

年

卷

期

14

4

第

第

248

水利

第十四卷 第四期

中華民國三十五年十二月

目 次

農田灌水法之水力理論
河槽過渡曲綫之規劃
流體力學概說
海南島水利述要
美國渠化河道概述(四)

中國水利工程學會發行



中國水利工程學會職業道德信條

- 一 本會會員，應絕對互相尊重職業上之名譽，與地位。
- 二 本會會員，無論處於何種環境之下，應絕端尊重技術上應有之人格，與操守。
- 三 本會會員，不得違反科學的論據，提出或施行任何工程計劃。
- 四 本會會員，於搜集及分析技術上之資料時，應絕對的忠實。
- 五 本會會員，對於任何水利主張，有相反之論斷時，應作善意之商榷，不得作惡意之攻擊。
- 六 任何人員，對於水利有錯誤的主張時，本會會員，不得率意附同。
- 七 本會會員，對會員，或其他水利工程師工作，應盡量協助，不得牽制，或排擠。

水利

第十四卷 第四期

中華民國三十五年十二月

目 錄

農田灌水法之水力理論 (黃文熙)	118頁
河槽過渡曲綫之規劃 (嚴愷)	147頁
流體力學概說 (Ellwood著姚齊劉椿榮譯)	151頁
海南島水利述要 (李文邦)	161頁
美國渠化河道概述(四) (陳道弘)	171頁
水利新聞	39頁
台灣興建大蓄水庫工程 (葉明升)	39頁
一九四九年完成之台維斯壩 (楊道民譯)	39頁
法國壩工舉隅 (楊道民譯)	43頁
會務消息	46頁
第六十二次董事會紀錄	46頁
天津分會成立會及第一次會議紀錄	48頁
桂林分會復員會及第三次會議紀錄	49頁
長沙分會成立	50頁
總幹事啓事	50頁

農田灌水法之水力理論

第十一屆年會論文之一

黃文熙

一 引 言

西北之灌溉問題，不在可溉地之不足，而在水量之不敷。故謀補救之道，惟開源節流而已。

開源之道有二，其一為建立水庫，蓄洪以濟不足，其二為汲用地下水，前者以西北諸河含沙量過大（洪水時期尤甚），水庫淤積甚速，在刷淤問題未解決前，暫難實施；後者則主要為一經濟問題。蓋高原之地下水甚深，鑿井及汲引之費甚昂，而地下水較淺之處，則又往往遠不如引用河水之經濟，其次西北地下水之儲量，亦尚待勘測。

節流之道有三：其一為改種旱地作物及減少溉地面積，前國聯技術專家曾建議及之，其二為減少渠道之輸水損失，其三為改善農田灌水法，以節虛耗。第二方法擬於另文申論，至如何減少農田灌水時之水量損失，則為本文研究之主旨。

查農田灌水時，除一部分水量由土壤吸收後，保持在表土內供作物生長時透發（Transpiration）之需外，其他部份即分別成表面逕流損失（Surface waste）深層滲漏損失（Deep percolation loss）及蒸發損失（Evaporation loss）此類損失所佔總水量之百分比見下表：

表（1） 灌溉用水損失量

	尋常最低百分比	尋常平均百分比	尋常最高百分比
表面損失	0—3	5	10—20
深層滲漏損失	5—15	25—40	50—60
蒸發損失	5—10	10—15	15—20
作物生長用	70—80	40—60	20—35

觀此表可見通常灌溉用水中，供作物生長之水量，雖可達總水量之 80%，但在最惡劣之情形下，僅佔總水量之 20%，故灌水損失如能有効控制，則等量之水即可溉更多之地，當亦為解決西北缺水問題之一極有效辦法。

在上列三種水量損失中，蒸發損失可用耕耘（Cultivation）辦法減低，蓋耕耘

可使土壤表面保持一種鬆散狀態，破壞土壤之毛細管吸水上升作用，而蒸發速率亦隨之減低。

表面逕流損失及深層滲漏損失視土質，地形，溝渠及農場之佈置，灌水之方式以及灌水時所用水頭之大小而異，前人對此問題，雖曾詳加論列（參閱 Etchevery Irrigation Practice & Engineering Vol. I.）惟多經驗之談，尙少系統之理論，可為設計之依據。

本文內容係以土壤之吸水規律為依據，分別草擬漫流法（Flooding method）溝灌法（Furrow method）及塘灌法（Check or ponding method）三種灌水法之水力理論（Hydraulic theory）此項理論旨在闡明土質，地形，溝渠及農場之佈置以及灌溉水頭等因子與表面及深層滲漏兩種損失之量的關係，亦即指示此類因子應如何配合，始能將水量損失，減至最低限度。

本文因係一種理論研究，自難避免應用數學分析，惟為便于閱讀計，所有較艱深之數學分析悉列入附錄。繁複之公式，亦盡力代以近似公式（Approximate formula）藉便應用。此類近似公式之推演步驟，往往甚為複雜，因節省篇幅，未予詳列。

二 土壤常數與灌溉水量

(1) 土壤水分之毛細管力「Capillary force」

如將細玻璃管一根插入水中，水即因毛管作用（Capillary action）在管內上昇，至高度達 h_c 時始停止。茲以圖（1）中 AABB 之水柱為一自由體（Free body），則此水柱之 AA 彎月面「Meniscus」上因表面張力 T 而起之鉛直向合力 F_c 應等于水柱之重量 W，即

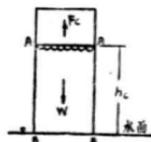


$$F_c = T (\pi d) \cos \alpha = W$$

$$\text{或 } F_c = \gamma A h_c \dots \dots \dots (1)$$

圖(1) 上式中 d 為玻璃管之內徑， A 為玻璃管剖面面積， T 為水與空氣接觸面之表面張力， α 為彎月面與管壁所成之角， γ 為水之單位重量。式（1）中之 F_c 即可名為此水柱之 AA 彎月面上所受之毛管力。

今如將土柱一根，置於水面，水亦將因毛管作用在土粒之孔隙內上昇，至高度達 h_c 時始行停止。圖（2）中之 AA 面可為無數之彎月面所組成，此面上之毛管力 F_c 因上節所述之理由，亦應等于 AABB 段內水分之總重量 W，即



圖(2)

$$F_c = \gamma G n A h_c \dots \dots \dots (2)$$

內 G 為土壤之飽和百分比 (Degree of Saturation) n 為孔隙率 (Porosity) A 為土柱之剖面積。

由式 (3) 可知每一單位面積之彎月面所產生之毛細管力應為

$$F_c = \gamma G n h_c \dots \dots \dots (3)$$

(2) 影響土壤吸水速率之土壤常數：

乾燥之土壤在下雨或灌水時，即由毛管力及重力之聯合作用吸水下滲，其吸水規律 (Law of absorption) 可用下列試驗說明 (見圖 (3))

在一以銅絲網作底之玻璃筒內置長約 50 至 100 公厘之土樣一段，自開始試驗時起逐漸放水入筒，使水面始終保持一定高度 H_0 ，當土樣與水接觸後，即開始吸水，如經 T 時間後長達 S 之一段土壤已溼潤，則 T 與 S 之關係可用下法求取。

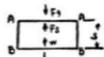
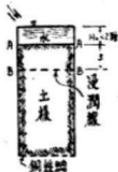


圖 (3)

以 ABBB 一段土壤中之水分為自由體，則此自由體上所受之力為

(1) BB 面上之毛細管力 F_c' (2) 水分在土粒間流動時之阻力 F_s' (3)

AA 面上之水頭 H_0 之壓力 F_g 及 (4) 水分之本身重量 W_0

由上節可知毛細管力之值為

$$F_c = \gamma G n A l_c \dots \dots \dots (4a)$$

AA 面水頭 H_0 之壓力 F_g 為

$$F_g = \gamma H_0 A \dots \dots \dots (4b)$$

水分本身之重量 W 為

$$W = \gamma G n A S \dots \dots \dots (4c)$$

至水分在土粒間流動時之阻力 F_s 則可用 Darcy 氏定律求取。當水分在飽和土壤流動時，如水力坡度為 i ，則每一單位體積之土壤中之水分所受之阻力 f_s 為 γi ；根據 Darcy 定律滲透速度 v 與水力坡度之關係為

$$v = ki$$

內 k 為透水係數，假定此項理論，亦適用於毛管水之流動，則單位體積土壤中之水分所受之阻力亦應為

$$f_s = \gamma \frac{v}{k}$$

即 ABBB 土壤中之水分所受之阻力為

$$F_s = \frac{\gamma}{k} v A S = \frac{\gamma}{k} A S \left(\frac{ds}{dt} \right) \dots \dots (4d)$$

根據 Newton 定律，此四力之代數和，當等于水分之質量 M ($= \frac{Y}{g} G_n A S$)

與水流之加速度 $\frac{d^2s}{dt^2}$ 之乘積即

$$M \frac{d^2s}{dt^2} = F_c + F_g + W - F_s \dots \dots \dots (5)$$

試驗結果證明在上式中惰性力 $M \frac{d^2s}{dt^2}$ 一項，除在水分開始流動之極短時間外，均遠較其他諸力為小，故可略去。再在試驗時，如 H_0 之高度保持不超過一二公分，則 F_g 之值亦可略去，即式 (5) 可寫作

$$F_c + W = F_s \dots \dots \dots (6)$$

以式(4)各值代入式(6)得

$$\frac{s}{K_c} \cdot \frac{ds}{dt} - S = h_c \dots \dots \dots (7)$$

內 $K_c = G_n k$

求式 (7) 之積分時，據實驗結果最好採用邊界條件 $t = 0, S = S_i$ 以代 $t = 0, S = 0$ ，此因土壤開始與水接觸時，水分之下滲速率極大 Darcy 定律不能適用，故應假定一最初滲入深度 (Initial penetration) S_i ，以補救此種理論上之缺點，由此求得時間 t 與滲入深度 s 之關係為

$$K_c t = (S - S_i) - h_c \left[\log_e \frac{h_c + s}{h_c + S_i} \right] \dots \dots (8)$$

式 (8) 繁復不便應用，但幸在研究農田灌水法時，因土壤之滲入深度 S 通常至多不過 50 公厘，而在土壤之毛管昇高度 h_c 恆在 50 公厘至數呎間，在此種範圍內，式(8)可代以下列之近似公式 (Approximate formula)

$$S = S_i + \sqrt{2K_c h_c t} + K_c t \dots \dots \dots (9)$$

令 h 代表土壤在 t 時間之吸水深度 (即吸水量以深度計者) 即

$$H = G_n S$$

代入式 (9) 可得吸水深度 h 與時間 t 之關係為

$$h = G_n \left[S_i + \sqrt{2K_c h_c t} + K_c t \right] \dots \dots \dots (10)$$

式 (9) 及 (10) 之 S_i, K_c, h_c 為影響土壤吸水性能之主要土壤常數，其值隨土壤之土粒大小分配，孔隙率以及溫度等因子而異，利用圖 (3) 之試驗設備，可求得某種土壤之滲入深度 s 與時間 t 之關係曲線，再根據式 (9) 並用曲線配合法 (Cu-

rive fitting method) 可求得 S_i K_c 及 h_c 之或是值。

式(10)係假定為一種均勻性 (Homogeneous) 土壤所得之結果，土質如上下有變化，則 h 與 t 之關係亦可用類似圖 (3) 之設備求取，其試驗結果通常亦可用式 (10) 表示，惟 K_c 及 h_c 並不代表毛管透水係數與毛管水昇高度而已。

(3) 表土蓄水量：

農作物根鬚所及之深度通常不過兩公尺左右，作物生長時，即由此二公尺深之表土 (Surface soil) 內吸取水分。當表土水分減至凋萎係數 (Wilting coefficient) 前，農田即應灌水，以免影響作物生長。

今如名土壤儲水量 (Soil capacity 或 field capacity) 與灌水前土壤含水量之差數乘表土之深度而得之水分總量為表土蓄水量，則此項水分即為灌水後能因毛管作用而停滯在表土內 (供日後作物吸收) 之最大之水分。土壤吸入水量如超過此數，則超過部分即將滲入深層成深層滲漏損失矣。

假定表土之平均深度為二公尺，再如灌水前土壤水分已減至凋萎係數，則表土蓄水量之約值為沙土 15 公分，壤土 30 公分，粘土 20 公分，習慣上常在作物開始呈現凋萎狀態前，即行灌水，故表土蓄水量通常不致超過下列數值，即沙土 10 公分，壤土 20 公分，粘土 15 公分，在本文中表土蓄水量係以 l_s 符號代表。

(4) 灌溉水量：

一次灌溉所用去之水量，在本文中係以水深計，故稱灌溉水深，以 h_0 代表。此項水量，一部份吸入土壤中，一部份則流經地面洩入農田下層之排水溝中或表面損失，吸入土壤之水量如超過表土蓄水量，則超過部份即為深層滲漏損失。在本文中吸入水量將以全部農地之平均吸水深度 h_{av} 代表，表面損失以 $l_{s,w}$ 代表，滲漏損失以 $h_{d,p}$ 代表，均以水深計。

灌溉時所用流量之大小，本文中用二種方式表示，其一為灌水速度 u 代表每單位時間內增加之水深，例如某地在 60 分鐘內灌水 18 公厘則 $u=0.3$ 公厘/分。其為灌溉流量 q 代表單位寬度之農田，在單位時間內灌入之水量，例如一公厘寬之農地在 1 分鐘內灌水 10 公升則

$$q=10 \text{ 公升 / 分 / 公厘}$$

(5) 配水係數

不論採用何種灌水法 農田進水口附近土壤之吸入水量，常較出口附近之土壤為多，故當全部農田之平均含水量達儲水量時，進水口附近已將發生深層滲漏矣。其次出水口附近之作物以土壤水分不足，吸水較為困難，故將先呈凋萎狀態，凡此種種不

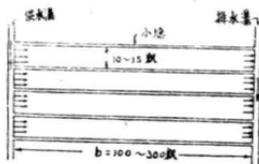
良現象，如配水能較均勻，則其嚴重性可以大為減低。

在本文中將引用配水係數一名詞，其定義為農田之最大吸水深度與農田之平均吸水深度之比率，即 $m = h_{\max}/h_{av}$ ，根據實際經驗 m 之值最大不應超過 1.2 俾吸水較為均勻，但 m 之值亦不宜過小，因過小則表面損失將極大也。

三 漫灌法之水力理論

(b) 漫灌法概說

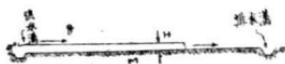
在漫灌法中農田之佈置大致如圖 (4a) 所示，農田之上端為供水溝 (Supply ditch) 下端為排水溝 (Drainage ditch) 二溝間之距離即農田之長度 (以 b 代表) 通常在 100 至 300 公尺間，沙土較短有僅 50 公尺者，粘土較長，但亦不過 450 公尺。農地每隔相當寬度宜築小埝 (Borde) 將農地分成長條狀，二埝之間距即農田之寬度，大致在 10 至 15 公尺間，沙土亦有小至 6 公尺者，大致農田愈長則愈寬，長寬之比約為 6.1 至 151。



圖(4a)

二埝間農地之各橫剖面均為水平，縱向之坡度則大致以 $\frac{1}{160}$ 至 $\frac{1}{160}$ 為最適宜。據以往經驗採用漫灌法之農地，其地面坡度大致以 $\frac{1}{1000}$ 為最低之極限， $\frac{1}{30}$ 至 $\frac{1}{50}$ 為最高之極限。

圖(4b)



灌溉用水由供水溝流入農田後，即成一薄層狀態流經地面，大部份之水在其流動過程中為土壤吸收，剩餘部分則洩入排水溝中。

根據以往經驗，漫灌法適用之灌水速度 (u) 為 0.1 至 1.0 公厘/分，灌溉流量 (q) 約為 4—20 公升/秒 公尺，沙土較粘土宜用較大之數值，灌水時間 (t_i) 通常大致在 40—90 分鐘間甚少超過 2 小時以上。

上述地面坡度，灌溉水量以及灌溉時間等實用界限，係多年實地經驗所得之結果 (參閱 Etcherry: Irrigation Engineering & Practice Vol. I) 在設計時，應嚴格遵守，在下文各節中將用理論求得漫灌法中土質、地形、灌溉水量、農田溝渠佈置與水量損失等因子間相互之關係，吾人並將證明任何一塊農地，如欲于灌水後，農田各部吸水均勻與充足，並使水量損失減至最低限度，則必須選用一定數值之灌水速度與灌水時間 (或灌溉水深)。此項用理論求得之灌水速度與灌水時間，如超出本節所述之實用

界限，則即示此類農地，如用其他方法（如溝灌法或塘灌法）灌溉，當較漫灌法為適宜。

(7) 土壤吸水率

今試研究圖(4b)中農地上任何一點M處之土壤吸水情形。如令H為覆蓋地面之水深，茲因在漫灌法中H之值通常不過數公厘，故土壤之吸水情形與(9)節圖(3)所述之情形完全類似，假定 t_x 代表M點最初為水覆蓋之時間（即自開始放水時起至水波行至M點處時止之一段時間）則當時間為 t 時（自開始灌水時算起）M點處之吸水深度為（由(10)式）

$$h = G_n [S_i + \sqrt{2Kchc(t - t_x)} + Kc(t - t_x)]$$

在漫灌法中以灌水之時間較短，上式右方第三項遠較第二項為小，故在本法使用之範圍內， h 與 t 之關係可改用下式代表，即

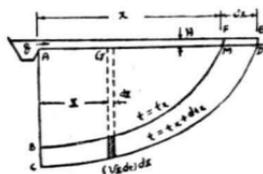
$$h = h_i + \alpha \sqrt{t} \dots \dots \dots (11)$$

h_i 與 α 可視為二經驗常數，其值可由 $h-t$ 之實測曲綫用“曲綫選擇法”求取，上式中之 t 如代以 $t-t_x$ 即可求M點處之吸水深度，即

$$h = h_i + \alpha \sqrt{t - t_x} \dots \dots \dots (11b)$$

(8) 灌水時期水流行程與時間之關係

令 q 代表單位寬度之農地上之灌溉水量， H 代表地面水深（參閱(9)節） t_x 代表水初流至M點處之時間， x 代表農地中任何一點M至供水溝之距離， b 代表農地長度即供水溝至排水溝間之距離。



圖(5)

圖(5)中MB曲綫代表 $t=t_x$ 時間AM間各點之吸入水深(例如 \overline{AB} 代表A點之吸入水深)，DC曲綫則代表 $t=t_x+dt_x$ 時間各點之吸入水深，今在 dt_x 時間內流入之水量為 qdx ，此項水量之一部份 Hdx 用以覆蓋MD段地面，剩餘部份即等于MDCB之面積，為土壤在 dt_x 時間之吸水總量，故

$$qdt_x = Hdx + \text{MDCB 面積}$$

$$\text{即 } qdt_x = Hdx + \int_{X=0}^{X=x} V_x dx \dots \dots \dots (12)$$

上式中 V_x 代表G點處之吸水速率， $(V_x dt_x) dx$ 即為圖中有陰影之面積， V_x 之值可由(11b)式求得即

$$V_x = \left(\frac{dh}{dt_x} x \right) = \frac{\alpha}{2} \frac{1}{\sqrt{t_x - t}} \dots \dots \dots (13)$$

內 t 代表 G 點最初為水覆蓋時之時間，代入 (12) 式則得

$$q d'x = (H+h_i) dx + \frac{\alpha}{2} (d'x) \int_{X=0}^{X=x} \frac{dx}{\sqrt{tx-t}}$$

$$\text{即 } \frac{dx}{d'tx} = \frac{q}{H+h_i} - \frac{\alpha}{2(H+h_i)} \int_{X=0}^{X=x} \frac{dx}{\sqrt{tx-t}} \dots\dots (14)$$

式 (14) 之解答 (參閱附錄) 為

$$X = \frac{4q(H+h_i)}{\pi\alpha^2} \Phi \dots\dots\dots (15)$$

$$\text{如令 } T = \frac{\pi\alpha^2}{4(H+h_i)^2} tx \dots\dots\dots (16)$$

內 tx 為水流最初覆蓋 M 點時之時間，則式 (15) 中之 Φ 為

$$\Phi = e^{T-1-2\sqrt{\frac{T}{\pi}} \sum_{m=1,2,3,\dots}^{\infty} \frac{(2T)^m}{(2m+1)(2m-1)\dots 5.3.1}}$$

上式中之 e 為自然對數之底 ($e=2.7183$) m 為 $1, 2, 3$ 至 ∞ 間諸整數，上式因係一無限級數，不便應用，故 Φ 之約值可用下式求取即

$$\left. \begin{aligned} T \leq 0.07 & \quad \Phi = T(1-0.75\sqrt{T}) \\ 0.07 \leq T \leq 2.0 & \quad \Phi = 0.55 T^{5/6} \\ T \geq 2.0 & \quad \Phi = 1.13 \sqrt{T} \left(1 + \frac{1}{2T}\right) - 1 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (17)$$

由 (15) (16) (17) 式可求得水流行程 X 與時間 tx 及灌溉流量 q 之關係。

(9) 地面水深與地形

水流經農地時，係以一種洪水波 (Flood wave) 姿態前進，故地面水深 H 不但與流量土壤吸水速度，地面坡度及糙度有關，且將隨時間及地點而異其值 (參閱 Schoklich: "Hydraulic Structures" Flood Wave 章) 如地面平滑，土壤不吸水，則根據水力學， H 即等於洪水波之波高，其值視流量 q 而異，即

$$H = \sqrt[3]{\frac{2}{3f} q} \dots\dots\dots (18)$$

內 q 為垂力常數 ($=980$ 公分/秒²) 如用此式以估計漫灌法中地面水深，則因 q 之界限為 $0.05-0.2$ 公升每秒每公厘 (Liters/sec/cm) 故 H 之值常在 1 至 3 公厘間。

