AB二式為優。

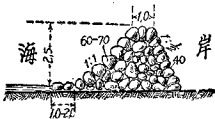
恩格司氏試驗之結果雖甚善，但僅限於光滑而不透水之護岸

工。實際上護岸工多能透水，且頗粗糙，海浪冲刷之力，又較猛烈，故學理上之試驗，祇可作為實際施工之一種參考資料而已。

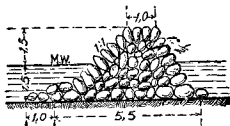
茲再舉歐洲平行護岸工之例如下，以資參考。

例一 歐洲東海之護岸工 海岸之前，堆石作壩，足以捍浪。壩之結構，異常簡易，石縫不加膠灰，則海水透入，浪力減小。惟石之堆砌須合法式，方免走失，參觀第三三六圖及第三三七圖。如海灘為沙質，則石塊之下，須用梢料作底，以免下沉，參觀第三三八圖及第三三九圖。但梢料之位置，須

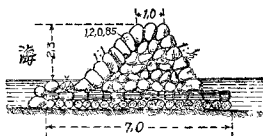
第三三六圖



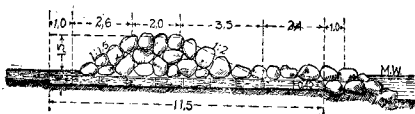
第三三七圖



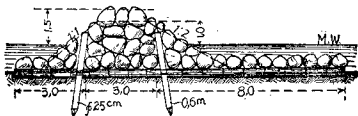
第三三八圖



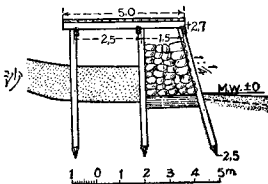
第三三九圖



第三四二圖



第三四三圖

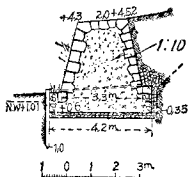


在中水位以下，令其常溼，庶可不致易於腐朽，此項建築不易損壞，卽有損壞，修補亦廉。又有在石壩之前或石壩之間，加釘木樁者，一則可防石塊走失，一則增加抵抗海浪之力，參觀第三四〇圖至第三四三圖。第三四三圖木樁上5公尺寬之平臺，乃兼作游泳臺者也。

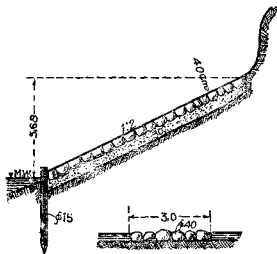
護岸工有作岸壁式者(Ufermauer)亦建於舊岸之前，其間距離，視岸壁上所需之坡度爲準，壁前之基礎，宜求堅實，導洩壁後積水，亦應注意，參觀第三四四圖至第三四六圖。

如須直接保護岸坡，則岸脚應先保固，或用排樁，或用板樁均可。岸坡之上，鋪砌石塊，或不用膠灰彌縫，而在石塊下鋪沙礫作底，俾其透水，參觀第三四七圖至第三四九圖。或

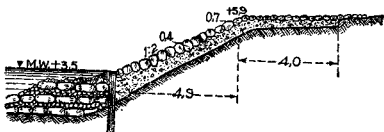
第三四四圖



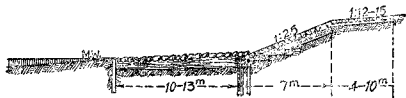
第三四七圖



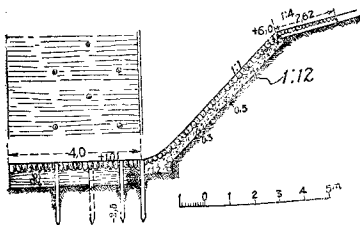
第三四八圖



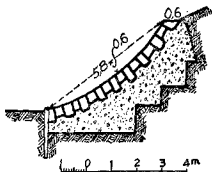
第三四九圖



第三五〇圖



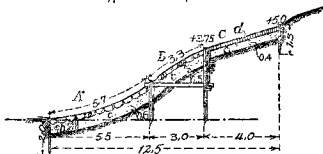
第三五一圖



用膠灰鑲縫，而石塊之下，用沙質混凝土（Sandbeton）作底，參觀第三五〇圖及第三五一圖。惟石縫透水者，浪來之時，水侵入內，浪去則水復出，其底層之沙礫，須足以消滅浪力，並勿易被水挾去，故底層應有相當之厚度，粗沙宜在上層，細沙宜在下層，如海岸附近，缺乏堪作底層之沙礫，可取海灘上之細沙與水泥混合，作為底層，其比例為1：12，但在相當之距離內，底層應酌留伸縮縫，如是則面層石塊，可以全部彌縫。

例二 歐洲北海之護岸工 北海護岸工之結構，功效較著者，如第三五二圖。其主要部分為大方石塊所砌成，用膠灰嵌縫，形如彎弧，並加排椿關土。石塊底層為石灰與沙混合而成。其上端岸坡，砌鋪磚塊護面。其下端岸坡，亦砌磚護面，底脚

第三五四圖

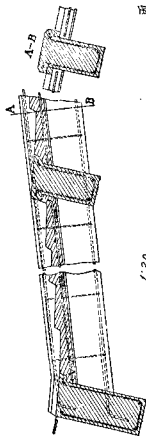


爲灰沙，d 爲煉磚，上下兩端爲板樁，中部有排樁兩層，以上三種結構，須視當地情形，酌量布置，所應注意者，護岸工之結構，上端須極力向上延伸，下端須力求深埋，其形態須足以阻礙海浪之上騰，木料及梢工，祇可用於常期浸水部分，否則易於朽腐，不能經久。

護岸工亦有用鋼筋混凝土構造者，據經驗所得，須具有下列七項條件，始足以捍禦海浪之衝擊。

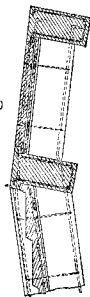
- (一) 護岸工宜於透水，但接縫須求其密，庶幾底層沙質，不致爲回浪所吸出。
- (二) 建築物不宜十分堅硬，須具有相當之彈性，但不可妨礙全部之穩固。
- (三) 建築物之重量，須能抵抗塘面底層水之頂力。
- (四) 建築物之全部，須易於查察，俾可隨時修補。
- (五) 建築物之基礎，須直達不凍之地層。
- (六) 建築材料，須不易爲海水所侵蝕，而能耐久。

第三五五圖甲

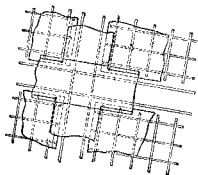


1:20

乙



丙



(七)建築費用，須力求經濟。

摩諾特 (R. de Muralt) 氏根據以上各項條件，曾擬定保護岸坡工之結構，如第三五五圖甲乙丙，其主要部份為鋼筋混凝土所製之樑及板，樑形如丁，兩翼突出，壓板之邊，板之四周，均圍以樑，故板在樑間，各個分離，與嵌在鏡框相類，但樑內鋼筋各處相連，雖樑偶有高聳之處，板仍不動。樑框於相當距離內，安設縫隙，或填膠灰 (Zementmörtel)，或填地瀝青 (Asphalt)，以備寒暑伸縮。樑板均就地澆灌，此項結構之優點，為岸坡係由多數各個分離之板所造成，板在樑間，可以活動，因樑為丁形，深埋土中，故無沖刷底土之患。而坡面為階梯形，既利行走，又可緩和海浪之上騰，減少沖擊之力，回浪之速率，亦因階梯而緩，對於岸土之衝刷，大為減小。此種建築，在荷蘭試用之成績甚好。其構造成分，視用途而異，茲舉例如下：

(甲)荷蘭效文島 (Schouven) 階式水泥護坡工，其成分之規定如下：

(1) 每日有海潮沖刷之處，或海浪猛烈之處，護坡工之成分，為：

3分洋灰，1分石滓，5分黃沙，8分石礫，

(2) 每日雖經海水衝擊，而無猛烈風浪之處，其護坡工之成分，為：

2分洋灰， $\frac{2}{3}$ 分石滓，5分黃沙，7分石礫，

(3) 超過洪水位之岸坡，僅為海水所抹及者，其成分為：

1分洋灰， $\frac{1}{3}$ 分石滓，3分黃沙，4分石礫，

按石滓(Trass)爲火山灰之一種，淡水內本可不用，但加入之後，可使膠灰格外善良，亦屬有益。

(乙)荷蘭曹特海濱之和恩地方(Hoorn an der Zuidersee)護坡工之板，其成分爲：

2分洋灰，1分石滓，5分河沙，7分河礫，

樑之成分爲：

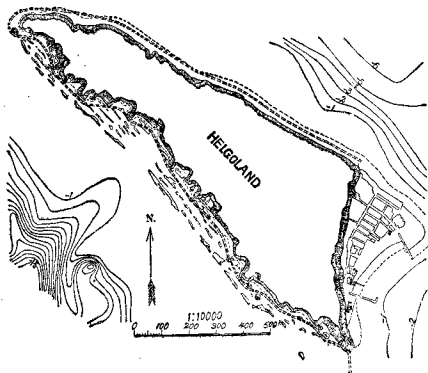
2分洋灰，1分半石滓，5分河沙，8分河礫，

以上二處，拌和混凝土，均用海水，成績均甚善。

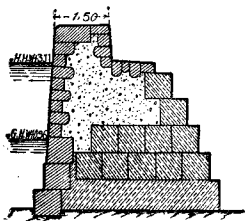
德國愛比河口外海爾葛蘭石島(Helgolander Felseninsel)之護岸工。依據費爾夏(Fälscher)氏之計劃，島之周圍，均築堅實之石壁(Schutzmauer)，參觀第三五六圖。僅東岸爲泊船之所，不築石壁。西南岸及北岸，浪力最猛，一律圍以石壁。其橫剖面參觀第三五七圖及第三五八圖第三五九圖。石壁之位置，在島邊天然峭岩之前，其間距離，須參酌峭岩之天然斜坡1:0,8而定。平均約當峭岩高度 $\frac{2}{5}$ 或 $\frac{1}{2}$ ，參觀第三六〇圖。石壁之功用，固足以保護岩脚，勿爲海浪所衝擊，而峭岩上部崩坍之石塊，亦聚積於石壁之後，不致走失。石壁之構造，在尋常洪水位以下，面部爲花岡石大方塊所砌，再上爲花岡石大塊所砌，後部底層爲石礫混凝土(Schotterbeton)，再上爲水泥大方塊所砌，中心爲沙礫混凝土(Kiesbeton)所填築。

按吾國海塘工程，以浙江海塘爲最著。考其沿革，據志乘所

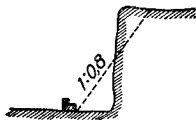
第三五六圖



第三五九圖



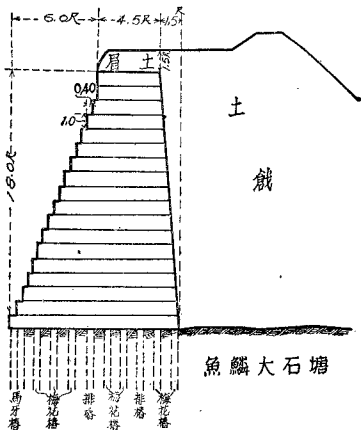
第三六〇圖



載，錢塘江塘工起源，遠溯秦漢。唐代鹽官捍海塘堤，已屬重築。厥後歷代修築，均爲土塘。至梁太祖開平中所築捍海塘，則以大竹破之爲籠，長數十丈，中實巨石，取羅山大木長數丈植之，橫爲塘。又以木立於水際，去岸二丈九尺，立九木作六重，象易既未濟卦，由是潮不能攻沙，土漸積，岸益固。又以竹籠不能永久，並採用薪墼，其制沿用黃河舊法。錢武肅王時，已築石堤。堤外植木十餘行，謂之混柱。明成化十三年，海寧決堤，乃斲木爲大櫃，編竹爲長絡，引石下之，汎濫乃定，仍作副堤十里以防泄瀉。清康熙四十一年，張秦修塘，欲圖石塘久遠，乃購巨石縱橫交砌，嵌以油灰，鎔以鐵錠，深根堅杵，加築子塘，以爲重障。並於險要處所，特築石磯，狀如偃月，使海濤澎湃而來者，與磯相觸，不得直逼塘身。康熙五十七年，朱軾用前人木櫃之法，以松杉宜水之木爲櫃，長丈餘，高寬四尺，橫貼塘底，實以碎石，以固塘根。乃用大石高築塘身，附塘另築坦水，高及塘身之半，斜豎四丈，亦用木櫃貯碎石爲幹，外砌巨石二三層，縱橫合縫，以護塘脚。康熙六十年，厲沂修塘，於土浮不能釘樁砌石之處，與築草塘，掘埽牛鋪底，以柴土間層加鑲，頂培厚土，又名柴塘。雍正七年，李衛於東塘水勢猛急之處，塘外建築挑水盤頭大草壩，形如半月，周圍簽釘排樁，中填塊石，竹篾上加埽料壓蓋，塔架頂衝，使水勢稍緩，可引漲沙漸聚。乾隆以後，修築塘工，以土塘草塘，不能經久，大抵改建石塘。石塘有魚鱗大石塘及條塊石塘之分，海濤猛急之處，加築盤頭。塘外灘上，建築坦水，用以護塘。坦水之制，以排樁順築三道，分爲頭坦二坦三坦。坦

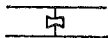
面或拋塊石，或填石壘，或鋪柴埽，或鋪條石，坦毀則危及塘根，故護塘須先保坦。塊石及柴埽，質輕易徙，已漸廢棄，今所用者，惟有條石，而條石平鋪，亦多為怒潮所捲，因此改為嵌砌與豎砌二種。海塘舊制，志乘略有記載，茲摘要述之如下：

第三六一圖



- (一)魚鱗大石塘 頂寬四尺五寸，底寬一丈二尺，高一丈八尺，計用條石十八層，參觀第三六一圖。條石每塊長五尺，闊二尺，厚一尺，丁順間砌，參差壓縫。石縫用油灰膠砌，接合處用鐵錠鐵錫嵌扣，參觀第三六二圖及第三六三圖。除去底二層及最上二層不留收分外，自第三層至第十六層，每層外

第三六二圖



第三六三圖

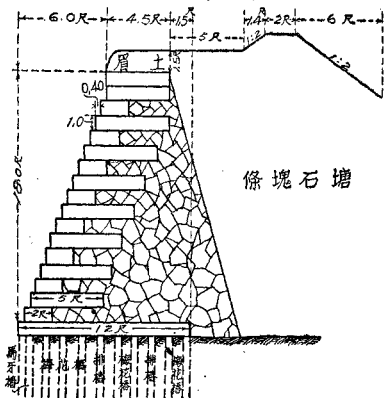


留收分各四寸，內留收分各一寸。塘底外口釘馬牙樁二路，中心釘排樁一路及後一路，每路每丈用樁二十根。又間釘梅花樁七路，每路用樁十根。

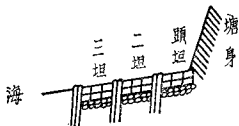
- (二)條塊石塘 乾隆元年，曾籌辦理海塘，曾有搶險石工，外用條石疊砌，內用塊石填塔。所用條石樁木，可減魚鱗石塘之半，工料省而成事速。底層外口釘馬牙樁二路，每路每丈用樁二十根，裏釘梅花樁五路，每路每丈用樁八根，塘身九層以上，始加錠錫，參觀第三六四圖。

- (三)坦水 坦水緊貼於塘基之前，或二坦，或三坦，以排樁一路相間。臨水釘排樁二路，每路每丈用樁二十根。每坦寬一丈二尺。坦面鋪條石，或平砌，或崇砌，或豎砌。底基用塊石深三尺。坦面及墊底亦有全用塊石者，約深六尺。坦坡向

第三六四圖



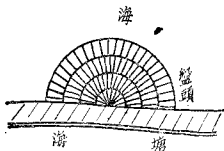
第三六五圖



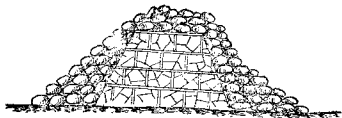
水約爲一比十，排椿之長約爲十六尺，參觀第三六五圖。

- (四)盤頭 盤頭卽挑水壩，形如半月，蓋因塘堤之外，或對岸漲沙，或潮水直冲，須擇要建立，以殺其勢，挑溜禦冲，最爲得力。或用條石變環鋪砌，或以埭牛鋪底，竹葉盛石爲脚，周圍密釘排椿，加鑲柴土，高約三四丈，半徑約六七丈。柴性柔軟，耐於衝激，間有埭墊，隨時修築，參觀第三

第三六六圖



第三六七圖

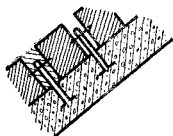


六六圖，亦有於塘外建築石壩以挑溜者，法以竹筴二層作底，內裝沙石，四周拋填塊石，以成坦坡之形。再安砌裝石木樑二層，用塊石蓋頂，或不用竹筴木樑，祇用塊石疊砌者，但易於淪失，不能耐久，參觀第三六七圖。

按此項石塘，缺點甚多，據李儀祉氏之考察，約有三端：（一）塘底樁細而淺，臨水缺乏板樁，且木樁不能常在低水以下。（二）塘身形式，不足以抵抗土壓，蓋頂石亦覺太輕。（三）坦水疏漏，鋪石過輕。然此項缺點，大都限於時代，科學尙未進步，料物亦未完備。結構略有錯誤，爲事實所難免，而計劃大體在築塘捍潮，坦水護塘，盤頭挑溜，苟能修守合法，亦頗足恃。故康雍間所建之塘，有至今未毀者，完全得塘前柴塘與石筴等保護之力，使海潮不至薄及塘根。將來改造舊塘，補救前失，李氏建議之立式與斜式兩種結構，均甚妥善，參觀第三六八圖及第三六九圖至第三七一圖，詳見李著改良杭海段塘工意見書。

又如江蘇寶山之東西兩塘，均爲土塘，坦水爲二樁二石或三樁

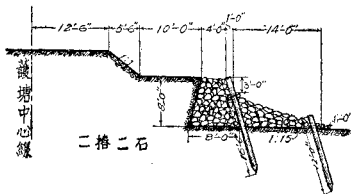
第三七〇圖



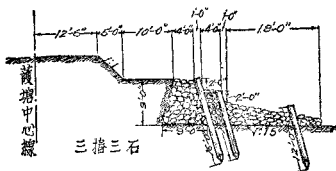
第三七一圖



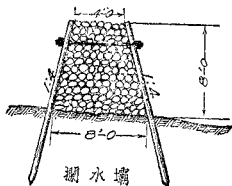
第三七二圖



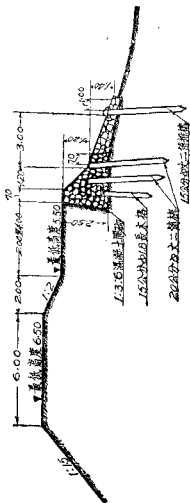
第三七三圖



第三七四圖



第三七五圖



三石，參觀第三七二圖及第三七三圖。而於險要處所，坦水之外約10公尺，加築攔水壩一道，用以保護沙灘，障蔽塘身，參觀第三七四圖。土塘之外，加築椿石工者，實即護灘之意，護灘方足以保塘，久經失修，則椿朽石落，侵及塘基，一遇風潮，輒成險工。而攔水壩之位置，在椿石工之外約10公尺，其高度在常潮之下，可以耐久，主要功用，在殺滅波濤之勢，為海塘之屏障。最近有因附塘之石，易於衝散，採用1:3:6混凝土膠砌，並在基礎之下，加釘小椿者，亦屬可取，參觀第三七五圖。又有數段採用立式鋼筋混凝土壁，作為塘身，後加土餉者，但塘外護灘之椿石工未加修補，混凝土壁之結構，亦欠完善，壁下又缺乏板椿，久經風潮，基土被刷，以致牆壁向外傾斜，反多危險。而立式牆壁與舊土塘坦坡交接處之結構，亦欠堅實，致有海潮搜背之患。總之吳淞口外，浪力較弱，依照舊法建築土塘，植草護坡，並以椿石工護灘，攔水壩破浪，較為合式，且又經濟。歷年塘工之出險，主因為忽於歲修，設能隨時加石培土，補換椿木，即可預患於未然。今日之所謂險工，平日均可預知，險而不修，一經風潮，乃致出險，所費工料且將十倍於歲修矣。

(丙) 護沙工

海潮波浪，衝擊岸灘，日積月累，則岸灘之形態凸凹不平，而沙土之坍塌，亦將日益加厲。尤以高潮之時，灘外沙堆，最易隨浪散失。於是海岸流所挾之泥沙量愈富，河口之淤墊亦愈易矣。故保護海岸之要件，為保持海灘之形態之整齊與沙堆之安全，護沙之

法，為促進前沙堆（Vordüne）之成立。前沙堆者，其位置更在海灘外天然沙堆之前也，前沙堆首當潮浪之衝，為天然沙堆之藩籬，而天然沙堆又為海灘之屏障，惟遇大潮猛浪，沙堆常被洗刷。欲求促進前沙堆之增漲，須安設障礙物，以便沙之沉澱。障礙物或能透水，或極柔韌，其積沙之情形，亦因是而異。第三七六圖為堅實不透水之障礙物前積沙情形。第三七七圖為堅實透水之障礙物前積沙情形。第三七八圖為柔韌透水之障礙物積沙情形。故促進沙堆之成

第三七六圖



第三七七圖



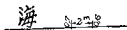
第三七八圖



立，以採用高約70公分之樹枝蘆葦，排列如籬，最為合宜。而選擇障礙物之位置，須求前沙堆不致為暴潮所損害，例如歐洲東海濱所採擇者，其高度超過中水位1.5至2公尺，海灘坡度為一比二十之處，障礙物距離海岸約30至40公尺。但歐洲北海所採擇者，其高度至少與尋常高水位齊平，或超過高水位1公尺。如海灘坡度為一比五十，漲潮高度為4公尺，則前沙堆距離低水位岸線約為250公尺，是以海灘過狹，或海岸太陡之處，殊不利於前沙堆之成立云。

前沙堆之形態，不宜過高，基礎須求寬廣，坡度宜於平坦；庶可抵抗風浪之衝擊，其迎海一面之坡度約為1：8，向岸一面之坡度約為1：3。第三七九圖至第三八六圖，表明促進前沙堆成立之程序。最初先編二籬，約高7公寸，距離為2公尺，如第三七九圖。編籬宜在春季，因四五六等月風沙最多也。沙為籬阻，積而成堆，如第三八〇圖。再於沙堆之頂，編籬二重，仍各高7公寸，如

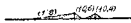
第三七九圖



第三八一圖



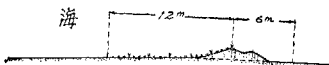
第三八〇圖



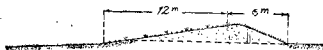
第三八二圖



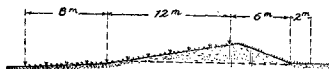
第三八三圖



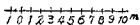
第三八四圖



第三八五圖



第三八六圖



第三八一圖，夏季積沙，如第三八二圖，秋季在沙面植草，則積沙愈易，如第三八三圖，翌年春季之沙堆形態，如第三八四圖，乃更推廣植草，如第三八五圖，經過第二年之積沙，其最後之形態，如第三八六圖，設風力不足，或未能及時興工，則漲沙亦將遲滯，必致稽延時日，沙堆既成以後，修養最爲重要，稍有變化，立即設法補救，庶不致誤。

第六章 堤防工程

第一節 河堤(Flussdeiche)

(甲) 隄防之種類

隄、防也，與堤通，以土壅水曰堤，亦稱爲堰，堰俗作埧。堤堰二字名異實同，皆積土而成，使水不致旁溢之謂也，故河工通用之。堤之功用，一爲阻攔洪水之泛濫，一爲保護田廬之安寧，完全爲農業方面之利益，而於治河方面則弊勝於利，不可不注意也。

堤之防洪水者，須與高地相接，名曰鎖堤(Geschlossene Deiche)或專爲抑制猖獗之河流用者，其位置斜伸河中，名曰敞堤(Offene Deiche)，或曰翼堤(Flügeldeiche)。

冬堤(又名正堤或大堤)(Winterdeiche oder Hauptdeiche oder Banndeiche)者，所以防冬季之洪漲也，冬季洪水之發現，於歐洲約當春初，雪融冰泮之際。

夏堤(Sommerdeiche)者，所以防夏季之洪水也。歐洲各河夏季之洪漲小於冬季，故夏堤之高度較低，冬洪可越而過之。夏堤所保護之地爲外灘(Vorland)，冬堤所保護者，爲高地，夏堤之位置在冬堤之間，乃因冬堤距離過遠，夾河建造夏堤，則冬堤外之灘地，可以種植也。堤以後之地曰內地(Binnenland)，堤以外之地名曰外灘。

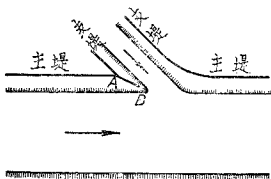
險堤 (Scharrdeiche oder Gefahrdeiche) 如第三八七圖，其位置在險灣中水位之岸，外無灘地，適當頂冲，最為險要。

第三八七圖



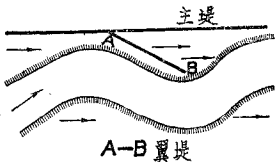
支堤 (Rück-od. Rückstau deiche) 如第三八八圖，所以防支流之洪漲者也，須與主堤相接。

第三八八圖



翼堤 (Flügeldeiche) 如第三八九圖，一端與主堤相接，堤頂與河岸同高，一端斜伸河中，乃所以防制河身之過分彎曲，勿使礙及

第三八九圖



主堤之安固者也。且洪水溢出河槽，平鋪下瀉，外灘之上，非僅淤積沙礫，亦常發生深渦與裂縫。翼堤之功用，亦足以分洪水之溜，使不為外灘害也。翼堤自 A 至 B 斜坡須平坦，B 部始免深渦之發生，或支河與幹河相交，欲保持其銳角，亦有築翼堤者，如第三八八圖 A B。

橫堤或名格堤(Binnendeiche oder Querdeiche)凡被保護之低田過長，則用格堤橫分之，苟主堤決口，其災僅限於一格也。

圈堤(Ringdeiche)所以保護村落市鎮者也。

臥堤(Schlafdeiche)者，乃舊堤之廢址，備築新堤者也。

吾國築堤，由來已久，禹貢曰，九澤既陂，按陂者，坡也，土披下而袤側也，此非陡崖之岸，乃坦坡之堤也。堤之名稱，亦屬繁多，由官修守者，曰官堤官堰。由民修守者，曰民堤民堰。以土築成者，曰土堤土堰。以石築成者，曰石堤石堰。此乃就修守之責任，與構造之材料，而命名者也。如就堤堰之性質，與命名之意義

而論，吾國河工又分下列各堤，茲臚舉如下：（參觀第三九〇圖及第三九一圖）。

（一）縷堤 臨河處所，修築小堤，以束河流，勢甚卑矮，形如絲縷，名曰縷堤，即歐洲之夏堤也。

（二）遙堤 距河較遠，築之以備異漲，即歐洲之冬堤也。

（三）月堤 因外堤單薄，或緊臨險要之處，恐難捍禦，內築月堤一道，以資重障，形如半月故名，或稱圈堤，圈堰，即歐洲圈堤之意。

（四）越堤 因內堤單薄，或係坐灣兜灣，以及地勢低窪，不足以資保衛，又無別堤可恃，乃越出舊堤，另築新堤，以為外藩，故曰越堤。更有稱月堤為內越堤，而以越堤為外越堤者，命意亦同。

（五）格堤 縷堤與遙堤之間，或縷堤與月堤之間，空地極長，恐縷堤一有疎虞，即順遙堤或月堤走溜，故於縷堤之內，遙堤之外，橫築格堤數道，縱使衝破縷堤，僅止一格，水流遇阻，不能伸腰，其別格之田舍，可保無虞，形如格子，故曰格堤，與歐洲之橫堤相同。

（六）戢堤 戢亦措柱之意，雖有堤而單薄，不足以資抵禦險工，必須外幫加築戢堤，戢其堤脚，戢堤大抵低於正堤，與盛漲時河內水勢相平，亦有因工款支絀，而分年挑築者，故曰半戢，又曰後戢。

（七）貼堤 堤身單薄，而幫貼之於堤內幫者，名曰貼堤。貼堤

之高與正堤相平。

(八)撐堤 堤外幫堤，撐持險要故名。黃運兩河，當劈堤極險之工，往往搶挑撐堤，大致與下戩堤相類，不過挑築於平時者曰戩堤，搶築於臨時者，曰撐堤耳。一撐不已，再加一撐，必俟內幫穩定，外幫不致透水，始可撒手。

(九)隔堤 內河外湖，或兩河並下，一清一濁，築堤隔絕，名曰隔堤。

(十)子堤 正堤卑矮，恐不足以禦盛漲，復於堤頂內口，添築小堤，即爲子堤，又曰子堰。築子堤者，多緣節省工款起見，或其臨時搶挑者也。

至於河之兩岸，重要之堤，設官駐守，一有疎虞，即干吏議者，謂之正堤，又曰大堤，歐洲名曰主堤。堤之本身，兩面坡分，名曰堤坡，有坦坡陡坡之別。陡坡僅容臥羊，坦坡勢堪走馬，故又有臥羊坡走馬坡之稱。堤頂之平如砥者，謂之平頂。如中心高出兩唇數寸及尺許者，謂之花鼓頂，亦稱鯽魚背。堤爪者，堤之兩頭壁立，勢必阻絕往來，因於兩頭居中放坡，築成馬道，以便料路行人之用，此馬道即是堤爪。

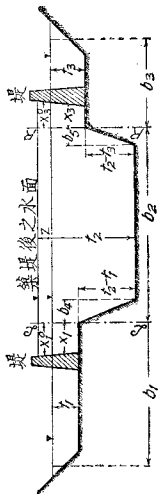
(乙) 堤線之規劃

選擇堤線，須求二堤之間，能暢瀉多量之水，並使堤身之位置，十分安穩，而規定堤距，必以下列各項爲標準：

(一)最大洪水位之高度，與水面之比降 J 。

(二)未造堤以前，洪水期內之河流橫斷面。

第三九二圖



第三九二圖爲測得之洪水位橫斷面。用LL及RR二縱線分爲三部，各部之平均流速爲 v_1, v_2 及 v_3 ，（自左而右計之）故全斷面之流量爲

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 \\ = b_1 t_1 v_1 + \left\{ b_2 t_2 - \frac{1}{2} [b_4 (t_2 - t_1) + b_6 (t_2 - t_3)] \right\} v_2 + b_3 t_3 v_3$$

堤成以後，河之橫斷面減少 ΔF_1 及 ΔF_3 二部，

$$\Delta F_1 = (b_1 - x_1) t_1$$

$$\Delta F_3 = (b_3 - x_3) t_3$$

橫斷面既減小，水面被束，必致漲高，姑定爲 Z ，而 Z 可預爲估算。蓋未築堤以前，經過 ΔF_1 及 ΔF_3 二斷面流出之水量，於堤成之後，須與從 $(x_1 + b_2 + x_3)Z$ 面積流出之水量相等。假設 $x_1' \cong x_1$ 及 $x_3' \cong x_3$ ，並估計漲高水面 Z 之平均速率，較舊槽之水，約大 $5/4$ 倍，於是得

$$\Delta F_1 v_1 + \Delta F_3 v_3 = \frac{5}{4} Z (x_1 v_1 + b_2 v_2 + x_3 v_3)$$

此式中之 x_1 及 x_3 可預爲擬定，作爲已知之數，而 v_1, v_2 及 v_3 可以從流速公式算出：

$$v_1 = c_1 \sqrt{t_1 J}$$

$$v_2 = c_2 \sqrt{t_2 J}$$

$$v_3 = c_3 \sqrt{t_3 J}$$

$c_1 c_2 c_3$ 可從赫馬克 (Hermanek) 氏之計算流速係數表得之。於是可直接求出

$$Z = \frac{4(\Delta F_1 v_1 + \Delta F_3 v_3)}{5(x_1 v_1 + b_2 v_2 + x_3 v_3)}$$

既得 Z 之值，須考驗堤成以後，其河流上段之水面漲高爲幾何。又因水之深度增大，其流速加大幾何。如各項均甚妥洽，則所假設之 x 值爲合用，否則須增加 x_1 及 x_3 之值，再行計算。

例題：參觀第三九二圖已知數爲

$$b_1 = 300\text{m}; \quad t_1 = 1,2\text{m}$$

$$b_2 = 300\text{m}; \quad t_2 = 6,2\text{m}$$

$$b_3 = 100\text{m}; \quad t_3 = 1,4\text{m}$$

$$b_4 = 30\text{m}; \quad J = 0,0004$$

$$b_5 = 29\text{m};$$

依據赫馬克 (Hermanek) 氏係數表

如 $t_1 = 1,2\text{m}; \quad c_1 = 33,6$

$$v_1 = 33,6\sqrt{1,2 \cdot 0,0004} = 0,74\text{m/sec}$$

$$t_2 = 6,2\text{m}; \quad c_2 = 53,3$$

$$v_2 = 53,3\sqrt{6,2 \cdot 0,0004} = 2,65\text{m/sec}$$

$$t_3 = 1,4\text{m}; \quad c_3 = 36,3$$

$$v_3 = 36,3\sqrt{1,4 \cdot 0,0004} = 0,86\text{m/sec}$$

預擬堤之位置，而 x_1 及 x_3 之值：

$$x_1 = 60\text{m}; \quad x_3 = 40\text{m}$$

則 $\Delta F_1 = (300 - 60)1,2 = 288\text{m}^2$

$$\Delta F_3 = (100 - 40)1,4 = 84\text{m}^2$$

$$Z = \frac{4(288 \cdot 0,74 + 84 \cdot 0,86)}{5(60 \cdot 0,74 + 300 \cdot 2,65 + 40 \cdot 0,86)}$$

$$= \frac{1141,44}{4369} = 0,26\text{m}$$

既得 Z 之值，乃考驗築堤前後之每秒鐘流量，而比較之。如其值相差無多，則前所假定之各值，亦均合用。

築堤以前之流量為：

$$Q = 300 \cdot 1,2 \cdot 0,74 + \left[300 \cdot 6,2 - \frac{1}{2} (30 \cdot 5,0 + 29 \cdot 4,8) \right]$$

$$\cdot 2,65 + 100 \cdot 1,4 \cdot 0,86$$

$$= 4933\text{m}^3/\text{sec}$$

堤成以後之流速為：

$$v_1 = 37 \sqrt{1,46 \cdot 0,0004} = 0,89\text{m}/\text{sec}$$

$$v_2 = 53,5 \sqrt{6,46 \cdot 0,0004} = 2,72\text{m}/\text{sec}$$

$$v_3 = 38,5 \sqrt{1,66 \cdot 0,0004} = 0,99\text{m}/\text{sec}$$

故築堤以後之流量應為：

$$Q = 60 \cdot 1,46 \cdot 0,89 + \left[300 \cdot 6,46 - \frac{1}{2} (30 \cdot 5,0 + 29 \cdot 4,8) \right]$$

$$\cdot 2,72 + 40 \cdot 1,66 \cdot 0,99$$

$$= 5022\text{m}^3/\text{sec}$$

考諸實際，堤成之後，河段較前縮狹，每秒鐘之洪水流量應稍為增加也。而中泓洪水流速 v_2 ，由每秒 2,65 增至 2,72 公尺，尚屬無礙。

如洪水之流量增加，則堤距亦須放寬。設遇河灣，則堤距較之直河更應加大，因堤線最忌彎曲，不可專循河灣之岸築堤，宜依據

河灣處之洪水斷面，使凹岸之堤，趨近其岸，凸岸之堤，遠離其岸，成一平緩之堤線，而介於凹岸頂點及堤之間，尤宜留存外灘，藉免水力之直接侵堤，而有潰坍之虞也。且外灘亦須善為掩護，莫使被水冲刷。總之兩岸之堤宜力求平行，蓋洪水流之斷面，苟驟寬驟狹，則冰凌易於壅積騰高，而越堤外溢，冰經堤頂，則損及堤身矣。

河岸之地質，若為堅壤，則易於築堤，設地質疎鬆，或當卑溼之地，則堤身有陷落之虞，將來建築與修養等費，必甚昂貴，施工之前，須預先實地踏勘，估計始可精確。凡遇大村落城市，或有價值之設備，均宜圍入堤內，即堤線稍有彎曲，亦所勿顧。而卑溼之區與深塘，須完全留在堤外，否則足以妨礙堤身之安全，不可不慎也。

吾國治河書關於堤防之計劃，亦多名言。潘季馴河防一覽有云「隄以防決，隄弗築則決不已，故隄欲整堅則可守，而水不能攻。隄欲遙遠而有容，則水不能溢。近來卑隄防者，既無真土，類多卑薄，已非制矣。且夾河東水，窄狹尤甚，是速之使決耳。」又靳輔治河方略有云「防河之法首在於堤，然堤太迫則易決，遠則有容而水不能溢。故險要之處，纒堤之外，又築遙堤，以備異漲。」由此可知規劃築堤，不可貪圍多圍田地，須以容納洪水為準，至若建築遙堤，以防異漲，亦屬經濟之道也。

