

論 說 報 告

土木學會誌 第十一卷第五號 大正十四年十月

貯水用重力堰堤の特性 並に 其合理的設計方法

會員 工學博士 物 部 長 穗

内 容 梗 概

本研究は前後兩編より成り、前編に於ては先づ各國に於ける貯水事業の發達並に其現況を述べ、特に本邦に於ける該事業の特徴を論じ、次で各國に於ける貯水用重力堰堤の設計に關する學說を論評し、進んで本邦の國狀に適切なる設計方針を提案し、更に重力堰堤に對する地震力の影響を研究せり。

後編に於ては著者の提案せる設計方針に則り、從來の如き試算的方法を用ひずして簡單なる計算に依り一舉に斷面形を決定するの新設計方法を提案せるものにして先づ外力に對する安定條件を満足する如き基本形狀を定め、之に實用上必要なる修補を加へ、次に溢流堤の理想的形狀を理論上より決定し、更に進んで高堰堤の下部に於て直壓力又は主應力を許容限度以下に止めんが爲に必要な斷面形を理論上より決定し、最後に提案せる新方法に依りて決定せる斷面が必要なる安定條件の凡てを満足し得る事を實例に就て算證せるものなり。

前 編

目 次

	頁
第一章 各國に於ける貯水事業並に貯水用堰堤の特性に就て	2
第一節 各國に於ける貯水事業の發達並に其現況	2

第 二 節	歐米に於ける貯水池計劃の理論並に其風土との關係	11
第 三 節	河水調節問題より見たる我國と歐米諸國との比較	13
第 四 節	我國に於ける貯水事業の特性に就て	20
第 五 節	我國に適當せる貯水用堰堤の型式に就て	22
第二章	各國に於ける重力堰堤の設計方針に就て	26
第 六 節	佛國に於ける設計方針	26
第 七 節	伊太利に於ける設計標準	31
第 八 節	獨, 澳に於ける設計方針	33
第 九 節	米國に於ける設計方針	34
第 十 節	英國其他に於ける學說	36
第 十 一 節	堰堤設計の方針と其斷面との關係	37
第三章	我國に於ける重力堰堤の設計方針に就て	41
第 十 二 節	重力堰堤の基本斷面形に就て	41
第 十 三 節	土壓及び水壓	44
第 十 四 節	水の揚壓力	49
第 十 五 節	鉛直壓力及び主應力	53
第 十 六 節	設計方針の斷面形狀に及ぼす影響	57
第 十 七 節	設計方針と構造, 材料, 施工等の關係	61
第 十 八 節	我國に於ける貯水用重力堰堤の設計方針に對する著者の私見	64
第四章	重力堰堤に對する地震の作用	68
第 十 九 節	地震の強さ及び其堰堤に對する作用	68
第 二 十 節	地震に依る水壓の増大	70
第 二 十 一 節	斷面の安定に對する地震力の影響	74
第 二 十 二 節	堰堤兩端に於ける震動位相の差異に因る影響	79
第 二 十 三 節	堰堤の上部と下部との相對變位に依る鉛直縁維應力	84

第 一 章 各國に於ける貯水事業並に貯水用堰堤の特性に就て

第 一 節 各國に於ける貯水事業の發達並に其現況

人類の文化史は之を一面より窺へば即ち人類の自然界征服史たり。吾人の祖先は創生の太古より其生活の向上に適應せしむるの目的を以て不斷の努力に依り原

始自然の改造，修補を行ひ，假令其一步一步は之を大自然の鴻大無邊なるに比すれば渺として擧ぐるに足らずと雖も其數千載に亘る蓄積は遂に能く現今文化の素因を形成するに到れり。今日吾人の名づけて土木事業となすは凡て此大目的の下に自然界の形狀，作用を改補し，其利用能率を高むるものにして，實に萬般文化事業の根柢をなせるものなり。

而て本章に於て説かんとする貯水事業の如きは最も巧妙にして有效なる自然征服事業の一にして往古人類文化の發祥地たりし中部亞細亞，印度，埃及等に於ては旱濕の變宣しきを得ず，早期用水の枯渴に困憊せしかば夙に山間，凹地に土堰堤を築き多雨の候之に貯水を爲し早期に至り必要に應じて適宜之を放水し以て飲洗，灌溉の用に供したり。

近世貯水事業の嚆矢を爲せるものは獨國 Harz 地方に於ける貯水地系にして山谷に多數の土堰堤を築造して總計 1,000 萬立方米の貯水を爲し之を工業用動力に利用せるものなり。規模稍大なる重力堰堤の濫觴を爲せるものは西班牙に於て灌溉用水貯藏の目的を以て築造されたる Almanza, Alicante の二堤にして何れも十六世紀末葉の事業なり。十九世紀中葉佛人 Sazilly 氏始めて重力堰堤の學理を明かにし爾來各國に於て多數の堰堤の築造を見，貯水事業は急足の發達を爲し遂に今日の盛況を呈するに到れり。

貯水事業は其土地の狀況即ち氣象，地形，地質，河川の性質並に貯水の用途等に依りて，其工法，作用等に著しき相違あるを以て以下に各國貯水事業の狀況を略説せんとす。

(1) 佛國に於ける貯水並に洪水量調節事業

佛國に於ては 1856 及び 1875 年國內諸河川に稀有の大出水あり，沿川市邑耕地の損害巨額に上りしかば茲に根本的治水策の樹立を企て，大規模の機關を設けて種々調査の結果結局多數の貯水池を設けて洪水流量を調節する方法を以て最も徹底的にして，永遠の策なりとの結論に達し，各大河川に就て具體的の調査を行ひたりしが其結果調節すべき水量極めて大なるに拘らず，地形地質等の關係上必要なる地積を得る事難く，且つ其工費極めて巨額に上りしを以て一系を成し統一せる貯水池群の設置は遂に實現するに到らざりき，唯特に有效なる地點に個々の貯水池を設け，下流市邑の洪水防禦を爲せるに過ぎりき。今一例として調節法の最も有望なりし Garonne 河に就て見るも，Toulouse 市（河口より約 400 軒の上

流に位す)の水害を防止せんとすれば其上流に於て約 55,000 萬立方メートルの池積を要するも貯水に適當せる地點は約 92 個所にして其總池積約 30,000 萬立方メートルに過ぎず、其工費の多大なるに拘らず徹底的効果を收むる事困難なりき。之を要するに佛國の大部分は山谷比較的淺く高堰堤に依りて大貯水池を形成する事難く、一方貯水の利用方法未だ發達せず、巨額の工費を投ずるも其利用方法は單に渴水を補給して、水運に便するに過ぎざりしを以て經濟上成立の見込なかりしものなり。然れども内地舟路の給水を主たる目的とし、併せて局部的治水に利用せる貯水池は頗る多數に上り、其多くは丘陵間の溪谷に土堰堤を築きたるものにして Marne-Saône 運河に屬するものゝ如きは池數 4、總計 43 m-km² 即ち 4,300 萬立方メートルの大池積を有せり。

尙西南國境附近の Pyrénées 山地に於ては十九世紀末葉以來、山間の小湖、溪谷を利用して多數の貯水池を設け發電事業を營むもの頗る多し(第一表、第二表参照)

(2) 獨逸に於ける貯水事業(便宜のため舊獨逸領全部を含ましむ)

獨逸國內諸河川にありては河川の水量を自然的に調節する天然湖、氷原等に乏しきを以て溢渴の差稍甚しく、爲に洪水の害著しきと利用の益全からざりしを以て水源山谷に貯水池を築造し、人爲的に洪水を緩和し、渴水を給養するの策を利とし、就中 Rhein 河の右支 Wupper, Rhur 等の流域及び左岸 Vogesen 地方 Schlesia 州に於ける Oder 河水源地方等に於て最も發達せり、特に Oder 水源に於けるものは下流水害の根絶を主眼とし併せて發電、灌溉、水運等に利用せるものなり。次に此等の諸流域に於ける貯水池の概況を表示すれば次の如し。

流域	池數	各池の有効池積 (m ³)	總池積 (m ³)
Wupper	9	650,000 乃至 18,000,000	43,000,000
Rhur	11	280,000 „ 130,000,000	415,000,000
Oder	16	500,000 „ 103,000,000	204,000,000
Vogesen	6	?	
Harz	4	?	10,000,000 (?)

而て Rhur 地方に於て最大なる Möhne 貯水池は人文發達せる村邑を買收して池域となし、總工費約 1,000 萬圓にして貯水 1 立方メートル當り 8 錢に達せるに拘らず事業の實施を見たるは主として Rhur 河の性質に依れるものにして、該川の渴

水量は極めて小に其流量變動率（即ち最大洪水量÷渇水量）は 365 に達し最渇水量は僅々 28 個に過ぎず、一方工業の中心地に於て平均 1,600 k. w.（貯水を有するを以て需要に應じて随意に出力を増減するを得）の電力を得、且つ年總流出量の約 1/2 に相當する池積を有するを以て洪水を緩和するの功顯著にして爲に益する所頗る大なり。

上記の貯水池は Harz 地方に存するものを除き 1890 年より 1914 年に至る間に築造せるものにして、尙多數の規模大なる貯水計畫を有せしと雖も大戰の結果國歩多難となり、貯水事業も亦一頓挫を來せしが近年經濟狀態の安定と共に貯水事業並に大河川中流部の段階式運河化事業に主力を注がんとしつゝあり。（第一表、第二表參照）

(3) 奥國に於ける現況（舊奥太利領全部を含む）

國內諸川の水源は普ね山地にして河勢急に利用落差大なるも水量の變動甚しきを以て貯水池を設けて洪水の緩和、水力の利用等を爲せること頗る多し、此種計畫の最も徹底的に實現されたるものは Böhmen 州（現在の Tschecho-Slovaekie 國）に於ける Elbe 河水源及び Oder 河の支川 Görlitzer Neisse 流域にして、前者にありては計 12 個所の貯水池を設け總計 52 m-km^2 ($\text{m-km}^2=1,000,000$ 立方米) の貯水を爲し、後者に於ては流域面積 72 km^2 の水源に對し計 6 個所の貯水池を設け 633 m-km^2 の貯水を爲し共に洪水の被害を根絶すると共に貯水を發電、灌漑、舟運等に利用せり、斯く Böhmen 地方に此種事業の完成せるは水源高位にあり、貯水の發電力大なるに依るものなり。

大戰の結果現時の奥太利國は其炭山の殆んど全部を失ひ、交通機關、工業等の動力の缺乏を來したるを以て、鐵道其他動力の電化を企て、Donau 河諸支川の水源地方に大規模の貯水池系を計畫し其最も有利なるものより漸次に實施しつゝあり（第一表、第二表參照）

(4) 伊太利に於ける貯水事業

Po 河流域の北部即ち Alps 南麓に於ては多數の天然湖を利用し、之に人工を加へて調節能力を増大し洪水量を減却し、渇水を補給する方法を講ぜり、而て近年に及び Po 水源の Alps 山谷に於て河川の急流部に多數の貯水池を築造し、其高落差を利用して大規模の發電を爲せり。

伊國に於ける貯水事業の特徴として見逃すべからざるものは其好んで石塊堤、

扶壁堤、拱堤等を採用すると重力堰堤の水側に稍著しき傾斜を附する事とにあり、此國は近世其經濟狀態に於て他の歐米大國に比し著しく劣る所ありしを以て萬般の施設に當りても努めて工費の低廉を期せるが、上記の如き型式の堰堤を用ふる事比較的に多きも亦、主として工費の低廉なるに由るものなり、且つ歐洲に於ける唯一の地震國にして古來耐震に就きても相當の注意を拂ひたるものゝ如く其土堰堤に代ふるに石塊堤を用ひ、重力堤の水側に傾斜を附する等は主として地震に對する用意なりと見做す事を得、唯重力堤に於て其上部甚だ細く下部に比し耐震力極て微弱なるは堤防に對する地震の作用を充分に理解せざりしに由るべし。

尙最近 Sardinia 島に於ては夏季の大渴水を補給せんが爲め 7 個所に大貯水池を計畫し、昨年竣工せる Tirso 堤の如きは現時世界最大の拱式扶壁堤にして最大高 70 米に達し、一池能く 416 m-km^2 の有効水量を貯へ、Tirso 河の洪水を緩和すると共に、發電、灌漑等に利用するものなり。

(5) 西班牙に於ける貯水事業

西國の東北邊 Pyrénées 山地の諸川は落差に富み、年雨量も亦豊かなるも、流量の流動著しく其利用全からざるを以て多數の人工的貯水池を設けて河水の調節を計れり、其最も大なるものを擧ぐれば近年竣工せる下記の 2 池なり。

池名	堰堤最大高(米)	總池積 (m-km^2)	有効貯水量 (m-km^2)
Camarasa	92	157	110
Talarn	80	220	200

此等は發電用水の補給を主眼とし併せて灌漑に利用するものなるも其池積極めて大なるを以て河道に當り大天然湖の出現せるが如く、其洪水量緩和の効も亦極めて大なるものなり。

(6) 其他の歐州諸國に於ける狀況

(a) 瑞西、國內に Alps 山塊盤踞し、河水は夏季寡雨の際、積雪氷原の融解に依りて涵養せられ、加ふるに多數の天然湖を有するを以て此等に多少の人工的設備を爲すのみにして能く河水の調節を全うする事を得、然れども人工的貯水池の築造又頗る盛にして近年鐵道電化の爲めに設けたる Wäggi (Zürich 市附近) Barberine (西南境 Alps 山中上ローヌ河の支川に設く) 兩堰堤の如きは其規模特

に大なるものなり、就中後者は最大高 78 米總池積 41 m-km^2 (内有效 39 m-km^2) を有し、現時瑞國最大の重力堰堤たり。

(b) 瑞典、諾威、兩國共天然湖極て多く、剩へ積雪氷原に富むを以て河水は自然的に調節せられ、流量變動率の如きも普ね僅々 10 乃至 30 位に過ぎず、加ふるに近年此等の天然湖に人工を加へて調節能力を増大せしめたるを以て水力發電は勿論其他の河水利用事業にありても極めて有利なる狀況にあり、只北方寒地に於ては冬期湖川悉く氷結するを以て發電不可能なるも此等の地方に於ては冬季凡ての生産事業を休止するを以て著しき不便なきものとす。

(c) 露西亞、Volga 河の水源地方には多數の大天然湖散在し、此等に人工を加へて洪水を貯留し、早期之を放流して下流の灌漑、水運等を助け、其總貯水量は 600 m-km^2 に達せり。

(7) 北米合衆國に於ける貯水並に洪水調節事業

米國に於ては近年其西南部廣漠たる沙原の開墾の爲に多數の規模大なる貯水池を設け、併せて洪水を緩和し、發電を爲すの事業大に勃興し、貯水池は其池積に於ても堰堤の大なる點に於ても相當歐洲に存在せるものを遙かに凌駕し、爲に堰堤工法に長足の進歩を來し、最近歐洲諸國に於ても其工法の範を米國に採るもの多きに至れり。

而て貯水式治水法も亦朝野の留意する所となり、Mississippi, Ohio, Colorado 等の大河川に對する此種の大計畫は斷えず研究され論議されつゝあるの狀況にして、既に竣工したる Miami 河治水の如きは其計畫の大に於ては上記諸大川に對するものと比肩すべきものにあらずと雖も而も尙現今實施されたる貯水式治水計畫中規模最も大なるものなり、Miami 河は Mississippi 河の大左支 Ohio の支川にして流域面積 3,937 平方哩 (約 $10,200 \text{ km}^2$ にして北上川の全流域に近し)、幹川流路 163 哩に達し、Dayton 市以下 75 哩の區間に於て最大洪水流量 25 乃至 38 萬個あり、河路狹少、沿岸所々に工業都市在り、爲めに流積の増大に依る洪水防禦は實行困難なりしを以て Dayton 市附近に計 5 個所、總有効池積 841,000 acre-ft ($1,038 \text{ m-km}^2$) の大貯水池系を設け、同市に於ける最大洪水量を 11 萬個以下に低減し、沿川の市街地に對しては適度の河道改修を施工せり、堰堤は凡て土堰堤にして河床上の高 73 呎乃至 125 呎あり、何れも河床に近き排水隧道と堤頂に近き溢流放水路とを備ふるものにして、隧道は常に開放し、上流より流下する洪水

は一部池中に滯留して水位を高め、一部は隧道より自由に流出し、計畫水面に達したる際、計畫の流量を放流する如き設備にして、即ち單純なる洪水流量低減用の貯水池なり。斯く池水の利用を講ぜざりしは土地の狀況上高堰堤を築く能はざりし事、河川の勾配緩にして利用落差に乏しき事、下流に灌漑用水の必要少なき事業に依るものにして近年の河水調節法としては寧ろ特例と見做すべきものなり。(第一表、第二表参照)。

次に目下政府事業として計畫中にして近き將來に於て實施の可能性を有する Colorado 河水量調節計畫は、其貯水量に於ても、堰堤の大なる點に於ても遙かに前例を超越せるものにして、Yuma 市より上流に於て 4 個所に大堰堤を築造し 3,270 萬 acre-ft (約 40,000 百萬立方米) の池積を得、内 800 萬 acre-ft を純洪水調節に用ひ、依て以て Yuma 市に於ける 200,000 個の最大洪水量を 40,000 個に低減し殘部の貯水は灌漑及發電に利用し、約 500 萬 acre の耕地と、30 乃至 50 萬馬力の電力とを得、電力は之を農業用動力に充てんとするものなり。

尙灌漑、發電等利用を主たる目的とせる貯水池に於ては規模大なるもの頗る多く其灌漑を主とせるものは政府事業にして發電を主とするものは既ね民營事業なり。

今此等の内最も重要なるものを擧ぐれば次表の如し

池名	主要目的	堰堤最大高 (呎)	貯水量 (acre-ft)	同上 (m-km) ²
Shoshone	灌漑	328	600,000	740
Arrowrock	同上	351	250,000	307
Elephant Butte	同上	300	2,670,000	3,290
Roosevelt	同上	280	1,370,000	1,682
Yadkin Narrows	發電	219	275,000	339
Hetch Hetchy (現在)	同上	327	202,000	249
同上 (將來)	同上	413	343,000	422

以上記する所は現時世界各國に於ける貯水事業の大略に過ぎざるも以て其大勢を窺ふに足るべく、唯爰に注意すべきは舊式調節法、即ち單に洪水の流量を低減するのみの目的を有し、貯溜せる水量の利用方法を講ぜざるものは概ね不經濟にして今後は愈々望み少なき事業たるべき事と、近年河水調節事業の發展は全く其貯水の利用方法の進歩に歸すべき事にして地況上利用の益多大なるものは割合に

第一表 洪水調節州貯水池

番號	池名	貯水池を設けたる河川	同上附屬河川又は國名	築造年次	有效池積 m^3/km^2	總工費 (円)	工費 m^3/km^2 當り (円)	工費 m^3 當り (圓)	堰最大高 (尺)	流域面積 (平方軒)	堰堤型式	備考
1	Pinay	Loire	France	1711	10.0	68,000	6.8	6.8	69	?	石工	
2	In Kocho	"	"	"	10.9	8,000	734	0.734	33	?	"	
3	Warmbrunn	Zacken	Order	1908	6.0	762,000	126,000	126	28	119	土堰堤	
4	Heischdorf	Heidevasser	"	1906	4.0	438,000	110,000	110	28	93	"	
5	Buchwald	Bober	"	1906	2.2	528,000	239,000	239	88	60	混凝土	
6	Erdmannsdorf	Gr. Lomnitz	"	1913	3.0	548,000	185,000	185	36	49	土堰堤	
7	Arnoldsdorf	Goldbach	"	1913	2.2	238,000	107,000	107	51	49	"	
8	Wölfelsgrund	Wölfelsbach	"	1907	0.9	248,000	271,000	271	98	26	石工	
9	Seitenberg	Mohre	"	1938	1.1	136,000	118,000	118	55	52	土堰堤	
10	Schönu	Steinbach	"	1913	1.6	180,000	112,000	112	64	39	"	
11	Klein-Walkersdorf	Röhrsdorfer W.	"	1913	0.74	117,200	159,000	159	45	18	"	
12	Grüssau No. 1	Zieder	"	1906	0.52	167,000	178,000	178	10	36	"	
13	" No. 2	"	"	1906	0.42	167,000	178,000	178	21	57	"	
14	Friedeberg	Langwasser	"	1913	3.5	254,000	71,000	71	44	62	"	
15	7-Reservoirs bei Westdingau	Wien	Donau	1910	1.6	3,360,000	2,090,000	2,090	—	168	混凝土	
16	Watervliet	Dry River	Hudson	1914	1.1	330,000	291,000	291	85 & 25	8	土堰堤, 石工	
17	Germanstown	Twin Creek	Miami, Ohio	1920	130				100	699	土堰堤	工費は豫算を示す
18	Englewood	Stillwater R.	"	1921	386				110	1,680	"	
19	Lockington	Loranmie Cr.	"	1920	86	39,500,000	38,100	33.1	69	660	"	
20	Taylorville	Miami R.	"	1920	230				67	2,940	"	
21	Huffman	Mad R.	"	1921	206				65	1,990	"	

註 m^3/km^2 なる單位は 1 平方軒の面積に 1 米の深さに貯へたる水量にして即ち 100 萬立方米なり、尺單位にては約 3,600 萬立方尺に相當す

第二表 河水調節(洪水低減洪水補給兩用)貯水池

番號	池名	貯水池を設けたる河川	同上湖潭幹川又は國名	築造年次	有效池積 (m ³ -km ²)		工費	堰堤最大高 (m)	流域面積 (km ²)	堰堤型式
					全有效池積	洪水調節池積				
1	Furcens	Furans	France	1862	1.6	0.4	635,000	184	26	粗石練積
2	Tornay	Tornay	"	1867	3.0	?	408,800	126	28	"
3	Chartrain	Tache	France (佛)	1894	4.6	0.51	800,000	177	14	"
4	Lingesse	Lingesse	Wupper (獨)	1898	2.6	0.10	513,600	80	10	"
5	Brucher	Brucher	"	1913	3.5	?	?	?	?	"
6	Beyer	Beyer	"	1898	3.3	0.51	686,400	127	23	"
7	Möhne	Rheinの支流Rahr	Ruhr	1912	130.0	?	10,350,000	131	416	"
8	Hemfurt	Eder	Weser	1913	203.0	30.	9,490,000	154	1,431	"
9	Klingenberg	Weisseritz	Eib	1913	31.0	?	1,716,000	131	90	"
10	Multer	"	"	1913	8.9	?	1,481,000	119	104	"
11	Königsreife Walle	Elbeの支流	Elbe (独)	1914	9.2	7.3	1,930,000	136	518	"
12	Hlinsko	"	"	1912	2.3	1.7	300,000	43	57	土堰堤
13	Spindelnhütte	"	"	1914	3.3	3.0	1,305,600	136	210	粗石練積
14	Parizaw	"	"	1913	1.7	1.2	690,000	101	57	"
15	Kreibitzbach	"	"	1913	1.0	0.4	280,000	77	5	土堰堤
16	Horka	"	"	1914	1.4	0.82	?	20	44	"
17	Kurlstal	Iser	"	1912	16.0	8.0	3,983,000	105	60	粗石練積
18	Bystrzycka	Bystrzycka	Bozawa	1911	4.4	?	?	123	65	"
19	Darvo	Schwarzen Desso	Iser (独)	1909	6.1	2.8	830,000	70	16	"
20	Weisson Desso	Waisson Desso	"	1909	0.26	0.05	107,000	46	8	"
21	Blattney	Blattney	"	1910	6.1	2.6	1,105,000	97	16	"
22	Ag'sboden	Marefhorbach	"	1880	0.51	0.51	14,300	33	?	"
23	Markliss	Queis	Oder (獨)	1904	14.8	10.0	1,500,000	141	3.3	"
24	Maner	Bober	"	1912	50.	19.8	3,984,000	203	1,210	"
25	Glatzer Noisse	Glatzer Noisse	"	1913	103.	18.0	7,680,000	92	2,350	土堰堤
26	Friedrichswald	Glatzer Noisse	Oder (独)	1906	2.	1.0	720,000	52	8	粗石練積
27	Voigtsbrach	"	"	1906	0.25	0.12	188,000	72	8	"
28	Mühlscuilbe	"	"	1906	0.25	0.12	246,000	70	13	"
29	Gorsbach	"	"	1908	0.50	0.25	412,000	62	16	粗石練
30	Hanzdorf	Glatzer Noisse	Oder (独)	1901	0.63	0.21	391,000	66	26	"
31	Gretawald	"	"	1908	2.7	1.4	1,080,000	120	65	"
32	Gundipet	Musi	Hyderabad (印度)	1913	270.	?	?	12	60	土堰堤
33	Harrisburg	Paxton Creek	Susquehanna (米)	1910	1.8	1.2	230,000	30	1,410	"
34	West Basin	Little River	Mississippi (米)	1918	190.	138.	1,390,000	35	2,780	"
35	Middle Basin	"	"	"	54.	45.	?	25	2,970	"
36	East Basin	"	"	"	?	?	?	?	?	"

多額の工費を投ずるも尙有望なる事業たるべく、將來に於ては却て水力、灌漑、水運等の利用を主眼とし洪水量の低減を従とする如き貯水池の築造は益々發達すべきものと信ぜらる。

参考のため現存せる河水調節用貯水池の規模大なるもの、又は該事業の發達史上重要なるものを輯集して第一表及び第二表に揚げたり、第一表は單に洪水量の低減を目的とせる Detention Reservoir を挙げ、第二表は洪水調節並に貯水利用の兩目的を兼有するものなり、而て單に灌漑、發電、舟運、水道等貯水の利用のみを目的として計畫されたるものも池積大なるものもありて洪水量緩和に對し多大の効果ありと雖も各國を通じて其數極めて多く到底枚擧の煩に耐えざるを以て爰に其表示を避けたるが就中規模最も大なるものは多く米國に存し、其一部は前項に掲出せるが如し

第二節 歐米に於ける貯水池計畫の理論並に其風土との關係

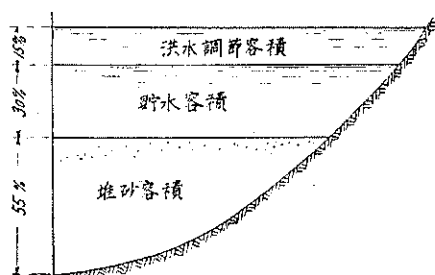
第一節に於て歐米各國に於ける河川水量調節事業の一般を説きたるが、現今の經濟状態に於ては貯水を利用すべき調節法、即ち大雨の際過大にして有害なる水量を池内に貯溜し、渦水の際下流の必要に應じて徐々に之を放流し、諸般の利用に供する方法を以て最も有利となすは明かなり、即ち風土の状況上可能なる限り池水の利用方法を講ずべきものにして單純なる洪水調節用貯水池の如きは池水利用の途なきか、又は往時利用の方法發達せざる時代に築造されたるものにして其堰堤の如きも規模極めて大なるもの稀なり。而て斯の如き洪水専用貯水池の有利なる場合は、河道狹少、洪水量過大、而も沿川人文發達し、都邑多く河積の擴張困難に、水害區域又長きに亘る等河道の改修に巨費を要し、加ふるに河勢急に、洪水流量大なるも其期間短少にして調節の爲に要する池積過大ならず、其築造の工費も亦比較的低廉なる場合等にして、彼の Oder 河水源に設けたる幾多の治水貯水池の如きは其適例なり。

一方貯水の利用は流量の變動甚しく、池水面の海拔大にして、下流沿岸地方の耕地濶く、産業發達し、舟運も亦隆盛なる場合に於て其効果益々大にして今後文化の發達と共に愈々其價值を發揮すべきものと信ず。

然れども今日歐米に於ける河水調節用貯水池の理論を聽くに 1 池を以て洪水緩和、貯水利用の兩作用を全うせしめんには、必ずや洪水調節に必要な容積と、

利用すべき貯水量との和以上の有効池積を有せしめざるべからずとなし、若し治山全からず土砂の流下尠なからざる流域にありては直ちに徹底的砂防工事を施すべきは勿論なるも尙且若干の流砂を見込み之を收容するに足るの容積を加算せざるべからず。

之を獨、米に於ける實例に徴するに山相良好にして流砂少なき流域に於ても、池の最下部に於て總池積の 15 乃至 20% を土砂收容に供へ、其直上に放水口を設け、其上部に於て池積の 40 乃至 50% を以て利用水量を貯へ、最上部 30 乃至 45% のみを以て洪水調節の用に供し此部分は洪水後出來得るだけ速かに排水し以て次回の出水に備ふるものと爲せり、而て池の水面積は水位の高さに從て急速に増大するを以て上記の各容積を堰堤の高さの百分率を以て現はせば大體堆砂に



第一圖

對しては池底より 55% の高さ迄、貯水に對しては 55% より 85% に至る間、洪水に對しては其上部 15% に相當する部分となる (第一圖参照)。

然るに貯水を利用して發電せんとする場合は其出力を増大せんがため可及的高位置より引水して其利用落差を大ならしむるを利と

す、斯の如き場合は土砂流下の多少に拘らず地形地質の許す限り堰堤を高くし其上部に貯水す、尤も此方法の有利なるは兩岸高き峽谷にして堰堤の高さに依り其長さの著しく増大せざる場合に限る、近年發電を主眼として築造さるゝ高堰堤に此種の實例頗る多く、西班牙 Camarasa 堤の如きは河底上 84 米の高位置より引水せり。

