第二章　天然ノ水路

3. 河川ノ流域ト布置　天然ノ水路即チ河川ノ流域ハ其河ニ流込ム地表水ノ存在スル範圍デ、地形地質ナドニ依ツテ異ナル（地表水第五章 50 參照）。流域内ニ於ケル河川ノ布置即チ流路配置ノ變化ハ亦甚ダ複雜デ、到底之ヲ律スル法則ガナイ。唯水ハ低イ處ニ流レ流レテ終ニ海ニ朝宗スルマデ、或ハ走ツテ急灘トナリ、或ハ止ツテ深潭トナリ、或ハ瀑布素練ヲ懸ケ、或ハ湖沼碧鏡ヲ現ズルナド、實ニ千變萬化ノ妙ヲ極メテ居ル。

斯クノ如ク河川ノ布置又ハ流向ハ地形地質等ニ關スルモノデ、之ヲ捕捉スベキ法則モナク、無法ノ中ニ今日ノ現狀ヲ呈シテ居ルガ、勿論成ルノ日ニ成ツタモノデハナイ。地形、傾斜、土質、雨量ナドノ環境ニ應ジテ之ニ順應スベク、時々刻々變化シツヽアルカラ、今日ノ水路ハ極端ニ言ヘバ復タ明日ノ水路デハナイ。即チ河岸河底ノ侵蝕ハ更ニ其沈澱堆積ト相伴ツテ各所ニ現ハレ、安定ヲ得ルガ爲ニ作用シツヽアルノデアル。其偶々安定ヲ得タ川ノ部分ト云フノハ良ク侵蝕沈澱ノ痕ナキ處ヲ云フノデアツテ、河川改修ナドノ範ヲ此ニ取ルベキモノデアル。唯此種ノ研究ハ極メテ多方面ニ關聯シテ、其資料ノ明瞭ヲ缺クモノガ多ク、經驗又ハ常識ヲ基トシナケレバナラナイモノガ少クナイ。

歐洲デハぢゅぶあーと (du Buat), ばうむがるてん (Baumgarten), ふぁるぐ (Fargue) 及ぢらるどん (Girardon) 等ハ或ハ學理ノ推定カラ、或ハ實地ノ改修ニ基ヅキ、此方面ニ科學的曙光ヲ投ゲタ。其後えんげるす (Engels), れーぼっく (Rehbock) 等ニ次イデ各國デハ盛ニ模型試驗ヲ行ツテ、河床ノ抵抗、砂礫ノ移動等ノ質及量的研究ヲ行ヒ、河川改修ノ基礎的觀念ガ明ニサレルニ至ツタガ、實驗水槽内ノ研究ト相俟ツテ水理學ガ益々進歩シツヽアル觀ガア

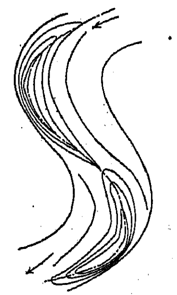
ル。

大體カラ言ヘバ整然タル河床及眞直ナ水路ハ流水ヤ砂礫ニ對シテ極メテ必要デアル。然シ航路ノ關係ヲ考入レナケレバナラナイ場合ニハ、流速ハ之ヲ或範圍内ニ制限スル必要ガアル許リデナク、水深ハ船ノ吃水ト水面勾配及流速ニ影響ガアル。水路ノ或部分ニハ侵蝕ガ起リ、砂礫ハ流下リ、他ノ部分ニハ反テ沈澱ヲ生ジ、以テ舟運ニ必要ナル水深ヲ保ツ必要ガアル。以上水流、砂礫又ハ舟運ノ爲ニスル水路ハ孰レモ地形ニ應ジテ直通ノ路線ノミヲ有スルコトハ出來ナイ。ドウシテモ高低勾配等ノ爲ニ曲線ヲ爲シ、唯高水ノ疏通ヤ舟運ノ爲ニハ餘リ急ナ曲線ヲ避ケ、多クノ迂回ヲ改修シテ相當半徑ノ安定シタ曲線水路トシナケレバナラナイ。

曲線水路ハ長サヲ増シ勾配ヲ減少スル爲ニ缺クベカラザルモノデアルガ、高水結氷疏通ナドカラ見レバ寧ロ有害デ、殊ニ其急ナルモノハ舟運ニ障害ヲ與ヘル。河口ニ近イ感潮部ニ於テハ、水路ノ紆曲ハ著シク潮汐ノ出入ヲ妨ゲ舟運ニ不便デアル。然シ水路ノ直通ハ水深ヲ減ジ勾配ヲ増シ、從テ水運ニ障害ヲ及ボス許リデナク、河底ノ侵蝕砂礫ノ移動ガ大ナル爲メ、益々水位ガ低下シ、且ツ洗掘ハ上流ニ傳播シ、沈澱ハ下流ニ現ハレルノヲ常トスル。從テ砂礫轉下ノ河川ニ就テ、河况ノ改善水深ノ維持ヲ圖ラントスル樣ナ場合ニハ、常ニ適當ニ曲線水路ヲ維持シテ流砂轉礫ノ調整ヲ考ヘナケレバナラナイ。

曲線水路ノ曲率ガ急ナル程其**谷線**即チ最深點ヲ結付ケタ線ハ凹岸ニ近ク現ハレ、舟行ニ困難ヲ與ヘル。故ニ成ルベク大ナル半徑ノ曲線水路ヲ用ヒル方ガ良イ。然シ反曲線即チ相反シタ曲率ヲ有スルS字形曲線ハ或長サノ直線ヲ間ニ挿入シナケレバ、各線ノ接續ガ順滑ヲ缺イテ、稍々モスレバ、**淺瀬**ヲ生ジ易イ。是レ舟行ノ爲ニ忌ムベキ許リデナク、亂流派川ヲ生ズル素因ヲ爲スカラ、充分考慮ヲ要スル。元來曲線水路ニハ河幅、曲率又ハ半徑、弧ノ長サ

其ノ間ニ或關係ガ成立シテ居ル筈デアルガ、今日科學ノ進歩デハ尚未ダ明ニ之ヲ數式ニ表ハシ得ナイノヲ恨ミトスル。



第一圖　谷線ノ推移

勾配ヲ緩ニシ水深ヲ増スニハ獨リ曲線ヲ用フベキデアルトノミ限ラナイ。時トシテ水流ヲ横ツテ或種類ノ堰堤ヲ造リ、所謂渠化法ヲ用ヒテ水路ヲ改修スレバ、水深ハ増加シ、流速ハ少ナクナル。若シ又勾配ガ適當ナルモノナラバ河幅ハ減少シテモ水深ヲ増スコトガ出來ル。然シ水深ノ増加ハ勾配ノ増加ト共ニ流水ノ砂礫牽引力ヲ増スカラ、砂礫ヨリ成ル河床ノ場合ニハ其安定ト否トヲ研究シナケレバナラナイ。

砂礫轉下ノ爲ニ、河床ノ移動シ易イ河川ヲ改修シテ、航運ニ便ナラシメルコトハ問題ガ複雜デ、愼重ノ研究ヲ要スルモノガアル。

4. **曲線水路**　道路、鐵道又ハ運河等ノ中心線ヲ定ムルニ當リ、成ルベク長イ直線ヲ設ケルノヲ便トスルガ、其方向ノ變ル所ニハ是非共曲線ヲ以テ繫ガナケレバナラヌ。

勿論水路ニ用フル曲線ノ半徑ハ大ナルモノデナケレバナラヌ。而カモ尚簡單ナル圓弧ヲ用フルトキハ直線ト弧ノ界ナル曲點又ハ切點ニ於ケル曲率ハ一足飛ニ大變化ヲナスノデアル。此點カラ考ヘレバ或種ノ緩和曲線又ハ合曲線ハ稍々進歩シタモノトモ考ヘ得ラレル。然シ實際ニハ成ルベク大半徑ノ單圓弧ヲ用フルヲ以テ足レリトスルコト多イ。

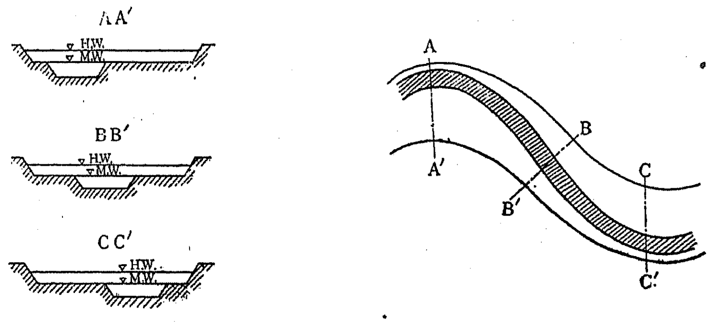
5. **河幅**　一般ニ河幅ハ水源カラ河口ニ進ムト共ニ廣クナル。是レ下流ニ進ムト共ニ支流ノ合流スルノミナラズ勾配ガ減少スルカラデアル。然シ灌漑又ハ水力等ノ爲ニ河カラ外ニ水ヲ引イタ場合ニハ流量ガ漸次増加スルト云フ一般ノ規則モ一部分ニハ適用シ得ヌ許デナク、通河湖ノ如ク中間ニ湖水ヲ貫通シテ居ル河デハ湖水ノ上ト下トデ流量ヲ異ニシ、從ツテ亦河幅ヲ著シク變

化スルト云フ様ナ除外例モ見出サレルガ、概シテ下流ニ進メバ流域ガ增加スル爲、流量ヲ增加シ、從ツテ河幅ヲ增ス理窟デアル。

下流ニ進ムト共ニ河幅ノ增加スル割合ハ其河ノ流域内ノ氣象、地形、土質等ノ關係ノ外ニ支流ノ流量及數、其分布ノ狀態等ニ依テ異ナルベキ筈デアル。更ニ感潮部トナレバ潮波ノ傳播ノ爲ニ河ノ流量ハ一層複雜ナル變化ヲ爲シ、從ツテ河幅モ亦一概ニ律シ難イ。然シ各地點ニ於ケル勾配流量ヲ知レバ河幅ノ增加率モ大概之ヲ定メルコトヲ得ベク、後章流末工事ノ處ニ於テ述ベル如ク、强潮河川ノ下流ニ於ケル河幅增加率ハ凡ソ $^1/_{70}$ 乃至 $^1/_{80}$ デアル。