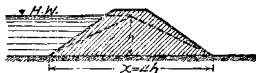
(丙) 堤防之橫斷面

規定堤防橫斷面時，所宜顧慮者，為水之壓力，為水流之冲刷力，為浪濤之衝擊力，為冰澌壅塞之時，勿使水越堤頂，為獾鼠與

地羊（地鼠）之爲患，茲分別論之如下：

（一）水壓力（Wasserdruck） 參觀第三九三圖， x 爲堤腳之

第三九三圖



寬，以公尺計， h 爲堤外洪水高出堤基之尺寸，亦以公尺計。

（二）水流之冲刷力 水流之冲刷力，以河灣之凹岸爲最猛，該處堤防向水之坡宜平坦，須植草或鋪石以掩護之。

（三）浪濤之衝擊力 堤防抵抗此力，以平坦之坡，加以相當之掩護爲善。

（四）冰塊壅積水越堤頂 保護堤身，與（二）（三）兩項同法。

（五）獾鼠與地羊 獾鼠與地羊爲害於堤工者最烈，此等動物鑽穴而居，於高阜及沙土鬆浮處爲穴，一遇汎漲漫灘，往往因此失事，有事於堤防者，不可不加意搜捕，以除堤工隱患。

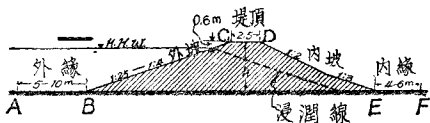
堤上植樹，最爲可危，蓋樹根入土，四面通出，水從隙入，積而外洩，堤土乃崩。故掩護堤面，以草爲適宜。

正堤之橫斷面，如第三九四圖。各部之名稱如下：

AB(Aussenberme)外緣，

BC(Aussenböschung)外坡，

第三九四圖



CD (Deichkappe od. Deichkrone) 堤頂,

DE (Binnenböschung) 內坡,

EF (Binnenberme) 內緣,

γ 為水之比重以(t)噸計。

γ_c 為堤土之比重亦以噸計。

μ 為堤與地層間摩擦角之正切 (Tangente des Reibungswinkels)。

欲求堤身堅固不移，須

$$\mu \frac{h \cdot x}{2} (\gamma_c - \gamma) \geq \frac{\gamma h^2}{2}$$

設 $\gamma = 1$; $\gamma_c = 1,5$; $\mu = 0,5$

則 $x \geq 4h$ 參觀第三九三圖。

設兩岸之土質疎鬆，不能載重，築堤其上，經久必致陷落，計劃之時，宜放寬堤脚，計算堤基單位所受之壓力，莫使超過相當之

限度爲要。

築堤之土，以不透水者爲宜。設附近僅有沙土，可於堤之中心，堆積不透水之陶土，或向水一邊之堤坡，用不透水之土掩護（參觀第三九五圖）。而尤宜注意者堤身之土，須與地面之土，緊密結合。而向內之堤坡，亦須平坦，使經久之洪水浸潤線（Sickerlinie），可常



第三九五圖

在堤身之內，否則水從堤足漏出，而堤上之土崩坍矣。（參觀第三九四圖）

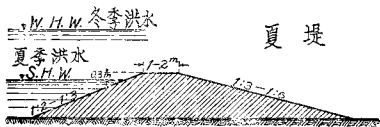
堤頂之高度，須超過尋常洪水位 60 公分至 $1\frac{1}{2}$ 公尺。堤成之後，則堤身盤陷，初築之時，不可不先加高。但加高之尺度，殊難確定，蓋土堤盤陷之高度，與土之性質，工之優劣，均有關係，須於實地預爲試驗，而確定之。堤頂之寬，以便於行走爲標準，約爲 $2\frac{1}{2}$ 公尺至 $4\frac{1}{2}$ 公尺。堤面之造法，與道路同，或向兩邊瀉水，或橫坡向河，僅向一邊瀉水。據經驗所得，以後者較優。

堤之外坡，直接受溜，故堤脚之外，須留隙地，備植草柳之屬，不可耕種。堤內之隙地，曰內緣。堤外之隙地，曰外緣。均用

以保護堤脚者也。內緣通常作為交通道路，搶險之時，可供運輸材料之用。

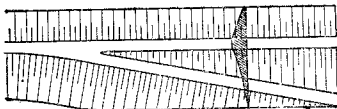
夏堤之橫斷面，與冬堤略異，蓋冬洪盛漲，溢出夏堤，故夏堤之內坡須格外平坦，並施以相當之掩護工，如第三九六圖。

第三九六圖



堤坡較陡，不便行走，可於適當處所，另築登堤之土坡，其斜度約為1:12，參考第三九七圖。

第三九七圖



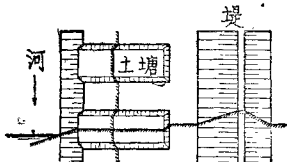
吾國築堤，最忌流沙，及夏冬二季，靳輔治河方略有云『流沙遇風即飛颺，遇雨即坍塌，即使本工並無好土，於築成後亦必遠處尋覓老土，三面各浸蓋五六寸（16公分——19公分），行蹟數遍，方免剝削卑薄之病。夏月土鬆，易於蟄陷，冬月土凍，不能凝固，非緊急搶險，仍擇二三四月八九月農隙土堅，修築最宜。』

至於吾國治河書關於堤防坦坡之理論，張鶴翮河防志略有云『古人於臨水河堤，適當迎溜頂衝之處，恆用極大坦坡，以為風浪齧蝕之備。靳文襄議高堰坦坡之意曰，水性至柔，乘風則剛，臨河坡勢陡峻，則怒濤撞激，易於崩沖，若用坦坡，則水之來也，不過平漫而上，其退也亦不過順縮而下，坦坡堤能制水而不致抗水，故乘大水乘大風，止於隨高逐低，而無怒激之勢，水無怒激之勢，自無沖崩之虞，此乃以柔制剛之道，誠理勢所必然者也』

（丁） 築堤工事

築堤之土，大都採取外灘上不透水之沉澱沃土，採取之法，參

第三九八圖



觀第三九八圖。外灘上所挖土塘 (Grube)，於洪水之後，仍可依然淤滿。而土塘間所留土埂，足以阻滯洪水，使之緩流，利於泥沙之沉澱。設堤之外灘，土料不足，須用沙土築堤，則外坡宜用不透水之沃土掩護。但堤內地層上之沃土，禁止採取，蓋堤成之後，不能再淤積也。

設舊堤薄弱，須加土增厚，則加土宜在外坡之上，不宜在內坡之上，因新舊土之黏合，全賴洪水之壓力也。如舊堤外坡，本已植草，可先鏟下，待新堤造成，再鋪於新坡之上。

吾國築堤，治河書紀載甚詳，茲摘要述之：按築堤之要有五：勘估宜審勢，取土宜遠，坯頭宜薄，碾工宜密，驗收宜嚴。備是五者，工必固矣。不宜於隆冬，懼凍土凝結，凌塊難融，雖重碾不能追透。亦不宜於夏，恐水至漫灘，無土可取，故凡大興工作，非春秋不可也。估計之要，必因地勢。周禮考工記曰，善防者，水淫之。註曰，防所以止水，不因地勢，則其土易崩，蓋必擇高阜處，不與水爭地，然後能禦水。隄身不宜過於順直，不妨少有彎曲。他日如遇河溜壅澇而來，逢坡身外曲處，不過壅工二三段，即挑溜開行，否則順走隄根，生工不已，此屢所經歷，信而有徵者。估計之要，先坡頂丈尺，以次收分。頂寬或五丈（16公尺）或三丈（9.6公尺）兩坦按裏三外五估算，名臥羊坡。其高較盛漲水痕高出水面五尺（1.6公尺）為度，務使水平較量確切，不可疎忽。坡成之後，再於兩坦多種芭根草，可免水溝浪窩，及風浪撞刷之患。

築堤首重土塘，工員稍不經心，外灘則挖成順堤河，致成隱

息。內塘普面坑窪，一雨之後，積水汪洋，遇搶險時，無簣土可取。故開工時，即先定土塘，務離堤根二十丈（64公尺）。向來築堤取土，或取外灘，或取內塘，或兩面皆取，辦法不一，以理而論，當以外灘取土為是。緣外灘土塘一經黃水漫灘，便可淤成平陸，乃取之不盡者。內塘則取一筐少一筐，自應留存，以備搶險。前定土塘離堤根二十丈（64公尺），係指完工後而言。插夫時應計堤工每丈用土若干，如頂寬三丈（9,6公尺），底寬十五丈（48公尺），高一丈五尺（4,8公尺），每丈需土一百三十五方（約1350方公尺）。土塘以挑深五尺（1,6公尺）為度，每丈可出土五方，必得二十七丈之土。方敷工用，連原留二十丈，應於堤根四十七丈（150公尺）外插鐵挑起，逐漸退後，迨堤工造成，尙在二十丈以外。然必得各工員收下方，始能照此辦理。何為下方，插塘之後，即照挑引河之例，每日科塘發給工資，收塘內已出之土。其挑出之土，務須按段派人查察，不許絲毫拋灑，否則塘內出土多，上堤之土少，必致累工。亦有收上方者，但多挖壞土塘之病，開工之前，即宜嚴行禁止為要。

隄既估定，應看地基，如係老土，只須重碾套打一遍，謂之行地碾。如係新淤地面，必須刨槽深二尺（65公分），亦不必照原估底寬，全行刨挖，只於臨河一面挖寬三丈（9,6公尺）足矣。刨成後用碾套打，所有邊槽土必須兩坯分做，追打堅實，錐試不漏，方準再行上土。

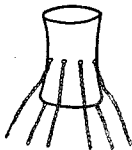
上土坯頭愈薄愈妙，宜定以制限，俾知遵循。今定每坯以虛土

一尺三寸，打成一尺爲式，如估高一丈五尺（4,8公尺）之堤，令其十五坯做，倘少有不敷，再加一漫足矣。每分工上，多截木段以一尺三寸（42公分）爲誌，俗名謂之紗帽頭，每坯土照此高厚，以憑一律。總之堤工堅實，全仗碾工，碾工之所以得力，必得薄坯，方能達到。如坯頭過厚，雖有重碾，亦無能爲力，故辦理堤工，不得不認真查察坯頭也。惟兩分工交界處所，彼此相讓，每留成一大溝形，最爲隱患，必須於連界處，各交互多做兩丈，如上段於底坯多做二丈（6,4公尺），下段於二坯多做二丈，各自行碾，務使坯坯交互，夯碾堅實，以免交界虛鬆之病。

堤工按坯上土，乾潮不一，必須使水窖之，方能合式。如一坯上完後，先令邊斂或挑溝或挖坑將水傾於坑內，漸漸窖透至半乾時，用碾連環套打，自可保錐。如實在無水之處，須將頭斂土撤去，用二斂以下潮潤之土，乘其潮性，即便行碾，不可逕行乾打，其保錐較用水更爲穩當，惟坯頭要薄耳。

堤之堅實，全仗碾工，碾有腰子碾燈臺碾片子碾等名（參觀第三九九圖及第四〇〇圖第四〇一圖），三者之中，以腰子碾爲最，每架碾頭應重七十餘斤（約40公斤），方爲合式，但碾取其重，然其追地，又在撒手，諺云起得高，落得平，便是會打碾人，如撒手少有不均，則東倒西歪，不能平平落地，必有打不着之處，即不能保錐矣。其燈臺碾片子碾皆是短攤子，宜於坦坡，而不宜於平地，所謂有利有不利，用之得其當而已。腰子碾每架應用十人，春秋日連環套打，每日能打二十五六方。有僱工記日者，有包方者，日記

第三九九圖



腰子礮

第四〇〇圖



燈台礮

第四〇一圖



片子礮

第四〇二圖



木夯

第四〇三圖



方石杵

第四〇四圖



圓石杵

礮，以日計工，其弊在偷懶，包工礮論方計價，弊在草率，惟有論方包錐之礮為妥當。於每日收礮方時，以簽錐試，少有漏滲，即令再盤，盤好再收，庶無弊混。堤工之至重者，莫如兩坦坡，必須坯坯包坦套打，完工後再於坦坡上普而套打一遍，方能堅實。再有套二礮之法，係一礮連打二下，不如令其東西一單遍，南北一單遍，更為周密。至各段應用礮多寡，總以出土計算，如土塘夫多而礮少，必致無地出土，俗名地閑，土塘夫少而礮多，又無地可打，俗名礮閑，二者皆致累工，必須斟酌周到，礮多添夫，夫多添礮，使礮地兩不閑，則得之矣。再草根樹枝之類，一入土內，必至漏錐，每坯應另僱日記夫一名，揀淨草根，庶無後患。礮工不到之處，則用夯杵補充，夯人杵小，其形式如第四〇二圖及第四〇三圖第四〇四圖。

第四〇五圖

凡築堤之大弊，首在挑挖隱根，隱根挖深一尺，則堤工高處，少做一尺，不特工程較別段低矮，而外灘所挖窪形，即成順堤河，其為隱患，正復不淺。前人有釘誌樁之法，以杜其弊，然偷挖誌樁之弊，更不一而足。其實地面之新舊，一目了然，認真查察，豈能少有弊混耶。其次則底坯坯頭高厚，然疊加簽試，亦難掩人耳目。簽試用長鐵錐（參觀第四〇五圖），於堤頂堤腰錐試，拔出即以壺水灌之，土鬆者水即



鐵錐

不能久注，則雜用土沙及不加夯碾之弊立見。惟築堤之時，土內多加水分，亦可保錐，不可不細察之。惟包邊碾一弊，甚難查察，何謂包邊碾，如堤底寬十五丈（48公尺），坡係五收，行碾時兩邊只打丈許（3,2公尺），任憑簽試坦錐，不見滲漏。故收工時，坦錐飽滿後，尚應用鐵於坦土刨挖一坑，用簽橫打，如此則立見滲漏，此乃收工時查弊之法。再收工時須辨土色，純係沙土，滲而不漏，新淤土飽則滿飽，漏則大漏，必得兩和土重碾套打者，錐錐飽滿，百無一失。

若夫舊堤須增卑培厚者，尤當加意，稍不經心，堤工新舊不膠，難資捍禦。加幫底寬若干，即照平地行碾若干寬。再將老堤坦坡樹木草根剷盡，坡上切成塔級樣子，每磴寬尺餘，與新土層層犬牙相錯。如至平頂，又將堤頂草根剷盡，頂土挖透半畝，俾新舊聯絡，然後普面逐層加高，斯可無蟄裂之患矣。

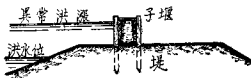
（戊） 修守事宜

保護堤防，不在僅求隱身之堅固，而堤面草皮與堤外灘地，尤應注意。蓋保護草灘，即所以間接保護堤防也。堤上之草，每年須刈割，並鋤去雜草。於早年可任馬羊踐踏，草皮益加堅實。但堤上之樹木，殊礙堤身之安全，應完全鏟除。堤坡發現裂縫，應趕速修治，不可疑慮。而保護堤外之灘地，首宜求河岸之保固，否則易被冲刷。

當洪水期內，凡屬搶險材料及用具，例如梢料椿樁木板肥料沙袋陶土袋等類，均宜先期置備，以免臨時周章。

堤防之高度以能防止高水位為標準，但偶值冰塊壅積，水面異常漲高，堤身乃頽於危。故守河者宜精細查察，於冰塊壅積處之上，暫時加築子堤。法於堤頂近河一邊釘木板二行，距約6公寸，中實以土或肥料，參觀第四〇六圖。亦有祇以木板障水者，大都堤頂

第四〇六圖



增加之高，約為5公寸至6公寸。設時間短促，不及釘板實土，亦可堆積沙袋或陶土袋，藉以障水。此種建設於冰泮之後，即可撤除。

設洪水暴漲，舊堤之高不足以範之，雖可於堤頂之上，搶築子堤(Aufkadung)，增加高度，然子堤為水衝損，則危及舊堤。蓋久經洪水之舊堤，土多浸水，逐漸疎鬆，如子堤稍有損傷，土即上浮，轉瞬之間，堤之決口，可擴延甚長，莫可挽救，而堤脚附近，立成深渦矣。按堤之將決也，往往有水從堤之內坡湧出，湧出之道，或為獾鼠之穴，或因堤身係二種土質所成，而混合未能均勻，以致沙帶橫互其間，為出水之道。設流出之水清潔，堤身尚無崩潰之虞，設流出之水混濁，則決堤在指顧之間。因浸入堤內之水，挾沙而出，則水脈與堤之空隙均已擴大，苟倉卒無法補救，未有不崩決者也。決堤之變化，迅速異常，有修守之責者，不可稍事躊躇，坐失時機，須敏捷鎮靜，努力搶險，惟補救不得其法，亦足以敗事，不可不慎。當

水從堤之內坡湧出也，切不可塞之，否則此塞彼潰，彼塞此潰，勞而無功，須堵塞堤之外坡水口，較為合宜。然外坡水口，往往在水面之下，倉卒之間，不易尋覓，延誤時間，堤乃潰決。是以最妥善之法，莫如於危堤之內，另築臨時月堰一道 (Quellkade)，壅積由堤身湧出之水，使其抵抗力與洪水之壓力相均衡。（參觀第四〇七圖）於是舊堤處於水力均勢之下，而得苟安，洪水退後，再為修

第四〇七圖



葺。月堰之構造或植板樁，中實以土，或堆積沙袋。前者費時較多，後者較為簡易。總之事先須有相當之人夫工料，準備待用，方足以僥倖於萬一也。

河灣凹面，堤外之灘地極狹，一經冲刷淨盡，堤身岌岌堪危。蓋灘地被刷，堤之外脚即失去支持，堤脚先坍，漸及堤頂，終則全部崩坍，應於危堤之外，迅速加埽掩護堤坡，於洪水未退之時，水壓埽工，緊貼堤身，或可救急於一時。然洪水退後，堤仍失其重心，終難免於崩坍。故有修守之責者，當水勢下降之初，急宜搶護危岸，不可緩也。

堤防既決，因水力之猛，往往於舊堤之基，刷成深長之跌塘；其深度有至15公尺者。刷出之土，被水攜挾沉澱於堤內之田畝，此種土質，並不肥沃，掩蔽良田，殊妨農事。

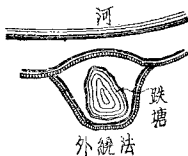
修補決口之堤，其法有三：（一）將跌塘留於堤身之外，即係另築新堤，繞越跌塘之背，而成月形，堤外跌塘，歷經洪水，仍可自然填滿，此種修法，名曰內繞法 (Einlage)，其法最善（參觀第四〇八圖）。（二）築新堤於河邊，圍圍跌塘於堤內，名曰外繞法 (Auslage)，此法殊欠適當，因深渦在堤之內，固永無填塞之機會，且堤之內坡，逼近深渦，頗屬危險，勢必另建包圍跌塘之月埝 (Ku-verdeich)，如第四〇九圖及第四一〇圖。月埝兩端與正堤相接，月埝之構造，尤須謹慎從事，因當洪水期內，正堤兩邊之水壓，適成均勢，若月埝一有疎失，跌塘之水外溢，正堤均壓之勢，驟然消失，易生危險，不可不慎。（三）築堤於原址，填滿跌塘，但塘之深度，往往達十餘公尺之多，填墊殊非易事，費用又極昂貴，且新堤前後之地址，尚存深槽，殊於堤身不利也。

吾國治河書關於修守堤防，堵塞漏決，保護堤身，亦有極詳盡

第四〇八圖



第四〇九圖



第四一〇圖



之紀載。其主旨與西法相類，現在河工仍多沿用舊法，特不厭其詳，述之如下：

修，修治也。守，防守也。修守云者，治其病而防其患之謂也。河工之設，興利除害，二者而已。病不治，利莫由興。患不防，害莫由除。是故修守者，一而二，二而一者也。有修斯守，有守始修，守因修生，修從守出，不可偏重，不可偏廢。重修而疏於守者，工程雖極整齊，而一經汎水當衝，潰決隨在堪虞。重守而忽於修者，防禦雖甚嚴密，而日久河淤堤矮，無處不患其漫溢也。廢修廢守，則水利難收，水害頻薦，其弊且不可勝言，夫豈漫決已哉。雖然世亦有不修不守之河，如大江以南，地勢平衍，河流激激，岸高浪靜，水由地中，但有水利，而無水害。第亦須蓄洩有方，有時設閘建壩，因地制宜，以備節宣者，猶不得謂為不修不守。惟寒北一帶，曠土廣袤，居民寥落，地高岸闊，瞬息千里，雖有水害，不足為患者，始可謂為不修不守也。且修守之舉，尤非因仍拘執，所能畢事，要亦貴乎審勢善備，隨機應變，始克竟其全功。是以吾國河工，修有歲修搶修之分，守有官守民守之別。歲修者，以歲定額款，興修通常工程之謂也。因係冬勸春修，亦曰春工。人第知伏秋大汎，為河防喫緊之時，而不知所足恃以抵禦大汎者，首在歲修。歲修得法，則歷伏經秋，從容坐守。不得其法，則一交大汎，搶救不遑。至於汎水已長，歲修未竣，則事事措手不及，恆致潰敗。故前人有言，歲修宜早，勿失其時。黃河舊例，每年霜降水落之後，汎員周徧巡歷，趁在冬季以內，細細估定。一交春令，即次第興辦，庶勿致

誤。搶修者，臨時發生險工，趕緊搶築之要工也。其性質與歲修不同，歲修宜早，而搶修則貴乎神速。一旦發覺險工，務須即刻估工撥料，撒手搶辦，一氣呵成，稍有鬆懈，必致偵事。官守者，由政府派員工駐守，修治防護，是其專責。民守者，雖有河務，未設專員，守汛之責，屬於居民。更有官民合守者，官民合力守汛，協同搶護也。官民分守者，官民均有責成也。官督民守者，未設河員，防守之責，在於附近居民，而由地方官監督辦理也。民助官守者，原設河員，專任修守，及至汛期，復由沿河居民，幫同防護險要者也。

至於修守之法，安瀾紀要述之甚詳，有云『治河如治兵，必先嚴其壁壘，能守而後能戰。河工之大堤，卽城垣也。守堤之兵夫，卽士卒也。有堤而無人，與無堤等。有人而不能用，與無人等。若不籌畫於先機，講求於平日，雖人滿長堤，心志不一，變生倉猝，茫然不知所措，如驅市人而使之戰，其鮮有不敗者矣。河工守長堤，較難於守壩壩。蓋有埽之處，料物儲備，兵夫齊集，人人如臨大敵，遇事一呼卽集。大堤則地長人少，不能聲息相通。汎水未漲之時，往往人心懈怠，以爲儘可無慮，殊不思可慮卽在於此。爲廳營及文武汎員者，當不憚車馬之煩，將所管境內堤堰河灘形勢，平時勤加履勘，了然於心目之中，各段兵堡人夫，及堤裏堤外附近村民，聯絡如家人父子。一經大汎，則長堤之上，綦布星羅，守望相助，如臂指之驅使從心，雖有強敵，何能撼之。』而對於防守事宜，分條列舉，亦多可取，茲摘要錄之：

- 『(1)廳官所管汎地，自上交界起，至下交界止，必須將堤身寬窄高卑，土頭好醜，離河遠近，灘唇高矮，埽段高卑新舊，通工形勢光景，細細了然於心目，一遇長水報險，胸有把握，不致張皇失措。
- (2)無論桃伏秋凌四汎，凡有埽之處所，須查看水勢變遷，或上提或下挫，即須預備正雜物以防之，庶不致臨時手忙脚亂。大凡水勢變遷，必由逐漸而來，萬無猝然而至之理，故須隨時審察情形也。
- (3)防守長堤，須知河勢，黃河大都數里一彎，其埽灣處，埽工居多，然亦有灘面寬闊不到堤根者，防守之責，當於未經漫灘之先，沿河查看，總之坐灣之處，堤身必須格外高厚，蓋河水一經出槽，又值順風，則風湧溜逼，水勢極高，與各堡漫灘情形不同也。
- (4)漫灘水到堤根，必須日夜巡查大堤裏坡，有無滲漏，如裏坡一見潮潤，即須時刻留心，倘有滲漏，應照堵漏子章程如法辦理。日間由堤面行走，一目了然，夜巡更為吃緊，務要細心查看。
- (5)外灘如有順堤河形，當於進水河頭，築壩攔截，但只能攔半槽之水，若普面漫灘，雖有攔壩，不能為力，凡有切近堤身之河形，再築小土壩數道，層層挑護，務使溜勢外開，不傷堤身為要。
- (6)外灘如有普面大窪形，一經漫灘，水面寬闊，每遇風暴，必

至傷及堤身，最爲危險。如有碎石之處，卽做碎石防風，得
以一勞永逸。或有淤七之處，放大堤坡，包淤亦可經久。倘
二者俱不可得，當於該處堆料幾垛，並備五尺長大簍子若
干，如水至堤根，猝遇風暴，趕緊搶護，尙易爲力。

(7)大堤外連年水至堤根者，尙無大患。惟或因灘唇高仰，或
因外有民埝，多年未曾經水，轉爲可慮。何則，灘唇塌卸，一
經盛漲，則河水出槽，民埝失事，則溜勢奔騰，直注堤身，萬
一堤有滲漏，猝不及防，往往因而漫溢，其害不可勝數，必
須防患於未形。如有此等工程，須於大堤外幫築土墩，先行
地礮，放五收大坦坡，層土層礮，夯築堅實。

(8)大堤高矮，未必能一律相平，漫水一到堤根，卽須各處察
勘，如普律高五尺，一兩處高二三尺者，卽趕加子堰以防水
勢續長，免至臨事周章。』

大汛之時，萬一正堤走溜，爲至險至急之事。古人云，蟻穴沉
甕，蓋不急救，則害且不測。猝然遇之，雖智勇者，不能不驚心動
魄，然必靜以鎮之，察其形勢，施工搶救，庶不致氣沮神消，手忙
腳亂。凡有走漏之處，當先知堤身是淤是沙，離河遠近，有無順堤
河形，測量堤根水深若干。見有漩渦，卽是進水之門，速令人下水
踹摸，一經踹著，問明窟窿大小，如係圓方洞，則用鍋扣住，令其
用腳踹定，四面澆土，卽可斷流。如係斜長之形，一鍋不能扣住
者，應用棉襖等物，細細填塞，或用口袋裝土一半，隨其形象塞
之，仍用散土四面澆築，亦可堵住，此外堵法也。或臨河一面，不

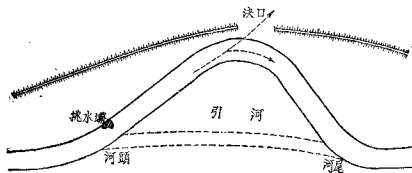
見進水形象，無從下手，只得於裏坡搶築月埝。先以底寬一丈(3.2公尺)爲度，兩頭進土，中留一溝出水，俟月埝外周高出外灘水面二尺(64公分)，然後趕緊搶堵。如水流太急，紮一小枕攔之，裏面再行澆土，更爲穩當。仍須外面幫寬，夯碾堅實，俟裏外水勢相平，卽不進水，此內堵法也。如堤頂寬闊，有於走漏之處，堤心挖一溝，務須大坦坡，見水而止，卽用棉絮等物，於進水處塞之，亦可斷流。然不可輕試，恐反易肇禍。倘大堤土性沙鬆，諸法搶辦不及，竟至塌透者，不可驚慌。因彼時口門不過數丈，當於見漏時，先紮一枕，較外灘水深高一二尺(五六十公分)。如水深三尺(約1公尺)，枕高五尺(1.6公尺)。倘竟塌透，卽將此枕攔於口外，用橛釘住，使水流稍緩。一面多僱搬手，排立兩堤頭，將土粉下。一面令兵夫數人，立於缺口內，連臂閉日齊力跳躍，以免瞋目傾跌。所粉之土，須從人頭上滾下，漸跳漸稠，亦可閉氣。惟沙土堤有此辦法，然亦僥倖於高一耳。總之臨危濟急，不如防患未形，果能春初築堤，夯築堅實，既無罅隙，何致復有滲漏耶。

設堤不能守，終於潰決，則漫口有分溜奪溜之別。如大溜尙走正河，漫口不過分溜幾分，謂之分溜。大溜全歸口門，正河下游乾涸，謂之奪溜。堵合之事，須酌量情形，審慎施工。茲就舊法摘要如下：

- (一)堵合頂冲決口 凡決口開於頂冲者，其堤必橫，其溜必直。既決之後，大溜必全入口門，口門以下故道，既不行溜，必立見淤墊。故道既淤，則口門之水更急，不得不開掘

引河，以分其勢。第河之大溜，必走中泓，口門對岸無近溜開河之處，須於直河上游初轉彎之處，尋覓引河河頭，貴於迎溜。大致口門在北，其直河初轉之處，溜必在南，口門在南，其直河初轉之處，溜必在北。至灣灘盡頭處，置引河尾，以歸正河。河身不宜太窄，恐受水無多，難避挽溜，以入新河。亦不宜太淺，恐水不全趨，勢緩則墊。河之長度，又不可過爲短促，否則恐難引溜成河，或水流未舒，卽爲正河所抑，滯淤旋淤。河頭須大，河尾須小，河底須一律深通，河身須寬闊屈曲。蓋河身太直則水勢平緩，而無波瀾湍激之勢，久亦漸淤也。然培合之工，不可太急，須先裹護決口堤頭，俟引河將次告成，然後進壩。約進至已東住大溜十分之三，卽便將引河盡行開放，使水分注，則口門之溜自減，壩亦易進矣。如再於河頭建築接水壩壩，俾便迎溜，河尾建築

第四一圖



順水堵壩，以利洩水，又於對河建築挑水壩壩，逼水歸入引河，更爲高妥。關於開掘引河之方法，已詳前章，茲不贅述（參觀第四一一圖）。

(二)堵壩消決口 凡決口開於壩灣，其大溜不在口門之左，必在口門之右。如正河與口門各分大溜之半，則不必開掘引河，但於口門之或左或右，相去數十丈，或百丈大溜之上游，建一挑水大壩，挑水使歸正河，則口門水緩，壩自易進矣。

(三)堵疎防決口 凡堤因疎防而決者，其堤原非頂沖，亦非壩灣，且高寬足恃，去河復遠，祇因堤工失修，或內有鼠穴雀洞穿井等項，外雖堅好，而內實空虛，及河水淹浸，滲泡日久，則水由虛直入，致成潰決。如此決口，雖水勢洶湧，然究與頂沖大溜有別，但急下裏頭，候汎水稍退，流亦自緩，不難立堵。間亦有自行掛口，不須堵合者。又漫灘決口，灘面若無溝形，水落自然掛口。如有溝槽，應先於進水溝頭，就灘唇高處挑槽，多用軟草盤築壩頭，一面於決口外面，搶築月堤，此等工程，成敗在於呼吸，以速爲要。

以上所述，乃堵口之大要也。其施工情形，亦有足述者，如盤裏頭，定壩基，出馬頭，上提，築二壩，夾土壩，合龍等類，茲摘要如下：

(一)盤裏頭 裏頭者，裏護決口沖斷之堤頭也。用料盤築堅實，以防沖寬，是爲決口以後，未及堵合以前之第一下手要

事。惟盤築之遠近緩急，亦當有別。如漫灘分溜者，宜漏夜趕辦裹頭，毋使塌寬。若塌寬則吸溜漸多，易致敗事，故宜急辦。若係決口，溜已全奪，或時當暮秋，水勢不甚洶湧，則不妨就冲斷堤頭，即時捲下埽筒。如當伏秋大汛，水勢洶湧，尚未塌定，即做裹頭，不但不能裹住，且必更益寬深，徒糜料物。然亦無聽其冲刷之理，須相度情形，視堤已塌定，即就堤頭用料盤裹，否則將已斷之堤，除去近溜堤頭一二十丈之內，將好堤揭斷，與地相平，或比地深一二尺，將埽於掘斷堤頭之內，須如在大溜中下埽一樣，簽椿加廂壓土。並於上下水各下順埽一二十丈，以防將來水到埽邊，有拖溜退溜之患。然水到埽邊，仍宜相機保護為要。

(二)定壩基 凡決口當於霜降後，水勢稍定，即應次第籌堵，首以壩基為要務。進占之能否得力，及堵閉之難易，均關係壩基之得勢與否，倘建非其地，鮮有不值事者。分溜口門，壩基當建於兩河分岔之處，萬勿稍為退後，致成入袖之勢，難於成功。奪溜口門，必須挑挖引河，宜先覓定引河頭，使水有去路，然後再擇壩基。

(三)出馬頭 馬頭者，即堵閉下埽之埽臺，最宜得勢得地，則自始至終，不煩更改，埽亦安穩。如決口之水，從中泓直下者，所出馬頭，即進第一占子，其左右兩邊距去決口之丈尺遠近，不妨相等。蓋水從中來，則兩邊埽臺受水之力亦相等。庶挨次前進，始終各無輕重，埽自平穩矣。如溜自左

右來，則當溜一邊，其勢急，其水深，必先出壩，大溜必稍稍直下，然後不當溜一邊，亦挨次前進壩筒，庶幾兩邊受水之力相等，再一齊進壩，方無貽誤。

(四)上提 如兩邊壩工堵至八九分光景，內有一邊，壩門之下，因水急溜深，不能一齊進壩，以致一邊上，一邊下，兩不相對，難以合龍，則須於水急溜深一邊，在門壩上水，下長十丈順壩兩路，即於順壩上，另出馬頭，往上一提，對定彼岸進壩，則深溜在下，龍口亦對而易合矣。

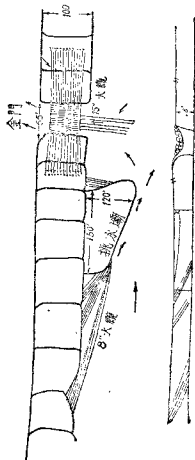
(五)二壩 歷來漫工大壩合龍者，不一而足，何取乎二壩。殊不知專仗大壩成功者固多，而失事者亦復不少，緣大壩口門收窄時，上水高於下水，或至丈許，奔騰下注，勢若建瓴，壩前海刷愈深，大壩因之墊陷不已，形甚危險。如有二壩擎托，以水抵水，則大壩上水不過比下水高三四尺，二壩上水亦僅高於下水五尺而已，是丈許之水頭，分爲兩級，使兩壩各任其力，則大壩之負擔減輕矣。惟二壩不可離大壩過遠，當以二百丈內外爲率。蓋近則擎托得力，遠則氣長，溜勢伸腰，東西亂撞，必出坐灣，不特大壩不得力，二壩亦必有一面受其衝擊。壩身長短，察看溜勢定之，總以擎住溜頭爲要。

(六)夾土壩 澆土於大壩上水上邊壩之內，謂之上戩土櫃。澆土於大壩下水下邊壩之內，謂之裏戩土櫃。歷來大工，往往因裏戩水淺，費省而易見功，採用裏戩。然屢經試驗，不能得

力。推求其故，緣大壩是新做壩工，一切壩眼腰漏簾子水等病，斷不能免。當口門未收窄時，內外水勢相平，其病隱而不現。及至合龍後，下邊壩裏簾均未能同時堵合，其時內外水勢高下懸殊，凡有罅隙，無不過水，必至將戩土塌盡，大壩隨即墊塌，爲害不小。至於上戩在大壩上水澆土之時，正壩內凡有壩眼等病逐漸堵塞，合龍後涓滴不漏，此其明證。惟上水水勢溜而且深，施工不易耳。

- (七)合龍 堵口工程，除溜緩水淺者，可用硬廂，減省工料外，若係分溜奪溜口門，水湧溜急，致成跌塘袖溝者，非軟廂不可。若用軟廂，即須用捆廂船以便兜纜。治河書所謂出占者，即兜纜軟廂也。兩壩向前進占，口門收窄至三十丈時，最爲緊要，務須彼此順勢，兩壩相平。所留合龍口門，總宜上寬下窄，大約下口水面寬三丈爲度，上口水面寬約計五丈。再行酌定兩壩應各出幾占，可以合龍。當金門僅留三丈，不能容兩捆廂船，必須先拉出一船，最後一占始能打張。合龍不必選擇時日，總視兩壩頭重土追壓後，盤築十分堅實，釘廂壓土，不見墊矮，然後合龍。蓋合龍過速，則虞草率，太遲則金門刷深，防生意外也。合龍以後，下水翻花不止，有自金門翻出，有自兩壩壩眼翻出者，大小遠近不一，應辨明是底漏是腰漏，底漏病重，腰漏病輕，應探明進水處所，做一邁壩，追壓到底，即可閉氣。大壩合龍之後，二壩須同時合龍，蓋大壩藉二壩爲擎托，二壩仗大壩爲捍衛，如