斯く同一容積を以て治水、利水の兩目的に使用し得ざるは降雨の分布、出水の時期等に依るものにして、治水の効果を確實ならしむる上に於て止むを得ざる所なるも、尙兩用貯水池を以て有利となすは、兩容積の和を有する 1 池の工費は多くの場合二用途に對し別々の 2 池を設くる場合に比し著しく低廉なるを常とし、2 池を設くる場合、經濟上不可能なる狀況にありても兼用の 1 池を設くるに於ては充分有利なる事業と爲す事を得るに依るものなり。

前述の如く同一の池積を以て洪水の緩和、渴水補給の兩用に供する能はざるは、

過大有害の河水を貯へて旱魃渇水の際に利用せんとする貯水法の根本理想と合致せざる次第にして貯水法の効果を大に減却せしむるものなるも歐米諸國の如き風土に於ては又止むを得ざる所なり、今一例として中歐に於ける状況を視るに水源地方と大河川の中下流とは著しく其趣きを異にす、今其大勢を述べば雨量は一般に夏秋の候に多く冬季に少なく、水源地方に於ては夏秋の季、數時間乃至數十時間に亘る局部的豪雨によりて大洪水を生ずるも、其間に往々渇水の災あり（即ち我國一般河川の状況と類似す）、冬季にありては積雪、結氷等の爲に渇水著しきを常とす、然るに丘陵平地部を流るゝ大河川に於ては夏季の局部的豪雨に支配せるゝ事少なく、却て春冬の候蒸發作用衰ひ、積雪結氷の融解するに至り最大洪水を生じ、夏季多雨の候にありても時々出水ありて其程度前者の如く甚しからず、然れども猶沿岸の農業期に當り其害亦尠なからず、而て夏季に於ては蒸發滲透等の作用盛んにして渇水の災甚しきも冬季に於ては一般に水量豊富なり、之を要するに水源地方に於ては、洪水は夏季に起り、渇水は冬夏兩季に多く、中下流に於ては出水は春冬に甚しく、渇水は却て夏秋の候に現はるゝを常とす、斯の如き風土にありては洪水調節と渇水補給とに對し全々獨立の池積を備ふるは蓋し止むを得ざるものと言ふべし。

第三節 河水調節問題より見たる我國と歐米諸國との比較

貯水事業の計畫は一に流域の風土、河況に從て之を定めざるべからず、一地方に於て有利なる計畫と雖も他にありては一顧の價値をも有せざる事少なからず、從來本邦に於て貯水式治水法の注目を惹かざりし所以は其風土の状況歐米と著しく異なり、到底有利に之を實施し得ざるものと見做されたるに由る、依て余は先づ風土及び河況に關し今日貯水事業の發達せる歐米諸國と本邦とを比較し其特徴を摘出せんとす。

(1) 降雨 本邦に於ては歐米諸國に比し年雨量一般に大にして、特に洪水の原因を爲す所の短期間の連續降雨量は著しく大なり。

歐大陸に於ては平均年量 500 乃至 1,200 耗にして、獨國內に於ける Rhein, Oder 等の流域に於ては平均 800 耗なり、米國に於てはメキシコ灣沿岸、西部海岸地方に大なるも、大河川の水源地方に於ては矢張り 300 乃至 1,000 耗位に過ぎず、然るに我國本土に於ては平均、平地 1,500 耗、山地 2,000 耗以上に達す、

一方洪水の原因たる短期間の連続雨量にありても同様にして、例へば Oder 水源に於ける最高記録は 80 時間に 130 耗の降雨にして、Miami 河にありては從來の記録に充分なる餘裕を見込み三日間に 200 耗なる雨量に對して貯水計畫を樹てたり、然るに本邦の状況を見るに最大日雨量 100 耗を下る地方は稀にして、水源山地にありては 300 耗に達するものあり、明治四十三年八月の颱風に際しては荒川（下流隅田川と稱す）の水源なる秩父地方に於て三日間に 450 耗の降雨あり、其前後二週間内の総雨量は實に 850 耗の多きに達せり。

(2) 洪水及び渇水時期

我國に於ける洪水は殆んど夏季に限られ、就中古來の大洪水は梅雨後より二十日前後に至る期間に襲來する颱風に因りて起れるものなり、只裏日本中積雪甚しき地方に於ては四、五月の融雪期に當り強き暖雨に際會して大出水を見る事あるも、其最大流量の夏季大洪水を凌ぐものは極めて稀なり、次に渇水の状況を見るに我國の水源は山骨岩質にして滲透作用に乏しく、上下流を通じ、寡雨と渇水とは相伴ふて起るを常とす、例年寡雨の甚しきは十二月より三月初旬に至る冬季にして、此期間往々降雨あるも著しき出水を起すに足らず、而も北部に於ては概ね積雪となり直ちに河川に流出せざるものなり、爲に一、二月の候、山地河水の枯渇甚しく數十日の長きに亘る事多く、發電出力の如きは其設備能力の五、六分の一にも低下するもの稀ならず、夏季に於ては颱風の間に於て旱天相續き甚しき渇水を見る事尠なからず、而も農業用水の要最も多き時期に當り被害の著しきものありと雖も其期間は冬季に比し著しく短少なるを常とす。

中歐諸國に於ける状況は大體 (1) に述べたる如く、米國にありては全土一律に論ずる能はずと雖も大洪水は概ね颱風に歸因し、只北地積雪多き流域に於ては四、五月の候、融雪に因るもの多し、渇水の時期は冬季氷結、寡雨に因るもの及び夏秋の候、寡雨と蒸發、滲透等の作用に歸因するものとあり。

(3) 洪水並に渇水の程度

我國の河川は流域狭少、河勢急にして歐米の標準を以て之を率すれば凡て山地川の部類に屬するものなり、而て其流域は山地及び平地のみより成り、大陸地方の大河川の如く中流に丘陵、高原等を有するもの少なく、従て一河川の洪水流量は其山間を出づる所より、河口に到る迄何等の増加を見ざるを常とす、渇水に於ては平地降水の涵養を受くる所大なるも一方灌溉用水の引用盛にして河道内の流

量は著しく増大せず。即ち我國河川の流量は主として水源山地の風土に依りて支配さるゝものにして、歐米の大河川と著しく其趣を異にする所以なり、今彼我の比較を容易ならしめんがため流域一方里當りの流量に就きて述べんに、洪水量は雨量大なる程、山嶺急峻なるほど大にして我國の河川に於ては歐米に比し實に數倍乃至數十倍の大に達するを常とす、渇水量に於ては年雨量大なるを以て歐米寡雨の地方に比し著しく大なるも、流域急峻にして降水は一氣に流下し去るを以て旱天旬日に亘れば忽ちにして河水の枯渇甚しきを見る、今流量の最大及び最小値を比較せんがため彼我其略値を表示すれば次の如し

一方里當り流量比較表

	最大流量(圓)	最小流量(圓)	兩者の比(流量變動率)
日本	350 乃至 3,000	3 乃至 1.5	30 乃至 1,000
歐大陸	50 ~ 1,000	0.5 ~ 5.0	20 ~ 500
米國	10 ~ 800	0.1 ~ 8.0	15 ~ 500

(大體流域面積 20 方里以上にして大湖水を有せざるものを探りたり)

而て流量變動率の大なる河川は河勢急にして治水利水共に困難なるを示すものなり。

(4) 治水上より見たる河狀の比較

本邦河川は水源急峻に、流路勾配急にして降水を一氣に流出せしむるを以て最大流量は極めて大なるに拘らず、沿岸に危険を及ぼす程度の高水位の持續は短期間にして數時間乃至三、四日を超えず、之流域狹少にして總流出水量の割合に少なるに依るものにして事實、本邦河川は其最大流量に於ては歐米に於ける十數倍乃至數十倍の流域を有する大河川に匹敵するも一洪水の總流出量に於ては同一最大流量を有する歐米諸川の僅々數分の一乃至十數分の一に過ぎず、然るに河道改修に依る治水費は最大流量の大なるに従て愈々大なるを以て其單位流域に割り當てたる治水費は歐米に比して著しく大に、而も治水工事が其全能力を發揮すべき期間は彼に比して著しく短少なり、斯く總流出量の小なるは之を貯溜して洪水量を低減する上に於て極めて好都合なるも、一方河道改修費は改修區域の延長に略比例して増加すべきも貯水法にありては其程度に殆んど無關係なり。

従て本邦河川の如く平地部河道の短少なるものに於ては單に洪水防禦の工費より見れば河道改修を以て有利となす事多かるべく、歐米一部に於けるが如く河道

改修費の却て大なる場合は極めて稀なるべし。

(5) 貯水池の壽命に關する比較

我國の水源は之を歐洲諸國に比するに、山相一般に不良にして從て砂礫の流下夥しく、河道は上下流を通じて概ね砂礫床より成る（山地川にして河床に岩盤の露出せるものは山相良好なるを示すものなり）斯の如き河道、溪谷を締切りて貯水池を設くるに於ては數年乃至數十年にして全池堆積土砂を以て埋沒され最早貯水の用を爲さざるに至り、堰堤は單に落差として有用なるに過ぎざるべし、河道緩にして水量の變動著しからざる場合は斯の如き落差堰堤も亦水路式に比し有利なるもの多く歐米に其例頗る多きも、我國の如き急流川にありては概して不經濟なるものと言ふ事を得。然れども現今貯水式治水法を採用せる歐米諸川にありても、其當時既に山相必ずしも良好なりしにあらず、其多くは貯水法採用の議決して後徹底的砂防工事を施したるものなり、而て歐大陸諸川の現状を見るに其土砂流下量は流出水量の $1/1,000$ 乃至數萬分の一の間に存するが如く、米國に於ては Colorado 河の如きは $1/180$ にして年平均土砂流下量は實に十一、二萬 acre-ft の驚くべき巨量に達せり。然るに本邦河川に於ては洪水の場合にありても普通 $1/200$ を超ゆる事少なく年平均に於ては $1/500$ を超ゆるもの稀れなるべし、尤も大正十一年常願寺川水源の大砂防堰堤缺潰し、水源荒廢地の土砂一時に流下せる際、下流河水の土砂含有量は最大 $1/60$ に達せるも斯の如きは特有の異例と見做すべきものなり、治山遅々として進まざるの今日、流砂の斯の如き程度に止まるより見て、徹底的砂防工事に依りて之を數千分一以下に減却するの、さして困難ならざるを信ずるものにして、今假りに流域年降水總量の $1/10$ を容るゝ貯水池を設くるものとし、流出係数を 80% とすれば池積は總流出量の $1/8$ を有し、若し其流砂量は流出水量の $1/1,000$ なりと假定すれば池積の半を埋沒せんがために約 80 年の歳月を要する事となる、而て一河川に多數の貯水池を設くる場合にありては多雨の期節に當り交互に堆砂を洗流し次第に下流に送り出す事を得べく、又百年にして新に一池を増設するの策を用ふるも可ならん。而して流砂の下流平地部に對する影響を考ふるに、急に之を扞止するに於ては河床の低下を來し、同時に洪水量を低減するにあらざれば護岸水制等を危殆に賓せしむべく、又流下過多なれば河床を埋沒し河道の壽命を著しく短縮せしむるを以て、此等に關しては慎重なる考究を要するものとす。

(6) 水源の砂防と治水との關係

上述の如く我國に於て貯水事業を興さんとすれば同時に徹底的治山の法を講じ其壽命の長久を圖らざるべからず、例令河道改修のみを採用するに於ても山相現時の儘に放置さるゝに於ては土砂流下のため改修河道の壽命も亦、久しきを得ざるは明かにして、從來と雖も平地部の改修に伴ひ相當砂防工事を施しつゝあるも經費の關係上、一旦期を失すれば崩壊遂に度なき態の危急部分に止まり、未だ各川に亘りて根本的施設の計畫を樹つるに至らざるが如し。

本邦の地貌を見るに河況の緩和者たる丘陵高原に乏しく、多くは急峻なる山地に接して直ちに河川の沖積せる低坦地となり、流砂多き地方にありては其地形多く、河道の山間を出づる所を頂點とせる logarithmic cones をなし、其著しく發達したる後人工を加へて河水を一河道内に限局せるものにして、爲に下流部に於ては河床次第に上昇し、屢々堤防の嵩上を爲し其甚しきものは河狀漸く極まり策の施すべきものなきに至るべく、本邦急流川の多くは特に此道程にありといふべし、斯の如き河川に對しては水源より河口に到る迄上下一貫徹底的改修を施すを以て理想となすも、經費並に工期の關係上、利害最も重大にして、改修の急を要する平地部を先にし、其病根たる山地の荒廢に對しては徐ろに治山の法を講ぜんとするものにして、畢竟本邦水源の砂防は貯水事業の興廢如何に拘らず、早晚徹底的に實施せざるべからざる性質のものなりと信ず。

之を歐州諸國の現状に見るに洪水防禦時代、夙に經過し、水源施設も亦其大體を完了し、今や進んで河川利用事業の改善に主力を注ぎつゝあり、一方米國に於ては、國土宏濶にして其保安の要、切ならず、加ふるに洪水防禦の緊急なるものは既に大體の實施を了し、近年は進んで大不毛地の治水並に開墾に全力を盡しつゝあり、而て Rio Grande, Colorado 等の大河川は流砂極めて多きと、廣袤數千里に亘る砂原を治むるは容易の業にあらず、寧ろ治水、利水の兩途に對し多數の大貯水池を設け、之に流砂收容の餘積を與ふるを以て得策となせるも、本邦の如き國情にありて到底斯の如き方針を踏襲し得べきにあらず。

(7) 河水調節と河川工事の維持並に水害との關係

一般に河川工事は不斷の破壊作用を受くるを以て改修工事竣工後と雖も其維持修繕は忽にすべからざる所にして、本邦急流河川の如く洪水の破壊力大なる場合に於て特に然りとなす、而て河水の破壊作用は流量の大なるに従ひ急速に其務を

増すものなるを以て調節に依り洪水流量を低下するに於ては維持修繕の費を節し、工作物の壽命を延長せしむるは明かなり。

次に沿川の水害は河水の氾濫、内水の停滯等に依るものにして洪水の最大流量及び繼續期間の大なるに従ひ愈々激しく、殊に流量の大なるは浸水の面積を大ならしむるのみならず、往々破堤等の慘事を惹起するを以て、若し調節に依りて最大流量をある程度以下に保持するを得ば損失の大部分を救ふ事を得べし、而も急流河川の洪水波は概ね三角状を爲し、調節に依り最大流量を半減するも之に伴ふ高水期間の延長は多くも二、三割を超えざるべし、而て池積が最大洪水を抑止して無害ならしむるに足らざる場合と雖も毎年數回乃至二、三年一回の程度の中、小洪水にして耕地の被害夥しきものは徹底的に之を調節し損害を根絶し得る場合多かるべし、之を要するに調節に依る最大流量の低減は、河川の原始的なると、既改修たるとを問はず、水害を減却し、維持修繕を輕減する上に於て多大の効果を有するものと斷定する事を得べし、歐米諸國に於て單に利用を目的として設置されたる貯水池にありても其池積の大なるものは水害輕減上極めて有效なる事を證せり、只爰に注意すべきは單に利用の點のみを考慮し下流に對する影響を無視して堰堤を築き急に土砂の流下を阻止するに於ては河床の洗掘作用起り、河川工事の根入不充分となり、低水面の低下に依りて用水の引入を困難ならしむる等、種々の惡影響を來す虞あるを以て豫め充分なる考究を要するものとす。

(8) 貯水の利用より見たる歐米との比較

貯水の利用は主として發電、灌漑、舟運の三にあり、貯水1立方尺の有する勢力は其海面上の高さに比例し、利用し得べき水力は貯溜せる高さより重要な灌漑地に至る迄の落差に比例す、從て發電用貯水は出來得るだけ高位置に設くるを利とす、我國の如く落差大なる河川に於ては貯水1箇の發電力大に、而も雨量豊かなるを以て流量の調節に依りて著しく出力を増大し得べく、從て貯水設備に多額の工費を投ずるも尙經濟上頗る有利なるを失はず、而て貯溜せる水は電力の需要に應じて自在に水量を増減し得べきを以て負荷の變動著しき場合に特に好都合なり、かるが故に近年水電事業者の獨力を以て大規模の貯水池を建設するもの多く我國の河況より見て將來益々増加すべきのと察せらる。

次に灌漑事業を見るに我國耕地の大半を占むる水田は灌漑水を要する事頗る多く、肥沃なる原野にして用水の缺乏に因り開墾し得ざるもの亦尠なからず、而も

灌漑用水は概ね發電に依りて落差の大部分を利用し盡したる河水を用ふるを得べく、從て高地に貯へたる水は上流に於ては發電に利用され、中下流に於ては灌漑用に供せらるゝ事となり、從來屢々凶作の因を爲せる旱魃の害を除き、尙且つ宏大なる開墾地を得べし。

次に内地水運は歐米諸國に於ては極めに重要なるものにして其運輸能力は殆んど鐵道、道路等に匹敵せるも我國にありては地勢偏狹、河路短少にして加ふるに河川流量の變動甚しく舟路改修の費大に、其利之に伴はざるを以て内地水運は斯く重要なるものにあらず、然れども若し充分なる水量調節を行ひ低水を増大し、土砂の流下を防止するに於ては尙著しき發展を爲すべきは明かにして、特殊の河川にありては其中下流部に於て今日歐大陸に流行せる水運、發電兼用の階段式改修、又は低落差發電の如きも有利なる事業たるの時期到來すべし。

其他、水道用水の補給、宏大なる堤外地の利用等河水の調節に依りて益する所尠なからざるべし。

之を要するに我國に於ける貯水事業は其利用の價値に於て歐米諸國に比し一頭地を抜くものあるの觀あり。

(9) 貯水池設置の難易

我國の水源は溪谷概ね狹隘、急斜にして大なる池積を得るに難く、其適々之あるも耕樵の人家散在し、其生業を奪ふに忍びざるものあり、從て同一流域面積に對する調節設備費は一般に歐米諸國より大なるを免れざるべし、然れども同一最大流量の河川に於て其流出總量は著しく少なるに因り、又山谷の狹隘急峻なるは高堰堤を築くも其長さ過大ならざる事を意味し、從て河水調節の工費は彼に比し却て少なる場合尠なからざるべし、而て池域に當れる住民に對しては、或は新たに開墾さるべき耕地に依り、或は動力の増加に依る産業の發達に依り適宜生業を得せしむる事も容易なるべし。

試みに例を歐米に採りて貯水池設置の難易を説かんに、獨國 Möhne 貯水池にありては $130 \text{ m}\cdot\overline{\text{km}}^2$ (約 46 億立方呎) の池積を得んが爲めに $10 \overline{\text{km}}^2$ 餘の生産地を買收し、更に道路、橋梁等の付替、新設を要し、爲に 500 萬圓の巨費 (總工費の約 1/2) を投ぜり、更に Weser 水源の Hemfurt 貯水池に於ては $203 \text{ m}\cdot\overline{\text{km}}^2$ の池積を得んが爲に $11.8 \overline{\text{km}}^2$ の土地 (内 80% は村落、耕地) を買收し爲に 900 萬マルク (約 450 萬圓) の用地費を費せり、即ち貯水 1 立方米當りの用地費は

前者にありては 4 錢，後者にありては 2 錢 4 厘に達するものなり，米國 Miami 河貯水池系に於ては 25 萬秒立方呎の最大流量を 11 萬に低減せんがため $1,038 \text{ m} \cdot \overline{\text{km}}^2$ の大池積を要し $180 \overline{\text{km}}^2$ の土地を收用せり，之洪水繼續期間長く，流出總量大なるに因るものにして，若し我國に於て水源山地面積 150 方里，最大流量 25 萬個の河川ありて，貯水法により洪水流量を約 10 萬個に低下せんとする場合を假想するに，之に要する池積は約 200 乃至 $250 \text{ m} \cdot \overline{\text{km}}^2$ を以て足るべし。

事情上記の如きを以て若し我國に於て貯水に適當せる河川に對し單に治水のみを目的とする貯水池群を設置する場合を想像するに其工事費は必ずしも常に歐米のそれより大なりと速斷するを得ず。

以上に於て余は貯水事業に關する歐米の現状並に其本邦風土との關係を極めて概括的に記述せしが，依て以て本邦に於て貯水に依る河水調節は從來想像されたる如く斯く困難なるものにあらずして，而も其益する所極めて大なるべきを察するに足る，依て次節以下に於て本邦に於ける此種事業の原則並に貯水用堰堤の特徴とに關し其概要を説かんとす。

第四節 我國に於ける貯水事業の特性に就て

我國に於て貯水事業を困難ならしむる原因は主として，土砂流下の大なる事，山谷狹隘にして池域の大なるもの少なき事，山間住民の散在せる事等にして，單純なる洪水調節池にありては，之に依て救はるべき平地の短少なる事も亦本事業の効果を小ならしむるものなり，之に反して出水，渴水の最も甚しきものは略一定の時期に起り，貯水すべき總水量割合に少なく，渴水量増加の割合大に，而も其利用價值極めて大なる等は却て本事業を有利ならしむるものなり。從來治水事業により既に河道の改修を了へ，又は近く着手せんとする諸河川は河勢緩なる大河川にして河道改修を以て有效至廉の治水法となすは勿論，其工事の壽命も亦數十年乃至數百年の長さに亘るべし，然るに今後改修を要すべき河川の大多數は急流川にして水源より海口に至る迄凡て歐米に於ける山地川の性質を有し，河道の改修は著しく困難にして其壽命も亦長久なるを得ざるべし，而て本邦風土の關係上單に洪水調節の爲に貯水を爲すは概ね經濟上困難なるべく，特殊の河況に於て，適々之を利とすることあるも其數十指を屈するに足らざるべし，一方貯水利用の方面を見るに其經濟上の價值頗る大にして，若し治山全きを得るの曉に於ては單

に營利事業として單獨之を設置するも有利なるもの極めて多かるべし。

而て我國に於ては濁水の最も惧るべきものは冬季に起るを以て九月下半より十一月に至る降雨稍豊かなる季節に池積を満たし、僅かに不時の豪雨に對する餘地を止め、其貯水は之を擧げて以て冬季の濁水を補給し得べく夏季に於ても時々出水の間に旱魃起り、水田の害を爲す事大なるも其期間長からざるを以て、爲に補給すべき總水量は大ならず、而て此季節に於ては不斷に大洪水の襲來を豫期せざるべからざるを以て濁水補給に要する池積は別に之を具へざるべからず、即ち洪水調節、濁水補給の兩目的を兼有する貯水池にありては若干の堆砂、夏季濁水の補給、大洪水の調節等に要する容積の和以上の池積を有せしむべきものにして、斯の如き池積を有するに於ては冬季濁水量を倍加する事さして困難ならざるべし。

稍大なる水源を有する河川に於ては1池にして能く斯の如き池積を有するもの稀にして概ね多數の貯水池の共同作用に俟たざるべからず、從て池積を種々の目的に利用せんとすれば寧ろ統一せる計畫の下に多數の貯水池を設け之を一系となして巧に運用するを以て最も有利なりとす、假令ば大體に於て、水源の溪流にして位置高く、池積狹隘なるものは發電用水の補給を主たる目的となし、幹川に於て谷間稍廣く利用落差に乏しきものは洪水調節及び灌溉補給を主たる目的と爲すが如し。

上記の如き原則に基づき一河川に對して多數の貯水池を設くるに於ては貯水の利を激増せしめ得るのみならず、1池に依りて調節を爲す場合往々にして生ずる下流に對する惡影響を避くる事を得べし、余が二、三の河川に就きて試みたる机上調査に依れば此等貯水系の共同作用は技術上頗る妙味あるものなるを感じたり。

斯くして余は我國河川に於ては水量調節事業の極めて有利なるもの尠なからざるべく、假令今日の情態に於ては其利薄きも將來必ず有利なるの時期の到來すべきもの亦多かるべきを信ずるものなり、而て此種の計畫は稍長期に亘りて各種の調査を爲し、上は水源より下は海口に至る迄、全川に亘り砂防、治水、利水等の諸問題を一括し慎重なる考究を爲して始めて計畫の誤りなきを期し、利用の全きを計る事を得べし。

余は以上に於て本邦貯水事業の特質を極めて概括的に陳述せしが貯水事業の成否は一に懸りて其工費の如何に存し、貯水事業の工費の大半を占むるものは實に

堰堤築造費なり、而て河水調節池にありては可及的大なる堰堤を設け一舉に大池積と高落差とを得るを以て利とし、從て專業それ自身の健不健は一に係りて堰堤の安危如何に存す、嘗に河水調節の爲のみならず、砂防工事、發電用調整池と云ひ、灌漑、水道用貯水と云ひ將來堰堤の用途愈々廣かるべし、事情然るが故に堰堤の設計、材料施工法等に關し今一層の注意を拂ひ、本邦の如き風土にありて、如何にして至健至廉の堰堤を築造すべきかに就き充分なる研究を要するものと信ず。

第五節 我國に適當せる貯水用堰堤の型式に就て

現今各國に於て貯水の爲に築造せらるゝ堰堤の型式は其種類頗る多く、試に其主要なるものを擧ぐるも (1) 土堰堤 (Earth dam), (2) 石塊堤 (Rock-fill dam), (3) 扶壁堤 (Buttress dam), (4) 拱壁堤 (Arch dam), (5) 重力堰堤 (Gravity dam) 等に大別する事を得べきも、其一種と雖も材料、工法等に依りて種々雜多の型式あり、獨特の考案を爲して專賣特許を得たるものさへ尠なからず、然れども貯水用堰堤は下流の保安上特に堅實なるを要するを以て、技術者は概ね多年の試練に依り最も安全なりと認められたる型式を採用するを常とし、從て嶄新なる考案は容易に行はれざるの傾向あり、余は次に上記の諸型式に就き本邦に於て貯水に用ふる場合、特に注意すべき點を指摘せんとす。

(1) 土堰堤

其性質上堤高餘り大ならざる場合に好んで用ひらるゝも、設計、材料、施工共に適當なるに於ては稍高き堰堤に之を用ふるも可なり、唯堤土は浸透水の遲緩なる流動に依りても動かされ易きものなれば、水側の防水を充分にし、滲透水の排除を講じ、下流側特に其法先に近き部分はなるべく粗粒の材料を用ふるを可とす、一般に流域小に、傾斜緩なる谷の締切に適し、水密性に富める地盤を可とす、砂礫河床上に之を築造する時は貯水の際、水の浸透を容易ならしむるを以て充分なる水止工を施すを要す、古來土堰堤及び石礫堤の缺潰は大雨の際、堤頂を溢流せると、堤底に設けたる排水口の不完全なるとに因るもの多きを以て、其餘水溢流路は特に充分なる流積を有せしめ、排水口は兩岸の地山に設くるを可とす、從來我國に於ても、風土異なる歐米の洪水流量公式を濫用し、過少なる溢流路を設けたるため土堰堤の缺潰を惹起したる例尠なからず。

以上は土堰堤の築造に關する一般的注意なるも、我國の如き地震國に於て之を

採用する場合は、周到なる考慮を要するものなり、堅硬ならざる地盤上に高さ盛土を爲す時は、堤下土壓の平衡を失し、多少の沈下を生じて初めて安定するものなるが、一朝大地震に際會すれば、忽にして其平衡を失し再び若干の沈下を爲すを常とす、此沈下それ自身はさして虞るゝに足らざるも、必ずや堤體の龜裂之に伴ひ、法面の安定を害する事亦大なり、又法勾配に就て見るも良く締めたる堤土は適當なる濕氣を有する場合に於て優に一割の急傾斜を保持し得べきも、飽和せる状態に於ては其息角著しく小にして、若し大地震に際會せば更に著しき減少を見るべきを以て、法勾配、材料等に特別の注意を要するは勿論、堰堤高き場合、貯水量大なる場合等には之を用ひざるを可とす。

(2) 石塊堤

其力學上の性質は土堰堤と大同小異なるも、堤高稍大なる場合に採用され（土堰堤は 120 尺以下、石塊堤は 100 乃至 150 尺、の場合に適當す）材料の息角著しく大にして、而も飽和又は地震の作用に依る息角の低減も亦著しからざるを以て其耐震力は土堰堤に比して遙かに大なり、唯材料粗粒にして水の滲透容易なるを以て漏水を防ぐがため完全なる水止め層を設けざるべからず、且つ土堤に比し底下の地盤に及ぼす壓力大なるを以て土質の堅硬なる地點を選びを要す。

(3) 扶壁堤

扶壁堤は貯水を支ふる耐水壁と之を支持する扶壁とより成るものにして、耐水壁は比較的薄き鐵筋混凝土凝壁にして、堤高大なる場合は拱式、然らざる場合は版式となし、適當なる間隔に扶壁を配置して之を支持す、此型式は佛國技師の創案にして 1806 年南印度 Mir Alam 堤に採用されたるを始めとし、爾來各國に於て廣く用ひらるゝに到り、昨年竣功せる伊國 Sardinia 州 Tisso 堤の如きは、高 70 米、長 270 米に達し此種型式中最大なるものなり。

扶壁堤は高 150 尺以下にして谷幅濶き場合に經濟的にして、それ以上の高堰堤に於ても巨量なる材料の蒐集困難なる場合は他の諸型式に優れり、而て其自重大ならざるを以て地震に對して著しく有利なるも、今日歐米に行はるゝものは概ね石積、混凝土工又は石積混凝土中理工の扶壁を用ひ、常時水壓のみを受くる場合には何等の危険なきも、若し長さの方向に震動を受くる時は扶壁に強大なる彎曲力率作用すべきを以て我國の如き地震國にありては鐵筋の如き補強材を併用して耐震の法を講ぜざるべからず、而て扶壁の耐震の爲に要する工費は大體高さの二