地面坡度如增加，則 H 之值將減小，地面糙度之影響則適相反，但 H 與地面坡度及糙度之精確關係，則無從揣測 今如以 (18) 式為基礎假定 H 之確值為

$$H = A^3 \sqrt{\frac{2}{3g} q^2} \dots \dots \dots (19)$$

則可用 T 述實地觀測法，求取某一農地 A 之約值。

在農田試行灌水（灌溉水量 = q_e ）時，觀測水流行程 X 與時間 t_x 之關係，將觀測

數值繪於對數紙上如圖(6)所示，然後將諸觀測點連一直線，令 θ 爲此直線之坡度（ θ 之值恆在 0.5 至 1.0 之間）B 爲此直線與縱座標軸之交點，則此直線之之方程式爲

$$x \ q_e = B t_x^\theta \dots \dots \dots (20)$$

今因在上節 (15) 及 (16) 中，T 之數值如不起出某種範圍，則 T 與 Φ 之關係，恆以下列公式代表，即

$$\Phi = a T^\theta \dots \dots \dots (21)$$

上式中 a 與 θ 之關係見圖 (7) 或下表：

表 (2)

θ	.5	.6	.7	.8	.9	1.0
a	1.13	.71	.18	.54	.62	1.00

例如 T 極小時

$$0.07 \leq T \leq 3.0 \text{ 時}$$

T 極大時

故 θ 之值常在 0.5 至 1.0 間

以式 (21) 代入 (15) 則得

$$\frac{x}{q} = \frac{a}{(H+hi)^{2\theta-1}} \left(\frac{4}{\pi \alpha^2} \right)^{1-\theta} t_x^\theta \dots \dots \dots (22)$$

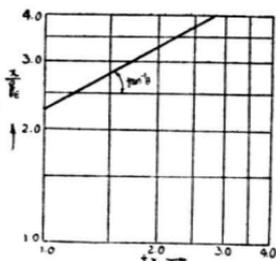
比較 (20) 及 (22) 二式，可見如理論與實驗符合，則

$$B = \frac{a}{(H+hi)^{2\theta-1}} \left(\frac{4}{\pi \alpha^2} \right)^{1-\theta} \dots \dots \dots (23)$$

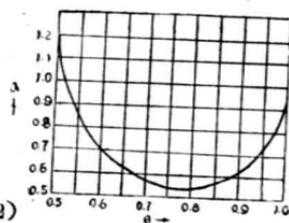
由此得

$$H = \left[\frac{a}{B} \left(\frac{4}{\pi \alpha^2} \right)^{1-\theta} \right]^{\frac{1}{2\theta-1}} - hi \dots \dots \dots (24)$$

代入 (19) 式得



圖(6)



圖(7)

$$A = \frac{1}{\sqrt[3]{\frac{2}{3g} q e^2}} \left\{ \left[\frac{a}{B} \left(\frac{4}{\pi \omega^2} \right)^{1-\theta} \right]^{\frac{1}{2\theta-1}} - h_i \right\} \dots \dots (25)$$

(25) 式中 q_e , B, θ 均為實測數值, ω 與 h_i 為土壤 $t-h$ 吸水曲線之常數, a 則為 θ 之函數, 其值可由表 (2) 或圖 (7) 求取。

地形對於地面水深之影響, 雖可用上法求取, 但就本問題而論, H 數值之大小對於本章之理論結果影響其微。此因 H 假定數值如過大, 則理論上在灌水時期將經較長之時間水波始能行至某點(即(7)節中 t_x 之值較大), 但因在排水時期, 該點亦將經較長時間始行潤出(下節中 t_x 之值亦將較大), 故該點受水覆蓋之時間 ($t = t_i - t_x + t_x$) 事實上變動其小, 換言之, 在普通情形下, H 之值以及地面坡度與地面糙度, 對於農田之吸水量以及水量損失實無大影響也。

(10) 排水時期水流行程與時間之關係

農田停止灌水後, 地面上尚有 H 高度之積水, 此項積水僅一部份能吸入土壤, 其他一部份則將流入排水溝中成表面損失。今如假定農田之灌水時間 t_i , 則在灌水停止之際即 $t = t_i$ 時, 排入水溝之流量 q 可用下法估計(見圖(8))

今因水流最初覆蓋農田中任何一點 M 之時間 t_x 已知, 故用 (13) 式

$$V = \frac{dh}{dt} = \frac{\omega}{2} \frac{z}{\sqrt{t_i - t_x}} \dots \dots \dots (13)$$

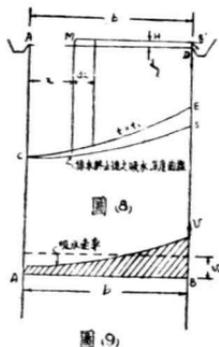
可以求得農田內各點在 $t = t_i$ 時之吸水速度, 將計算結果繪成圖(9)之曲線, 則此線與橫座標軸間之面積即等於吸水流量, 故排水流量為

$$q' = q - \int_0^b V dx = q - bV_m \dots \dots \dots (26)$$

內 q 為灌溉流量, V_m 為 V 之平均值, b 為農田長度。

由 (26) 式所求得之 q' 僅為灌水時期終止與排水時期開始時之排水流量, 在全部排水時期中, 水流係以一種洪水波狀態反向流動, 此項洪水波之波高與土壤之吸水量, 並隨時間之增加而減低, 故排水流量 q' 之值, 並非為一常數。

幸排水時期, 通常甚為短促, 此時期土壤之吸水速率亦極遲緩, 故在本節之分析中, 將假定 q' 為一常數, 是值由 (26) 式算得。土壤之吸水速率亦將假定為一常數, 與上述之 V_m 相等。



根據此項假定，可用下法求取排水時地面上任何一點 M 受水覆蓋之時間 t_x (見圖(9)及圖(8))

$$Hdx = q' dt' + V_m (b-x) dt'$$

$$dt' = \frac{Hdx}{q' + V_m (b-x)} = \frac{Hdx}{q - V_m x} \dots\dots (27)$$

利用邊界條件 $x=0, t'=0$ ，則得上式之積分爲

$$t'_x = (-) \frac{H}{V_m} \ln e^{(1 - \frac{V_m x}{q})}$$

$$\text{或 } t'_x = 2.3 \frac{H}{V_m} \log_{10} \left[\frac{1}{1 - \frac{V_m x}{q}} \right] \dots\dots\dots (28)$$

上式代表排水時期之行程 x 與 t'_x 之關係，內 t'_x 亦即爲 x 點在排水時期受水覆蓋之時間。

(11) 農田吸水深度灌溉水量與水量損失：

如 t_i 代表灌水時間，則由(9)及(10)二節，可見農田任何一點 M 受水覆蓋時間爲 $t_i - t_x + t'_x$ 內 x 代表灌水開始後，水波最初行至 M 處之時間(見(15)至(17)式) t'_x 代表自灌水終止排水開始時 ($t = t_i$) 起至 M 點開始潤出時 ($t = t_i + t'_x$) 之一段時間(見(28)式)由(11)式可知該點之吸水深度爲

$$h = i + \infty \sqrt{t_i - t_x + t'_x} \dots\dots\dots (29)$$

應用此式可求得全部灌溉時間(即自灌水開始時起至排水終了時止)內農田之吸水深度曲綫 C S (見圖(10))此圖中 CSDA 面積即代表農田吸水量 而平均吸水深度即爲

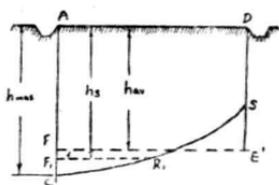


圖 10

$$f_{av} = \frac{\text{CSDA 面積}}{b}$$

上式中 CSDA 面積可就圖量得

進水溝附近之最真吸水深度爲 $f_{max} = h_i + \infty \sqrt{t_i}$

配水係數爲 $m = \frac{h_{max}}{f_{av}} \leq 1.2$

m 之值至大不應該超過 1.2 俾配水不致過分不勻

灌溉水深爲 $l_0 = it$

灌水速度爲 $u = qh$

表面損失應等於灌溉水深與平均吸水深度之差數即

$$h_{sw} = l_0 - h_{av}$$

如 $f_{max} > h_s$ (f_s 爲表土蓄水量) 則圖(10)中 $f_1 CR_1$ 面積即代表將滲入深

層之全部水量。故深層滲漏損失為

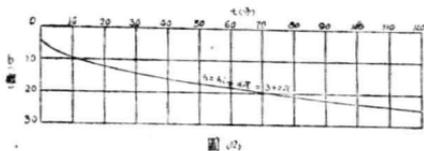
$$h_{dp} = \frac{F_1 CR_1 \text{ 面積}}{b}$$

上式中 $F_1 CR_1$ 面積可就圖量得

(12) 理論之應用步驟

上述理論已闡明土質，地形，灌水量，吸水量與水量損失各項因子間之相互關係，利用此項理論，吾人已能配合各項因子，使農田各部在吸水均勻與充足之前提下，儘量減低水量損失，茲述其應用步驟如下：

(子) 根據農田土質，求取土壤之 $h-t$ 吸水曲線（見圖(12)）及表土蓄水量 h_s



(丑) 選用配水係數 $m=1.2$ （如選用 m 之值小於 1.2 ，則表面損失將大量增加，故為經濟水量計，選用 m 之最大試可值）。

(寅) 選擇一適當之平均吸水深度 h_{av} （ h_{av} 應小於 h_s 如 $h_{av} < \frac{h_s}{m}$ 則可完全避免深層損失）。

(卯) 求取 $h-t$ 曲線， $t=0$ 至吸水時間 $t=t_i$ 一段間之 h_i 及 α （=常數）並

用 $m h_{av} = h_i + \alpha \sqrt{t_i}$ 公式求 t_i

(辰) 假定地面水深 H 之數值（通常 H 可假定等於 1 至 3 公分，如地面坡度大，糙度小，則 H 宜用較小數值，坡度小，糙度大，則 H 應較大）。

(巳) 利用 (15) 至 (17) 式計算 $t_x=0$ 至 $t_x > t_i$ 間， x/q 之數值，然後繪一 t_x 與 x/q 曲綫如圖 (11)。

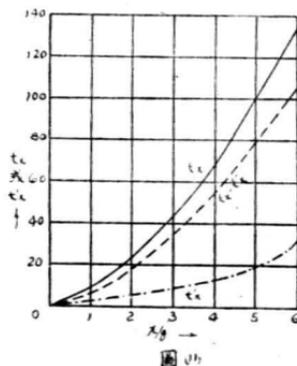
(午) 利用 (3) 式

$$V = \frac{\alpha}{2\sqrt{t_i - t_x}} \text{ 求取 } t=t_i \text{ 時間之吸水速率}$$

與 x/q 曲綫如圖 (13) 所示，再由此圖上求 V 之平均值 V_m ， V_m 即為 $t=t_i$ 時間農田之平均吸水速度。

(未) 由 (23) 式求排水時期 x/q 與 t_x 之關係，並將結果繪一 $t_x - x/q$ 曲綫，如圖

(11)



(申) 利用 $t_x \rightarrow x/q$ 及 $t'_x \rightarrow x/q$ 曲線，及

$$h = h_i + \alpha \sqrt{t_i - t_x + t'_x}$$

可求取 $h \rightarrow x/q$ 曲線如圖 (14) 中之 CS 曲線。

(酉) 量取 $h \rightarrow x/q$ 曲線與 $h = h_{av}$ 直線間之面積 CRF 然後用試算法決定 E'S 線之地位。使 SE'R 面積等於 CRF 面積，亦即使 SDAC 面積等於 E'DAF 面積，由此決定相當於 S 點處之 x/q 值即為 b'/q 值，並由此求得

$$\text{灌水速度} \quad u = q/b$$

$$\text{灌溉水深} \quad h_o = ut_i$$

$$\text{表面損失} \quad h_{sw} = h_o - f_{av}$$

$$\text{深層滲漏損失} \quad h_{dp} = \frac{F_1 \text{CR}_1 \text{面積}}{b} \quad (\text{參閱上節及圖 (10)})$$

$$\text{水量損失百分比} = \frac{h_{sw} + h_{dp}}{h_o}$$

(戌) 另擇 h_{av} 等於其他數值，然後再重複上述步驟，求取相當於此 f_{av} 之水量損失百分比，將不同之 h_{av} 與水量損失百分比繪一曲線，由此曲線求得產生最小水量損失百分比之 f_{av} 。通常以減少灌溉次數故， h_{av} 之值不當與 h_s 之值相差過遠，故當以 $f_{av} = \frac{f_s}{m}$ 為最低之實際限度。

例題：

如某地之土壤常數為

(子) $h_i = 3$ 公厘， $\alpha = 2$ 公厘 $1/\sqrt{\text{分}}$ ， $h_s = 24$ 公厘

(丑) 選用 $m = 1.2$

(寅) 選用 $h_{av} = 20$ 公厘 ($h_{av} = \frac{h_s}{m} = \frac{24}{1.2} = 20$)

(卯) 因 $h = 3 + 2\sqrt{t}$ (圖 (12)) 故 $m h_{av} = 3 + 2\sqrt{t_i}$

由此求得 $t_i = 110$ 分

(辰) 假定 $H = 2$ 公厘

(巳) 由 (16) 或得 $T = \frac{\pi \times 2^2}{4(H + h_i)^2} t_x = 0.126 t_x$

由 (15) 式得 $\frac{x}{q} = \frac{(H + h_i)}{\pi \times 2} \Phi = 1.59 \Phi$

Φ 與 t_x 或 T 之關係見 (17) 式，由此三公式求得下表諸數：

$$t_x = 5' \quad 10' \quad 20' \quad 30' \quad 40' \quad 50' \quad 60' \quad 80' \quad 100' \quad 130'$$

T =	.63	1.3	2.5	3.8	5.0	6.3	7.5	10.1	12.6	16.4
Φ =	.38	6.7	1.1	1.5	1.8	2.1	2.3	2.8	3.2	3.7
x'q =	.60	1.1	1.8	2.4	2.9	3.3	3.7	4.4	5.0	5.9

根據此表可繪 $tx-x'q$ 曲線如圖 (11) 所示：

(午) t_i 及 x 既已求得則用 (13) 式

$$V = \frac{x'q}{2\sqrt{t_i - tx}}$$

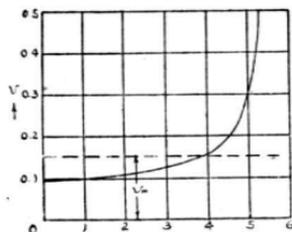
可求得 t_i 時間之各點吸水速率，將結果繪成 $V-x'q$ 曲線如圖 (13) 由此圖求得水速率之平均值為 $V_m = 0.15$ 公厘/分。

(未) 由 (23) 式求得排水時期 x' 之值

$$tx' = (-) \frac{2}{0.15} \log_e (1 - 0.15 \frac{x}{q})$$

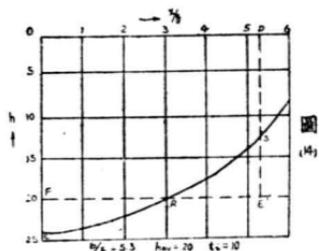
x/q	1	2	3	4	5	6
-------	---	---	---	---	---	---

tx'	2.2	4.8	8.0	12.2	13.5	30.8
-------	-----	-----	-----	------	------	------



繪成圖中之 $tx'-x'q$ 及 $(tx-tx') \leftarrow x/q$ 二曲線

(申) 利用 $(tx-tx') \leftarrow x/q$ 曲線及 $h-t$ 曲線，可求得排水時期終了後土壤之吸入水深曲線（即將 $h-t$ 曲線中之 t 值代以 $t_i - (tx-tx')$ 之值後，可求得各點之 h ）如圖 (14) 中 SRC 曲線所示。



(酉) 在同圖中于 H_{av} 高度作 FE 線後，再試作 $E'SD$ 線，使 $SE'R$ 之面積等於 RCF 之面積，由此得 S 點，此點處之 $x'q$ 即等於 b/q (b 為農地長度)，因此時 AD 段之平均吸入水量等於 $hav = 2.0$ 公厘同時配水比率亦等於 1.2 也。

用此法求得農地長度與灌溉流量之比為 $b/q = 5.3$

故灌水速度 $u = x/q = .189$ 公厘/分

因灌水時間 $t_i = 110$ 分

故灌溉水深為 $u t_i = 0.189 \times 110 = 20.8$ 公厘

表面損失為 $H_s.w = u t_i - hav = 20.8 - 2.0 = 18.8$ 公厘

在本題中因 h_{max} 等于表土吸水量，深層滲漏應等于零故損失總量為 3.8%

上述分析係就 $m = 1.2$ 計算，因 $m < 1.2$ 時，表面損失增加甚大，故用 m 之最

小許可值，水量較為經濟。

上述分析並係假定 $H=2$ 公厘，如假定 $H=1$ 或 3 公厘則 t_x 與 x/q 之關係略異但比較下表：

t_x	10'	20'	40'	60'	80'	100'	130'
$x/q (H=1)$	1.2	1.9	3.0	3.8	4.6	5.0	6.2
$x/q (H=2)$	1.1	1.8	2.9	3.7	4.4	5.0	5.9
$x/q (H=3)$	1.0	1.6	2.7	3.5	4.2	4.8	5.6

可見此種差別，實無關重要。

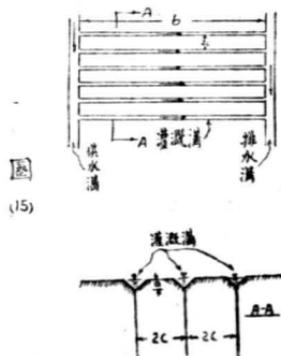
根據上述理由及計算結果，可見就本例之土壤而言，則祇須選用 (1) 澆水深 21 公厘 (2) 澆水時間 110 分鐘，則平均吸水量即可達 20 公厘，而水量損失亦減至可能之最低限度即 3.8%，此項結果不論農田之大小佈置如何均可適用。

(戊) 其次可假定 $hav=24$ 公厘，15 公厘及 10 公厘，用同法求得所需之澆水深，澆水時間及水量損失之百分比，將水量損失百分比與平均吸水量繪成一曲線，即可求得水量損失百分比最小之 hav 。實際上，因 $hav > 20$ 公厘時，滲漏損失即將增加， $hav < 20$ 公厘時，表面損失雖或可能減少，但為量甚微，而澆水次數則將增加，故就本問題而言似以採用 $hav=20$ 公厘為宜，再本例求得之澆水時間為 110 分，澆水速率為 0.198 公厘/分均與溝灌法之最低適用界限 $u=0.1$ 公厘/分， $t_i < 120$ 分接近，故如改用溝灌法或更較適宜。

四 溝灌法之水力理論

(13) 溝灌法概說

在溝灌法中，農田之佈置大致如圖 (15) 所示，農田之上端為供水溝，水即由此流入灌溉溝 (Furrows) 中當水經由灌溝向農田下端之排水溝流動時，灌溝中之水一部分即為土壤吸收。此種灌溝法與漫灌法不同之點，即水並不在地面流動而僅在溝中流動，其次土壤之吸水情形二者亦不同，此當在下節說明。灌溝之間距 ($2c$) 大致為 50 至 100 公厘，其長度 (l) 約為 100 至 300 公尺，但沙土亦有短至 60 公尺粘土有長達 450 公尺者，溝中水深 (a) 約為 8 至 10 公厘。



利用溝灌法，灌水時適當之地面坡度大致漫灌法相同即約 $\frac{1}{500} - \frac{1}{150}$ ，最低坡度之極限約為 $\frac{1}{1000}$ 。如採用之字形之溝灌，則地面坡度即高至 $\frac{1}{5}$ 亦可用本法灌溉。

每一灌溉溝中之流量，最小可至0.15公升/秒，最高可達2公升/秒但常用之流量則為0.5公升/秒，灌水速度之界限約為0.02至0.3公厘/分，灌溉流量之界限則為0.3至4公升/秒/公尺，灌水時間大致在4小時至24小時間亦有短至一小時或長越3或4日者。

(14) 土壤吸水率

在溝灌法中土壤之吸水情形與漫灌法不同。在漫灌法中吸入之水係作鉛直向流動，而在溝灌法中則吸入之水流動方向並不限於鉛直向。

吸入之水最初大致作沿徑向流動 (Radial flow) 如圖 (16a) 所示，圖 (a) 中 (1) (2) 二曲線即代表此時期之二個浸潤線，當浸潤範圍擴展至 (2) 線 (即 AD 線) 時，即與鄰溝之 (2) 線相切，因水不能流經二溝之中線，故此後水流之方向不復能保持沿徑向，而將如圖 (B) 及圖 (C) 所示，逐漸為鉛直向流動矣。此項流動情形極為複雜，不易作精密之理論分析，故最妥善之辦法莫如當地挖一土坑作實地觀測，否則或取當地之土置於一有玻璃面之

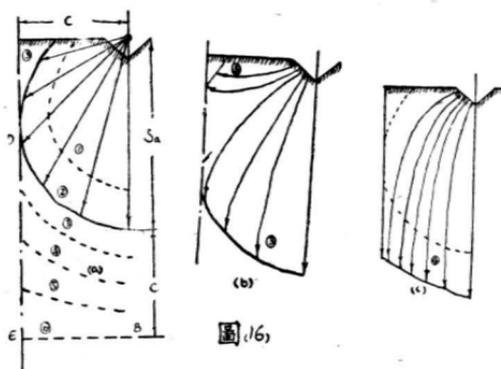


圖 16

箱中 (圖 17) 箱寬為 $2C$ (等於二溝之距離) 高約 $3C$ ，底部有蒙以銅絲網之孔俾可排出空氣，箱實以土，其頂部挖一溝如灌溉溝之形式及大小，溝中灌水後，每隔相當時間即將浸潤線繪於玻璃板上。待試驗完畢後，可用量面積器 (planimeter) 量得各時間之浸潤面積 A ，將 A 除以 zC 並乘 Gn (G 為飽和百分比， n 為孔隙率) 即得平均吸入水深 h ，由此可求 $-t-h$ 線，此項曲綫即可以下列分析之根據。