第四一三圖



輔車相依，倘二壩姓失，必掣動大壩，尤宜追壓穩實，不可忽視。惟合龍時二壩金門之溜，必較大溜更激，因下無頂托，水面懸殊，拱纜下兜，倍宜慎重，例如一九〇三年黃河劉王莊堵口情形，參觀第四一二圖。

總之堵口工程，固宜觀察全局，然後定計施工，而堵合之後，亦宜詳審全河之變局，妥為整理。蓋河流沖決一次，全河必受病一次，一處堵合，或他處反承其弊，竟成沖決之因，須於二三年內，細查某處漲有沙嘴，某處沖有支河，某處改移大溜，考其為害之輕重緩急，因地制宜，或疏或築，務使河流通暢，堤工無礙，方足以得治河之益也。

吾國護堤，研討有素，洩瀉異漲，則有減水壩之設備，掩護堤面，則有種草植柳之法，而春季簽堤，搜捕獾鼠，尤為要事，茲分述之如下：

- (一)河水異漲之時，河槽不能容納，若無以預為之地，一經泛溢，其害何堪設想。是以遙堤之上，預建減水石壩，足以分洩水勢，藉保堤身之安全。減水石壩之金門，寬約四十丈（128公尺），兩傍靠堤之牆，名曰金鋼牆。壩身迎水出水兩面，做成坦水，壩舌並簽釘關石，排椿二三路，俾吸水一面不致沖揭壩基。洩水一面，不致跌成坑塘。壩脊低於堤頂，兩面落坡，平時上有封土，如河水漲高，超過壩脊一二尺（五六十公分），即相機啓土，宜洩異漲。又有簾水壩者，亦用以保堤之壩也。結構與減水壩無異，惟壩脊之上，並無封

土，如水過壩脊，聽其滾洩旁瀉，此項編工之功用，均所謂分其勢不奪其溜，消異派而保堤工者也。

(二)堤面堤根須多種茸草，因草能柔水性，能庇雨淋，而坦坡又可殺風浪之怒也。堤外更宜密栽葦荻，使其苗衍叢布，根株糾結，雖遇颶風大作，總不能鼓浪衝突，實為護堤之要策。至於沿河種柳，自明平江伯陳瑄始，其根株足以護堤身，枝條足以供掩壩，晴陰足以蔭緯夫，然種柳不得其法，則護堤之用微，且成活者少，惟明臣劉天和六柳說，曲盡其妙。康熙二十年曾諭令各工種柳，至二十六年以後，所用之柳，半取於此，成效大著，茲摘錄六柳說如下：

- (1)臥柳 凡春初築堤，每用土一層，即於堤內外邊各橫鋪如錢如指柳枝一層，每隔尺許一枝，毋太稀疏，土內橫鋪二尺許，土面祇留二寸，毋過長，自堤根直栽至頂，不許間少。
- (2)低柳 凡舊堤及新堤，非於栽柳時月修築者，俱候春初用小引檝，於堤內外自根至頂俱栽柳，如錢如指大者，縱橫各一尺許，即栽一株，亦入土二尺許，土面亦祇留二寸。
- (3)編柳 凡近河數里，緊要處所，不分新舊堤岸，俱用柳椿如鷄子大，四尺長者，用引檝先從堤根密栽一層，六七寸一株，入土三尺，土面留一尺許，卻將小柳臥栽一層，亦內留二尺，外留二三寸。即用柳條將柳椿編高五寸，如編籬法，內用土築實平滿，又臥栽小柳一層，再用柳條編高

五寸，加土填築平滿。如此二次，即與先栽一尺柳樁平矣。再於其上退回五寸，仍用引樞密栽柳樁一層，亦栽臥柳編柳各二次，並用土填築平滿。如提高一丈，則依此栽十層即平矣。以上三法，皆專為保護堤岸之用。將來內則根株固結，外則枝葉稠繆，名為活龍尾埽，雖風浪衝擊，可保無虞，而枝梢之利，亦不可勝用矣。

- (4) 深柳 前三法祇可護堤，以防漲溢之水。如近河及河勢將衝之處，堤岸雖遠，俱宜急栽深柳。法將長四尺長八尺長一丈二尺數等鐵裹行樞，自短而長，以次釘穴使深，然後將勁直帶梢柳枝連皮栽入，即用稀泥灌滿穴道，毋令動搖。上部枝梢全留，出土長度須在二三尺以上，每縱橫五尺，即栽一株，並視河勢緩急，多栽則十餘層，少則四五層。數年之後，下則根株固結，入土愈深，上則枝梢長茂，將來河水衝嚙，亦可障禦。或因之外編巨柳長樁，內實梢草埽工，亦無不可。

- (5) 漫柳 凡河水漫流之處，難以築堤。惟沿河兩岸，密栽低小種柳數十層，俗名隨河柳，不畏淹沒。每遇水漲既退，則泥沙委積，即可高尺餘，或數寸許，隨淤隨漲，每年數次。數年之後，不假人力，自成巨堤。如沿河居民，各分地界築一二尺許之縷水小堤，上栽檉柳，尤易積淤增高。一二年間，堤內即可種麥，工省效大，黃河用之。

- (6) 高柳 於堤內外，用高大柳樁栽植成行者，是為高柳，黃

河用之。

栽柳時期，每年在立冬後，小雪節前栽植者，皆稱冬柳，春分節後，清明節前栽植者，皆稱春柳，冬柳之秧，生機內斂，埋入土中，飽得地氣，迎春發芽，最爲得時，春柳之秧，生機業已發動，及時栽種，迎春萌芽，尙易青活，除此以外，每年入伏多雨之時，凡春冬兩季所栽之柳，間有不能成活者，即可於此時補栽，或補疎爲密，亦能成活，故堤畔植柳，又貴適當時令也。

(三)土堤年久，或有獾洞鼠穴，水溝浪窩之病，一遇大汎漫灘，滲漏串水，最爲隱患，其所以防患於未然者，惟有於春修之前，逐細查勘簽試，設法補救，按獾洞鼠穴，最足以爲長堤之害，必須搜捕淨盡，方無後患，獾有行住之分，行獾尙未傷及堤身，住獾洞在堤根，爲害最著，獾洞有前門，離20餘公尺或30餘公尺復有後門，人或於前門堵擊，卽從後門逃逸，堵後門卽窺前門，正如狡兔之有三窟也，其藏身之巢穴，寬大如窰，口外有虛土一小堆，是其出入之處，蹤跡顯然可察，捕法不一，有用煙燻，有用網兜，有用繩套，並須多養獵犬，多備長鎗小網等具，驚散之後，換堡查看，有無獾跡，以便搜捕，洞穴須刨挖到底，夯杵填築堅實，又有地鼠一種，堤頂兩埧均有之，見有虛土一堆，卽此物也，迎風開洞，用地弓鐵箭，百不失一，至於沙土堤工，水溝浪窩，在所不免，堤頂愈寬，則浪窩愈大，填時竟有用土數百方公尺

者，此則形現於外，人所共見，尙有一種名爲井穿，隄身中間，不過存一窟形，其中間有小洞一箇，大如指，而其下極爲寬闊，此種浪窩，尤宜留心查察填墊。水溝浪窩，須先將溝旁未經沖動之土，細細挑開，小者用夯，大者用礮，尋覓好土，自下而上，如築堤法，坯坯夯築堅實，堤頂並須加高一公寸，庶下次大雨，不致再沖，至於井穿，當查其從何處出水，如外坦出水，即將外岸挑開，從出水洞口，至堤心全行挑挖，如法填墊，方能結實。保護堤身，又有包淤種草兩法，包淤愈厚愈好，第淤土不能多得，最少需十五公分厚，再於堤岸並兩坦，布種芭根草，一雨之後，即可蔓延，不過一年，滿坡青草，即可免水溝浪窩之病矣。

(己) 堤防與農田之關係

堤防未成之先，每值洪水，恆泛濫於低地，水勢既退，沉澱物淤積其上，成爲沃土，殊利稼穡。且淤積既久，地面可以增高，堤成之後，水爲堤限，淤積之沃土，僅限於堤外之灘地，歷時既久，堤內低地之土質乾涸，地面低落，而堤外灘地反淤填日高，則低地區內天然導水之勢失，人工導水之事亟須籌劃矣。

設河牀之質可以透水，而洪水期復甚悠久，則水流侵入沙質地層，成爲潛流，苟堤內低地之溝渠，其深度亦直達沙質地層之處，或低地上層，絕無沃土層，或沃土層積不厚之處，洪水潛流即因河內洪水之高壓，湧噴而出，勢如泉源。此種洪水潛流，經過沙層，非特肥沃沉澱質爲沙所吸收，且有吸收低地肥料之作用，能使低地之

田畝，變爲瘠壤。惟低地上層有陶土質之地層者，即可免去此患，或低地不必避免洪水之淹沒，而提高僅及中水位者，亦無此弊也。

吾國黃河含淤極富，又甚肥沃，亦有放淤之法，對於農田，利益甚大。然未放之先，越堤必須增培，放成之後，埽工不可廢棄，有此二者，方爲盡善。否則利未可必，而害在日前，或利在日前，而患在日後。其實利輕而害重，不可不慎。蓋未放之先，如遠年舊越堤，堤身非不高厚，似足禦水，而窟洞鼠穴難保必無。倘開放之時，一經滲漏，則關係非輕，因而失事者，往往有之，此害在目前也。幸而放成，希圖節省工料，不守埽工，因之溜勢裹臥，漸形入袖，越堤必又生工，兜住溜勢，其險更甚，其費亦更多。黃河之性，一灣變則灣灣變，其害且不可勝數，此又患在日後也。故必於未放之先，將越堤增培高厚，放成之後，埽工照舊修守，使河勢不致更變，庶可萬全。其放淤之法，有盤做裏頭，挑挖倒溝開放者，有由外灘挑溝開放者，有做木涵洞放者，有做草廂放者，茲分述如下：

(一)放淤必先於埽工迎下背溜之處，外灘築土埝一道，圍住大堤，方將大堤挖斷，盤做裏頭，留口門寬約一丈，於外灘挑挖倒溝一道，引水灌滿內塘，俟內外水勢和平，再於迎溜埽段上，挖開大堤，名爲進黃溝，引溜進塘，退清水由先挖之溝，仍歸大河。從此逐漸澄淤，數日間即可淤成平陸，惟須慎重從事，不可大意。

(二)放淤先擇寬闊灘面，挑順溝一道，其深淺與越堤內地相

平，約離越堤六七十丈。總以溜頭不到裏頭爲主，使跌塘在外灘，不致傷堤。冒險一放卽平，灌滿後再行相機開放清水。塘內清水一有出路，黃水便行復進，逐漸卽可淤平。但必須先將越堤加倍與大堤相平，周圍廟做防風，方爲萬全。

(三)木涵洞或圓或方，圓者以徑二尺，方者以見方一尺五寸，長以六七尺爲式。總須大頭小尾，以便套接，接入堤內。第一段安設插板，以便啓閉，俟河水增長，再行開放。

(四)草廬，海州阜寧沿海一帶，居民用以蓄洩水勢者，以之放淤亦甚得力。

(庚) 堤防與河流之關係

規劃堤防之位置與距離，宜顧慮河流之情形，務使堤成以後，河面雖屬改狹，而洪水尙能暢流，不致壅積爲患。然河面改狹之後，洪水之工作能力增大，終不能避免之弊，約有數端：一爲河牀不規則之形態，較前益甚。一爲深槽被刷加深，一爲河牀上之沙脊加高。

建築堤防，對於保護堤內田地，最爲有益，而對於河道本身，並無利益。祇河道彎曲太甚，或變化無常之河段，於堤成之後，略受一種限制耳。今之河道，大都已築堤防，曩者築堤之意，多以保護田地爲目標，未嘗顧慮河流之形態，與瀉洪及洶凌所需之斷面。是以堤成之後，堤防障礙洪水之效未見，而反引起洪水之患，致生惡果。吾人如須改良舊堤，或須放寬堤距，則堤內村鎮羅布，拆毀居屋，損失不貲，勢難實施。祇有另建洩洪引河 (Flutkanal oder Umfluter)，分減洪水之量，免除一切危險，較之放寬舊堤，略爲

經濟。

第二節 海堤(Seediche)

海堤之位置，視海岸之情形而定。如海灘因潮流之關係，日漸增淤，即應利用此新漲灘地 (Marschland)，以抵抗高潮與暴潮 (Spring-und Sturmflut)。堤之位置，可極力向外推移。如海灘之外，缺乏天然護岸之沙帶 (Dünenkette)，或沙帶極為低弱，則平坦之海岸，漸被侵蝕，其後部田地有保護之必要，堤之位置，即應極力向內。因堤外須留存寬廣之海灘，始足以保護堤身之安穩。苟堤後之地價，異常昂貴，堤之位置，礙難向內移動，祇可就天然之岸，建築海堤，特別加以掩護，以期穩固。

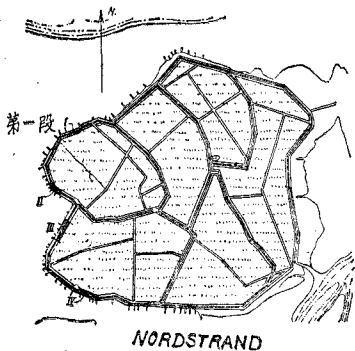
按哈根 (G. Hagen) 氏之定義，凡河流湖區內之堤，皆應名曰海堤。潮區界點以上之堤，名曰河堤。惟因潮區界點之變更，二堤準確之界限，亦不能十分顯明規定也。或河流之下游，異常遼闊，當計劃堤之位置時，無須顧及瀉洪之斷面，則此種堤防，即可名曰海堤。海堤河堤之構造，大致相類，海堤特異之處，即係傍依大海，或遼闊之大河下游，而不必顧及瀉洪，故海濱或河岸外新漲之灘地，可極力圍入堤內。海堤所受侵蝕之力，以浪力為主要，水流冲刷力及冰之衝擊力，對於海堤無大關係，而大河下游之海堤，亦絕無冰澗壅塞，使水面漲高之患。故海堤之高度，如超過洪水位，即無漫溢之憂矣。

高浪衝擊海堤，偶或越堤而過，堤身尚無危險，惟浪擊既久，堤

坡受損，堤身不加修葺，乃成險工。堤之受浪衝擊，視浪之方向，與堤所成之角度，而決其猛弱。設浪之方向適與堤相對，則衝擊之力為最猛烈，是故堤之方向，苟有差異，則所受浪之衝力亦異，而堤之高度，亦可因此不同。若堤外灘地寬廣，足以保護海堤，因灘地能緩和浪之速率，而減輕其衝擊力也。

海堤之構造，於原理上與河堤無異，惟海堤之頂，至少須與暴

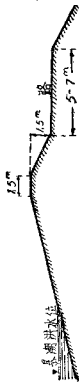
第四一三圖



第四一四圖



第四一五圖



潮之洪水位同高，是以規定堤頂之高，先應考察下列各端：（一）暴潮洪水位之高度。（二）觀察海灘之作用。（三）堤之方向。惟暴潮浪之最高限，殊難準確測定，多屬估計。是以堤頂之構造，須可供日後之加高。茲舉北灘島（Nordstrand）之海堤為例，參閱第四一三圖。最猛之浪在西堤，堤之橫斷面結構，如第四一四圖。第一段堤頂之高為+5,12公尺，第二段堤頂之高為+6,06公尺，第三段堤頂之高為+5,13公尺，第四段堤頂之高為+6,03公尺。此種高度，均係以尋常潮高為標準者也。

海堤之頂，若用以行車，則為避免浪濺起見，堤頂至少須有3公尺以上之寬度。當暴潮期內，欲求交通之路，仍屬安穩，可於內坡築路，寬約5至7公尺，如第四一五圖。路面須高出暴潮洪水位，以堤頂為屏障。設浪花越堤頂而過，須立刻使水下流，故路面應向內傾斜。

海堤之坡，或為單式，或為複式。單式者，坡之斜度劃一也。複式者，坡有數種斜度也。例如坡之下部平坦，上部略峻，或反是，而各種斜坡相接處，均不可露稜角，宜改為圓坦。設堤受之力，僅為浪之衝擊力，則堤之外坡，宜上坦下峻。但哈根（G. Hagen）氏以為堤受之力，除浪之衝擊力外，當有海流之種種影響。其損堤之力，或較浪力為烈，不可不防。浪力之損堤，在堤之上部，海流之損堤，在堤之下部。故觀察海堤，往往發現堤基之損壞較烈，即受海流之影響也。

設堤用好土建築，外坡之斜度平均為1:3，堤用沙土築者，外坡

斜度約爲1:10。內坡之斜度，則大都爲1:2。選擇堤之位置，須以經濟問題爲主，即係以極短之堤，包圍極廣之田地也。堤形之成長線式者，可免去因堤之改變方向所生之弊，蓋突出之堤角，受衝擊之力最猛，凹進之堤角，又足以兜浪，激之高騰，均不利於堤身。

保護海堤之坡，所與河堤異者，爲海堤坡上植草，僅在外坡上，高出常漲水位之部分，自此以下之堤坡，其保護法，與護海岸同，前已論及之矣。

設海堤之前，缺乏海灘，或海岸崩坍日甚，亟宜設法保護岸腳。附近各地能得廉價之石料，拋石海岸之下，最爲合宜。或缺乏石料，則代以梢料，惟沉排護岸，施工不易，所宜注意者，有數端焉。沉排下降，設遇暴風猛浪，足以阻止下沉，或沉排之位置，不能固定，易於走失，故沉排近水面時，亟宜拋石加重，使其不爲浪襲。沉排之優點，在能節省昂貴之石料，但梢料上之石料，大都亦易走失也。又沉排之層疊，形如階級，可造成較高之建築物，惟第一級之下，易生深渦，足以危害沉排之位置，或有主張拋石排腳，以護梢緣者，但排腳甚深，拋石不易準確，且耗費石料過多，殊屬昂貴。

掩護海岸之建築物，其要件爲質料重大，而位置不致移動，層積且須較薄，當猛浪狂風之際，可以下沉無阻。摩諾特(De Muralt)氏曾本此理，製造鋼筋混凝土之沉排，功效甚佳，其構造如下：於落潮期內，海灘上先鋪梢層，梢層之上加鋼筋混凝土板，面積約爲

一平方公尺，厚7至12公分，板與板之距離約為3公分，但各板均以鐵桿聯之，四板相聚之角，鐵桿上加旋轉輪，以備懸吊。集多數之鋼筋土板，成鋼筋土沉排，其面積約為310平方公尺，全部可懸吊於鐵船，漲潮時，鐵船駛至沉排處沉之。鋼筋土沉排，宜用以掩護淺水海岸之上部，而海岸下部，水位較深，距堤較遠，可不需掩護。鋼筋土沉排留有空隙，地下水可以上升，不致發生抵抗力，據經驗所得，鋼筋土沉排在海水中，頗能經久，祇聯板之鐵桿，恐因銹而朽，然亦甚緩，即鐵朽之後，鋼筋土沉排，須完全更換，而較尋常梢料沉排，費用仍可較廉百分之五十至六十云。

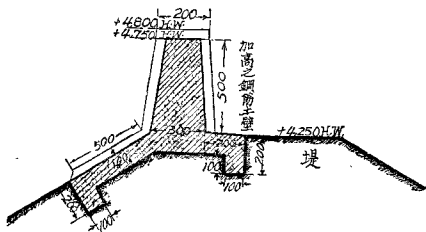
以上所論鋼筋土沉排之構造與沉法，均係假定潮水位之變更為極大也。但在無潮汐之海邊，（如歐洲之東海）則一切布置，略有不同。於海岸附近，先築斜坡滑牀，鐵船可拽鋼筋土沉排，從牀滑入海中。或於海邊建木臺，於固定之木柱上，木臺可隨意升降，木臺先升至水面，造成沉排，然後下降。鐵船駛至木臺上，木臺再上升，懸吊沉排於鐵船，木臺復下降，鐵船拽沉排而去。

海堤之建設，極為困難，堤之布置，須與地勢脗合，堤之高度，約在常潮之上，高潮之下，且修堤之工作時期，在陽歷夏季，如工程浩大，本年夏季不能完竣，即須待至來年，始能繼續。故於工作場之四周，須先築攔水堤（Kajedeiche），堤頂約高出尋常高潮半公尺。若海堤甚長，可分段修築，每段工程，限於本年夏季完竣。所築攔水堤，兩端須與高地啣接。第一段之新堤完竣，即於秋季將攔水堤之頂加高，備抗抵冬季大潮浪之用，翌年夏季與築第二

段新堤。即先接築第二段之攔水堤。至全部新堤完工時，再拆毀全部攔水堤。築堤所需之土，多取於海灘，採土之法，與築河堤同，掘土成塘 (Erdgraben od. Pütten)，中隔土埂 (Erdstreifen)，數年之間，海流淤積沙土，塘可淤滿。

海堤歷時過久，土必降陷，亟宜培高。設堤頂過狹，非擴大全部堤身，無法增高。是以摩諾特 (de Muralt) 氏證明堤身如須加高，用鋼筋混凝土造築，較之用土更為經濟，且堤頂便於交通。尋常所用橫斷面，如第四一六圖。為圖之簡明起見，鋼筋並未畫出。堤之外坡與鋼筋土壁相接處宜圓，不可過露稜角。鋼筋土壁因氣候寒暑之變化，例有伸縮，為利於延伸起見，分段築設。每段長 $3\frac{1}{2}$ 公

第四一六圖



尺，二壁相鄰，中留隙縫，寬 $2\frac{1}{2}$ 寸，俟二三星期後，壁工堅實，隙縫間即加凝土製之板片 (Gleitafel)，板片須突出壁工之外5公分，但不可包裹壁工之外層，壁工與板片之間，夾以地瀝青片 (Asphaltpappe)，所以防二者聯為一氣，有礙壁工之伸縮也。凝土之成分，在荷蘭通用者，為一分洋灰，三分沙，四分石礫，鋼筋為圓鐵桿。

設於有潮汐之海岸，海堤決口，而海灘未被刷決者，參觀第四一七圖。修治之法，先於海灘之上，當決口之前，圍築攔水堤，再在海堤決口之原址，修築新堤，建堤之土，如於海灘上不能得相當之量，則攔水堤可用板壁為框，中實以土，省去坡腳，設海堤決

第四一七圖



第四一八圖



口，海灘同時亦被樹扶甚深，而水流可從決口出入無阻者，參觀第四一八圖。修治之法，於決口之後，圍築新堤，外部深溝，可逐漸淤填。限制水流之法，或放寬決口，使水流之橫斷面擴大，而減其水勢，或設法減小出入決口之水量，均可奏效。

決口堤內之低地，於決口之後，為水淹沒，欲求此項面積減小，須在低地之上，圍築格堤（Zwischendeich）。堤頂之高度，與尋常高潮齊平。但格堤過長，費用較多，殊不經濟。故修築新堤，可先於新堤線之兩旁，建築梢壩（Strauchwerkdamm）截斷水流。在尋常低水位以下，壩身為沉排（Sinkstücke），自低水位至尋常洪水位為填梢（Packwerk）。兩壩之間，挑土為新堤，而兩壩之壩頂，即用以為新堤之內外邊緣（Assen- u. Binnenberme）費用較省，施工亦較易矣。按海堤之建設，以荷蘭為最進步，荷蘭沿海之地低於海面，完全藉堤掩護，故有海堤專修學校之設備云。

第七章 攔洪水庫

第一節 概論

治河工程大都以防洪為主，而防洪之方法，最普通者為建築堤埝，惟堤線甚長，需費頗昂，在平時修守方面，亦較為困難。故在創建新堤之始，對於能否於上中游設法減少或控制洪水量，須加以考慮，苟屬可能，則雖費用相等，而所予沿河居民之實惠，或較鉅也。按洪水之高度，可因下列三法而減低：

- (1) 於流域以內，維持或造成一植物之覆蔽層，荒山造林，尤為重要。惟其受效遲緩，或難以全恃此項辦法而減洪。然其對於本河流域之有利，則無疑問。
- (2) 上中游設置攔洪水庫，控制得法，最為有效。
- (3) 下游利用洩洪道，分洩洪水，或設法滯洪，以免堤防之潰決。

天然之湖泊，與人造之攔洪水庫，均可用作攔洪之需，祇於湖泊之出口處，建閘以控制之，即可收蓄洩之效。建閘以後，湖泊之攔洪作用，即能增加，河川之低水位即可抬高。而一年之中，河川之流量，亦可因之而調節。本書第一章內，已詳論之。

若河川所經之區域，並無湖泊者，可選擇適宜地點建築壩堰，以減低其洪水位，並造成容蓄洪水之攔洪水庫。水庫中一部分之水量，亦可作其他用途，尤適宜於灌溉或水力發電，故水庫之容量，

一部分用以控制洪水，一部分可以與水利，惟水庫是否除攔洪以外，可以兼作他用，或一部分水庫之容量，是否須常川騰空之，以待洪水之來臨，當視河川一年中流量之變化，與洪水峯遭遇之季節而決定之。

至於河川之下游，利用洩洪道，分洩洪漲，此乃治水之古法，蓋下游防洪多賴堤防，堤距窄者，不能容洪，則救急之法，祇有分洩洪水，由洩洪道而引之他去，以減輕正河之負荷，此項洩洪道即我國所用減水壩之意，洩洪道之口，或用閘門節制，或用滾水堰，迨洪水漲至一定高度，即洩水分流，我國襄運河之歸海壩，亦即此意，惟近日治河，則儘量採用上中游之攔洪水庫，因中下游之湖泊蓄水與分洩洪水，其損害人民之利益，或較大也，亦有因地勢與洪水之情形，而採用各種方法以控制洪水者，全在設計者之如何運用，以期合乎最經濟之原則為佳。

攔洪水庫之目的，既為節制洪流於安全限度之下，故須能蓄大量之洪水，並以安全之流率排洩之，建庫之地址，愈近下游，則控制洪水之效果愈大，為減少中下游之損失起見，而所選庫址或多在上游山區，則庫址以下支流之洪水，即無法控制，亦有在各支流之上游分建水庫者，似可控制下游大部分之洪流，但水庫以下，由表面逕流注入河川之水，仍未能加以控制，此項表流或亦可成災，即須另用其他方法解決之，例如另行利用湖泊蓄水或利用洩洪道，分洩洪水以補救之。

標準之攔洪水庫應具有下列之要素：

- (1)大壩 用以攔蓄上游流注之水量；
- (2)洩水道 用以排洩安全之流量，洩水道常以閘門或其他機械管制之，亦有不加管制，祇留洞口者；
- (3)溢水道 如庫內水位升至計劃之高度時，則水由溢水道漫流排水，換言之，溢水道乃為避免水漫壩頂之一種安全設備。
- (4)水庫之有效容積 攔洪水庫之效能，係與水庫有效容積成正比例。

攔洪水庫與尋常所謂蓄水庫，雖同以攔水壩橫亘河中，阻水下行，而其建設之原理與作用，則截然不同。蓋蓄水庫之作用，在積水備旱，無論其目的為給水，為水力發電，為灌溉或航運，均以保持水庫之盈滿為第一要義。故水至即蓄，使庫儲滿。後來洪水，如庫不能容，則盡量下洩，以保壩之安全。換言之，壩內所積之水，乃為無害於下游之洪水，而後至之洪水，反須盡量排洩，則無補於下游之防洪。蓄水與防洪，其利害衝突，勢不能並顯也。攔洪水庫唯一殊異之點，在終年暢啓之洩水機關。若流量增高，則因洩水機關面積之限制，不能盡量排洩。剩餘之水，積於庫內，水頭漸高，洩水機關之排洩量亦因此增大。而水庫容量，因積水愈高而愈鉅，則增高水頭以後所蓄積之水亦更多，故所減之洪水流量亦更大。直至來水漸減，至小於洩水機關之排洩量時，則原經蓄積之水，必逐漸由洩水機關洩出，因而水頭降落，洩量亦漸低小，直至恢復原狀而後已。換言之，攔洪水庫之作用，不在減小洪水之總體積，而在將短期間之洪水峯，分配於較長時間，使其緩洩下行，不為害於下

游。且攔洪水庫之效用，不僅受水庫容量及洩水機關剖面面積之影響，而與來水之總流量，來水之最大流量，以及漲水之時間，均有莫大之關係，總之攔洪水庫最適宜於驟漲驟落之洪水，而最高流量之關係，尙不如洪水總量之大。

第二節 攔洪水庫之設計

設計攔洪水庫，推求其容洩洪水之情形與效能，若將壩之建築等問題一併包括在內，須有兩種計算：

(1) 經過水庫以後，洪水波傳播情形之推算。

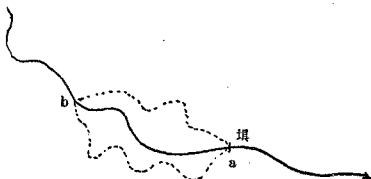
(2) 壩之地址，種類及高度；洩水道與溢水道之位置，種類，流量等之設計與計算。

此兩種計算係互相關連，如無壩與洩水道，溢水道之假定，即無從推算洪水波流經水庫以後之情態。又若不知洪流之情態，則難以計算壩及洩水道與溢水道。故實際之計算，為一組往復試算之手續。先假設壩及洩水道，溢水道以推求洪流之情態；據此結果，再作假設，更推洪流之情態；直至可得最廉之建築，且能達到所欲控制洪流之成果為止。

(甲) 水庫洪水演算之基本關係

第四一九圖為某一河川，建有水庫，壩址在 a ，當水庫蓄滿時，其所淹沒之範圍，如虛線所示， b 點為上游淹水之最遠限。今假設：

(1) 流入庫內之水，僅來自正河，（其降落庫內之雨量，或水



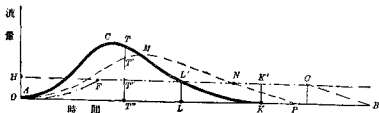
第 四 一 九 圖

庫四周之表流，均略而不計。在 ab 河段內之支河流量，則併入正河流量之內。則正河與庫內水面之接合點，因庫內水面漲落而變，其範圍在壩址 (a) 與上游淹水之最遠限 (b) 之間。此項接合點名之曰『進水點』。

- (2) 庫內水面作為水平面，其倒漾影響略而不計。
- (3) 進水點與壩址間之『基本底流』相同，亦可在計算洪水峯水量時，不必計及。
- (4) 壩之洩水道設有閘門管制之，故水面在任何高度，皆可放水外洩。
- (5) 洪流到達之前，庫內空虛，其時河內之底流，可自閘門自由外洩。
- (6) 洪流到達時，運用閘門祇放下游之安全流量下洩，餘者攔蓄庫內。
- (7) 水庫足以容納最大之洪流剩餘量。

(8) 一次洪水之後，仍為歷時較久之底流，庫中所蓄之水，又可完全放空。

當洪水到達壩內之初，庫內尚未蓄水，此時之進水點，即為壩址。水庫開始儲蓄以後，水面上升，則進水點自壩址向後推展。設在洪水期間，在各進水點，均作水流之觀測，所得之曲線，即為洪流之『進水過程線』，參見第四二〇圖；圖內 A C K 為洪水之進水過程線，橫坐標為時間，縱坐標為流量，A K 為在壩址與進水點



第四二〇圖

間之底流，因不計此數量，故使之與橫坐標之底線密合；O H 之縱標值表示經過洩水道所許可之最大流量，因有閘門管制，實際經過閘門外洩者，為 A F G B 線。由 A 時間至 F 時間，水流增加之情形，係由閘門之控制而決定之。F 時間以後，洩水道洩出之水量，即保持在 O H 一定之限量，其大於 O H 值之水量，均攔蓄水庫之內。如庫內水面升高，迨至 L 時間，庫內水面開始降落，但流出之水仍維持一定量，直至 G 時，因庫內水面下降過低，雖閘門全開，而水頭不足維持 O H 量之外洩，流出水量之減低如 G B 所示，其形狀亦依閘門之操縱而定。至 B 時則庫內所存之水盡行排去矣。

由圖中可知：

面積 $ACKA = \text{洪流全量} = \text{面積 } AFGBA$

在L前之任一時間T，庫內之蓄水總量以面積 $ACTT''FA$ 表之，
 在L時者，蓄水總量以 $ACL'FA$ 表之，亦即庫內蓄水之最大量，
 在L後任一時間K，則庫內蓄水之量為 $ACL'FA$ 加 $LL'KL$ 而減
 去 $LL'K'KL$ ，淨出之量為 $L'K'KL'$ ，在B時淨出之量以 $L'KBGL'$
 表之，庫內業已放空，故 $L'KBGL' = ACL'FA$ 。

以上所討論者，係根據 ACK 曲線，為進水點之流量過程線，
 假設無壩之設置，洪水峯在壩址所在地之過程線，當然與 ACK 曲
 線不同，茲定 AMP 曲線為壩址 A 處之流量過程線，等於面積
 ACK ，亦即等於洪水全量，關於 ACK 及 AMP 二曲線之關係，
 說明如次：

- (1) 洪水總量 = 面積 $ACKA = \text{面積 } AMPA$ 。
- (2) 在任何一時間T，該兩曲線之縱標差 TT' ，為進水點至壩
 址一段間河谷儲蓄之變化率，亦即無壩管制時天然河槽之滯
 洪性能。
- (3) 洪水期內，河谷之最大蓄水量（或稱滯洪量）為
 面積 $ACMA = \text{面積 } MNPKM$
- (4) 在M時，兩曲線相交，為河谷儲蓄量最大之時間，M之縱
 標值為 AMP 曲線之最大縱標值。

由此可知在L前任一時間T，庫內之蓄水量可以面積 $ACTT''A$
 表之，此值等於 $ACTT''A + AT''T'''A - AT''T'''A$ ，換言之，等於

庫內因此次洪流直至 T 時，所有之天然河谷儲蓄量，加以無壩管制時將要經過壩址下流之水量，減去經過洩水道實際外流之水量。

故水庫洪水演算之基本公式為：

$$Q_2 \cdot \Delta t - Q_3 \cdot \Delta t = \Delta S$$

式內 Q_2 為流入水庫內之水量，即進水量。

Q_3 為自水庫實際流出之量，即洩水量，又名去水量。

ΔS 為 Δt 時間內蓄水之增加量

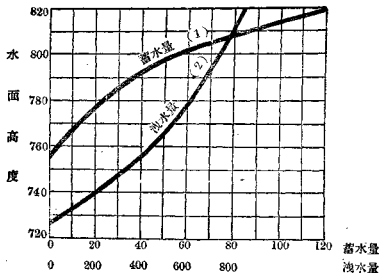
在此公式中，水庫之蓄水量常為已知，且可用水庫水位之簡單函數表示之。水庫之去水曲線，亦常為水庫水位之簡單函數（無管制之洩水道），或為任何簡單之過程，（有管制之洩水道），例如上圖中之 AFGB 線。但水庫之進水曲線，常為一極不規則之函數，以致使此公式難用平常數學方法，求得一普遍通用之解法。關於推算洪流前進情態之方法甚多，茲介紹常用之『逐步試算法』，藉以示例。

（乙）逐步試算法

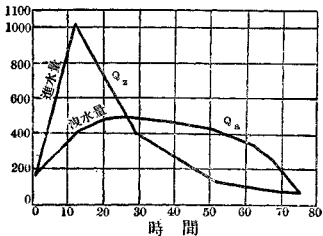
應用逐步試算法，推算洪水經過水庫之前進情形，雖較為繁瑣，但以所得結果準確，故此法應用較廣。計算之前須先將已知各項情形，包括假定壩之建築情形，繪成下列三項曲線：

- （1）水庫蓄水量與水庫水位之關係曲線，係由壩高及地形求得者。例如第四二一圖中之蓄水量曲線。
- （2）洩水道流量與水庫水位之關係曲線，假設洩水道無管制設備，此關係將是洞孔流量對其形狀大小與水頭在水力學上之規律。例如圖中之洩水量曲線，若有閘門設備者，即應照閘

門管制規範而為某一定之關係。



第 四 二 一 圖



進水與洩水曲線圖

第 四 二 二 圖

(3) 洪水之進水過程線，例如第四二二圖內之進水曲線 Q_z 。

演算時之步驟，須先將洪水期間分為若干時距 Δt ，然後以每一時距為單位而逐步試算，各時距或相等或不相等，均無不可。如所取各時距愈短，可以使該時距間之進水曲線與一段直線之區別較少，亦即精確度愈大，但須注意者，計算所得之精確度，不必超過原資料所許可之程度。

推算之法為每次解決一階段，問題可以簡化。先假定第一階段終了時之洩水量“ Q_a ”，再根據進水量 Q_z 及 Q_a ，以求水庫在此時距內之蓄水量 ΔS ，由蓄水量與水庫水位之關係，〔第四二一圖曲線(1)〕以求水位之高度。再由洩水道流量與水庫水位之關係，〔第四二一圖曲線(2)〕以求相當於該水位之去水量 Q_a 。所求得之 Q_a 與先假定之 Q_a ，是否接近，如相差甚大，即須重新假定，依上述手續重算，直至假定之去水量與計算所得之去水量相符為止。此項求得之第一時距終了時之洩水量，同時即為第二時距開始時之洩水量，以此類推，即可求得整個之去水曲線。