又河幅ハ曲線ノ中央ニ於テ漸次之ヲ增加シ兩曲線ノ過程ノ部分ニ向テ漸次之ヲ狹メルヲ良シトスル。其ノ廣狹ノ率モ舟運ヲ主トシテ作ラレタ運河トハ違ヒ、別ニ定ツタモノモナイガ、佛蘭西ノぎゃろんぬ河 (Garonne) デハ之ヲ 4:3 ニシタ。

又複斷面ヲ用フル場合ニ平均水位以下ノ部分ト高水位ニ對スルモノトハ第一圖ニ示ス如ク配置スルヲ常トスル。

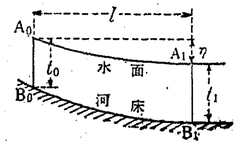


第二圖　複斷面ト深淺

6. **河床ノ移動性**　天然ノ水路ガ規則正シイ橫斷面ト一定ノ勾配ヲ有シ、其河床ガ非洗掘質デ且ツ直線ヲ爲スモノハ極メテ稀デアル。是等ノ狀態ハ運

河ノ樣ナ人工的ニ作ツタ水路ノ持ツテ居ルモノデ、齊流ノ理ヲ適用スルコトガ出來ル。齊流ハ天然ノ河川デハ非常ニ短イ距離ノ間ニノミ唯近似的ニ成立ツモノデ、其間デモ水流ハ上流及下流ノ河床ノ變化ニ影響セラレル。今此ニ形ノ變化シテ居ル河床ノ中ヲ流レル水流ヲ考ヘテ見ルコトニスル。

第三圖ニ示ス如ク、定變流ノ理ヲ用ヒテ、短距離 δl 丈ケ離レテ居ル 2 點ノ水面ノ高サノ差ヲ $\delta\eta$ トシ、u ヲ平均流速 δu ヲ平均流速ノ變化、p ヲ潤周、F ヲ斷面積、κ ヲ一ノ定數凡ソ 1.1 又ハ 10/9 ニ等シイモノ、ζ ヲ摩擦係數トスレバ、地表水第五章第七節 111 ノ [102] ニ示シタ樣ニ



第三圖
河川ノ水位ト河床

$$\delta\eta=\kappa\frac{u\delta u}{g}+\zeta\frac{p}{F}\frac{u^2}{2g}\delta l \qquad [1]$$

u_0 及 u_1 ヲ夫々 l 離レテ居ル第一 A_0B_0 及第二 A_1B_1 ノ斷面ノ平均流速トスレバ

$$\eta=\frac{\kappa(u_1^2-u_0^2)}{2g}+\int_0^l\zeta\frac{u^2}{2g}\frac{p}{F}\delta l \qquad [2]$$

[1] ノ第二項ハ $\zeta\frac{p}{F}\frac{u^2}{2g}$ ト δl ノ積ヨリ成リ、流水壔ト河床ノ間ノ摩擦ヲ表ハス。若シ ζ, p, F, u ガ一定ナルカ、或ハ殆ド一定ナラバ面白イガ、然シ實際ニハ凡テ是等ノモノハ皆變動シテ決シテ一定セズ、隨分複雜ナモノデアル。今假リニ摩擦係數又ハ流水ノ抵抗ヲ φ デ表ハスナラバ [1] 及 [2] ハ

$$d\eta=\kappa\frac{u\delta u}{g}+\varphi\delta l \qquad [1']$$

及ビ

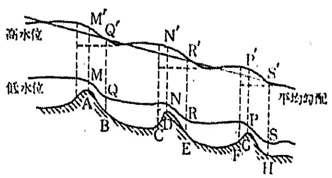
$$\eta=\kappa\frac{u_1^2-u_0^2}{2g}+\int_0^l\varphi dl \qquad [2']$$

[2′] ノ右節ノ第一項ハ二ノ斷面ニ於ケル水ノ動勢ノ差ニ呼應スル高サヲ示

シ、u_1 ガ u_0 ヨリ大ナルカ又ハ小ナルカ＝從テ正又ハ負トナリ、換言スレバ、平均流速ガ增スカ又ハ減ズルカ＝從テ正又ハ負トナル。第二項ハ水流ノ抵抗＝打勝ツ爲＝必要ナ仕事＝呼應スル高サヲ表ハシ、常＝正デ l ト共＝增加スル。即チ二ノ斷面ノ高サノ差ハ是等二者ノ和カラ成立ツテ居ル。

天然ノ水路ガ長クナレバ、第一項ハ第二項＝比ベレバ無視シ得ル程小サイ。換言スレバ二ノ斷面ノ水面ノ落差ハ殆ド全ク摩擦＝打勝ツ爲＝殆ド全部費消セラレルノデアル。然シ水面ノ高サガ甚シク異ツテ居ル二ノ横斷面＝依テ界セラレル短イ部分＝關シテハ最早同一デハナイ。勿論兩横斷面ノ平均流速 u_0 及 u_1 ノ差ハ充分大デアル。右節ノ第一項ハ正トモナリ又ハ負トモナリ、其數値ハ第二項＝比シテ遜庭ナク、或ハ時トシテ之ヨリ大キナコトモアリ得ベク、全落差 $\eta=\eta_1-\eta_0$ ハ負ノ値ヲ持ツコトモアル。最後ノ場合ハ**跳水**＝似タ現象ヲ呈スル。

天然水路ノ河床ヲ若干距離＝亘ツテ調ベテ見レバ、第四圖ノ ABCDEFGH …… ノ如キ凸凹ノ外＝紆曲ガ繰返シテ表ハレテ居ルヲ常トスル。更＝仔細＝之ヲ點檢スレバ AB, DE 又ハ GH ノ如ク傾斜ガ稍々急ナ部分＝續イテ、BC, EF 等ノ如ク殆ド地平ナルカ、又ハ僅カ＝凹ンデ居ル部分ガアリ、更＝前ト反對ノ傾斜ヲ持ツタ CD, FG 等ノ部分ガ之＝續イテ居ル。即チ A, D, G 等ノ突出點ハ**床閾**、**瀬**又ハ**高底**ナドト呼バレ、其間ノ低イ處ハ**盆底**、**淵**又ハ**低底**ナドヽ呼バレル。此場合＝流量ガ少ケレバ床閾 A, D, G 等ハ流量ヲ阻止シテ盆底＝水ヲ保留スル爲メ、表面勾配ハ非常＝緩慢＝ナリ、床閾ノ上流部 M, N, P ＝至ツテ水面ハ漸ク傾斜シテ流速ヲ增シ、溢流堰ト同一ノ現象ヲ呈スル。此急灘狀ノ全部＝對シテ、水ハ河床ノ狀態＝應ジ多



第四圖 天然ノ河床

少大ナ流速ヲ以テ流レテ閾脚＝達シ、下ノ盆底＝至リ、屢々反傾斜ヲ呈シ、水面ガ盛上ガルコトガアル。

流量ガ增セバ流水ノ水面ハ前記低水位ノ水面トハ平行シナイ。河床ノ凸凹其他ノ狀態＝應ジテ、水面ハ變化シ、一般＝盆底＝勾配ヲ增シ、急灘ノ部分＝勾配ヲ減ジ、其水面ノ縱斷面ハ全區域ノ平均勾配ヲ表ハス直線＝近ヅク傾向ヲ表ハス。相隣リシテ居ル二ノ急灘ノ脚ノ間ノ中デ淵＝屬スル BQ′N′C ノ平均流速ハ瀬＝對スル CN′R′E ノ平均流速ヨリモ緩ナルベク、是等ノ部分ハ全然異ナル特色ヲ持ツテ居ル。即チ第一ノ部分ハ其流速上流ヨリハ下流ノ方ガ大デアルガ、第二ノ部分ハ全ク之＝反シテ居ル。

斯クシテ斷面ガ規則正シク勾配ガ一定ナ運河ノ類＝於テハ、表面勾配ト平均流速トハ常＝密接ナ關係ヲ持ツテ居ル＝反シテ、天然ノ水路＝於テハ全然違ツタ關係ヲ保ツテ居ル。

元來 MQ, NR, PS 等ハ急灘＝呼應スルモノデ、一般＝强勾配ヲ有シ、急流又ハ溪流ノ特色ヲ帶ビ、之＝反シテ BN, EP 等ハ淵＝呼應シテ緩勾配ヲ有シ河川＝類似シテ居ル。一般＝靜カナ水流デハ局處的ノ原因ノ爲＝起ル水面ノ昇降ハ遠距離ノ上流＝擴ガル。之＝反シテ溪流＝於テハ水位變化ノ原因ハ極メテ少距離＝感ゼラレルノミデアル。又水底ノ局所的ノ不同ハ水面＝反射スルガ大河川トナレバ、緩流速ヲ持ツ厚イ水量ノ爲＝其不同ハ消失シ、水深モ河床ノ一般ノ事故＝依ツテ整理サレル。

7. 河床移動ノ結果 天然ノ水路デ不變ノ河床ヲ有スルモノハ極メテ稀デ、唯處＝依ツテハ岩盤ノ間ヲ流レル部分ナドハ非移動性ノモノト考ヘルコトガ出來ル。然シ其レデモ尙流水ノ侵蝕ヲ受ケテ、永イ年月ノ間＝ハ河床ノ著シイ變化ヲ見ルコトガ、米國ころらど河ナドノぐらんど　かんにょんナド＝徵シテ知ルコトガ出來ル。此河床ノ移動ハ實＝水路研究ノ大困難ノ一デ、