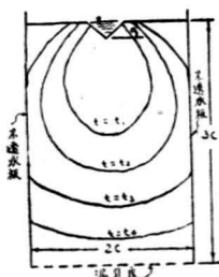


圖 17

如因故未能作實測或因限于設備不便作上述試驗則用下述近似方法亦可由 Kc 及 hc 二常數求得 h 與 t 之關係，惟結果當不如直接試驗之可靠耳。

(18a) 圖中 $A'B'C'D'A'$ 為灌溉溝之邊緣，可假定為一半圓形，其半徑為 a ，

中心點為 O ，假定溝中之水向上流動時係沿徑向 (Radial flow)，例如 B' 點處內水即沿直徑 OB' 向流動，在 B 點附近取一無限小角 $\angle B'OC' = d\theta$ 則在 t 時間內 $B'C'$ 處之水當可流至 BC 處。今試研究此潤溼土壤 $B'C'CB$ 中水分所受之力，由圖 (18b) 可見此項水分自由體上所受諸力為

$$(1) \text{毛管力 } F_c = (\alpha G n h c) R d\theta$$

$$(2) B'C \text{ 面上之水壓力 } F_g = (\gamma a \sin\theta) a d\theta = \gamma a^2 \sin\theta d\theta$$

$$(4) \text{水分之重量 } W = \gamma G n \left(\frac{R^2 - a^2}{2} \right) d\theta$$

(3) 水流阻力 F_s 則因 $B'C'$ 至 Bc 間剖面各處流速不同，故應詳加檢討，令 V_r 及 V 為 $\rho = R$ 及 $\rho = a$ 處之流速則因

$$V_r d\theta = V \rho d\theta$$

$$\text{即 } V = \frac{R}{\rho} V_r = \frac{R}{\rho} \frac{dR}{dt}$$

故用作在 1122 水分體積上阻力為

$$dF_s = \frac{\gamma v}{kc} \rho d\theta d\rho = \frac{\gamma R d\theta}{kc} \frac{dR}{dt} \cdot d\rho$$

$$F_s = \int_{\rho=a}^{\rho=R} dF_s = \frac{\gamma R (R-a)}{kc} \frac{dR}{dt} d\theta$$

茲因 $F_c + F_g + W \sin\theta = F_s$

將上述諸力之值代入上式簡化後即可得

$$\frac{dR}{dt} = \frac{Kc}{R(R-a)} \left(Rhc + \frac{a^2 \sin\theta}{Gn} + \frac{\sin\theta}{2} (R^2 - a^2) \right)$$

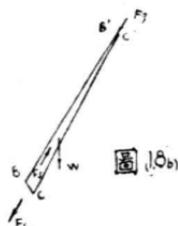
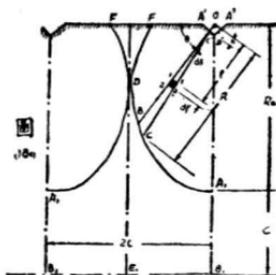
因溝之半徑 a 遠較 hc 為小，故求上式積分時可略去較小諸項，再利用邊界條件 $t=0, R=a+Si$ (Si 代表一經驗常數，可參閱(2)節)，得上式積分之約值為

$$Ket = \frac{2}{\sin\theta} \left\{ (S-Si) - \frac{2hc}{\sin\theta} \log_e \left(\frac{2hc + Si \sin\theta}{2hc + Si \sin\theta} \right) \right\}$$

內 $S = R - a$

上式之近似值為

$$S = Si + \sqrt{2Kchet} + \frac{\sin\theta}{2} Ket$$



故
$$R = a + S_i + \sqrt{2 K_c h c t} + \frac{\sin \theta}{2} K_c t \dots \dots \dots (30)$$

利用 (30) 式可以求得未與隣溝之浸潤線接觸前任何時間 t 時之浸潤線，至浸潤面積則為

$$A = 2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{\pi R^2}{2 \pi} d\theta - \frac{\pi a^2}{2} = \int_0^{\frac{\pi}{2}} R^2 d\theta - \frac{\pi a^2}{2}$$

$$A = \frac{\pi}{2} (a + S_i + \sqrt{2 k c h c t})^2 + (a + S_i + \sqrt{2 k c h c t}) \cdot k c t$$

$$+ \frac{\pi}{16} K_c^2 t^2 - \frac{\pi a^2}{2}$$

$$A = \frac{\pi S_i}{2} (S_i + 2 a) + \pi (a + S_i) \sqrt{2 k c h c t} +$$

$$(\pi h c + a + S_i) k c t + k c \sqrt{2 k c h c t}^{\frac{3}{2}} + \frac{\pi}{16} K_c^2 t^2$$

令二溝間農田之平均吸入水深為 h 則

$$h = \frac{A}{2c} G_n$$

即
$$h = \frac{G_n}{2c} \left\{ \frac{\pi S_i}{2} (S_i + 2a) + \pi (a + S_i) \sqrt{2 k c h c t} + (\pi h c + a + S_i) k c t + k c \sqrt{2 k c h c t}^{\frac{3}{2}} + \frac{\pi}{16} K_c^2 t^2 \right\} \quad (31)$$

式式中 G_n, n, C 及 H_c, K_c, S_i 諸值均為已知，故可利用上式以求取二溝之浸潤線未接觸前之 $t-h$ 曲線。

如二溝之浸潤綫互相接觸時 (圖 8 a) 之鉛直向潤溼深度為 S_a ，則可假定當水流由 A_1 點行至 B_1 點 (B_1 點可假定離 A_1 點之距離等於 C) 時，同深度上之各點 ($B_1 E_1 B$ 諸點) 均已潤溼，如令 A_0 代表 $B_1 A_1 D_1 A_1 B_1 E_1 B_1$ 及 FDF 二面積之和，則可假定當 A_1 點之水由 $R = R_a$ 行至 $R = R$ 時所增加之潤溼面積為

$$\Delta A = A_0 \frac{R - R_a}{C}$$

至 A_1 點運行之速率可用下式計算即

$$R = a + S_i + \sqrt{2 k c h c t} + \frac{K_c t}{2} \dots \dots \dots (32)$$

在此時期增加之平均吸水深度為

$$\Delta h = \frac{G_n A_0}{2C^2} (R - R_a) \dots \dots \dots (33)$$

在水流經 B_1 點之後，則因已成鉛直向流動，故可假定其平均吸水深度之增加量為

$$\Delta h = G_1 (p - Ra - C) \dots \dots \dots (34)$$

矣。

應用上述之近似方法，可以求得 $h-t$ 曲綫，此項曲綫亦可用以爲下列分析之根據。

研究(31)式可見式中右方諸項中，以含有 t 一次方爲主要之項，故溝灌法中 $h-t$ 曲綫在應用之範圍可用下列公式代表即

$$h = h_i + V_m t \dots \dots \dots (35)$$

內 h_i 及 V_m 爲二經驗常數其值可根據 $h-t$ 曲綫用“曲綫選擇法”求取。

(15) 灌水速度與灌水時間之估計

今先求灌水時期水流行程 X 與時間 t_x 之關係，(參閱(9)節及圖(5)令 b (2c) 及 H (2c) 分別代表灌溉之溝流量及剖面積，則得

$$qdt = (H + h_i) dx + V_m x dt$$

將此式積分並利用邊界條件 $x=0$ ， $t=0$ ，則得水流行程 x 與時間 t_x 之關係爲

$$t_x = (-) \frac{H + h_i}{V_m} \log_e \left(1 - V_m \frac{x}{q} \right) \dots \dots \dots (36)$$

再由(10)節可得排水時期之水流行程 X 與時間 t'_x 之關係爲

$$t'_x = (-) \frac{H}{V_m} \log_e \left(1 - V_m \frac{x}{q} \right) \dots \dots \dots (28)$$

假定灌水時期爲 t_i 則在排水時期完畢後 x 點處之吸水深爲

$$h = h_i + V_m (t_i - t_x + t'_x)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{即} \quad h &= h_i + V_m t_i + h_i \log_e \left(1 - V_m \frac{x}{q} \right) \\ \text{或} \quad h &= h_i + V_m t_i - 2.3 h_i \log_{10} \left(\frac{1}{1 - \Delta m \frac{x}{q}} \right) \dots \dots \dots (37) \end{aligned} \right\}$$

全部吸水量則爲

$$\int_0^b h dx = (V_m t_i) b - \frac{q h_i}{V_m} \left(1 - \frac{V_m b}{q} \right) \log_e \left(1 - \frac{V_m b}{q} \right)$$

令 $\beta = \frac{V_m b}{q}$ 則由上式除以 b 即均得平均入水量爲

$$h_{av} = V_m t_i - \frac{h_i}{\beta} (1 - \beta) \log_e (1 - \beta)$$

由此得灌水時間爲

$$t_i = \frac{1}{V_m} \left[h_{av} + h_i \frac{(1 - \beta)}{\beta} \log_e (1 - \beta) \right] \dots \dots \dots (38)$$

因 $h_{max} = h_i + V_m t_i$

故 $h_{max} = \bar{h}_{av} + h_i \left[1 + \frac{1-\beta}{\beta} \log_e (1-\beta) \right]$

由此得配水比率M之值爲

$$M = 1 + \frac{h_i}{\bar{h}_{av}} \left[1 + \frac{1-\beta}{\beta} \log_e (1-\beta) \right]$$

如限制M之值不能大於某值如1.2則β之值應根據下列條件選擇即

$$A_\beta = 1 + \frac{1-\beta}{\beta} \log_e (1-\beta) \leq (n-1) \frac{\bar{h}_{av}}{h_i} \dots (39)$$

下表爲β與Aβ之關係

表 (3)

β	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
A _β	0	0.055	0.108	0.167	0.233	0.307	0.389	0.484	0.597	0.744	1.000

由此得灌水速度u爲

$$U = \frac{q}{b} = \frac{V_m}{\beta} \dots \dots \dots (40)$$

灌水時間由(38)式爲

$$t_i = \frac{1}{V_m} [1 \bar{h}_{av} + h_i (A_\beta - 1)] \dots \dots \dots (41)$$

或 $t_i = \frac{1}{V_m} [M \bar{h}_{av} - h_i]$

灌溉水深則爲

$$l_o = U t_i = \frac{1}{\beta} [M \bar{h}_{av} - h_i] \dots \dots \dots (42)$$

(16)水量損失之估計

表面損失量可用下式計算即

$$h_s.w. = u t_i - \bar{h}_{av}$$

由(40)及(41)式得

$$h_s.w. = \left(\frac{m}{\beta} - 1 \right) \bar{h}_{av} - \frac{h_i}{\beta} \dots \dots \dots (43)$$

內M爲配水係數β之值由(39)式決定

深層滲漏損失可用下法計算，如令hs'代表表土吸水量，又令圖(19)中之CS線爲排水時期終了後之吸水深度曲綫，則圖中RCC面積除以農地長度b後，即代表以深度

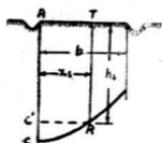


圖 9.

計之滲漏損失。

令 $A_1 = ATRC$ 面積 $A_2 = ATRC'$ 面積 $C'R = X_s$

則用 (37) 式可得

$$h_s = h_i + V_m t_i + h_i \log_e \left(1 - V_m \frac{X_s}{q} \right)$$

再利用 (41) 式可得

$$X_s = \frac{q}{V_m} \left[1 - e^{-m} \right]$$

$$\text{因 } M_1 = \frac{m h_{av} - h_s}{h_i}$$

$$\frac{A_1}{b} = \frac{1}{b} \int_0^{h_s} h dX = \frac{1}{\beta} \left[(m h_{av} - h_i) + (h_i - h_s) e^{-M} \right]$$

$$\frac{A_2}{b} = \frac{X_s h_s}{b} = \frac{1}{\beta} (h_s - h_s e^{-M})$$

由此得深層滲漏損失

$$h d p = \frac{A_1 - A_2}{b}$$

$$\text{即 } h d p = \frac{1}{\beta} \left[m h_{av} - h_c - h_i \left(1 - e^{-\left(\frac{m h_{av} - h_s}{h_i} \right)} \right) \right] \dots \dots (44)$$

上式惟 $m h_{av} > h_s$ 時可用，因如小於 h_s 則 $h d p = 0$ 也。

(17) 理論之應用步驟

(子) 根據農田土質求土壤之 $h-t$ 曲線及表土蓄水量 h_s (丑) 選用配水係數 $m = 1.2$ (寅) 選 h_{av} ($h_{av} < h_s$ 如用 $h_{av} < \frac{h_s}{m}$ 則可免深層滲漏損失)(卯) 求取 $h-t$ 曲線 $t < t_i$ (灌水時間) 段之代用直線之常數 h_i 及 V_m' 並由 $m h_{av} = h_i + V_m t_i$ 求 t_i 之值(辰) 應用 (39) 式決定 β 之值由此得灌水速度 $u = V_m / \beta$ 灌溉水深 $h_0 = u t_i$ 表面損失 $h_{s.w.} = h_0 - h_{av}$

$$\text{深層滲漏損失 } hd_p = \frac{1}{\beta} \left[m(uv - h_s - h_i) \left(1 - e^{(-) \frac{mhav - h_s}{h_i}} \right) \right]$$

$$\text{水量損失百分比} = \frac{h_{sw} + hd_p}{f_0}$$

(巳)選用其他hav之值，用同法求水量損失百分比，然後繪一hav與損失百分比曲綫，由此曲綫上求損失百分比最小之hav。通常以減少灌溉次數關係，選用之hav不宜與hs相差過遠，故事實上當以 $hav = \frac{h_s}{m}$ 為最低之實際限度。

五 塘灌法之水力理論

(18) 塘灌法概說

在塘灌法中，農田係用土堤圍成格子(Check)狀，格子之大小通常約400至4500平方公尺(約 $\frac{1}{2}$ 至7市畝)長寬之比約為1:1至4:1，較陡之地面宜用較大比率，格子灌水後即成一水塘，塘中之水通常無出口，故灌水後全部水分除少量之蒸發損失外，均可吸入土壤。採用塘灌法之農田最適宜之地面坡度大致為 $\frac{1}{2000} - \frac{1}{300}$ 。若坡度大於 $\frac{1}{100}$ 則以用他法灌溉為宜。

塘內農地宜略有坡度，進水口附近之地面宜較高，離進水口愈遠則宜愈低。此項坡度可使灌水時覆蓋地面所須之時間減短，灌水停止後進水口附近涸出較早，藉使全部農田進水均勻，並免進水口附近發生深層滲漏損失。

塘灌法之灌水速度愈速愈妙，因過低，則各地吸水不能均勻，通常最低之極限為0.006公厘/分。塘中積水之時間，如地面尚未種作物，則長越一星期亦無妨礙，如地面已有作物，則積水時間以不妨礙作物之生長為度。

塘灌法之特點為無表面損失，再如地面有適當之坡度，灌水速度較大，則深層滲漏亦可盡量減少或避免，惟地面積水如過久，則蒸發損失當甚可觀。

(19) 土壤吸水率。

塘灌法之土壤吸水率可用下法推演(參見圖(3))令u為灌水速度：

Z 為 t 時間地上之水深。

S 為浸潤綫(t 時間)之深度

則作用在 AB 土柱中水分自由體上之各力為(參閱2節)

$$F_c = \gamma G_n A H_c$$

假定灌水時間為 t_i 則在 $t \leq t_i$ 時

$$F_g = \gamma z A = \gamma A [ut - G_n S]$$

$$t \leq t_i \text{ 時 } F_g = \gamma A [ut_i - G_n S]$$

$$F_s = \frac{\gamma}{k} AS \frac{ds}{dt}$$

$$W = \gamma G_n AS$$

$$\text{因 } F_c + F_g + W = F_s$$

$$\text{故 } t \leq t_i \text{ 時 } G_n h_c + ut = \frac{1}{K_c} S \frac{ds}{dt}$$

利用邊界條件 $t=0$ $S=S_i$ (見(2)節) 得上式之積分爲

$$S = \sqrt{S_i^2 + K_c h_c t} + \frac{1}{2} \frac{K_c}{G_n} ut^2 \dots \dots \dots (45a)$$

當 $t=t_i$ 時 S 之值爲

$$[S] t=t_i = \sqrt{S_i^2 + K_c h_c t_i} + \frac{K_c}{2 G_n} ut_i^2 \dots \dots \dots (45b)$$

如 $t \leq t_i$ 則

$$G_n h_c + ut_i = \frac{S}{K_c} S \frac{ds}{dt}$$

將此式積分並用邊界條件 $t=t_i$, $S=[S] t=t_i$ ((45b)式) 可得

$$S = (\sqrt{t} - \sqrt{t_i}) \sqrt{2 K_c h_c} \left(1 + \frac{ut_i}{G_n h_c} \right) + \sqrt{S_i^2 + K_c h_c t_i} + \frac{K_c}{2 G_n} ut_i^2 \dots \dots (95)$$

由(45a)及(45b)可求得吸水深度 h 與時間 t 之關係爲

$$t \leq t_i \quad h = G_n \sqrt{S_i^2 + K_c h_c t} + \frac{K_c}{2 G_n} ut_i^2 \dots \dots \dots (46a)$$

$$t \leq t_i \quad h = G_n \left\{ (\sqrt{t} - \sqrt{t_i}) \sqrt{2 K_c h_c} \left(1 + \frac{ut_i}{G_n h_c} \right) + \sqrt{S_i^2 + K_c h_c t_i} + \frac{K_c}{2 G_n} ut_i^2 \right\} (46b)$$

(20) 灌水時間與地面積水時間

如 h_s 代表土壤之表土蓄水量，再如擇定 h_0 ($\equiv h_s$) 爲灌溉水深，則選用之灌水時間 t_i 應爲

$$t_i = \frac{h_0}{u} \dots \dots \dots (47)$$

(附註：因塘灌法無表面損失，故可假定 $h_0 = h_{av}$)

應用塘灌水時，地面為水所覆蓋之時間往往甚長或致有礙作物之生長，此項地面積水之時間(即等於開始灌水時起至水分全部吸收時止) \$t_p\$ 可由(46)及(47)式求得：

$$t_p = \frac{1}{2 Kc^2 hc \left(1 + \frac{l_0}{Gn^2 hc}\right)} \left\{ \begin{array}{l} \frac{l_0}{Gn} + \sqrt{2 \left(1 + \frac{l_0}{Gn^2 hc}\right) kc^2 hc \left(\frac{l_0}{u}\right)^2} \\ - \sqrt{Si^2 + \frac{kc^2 c^2 l_0}{u} \left(1 + \frac{l_0}{2 Gn^2 hc}\right)} \end{array} \right\} \quad (48)$$

如土質緊密則因 \$hc\$ 甚高 \$t_p\$ 可用下列近似公式估計，即

$$t_p \approx \frac{1}{2 kc^2 c} \left\{ \frac{l_0}{Gn} + \sqrt{2 kc^2 hc \left(\frac{l_0}{u}\right)^2} - \sqrt{Si^2 + \frac{kc^2 c^2 l_0}{u}} \right\} \dots \dots (49)$$

積中時間之許可限度視作物及氣溫而異，未可一概而論，倘用上式求得之 \$t_p\$ 超過許可限度，則惟有增加灌水次數，減低每次之灌水深度(亦即減低 \$h_{av}\$)或改用灌溉法耳。

六 黃土灌水法之選擇

中央水利實驗處土工試驗室前曾就咸陽西安蘭州等地採取之黃土土樣作土壤吸水率試驗(其詳細結果可參閱該處已出版之報告“黃土毛管透水之滲水速度試驗報告”)此項初步試驗測得之毛管升高度 \$hc\$ 及 \$kc\$ 之約值列表如下：

	咸 陽	西 安	荆 峪 溝	昭 化	蘭 州	寶 鷄
\$l_c\$ (以厘米計)	65	446	429	340	266	552
上昇試驗 \$kc\$ (以公厘/分計)	\$0.9 \times 10^{-3}\$	\$31 \times 10^{-3}\$	\$2.1 \times 10^{-3}\$	\$1.0 \times 10^{-3}\$	\$2.5 \times 10^{-3}\$	\$1.3 \times 10^{-3}\$
\$n\$ (孔隙率)	.70	.73	.56	.60	.7	.68
下滲試驗 \$l_c\$ (以公厘/分計)	\$0.75 \times 10^{-3}\$	\$3.2 \times 10^{-3}\$	\$2.2 \times 10^{-3}\$	\$3.2 \times 10^{-3}\$	\$1.1 \times 10^{-3}\$	\$1.2 \times 10^{-3}\$
\$n\$ (孔隙率)	.70	.72	.63	.69	.66	.69
\$\alpha = Gr \sqrt{2kc^2 hc}\$ (G=1)	0.22	0.38	0.73	0.55	0.77	0.82
	0.68	1.21	0.87	1.02	1.53	0.79

觀上表可見各種黃土 \$Gn \sqrt{2kc^2 hc}\$ 即 \$\alpha\$ (見(10)式及(11)式)之約值均在0.22至1.53之間，故如欲此種土壤吸水0公厘，則所需時間約為 \$t_1 = \left(\frac{20}{\alpha}\right)^2 = 820\$ 至 170分鐘間，即灌水速度 \$u\$ 約為0.0075-0.017公厘/分，參閱前述各章各種灌水法之實用界限，可見此類土壤宜用溝灌法或塘灌法灌溉較為疏鬆之黃土如蘭州黃土雖可勉強用漫

灌法施灌，但灌溉水深則不宜超過 10 或 15 公厘，否則表面損失量將甚可觀。

七 結 論

(1) 土壤之吸水速率，視土壤常數 K_c (毛管透水係數) h_c (毛管昇高度) 及 S_i (最初吸入水深) 而異，此項常數可用簡易之試驗測定，如地層之土質上下有變化，則土壤之吸水規律可直接於土地上實測。

(2) 應用各種灌水法時，土質，地形，灌溉水量，農田佈置與水量損失等因子間之相互關係，可用理論求取。

(3) 農田用漫灌或溝灌法灌水時，如欲土壤吸水均勻與充足，同時將水量損失減至最低限度，則必須選用一定之灌水速度與灌溉水深 (或灌水時間)，此項灌水速度與灌溉水深 (或灌水時間) 之數值，視土質而異。可用理論決定。