第三節 壩址之選擇

建築水庫，須先勘測壩址，對於地形，地質及一般地方環境，均應詳細考察研究。假使壩址過分僻居上游，則水庫控制之範圍太小，或壩址過分處於下游，河槽太寬，兩岸平坦，皆不適宜。至於地基之優劣，更足以影響施工之難易，與工程費用之大小。此外如當地之交通情形，築壩材料是否就近可以供應，庫內蓄水後，其被

淹沒之區域，是否有重要經濟價值，以及築壩之安全問題，例如洪水時期，冰凌與氣候等，均須予以詳細考慮，普通須先選出壩址數處，加以覆勘，研究比較，再作最後之決定。水庫大壩，有拱壩，支梁壩，重力壩，土壩之別，假若各壩每單位體積壩身之工程費用，無大差別，庫內被淹區域之損失，毋庸多加顧慮，則選擇壩址，可就地形上，詳加研究，應使水庫之容積為最大，而壩身之體積為最小，為滿足此項理想起見，壩址所在地之河川，其兩岸宜狹隘而陡峻，河底坡度必須平緩，水庫上游之地勢，應相當開展。

通常估計水庫容積之公式如下：

$$S = \mu \cdot A \cdot H$$




式內 H 為庫內蓄水深度，約等於壩之高度。

A 為相當於水深 H 之水庫面積，可由具有等高線之地形圖上量之。

S 為水庫之容積。

μ 為地形係數，依照歐尼氏(Ornig)之研究， μ 之數值如下表：

第 三 一 表

河谷橫斷面形狀	γ	ν	U
河床縱斷面形狀 	$\mu = 0.15$	0.2	0.3
	0.2	0.3	0.4
	0.25	0.4	0.5

水庫攔水壩之體積，除與河谷之寬狹有關以外，又因壩之類別

而有所差異，假設以同高之壩，就其單位長度之體積而比較之，則拱壩之單位長度體積為最小，支梁壩次之，重力壩又次之，而以土壩之體積為最大，究竟採用何種壩為合宜，須受壩址及有關因素之限制，如所選壩址，祇有一種形式之壩，可以採用，則問題十分簡單；若同時有數種壩均可適用，祇有擬具各式壩之初步計劃，各估工費，並權衡各方面之利害，然後再作決定，惟不同形式之壩，不可祇按照各壩體積之大小，而作工費之比較。

第四節 洩水道與溢水道

洩水道有不加管制者，亦有裝置閘門作為洩水之管制者，前者之優點為結構簡單，興建費與修養費均較為節省，後者之優點，可能具有較大之防洪效能，且可使水庫供給多目標開發水利之用。

不加管制設備之洩水道，大都為隧洞式，在水力學方面之計算，屬於孔口，流量公式為：

$$Q = CA \cdot \sqrt{2gh}$$

式內 Q 為流量，

A 為洩水洞口之面積，

h 為洞孔以上庫內之水深，

C 為流量係數。

此式表示洩水道流量，與水庫水位之關係，例如第四二一圖中之曲線(2)，此乃前節洪水計算中之基本關係之一。

關於洩水道之設計，須考慮以下各點：

- (1) 水庫之最大洩水量，外加水庫以下支流之匯入量，切不可超過下游河槽之安全容洩量。
- (2) 洩水道之水流效率，須使之增高，換言之，即水流阻力，須使其最小，即進口須圓滑，表面須平整，流道須正直，或成和緩之彎曲。
- (3) 洩水道必須堅強，使足以抵抗高水頭流速之沖刷摩擦。
- (4) 管制式之洩水道，宜有雙重門，以便修理，及應付非常事變。

(5) 建壩之時，須能利用洩水道排洩小量洪水。

(6) 洩水道須能於合理之時間內，洩盡庫內積水。

推求洩水道尺寸之初步估計，可按下列之程序：

- (1) 自水庫之設計洪水，計算總進水量。
- (2) 自下游河槽之安全容洩量，推求最大洩水率。
- (3) 以總進水量，減總洩水量，得最大之蓄水量。
- (4) 自蓄水量高度曲線，求該蓄水量在庫內之水位。
- (5) 自洩水道公式，計算所需之橫斷面積，洩水道除節制最大洪水外，須能迅速洩出小量洪水，且於適當時間內，放空水庫。

溢水道之位置高度，須在水庫之設計洪水所達最高水面之處，

或在該處之上。溢水道之功用，可視為壩之太平門。在洩水道閉門損壞，或超過設計洪水之大水來臨之時，水得由溢道外流，以免洪水漫越壩頂，致生危險。但當溢道漫水之時，即係洪水已超過水庫之防洪效能，此時之水庫即不再視為有效之防洪工具。

溢水道最普通之式樣，為漫溢式，漫溢流量之計算，可應用水力學上之堰流公式，此外尚有直井溢道，與虹吸溢道等，溢水道常為壩之一部分，尤以混凝土壩為然，若係土壩，則溢道與壩身分離獨立，溢水道式樣與位置之選擇，須就經濟，地形及安全等項研究得之，總之，為探求溢水道及洩水道水流之性質，以及在大壩下游可能之冲刷，最好利用模型試驗，以期獲得正確之指示，為設計之依據。

既知溢水道之一切性質，並已推知溢水道之設計洪水，流經水庫之情態，則可知最高水面，壩頂之高等於此值，加以適當之安全數，若為土壩，則安全數之選擇特為重要，蓋萬一有漫壩之事，則極危險也，重要之條件為風揚，浪高，及結凍等作用，必要時以上三種影響必累積計之，因最大之風揚，最大之浪高，最大之結凍作用，可能同時發現，故壩高必為由溢水道設計洪水所計算之庫內最高水位，外加三種影響之高度，而決定之。

第五節 水庫泥沙問題

水庫內泥沙之淤積，對於水庫大壩之設計，極為重要，蓋壩之高度，全視所需蓄水量及泥沙淤積量而定，若設計時，預估水庫內泥沙之淤積情形，不甚準確；則計劃完成以後，泥沙或竟超過預計之量頗巨，所蓄水量即感不足，換言之，攔洪水庫之容積因淤沙而減小，即不能容納預定之洪水，失去防洪之效益，或為灌溉或水力而建之庫，容積減小則水量不足，灌溉之區域縮小，或因水量不均，

不能產生最大之電力，凡淤積沙豐富之河流上築壩，對於庫內淤沙問題，不可不慎之於始也。印度柯司納氏 (A. N. Khosla) 有鑒於此，曾蒐集世界各壩之資料，作有系統之分析與研究。

關於庫內淤沙之情形，認為與河川之流域面積關係最大，故淤積速率應以單位流域面積內（以平方公里計）每年若干立方公尺計之。參考所集資料，以定水庫內泥沙淤積速率，次求在最短時期內，泥沙淤積後所佔水庫之容積，俾便庫壩之設計。至於河川內泥沙之挾運，水庫內泥流及淤積之情況，亦須研究及之。

柯司納氏 (A. N. Khosla) 根據世界八十餘壩之資料，研究庫內淤沙之結果如次：

- (1) 水庫內泥沙之淤積，對於水利工程，如防洪，灌溉，水電，或給水等，發生嚴重之影響。苟各計劃欲達其完美之效果，至少在五十年內，須能節蓄所需之最少水量。故水庫容量不可少於此項最少蓄水量及此時期內可能泥沙淤積之容積。欲準確測定此項泥沙在水庫中所佔之容積，乃設計水庫時之重要問題。
- (2) 每年泥沙淤積量，大都視每年河川流入水庫之挾沙，及水庫內淤積情形而定。故中心問題，即在如何決定水庫內泥沙淤積速率，並研究如何設法減低河川挾沙量或水庫淤積量。
- (8) 源於雪水之河川，通常不挾泥沙，源於雨水之河川，則常攜帶泥沙。所挾泥沙之多寡，全視該區降雨量強度及不規則性而定。源於雨水之河川，其含沙量常與流量成正比。大凡

因暴雨而來之河川，能挾帶多量之泥沙，但其年淤積量，無異於雨量分佈均勻之同等流域面積另一河川所挾攜者，因年雨量並不相差太多也。

- (4) 水庫以上之流域性質，全視河川本流及其支流流域內之地質情況，例如泥沙之沖刷，及植物生長之性質與範圍而定。
- (5) 各流域內泥沙之產生，其量出入甚大，或水庫以上，幾無沖刷，或庫上流域，沖刷甚烈，泥沙量大，泥沙特豐之河流，其水庫內泥沙淤積速率，每平方公里每年平均為 356 立方公尺，最大淤積速率不致超過每年每平方公里 425 立方公尺。
- (6) 水庫內泥沙淤積速率，可根據下列兩項情形估計之，一為已建水庫，有同一流域性質者；一為經過相當年代，舉行有系統有計劃之含沙量測驗，以求正確之含沙量，此項測驗旨在測定河川之浮游泥沙，如屬可能，並須測定河牀之推移量。
- (7) 河川含沙量係根據其所挾浮游泥沙之重量測得，故必須變成體積，以求水庫內泥沙淤積之速率，按法里斯(O. A. Faris)氏試驗之結果：
 - (a) 庫內淤積泥沙乾容重約為每立方公尺 300 至 1700 公斤不等。
 - (b) 長期露出水面者 1440 公斤，
 - (c) 短期露出水面者 1120 公斤，
 - (d) 長期浸沒水中者 480 公斤。

美國 Boulder 水庫內估計泥沙淤積速率時，曾假定泥沙乾容重

- 爲每立方公尺 1380 公斤；而印度 Bhakra 水庫，則爲 1400 公斤。
- (8) 至於河牀推移之泥沙，其量變化甚大，約爲浮游泥沙之 17% 至 25%。然一般言之，較大水庫之推移泥沙影響不大，蓋粗質泥沙通常於將達水庫時，因流速遲緩，即行淤積，故河牀日漸淤高，而水庫內粗質泥沙則減少。
- (9) 庫內泥沙淤積速率之減低，由於露出水面，收縮所致，或由於支流河口三角洲之形成。
- (10) 水庫內泥沙淤積速率，宜以每年每平方公里流域面積內若干立方公尺表示之。若以水庫蓄水量之百分率表示之，實屬欠妥。蓋水庫內泥沙淤積速率之決定因素，乃流域面積，而非蓄水量也。
- (11) 流域內泥沙冲刷速率之減低與控制，可藉培植草木，防止地面覆蓋物之去除，或於相當冲刷地區，加以適當防冲工事。雖防冲工事可影響泥沙之產生及分配，但其效果有限耳。
- (12) 若將洩水道之洩水量放大，或其位置放低，可控制一部分泥沙，但其洩水量及位置，視逕流，蓄水時期，及用水需要而定。
- (13) 若水庫內泥沙淤積，至蓄水量較其需用水量小時，則於主流或支流上，須準備另建其他水庫。

按我國北部西部各地區，盡屬黃土區域，河流之含沙量均頗豐富，如須興建水庫，則水庫內泥沙淤積問題，殊爲嚴重。黃河陝州水文站黃測之平均每年輸沙量約爲

1,500,000,000 公噸；假使在陝州以下建築庫壩，全部泥沙將行淤積，則泥沙淤積速率可達 1500 立方公尺 1 年 1 平方公里流域面積。又陝西乾溝土壤內曾測得庫底淤土之乾容重為每立方公尺 1,205—1,235 公斤，日人擬具三門峽水庫時，則假定乾容重為每立方公尺 1600 公斤。1935 年陝西洛惠渠之大壩完成，壩高為 16.9 公尺，蓄水量為 4,840,000 立方公尺，洛水之流域面積為 85,100 平方公里，壩成後經一次洪水，歷時 7 日，大部分水庫容積即為泥沙淤積。12.5 年後，淤積之泥沙高於壩頂 40 公分，推算泥沙淤積量為 5,300,000 立方公尺，實較水庫容積為大。於是國人對於黃河幹支流築庫問題，咸具戒心。關於 1944 年日人曾研究黃河三門峽及清水河建築水庫之淤積問題，估計三門峽壩完成之第 12 年起，水庫之有效容量即開始遞減，約至 40 年，水庫即無可資調節發電用水之容量，至於清水河水庫之容量，至築壩 50 年後，始受淤積之影響而減小，在 150 年後，全庫始將淤滿云。此項初步估計，惟尚未作為定論。而東北之柳河，在新民站所測之平均含沙量為 1.86%，最大含沙量為 62.64%，比較黃河之含沙量，在陝州站所測，平均含沙量為 2.09%，最大含沙量為 46.14%，二者實相類似，均屬世界最大含沙之河流。柳河為助洪助沙已建有關得海水庫，淤沙情形，尚非十分嚴重，堪資參考。

第六節 攔洪水庫舉例

我國所建攔洪水庫，如淮河上中游各水庫，永定河官廳水庫，東遼河水庫，柳河關得海水庫等，或已完成，或正施工，茲舉東遼河水庫為例。摘錄『人民水利』第三期，東遼河水庫工程概況如次：

東遼河水庫工程

(甲) 水庫效益

東遼河為遼河水系一大支流，流域跨吉林、遼東、遼西三省，

面積 10,317 平方公里，全長 333 公里，上游多係山地，河道變遷較少，下游皆屬平原，佔流域面積 69.5 %，河道坡降較緩，在二千分之一至四千五百分之一之間，兩岸皆係沙質壤土，每遭洪水，河道變遷無常，兩岸田禾，多被淹沒，據過去資料統計，沿岸汎濫面積年平均達 152,000 公頃，（每公頃合 15 市畝）農產、房舍、道路、橋樑、牲畜等損失，按現價折算，約四千億元（東北幣），災害之烈，可以想見，同時因上游山林的濫伐，洪水量與年俱增，較大之洪水即達 2,000 秒公方；而在枯水時期，流量僅約 0.1 秒公方，流域內雨量多集中於七、八兩月，佔全年 48 %，六月至九月則佔 73 %，非但造成汎濫根源，且使河水之利用上受了很大的限制，因此，乃於中流上段遼西省梨樹縣二龍山修建攔河壩一座，造成水庫，以資防洪蓄水，並保證灌溉，茲將其對於防洪、灌溉，與除淤之實際效能，略述如下：

- (一)防洪 據流量觀測之結果，及按日雨量之推算，攔河壩位置之最大洪水量為 2,700 秒公方，修攔河壩後，自滾水壩溢流量 450 秒公方及進水閘 100 秒公方，合計最大為 550 秒公方，其下游流量亦相對減少，至東西遼河合流點，其洪水量僅餘未修前之 42 %，可使下游 152,000 公頃之土地免於汎濫，使 82,450 公頃之既耕地增加產量，並可減少公路、橋樑、房屋、電話等受洪水沖失之損害。
- (二)灌溉 在攔河壩位置，曾施以一萬次以上之連續流量測量，年平均總流量為 63,100 萬公方，（流域面積 3,794 方公里，

年雨量平均 660 公厘，平均逕流係數 25 %) 此中扣除蒸發及滲漏損失每年約 10,500 萬公方，其有效存儲量為 52,600 萬公方，因水庫至灌區起點約 85 公里，且灌區土質沙性較大，故每公頃年需水量按 26,000 公方計（連同一切損失在內）年可灌種稻田 20,000 公頃（其中荒地及早田改種各約一半），若用水設法節省，灌田數尚不止此。

(三)防淤 按東遼河之含沙量觀測結果，年平均為 0.15 %，修成水庫後，每年可平均減少輸沙 96 萬公方，在下游河道及遼河本流之防淤上，起着一定之作用。

(四)其他 由於水庫之造成，及灌區之開展，增加水之面積，並延長水流入海之路程與時間，因此間接對濕潤氣候及促進水分之循環上，亦發生若干效果，此外，並可供給附近都市之工業用水。

(乙) 水庫概況

本水庫為東北既成四大水庫之一，以防洪及灌溉為其主要目的，就水庫本身而論，如欲達成防洪之目的，則應使水庫於洪水期前盡量保持空虛狀態，以備蓄洪，故庫水在平時應保持較低之水位，但若為達成灌溉之目的，則庫水應盡量存儲，以備灌溉，故又應保持計劃高水位方可。

根據攔河壩位置在十年內實測流量之結果，洪水量達 300 秒公方以上者，計 12 次，時間在七月十日至九月十日之間，故此期間可視為洪水時期，每年灌溉開始約在五月上旬，適值枯水時期，水

庫流入量少，水田需水正多。此後雖有六月份之降雨，但按過去流量記錄計算，七月一日庫內水位，恒較五月一日之水位為低。故在洪水期前無放流之必要。在洪水時期，流水雖可一部自滾水壩滾流，但此流出量較流入量小，故在計劃高水位（即滾水壩頂上）之上部，尚可儲存 31,800 萬公方之水量，足資蓄洪之用。因此可使防洪及灌溉之目的，同時達成。

本水庫之建築物，由攔河壩、滾水壩及進水閘三部構成（參見第四二三及四二四圖）。攔河壩為土造，全長 560 公尺，高 26.8 公尺。滾水壩總長 100.5 公尺，上下游坡降為 1 : 0.03（即百分之三）及 1 : 0.85（即百分之八五），外周厚 1.5 公尺部分為 1 : 2 : 4 混凝土，內部則為 1 : 3 : 6 混凝土。其中間長 56.5 公尺為滾水部分，上有混凝土橋及閘墩。兩側各長 22 公尺為非滾水部分。自滾水壩三角形垂直軸至下游方向 45 公尺處，設混凝土護坦。壩下有直徑 3.1 公尺之圓形放水孔二處，直通進水閘之導水管內。進水閘為鋼筋混凝土造。進水孔分四層，每層四孔，設於 1 : 1.5 之坡面上，以便取各種不同水位之水流。水進入水孔後，流經彎曲漏斗形之短管而入矩形導水管內，復由滾水壩底之放水孔內流出。閘門為鐵製起落式之閘門，每二扇為一組，以一軸槓啓閉。其啓閉機械為手搖式，設於閘上操縱室內。當水位超過各級進水孔上端 1.3 公尺時，該層四孔同時放水，流量即可達計劃水田需水量 68 秒公方。

水庫容量及各項高程如下：

滿水面積（洪水期）

121 平方公里

平均水面積	65 平方公里
庫底標高（攔河壩處）	201 公尺
最低水位高	208 公尺
限制水位高（滾水壩頂高）	219.5 公尺
最高洪水位標高	222.6 公尺
水庫總容量	93750 萬公方
年平均流入量	63100 萬公方
蓄洪量	31800 萬公方
有效使用量	52600 萬公方

本水庫各項工程（包括放水路等附屬工程及臨時工程在內）之全部工程數量，及使用人工、車輛數日，如第三十二表及第三十三表：

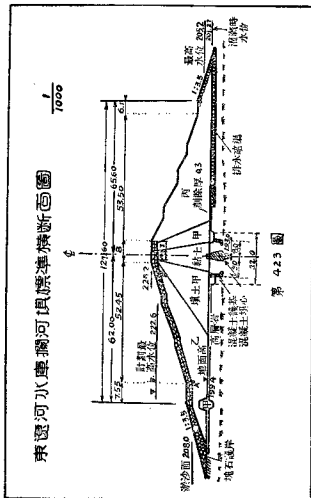
二龍山水庫各項工程數量表 第三十二表

工程別	鑿石 m ³	挖土 m ³	堆石 m ³	鋪石 m ³	填土 m ³	混凝土 m ³	鋼筋噸	模型板 m ²
攔河壩	7,627	37,500	56,722	35,220	438,620	7,770	—	13,274
滾水壩	8,947	18,000	—	—	—	22,500	70	9,910
泄水閘	3,590	1,070	—	—	—	3,100	300	3,540
其他	31,426	118,400	2,109	2,520	8,000	5,070	27	7,796
合計	51,600	174,970	58,831	37,740	447,280	38,440	397	34,520

二龍山水庫工程實用人工，運輸統計表 第三十三表

項 別	技 術 工	普 通 工	人工合計 (工)	車 輛 (車輛)
數 量	213,700	1,877,800	2,058,500	61,740

(丙) 攔河壩



一般大型水庫攔河壩多係混凝土造，國內土攔河壩，甚為少見。本攔河壩所以為土造者，計有下列各原因：

- (一)壩基礎部係中生層之硬沙岩及礫質砂岩，在上部二公尺深部分，岩質較軟，且多裂紋，並有斷層存在，故用剛性體之混凝土壩，尚不若用亞彈性體之土壩為宜。
 - (二)用本壩附近土壤，建築攔河壩，品質尚屬相宜，並可於最近距離內取得，工價較混凝土壩略低，且可少用大量之水泥。
 - (三)壩身較低，從地形及對岸距離與風向之問題言，波浪沖蝕較小，在施工中石岸鞍狀地可利用作放水路（施工後利用作滾水壩處），易於解決洪水處理問題，此外並無不便之點。
- 根據以上情形，乃決定為土造攔河壩，茲將其各部之細部構造

略述之如下：

- (一)斷面構造 本壩修築地點，在岩盤上有深4至5公尺之沈泥及沙土。如全部取出，土量過大，故修築混凝土壩心及黏土壩心，使生遮水作用。在上游方面，為求壩身安定計，故使用較大之斷面，其土質以在浸水狀態及庫水驟降時對滑動及剪力有相抵抗之材料。在下游方面，則以使滲入壩內之水，能迅速排出，降低滲透線為目的，故使用富有滲透性之材料。為此，本壩之材料，除混凝土壩心外，均使用黏土、甲種壩土、乙種壩土及丙種壩土等四種（見附圖）。土壩上游坡面，為防止波浪沖蝕，土壤浸水後之膨脹，各季凍害及流冰衝擊等，乃鋪以厚1.5公尺之乾砌塊石，下游側

上部則利用草皮護坡，下部為防止洪水時下游河水的回水沖蝕，並便於滲水計，亦鋪以塊石護坡。至於土壩與滾水壩接頭處，因在滾水之際，滾水壩受到震動，易使混凝土與壩土之間發生空隙而漏水，故將滾水壩設非滾水部，斷面漸漸縮小，伸入土壤之內，以便減少滾水壩滾水時對土壩之影響。

(二) 土質及碾壓 攔河壩所用之各種填土，皆採自現地。實驗結果，黏土及甲、乙種壩土，略屬同一性質。故在碾壓時，以不同之方法施行，使起不同之作用。丙種壩土則為含有頁岩沙礫之土壤，所用之土壤的性質及碾壓程度，如第 34 及 35 表所示。

(三) 滲透線及排水設備 滲透線問題，在土壩中極為重要。本壩除適當配合各種土質，使滲透線盡量降低外，在下游方面自壩中心線下游 20 公尺處起，每隔 20 公尺；設排水暗溝一道（底寬 1 公尺，側坡 1:0.3，用塊石填滿），在距壩心 57.6 公尺處，設排水幹渠一道（底寬 1.5 公尺），與壩心平行，匯集各支渠之滲透水而排出。計算其流入壩內之最大滲透量為每公尺每分鐘 30.8 立方公厘。此滲透線在上游壩土中損失水頭為 2.45 公尺，其後通過壩心及下游填土，至排水幹渠之交點，完全下降與地面交叉。其線形為 $x^2 = 82.2y$ 兩端以緩和曲線連結之。滲透線之平均坡降為 1:3.03 與水平線之交角為一八度一六分，與一般土壩滲透線相較，尚屬適宜。

使用土壤性質一覽表

號數	土質名稱	使用部份	自然土空 隙率%	塑性指數 %	粘土含有量 0.01—0.005 0.005以下	砂含有量 %	滲透係數 公分/分	容積比
1	沉泥質粘土	壩心及甲種	43.33	28.30	14.70	30.00	1.47×10^{-4}	$3 \sim 30\%$
2	壤土	壩心, 甲種及乙種	44.62	21.20	14.00	29.40	1.08×10^{-3}	—
3	,,	乙種	40.68	19.30	10.30	27.50	3.35×10^{-4}	—
4	,,	丙種	40.83	—	9.80	21.00	3.08×10^{-3}	—

碾壓程度表

土種類	每次碾土 厚(公分)	碾壓後土 厚(公分)	碾壓後土 層數(次)	碾壓後空隙 率(%)	碾壓後透係數 (公分/分)	備	考
粘土	15	9.8	4—5	① 42.00 ② 44.60	1.23×10^{-4} 1.02×10^{-3}	較自然空隙率小	
甲種	20	19.8	3—4	① 44.00 ② 45.50	3.63×10^{-4} 1.69×10^{-3}	較自然空隙率大約 2—3%	
乙種	20	14.2	2—3	② 46.60 ③ 44.00	2.79×10^{-3} 1.90×10^{-3}	同上約 4—5%	
丙種	25	15.5	2	④ 47.00	7.60×10^{-3}	同上約 15%	

註 1. 碾壓後空隙率標之①, ②, ③為表三十四之號數。

註 2. 碾壓時係使用 A 四噸碾壓機。

註 3. 含水量, 按試驗結果, 在碾壓時以 18.5—19.6% 為標準數值。

(四) 壩高及頂寬 攔河壩之高度，係按計劃洪水位於其上加以餘裕高（即出水高）。其餘裕高之數值，應按洪水時或地震時波浪之大小、結冰作用之深度、最大洪水量與流出量之關係等決定。本攔河壩之餘裕高係按波浪高度及速度之關係算出，數值為 2.6 公尺。此值與按世界既成 200 餘攔河壩餘裕高平均公式 $a=2.07+0.036H$ （式 H 為最大壩高，單位為公尺）計算之值，略為近似。

壩頂寬依 Trautwine 氏之 $B=2+2\sqrt{H}$ 及 Wegman 氏之 $B=\frac{H}{S}+3$ （單位呎）等公式計算，應為 21 呎及 24 呎，採用數值為 8 公尺。

(丁) 水庫現狀及其他

本水庫於 1944 年開工，1945 年 8 月完成土壩 89%，滾水壩 97%，進水閘 98%，後經修建，除滾水壩上混凝土橋計劃於 1951 年修築外，餘皆竣工。自竣工以來，其防洪上之效用已完全發揮。在灌溉方面，則配合灌溉區工程，在 1950 年已灌田 4,200 餘公頃。今後將年有增加。

本水庫自 1949 年 9 月方正式蓄水，水位迄未達計劃高水位。目前尚無嚴重的不良跡象。今後水位增高，情形如何，尚待調查研究。

在工程方面之問題為：（一）原修時壩身填土未有餘裕高（備壩身沈落之用），修後因年久壓沈，壩頂高沈落 20 至 40 公分不等。（二）進水閘無排氣設備，於放水時，水流挾入空氣，使閘體感到

微震，且有巨大響聲。（三）攔河壩下流坡面原有排水溝（與壩線平行，集水後自兩側排出），斷面過小（30公分方形），且因不均的沈降，已失去排水能力，下游坡面因降雨沖成若干小溝，以上各項皆待研究修理。

在水文方面之問題，即為有效蓄水量之決定。其中最要者為年平均流入量。按本水庫在最初規劃時（1941年）之計算，年平均流入量為117,400萬公方，但在施工前（1944年）之計算（過去十年之記錄），則為63,100萬公方。故僅據十年之記錄而定水庫之計劃，實感不足，今後應再繼續研究決定。同時，水庫之蒸發量亦僅據1944年短期水面蒸發之記錄，及由於陸上蒸發之推算，滲透則亦僅按地震估計，故在實際應用上，因流入量及損失量皆不能作最後之肯定，所以在灌溉面積上也難有具體之數目，因之加強水文觀測研究，非但為本水庫之迫切需要，即其他水利工程亦同樣迫切需要，緣水利工程之規劃，必須賴有正確之長期觀測資料，以資依據。

第八章 治河規劃之新趨勢

第一節 流域規劃

人類與水鬭爭之歷史，已有數千年之久，回顧治河方面所取之策略，最初時期為防範洪水，修築陸埝，完全採用守勢，作消極之防禦，次一時期除防範洪水之外，進而整治河道，使之就範，偶或興辦局部之航運與灌溉工程，以資利用。再次時期乃漸由被動轉為主動，防洪之外，爭取小規模或地方性之河道利用，而最近二十年來，在治河規劃方面，則完全爭取主動，作全流域多目標之開發。全流域多目標開發之新觀念，蘇聯先曾應用之於聶伯河，印度應用之於旁遮普河，其他歐美各河採用此項原則者，亦不勝枚舉。但此項全流域之規劃，唯有在社會主義及新民主主義之國家，方能徹底實現，因政權操在人民手中，故能處處為全體人民利益而努力也。曩時世人對於洪水，具有極大之恐懼心，往往以洪水與猛獸並稱，防之惟恐不嚴，避之惟恐不遠，而今日規劃治河，應用全流域多目標開發之新觀念，則地盡其利，水盡其用，不患水之多，而患水之寡，昔日之『洪水猛獸』，一變而為『濟水黃金』矣。

全流域多目標之開發，或簡稱為『流域規劃』，其定義即採取一定之步驟，在廣泛之意義及大規模實施下開發全流域之自然資源，使直接或間接有關之農業，動力，防洪，航運，灌溉，工業，經濟，及社會等各方面，均有最完美之發展，而獲得最大之利益，並使最

多數人民達到最優良之境遇。換言之，流域規劃為採取最優良而周密之方法，使大自然力量之控制，資源之開發，及人類之幸福，均達到最理想而完美之狀態。此項規劃之發展，則視政治上或其他方面之條件，而推行於一地區之內，一流域之內或兩個以上流域之內。規模愈大，則開發之利益及成功性亦愈大。但多目標之開發，包含因素甚多，需要完整而廣泛之資料，並須善於掌握因開發而產生之各項聯繫問題，以致規劃之困難亦隨規模之擴大而增加。近代大部分已完成與未完成之多目標開發計劃，恒限於一單獨流域內，僅極少數計劃擴充至兩個或更多流域者，故最初宜從一流域之範圍着手。

流域規劃可分為工程技術，經濟及社會等三方面。工程技術方面須擬具各種控制水流之方法，及分期開發之步驟。經濟方面須估算各種開發方式以及各項水利工程之費用與利益，並研究其他有關之經濟建設，互相比較配合，以期求得最完美有利之流域開發計劃。而社會方面更須深切重視，因流域開發計劃實現以後，即可改變多數人民之生活與生產方式。所以流域規劃工作，應行考慮之事項如水文，防洪，灌溉，墾務，森林，農業，畜牧，土地利用，土壤沖刷之防制，分水嶺及山脈之處理，水之保持，河流治導，航運，電力之開發與輸送，農村電氣化，各類型之工業化，城市及工業給水，肥料生產，地下蓄水，運輸，礦產之開發及利用，以及生活娛樂等，範圍廣大，關係繁複，必須集合各方面之技術專家，深思遠慮，通力合作，始能擬定最完善之計劃，為人民謀最大利益。尤須注意者，流域規劃之目的，為求長久之利益，但社會時刻在發展之中，流域

開發工作亦須逐步推進，究應如何配合施工程序與社會需要因應研究，又當流域開發完成以後，社會仍在繼續發展，所謂長久之利益，如何掌握，亦須預為考慮。故流域開發計劃，不僅須具有遠見，更應具有彈性，以便配合將來之需要，隨時修正。

四千年以來，我國治河多墨守成規，所採取之方法，仍以築堤防洪為主，偶或採用分洪辦法，亦屬旋興旋廢，所謂興利祇限於局部之灌溉與航運工程，關於河道之整治，固未嘗實施，更未謀及全流域之開發。自全國解放以後，在中央人民政府英明領導之下，正在籌備大規模之經濟建設，則治河規劃，尤宜迎合世界之新趨勢，從事全流域多目標之開發。流域開發計劃為經濟建設之一部分，首須與其他經濟建設計劃互相配合，並進而與國防、政治、文化之建設計劃相結合，成為一整體。現在我國重要河流，如淮河，黃河，長江等，尙未有成熟之流域開發計劃正式公布，然從事治河者，籌謀規劃，已趨向全流域多目標開發之途徑，並為適應急切之需要，在治淮方面，已參酌流域規劃之原則，積極實施一部分之工程。茲參考各項刊物之資料，如『人民水利』，『治淮介紹』暨『黃河研究資料彙編』等，摘要介紹『治淮規劃』與『治黃規劃』之綱要如次，藉以示例。

第二節 治淮規劃

(甲) 淮河流域概況

淮河流域之位置，介於黃河與長江之間，北以鄭州至開封之黃

河南堤與黃河流域分界，並以廢黃河與山東諸水分界；東至黃海之濱，南以桐柏山，大別山與崑山脈與長江流域分界，西以崑山，外方山，伏牛山與洛水及漢水流域分界。而山東南部諸水，如汶，泗，澗，沂，沭等，因有大運河之聯繫，一部分水量亦能流入淮河流域，應列入淮河流域範圍之內。故淮河流域面積共計 280,000 平方公里，流域內之人口計 82,000,000，耕地計 220,000,000 市畝。

流域內之地形，可分為平原與山區兩部分，因地形之不同，分成兩種不同性質之水道。一為坡度平坦，水流緩和，洪水峯不高，低水期有較豐地下水供給之『坡水』。一為坡度陡峻，水流湍急，洪水過後，流量驟減之『山水』。淮河流域故又可劃分為坡水區域，與山水區域。坡水區域有二：『淮北坡水區域』與『裏下河坡水區域』。山水區域亦有二：『淮河水系之山水區域』與『運河水系之山水區域』。爰分述各區之情況如下：

(A) 淮北坡水區域 位於淮河幹流以北，黃河以南，賈魯河及潁河以東，大運河以西，面積約計 94,000 平方公里。地勢北高南低，黃河之南堤成爲該區域之分水脊，如鄭州至壽張間之黃河南堤，偶或潰決，則黃河之水建瓴而下，泛濫於該區，而流注淮河幹流。1938 年黃河花園口之決口，演成潁河與渦河間黃泛區之慘劇，卽其例也。該區經過泛濫之後，原有之河道與溝渠，均已淤塞，低窪之地，則積水難消，於是造成不少之湖泊沼澤鹼地或沙地。數千年間，淮北坡水區域，屢受黃河蹂躪，情形大致相同。全區情況之最惡劣者，

如洪澤湖西北之泗宿地區，與平原省之新舊黃河間三角地區，排水系統紊亂，內澇特別嚴重。

(B) 裏下河坡水區域 位於大運河以東，海岸線以西，廢黃河以南，通揚運河以北，面積約 22,000 平方公里，地形四周高而中央低，興化適在釜底，其旁之射陽湖為該區排洩雨水河道匯集之所，再從射陽河蜿蜒而入海，射陽湖一帶地勢卑下，射陽河坡度平緩，又受海潮頂托，故排水不能通暢，該區農田，大部終年積水，如遇淮水盛漲，開放大運河東堤之歸海壩，則晚稻收穫即受損失，故該區通常僅能種植早稻，品質低劣，損失甚大。

(C) 淮河水系山水區域 位於淮河幹流以南，賈魯河，潁河以西；面積約計 95,000 平方公里，該區多為山巒丘陵，或為諸山水所造成之沖積平原，土壤沖刷現象，頗為嚴重，且沖刷進度加速，山巒與丘陵方面大部完全濯露，岩層上之表土，大部沖失，溪澗及河道內則滿積沙礫，洪水位與河牀逐年增高，以往可以通航之河道，現已大為退化。

(D) 運河水系山水區域 位於大運河以東，廢黃河之北；面積約 60,000 平方公里，其情況與淮河水系之山水區域相類。

關於淮河水系之支流，及其情況，參見淮河水系一覽表。淮河下游在十二世紀，即為黃河所奪，至十五世紀，黃河又全部入淮，淮水至洪澤湖後，不能暢洩，乃循三河入高寶湖經大運河而注入長江。至十九世紀，黃河雖已北徙，而洪澤湖以下之河槽已淤積高仰，

淮河水系一覽表 第三十六表

號次	河名	發源地	流域面積 (平方公里)	1950年 洪水流量 (秒公方)	1921年 洪水流量 (秒公方)	1950年洪水總 量(公方) 六月二十九至八 月十日	1931年洪水總 量(公方) 六月十八日至八 月二十六日	河流概況
1.	淮源及泗 河、水濇河、泗 竹、羊河、泗 河等。	桐柏山區及 大別山脈	14,420	6,480 (洪河口)	3,545 (洪河口)	(1) (2)共計 (3) 10,445,000,000	6,429,000,000	(1)至洪河口與洪河合 (2)大別山脈以後山洪暴發，泛 濫成災。 (3)洪河口之淮河河槽淺 水單僅達8000公方。 (4)無航運通商之利。
2.	洪汝水系 (洪河及南 汝河等)	桐柏山區及 伏牛山脈	13,260	2,382	2,112		5,253,000,000	(1)山洪暴發，泛濫成災。 (2)河槽祇能安全過水 1000公方。
3.	白鵝河	大別山脈	2,000	805	1,253		1,098,000,000	在洪河口以下入淮。
4.	史灌河水系 (灌河與史 河等)	大別山脈	6,470	2,240	3,440	1,754,000,000	2,473,000,000	
5.	谷河	宿遷、灌山阜 南蔣園壩	1,800	1,060	291	846,000,000	600,000,000	城水。
6.	濉河	阜陽南陵	1,900	760	463	820,000,000	783,000,000	城水。
7.	濉河	霍邱南	1,780	810	883	705,000,000	637,000,000	150年前入淮，後以河口 淤塞，諸為霍邱之城西關。
8.	濉河	濉陽南	2,180	730	1,134	701,000,000	790,000,000	霍邱城東湖之上游。
9.	濟河	大別山脈	7,050	1,100	1,645	1,450,000,000	1,791,000,000	浮河山區沖毀嚴重，河槽 佈滿砂礫。