且ツ又治水上ノ大難關デアル。水路ハ一般ニ其上流ニ於テハ傾斜ガ充分大デアツテ、且ツ其土質ガ水ニ侵蝕サレ、推流サレ、所ニ依ツテハ多少深ク河床ヲ掘下ゲル。大キナ水路デハ少クモ河床ニ接觸シタ流水ノ速度ガ或ル一定ノ値ニ達スレバ洗掘ガ起リ、此値ハ河底ヲ組立テ居ル一定ノ物質ニハ殆ド一定デ、之ニ反シ其粒ノ大サ、比重、形等ニ從ツテ變ル。從ツテ洗掘ヲ生ズル地帶ニハ底ノ流速ガ洪水ノ時期ニ大ナル侵蝕ヲ生ズルノデアルガ、殆ド定ツタ性質ノ移動性土壤ノ上ヲ流レル水流ニハ一定ノ限度ニ傾カナケレバナラナイ。其結果トシテ、一ノ斷面内デハ平均流速 V ノ自乘ハ徑深 R ト勾配 J ノ積 RJ 或ハ深サ T ト勾配ノ積 TJ ニ比例シテ居ルカラ、共ニ同一ノ値ヲ持ツテ居ル。斯クシテ殆ド同一ノ物質カラ成ル河床ヲ有スル水路ニハ、底ノ傾斜ト深サノ積ハ平均シテ見レバ殆ド變ラナイ量ヲ持ツテ居リ、充分掘ラレタリ、又ハ埋マツタ後ハ比較的安定ニ達スル。溪流ハ底ノ勾配ガ急ナルヲ特色トスルガ、一般ニ小サイ水流又ハ中位ノ水流ニ止リ、之ニ反シテ緩勾配ヲ有スル河ハ大ナル水流タルヲ得ル理窟デアル。

就中河ノ流量ハ殆ド常ニ支流ノ合流ト共ニ增スケレドモ、水流ノ勾配ハ水源カラノ距離ト共ニ減少シ、其水深ガ增スヨリハ急ニ減少スル。蓋シ河床ヲ形成シテアル物質ハ砂利ニシテモ、下流ニ進ム程大サヲ減ジ、砂ヤ壚坶ニシテモ益々細微トナル。是レ彼等ヲ牽引スル流量ガ益々弱クナルカラデアル。

河底ノ物質ノ容積ガ河ノ下流ニ進ム程小サクナルノハ何處デモ證明セラレル。地表水第五章第十一節 141 モ述ベタ通リ河川ノ底ヲ組立ツル砂礫ノ重量ヲ P、或原點ニ於ケル重量ヲ P_0、原點ヨリノ距離ヲ s, c ヲ一ノ係數トスレバ

$$P = P_0 e^{-cs} \qquad [3]$$

水路ガ平衡ノ勾配ニ達シナイ間ハ、過大ナ勾配ハ低減サレテ少イ力ガ働ク樣ニナル。水路ノ抵抗力ガ少ナケレバ岸ヲ洗掘シ蛇行ニ依ツテ其河底ヲ長クシ、安定ニ達スルコトガ屢々アル。滿洲ノ如キ平野デ其土質ガ壚坶質ナ場合ニ、河川ノ蛇行ノ多イノハ之ガ爲デアル。之ニ反シテ河岸ガ缺崩ヲ生ジナイ場合ニハ、長サヲ增サナイデ、深ク河床ヲ洗掘スル。

河底ノ操作ガ以上ノ樣ニ行ハレテ安定ヲ得ル樣ナ勾配ニナツタ時ニ、安定ノ流速又ハ河況ガ成立ツ。

若シ河流ガ一方ノ岸ニ突當ルトキハ其岸ノ根元ヲ洗掘シテ窪ミヲ作リ、自ラ上リ勾配ヲ生ジ、流レハ僅カヅヽ岸カラ外レテ進ム。而シテ洗掘ノ産物ハ上リ勾配ノ他側ニ沈澱シ、此ニ層々高クナリ高イ圓錐形ノ一部ヲ形ヅクル。河流ハ多少直接ニ他岸ニ突當ツテ同一ノ現象ヲ繰返シ、局部的ノ障害ニ從ヒ、水位水量ノ差異ニ應ジテ千差萬別ノ變化ヲ呈シ、其結果トシテ水路ガ成立シ、底ノ勾配ガ少ク、屢々上リ勾配ニ遭遇スル部分ト、勾配ガ大ナル部分トガ交互ニ現ハレル。

以上河床ノ**瀨**ト**淵**ハ局所的ノ事情ヤ尙未ダ解ラナイ法則ニ從ツテ水流ノ各所ニ分散シテ現ハレテ居ル。ぎよん (Guillon) ニ從ヘバ、ろあーる河ノ瀨ハ一般ニ河軸ニ甚シク傾斜シタ直線デ河ヲ横斷シテ其全幅ニ亘ツテ居リ、河軸トハ 15° 乃至 40°、一般ニハ 20° 乃至 25° ノ角ヲ爲シテ居ル。是等ノ瀨ハ交々一方ニ又ハ他方ニ傾斜シテ居リ，時トシテハ相跨ツテ平面圖デハ X 形ヲ爲ス。一ノ淵ハ是等ノ瀨ノ交錯點ノ下流ニ、及岸ノ法尻ノ下流ニ現ハレル。

水路ノ如上ノ狀態ハ平水ノ作用デ起ル。然ルニ洪水ガ一度起レバ其狀態ハ變化スル。例ヘバ縱斷面ノ蛇行性ノ或ルモノハ解消シ、或ル突出ハ平坦トナリ、或ル凹陷ハ高クナル。洪水ハ全體ノ河床ニ其流量流速ニ應ジテ新斷面ヲ與ヘル。斯クシテ一洪水ノ結果トシテ出來タ斷面ハ續イテ來ル稀ニ起ル出水ニ依ツテ變化ヲ生ジ、傾斜ノ急ナル礫堆ノ上ニ物質ヲ曳摺ツテ來テ、段々ニ

淺イ河床ヲ生ジ、叉逆傾斜ヨリ上ノ窪ミノ部分ハ段々高クナツテ來ル。平水ノ水ハ永イ間働イテ高水ヨリモ大ナル結果ヲ生ズル。蓋シ後者ハ其力ガ強大デハアルガ、比較的短イ時間作用スルニ過ギナイカラダ。

河川ノ縦斷面ヲ調ベテ見レバ河ニハ表面勾配ガ流量ト共ニ增ス部分ト之ニ反シテ流量ガ增ス時ニ勾配ガ減少スル部分トアル。殊ニ大ナル流速ニ應ジタ大流量時期ノ間ニ然リデアル。此時ニハ固形物質ハ河床ノ底ヲ移動シ、其結果トシテ砂洲叉ハ瀬ハ最後ノ部分ニ先ヅ出來、表面勾配ガ高水ニ際シテ減少シ、流量ノ最大ニ對シテ勾配ハ最小トナル。高水ハ固形物質ヲ運搬シテ淵ヨリ次ノ瀬ニ至リ、低水ハ之ニ反シテ瀬カラ次ノ淵ニ之ヲ持ツテ行ク。

8. **水路ノ安定**　前ニ述ベタ理由デ可動床ヲ流レル水路ハ一般ニ底ノ物質ガ移動スル爲メ、刻々絶エズ變化スルモノト考ヘナケレバナラナイ。高水ハ瀬ヲ縮メテ淵ヲ掘リ、且ツ之ヲ延バスガ、低水ハ之ニ反シテ瀬ヲ低メテ之ヲ延バシ、淵ヲ盛上ゲル。然シ以上ノ變形ハ或範圍ノ間ニ伸縮シ、週期的ニ出現シ、各刻々ニハ變化スルケレドモ、之ヲ安定ト考ヘラレル様ナ平衡ノ狀態ヲ爲シテ居ル。即チ**可動ノ平衡**デアル。

縦斷面ヲ交々淵ト瀬ニ區別シ得ル事ハ常ニ必然ダトモ言ヘナイ。河床ノ一般ノ形ハ確カニ之ヲ組立テヽ居ル物質ノ移動性ノ度及洪水及渇水ノ流量ノ比ニ依ツテ異ナル、若シ流量ガ唯少範圍ノ間ニノミ變化シ、河床ヲ組立ツル物質ガ殆ド不變ナル水流デ移動サレル様ナ充分移動性ノモノナラバ、縦斷面ノ不同ハ必ズ現ハレル。同様ナ原因ハ常ニ同様ナ意味デ及ビ僅カ變化スル強サデ、殆ド齊一ナ縦斷面ヲ河床ニ賦與スルコトニ終ル。次第ニ瀬ガ掘ラレ淵ガ淺クナツテ河床ガ至ル所見掛ケハ各點ニ一定ト云フベキ流速ニ呼應シタ勾配ヲ持ツ様ニナル。

若シ流量ノ變化ガ大ナレバ其ハ前ト異ナル。平均水位ガ永ク續イテ規則正

シクナツタ河床ニ突如トシテ一大洪水ガ現ハレタトスル。曲線ノ處デハ流速ノ不同ハ特ニ著シクナル。河床ノ中曲線凹入部ノ洗掘サレ、其掘揚ゲラレタ物質ハ下流ノ直線部叉ハ凸出部ノ下方ニ運出サレテ沈澱シ、縦斷面ハ變化シテ段々ノ形ヲ呈シ、可動床ノ河川ノ型ヲ爲ス。

然シ斯カル場合ニ河床ヲ爲ス物質ガ餘リ細カデナク、平均流量ヤ低水流量ニ對シテ相當ノ抵抗力ヲ有スルコトガ必要デ、若シ然ラズシテ其物質ガ細微デ移動シ易ク、僅カノ流水デモ之ヲ曳摺ル様ナラバ、大出水ハ容易ニ洗掘シタリ推流シタリシテ縦斷面ニ蛇行性ヲ與ヘ、淵ヲ生ジ叉瀬ヲ生ジルガ、尙ホ此形ハ決シテ安定ヲ得ナイデ、先ツ平均流量叉ハ低水流量デサヘモ彼等ノ流速ニ應ジタ形ヲ河床ニ與ヘル。