(4) 農田用塘灌法灌水時如灌水速度大，地面坡度適當，則可完全免除表面損失及深層滲透損失，但地面積水時間如過久，則將有礙作物之生長與增加水面蒸發損失，此項積水時間可用理論估計。

(5) 黃土農地宜用溝灌法或塘灌法灌溉。疏鬆之黃土雖可勉強用漫灌法施灌，但灌溉水深不宜超過 10 或 15 公厘。

八 附 錄

漫灌法中水流行程與時間關係之數學分析：

漫灌法中之土壤吸水深度 h 與時間 t 之關係可用下式表明，即

$$h = h_i + \infty \sqrt{t} \dots \dots \dots (11)$$

根據此種吸水規律求得灌水時期水流行程 X 與時間 t 之關係為

$$\frac{dx}{dt} = \frac{q}{H+h_i} - \frac{\infty}{2(H+h_i)} \int \frac{X=x}{X=\sqrt{x}} \dots \dots \dots (14)$$

假定 X 與 t_x 之關係可用一無限級數代表，即

$$x = a_0 + a_1 (\sqrt{t_x}) + a_2 (\sqrt{t_x})^2 + \dots \dots \dots + a_m (\sqrt{t_x})^m + \dots \dots \dots$$

$$\text{或 } x = \sum_{m=0,1,2,\dots}^{\infty} a_m (\sqrt{t_x})^m = \sum_{m=0,1,2,\dots}^{\infty} a_m z_x^m \quad (b)$$

內 $z_x = \sqrt{t_x}$

則代入(14)式可得

$$\frac{dx}{dt} = \sum \frac{m a_m}{2} z_x^{m-2}$$

$$\int_{X=0}^{X=t} \frac{dX}{\sqrt{tx-t}} = \int_{z_x=0}^{z_x=z_x} \frac{z_x \left(\frac{dz_x}{dz} \right) dz}{\sqrt{z_x^2 - z^2}} = \Sigma \int_0^1 \frac{z_x^m z_x^{m-1} \left(\frac{z}{z_x} \right)^{m-1}}{\sqrt{1 - \left(\frac{z}{z_x} \right)^2}} d \left(\frac{z}{z_x} \right) \quad (c)$$

$$(b) \quad z = \sqrt{t} \quad X = \Sigma u_n (\sqrt{t})^m = \Sigma a_m z^m$$

→ (C)式中 $u = z/z_x$ 則得

$$\int_0^x \frac{dX}{\sqrt{tx-t}} = \Sigma m a_m z_x^{m-1} \int_0^1 \frac{u^{m-1}}{\sqrt{1-u^2}} du$$

閱 Pierce" Short Table of Integrals" p.62 Formula 4F2. 可知

$$\int_0^1 \frac{u^{m-1}}{\sqrt{1-u^2}} du = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \frac{\Gamma\left(\frac{m}{2}\right)}{\Gamma\left(\frac{m+1}{2}\right)}$$

內 Γ 為 Gamma Function 由此得

$$\int_0^x \frac{dX}{\sqrt{tx-t}} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \Sigma m a_m z_x^{m-1} \frac{\Gamma\left(\frac{m}{2}\right)}{\Gamma\left(\frac{m+1}{2}\right)} \quad (d)$$

將(b),(d)二式代入(14)式則得

$$\Sigma \frac{m a_m}{2} z_x^{m-2} + \frac{x \sqrt{\pi}}{4(H+hi)} \Sigma \frac{m \Gamma\left(\frac{m}{2}\right)}{\Gamma\left(\frac{m+1}{2}\right)} a_m z_x^{m-1} = \frac{q}{H+hi} \quad (e)$$

在(e)式中, z_x^{m-2} 各項係數之和等於零即

$$\frac{m a_m}{2} + \frac{x \sqrt{\pi}}{4(H+hi)} \frac{(m-1) \Gamma\left(\frac{m-1}{2}\right)}{m \Gamma\left(\frac{m}{2}\right)} a_{m-1} = 0$$

$$\text{故} \quad a_m = (-) \frac{x \sqrt{\pi}}{2(H+hi)} \frac{(m-1) \Gamma\left(\frac{m-1}{2}\right)}{\Gamma\left(\frac{m}{2}\right)} a_{m-1}$$

因 $m \Gamma(m) = \Gamma(m+1)$ 故上式可簡化為

$$a_m = (-) \frac{x \sqrt{\pi}}{2(H+hi)} \frac{\Gamma\left(\frac{m+1}{2}\right)}{\Gamma\left(\frac{m+3}{2}\right)} a_{m-1}$$

茲因本問題之邊界條件為

$$t_x=0, \quad x=0 \quad \text{及} \quad t_x \rightarrow 0 \quad \frac{dx}{dt_x} \neq \infty \text{ (無限大)}$$

$$\text{故} \quad a_0=0 \quad a_1=0,$$

在(e)式中因左方之常數項應等於右方之 $\frac{q}{H+hi}$

$$\text{故} \quad a_2 = \frac{q}{H+hi} \dots \dots \dots (h)$$

由(h)式及(f)式可以求得 $x = \sum a_m (\sqrt{t_x})^m$ 中 a_m 諸值為

$$a_m = (-1)^m \frac{\left[\frac{\pi \alpha^2}{4(H+hi)^2} \right]^{\frac{m-2}{2}}}{\Gamma\left(\frac{m+2}{2}\right)} \left(\frac{q}{H+hi} \right) \quad (i)$$

代入(a)式得(14)式之通解為

$$x = \frac{q}{H+hi} \sum_{m=2,3,4,\dots}^{\infty} \frac{\left[\frac{\pi \alpha^2}{4(H+hi)^2} \right]^{\left(\frac{m}{2}-1\right)}}{\Gamma\left(\frac{m}{2}+1\right)} (-\sqrt{t_x})^m \quad (j)$$

$$\text{如令} \quad T = \frac{\pi \alpha^2}{4(H+hi)^2} t_x \quad (16)$$

則(j)式可簡寫為

$$X = \frac{4(H+hi)}{\pi \alpha^2} q \sum_{m=2,3,4,\dots}^{\infty} (-1)^m \frac{T^{\frac{m}{2}}}{\Gamma\left(\frac{m}{2}+1\right)}$$

$$\text{或} \quad X = \frac{4(H+hi)}{\pi \alpha^2} q \left\{ \sum_{m=1,2,3,\dots}^{\infty} \frac{T^n}{n} - \sum_{n=1,2,3,\dots}^{\infty} \frac{T^{n+\frac{1}{2}}}{\Gamma\left(n+\frac{3}{2}\right)} \right\}$$

$$\text{即} \quad X = \frac{4(H+hi)}{\pi \alpha^2} q \left\{ (e^T - 1) - \sum_{n=1,2,3,\dots}^{\infty} \frac{T^{n+\frac{1}{2}}}{\Gamma\left(n+\frac{3}{2}\right)} \right\} \quad (k)$$

(k)式可寫作

$$x = \frac{4(H+hi)}{\pi \alpha^2} q \Phi \quad (15)$$

$$\text{丙 } \Phi = e^T - 1 - \sum_{n=1,2,3,\dots}^{\infty} \frac{T^{n+\frac{1}{2}}}{T \left(n + \frac{3}{2} \right)} \quad (17)$$

$$\text{或 } \Phi = e^T - 1 - 2 \sqrt{\frac{T}{\pi}} \sum_{m=1,2,3,\dots}^{\infty} \frac{(2T)^m}{(2m+1)(2m-1)\dots 5 \cdot 3 \cdot 1}$$

利用(17)式求Φ，當T之值小於2時，收斂尚速，故計算並無困難。但T>2或3時則(17)式收斂極緩，不能用以求Φ之值。

今如研究(17)式中之級數，

$$y = \sum_{n=1,2,3,\dots}^{\infty} \frac{T^{n+\frac{1}{2}}}{T \left(n + \frac{3}{2} \right)} \quad (1)$$

可見此級數滿足下列之微分方程式，即

$$\frac{dy}{dT} = y + T \left(\frac{3}{2} \right) \quad (m)$$

$$\text{或 } \frac{dy}{dT} = y + \frac{2}{\sqrt{\pi}} \sqrt{T}$$

此式各項如乘以 $e^{(-)T}$ 則即成一準微分方程式 (Exact differential equation) 其解答為

$$y e^{(-)T} - \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int T^{\frac{1}{2}} e^{(-)T} dT = C \quad (n)$$

內C為一積分常數，利用下列公式(見Goursat: "Mathematical Analysis" vol.I P120)

$$\int_0^b e^{\omega z} f(z) dz = \left[\frac{e^{\omega z}}{\omega} \left\{ \frac{f(z)}{\omega} - \frac{f'(z)}{\omega^2} + \dots + (-1)^n \frac{f^{(n)}(z)}{\omega^{n+1}} \right\} \right]_a^b$$

$$\text{得 } y = C e^{T-2} \sqrt{\frac{T}{\pi}} \left[1 + \frac{1}{2T} - \frac{1}{(2T)^2} + \frac{1 \cdot 3}{(2T)^3} \dots \dots \dots + (-1)^{n+1} \frac{1 \cdot 3 \cdot 5 \dots (2n-1)}{(2T)^n} \right]$$

將此式代入(17)式，應用邊界條件 $T = \infty$ (T 接近無限大時) $\frac{dx}{dt} = 0$ 可得 $C = 1$

即

$$y = \sum_{n=1,2,3,\dots}^{\infty} \frac{T^{n+\frac{1}{2}}}{T \left(n + \frac{3}{2} \right)} = e^{T-2} \sqrt{\frac{T}{\pi}} \left[1 + \frac{1}{2T} - \frac{1}{(2T)^2} + \frac{1 \cdot 3}{(2T)^3} \dots \right]$$

代入(17)式則得

$$\Phi = 2 \sqrt{\frac{T}{\pi}} \left(1 + \frac{1}{2T} - \frac{1}{(2T)^2} + \frac{1 \cdot 3}{(2T)^3} - \dots \dots \right) - 1 \quad (17a)$$

上述半收斂級數(Semi Convergent Series)爲 Φ 之近似公式，可用以求取 $T > 2$ 時 Φ 之約值，此式收斂極速，故用

$$\Phi = 1.13 \sqrt{T} \left(1 + \frac{1}{2T} \right) - 1$$

即可。

河槽過渡曲綫之規劃

嚴 愷

治河工程之目的，主要為便利航運及保護都市田廬，勿使遭受水患。以言前者，河槽必須寬深適宜，水流平緩，以利舟楫，凡此多有賴於合理之治導或閘堰工程。以言後者，則洪水之為害盡人皆知；而沿河田舍財產因河槽變遷無定所受之損害，亦不容忽視。防護方法不外施用治導工事（束水工事與護岸工事）以固河槽；築堤以防水；或作壩以攔洪。他如便利都市農田之排水，降低沿河兩旁地下水位等，亦多需整理河槽以暢水流。是以治河之目的雖有不同，治理之方法因亦各異，但求河槽之固定整齊，水流通暢，則屬一致之需要。吾人試觀未加整治，任其荒廢之天然河道，水無定槽，泥沙到處停積，航行之利既微，沿河田舍亦以河槽遷徙無定，失其屏障。且每遇洪水冰漸，水流不暢，輒氾濫成災，兩岸之排水亦受阻礙。整理河槽使之固定規順，其重要可知。

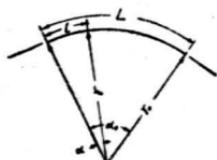
整理河槽，要在順勢以導，不可強制；尤以通航河道之治導，最宜注意。蓋普通河流，一二公尺航深之增加，均有賴於計劃之精確與實施之審慎也。治導工事之規劃應以設計河槽之橫斷面與規定中水河槽之槽綫最為重要。此二者計劃得當，事半功倍；否則，必難獲得預期之結果。茲僅就規劃中水河槽槽綫一項，略加申述如次。

對於河槽槽綫與水深之關係首先加以有系統之研究者當推法入 L. Farque 氏。氏根據觀察 Garonne 河之結果曾歸納得六項結論，至今仍不失為規劃槽綫之指導原則（註一）。氏指出欲求河槽固定，深濶與整齊河槽之中綫必須為凹凸相間之曲綫，中間隔以直綫。曲綫並須長短適中，其灣度自曲綫之兩端起逐漸增加，形成過渡式之曲綫（Transitional Curves）。關於過渡曲綫一層，有主張採用拋物綫者，亦有主張採用螺旋綫（Spiral）或雙瓣綫（Lemniscate）等曲綫者，惟無論採用上述何種曲綫，其對於維持河槽固定整齊所具之功效均較單純之圓弧綫為優。所感困難者僅如何能使此項過渡曲綫與原來之河槽中綫互相啣接配合，不致使二者相差太遠。否則，河槽位置變動太甚，困難多而不經濟。

本文所介紹之過渡曲綫規劃方法，即可免除上述之困難。此法原係應用於鐵路之灣道。嗣經 R. Winke 氏（註二）擬議於河灣之過渡曲綫。惟原文所述極為簡略，特為闡述，以供參攷。

本方法之基本觀念，係根據於所謂“灣度綫”（Kruemmungsbild）與“角度綫”

(Winkelbild)。圖一(乙)。(丙)顯示圓弧暨兩端切線之灣度線與角度線。



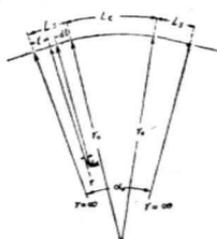
圖一(甲)

切線部份灣度 $\frac{1}{r} = 0$ ，圓弧部份灣度為固定值 $\frac{1}{\gamma_0}$ 。

至於弧之中心角 α 則與弧長成正比例，即

$$\alpha = \frac{1}{\gamma_0} L$$

故圓弧部份之角度線為一傾斜之直線。切線部份，角度不變，角度線應與橫座標平行。自圖一(乙)可知，在切點灣度自 $\frac{1}{r} = 0$ 突轉為 $\frac{1}{r} = \frac{1}{\gamma_0}$ ，倘河槽槽線亦按此規劃，水流被逼驟改流向，自將產生不良之影響。為使河灣處水流逐漸改變其流向，河灣兩端應加過渡曲線，其灣度可自切點起與曲線之長度成比例增加。此項關係可用灣度線表示之，如圖二(乙)所示。至於角度線則可自下列關係求得之[見圖二(甲)]：



L_s : 過渡曲線 L_c : 圓弧

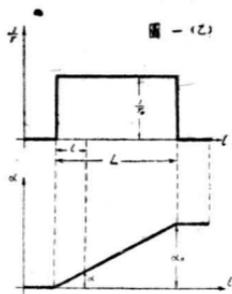
圖二(甲)

$$d\alpha = \frac{1}{r} dl$$

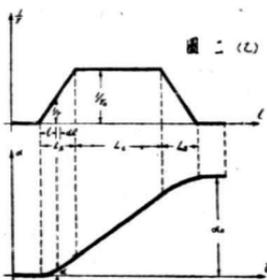
故
$$\alpha = \int \frac{1}{r} dl$$

但
$$\frac{1}{r} = \frac{1}{\gamma_0} \frac{1}{L_s}$$

故
$$\alpha = \frac{1}{\gamma_0 L_s} \int dl = \frac{1}{\gamma_0 L_s} \frac{l^2}{2}$$



圖一(丙)



圖二(丙)

自上式可知此過渡曲線之角度綫應為拋物線如圖二(丙)所示。茲將此法用於規劃河槽綫。設舊河槽中綫暫以圓弧，兩端切以直綫表示之。問題為如何能於河灣之兩端插入上述之過渡曲綫，同時並使新舊河槽中綫不致相差太遠(圖三)新舊槽中綫之關係可以二者間之垂距 e 表示之。吾人倘能求得二者之間在任何一點之垂距則新槽中綫之位置即可確定。設在距離新舊槽中綫交點 d_1 處，二者間之垂距為 e_1 (圖四)。

$$e_1 = JK = d_1 (\angle JPK)$$

但 $\angle JPK = \beta_1 = \alpha_{A_1} - \alpha_{B_1}$

$$故 e = (\alpha_{A_1} - \alpha_{B_1}) d_1$$

在距離P點 $d_1 + d_2$ 處，二中綫間之垂距為

$$e_2 = LM$$

自K點繪一曲綫與 JL 平行，此段曲綫在 N 點與 TM 相交，則

$$LN = e_1$$

$$NM = d_2 (\angle NKM)$$

但 $\angle NKM = \beta_2 = \alpha_{A_2} - \alpha_{B_2}$

$$故 e_2 = LN + NM = (\alpha_{A_1} - \alpha_{B_1}) d_1 + (\alpha_{A_2} - \alpha_{B_2}) d_2$$

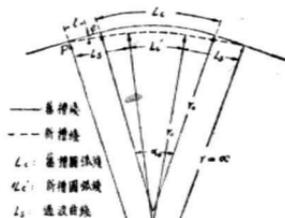
以此類推，在任何一點二中綫間之垂距應為：

$$e = \int (\alpha_A - \alpha_B) dl$$

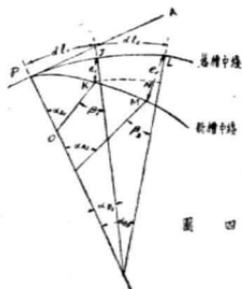
換言之，在任何一點二中綫間之垂距應為在此點以上二中綫角度綫間所包括之面積。

是以吾人僅須將舊槽中綫之灣度綫與角度綫繪出，然後再根據此二者擬定新槽中綫之灣度綫與角度綫，即可確定新槽中綫之位置。茲將規劃槽綫之步驟歸納如次：

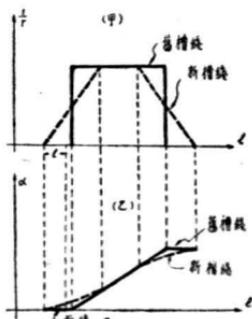
- (一) 將舊槽之槽綫簡化，以圓弧及切綫代表之。
- (二) 繪上項圓弧之灣度綫如圖五(甲)實綫所示。
- (三) 假設新河槽中綫之灣度綫如圖五(甲)虛綫所示(河灣之兩端各插入過渡曲綫)。新



圖三



圖四



圖五

舊灣度綫與橫坐標間所包括之面積必須相等，蓋此項面積係代表河灣之中心角也。

(四)根據灣度綫繪製新舊槽中綫之角度綫如圖五(乙)。

(五)計算各點之垂距(即角度綫間之面積)，新槽中綫之位置因以確定。

(六)根據新槽中綫及中水河槽之寬度，確定兩岸之新岸綫。

應用本方法規劃河槽綫之優點，一為河灣之灣度自零度起逐漸增加，極有規律，對於維持中水河槽之固定整齊，甚為重要；一為新槽綫之位置係根據原有槽綫推算而得，二者不致相差太遠，定綫亦較簡捷，故頗有排用之價值。

註一： Van Ornum, The Regulation of Rivers, P.148。

註二： R. Winkel, Die Grundlagen der Flubregelung, P.25。

流體力學概說

Arthur Ellwood 著 姚 齊 劉椿榮 譯

現代水力科學，自有其歷史性之背景。其演進之步驟，可劃為三期，茲分述如下：第一期，始於十九世紀中葉，期時從事研究者分趨於兩派：其一乃專研討水動力學 (Hydrodynamics)；其二則致力於所謂“實驗水力學”(Empirical Hydraulics) 者也。

水動力學為抽象之數理研究，其所得之方程式，率皆不能供工程技術家利用，以解算其日常之問題。是以必須研求實用之公式，俾使在形狀、材料各異之管道或渠道中計算水流均能適應。基本關係公式之推究雖屬有建樹(例如 Chezy 氏公式)。然對於各公式中之常數，均付之闕如。此種常數須視管壁之摩擦力與其他因素而異。於是實驗主義 (Empiricism) 之學風乃日漸流行。學者輩出，對於水工技術界所需之「公式常數」探索貢獻，不遺餘力。沿至今日之各種水工建築，給水及污水工程等猶賴此類「常數」以為設計之工具焉。

第二期水力科學之進展泊乎 1883 年 Osborne Reynolds 氏理論之解說發表以還。其時水力學家之目標，皆欲設法將各種實驗和常數，加以連繫與調整，俾得一普遍之常數而能廣施於各式樣之管道中，且適用於不同情況下之水流。

水流在圓管內普通之公式為

$$S = \frac{f}{4R} \frac{U^2}{2g} \quad (1)$$

式中 S = 管道比降

f = 摩擦係數

R = 水半徑

U = 平均流速

水力學者曾蒐集有關管道之資料，將摩擦係數(f)對於 Reynolds 數(R)在對數方格紙上，製成曲綫，以研究兩數相互之關係。

$$\text{Reynolds 數 } R = \frac{UD}{\nu} \quad (2)$$

式中 U = 平均流速

D = 管直徑

$$\nu = \text{運動黏滯力} = \frac{\mu}{\rho}$$

由於 Blasius 氏與 Nikuradze 氏之研究，"f"之數值當 R 約等於 2000 以下，其水流為層流 (Laminar Flow) 時，

$$f = \frac{64}{R} \quad (3)$$

Blasius 在 1912 年測定當 R 等於 2000 至 100,000 其水流為混流 (Turbulent Flow) 時，

$$f = \frac{0.2164}{R^{0.25}} \quad (4)$$

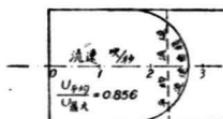
1932年 Nikuradze 氏測定光滑管道之 f 值，當 R 值約等於 100,000 至 10,000,000 時，

$$f = 0.0032 + \frac{0.221}{R^{0.237}} \quad (5)$$

第三期水力學之研討，即係吾人現時所參與討論者，首始引用"混流" (Fluid Turbulence) 之概念。對於流體流動時之內部機構，做質與量之研究，而推出流速分佈曲線及周圍阻力，(Boundary Resistance) 公式。

以下之討論為就 Prandtl 與 Von Kármán 兩氏所公佈之新概念，做初步之論述。其中無數學之演繹，因此等推算可由參考書中查出。其主要之目的乃敘述現代流體力學中各種公式之物理意義。此篇中之圖解與符號皆根據 B.A. Bakhmeteff 教授所用者。

數十年前，工程師及水力學家已知管道中滿流時流速之分佈並不一致，僅知自管壁至中心由最小之流速增最大至。New York 所用之 48 吋管道，其流速之分佈曲線如第一圖：



第一圖 New York 某48吋
管道之流速分佈曲線

由 $U = \frac{Q}{A}$ 式中所求得之流速僅為"平均流速"，約較最大流速小百分之十乃至

二十。因此在 Bernouilli 公式中用 $\frac{U^2}{2g}$ 代表流速水頭 (Velocity head) 並非完全正確。在精確之計算中，須加入改正因數如 α 或 β 等。如根據經過任何截面之動能計算，則

$$\alpha = \frac{\int_0^A U^3 dA}{U_m^3 A} \quad h = \alpha \frac{U_m^2}{2g} \quad (6)$$

如根據截面之每秒動量計算，(Momentum Per Sec.) 則

$$\beta = \frac{\int_0^A U^3 dA}{U_m^3 A} \quad h = \beta \frac{U_m^2}{2g} \quad (7)$$

流體在管道內流速分佈之數學公式，為近代水力學者所努力尋求目標之一。此問題曾由 Th Von Karman 氏作有較滿意之解答。

1687年 Issac Newton 氏在 Principia 著作中，首先發表其層流切綫應力 (Tangential Stress) 之定律及公式，並示出假定某流體對於距離 y 遠之另一流體層以 U 速度作相對運動時，其流速之分佈成一三角形。且在此運動之流體中，其剪應力 (Shear stress) 應為

$$\tau = \mu \frac{dU}{dy} \quad (8)$$

其中 μ = 絕對黏滯係數 (Absolute Viscosity Coeff.)