10.	通河 上游分山水 如潁河、沙河、颍河、淮 水如賈魯 河。	崑山 外方 } 山脈 依牛 } 鄭州中平坡 地。	41,230	2,780(估計 最大洪水 量可達 8,000 秒 公方)	3,500	4,691,000,000	11,785,000,000	下游河槽之安全流量為 3500 秒公方。
11.	濟河及夾河	焦樹部上源 坡地	930	134	322	104,000,000	284,000,000	
12.	東澗河	合肥縣西北 丘陵區	3,000	642	1,646	417,000,000	1,502,000,000	在濉縣入淮，清代末葉積 水不退，稱為瓦埠湖。
13.	西澗河	壽縣西北之 坡地	4,750	944	580	519,000,000	1,178,000,000	中下游淤淺，上游來水積 不能容，淮水受漲又苦到 淮，河口正設閘。
14.	澗河(淮河 又名坂河 合梁河後 稱為壽魚 澗)	鳳台西北	1,220	102	465	16,000,000	312,000,000	下游在尹家灣入淮，淮漲 則倒灌，正設尹家灣閘。
15.	洛河(又名 卷河)	洛陽西之丘 陵地	1,930	400	896	251,000,000	761,000,000	濉縣東北新城入口入淮，下 游濉為閘阻。
16.	朱河	上通壽縣城 外集雨之萬 河、萬河、西 通澗河，西 通西澗河。	2,140	328	502	277,000,000	575,000,000	在懷遠縣山南入淮，河口 淤塞，內水不易外洩，淮 漲則倒灌。
17.	天河 (又名西澗 水)	鳳陽西南崗 地	410	177	161	77,000,000	128,000,000	在柘山對面入淮，河口淤 塞。
18.	濉河(另一 名濉河) 濉縣濉濟 河	河南通許 (是濉河起 於濉河南 之南)	12,500	2,242	1,337	1,843,000,000	3,086,000,000	在濉縣之東入淮，曾濉為 黃河南行入淮通道之一。

19.	北戴河	蒙城縣北	2,150	204	437	309,050,000	645,000,000	全部行於淤水區，在沫河口入淮，下游低於淮河，淮河四濶淤塞，雜流又苦河灘。
20.	小清河、漆河等	膠濟東丘地	2,550	1,340	643	475,000,000	807,000,000	下游疏為花園湖。
21.	清河	河南商邱地	5,450	383	749	516,000,000	1,242,000,000	在皖北五河縣西北合於沱河。
22.	沱河	宿縣城址	2,930	321	701	275,000,000	742,000,000	下游疏為沱湖，在五河縣東入淮。
23.	唐河	河南商邱東城址	5,100	990	659	750,000,000	872,000,000	東流河平行，下游經由天來湖，黃河入淮。
24.	颍河	定遠之丘地	4,320	160	1,070	91,000,000	1,318,000,000	下游疏為女山湖，又經三城河，會合七里湖，在蕭縣東入淮。
25.	溧河	泗縣北坡地	1,330	417	561	141,000,000	533,000,000	溧河位於洪澤湖之西，下游疏為洪澤湖。
26.	濉河	河南商邱東城址	7,430	1,030	1,240	747,000,000	1,287,000,000	會合徐州以南巨長堤之小水，東流行入洪澤湖，濉河本東流，入濉河，自濉河東流入淮以後，乃分由洪澤湖入淮，下游常淤塞成災。
27.	安河	睢寧縣黃河之南堤下	2,230	785	342	310,000,000	441,000,000	由睢寧縣南行入洪澤湖，湖水盛漲，下流疏為安河。
28.	洪澤湖四周小河（如濉河、子河等）	洪澤湖附近各小河及洪澤湖木馬面積共	3,100	1,715	1,533	617,000,000	1,546,000,000	濉河在三河尖之西入洪澤湖。

不堪排洩，南行入江，亦非通暢，於是洪澤湖日益廣大，淮水壅積爲患，而導淮之議起矣。

(乙) 淮河之病源

淮河問題之癥結所在，大致不外洪水時期氣象與水文之特殊，歷代黃河之侵淮，山區森林土壤之破壞，而最近花園口決河造成之黃泛區災害，以及河牀與洪湖之淤積，更使淮河之病象，日趨惡劣，難以收拾矣。茲分述如下：

(A) 淮河洪水期之氣象與水文 淮河洪水時期，流域內之氣象，主要爲溫帶低氣壓所控制，每年夏初，西伯利亞之高氣壓逐漸衰退，來自熱帶太平洋及印度洋之暖濕氣流與北方冷氣流接觸，成爲不連續之鋒面或低壓槽，如此時受到日本高氣壓之阻塞，則此低壓槽即可久留長江或淮河流域之上空，造成長江或淮河一帶之暴雨，例如 1950 年五月中旬以後，卽有連續之海洋暖濕氣流活躍於浙閩一帶，雨量甚多，卽俗稱之梅雨，此時淮河流域仍爲高氣壓所控制，所以雨量頗少，發生乾旱氣象，至六月底，天氣型式發生變化，太平洋副熱帶高氣壓團由菲列賓經南海向北伸展，長江下游及東南沿海鋒面隨之北移，同時西伯利亞及蒙古高原之大陸性高氣壓則停滯不動，迫使西南來之暖氣團經長江上游越平原省達於山東半島，在此狹長地帶形成一廣大低壓槽，兩種氣團於此接觸，不斷產生氣旋波動，盤旋達十二日之久，豫東皖北連續普降暴雨，遂釀成嚴重之水災，1931 年之低壓槽停留於長江與

淮河流域之上，淮河曾發生大水，其病源則一也。所有 1931 及 1950 年淮河洪水期內之洪水流量及洪水總量，參見淮河水系一覽表。

(B) 歷代黃河侵淮之後果 當黃河未奪淮以前，淮河之下游，係經過現在蘇北之淮陰，淮安，至泗水東之雲梯關，流入黃海。淮為古代四瀆之一，所謂瀆者，即獨立入海之河流也。昔時之泗水，則從沛縣以東，南流至徐州，與西來之汴水會，折向東南，至淮陰入淮。自 1194 年黃河改道南流，掠奪山東以下之泗河河槽，與淮陰以下之淮河河槽，東流入海。彼時金人南侵，宋室南遷，金人利河南遷，以鄰為壑，遂成黃河奪泗奪淮之局。

淮尾閘被黃河侵奪以後，宣洩不暢，於是山東省西部諸山水亦無出路，乃淤為微山，昭陽，南陽等相連續之湖泊。淮河不能由清口暢洩，則洪澤湖日益擴展。而淮河下游被奪之河槽，因黃河挾沙過多，河牀逐漸淤高，海口逐漸向外伸展，即非黃河盛漲期內，淮亦無法下洩。明清兩朝又為維護運河漕運起見，加高洪澤湖之隄防，採取了『蓄清刷黃』辦法，結果使洪澤湖變為極大之湖泊，淹沒盱眙對岸之泗州城，及溧河與安河入淮處之河槽。淮河不能由洪澤湖北行，不得不向南面低下之處，自覓出路，於是擴大蔣壩之三河，流向高郵，寶應一帶，但又為橫亘南北之大運河所阻，乃沿運河以西造成相連之高郵，寶應，卸伯等湖。淮流經卸伯鎮後，

方始穿過蓮河，由芒稻河注入長江。清代曾添闢甚多之歸江水道，而在每一水道之起點，各建草壩，秋季開放，洩淮入江，冬季堵閉，蓄水便利航運；二百年來，此制未變，即所謂歸江十壩者也。但淮河之主流乃從芒稻河至三江營流入長江。洪澤湖以下之淮河舊道，河牀日益淤高，黃河行水亦感困難，終於 1855 年，由銅瓦廂改道北去，仍從山東利津入海，而淮陰至海口之河槽，雖被黃河遺棄，但河牀淤積太高，淮水仍無法由此排洩，此即所稱之廢黃河。

淮水從三河下洩，固無河槽可循，每遇盛漲，全注高寶湖內，而裏運河之西堤與高寶湖互相通連，高寶湖水位高漲，裏運河水位亦隨之增高。裏運河東堤以外，即為卑低之裏下河坡水區域，上下水位相差在六公尺以上，全賴運河東堤為保障，萬一裏運河水位高漲過甚，東堤潰決，不特運河停航，所有裏下河之農田村鎮均將盡成澤國。1931 年運堤潰決之慘禍，即其例也。明代萬曆以後，曾為保障漕運，在運河東堤之內，建造減水閘。偶遇水位太高，東堤危殆之時，即避重就輕，開放減水閘洩去一部分之洪水。此項減水壩後即蛻變為歸海五壩。至今仍可利用者，尙存高郵境內之新壩，車運壩，與南關壩。1916 年，1921 年及 1938 年，均曾開放。惟歸海壩下游之歸海水道，宣洩不暢，開放歸海壩後，裏下河坡水區內之千萬畝良田，仍不免泛濫成災，遭受損害。

淮河流域歷代之水災旱災記錄，彙列統計，參見淮河流域歷

第三十七表

淮河流域歷代水旱災統計表

公 元	前 至	年 年	類	水				旱				吳 區	城 域		
				分		佈		區		佈				區	
				次 數	次 數	次 數	次 數	次 數	次 數	次 數	次 數			次 數	次 數
248	前	年	秦	11	6	8	3	2	1	2	2	1	1	12	
101	前	年	漢	13	9	7	2	2	2	2	2	2	2	13	
1	前	年	漢	15	6	3	1	4	8	25	2	4	1	2	21
1	前	年	漢	23	8	6	4	4	14	30	2	4	2	6	22
2	前	年	漢	26	14	11	14	14	6	19	3	3	4	3	16
3	前	年	漢	24	4	4	7	5	13	23	3	4	7	6	25
4	前	年	漢	22	13	12	15	11	8	12	11	8	10	16	16
5	前	年	漢	21	10	11	10	6	3	33	7	11	6	4	15
6	前	年	漢	29	17	14	9	8	3	28	6	9	5	4	13
7	前	年	漢	23	19	10	8	7	5	46	6	7	6	6	20
8	前	年	漢	40	23	17	20	17	5	46	9	4	17	16	22
9	前	年	漢	54	37	37	33	16	5	68	33	12	10	12	23
10	前	年	漢	46	28	18	23	22	11	61	24	13	23	23	17
11	前	年	漢	29	10	6	16	17	2	48	9	15	14	18	4
12	前	年	漢	25	12	47	23	22	32	50	23	27	17	31	7
13	前	年	漢	73	41	25	24	33	23	53	20	39	21	32	2
14	前	年	漢	74	41	25	24	33	23	53	20	39	21	32	2
15	前	年	漢	93	20	31	52	68	—	67	16	23	31	40	—
16	前	年	漢	94	25	32	57	84	—	68	20	34	31	41	—
17	前	年	漢	95	30	43	68	79	—	58	12	30	32	31	—
18	前	年	漢	87	21	32	43	65	—	53	17	21	22	28	—
19	前	年	漢	42	32	32	40	37	—	28	22	13	24	16	—
1901	前	年	光	978	442	408	476	546	69	916	268	230	315	351	248
1948	前	年	光	計											

1

代水旱災統計表。由此表可知十四世紀以後，淮河流域之水災，每百年發生七十次以上，與十四世紀以前大不相同，同時自十四世紀起，淮河流域之旱災，每百年發生之次數，亦保持在五十次以上。足見黃河奪淮以後，最初之一世紀中，洩水尚屬通暢，各地之灌溉制度仍能保存，此後則情勢日益惡劣，而災害日趨嚴重矣。

- (C)淮河流域之土壤侵蝕 淮河流域山區之森林多被採伐，山坡表土多被耕鬆而冲刷，天然之水土保持作用，破壞無遺，結果使山區土壤無涵蓄水量之能力，每遇大雨山洪暴發，盡量下洩，土壤冲刷益烈，河槽湖泊之淤墊日甚，洩蓄均弱，到處泛濫，災害頻仍。原來洪水位比地面低之河道，因河槽淤高，水位上昇，不得不賴堤防保障，成為地上行水之河。原來低水時期可以通航之河道，因雨水不能含滯於土壤之內，地下水之接濟減少，枯水淺阻，祇堪竹筏之通行。淮河坡水區域之土壤，原屬次生黃土，具有高度之侵蝕可能性。坡水區之排水系統固屬欠缺，田面又未妥加整理，農田不能起滲透與容水之作用，大部分之雨水，化為地面上之逕流，隨坡下注，故雨季土壤之侵蝕，更為嚴重。

- (D)近年黃河南泛之災害 1938年，鄭州以北花園口之黃河南堤被掘，滔滔黃水，改道南趨，由潁河與渦河間之狹長地帶傾瀉入淮，經由洪澤，高寶等湖，流入長江。潰水泛濫最嚴重之地區，如豫省之中牟，通許，尉氏，太康，鹿邑，淮

陽，扶溝，西華，商水，及沈邱等十縣；皖省之亳縣，太和，渦陽，阜陽，潁上，鳳台，蒙城，懷遠，壽縣，及鳳陽等十縣；其泛濫面積達 23,000 平方公里。潰水由高寶湖經裏運河入江。而運河不能容納多量之水，1938 年曾開放歸海壩，於是黃水泛濫延及蘇北之高郵，泰縣，東台，鹽城，興化等五縣，災區面積達 6,000 平方公里。災情慘重，難以敘計。至 1947 年國民黨反動派發動內戰，又在花園口實行堵口，挽河歸入故道，其目的為破壞我解放區。計黃河泛濫先後九年，在『黃泛區』內，淤積泥沙，溝渠水道盡被掩蓋，田廬荒蕪，面目全非，人民流離失所，數達五百萬之多，而死亡人口則在五十萬以上。致解放後災區之排水系統，未能迅速恢復，演成大雨大災，小雨小災，無雨旱災之局面。而低窪之區，甚至積水難消，內潦十分嚴重。淮河水系既經破壞，河牀與湖底又已淤墊，1950 年發生大水，以致普遍泛濫，蒙受鉅大之損害。綜計淮河上中游河南，皖北之受災地畝為 43,808,000 畝；受災人口為 9,980,000 人。同年蘇北受沂，沐，泗等河之水災，計淹田地 6,990,000 畝。凡此種種，莫非國民黨反動統治者罔顧人民生命財產，妄使花園口決口，黃水南泛之後果也。

(丙) 治淮之方針

淮河之病源，既如上述，針對病根，對症下藥，方始奏效，故治淮之方針，為依據毛主席『根治淮河』之原則，清除淮河之水患，

且須有利於農業生產之發展，並爲今後淮河流域之經濟建設奠定發展之基礎。爲貫徹治淮之方針，必須先確定原則，再規定辦法。

(A) 治淮原則 治淮之原則，首應拋棄對治淮歷史上之陳腐見解，及固於歷史傳統之狹隘觀點。蓋歷史上淮河爲患最烈者在中下游，昔時人士對於治淮，大都注重下游之洩水問題，有主張築高洪湖大堤抵禦洪水者，有主張導淮入海或入江者，亦有主張『江海分流』者，而在流量分配上，有主『九分入江，一分入海』者，有主張『七分入江，三分入海』者，議論紛紜，莫衷一是，推厥根源，均係祇見淮河病象，未能探究淮河病源。因此所主張之辦法，仍屬治標，而非根治，更未顧及淮河基本上之改造，實則淮河之病，遍及上中下游之幹支各流，而是無河不病，無域不災之現象。但主要之病源在淮河之山水，故根治淮河，應追根求源，權衡輕重，分別緩急，以解決山水爲主，坡水爲輔，以治理中上游爲先，下游稍後，須全流域加以治理，非以鄰爲壑之局部治理。所謂歷史傳統之狹隘觀點者，乃以防患爲滿足，祇是『爲治水而治水』，不知『爲用水而治水』。現在大雨大災，小雨小災，感覺水量太多；但同時又係無雨旱災，此乃未能『水盡其用』之現象，如能善於『利用水，消化水』，即可認識水之寶貴，而感覺『滴水皆金』。故根治淮河，須上中下游統籌兼顧，作全流域多目標之開發，配合工農業之需要，以求利用水，消化水，使可達到全流域自然環境之普遍改造。

(B) 治淮辦法 根據上述原則，確定治淮辦法，為『控制洪水量，剪去洪水峯，降低地面水與地下水』，按淮河為患之因素，主要為山水，次要為坡水，由於洪峯猛，河牀小，內河淤，所以形成水位高，因而地下水位亦高，每值下雨，河口既不能流出，地面又不能吸收，因此產生大雨大災，小雨小災之現象。故須先計算淮河最高之洪水量，儘可能將其攔蓄，使淮河通常在地中行水，即在洪水時期亦勿使出槽上堤；同時儘可能暢通地面水與消化地下水，以降低地面與地下水位。所採取之辦法如下：

- (1) 蓄洪 蓄洪為控制洪水峯，降低洪水位之主要辦法，應以山地水庫為主，窪地蓄洪為輔。窪地蓄洪雖是消極辦法，但在山地尚未建成足量之水庫以前，窪地蓄洪可以發生臨時之主要作用。其因窪地蓄洪，農作收益所受之損失，不致過大。依照皖北情況，洪水之來，約在六，七，八三個月內，如蓄洪控制適當，僅犧牲早秋，而麥收與晚秋仍可掌握。至於窪地內之村緣屋基，如加高培厚，亦可免去遷移之困難。
- (2) 疏浚 疏浚河流可以增加流量與流速，亦係降低洪水位之辦法。但為疏浚上游不影響下游之安全起見，疏浚須與蓄洪密切配合，通常乃採取『蓄大於疏』之原則，能蓄者則蓄，不能蓄者則疏。小雨小災之區，及河牀斷面不足而又不能展寬之處則着重於疏，並與辦溝並涵閘，以暢通與控制水流。對淮河幹流則應加大下游及部分中游之流量，加以疏浚，使

上中游未及翻騰之水，可以通暢排洩。

- (3)其他 在淮河流域以內，須普遍進行『挖溝』，『開塘』，『打井』，並推行車水灌溉，改良農作物，增加消化水與排水之作用。打井用水，不僅有利灌溉，且能消化地下水，騰出地下空隙，以增加雨季之地下滲水量，為降低地下水之主要辦法。同時須普遍進行植樹，山地農田改行梯田，推行水土保持，不特可增加地面滲水量，且可減少洪流之挾沙量。凡此種種，均係羣衆性之長期水利建設工作，如推行得法，即可發生消化水之作用，不僅可消化雨季水，亦可經常消化地面與地下水，以降低地上與地下水位。

(丁) 治淮之工程

關於治淮工程之計劃，尙未正式公布，但為適應需要起見，依照治淮原則，在上中下游已趕辦一部分之工程。茲就已有之資料，摘要述之。

治淮計劃及施工步驟，乃根據治淮方針注重『蓄洩兼籌』，並參酌淮河流域之情況而定。首先估計淮河流域最大之水量，並估算應如何分配處理。依照歷年淮域雨量及水文資料，詳加推算研究，同時考慮將來工程之安全與經濟問題，估計大汛期一百五十天內，流經洪澤湖之最大洪水總量為七百六十億公方，此項洪水總量之分配處理，須參照查勘淮河上中游可能建築之蓄洪水庫，及湖泊窪地之蓄水數量，結合上中下游防洪、灌溉、航運、發電之需要，並將淮河幹支流經過疏導後，可能排洩之水量，擬定下列分配處理辦

法。如是可將滔湧之洪流，層層節制，除經過幹流安全宣洩以外，將存蓄於山谷水庫及湖泊窪地之內，不僅可免泛濫成災，可以利用存蓄之水發展灌溉，航運與水力發電，為全流域廣大人民服務。洪水總量之分配如下：

- (1) 淮河上游河南境內須能有效蓄洪三十五億公方；
- (2) 淮河中游皖北境內須能有效蓄洪八十五億公方；
- (3) 淮河在正陽關之最大洪水流量不超過五千五百秒公方；
- (4) 淮河支流東淝河口之流量不超過五千秒公方；
- (5) 淮河與渦河會合後，蚌埠之流量不超過七千秒公方；
- (6) 淮河與宿縣專區各支流會合後，在浮山之流量不超過八千七百秒公方；
- (7) 淮河在洪澤湖口以上，（連同流入洪澤湖各河一併計算在內）之最大流量不超過一萬一千四百秒公方；
- (8) 經過洪澤湖調節以後，除由高良湖分洩蘇北灌溉總渠七百秒公方外，在洪澤湖以下，由三河流入長江之流量不超過七千秒公方；

茲為結合上項分配之水量，達到祛患興利之目的起見，舉辦以下四項工程：

- (A) 蓄洪工程 淮河之洪水，主要來自山水區域，如欲普遍降低洪水位，應將成為災害之洪水儲蓄於山谷水庫，發源於山水區域之河道，其洪水量往往甚大。因山水區域之海拔較高，暴雨量較大；滲透率小，地表逕流較大；山水坡度大，洪水

易於集中，淮河山水來源，主要者有五個水系，一爲淮河本源，出自桐柏山，東行至洪河口，與來自西北之洪汝河水系相會；再東行至三河尖與南來之史灌河水系相會；再東行至正陽關上游，與南來之潁河水系相會；至正陽關下游，與西北來之颶河水系相會，颶河之上源有四河，出於山水區域者爲颶河本源與北汝河及雙泊河，出於坡水區域者爲賈魯河，淮河與颶河會合以後，東行注入洪澤湖，此段來會之水，北岸均爲坡水，南岸均爲小山水，故控制洪水，建築水庫，必在正陽關以上之幹支河流。

淮河幹支流之上游，在河南境內，爲蓄洪三十五億公方，須修築山谷水庫十三處，在淮河本源者有大坡嶺水庫，南灣水庫，獨樹村水庫；在潢河上游者有龍山水庫；在洪河汝河水系者有薄山水庫，石漫灘水庫，板橋水庫；在潁河上游者有盛家店水庫，鮎魚山水庫；在颶河水系上游者有下湯水庫，曹樓水庫，紫羅山水庫，白沙水庫，另外舉辦潼湖、吳宋湖、老王坡、蛟停湖等四處之湖泊窪地蓄洪工程。

淮河中游在皖北境內，爲蓄洪八十五億公方，須修築山谷水庫三處，在史河上游者有梅山水庫；潁河上游有佛子嶺水庫，長竹園水庫，主要者爲舉辦濠河窪地、潤河窪地、霍邱城西湖、城東湖、邱家湖、姜家湖、唐塚湖、孟家湖、焦崗湖、瓦埠湖等十處之蓄洪工程，其中尤以霍邱城西湖之蓄洪量爲最大，爲靈活操縱水流之蓄洩，充分發揮蓄洪工程之效能。

起見，乃於潤河集，淮河幹流上修築新型之控制工程，該項控制工程分爲三部分，即一九五一年落成之潤河集進湖閘、攔河閘、及固定河槽工程。淮河平常之水流，可從固定河槽洩入下游，是爲經常通航之河道。如遇較大之洪水，乃斟酌上下游之情況，利用攔河閘及進湖閘之啓閉，或將水洩入下游，或將水蓄入湖內，是爲淮河中游操縱洪水流量之總樞紐，亦即確保中下游安全之總關鍵。（參見第三十八表）

關於山谷水庫之建築，一九五一年已在洪河上游河南舞陽境內，完成石漫灘水庫，蓄水量爲四千七百萬公方，除防洪效益外，尙有九萬畝左右之灌溉利益。一九五二年大汛前，完成板橋及白沙兩水庫；板橋水庫在河南泌陽境內，蓄水量爲二億四千萬公方，汝河流域之三百萬畝農田可以免除水患，其中有二十萬畝可得灌溉之利。白沙水庫在河南禹縣白沙鎮，蓄洪量爲一億八千八百萬公方，潁河兩岸二百萬畝田地可以免災，尙可灌溉四十萬畝田地。淮河水系擬建之水庫中，最大者爲潁河上游之佛子嶺水庫，一九五二年二月已開始興築。潁河發源於皖西霍山，流至正陽關入淮河。佛子嶺在霍山城西南十餘公里。水庫之主要工程爲連接兩山，長達五百三十公尺，高七十公尺之鋼筋混凝土空心攔河壩。水庫修成以後，可以蓄洪四億七千萬公方，不但能使潁河東源最大洪水量，由每秒二千三百公方，削減爲六百四十秒公方，除避免潁河中下游之水災，減少淮河之洪水量外，尙可灌溉五十萬畝

第三十八表 淮河上游山谷蓄水库一覽表 (1951年調查估計)

號次	名稱	河系	地址	控制面積 (平方公里)	地質	場高 (公尺)	場長 (公尺)	蓄水量 (公方)	灌溉面積 (市畝)	能發動力 (瓩)
1.	大坡嶺	淮河	信陽	1,200	正長岩	21	227	250,000,000	200,000	3,000
2.	紫雲山	北汝河	伊陽	1,880	石英岩	50	483	470,000,000	1,000,000	5,000
3.	白沙	颍河	西縣	922	紅沙岩	42	1,200	188,000,000	400,000	1,700
4.	下湯	沙河	魯山	782	花崗岩	29	300	150,000,000	40,000	
5.	曹樓	沙河	魯山	410	石英岩	20	130	60,000,000	20,000	
6.	南壽	澗河	信陽	1,000	石灰岩	25	550	150,000,000	400,000	750
7.	嶺山	汝河	臨山	400	石英岩	20	100	70,000,000		
8.	紅雲	洪河	舞陽	215	石英岩	22	400	47,000,000	90,000	
9.	板橋	南汝河	遂平	720	片岩	24	1,450	210,000,000	200,000	
10.	望家店	灤河	臨城	550	花崗岩	27	200	170,000,000	200,000	2,000
11.	臥鳳山	灤河	臨城	400	花崗岩	16	530	60,000,000		
12.	佛山	史河	金寨	2,200	花崗岩	50	230	414,000,000	400,000	
13.	佛子爺	淮河東源	霍山	1,370	千枚岩	70	580	470,000,000	500,000	3,500
14.	長竹園	潁河西源	六安	1,260	片岩	23	112	135,000,000	430,000	
15.	雲崗寺	竹竿河	霍山	680	二層片岩	10	160	17,000,000		
16.	廬山	灤河	光山	1,320	板岩	20	300	290,000,000		

以上數字均約估數

注

備

農田，改進渭河中下游之航運；並可利用水力發電一千三百瓩至三千瓩。在最近三五年內，所有十幾處水庫，均將陸續勝利完成，同時利用蓄水舉辦之灌溉，航運及發電工程，亦將繼續完成。

- (B) 河槽疏浚與整理工程 淮河洪水經過山谷水庫及湖泊窪地攔蓄以後，淮河各段之流量，均有推算所得之最高限制，各段河槽即可按計劃整治，其進行之工程，包括修築隄防涵閘，疏浚河槽，開挖引河，及局部之改道等項。在整治河道中，河南境內須整理洪河內一段淮河幹流，以解除漢川專區之澇災，並須整治汝河、洪河、潁河及黃泛區各河，使能安全宣洩上游來水及當地之雨水。淮河中游皖北境內，須加強正陽關至五河一段之隄防，並疏浚阜陽與宿縣兩專區之支流，以解決內地雨水之排洩問題。而最大之工程，為五河以下淮河幹流之整理。首先在五河至浮山一段內，使排洩內地雨水之支流，與淮河幹流分開，內水之排洩，不受淮河幹流之倒灌，以便解決宿縣專區之嚴重內澇問題。並就淮河幹流在盱眙以下，開挖引河一條，離開洪澤湖，直接聯通三河，經高寶湖，洩入長江，淮河與洪澤湖之間，修築入湖閘及出湖閘，加以節制，使淮河幹流成為獨立入江之正常水道，洪澤湖亦成為有控制設備之水庫。如是則淮水下洩較為順暢，上中游幹支流排洩洪水之時亦易於調節，排洪之效能大為提高，對於航運方面頗為有利。洪澤湖經過控制以後，平時流入之內水，

可從蘇北灌溉總渠與接通淮河之水閘，洩出一部分，蓄洪容量亦可大為提高，對於防洪及灌溉均有極大之利益。

- (C)灌溉、動力及航運工程 淮河流域以往是「大雨大災，小雨小災，無雨旱災」，換言之，雨水即使有出路，不致成災，但乾旱季節在灌溉與航運方面，又感水量不能滿足需要，所以治淮計劃內，須將儲蓄之洪水，應付乾旱時期之需要。關於淮河流域之農田水利規劃，上游水庫蓄水三十五億公方，可以發展水田五百至九百萬畝，中游湖泊窪地蓄水加以利用，約可發展水田一千萬畝，洪澤湖與淮河分開以後，湖內蓄水約有四十億公方，從洪澤湖之高良澗起，開闢蘇北灌溉總渠一道，經過淮陰、淮安、阜寧、濱海四縣，至扁担港入黃海，全長一百七十公里，流量為每秒七百公方，可以維持並發展水田二千五百萬畝，每年約可增產糧食十八億八千餘萬斤。關於航運方面，利用上中游之蓄水，調節淮河之流量，並整治河槽，修建船閘，將來淮河可以成為從長江直達河南，與京漢、津浦、隴海三條鐵路，互相聯繫之重要航道。關於發電方面，可以利用山谷水庫及沿河所修閘壩，開發水力發電，供給農田灌溉及市鎮之用電，約估共可發電二萬五千瓩。現在蘇北灌溉總渠，在一九五二年大汛前業已完成，該渠對蘇北極關重要。灌溉總渠開挖以後，繼續整理淮安至江都之裏運河為西幹渠，整理經過阜寧、鹽城、東台至海安之串場河為東幹渠，整理江都、泰縣至海安之通揚運河為南幹渠。

然後再整理或開挖小河及溝洫，建築必要之千百壑涵閘，成爲周密之灌溉網，將來在灌溉需水之時，啓放洪澤湖之高良澗進水閘，引河水進入灌溉總渠，由總渠經過分水閘流入幹渠，再分送至小河道及溝洫，因此在灌溉總渠及東西南三條幹渠圍繞之裏下河區域以內，一千二百萬畝田地，可得充分之灌溉水量，原種早稻之田，既得到充分水量，又免除洪水之威脅，即可改種品質良好產量較豐之晚稻，素以窮苦著稱之蘇北，當可與蘇南「魚米之鄉」並駕齊驅。

蘇北濱海墾區在廢黃河以南，角斜（在海安之東）以北，串場河以東之濱海地區內，原有棉田面積約計四百萬畝，如由灌溉總渠引淡水灌溉以後，可以增加產量百分之五十，尚有八九百萬畝荒地，土質內含鹼太重，經過淡水沖洗灌溉，亦可變爲肥美棉田，假使蘇北濱海墾區之一千三百萬畝均栽種棉花，每年可產皮棉三百二十五萬擔，將成爲上海棉紡工業最鄰近最豐富之原棉產地。

(D) 水土保持與溝洫等工程

(1) 水土保持是羣衆性之長期水利建設工作 上游山區須嚴格制止挖鬆山坡，任意種植，如有開墾山坡之必要，首應做成梯田，並在山間內做成塘壩，使塘水能引至田內，不做梯田而就山坡耕種，則表土易於沖刷，爲害甚大，祇做梯田而不同時建築塘壩，則在雨水稀少季節，卽生旱災，此外淮河流域，如亳縣一帶，有每一嬰孩出世，卽種九棵

樹之風俗，值得提倡推行至全流域。同時大規模造林，亦屬必要。因蓄水庫造成以後，上游溪澗仍有大量泥沙向下移動，則水庫之壽命不長。山東在沂沭上游山區施行之『封山造林，山溝築壩』辦法，已見成效，可以仿行。惟此項羣衆性之長期水利建設工作，必須有領導，有組織，有計劃，長期進行，自能發生大效。

- (2) 溝澗，水塘，打井及改良農作物 淮河流域之廣大平原，是大雨大災，小雨小災，無雨旱災。但大雨大災，雖屬可怕，祇每五年與十年遭遇一次，人民有喘息復原之機會。而小雨小災，無雨旱災，則年年交替錯綜而來，人民最感痛苦，生活每況愈下。淮河之蓄洪與疏浚，祇能解決大雨大災，而不能解決小雨小災與無雨旱災。欲求消除此種水旱災之威脅，必須將較大之雨水排去，小雨水蓄在土壤內。地下水位太高者須降低，且須進一步利用灌溉，以防旱災。故疏治內河與普遍進行羣衆性之建設如溝澗，水塘，打井等，最爲重要。小溝與水塘開挖以後，須使通年有水，利用龍骨車一類之汲水工具，從事灌溉，自可確保增產。開挖溝澗，須作有系統之全面佈置，使暴雨時土壤不及吸收之水，由小溝流入中溝，由中溝流入大溝，再進入排水河道。在溝澗系統中須設置必要之堰壩與涵閘。如是則雨水之蓄洩，可以由人意控制。挖井之效，平時可以地下水供給飲料，或作灌溉之用，即可騰出地下空隙，雨季時可以

增加地下滲水量，減少地面水，又因水稻吸收水分最多，可以大量消化水，在地下水水位太高地區，不妨試種稻田，並逐步推廣改良農作物，用水灌溉。

第三節 治黃規劃

(甲) 黃河流域概況

黃河發源於青海巴顏喀喇山，流經青海，甘肅，寧夏，綏遠，山西，陝西，河南，山東等省，至利津注入渤海。上游經過山區，迂迴於峽谷之間，流至寧夏，由寧夏繞鄂爾多斯成一大套，經過廣大沖積平原，流達包頭。由包頭南流，穿過山西陝西間之峽谷，到達龍門，然後在潼關匯合其最大支流渭河，折而東流，經過峽谷，到達孟津。進入下游之大沖積平原後，兩岸均為堤防所約束，東流入海。黃河流域之降雨量較小，而雨勢暴猛，黃河流域主要為黃土區域，土壤易受沖蝕，黃土面積約廿九萬平方公里，佔全流域面積十分之四，包頭至陝州間，以及渭河流域，黃土沖刷之現象，最為嚴重。黃河水量不豐，洪水峯高而猛，挾帶泥沙極多。下游河牀為堤所束，反而高於堤外之平原。以上各點，是為黃河之特性。

關於黃河流域之資料彙列如下：

<u>黃河</u> 本流全長	4,635 公里
下游堤防段全長	700 公里
全部流域面積	771,574 平方公里
<u>黃土</u> 面積	288,234 平方公里

<u>蘭州至鄭州</u> 流域每年平均雨量	470 公厘
<u>蘭州至鄭州</u> 流域每年最小雨量	286 公厘
<u>陝州</u> 站實測：	
最高洪水峯	25,000 秒公方
最大洪水量	3,200,000,000 公方
平均年流量	1,375 秒公方
最小流量	245 秒公方
最大全年逕流量	71,201,000,000 公方
平均全年逕流量	42,991,000,000 公方
最小全年逕流量	20,711,000,000 公方
<u>陝州</u> 上游每平方公里之平均逕	
流量	0.0019 秒公方
<u>陝州</u> 7—10 月之逕流量佔全年	60.78 %
<u>陝州</u> 平均含沙量	
最大含沙量	46.14 %
最小含沙量	小於 0.50 %
平均全年含沙量	1,890,000,000 噸
平均每年洪災損失約估	8,380,000 美金
<u>黃河</u> 坡度：	
<u>蘭州</u> 以上	1:537
<u>蘭州</u> 至 <u>包頭</u>	1:2,140
<u>包頭</u> 至 <u>龍門</u>	1:1,473

龍門至孟津 1:1,520

黃河下游大平原 1:6.375

黃河之支流及其流域面積，參見『黃河及其支流之流域面積表』。黃河之比降，參見『黃河河道距離及比降表』。

黃河上游水流含沙較少，所挾泥沙大部淤沉於寧夏綏遠平原。上游洪水亦因寧綏平原河道之天然調節而減小洪水峯，故常年供給中下游以較清之水量，成爲黃河有利條件之一。黃河下游之洪水，大都來自山陝間魚脊形流域或涇洛渭之扇形流域，或潼關孟津間之山峽流域。參見『1933及1934年洪水時黃河幹支流之最大流量及對陝州最大流量之影響表』。黃河下游水流挾帶大量之泥沙，主要來自山陝段及渭河流域。參見『黃河各水文站之年總懸移泥沙量表』。其中渭河涇河雖僅供給黃河下游全部流量之一部分，但對於黃河洪水峯之增加，影響最大，並供給黃河極大比重之泥沙。