斯クシテ河床ガ比較的抵抗力ヲ持ツテ居リ、其平均勾配ガ緩ナラバ淵ト瀬ノ區分ガ頗ル明瞭デアリ、安定ノ様ナモノガ出來、或ハ少クモ安定ナ形ヲ繞ツテ縦斷面ガ週期的ニ振動スル。

河ノ一般縦斷勾配ガ更ニ大ナルカ、叉ハ河床ノ物質ガ更ニ移動シ易ケレバ其特異性ハ最早同一デナイ。瀬ハ低水時ニ稍々急ナ勾配ヲ呈シ、其場所ハ亦稍々不安定デ、段々狀ヲ爲シタ縦斷面ノ形ガ亦出現シ初メル。

若シ勾配ガ物質ノ牽引ヲ繼續スルニ必要ナル勾配ニ等シイカ、叉ハ之ヨリ急ナルトキハ平衡ハ成立タナイ。從ツテ底ヤ岸ハ絶エズ壞サレ、物質ノ絶エザル牽引ガ現ハレル。

ろくちん (Lokhtine) ハ次ノ比ヲ用ヒテ河床安定ノ度ヲ測ルコトヲ提案シタ。即チ河水ニ浮游スル物質ノ各分子ハ水流ノ曳摺叉ハ牽引ニ對シ、自己ノ重量ニ比例シタ抵抗ヲ有シ、換言スレバ略ボ其容積ニ比例シタ抵抗、叉ハ d ヲ其平均ノ粒徑トスレバ d^3 ニ比例シタ抵抗ヲ有スル。然ルニ流水ノ牽引力ハ此寸法ノ自乘及流速ノ自乘ニ比例シテ居リ、流速ハ平均勾配 J ノ平方根ニ

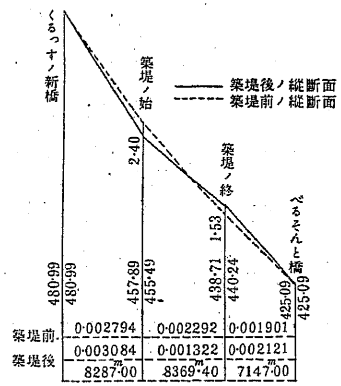
比例シテ居ル。從ツテ是等二ノ力ノ比ハ $\frac{d^3}{d^2\mathrm{J}}=\frac{d}{\mathrm{J}}$ ニ比例シテ居ルカラ、此比ガ大イ程河床安定ガ大イ。ろくちんハ此比 $\frac{d}{\mathrm{J}}$ ヲ河床ノ安定係數ト呼ビ、d ハ河水ニ運バレル物質ノ平均粒徑デ mm デ表ハシ、J ハ流水ノ毎粁平均落差ヲ表ハス。此係數ハびいすちゅら河ニハ 3.70 ニ過ギナイガ、どにーすとる河ニハ 166 ノ値ヲ示シ、安定ナ河ノ型デアル。

今水路ノ或ル區間ニ於テ其河床ノ安定ノ狀態ガ定メラレ得タトスル。河床ノ各點ニ於テ此安定ニ一致シタ形ヲ取ツタトスレバ水ノ侵蝕又ハ洗掘ニ反對スル底ノ物質ノ抵抗力ガ、凡テノ點ニ於テ洗掘力ニ等シクナケレバナラナイ。此力ハ多分底ノ流速ノ自乘ニ比例シテ居ル。他ノ一面ニ於テ同質ノ物質ニ對シテ洗掘ハ勾配 J ガ大ナル程容易デアル。斯クシテ底ノ物質ヲ下流ニ推進スル力ハ凡テ $kw^2+\mathrm{J}^2$ ニ比例スル。此ニ w ハ底ノ流速、k ハ此物質ノ大サ及比重ニ關スル係數ヲ表ハス。今或點ノ河底ニ安定ガ成立シテ居ルトスレバ各點ニ於テ此力 $kw^2+\mathrm{J}$ ハ底ノ物質ノ移動ニ反對スル抵抗ニ等シクナル。而シテ此抵抗ハ其物質即チ砂礫ノ大サノミナラズ、其配置ノ有樣ナドニ依ツテ異ナル。即チ安定ヲ保ツタ水路ノ河床ヲ組立テヽ居ル物質ノ各性質ニ對シテ $kw^2+\mathrm{J}$ ハ一ノ定數ニ等シイト云フコトガ出來ル。流速ガ異ナレバ河底ノ物質ノ大サ等モ異ナリ、此ノ相等シイト云フ相關性ハ絕對ニ成立スル。

9. 堤防ノ影響 安定ノ狀態ニ達シタ河川ノ兩岸ニ若干距離ノ間堤防ヲ造ツタトスレバ、堤防ハ水路ヲ局限シテ其横斷面ヲ小サクスルコトハ爭ヘナイ。局限ニ比例シテ河ノ流速ハ增加スベク、從ツテ其洗掘力モ亦增加スル。之ガ爲メ局限ノ前ニ洗掘力ガ河床ノ抗抗力ニ等シカツタナラバ、局限ノ後ニハ前者ガ後者ヲ凌駕スル樣ニナルノハ理ノ當然ダ。從テ河水ハ築堤部カラ上流ニ向ツテ河床ヲ洗掘シ、其牽引シタ物質ヲ下流ノ方ニ沈澱シテ底ノ勾配ガ充分減少シ、安定ガ再ビ成立ツマデ進展スル。換言スレバ w^2 ガ增加シテ J ガ減

少シ、其結果 ($kw^2+\mathrm{J}$) ガ一定ノ値ニ達スル迄進ム。**斯クシテ堤防ヲ河ニ沿ウテ連續シテ作レバ其勾配ヲ減少シ、且ツ其結果トシテ築堤部ノ上流ニハ水位ガ可ナリ著シク低下スル。**即チ水路ノ與ヘラレタ一點ニ於ケル洪水ノ高サヲ低下スルコトガ出來ル。然シ之ガ爲ニハ下流ノ方ニ可ナリ遠クマデ局限ヲ延バシ、上流ノ方ハ堤防ノ根入リヲ深クシテ潜掘ヲ受ケテモ大丈夫ナ樣ニ築造シナケレバナラナイ。

殊ニ河床ヲ組立テヽ居ル物質モ凡テ同ジ大サデハナイカラ、堤防ヲ築イタ爲ニ流速ヲ增シタ結果、最初ニ曳摺ラレルモノハ最モ小サイ砂礫デアル。殘存ノ物質ノ平均直徑ハ前者ヨリモ大キナモノデアルカラ、**一ノ河川ニ堤防ヲ作レバ其安定係數ヲ增スコトヲ示シテ居ル。**どーす (Dausse) ノ研究ニ依レバ佛蘭西ノあるぶ河 (l'Arve) ハ第五圖ニ示ス如ク、堤防築造ノ前ニハ平均勾配ガ 0.0028; 0.0023; 0.0019 ト遞減シタモノガ、築堤ノ後ニハ勾配ノ變化ヲ來シ、築堤部ノ上流ハ 0.0028 ガ增シテ 0.0031 トナリ、其下流ハ 0.0019 ガ亦增シテ 0.0021 トナリ、築堤部ハ 0.0023 カラ減少シテ 0.0018 トナツタ、是築堤部ノ上流端デハ 2.40 m ノ低下ヲ生ジ、其下流端デハ 1.53 m ノ隆起ヲ伴ツタ爲デアル。

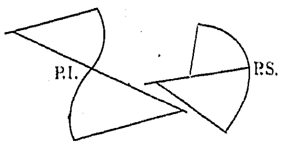


第五圖 あるぷ河築堤前後縱斷面圖

$kw^2+\mathrm{J}$ ガ定數デアルト云フ一般ノ規則ハ海ニ注グ大キナ河ノ場合ニ面白イ。洪水ノ時ニハ河床ハ隆起スルガ海面ハ毫モ高マラナイデ、表面勾配ト流速トハ著シク增加スル。勿論 kw^2 ハ定數ヲ超エルカラ J ハ負號ヲ取ル。是レ蓋シ河底ヲ組立テヽ居ル同一物質ガ流水ニ對シテ抵抗ヲ及ボシ、安定ヲ

獲得スルガ爲ニハ、必然ノ結果トモ言ヘル。

10. **河岸ノ形**　河岸ノ形ノ河川ニ對スル影響ヲ研究シタモノニハ、古クハ佛蘭西ノふぁるぐ (Fargue) ガアリ、近クハ獨逸ノえんげるす (Engels)、れーぼっく (Rehbock) ナドガアル。就中ふぁるぐハぎぁろんぬ河ノぢろんど (Girond) トばるさっく (Barsac) ノ間 22 km ノ間ヲ仔細ニ研究シタ。此距離ノ間ニ平均河幅ハ 180 m デ、平均流量ハ每秒 687 m³ デアル。可動床ハ砂利カラ成リ、粒徑 5 乃至 6 cm デ之ニ砂ノ 35 乃至 50 ぺるせんとヲ交ヘテ居ル。殆ド河ノ中心ヲ取ツテ曲線ノ狀態ヲ考ヘ、二ノ曲線ガ相反シタ方向ニ繫ガル時ハ反曲點（第六圖ノ P.I.）ニ依ツテ相別タレ、若シ二ノ曲線ガ同一方向ニ繫ガルトキハ其分岐點ハ同曲點（第六圖ノ P.S.）デアル。如上ノ調査サレタ部分ニ於テ曲線ハ其數 17 アツテ、反曲點ガ 14、同曲點ガ 3 アツテ、其長サハ平均 1,330 m アツタ。橫斷面ノ多數ニ於テ最モ深イ點ヲ測リ、深サガ週期率ニ依ツテ變化シテ居ルコトヲ見出シタ。即チ深サノ最小ナル點即チ瀨ノ終リカラ深サヲ增シ、淵ト呼バレル點デ最大値ヲ示シ、第二ノ瀨マデ漸次深サヲ減少シ、更ニ第二ノ淵マデ深サヲ增ス。主ナル瀨ヲ區分點トシテ河ヲ 17 ノ區域ニ分チ、之ヲ河區ト呼ンダ。曲線ト河區ヲ比較シテ見タ所ガ、兩者ノ相關々係ノアルコトヲ認メタ。瀨ハ反曲點又ハ同曲點ニ應ジテ居ルガ、此點ヨリモ平均 253 m 下流ニ在リ、河區又ハ曲線ノ長サノ凡ソ 5 分ノ 1 ニ等シイ。同樣ニ淵ハ曲線ノ頂キニ呼應シテ居ルガ、此場合ニモ亦瀨ヨリ少シ大キナ距離平均 307 m 丈ケ下流ニ在ツテ、恰カモ河區ノ長サノ 1/4 ニ近イ。最後ニ曲線頂ノ曲率ガ大デアル程淵ハ深イ．今 c ヲ各曲線頂ニ於ケル每粁曲率、又ハ $c=\dfrac{1}{\mathrm{R}}$、R ヲ曲線ノ半徑（粁）トシ、H ヲ淵ノ水深 (m) トスレバ