乘に比例すべきを以て堤高過大なる場合には其經濟上の利點を失ふに到るべく此等の點に關しては今後尙研究を要すべきもの頗る多し。

尙此型式に於て特に注意を要する點を擧ぐれば、水壓及び自重は接面稍狭少なる扶壁底に集中作用するを以て地盤は特に堅硬なるを要する事、自重割合に小に、從て扶壁底の摩擦抵抗力も亦大ならざるを以て水壓に依る滑動に對し充分なる用意を爲すべき事、設計の方針は橋梁と略同一なるを以て材料、施工等も亦之と同一以上のものたるべき事、及び氣溫の變化に對して稍敏感なる以て拱式耐水壁を用ふる場合は、溫度應力を考慮すべき事等なり。

(4) 拱堰堤

此型式は水平拱作用に依りて水壓の一部若くは全部を負擔するものにして、兩岸相迫まり、深さに比し、幅員(即ち水平拱の徑間)割合に小なる場合は其作用極めて有効にして、爲に堤の厚さは著しく減じ從て工費の節約を爲し得るものなり、而て拱に圓弧を用ふれば之に作用する水壓は等布にして向心なるを以て壓力線は大體拱の中軸と一致し、理論上極めて有利なるものなり。水壓及び自重は兩岸及び底面に於て割合に狭少なる接面に集中作用し、併も兩岸に於ては拱端の固定に依り彎曲力率の作用する場合之有るを以て地盤は特に堅硬なるを要す、又氣溫變化の影響を見るに(3)の拱式扶壁堤に比し著しく少なるも尙拱の兩端に於て強大なる水平反力を生じ、爲に拱輪に著しき彎曲力率發生し、鐵筋を用ひて充分なる補強を爲すにあらざれば鉛直龜裂を生じ、漏水を容易ならしめ遂には破壊の因を爲すに至るべし。

次に地震の作用を考ふるに振動の加速度に依りて生ずる地震力は凡て並行に作用するを以て、其水壓との共同作用に依る壓力線は中軸線を遠ざかり、強大なる彎曲力率を作用せしむべく、而も兩岸地動の位相異なる場合は堤身全體に惧るべき扭力を作用せしむるを以て、此等の作用に對し充分なる耐力を有せしめんには多量の補強材を必要とし、從て其經濟的價值は大に低下すべし。斯の如き不利を避けんには堤體に稍過大なる厚さを有せしめ、所々に鉛直伸縮目地を置き(其工法は(5)に述ぶるものと同じ)以て溫度及び地震の影響を輕減するを可とすべし。

然れども歐米に於ける現存の拱堤に就て視るに、溫度の影響に對して何等の用意をも爲さざるもの少なからず、爲に築造後多數の鉛直龜裂を生じたるもの尠なからざるも、之に因て決潰するに到りしものを聞かず(溫度應力は堤厚極めて小な

る場合は気温の變化に因る事多きも、其稍大なる場合にありて混凝土の硬化に伴ふ温度低下に因る事多し、此等に關しては第三章に於て詳述すべし) 米國 Wyoming 州に於ける Shoshone 堤の如きは基礎盤上 328 呎の高さを有し、世上有數の高堰堤なるが、温度變化に對し何等特別の用意を爲さざりしにも拘らず、築造後 15 箇年を閱せる今日に於て何等の缺點をも現はさず、尤も該堤は兩岸狹き絶壁にして其幅は僅かに 70 乃至 200 呎に過ぎざるを以て温度變化に因る彎曲力率も亦龜裂の因を爲すに足らざるべし。

之を要するに温度の影響のみに就て言へば峡谷狹く、堤厚割合に大なる場合には惧るゝに足らざるものゝ如きも、地震の作用に對しては矢張り少なからざる不安の點ありと言ふを得べし。

(5) 重力堰堤

重力堰堤は諸型式中、古き歴史を有するものゝ一にして其設計法、材料、施工法共に長年月の試練を経て發達したるものにして、今日歐米諸國に於て、最も確實健全なる型式と見做さるゝ所なり。而て貯水池は常時巨量の水を貯へ、一朝堰堤の決潰に會へば下流に異常の慘害を及ぼすべきものなるを以て、最も確實なるものを以て最適の型式となさざるべからず。

重力堤にありては不豫の作用に依りて鉛直の龜裂を生じ、堤體は長さの方向に於て多數の區分に切離さるゝも學理上何等の危險なく、唯漏水の因を爲すの不利あるを以て、寧ろ豫め耐水目地を設けて互に切離し置くを可とす、地震に對する力學上の性質も他の型式に比し頗る單純にして學理に基づき充分なる耐震力を有せしむる事も容易に、而も之に因る工費の増加も亦著しく大ならず。

今日世界に於ける高堰堤の大部分は凡て重力堤にして拱堤、扶壁堤等の高大なるものは寧ろ其地方的事情に依る特例と見做すべきものなるを以て、我國の如き地震國に於ても此型式を以て高堰堤の標準となし其他のものは、唯經濟上特に有利なる場合か、又は重力堤の築造困難なる場合に於てのみ採用するを以て萬全の策なりと思ふ。

一般に堰堤工事に於ては設計、材料、施工の事は其安定及び工費に對して略同一程度の影響を有するものにして、何れも實地經驗家の熱心なる研究を俟て其改善進歩を期すべきものなるも、唯設計の方針並に方法に關しては學理的研究を要するもの頗る大なり、設計に關する方針の如きは其範を國情異なる歐米諸國に採

るは頗る不合理なる次第にして、設計の方法にありても今日一般に行ける所の試算は頗る煩雜なるものにして、而も安定の計算には類似の先例に依りて豫め其斷面を假定せざるべからず、從て特異の諸作用を考慮するを要する場合に於ては其豫定極めて困難なり。

尙從來本邦に於ける高堰堤の設計方針を見るに或は常に工費の低廉のみを主眼とし最小斷面を有する先例に範を採り、或は徒に工事の安全のみを顧慮し各國に於て考慮さるる諸作用の最大限度を採用し、工費の多寡の如きは之を眼中に置かざるあり、此等は何れも堰堤工法の健實なる發達のため、國家産業の發展のため頗る遺憾とする所にして要は唯各土地の狀況に應じ、必要にして充分なる程度の工事を施すにあり、依て以下に發表する所も特に此點に重きを置き、先づ重力堰堤に關する各國の標準設計方針を説き、次で現今考慮さるる所の諸作用に就て管見を述べ、更に本邦獨有の地震力に關する研究を記して以て本編を了り、後編に於て此等の諸作用を考慮し重力堰堤を設計するの新方法を發表せんするものなり。

第二章 各國に於ける重力堰堤の設計方針に就て

堰堤設計の學理は概ね其源を佛國に發して各國に入り、各其學風に從て漸次發達せるものにして、今日に於ては設計の際考慮する諸作用、細部の安定等に關しては、國土に依り、設計者に依り各其見地を異にするもの多く、從て堰堤の形狀細部構造等に多少の相違あるも、採用斷面積、換言すれば同一高の堰堤の實體容積に大差なき事は深く注意すべき點なりとす、從て外國の設計方針を、國情著しく異れる本邦に移植するに當りては充分嚴密なる批判撰擇の下に之を爲さざれば、堰堤の安定並に經濟上、ゆゑしき不利を來す事あるべし、依て余は本章に於て歐米各國に於ける堰堤設計方針の要點を摘記せんとするものなるが、佛伊兩國の如く、政府に於て其標準を定めたるものにおいて其大要を紹介し、其他の諸國に於ては、二、三の權威者の説及び重要な堰堤の設計に採用されたるものを以て假りに其國の標準方針と見做さんとするものなり。

第六節 佛國に於ける設計方針

西班牙國に於ては多數の大堰堤を築造せしと雖も其設計方針は全く佛國の學說に追從したるものにして其風土に於ても亦佛國と大同小異なるを以て茲に一括し

て之を述べんとす。

(A) 學理の發達

重力堰堤の學理的設計法は佛人 Sazilly 氏の創案にして氏は堤體の内部に應張力を作用せしむるは極めて危険なるを以て水壓と自重との合成力の作用線は必ず底邊の middle third 内に入らしむべきものとなし、尙鉛直壓力及び剪力も材料の安全限度内に止まらしむる事を以て堰堤安定の基本條件と定め、満水並に空虛の兩場合に於て此等の條件を満足せしむべき事を主張せり (Annales des Ponts et Chaussées, 15 juin, 1853 参照)

次で Bouvier 氏は堤體内部に作用する主應力度 (Principal stresses) に就て研究し其最大壓力度は

$$\sigma = p \sec \beta \dots\dots\dots(1)$$

爰に σ ; 最大應壓力度, p ; 最大鉛直壓力度
 β ; 堤表面の鉛直に對する傾角

を以て現はさるべしと見做し、 σ は材料の安全耐壓強度を超過せざるを要すと主張せり (Ann. P. et Ch. 1875 参照) 次で近世構造力學の泰斗たる Maurice Lévy 氏は從來屢々經驗せる堰堤の缺潰に就て研究を爲し、其主原因を水の揚壓力に歸し、此壓力は主として堤下岩盤の割れ目を通じて堤底下に作用するものなるを以て工法に依りて之を防止する事困難なりとなし、寧ろ堤の斷面を大にし之に對抗せしむる方、安全なりとの主張の下に、上流端に於ては全水頭と等しく、下流端に於て零となる三角形に分布せる上向の水壓即ち揚壓力を考慮して而も尙合力が middle third 内に入るが如き斷面を採用すべき事を主張し、尙内應力度に關しては材料試験體の極強度の 1/10 乃至 1/8 に達するも何等の危険なかるべきを以て 60~70 米位の堰堤に於ては基礎岩盤の強固なる限り、應力度低下のため特に斷面を増大するの必要なしとの意見を有し、必要にして充分なる斷面の基本形狀として水測面を鉛直とし下流法の鉛直に對する傾角 α を

$$\tan \alpha = \frac{1}{\sqrt{\gamma-1}} \quad \text{爰に} \quad \gamma \text{ は堤材の比重なり} \dots\dots(2)$$

なる公式に依りて算定せる三角形と爲すべき事を主張せり (Communication à l'Académie des Sciences, Séance du 5 août, 1895)

然るに其後佛國政府が治水のため高堰堤を築造するに當り斯道の權威者を集め

て種々調査したる結果、堰堤の缺潰は材料、施工等の不完全に歸因するもの多く揚壓力の如きは事實 Lévy 氏の主張するが如く斯く大なるものあらずとの結論に達し、1897 年 6 月發布の農務省（當時土木省なかりしを以て堰堤工事は農務省之を主管せり）訓令に於ては内應力の算定には Bouvier 氏の方法を採り、揚壓力に關しては單に堤體重量の $19/20$ を以て安定上有效なるものと見做し、之と側面水壓とのみを考慮して設計せしむる事に規定せり。

尤も最近西國 Pyrénées 地方に築造されたる高 80 米及び 92 米の二大堤に於ては Lévy 氏の公式 (2) により斷面を算定し、其下流面の勾配は前者に於て 0.87 割後者に於て 0.83 割と爲せり、次に佛國土木省中央研究所長にして現時世界に於ける構造力學の泰斗たる G. Pigeaud 氏は三角形斷面を有する堰堤の内應力を研究し任意の點に作用する主應力を現はす公式を採出し得たる結果、從來厄介視されたる主應力は容易に算定し得るに到れり (Ann. P. et Ch. 1914 及び G. Pigeaud:— Résistance des Matériaux et Elasticité, 1920. Paris 参照)

Lévy 氏が (2) 式を提案せる最初の理由は鉛直なる水測面に於ける直壓力度は其點に作用する水壓度より小ならざるを要すと云ふ原則に基づきたるものなり。今其點より基本三角形の頂點迄の高さを x とし、水の單位容積の重量を w_0 、揚壓力を無視したる場合に同點に於て堤體に作用する直壓力度を p (合力が middle third の下端に會する時は $p = 0$ にして p が零ならざる爲には此端より稍中心に近き點に會する事を要す) とすれば即ち

$$p \geq w_0 x$$

なるを要す、この爲には下流面の傾角 α は

$$\tan \alpha \geq \frac{1}{\sqrt{\gamma - 1}}$$

なるを要する次第なり、然るに此關係は Lévy の提案せる三角狀揚壓力を考慮したる場合に合力が middle third の下端に會する爲の條件と全く同一なり (此詳細は第三章及び後編第五章に於て論ぜんとす)

尙西國 Villar 堤は佛人 José Morer 氏の設計にして 1870-1876 年に亘りて築造され、其斷面形狀は直三角形を主體とし上部下流面を拋物線狀と爲し、其下半部は $1 : 1.163$ の傾斜を有する直線にして水側即ち上流面に對しては上部を鉛直とし、下半部に約 3 分の勾配を附せるものにして近世高堰堤標準形狀の起源をなせり。

(B) 重力堰堤の設計に関する政府の方針

佛國土木省は 1918 年以來委員を設けて重力堰堤に関する調査を行ひたるが其結果 1923 年 10 月 19 日付、通牒第 67 號に於て其設計及び施工に関する標準工法を發布せり、依て爰に設計に関する重要方針を摘出し之に簡單なる意見を添加せんとす。

(1) 堰堤の水平中心線は直線又は凸狀弧形と爲す事を得るも、各鉛直區分は獨立に安定を保つ以上、經濟的不利を忍んで特に弧狀と爲すの必要を認めず。

(2) 鉛直斷面は三角形を以て基本形狀と爲す、即ち計畫水面上に適當なる餘裕を附したる點を頂點とし、上下流兩側面を爲す 2 直線及び底邊とより成るものにして實際の堤頂の形狀は適宜之を定むるものとなせり、而て堤の下部に於て兩側面の傾斜を特に大ならしむる事を許せるも、上流側底部に特別の盛土を爲す事は之を避けしめたり。

三角形斷面は安定の計算極めて簡單にして、而も一般に最も經濟的なるを以て之を標準形狀と定めたるものにして、最大主應力度が堤材及び底盤の許容應力度を超過する如き場合は之を考慮せざりしものなり、上流側に盛土を爲すは堤底下に水の浸入するを防止せんとするものにして獨逸諸國に於て屢々實行されたる所なり(第八節參照)

(3) 溫度變化の影響。堤體は氣溫の變化に應じて伸縮を爲さんとし惹て長さの方向に於て多少の張力又は壓力を作用せしむるは明かなるも今日に於ては其程度尙不明なるに依り其採算を強制せるも、なるべく鉛直の施工目地を置き内應力の發生を避くるを可とせり、近年 Arrowrock, Kensico (以上米國) Jogue (端西) 等の高堰堤に於て調査せる結果に依れば氣溫變化の影響は表面より 5~6 米の深さに過ぎずして而も極て緩慢なり、而已ならず此作用を無視して築造されたる幾多の高堰に於ても何等危険の徴候を現はさざるより見て堤全體としての安定には著しき影響なきものと推定さる、然るに混凝土の硬化に依る收縮は堰堤の如き大塊の構造物にありては築造後數個年に亘りて起り堤體內に著しき張力を作用せしめ鉛直の龜裂を生ずる事多きを以て適宜の間隔に鉛直目地を設けて之に備ふる事を奨勵せり。

(4) 揚壓力。岩盤上に築造する重力堰堤にありては一般に水の揚壓力を採算

するに及ばず、但し堤の内部及び底面に侵入する水を防止するためには最善の手段方法を講ずべきものとす、即ち堤體内の排水を完全にし、水側面に水密性の材料を用ひ、底面上流端に深き遮水壁を設け、基盤の空隙、裂目等の填充を行ふ等にして高き堰堤程周到なる用意を爲すべき事を規定せり、即ち工法に依りて揚壓力の作用を防止する事の可能にして之に要する工費は揚壓力を採算して大なる断面を使用する場合に比し一般に經濟的なりとの見地に基づきたるものなり。

(5) 作用外力。揚壓力を防止する方法を講じたる場合にありては單に水壓と自重とのみを考慮して断面を算定すべきものとす、結氷著しき地方に於ては氷結作用の堤頂に及ぼす推力をも考慮すべし。

(6) 安定計算。堤體材料の比重及び強度は豫め所定の配合を以て試験體を製作し、試験に依りて之を測定すべきものにして、許容應力度は材齡 12 週試験強度の $1/10$ 乃至 $1/8$ に於て、各地方的情況、特に下流に對する影響の輕重に依りて之を定むるものとす、而て 8 乃至 10 なる安全率は主として實施材料の缺點並に傾斜せる側面に於ける主應力算定法の不備等に備ふる爲にして、建築物、橋梁其他の構造物に對するものより著しく大なり。

(7) 安定の條件。満水及び空虛の兩場合に於て(イ)何れの點に於ても應張力の作用せざる事、即ち普通の場合に於ては合力が middle third 内に存すると同意義なり、(ロ)最大主應力度は許容應力度を超過せざる事、等の 2 條件の満足を強制し尙出來得べくんば満水の場合、上流側に於ても多少の直壓力を作用せしむべき事を奨励せり。

(8) 滑動に對する條件。底面に於て滑動する危險を避くるため、基盤面を鋸齒狀に斫するを可とす、其安定の計算には 0.75 の摩擦係數を有するものと假定すべし。

(9) 計算方法。計算の方法は之を決定せざるも、彈性論に立脚せる算法を奨励せり、即ち彈性論に依り主應力及應剪力を算定すべき事を意味し、土木省技監 Pigeaud 氏の公式の應用を鼓吹せるものなり。

之を要するに佛國に於ける新設計標準の根本方針は堰堤の安定を害する如き諸作用は工法及び施工に依りて出來得るだけ之を防止し、安定計算には必要止むべからざる作用のみを考慮し可及的小断面を採用するを以て原則となせり、單に作用するの虞ありとの理由の下に、あらゆる種類の作用影響を凡て計算に取り入る

る事を強制するに於ては堰堤の断面は著しく大となり従て工費の増大を來し一方工事者は断面の大なるに意を安んじ工法、施工等に對する注意を怠り、惹ては其改良進歩を阻礙する結果となる、尤も佛國の如き積極的設計方針を採用する場合に於ては擔任技術者は勿論政府技術官の責任をも愈々重からしむるものなり。

第七節 伊太利に於ける設計標準

伊國に於ける堰堤は其學理に於ては佛國學派を踏襲せるものなり。

今世紀初頭より貯水事業大に發達し、Alps 南麓に多數の高堰堤を築造するに及び政府は其工法の標準を定めんとし、大戰以前より委員を設けて調査中なりしが1919年委員會の報告成り、次で土木省は該報告を基礎とし堰堤の設計施工に關する規程を定め、1921年4月其發布を見たり。此規程はあらゆる種類の貯水用堰堤を網羅し、形式に於ては最も完備せるものなり、次に其重力堰堤の設計に關する重要な事項を摘出して同國政府の方針を説かんとす。

(1) 大體の設計に關する事項

重力堰堤の水平軸は直線を以て標準となし、適宜なる間隔に鉛直横斷目地を設けて堤體の伸縮に備ふべし、堤の長、特に小なるか又は高さ小にして其必要を認めざる場合は之を省く事を得、又地形上特に有利なる場合にありては水平軸を弧形と爲し伸縮目地を省く事を得。

(2) 揚壓力。 安定の計算には重力、水壓、水側の土壓、並に底面及び施工目地より侵入する水の揚壓力等を考慮すべし、揚壓力の量は水側に於て $m\gamma_0\alpha$ (茲に α は其水平截面即ち底邊より絶對最高水位迄の水深、 γ_0 は池水單位容積の重量 m は下流に對する關係、地質、材料施工等に依りて定むべき係數なり) 下流に於て零にして其中間は直線的に變化するものとす、而て m の値に對して政府の示したる標準は次の如し。

(甲) 高 25 米以下の堰堤

(I) 極めて等性にして水密性を有する堅岩上に築造する場合、 $\dots m=0$

(II) 良好なる岩盤にして割目、空隙等の少なき岩盤上に築造する場合、

$\dots \dots \dots m = \frac{1}{3}$

- (III) 多少の缺點を有する普通の岩盤上に築造する場合 (但しセメント注入によりて水途を充分に閉塞するを要す)..... $m=1$
- (乙) 高 25 米乃至 50 米の堰堤
- (I) (甲) の (I) と同様の場合,..... $m=\frac{1}{3}$
- (II) (甲) の (II) と同様の場合,..... $m=\frac{2}{3}$
- (III) (甲) の (III) と同様の場合,..... $m=1$
- (丙) 高 50 米以上の高堰堤
- (I) (甲) の (I) と同様の場合,..... $m=\frac{1}{2}$
- (II) (甲) の (II) と同様の場合,..... $m=1$
- (III) (甲) の (III) と同様の場合に於ては 50 米以上の高堰堤を築造せざるを可とす。

而て上記の標準は特別の場合に於ては之を低下する事を許せり、例へば弧形を爲し拱作用顯著にして安定に充分なる餘裕を有するもの、堤體内に有效なる排水法を講じ、内部に作用する上向水壓を著しく軽減し得る場合等の如し、又反對に貯水量極て大なる場合、殊に下流に重要なる市邑を控ふる場合に於ては m を更に増大すべき事を奨勵せり。

(3) 結氷の推力、海拔 800 乃至 1,000 米以上の Alps 地方に於ては結氷の膨張作用に堤頂に作用する水平推力を考慮すべし、其強さは長 1 米當り 5 乃至 25 佛噸 (結氷の厚さ 0.3 乃至 1.0 米と假定せり) を標準となすとも特殊の防止法を講ずる場合、又は池岸の傾斜緩なる場合に於ては推力の危険小なる時は上記の量を低減する事を得。

(4) 内應力、上記の諸作用を參酌して算定したも最大主應力は凡て應壓力にして而も許容限度を超過すべからず、許容應力は材料にセメント・モルタルを用ふる場合は材齡 1 箇月の試體の破壊強度の $1/9$ hydraulic lime mortar (水硬性石灰モルタル) を使用する場合に於ては材齡 3 箇月の破壊強度の $1/9$ とす、而て内應力の算定は單に上下兩表面に對してのみ之を行ふを以て標準となし、其計算法は佛國と同様彈性論に立脚すべき事を奨勵せり。

尙底面に於ては滑動に對する安定をも計算すべき事を定めたるも其の許容摩擦係數に關して何等定むる所なし。

上記の如く設計方針は大體に於て安全を第一義となし、監督の困難なる施工方面に對しては大なる期待を置かざるものゝ如く、本規程に遵て計畫せる堰堤は佛國規定に據るものに比し、材料に於て 1 割乃至 2 割 5 分の増大を見るべし。

然れども此安全第一主義は伊國々情の如何に係はる所にして、其地殻構造は他の歐米諸國に比し著しく複雑にして、岩質の不齋等は堤底に揚壓力の作用する機會を多からしめ、其施工機關も亦佛獨の如く完備せざるを以て從て設計に於て十二分の安全を見込むの必要あるべし。尙地震に對しては多少注意を拂ひたる如きも重力堰堤の斷面の算定には之を考慮せざる事、及び下流市邑の保安に對して特に注意を拂ひたる事等は注目すべき點なりとす。

第 八 節 獨, 塊に於ける設計方針

獨, 塊兩國に於ては政府自ら河水調節事業の計畫並に實施を爲したる關係上堰堤築造に關する規程等未だ發布されたるを知らず、依て二, 三權威者の意見, 重要なる堰堤の設計實例等に就て設計方針の標準を紹介せんとす。

(1) 重力堰堤の中心線は直線を標準となせるも安全の餘裕の爲に弧形を用ひたるもの多し。

(2) 斷面形は大體直三角形を標準と爲せるも、高堰堤に於ては直壓力低減のため下流面の傾斜を下部に至るに從て緩ならしめたるもの頗る多し。

(3) 堤底の耐水性を助け、且つ空虛時上流趾の應力を緩和するため豫め水側に盛土を爲したるもの多く、Urft 堤の如きは總高の $1/2$ の高さに達せり、斯く内側に盛土を爲すは西國 Lozoya 堤 (1850 年頃築造) に始まり同堤にありては高さの $2/3$ 位迄埋め立てたり (上流に向ひ 2 割位の法に盛土せるものなり)

(4) 安定計算の際考慮すべき外力は、重力、水壓 (水側表面に作用するもの)、盛土せる場合の土壓等にして、水の揚壓力及び堆積土砂の土壓は採算せざるを常とす。

(5) 理論家中揚壓力考慮の必要を説く者あるも其程度は水側に於て全水壓の 40% を超ゆる必要なしと見做せり。

(6) 専門家にして堆砂の土壓の考慮を説く者あり、堆砂の程度は砂防用堰堤にありては堤頂迄、貯水用堰堤に於ては満水水深の $1/2$ を限度となし、堆砂の息角は満水の場合 20 度、空虛時 30 度位と見做せり。

(7) 鉛直壓度は普通 12 kg/cm^2 位を限度となし、特別の場合には 16 kg 迄を許せり。奥國の Friedrich 氏の如きは堤底に於ける極大應壓力度を良質石灰石に對し 100 ton/cm^2 、良質砂岩に對し 150 tons 、良質花崗岩に對し 300 tons 迄では充分安全なりと見做せり。

(8) 重要なる堰堤に於ては満水、空虛兩場合に對し各點の主應力を算定するを常とす。

(9) 堤底に於ける滑動に對する安定の計算に對しては摩擦係數 0.75 位を採用せり。

(10) 頂幅は波浪、風力、水壓、風化作用、溫度の變化の緩和等の爲に必要なものと見做し、從來 10 米以上に達するもの尠なからざりしも近年は次第に小となり 3 乃至 5 米を以て標準となせり。

(11) 上流面は、理論上より言へば鉛直若しくは鉛直に近きものにて可なるも應力緩和の爲に $1/20$ 乃至 $1/10$ の傾斜を附する事多し。

(12) 石造堤體の比重は普通 2.3 位と見做して安定を計算せり、佛國等に於て粗石入混凝土堤に對し 2.4 乃至 2.5 を用ふるに比すれば稍低きに過ぐ、察するに揚壓力を特に算入せざる場合、若干の浮力の作用を顧慮し有效重量を低く見積の方針ならん。

(13) 堤體材料として trass cement を用ふる事多し、容積にて portland cement の 50 乃至 100% を混加するものなり、之同國の trass は頗る良質なるものにして其使用は施工上、經濟上、益する所大なるに依る。

獨國に於ける堰堤設計法に於て特に注目すべきは、内應力の算定を重要視せるに拘らず、斷面の形狀は概ね鉛直壓度に依りて定められ、其低下を圖る爲に外側面下部の傾斜を緩ならしめたる事なり、此點は理論と實地との矛盾を意味するものにして、西歐、米、英等に於ても鉛直壓度のみを考慮せる時代にありては其低下を目的とし下流面に對數曲線又は類似の形狀を用ひたるもの多かりき。

第九節 米國に於ける設計方針

米國に於ては堰堤設計の學理は獨、佛より輸入せしものものにして 1900 年以前に築造せるものは概ね歐大陸の古き型式に類似せるものなり、然るに近年貯水事

業の大発展に伴ひ續々として超記録的大堰堤を築造するに至り、従て其工事方法の如きは著しき進歩を爲せり、而て設計方法に於ても西歐現時の學説を採用する事となり、直三角形を以て基本斷面となし直壓力を重視せずして寧ろ最大主應力を主眼とするに至れり、今從來築造されたる代表的堰堤に就き其設計方針の要點を視るに、

(1) 斷面の決定は主として重力、水壓、及び應壓力度とに依り、場合に依りては揚壓力、氷壓等をも考慮せり。

(2) 今世紀に入りて後、大堰堤は殆んど巨石入混凝土を以て築造し其比重を 2.4 位として安定を計算せり。

(3) 堤體内部及び堤底に作用する水の揚壓力は之を考慮せざるを常とす、而て揚壓力を輕減する爲に水側に近く、水抜き装置を設け上流趾に遮水壁を設け基盤の水途を閉塞する等の方法を探れり。

最近築造されたる Hetch Hetchy 堤に於ては水側 2/3、下流側 0 なる揚壓力を算入せり。

(4) 堆砂の土壓に對しては深く留意せず。

(5) 古き堰堤は直壓力低減のため下部の堤厚を著しく大ならしめたるも、最近の傾向は主應力を主眼とし其増大を避くるため下流面に平面を用ふるに至れり。

(6) 主應力を主眼とする場合に於て許容應力を 15~16 噸程度に止むる時は 300 尺以上の高堰堤の設計は殆んど不可能なると、巨石入混凝土堤に使用する混凝土は打込み後數箇月にして 2,000 lbs/□" 位の強度を有すべく、5 の安全率を採るも尙 400 lbs/□" の應力を許容し得べしとの理由に依り最近は 1 平呎當り 25 乃至 30 噸迄の主應力を許容するに至れり、Hetch Hetchy 堤に於ては満水時 23 米噸 (鉛直壓力 16 米噸) 空虛時 25 米噸の應壓力を許し目下計畫中の Colorado 河 Blackcanoyon 堤に於ては最大 45 噸迄を許容せんとす、歐洲に於ても Camarasa 堤に於ては満水の場合 21.0 佛噸 (鉛直壓力 14 佛噸)、空虛時 21.0 噸を許容せり。