(乙) 黃河之病源

黃河之難治，在於洪流之來去過驟，與挾帶泥沙之過多。因泥沙之多而下游河牀易於淤高。河牀既高於兩岸平原，洪流之來又甚急驟，則堤防易於潰決，而潛水自高處下，如建瓴之勢，一去不復再返，乃演成遷徙之慘劇。至於黃河挾沙之來源，爲上中游黃土之冲刷過甚。黃河之航運固不發達，而流域以內因鹼地之廣大，影響農業之生產，亦非淺鮮，茲就其重要各點，分述如次：

(A) 黃河之遷徙 黃河下游自孟津以下，流經冲積平原，因有堤防之約束，雖在相當限度內，可以防止漫溢，而堤由黃土

黃河及其主要支流之流域面積表 第三十九表(1)

次序	河名及區間	左右別	流域面積 (平方公里)	自河源起之流域面積 (平方公里)
1.	河源至洪河口		144,280	
2.	澆	右支	10,220	
3.	遼	右支	17,200	
4.	大	左支	12,120	
5.	其		23,500	蘭州以上 210,180
6.	大	左支	2,280	
7.	祖	右支	10,000	
8.	清	右支	14,800	
9.	其		21,520	金積以上 264,580
10.	山	右支	10,640	
11.	都	右支	4,250	
12.	臨	左支	19,320	
13.	其		90,040	民生堤口以上 394,780
14.	黑	左支	12,080	
15.	紅	左支	6,950	
16.	水	左支	2,280	
17.	清	左支	2,280	
18.	雞	左支	2,080	
19.	朱	左支	2,500	
20.	嵐	右支	9,050	
21.	窟	右支	3,190	
22.	三	左支	4,480	
23.	屈	左支	2,120	
24.	無	右支	23,150	
25.	其		22,840	無定河以上 488,380
26.	清	右支	4,940	
27.	明	左支	3,910	
28.	延	右支	7,100	
29.	其		10,920	禹門口以上 515,310
30.	汾	左支	40,240	
31.	浚	左支	5,320	
32.	濟	右支	144,700	
	武		3,540	
	北		6,000	
	涇		27,020	
	其		58,930	
33.	其		49,270	
			6,980	潼關以上 712,590
34.	南	右支	13,030	
35.	伊	左支	4,980	
36.	沁	左支	10,500	
37.	其		15,610	鄭州以上 756,890

黃河河道距離及比降表

第三十九表(2)

地 點	標 高 (大沽海面公尺數)	高度差 (公尺)	間 距 (公里)	河口以上之距離 (公里)	比 降
水 源	4,435			4,700	
星 宿 海	4,235	205	150	4,550	1: 780
郭 陵 海	4,120	120	219	4,301	1: 1,920
貴 德	2,440	1,680	900	3,341	1: 570
蘭 州	1,502	988	282	2,659	1: 410
寧 夏	1,008	426	348	2,611	1: 800
包 頭	995	71	500	2,051	1: 7,890
龍 門	365	630	829	1,222	1: 1,310
潼 關	82	45	133	1,089	1: 2,950
陝 州	290	30	80	1,003	1: 2,800
孟 津	121	169	196	808	1: 1,150
鞏 縣	108	15	25	773	1: 2,330
京 漢 鐵 橋	93	13	64	700	1: 4,900
歸 瓦 棚	70	23	123	586	1: 5,250
東 明	55	15	93	493	1: 6,200
十 里 堡	40	15	113	380	1: 7,550
豫 口	20	14	125	245	1: 9,650
利 津	11	15	177	69	1: 11,800
鹽 窩	8	3	25	43	1: 8,250
河 口	0	8	43	0	1: 5,330

1933 及 1934 年洪水時黃河幹支流之最大流量及

對陝州最大流量之影響表

第四十表

區間河川名	1933 年 8 月 10 日洪水			1934 年 8 月 10 日洪水	
	最大流量 (A) (秒公方)	影響於陝州之 流量(B) (秒公方)	(B) (A)	最大流量 (秒公方)	影響於陝州 之流量 (秒公方)
蘭州	7,000	—	—	5,400	—
包頭	3,600	2,200	0.61	2,200	1,200
包頭潼關間幹支流	10,000	2,300	0.23	—	5,400
汾河	2,500	1,800	0.72	—	40
渭河幹流	4,500	4,000	0.89	—	700
涇河	18,000	12,000	0.75	—	1,900
洛河	2,500	900	0.12	—	1,800
潼關陝州間支流	—	400	—	—	200
陝州	—	23,000	—	—	11,800

黃河各水文站之年總懸移泥沙量表(立方公尺) 第四十一表

水文站名	1934 年	1935 年	備註
包頭	209,901,000	230,900,000	經過陝州之泥
龍門	822,102,000	747,782,000	沙，大部份係
邯縣(渭河)	—	311,240,000	由包頭以下山
陝州	1,451,543,000	1,271,078,000	陝州及渭河流
京漢線鐵橋	1,464,521,000	1,321,104,000	域而來。京漢
高村	893,425,000	799,074,000	橋以下關城原
兩城堡	973,270,000	898,013,000	以上之黃廣河
深口	1,109,731,000	315,641,000	床內淤沙最大。
利津	990,609,000	342,146,000	

築成，極易沖蝕。黃河水流挾帶大量泥沙，連年淤積，河牀乃高出堤外陸地，一經潰決，如不堵塞，即改道遷徙。綜計歷史上之紀錄，黃河已大徙六次，而在四千二百二十五年間，決溢一千五百九十一次，損失慘重，難以數計。且黃河北徙，則侵及津沽；南徙則侵及淮泗，長江亦感受威脅。現在之黃河，自利津入海，乃侵奪滎濟之河槽也。淮河地勢低於黃河約三十公尺，治淮必須治黃，黃不治則淮之威脅未除，仍屬可慮。故治黃亦未可緩也。參見黃淮關係圖，及黃河遷徙決溢表。

- (B) 黃河之泥沙 黃河洪水峯高量小，防禦尚非十分困難，但黃河挾帶泥沙之量極高，淤墊河牀，河槽不穩，實為洪災之主要原因。又如蓄水防洪，則水庫亦將被泥沙淤積，縮短壽命，減低水庫之效益，甚且摧毀水庫地址。關於黃河各水文站之年總懸移泥沙量已詳前表；而此項巨量之泥沙，按實測與試驗之結果，如平均流速為每秒『2』公尺以上時，則沙隨水去，不致沉澱；若流速降至每秒『1.2』至『1.5』公尺，即沉積淤積。黃河之含沙量以每年六、七、八月為最大。其挾沙之百分率，上游較大，移至下游顯次減少。就一次洪水觀之，在最大洪水峯時，或稍遲時，其挾沙量為最大。而一次洪水之懸移泥沙流下量與總洪水流量之比率，最大者約為10%。此項比率於計劃水庫時有密切之關係。黃河河段沖積最烈之區域，係自沁河至蘭封一帶。過去670年間，估計堆

黃河遷徙決溢表 (1947年製) 第四十二表

號次	時代	決口地點	決口年代	徙遷後之入口	遷徙原因	距下次遷徙之年數	避水	決			決河	大水
								修治不詳	修	徙		
1.	禹河				大禹治河，禹功在帝堯八十年(前2378)。	1,676	6					
2.	第一遷徙	宿胥口 (河南滑縣)	紀元前602年	武 京 (今天津)	周室衰微，諸侯相爭，以鄭為尊。	613	5	2	5	3	3	62
3.	第二遷徙	魏 (大名縣)	公元11年	下 (今和津附近)	于萇專橫，天下大亂，魏收徙案。	1,037	70	53	31	4	4	330
4.	第三遷徙	商 胡 (河北獻縣)	1048年	河分三路，一經天津海河，一由利津入海。	宋室衰微，內有夏王之變，外有契丹之患。	140	34	38	11	4	4	65
5.	第四遷徙	河南陽武	1194年	河分三路，一由山陽入海，一由利津入海。	金人以都於開，魏河南下。	300	170	114	180	5	2	123
6.	第五遷徙	河南武陟	1404年	全部奪入海	列入夏竦奏行魏，不使北犯清河。	261	120	224	218	22	5	314
7.	第六遷徙	河南開封 銅瓦廂	1905年	利津以下	省垣西，內1938年河決省垣西，太平花園山入海，天國興起，取1947年魏入此方殷。		492	22	103	7	2	73
							492	460	450	40	17	573
									1971			

積兩側堤岸間之泥沙，約有 6,720,000,000 立方公尺，年平均約達 10,000,000 立方公尺。假定河牀面積以 1,120 平方公里計算，每年每一平方公尺有一公分之沖積，換言之，即

黃河流域土壤侵蝕表 第四十三表

項 目	年份	黃 河 (潼關)	渭 河 (咸陽)	涇 河 (張家山)	洛 河 (瀝頭)	無定河 (綏德)	大理河 (綏德)
1. 流域面積 (平方公里)	—	712,588	43,020	53,900	20,600	19,720	2,520
2. 年運流(公厘)	1934	65.2	148.9	27.8	48.7	—	—
	1935	92.6	190.9	43.8	36.8	—	—
	1936	60.2	115.7	—	15.9	87.7	75.3
	平均	72.7	131.8	35.8	33.8	87.7	75.3
3. 每年表土侵蝕 之厚度(公厘)	1934	1.34	3.45	1.31	6.78	—	—
	1935	1.08	2.21	2.68	1.37	—	—
	1936	0.76	1.28	—	0.62	5.62	6.79
	平均	1.08	2.32	2.01	2.92	5.62	6.79
4. 每年土壤流失 (噸數/英畝)	1934	9.5	21.6	9.0	48.3	—	—
	1935	7.7	16.0	19.1	9.3	—	—
	1936	5.4	9.1	—	4.4	40.1	48.3
	平均	7.6	16.5	14.3	26.8	40.1	48.3
5. 每年土壤侵蝕 指數(%)	1934	2.1	2.3	1.3	13.9	—	—
	1935	1.2	1.7	6.1	3.7	—	—
	1936	1.3	1.1	—	3.9	6.4	9.0
	平均	1.5	1.8	5.6	8.6	6.4	9.0

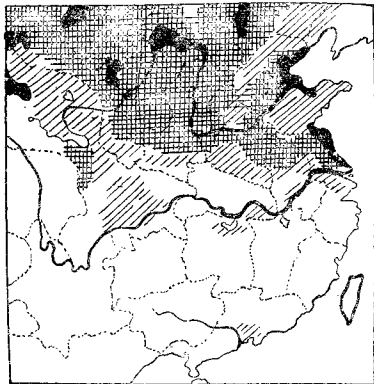
黃河下游豫境之河牀，約以每年一公分之速率墊高，而因沙量之多，河口亦以每年 300 公尺之速率，逐漸向海延伸。





(C) 黃土之沖刷 黃河流域之土壤，大部為黃土，黃土具有高度之侵蝕可能性，黃土之坡度多陡，沖刷更易，而黃土區內之坡地墾殖，森林砍伐，草根鏽濕，乃又加速侵蝕作用，黃土區之高度侵蝕則發生於雨季初期，被沖刷之泥沙，隨水下行，乃成黃河含沙量豐富之最大原因，欲謀根治黃河必須注重黃河上中游之水土保持，以期正本清源，關於黃土侵蝕之紀錄，茲舉侵蝕最嚴重之黃河支流為例，參見黃河流域土壤侵蝕表，由此表內可見極嚴重之侵蝕，發生於陝西北部；該區每年表土損失約 6.8 公厘，即土壤流失每英畝可達 50 噸，甘肅東部及陝西西部之表土損失在 2 公厘以上，即每英畝在 15 噸以上，估計黃河流域以內之平均表土損失約為 1 公厘，即合每英畝約小於 10 噸，因包頭以上之流域內，土壤之侵蝕性較小也。

(D) 黃河流域之鹼土 半乾燥及乾燥地帶之全部土壤，常含有可溶性鹽類，係因岩石之風化作用所形成之鹽分，以降雨稀少，不能流出，乃殘留於土壤之中，黃河流域之大部分地區，雨量少而蒸發量大，土壤中之鹽性地下水，藉毛細管作用而上昇，排水不良之處，遂集積於地面附近，形成鹼性土壤，黃河流域除山東之一部分丘陵地外，餘皆含有 pH 7.4—8.5 程度之中度鹼土，而黃河口及渤海灣海濱地帶，乃海成沖積

土，故為 pH 8.6 以上之鹽基性強鹼土壤。參見中國土壤之表面酸度分佈圖。

第 四 二 七 圖



 強鹼土 pH 8.6 以上	 中度鹼土 pH 7.4—8.5	 弱酸性土 或中性土 pH 6.4—7.3	 酸性土 pH 4.0—6.4
---	---	---	--

又因黃河之變遷，泥沙掩蓋住時肥沃之耕地，土地自然形成高低，受雨水溶解之鹽鹼溶液，集於低窪之地，成爲強鹼性

之不毛地帶，此等地帶，不適於耕作，祇能用作生產硝石或土鹽之地，黃河左岸如封邱，陽武，原武，新鄉，清化，獲嘉，沁陽，延津各縣，黃河右岸如鄭州，開封，蘭封，尉氏，通許，民權，柘城，太康，考城，陳留，杞，睢，寧陵，商邱，虞城等縣，均屬鹼性土壤，如何改良鹼地，與農田水利之關係甚大，亦屬根治黃河應加規劃之要點也。

(丙) 歷代治黃之舉蹟

- (A) 大禹治河 帝堯六十有一載（紀元前 2297 年），洪水滔天，四岳舉鯀治之，鯀乃大興徒役，作九仞之城，九載績用勿成，帝堯七十有二載（前 2286 年），舜已居攝，乃殛鯀於羽山，命伯禹作司空，平水土，禹修鯀之功，順水之性，因勢利導，九載而告成功，禹之治黃河則導河積石，至於龍門，南至於華陰，東至於砥柱（三門峽），又東至於孟津，東過洛汭，至於大伾（河南濬縣），北過滏水（漳河），至於大陸（大陸澤在鉅鹿縣北），又北播爲九河，同爲逆河，入於海，世崇禹功，名之曰禹河。
- (B) 賈讓三策 漢成帝綏和元年，（前 7 年）求能治河者，明年待詔賈讓上治河三策：上策徙冀州之民當水衝者，其意乃遷出濬縣，內黃，臨漳等縣大堤內之居民，不與水爭地也。中策爲多穿溝渠於冀州地，其言曰：「通渠有三利，不通有三害，民常罷於救水，半失作業，此一害也。水行地上，漚潤上徹，民則病濕氣，木皆立枯，鹵不生穀，此二害也。決

溢有敗，爲魚鼈食，此三害也。若有渠溉，則鹽鹵下濕，填淤加肥，此一利也。故種禾麥，更爲秔稻，高田五倍，下田十倍，此二利也。轉漕舟航之便，此三利也。若乃繕完故隄，增卑培薄，勞費無已，數逢其害，此最下策也。』

(C) 王景治河 漢明帝永平十二年 (69) 以汴渠東侵，河患愈甚，詔發卒數十萬，遣王景修渠築隄，自滎陽東至千乘海口，長千餘里。景乃商度地勢，鑿山阜，破砥磧，直截溝澗，防遏衝要，疏決壅積，十里立一水門，令更相洩注，無復潰漏之患。明年渠成，河汴分流，其後黃河千載無患，景之功也。

(D) 賈魯治河 元順帝至正三年 (1343) 河決曹州白茅口，明年黃河暴溢，平地水深二丈許，北決白茅堤。賈魯循行河道，考察地形，往復數千里，備得要害。上進二策，一議修築北堤，以制橫潰，其用工省。一議疏塞並舉，挽河東行，使復故道，其功數倍。卒行後策，數月功成。

(E) 潘季馴治河 潘季馴 (1521—1595) 歷明代嘉靖，隆慶，萬曆三朝，四任總河，皆著治績。其治河之原理如次：

(1) 黃河下游應維持單一較窄之河槽，而反對分流。其言曰：
 『水分則勢緩，勢緩則沙停，沙停則河飽，尺寸之水，皆由沙面，止見其高。水合則勢猛，勢猛則沙刷，沙刷則河深，尋丈之水，皆由河底，止見其卑。築堤（按即隄堤）束水，以水攻沙，水不奔溢於兩旁，則必直刷乎河底，一定之理，必然之勢，此合之所以愈於分也。』

- (2)築堤以導河防溢，潘氏除倡築縷堤外，更主張修築遙堤格堤。其言曰：『築縷堤以束水，築遙堤以防潰，……縷堤既近河濱，束水太急，怒濤湍溜，必至傷堤，遙堤離堤頗遠，或一里許，或二三里，伏秋暴漲之時，難保水不至堤。然出岸之水必淺，既遠且淺，其勢必緩，緩則堤自保也。……防禦之法，格堤甚妙，格即橫也，萬一決縷而入，橫流遇格而止，可免泛濫，水退，本格之水仍復歸槽，淤留地高，最為便益。』
- (3)潘氏築遙堤防洪以外，並於遙堤之上，築滾水石壩，以分洩洪峯。其言曰：『滾水石壩即減水壩也，為伏秋水發盈槽，恐勢大漫堤，設此分殺水勢，稍消即歸正槽。故建壩必擇要害卑窪去處，堅實地基。』
- (F)靳輔治河 清初靳輔治河，皆遵潘季馴之遺策，清江浦雲梯關閘，挑『川字河』，既濬淤河，又築堅堤。雲梯關外，添築『束水堤』，堤土亦係挑諸河身，費省工固，處置得宜。其論守險要河段曰：『一曰堵，二曰逼水壩，三曰引河。』其論修堤之法曰：『加高堤堰，以禦漫溢，多用椿埽，以抵風浪，巡查罅隙，以杜潰決。堅修減壩，以資宣洩，堅守險汛，以防奪河。』
- (G)恩格司(H. Engels)氏之黃河試驗 恩格司曾研究黃河之治導方略，著有制馭黃河論。主張保留黃河之複式河牀及較寬之灘地，固定中水位河槽，則中泓穩定，河牀刷深，灘地

升高，日久形成深槽，水行地中，又於 1932 及 1934 年兩次舉行巨型黃河試驗，證明兩堤間距寬者；對於河牀之刷深及灘地之淤高，較堤距窄者為佳。建議增高原有大堤，以防非常洪水；固定中水河槽，添築翼堤，並保護灘地，防止冲刷。

(H) 李儀祉之治黃探討 1934 年 李氏主張準備基本資料，以五年為期，治河以防洪為主，航運，灌溉，及水電為輔，着重全流域而不僅照顧下游，上游防制黃土冲刷，廣開溝洫，山谷多建谷坊，截堵泥沙，上中游黃河支流中設攔洪水庫，停蓄過分之洪水量，或在壺口及三門峽各建蓄洪水庫，則費省易行，參酌恩格司之意見，認為固定尋常水位之河槽，為控制黃河之上策。

(I) 前黃委會之下游治理計劃 該會於 1946 年，擬有黃河下游治理計劃，估計陝州之最大洪水量為 37,000 秒公方，而陝州之計劃洪水流量，則定為 28,000 秒公方，下游各處河槽之容量，係根據洪水流量向下游遞減而定，至於修築堤防，整理河牀，亦須於下游實施，而整理河牀以固定河槽與保護灘地為主。

陝州之計劃流量 28,000 秒公方，到達花園口時，約減至 24,850 秒公方，此即花園口之計劃洪水流量，倘超過此數，即應由花園口以下五公里處，築溢水堰，分洩洪流，經黃泛區入淮，或於陝州建攔洪水庫，平緩洪水峯，亦無不可。

(丁) 治黃之原則

流域開發計劃之研究，必須先確定其基本原則，此項原則應遵照國家之政策，配合國防與社會之需要，茲將開發黃河流域之基本原則，摘要述之如次：

(a) 黃河開發之優先程序

- (1) 防洪
- (2) 水土保持
- (3) 灌溉及墾殖
- (4) 水力發電
- (5) 航運
- (6) 其他

所謂優先程序者，乃表示開發之先後，及其輕重緩急也。防洪最為急要，且有極大之直接與間接利益，所以最為優先。水土保持之效用，既可防止流域土地之沖刷；又可減少黃河之含沙量，足以解決黃河之癥結問題，其重要性僅次於防洪。黃河流域乾燥，需要灌溉最切，增加農產又為發展社會及經濟建設之基礎，故應優先舉辦。水力發電可以供給工業及灌溉排水之廉價動力，是為工業化之基礎，利益極大，故列為第四，航運與給水等則又次之。

- (b) 洪水之控制，應立即完成 鞏固堤防，整治河道，設置適當之滯洪區域，對於防洪，仍屬重要，因上中游控制洪水之工程，尚在勘測研究之中，泥沙問題尙未能解決，控制工程

之完成，尚需時日，而在此時期內，利用堤防與整治河道及滯洪區域，控制洪水，實為唯一之辦法。

(c) 水土保持為防治洪水之唯一永久對策 洪災之產生，由於下游河牀之高出兩岸平原，而河牀之升高，由於洪水所挾泥沙之淤墊，而泥沙之豐富，由於上游流域內之過度冲刷，正本清源，端賴水土保持工事之見效，惟所需時期往往為數十年之久，此項長久性之水土保持工作，實為永免水災之良策也，在水土保持工作未見效，泥沙問題未解決之先，中游之大水庫工程，應審慎考慮，不可孟浪，否則大水庫之壽命不長，失去良好之壩址，對於流域之開發，殊為不利，而支流上建造小蓄洪水庫，雖效益較小，為爭取經驗起見，不妨試辦。

(d) 初期水庫工程應以滯洪為主 無論幹支流上修築水庫，初期暫以滯洪為主，分期施工，而照顧將來之蓄水灌溉，與發電之擴充，所謂滯洪而不蓄洪者，希望減輕庫內之淤積，延長水庫之壽命，水庫預留之淤積量亦不宜太大，可以逐年擴充，如是可縮小初期工程，工費較省，早日能見控制洪水之效。

(e) 可能範圍內，發展灌溉事業 目前治理黃河，主要為防洪；在不影響防洪與水土保持之條件下，如有力量，應發展灌溉排水，配合墾殖，施肥，改良農業，增加農產，中下游之淤灌工程，亦不妨試辦，既可減少河流之含沙量，亦可肥田。

改良輸土。

- (f) 配合工業需要，在不妨礙防洪之情形下，開發水力發電。黃河為中國中部動力之源，工業化之基礎。在不影響防洪之情形下，可儘量開發水力。水庫則宜在上中游之上段，使水流獲得最大水頭。
- (g) 開發黃河資源應舉辦多元工程。流域規劃，開發資源，可為人民謀最大利益。各種水利資源，應配合開發，舉辦多元工程。規劃工程時，應求廣義之最大利益，而不求某一項水利工程之最大利益；同時並依照各項水利資源優先開發之程序。二者相提並論，並不矛盾，因優先原則是服從政治與社會之需要，其不可計之利益極高，所以依照優先原則，總利益一定最大。總之舉辦多元工程，是為達到最大利益，並非為多元工程而辦多元工程。
- (h) 開發計劃應分期施工。流域規劃應顧及全面，而開發各項水利資源，通常因客觀需要，配合整個經濟建設之發展，或限於各階段之力量，整個流域計劃中之多元工程，可以分期施工。初期工程應照顧後期之發展擴充。
- (i) 儘量利用本地人工與材料。修築工程首重經濟。在可能範圍內，應儘量採用當地人工及材料，費用較省，照顧較易；同時可以發展本地之社會經濟。惟為提高效率起見，則又不妨採用機械化方法。
- (j) 在經濟條件許可之情形下，現有土地應加改良，並應增加

耕地 農業增產為中國所急需，現有土地宜儘量改良，並在可能範圍內開闢新土地。

總之黃河流域廣大，問題複雜，依照流域規劃之原則，擬具多目標開發之計劃，則經緯萬端，必須考慮周詳，求其盡善盡美，大致第一階段為下游河道之整理，中上游之水土保持，及中游水庫之研究，第二階段為中游水庫工程，下游河道之維護，中上游之水土保持，及上中下游水利資源之開發，第三階段，水土保持漸著成效，可以擴充全流域水利資源之開發，而進入黃河治理完成之時期。

附 錄 一

水工模型試驗述要

第一節 總論

科學之成立，莫不賴乎觀察與經驗，惟由觀察與經驗所得之現象，歸納之乃可產生學理，而致之實用，此項定律，可以推諸凡百科學而準，其於水工也亦然。是以治河者，欲求治導之合法，且圖以最經濟之方法，而獲有最美滿之效果，非熟諳河流之天然現象，與夫治河建築物之效能不可，如是則水工試驗尚矣。試驗之方法有二，一為實地試驗，一為模型試驗。二者相較，雖由實地所得之結果，最為可恃，但實地試驗之時，各種現象固無由分析研究，又不能操縱自如，例如流量與挾沙比降水深河寬等各個之作用如何，相互間之關係如何，在天然河流內即無從分析研究。又如洪水期內河牀之變化最大，在天然河流內，亦無從隨時停止水流，探測河牀之形態，且於設施方面事實上殊多不便，非僅費時耗財而已也。故從事水工試驗者，多以模型試驗為主。夫模型試驗之原旨，在摒除一切附帶現象，而研究一單純之現象。每一種試驗僅欲其解決問題之一部，詳察其變，推究其理，然後綜合之，歸納之，以求全部之解釋。是以每作一試驗，萬無解釋多數難題之可能，但一種難題，可以分析為多數之小部分，以便逐項研究，例如天然河流之流行也，

其動作之原因，與夫同時所感受之影響，極為複雜，如欲研究一種現象，必先分別其有關係之各種原因，逐項試驗，始可決定某項原因對於此現象之作用，占幾何勢力，某項現象與他一現象之關係又當如何，然而試驗之結果，未必與實際之現象，絲毫無誤，換言之，即所得之結果，未必可以完全應用，故由理論而成之公式，必須加以係數 (Koeffizienten) 以求與事實符合，此項係數，實表示吾人對於天然現象之未能澈底明瞭耳。

設試驗之時，天然現象之各小部分，均可以理論解釋之，或以公式歸納之矣，然最後綜合局部之試驗，藉以證明現象之全體，亦有發生困難者，或竟完全背謬者，須重作試驗，研究某小部分為發生困難之主要分子，並考察該小部分對於全體之影響是否重要，若影響甚微，是否可以刪除該小部分，勿使臙雜其間而為梗，或研究此項試驗，如放大模型，精密計算，是否可以尋得錯誤之點，凡此種種，端賴試驗者之隨機應變，而卜試驗之成敗也，或於試驗之初，對於試驗之問題，令人無從下手，或竟無從思索以分析之者，可先作預備試驗，以小模型觀其全局，徐察其變而研究之，精力所聚，金石為開，或於本問題毫無所得，而反能發明他項意外之新學理者，亦數見不鮮，又或試驗之結果，對於工程上並無充分之價值者，然學術上之試驗，莫非經累次之失敗，長期之研究，而後得有良果，多一次之失敗，即係多一次之經驗，由此經驗，或反足以獲得科學上之進步，雖有因試驗結果之不良，以致糜費金錢，在工程方面或為不經濟，但在學術上仍有相當之價值，是以水工模型試驗之性質，非

僅供社會上一切水工之解難決疑，而同時又可供應學術上之研究。魏司博（Weisbach）於所著水力實驗學（Experimental Hydraulik）之弁言中有云：「惟有模型試驗，足以使初學者澈底明瞭水力學之真理，而印象之深，亦可以不易忘記，並能對於各種原理敢下準確之批評，是以試驗室對於工業大學尤為重要，經歷一次之試驗，各項學理則不待算式之證明而了解，所謂千聞不如一見也。」惟試驗之事，非人人可以為之，試驗之無美滿結果者，往往有之，其原因或對於所研究之問題，未能十分了解，或試驗之手續與設備，未能周到，或模型過小，不能得有準確之觀察，或缺乏相當之學力與經驗，未能下精確之評判，是以試驗之事，非得富有經驗與理想力之專家主持之，在學理與實用二方面，均不能獲得可貴之價值。

第二節 水工試驗之沿革

水利工程之需要試驗室，創議者為半世紀前之德國普魯士工務總理哈根（Gotthilf Hagen）氏，曾在自著之海港學弁言中詳論模型試驗之重要，希望工界人士，對於舊式之學理與方法，不可盲從，誠以水利工程之設施，視各地情形之不同，而有所差異，工程方面不先有模型試驗，難期措施之必當，學校方面，無模型試驗則新學理無由闡明，氏之倡此偉論，實近世創設水工試驗室之嚆矢也。

至於應用模型試驗，解決實際問題之鼻祖，為法國之法孤（Fargue）氏，先是一八七五年，法國為改進鮑爾克斯商港（Bordeaux）

之航務起見，須築洛老龍河 (Garoune)，彼時專家之意見，或以爲須專恃挖泥器濬深，或以爲須有相當之建築物，以維持航路之深度，議論紛紛，莫衷一是，於是法孤氏經過二年久之試驗，乃證明河槽之濬深，須用相當之建築物，以保持之，否則隨濬隨淤，功效甚微。

一八八五年英國擬改良自利物浦 (Liverpool) 至孟舍司特 (Manchester) 之航路，彼時學者紛爭，其待決之點有三：(一) 建設運河，以容納吃水較深之海船，或治導原有之梅雪河 (Mersey)，二者孰優孰劣。(二) 導水壩之地位，與漲沙之影響。(三) 口外之攔門沙，可否利用導水壩，使之自然刷深，於是英國雷腦司教授 (Osborne Reynolds) 乃製造梅雪河 下游之模型，從事試驗，一八八六年英國工師海鵠特 (Vernon Harcourt) 繼雷氏 試驗，乃決定梅雪河 建築導水堤與開闢運河之位置。同年海鵠特 繼續試驗法國賽因河口 (Seine)，彼時改良該河之計劃有十項，而海氏 逐項試驗之後，決定改良河口之善法，仍爲延長河口之導水壩，輔以挖泥工程云。一八九〇年，法國 政府復於濱河之饒隆城 (Rouen) 重製河口模型，由法 工師李羅爾 (Mengin Lecroeuil) 試驗，經過五年之久，其結果大致仍與海氏 無所軒輊云。

一八九三年，德國薩克遜 大學教授恩格司 (Hubert Engels) 氏首創水工試驗室，試驗關於天然河流之學理，成績甚著。一八九〇年以前，有哈根氏 之水力試驗，發明水力方面之學理。自此以後，有恩氏 之水工試驗室，於是關於河工渠工海港各方面之發明，乃日進千

里。恩氏之功，可謂偉矣。

恩氏之水工試驗室既成，德國各處，競相模仿，一九〇二年劉百克教授（Rehbock）創設第二水工試驗室於卡兒絲魯亥大學（Karlsruher Technische Hochschule），一九〇三年德國農商部創辦第三水工試驗室於柏林，一九〇八年谷海教授（Koch）創設第四水工試驗室於腸城大學（Technische Hochschule in Darmstadt），其他如俄國聖彼得堡（St. Petersburg）雖亦仿效恩氏之法，建築水工試驗河槽，究以規模較小，無可稱述。

一九〇四年恩氏感覺原設之水工試驗室，不敷應用，亟須擴充，乃擬定大規模之試驗室計劃，建於該校新校舍內，一九一三年落成，一切設置，較之他處益形完備。同時柏林工科大學，由葛蘭及悌里二教授（Grantz, de Thierry）亦另建新式試驗室於該校，內容仍多效法於恩氏。

一九〇三年奧國維也納水利工程會會長饒達（Lauda）提倡創設水工試驗室，九年後由其後任薛達克（Siedeck）完成其計劃。迨至一九一四年，乃有奧國農商部水工試驗室產生矣。繼之而起者，有奧國大學教授施敏克（Smreck）創設試驗室於勃林大學（Bruenn），瑞典大學教授費尼司（W. Felleuius）設試驗室於司督韓（Stockholm）大學，德國大學教授愛黎（Ehlers）及壽慈（Otto Schulze）創設試驗室於但齊希大學（Danzig），然規模之宏，計劃之精，終不若薩克遜及柏林二大學也。最近美國方面，經費門（John R. Freeman）之提倡，亦已創設大規模之試驗室，設置亦頗完備。先是費氏於一

德國水工名家恩格司教授八十歲肖像



August Engel.