第六圖　反曲點ト同曲點

$$c = 0.03\,\mathrm{H}^3 - 0.23\,\mathrm{H}^2 + 0.78\,\mathrm{H} - 0.76$$

ナルコトヲ見出シタ。之ハ勿論特別ナル個所ニ就イテ得ラレタ結果デアツテ、一般ノモノデハナイ。

瀨ニ關シテモ類似ノ法則ヲ索メルベキデアルガ、此場合ニハ局部的曲率カラ推定スルコトハ出來ナイ。何ゼナラバ此局部的曲率ハ零デアルカラ、瀨ノ前ノ曲率ヲ取リ、h ヲ深サ、c ヲ各點ノ曲率、h_1 ヲ平均深、c_1 ヲ長サ l ナル河區ノ平均曲率トスレバ $h_1=\dfrac{1}{l}\displaystyle\int_0^l h\,ds$ 及 $c_1=\dfrac{1}{l}\displaystyle\int_0^l c\,ds=\dfrac{\alpha}{l}$、$\alpha$ ハ曲線ノ兩端ニ於ケル接線ノ挾ム角デアル。h_1 ト c_1 ハ凡ソ次ノ關係ヲ示シタ。

$$h_1 = 1.50\times\left(1+\sqrt{c_1^2+1.711\times c_1}\right)$$

相等シイ長サヲ取レバ河區ノ曲線ノ兩端ニ於ケル二ノ接線ガ爲ス外角即チ偏角ガ大ナル程、又ハ多ク開イテ居ル程平均水深ハ大デアル。

深サ及曲率ノ增加ハ相關々係ヲ持ツテ居ル。今 q ヲ每粁曲率ノ變化トシ、p ヲ每粁ノ深サノ變化トシ、且ツ $q=10^6\dfrac{\Delta c}{\Delta s}$, $p=10^3\dfrac{\Delta h}{\Delta s}$ トスレバ

$$q = 0.1553\,p + 0.0114\,p^3$$

又ハ比ノ限度ヲ取レバ

$$\frac{dc}{ds} = \frac{155.3}{10^6}\left(\frac{dh}{ds}\right) + 114\left(\frac{dh}{ds}\right)^3 \qquad [4]$$

橫距ニ長サ s ヲ取リ、縱距ニ曲率 c ヲ用ヒテ曲率曲線ト呼バレルモノガ描カレ得ベク、谷線ノ河底ノ勾配ハ曲率曲線ノ接線ノ傾斜ニ依ツテ定メルコトガ出來ル。

11. **移動性ノ河底ヲ有スル河川ニ適用スベキ一般法則**　前ニ述ベタ法則ノ數値ハ勿論一般ノ場合ニ適用スルコトハ出來ナイガ、移動性ノ河底ヲ有スル凡テノ河ニハ概括的ニ同樣ナ法則ガ成立ツテ居ルコトハ確カニ事實ラシイ。今是等ヲふぁるぐノ觀測カラ知ラレテアル他ノモノト共ニ列擧スレバ次ノ如

クデアル。

1.　淵ト瀨（最深處ト最淺處）ハ曲線流路ノ頂點及反曲點或ハ同曲點ノ下流ニ在ル。之ヲ偏下ノ法則ト云フ。

2.　曲線頂ノ曲率ガ大キイ程淵ノ深サハ大キイ．之ヲ淵深ノ法則ト云フ。

3.　最大又ハ平均ノ深サノ爲ニハ曲線ハ餘リ短カ過ギテハイケナイ、又餘リ過長ナルヲ忌ム。之ヲ展開ノ法則ト云フ。

4.　長サガ相等シケレバ曲線ノ兩端ニ於ケル二ノ接線ガ爲ス外角即チ偏角ガ大ナル程、河區ノ平均水深ガ大デアル。之ヲ偏角ノ法則ト云フ。

5.　流路ノ曲率ガ徐々ニ變リ、且ツ相次イデ變ル程、流路ニ沿ウタ曲率ハ齊一トナル。曲率ガ急激ニ變レバ深サノ急激ナ減少ヲ引起ス。之ヲ連續ノ法則ト云フ。

6.　曲率ガ連續變化ヲ爲ス時ハ曲率曲線ノ接線ノ傾斜ハ流路床ノ勾配ヲ定メル。之ヲ河底勾配ノ法則ト云フ。

12.　**一定ノ縱斷面ヲ得ル爲ニ與フベキ河床ノ形**　前ノ法則第二第四第六ハ其逆モ亦眞デアル。從テ一定ノ縱斷面ヲ谷線ニ與ヘル樣ナ河床ヲ尋ネルコトガ出來ル。

縱斷面ヲ與ヘルト云フノハ距離 s ノ函數トシテ深サ h ヲ與ヘルコトデアツテ、從テ $\dfrac{dh}{ds}$ ヲ與ヘルコトニナル。法則第六ノ逆カラ $\dfrac{dh}{ds}$ ノ値ハ $\dfrac{dc}{ds}$ ノ値ヲ定メルカラ

$$\frac{dc}{ds}=\phi(s)\quad \text{又ハ}\quad c=c_0+\int_0^s\phi(s)ds$$

斯クシテ若シ原點デ淵ニ應ジタ深サ H ガ與ヘラレヽバ、第二法則ニ從ツテ此點ノ最大曲率 c_0 ガ知ラレ、更ニ各點ニ於ケル軸ノ曲率ガ知ラレル。各點ノ曲率ガ知ラレヽバ其逆カラ曲率半徑ヲ與フベク、續ク圓ノ弧ニ依ツテ曲線

ヲ設定スルコトガ容易デアル。

淵カラ瀨マデ底ノ縱斷面ガ直線ヲ爲ス爲ニハ $\dfrac{dh}{ds}$ ハ一定デナケレバナラナイ。之ガ爲ニ $\dfrac{dc}{ds}$ モ亦一定デ、其曲率ハ

$$c=c_0+\gamma s \tag{5}$$

トナル。此ニ γ ハ一ノ數係數デアル。曲率曲線ハ此場合ニ一ノ直線デ、s ガ如何ナルモノデアレ、1 點デ求メタ曲線ノ接線ハ曲率ガ c_0 ナル點ニ於ケル接線ト $\alpha=\int_0^s cds$ ナル角ヲ爲スノデ、直角座標デ曲線ノ等式ヲ表ハセバ

$$\begin{cases} dx=ds\cos\alpha \\ dy=ds\sin\alpha \end{cases}$$

簡單化スル爲メ、曲線ノ原點トシテ反曲點即チ曲率ガ零ナル點ヲ取リ、橫軸トシテ反曲點ニ於ケル曲線ノ接線ヲ取レバ $s=0$ ナレバ $c_0=0,\ \alpha=0$, 從ツテ $c=\gamma s$ 及 $\alpha=\gamma\dfrac{s^2}{2}$.

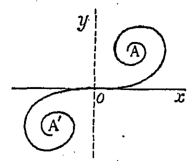
α ノ昇羃デ $\sin\alpha$ 及 $\cos\alpha$ ヲ展開シ、之ヲ積分スレバ

$$\left.\begin{aligned} x&=\sqrt{\frac{2\alpha}{\gamma}}\left[1-\frac{1}{5}\frac{\alpha^2}{1.2}+\frac{1}{9}\frac{\alpha^4}{1.2.3.4}-\frac{1}{13}\frac{\alpha^6}{\underline{|6}}+\cdots\cdots\right] \\ y&=\sqrt{\frac{2\alpha}{\gamma}}\left[\frac{1}{3}\alpha-\frac{1}{7}\frac{\alpha^3}{1.2.3}+\frac{1}{11}\frac{\alpha^5}{\underline{|5}}-\frac{1}{15}\frac{\alpha^7}{\underline{|7}}+\cdots\cdots\right] \end{aligned}\right\} \tag{6}$$

ふぁるぐハ之ヲ**渦形螺旋** (spiral volute, spiral scroll) ト呼ンダガ、原點ニ對シテ對稱的ナ二ノ枝曲線ヲ有シ、1 點

$$x_0=y_0=\sqrt{\frac{2}{\gamma}}\cdot\frac{1}{2}\sqrt{\frac{\pi}{2}}=\frac{1}{2}\sqrt{\frac{\pi}{\gamma}} \tag{7}$$

ナル點ニ對シテ漸近的ニ廻轉シテ居ル（第七圖）。



第七圖　渦形螺旋

等式ノ形カラ見レバ凡テ渦形螺旋ハ相似形デ其大サハ其指數 $\sqrt{\dfrac{2}{\gamma}}$ ニ比例シ、其高サハ全然一ノ渦形螺旋ヲ定メルニ充分デアル。

卽チ γ ハ曲率ト長サノ比デ $\frac{dc}{ds}$ ＝外ナラズ、前＝表ハシタ q ヲ 10^6 デ除シタ量デアル。底ノ勾配 $\frac{dh}{ds}$ 又ハ $\frac{p}{10^3}$ カラ其ノ特別ナ場合＝適用スベキ渦形螺旋ノ指數ヲ容易＝導出スコトガ出來ル。從ツテ種々ナル値ノ指數ヲ有スル渦形螺旋若干個ヲ豫メ作ツテ置ケバ與ヘラレタ底ノ傾斜＝應ジタ指數ヲ知ルコトガ出來ル。