(7) 堤底の滑動に對する摩擦係數は 0.7 位を標準となせり。

第十節 英國 其他に於ける學說

(1) Rankine 氏の學說

Rankine 教授は Vyrnwy 堰堤の計畫の際堤體内部の應力に注目し、之に對する新意見を發表せり (Scientific Papers, 1881) 即ち、下流面に於ける主應力は表面に平行に作用すべきを以て、若し、下流側 (満水の場合) と上流側 (空虛の場合) と同一強度の直壓力の作用する如き断面形を用ふるに於ては、下流面の主應力は其傾斜大なるに由り、上流側に比し著しく大となるべきを以て、直壓力を標準として断面を決定する場合には下流側 (即ち満水の場合) の許容應力を、上流側 (即ち空虛の場合) に對するものゝ約 $3/4$ 程度に止めざるべからずと主張せり、而て氏は堰堤の断面形狀としては、上下兩側面を對數曲線と爲し、下流面の平均傾斜を上流面の夫れの約 2 倍にするを以て最も適當なりと断定せり。(第二圖參照) 然るに應力は表面に平行なりとの意見を有する氏にして鉛直壓力の大なる下部に著しき緩傾斜を興へ、其主應力をして愈々大ならしむるが如き形狀を獎勵せるは頗る了解に苦しむ所なり。

(2) 白耳義 DuVigneud 氏の學說

氏は均一なる安定度を有する壁及び堰堤なる題目の下に、各水平截面に於て同一なる最大直壓力 (Intensity of vertical pressure) の作用するが如き壁及び堰堤の断面形の算法を創案し、Annales des Travaux Publics de Belgique 誌上に前後 3 箇年 (1921-23) に亘りて之を發表せしが、其主眼とする所は堰堤の内部に實際に發生する最大内應力は最大直壓力と同一なるか、又は之に比例すべきものとなし、最大鉛直壓力の等一なる如き堤體は即ち上下を通じ均等なる安定度を有するものにして理想的断面形なりとの主張に基ける事と、從來の方法に依りては均一安定度を有する形狀を定むる爲に多數の水平區分に就き、各數回の試算又は圖式試算を要したるに反し、氏は安定關係を複雑なる微分方程式を以て現はし、之を解算する事に依りて所要の形狀を定めんとするものにして、例令其結果は頗る複雑なる公式を以て現はされ其適用至難なりと雖も堰堤設計方法に一新面を開きたるものと言ふべし、唯氏の理論の骨子たる鉛直壓力度の大小を以て堤の安定を計らんとするの說に對しては大に論議を挾むの餘地あり、氏の主張に依れば満水の場合最大直壓力を生ずる下流縁 (空虛の場合には上流縁) 附近は他の部分に比し著しき變形を爲し、爲に中央に近き部分は計算以上の應力を負擔する事とな

り、從て最大直壓力は合成力の作用點附近に起り縁に近づくと從て却て減すべく、爲に下流側 $1/3$ 位の部分に於ては主應力は殆んど等布され、其値は從來の計算法に依りて定めたる下流縁の直壓力度に等しき程度なりとの見地より、最大直壓力度を小ならしむるため、兩側面に對數曲線に近き曲面を用ふるを可となすものにして、且つ同一材料、同一工法を用ふる以上は最大直壓力度を上下一様ならしむるを以て最も有利なる斷面形を得べしと見做せり、尙此等に就ては次章に於て詳しく論評せんとなす。

第十一節 堰堤設計の方針と其斷面との關係

以上略説せる所を大觀するに、設計の方針は各國に於て著しき相違あるも、要は唯、風土の相違、施工技術の優劣に因るものなるを暗示せり、從て我國に於て堰堤設計の方針を定むるに當りても慎重なる考慮を要する次第なり。今各國に於ける設計方針の變遷を見るに次の二要點を觀取するを得べし、即ち學理の進歩に伴ひ考慮すべき諸作用は次第に増加し、應力の計算法も亦漸次合理的となり、此等は何れも堤の斷面を大ならしむる傾向を有する事と、一方之に對して工法の改良進歩に依り、理論の要求する斷面の増大を阻止し來りし事これなり、試みに既設の多數の堰堤に就き其高と底幅との比(比幅)を算出し、之を第三表に掲げたるが過去數百年間に於て、水の浮揚力、氷壓、主應力等を考慮するの必要を悟り、從て堰堤の比幅は愈々増大せざるべからざりしに拘らず事實はその然らざるを證し單に斷面形に於て多少の變化を爲せるのみなり。これ理論と工法との進歩に依り無用の部分を節し、有用の部分の大にし、材料、工法の改善を圖り、以て斷面の増大を避け來りしものなり。而て斷面形狀の變遷を見るに其學理未だ確立せざる時代に於ては其形狀種々雜多にして、中には殆んど矩形に近き梯形をなせるものあり、次で middle third の條件を採用するに及び漸く三角形に近き梯形を用ふるに至りしも尙鉛直壓力の増大を虞れ著しく大なる堤幅を採用せり (Sazilly, Delocre, Krantz, Rankine 等の提案せる理論斷面形に類似せるもの)、近年に至り主應力の重要視さるゝに及び漸く三角狀の基本斷面を採用するに至れり、參考のため各權威者の提案せる理論形狀に於て其高と底幅との比を發表年次の順に表示せり、(第四表參照) 第四表中形式 (I) は直壓力本位の設計にして上半部割合に細く、下部著しく廣く、兩側面は對數曲線類似の形狀を爲すものなり、形式 (II) は主應力本位の設計にして直三角形又は之に類似せる形狀を爲せり。

第三表 重力堰堤の最大断面

堰堤名	國名	最大断面		底幅 高	築造年次	備考
		高(米)	底幅(米)			
Almanza	西班牙	20.69	10.28	0.50	1586	
Alicante	"	41.0	33.46	0.32	1579-94	〔工事中洪水溢 流し中止せり
Gasco (設計)	"	93.0	72.0	0.78	1788-	
Elohe (")	"	23.2	12.0	0.52	1836-	
Nijar	"	22.5	20.6	0.91	1843-1850	
Villar	"	51.4	42.1	0.32	1869-76	
Hijar	"	43.0	44.8	1.04	1880	
Talara	"	30.0	69.7	0.37	1914-17	
Camarusa	"	92.0	76.5	0.33	1920-25	
Furen	佛蘭西	46.0	41.0	0.30	1862-66	
Tuolumne	"	39.0	27.0	0.69	?	
Tielat	"	21.0	12.3	0.58	-1869	
Ban	"	47.8	38.7	0.81	1867-70	
Habra	"	33.6	26.9	0.80	-1873	
Ternay	"	38.0	24.9	0.66	-1875	
Pont	"	26.0	19.0	0.73	-1883	
Gran Cheurfas	"	40.0	41.0	1.03	1882-84	
"	"	30.0	22.0	0.73	" "	
Hamiz	"	41.0	37.8	0.68	1885	
Täche	"	49.5	41.3	0.84	1888-92	
Echnapre	"	37.0	27.0	0.73	1894-98	
Miodeix	"	24.5	20.35	0.83	-1903	
Turdine	"	25.0	19.93	0.80	1902-04	
Cher	"	47.0	43.0	0.91	-1907	
Chartrein	"	51.1	41.3	0.82	?	
Cagliari	伊太利	21.5	16.0	0.74	1866	
Gileppe	"	47.0	65.8	1.40	1869	
Bigio	"	37.0	30.4	0.82	1880	
Lagolungo	"	42.0	42.7	1.02	1883	

第四表 堰堤理論断面形

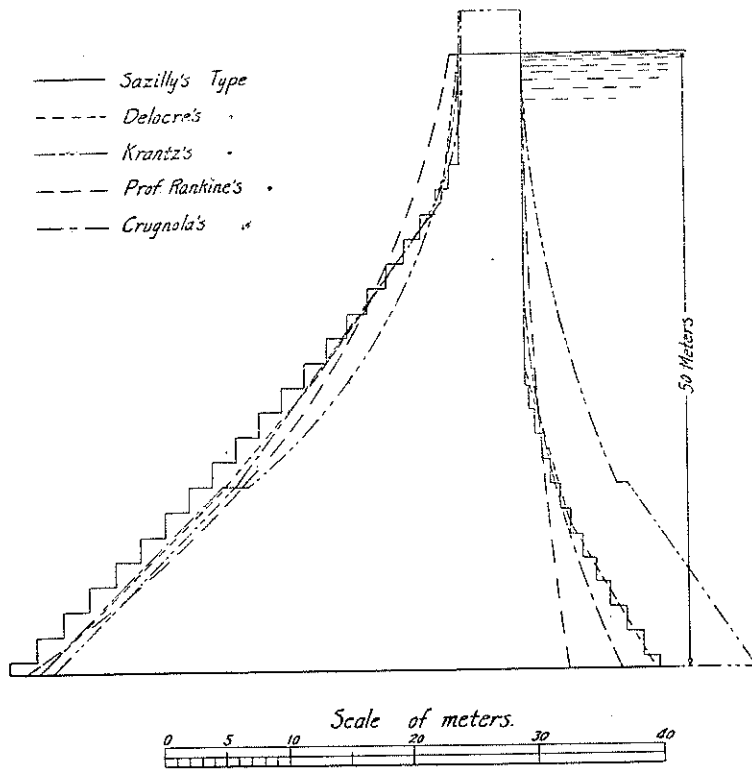
提案者	國名	發表年次	形状	假定高(米)	頂幅(米)	底幅(米)	底幅 高	断面積 (平方米)	断面積比
Sazilly	佛	1853	I	50	5.00	52.11	1.04	1027.89	1
Delocre	"	1866	I	"	5.00	49.46	0.99	995.30	0.983
Krantz	"	1870	I	"	5.00	56.50	1.13	1099.31	1.070
Rankine	英	1881	I	"	5.71	44.70	0.89	943.54	0.918
Crugnola	伊	1882	I	"	4.75	46.90	0.94	996.11	0.969

Bouvier	佛	1875	I	60	5.71	59.00	0.98	1640	I
Guillemain	„	?	II	„	5.71	48.70	0.81	1650	1.006
Castigliano	„	1884	II	„	6.00	39.40	0.66	1430	0.872
Hétier	„	1885	II	„	5.33	45.00	0.75	1540	0.939
Levy	„	1895	II	„	„	50.60	0.84	1780	1.085
Wegman	„	?	II	„	„	57.00	0.95	2000	1.220

堰堤名	國	名	最大断面		底幅 高	築造年次	備考
			高(呎)	底幅(呎)			
San Mateo	米	國	170	176	1.04	1888	
Quaker Bridge	„	„	253	216	0.85	1884-91	
La Grange	„	„	127.5	80	0.63	1891-94	
Hemmet	„	„	150	100	0.67	-1895	
Ti Ticus	„	„	109	75.2	0.68	1890-1895	
Burrin Juick	„	„	220	145	0.66	?	
Mariguina	(フィリッピン)	„	75	54	0.72	?	
Cheesman Lake	„	„	224	176	0.79	-1903	
Spier Falls	„	„	150	113	0.75	1900-1905	
Cross River	„	„	153	116	0.76	-1905	
Wachusett	„	„	205	187	0.91	1900-06	
New Croton	„	„	238	190	0.80	-1907	
同(溢流部)	„	„	140	119	0.85	„	
Croton Falls	„	„	167	127.7	0.76	1906-1911	
Ashokan	„	„	310	180	0.86	1908-13	上部過狭下部 遺廣 Rankine 型
Arrow Rock	„	„	330	265	0.80	1912-15	
Elephante Butte	„	„	264	212.6	0.80	„ -16	
Yadkin Narrows	„	„	200	152	0.76	1907-16	
Cheoa	„	„	208	170	0.82	1919	
Kensico	„	„	297	284	0.94	1920	
Cristal Spring	„	„	164	176	1.07	?	
Gilboa	„	„	160	145	0.90	1920-23	
Hetch Hetchy	„	„	412	340	0.825	1919-	第一期竣工
Poona	英吉利 (オーストラリア)	„	100	60.7	0.61	1868-	
Vyrnwy	英	„	138	118	0.86	1882-88	
Saint Maurice	(加 奈 陀)	„	80	60	0.75	?	
Tansa	(オーストラリア)	„	118	99.8	0.85	-1891	
Periar	„	„	174	138	0.79	-1898	
Assuon	(埃 及)	„	108	92.4	0.82	1898-1903	

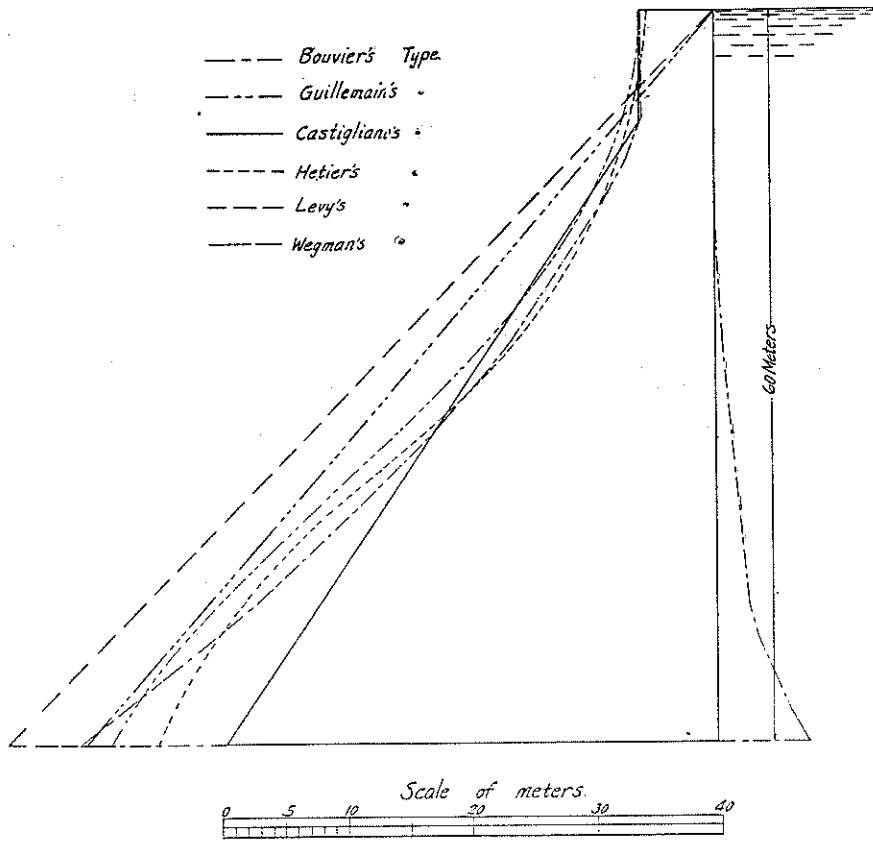
Urft	獨逸	51.5	39.6	0.77	1900-05
Solingen	”	43.0	34.5	0.80	-1905
Ennepe	”	42.4	33.0	0.78	-1907
Mauer	”	56.0	45.8	0.82	1904-11
Möhne	”	40.3	34.2	0.85	1908-12
Waldeck	”	46.0	33.0	0.72	1910-14
Barberine	端西	78.0	66.3	0.85	1921-25
Vannafos	諸威	33.0	26.0	0.79	?
Komotau	坝太利	36.25	30.0	0.83	1901-04

Comparison of Profile Types



第二圖

Comparison of Profile Types.



第三圖

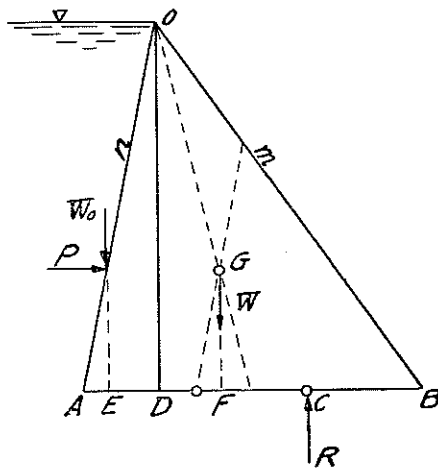
第三章 我國に於ける重力堰堤の設計方針に就て

第十二節 重力堰堤の基本断面形に就て

重力堰堤に於ても作用する外力に對して充分なる安定を有し、而も最小断面積を有するが如き形狀を以て理論上最も經濟的なる断面となすを得べし。而て其實施に當りては工事の都合上理論形狀に多少の變改を施す事多きも全々異なりたる断面を採用する場合は極て稀なり。

佛國の學說に於ては如何なる場合に於ても、水側面を鉛直とせる直三角形断面を以て最も有利なるものとなし、唯頂部に添加する重量の上流趾に對する惡影響を癒せんがため、僅かに 1:20 位の傾斜を附するを常とせり。

今三角形基本断面に就て考ふるに水側を鉛直とし、全重量の合成力（水壓と自重）の方向に偏在せしむれば合成力の作用線を middle third 内に交はらしむる爲には大に有利なるも、水壓は水平に作用するを以て合成力の傾斜を小ならしむるの不利あり、反対に水側に著しき傾斜を附すれば、水壓の方向を下向せしめ、従て合成力をも下向せしむるの利あるも、其爲に水側に多大の材料を使用せざるべからざるの不利あり、依て次に水壓と自重とのみを考慮せる場合に、安定上必要なる條件を満たし、且つ最小断面を有する如き形狀を理論上より求めんとす。而て揚壓力、土壓、氷壓、地震等は稍二次的の作用と見做し得るを以て此等を同時に併せ考慮したる場合の、形狀に依る断面積増減の割合は之を無視したる場合と大差なきものと想定するを得



- O 三角形断面の頂點
- Ox Oを通る鉛直線
- AB 水平なる底邊
- OD 断面の高
- α₁ 下流面の鉛直となす角
- α₂ 上流面 " " "
- G 三角形の重心
- C middle third の下流端
- W 堤體單位厚の重量
- P 水壓の水平分力
- W₀ 同上鉛直分力
- w 堤體單位容積の重量
- w₀ 池水 " " "
- R 鉛直反力

第四圖

$$m = \tan \alpha_1, \quad n = \tan \alpha_2, \quad \gamma = \frac{w}{w_0}$$

$$\overline{AB} = (m+n)x, \quad \overline{AC} = \frac{2}{3} AB = \frac{2}{3} (m+n)x, \quad \overline{AE} = \frac{n}{3} x,$$

$$\overline{AF} = \frac{m+2n}{3} x,$$

作用外力は $W = \frac{w}{2} (m+n)x^2, \quad W_0 = \frac{w_0}{2} n x^2, \quad P = \frac{w_0}{2} x^2;$

今重量と水壓との合力の作用線が middle third の下流端 C を横ぎるものとし安定の條件を求むれば

$$\sum \text{Vertical Components of external forces} = 0$$

or $R = W + W_0$

$$\sum \text{Moments of force about } A = 0$$

or $W \cdot \overline{AF} + W_0 \cdot \overline{AE} + P \cdot \overline{EI} = R \cdot \overline{AC}$,

or
$$\frac{w}{2}(m+n)x^2 \cdot \frac{1}{3}(m+2n)x + \frac{w_0}{2} \cdot \frac{n^2}{3}x^3 + \frac{w_0}{2} \cdot \frac{x^3}{3}$$

$$= \frac{2}{3}(m+n) \left\{ \frac{w}{2}(m+n)x^2 + \frac{w_0}{2}nx^2 \right\} x$$

∴ $m(m+n) + \frac{2n}{\gamma}(m+n) - \frac{1}{\gamma}(n^2+1) = 0$

or $m^2 + m \cdot n \left(1 + \frac{2}{\gamma}\right) - \frac{1}{\gamma}(1-n^2) = 0$

m に就て此二次方程式を解けば

$$m = \frac{1}{2} \left\{ -n \left(1 + \frac{2}{\gamma}\right) \pm \sqrt{n^2 \left(1 + \frac{2}{\gamma}\right)^2 + \frac{4}{\gamma}(1-n^2)} \right\} \dots \dots \dots (3)$$

然るに斷面積 F は

$$F = \frac{1}{2}(m+n)x^2$$

與えられたる x に就ては

$$F \propto (m+n)$$

従て $(m+n)$ が最小なる時は斷面積 F も亦最小なり、依て n が如何なる値を有する時に $(m+n)$ の値が極小なるやを求むるに、

$$(m+n) = \frac{1}{2} \left\{ n \left(1 - \frac{2}{\gamma}\right) + \sqrt{n^2 \left(1 + \frac{2}{\gamma}\right)^2 + \frac{4}{\gamma}(1-n^2)} \right\} \dots \dots (n \geqq 0) \dots (4)$$

$$\frac{\partial (m+n)}{\partial n} = 0$$

or $1 + \frac{1}{2} \left\{ n^2 \left(1 + \frac{2}{\gamma}\right)^2 + \frac{4}{\gamma}(1-n^2) \right\}^{-\frac{1}{2}} \left\{ 2n \left(1 + \frac{2}{\gamma}\right) - \frac{8n}{\gamma} \right\} = 0$

or $n^2 - \frac{n}{2} + 4 \frac{\gamma}{4+\gamma^2} = 0$

∴ $n = \frac{1}{4} \pm \sqrt{\frac{1}{16} - \frac{\gamma}{1 + \left(\frac{\gamma}{2}\right)^2}} \dots \dots \dots (5)$

然るに γ , 即ち堤體の比重は通常 2.3 乃至 2.5 にして如何に揚壓力に依りて其有效値を減少する場合と雖も決して 1 より小となる事なし, 故に (5) の n は實數値を有する事なく, 従て $(m+n)$ は代數學上の極小値を有せず, 然るに (4) 式を視るに n は實際問題としては負値を有する事能はざるを以て $(m+n)$ の値は

$$n=0$$

なる時に最小にして

$$(m+n)=m=\frac{1}{\sqrt{\gamma}} \dots\dots\dots(6)$$

而て $(m+n)$ の値は n と相伴ふて増大すべきを以て, 次に $\gamma=2.5$ と假定し, 揚壓力を考慮せざる場合 ($\gamma=2.5$) と 50% の揚壓力を考えた場合 ($\mu=0.5$) 即ち有效比重 2.0 なる場合とに就き n の増大による $(m+n)$ 及び斷面積増大の割合を算出表示すれば次の如し

$$\mu=0 \quad \text{なる場合} \quad \gamma=2.5, \quad (m+n) = \frac{n}{10} + 2\sqrt{\frac{1+n^2}{10}} \dots\dots\dots(7)$$

$$\mu=\frac{1}{2} \quad \text{,,} \quad \gamma=2.0, \quad (m+n) = \sqrt{\frac{1+n^2}{10}} \dots\dots\dots(8)$$

今 F_0 を以て $n=0$ なる場合の斷面積
 F を以て $n>0$,, ,, ,,

を現はせば

		$(m+n)$ 及び F/F_0 の値					
		$n=0.0$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
$\gamma=2.5$	$m+n=0.632$	0.648	0.667	0.690	0.722	0.745	
	$F/F_0=1.00$	1.02	1.05	1.09	1.14	1.18	
$\gamma=2.0$	$m+n=0.707$	0.711	0.721	0.738	0.762	0.791	
	$F/F_0=1.00$	1.01	1.03	1.04	1.08	1.13	

即ち水側鉛直なる時 ($n=0$) 斷面積最小なるもこれに多少の傾斜を與ふるも面積の増大微々たるものなる事, 及び n の影響は有效比重の大なる程愈々著しき事を知るべし。

第十三節 土壓及び水壓

(1) 土壓, 貯水池に流入する河水は如何なる場合と雖も多少の土砂を流下し來るを以て, 池に入りて流速の激減するに會へば茲に流砂の大部分を堆積せしむ,

我國の如き河狀にありては堆砂の殆んど凡ては洪水時河水の混濁せる場合に流下せるものなり、而て堆積作用は堰堤に因る湛水の上端に於て最も甚しく、若し池水面積の大ならざる場合は比較的短年月の間に堤背に達し、漸次に堆積して土砂吐 (流下土砂の量に對して充分大なる斷面を有するもの)、又は排水口の高さに迄達すべし、從て多くの場合に於て、永久的壽命を要する堰堤にありては、土砂吐口迄の堆砂を豫期し、豫め之に相當する土壓を考慮して安定を計算せざるべからず、然るに實際問題としては、大なる池積を有する貯水池にして其水源良好なる場合にありては其上端より始まる堆積作用が堤背に及ぶは遠き將來の事なりとの見地の下に堆砂の土壓を顧慮せるもの割合に少なし。

獨國 Urft 堤の如く殊更に上流側に盛土を爲せる場合、又は米國 Kensico 堤の如く河床下極て深き岩盤に達せるもの (總高の約 $1/2$ は河床下に入れり) に於ては、土壓を考慮して安定の計算を爲せるも其他の大堰堤に於ては寧ろ之を無視せるもの多し、例へば西班牙 Camarasa 堤 (高 92 米) の如きも水源の狀況より 100 年にして池積の埋塞すべきを豫期せりと傳えらるゝに拘らず、何等土壓の影響を考慮せざりしは察するに Lévy 氏の公式 (揚壓力係數 μ を 1 とせるもの) を適用し、過大なる揚壓力の算入に依りて得たる餘力を以て、これに對抗せんとするものゝ如し。

本邦河川の如き流砂割合に多き河道に堰堤を設くる場合に於ては、砂防及び純落差用の堰堤にありては其溢流頂迄の堆砂を豫期せざるべからざるは勿論、宏大なる池積を有する貯水用堰堤にありても遠き將來に於ては、有效なる土砂吐口迄の堆砂を豫期し、其土壓を考慮して安定を決せざるべからず、然れども同一河川に多數の貯水池を設くる場合には、其下流に位するものは、土砂の堆積極て遅々たるべし、兎に角池の狀況に應じて適當なる位置に有效なる土砂吐門を設け、其高さ迄の堆砂を豫想して安定を計算せざるべからず。

而て水中堆砂の土壓の適當なる算定は陸上に於ける土壓より更に一層困難なるものにして、之を外國の標準學說に徴するも、佛國にありては一般に其考慮を強制せず、伊國に於ては其採用を規定せるも土壓の算定法に就ては何等定むる所なく、獨逸にありては Intze 博士 (Oder 水源の河水調節計畫を樹てたる人にして貯水問題並に堰堤學理の權威者たりき) は水中の堆砂に對し重量を 800 kg/m^3 とし息角を約 $11^\circ 20'$ (即ち安全勾配を 5 割) と假定し、Urft 堰の計算に於ては

満水の場合息角を 20° となし、空虚時はこれを 33° と定めたり（満水時は息角小なる程大なる断面を要し、空虚時は反対に大なる程危険なるを以て、何れも安全側の限度の値を採用したるものなり）。

堤背に於ける堆砂は一般に下部程微粒にして上部程粗大なるべき理にして、而も濕潤に依る息角の低下は細粒程著しきものなるを以て、背土の息角を上下一様に定むるは不合理なるも堆積盛んなる場合は砂粒も粗大なるもの多かるべく、従て堆積土は細砂より礫迄の混合せるものと見做す事を得、今此等の砂礫の陸上並に水中に於ける息角の略値を示せば（小著、浸潤作用に對する土堤の安定に就て、土木學會誌第四卷第二號参照）

土質	息角		法勾配	
	陸上	水中	陸上	水中
礫	40°	35°	1.00	1.40
砂	35°	25°	1.43	2.00
土	30°	15°	1.73	3.70

而て満水時に於ては全深に相當する水壓を考慮するを以て、之に加算すべき土壓は上記の如き息角を有し、其比重は乾燥狀況に於ける堆砂の比重と池水の比重との差に等しきものと見做すべく、今池水 1 立方メートルの重量を 1 噸とし、堆砂のそれを 1.8 噸（約 11.2 噸/立方呎）と假定すれば、土壓計算に用ふべき

堆砂 1 立方メートルの重量を 800 kg., 同上比重を 0.8 とす。

而て土壓の方向は堤背との摩擦を顧慮する時はこれに對して多少の傾斜を爲し、且つ堤背自身が鉛直に對して傾斜をなす場合に於ては土壓の方向と水平と爲す傾角も亦稍著しかるべきも、堰堤の場合に於ては土壓の作用は正水壓に比し稍二次的の作用なるを以て計算を簡單ならしめんがため

$$P_1 = \frac{w_1}{2} H^2 \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \dots \dots \dots (9)$$

- 茲に P_1 ; 堤の單位長に作用する總土壓
 w_1 ; 水中に於ける堆砂單位容積の重量
 H ; 堆砂の深さ
 ϕ ; 水中に於ける息角

なる式を以て土壓を現はし得るものとし、其堤の安定に對する影響は

$$w_1 \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad \text{or} \quad 0.8 \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

なる重量（単位容積に對する）を有する液體と全く同一なりと假定すれば計算極めて簡單にして其誤差も亦著しからず。

今堤底より堆砂表面迄の高さを $\mu_1 H$ とし其土壓の値を略算するに（茲に H は堤底より最高水面迄の高さ）

式 (9) に依り

$$P_1 = 0.4 \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \mu_1^2 H^2 \dots\dots\dots (10)$$

$$\mu_1 = 1 \quad \text{なる時} \quad \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0.3 \quad \text{ならば} \quad P_1 = 0.12 H^2$$

$$\text{,,} \quad = 0.4 \quad \text{,,} \quad P_1 = 0.16 H^2$$

然るに水側に作用する水平水壓 (P) は

$$P = \frac{u_0}{2} H^2 = 0.5 H^2$$

なるを以て堆砂堤頂に達する場合と雖も其水平壓 (P_1) は正水壓の 2 割乃至 3 割 5 分位に過ぎず。

(2) 氷壓 氷壓は其作用點の高き程、堤の安定を害する事大なるを以て、最高水面に於て水平に堤の方向に直角に作用するものとす（満水の際、氷結すれば其厚の約 1 割は水面上に出で 9 割は水面下に存するを以て、氷壓の作用點は水面より多少下方に位するも、簡單なると、其誤差は安全側なるとに依り、水面に於て作用するものと假定せり）。