九二四年夏遊歷歐洲，參觀德國各地之水工試驗室，對於近十年來，所發表之成績，大為驚異，深信此項進步，足以引起世界各國之注意，追蹤而競相效仿，主張世界名川巨流之任何困難問題，均應藉試驗之法，而求解決之道。良以試驗室之設備，所費有限，而因試驗所得之經驗，實足以使將來施工時，節省巨額之建築費，與虛糜之光陰也。

費氏在歐洲水工試驗室調查錄內有云：『水工試驗室之目的有二：

- (1) 供應水工教課時之需要。
- (2) 供應研究水工原理之需要。

聯合上項兩種目的，可分別下列試驗之種類：

- (1) 就學理方面，研究水工上應用之各種流量公式。
- (2) 就實地工程方面，研究治導河流，布置港埠，建設堰壩，及水電廠等之設備。
- (3) 研究關於水工方面之機器，如抽水機與渦輪機等。
- (4) 研究關於航務方面之問題，如輪船之形態，與水中阻力之關係。

由此觀之，近世水工試驗之重要，與各國對於水工試驗之重視，可見一斑。』

第三節 水工試驗之原理

吾人解決一切水工問題，不外採取兩種方式：一為依據理論計

算之數學解析法，一為依據事實表現之模型試驗法。數學解析法乃係按照水流之基本性質，建立水流運動之微分方程式，再對於各項不同之問題，確定運動方程式之條件，用純粹數學方法求得該項方程式之分解。模型試驗則直接利用與實物相似，或某種程度近似之模型，給以與實物類似之環境，加以試驗，再由試驗結果推測實物可能發生之現象。而經過數學分解與模型試驗推測所得之結果，均係表示實物現象之一種方法。前者是用數字間接表示，後者是利用小型之實物，使與原型實物類似之現象，直接顯露於吾人之前。惟吾人所須注意者，數學解析法，並非絕對正確，因應用牛頓之運動定律，雖能將物體之運動在質與量二方面表現，但牛頓定律祇是對於實際現象內運動狀態之一種假說。所以據此而成立之運動方程式，並不能真確表現實際世界之現象，而僅能表現所謂牛頓之物理世界現象。換言之，數學解析法，乃係應用適合於物理世界之方程式求實際世界之現象，所得之結果，為從物理世界之近似現象推測近似於實際世界之現象，不能認為絕對正確而毫無差誤。至於模型試驗之結果，亦不無可議之處，因模型同是小型實物，其外形雖與原型實物相似或類似，但嚴格言之，模型與實物是互有關聯而各自獨立之兩個實際世界，二者所發生之現象，亦祇能作為大體相似，絕不能幾何相似。故模型試驗之定義如次：

『模型試驗者，當實物或實際現象尚未發生或已發生而無法觀測研究之時，如須明瞭該實物或實際現象之情況與性質，可以利用與實物相似而大小不同之另一實物（即模型），在與原型

實物相似或近似之環境中，舉行試驗，從此模型所發生之現象，再推測原型實物所發生之現象。』

換言之，即利用模型透過水力相似性之原理，建立一特定之模型比率，從事試驗，因以推斷實物應當發生之現象，其關鍵即在以相似律為依據，並須能切實執行相似律，而模型試驗之特點，為能適應任何繁複之境界，如採用數學解析法，即感困難矣。

按液體之運動，除受永恒之「慣力」控制以外，尚須兼受「地心吸力」「流體質點間之摩擦力」「彈性力」與「表面張力」等之全部或一部之控制。一切物理運動現象，既為受力而發生，欲求模型中之運動現象，與實物中之運動現象相似，除模型與實物外形之幾何相似以外，自當亦須求力之相似，稱為水力相似性，故模型與實物之相似，分為三項，述之如次：

- (1) 幾何相似性 屬於幾何相似者，如長度，面積，與體積三種。假定模型長度為 L_m ，實物長度為 L_n ，模型與實物相應之長度比為 L_r ，則

$$\frac{L_m}{L_n} = L_r \dots\dots\dots (1)$$

面積之比為：

$$\frac{A_m}{A_n} = \frac{(L_m)^2}{(L_n)^2} = (L_r)^2 \dots\dots\dots (2)$$

體積之比為：

$$\frac{Vol_m}{Vol_n} = \frac{(L_m)^3}{(L_n)^3} = (L_r)^3 \dots\dots\dots (3)$$

- (2) 運動相似性 運動相似性包括長度與時間二項，時間之比設定為：

$$\frac{T_m}{T_n} = T_r \dots\dots\dots (4)$$

模型試驗中運動之量，計有線速度，線加速度，流量，角速度，及角加速度等，線速度以單位時間長度表之：

$$\frac{V_m}{V_n} = \frac{L_m/T_m}{L_n/T_n} = \frac{L_r}{T_r} \dots\dots\dots (5)$$

線加速度之比爲：

$$\frac{B_m}{B_n} = \frac{L_m/(T_m)^2}{L_n/(T_n)^2} = \frac{L_r}{(T_r)^2} \dots\dots\dots (6)$$

流量之比爲：

$$\frac{Q_m}{Q_n} = \frac{(L_m)^3/T_m}{(L_n)^3/T_n} = \frac{(L_r)^3}{T_r} \dots\dots\dots (7)$$

角速度之模型比率爲：

$$\frac{\omega_m}{\omega_n} = \frac{V_m/R_m}{V_n/R_n} = \frac{V_m/V_n}{R_m/R_n} = \frac{L_r/T_r}{L_r} = \frac{1}{T_r} \dots\dots\dots (8)$$

角加速度之模型比率爲：

$$\frac{\alpha_m}{\alpha_n} = \frac{\omega_m/T_m}{\omega_n/T_n} = \frac{1}{(T_r)^2} \dots\dots\dots (9)$$

(8) 動力相似性 模型與實物中運動之現象，其相應之力量，在相當時間內，比值恒相等。是以動力相似性不獨爲力之相似，且對運動相似與幾何相似應同時符合，屬於動力相似之流體性質，如質量，密度，重力，黏性，表面張力，功及能等均屬之。

設力量之比爲：

$$\frac{F_m}{F_n} = F_r \dots\dots\dots (10)$$

因力量等於質量 M 乘加速度 B ，故

$$F_r = \frac{F_m}{F_n} = \frac{M_m \cdot B_m}{M_n \cdot B_n} \quad F_r = M_r \cdot \frac{L_r}{(T_r)^2} \dots\dots\dots (10a)$$

質量之模型比率由式(10a)得

$$M_r = \frac{M_m}{M_n} = \frac{F_r \cdot (T_r)^2}{L_r} \dots\dots\dots (11)$$

又因質量等於密度 ρ 乘容積 Vol ，故密度之模型比率爲：

$$\rho_r = \frac{\rho_m}{\rho_n} = \frac{M_m/Vol_m}{M_n/Vol_n} = M_r \cdot (L_r)^3 \dots\dots\dots (12)$$

$$\rho_r = \frac{[F_m(T_m)^2/L_m^3 \div (L_m)^3]}{[F_n(T_n)^2/L_n^3 \div (L_n)^3]} = \frac{F_r \cdot (T_r)^2}{(L_r)^4} \dots\dots\dots (12a)$$

重率為單位體積之質量，其模型比率為：

$$W_r = \frac{W_m}{W_n} = \frac{F_m/Vol_m}{F_n/Vol_n} = \frac{F_r}{(L_r)^3} \dots\dots\dots (13)$$

$$W_r = M_r \cdot \frac{L_r}{(T_r)^2} \cdot \frac{1}{(L_r)^3} = M_r / (L_r)^2 (T_r)^2 \dots\dots\dots (13a)$$

功功(Arbeit)等於力 F 乘距離 L，故功之模型比率為：

$$\frac{A_m}{A_n} = \frac{F_m \cdot L_m}{F_n \cdot L_n} = F_r \cdot L_r \dots\dots\dots (14)$$

$$A_r = M_r \cdot \frac{L_r}{(T_r)^2} \cdot L_r = M_r \cdot (L_r)^2 / (T_r)^2 \dots\dots\dots (14a)$$

功率(Leistung)之模型比率為：

$$L_r = \frac{L_{qm}}{L_{qn}} = \frac{F_m \cdot L_m / T_m}{F_n \cdot L_n / T_n} = \frac{F_r \cdot L_r}{T_r} \dots\dots\dots (15)$$

$$= \frac{M_r \cdot L_r \cdot L_r}{(T_r)^2 \cdot T_r} = \frac{M_r \cdot (L_r)^2}{(T_r)^3} \dots\dots\dots (15a)$$

以此類推，可以求得黏性，表面張力，彈性力，壓力強度，與動量等之度量。

參見模型縮尺比率列表。

總之，模型試驗之命運，實決定於相似律之正確與否。蓋流體運動中，既為多種力所控制，例如惰力（慣性力），地心吸力（重力），摩擦力（黏性力），彈性力，表面張力等。而各種力之大小比例不同，流體運動之性質亦有差異，則表現流體性質之運動方程式因之亦有顯著之差別。模型試驗唯一應加掌握之原則，乃維持模型與實物二者發生相同性質之流體運動。因之二者所作用之諸力比例必須相同，該項比例相同謂之「力之相似」，相似律即係此種「力之相似」之規範。欲求「力之相似」必須根據適用某種情況之相似律，從事製造模型，操作試驗，與換算結果。但兼顧各種作用力之相

似律，實屬無法成立，故在規劃模型試驗之時，首應確定在實際現象中，其作用之力，以何者最佔優勢，何者可以省略不計，換言之，即實際現象，究竟屬於何種性質之運動類型，然後始能根據適用於此種類型之相似律，用以製造模型，因控制力有數種，則模型相似律亦有數種，每一模型相似律各有一個無度量之比率，其常用於模型試驗者，計有傅盧德 (Froude) 數，雷諾 (Reynolds) 數，韋伯 (Weber) 數，及高奇 (Cauchy) 數等，茲分述之如次：

- (1) 傅盧德數 水工模型試驗多屬紊流現象，如流體運動之現象與過程，同時係為惰力及重力二者所控制，則惰力之模型比率與重力之模型比率應相等，按惰力之模型比率由 (10 a) 式，得

$$F_r = M_r \cdot \frac{L_r}{(T_r)^2},$$

因 $M_r = \frac{W_r}{g_r} \cdot (L_r)^3; \frac{W_r}{g_r} = \rho_r$

則 $F_r = \frac{W_r}{g_r} (L_r)^3 \cdot \frac{L_r}{(T_r)^2} = \frac{W_r}{g_r} \cdot \frac{(L_r)^4}{(T_r)^2}$
 $= \rho_r \cdot \frac{(L_r)^4}{(T_r)^2} \dots\dots\dots (16)$

而重力之模型比率，由 (13) 式，

$$F_r = \frac{G_m}{G_n} = \frac{W_m (L_m)^3}{W_n (L_n)^3} = W_r (L_r)^3 \dots\dots\dots (17)$$

式(16)與(17)相等，故

$$W_r \cdot (L_r)^3 = \frac{W_r (L_r)^4}{g_r (T_r)^2}$$

$$\text{即 } \frac{(V_r)^2}{g_r L_r} = 1$$

$$\text{或 } \frac{(V_m)^2}{g_m L_m} = \frac{(V_r)^2}{g_r L_r} = \frac{V^2}{g L} = F \dots\dots\dots (18)$$

F 即稱為「傅盧德數」，乃一無度量之比率，任何流體運動之現象，如同為慣力與重力所控制時，其 F 值必相等。從此無度量比率，導出之模型縮尺比率過程，即為「傅盧德相似律」。適用傅盧德相似律之現象甚多，例如自由落體，滾水壩，溢道，水堰，明渠孔口，跌水等水流現象，以及海洋中之波浪均屬此類。其由 F 數導出之模型縮尺比率參見下列總表。

(2) 雷諾數 凡屬層流現象，而為慣力與摩擦力（黏滯力）同時所控制之流體運動現象者，則用雷諾數作相似之標準。例如水管之水流，潛水艇周圍之水流運動等均屬之。此項運動之阻力隨流體之黏性而決定。假設： F 為摩擦阻力，或稱剪應力，

μ 為黏性，或稱黏着係數，

V 為流體之速度，

Z 為二臨界面質點之垂直距離，

A 為流體臨界面之表面積，

$$\text{則 } F = \mu \cdot \frac{dV}{dZ} \cdot A \dots\dots\dots (19)$$

dV/dZ 乃質點運動方向之速度變化率，則 dV/dZ 由於黏性之影響，在 A 面積所生之剪應力，其模型比率應為：

$$\begin{aligned} F_r &= \mu_m \cdot \frac{dV_m}{dZ_m} \cdot A_m \div \mu_n \frac{dV_n}{dZ_n} \cdot A_n \\ &= \frac{A_m}{A_n} \cdot \frac{\mu_m}{\mu_n} \cdot \frac{dV_m \cdot dZ_m}{dV_n \cdot dZ_n} \\ &= \frac{(L_m)^2}{(L_n)^2} \cdot \frac{\mu_m}{\mu_n} \cdot \frac{L_m \cdot T_m \cdot L_n}{L_n \cdot T_n \cdot L_m} \\ &= \frac{\mu_m L_r}{\mu_n T_r L_r} (L_r)^2 = \mu_r \frac{(L_r)^2}{T_r} \dots\dots\dots (20) \end{aligned}$$

因此項摩擦阻力係與惰力同時控制流體運動，則二者之模型比率必相等，即式(20)及式(16)應相等：

$$\mu_r \cdot \frac{(L_r)^2}{T_r} = \rho_r \cdot \frac{(L_r)^4}{(T_r)^2}$$

亦即
$$\frac{V_r \cdot L_r \cdot \rho_r}{\mu_r} = 1$$

或
$$\frac{V_m \cdot L_m \cdot \rho_m}{\mu_m} = \frac{V_n \cdot L_n \cdot \rho_n}{\mu_n} = \frac{VL\rho}{\mu}$$

命 $\nu = \mu/\rho$ 稱為動黏性，上式可改為：

$$\frac{VL\rho}{\mu} = \frac{VL}{\nu} = R \dots\dots\dots (21)$$

R 為雷諾數，依此可以成立『雷諾相似律』，其導出之縮尺比率，見下列總表。所須注意者，兩種流體之動黏性如不相等，則依照雷諾相似律舉行試驗時，實際上不能用水作試驗。

(3) 韋伯數 流體運動之現象，如受惰力與表面張力之控制，須依照「韋伯相似律」，舉行試驗。按液體之自由表面，與彈性表皮相似，例如湖泊之水面與兩種不同流體之接觸面等。因液體表面分子凝結力之作用，致使表面昇高形成張力現象。張力之大小與表面曲度無關，但在某一溫度下恆為常數。溫度愈高，張力愈小，通常用單位長度所生之力為度量標準，以 σ 表之，表面張力之模型比率為：

$$F_r = \frac{F_m}{F_n} = \frac{\sigma_m \cdot L_m}{\sigma_n \cdot L_n} = \sigma_r \cdot L_r \dots \dots \dots (22)$$

若此表面張力與惰力同時控制流體運動時，二者之模型比率必相等，由(22)式與(16)式得：

$$\sigma_r \cdot L_r = \frac{W_r}{g_1} \cdot \frac{(L_r)^4}{(T_r)^2} = \rho_r \cdot \frac{(L_r)^4}{(T_r)^2}$$

亦即
$$\frac{(V_r)^2 \cdot L_r}{\frac{\sigma_r}{\rho_r}} = 1$$

或
$$\frac{(V_m)^2 L_m}{\sigma_m / \rho_m} = \frac{(V_n)^2 L_n}{\sigma_n / \rho_n} = \frac{V^2 L}{\sigma / \rho}$$

命
$$\frac{\sigma}{\rho} = \omega,$$

則
$$\frac{V^2 L}{\omega} = W \dots \dots \dots (23)$$

W 即「韋伯數」，而 ω 稱為運動毛細管作用，其根據韋伯數導出之模型縮尺比率，參見總表。

(4) 高奇數 如流體之運動現象為惰力與彈性力所控制，即須應用『高奇相似律』，舉辦模型試驗，例如水管中壓力之衝擊等，按流體之彈性係數與固體相似，壓力愈大，則體積愈小，若體積減小，密度乃隨之增大，假設 K 為壓力之強度，其與密度之關係如次：

$$K = \rho \frac{\Delta p}{\Delta \rho}$$

壓力之模型比率為：

$$F_r = K_r (L_r)^2 \dots \dots \dots (24)$$

與惰力之模型比率相等時，則由(16)式與(24)式得：

$$K_r (L_r)^2 = \rho_r \frac{(I_r)^4}{(I_r)^2}$$

即 $\frac{(V_r)^2 \cdot \rho_r}{K_r} = 1$

或 $\frac{(V_m)^2 \cdot \rho_m}{K_m} = \frac{(V_n)^2 \cdot \rho_n}{K_n} = \frac{V^2 \rho}{K}$

命 $\frac{K}{\rho} = e$; e 稱為動彈性，

則 $\frac{V^2}{e} = C \dots \dots \dots (25)$

C 即為『高奇數』，由此導出之模型縮尺比率，參見總表。至於舉辦廣大之河道或海港建築之模型試驗，因水深較之水面尺度實屬太小，二者之縮尺比率，不宜一致，水深之縮尺比率恆須放大數倍，即須採用變形模型。此項變形模型之換算值，多引用『傅盧德相似律』，茲不贅述。

水工模型縮尺比率總表

流體性質	度 量	縮 尺 比 率			
		傅 登 德 相 似 律	雷 諾 相 似 律	奈 伯 相 似 律	高 奇 相 似 律
(1) 物 理 性 質					
力之特性		地 心 吸 力	流 體 摩 擦 力	表 面 張 力	彈 性 力
長 度	L	L_r	L_r	L_r	L_r
面 積	L^2	$(L_r)^2$	$(L_r)^2$	$(L_r)^2$	$(L_r)^2$
體 積	L^3	$(L_r)^3$	$(L_r)^3$	$(L_r)^3$	$(L_r)^3$
(2) 運 動 性 質					
時 間	T	$(L^{\frac{1}{2}} g^{-\frac{1}{2}})_r$	$(L^2 \nu^{-1})_r$	$(L^{\frac{3}{2}} \omega^{-\frac{1}{2}})_r$	$(L e^{-\frac{1}{2}})_r$
速 度	LT^{-1}	$(L^{\frac{1}{2}} g^{\frac{1}{2}})_r$	$(L^{-1} \nu)_r$	$(L^{-\frac{1}{2}} \omega)_r$	$(e^{\frac{1}{2}})_r$
加 速 度	LT^{-2}	g	$(L^{-2} \nu^2)_r$	$(L^{-2} \omega^2)_r$	$(L^{-2} e)_r$
流 量	$L^2 T^{-1}$	$(L^{\frac{5}{2}} g^{\frac{1}{2}})_r$	$(L \nu)_r$	$(L^{\frac{5}{2}} \omega^{\frac{1}{2}})_r$	$(L^2 e^{\frac{1}{2}})_r$
黏 結 性	$L^2 T^{-1}$	$(L^{\frac{3}{2}} g^{\frac{1}{2}})_r$	ν_r	$(L^{\frac{3}{2}} \omega^{\frac{1}{2}})_r$	$(L e^{\frac{1}{2}})_r$
(3) 動 力 性 質					
質 量	M	$(L^3 \rho)_r$	$(L^3 \rho)_r$	$(L^3 \rho)_r$	$(L^3 \rho)_r$
力 量	MLT^{-2}	$(L^3 \rho g)_r$	$(\nu^3 \rho)_r$	$(L \rho \omega)_r$	$(L^3 \rho e)_r$
密 度	ML^{-3}	ρ_r	ρ_r	ρ_r	ρ_r
重 率	$ML^{-2} T^{-2}$	$(\rho g)_r$	$(L^{-3} \nu^2 \rho)_r$	$(L^{-2} \rho \omega)_r$	$(L^{-1} \rho e)_r$
黏 性	$ML^{-1} T^{-1}$	$(L^{\frac{3}{2}} \rho g^{\frac{1}{2}})_r$	$(\rho \nu)_r$	$(L^{\frac{3}{2}} \rho \omega^{\frac{1}{2}})_r$	$(L \rho e^{\frac{1}{2}})_r$
表 面 張 力	MT^{-2}	$(L^2 \rho g)_r$	$(L^{-1} \nu^2 \rho)_r$	$(\rho \omega)_r$	$(L \rho e)_r$
彈 性 力	$ML^{-1} T^{-2}$	$(L \rho g)_r$	$(L^{-2} \nu^2 \rho)_r$	$(L^{-1} \rho \omega)_r$	$(\rho e)_r$
壓 力 強 度	$ML^{-2} T^{-2}$	$(L \rho g)_r$	$(L^{-2} \nu^2 \rho)_r$	$(L^{-1} \rho \omega)_r$	$(\rho e)_r$
動 量	MLT^{-1}	$(L^{\frac{5}{2}} \rho g^{\frac{1}{2}})_r$	$(L^2 \nu \rho)_r$	$(L^{\frac{5}{2}} \rho \omega^{\frac{1}{2}})_r$	$(L^3 \rho e^{\frac{1}{2}})_r$
功 及 能	$ML^2 T^{-2}$	$(L^4 \rho g)_r$	$(L \nu^2 \rho)_r$	$(L^2 \rho \omega)_r$	$(L^3 \rho e)_r$
功 率	$ML^2 T^{-3}$	$(L^{\frac{3}{2}} \rho^{\frac{1}{2}} g^{\frac{1}{2}})_r$	$(L^{-1} \nu^3 \rho)_r$	$(L^{\frac{3}{2}} \rho \omega^{\frac{1}{2}})_r$	$(L^3 \rho e^{\frac{1}{2}})_r$

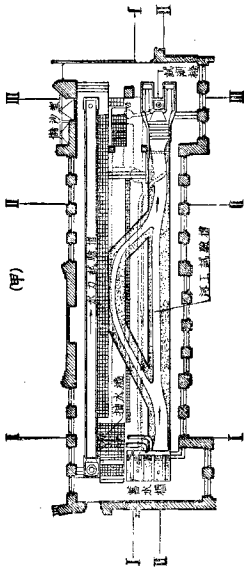
第四節 水工試驗室之設備

各國水工試驗室之設備，大都無多差異，茲以德國薩克遜大學之水工試驗室，為恩格司所首創，又為著者所研習之所，見聞較詳，爰舉以為例。

恩格司氏於一九一三年在薩克遜大學新校舍內重建之水工試驗室，規模新穎，設置完備，內分河槽 (Flussgerinne) 及渠槽 (Tiefgerinne) 回水槽 (Ruecklaufkanal) 三部，河槽用以研究河工問題，首端有蓄水櫃 (Wasserbehälter)，下端為試潮機 (Flut-und Ebbevorrichtung)，渠槽用以研究關於水力方面之問題，二者均在試驗室之上層，回水槽用以研究水流對於船舶之阻力等問題，在試驗室之下層，試驗室之面積，長為 43 公尺，寬為 16 公尺，與試驗室毗連者，有陳列室，研究室，製圖室，攝影室，儀器室，儲沙室，模型儲藏室，工料室等，試驗室內部平面布置，參觀第一圖甲，渠槽及回水槽之縱剖面，參觀第一圖乙，河槽之縱剖面，參觀第一圖丙，蓄水堰之橫剖面，參觀第一圖丁，回水槽之橫剖面，參觀第一圖戊，試潮機之橫剖面，參觀第一圖己，各部之詳細結構，臚舉之如下：

(一)水之供給 河槽應用之洪水流量，估計約達每秒二百立特 (公升)，故用抽水機兩架，每架抽水之能力，為每秒一百立特，水從回水槽內，抽送至蓄水櫃，由蓄水櫃導入渠槽或河槽，復匯入回水槽，故試驗之時，可藉有限之水量，令其循環迴轉，而資運用。

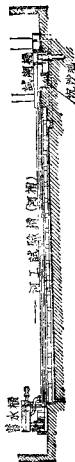
第一圖
德國薩克遜大學水工試驗室平面圖



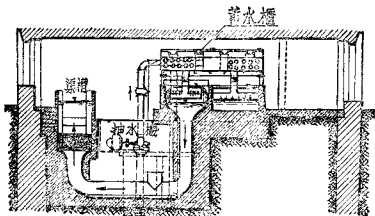
(乙) 縱剖面 I



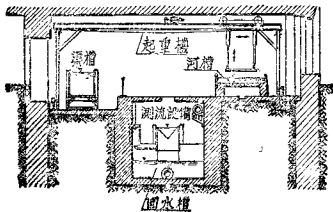
(丙) 縱剖面 II



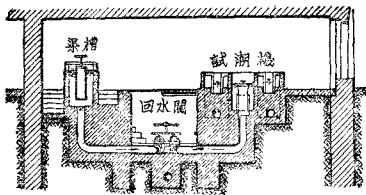
(丁) 橫剖面 I



(戊) 橫剖面 II



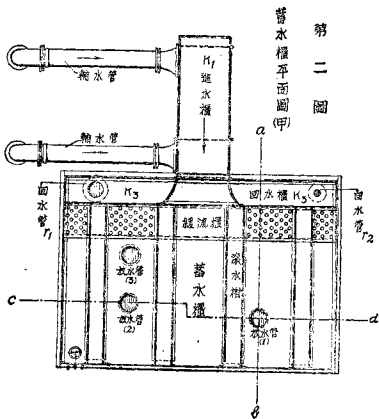
(已) 橫 剖 面 III



此項水量，係一次取給於自來水，除蒸發之消耗外，幾無其他損失。流量之多寡，有制水活閘(Schieberstellung)節制之。

(二)蓄水櫃 蓄水櫃之位置，與河槽成丁字形。而櫃內之結構，可使流入河渠二槽之水量，各不相礙。當水抽入蓄水櫃之時，先達進水櫃，再達緩流櫃，緩流櫃裝有篩孔板，水流經過，可全平穩。而蓄水櫃中之水面高度，於試驗之時，應保持勿變，故又安設溢水櫃，使溢出之水，經回水櫃逕返回水槽。試驗用水，由放水管(1)導入河槽，放水管(2)導入渠槽，水量之多寡，皆有活閘節制。而於放水管及試驗槽之間，又有緩流設備，務使水入試驗槽之前，不致湍激。此外又有放水管(3)可導水直達試驗機，專供試驗潮汛之用。全部詳細結構，參觀第二圖甲乙丙。

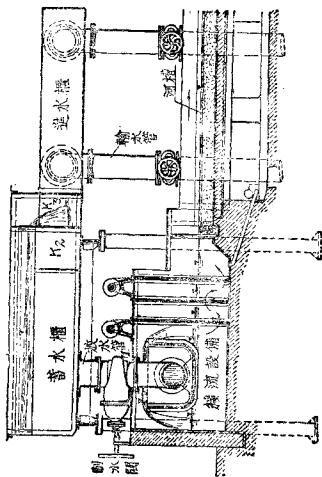
(三)河槽 河槽係用鋼筋混凝土所製，寬度為2公尺，長度為30公尺。槽牀之上鋪沙，河底之斜度，以鋪沙之厚薄表顯之。河槽



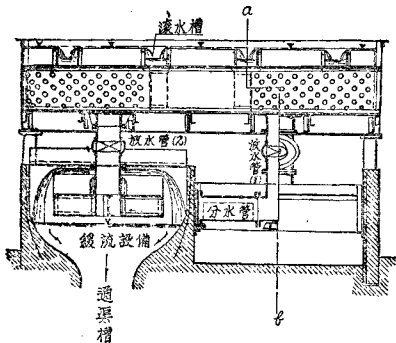
邊欄之一，可以拆卸，鑲以木質槽牀，用作試驗河灣或支流之用，其寬度可達8公尺，河槽之末端，安設沉沙池，為壅積沙粒之用，參觀第三圖及第四圖甲。

(四)試潮設備 試潮機之主要部分，為二直立之管，下管(II)固定不動，上管(I)可藉水壓之變換而昇降，參觀第四圖了。試潮之水，自蓄水槽，由放水管(3)傳送而來，管之末端，分成 b_1b_2 兩

(乙) 剖面 a-a

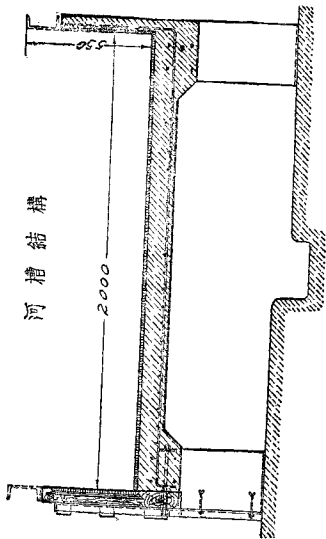


丙剖面 C-d

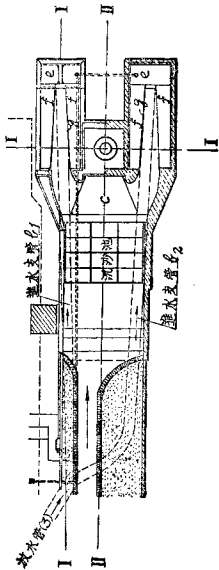


支管，導水先入橫槽 e，再入縱槽 f，越過槽沿 g，而至 c 槽，再達 d 筒。如是則 e, f 兩槽之水量，可與試驗槽內之水面變化，不發生關係。而支管 b₁b₂ 放水入 e 槽之處，並裝設活閥，節制流量。試驗潮汛之際，河槽之水下流而橫槽 f 之水逆上，但 d 筒放出之水，可以任意變化。假設河槽下流之水量為 Q_1 ，由水槽 f 越沿而出之水量為 Q_2 ，放出之水量為 Q_3 ，則漲潮落潮之現象，可用下式表明之（見 625 頁）。

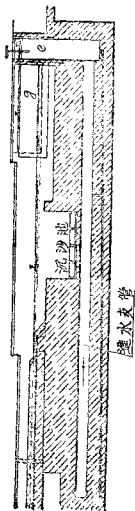
第三圖
河槽結構



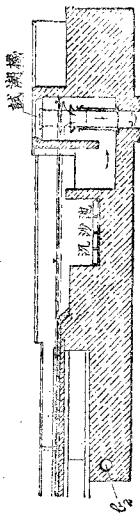
第四圖 圖河槽及試潮機平面圖(甲)

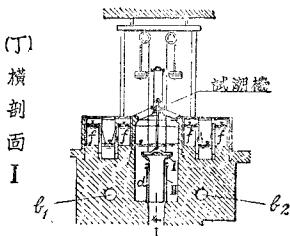


(乙) 縱剖面 I



(丙) 縱剖面 II





$$Q_3 = Q_1 + Q_2 \dots\dots\dots \text{無潮}$$

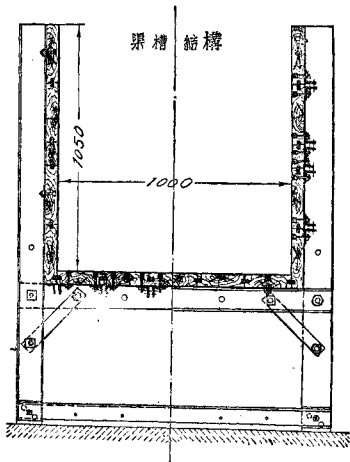
$$Q_3 > Q_1 + Q_2 \dots\dots\dots \text{落潮}$$

$$Q_3 < Q_1 + Q_2 \dots\dots\dots \text{漲潮}$$

其詳細結構，參觀第四圖丙丁。

(五) 渠槽 槽以木製，形方，籠以鐵節，試驗之時，如需要槽之寬深在 1 公尺以內者，可藉木板之闊狹任意支配。水之來源，係由蓄水櫃經放水管 (2) 導入渠槽，由渠槽流出之水，或經過測驗流量之設備，放入回水槽，或直接放入回水槽，其結構參觀第五圖。

(六) 回水槽及其他設備 回水槽長約 25 公尺，寬約 3 公尺，其由河槽與渠槽放出之水均歸納於斯，地位在試驗室之下層，上用鐵板掩蓋。試驗室內，其他重要設備，如湯姆生式之滾水堰 (Thompson-Ueberfall)，可用以測驗流量，電力起重機，可以往來於試驗室之間，特殊之零星設備，亦屬甚多，茲從略。

第
五
圖

第五節 水工巨型試驗場

一九二六年，德國在南部奧貝那谷（Oberrach-Tal）瓦痕湖（Walchensee）附近，創設大規模之水工及水力試驗場（Forschungs-

Institut für Wasserbau und Wasserkraft). 合力經營者，爲德國政府，巴燕邦政府及威廉皇帝學院(Kaiser-Wilhelm-Gesellschaft)，試驗場所佔地計 100000 平方公尺，(約合中國一百五十餘畝)專供水工及水力試驗之用，其位置參觀第六圖。所用水量全部取給於瓦痕湖水力廠之水渠內。此項水渠名曰伊莎渠(Isar-Kanal)，在克銀鎮之南與伊沙河(Isar)接通，北流至瓦痕湖之南端約二公里處，與奧貝那河匯合，試驗場之進水口門，即在該處，參觀第七圖。進水量(Kruen)約爲每秒八立方公尺，先經進水渠達蓄水池，池之面積，爲 2500 立方公尺。試驗時，所用水均由蓄水池分配水量，達於試驗槽內。該試驗場之工程開始於一九二八年，翌年夏，工竣開幕，此乃水工試驗場之大概情形也。

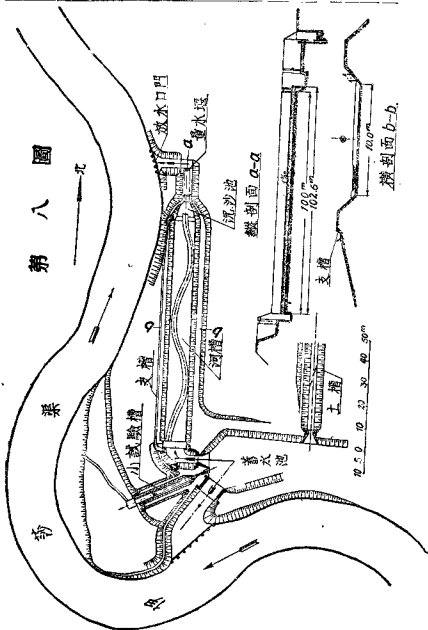
一九三一年夏，恩格司教授，曾利用此項水工試驗場作大模型之試驗，證明前在薩克遜大學水工試驗室內，由小模型試驗河流沙質移動之狀況，與此次之結果，完全符合。惟以巨型試驗比例較大，觀察更加精密，因以發明下列三項之重要結果：

- (1) 河底之變化在洪水期內爲最大。
- (2) 導水堤(Leitdeiche)對於航道有較佳之影響。
- (3) 緊狹堤防之距離，不能使洪水面降落。

茲依據恩格司教授之試驗報告，摘要述之如下：

先是恩格司教授在薩克遜大學水工試驗室作一模型，與愛比河(Elbe)之河灣相類。試驗之題，爲河流挾沙之情形，及水位升降與河牀形態之關係，所得之結果，與實地觀察天然河流所得之現

第 八 圖



象，大都符合。但以模型較小，所製河道剖面之比例，不能盡與天然河道相似。又以試驗時，所選洪水位與低水位流量之比例，較諸天然河道內略有差異。並假定洪水未嘗溢出河槽，而模型內所用之沙，又係洗淨之沙，其大小參差之程度，不能與天然河道所挾之沙質相合。故試驗之結果，當然不能完全適合。是以恩格司氏提倡利用大模型試驗，矯正前項謬誤。加以精密觀察。恩氏所用之河工試驗槽，為長方形，其布置參觀第八圖。槽之長度為100公尺，寬度為10公尺，兩旁之坦坡為1:1，河牀斜坡為 $\frac{5}{1000}$ 。試驗用水由蓄水池放入河槽模型，經過沉沙池及量水堰復行流入伊莎渠。在此試驗槽內，製成河道模型，仍與愛比河之河灣相似。縮小之比例，約為 $\frac{1}{55}$ 。橫剖面為梯形，上面寬度為250公分，河牀及兩邊灘地之坦坡，均為 $\frac{1}{1000}$ 。岸之坦坡為1:1。此種河道模型，其低水位之水深，與河寬之比例為 $\frac{1}{50}$ ，在小模型內僅為 $\frac{1}{8}$ 。故所得之結果，大致均可與天然河流之現象相比擬也。

河道模型內所製之堤，計分三種。各別試驗時，均用同一河槽。低水與中水洪水之流量，及水流之時間亦相同。水流時之斜度，均為千分之一沙粒之注入與放出，務求維持平衡狀態。其試驗之程序，共分三組，述之如下：

(甲)洪水堤為直線，堤距約為11公尺，參觀第九圖。

(乙)堤之情形與(甲)組同，惟灘地上加築導水堤(Leitdeiche)參觀第十圖。

(丙)洪水堤之位置隨河流彎曲堤距為四公尺半，參觀第十一圖。每組模型試驗之手續相同，臚舉如下：

- (1)試驗槽內經過五十小時久之中水位流量，測定水面斜坡，然後使河底涸乾，測其剖面。
- (2)再行放水入槽，既達中水位後，於六小時內逐漸增加水量，使由中水位，升至洪水位，然後經二十四小時久之洪水位流量，測定水面斜坡，涸出河底，測其剖面。
- (3)又復放水入槽，既達洪水位後，於十二時內逐漸減少水量，使由洪水位降至低水位，再經二小時久之低水位流量，測定水面斜坡，並測量剖面。

上項試驗，所採用之流量，低水位為每秒 17 公升，中水位為每秒 172 公升，洪水位為每秒 548 公升。放水處設立測水堰，所有各項流量，均於此測驗之。堰之寬度為二公尺半，測得堰口滴水之高度為 h ，(Ueberfallhoehe)可用下式計算流量 Q 。

$$Q = 1,9 \cdot 2,5h\sqrt{h}$$

試驗時，注入之沙與放出之沙，欲求其平衡，須具一種專門技術。此項技術，乃得之於經驗，務使注入之沙，完全依照規定之時間與數量。於試驗洪水位時，沙祇注入河槽內，勿使注入灘地，灘地為搗堅之黏土，當洪水流過時，因速率甚緩，不致發生裂痕。

試驗時所測各剖面，其相隔距離，最多為 1,25 公尺，適為河槽寬度之半。其在剖面內所測各點之距離，依剖面之形狀而定，但最多不得過 20 公分。甲組試驗共測 235 個剖面。乙組試驗共測 232

個剖面，丙組試驗共測 298 個剖面，綜計 765 個剖面，依據此項剖面，製成各項圖樣研究後所得之結果如下：

(一)沙質之推移 沙質之推移，除用目力觀察外，並散放紅磚粉，觀其推移之狀況，所得之結果，與恩格司氏用小模型試驗之結果，完全符合，參觀第十二圖。惟濶出河牀後，發見細沙停留於凸岸之前，粗沙則沿凹岸留積，與天然河流之情形相符，此項結果僅能得之於巨型試驗。恩氏前用細沙在小模型內試驗，則見河底上之細沙現出一種不規則之波痕(Riffeln)，在大模型內試驗，則河牀仍然光滑，沙粒在河牀上成長脊形(Ruecken)向前移動，其上端坦坡甚小，下端坦坡甚陡。水量漸增，則河灣前之深槽，與兩灣間之淺槽，其高度相差亦漸大。此種現象，亦祇可在大模型內見之。

(二)堤之影響 觀察甲乙丙三組之圖，可知河牀之不規則變化，在洪水期為最大。此項河牀變化，雖經過洪水期後之低水位，未嘗略有改變。又當丙組試驗時，低水位後通過五十小時久之中水位流量，亦未能使此種不規則之河底變化，再有更動。又觀察洪水對於河牀之影響，互相比較，在甲組為最小，在丙組為最大。即河牀深凹處與隆起處之高差，在甲組為最小，在丙組為最大。且河牀上沙質隆起處之長度，在甲丙二組為最短，在乙組為最長，故乙組之沙脊最為平直。由此可知導水堤影響於水流為最佳。而低水期內沙質隆起處之水深，於甲組及丙組，為 5 公分，在乙組為 8 公分，益可證明導水堤之優點。按丙組堤之目的，在使洪水位河岸縮狹之後，可以刷深河槽，因以降落洪水位之水面，然根據試驗之結果，則大

謬不然。即使放出之沙，多於注入之沙，洪水面仍不見降落，或反致升高，如於中水位後，再通過二十四小時久之洪水位流量，并使沙之放出與注入，近乎平衡，亦不見水面之降低。此項結果，對於河工設計，甚為重要。但欲詳細研究此項重要問題，必須依據各河流之特性，在更大之河道模型內試驗之。

第六節 結論

水工模型試驗，對於治導河流之重要，既如上述。吾國自一九三一年水災以後，全國河流之急待修治，婦孺皆知，則水工模型試驗室之創設，實亦不容或緩。且試驗之工作，需要相當之研究時期與經驗。非試驗室成立之後，各種治導方策即可隨之而產生，知尤須培植人才，專力研討，方克於事有濟。而吾國為害最烈之黃淮，其治導之策更非倉卒所能決定，自宜採取世界水工專家之意見，以期集思廣益。先是世界水利專家，對於黃淮之治導方策，熱心研究者，頗不乏人，其最著稱者，如美國之費禮門氏，氏曾於一九一九年來華考察黃淮，對於導淮擬有較詳之計劃發表。嗣氏遊歷歐洲，參觀各處水工試驗場所之後，乃有請求德國恩格司氏試驗黃河計劃之舉。費氏以外，又有德國薩克遜大學教授恩格司氏，氏為創設水工試驗室之鼻祖，亦素以研究黃河為志，三十年來孜孜研討不倦。一九二三年秋，曾應費禮門之請求，試驗黃河丁壩之距離，其結果可供參考。恩氏曾選擇四種丁壩之位置，研究最經濟之壩距，參觀第十三圖甲乙丙丁。依據試驗之結果，選定丁壩之形態，如第十四圖。彼時恩氏又著制馭黃河論，主張以固定黃河中水位之河槽，為治導