第一表　渦形螺旋ノ γ ト指數及 q

γ	指數$=\sqrt{\frac{2}{\gamma}}$	q	γ	指數$=\sqrt{\frac{2}{\gamma}}$	q
0.10	$\sqrt{20}=4.472$	100,000	0.24	$\sqrt{8.333}=2.890$	240,000
0.12	$\sqrt{16.67}=4.08$	120,000	0.26	$\sqrt{7.692}=2.774$	260,000
0.14	$\sqrt{14.286}=3.78$	140,000	0.28	$\sqrt{7.143}=2.673$	280,000
0.16	$\sqrt{12.5}=3.535$	160,000	0.30	$\sqrt{6.667}=2.582$	300,000
0.18	$\sqrt{11.763}=3.430$	180,000	0.32	$\sqrt{6.25}=2.500$	320,000
0.20	$\sqrt{10}=3.162$	200,000	0.34	$\sqrt{5.882}=2.425$	340,000
0.22	$\sqrt{9.09}=3.015$	220,000	0.36	$\sqrt{5.556}=2.358$	360,000

ふぁるぐハ正弦曲線 (sinusoide) ノ形ヲ持ツタ曲率曲線＝應ジタ水路ノ軸ヲ研究シタ。卽チ曲率＝ハ

$$c = c_0 \cos \frac{\pi}{2} \frac{s}{s_0} \qquad [8]$$

ヲ以テ表ハシ、曲線＝ハ複正弦曲線 (bisinusoide) ト呼バレルモノヲ得タ。

$$\left.\begin{aligned} x &= \int \cos\left(c_0 \frac{2s_0}{\pi} \sin \frac{\pi s}{2s_0}\right) ds + C_1 \\ y &= \int \sin\left(c_0 \frac{2s_0}{\pi} \sin \frac{\pi s}{2s_0}\right) ds + C_2 \end{aligned}\right\} \qquad [9]$$

C_1, C_2 ハ共＝或ル定數ヲ表ハス。ふぁるぐハ此曲線ノ形＝從ツテばるさっくノ航路＝至ルマデぎぁろんぬノ兩岸ヲ配置シタガ、其結果ハ全然豫想＝合シテ、淵ヤ瀨ハ計劃通リ＝生ジ且ツ分布シタ。

13. 曲線河床內ニ於ケル河流　水流ハ平行ナ薄層又ハ流線狀ヲ爲シテ流レルト云フ普通ノ假說ハ全然實際ノ河＝適用スルコトガ出來ナイ。曲線ノ部分デハ凹岸＝接觸シ、岸ノ１點＝接觸ノ方向ヲ爲シテ流レル流線狀流ハ次ノ點＝ハ小サイ角 $d\alpha$ ナル角ヲ爲シ、前ノ方向ヨリモ $d\alpha$ 丈ケ方向ガ外レル。隣ノ流線狀ノ流ハ同一ノ狀態デハナイ、卽チ其激衝スル固體面＝對シテノミナラズ、最初ノ流線狀ノ流ノ流體面＝對シテモ同樣デアル。此時起ル現象ハ頗ル複雜デ第一ノ流線狀ノ流ガ第二ノ流線狀ノ流＝依ツテ滲透サレル現象ト考ヘルコトガ出來ル。第一ヨリモ第二ノ方ガ流速ハ速イカラ質量ト流速ノ積卽チ動量ガ增加スル。第二ノモノハ順次＝第三＝依ツテ滲透サレ、其動量ハ第三カラ受取ル量丈ケ增加シ、第一＝捨テタ量丈ケ減少スル。外ノモノモ同樣デアル。然シ異ナル流線狀ノ流＝對スル凹岸ノ此作用ハ瞬間的ノモノデハナイ。而シテ與ヘラレタ一ノ斷面內＝起ル所ノ變化ハ此斷面內ノミデナク上流ノ或ル廣サ＝亘ル河床ノ部分＝就イテ以上ノ樣ナ原因＝基ヅクモノデアル。

凹岸＝近イ流線狀ノ流ノ質量ト流速ノ增加又ハ動量ノ增加ハ高サノ增加又ハ深サノ增加ヲ引起ス（地表水第五章第二節參照）。是レ卽チ谷線ガ凹岸＝近ク現ハレル所以デアル。

ぶーしねすくガ述ベタ如ク、曲線ノ流レ＝於テハ遠心力ノ爲メ水ハ絕エズ外部ノ緣卽チ凹岸＝突當ツテ流水＝ハ最モ大ナル流速ヲ與ヘル。次ギ々々＝來ル流水＝掩ハレテ是等ノ流層ハ流水ノ擊突ノ下＝先ヅ沈下シテ生ズル渦卷＝依ツテ其動勢ノ一部ヲ失フ、其レカラ更＝底＝沿ウテ滑動クガ、一方＝ハ流ガアル爲＝之＝追從シテ內岸又ハ凸岸ノ方＝向ツテ緩＝流レ去ルノデアル。若シ夫レ凹岸ガ非常＝抵抗力＝富ンデ居ラヌナラバ凹岸ハ絕エズ高イ方カラ低イ方＝洗掘セラレテ、急＝深クナツテ殆ド垂直＝ナル樣＝ナリ、之＝反シテ凸岸＝ハ、初メハ或ル狹窄‥‥ヲ受ケタ後＝流線狀ノ流ガ朝顏狀＝開

キ、又ハ擴ガリ、淩ヒ來ツタ河岸ノ土砂ノ大部分ヲ沈澱セシメ、緩勾配ヲ保ツニ至ル（地表水第五章第二節 62 參照）。

以上ノ様ナ譯デ、此部分ノ横斷面ノ形、從ツテ此斷面ニ於ケル谷線ノ位置及深サハ其前ニアル曲率ノ若干個ノ群ニ依ツテ支配サレル譯デアル。此斷面カラ後ハ谷線ノ形ヤ勾配ノ變化ガ起リ、曲率群ノ變化ニ從ツテ變化スル。此變化ハ徐々デ谷線ノ勾配ガ規則正シイ様ニ繼續セネバナラナイ。

最後ニ最大曲率ノ斷面、即チ河床ノ遠心作用ガ其最大ナル値ニ達スル斷面ヲ考ヘレバ、横斷面ハ亦最大ノ結果ヲ生ジテ居ルコトガ解カル。即チ谷線ニ沿ウテ縱斷面ハ最大深ノ一點ヲ呈シテ居ル。然シ此最大深ノ處ハ曲線頂ノ斷面內ニ在ラズシテ下流若干距離ノ處ニ在ル（偏下ノ法則ニ依ル）。

流線ガ非常ニ小サイ角ヲ以テ相會シ、固體障害物ニ支ヘラレル流線ノ動量ヲ増加シテ穿入スルコトハ若干ノ事實デ說明出來ル。即チ凹岸ニ偏シテ谷線ガ存在スル、岩盤ニ對シテ流レノ安定、手前又ハ取付ノ洗掘殊ニ橋脚ノ上流部ナドノ增深ナド皆之デアル。

是等ノ事實ハ獨立シテ取擧ゲテ見レバ比較的簡單デアルガ、河底ニ曳摺ラレ又ハ河中ヲ浮游シテ居ル物質ニ就イテ種々ナル斷面內ノ流速ノ變化ノ結果ハ必ズシモ簡單デナイ。河底ノ上ニ運搬セラレル固形物トハ別ニ、水ノ中ニ浮游牽引セラレルモノガアリ、流速ガ減少スル點ニ至レバ此ニ沈澱ヲ生ズル。他ノ一面、水路ノ横斷面內ニ流速ノ分布ノ法則ハ其斷面ガ直線流路ノモノカ、又ハ曲線內ノモノカニ依ツテ、必ズヤ異ツテ居リ、且ツ横斷面積デ流量ヲ除シテ得ル所ノ平均流速ナルモノヲ考ヘテモ、唯漠然ト一ノ曲線內ニ考ヘタ横斷面內ノ最大及最小流速ノ觀念ヲ得ルニ止マル。加之水流ノ一般ノ現象ヲ說明スルコトガ出來テモ、之ヲ實際計算ニ移スコトハ相當ニ困難ナ様デアル。之ヲ要スルニ吾人ガ影響ヲ考來ツタ種々ノ要素ヲ綜合シテ、各點ニ於ケル河

床ノ形ヲ**質的**ニ定メ其概念ヲ得ルニ止ツテ居ル。河床ヲ組立テヽ居ル物質ノ移動性ノ多少、水路ノ平均勾配及平均流量、其曲率等ハ即チ要素デアルガ、今日ノ學問ノ程度デハ之ラ**量的**ニ定メルコトガ出來ナイモノガ多イ。

14. 曲線ノ連續セル水路 河床ガ深淺様々ノ配置ヲ表ハシ、其流向ニ於テ最深點ヲ繋イダモノハ谷線デ、斯クシテ出來タ谷線ハ水ノ特別ナ有様デ或一ノ流量ニ呼應シテ居ル。若シ流量ガ變レバ流速種々ノ流線ニ關スル動量ハ亦變リ、互々ノ穿入及之ニ關聯シタモノハ最早同一デナイ爲メ、谷線ハ同一ノ位置ニ現ハレズ、又同一ノ方向ヲ有シナイ筈ダ。從ツテ谷線ハ流量ガ變ルマニマニ移動スル自然ノ傾向ヲ持ツテ居ル。此傾向ハ有ラユル方法ヲ用ヒテ戰ハナケレバナラナイト云フノハ航運ノ便カラ見レバ河底ガ絕エズ移動變化スルコトハ忍ブコトガ出來ナイカラデアル。曲線ノ長サ、其分布及兩岸ノ間隔ハ洪水氾濫等ノ場合ヲ除キ、凡テノ水位ニ應ジテ凡テノ谷線ガ實際上互ニ殆ド異ツテ居ラナイコトヲ認メル。是レ谷線ノ恒久ト呼ブ處ノモノデアルガ、恒久ト云フコトハ絕對ノ意味カラ云ヘバ、之ヲ實現スルコトハ不可能デアル。唯實際上充分ダト云フ程度ノモノデアル。從ツテ谷線ノ數學的線ガ恒久ダト云フコトハ必要デナク、若シモ或ル幅ノ溝ガアツテ、河ハ固形物質ヲ沈澱シナイナラバ、恒久性ノ條件ハ充分デアル。之ニハ堤防ヲ合理的ニ配置シ、人工護岸ニ依ツテ可航河川ノ改修ノ實際上ノ法則又ハ原理ヲ適用シテ、以上ノ結果ニ達スルコトガ出來ル。ふぁるぐノ公式ハ次ノ如クデアル。

第一. 兩岸ノ間隔ハ距離ト曲率ナル二ノ要素ニ依ツテ變ル。

a) 反曲點ニ於ケル幅ハ上流カラ下流ニ向ツテ增サネバナラナイ。

b) 二ノ相續イタ反曲點ノ間ニ、幅ハ曲率自身ト同時ニ增加シ、曲線頂ニ最大トナリ、曲率自身亦此部分ニ於テ最大トナルコトヲ要スル。

第二. 凸岸ハ凹岸ヨリモ遙カニ速ク展開シナケレバナラナイ.