Hagen 與 Poiseuille 二氏引用 Newton 氏之假說推演其層流 (Viscous Flow) 之著名公式如下：

$$U_{\text{平均}} = - \frac{dP}{dx} \frac{d_0^2}{32\mu}$$

式中 d_0 = 直徑

μ = 絕對黏滯係數

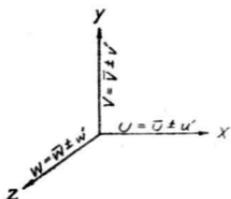
$$\frac{dP}{dx} = \text{壓力梯度或單位長度之壓力損失}$$

由此可知可知層流中水頭損失，隨流速之一次方數而變。Poiseuille 氏公式亦述明在層流中，其最大流速為平均流速之二倍。

混流則不具固定之型式。其每一微粒隨時間所受之波動為固定或不定全然不能判斷。雖渦流 (Vortex Flow) 或亦可發生混動之結果，但混流實異於渦流。渦流之混動所呈現者為大小之旋渦，借此可傳導動量，由某層以至於他層，且能使能力消

失。

就數學而言，混流中每一微粒之瞬時速度（Instantaneous Velocity）可由三個向量（Vectors） U, V 與 W 在立體座標中表示之，如第二圖。各流速之波動（Velocity Fluctuates）對時間而言，成偶然之形式（Haphazard Fashion）。由於平均速度 \bar{U}, \bar{V} 及 \bar{W} 與相當方向之波動 U', V' 及 W' 而造成各流速。假如水流為 x 軸之方向，則其平均流速 U 為一定數，同時平均流速 V 及 W 則皆為零。



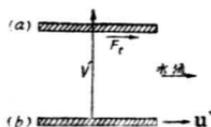
第二圖 混流中每微粒之
流速向量 U, V 及 W

混流之作用雖近於完全紊亂，但根據其分佈之統計，可示出其與正規錯誤定律（Normal Error Law）及頻率分佈曲線（Frequency Distribution Curve）相符合。故可採用統計方法研究混流之狀態。Von Karman, G.I. Taylor 與 A.A. Kalinske 三氏曾用此法研究。關於此項理論之數學推算等，姑從略。本文只提現代水力學者，可尋此途徑以求得 Bakhmeteff 氏所謂之“水流變化之神祕性”之解答也。

動量之變換為混流中重要之因素，此點吾人必須加以注意。例如在第三圖中，設水層（Filament） b 對於水層 a 發生 u' 之流速運動，同時其橫斷流速（Cross Current velocity）為 v' 則由 b 至 a 將有一動量之交換。由此形成一相切力 F_t ，乃得切線單位應力 τ ，其值為

$$= \rho v' u' \quad (10)$$

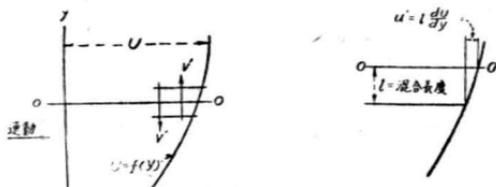
式中 ρ = 密度



第三圖 混流動量之
交換所得之相
切應力

“混合長度”（Mixing Length）為混流理論中之另一概念。例如第四圖所示之速度分佈曲線，其中 v' 表示速度之相交向量（Crosswise Vector），Prandtl 氏介紹任何水流區域內其橫斷距離之參變數（Parameter），經此之任一微粒均用混動之混合方式流過（與氣體動力理論之“平均自由路徑”相類似）此即所謂“混合長度”。

第四圖 混流中決定「混合長度」之圖解演繹



自第四圖可知軸心分力如下

$$u' = l \frac{dU}{dy} \quad (11)$$

其中 $\frac{dU}{dy}$ = 局部流速梯度 (Local Velocity Gradient)

假定就平均情形而論，此分力 U' 及 V' 必為同方次，因此皆與 $l = \frac{dU}{dg}$ 成正比。

$$\text{或 } \tau = PV'u' = \rho l^2 \left(\frac{dU}{dy} \right)^2 \quad (12)$$

$$\tau = \left(\rho l^2 \frac{dU}{dy} \right) \frac{dU}{dy} = \varepsilon \frac{dU}{dy} \quad (13)$$

上式為 Prandtl 氏方程式，與計算黏滯阻力 (Viscous Resistance) 之第(8)公式 $\tau = \mu \frac{dU}{dy}$ 相類似。式中因數 ε 有時稱為「因混流而成之機械黏滯係數」(Mechanical Viscosity)。

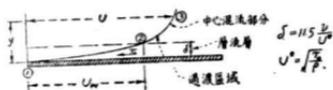
混流之形式僅隨時間與長度而變化，此現象在任何管道之大部斷面中，作相同之混流試驗，可得明顯之證明。

Von Kármán 氏根據水動力學之原理推出混合長度與「通用常數」(Universal Constant) 之關係如下式。

$$l = K \frac{dU}{\frac{d^2U}{dy^2}} \quad (14)$$

式中 K 為 Von Kármán 氏之「通用常數」其數值與管壁之性質無關。據 Nikuradze 氏之試驗， K 值可採用 0.40 (K 值或可在 0.32 至 0.40 之間)。在液體實際之流動中，其剪力受擾動與黏滯二者之影響(第五圖)。其全應力 (Total stress) 為層流公式(8)及混流公式(12)之綜合，即

$$\tau = \mu \frac{dU}{dy} + \rho l^2 \left(\frac{dU}{dy} \right)^2 \quad (15)$$



第五圖 管道中流速分佈
之新概

在管道之中心部分，有一混合程序之自由機會，且黏滯性不影響於剪力。當 Reynolds 數甚大時，吾人可假定其為完全混流，並對(15)式中之黏滯影響可以不計，同時其應力隨速流之平方而變，但在 Reynolds 數很小時，則黏滯之影響至為重要，且其剪力隨流速而變，此流速之方次小於二。

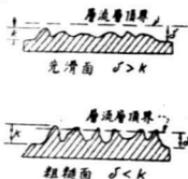
在管壁處水流之混合長度應為零；因固體邊界阻止橫斷水流之運動所生之動量交換也。因此在(15)式中之末項可略去，僅餘黏滯部分，如此則在管壁處必為層流。

茲將管道中水流之新概念列下：沿邊界為「層流層」(Laminar Film) 此處之流速分佈曲線為直線式(第五圖中由①至②)，在此層流層以上越過一過渡區域(Transition Zone) 即為中心混流部分。

此層流層之概念，給與吾人以物理性之圖示，表出粗糙面與光滑面之區別。

第六圖中，設 $\delta > k$ ，則此面稱為光滑面；假如 $\delta < k$ ，且突出部分伸入混流層中，則此面即稱粗糙面。Von Kármán 氏由試驗中推出 δ 之值

$$\delta = 11.5 \frac{U}{\sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}} = 11.5 \frac{U}{U^*} \quad (16)$$



第六圖 層流層光滑與粗糙
面之概念

因 $\sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}$ 屢見於式中，故 Prandtl 氏稱其為，“摩擦流速”。此摩擦流速與速度具同樣之因次。

$$\begin{aligned} \text{當 } \tau_0 &= \gamma RS & \text{且 } \rho &= \frac{\gamma}{g} \\ \text{則 } \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} &= U^* = \sqrt{RSg} \end{aligned} \quad (17)$$

其中 $S =$ 水力梯度

$R =$ 水半徑

$G =$ 重力加速度

$\gamma =$ 流體之單位重 (Sp. Wt.)

根據上列之假定公式，Von Karman 氏乃推出其著名對數流速分佈曲線。下列之諸公式為 Prandtl 氏所提示，利用 Von Karman 氏之一較簡單公式推演而得：

光滑管道

$$\frac{U}{U^*} = a_s + \frac{1}{k} \ln \left(\frac{yU^*}{\nu} \right)$$

或
$$\frac{U}{U^*} = a_s + \frac{2.30}{k} \log \frac{yU^*}{\nu} \quad (18)$$

其中 a_s 為表面性質常數 (Surface Characteristic Constance)。

此定律曾經 Nikuradze 氏之試驗所證明 彼求得下列諸光滑管道公式：

($K=0.40$)
$$\frac{U}{U^*} = 5.5 + 5.75 \log \frac{yU^*}{\nu} \quad (19)$$

光滑水管之平均流速 (用 $K=0.36$) 為

$$\frac{\bar{U}}{U^*} = 1.43 + 5.75 \log \frac{r_0 U^*}{\nu} \quad (20)$$

或 (用 $K=0.40$)
$$\frac{\bar{U}}{U^*} = 3.5 + 5.75 \log \frac{RU^*}{\nu} \quad (20a)$$

粗糙管道

$$\frac{U}{U^*} = a_r + 5.75 \log \frac{yU^*}{\nu} \quad (21)$$

Nikuradze 氏試驗所示 (用砂襯裏之管道)，當

$$\frac{K_s U^*}{\nu} < 3.3 \text{ 時}$$

a_r 之值為 5.5，此值與在光滑管道中之 a_s 值相同。當

$$\frac{K_s U^*}{\nu} > 67 \text{ 時}$$

a_r 之值得由下式求得之

$$a_r = 8.5 - 575 \log \frac{K_s U^*}{\nu} \quad (22)$$

用此諸常數之實驗值於粗糙管道中，可得下列各式：

$$\frac{U}{U^*} = 8.5 + 5.75 \log \frac{Y}{K_s} \quad (23)$$

粗糙管道之平均流速為

$$\frac{\bar{U}}{U^*} = 6.5 + 5.75 \log \frac{R}{K_s} \quad (24)$$

綜論之，水流之混動對於能力消耗有微小之影響。 $\frac{W}{g}$ ， $\frac{U^2}{2}$ 項在基本水力學課本中，表示平均流速之動能，由混流所生之能力為

$$E_t = \frac{W}{g} \left(\frac{\bar{U}^2 + \bar{V}^2 + \bar{W}^2}{2} \right) \quad (25)$$

其中 W 為流體之重； U, V 與 W 為平均流速順 x, y 及 z 軸所生之波動。在彎道，閘門，管道接縫等處，混流之能力隨處而異。在計算時對於混流能力之刪略實屬不當。

例題：

計算之目的 欲求 Catskill 水道 Rondout 虹吸管（14' 6" 之隧道）在 613+1 站之

流速分佈曲線及平均流速。

已知條件 1915年8月1日 B. W. S. 之設計工程師 F. F. Moore 氏在 613+15 站實測結果如下：

直徑 = $D = 14.5$ 呎

長度 = $L = 841$ 呎

斷面 = $A = 165.13$ 方呎

水半徑 = $R = 3$ (3) 呎

流量 = $Q = 458$ 秒立方呎

比降 = $S = 0.000121$

平均流速 = 2.83 每秒呎

Chezy 氏之 "C" = 134.98

Kutter 氏之 "N" = 0.01365

附加假設及規律

水之溫度 = $60^\circ F$ ，動力黏滯係數 = 1.19×10^{-5} 方呎/秒

其倒數為 $\frac{1}{\nu} = 34000$ 秒/方呎

$$\text{Reynolds 數} = R = \frac{UD}{\nu} = 2.33 \times 14.5 \times 84000 = 3,440,000$$

$$\text{摩擦或剪力流速} = U^* = \sqrt{R_s g} = \sqrt{3.63 \times 0.00121 \times 32.2} = 0.119 \text{ 呎/秒}$$

$$\text{假定 } K_s = \frac{3}{64} = 0.004 \text{ 吋}$$

層流層之厚度

$$\delta = 11.5 \frac{\nu}{U^*} = \frac{11.5}{0.119 \times 84000} = 0.00115$$

$$\therefore K_s > \delta; \quad 0.004 > 0.00115$$

故知隧道襯裏為粗糙面。

採用公式

$$(23) \quad \frac{U}{U^*} = 8.5 + 5.75 \log \frac{y}{K_s}$$

$$(24) \quad \frac{\bar{U}}{U^*} = 6.5 + 5.75 \log \frac{R}{K_s}$$

計算：

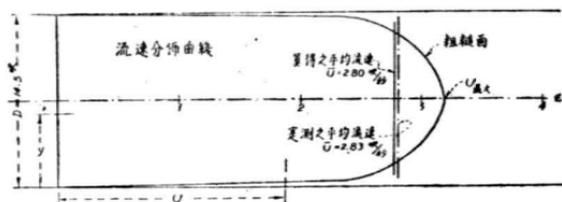
$$U = 0.119 \left[8.5 + 5.75 \log \frac{y}{0.004} \right]$$

$$\bar{U} = 0.119 \left[6.5 + 5.75 \log \frac{363}{0.004} \right] = 2.8 \text{ 呎/秒}$$

Y (呎)	U (呎/秒)	Y (呎)	U (呎/秒)
0.00115	0.013	4.0	3.06
0.004	1.01	5.0	3.13
0.5	2.45	6.0	3.18
1.0	2.65	7.0	3.23
2.0	2.89	6.25	3.24
3.0	2.98		

比值：

$$\frac{U_{\text{平均}}}{U_{\text{最大}}} = \frac{2.80}{3.24} = 0.86$$



- 第七圖 應用水力問題實例 (Catskill 水道中之Rondout 虹吸管)。由 Von Karman 氏公式計算所得之流速分佈與實測之結果之比較。

混流中势能 (Potential Energy) 之大部，首先變為混動能力；又因黏滯作用再變而為熱能。實際而言，如無黏滯作用存在，則能力並無損失，而混動能力必固定不變。據混流之計算理論 A.A.Kalinske 教授闡明每單位體積之流體，其能力消失之平均率為

$$K=15uvlz \quad (26)$$

式中 l 代表混動時能力消耗中之一長度因數。

(26) 式中所示，當漩渦小時（即 l 小時）則能力消耗之平均率必大。故 Kalinske 曰：「欲使堰後之高速動能消滅之最良方法，為造成強烈之微小漩渦」。

上列之敘論，表明水力工程師必須對於混流之新概念有所深切之認識。此概念不僅可窺破能力消失之神秘性，且可對水力工程之計算與設計開一新途徑焉。

海南島水利述要

李文邦

一 緒 論

(甲)地勢 海南島爲我國極南第一大島，孤懸海外，形如覆釜，地勢中部高，而濱海低，五指山兀起其中爲全島山系主幹。西走之脈，爲英哥敖嶺，紅茂嶺（屬白沙）其餘脈，爲儋縣、臨高、昌江等縣境之白沙嶺，紗帽嶺諸山。東趨之脈：爲六連嶺（屬萬甯）縱橫嶺（屬樂會）其餘系爲萬甯，樂會縣境之風門嶺，金牛嶺，東山嶺諸山。南行之脈爲七指嶺，九曲嶺，（屬保亭）其餘勢爲陵水，崖縣等縣境之大銅境，太平嶺，迴風境，南山境諸山。北上之脈：爲分界嶺（屬安定）南閣嶺（屬安定）其分支爲定安，山，南部諸山。最高峯爲五指山，拔海約六千三百尺。聳立於北緯十九度，東經一一〇度，附近爲全島河川之分水嶺。其餘則多屬千尺左右，即三四千尺者，已不多觀。

本島地勢，與台灣迥異，全島幾無綿亘之險峻高山。尤其東北部一帶，坡地及平原頗廣，接連海岸。而大河自中央山脈，奔流四方，兩岸形成富含養份之沖積土壤，有農墾之優良條件。西南部，所謂黎境之山嶽地帶，亦不少沃野，介乎其間，島內地質以火成岩最爲發達水成岩次之。耕地則由東北向西南稍長，縱約六千餘里，幅約四十餘里。地面傾斜度，雖無確切測估，惟觀河川性狀，當見陡率之大。

(乙)氣象 本島地接熱帶，氣候溫燠。雨量以夏秋季爲多，春冬季爲少。八九十各月雨量最少。雨期多連綿不絕，旱季則或絕不降雨。惟有晨昏霧露，常霏霏如絲，以爲調節。全年雨量在六十至八十英寸（即1,524耗至2,032耗）者爲多，八十英寸以上爲最少。以降雨日數言，年平均約一三〇日。一般而論，尙稱豐足，只是分配期節不勻，具有珠江流域內降雨率之通病。

本島雖爲颶風發生之地，但幸風力極弱，且其頻率甚低，按自一九二五年至一九二八年八月之記載，則一九二五年無颶風，餘三年則每年一次，故有謂本島爲不受颶風襲擊之安全地帶。

(丙)水文 本島水文，素乏觀測，僅於淪陷期間，日敵於南渡江，嘉積溪，陵水溪，甯遠溪，咸江，昌化江之十三地點，設站記載，積有數年成果而已。大致地面逕流率，約在百分之四十至六十五間，各重要河流量公式并經研討如次：

海南島重要河流流量公式統計表

河流	觀 察 日 期	觀 察 地 點	流 量 公 式 Q ($m^3/sec.$), h (m)	水 位 點	附 記
南渡江	32,01,10 32,12,31	定安縣城	$Q=34.6+92.0h+156.0h^2$	-0.2	資料來源係根據日本海
	32,03,01-32,12,31	澄邁縣城	$Q=5.55+94.48h-70.12h^2$	+0.0	南海軍特務部所編之海
	32,04,12-32,12,31	新英溪龍塘	$Q=14.127-6'.1h+75.325h^2+0.0$	+0.0	南島河川概況
	同 上	同 上	$Q=1.536+5.7h+14.65h^2$	同 上	水位+0.45以上適用
	32,04,14-32,12,31	新英溪南關	$Q=0.4363+1.7762h+48485h^2$	全 上	水位+0.45以下適用
昌化江	32,01,01-32,06,23	東 方	$Q=143792833h-3342h^2$	+53	
	32,06,24-32,11,30	東 方	$Q=12129281-4607.5h+437h^2$	全	
	32,13,01-32,12,31	東 方	$Q=106692.14-40803h+39.0h^2$	全	
	32,01,01-32,12,07	寶 橋	$Q=11792.22+45049h+43.0h^2+165$		
	32,10,12-32,12,07	寶 橋	$Q=14799.481-1858322h+58.3331h^2$	+165	
	32,12,08-32,12,07	寶 橋	$Q=19957.65-3646h+750h^2$	+165	
萬水河	32,00,06-32,12,31	嘉積因見橋	$Q=123060-6570.0h+500h^2$	+0.0	
	32,04,08-32,12,31	石 壁	$Q=435+108.75h+4575h^2$	+0.0	
陵水溪	32,13,01-32,12,31	陵水縣城	$Q=3.1+8+0h+3.00h^2$	+0.0	
	32,02,01-32,12,31	保 亭	$Q=1369+79.500h+35987h^2$	+0.1	
甯遠溪	32,02,01-32,12,31	崖縣縣城	$Q=0.35+1.95h+33.333h^2$	+0.0	
	32,01,21-32,12,31		$Q=0.100+0.333h+51.111h^2$	+0.0	
感江	32,01,21-32,12,31	感東縣城	$Q=1.65-8.25h+37.5h^2$	+0.0	

(丁) 河流 本島河流不少，惟多屬弱河，支流不多，且具交通灌溉之利亦不大。全島河川最大為南渡江。次為萬泉河（或嘉積溪）。再次為龍渡河，太陽河（或賜容河）陵水溪，北門江，新昌江，金仙河，文瀾水，甯遠河，昌江河（或昌化江）

，文昌江，平昌江，望樓河，安仁江，三亞水，藤橋水，感恩江等。其中發源于五指山之較大者有七：爲南渡江，萬泉河，陵水溪，昌江河，甯遠河，新昌江，龍滾河。此外濫觴于五指山以外之較大者有二，爲太陽河，文瀾水，概要如次：

(1) 北門江 發源于臨高縣，蕉排嶺，武都嶺，蓮花嶺一帶荒溪，匯流於那大市西四公里處，稱北門江。上游坡度峻急，有在十六里間，降下二五三公尺者。沿途經崇山峻嶺，至長坡市附近，始注流入於平地。所含沙石，突現沉積，致下游沙洲四出，淤淺迭見，且無含蓄水量之適當地址。幸河身短少，集水區域不廣，水量有限，洪潦瞬即越過，不見潦災。