貯水池は概ね高位置に在り、而も池内は流速極めて少なるを以て河水に比し氷結著しく容易に、其厚さも大なるを以て、附近を流るゝ河水又は低地に位する池沼に比し著しく厚き結氷を豫期せざるべからず、結氷の堤頂に及ぼす壓力は之を 2 種に分つ事を得、其第一は池面に多少の勾配あるを以て結氷の重量の分力が水面と同一の方向に作用すべく、第二は結氷の際氷は著しく容積を増大するものなるが四圍の池岸傾斜急なる時は膨脹の餘地なきを以て堤背及び池岸に強大なる壓力を及ぼすの惧あり、而て前者に對しては

l 米；堤に直角なる對岸距離

t 米；結氷の厚さ

$\frac{1}{n}$ ；池面の勾配

ltw' tons ; 堤の長 1 米に割り當てたる氷の重量

(w_1 は氷 1 立方メートルの重量, ton)

$$\frac{ltw'}{n} \text{ tons ; 水面に於て堤の長 1 米に作用する氷壓} \dots\dots\dots (11)$$

然るに池内に於ては勾配微小なるを以て $\frac{lt}{n}w'$ (w' は約 1 ton) の値は少にして殆んど顧慮するに及ばず, 然るに結氷膨脹に依る壓力は極て強大にして之を適確に見積る事困難なるも氷の厚の大なるほど大なるべきは明かなり, 米國 Minneapolis の堰堤の缺潰せるは此種の作用に依るものと見做され (1889 年 1 月 30 日) ために紐育州北部に於ては長 1 米當り 70 噸と云ふ強大なる氷壓を採算するに到りしと雖も, 元來氷自身の耐壓強さへ斯く大なるものにあらず, 又假りに 3 kg/cm^2 の強度を有するものと思ふも 1 平方メートルにつき 30 ton に過ぎず, 加ふるに氷は同温度の水より體積大なる關係上強壓を受ければ自ら融解するの性質を有するを以て堤背に及ぼす推力も亦 1 平方メートル當り 30 ton 位を以て限度となすべし, 今伊國に於て規定せる所を見るに (第七節參照) 氷の厚さ 0.3 乃至 1.0 米に對し堤長

1 米當りの推力を 5 乃至 25 ton と見積りたり, 本邦に於ても北方寒地にありては同程度の氷壓を考慮するの必要あり。

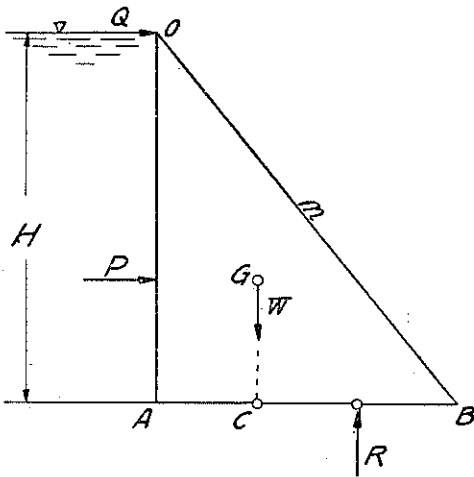
次に堰堤の安定に對する氷壓の影響を検するに

Q ; 長 1 米當り氷壓

P 及び W は前出と同じ

堤底に於ける W の作用點 C の廻りの力率を取り

$$\sum \text{Moment about } C = 0$$



第五圖

or
$$QH + P \frac{H}{3} = W \frac{H}{3} m$$

$$\therefore m = \frac{3Q + P}{W} = \frac{3Q + \frac{H^2}{2}}{\gamma m \frac{H^2}{2}}$$

$$\therefore m = \frac{\sqrt{\left(1 + \frac{6Q}{H^2}\right)}}{\sqrt{\gamma}} \dots \dots \dots (12)$$

即ち Q の影響は低き堰堤に於て著しきも高堰堤に對しては微々たるものなり、一例を擧ぐれば

$$Q = 30 \text{ tons,}$$

$$H = 60 \text{ m なる時 } m = \sqrt{\frac{1}{\gamma}} \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{180}{3,600}\right)} \div \left(1 + \frac{1}{40}\right) \sqrt{\frac{1}{\gamma}}$$

$$H = 20 \text{ m } \quad ,, \quad m \div (1 + 0.22) \sqrt{\frac{1}{\gamma}}$$

即ち高 20 m の堰堤に於て 30 ton の水壓を考慮すれば斷面積は 22% 増加するも 60 m の高堤にありては僅々 2.5% の増大に過ぎず。

第十四節 水の揚壓力

堰堤の安定に對する水の揚壓力の問題は十九世紀末佛人 Lévy 氏によりて提唱されたる以來、大に斯界の論議を惹起し、専門家の意見も未だ一定せざる有様に於て今日各國に於ける方針を見るに伊國に於ては最も之を重要視し、水側に於て零乃至全水壓を考慮する事と定めたるも、反對に Lévy 氏の本國たる佛蘭西に於ては、安定計算にこれを算入せず、寧ろ工法に依りて其作用を防止するの方針を採れり、其他の諸國に於ては設計者に依りて其方針を異にし、重大なる堰堤に於ては全水頭の $\frac{2}{3}$ 位迄採算せるものあるも同時に土壓の無視、許容應力度の増大等に依り其採用斷面は、他に比して殆んど相違なきもの多し、然るに揚壓力の影響を合理的に論斷せんとすれば勢ひ等性なる堤體内部に於けるものと、施工目地及び堤底（堤體と基礎岩盤との接面）に對するものとを區別して取扱はざるべからず。

(1) 等性なる堤體内部に作用する揚壓力

混凝土は其有する空隙の小なる程、耐壓強度も亦大なるは現今の定説にして従て堰堤材料としての混凝土も出來得るだけ空隙を減じ其密度を増大せしむる如き配合を用ふと雖も、全々空隙を有せざる混凝土は存在せず、故に若し空隙が連続せる場合には壓力を有する水は此隘路を通じて流動すべく、而も其流動に對する抵抗極めて大に、従て流速も亦微少なるを以て動水學上の potential flow

の法則に従ひ、水頭消費は流速の一乗に比例する事となる、今等質なる堤體の一水平断面に就て揚壓力度の分布を考ふるに上流端に於ては $w_0 H$ (茲に w_0 は池水單位容積の重量、 H は水頭) にして下流端に於ては $w_0 H_1$ (H_1 は下流側の水深にして大氣に接する場合には零なり) にして其中間は直線的に變化すべし、然れども侵入せる水は單に堤體の空隙を占むるに止まるを以て、断面の上面單位面積に作用する水壓、即ち實際の揚壓力度 (p_x) は

$$p_x = \lambda w_0 H_x$$

に過ぎず、茲に λ は平面空隙率、 H_x は x 點に於ける水頭なり、然るに混凝土の容積空隙率は普通 20% 以下にして平面空隙率は 15% を超ゆる事稀なり、故に H_x なる水頭を有する點に於て實際に作用する揚壓力度は $\frac{15}{100} w_0 H_x$ を超えず、一方大體等性なる場合は水の侵入も亦各部一樣なるを以て懸案の断面上部の堤體も亦水を以て飽和され、從て其重量を増し、結局安定には殆んど影響を及ぼさざる事となる。

(2) 施工目地及び堤底に於ける揚壓力

施工目地及び堤底と基盤との接面に於ては、實質の連續は單に其附着力に相當する程度に止まり、若し附着力皆無なる場合を想像すれば上下兩縁の各點に作用する揚壓力度は其點の全水頭に相當する水壓と同一にして中間は直線的に變化すべし、此事實は獨逸 Oester 及び Neye 堤の堤底に就て行ひたる實驗の結果に依りても明かなり (Zeitschrift für Bauwesen, 1913, p. 102 参照)、而て此際上部堤體の空隙が全部水によりて填充さるゝものと思ふもこれに依る重量の増大は 20% 以下なるを以て結局安定に影響すべき揚壓力度は全水頭の 80% 以上に相當するものなるべし、即ち粗雑なる施工を爲し、目地及び堤底の附着不充分なる時は、水側に於て $2/3$ 以上の揚壓力を考慮して断面を算定せざるべからず、例令施工目地を一平面となさず、凹凸相錯綜せしむる場合と雖も排水及び防水に對し特別の工法を講ぜざる以上 $1/2$ 程度の揚壓力の採算は避くべからざる所なり、斯く局部的弱點の爲に全断面を増大するは頗る不經濟なる次第にして、寧ろ工法に於て出來得るだけの手段を講じ、揚壓力の作用を輕減するに如かず、佛國に於ては此方針を採用せしものにして人力を以て防止し得ざる場合にのみ實際作用すべき壓力を推定しこれを採算して断面を決定する如く定めたり、最近米國に於て築

造されたる多数の大堰堤は何れも遮水、排水等に全力を盡し揚壓力の作用を防止せるものなり、然れども如何なる手段を講ずるとも揚壓力の作用を根絶する事は到底不可能にして、今日の理想的工法を用ふる場合と雖も状況の良否に應じ 10乃至 30% 位の揚壓力を採算するを以て確實なる設計方針なりと認むるものなり、Lévy 氏が堤の水側に於て正水壓の強さと等しき鉛直壓度の作用する如き断面を採用せざるべからずとなせるは揚壓力の純作用面積を總面積に等しきものと考へたる次第にして施工目地、堤底等にして全々實質の連結なき場合を假想せるものなり、今任意の揚壓力を考慮したる場合上下兩趾に於ける鉛直壓度に對する影響を算定するに（第六圖参照）

H ; 上流趾に於ける總水頭、

μH ; 上流趾に於ける揚壓力度に相當する水頭

$\mu' H$; 下流趾に於ける揚壓力度に相當する水頭

U_1 : ($\mu' = 0$) なる場合堤底に作用する總揚壓力

$U_1 + U_2$; μ' が 0 ならざる場合堤底に作用する總揚壓力

$$W = \frac{w H^2}{2} m$$

$$P = \frac{w_0 H^2}{2}$$

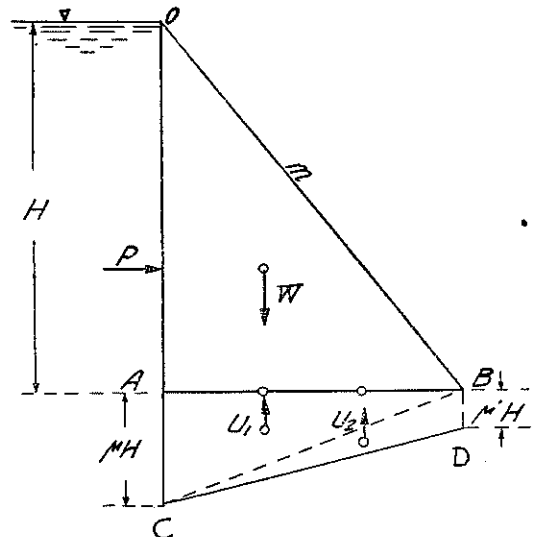
$$U_1 = w_0 \mu \frac{H^2}{2} m$$

$$U_2 = w_0 \mu' \frac{H^2}{2} m$$

然るに U_2 は堤底の middle third の下流端に作用するを以て安定には無關係なり、從て安定上必要なる頂角 α は

$$\tan \alpha = m = \frac{1}{\sqrt{(\gamma - \mu)}} \dots\dots$$

$$\left(\gamma = \frac{w}{w_0}\right) \dots\dots (13)$$



第六圖

$$\sum \text{鉛直力} = W - U_1 - U_2 = w_0 \frac{H^2}{2} m (\gamma - \mu - \mu')$$

故に $w_0 = 1 \text{ ton}$ とすれば

p_0 ; 上流趾に於ける鉛直壓度

$$= 0$$

p_1 ; 下流趾に於ける鉛直壓度

$$= 2 \frac{\sum \text{鉛直力}}{\text{底幅}}$$

$$= 2 \frac{m \frac{H^2}{2} (\gamma - \mu - \mu')}{mH} = H(\gamma - \mu - \mu') \dots \dots \dots (14)$$

即ち鉛直壓度に就て言へば ABC なる三角形揚壓力を考慮して

$$Hm = H \tan \alpha = H \frac{1}{\sqrt{\gamma - \mu}}$$

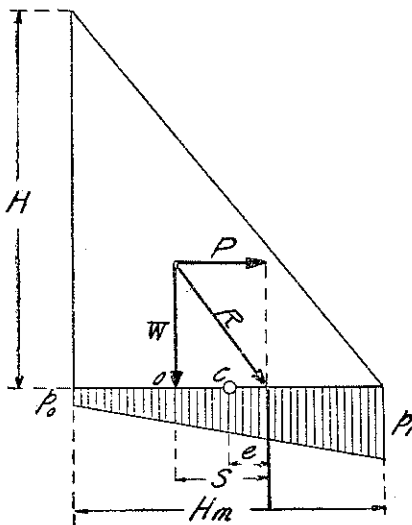
なる堤幅を用いたる場合と、これを無視して $H/\sqrt{\gamma}$ なる堤幅を用いたる場合と全く同一にして $ACDB$ なる梯形揚壓力を考へたる場合は (14) 式に依り鉛直壓度は却て減少すべし。

次に Lévy 氏の條件を説明せんため

$$\mu = 1$$

なる揚壓力を考慮して定めたる基本三角形に於て揚壓力を無視して上下兩趾に於ける鉛直壓度を算出するに

$$m = \frac{1}{\sqrt{\gamma - 1}}$$



第七圖

揚壓力を考慮すれば鉛直反力は middle third の下流端に會し従て p_0 は零なり。

今此断面に於て揚壓力を無視したる場合堤底中心と鉛直反力の作用點との距離を e (第七圖参照) middle third の上流端即ち重量 W の作用點と反力の作用點との距離を S とし池水單位容積の重量を力の單位にとれば

$$S = \frac{P}{W} \cdot \frac{H}{3} = \frac{H}{3} \cdot \frac{H^2}{2} \cdot \frac{2}{\gamma H^2 m} = \frac{H}{3\gamma m}$$

$$\therefore e = S - \frac{Hm}{6} = \frac{H}{6} \left(\frac{2}{\gamma m} - m \right)$$

にして兩端に於ける鉛直壓力度 p_0 及び p_1 は

$$p_0 = \frac{W}{Hm} \left(1 - \frac{6e}{Hm} \right) = \frac{\gamma H}{2} \left(1 - \frac{2}{\gamma m^2} + 1 \right) = H$$

$$p_1 = \frac{W}{Hm} \left(1 + \frac{6e}{Hm} \right) = \frac{H}{m^2} = H(\gamma - 1)$$

なり、然るに此断面に於て上流端に於て $w_0 H$ 、下流端に於て零なる三角形揚壓力を算入すれば、反力は middle third の下流端に作用し、底下流端の鉛直壓度は矢張 $H(\gamma - 1)$ にして、上流端のそれは零となる、即ち揚壓力を無視せる場合に上流端に於て正水壓度 H と同一の鉛直壓度の作用する如き断面は、上流端に於て H 、下流端に於て零なる三角形揚壓力を算入して安定條件を辛じて、満足する如き断面と全く同一なり。

一般に上流端に於て μH なる三角形揚壓力を考慮する場合は

$$\left. \begin{aligned} m &= \frac{1}{\sqrt{\gamma - \mu}} \\ p_0 &= 0, \quad p_1 = H(\gamma - \mu) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (15)$$

同一断面に於て揚壓力を無視すれば

$$\left. \begin{aligned} e &= \frac{H}{6} \left(\frac{2}{\gamma m} - m \right) \\ p_0 &= \gamma H \left\{ 1 - \frac{1}{\gamma} (\gamma - \mu) = \mu H \right\} \dots\dots\dots (16) \\ p_1 &= (\gamma - \mu) H \end{aligned} \right\}$$

即ち、一般に μH なる三角形揚壓力を考慮して安定なる断面に於て底の下流端に作用する鉛直壓度は、揚壓力を無視して計算せる場合と全々同一にして、上流端に於ては、考慮せる揚壓力度 μH はこれを無視せる場合に其點に作用する鉛直壓度と全く同一なり。

次に上流端に於て μH 、下流端に於て $\mu' H$ なる梯形揚壓力を考慮して定めたる断面は上流端に於て同一強度を有する三角形揚壓力を考慮して算定せる場合と安定に關しては全く同一にして、下流趾の鉛直壓度は其點に作用する鉛直壓度即ち $\mu' H$ だけ減少す、即ち梯形揚壓力を考慮すれば三角形揚壓力を考ふる場合に比し應力度に於ては却て安全となる。

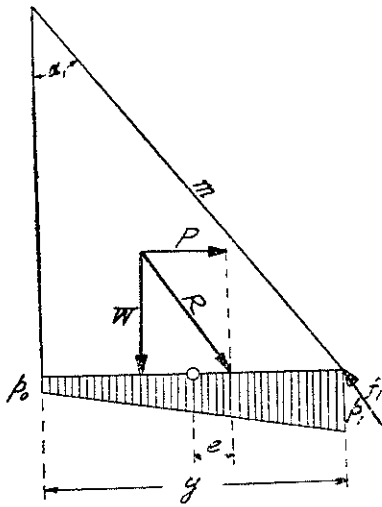
第十五節 鉛直壓力及び主應力

堰堤に於ても作用應力度は其材料又は基礎岩盤の許容應力度を超過すべから

ざるは勿論にして、其安全率は他の構造物に比して一般に大なり、而て従來は概ね作用應力として鉛直壓力を採り、其最大強度を材料試験體の耐壓強の 1/10 乃至 1/12 以内に止むるを常となせるを以て、高堰堤に於ては壓力を此限度内に納むるため下部の厚さを著しく増大し、下流面は對數曲線狀を呈するもの多かりしが近年鉛直壓力に代ふるに最大主應力 (Max. principal stresses) を用ふるに至り、從て安全率を多少低下せしめ 8 乃至 10 を以て標準となせり。

然るに最大主應力と鉛直壓力との比は側面の傾斜の緩なる程、愈々大なるを以て舊時の如く、堤厚を急増せしむるは却て主應力の増大を來すの惧あり、されば寧ろ兩側面に平面を用ふるもの多し、而て鉛直應力と主應力との關係は剪力の如何に依りて異なるを以て其分布の假定に依り種々の異説の行はるゝに到れり。

今直三角形断面に於て種々の學說に依りて算定したる主應力度及び鉛直壓力度の數式を列記せん



第八圖

- w ; 堤體單位容積の重量
- w_0 ; 池水單位容積の重量
- p_0 ; 上流趾鉛直壓力度
- p_1 ; 下流趾鉛直壓力度
- p_m ; 平均鉛直壓力度
- f_0 ; 上流趾最大主應力度
- f_1 ; 下流趾最大主應力度
- τ ; 平均水平剪力度

(1) 鉛直壓力

$$\text{満水の場合} \begin{cases} p_0 = p_m \left(1 - \frac{6e}{y}\right) \\ p_1 = p_m \left(1 + \frac{6e}{y}\right) \end{cases}$$

$$\text{空虛の場合} \begin{cases} p_0 = 2p_m = wH \\ p_1 = 0 \end{cases}$$

(2) 剪力の分布は鉛直壓力の分布と同一なりと假定せる場合。

$$\text{満水の場合} \begin{cases} f_0 = p_m \left(1 - \frac{6e}{y}\right) \\ f_1 = p_m \sec \alpha \left(1 + \frac{6e}{y}\right) \end{cases}$$

$$\text{空虚の場合} \begin{cases} f_0 = 2p_m \\ f_1 = 0 \end{cases}$$

(3) 剪力の分布が拋物線状をなす場合 即ち彈性突桁と同様に考へたる場合 (Bouvier, Unwin, Hill, Pigeaud 等の説)

$$\text{満水の場合} \begin{cases} f_0 = p_0 = p_m \left(1 - \frac{6e}{y} \right) \\ f_1 = p_1 \sec^2 \alpha = p_m \left(1 + \frac{6e}{y} \right) \sec^2 \alpha \end{cases}$$

$$\text{空虚の場合} \begin{cases} f_0 = 2p_m = wH \\ f_1 = 0 \end{cases}$$

(4) 模型實驗の結果に基き剪力の分布を均等なりと假定せる場合

$$\text{満水の場合} \begin{cases} f_0 = \frac{p_0}{2} + \sqrt{\frac{p_0^2}{4} + \tau^2} \\ f_1 = \frac{p_1}{2} + \sqrt{\frac{p_1^2}{4} + \tau^2} \end{cases}$$

$$\text{空虚の場合} \begin{cases} f_0 = 2p_m = wH \\ f_1 = 0 \end{cases}$$

次に満水の場合合成力が底の middle third の下流端に作用する場合 (即ち $e = \frac{y}{6}$) の下流趾に於ける主應力度の式を一括すれば

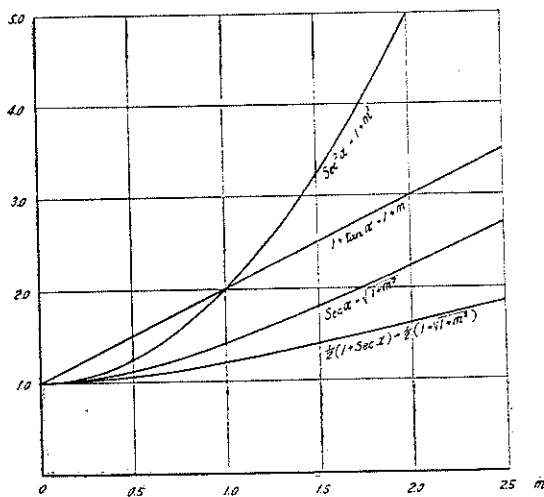
$$\left. \begin{aligned} (1) \quad & p_1 = 2p_m = wH \\ (2) \quad & f_1 = 2p_m \sec \alpha = p_1 \sec \alpha \\ (3) \quad & f_1 = 2p_m \sec^2 \alpha = p_1 \sec^2 \alpha \\ (4) \quad & f_1 = p_m (1 + \sec \alpha) = p_1 \frac{1 + \sec \alpha}{2} \\ (5) \quad & f_1 = 2p_m (1 + \tan \alpha) = p_1 (1 + \tan \alpha) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (17)$$

此等の内理論上最も正しきものは (3) なり、然るに從來模型堰堤を用ひて各部の變形を測定し、これに依て應力度を算定したる結果に依れば $m (= \tan \alpha)$ を大ならしむれば一即ち下流面の傾斜を緩ならしむれば一彈性變形の爲に下流趾に於て鉛直壓度は (1) 式の示すものより著しく低く、従て (3) 式の與ふる如き大なる主應力も發生せざる事を確めたるを以て最近 J. DuVigneud 氏の如きは寧ろ (1) の與ふる鉛直壓度を以て直ちに下流縁に作用する最大應壓力度と見做すを

以て實情に近しと主張せり、然れども此等の實驗に用ひたる模型は概ね混凝土又は石材に比して彈性率著しく小に、しかも應力度に依りて其値を變ずる事甚しき硬ゴムの如き材料を用ひたるため彈性變形の影響、斯く顯著なりしものにして混凝土の如く彈性率高きものに於ては DuVigneud 氏の主張の誤れる事を理論上より證明する事を得。(4) 式は英人 Bligh 氏の著, Dams and Weirs, 1918, Chicago より轉載せるものなるも其出所は不明なり、據するに英人 Wilson 及び Gore 氏の硬ゴムの模型堰堤に關する實驗を基とし氏自身の案出せるものならんか、該實驗の結果を見るに鉛直壓力度も剪力も共に略下流端を頂點とせる拋物線狀に分布し、基盤内に入り込みたる部分に於ては此頂點は次第に中央に近づく事を示せり、故に Bligh 氏の考へたる如く鉛直壓力の分布を三角形狀、又は梯形狀 (式 (17) の (1) の與ふるもの) となし、剪力を均等分布と假定すれば稍實際に近き最大主應力を得べきも矢張り變形の影響を誇大せるものと言はざるべからず、要するに今日使用する如き堰堤材料に於ては最大壓度に對する彈性率は最小壓度に對するものより 2, 3 割低きものと見做し得べく、從て極て高き堰堤に對しては f_1 は (3) と (4) (又は (2)) との與ふるもの、中間に位すべしと想像さる、而て (2) (3) (4) 諸式の與ふる主應力中 (3) 最も大に、(2) 之に次ぎ、(4) 最も小なり、故に實際問題としては m 即ち $\tan \alpha$ 並に鉛直壓力の餘り大ならざる限り (3) 式に従ふを以て適當なりとなし、 m 並に鉛直壓力の著しく大なる場合にありては

(2) 又は (4) を採用するもさしたる支障なきものと信ず。

(5) は後章に於て高堰堤の下部一體に亘り均一なる最大主應力の作用する如き斷面形を求むるに當り、微分方程式の普遍的解算を可能ならしめん爲めに搦出せるものにして、其與ふる所の主應力は α が 45° より小 (即ち m が 1 より小) なる場合に於ては他の何れの式よりも大にして、其 45° より大なる場合にありても (2) 及び (4) の與ふる所より著し



第九圖

く大なり，次に式 (17) の四式の與ふる f と p_1 との比と m 即ち下流面勾配との關係を圖示すれば第九圖の如し。

第十六節 設計方針の断面形狀に及ぼす影響

既に第二章に於て述べたる如く現時歐米各國に於ける設計方針を通覽するに其區々に於ては稍著しき相違を見るに拘らず，これに遵て算定せる堰堤の斷面積に於ては何れも大同小異なり，今堰堤の設計に當り考慮すべき諸作用の断面形に及ぼす影響を理論上より説明せんじ重力，正水壓（水側面に垂直に作用する水壓）の兩者は凡ての場合を通じて必ず作用するものとなし，これに揚壓力及び土壓の何れか一方が加擔する場合断面（直三角形の場合に於ては頂角の正切即ち m_0 の値に依て之を計る事を得）に及ぼす影響を求むるに

(1) 重力及び正水壓のみを考慮する場合

$$m_0 = \frac{1}{\sqrt{\gamma}} \quad \text{茲に} \quad \gamma = \frac{w}{u_0} = \text{堤體の比重}$$

(2) 上流側 μH ，下流側 0 なる揚壓力を併せ考ふる場合

$$m = m_0 + \delta m = \frac{1}{\sqrt{\gamma - \mu}}$$

$$\therefore \frac{m}{m_0} = \frac{m_0 + \delta m}{m_0} = 1 + \frac{\delta m}{m_0} = \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma - \mu}} = 1 + \frac{\mu}{2\gamma}$$

$$\therefore \frac{\delta m}{m_0} = \frac{\mu}{2\gamma} \dots \dots \dots (18)$$

次に μ 及 γ の種々の値に對する $\frac{\delta m}{m_0}$ 即ち斷面積増加の割合を % を以て表はせば

		$\frac{\delta m}{m_0}$ の 値 (%)										
		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$\mu = \frac{1}{2}$	$\gamma = 2.2$	0.0	2.3	4.5	6.8	9.1	11.4	13.6	15.9	18.2	20.4	22.7
	2.3	0.0	2.2	4.3	6.5	8.7	10.9	13.0	15.2	17.4	19.5	21.7
	2.4	0.0	2.1	4.2	6.3	8.3	10.4	12.5	14.6	16.7	18.8	20.8
	2.5	0.0	2.0	4.0	6.0	8.0	10.0	12.0	14.0	16.0	18.0	20.0
	2.6	0.0	1.9	3.8	5.8	7.7	9.6	11.5	13.5	15.4	17.5	19.2
	2.7	0.0	1.9	3.7	5.6	7.4	9.3	11.1	13.0	14.8	16.7	18.5

(3) 重力，正水壓及び底より $\mu_1 H$ 迄の堆砂に依る土壓を同時に考慮せる場合，

式 (10) に於て、地震の際土壓の増大を顧慮し

$$\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = 0.4$$

と定むれば堤背に作用する總土壓は

$$P_1 = 0.4 w_1 \mu_1^2 \frac{H^2}{2} = 0.16 \mu_1^2 H^2 \dots \text{(if } w_1 = \gamma_1 = 0.8\text{)}$$

にして堤底より其作用點迄の高さ h は

$$h = \frac{\mu_1 H}{3}$$

上流趾 0 の廻りの力率の和を零と置けば

$$W \frac{m_1 H}{3} + P \frac{H}{3} + P_1 \frac{\mu_1 H}{3} = W \frac{2m_1 H}{3}$$

$$\dots m_1 = \frac{P + \mu_1 P_1}{W} = \frac{\frac{H^2}{2} + 0.4 \gamma_1 \mu_1^3 \frac{H^2}{2}}{\gamma \frac{H^2}{2} m_1}$$

or
$$m_1^2 = \frac{1}{\gamma} (1 + 0.4 \gamma_1 \mu_1^3)$$

$$\dots m_1 = \frac{1}{\sqrt{\gamma}} (1 + 0.2 \gamma_1 \mu_1^3) = m_0 (1 + 0.16 \mu_1^3)$$

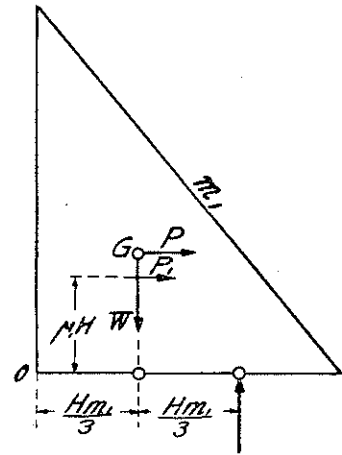
$$\dots \frac{\delta m}{m_0} = \frac{m_1 - m_0}{m_0} = 0.16 \mu_1^3 \dots \dots \dots (19)$$