幅ヲ如何ニ增スベキカハ支流ノ數、分布、河況ナドニ關スル。但シ此等ノ關係ヲ精密ニ定メルコトハ不可能デアル。二ノ支流ノ間ニ、又ハ最後ノ支流ト海ノ間ニ、距離ニ比例シテ幅ヲ增スコトガ出來ル。ふぁるぐニ從ツテぎぁろんぬ海部ヲ 1882 年ニ至ル迄之ニ依ツタ。然ルニ實際ノ結果ハ增加ノ法則ニ合ハヌコトヲ示シタ。今水路內ニ幅ノ增加ヲ起ス一原因ガアリ、且ツ此原因ガ一定デアルト假定スルナラバ、各杆ノ終ニ幅 b ノ正味ノ增加 Δb ヲ生ゼズ、$\frac{\Delta b}{b}$ ニ比例シタ增加ヲ生ズル。卽チ一杆ニ就テ例ヘバ幅ガ此杆ノ始ニ於テ其値ノ $\frac{1}{100}$ 丈ケ增加スルナラバ幅ハ第二ノ杆ノ始ニ於テ其値ノ $\frac{1}{100}$ 丈ケ次ノ杆ニ增スベキデアル。卽チ $\frac{\Delta b}{b}$ ナル比ガ Δs ナル距離ニ就テ一ノ定數 λ ニ等シクナケレバナラヌ、卽チ

$$\frac{db}{b} = \lambda ds$$

一定斷面カラ距離ヲ圖ツテ橫距 s_0 ノ處ノ幅ガ b_0 ナラバ

$$b = b_0 e^{\lambda(s-s_0)} \qquad [10]$$

增加係數 λ ハ幅ニ比例シテ各水路ニ又ハ水路ノ各斷面ニ定ツタ値ヲ持タナケレバナラナイ。

今流量 Q ガ一定ナル水路ノ一部ニ於テ、h ヲ平均ノ深サ、b ヲ河幅、U ヲ平均流速トスレバ

$$bh\mathrm{U} = \mathrm{Q} = 一定$$

又ハ

$$\frac{db}{b}+\frac{dh}{h}+\frac{dU}{\mathrm{U}} = 0$$

次ニ J ヲ勾配、β ヲ或定數トスレバ、齊流ノ理ヲ用ヒテ

$$h\mathrm{J} = \beta \mathrm{U}^2,$$

又ハ

$$\frac{dh}{h}+\frac{d\mathrm{J}}{\mathrm{J}} = 2\frac{d\mathrm{U}}{\mathrm{U}}$$

U ヲ省略スレバ

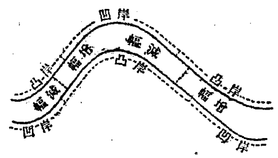
$$\frac{db}{b}+\frac{3}{2}\frac{dh}{h}+\frac{1}{2}\frac{d\mathrm{J}}{\mathrm{J}} = 0 \qquad [11]$$

若シ平均水深ガ一定ナラバ $dh=0$ デ、幅ノ增加率ガ平均勾配ノ減少率ノ半分ニ等シク

$$\frac{db}{b}+\frac{1}{2}\frac{d\mathrm{J}}{\mathrm{J}} = 0 \quad 又ハ \quad \frac{db}{b} = -\frac{1}{2}\frac{d\mathrm{J}}{\mathrm{J}} \qquad [11']$$

トナル。

λ ガ幅ニ比例スルガ、問題ハ勿論反曲點デ測ツタ最少ノ幅ニモ關係シテ居ル。其外曲線內デ前ノ第一法則 b) ニ從ツテ幅ハ大デナケレバナラナイ、且ツ又經驗ニ依ルモ一方ノ岸カラ他方ノ岸ニ橫斷面ヲ作レバ，河床ノ成ルベク直線ヲ爲シタ部分デ附近ノ曲率ヲ爲ス部分ヨリ狹イ時ニ谷線ハ深ク且ツ安定シテ居ル。以上ノ次第デアルカラ、反曲點デハ谷線ガ一岸カラ他岸ニ移動スルカラ、其動搖シ易イ爲メ、河床ハ狹メテ此傾向ニ反對スレバ利用ガ多イコトトナル。又他ノ一面カラ曲線內ニ於テハ谷線ハ曲岸ニ近ヅク。之ニ反シテ凸岸ニ近ク浮游物ハ沈澱スル。從ツテ反曲點デハ谷線ガ一岸カラ他岸ニ移ル過渡ノ點ニ在ルカラ、其孰レニモ近寄ラズ、常ニ河床ノ眞中ヲ過グルヲ要スルノデアツテ、兩岸ハ共ニ夫々凸出シ、一岸ノ凸出ガ終レバ直チニ他岸ノ凸出ニ近ヅクト云フ工合ニナツテ居ル。其結果トシテ凸曲線ハ之ニ向合ニナツテ居ル凹曲線ヨリモ多ク展開（直徑ガ大ナルコト）シテ居ルコト第八圖ニ示スガ如クデアル。



第八圖 水路兩岸ノ配置

15. 曲線內水流理論 えるぼー又ハ肘管ニ於テ水流ハ其屈曲ノ爲ニ渦卷ヲ

生ジ、水頭ノ減耗ヲ來ス。今 L ヲ平均流線ニ沿ウテ測ツタ曲線ノ長サ、r ヲ此流線ノ曲率半徑、D ヲ管徑、U ヲ平均流速トスレバ、ぢゅぶあーとガ實驗公式ヲ見出シ、さん　べなん (Saint Venant) ハ之ヲ次ノ如ク數式化シタ。即チ減頭 ζ ハ

$$\zeta = 0.096\frac{L}{r}\sqrt{\frac{D}{r}}\cdot\frac{U^2}{2g} = \tau_1\cdot\frac{L}{r}\sqrt{\frac{D}{r}}\cdot U^2 \qquad \tau_1 = 0.005 \qquad [12]$$

一般ニ $\frac{L}{r}\sqrt{\frac{D}{r}}$ ハ之ヲ 1 トシテ差支ナイ。其後びだる (Vidal) ヤかうふまん (Kauffmann) が前ノ公式ニ依ツテ見出シタ減頭ヲ實地ニ比較シテ見タ所ガ、實際ヨリモ少イコトヲ見出シタ。從ツテ少クモ數係數ヲ倍加シテ 0.010 又ハ寧ロ 0.012 トスルニ至ツタ。

わいすばっはハ弧形圓管ニ於テ次ノ ζ ノ値ヲ見出シタ。

$$\zeta = 0.13+0.16\left(\frac{D}{r}\right)^{3.5} \qquad [13]$$

第二表　弧形圓管減頭係數表

$\frac{D}{r}$	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
ζ	0.14	0.16	0.20	0.30	0.44	0.66	1.0	1.4	2.0

管徑 D ノ中ヲ流レル一般ノ等式ハ

$$\frac{1}{4}DJ = b_1U^2 \qquad [14]$$

即チ直管ノ單位ノ長サヲ流レル減頭ハ $J=4b_1\frac{U^2}{D}$ デ、同ジク單位ノ長サノ肘管ヲ流レル場合ノ減頭ハ $\frac{\tau_1}{r}\sqrt{\frac{D}{r}}U^2$ デアル。是等ノ比カラ曲率ニ基ヅク減頭ハ摩擦減頭ノ分數デ $\frac{\tau_1}{4b_1}\left(\frac{D}{r}\right)^{3/2}$ 又ハ $\tau_1=0.005$、$4b_1=0.00036\times4$ トスレバ凡ソ $\frac{10}{3}\left(\frac{D}{r}\right)^{3/2}$ トナル。同樣ニ幅 b ガ非常ニ廣イ深サ h ナル矩形斷面ヲ有

スル曲線渠ニ於テハ其減頭 ζ_1 ハ

$$\zeta_1 = \tau\frac{L}{h}\sqrt{\frac{b}{r}}\cdot U^2 \qquad [15]$$

ニ依ツテ表ハスコトガ出來ル。τ ハ 0.0003 乃至 0.0005 内外ノ値ヲ持ツテ居ル。摩擦減頭ハ此場合ニハ $\beta\frac{U^2}{h}$ デ、$\beta=0.0004$ トシ $\tau=0.0003$ トスレバ兩者ノ比ハ $\frac{\tau}{\beta}\sqrt{\frac{l}{r}}$ 又ハ凡ソ $\frac{3}{4}\sqrt{\frac{l}{r}}$ デアル。