(2) 新昌江 發自瓊縣火嶺，企嶺，迨至五市附近，始成河狀，其流短小，沿江無人城鎮至新英港注海，長約二百餘里。

(3) 昌江河 源於保亭縣之毛拜嶺，七指嶺，風門嶺一帶。各支流匯集化市附近，折向西行，入經樂東縣，稱樂安水。再合數小支流，至昌化縣境，始名昌化河。上游從五指山，湍流激下，繞迴樂東縣境，夾峙於高山峭壁間。計廣流定安、樂東、感恩，昌江四縣至昌江屬英潮入海，長約三百餘里。

(4) 甯遠水 源自五指山系保亭縣之紅坡嶺，樂東縣之鋼嶺。南流入崖縣，坡降特陡，廣流陵崖縣兩縣，至崖屬保平港注海，長約二百里。

(5) 陵水溪 源自吊羅山轉折東行，會合來自保亭縣之支流，經保亭陵水二縣，至水口港入海，長約一百八十里。

(6) 石龜河 一支源自保亭縣之高林嶺，一支源自雙溪嶺，及西天嶺。東流至萬縣之水豐村附近匯合。以上則峯巒重疊，流勢湍激，以下則漸入平野，田舍四望矣。

(7) 萬泉河 一支源自瓊東縣之紅珠嶺，定安縣之犀角嶺，保亭縣之寮山，蜿蜒東南行，一支源自十萬崗及河濫崗之葵花嶺，曲折東行。廣流樂會，定安，瓊東三縣，至博，鰲港注海長約四百餘里。

(8) 文昌江 源自瓊山縣之龍馬山北昌嶺及文昌縣之飛魚嶺，江短流促，三支合匯於文昌縣旁。流域地勢平坦，拔海僅一百公尺左右，至八門灣入海。

(9) 南渡江 一支源自臨高縣之蓮花嶺，北流經松濤市澄邁縣城，折東過東山市，謂之北冲溪，稱南渡江。於海口市右邊注歸海口港。一支自文昌縣之清晴嶺，北行經安定縣之水口外村，在龍門村附近，會合前支流注入海，計經臨高、澄邁、定安、瓊山四縣，長約三百四十餘里。

(10) 太陽河 濫觴於萬甯屬黎區南萬嶺。東流至港北港（萬甯屬）注流入海

，長約一百五十公里。

(11) 文瀾水 發源於臨高屬大王嶺，北流至博鋪港注海，長約二百公里。

(戊) 港灣 本島峙立海心，四面汪洋，海岸線之延長，不下二千數百里，沿岸港灣衆多較重大者：海口、清瀾、馬鼻、三亞、藤橋、新英等，可爲商港。榆林適於軍港。清瀾榆林又可爲漁港。三亞、新英、能作重要鹽埠。此外有埔區可能者，尙有北黎、新村得爲商港。輔助港者，有舖前博黎、港北、保平、新村、鶯哥海、潭門、墩頭、新盈、海頭、英潮、缸牌、博鋪、東水、玉泡、龍峴及花場等處。

二 農田水利

農田水利實本島建設事業之重心。過去水利設施絕少，故土地之利用，受雨水之支配，查會島陸地面積，約102,873,870市畝。水田約佔62%爲7,100,000市畝菜田約3%, 800,000市畝。其農業狀態，猶處原始耕種方式，土地之利用，受地形雨量之支配。因此耕地面積，以雨量較多之北部東部爲多，而雨水稀乏之西部爲最少。全部水田中，年產兩造者，僅爲南部及西南部十分之一。至於東部北部祇有不足總面積四分之一之山泉湧水地帶，及沖積低溼地帶，抑且每年耕作面積，插秧時間，及收穫量，均因氣候而定。雖有小規模臨時性之井堰水車等設施，但均屬應急措置。而一村或數村共同施行之灌溉排水，或溝渠等公共設施，殆未之見。在低溼之地，同樣欠缺排水佈置，亦無堤防，河以依然爲原始狀態。以是低溼地帶之二造水田，一遇暴雨泛濫，妨礙耕作，而卑溼土質，對於品質收量，影響尤劣。本島耕地面積頗少，約占總面積7%，墾地指數，比於全國或台灣，均遠不可及。據報告本島墾地指數，僅在6.8至7.5%之間。即各縣之平均率，亦甚低。如琼山約22%，文昌約8%，感恩及昌江最少，只各佔1%。（見南洋地理大系第二卷）本島耕地。灌溉不便，故平均水田與旱田，各佔其半。

惟攷本島土地利用程度之惡劣，不盡因氣候土質等天然條件之限制，而由於農田水利，工事之缺乏。今水田多處低溼地帶，亟應首辦排水工程，興設灌溉之措施，以期僅有之河水溪水，得能高度利用。同時廣開塘井，以儲積雨水，節留水量，勻配灌溉。并普遍推廣溝洫系統，墾闢梯田坡田，以增進土地利用。至菜地及廣漠草原地帶，亦視實需而舉辦水利工事，以便種植棉蔗雜糧等物。

查日敵侵佔本島期間，經擬有十年計劃，對水利開發之方針，一以絕對達到全島食糧自給。一以提增島上適產物之米、花生油、畜產、加工品、赤糖、棉花、及麻類之輸出。其開發計劃，乃針對十年後，本島最少限度，需糧二百七十九萬日石。故應

就經濟簡捷立場，以改善現有水田，為工事對象。經計(1)本島原有一造作田 5,000,000市畝可以50%實施排灌工程其中再以一半為旱作田，一半為二造水田。(2)原有二造作田180,000市畝，中以30%施行水利工事防免旱患。(3)非耕作田 461,000市畝，中以40%施行水利設施，其中以25%為旱作田，15%為一造作田及二造作田各半，依照計劃實施改良十年後，估計可增水田321,000市畝，灌溉旱田可得1,791,000市畝，增產米糧，約四萬餘石，菜蔬雜糧四千餘噸。

日敵已辦水利工程為豐盈、瑞溪、龍州、海口、文昌、邁稀、加來、琼東、六路、導塞、嘉積、萬甯、藤橋、保定、島塢、文放、陵水、馬嶺、文鄉、六鄉、大恩崗、榮田、馬岑、田獨、佛羅、桶井、崖山、保縣崗、郎典、九段、樂安、北黎、官田、八所、石碌、儋縣、那大、長坡、波連、那白等六十五個地區。除其中十五處工程未完外，大部份多已竣工。惟以勝利後，接管不當，以致除昌江、玉雄、抽水機、澄邁金江用水路，已修復供水。及陵水、金川水渠、崖縣黃花溝水壩，儋縣民生渠等，動工修理外，餘均無人管理，因而廢置。至廣東省政府須行一保一塘辦法，做者寥寥，全島僅完成四十九處，成效殊微。

三 水力發電

本島河流，多屬高屋建築，水力開發，頗具優勢，應建設多效用水庫，謀為綜合性之多元發展。

據日敵原擬海南島水力發電五年計劃，以昌江河暨甯遠水為對象。開發昌江河水電之目的，在供應石碌、寶橋、北黎、八所、一帶地域鑛業，及交通工業為主體，豫定計發電所四處：

(1)白沙縣叉河 水頭14公尺，流量10.8 秒立方公尺，擬以溢流壩直接式之廠場設備，估約啓發最大電量22,000瓩。

(2)樂東縣歌枕鄉 水頭14公尺，流量 10.4 ，擬用溢流壩直接式，啓發最大電量11,000瓩。

(3)樂東縣東方 水頭47.5公尺最大流量109，擬用溢流壩直接式啓發最大電量33,000瓩。業經完成第一期工事設備發電量5,000瓩。

(4)樂東縣江邊營 水頭42公尺，流量9.8，擬用溢流壩直接式，啓發最大電量32,500瓩。

其於甯遠水（日敵稱甯邊溪）方面，水電開發之目的為供給崖縣三亞榆林黃流一帶地域輕工業（所稱「鶯歌」「海鹽」「日月」曹達」工業，助成其為供給中心）暨

照明之用，計劃有「比隆洞」及「好計篤」兩發電廠：

- (1) 比隆洞 水頭27.0公尺，流量12.0，擬以溢流壩直接式啓發電量 2,600 瓩。
- (2) 好計篤 水頭110.0公尺，流量9.0，擬以溢流壩直接式啓發電量7,600 瓩。
 其餘各江可資開發水力地址，亦有十一處爲：
- (1) 南渡江之龍田 水頭 49.5公尺，流量 60.0，擬以溢流壩引水式啓發電量 24,200 瓩
- (2) 南渡江之松清 水頭 29.0公尺，流量 60.0，擬以溢流壩引水式啓發電量 11,800 瓩
- (3) 南渡江之三豆 水頭74.0公尺，流量49.0，擬以溢流壩引水式，啓發最大電量25,300 瓩
- (4) 南渡江之日月 水頭35.0公尺，流量9.0，擬以溢流壩直接式，啓發最大電量2,600 瓩
- (5) 南渡江之岡菊 水頭 40.0 公尺，流量 5.0，擬以溢流壩直接式啓發電量 ,200 瓩。
- (6) 萬泉江之嘉樂 水頭 23.5公尺，流量6.8，擬以溢流壩引水式啓發電量3,200 瓩。
- (7) 萬泉江之黃竹 水頭60.0公尺，流量78.0，擬以溢流壩引水式啓發電量38,100 瓩。
- (8) 流溪河之馬頭嶺 水頭42.0公尺，流量10.5，擬以溢流壩引水式，啓發電量3,600 瓩。
- (9) 流溪河之抱杠嶺 水頭15.0公尺流量 4.0，擬以溢流壩直接式，啓發電量 4,500 瓩。
- (10) 感恩溪之龍潭 水頭25.0公尺，流量6.0，擬以溢流壩引水式，啓發電量 1,400 瓩。
- (11) 藤橋溪之鵝母崗 水頭47.0公尺，流量2.5，擬以溢流壩引水式啓發電量 1,000 瓩。

綜計上述，已可啓發電量234,000 瓩不僅可資全島照明，暨輕工業之利用，各地區之高地提水灌溉事業，益足助成發展，況電力事業，有直接之收益，適堪爲招集私人資本，大量啓發之對象。

四 港 埠

本島港市計劃，除海口早經籌擬外。榆林、三亞兩港，亦已粗具規模。此外漁港如清瀾、博鰲、北黎、新英等，大小凡二十餘處，都有簡略應用。戰前漁船約四千艘，漁民約四萬五千人，本島實以漁業為民生之主體。亟須加強帆船口岸之設備，以建立本島，為我國漁業之重心。其重要港埠情形如次：

(1) 海口港 現為本島海道交通第一要港，位於島北。港內沙灘四布，水淺路窄，船舶不能入。惟其開闢歷史頗久（清咸豐八年）已成為軍事政治經濟上，重要之區。且以地接雷州半島，將來本島鐵道完成，及由廣州經陽春化州而至海安之鐵道完成後，可為與大陸交通最便利地點。現本港碼頭已築就，惟工程簡陋，且距大輪船停泊處尚遠。（淪陷期，日敵已築碼頭一英里）

(2) 清瀾港 位於文昌東南，為本島天然良港之一。港口狹而港身深長，可容三四千噸以上輪船十艘，惟港口有一二里寬之珊瑚礁，五百噸以上輪船未能駛入。而內河交通甚便，又當東亞與歐洲及南洋航線之旁，經過輪船，可不必渡木蘭頭，急水門之危險。如闢為商埠，確能把握本島東北部經濟上之中心。

(3) 馬鼻港 為天然良港，水深常達二十尺左右，二千噸以上之輪船，可以入泊，開發極有前途。

(4) 榆林港 亦為天然良港，峯巒環繞，形勢險要，水深浪靜，可泊萬噸以上輪艦。又富漁捕之利，各地漁船，多來此作遠海漁業之根據地。國父實業計劃，經定此為漁業港。本港處於全島之最南，握我國與南洋羣島交通之要樞。日俄戰爭時，俄國之「波羅的海」艦隊東來，曾佔為攻守根據地。日人常稱：設若集中優勢艦隊于本港，則可一舉而使香港之軍事價值，失其效力，使西貢之法國艦隊潛伏不敢出。在優勢之美國艦隊未到達前，已可控制中國之南海，坐斷南洋之海權。足見此港軍事上之地位，尤為重要。

(5) 三亞港 居於本島南端，東西二溪，夾峙而下，有公路通達崖縣臨近三亞港。內作腰形，南北寬約五百公尺，東西較廣，約一千五百公尺。因東有大會嶺，北有金鷄嶺，南有南邊嶺，及鹿頭迴之險狀，頗具軍港之優勢。且東溪出口處，沙洲以外，均屬深水地帶，堪資建設船塢，為修理軍艦之需。

西溪之口，則供軍艦停泊上下煤水之地。港勢已具，天然可用，祇須疏白棕沙南方水道，至深道達一十二公尺，清除海面對開之河床砂礁，更於西溪合流處，作順壩導正流勢，保持溪口附近深度，并修築東西溪兩岸石堤，防阻潦泛，及港背土地之

崩卸，完成軍事設備，誠華南海軍重要據點。

以本島海航情勢論，海口居島北，清澗在島東，榆林，三亞，并肩於島南，則地域上港埠配置，已至洽當。擬以海口爲純商業港，三亞爲純軍事港，榆林與清澗作兩用港，則島南島北，組成有統系之口岸狀態。更普遍發展各漁業帆船、港務設備，於本島資源之啓發，當至便利。

五 航 運

本島航運對象，包括環島交通，暨島內航線兩部份。於環島交通方面，現以帆船及電船爲主要工具。前者尤屬重要。以海口爲中心，往來於澄邁、臨高、儋縣、昌江、感恩、崖縣、陵水、萬甯、樂會、瓊東及瓊山十二縣之沿海港口。載重自百担至千擔左右。次爲電船，迄今只行走海口至清澗，及至三亞兩線。情況至差，故須首謀各港灣之開發利用，加強聯繫。至於島內航線，則全島江河，其最大者爲南渡口，次爲萬泉河，再次爲龍滾河、太陽河、陵水溪、北門江、新昌江、金仙河、文淵水、甯遠河等。但各江河多屬弱水、河底多沙，支流不多，且乏整理，故舟楫之利至薄。各重要河流通航狀況，概述如后：

(1) 南渡口 金江市以下，由海口至定安，水深而廣。載重二百擔之帆船，可以行駛。在澄邁以上，水淺身窄，約可載重四十擔左右。

(2) 萬泉河 可通舟楫者，由博鳌港至定安屬之船埠市。僅長一百五十餘里。可行載三四千斤之船而已。

(3) 陵水溪 載重千斤之小船，可由水口港通至石峒棧（陵水屬）。有一百三十里長。河底多沙，深淺無常。

(4) 昌江河 可通航者，平時僅約五里。即由海口至蛋場市（昌江屬）。七八月潮漲期，可通航百餘里。河爲沙底。昌江境以上，兩岸多山，河身甚窄。境內則河身寬闊，惟岸基崩陷，航駛不便。在感恩縣境，廣巴附近，河爲山脈遮斷，水伏地行，約五里許，再出地面。故流放木排者至佳，已須起岸，殊屬不便。

(5) 甯遠河 水漲時小船可自海港達崖縣，河床係沙質，水深不過二三尺，沙灘彌漫，祇可通木排或竹排，及由黎村輸運穀米木竹而已。

(6) 新昌江 江身頗闊，惟水不深（二至十尺不等）平時可通舟楫七八里。水漲時，則可達三四十里。

(7) 龍滾河 下游河水深廣，百餘擔之漁船，可以出入，平時通航五十餘里，（由博鳌港至龍滾市）。由萬甯縣龍滾市，經博鳌，入萬泉河，達嘉積市，爲水道

交通要道。

(8) 太陽河 自興隆市至「港北港」可通舟楫，長約九十里，載重約二十担。途中經石灘，每用人力推送，進行甚緩。

(9) 文瀾水 可通航者，祇約三十里，雨期水漲，略可延長。

細察各河性狀，航運當難十分發展，只宜擇經濟價值較大之河段，加以整理，使終年暢通吃水1.5至3尺之帆船為度。惟昌江、甯遠河、陵水、太陽河，各流域上游，均有偉大之天然林，足資開發，并需整建筏道便利木排之輸放。

六 防 洪

本島江河特性，均屬河身短狹，河幅窄小，上游盤旋於崇山峻嶺間，湍流而下，驟臨平野。兼且尾閘分岐，水淺流慢，則上游既無含蓄之境，下游又如此紛歧，缺乏排洩之量，故一旦霖雨，水勢奔騰，水位高漲，時有汎濫。日前本島，尚未充分開發，猶未以洪災為苦。况且水勢易漲易消，堤防尚未十分需要。重要河流汎溢情形，有如下敘：

(1) 南渡江 金江市下游，兩岸平原，逢雨暴漲。定安以下，直至海口，常以洪災為禍，農作民生，妨害至大。

(2) 萬泉河 自樂會至嘉積，水位每陡漲三四尺，有週期性之汎濫。

(3) 昌江河 昌江境內，水身寬闊，岸基崩陷，勢甚險惡。七八月間汎濫為災。

(4) 甯遠水 崖縣以下，洪患甚著。

(5) 太陽河 港北港附近，時虞汎濫。

就本島河川言，防洪之需求，僅須分段將堤防修建。而防洪工作，當以南渡江為設施之重心。

七 其他工作

本島地面傾斜率較大，待墾荒地面積廣袤，須於水土保持工事之中，特別注意，而作梯田坡田之開墾。梯田坡度，固須隨土質，降雨量，及土地原狀，而為適當之配置。致以田面坡度在百分之十二至十五，岸坡在百分之七十至一百二十者，在本島有最小之冲刷程度。同時塘井之廣為開墾，提水機械之改良推廣，俱為情勢所必需。

八 結 語

本島水利建設，應以農田水利爲重心。即日人於侵佔期間，唯一建設對象，亦只限於糧食速度之增產，及農產之加工，對水田及坡田之經營，不遺餘力。如於河道之整治，水渠之開闢，鑿掘井泉，建築水池，培增堤防，俱以開發農事爲主體。次及港埠之闢建，尤其帆船口岸之改善利用，對於本島漁業發展之前途，關係至切。其各項已成工程之養護，未完工程之繼續推進，爲當前切要之工作。至中小型水力發電之啓發，除供給照明，及輕工業之用外，更足以增進全島自給自足目標之達成，併宜同時普遍興舉。惟灌溉工程之實施，需藉國家財力以爲經營。水力工程，可倡組私營企業公司，許以定期專利權益，藉爲鼓勵，俾得大量開辦。

然本島當前水利建設計劃之困難，乃在資料之缺乏，即以水文觀測而言，亦只局部之短期記載，故首要步驟，應謀基礎工作之奠立，一方面推動工程建設，一方面加速完成全島河川水利之查勘測量，至計劃之確訂，須統籌全島水利事業之聯繫，配合國防民生之切需，以求達綜合性多元化之水利開發。

美國渠化河道概述(四)

陳道弘

九 瓦理爾河

瓦理爾河 (The Warrior River) 整理計劃，包括黑瓦理爾 (Black Warrior) 瓦理爾與盾比革比 (Tombigbee) 諸河，上游稱黑瓦理河，源出阿拉巴馬之中北部，西南流經伯明翰城 (Birmingham) 附近；中游稱瓦理爾河，南流接盾比革比河，復南流與阿拉巴馬匯合，遂名摩比爾河，(Mobile River)。下游注摩比爾峽，以通墨西哥灣。

瓦河水系為墨西哥灣沿岸諸流域之一，下游一帶 (盾比革比河尾閘及摩比爾河)，出產大宗木材，以接近潮水，比降極坦，曩昔整理工事，多用清除，裁灣，與滾環諸法以維航深；其上游河道，蜿蜒於山谷之區，比降陡峻，復以週期性暴雨沖蝕河床，故含沙量甚大，況低水流量，亦嫌不足，欲施整理，則非渠化不可。

自 1885 至 1910 年間，大西洋及墨西哥灣沿岸諸河之上游，多經局部或全部渠化，俾貨運深入內地，惟船閘尺度，標準太低，河槽屢經淤淺，殊難配合現代商業運輸之需要；況目前大西洋沿岸之貿易方向，以東北——西南為主，適與各河流之流向相垂直，水運功效，不易發揮；致原有若干渠化河道，或列居次要地位，成竟陷於廢圯，倘一律重行規劃整理，不獨耗費太巨，且亦得不償失，此類運渠，容於本章述之。

瓦河整理計劃，情形則屬例外，因沿河煤藏極豐，美國鋼鐵中心之伯明翰城，即居左岸，故商運特繁，非其他類似河流所可比擬，乃於 1871 年開始整理盾比革比河，以清除工事，加寬河槽，及局部導流為主，當時航深僅達 3 呎，似嫌太低；至 1887 年，倡議建閘渠化，越三年，方付實施，計完成船閘數座，航深 6 呎，迨 1899 年，瓦理爾河諸閘壩亦相繼興修，上下游水運，遂打成一片。

長期使用以後，發現 6 呎水深，仍不能適應較大船舶之需，於是于 1819 年規劃加高各壩壩身及閘牆，計有固定壩十五座，各壩均附船閘，其中有十三座為低水級壩，(一座為 21 呎，其餘各座自 1 呎至 1 呎) 第十四座壩，建於德斯加薩爾城 (Tuscaloosa)，位居各壩之中點，水級 31 呎，此壩完成以後，舊壩三座，(不包括于十五座以內) 為其淹沒，並擬拆除。第十五座壩，水級 72 呎，旁設船閘一對。

船閘尺度，大致相同，寬 52 呎，長 285 呎，水深在 8.5 呎以上，惟德斯加薩爾船閘，則為 95 呎 × 460 呎 × 10 呎，內裝反轉扇形式 (reverse tainter type) 輸水活門，利

用渦輪機 (Power turbine) 以司啓閉。

閘廂之設計，隨通行船舶之大小而定，一般說來，如採用深閘之閘廂，不僅容最大標準船隻過閘無礙，且時間方面，亦節省不少，以德斯加盧薩船閘為例，該閘完成後，全部航行時間，可縮短三小時半，倘將瓦河其餘各閘一律擴大加深，則航行時間更屬迅捷，惟就整個經濟立場觀之，短期內是否有此需要，尙待事實證明。