即ち土壓に依る断面増大の割合は堤體の比重 γ には無關係にして堆砂の高さの 3 乗に比例す

$\frac{\delta m}{m_0}$ の 値 (%)

$\mu_1 =$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$\frac{\delta m}{m_0}$ (%) =	0.0	0.02	0.13	0.43	1.0	2.0	3.5	5.5	8.2	11.7	16.0

即ち堆砂堤頂に及びたる場合と雖も其斷面積に對する影響は全水頭に等しき揚壓力に比し著しく少にして、 μ_1 の小なる程即ち堆砂の淺き程其影響は急激に減少す、例へば堤高の 1/2 迄埋没せる場合の土壓の影響は全水頭の 1/2 の揚壓力のそれに比し僅々 1/5 に過ぎず。



第十圖

一方下流趾に於ける鉛直壓力度に對する影響を考ふるに、先づ揚壓力のみを加算したる場合は（池水單位容積の重量を力の單位として）式（15）に依り

$$p_1 = H(\gamma - \mu).$$

然るに土壓を水平に作用するものと假定すれば鉛直力には無關係なるを以て下流趾の壓力度 p_1' は

$$p_1' = H\gamma$$

$$\therefore \frac{p_1}{p_1'} = 1 - \frac{\mu}{\gamma} \dots\dots\dots (20)$$

今 $\gamma = 2.5$ とし μ の種々の値に對して p_1/p_1' の値を表示すれば次の如し

		p_1/p_1' の 値										
$\mu =$		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
	$p_1/p_1' =$	1.00	0.96	0.92	0.88	0.84	0.80	0.76	0.72	0.68	0.64	0.60

即ち土壓を算入して合成力が middle third の端に會する如く定められたる斷面に於ては其下流趾に作用する鉛直壓力度は重力と正水壓とのみを考慮せる場合と全く同一なるも、揚壓力を算入して安定條件を満足する如く定めたる場合にありては鉛直壓力度は前者に比して著しく小に、 $\mu = 1$ なる場合に於ては僅かに6割位に過ぎず、從て下部に於て内應力が許容限度を超過する如き高堰堤にありて揚壓力を無視し、著大なる土壓を考慮する場合は内應力輕減のため特に大なる底幅を必要となすに到るべし。

尙茲に注意すべきは揚壓力を考慮する場合は γ の大なる程安定上 (Stability) 有利なるも、これを無視する場合にありては γ の大なるは壓力度を大ならしむるの不利を伴ふ事なり。

次に現存せる各國の大堰堤に就て視るに一般に 1910 年以前の設計に成りしものは、主作用として重力と正水壓とを考慮し、内應力として鉛直壓力を採り其低下を計る爲に下部の厚さを急に増大せしめたるもの多く、此等は其比幅 0.80 以上に達するものと雖も上部は割合に薄く、若し上部の施工目地に於て著しき揚壓力の作用する場合には水側に於て應張力の發生を免れず、又 Urft 堤の如く稍著して土壓を考慮せるものあるも其作用は堤下半部の厚さを増大せしむるに止まるを以て矢張り上部目地に於ては揚壓力に對して危険なきを保し難し、次に最近の傾向の如く鉛直壓力に代ふるに主應力を以てする場合は底幅を増大せん

が爲に下流側の傾斜を著しく緩ならしむれば主應力と鉛直壓力との比は愈々大となり Pigeaud 説に従ふ時は却て主應力を増大せしむるが如き結果を生ずるを以て近年は概ね下流面を平面となし、基本断面として三角形を採用する事となれり、而て此場合揚壓力を併せ考ふれば單に下流面の傾斜を多少大ならしむれば足り、之に因る堤厚の増加する割合は上下を通じて一樣なり、即ち揚壓力を算入すると、主應力を低下するとの兩目的は下流面の傾斜角 α を多少増大する事に依りて一舉にこれを達し得べく、從て主應力の限度を低く定むる事と揚壓力を採算する事とは断面形に對し略同様の影響を與ふるものと見做し得べし、最近築造されたる Talam (高 82 米), Camarasa (92 米), Barberine (78 米), Hetch Hetchy (完成後 412 呎) 等の大堰堤は何れも三角形基本断面を用ひたるものにして、前三者は Lévy 式に依りて設計せるものにして即ち水側に於て全水頭に等して揚壓力 ($\mu=1$) を考慮し、Hetch Hetchy に於ては $\mu=2/3$ なる揚壓力及び應壓力度を考慮して算定せるものなり。

次に本邦の如き地震國に於て、堰堤の如き永久的にして而も極て重大なる工作物を築造する場合には、其耐震に關し充分なる用意を爲さざるべからず、而て堰堤に對する地震の作用は極て複雑なるも單に断面形に對する影響のみを略説せん、若し重力の 1 割の地震力即ち震度 0.1 なる地震を考慮すれば断面積は略 1 割 5 分の増大を來すべく、從て其經濟上の影響は極て大なりと云ふを得べし、而て三角形断面に於ては上下を通じ略々一樣なる耐震力を有するも、實用断面の如く頂部に質量を附加する時は其位置高きがため全體を通じ多少断面の増大を要する事となり上部に於て其影響特に大なり、從て舊式断面即ち鉛直壓度を重視して決定せる Rankine 式断面に於ては上部の耐震力著しく少なるを以て此點に關して亦三角形基本断面を以て有利となすべし。

上述の如く堰堤の基本断面形は鉛直壓度を重視せる凹曲線式より三角形に變遷しつつありと雖も、十九世紀後半に於て佛人 Guillemain 及び Hétiér の發表 (An. des Ponts et Chaussées, 1885) せる断面形 (附圖第十一參照) は大に注目すべきものなり、兩氏は何れも、下流縁に於ける最大應壓力度は鉛直壓力より大なるを以て下流面に直角なる截面に就て安定を計算し、其下流端に於て作用する壓度即ち下流面に並行なる壓度を算定し、其値が許容限度以内に納まる如き堤厚を與へざるべからずと主張せり、而て兩氏が理論断面形とし提案せる所を見るに

下流面は下半部に於て却て凸曲線をなし、凹曲線式（對數曲線に近きもの）の流行せる當時にありては斯界の一大驚異たりしは察するに難からざる所にして、ために此等の形式を實際に採用せるもの絶無なりしが、後章余が理論上より得たる結果に依るも今日 400-500 尺以上の高堰堤を設計せんとすれば、下半部に凸曲線を用ふるの外他に途なきを知るべし。

第十七節 設計方針と構造、材料、施工等の關係

堰堤の設計に當りて考慮すべき諸作用、應力度等の程度は其細部構造、材料、施工等と密接なる因果關係を有し、此等に對しては有害なる諸作用を輕減するため、常に最善の工夫を要するは勿論なるも、實際の情況上其萬全を期すべからざる場合にありては豫め諸作用、許容應力度等を安全側に見積り稍大なる斷面を採用せざるべからず、反對に理想的工法を實施し得る確信を有する場合は諸作用を軽く見積り許容強度を高むる等に依り計畫斷面の縮少を計るべきものとす、而て今日の狀況にありては合理的構造を用ひ、有利なる材料を撰擇し、最善の施工を爲す等の爲に多少工費及び工期の増大すべきは勿論なるも斷面の縮少に依りて益する所は更に大なるを通例となす。

(1) 揚壓力輕減の方法

堰堤に作用する揚壓力は其細部構造、材料、施工等に至大の關係を有するものにして、今揚壓力輕減方法の主要なるものを擧ぐれば。

- (a) 水側面に出來得るだけ接近して、有效なる排水法を講ずる事。
- (b) 可及的密度大なる混凝土を使用する事。
- (c) 水側に近き部分に水密性特に大なる材料を使用する事。
- (d) 混凝土打込に際し空隙を最小限度に止むる事、即ち出來上り混凝土を出來得るだけ緻密ならしめ且つ混入石材との附着を完全ならしむる事。
- (e) 堤底又は基盤を通じての透水を防止する事。
- (f) 施工目地に於ては新舊兩部の附着を出來得るだけ充分ならしむる事。

等にして、排水方法として Maurice Lévy 氏の提案せるものは堤主體の上流面に多數の肋壁と前壁とより成る豎井群を設け、前壁を滲透する漏水を之に集め、其底部を連ぬる管路に依りて之を堤下流に排出するものにして、揚壓力の輕減上有效なるは勿論なるも工費の増加稍著しく、實際にこれを應用せるもの稀れなり、

近年最も廣く採用せらるゝものは堤の上流面に近く水平並に鉛直の排水渠を設くるもにして、是亦有效なる方法たるは勿論なるも、之に依て施工目地を通じての水の浸人を根絶せしむる事は困難なるべく、従て尙多少の揚壓力——例へば $1/10$ 乃至 $1/5$ ——を算入するを以て安全なりとす。

水側數尺乃至數米の部分に水密性大なる材料を用ふる事は水の滲透を防ぐに有效にして若し水密部と主要部との施工目地を段違ひに施工しなば更に其效力を高め得べし。

堤底又は基盤を通じて侵入する水は堰堤の安定上最も惧るべきものなるを以て其防止に對しては最善の手段を講ぜざるべからず、上流趾下の岩盤中に遮水壁を深く入れ、堤下全體特に其上流半部には充分なる水止法——例へばセメント又はモルタル液の壓入、裂目、空隙の充填等——を施し尙必要ある場合には基盤中に適當なる排水方法を講ぜざるべからず。

尙堤體排水法に關しては從來施工目地と他の部分との間にさしたる差別を置かざるに似たるも、既述の如く目地以外の侵水は滲透作用に依りても多少は免れ難き所にして、而も浸入一様なれば堤の安定にはさしたる影響なきものなるも、若し目地のみに壓水の浸入する場合に其上面に作用する揚壓力は極めて有害にして、施工の際上下の結着を充分ならしむるも尙他の部分に比し浸水の著しく容易なるは避くべからざる所なるを以て、其害を輕減するため目地の水側に近き所に水平排水管路（堤の長さの方向に並行に置き所々段違ひを爲すも可なり）を伏せ、之を堅排水渠に集め堤外に導くを可とす、斯く種々の方法を講ずるも尙多少の揚壓力の作用は豫期せざるべからざる所にして、設計の際は各情況に應じ $1/10$ 乃至 $1/3$ 位の揚壓力を算入するを以て安全なりとす、其他施工目地及び堤底に於ては萬一過大なる揚壓力作用のため上流縁に於て應張力の作用する場合を慮り、表面に近く anchor rods を挿入し、應張力に耐抗するの準備を爲し置くも亦有效なりと思考す。

(2) 堤體の比重と材料、施工等の關係

堤體の比重 (γ) の大なる程堤の安定に有利なるは勿論にして、揚壓力大なる場合は有效比重は ($\gamma - \mu$) に低減さるるを以て γ の大なるは特に有利なり、然れども一方地震力は揚壓力の有無に拘らず堤體の質量に比例するものなるを以て其大小は堤の耐震力には著しき影響なきものとす、而て堤體の比重を大ならしむる爲

に一般に採用さるゝ方法は混凝土に大塊石、玉石等を混入するものにして種々の利點を有し、塊石の量は全體積の 10 乃至 25% に及ぶも、20% 以上を混入して混凝土との結着を充分ならしめんが爲には多少施工の手數を増し工費増加を來すの恐れあり。

(3) 堤體の伸縮作用

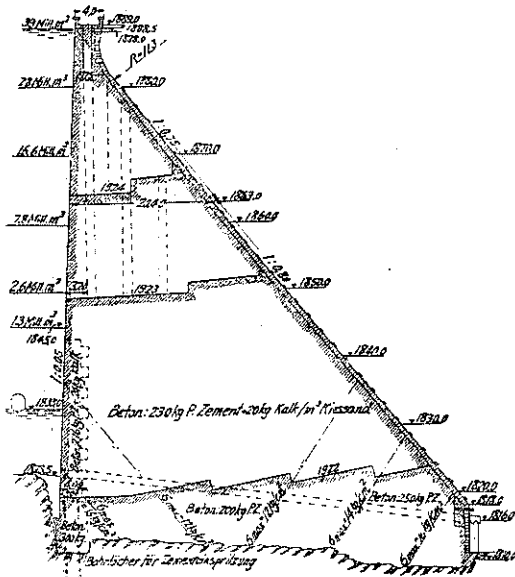
堤體は其材料の如何を問はず温度の高低に従て必ず若干の伸縮を爲す、而て膨張作用は堤體に應壓力を生ずるも材料は高さ抗壓強度を有するを以て著しき不利を見ざるも、收縮作用は強大なる應張力を誘發し、堤材は抗張力薄弱なるを以て豎龜裂を生ずるの危険大なり、然れども堤材は熱の不良導體にして氣溫變化に對し頗る鈍感なるを以て其影響の及ぶ所は表面より僅々 5~6 米に過ぎず、從て比較的薄き上部を除き安定上さして處るゝに足らざるも、混凝土の硬化に伴ふ內的温度變化は堤體の大部分に起り其影響極て重要なるものなり、堤體は其體積巨大にして打込みたる混凝土は硬化不完全の狀態に於て他の部分に包圍され、爲に硬化作用に依りて發生せる熱の放散困難となり、(打込當時の温度に比し數日後 20°C 以上上昇す) 大堰堤に於ては數年にして漸く常溫に復す、此緩慢なる冷却收縮に依りて長さの方向に強大なる張力を作用せしむるを以て横斷豎龜裂を生じ易し、この防止法としては張力に耐抗し得るだけの鐵筋を挿入するか、又は豎の伸縮目地を設けて其上流側に遮水装置を設け張力の害を防止するかにあり、然るに前者は巨量の鐵筋を要し其實施不可能なるを以て今日多く採用せらるゝものは後者なり、伸縮目地を設くる場合と雖も其工法に種々あり、堤の下部は龜裂を生ずるの恐れ少なく、且目地を通じての通水を防止する事困難なるを以て、上方 $1/2$ 乃至 $2/3$ の部分にのみ之を設くる場合多く、其構造は單に收縮を自由ならしめ水側に近く遮水法及び漏水の排出法を講ずるを常とす。

尙佛、伊兩國の規定及び獨、米の學説は何れも弧狀重力堤は收縮作用に對して有利なるものと認めたるも、弧狀堤は温度の昇降に依り或は上流面、或は下流面に豎龜裂を生じ易く、直線堤の如く堤體を貫通して兩面に亘る豎割を生ずる機會少なきも、其堤體に及ぼす危険に於ては五十歩百歩にして而も地震の作用を顧慮せざるべからざる場合にありては後章に論ずる如く兩端震動位相の差に依りて豎割を生ずる恐れ大なるを以て我國に於て大堰堤を築造する場合は直、弧何れを問はず適當なる伸縮目地を設くるを可とす。

(4) 許容壓度と材料、施工との關係

堤體の許容應力は試體極強度の $1/8$ 乃至 $1/10$ を採るを普通とす、斯く他の一般工作物に比して大なる安全率を用ふるは作用外力の推定及び内應力の算定の根據確定せざりし事と、交通の不便、工期の制限等に依り施行の理想的なるを得ざると、其性質上不斷に設計荷重に近き外力を受くる事等に依るものにして今日の如く設計方針の根據稍確立されたる場合と雖も、尙他に比して多少大なる安全率を採用するを可とす、而て $1:2.5:5$ 程度の混凝土を使用し現今技術の最善を盡したる場合には直壓力に對して 20 噸、縁維應力に於て 25 噸位迄を許容するも

何等の危険なきものと認められ、若し地震力を算入して應力度を定めたる場合には其作用の瞬間的なるに依り許容應力を更に 5 割以内増大する事を得べし、尙大堰堤に於ては高壓力を受くる底部、特に其兩面に近き部分に特殊の材料工法を採用して抗壓強度を増大する事を得べく、最近竣功せる瑞西 Barbarine 堤に於ては第十一圖に示せるが如く、底部及び水側下部は強度と防水性とを大ならしむるため特に良質の混凝土を使用せり、(打込みはシュートを用ひたり) 砂、砂利の混合物 1 立方米に



第十一圖

276 kg のセメントを混入せるものは略 $1:4.5$ の容積比配合、同 230 kg を用ひたるものは $1:5.5$ の配合に相當す、同堤の最大應壓力は揚壓力、土壓等を見無視せる計算に於て 1 平方尺につき約 17 噸に達せり。

第十八節 我國に於ける貯水用重力堰堤の設計方針に對する著者の私見

堰堤の設計方針は其使用目的、下流沿岸に對する關係の輕重、地況、施工技術等に依りて自ら相違すべきは勿論なるも、更に起業者及び監督者の立場に依りても多少見地を異にするものあるべし、余が茲に提案せんとする設計標準は本邦

に於ける技術の現況に遵ひ、危険ならざる範圍に於て出來得る限り工費を節減せんとするの方針を採り、諸作用中斷面形狀に影響する所最も大なるものみに局限せんとす。

(1) 堤體の比重 (γ)

ポルトランド・セメント混凝土を用ふる場合は混加材の材質、密度の如何に依りて 2.3 乃至 2.4 (1 立方メートルにつき 2.3 乃至 2.4 噸)、大塊石を 10% 乃至 25% 混入せる場合には 2.4 乃至 2.5 に採るを可とし、如何なる場合に於ても豫め所定の材料と同一なる試體を製作し秤量に依りてこれを決定すべきものなり。

(2) 水壓 (堤の水側表面に垂直に作用するもの)

水壓の計算には水の重量を 1 立方メートルにつき 1 噸と見做すべきは勿論なるも、計算に用ふる水位には池の計畫満水面上幾何の餘裕を附すべきかは種々の事情によりて異なるべし、異常洪水、風波等に對する餘裕としては普通池最大深の 1/10 乃至 1/20 にて可ならんも、地震地方に於ては大震の際著しき波浪を生ずるの惧あり、其程度は後章に詳説するが如く池の水深、形狀、地震の強さ、方向及び繼續期間等に依りて異なるを以て各情況に應じて算出したる結果、其半波高は上記の餘裕より小ならざるを要す。

(3) 揚壓力

施工目地及び堤底に於て揚壓力の發生を防止する爲に最善の方法を講じたる場合、斷面の算定に考慮すべき揚壓力は施工目地に對しては全水頭の 10 乃至 20% (但し目地の上流端に於ける強さ)、堤底に對しては 10 乃至 30% にて充分なるべきも、基盤の性質に依りては技術上、經濟上充分の遮水裝置不可能なる場合もこれあるべく、此等に對しては 50% 或はそれ以上の揚壓力を算入する必要を生ずべく、堤底一局部の不完全の爲に全體の斷面積を増大するは頗る不利益なるを以て餘程の工費を投ずるも尙充分なる遮水及び排水の方法を講ずるを利とす。

(4) 土壓

堤底深く河床中に入れる場合には兩側の土壓を安定計算に算入する事を得べきも、此場合土砂の息角は其變動の範圍内に於て、斷面を最大ならしむる如き値を採用すべきものとす。

貯水後堆積すべき上流側の土砂の高さは砂防又は落差用の堰堤にありては満水

面又は堤頂迄となし、貯水用堰堤に於ては最下位に存する有効なる土砂吐門（又は大なる排水口、導水口等）迄と假定すべし。

多數の貯水池群の下流に位するもの、土砂の流下殆んどなき河路に大貯水池を設くる場合等に於ても、少くも最大水深の $1/3$ 程度の堆砂を考慮し置くを安全なりとす、而て堆砂の土壓の算定に當りて採用すべき息角は満水の場合に於て 12° 乃至 25° （堆積物微粒の泥砂なる時は 12° 乃至 15° 位、普通山地川の河床の砂礫の如き場合は 25° 位）に採るを適當となすも空虛の場合に對しては土壓を無視するを以て安全なりとす。

(5) 安定計算

安定の條件は如何なる場合と雖も諸外力の合成力が middle third 内に會すべきものとす、地震の如く短期間の作用に依るものは例令 middle third の擧外に出で多少の罅裂を生ずるも、直ちに倒潰の因を爲さざるべしと雖も、後日之を通して強大なる揚壓力を作用せしめ堤全體を危胎に瀕せしむるものにして、下流側の龜裂は揚壓力には無關係なるも最強壓力を受くる部分の耐力を害するものなるを以て、如何なる場合と雖も middle third の條件は之を尊重すべきものなり。

(6) 地震力

地震の作用に就ては次章に一括して之を論述すべきを以て爰には單に安定の計算に採用すべき地震力の標準を示さんとす、考慮すべき地震の強さは堰堤の位置と大地震帯との關係、池水の多寡、下流沿岸の情況等に應じて之を決定すべきものにして、空虛の場合に於ては例令缺潰の不幸を見るも下流に對する災害なき以て單に經濟上の見地よりこれを撰定して可なるべく、依て余は貯水池の職分、下流の狀況等に應じ満水時の強さの 50% 乃至 100% の間に於て適當に撰定すべきものと認むるものなり、地震の強さは堰堤位置と大地震帯との關係により次の 3 階級に分つ、

- (I) 大地震帯を去る數里以内にして下流の利害關係重大なる場合。
- (II) 大地震帯を去る數里以上にして下流の利害稍重要なるもの。
- (III) 大地震帯を去ること稍遠くして下流沿岸の利害稍重要なるもの。

以上 3 場合に對して考慮すべき地震の強さを表示すれば（但し震度とは地震の最大加速度と重力の加速度との比にして、地震力は重量に震度を乗じたるものに等し）

	(I)	(II)	(III)
水平震度	0.15	0.12	0.10
鉛直震度	0.075	0.05	0.00
有効重量	0.925γ	0.95γ	γ
等値水平震度	0.20	0.16	0.10

表中有効重量とは地震上下動の爲に堤體の重量減ずるを以て安定計算に用ふる堤の自重を算定する場合堤の容積に乗すべき比重を意味し、等値水平震度とは水平、鉛直兩震度の共同作用と同一なる影響を與ふる如き水平震度を意味す、この等値水平震度を水平加速度を以て現せば (I) 1,950 mm (II) 1,570 mm, (III) 980 mm となる。(第十九節及び第二十一節 (S) 項参照)

(7) 許容應力度

高 50 米以上の堰堤に於ては各場合に對し鉛直壓力のみならず、主應力をも算定し、最大主應力が許容限度以内に存する事を要す、應壓力に對する許容限度は豫め所定の材料に依りて試験體を製作し材齡 3 箇月 (堰堤下部は施工後十數箇月乃至數十箇月を経て始めて所定の荷重を受く) の破壊強度の 1/8 乃至 1/10 を用ふるを標準となす、極めて高さ堰堤にして上記の標準に遵へば設計不能なる場合はこれを 1/5 (下流趾) 乃至 1/4 (上流趾) 位迄高め、之に備ふるため材料施工等に特に留意すべく、更に地震力を算入せる場合は上記の許容應力を 30% 位増大するも尙安全なるものと認む。

(8) 摩擦力

地震力と揚壓力とを同時に考慮する場合に於ては施工目地又は堤底に於て水平力は接面の摩擦抵抗 (係數を 0.70 乃至 0.75 として) を凌駕する場合多きを以て此際は特別の工法を用ひて滑動の危険に備へざるべからず。

(9) 最低水位

上記の設計方針に於ては發生の可能性ある作用は凡て之を考慮し、以て堰堤の壽命の長久ならん事を期せり、而て今日各國の設計方針を見るに凡て池の空虛なる場合に就き堰堤の安定を算證すべき事を要求し、未だ嘗て之に對し疑義を挾むものあるを聞かず、之れ地震力を考慮せざる場合に在りては空虛の場合と雖も理論上鉛直水側面を以て足り、若し多少の正水壓の算入を許したりとするも、水側面に負傾斜を與ふるは却て有害にして不經濟なる結果となるを以て、空虛の場合と全々同一の斷面を採用せざたべからず、然るに我國に於けるが如き強大なる地震

力を考慮せざるべからざる場合にありては、爲に水側面に於て $1/20$ 乃至 $1/5$ の傾斜を與へざるべからず、從て所要斷面積は 5 乃至 20% の増大を來すべく、若しこれにある程度の正水壓の算入を許さば斷面の増大多少なりとも緩和するを得べく一方堤の竣功後絶對的空虛状態は現出し得べきものなるやを考ふるに、河床下に埋込む部分は工事の進行に伴ふて直ちに水壓を受くべし、其上部にありても多くの場合は工事の進捗に伴ひ水位も次第に上昇し、堤竣功し貯水を開始したる後は如何なる場合と雖も水位が土砂吐門、排水口以下に下る事は絶對に不可能なり、即ち貯水後は此等の排出口の最下位に位するものゝ高さ迄の池水は必ず殘溜して水側面に水壓を及ぼすべく、從て問題は堤の工事項部に達して後池水面が最下排出口に達する迄の期間に、計算に採りたる如き大地震に際會するの可能性ありや否やに歸着す、若し斯の如き稀有の機會を考慮するに及ばざるものとするれば排出口を以て最低水位と見做し、之を算入して水側面の傾斜を定め、多少なりとも斷面の縮小を計るを良策なりと信ず、然るに最低水位と雖も堤底よりの高著大なる場合にありては堤の缺潰に依り下流に對して少なからぬ損害を及ぼすべく、若し其水面附近迄土砂堆積せる場合には山津浪を起し其慘害一層甚しかるべきを以て (6) 項空虛の場合に對する地震力の範圍に於てなるべく強き方に選定せざるべからず。

第四章 重力堰堤に對する地震の作用

第十九節 地震の強さ及び其堰堤に對する作用

一地方に於て倒潰家屋を生ずるが如き激震は多くも十數年乃至數十年に 1 回の程度のものにして、況んや我國に於ける古來の記録的大地震の如きは同一地方に繰り返して起る可能性は極めて小なるものにして、數百年に 1 回程度の稀有のものなり、故に堰堤の築造に當りても單に經濟上の施設として、之を見れば斯の如き稀有の大地震に對して充分なる耐力を有せしむるは頗る不經濟にして、寧ろ十數年乃至數十年毎に襲來すべく豫想せらるゝ程度の激震を標準となすを有利とすべし、然れども其公共の安危に關する點より視れば、若し満水の場合に耐力以上の大地震に際會し缺潰の災を生ずるに於ては下流沿岸、特に池に近き地方の慘害は實に計り知るべからざる所にして、のみならず池水が公共用の發電、灌漑等に使用される場合にありては、其破壊に依りて各方面に及ぼす損害も亦極めて大なるものな

るを以て、公共的見地より之を視れば須く數十年乃至百數十年に1回の程度に襲來の可能性ある大地震(例へば東京下町に於ては3,000 mm/sec. sec 即ち震度0.3 山手方面に於ては其約1/2以下)に對して充分なる耐震力を有せしめざるべからず。

然るに貯水池空虛なる場合に於ては不幸にして堤の缺潰を見るも下流に對する影響少なく、利用上の損害も亦輕きを以て單に經濟上の見地より適當なる耐震力を有せしむれば足るべく、例へば其地方に於て十數年乃至數十年毎に際會すべき程度の地震を考慮すれば可ならん。

而て洪水調節を主要目的となせる單獨貯水池に於ては毎年若干期間は全々空虛の状態を保つべきを以て、若し此機に乗じて耐力以上の大地震の襲來するあらば少なくとも多少の被害を免れざるべく、池水皆無なるを以て直ちに下流に慘害を及ぼすの虞なしと雖も下流全般の河道は池の調節作用と相俟て水害を防止し得る狀況なるを以て、堰堤の震害の修理未だ成らざるに先立ち大出水を見るに於ては實に下流全般をして危地に類せしむる事となるべし、故に斯の如き狀況にありては空虛の場合と雖も満水時と同程度の耐震力を有せしめざるべからず。

古來記録に止まれる大地震の慘害は主として地盤脆弱なる沖積層地に對するものにして、洪積層以上の良好なる地質に於ては地震力著しく弱きを常とす、現今學者の定説に従へば洪積層、第三紀層等に於ける水平加速度(又は水平震度)はこれに隣接せる軟地に比し1/2にも達せざる程度にして、先般の大地震に於て、鎌倉、横濱、東京等の地方に就て見るも大體3~4割の強さに過ぎず、一方大堰堤の築造は特に良質の地盤を撰定するを以て其地點に於ける地震の強さは軟弱地の3~4割以下に止まるものと推定するを得、即ち軟弱なる沖積層地に於て0.4の震度を豫想す必要ある地方と雖も附近の堅硬なる地盤に於ては0.12乃至0.16程度の地震を豫期すれば充分なり、然るに上下動に於ては直接基盤の彈性に依りて傳達さるゝものなるを以て、若し堰堤附近に震央の存する場合に於ては稍著しき震動を豫想せざるべからず、然れども其程度の如何に關しては今日尙適確に之を想定するの資料なく、余一個の私見としては最大水平加速度と同瞬間に作用すべき下向鉛直加速度は最大750 mm(震度約0.75)、即ち先般の關東大地震に當り本郷臺上の最大水平加速度に比肩する程度を以て其限度と見做さんとするものなり。