深サ h ニ比シ幅ガ著シク大ナル溝渠又ハ運河内ニ谷線ガ $\frac{1}{r}$ ナル曲率ヲ呈スル場合ニハ其水流ノ等式ハ $\frac{\tau}{h}\sqrt{\frac{b}{r}}\cdot U^2$ ナル一項ニ依ツテ完成セラレル。此等式ハ平均流速 U ノ天然水路ニ適用スレバ殆ド一定ノ最大値ヲ持ツベク、洗掘ヲ生ズルコトナシニ越エルコトハ出來ナイ。$\frac{d}{ds}\left[\frac{U^2}{2g}\right]$ ナル項ハ省略スベク、I ヲ表面勾配トスレバ簡單ニ次ノ如クナルベシ

$$I = \frac{U^2}{h}\left(\beta+\tau\sqrt{\frac{b}{r}}\right) \qquad [16]$$

直線河床ニ於テ齊流ニ應ズル深サヲ h_0 トスレバ $h_0=\frac{\beta U^2}{I}$ トスルヲ得ベク

$$h = h_0\left(1+\frac{\tau}{\beta}\sqrt{\frac{b}{r}}\right) \qquad [17]$$

曲率 r ガ無限大トナレバ h ハ h_0 トナル。即チ直線部又ハ反曲點ノ處デハ h ハ h_0 トナル。水路ニ洪水ガ起レバ水面勾配 I ハ相當ニ長距離ニ亘ツテ殆ド一定トナリ、河床ノ畝リニ殆ド關係ガナク、單ニ盂谷ノ一般ノ勾配トシテ律セラレル所ノ或一ノ平均値ヲ取ルノデアル。$\frac{\beta U}{I}$ 又ハ h_0 ハ從ツテ見カケハ殆ド一定デアル。之ハ亦反曲點デハ凡ベテ水路ノ深サハ殆ド一定ダト云フコトガ出來ル、又ハ換言スレバ突出シタ部分即チ反曲點ニ應ズル瀬ノ後ニ表ハレル平均水面勾配ハ殆ド同一デアル。

前ノ等式ハ亦次ノ如ク改メルコトガ出來ル

$$\frac{1}{r}=\frac{1}{b}\left(\frac{\beta}{\tau}\right)^2\left(\frac{h}{h_0}-1\right)^2 \qquad [17']$$

是レ曲率 $\frac{1}{r}$ ト深サ h トノ關係ヲ表ハス。之ヲ s ニ就テ微分スレバ

$$\frac{d}{ds}\left(\frac{1}{r}\right)=\frac{2}{bh_0}\left(\frac{\beta}{\tau}\right)^2\left(\frac{h}{h_0}-1\right)\frac{dh}{ds} \qquad [17'']$$

此レふぁるぐノ公式 [4] ニ對スルモノデアツテ、觀測ノ結果ト兩者ヲ比較スルノモ面白イ。曲率ノ定マツタ變化 $\frac{d}{ds}\left(\frac{1}{r}\right)$ ニ應ジタ河床ノ勾配 $\frac{dh}{ds}$ ハ深サ h ニ關係シナケレバナラナイノハ自然デアル樣ニ見エル。曲率ノ變化ニ就イテハ勾配ガ緩ニナレバナル程深サガ大デナケレバナラナイ。但シ斯ク推定シテモ實驗的ニ之ヲ實證シナケレバナラナイ。其結論カラ渦形螺旋ヲ以テ之ヲ水路兩岸ノ平面形トスレバ底ノ規則正シクナル結果ニ對シテ一ノ直線ニ追隨スルノミナラズ、上ニ向ツテ凹ンダ拋線ノ弧ニ隨フコトニナル。即チ渦形螺旋ハ $\frac{d}{ds}\left(\frac{1}{r}\right)$ ニ一定ナル特色ヲ持ツテ居ル。例ヘバ b ヲ一定ト想像スレバ前式カラ

$$(h-h_0)\frac{dh}{ds}=\text{一定} \qquad [18]$$

之ハ竪軸ノ拋線ノ微分等式デアル。床ノ一樣ナル勾配ニ呼應スル爲メニ、渦形螺旋ヨリハ他ノ曲線ヲ索メナケレバナラナイ。

16. 河谷ヲ横斷シテ築造セラルヽ水制　次ニ水路ノ河床ヲ改善シテ之ヲ整正スルヲ得ルモノ獨リ縱ノ堤防ニノミ依ルモノト限ラナイ、之ニ對シテ屢々**横斷堤**、又ハ**水制**ヲ用ヒル。殊ニ冠水スル河谷ニ於テ、河ニ其河況ノ安定ガ尙未ダ出來ナイデ絕エズ變化ヲ受ケテ居ルトキ、之ヲ固定セントスル場合ニ如上ノ水制ヲ用ヒル。前ニ述ベタ河谷ニ河ノ方向ニ直角ニ冠水シナイ水制ヲ作レバ、勿論流レヲ阻止スル代リニ、水ガ自由ニ流レル樣開口シテ、斯クシテ二ノ水制ヲ作リ、次ノ如キ結果ガ得ラレル。

第一．是等二ノ水制ノ上流ニハ河ハ絕エズ其流向ヲ變ジ、水制ノ一方又ハ他方ニ斜ニ突當ツテ其水制頭ノ脚下ニ深イ潜掘ヲ生ズル。然シ下流デハ水流ハ固定シテ其開口部ニ直角ナ方向ニ進ム。

第二．潜掘ノ深サハ開口部ノ下流ニ進ム程次第ニ減少シテ此開口部ノ幅ニ殆ド等シイ距離ニ至ツテ已ム。而シテ此ニ河幅ハ規則正シクナル。

第三．水流ガ水制ニ對シテ斜ニ激突スルニハ常ニ一ツノ限度ガアル。水制ノ一ツニ對シテ其限度ニ達スレバ他ノモノニ對シテ進展シ、嘗テ中間ニ止マルコトガナイ。而シテ上流若干距離ニ渉ツテ堤脚ヲ防護スレバ破壞ノ虞ハナイ。

斯クノ如ク河ノ轉變定マリナイ上流部ニ横斷水制ヲ二ツ設ケテ、其殘サレタ開口部ヲ過ギル爲ニ河筋ガ確保サレル譯デアル。又其下流部ハ件ノ開口部ニ直角ノ方向ニ規則正シイ流路ヲ保持セシメル樣ニナル。

以上ノ理由カラ河川ノ整理トカ又ハ改修トカニ當ツテ此方法ヲ用ヒルコトガ良イ。即チ適當ナ處ニ是等ノ水制又ハ横斷堤防ヲ配置スレバ充分デアル。殊ニ架橋地點ニ近ク河川ヲ整理スルニ當ツテ流路ガ常ニ橋ニ直角ノ方向ヲ有シ潜掘ヲ生ジナイ樣ニスル場合ナドニハ尤モ理想的デアル。ねぐれっち (Negretti) ハ以上ノ工作物ニ對シテ若干法則ヲ擧ゲタガ、多少之ヲ修正シテ實狀ニ即應スルモノトスレバ次ノ如クデアル。

第一．横斷兩堤ヲね氏ハ正向堤ト呼ンダガ、河ノ一般ノ方向ニ直角ニ配置シ、且ツ双方トモ之ヲ延長シテ水ヲ冠ラヌ地盤迄或ハ水ヲ冠ブラヌ縱ノ堤防ニ達セシメ、洪水ノ際ニハ堤頭ノ間ニ殘サレタ開口部ハ間隙以外ニハ水ヲ通サナイ。

第二．此開口部ノ間隔ハ之ニ依ツテ平水位以下ノ河筋ヲ一定シ、且ツ之ヲ整正セシメルガ、洪水ヲ自由ニ流スニ足ル樣ニスルニハ、一般ニ斷面ヲ大ク

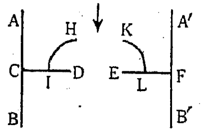
シ、所謂洪水敷ヲ與ヘル必要ガアル。

第三. 堤頭ハ流水ノ撃突ニ堪ヘ洗掘ヲ防グコトヲ要スル。此抵抗ヲ得ルニ適當ナル護岸ヲ各堤頭カラ上流ニ向ツテ、地盤ノ性質ヤ河ノ安定ノ狀態ニ從ツテ突出スベキデアル。

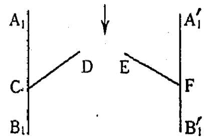
第四. 堤頭ノ間ニ維持スベキ間隔ハ多少必要以上ニ之ヲ廣クシテ、水ガ自由ニ流レ得ル樣ニスル。

第五. 堤頭ハ河ノ活潑ナル斷面ノ縁ニ置クベキデ、他日金ノ要カル工事ヲ必要トシタリ、及ビ堤頭ノ間ニ河ヲ招來スルニ屢々甚ダ不確實ナル結果ヲ來ス樣ナコトノ無イ樣ニスベキデアル。

だうす (Dausse) ハ更ニ堤頭及流水ニ曝露サレテアル水制ニ緩勾配ヲ與ヘナケレバナラナイコトヲ附言シテ居ル。第九圖 A ニ於テ AB、A′B′ ハ河谷ニ於ケル洪水ノ及ブ限度、CD 及 EF ハ冠水シナイ水制、DE ハ架橋地點、



第九圖 A 正向水制



第九圖 B 上向水制

HI, KL ハ曲線又ハ傾斜シタ方向ノ水制トスル。往時斯ンナ考ヲ以テ配置シタ水制ノ類モ、第九圖 B ニ示スガ如ク A_1B_1 及 $A_1'B_1'$ ナル縱ノ堤防トナリ、CD, EF ナル上流ニ向ツテ少シク向上シタ水制トナリ、其傾斜ハ水流ト凡ソ 70° 位デ、且ツ高サニ於テ C カラ D ニ及 F カラ E ニ傾下シテ、D 及 E ニ於テ屢々冠水スル樣ニ、而カモ充分ナル抵抗力ヲ與ヘルトキハ水流ハ著シク中央ニ集中スル傾向ヲ帶ビル樣ニナツタ。