瓦河最上游一壩 (卽第十五座壩) 曾於壩頂加建11呎高之升降門 (Vertical lift gates) 若干扇，合計水級84呎，其目的在使上塘迴水，遠及於新關礦區，使運距延長。此門繫於鋼絲吊繩之上，此繩繞於架橋上之鼓形轆轤，以高效率內燃機 (Diesel engine 或譯作笛塞兒機) 使轆轤轉動，俾擋水門升降自如，枯水之時，此門密閉，蓄水濟運，待洪水盛漲，則將各門酌予啓放，以資宣洩。

瓦河渠化以後，可經摩比爾峽墨西哥灣與各水道連成一氣，般船運輸通至紐奧爾良以及墨西哥灣與密士失必河沿岸各城鎮。目前大宗貨運爲鋼、鐵、木材與煤炭等物，以摩比爾城爲集散地，商業之繁，正未可限量也。

渠化工費計用美金二千四百萬元，約合每哩七萬元。(以渠化里程爲限。)

十 沿海內河水道

大西洋與墨西哥灣沿岸，均屬低窪之區，利用天然湖泊池沼，分別鑿通運河，構成連續之內河永道，功效卓著。關於兩河渠化情形，分別於後：

(一) 大西洋沿岸內河水道

大西洋沿岸自諾福克至北加洛里那灣之間，係人工開闢之連續運河。諾福克本屬有潮汐之鹹水港口，平常潮汐尙不顯著，一部分仍爲淡水或略帶鹹味，迨運河貫通以後，鹹水引注海灣內沼澤地帶，危害鴛鴦 (Game-birds) 飼育之場，損失甚大，特於港口內建大橋船閘一座。(The Great Bridge Lock)，以防潮水倒灌，殃及鴛鴦兼可增加河槽水深，一舉兩得。河中通行船舶，較長而狹。不似俄亥渥河船隻之寬闊，故閘廂尺度採用5呎×60呎，水深1呎，水級隨潮汐而變，通常以不超過3呎爲度，偶遇颶風，可達5呎，該閘未建閘底。(Floor)，以省圻工。(按當地缺乏砂料)閘牆則用鋼板樁代替，背面架設支撐，填充土石，以增穩固。

渠化工費計用美金五百萬元。

(二) 墨西哥灣沿岸內河水道

墨西哥灣沿岸內河水道，幹流自東向西，由阿伯拉奇灣起以迄塔克薩斯洲之南部海岸。第一座船閘建於紐奧爾良。該段渠道稱內港運河，(Inner Harbor Navigation

Canal)。穿過密士失必河之尾閘，其水位較墨西哥灣為高，航行海洋大輪，可由此進口上溯密士失必河。（由海邊至紐奧爾良，建有支渠。）密士失必河之西岸，建有哈維船閘。（Harvey Lock），該段渠道，原為地方修建，嗣經政府改造，閘廂5呎×42呎，水深12呎，最大水級（密河洪水時）可達19.5呎，渠化工費計用美金二百七十七萬元。

航道復向西行，入路易士安那（Louisiana）洲境，橫貫威密靈河。（Vermion River），此處距海岸甚近，為防止鹹水灌注航道危害農田起見，於該河之西岸建威密靈船閘，閘廂5呎×118呎，水深1呎，水級自零至5呎，遇大風或高潮沙時，上下水級之差，適得其反。由於（1）水級較低，（2）適應運渠內狹長船舶，並為（3）節省建築費諸原因，故閘廂設計，特別放長，另建混凝土低壩以及溢水道於河道交叉點以上不遠之處，使抽水灌溉，不受滄水影響，功效甚大。壩頂以上，復裝設升降閘門，當河水上漲，超出墨西哥灣水位甚高之際，即行關閉，以資蓄水，渠化工費計用美金三十三萬元。

除上述二閘外，為避免支流泥沙大量挹注起見，擬另建二閘於塔克薩斯海岸之巴那索斯（Brazos）與科羅拉多（Colorado）兩河交叉之處，蓋於高水位時，兩河夾帶大量泥沙，往往使航道淤塞，發生灘險，必須設法防止。

密士失必河入海之口，除紐奧爾良以外，復于該河下游之貝西普拉奎明（Bayou Plaquemine）經西岸支流貝西河，（Bayou River）溝通墨西哥灣內河水道，船閘建于河口之貝西普拉奎明。密河貨運可沿此河逕達路易士安那與塔克薩斯等地，不必繞道紐奧爾良之正規航道，航程縮短不少，閘廂尺度為55呎×260呎×10呎，洪水時水級28呎，渠化工費計用美金一百三十元。

貝西普拉奎明船閘，以閘基不佳，閘身沉陷，並現裂縫，養護管理，頗感困難，目前密河貨運，仍多經紐奧爾良，上述支渠殆居次要地位。

十一 哥倫比亞河

哥倫比亞河，流經洛磯山脈（Rockies）與喀斯喀德山脈（Cascades）之間，源遠流長，為太平洋沿岸平原內主要河流（美國第二大川）。沿岸山岳起伏，人口稀少，其下游自波特蘭至河口110哩之水道，有潮水漲落，可終年通航，經於河口處建築丁壩與防浪大堤，航深達35呎；波特蘭以上數哩處，亦屬天然深水河槽，再上行為喀斯喀德峽谷所阻，航行中斷。過狹谷，河道復現平坦，惟以水深不足，灘險甚多，行船維艱。至上游幹支流，類屬山溪，坡陡流急，不復有舟楫之利。

哥倫比亞河之整理，為近數十年之事，前途發展，希望極大，目前流域內之人口，已逐漸增加，而大規模之水電、灌溉、航運諸工程，亦以攔河建壩，次第開發，單就航運而言，尚在統籌計劃與實施之階段，現可述者，要之有三（1）改進原有渠化工程，包括(a)整理喀斯喀德灘，（為蓬維爾壩 Bonneville 所淹沒）(b)開闢達里斯至西利羅運河（Dalles—Celiol Canal）；（2）興建蓬維爾壩，（3）興建大苦力壩（Grand Coulee Dam）。茲詳述之：

喀斯喀德運河，建築於1890年，現已損毀，計長3000呎，全部開石而成，河寬90呎，附船閘一對，閘寬均為90呎，閘長分別為465呎，與462呎，最大水級為2呎，低水時期，僅用一閘過船，最低航深維持8呎，中水時期，兼用兩閘，至高位時，閘沒水下，航運停止，兩岸石壁峭立，可免築壩。

達里斯至西利羅運河，完成於1915年，長8.5哩，內有船閘五座，廂尺度為45呎×365呎（其中一座為50呎×265呎），水深7呎，低水之際，僅用下游三閘，中水時，五閘同時開放，洪水時全部淹沒，閘旁亦無擋水壩設備。

上述兩運河之興建目的，在謀增加波特蘭至喀斯喀德以東之貨運，但結果並未達到，一則以除運渠本身以外，大部份仍屬天然河槽，不能配合實際需要；再則以鐵與公路新興事業，羣起競爭，水運大受影響，兩河渠化工費合計用美金八百萬元。

整理哥倫比亞河工程計劃，關於航運部分，擬建高壩十座，渠化範圍，直上加拿大邊境。壩旁均附船閘與電廠。第一座名蓬維爾壩。設于最下游，接近潮汐，工程現已大部完竣。第二座稱大苦力壩位居上游，由政府興建，專供發電灌溉之用，並不通航，第三座壩，建於上游之洛克埃蘭（Rock Island），為私人經營之發電攔河壩，壩旁附有船閘，可供通航。其餘七壩，仍在規劃之中，目前尚無興建之必要，預料若干年後，哥倫比亞河將成為完備之渠化水道，更以航運水電，兼籌並顧，前途發展，當亦可與田納西河兩相媲美。

蓬維爾壩於1935年施工，建於喀斯喀德峽谷之中，鄰近喀斯喀德壩之下游，該壩完成以後，喀斯喀德運河為其淹沒，壩之佈置，分為兩部：南段自南岸連於河中島嶼，北段自島嶼連至北岸；南壩係供水力發電之用，擬裝四萬二千瓩發電機十部，現已完成二部，北壩通過深水棧，壩採渥奇式（Ogee type），溢水道上，置升降活動門，用起重機以司啓閉，洩水容量達1,600,000 c.f.s. 尚超過最大洪水流量三分之一。

船閘設於南岸，尋常海洋船隻，通行無阻，閘廂尺度為70呎×500呎，水深36呎，水級66呎（為現有單閘水級最大數字）此閘係於陸地上鑿石而成，閘內用混凝土敷面，其在石層以上之閘牆部分，則以混凝土砌築，重力式與撐壁式（Counterfort）並用

，開上下均設人字形門 (miter gate)，下開門高 102 呎，每扇重 500 噸，門之下半截，內附氣室，(air Chamber)，以減輕重量。閘底建隧道，與上下塘相連，閘廂內有無數支洞，通至隧道，以供進水放水之用，隧道出入口各設扇形門二個均為 7 呎 × 11 5 呎，另擬添建魚梯數座，(估需美金三百萬元)全部工費約需美金七千五百萬元。

蓬維爾壩完成以後，以運程尚不過遠，運輸效能，猶未盡量發揮，然而，波特蘭上下之陸路盤駁，則可從此免除，而糧食及其他材料之轉運，且亦便利多多矣。

十二 聖瑪利斯河

聖瑪利斯河 (St. Marys River)，長凡 60 哩，流經美加邊境，兩端分別與蘇必里湖及休倫湖相連接，離休倫湖 15 哩之處，有聖瑪利斯瀑布，該河又名蘇聖瑪利 (Sault Sainte Marie)，俗稱蘇河 (Soo River)，蓋為 "Sault" 一字之訛音也。

大湖區貿易之繁，世罕其匹，蘇河水道乃為本區貨運之樞紐，故地位異常重要。釋其大者言之，密尼蘇太 (Minnesota) 出產之鐵礦，可輸至匹資堡與芝加哥附近之鍊鋼中心，美國西北部出產之小麥，得與大湖區之煤礦往來互惠，此均屬水運之成績，至堪稱道。近百年來，美加兩國積極經營，不遺餘力，吃水 20 呎至 21 呎之湖船，現可暢通無阻。

溯自十八世紀，蘇河可通皮筏小舟，瀑布之處，則須登岸盤駁，至 1797 年，加拿大某皮貨公司投資興建運河，附有小型船閘，其設備簡陋，被毀於 1812 年之戰爭，目前當存遺跡，惟已不與現行航道相通。

迨密尼蘇太洲密沙比山脈 (Missib' Range) 鐵礦發現以後，水道運輸，至感迫切，乃於 1850 年重修運河，使用三十餘年，各項建築，多告損壞，復以貨運增加，對於水道之改良，期望尤殷，曾於 1873 — 1886 年間，幾度加以整理，先後建築者計有地方船閘 (State Locks) 數座，及威別茲船閘 (Weitzel Lock 8 呎 × 51 5 呎 × 17 呎) 與波船閘 (Poe Lock 100 呎 × 80 呎 × 2 呎水級 2 呎) 等。威別茲船閘建於支運河上，又稱南渠，(South Canal)，與幹渠平行，待波船閘落成之後；原有地方船閘，全部拆除，波閘開門佈置，甚為複雜，計有開門五副，(上開門一副，下開門二副，上下各附保護門一副)，其中下開門二副同時啓閉，深恐於上開門尚未關閉而下駛船隻將第一副下開門撞毀之時，尚有第二副開門可使用，使閘廂內水面不致過分激蕩而生意外。

越二十年，該河貨運更繁，運渠尺度，益感不敷，復由政府另闢支渠一道，名曰

北渠 (North Canal)，內設船閘二座，一稱台維斯船閘 (Davis Lock)—一稱四號船閘 (Lock No 4) 俱係 混凝土構造，閘廂尺度均為 80 呎 \times 1350 呎 \times 23 呎，水級 22 呎，上下各設閘門二副，連保護門每閘共有閘門六副，由閘底進水，輸水時間僅需六分鐘，但以進水流量達 700 c.f.s. 影響上游流速至巨，故實際進水速度，較計劃所規定者為小。

蘇河兩岸，石壁矗立，閘旁當無建壩之需，惟為禦防特殊洪水猛襲之故，除已於船閘前後各設雙層閘門及保護門以外，更在上游河槽中裝置特別保險設備，以策安全，可謂周詳之至。（即利用旋版式壩，控制水流，並於壩頂架橋，以司啓閉。

十三 華盛頓湖至普吉脫灣運河

華盛頓運河，(The Lake Washington Ship Canal) 乃西雅圖 (Seattle) 海港計劃之一部，本非內河水道，但以屬於渠化範圍，茲一併述之：

華盛頓湖 (Lake Washington)，位於西雅圖城之西側，由湖邊鑿通運河，經聯合湖 (Lake Union) 及普吉脫灣 (Puget Sound) 以與太平洋相連，運河水位高出普吉脫灣 21 呎，內建平行船閘二座，一大一小，大閘 80 呎 \times 70 呎平均低潮時，上閘檻水深 36 呎，下閘檻僅 25 呎，高潮時則較深，閘門用人字形。小閘 30 呎 \times 123 呎，上閘檻水深 16。兩閘水級俱為 21 呎，閘旁建固定式短壩，壩頂裝活動門，閘下游水深達 34 呎，上游則為 30 呎，海洋大輪，現可暢行無阻，今日西雅圖商業鼎盛且為美國最大海港之一，運河之貢獻，實莫大焉！

渠化工費計用美金四百萬元。

十四 次要渠化工程

美國渠化河道，除上述以外，尚不下二十餘處，現多由政府管理養護，繼續使用，然目前均屬次要。概括言之，或以渠化標準太低，（尺度型式等）未能配合現代商業之需，一部分貨運，為陸路取而代之；或以渠化範圍太小，缺乏經濟價值，一時尚無加強之必要，茲分述之：

屬於俄亥渥河支流者：有莫斯科金根河 (Muskingum R.)，小肯那華河 (Little Kanawha R.)，大散的河 (Big Sanda R.) 包括條華河——Tug R.——及利未沙福克斯河——Levisa Forks R.——，肯杜基河 (Kentucky R.)，以及格林巴林 (Green Barren R.) 奧羅夫河 (Rough R.) 之聯運水道等。各河渠化情形，均大同小異，並無特點可足稱道。（註：莫斯科金根河渠化工程計劃與著名之莫斯科金根河防洪計劃不相

關連，蓋後者並無航運之利，請勿混淆！)

貝富河 (Beaver R.) 及其支流馬洪嶺河 (Manoning R.) 亦屬俄亥渥河水系，渠化工程，尚在規畫進行之中，佈置相當偉大，估計開闢工費需美金三千七百萬。更有補充計劃，擬延長馬洪嶺河，並於大海區與俄亥渥河兩流域之分水嶺開闢運河，直達休倫湖邊，惜以資金無着，未付實施。

屬河密士失必河支流者：有白河 (White R.)，大孫弗羅河 (Big Sunflower R.)，俄納基大——布拉克河 (Onachita—Black R.)，奧舍治河 (Osage R.)，洛克河 (Rock R.) 等。渠化工程，均屬匱陋。此外尚有伊密運河，(Illienois—Mississippi Canal)，為依利諾亞與密士失必兩河上游之聯運水道，長71哩，倘自運河東端順伊河下行，抵河口復溯密河而上，以達運河之兩端，全程繞折475哩，迨運河築成，密河上游之運輸，(如：聖保爾——St. Paul——至芝加哥)則可縮短40哩之多，迅捷異常。惟此項建築，已達四十餘年，才獨解扉尺度太小，(開扉25呎×15呎，水深6.5呎)且亦數目過多，(三十二座)節節推進，至感不便，似有澈底改良之必要。

屬於大西洋沿岸者：除非爾角河 (Cape Fear R.)，剛各累河 (Congaree R.)，達斯馬沼澤運河 (Dismal Swamp Canal)，以及渥克拉霍河 (Oklawaha R.) 等已經渠化外，可足述者，尚有下列二河：

(一) 塞芬那河 (Savannah R.) 自塞芬那河口至奧加斯大 (Augusta) 長凡 60 哩之航道，以年久失修，淤塞不振，近年以來，政界屢設計畫與奧加斯大及附近之山地，先自改良運河着手，其下游河段，以治道法整理，採具透水與不透水之丁壩，維持航深 6 呎上游則施渠化，壩為固定式，頂可溢水，上設升降門，船閘尺度為 50 呎×36 呎，(摩嫩加希拉河標準尺度。)水深可達 10 呎。

(二) 佛羅列達水道。(Across Florida Waterway) 位於佛羅列達洲之南部，為溝通大西洋與墨西哥灣之聯運水道，由下列三部分組合而成：(1) 聖路西運河 (St. Lucie Canal)，自大西洋岸至奧歧綽俾湖 (Lake Okeechobee) 湖邊；(2) 奧歧綽俾湖；(3) 卡羅撒里次河 Caloosahatchie R.) 自奧歧綽俾湖邊至墨西哥灣。整理方法，凌澀與渠化並重，計劃水深為 6 呎；聖路西運河中，現有開壩二座，以構造陳舊，不甚適用，正擬另築開壩一座，以代替之，(壩頂兩扇形活動門，開扉 50 呎×25 呎×13.5 呎，水級 11 呎。) 卡羅撒里次河亦有開壩二座，一為固定式壩，另一為扇形活動壩，開扉尺度，均為 50 呎×25 呎×11 呎，水級分別為 2 呎與 9 呎，水道沿岸，均為肥沃農田，頗宜排水灌溉，但以地勢低窪，偶遇海洋颶風，湖水泛濫，動輒成災；保護之法，除於湖邊及卡河船閘上河建築堤防外，並於通湖各河口(運河出入口除外)

分設弧形閘門 (Sector gates) ，可隨時啓閉。

屬於墨西哥灣沿岸者，有小型渠化工程二處：(1) 貝西提奇 (Bayou Teche) 水道，(2) 佛蘭克林麥門屯 (Franklin Mermentan) 水道。此外如阿拉巴瑪河之支流可沙河 (Cocsa R.) ，哥倫比亞河之支流威廉密特河 (WillametteR.) ，以及大湖區之福克斯河 (Fox R.) 等，亦均屬渠化之列。

上述渥克拉霍，大孫弗羅及大散的三河渠化工程，均採用排針式活動壩 (Movable dams of needle type) ，構造雖甚簡單，惟以漏水過巨，近代運河中已屬少見。

(完)

水利新聞

台灣興建大蓄水庫工程

葉明升

台灣省高雄縣境內阿公店溪，發源於阿里山之南端，全長38公里，流域面積 153 平方公里。河床傾斜較緩，致易淤塞，洪水時期最易氾濫。民國二十三年曾一度釀成巨災，被淹面積 4,000 餘公頃，公私房屋被浸 2,000 餘所，公路鐵路交通為之斷絕達二星期之久。前台灣總督府，於民國二十五年曾施行捷水道工程，但收效甚微，更於三十一年着手蓄水庫工程。於岡山區燕巢鄉竹子腳修建攔河土壩一座，貯蓄洪水以供灌溉及給水之用。該壩最高處達 31 公尺，長 200 公尺，兩旁翼堤平均高 9 公尺，長 2,180 公尺，壩基最寬處為 225 公尺。內部用粘土築成，其中心為 50 公分厚之混凝土楔形止水牆。壩心兩端築寬 1 至 2 公尺深 2 至 15 公尺之混凝土防水壁，嵌入岸基，水庫總容積為 45,000,000 立方公尺。

壩內貯水標高 34.5 公尺，可抑止洪水量 0%，標高 34.5 公尺以上之洪水，由漏斗形溢水口導經壩底之鋼筋混凝土管放出，標高 34.5 公尺以下之貯水，可供三年輪灌 6,000 公頃水田之用，流域內被保護地域約 5,200 公頃及住民 4,500 戶，人口約 30,000 人，而岡山區之給水問題亦得解決，灌溉用水以一直徑 15 公尺之鋼管導出，中部設針形放水，以可啓閉。

是項工程於民國三十一年至三十四年已完成將近一半，不幸於去年夏季遭受非常洪水，工程之一部復被沖毀，致不得已而停工。接收以後該省公共工程局曾數度派員查勘，認為有繼續興修之必要，特成立工程處，專司其事，根據現在物價，總工程費估計為台幣 42,000,000 元，分三年完成。三十五年度預算為台幣 13,000,000 元，其翼堤之部，業於本年五月間上旬開工，主壩部份，亦預定於洪水期後繼續進行。該處工程現用五噸機車四輛，鋼軌十餘公里，五噸汽轎五架，填土約 500,000 立方公尺，需用水泥 1,000 噸，鋼料 200 餘噸云。

一九四九年完成之台維斯壩

楊道民譯

一 概述

台維斯壩 (Davis dam) 曾因戰爭停頓，最近復工，其工程主要部份為 3,900,000

立方碼之土石壩，可發電 225,000 克維愛 (KVA) 之電廠，及一引水渠道 (Diversion and Forebay Channel)，長 4,500 呎，最大流量每秒 60,000 立方呎 全部廠於一九四九年完成。本計劃除供給動力，調劑波爾多壩 (Boulder Dam) 尾水，並為加利福尼亞州里德爾斯 (Needles, Calif.) 防洪以外，尚負有履行美政府與墨西哥所訂水約 (Mexican Water treaty) 之義務。

哥羅納多河 (Colorado River) 自米德湖 (Lake Mead) 迄墨西哥邊境一段之開發工作，因台維斯壩之完成告一段落。將來域內可能之發展，即擴充帝國壩 (Imperial Dam) 設備，以及利用派克壩 (Parker Dam) 蓄水以增加亞利桑那州 (Arizona) 抽水與渠道設施。

墾務局規劃台維斯壩有年，壩址在畢拉米德峽谷 (Pyramid Canyon)，位於波爾多壩下游 67 哩，派克壩上游 75 哩。原名大頭魚壩 (Bullhead Dam)，因壩址附近石形得名。一九四一年改為今名，以紀念墾務局前總工程師台維斯氏 (Arthur P. Davis) 經營開發之功。