次に地震加速度の堤體に對する作用を見るに先づ水平動に就きて述べれば、堤體は剛性極めて大なる構造物なるを以て、地盤の震動に依りて強促さるゝ堤自身

の弾性振動は極めて微小なるものにして、堤體の各部は凡て地盤と運動を同うし、従て地盤運動と同一値の加速度が一樣に各部の質量に作用して水平力を生ずるものと考ふる事を得、此際考慮する水平截面以上の堤體の實質量を M とし、地動の最大加速度を α とすれば最大水平地震力は $M\alpha$ にして、今其平時に於ける重量を W 、最大水平加速度と重力の加速度 (g) との比 (即ち水平震度) α/g を k とすれば、 $M\alpha$ は Wk を以て現はす事を得べし、次に地盤上下動の最大加速度を α_1 とし、鉛直震度 (α_1/g) を k_1 を以て現はせば堤體の有効重量は $W(1-k_1)$ にして、正號は地動の加速度上向なる場合、負號は其下向なる場合を現はすものなり、然るに堰堤の如く自己の重量に依りて外力に對抗する構造物に於ては有効重量の少なる程危険なるは明かなるを以て耐震力の算定に當りては常に負號の場合即ち $W(1-k_1)$ を用ふるものとす、而て此等地震力の堰堤に對する作用は満水と空虛との兩場合に對し別々に之を考察せざるべからず。

先づ満水の場合に就て言へば、水平地震力は水壓と同じ向きに (即ち地盤が上流に向て動かんとする瞬間) 鉛直地震力は上向に (即ち重力と相反する場合にして此際地盤は下方に動かんとす) 作用する場合に於て堰堤は最も危険なる状態にあり、尙満水状態に於て地震に際會すれば池面に波動起り水面上昇し、水壓を若干増大せしめ、且又池水と堤體との相對運動によりて衝力 (Impact) の作用を見る等種々複雑なる現象を生ずるを以て、此等に關しては後節別に之を論ぜんとす。

次に空虛の場合を考ふるに水平力を考慮せざる場合は有効重量の大なる時、即ち地盤の鉛直加速度が上向なる場合に上流趾の主應力最も大なるも、水平地震力を考慮する場合にありては堤體に作用する水平加速度は上流に向ひ、鉛直加速度は上向に作用する時、即ち地盤が將に下方上流に向て動かんとする瞬間に於て最も危険なる状況にあり、然れども満水の場合と異なり水壓の作用皆無なるを以て上下動の影響はさして著しからず、此等の數量的關係に就ては後節に之を詳論せんとす。

第二十節 地震に依る水壓の増大

(1) 上下動の影響

上下動に依る鉛直加速度は水の有効重量を増減せしめ、惹て水壓に變化を生ず今地盤の鉛直震度を k_1 とすれば地動の加速度上向きなる時は水壓は $(1+k_1)$ 倍と

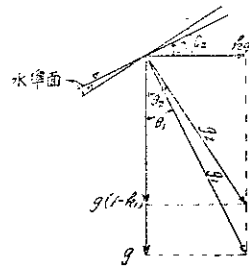
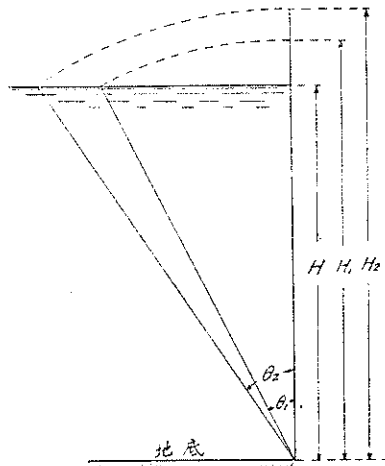
なり、其下向なる時は $(1-k_1)$ 倍に減ず、然れども吾人の考慮すべき鉛直震度は微少 (1 に對して) にして直接水壓に及ぼす影響大ならざると、堤の安定は其下向きなる場合に就て算定すべきものにして、此場合は有効重量は却て減少すべきも余は安全の爲にこれを不變なりとして安定を計算せんとするものなり。

(2) 水平動に依る波浪の影響

池底の震動に依り池水に相對的加速度作用する時は其重力の加速度との合成は鉛直に對して若干の傾きを爲し、其下向鉛直加速度と共同する場合に於て傾角 (θ) 最も大なり (第十二圖参照)

上下動を無視せる場合

$$\begin{cases} \theta_1 = \tan^{-1} \frac{\alpha}{g} = \tan^{-1} k \\ g_1 = g \sec \theta \end{cases}$$



第 十 二 圖

上下動を考慮せる場合

$$\begin{cases} \theta_2 = \tan^{-1} \frac{1}{1-k_1} \\ g_2 = g(1-k_1) \sec \theta_2 \end{cases}$$

此等の場合に堤背に作用する水壓を、常態に於て H_1 及び H_2 なる水深に相當するものと同一なりとすれば

$$H_1 = H \frac{g_1}{g} = H \sec \theta_1 \doteq H \left(1 + \frac{k^2}{2}\right),$$

$$H_2 = H(1 - k_1) \sec \theta_2 = H(1 - k_1) \left\{1 + \frac{k^2}{2(1 - k_1)^2}\right\}$$

従て水面の上昇 ΔH は

$$\Delta H_1 = H_1 - H = \frac{k^2}{2} H,$$

$$\Delta H_2 = H_2 - H \doteq \frac{2k_1 + k^2}{2(1 - k_1)} H$$

にして水壓なるを以て凡て堤背に直角に作用するものとす。

然るに斯の如き加速度の方向に對しては舊水面は最早水準面にあらずして、 θ_1 又は θ_2 なる傾斜を爲すを以て茲に池水の運動を起し、地底の震動に隨ふて波動を生じ次第に其波高を増し、其週期が池水の固有振動週期と一致する時は極めて急速に増大すべし、今池水の固有週期はセーシユと同様

$$T = 1.8 \frac{l}{\sqrt{gH_m}}$$

茲に T ; 地震動の方向に於ける池水の固有週期 (秒)

l ; 同方向に於ける對岸距離

H_m ; 同方向に於ける平均水深

なる公式に依りて略算する事を得べく其數値は廣き貯水池に於ては普通數十秒以上に達し、地震動の週期に比し極めて大なるを以て震動の繼續に因り著しき累積を生ぜざるべし、一方地震主要動の繼續は概ね十數回以下なるを以て、池水位の最大上昇 (h) は 1 回の震動に依るもの 5 倍位に見積りて充分安全なるべし、

今上下動の作用を無視すれば

$$h \doteq 5 \Delta H_1 \doteq 2.5 k^2 H \dots \dots \dots (21)$$

即ち地震作用を考慮する場合、水位は計畫滿水面以上 h だけ上昇したるものと見做し、平時の如き方法を以て水壓の値及び作用點の位置を算定し、其方向は常に堤背に直角なりと考ふべし。

(3) 堤體と池水との相對運動に依る衝力

先づ堤體固定し、池水のみ波動に伴ふ運動を爲す場合を考ふるに、水は堤背面を貫きて運動する事能はざるを以て附近の水粒は主として背面に接する上下運動を爲すのみにして、兩者の間に起る水平相對運動は微少なり、唯水面に於て水位の昇降に伴ふて一部の水粒は或は堤背に近づき、或はこれを離るる如き相對運動

を爲すべきも、之に依て生ずる衝力は微少なるものなり、次に地震の場合を考ふるに堤體は地盤と同一震動を爲すを以て之に接近せる池水は其運動に隨伴して同一振幅の運動を爲すべく、從て此場合に於ても急激なる衝突の如き作用は起らざるものと考ふる事を得、若し又ある場合に於て地動急變し爲に堤體が上流に運動しつゝある時、堰背附近の池水は却て下流に運動するが如き場合ありと想像するも其相對速度は堤體の最大速度の2倍を超ゆる事不能にして、而も此場合堤に作用する水平加速度は最大ならざるを以て其安定に對する影響は微弱なり、次に堤體に下流向最大加速度の作用する瞬間に起り得べき最大相對速度は堤體の最大速度を以て限度と見做し得べく、今此場合堤背單位面積當りの増加水壓 (p) を算定すれば

$$p = \frac{2w_0}{g} v^2 \quad \begin{array}{l} \text{茲に } v; \text{ 最大相對速度} \\ w_0; \text{ 池水單位容積の重量} \end{array}$$

尙地震の水平震動を

$$y = a \sin \frac{2\pi}{T} t \quad \begin{array}{l} \text{茲に } a; \text{ 震幅の } 1/2 \\ T; \text{ 地震の週期} \end{array}$$

なる式に依りて現はし得るものと假定すれば

$$\text{最大速度} = v = a \frac{2\pi}{T} = \text{最大加速度} \times \left(\frac{T}{2\pi} \right)$$

$$\text{最大加速度} = \alpha = a \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2$$

今一例として最大加速度 1,500 mm/sec sec, 週期 2 秒なる地震を考ふるに

$$v = 1,500 \times \frac{2}{2\pi} = 480 \text{ mm/sec} = 1.6' / \text{sec.}$$

$$\therefore p = \frac{2 \times 62.4}{32.2} \times 1.6^2 \doteq 10 \text{ lb s/}'$$

即ち相對運動の速度小なるを以て衝突に依りて起る水壓即ち衝力は微少なるものと云ふ事を得、尤も波動の累積に依り高大なる波浪を生じたる場合は堤背水面の運動は極めて大に、從て衝突に依りて大なる壓力を作用し得べきも單に一局部に限らるゝを以て大堰堤の安定にはさしたる影響なきものとす、然れども波浪の飛奔に依りて容易に掃蕩せらるゝ如き繊細なる構造はなるべく堤頂附近に置かざるを可とす。

第二十一節 断面の安定に對する地震力の影響

地震力を考慮する場合と雖も堰堤の絶對的安定上 middle third の條件は必ず満足せしむべきものなるを以て、次に此作用に因る断面積の増大は如何なる程度のものなるやを算定せんとす。

(1) 上向鉛直震度 (k_1) の影響

堤體に上向加速度 ($k_1 g$) の作用する場合は其有效重量は實重量に $(1-k_1)$ を乗じたるものに減ずるを以て結局

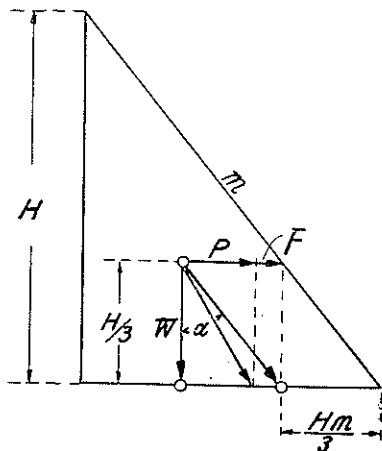
$$\text{有效比重} = \gamma(1-k_1) \dots\dots\dots (22)$$

なる比重を有する材料を以て築造したる堰堤と同様の断面を要する事となる、今直角三角形の基本断面に於て下流面の鉛直に對する傾角を α_1 とし、其正切を m を以て現はせば

$$m = \tan \alpha_1 = \frac{1}{\sqrt{\gamma(1-k_1)}} \dots\dots\dots (23)$$

(2) 下流に向ふ水平震度 (k)

堤體に kg なる加速度が下流に向ふて作用する時は水壓の増大と同様の結果を生じ、安定上必要なる断面は著しく大となるべし、今満水の場合合成力が middle third の下流端に會する爲に必要な頂角 α の正切即ち m と水平震度 k との關係を求むるに (第十三圖参照)



第十三圖

W ; 堤體單位長の重量

P ; 正水壓

F ; 水平地震力

γ ; w/w_0

m_0 ; 地震を考慮せざる場合の頂角の正切

とすれば

$$m_0 = \frac{P}{W} = \frac{w_0 \frac{H^2}{2}}{w \frac{H^2}{2} m}$$

$$\therefore m_0 = \frac{1}{\sqrt{\gamma}} \dots \dots \dots (24)$$

$$m = \frac{P+F}{W} = m_0 + k \dots \dots \dots (25)$$

(3) 水平、鉛直兩震度が共同作用する場合、

$$m = \frac{(1-k_1)P+F}{W(1-k_1)} = m_0 + \frac{kW}{W(1-k_1)}$$

$$\therefore m = m_0 + \frac{k}{1-k_1} = m_0 + K \dots \dots \dots (26)$$

若し μH なる揚壓力も同時に作用するものとする時は

$$m = \frac{(1-k_1)P+F}{(W-U)(1-k_1)} = \frac{1}{\sqrt{\gamma-\mu}} + \frac{k}{1-k_1} \frac{\gamma}{\gamma-\mu} = m_1 + \frac{\gamma K}{\gamma-\mu} \dots \dots (27)$$

即ち上下動の作用は揚壓力と共同する場合に於て其影響特に大なり。

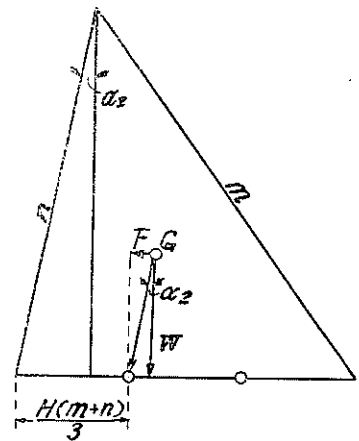
(4) 空虛の場合

空虛の場合に於て水平地震力が上流向きに作用する時は直三角形即ち鉛直上流面を用ひて middle third の條件を満足する事不可能なるを以て安定上の必要より鉛直に對し α_2 なる傾角を與へざるべからず (第十四圖参照)

$$n = \tan \alpha_2 = \frac{Q}{W(1-k_1)} = \frac{kW \frac{H^2}{2} (m+n)}{W(1-k_1) \frac{H^2}{2} (m+n)}$$

$$= \frac{k}{1-k_1}$$

$$\therefore m = \tan \alpha_2 = \frac{k}{1-k_1} \dots \dots \dots (28)$$



第十四圖

(5) 兩側面の傾斜角並に斷面積に對する影響

次に第十八節に提案せる地震力に就き其斷面に與ふる影響を比較せんが爲め

$$\gamma = 2.5 \quad \mu = 0.5 \quad \text{又は} \quad 0$$

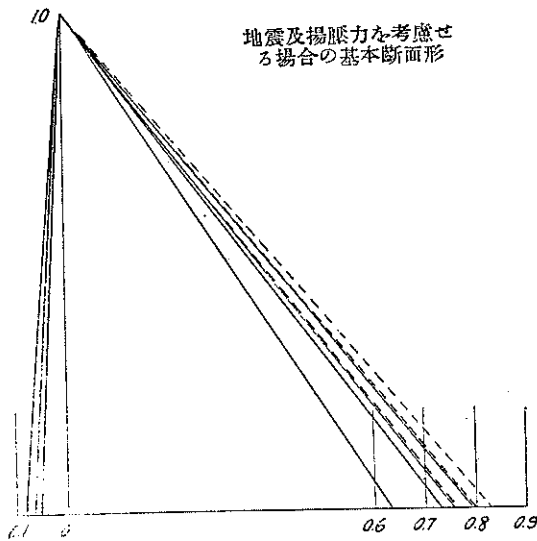
の 2 場合に於て式 (27) 及び式 (28) に依りて上下兩側面の傾斜 m 及び n を算定すれば次表の如し、表中 m_0 は重量と水壓とのみを考慮せる場合、 m_1 は揚壓力を算入せる場合、 m は揚壓力と地震力とを算入せる場合にして A_0 は m_0 に相當す

る断面積、 A_1 は m_1 に相當する断面積、 A は m に相當する断面積を意味し n の値は満水時の $1/2$ の震度に依りて算定せるものなり。

m, n 及び A の値

		地震力を考慮せざる場合	地震力		
			(I)	(II)	(III)
揚げる場合を考慮せ	有效比重 =	2.500	2.313	2.375	2.500
	$m =$	0.633	0.795	0.759	0.733
	$n =$	0.060	0.081	0.063	0.050
	$m+n =$	0.633	0.876	0.822	0.783
	$A/A_0 =$	1.000	1.38	1.32	1.220
揚げる場合を考慮	有效比重 =	2.000	1.813	1.875	2.000
	$m =$	0.707	0.829	0.799	0.760
	$m+n =$	0.707	0.910	0.864	0.807
	$A/A_1 =$	1.000	1.29	1.22	1.15

表中の断面形状は第十五圖に之れを一括して示せり。



圖中點線は揚壓力を考慮せる場合

第十五圖

上記の計算に於ては下流面の傾斜 m を定むるに上流面の傾斜 n を無視せるを以て、 m の値は單に程度を示す略値に過ぎざるも此等の詳細は之を後編に譲らんとするものなり。

尙満水の場合の地震力の影響は揚壓力と其性質を同くし、共に下流面の傾斜を大ならしむるも矢張り三角形基本断面を以て安定條件を満足せしめ得、今 m に對し地震力と同一の影響を與ふる如き揚壓力を求むるに眞の水側に於ける強さを μH とすれば

		地震力		
		(I)	(II)	(III)
		$k=0.15, k_1=0.075$	$k=0.12, k_1=0.05$	$k=0.10, k_1=0$
$m =$		0.730	0.707	0.683
$\mu =$		0.624	0.500	0.356

然るに地震力に對しては水側にも n なる傾斜を附せざるべからざるを以て、其

斷面積に對する影響は極めて顯著なるものなり。

(7) 滑動に對する安定

現今堤底に於ける堤體と基盤面との間の安全摩擦係数は 0.70 乃至 0.75 位に採るを常とす、然るにこの條件は水平外力と鉛直外力との比が 0.70 乃至 0.75 を超過せざる以上必ず満足せらるべきものにして地震力を考慮せざる場合は

$$\text{正水壓 ; } P = w_0 \frac{H^2}{2}$$

$$\text{堤體の重量 ; } W = w \frac{H^2}{2} (m+n)$$

$$\text{水側面上の水の重量 ; } W' = w_0 \frac{H^2}{2} n$$

$$\text{揚壓力 ; } U = \mu w_0 \frac{H^2}{2} (m+n)$$

摩擦係數 ; f .

$$\frac{\text{水平力}}{\text{鉛直力}} = \frac{P}{W + W' - U} = \frac{1}{(\gamma - \mu)(m+n) + n}$$

然るに地震を考慮せざる場合 $n=0$ にて安定上支障なきを以て

$$\frac{P}{W - U} = \frac{1}{\sqrt{\gamma - \mu}} = m \dots \text{式 (15) に依る}$$

即ち

$$m = \frac{1}{\sqrt{\gamma - \mu}} \cong f \dots \dots \dots (29)$$

なる間、換言すれば下流面の傾斜 m が 0.70 乃至 0.75 より小なる間は堤底に於て滑動するの虞全々無之し、今 $f=0.70$ なる場合の揚壓力係數 μ を求むるに

$$\mu = \gamma - \frac{1}{f^2} = \gamma - 2.04$$

にして $\gamma=2.5$ なる場合に於ては

$$\mu = 2.5 - 2.04 = 0.46$$

迄は滑動の惧なきも、これ以上の揚壓力を考慮したる場合は滑動に對して相當の注意を要す。

次に水平震度 k 、鉛直震度 k_1 なる地震力を考慮すれば

$$\frac{\sum \text{水平力}}{\sum \text{鉛直力}} = \frac{(1-k_1)P + kW}{(1-k_1)(W + W' - U)} = \frac{1+k-k_1}{(1-k_1)\{\gamma - \mu\}(m+n) + n}$$

にして滑動に對して安全なる爲めには

$$\frac{1+k-k_1}{(1-k_1)\{(\gamma-\mu)(m+n)+n\}} \cong f \dots \dots \dots (30)$$

今満水の場合に對し假りに $n=0$ なる直三角形断面を考ふれば

$$\frac{\text{水平力}}{\text{鉛直力}} = \frac{1}{1-k_1} \left\{ \frac{1}{(\gamma-\mu)m} + k \right\}$$

= $m \dots$ 式 (27) に依る

即ち此場合に於ても地震力及び揚壓力を考慮して算定せる下流面の傾斜 m が摩擦係数 f を超えざれば可なり、然るに (5) 項に於て算出表示せる如く兩作用を共に考慮せる場合の m の値は概ね 0.75 以上なるを以て、此際滑動の危険を防止する爲には接面を階段状、又は鋸齒状となすが (Barberine 堤の如し第十一圖参照)、又は接面に多數の有力なる鎮釘を配置するかにより、尙施工目地に於ても上下混凝土の接合不充分なるものにありては接面に於ける抗剪力に信頼し得ざるを以て矢張り堤底と同様の工法を用ふるを安全なりとす。

(8) 實際計算に用ふる地震の強さ

上下動の影響を考慮する時は満水の場合に對しては、地盤に上流下方向きの最大加速度の作用する瞬間(堤體及び池水に作用するものは其反對方向)に於て堤體は最も危険なる状態に置かれ、此際凡ての重量の有効値は $(1-k_1)$ を乗じたるものに減じ、唯水平地震力のみは實質量に水平加速度を乗じたるものなるを以て實際の重量に水平震度を乗ぜざるべからず、之が爲に多數の外力を同時に考慮して安定を論ずる場合少なからざる煩雜を來し、實用上不便甚しきを以て、余は便宜上水平、上下兩震度の合成作用を代表する如き等値水平震度を求め、これに依て地震の作用を代表せしめんとす、空虚の場合に於ては地盤に下流下向の最大加速度の作用する場合に最も危険にして、其合成作用を現はす水平震度は其方向前者と反對なり。

(5) 項に依り等値水平震度を求むるに

	I	II	III
水平震度	0.150	0.120	0.100
鉛直震度	0.075	0.050	0.000
満水の場合 { 揚壓力なき場合 (a)	0.162	0.126	0.100
理論等値水平震度 { $\mu = \frac{1}{2}$ なる揚壓力を考慮せる場合 (b)	0.2025	0.158	0.100
空虚の場合 { 満水の場合と同一震度を採る場合 (c)	0.162	0.126	0.100
同上の場合 { 同上の 1/2 を採る場合 (d)	0.081	0.063	0.050

實用等値水平震度	(a)	0.160	0.130	0.160
	(b)	0.200	0.150	0.100
	(c)	0.160	0.130	0.100
	(d)	0.100	0.065	0.050

實際問題に於ては空虛の場合に對する等値水平震度は (c) を最大限とし, (d) を最小限とし, 堰堤及び貯水池の性質に従て適當に定むべきもとす, 余の一家言としては純生産用貯水池に於ては (d) を取るも危険ならずと信ずるものなり。

第二十二節 堰堤兩端に於ける震動位相の差異に因る影響

(1) 兩端の相對變位最大なる場合

地震の主要動は岩盤に於ては約 3.3 km/sec., 即ち 10,900 尺/sec. 位の速度を以て傳播す, 今主要動の方向が堰堤に直角なる場合 (震動傳播の方向は堰堤に並行なり) を考ふるに一の震波が堰堤の震源に近き端 (A) より遠き (B) 迄進むためには (第十六圖参照)

$$\delta t = \frac{l}{3.3} = \frac{l}{\lambda}$$

(l 及び λ は同一單位を用ふるものとす)

なる時間を要する事となる従て B の運動は A の運動より δt だけ位相の遅れを生ずる事となり, B. と A との間には主震動の方向に於てある相對變位 δ を生ずべし, 此の爲に堰堤は兩端固定桁として δ だけの撓度に相當する彎曲力率の作用を受くべし。

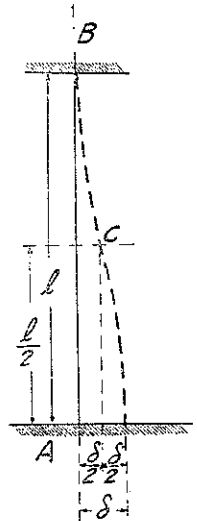
震動の方向が堰堤と並行なる時は $\pm \delta$ だけの伸張に相當する直張力又は直壓力の作用を見るべし。

(a) δt 及び δ の値

地震の場合に地上の一點の運動は其傳播の方向に x をとり, 之と直角に y を採れば一般に次式を以て略之を表はす事を得。

$$y = a \sin \frac{2\pi}{T} \left(t - \frac{x}{\lambda} \right)$$

而て t は $x=0$ なる點に於て其地點が原位置に存在する瞬間より起算するものとす, 今震動が堤の方向に傳播する場合を考へ, 其ある水平層に於て震源に近き端 A を原點として, 他端 B を $x=l$ なる點に位するものとすれば



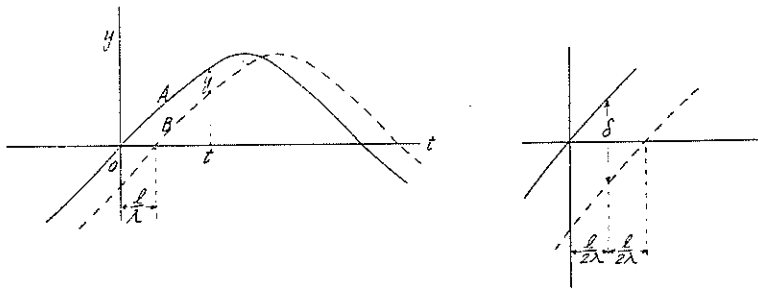
第十六圖

A に於て $y_A = a \sin \frac{2\pi}{T} t$

B に於て $y_B = a \sin \frac{2\pi}{T} \left(t - \frac{l}{\lambda} \right)$

故に A と B との相対度位 y_1 は

$$y_1 = y_A - y_B = a \left\{ -\sin \frac{2\pi}{T} \left(t - \frac{l}{\lambda} \right) + \sin \frac{2\pi}{T} t \right\}$$



第十七圖

依て y_1 の最大値を求むるに

$$\frac{dy_1}{dt} = a \frac{2\pi}{T} \left\{ -\cos \frac{2\pi}{T} \left(t - \frac{l}{\lambda} \right) + \cos \frac{2\pi}{T} t \right\} = 0$$

即ち $t - \frac{l}{\lambda} = -t$

∴ $t = \frac{1}{2} \cdot \frac{l}{\lambda}$

従て

$$\max. y_1 = \delta_1 = a \left\{ \sin \frac{2\pi}{T} \cdot \frac{l}{2\lambda} - \sin \frac{2\pi}{T} \left(\frac{1}{2} \cdot \frac{l}{\lambda} - \frac{l}{\lambda} \right) \right\} = 2a \sin \frac{2\pi}{T} \cdot \frac{l}{2\lambda}$$

然るに $\frac{2\pi}{T} \cdot \frac{l}{\lambda}$ は一般に小なる角なるを以て

$$\delta_1 = a \frac{2\pi}{T} \cdot \frac{l}{\lambda} \dots\dots\dots(31)$$

(6) 彎曲力率及び應力度

彎曲の影響を考ふるに堰堤を單位の高さの水平断面に依て多數の水平層に分ち、其各層の長及び幅をそれぞれ l 及び b とすれば l 及び b は各高さに依て異なる、今一つの層に就て (第十八圖参照)

l ; 層の長さ, b ; 層の幅

I ; 層の鉛直断面の鉛直中軸
の周りの慣性能率

$$= \frac{b^3}{12}$$

E ; 堰堤材料の弾性係数

M ; 彎曲力率

而て b は一層に於ては一定なるを以て桁としての作用は A 又は B にて固定されたる二つの舷木桁と同様にして各の自由端に於て $\delta_1/2$ だけの強制撓みを爲せるものと思ふる事を得, (第十九圖参照)

今 x を長さの方向に採り, y を x 點の撓みとすれば

$$y = \int_0^x \int_0^x \frac{M_x}{EI} dx dx$$

中央と固定端との相對變位は

$$\frac{\delta_1}{2} = \int_0^{\frac{l}{2}} \int_0^x \frac{M_x}{EI} dx dx$$

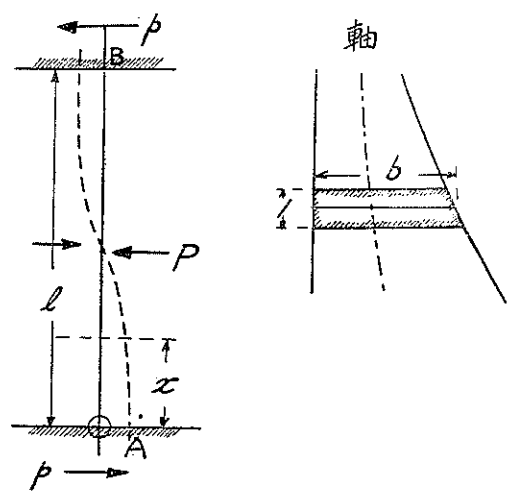
而て此場合舷木桁に作用する外力は其兩端に於て桁に直角に作用する二つの外力のみにして其値等しく, 其方向は反對なり, 今此外力を P とすれば x 點の彎曲力率は

$$M_x = P \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

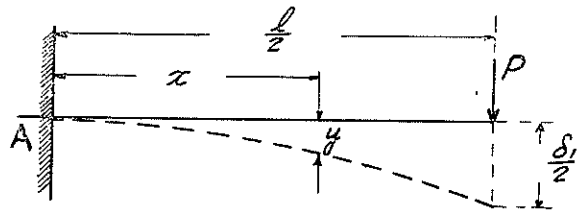
故に

$$\frac{\delta_1}{2} = \frac{1}{EI} \int_0^{\frac{l}{2}} \int_0^x P \left(\frac{l}{2} - x \right) dx dx = \frac{l^3}{24EI} P$$

$$\therefore P = 12 EI \frac{\delta_1}{l^3}$$



第十八圖



第十九圖

$$\therefore M = 12 EI \frac{\delta}{l^3} \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

M の値は $x=0$ 即ち固定端に於て最大にして

$$M_m = 6EI \frac{\delta_1}{l^3} \dots \dots \dots (32)$$

これに依る縁維應力 (f) は

$$f = \pm \frac{M}{I} \cdot \frac{b}{2} = 3Eb \frac{\delta_1}{l^3} \dots \dots \dots (33)$$