之主旨，一九二四年春，恩氏以七十之高齡，仍願遊歷中華，實地考察黃河，以竟厥志。嗣於 1932 年及 1934 年，恩格司氏接受我國兩次之委託，先後在德國明星奧貝那林水工巨型試驗場，舉行治導黃河試驗，其所得結果，對於規劃黃河治本方策時，異常重要。兩次試驗之結果，摘要如次：

(1) 1932 年黃河試驗結論

「黃河如採用寬廣之瀉洪剖面，則河槽刷深之速，遠勝於窄狹之瀉洪剖面。蓋泥沙可逕由河槽向兩旁灘地遷移也。因中水位河岸已經固定，灘地不再冲刷，則河槽之刷深與灘地之淤高，同時進行，並施以護岸工事，不難得一固定之河槽，經過若干年以後，河槽刷深已至預期之程度，不妨再建較低之堤防，用以束狹灘地。」

(2) 1934 年第二次黃河試驗結論

「第二次黃河試驗之結果，證明第一次之結論，完全無誤。遂建議治導黃河應施之工事：

- (a) 保持原有之黃河大堤而增高培厚之，以防非常之洪水，不必將原來之堤距縮小。
- (b) 藉適當之工程（如堵寒支流等），以創造中水位河槽，並施以各種護岸工程，使中水位河槽固定不變。
- (c) 按照河槽形勢，增築蟹堤。
- (d) 藉適當之工程，保護灘地，以防水流之冲刷。

以上建議辦法，非特在學理方面認為妥適，即察酌中國之經

濟狀況及就地取材之原則，亦最適宜。]

德國方修斯教授(O. Franzius)亦曾自作試驗研究黃河，主張以堤束水，刷深河槽，並採用單式河牀，使尋常洪水納於河槽之內，恩格司氏所主張者，為保存黃河之複式河牀，固定中水位河槽之岸，使河槽刷深，而任洪水泛濫於灘地之上，蓋河槽日刷深而灘日增高，久而久之，洪水中水納於一槽，複式河牀則將變為單式，又按恩氏試驗之結果，採用寬廣之瀉洪剖面，其河槽刷深之程度較大，觀察京漢鐵路黃河大橋附近河牀之變化，可證明此說之無誤，恩方二氏之意見，往返討論甚多，所不同者，乃施工之方法與工程經濟問題耳。總之歐美人士，遠隔重洋，於我國河流特性，多未能實地詳加勘察，難期澈底瞭解，故其研究試驗之範圍，祇能作原理方面之探討，吾人如欲解決我國各大河流之治本問題，必須自作長時期之勘察測驗，並作有系統之研究試驗，然後籌謀規劃，始克有濟，於是1935年以後，我國先後設立南京，北京，天津等水工試驗所與成都，磐溪，石門，武功等水工試驗室，一面供應解決各大河流水利問題之需要，一面輔助各學府教學實習之用，其研究試驗之成果計七十餘種，參見拙著『中國之水利』附篇『中國水利研究事業紀要』（商務 1951 版），茲不贅述，1949 年我國解放以後，在中央人民政府領導之下，正在大力進行防洪排水，開渠灌溉，保障增加農業生產，並加強測勘研究工作，準備今後長期建設之資料，籌劃周詳，規模宏遠，將來水利事業之成就，燦爛輝煌，定可預卜，而水工模型試驗之需要，亦將與日俱增矣。（1951 年七月）

附錄二 練習圖題

題一 假定於某河 a 處之橫斷面，分河寬為十五站(I至XV)，各測得其縱流速。試求

- (1) 各站之平均縱流速 V_m 與河面流速 V_0 之比例，各站平均縱流速之水深 t_m 與河流深度 t 之比例，
- (2) 橫斷面 a 處之等速度線及平均縱流速 V_m ，河面流速 V_0 ，河底流速 V_b 等線，
- (3) 流量，
- (4) 平均流速 V ，
- (5) 平均流速 V 與最大河面流速 $V_{0, \max}$ 之比例。

河流橫斷面測量之結果如下：

- (a) 水面高度為 +1.09 公尺，
- (b) 河牀之高度(參觀第一圖甲比例尺為 1 : 400) 見附表一。
- (c) I……XV 站之水深 t ，及距離見附表二。
- (d) 測得之縱流速見附表三。

題解：(1) 先依照各站測得水面以下之深度 t 及縱流速 V 分別繪圖，比例尺為 1 : 40 (參觀第一圖乙)。再用測積器求得各站分圖之面積 f ，以各站水深 t 除 f ，乃得平均縱流速 V_m ，畫入圖中，確定 t_m 之位置。量得之數值見附表四。由此求得 t_m 與 t 及 V_m 與 V_0 之比例，見附表五。

附 表 一

距 離	高 度	距 離	高 度	距 離	高 度
- 10,00	+ 3,60	35,0	- 1,57	100	- 0,90
- 4,2	+ 2,60	40,0	- 1,55	109	- 1,16
- 1,2	+ 4,16	45,0	- 1,56	115	- 1,38
± 0,00	+ 4,16	51,0	- 1,57	117,5	- 1,36
7,00	+ 0,46	55,0	- 1,63	120	- 1,35
8,80	+ 0,46	58,0	- 1,52	122,5	- 0,64
10,3	± 0,00	70,0	- 1,25	124,9	+ 0,56
12,4	- 1,33	75,0	- 1,24	126,7	+ 3,16
15,0	- 1,35	80,0	- 1,10	128	+ 3,16
20,0	- 1,34	85,0	- 1,05	130,2	+ 2,20
25,0	- 1,47	90,0	- 1,00	136,8	+ 1,20
30,0	- 1,56	95,0	- 0,90		

附 表 二

站	t 水深	距 離	站	t 水深	距 離
I	0,95	10,00	IX	2,45	70
II	2,55	15,0	X	2,15	80
III	2,55	20	XI	2,10	90
IV	2,60	25	XII	2,15	100
V	2,65	30	XIII	2,35	110
VI	2,65	40	XIV	2,45	120
VII	2,75	50	XV	0,50	124,9
VIII	2,55	60			

雷 表 三

站	水 面 以 下 之 深 度 t									
	緩			流			速			V
I	0	0.1	0.3	0.5	0.95					
	1.23	1.21	1.17	1.17						
II	0	0.1	0.3	0.5	-0.7	1.10	1.50	1.90	2.55	
	1.88	1.91	1.99	1.91	1.87	1.87	1.59	1.40		
III	0	0.1	0.2	0.4	0.79	1.18	1.56	1.96	2.55	
	2.25	2.24	2.24	2.21	2.20	2.10	1.94	1.64		
IV	0	0.1	0.3	0.5	0.78	1.16	1.55	1.95	2.60	
	2.49	2.44	2.37	2.35	2.35	2.30	2.12	1.85		
V	0	0.1	0.3	0.5	0.88	1.27	1.65	2.04	2.65	
	2.65	2.58	2.50	2.47	2.47	2.32	2.32	1.91		
VI	0	0.1	0.3	0.6	0.98	1.36	1.75	2.13	2.65	
	2.80	2.79	2.73	2.61	2.58	2.52	2.32	2.15		
VII	0	0.1	0.3	0.6	0.98	1.36	1.75	2.15	2.75	
	2.93	2.89	2.82	2.66	2.50	2.47	2.32	2.20		
VIII	0	0.1	0.4	0.88	1.27	1.64	2.02	2.55		
	2.80	2.75	2.63	2.50	2.24	2.20	2.15			
IX	0	0.1	0.3	0.68	1.07	1.46	1.85	2.45		
	2.67	2.66	2.63	2.58	2.37	2.35	2.04			
X	0	0.1	0.3	0.5	0.88	1.26	1.65	2.15		
	2.53	2.52	2.50	2.50	2.50	2.30	2.02			
XI	0	0.1	0.3	0.69	1.08	1.47	2.10			
	2.38	2.38	2.38	2.30	2.26	1.94				
XII	0	0.1	0.3	0.5	0.79	1.18	1.56	2.15		
	2.32	2.35	2.37	2.38	2.28	1.92	1.85			
XIII	0	0.1	0.3	0.58	0.97	1.37	1.75	2.35		
	2.58	2.55	2.47	2.47	2.35	2.28	1.95			
XIV	0	0.1	0.3	0.7	1.08	1.46	1.86	2.45		
	2.00	2.04	2.17	2.21	2.15	1.91	1.78			
XV	0	0.1	0.25	0.40	0.50					
	1.05	0.99	0.85	0.78						

附 表 四

站	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	XIII	XIV	XV
V_m	1.17	1.66	1.94	2.09	2.21	2.44	2.45	2.38	2.27	2.26	2.11	2.06	2.19	1.97	0.85
f	0.71	4.24	4.96	5.45	5.88	6.48	6.72	6.10	5.58	4.89	4.45	4.44	5.14	4.83	0.43
t_m	0.50	1.37	1.56	1.58	1.80	1.52	1.45	1.08	1.57	1.32	1.27	1.06	1.47	1.42	0.26

附 表 五

站	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	XIII	XIV	XV	平均
t_m/t	0.525	0.338	0.610	0.609	0.680	0.573	0.528	0.430	0.641	0.612	0.605	0.494	0.623	0.580	0.520	0.571
V_m/V_0	0.866	0.883	0.859	0.840	0.842	0.871	0.838	0.852	0.849	0.895	0.688	0.890	0.848	0.955	0.820	0.869

$$t_m = \frac{6}{10}t, \quad V_m = \frac{6}{7}V_0.$$

(2) 將橫斷面放大，長度比例為 1 : 400，高度比例為 1 : 40， f 之比例為 1 : 50，（即 $1\text{m}^2/\text{sec} = 2\text{cm}$ ）。（參觀第一圖內）用圖解法，求得等速度線及 V_m ， V_0 ， V_n ， f 等線。

(3) 流量 $Q = M \cdot N \cdot a$

用測積器測得 f 線與水面間之面積 $a = 0,0301$ ，

則 $Q = 400 \cdot 50 \cdot 0,0301 = 602\text{m}^3/\text{sec}$ 。

(4) 又測得橫斷面面積 $F = 275\text{m}^2$

則平均流速 $V = \frac{Q}{F} = \frac{602}{275} = 2,19\text{m}/\text{sec}$ 。

(5) V 與 $V_{0, \max}$ 之比例

$$\frac{V}{V_{0, \max}} = \frac{2,19}{2,93} = 0,745, \quad V = \frac{3}{4}V_{0, \max}$$

題二 從潮曲線求潮浪線，並求潮區內之流量法。

(I) 試求某河流 0 至 140 公里間之潮浪線：

(1) 高水線。

(2) 低水線。

(3) VI, VII, X, XVI, XX 點鐘之潮浪線。

比例為高（縱坐標）1 : 50，長（橫坐標）1 公分 = 4 公里。

已經測得之潮曲線，見第二圖甲潮曲線圖。

比例為縱坐標 1 : 100，橫坐標 1 公分 = 2 小時。

(II) 求六時至七時間在第 90 站之流量：

已經測得各站在高水與低水時之河流寬度，如附表六。

附表六

站	河 流 寬 度															
	0	10	15	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140
低水	400	500	600	650	900	1200	1400	1700	2000	2200	2400	2600	2800	3100	3400	4000
高水	400	600	700	800	1100	1450	1800	2200	2500	2900	3200	3500	3800	4300	4800	5500

附表七

站	六 時 及 七 時 河 流 之 寬 度 與 平 均 數										
	低水寬	高水寬	六時寬	七時寬	平均數	站	低水寬	高水寬	六時寬	七時寬	平均數
0	400	400	400	400	400	42	1240	1520	1295	1295	1295
8	480	560	510	500	505	45	1300	1625	1310	1330	1320
16	610	720	640	630	635	50	1400	1800	1410	1460	1435
24	750	920	770	760	765	52	1460	1880	1460	1540	1500
27	895	1010	910	900	905	57	1410	2080	1630	1740	1685
31	930	1135	970	945	958	62	1760	2260	1790	1940	1865
38	1140	1380	1160	1140	1150	71	2020	2540	2090	2250	2170
41	1220	1485	1240	1230	1235	90	2400	3260	2820	3010	2915

題解：(I)從潮曲線繪製高水線，低水線及潮浪線如第二圖乙。

(II)求六時至七時間第90站流量之方法如下：

(1)放大六時及七時之潮浪線如第二圖丙，

比例為高 1 : 25，長 1 公分 = 2 公里。

(2)求六時及七時自 0 站至第 90 站河

流之寬度：
比例為水位高度（縱坐標）1 公分 = 20 公分，

河流寬度（橫坐標）1 公分 = 200 公尺。

縱坐標為水位高度，橫坐標為河流寬度。先從潮曲線量出各站在高水位與低水位時，水面相差之高度，畫入縱坐標。引線向右，再與高水位時測得之河寬，引線向上，得一交點。又與低水位之河寬，聯成直線。於是仍從潮曲線量出六時及七時之水位高度，較低水位相差幾何，

附 表 八

站 公 尺	六 時 及 七 時 間 水 位 升 降 之 高 度																
	升	降	升	降	升	降	升	降	升	降							
0	0	0	8	16	24	27	31	38	41	42	45	50	52	57	62	71	90
0	0	.025	.063	.070	.100	.117	.150	.037	0	.100	.345	.457	.580	.600	.880	.700	

畫入縱坐標，引線向右，與直線相交，由交點引線向下，即得某站六時或七時之河流寬度，見第二圖丁及附表七。

(3) 求六時與七時間水位升降之高度如附表八。

(4) 求六時至七時間在第90站之流量如附表九。

$$\text{公式 } Q = \pm \Sigma \left(\frac{d_1 + d_2}{2} \right) \cdot \frac{b_1 + b_2}{2} l + qt$$

Q = 流量, d = 水深, b = 河寬, l = 長度

q = 上水 = 500 立方公尺/秒 t = 時間 = 3600 秒。

題三 某河段業已荒廢，亟待治理，依據測量之地形圖及 I……

XII 橫斷面，試計劃之。 (附第三圖)

題解：(1) 先繪河道平面圖，其比例為 1 : 2000 見第四圖甲。次繪 I……XII 各橫斷面見第四圖乙，其比例為寬 1 : 2000，深 1 : 80。再次求河槽內等深曲線 1……2……3……4……公尺。

(2) 計算流量

$$\text{公式 } \left(\frac{100}{Q} \right)^2 H = \Sigma \left[\left(\frac{100}{C} \right)^2 \frac{bl}{F^3} \right] \pm \frac{1}{2g} \Sigma \left[\left(\frac{100}{F_2} \right)^2 - \left(\frac{100}{F_0} \right)^2 \right]$$

測得該河段內之平均比降 J_m 為 1 : 5000，計算如附表十。

(a) 因減速流動而生之內力損失，如毋庸顧及，流量為

Q_1 ：

$$\left(\frac{100}{Q_1} \right)^2 0,686 = 0,3308 - 0,0035$$

附 表 九

六時至七時間在 90 站之流量計算表

站	$\frac{d_1+d_2}{2}$		L	流量 Q		
	± 公尺	公尺		± 公尺	立方公尺	
0-8	+	.013	452.5	8000	+	47100
8-16	+	.044	561.0	8000	+	197500
16-24	+	.067	700.0	8000	+	375000
24-27	+	.085	835.0	3000	+	213000
27-31	+	.109	931.5	4000	+	406000
31-38	+	.134	1054.0	7000	+	988000
38-41	+	.094	1192.5	3000	+	336800
41-42	+	.019	1265.0	1000	+	242000
					+	2805400
42-45	-	.050	1307.5	3000	-	196000
45-50	-	.223	1377.5	5000	-	1535000
50-52	-	.401	1467.5	2000	-	1178000
52-57	-	.519	1592.5	5000	-	4136000
57-62	-	.690	1775.0	5000	-	6120000
62-71	-	.840	2017.5	9000	-	15220000
71-90	-	.790	2542.5	19000	-	38200000
					-	66585000
					+	2805400
					-	63779600
上水 500X3600 =					+	1300000
					-	61979600

附 表 十

分 No	l	F_m	l_m	t_m	C	$\frac{100l^2}{C}$	$l \cdot l$	F^3	$\frac{l \cdot l}{F^3}$	$\frac{100l^2 \cdot l \cdot l}{C \cdot F^3}$	備 註
	m	m^2	m	m			m^2	m^6			
1	250	278	203	1.37	35.91	7.80	51000	21484952	0.00238	0.0186	係 數 C 依 照 滿 瑞 克 氏 係 數 表
2	450	210	172	1.24	34.16	8.60	77500	9261000	0.00338	0.0722	
3	380	211	164	1.28	34.72	8.30	62200	9393931	0.00663	0.0550	
4	325	252	195	1.29	34.86	8.20	63200	16003008	0.00395	0.0324	
5	350	223	177	1.25	34.30	8.48	62000	11089567	0.00560	0.0475	
6	370	216	146	1.48	37.34	7.18	54000	10077696	0.00540	0.0388	
7	310	232	119	1.95	40.15	6.20	36900	12487168	0.00296	0.0174	
8	450	242	112	2.16	41.20	5.89	50500	14172498	0.00356	0.0210	
9	540	244	123	1.98	40.30	6.12	66500	14526784	0.00456	0.0279	
L=3425										$\Sigma = 0.3308$	
J_m 平均比降 = 5000 $rl = \frac{3425}{3000} = 0.666m$											

橫 斷 面	F	$C_{\text{均}}$	$F_{\text{均}}$	l	$l_{\text{均}}$	$t \cdot \frac{F}{l}$	$\left(\frac{100}{F_{\text{均}}}\right)^2$	$\frac{1}{2g} \sum \left[\left(\frac{100}{F_u}\right)^2 - \left(\frac{100}{F_0}\right)^2 \right]$	
	m^2		m^2	m	m	m		加	減
II	305	1	305	196	196	151	0.110	+0.0024	
III	251	1	251	210	210	119	0.158	+0.0097	
IV	194	0.87	168	155	134	126	0.350		-0.0099
V	253	1	253	193	193	131	0.156	+0.0002	
VI	250	1	250	196	196	127	0.160	+0.0052	
VII	195	1	195	157	157	124	0.264		-0.0043
VIII	236	1	236	134	134	176	0.179	+0.0008	
IX	227	1	227	104	104	216	0.194		-0.0022
X	256	1	256	120	120	213	0.153	+0.0016	
XI	238	0.97	232	131	127	183	0.186	+0.0199	-0.0164
								$\Sigma 0.0035$	

$Q_1 = 143.2$ 立方公尺。

(b) 顧及因減速流動而生之內力損失，流量為 Q_2 ：

$$\left(\frac{100}{Q_2}\right)^2 \cdot 0.686 = 0.3308 - 0.0199$$

$Q_2 = 139.5$ 立方公尺

(3) 求比降線計算如附表十一：

$$\text{公式 } h_r = \left(\frac{Q_2}{100}\right)^2 \left(\frac{100}{C}\right)^2 \frac{hl}{F^3}$$

$$h_0 = \left(\frac{Q_2}{100}\right)^2 \frac{1}{2g} \Sigma \left[\left(\frac{100}{F_u}\right)^2 - \left(\frac{100}{F_0}\right)^2 \right]$$

$$h = h_g + h_0$$

茲選定該河段第七分段之比降 1 : 8720 為新標準比降。

附 表 十 一

各分段間之比降								
分段	$\frac{0.01}{100} = \frac{1.305}{1108}$	$\frac{100}{C} \cdot \frac{0.2}{F} = \frac{0.2}{F}$	$f_p = \frac{0.01}{100} \left(\frac{100}{F} \right)^2$	$f_0 = \frac{0.01}{100} \left(\frac{100}{F_0} \right)^2$	$f_0 - \frac{0.01}{100} \left(\frac{100}{F_0} \right)^2$	$\frac{1}{2} \sum \left(\frac{100}{F_0} \right)^2 = \frac{100}{F_0}$	$\frac{1}{2} \sum \left(\frac{100}{F_0} \right)^2 = \frac{100}{F_0}$	$R - R_0 + R_0$
1	1.9500	0.0186	0.0360	0.0046	0.0046	0.0024	0.0024	0.0406
2	1.9500	0.0722	0.1413	0.0190	0.0190	0.0097	0.0097	0.1603
3	1.9500	0.0550	0.1075					0.1075
4	1.9500	0.0324	0.0634	0.0004	0.0004	0.0002	0.0002	0.0638
5	1.9500	0.0475	0.0930	0.0100	0.0100	0.0052	0.0052	0.1030
6	1.9500	0.0388	0.0761					0.0761
7	1.9500	0.0174	0.0341	0.0015	0.0015	0.0008	0.0008	0.0356
8	1.9500	0.0210	0.0412					0.0412
9	1.9500	0.0279	0.0546	0.0033	0.0033	0.0016	0.0016	0.0579
					0.0338	0.0199	0.0199	$R - 0.6060$
1.9500 · 0.0199 = 0.0338								

附 表 十 二

圖	$J_n = \frac{1}{2}$	C	Q_n	Q_n	$t^3 = \frac{Q^2}{t^2 C^2 J_n}$	t	$\frac{1}{2} T = \frac{3}{2} t$
IX	1/6720	4016	1395	120	7.30	1.94	2.90
$U = \frac{P}{F} - \frac{Q_n}{t^2} - C \cdot t \cdot J$							

(4) 計劃標準橫斷面：

$$\text{流量 } Q = 139,5 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$\text{河寬 } b = 120 \text{ m}$$

選定該河段內第 IX 橫斷面為模範，計算拋物線形標準橫斷面之深度 T ，如附表十二。

規劃河流治導線，將標準斷面繪入各橫斷內，然後規定航線，改正標準斷面。

(5) 布置丁壩，順壩，潛壩，鉗壩與護岸工等，第四圖甲。

附 錄 三

譯名摘要

A

Abgeflossene Wassermenge 泄水量
Abflussgeschwindigkeit 流速
Abflusslinie 泄水曲線 (或去水線)
Abflussmenge 流量
Abflussmessung 泄水測驗
Absolute Spiegelgefalle 水坡
Adhäsion 黏集力
Aestuarium 潮區
Amazonenstrom 阿瑪遜河
Arbeitsvermögen 工作能力
Aufkantung 子堤
Aufstau 頂托
Auskoilung 深溝
Auslage 外繞法
Aussenberme 外緣
Aussenboeschung 外搭坡
Auswurkegel 砂鐘錐

B

Bandmaschinen, Wuerste od. Wippen
槓能
Barre 羅門沙
Bayern 巴燕那
Bazin (H.) 巴清氏
Beharrungszustand 平衡狀態
Bekanntes Hoehstwasser (bek. H.
H. W.) 非常高水位
Bekanntes Niedrigstwasser (bek. N.
N. W.) 非常低水位
Benetzter Umfang 濡潤
Benetzungsdauer 浸水期間

Berme 邊緣

Beschleunigte Bewegung 加速流動
Beschleunigung 加速率
Bewegliches Wehr 活堰
Bewegungswiderstaende 流動阻力
Beyerhaus 巴燕和氏
Binnenberme 內緣
Binnenboeschung 內坡
Binnendeiche od. Querdeiche 橫堤
Binnenland 內地
Bordeaux 鮑爾克斯商港
Barre od. Mascaret 湧潮
Brownlow 勃魯鹿氏
Bruenn 勃林城
Bulwa, Kribben, Sporen, Stacks, Sch-
leugen, Hoefter, Wuhre 丁嘴

C

Comoy 戈事氏

D

Dalman (J.) 達曼氏
Danzig 但齊希城
Darcy 達司氏
Darmstadt 屬城
Dauerlinie der Wassermenge 流量期
間曲線
Deichkappe od. Deichkroue 堤頂
Delta 三角洲
Donau 多瑙河
Dünen 沙堆
Duennkette 沙帶
Durchstiche 截灣取直

E

- Eads (M. J.) 愛登氏
 Ebbe 落潮
 Ebbestrom 落潮流
 Eblers 愛樂氏
 Eilehung 量水法
 Einlage 內襯法
 Einzugs- od. Sammelgebiet 集流區
 Eiskristalle 小冰結晶
 Elbe 愛比河
 Elektrischer Tourenzaehler 電氣計數器
 Elektrisches Log 電氣測速器
 Engels (H.) 恩格司氏
 Epper-Fluegel 愛勃氏測速器
 Epper-Ott 愛勃及歐特氏
 Erdgraben od. Puetton 土塘
 Erdstreifen 土堤
 Experimental Hydraulik 水力實驗學

F

- Faber 法比氏
 Fallbeit 跌水
 Fargue 法孤氏
 Faschinen 枋樁
 Faschinenboecke od. Wurstbaenke 枋架
 Faschinenbueudel 枋把
 Faschinenwerke 枋工
 Faschinenzaune 枋籠
 Felleius (W.) 費尼司氏
 Flachufer 坦岸
 Flechtzaeune 絞盤
 Fliehkraft 離心力
 Flussgerinne 河槽
 Flussleiche 河堤
 Flussmuendung 河口
 Flutgebiet od. Aestuarium 潮區
 Flutkanal od. Umfueter 洩洪引河
 Flutkurve 潮曲線
 Flut-und Ebbvorrichtung 試潮機
 Florida 佛魯利達半島
 Fluegel 紡翼

- Fluegelleiche 翼堤
 Flussspaltung 叉河
 Flut 漲潮
 Flutgroesse od. Flutwechsel 潮高, 潮差
 Flutperiode od. Tide 潮期
 Flutstrom 漲潮流
 Flutwelle 潮流
 Funktion 函數
 Fraazius (L.) 佛朗壽士
 Freemann (John R.) 費德門氏
 Frese 費司氏
 Fritzsche (Richard) 費奇氏
 Fuelscher 費爾夏氏
 Furt 淺槽
 Fusspunkt 腳點
 Fusspunkt der Flutwelle 潮脚
 Futtermauer 襯牆

G

- Gaillard 葛拉氏
 Ganges 恒河
 Ganguillet 耿固勒氏
 Garonne 老龍河
 Gebirgsfluss 山流
 Gegenmoment 抗率
 Geometrische Orte 軌跡線
 Gesamtenergie 全部工作能
 Geschiebebaenke 沙帶
 Geschlossene Deiche 鐵堤
 Geschw. digkoits- od. Druckhoehe 壓力高度
 Gewichtsteile 分重
 Gewoehnlicher Wasserstand (G. W.) 常水位
 Gironde 基戎河
 Gleichfoermige Bewegung 等速流動
 Gleichgewichtsgedaelle 地勢比降
 Granit 花崗石
 Grantz 葛爾氏
 Grebena 葛萊勃騰氏
 Grundwasser 潛水, 地下水
 Grube 土塘
 Grundeis 冰粒
 Grundeis-Klumpen 冰塊
 Grundschwelle 潛地, 基盤

H

- Haefügigkeit der Wasserstaende 水位
 高度
 Hagen (G.) 哈根氏
 Harcourt (Vernon) 海鳩特氏
 Harlaacher 哈臘氏
 Harlaacher (A.) Fluegel 哈臘氏測速器
 Hartley 哈特氏
 Haupteiche, Banueiche od. Winter-
 deiche 正堤, 大堤
 Hauptsperre 正坊
 Helgoland 海爾島蘭島
 Hermanek (J.) 赫瑪克氏
 Hessle (C.) 海司爾氏
 Hinterer Abhang der Flutwelle 潮流
 後坡
 Hochwasser (H. W.) 高水位
 Hochwasserlinie 高水線
 Hochwassermenge 洪水量
 Hochwasseruntersuchung 洪水測驗
 Hoehsthochwasser (H. H. W.) 最高
 水位
 Hofmann (A.) 荷夫曼氏
 Hoorn an der Zuidsee 和恩地方
 Huebbe 符比氏
 Huber 胡伯氏

I

- Iller 伊耳河
 Indus 印度河
 Inn 蔭河
 Innere Bewegung 內動力
 Irawadi 伊若瓦底河
 Isar 蓋莎河

K

- Kajedeich 闔水堤
 Karlsruhe 卡兒絲魯亥
 Keller (H.) 開勒氏
 Kilia 克里河
 Kinzer 金采氏
 Kippmoment 推轉率
 Klaer- od. Spuelbecken 澄清河
 Koch 谷海氏

- Koeffizienten 係數
 Kohaesion 凝結力
 Kolke 深槽
 Krone 坊頂
 Kruen 克銀鐵
 Kuestenstroemung 海岸流
 Kutter 葛達氏
 Kuverdeich 月堤

L

- Laengsbauten 順壩
 Landa 魏達氏
 Lava's 拉提爾氏
 Lebendige Kraft 動力
 Leeroent (Mengin) 李羅爾氏
 Leitwerk 壩水壩
 Fettschichten 黏土層
 Lindboe (W.) 林伯氏
 Linie der Benetzungsdauer 浸水期曲
 線
 Linie der Flutwelle 潮流線
 Linie gleicher Geschwindigkeit 等速
 曲線
 Linie gleicher Wassertiefe 水深曲線
 Liverpool 利物浦城
 Loire 羅爾河
 Loess 黃壤
 Lot 鉛錘

M

- Magdeburg 馬丁堡
 Main 馬薩河
 Manchester 孟舍司特城
 Marsch 海濱低地
 Mascaret od. Borre 涌潮
 Matakiewicz (M.) 馬特寺氏
 Matratzen od. Sinketnecko 沉排, 沉磚
 Mechanische Arbeit 工作力
 Memel 買曼耳城
 Mengerlinie des Abflusses 去水流量線
 Mersey 麥爾河
 Messglas 量酒杯
 Mississippi 密西西比河
 Missouri 米蘇里河
 Mittelwasser (M. W.) 中水位

Mittlere absolute Haeufigkeit 平均常
度

Mittlere Benetzungsdauer 平均浸水期
間

Mittlere Geschwindigkeit 平均流速

Muralt (R. de) 摩諾特氏

Muttray 馬達氏

N

Natuerliche Beschleunigung 天然加速

Nehrungs- od. Rundstroemung 環流

Niedrigst niedrigwasser (N.N.W.) 最
低水位

Niedrigwasser (N. W.) 低水位

Niedrigwasserlinie 低水線

Niedrigwassermengo 低水量

Nil 尼羅河

Nippflut od. Taube Flut 低潮

Nivellierlatte 標尺

Nordstrand 北灘島

Normallinie 治導線

O

Oberflaechenschwimmer 浮球

Obernach-Tal 奧貝那谷

Oberwasser 上水址

Oder 奧特河

Offene Deiche 敞堤

Ohio 鷓亥奧河

P

Packwerk 填枋

Paralleldaemme 平行導水堤

Pasqueau 巴諾氏

Pegel 水則

Pegellinie 水位曲線

Peilstange 測桿

Petersburg 彼得堡

Pitotsche Roehre 倪脫氏測管

Planimeter 測儀器

Profilradius 水溝半徑

Puetien od. Erdgraben 土塘

Q

Quellkade 月堰

Querbauteu 橫堰

Querdeich 格堤

Querrippen 橫梁

R

Raemungskraft 冲刷力

Rauhigkeit 糙率

Rauhwehre 橫鋪精工

Raumteil 分量

Regenboebe 雨水高度

Regenkarte 雨量圖

Regenmenge 雨量

Regenmesser 測雨器

Rehbock (Th.) 劉伯克氏

Reitz (W.) 萊寺氏

Relatives Gefaeelle 北降

Reynolds (Osborne) 雷蘭司氏

Rhein 蘭茵河

Rhone 龍河

Ringdeich 閘堤

Roter Becken 紅盆地

Rotterdam 路蘇當敦城

Rouen 饒昂城

Ruecklage 退潮

Rueck- od. Rueckstaendeiche 支堤

Rueckstosskraft, 回壓力

Rueckstrom 退溜, 反流

Ruecklaufkanal 回水槽

Ruhr 魯爾河

Rundratt 倫達爾氏

Rundstroemung 環流

Rutse 小溪

S

Sais (V.) 沙塞氏

Sandbaenke 沙脊

Sandstein 沙石

Schauerdeiche od. Gefahrdeiche 險堤

Scheitel 頂點

Scheitel der Flutwelle 潮峯

Schermsbeck (P. G. Van) 單百克氏

Schieberstellung 活閘

Schleppfluegel 拖拽式測速器

Schleppkraft 押槽力

Schlick 泥土

- Schluchtartiger Abfluss- od. Sammelkanal 集流槽
 Schollen 球狀冰塊
 Schottland 蘇格蘭
 Schouven 效文島
 Schulze (Otto) 高慈氏
 Schuttkegel 砂積錐
 Schutzmauer 護壁
 Schwimmerstab 浮桿
 Schwimmspiegel 浮翼式測速器
 Schlafdeiche 噴堤
 Seeabfluss 出水
 Seedeiche 海堤
 See- od. Strand-Buhnen 觀望丁壩
 Seeständlinie 潮水位線
 Seezufluss 匯水
 Seichtwasserwellen 淺水浪
 Seit-Pace 符氏
 Seine 塞因河
 Selbstschreibender Pegel 自動水則
 Selbstschreibender Plutmesser 自動測潮器
 Selbstschreibender Regenmesser 自動測雨器
 Selbsttaetige Wassermengennmesser 自動測輸流量器
 Selbstzeichnender Peilapparat 自動測深器
 Senkfascinen 沉槽
 Senkkoerbe 石籠
 Serpentine 蛇狀
 Severn 塞文河
 Sickerlinie 浸潤線
 Siedeck 薛達克氏
 Sinkbaeume 沉樹
 Sinkmatte 沉蓆
 Sinkstuecke od. Matratzen 沉排(柴排)
 Sinkwalzen, Senkwellen od. Gumpenbergsche Senkfascinen 沉輓
 Smreck 施敏克氏
 Soldan 蘇丹氏
 sommerdeiche 夏堤
 Sommerhochwasser (S. H. W.) 夏令高水位
 Sperrbauten, Kupierungen 閘河壩
 Sperrre 坊
 Sperrwerke od. Sperrraum 障壩
 Spiegelraum 水位空間
 Spiegelraummitte 平均水位空間
 Spreitlagen 縫織棉工
 Springflut 春潮
 Sotiel- od. Klarbecken 澄清池
 Stecher 施泰爾氏
 Steilufer 陡岸
 Steinschüttung 拋石工
 Stendal 司且達地方
 Stevenson (D.) 司特芬氏
 Stevenson (Th.) 司特芬生氏
 St. Georgius 聖喬治河
 Stockholmer 司督特城
 Strichlinie 絲線
 Stromschnellen 激流
 Stromungsstaerke 牽流
 Sturmflut 暴潮
 Sulina 蘇里那河
 Sylt 蘇耳特島
 Sympher (L.) 孫飛氏
- T
- Talsperre 谷坊
 Talweg 裕線
 Taubellut 氫潮
 Thierry (de) 梯里氏
 Thompson (Jos.) 湯姆森氏
 Tide 潮期
 Tiefgerinne 渠槽
 Tiefwasserwellen 深水浪
 Tolkmitt 德爾密氏
 Ton 陶土
 Trass 石渣
 Traversen od. Verlandungsbauten 橋壩
 Trennungswerk 分水工程
 Trent 特仁河
 Treppenformige Sperrren 坊壩
 Trebert 陶貝特氏
 Tultsch 脫魯河
 Tyler (W. E.) 泰勒氏

U

- Ueberfaelle 洪水法
 Uferdeckwerke 護岸工
 Uferschuiz 護岸
 Ufermauer 岸壁
 Umfluter o.f. Flutkanal 洩洪引河
 Unterstrom 潛流

V

- Verbleibende Wassermenge 積水量
 Verhandungsbauten 掘沙工
 Vertikalgeschwindigkeitskurve 縱流速
 曲線
 Verzögerte Bewegung 減速流動
 Viessr (A) 魏舍氏
 Vorderer Abhang der Flutwelle 潮流
 前坡
 Vorducne 前沙堆
 Vorlage 蓬廠
 Vorland 灘地
 Vorsperre 前坊

W

- Walchensee 瓦茲湖
 Waldshut 魏爾頓
 Wasserbehälter 蓄水池
 Wasserdruck 水壓力
 Wassermenge 流量
 Wassermengenkurve 流量曲線
 Wasserspiegelgefälle 比降

- Wasserstand 水位
 Wasserstandsmesser 測水器
 Wassertiefe 水深
 Watte 沙帶
 Weisbach 魏司博氏
 Welle der Springflut 高潮浪
 Welle der tauben Flut 低潮浪
 Weilenberg 浪山
 Wellendynamometer 測浪器
 Wellenhöhe 浪高
 Wellenlänge 浪長
 Wellental 浪谷
 Weser 滑沙河
 Wick 偉凱地方
 Wildbach 荒溪
 Winterdeiche. Hauptdeiche od. Bau-
 deiche 冬堤
 Winterhochwasser (W. H. W.) 冬令
 高水位
 Wolfsche Gehaengebauten 窩爾夫浮
 壩
 Wuerste, Wippen od. Bandfaschinen
 柳籠

Z

- Zuflusslinie 匯水線
 Zulling 楚林地方
 Zunge 土舌
 Zurückhaltungsvermoegen der Seen
 湖泊蓄水能力
 Zuschussbauten 鎮壩