台維斯壩目的在發電，及輔助波爾多壩對全河作進一步之控制。台維斯壩之運用，必須根據墨西哥水約。一九四一年美國會通過台維斯壩職權法中，曾載明台維斯壩與墨西哥水約之關係如下：

「大頭魚壩將來之主要功用，在於依照美墨同意之水約，精確分配哥羅納多河水于美墨兩國，是為大頭魚壩經費尚未釐定前，計劃造壩之重要動機。」

基於墨西哥水約規定，美政府願意自費建築台維斯壩，期於條約生效後五年內完成。條約自一九四五年起有效，工程應於一九五〇年完成。包工合同規定完工日期，雖為一九四九年，然合同並未包括安裝發電機、水電儀器，以及進水建築之門窗、氣樓、樓梯等後期工程，是以全部完工，勢須稍增時日。

域內墾殖工程，首重灌溉。台維斯壩完成後，利用河水灌溉，須設立高地抽水，是以全部建築工費，須賴電力收入。台維斯壩每年發電進益，按戰前情況以百分之三利率估計，五十年內或可償清。

墾務局曾於一九四二年六月與烏台建築公司 (Utah Construction Co.) 簽訂築壩合同，包價 18,996,392 美元，一九四二年十一月，開工伊始，適奉美戰時生產局命令停止進行。

本年 (一九四六年) 二月，墾務局復與烏台公司簽訂新合同，以 21,462,505 美元發包，為該局自大戰以來簽訂之最 合同。包價增加，半因工資騰漲，半因工程設計自一九四二年以來略有變更。新包價未包括供應品、機械、設備等項，共值 1,140,000

美元，因在一九四二年工程奉令停止原包約終止時，已由官方付款購得。

二 工程經費

台維斯壩全部工程費為 77,000,000 美元。烏台公司承包工程未列入發電機、水輪機、輸電線等前述各項後期工程。合同中規定工程項目，計土石方 15,000,000 立方碼（土石方材料有須移運達兩三次者），各工單價，石工鋪築壩身每碼 10 分，隧洞直井開挖石工則每碼 3 美元。混凝土工 45,000 立方碼，單價以進口水口混凝土塊工最低，每立方碼 8.90 美元，電廠上層建築工價最高，每立方碼 67.50 美元。

三 壩 工

本工程主要部分為土石壩、引水渠道及電廠諸部，前已述之。壩頂寬 50 呎，長約 1,600 呎，壩身在河床上部計 138 呎。壩身中心不透水部份，由粘土、砂、卵石築成，每厚六吋噴水滾壓使緊，不透水層並沿壩基向上游伸展鋪築。上下游不透水層以外，為半透水層，用四吋以內碎石築成，每厚十二吋噴水滾壓使緊。不透水層以外部份，上下游均填築四吋或四吋以上之大石。

壩底挖槽水壕（Cutoff Trench），壕身橫貫河床，底寬 120 呎，挖深應大於 0 呎，深度並可視開挖情況增加。兩岸基座（Abutments）部份，應挖達堅石層，其處壕底，並加築混凝土止水牆，壕底橫貫河床部份，可不用止水牆。

吾人試以此壩與下游 75 哩處之派克壩比較，可發現兩處壩址地質略同，河床表面均為厚約 150 呎至 200 呎之碎質沉積岩石質，台維斯壩即建造其上（擋水壕設計深度不過深入河床 60 呎）。派克壩為混凝土結構，以堅石層為基礎，壩高 350 呎中，有 235 呎深入河床。

台維斯壩身不透水材料取自三哩外取土坑，透水與半透水主要材料係引水渠道挖方。後者為火成岩，主要成份為堅硬碎質之片麻石。根據經驗，片麻石甫經暴露而初次移運時，立即碎裂，結果產生設計需要之半透水質，組織穩定，透水率低，以與壩基及壩身外層相較，可稱為不透水質，與壩心相較，則為透水質。

台維斯壩水庫洩水可上溯離波爾多壩一哩以內。正常水位蓄水 1,820,000 呎。正常發電時，全部水量經由廠房下洩。如下游需水增加，設有 19×22 呎放射式水力閘門（Radial hydraulic gates）用以洩水，閘門運用時，水頭約為 100 呎。

四 引水渠道

本工程第二主要部份爲引水渠道，長 4,500 呎，刻正興建中。渠道上游引水部份，底寬 200 呎，壩前部份底寬 75 呎，迄下漸增，使配合壩前必需寬度。水道挖深最大達 220 呎。

目前計劃，首先完成引水渠道，土石壩施工期間，可用以排水。墾務局初步計劃，原擬在西岸（尼瓦達州 Nevada side）開鑿 29 呎徑之隧洞六個，以便施工期洩水。其一以混凝土內襯，壩身完成後，可用爲運送發電機之通道。後經另行設計，認爲在亞利桑那州河岸開明渠最爲經濟。

渠道自壩前迄上游 1,070 呎處，加混凝土護面。渠道最大挖深雖達 220 呎，然護面僅達 150 呎之處。護面厚度最小 12 吋，平均 18 吋。所用鉛桿鋼筋徑達 $1\frac{1}{8}$ 吋，入岩深度至少 4 呎。每距 15 呎留伸縮縫，縫後壁內安裝排水瓦管，並設總管以匯總排水。

渠壁護面高度達 150 呎，坡度險峻（1:2），爲本工程中最艱難工作之一。至混凝土工，迄本年（一九四六年）杪或來年初或可開工。

五 電 廠

台維斯電廠採取外式（Quadrant type），設於亞利桑那岸。電廠爲鋼筋混凝土建築，可安裝立軸式發電機五具，每具容量 45,000 克維愛，以 62,000 匹馬力之水輪機直接帶動之。

水流經引水渠入進水建築，由 22 呎徑之高壓鋼管導入水輪機。發電水頭，最小水位時 57 呎，最大水位時 134 呎。

進水建築工程，亦爲混凝土塊結構，底部厚約 120 呎。並設冰廠，藉以冷卻進水建築及渠道護面之混凝土工程。

六 施 工 程 序

施工程序，以進水口及引水渠道之挖方與混凝土工爲第一期工程。渠道完成後，在開挖壩基及建築翼壩時期，用以排水。最後工程爲建築壩身與興建電廠。合同規定完工期限爲一九四九年七月五日，烏台公司訂定之工程進度，擬提早於一九四九年六月完成。渠道完成用以引水，在九四八年前恐尙無可能。

渠道開挖之岩石係用以填築壩身，先用碎石機分爲二類，可通過四吋開度篩孔者爲一類，不能通過者另屬一類，分別堆存備用。此項碎石料須經過數次處理手續，其程序爲（一）開挖（二）用碎石機分類（三）堆存（四）填入壩身。

開挖工程，正在進行，工地員工一千二百人之住宅其他設備乃至開辦商店等，亦在趕築中。烏台公司擬自行供給小家庭住宅五十幢，能容納五家之公寓七幢，戰後剩餘之活動房屋五十間及剩餘兵營式房屋十座。此外并籌建醫院、學校、娛樂場、游泳池、教堂、商店及公共膳堂等項。

初期工程尙包括建築木架便橋三座，一以通行載重車，一以傾倒下游擋水壩土方，餘一作交通便橋。

工程進度，雖受戰後物資缺乏影響，但工程仍在逐步進展之中。工地原爲荒漠，在住宅未築成前，惟有以辦公室商店或其他隱蔽處所權寓工作人員。墾務局并擬招包建築駐工人員住宅，但以簽約稍遲，壩地新村之完成，恐在烏台公司住宅完工之後。

七 工地給水與污水

烏台公司已完成兩給水系統，分別供給施工及家庭用水。由河道抽水輸至木製蓄水塔，二塔容量皆爲二十萬加侖，最低水壓每平方呎六千五百磅，可供消防之需。用水均需經過 化，家庭用水并以沸石軟化，使達 100p.p.m. 之硬度（釋稱百萬分之一）沸石軟化廠之容量約爲每天 0.5 百萬加侖（m.g.d.）。

污水方面，包工擬建般霍夫池（Imhoff Tank）及中央式污水處理制度（Central Sewerage System）。按亞利桑那州公共衛生局之規定，污水處理，須經三十天方得歸入河道。預計需要大約十噸之儲水塘一處。

本文譯自 Engineering News-Record 137 卷 8 期（1946 年 8 月 22 日）

、法國壩工舉隅

楊道民 譯

法人築壩，別具匠心；戰時雖遭受種種困難，迄仍保持其設計特徵。茲舉聖愛迪利坎特爾斯壩（St. Etienne Cantales Dam）爲例，以說明利用廠房屋頂爲洩洪道之設計。

壩在法國西南部多爾頓河（Dordogne River）之支流色利河（Cere River）上。大戰時期，法人採用公路橋樑局總工程師苛耳民（A. Coyne）之設計，使洪水過廠房屋頂下洩者，計有三處，此種壩面亦稱爲躍空洩洪式（Ski-jump spillway），坎特爾斯壩即爲其一。餘二者爲艾格爾（L'Aigle Dam），在多爾頓河幹流上

；伽利塞特壩 (Genissiat Dam) 在毗鄰瑞士境之羅尼河 (Rhône River) 上。(六月十七日美國發行之生活雜誌曾刊登伽利塞特壩草圖與照片，內誤述洪水係由壩側渠道排洩。)

坎特爾斯壩為開發色利河谷動力資源之最終建築。儲水一億二千五百萬立方公尺 (100,000 噸呎)，用以調劑壩址下游流量。廠房在壩面下層，可以安裝容量 25,000 克維愛 (KVA) 之水力發電機三具，其中兩具經安置完成，業已發電。水庫蓄水，最大水頭達 63 公尺。

計劃之始，原擬因地制宜，建築多拱式混凝土壩 (Multiple arch dam)；嗣因人工缺乏，多拱式壩復易遭受空襲損失，始放棄原計劃，而採用拱壩與重力壩之折衷型式。目前上游壩面，其曲度半徑為 105 公尺，壩高 70 公尺，壩頂長 270 公尺。洩洪道在廠房頂上部份為厚層板樑 (Slab)，兼能抵禦空襲，保護發電設備。

工程於一九三八年十一月興工，迄一九四三年，廠房雖已告成，但混凝土工曾因水泥缺乏而暫告停頓。第一部發電機於一九四四年底裝配竣事，全部工程至一九四五年完成。德軍佔領法國後，政府人員以此為抵抗德軍之秘密中心地。

壩址峽谷為堅固之花崗岩地質，引水隧洞穿西岸岩壁達於壩身下游，隧洞直徑 6.25 公尺，壩身施工期間，用以宣洩正常水流。壩址上下游各建施工擋水堰一道。上游拱形混凝土擋水堰，高 17 公尺，籍以蓄水，局部調劑水量，供下游廠房之需；壩址下游擋水堰，亦係混凝成土築成，但平直并非拱形。

壩身完工後，約于引水隧洞中點處以混凝土堵塞，中留通口，封以厚鋼板，並加釘螺栓。將來如須排空水庫，可用炸藥炸通，用以排水。

滾水式洩洪道位於壩長中部，洩水槽即在廠房屋頂，前已闡述。槽唇微向上轉，挑使水瀑越過壩下水塘而達於下游某處，即使發生沖刷作用，而不致有任何嚴重影響。壩頂至尾水面全面落差計 0 公尺 (約 200 呎)。洩洪道在廠房頂上部份，係與廠房屋頂成一整體，為重噸之鋼筋混凝土板樑，厚達三公呎。

壩頂設扇形閘門兩座，洩洪道最大容量每秒 1,200 立方公尺 (約每畧流域面積 0.25 秒立方呎)，必要時尚可經由水輪機宣洩 110 秒立方公尺，排水洞宣洩 80 秒立方公尺。該洞洞徑 2.5 公尺，位廠房東端，原供減沙之用。

水輪機由三個鋼襯壓力水管 (Steel-lined, Pressure Conduits) 供水，管徑 4.15 公尺，於壩長中部穿過壩身而達于水輪機，管上端用滾軸式高壓管控制門 (Roller-type penstock gates)，門桿 (Gate stem) 沿洩洪道兩旁上升，開啓設備設在壩頂。管下端用蝶形活閘 (Butterfly valve)。高壓管進水口處，并護以活動欄污柵。

本文資料出自該壩設計人苛耳先生及英國工程雜誌。該壩現屬法國康達動力總公司 (Societe des Forces Morticedu Cantal) 。

本文譯自 Engineering News--Record 137 卷 6 期 (1946 年 8 月 8 日)

會務消息

第六十二次董事會紀錄

日期 三十五年十二月八日下午二時
地點 南京國府路水利委員會會議室
出席 須愷 沈百先 陳溝恩 雷鴻基 胡品元 楊保璞
沈怡 夢劉錫蔣蘇泉
列席 戴祁
主席 須愷 紀錄 蔣蘇泉

主席致詞慶賀本會沈副會長君怡榮膺南京市市長並希望提前實施秦淮河整理工程
沈副會長致詞答謝

甲 報告事項

- 一 主席報告第六十一次董事會決議各案及其執行情形
- 二 蔣代總幹事蘇泉報告與中國工程師學會接洽聯合年會經過及本會第十一屆年會徵求論文情形
- 三 楊總幹事保璞報告本會三十四年度經費收支概況
- 四 蔣代總幹事蘇泉報告本會各分會會務進行情形
- 五 戴委員祁報告出版委員會業務概況

乙 討論事項

- 一 第十一屆年會應如何籌備案
決議 設第十一屆年會籌備委員會及論文委員會推沈董事百先為籌備委員會主任委員孫會員輔世為論文委員會主任委員侯沈主任委員與中國工程師學會接洽後再行決定辦法通知各會員
- 二 下年度會費應如何徵收案
決議 建議本屆年會在幣值穩定以前授權董事會逐年參酌物價指數規定會費徵收標準由總幹事按照徵收
三十六年度收費標準
會員 入會費一萬元常年會費二萬元
仲會員 入會費一萬元常年會費一萬元
初級會員 入會費二千元常年會費五千元

機關會員 中央機關國立大學或國立獨立工學院及全國性質之團體入會費三十萬元常年會費三十萬元省市機關學校及省市性質之團體入會費二十萬元常年會費二十萬元其他機關或團體入會費十萬元常年會費十萬元

凡會員或仲會員除繳入會費外在三十六年度內一次繳足二十萬元者以後免繳常年會費在抗戰期間繳納永久會費者仍請認繳特別捐一次

三 建議本屆年會修訂本會章程案

決 議 用董事會名義提請本屆年會討論修正下列各條會章

第四條第三節擬改爲「凡國內外大學工學院或獨立學院之水利或土木工程系肄業者高級水利或土木科職業學校畢業者及具有四年以內之水利或土木工程經驗者由會員或仲會員二人之介紹經董事會審查合格得爲本會初級會員」

各條條文中「學生會員」一律改爲「初級會員」

第七條擬改爲「凡仲會員或初級會員經驗資格已及升級之時得由會員或仲會員二人之證明由本人具函申請或由會員二人之舉薦經董事會通過後升級」

第十條擬改爲「董事會由會長副會長總幹事副總幹事及董事十五人組織之會議時由會長主席董事任期三年每年改選五人」

第十一條擬改爲「執行部由會長副會長總幹事及副總幹事各一人組織之會長副會長任期一年連選得連任一次總幹事及副總幹事由董事會聘任之另設幹事二人由總幹事提請董事會聘任之」

第十二條「介紹職業」擬改爲「介紹人才」

第十五條「總幹事」之下擬各加「及副總幹事」五字

第十六條第十七條條文俟幣值穩定後再行修正

第二十條二十一條關於選舉方法請年會再作討論決定應否修正

四 審查天津分會章程案

決 議 修正通過

五 各分會會務應如何推進案

決 議 凡已成立分會各地由總幹事通信聯繫凡未成立分會各地其會員人數在十人以上者由總幹事開具名單指定會員負責籌備

六 入會願書或升級申請書應由介紹人或證明人簽字蓋章以昭鄭重案

決 議 通 過

七 百先獎學基金應如何運用案

決 議 挑選國內各大學之設有水利系者每校一人共約六人每人每學期補助二十萬元自三十五年度第二學期開始辦理由各校水利系就三四年級學生中推薦成績優異家境清寒者送由本會總幹事轉交陳溫思譚葆森朱士俊三會員負責審查決定

八 水利委員會擬於三十六年大禹節舉行全國水利展覽會本會應如何參加案

決 議 徵集本會歷年出版之水利月刊水利特刊中國水利工程叢書及中國水利珍本叢書送會陳列

九 審查三十四年度經費收支案

決 議 推劉董事夢錫陳董事湛恩審查（當經即席審查完竣准予核銷）

十 本會水利會刊應如何繼續出版案

決 議 仍請戴委員祁繼續負責在京出版

散 會 時下午五時

天津分會成立會及第一次會議紀錄

日 期 三十五年十月六日下午二時

地 點 海河工程局會議廳

出 席	譚 璟	呂金藻	張建中	張士偉	劉維藩	周文賢
	劉愷元	王 垓	左席豐	錢家驊	丁芳園	程峇園
	曹寶善	張金鑠	高鏡瑩	王華棠	張 任	劉錫彤
	董開章	顧民逸	徐宗溥	過祖源	陸公達	徐世大
	劉鼎祺	汪祿蔭	田淑媛	俞嘉澄	馬席慶	王文騏
	滑作鼎					

臨時主席 呂金藻

主席報告本會以往歷史

通過會章 （另行刊布）

選舉結果

會長 徐世大

幹事 俞嘉澄 張士偉

會員委員會主任委員 高鏡瑩

委員 田淑媛 周文賢 徐宗溥 曹寶善 劉錫彤 劉菲祺

會長報告 (略)

討論事項

一 關於參加本會年會案

決 議 函總會向水利委員會接洽准由機關會員派代表出席

二 關於提會論文案

決 議 推過祖源張 任徐宗溥馬席慶負責擔任

三 關於會刊投稿案

決 議 由會員儘量參加

四 關於應繳會費案

決 議 分會會費暫收一千元

攝影散會

桂林分會復員會及第三次會議紀錄

日 期 三十五年八月八日下午二時

地 點 廣西省水利林墾公司會議廳

出 席 孫延厘 蘇朝棟 牟甲增 雷秉三 黃學仁 程伯輝
 粟宗嵩 耿誠秀 劉 洵 粟富齋 蘇國鈞 徐樹霖
 梁作鈴 陳薰楨 張錫純 張守義 張樹勳 鍾深基
 劉崇恬

主席 孫延厘 紀錄 雷秉三

一 會長孫延厘文書幹事張錫純學術幹事雷秉三會計幹事張守義即席就職

二 會員認捐會費及經費國幣一十二萬八千元

三 討論事項經決議如次

甲 本分會地址設在廣西省水利林墾公司內

乙 新會員入會手續因無申請入會表先由新會員開具履歷交由本分會介紹送總會核辦

丙 本分會復員情形報告總會

丁 各會員之著作可送會審核出版各會員需用之水利刊物可委託分會辦理另

由分會請求水利委員會及總會分寄

四 粟會員宗嵩演說粵桂水利情況

散會

長沙分會成立

本會在長沙會員及水利界同人約三十餘人，業於三十五年九月二十二日正式成立長沙分會，並經公舉何之泰為分會會長，左開泉粟翼寰彭公予金德楚為幹事。分會會章容俟另行刊布。

總幹事啓事

(一) 本會第十一屆年會，前經董事會決議，參加中國工程師學會聯合年會，並於上期本刊登載啓事，請各會員預先準備論文提會宣讀。茲接中國工程師學會十一月十六日函略稱：本屆聯合年會改於卅五年十二月二十八二十九三十日在南京舉行，各地分會照卅四年度分區聯合年會例分區舉行年會，並推派代表來京參加總會年會，並經推請沈董事君怡為年會籌備委員會主任委員，南京分會會長張劍鳴為副主任委員，等語。嗣又據報：沈君怡先生以籌備不及，已辭去該會籌備會職務。是本屆聯合年會或仍有展期之可能。除俟本會年會籌備委員會沈主任委員百先與該會接洽後，再行決定辦法通知各會員外；仍請事先準備論文、提案，以便提會宣讀討論為幸。

(二) 各仲會員已有升級為會員之經驗資格者，即請按照會章，由會員或仲會員二人之證明，具函來會申請。又各學生會員已在大學畢業者，即請來函聲明，以便照章升為仲會員。

(三) 本會擬於三十六年春季刊印會員通訊錄，各會員通訊地址如有變更，即請來函通知，並請儘量轉告其他會員（尤請注意上期本刊所載失去聯絡各會員）之通訊新址，以便編印。又會員通訊錄每冊定價二千元，即請提早匯款來會訂購。

上屆年會決議之年度會刊訂閱費一千元，仍有一部份會員未曾繳納，務請即行照寄。又本會會員證尚有一部份會員未曾領去，並請繳費二百元，同時填送簡表，分別填明姓名別號性別籍貫出生年月現在通訊處等項，以便填發。

(四) 最近郵資增加，而本會經費支絀，實感不勝負擔，此後無論會員或非會員，如有查詢事項，務請附寄復件應需之郵票，以憑答復。

水 利

編輯者 中國水利工程學會出版委員會

天津台兒莊路海河工程局徐世大轉

發行者 中國水利工程學會

南京上海路揚子江水利委員會楊保璞轉

印刷者 南京中國印刷廠

南京國府路估衣廠三十九號

本刊定價

本期零售每冊國幣壹千伍百元

國內普通郵費在內 國外及航空郵費另加

本刊廣告價目

地 位	每期廣告費
封底外面	十五萬元
封面或封底內面	十萬元
普通全面	五萬元
普通半面	三萬元

繪圖製版費另加 廣告費及廣告樣同時交付

交通部組織
中國橋樑公司
承辦各種橋樑工程
承製各種鋼鐵建築

總公司地址
南京雙石鼓四十二號
電話 二二零一三號

大中華工程公司

承辦 { 房屋 水利 隧洞
橋梁 鐵路 碼頭
公路

公司地址
上海 四川北路北仁智里七二二號
電話 四一三八四號
南京 馬路街松竹里一號