剪力度は x に無關係にして其平均値 σ は

$$\sigma = \frac{P}{b} = 12EI \frac{\delta_1}{bl^3} \dots \dots \dots (34)$$

今一例として

$$\alpha = 1,500 \text{ mm/sec. sec.}, \quad T = \frac{\pi}{2} = 1.57 \text{ sec.}$$

$$E = 2.1 \times 10^5 \text{ kg/sq. cm.}$$

$$b = 10 \text{ m}, \quad l = 110 \text{ m}$$

とすれば

$$\delta_1 = 1,500 \times \frac{1}{4} \times \frac{l}{3.3 \times 10^4} = \frac{l}{8,800}$$

$$M_m = \frac{6EI}{l^3} \cdot \frac{l}{8,800} = \frac{3}{4,400} \cdot \frac{EI}{l}$$

$$f = \pm \frac{3}{8,800} \cdot \frac{b}{l} E$$

$$\sigma = \frac{3}{2,200} \cdot \frac{EI}{bl^2}$$

故に

$$\delta_1 = \frac{110 \times 100}{8,800} = 1.25 \text{ cm.}$$

$$f = \pm \frac{3}{8,800} \cdot \frac{10 \times 2.1 \times 10^5}{110} \div \pm 7 \text{ kg/sq. cm.}$$

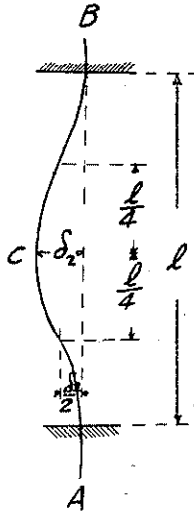
$$\sigma = \frac{3}{2,200} \cdot \frac{10^2 \times 2.1 \times 10^5}{10 \times (110) \times 12} \div 0.2 \text{ kg/sq. cm.}$$

即ち縁維應張力は 7 kg/sq. cm. (約 100 lb/sq. in.) に達し堤體材料に對しては極

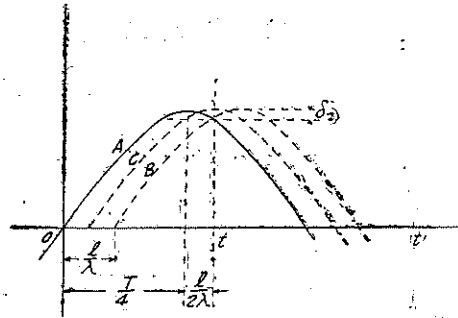
めて危険なりと言はざるべからず。

(2) 中央と端との相對撓度最大なる場合

次に中央に於て最大彎力率の發生するは第二十圖に示すが如く中央と端と相對撓みが最大なる場合なり、今中央と端との相對撓みを δ_2 とすれば地震動が A 點に於ては既に其極限の位置を過ぎて δ_2 だけ引返し (第二十一圖参照), B 點に



第二十圖



第二十一圖

於ては其極限に達する迄に未だ δ_2 だけの變位を残し, 中央 C 點は極限の位置に達したる場合にして

$$\delta_2 = a \sin \frac{2\pi}{T} \cdot \frac{T}{4} - a \sin \frac{2\pi}{T} \left(\frac{T}{4} + \frac{l}{2\lambda} \right) = a \left(1 - \cos \frac{2\pi}{T} \cdot \frac{l}{2\lambda} \right)$$

$$\therefore \delta_2 \doteq \frac{a}{2} \left(\frac{\pi l}{T\lambda} \right)^2 \dots \dots \dots (35)$$

此場合に於ては $l/4$ なる長さの肱木桁に對し $\delta_2/2$ なる撓みを生ずる事となる、故に

$$\frac{\delta_2}{2} = \frac{1}{EI} \int_0^{l/4} \int_0^x P \left(\frac{l}{4} - x \right) dx dx = \frac{5l^3 P}{384 EI} \dots \dots \dots (36)$$

$$\therefore P = \frac{192 EI}{5l^3} \delta_2$$

中央に於ける彎曲力率は

$$M_m = \frac{48 EI}{5l^2} \delta_2 \dots \dots \dots (37)$$

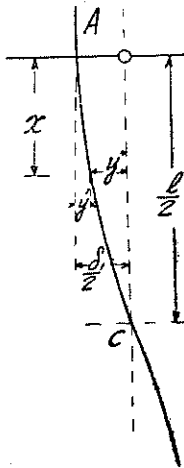
$$f = \pm \frac{M}{I} \cdot \frac{b}{2}$$

此場合の應力度は (1) の場合に比し著しく低きも、其作用は堰堤の質量に作用する水平加速度が最大なる瞬間に起るものなり。

第二十三節 堰堤の上部と下部との相對變位に依る鉛直縁維應力

(1) 矩形河道に堰堤を築造せる場合

前節 (1) の場合に於て堤頂の中央 C 點の A に對する相對變位は (第二十二圖参照)



第二十二圖

$$\frac{\delta_1}{2} = \frac{a}{2} \cdot \frac{2\pi}{T} \cdot \frac{l}{\lambda}$$

次に x 點の A に對する相對變位 y'' は

$$y'' = \frac{P}{2EI} \left\{ \frac{lx^2}{2} - \frac{x^3}{3} \right\}$$

然るに $P = \frac{12EI}{l^3} \delta_1$ なるを以て

$$y' = \frac{6\delta_1}{l^3} \left(\frac{lx^2}{2} - \frac{x^3}{3} \right)$$

故に A の原位置 0 に對する x 點の變位 y'' は

$$y'' = \frac{\delta_1}{2} - \frac{6\delta_1}{l^3} \left(\frac{lx^2}{2} - \frac{x^3}{3} \right)$$

然るに堰底に於ては地盤と全く同一なる運動を爲すを以て、 $t = l/2\lambda$ なる瞬間に於いて A 點より水平距離 x なる點の堰底變位 y は

$$\begin{aligned} y &= a \sin \frac{2\pi}{T} \left(\frac{l}{2\lambda} - \frac{x}{\lambda} \right) = a \frac{2\pi}{T} \cdot \frac{l}{\lambda} \left(\frac{1}{2} - \frac{x}{l} \right) \\ &= \delta_1 \left(\frac{1}{2} - \frac{x}{l} \right) \end{aligned}$$

故に x 點に於て堤頂と堰底との相對撓度 y_1 は (第二十三圖参照)

$$y_1 = y'' - y = \frac{\delta_1}{2} - \frac{6\delta_1}{l^3} \left(\frac{lx^2}{2} - \frac{x^3}{3} \right) - \delta_1 \left(\frac{1}{2} - \frac{x}{l} \right) \dots\dots\dots (38)$$

依て y_1 の最大値を求むれば

$$\frac{\partial y_1}{\partial x} = 0 \quad \text{or} \quad -\frac{6\delta_1}{l^3} (lx - x^2) + \frac{\delta_1}{l} = 0$$

$$\dots \left(\frac{x}{l}\right)^2 - \left(\frac{x}{l}\right) + \frac{1}{6} = 0$$

$$\dots \frac{x}{l} = 0.21 \text{ or } 0.79$$

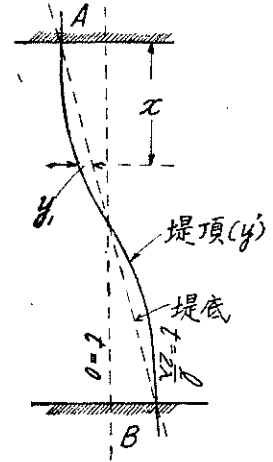
今 y_1 の最大値を δ_3 とすれば

$$\delta_3 = \frac{\delta_1}{2} - 6\delta_1 \left\{ \frac{1}{2} (0.21)^2 - \frac{1}{3} (0.21)^3 \right\} - \delta_1 \left(\frac{1}{2} - 0.21 \right) \doteq \frac{\delta_1}{10}$$

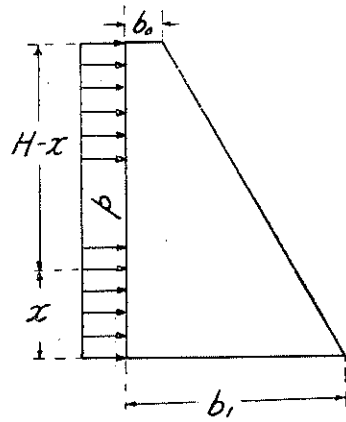
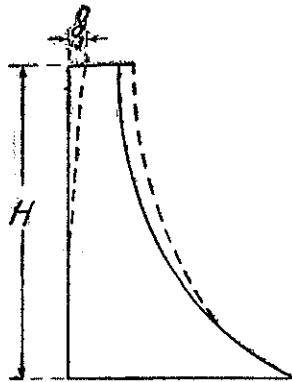
$$\dots \delta_3 = \frac{\delta_1}{10} = \frac{a}{10} \cdot \frac{2\pi}{T} \cdot \frac{l}{\lambda} \dots \dots \dots (39)$$

而て δ_3 なる撓度は δ_1 と同様堤體質量に作用する水平加速度が殆んど零なる瞬間に起るものなり。

今 A 端より水平距離 $0.21l$ なる點に於ける鉛直斷面を取りて考ふるに (第二十四圖参照) 其上端は地震動に因り下端に對して δ_3 なる變位を強制さるゝ事となり、爲に堤底附近に強大なる彎曲力率の作用を見るべし。



第二十三圖



第二十四圖

然るに堤底は深く岩盤に固定さるゝを以て一つの直立舷木桁と見做すを得べし、此場合 δ_3 なる撓度を生ずる爲の荷重は上下一様に分布さるゝものと考え、方實情に近し、依て鉛直斷面を近似的に梯形なりと假定し

b_0 ; 堤頂の幅

H ; 舷木の高

b_1 ; 堤底の幅

とする時は堤底より x なる高さに於ては

$$b_x = b_0 + \frac{b_1 - b_0}{1 - 1} (H - x)$$

$$M_x = p(H - x) \frac{H - x}{2} = \frac{p}{2} (H - x)^2$$

次に $\frac{x}{H} = z$ と置けば

$$b_z = b_0 + (b_1 - b_0)(1 - z) = b_1 - (b_1 - b_0)z$$

$$M_z = \frac{pH^2}{2} (1 - z)^2 = \frac{pH^2}{2} (1 - z)^2$$

$$I_z = \frac{b_z^3}{12} = \frac{1}{12} \{b_1 - (b_1 - b_0)z\}^3$$

次に $(b_1 - b_0)/b_1 = \beta$ と置いて z 點に於ける撓度 y を表せば

$$y = \int_0^z \int_0^z \frac{M_z}{EI} dz dz = \frac{6pH^2}{Eb_1^3} \int_0^z \int_0^z \frac{(1 - z)^2}{(1 - \beta z)^3} dz dz$$

然るに $\delta_3 = y_{z=H}$ なるを以て

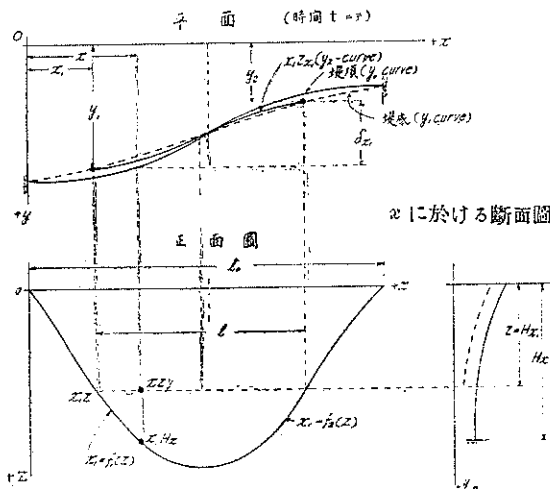
$$p = \frac{Eb_1^3 \delta_3}{6H^2 \int_0^1 \int_0^1 \frac{(1 - z)^2}{(1 - \beta z)^3} dz dz} \dots\dots\dots 40)$$

之に依て點 x の彎曲力率及び縁維應力を算定し得べしと雖も、次項に論ずる

場合に比し其影響小なるを常とす。

(2) 地震動の位相差に依る歪曲の影響

地震の場合堰堤は其底部と上部との變位異なる爲と、其兩端の相對變位との爲に複雑なる歪曲現象を生じ、之を合理的に解決する事は到底不可能にして、のみならず實際問題としては單に其影響の程度を知れば足るを以て爰には近似的方法を用ひて簡單に之を解かん



第二十五圖

とす (第二十五圖参照)

座標軸原點.....震源に近き堤頂の一端 A

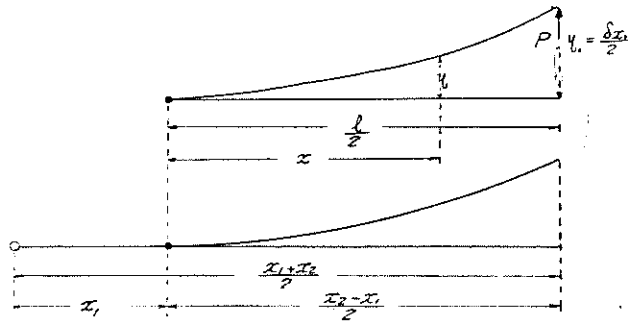
x 軸.....平時に堤頂の中心線, 他端 B に向て (+) とす

y 軸..... x 軸に直角なる軸, 原點の運動の方向を (+) とす

z 軸..... xy 面に直角なる軸, 下方を (+) とす

t A 端が原點に在る瞬間より起算せる時刻

堤頂より Hc_1 なる水平桁の x 點に於ける撓度 η は (第二十六圖参照)



第二十六圖

$$EI\eta = P \left\{ \frac{1}{4} lx^2 - \frac{1}{6} x^3 \right\}$$

故に $\frac{l}{2}$ 點に於ける撓み η_0 は

$$EI\eta_0 = EI \frac{\delta x_1}{2} = P \left\{ \frac{1}{2} \left(\frac{l}{2} \right)^2 - \frac{l^3}{6 \times 8} \right\} = \frac{P}{3} \left(\frac{l}{2} \right)^3$$

$$\therefore P = \frac{3}{2} \cdot \frac{EI}{\left(\frac{l}{2} \right)^3} \delta x_1 \dots\dots\dots (i)$$

$$\therefore \eta = \frac{3}{4} \cdot \frac{\delta x_1}{\left(\frac{l}{2} \right)^3} \left(\frac{l}{2} x^2 - \frac{x^3}{3} \right) \dots\dots\dots (ii)$$

次に此水平桁の兩端に於ける地盤の變位 y_1 及び y_2 は

$$y_1 = a \sin \frac{2\pi}{T} \left(t - \frac{x_1}{\lambda} \right) = a \sin \frac{2\pi}{T} \left(t - \frac{f_1(z)}{\lambda} \right) \dots\dots\dots (iii)$$

茲に $x_1 = f_1(z)$

にして堰堤の形狀に依りて定まる所なり。

$$y_2 = a \sin \frac{2\pi}{T} \left(t - \frac{f_2(z)}{\lambda} \right) \quad \text{茲に } f_2(z) = x_2 \dots \dots \dots (iv)$$

$$\therefore \delta x_1 = y_1 - y_2 = a \left\{ \sin \frac{2\pi}{T} \left(t - \frac{f_1(z)}{\lambda} \right) - \sin \frac{2\pi}{T} \left(t - \frac{f_2(z)}{\lambda} \right) \right\}$$

故に水平桁中間の變位 y は

$$y = y_1 - \frac{3}{4} \delta x_1 \frac{1}{\left(\frac{x_2 - x_1}{2} \right)^3} \left\{ \left(\frac{x_2 - x_1}{2} \right) (x - x_1)^2 - \frac{(x - x_1)^3}{3} \right\}$$

$$\begin{aligned} \therefore y &= y_1 - \frac{3}{4} (y_1 - y_2) \frac{8}{(x_2 - x_1)^3} \left\{ \frac{(x_2 - x_1)(x - x_1)^2}{2} - \frac{(x - x_1)^3}{3} \right\} \\ &= y_1 - (y_1 - y_2) \left\{ 3 \left(\frac{x - x_1}{x_2 - x_1} \right)^2 - 2 \left(\frac{x - x_1}{x_2 - x_1} \right) \right\} \dots \dots \dots (v) \end{aligned}$$

次に x 點の彎曲力率 M 及び縁維應力 f は

$$\left. \begin{aligned} M &= EI \frac{d^2 y}{dz^2} \\ f &= \frac{M}{I} \cdot \frac{b_2}{2} = \frac{E}{2} b_2 \frac{d^2 y}{dz^2} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (41)$$

然るに $\frac{2\pi}{T} \left(t - \frac{x_1}{\lambda} \right)$, $\frac{2\pi}{T} \left(t - \frac{x_2}{\lambda} \right)$ 等は小なるを以て (iii) 及び (iv) に依り

$$\left. \begin{aligned} y_1 &\doteq a \frac{2\pi}{T} \left(t - \frac{x_1}{\lambda} \right) \\ y_2 &\doteq a \frac{2\pi}{T} \left(t - \frac{x_2}{\lambda} \right) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (iv)$$

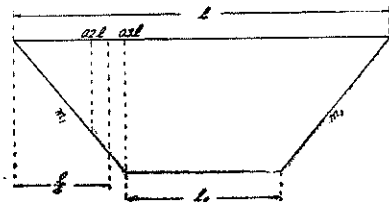
此等の値を (v) に挿入すれば

$$\begin{aligned} y &= a \frac{2\pi}{T} \left\{ \left(t - \frac{x_1}{\lambda} \right) - \frac{1}{\lambda} (x_2 - x_1) \left[3 \left(\frac{x - x_1}{x_2 - x_1} \right)^2 - 2 \left(\frac{x - x_1}{x_2 - x_1} \right) \right] \right\} \\ \text{or} \quad y &= a \frac{2\pi}{T} \left\{ \left(t - \frac{f_1(z)}{\lambda} \right) - \frac{3}{\lambda} \frac{\{x - f_1(z)\}^2}{f_2(z) - f_1(z)} + \frac{2}{\lambda} \frac{\{x - f_1(z)\}^3}{\{f_2(z) - f_1(z)\}^2} \right\} \dots \dots \dots (42) \end{aligned}$$

式 (42) より $\frac{d^2 y}{dz^2}$ を出し式 (41) に挿入し f を t, x, z の函數にて現はせば其極大なる點の位置は次の 3 條件より之れを求め得。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial f}{\partial t} &= 0, & \frac{\partial f}{\partial x} &= 0 \\ \frac{\partial f}{\partial z} &= \frac{\partial}{\partial z} b_2 \frac{d^2 y}{dz^2} = 0 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (43)$$

然れども實際問題としては式(43)の3方程式は高次聯立方程式となり其解算極めて困難なり、若し河道矩形にしてこの横断面形が凡ての點に於て同一なる時は、堤頂と堤底との相對撓度(y_1)—式(38)—の最大なる断面に於て f も亦最大なり、然るに y_1 は δ_1 の大なる程大なるを以て δ_1 の最大なる瞬間に於て凡ての點の f も亦最大なり、故に f の最大は $t = \frac{l}{2\lambda}$ なる瞬間に發生すべし、又堰堤の兩端及び中央に於ては此撓度は零にして、從て鉛直方向の内應力 f は凡て零なり、而て y_1 は $x=0.21l$ に於て最大なるを以て、此點の鉛直断面に於て最大なる f を生すべし、然るに實際は x の値により、即ち堤端よりの距離に依りて各々断面形を異にし、從て其剛度も亦同じからざるを以て $b_2 \frac{d^2y}{dz^2}$ の最大は必ずしも $0.21l$



第二十七圖

なる断面に於て起るものと言ふを得ず、而て剛度は端に近き程大なるを以て最大の f は $0.21l$ より若干端に近き断面に於て發生するものと考ふる事を得、依て本節の場合に於て地震の影響の程度如何を推定せんがため簡単に断面は直三角形なりとし、堤の正面形は第二十七圖に示す

が如き倒梯形なりと假定すれば、 $t = \frac{l_0}{2\lambda}$ なる時刻に於て $x=l_1$ なる鉛直断面に於ける變位 y を求むるに式(42)より

$$y = a \frac{2\pi}{T\lambda} \left\{ \frac{l_0}{2} - x_1 \right\} - 3 \frac{(l_1 - x_1)^2}{x_2 - x_1} + 2 \frac{(l_1 - x_1)^3}{(x_2 - x_1)^2} \dots\dots\dots (vii)$$

直三角形断面の頂角の正切を m とし谷岸の傾斜を m_1 とすれば $0 < x < \frac{l-l_0}{2}$ 間に於ては

$$b_2 = mz, \quad x_1 = m_1 z, \quad x_2 = l_0 - m_1 z, \quad x_2 - x_1 = l_0 - 2m_1 z$$

故に

$$y = a \frac{2\pi}{T\lambda} \left\{ \left(\frac{l_0}{2} - m_1 z \right) - 3(l_1 - m_1 z)^2 (l_0 - 2m_1 z)^{-1} + 2(l_1 - m_1 z)^3 (l_0 - 2m_1 z)^{-2} \right\}$$

∴

$$\frac{d^2y}{dz^2} = a \frac{12\pi m_1^2}{T\lambda} \left\{ -(l_0 - 2m_1 z)^{-1} + 2(l_1 - m_1 z)(l_0 - 2m_1 z)^{-2} + 3(l_1 - m_1 z)^2 (l_0 - 2m_1 z) - b(l_1 - m_1 z)^3 (l_0 - 2m_1 z)^{-1} \right\} \dots\dots\dots (viii)$$

∴

$$f = \frac{Eb}{2} \cdot \frac{d^2y}{dz^2} = \frac{E}{2} m z \frac{d^2y}{dz^2} \dots\dots\dots (ix)$$

依て $f \times \frac{T\lambda}{6\pi am_1^2 m E} = \phi(x, z)$ と置けば

$$\phi(x, z) = z \left\{ -(l - 2m_1 z)^{-1} + 2(x - m_1 z)(l - 2m_1 z)^{-2} + 3(x - m_1 z)^2(l - 2m_1 z)^{-3} - 6(x - m_1 z)^3(l - 2m_1 z)^{-4} \right\} \dots\dots\dots (44)$$

依て堤全體を通じての最大縁維應力 (f) の位置を求むるには

$$\frac{\partial f}{\partial x} = 0 \quad \text{or} \quad \frac{\partial \phi}{\partial x} = 0 \quad \text{及び} \quad \frac{\partial f}{\partial z} = 0 \quad \text{or} \quad \frac{\partial \phi}{\partial z} = 0$$

なる2方程式より x 及び z を求め、更に f を算出し得べきも矢張頗る煩雜なる計算を要す。

今堤端より $l/4$ の點即ち $x=l/4$ の斷面に就て最大應力を求むるに

$$\left. \begin{aligned} x &= \frac{l}{4} \quad \text{に於ては} \\ z &= \frac{l}{4m_1}, \quad b = \frac{ml}{4m_1 m} = b_1 \\ l - 2m_1 z &= \frac{l}{2}, \quad x = x_1 = m_1 z \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (45)$$

依て最大應力 f は

$$\begin{aligned} f &= \pm \frac{E b_1}{2} a \frac{12\pi}{T\lambda} m_1^2 \frac{2}{l} \\ &= \pm \left(a \frac{12\pi}{T\lambda} \right) \frac{b_1}{l} E \dots\dots\dots (46) \end{aligned}$$

今一例として

$$\begin{aligned} l &= 100 \text{ m}, & b_1 &= 20 \text{ m}, & m_1 &= 1 \\ E &= 210,000 \text{ kg/sq.cm}, & a &= 100 \text{ m.m.}, & T &= \frac{\pi}{2} \text{ sec.} \end{aligned}$$

とすれば $a \frac{12\pi}{T\lambda} = \frac{8}{11,000}$ にして

$$f = \pm \frac{8}{11,000} \times \frac{20}{100} \times 210,000 = \pm 30.5 \text{ kg/sq.cm.}$$

即ち震度 0.16 の地震に際會すれば約 30 kg/sq.cm. 程度の強大なる縁維應力を生じ、到底水平龜裂の發生又は堤底に於て基盤より離脱するを免れず。

・ 斯く大なる應力を生ずるは堰堤が鉛直肱木桁として作用する場合、其剛度の極めて大なるに依るものにして、一方水平桁として作用する場合は剛度比較的小に從て強制屈撓に因る應力はこれに比し遙かに小なり、從て肱木桁として屈撓を強ひらるゝ時に之に反抗する力極めて大にして、爲に各水平層は基盤と同一の運動を強制さる、而て水平桁としての運動が基盤と全く同一なる時は何れの點に於ても $y = 0$ にして肱木桁としては應力皆無なるも、反對に水平桁としては前節(1)の場合即ち式(33)の與ふるものより一層大なる應力を生ずべし、此場合各水平層の端に近き部分に於て彎曲力率最大なるを以て大地震の際は先づ谷の斜面に近く豎罅裂を發生するものと考ふる事を得、この豎罅裂の發生に依り本節に於て取扱ひたる歪曲作用は大部分緩和さるゝを以て實際問題として式(46)に依る水平罅裂の發生する機會は極めて稀なり、而て若し萬一發生する場合は堤の下部又は堤幅の急變する部分に起るを普通とす。

上記の如く重力堰堤に於ては大地震の際岸に近く豎罅裂の發生する危険極めて大にして、場合によりては堤下部に水平龜裂の發生する事もあり得べく、何れにしても堰堤の安定上極めて惧るべきものなり、此危険を防止する唯一の方法は堤體を鉛直横斷目地に依りて數區に分ち、目地に於て角變形を自由ならしむるにあり、即ち溫度變化に對して必要なる伸縮目地は耐震上よりも絶對的に必要缺くべからざる所にして、これに依りて水平桁としての剛度を低下し基盤に隨ふて運動し易すからしむれば水平罅裂の發生をも防止し得べきものなり。

前節及び本節に於て述べたる地震の作用は拱堤に對しても全く同様にして、現今歐米各國の定説たる、拱形堤にありて伸縮目地を省き得るの工法は地震國に於ては頗る危険なるものと斷ずる事を得。

後 編

目 次

第 五 章 基本断面形の決定	93
第二十四節 著者の断面算定方法	93
第二十五節 基本断面の下流面の形状	94
第二十六節 基本断面の上流面の形状	101
第 六 章 堤頂幅員並に低水水壓の断面に及ぼす影響	105
第二十七節 堤頂幅員の下流面に及ぼす影響	105
第二十八節 堤頂幅員の頂部上流面に及ぼす影響	112
第二十九節 堤頂幅員の上流面に及ぼす影響	117
第三十節 低水水壓の下部上流面に及ぼす影響	121
第三十一節 鉛直壓度	123
第 七 章 溢流堰堤の断面形	127
第三十二節 安定條件を満足する下流面の形状	127
第三十三節 水理條件を満足する下流面の形状	131
第 八 章 最大鉛直壓度の均一なる断面	132
第三十四節 満水の場合に於ける下流面の形状を定むる一般式	132
第三十五節 揚壓力と増幅量との關係	136
第三十六節 設計例及び其正否	137
第 九 章 最大主應力の均一なる断面	142
第三十七節 下流面の理論形状 (其一)	142
第三十八節 下流面の理論形状 (其二)	148
第三十九節 上流面の理論形状	150
第四十節 下部断面の實用形状	153
第四十一節 設計例及び其正否	159

第五章 基本断面形の決定

第二十四節 著者の断面算定方法

現今各國に行はるゝ重力堰堤の断面決定法を見るに、先づ情況最も近似せる既設堰堤の實例に依り適當と認むる断面形を假定し、之を多數の水平截線に依りて種々の高さを有する多くの断面群に分ち、其最上部即ち高の最小なる断面より満水並に空虛の2場合に就き自重と作用外力との合成力を出し、其作用線が、middle third の條件を満足する事を確め、然る後に兩端に於ける鉛直壓度、又は最大主應力を算出し、其許容強度を超過せざるや否やを検し、順次に下方に移り堤底截線即ち最大断面に及ぼすものにして、最初假定せる断面の形狀適當にして一巡にして能く上記の條件を満足する場合と雖も、尙其計算には多大の手數を要するものなり、而て今日の實用計算法としては別々に數計算 (Numerical computation) と圖式計算 (Graphical computation) との2方法に依りて算出し、其結果を兩々對比して計算の正誤を検するを常とす。

上記の如き断面決定方法は例令順當に進行せる場合と雖も煩雜なる計算を要するのみならず、若し或る底邊(截線)に於て安定條件を満足せざるに到りし場合は兩三回の試算に依りて所要の幅を探索せざるべからず、場合に依りては其爲に既に決定せる上部の断面をも訂正せざるべからざるに到るものあり、若し設計を合理的ならしめんがため主應力を以て強度の標準と爲さんとする場合に於ては、其算出に少なからぬ手數を要するのみならず、其値が許容強度を超過する時は更に断面の改造を要し、其影響は遠く上部にも及ぶべく、計畫の急を要する場合には到底其煩に堪えざるの感あり。

尙計算煩雜なるの結果何れの部分に於ても過不足なく安定條件を満足する如き又は一樣の餘裕を有する如き理想的断面の探究は到底得て望むべからざる所にして、多くは唯安定條件を満たし得る以上其餘裕の不同の如きは顧慮するの暇なき有様にして技術上頗る遺憾なる情況にあり。

一方我國の如く歐米に類例なき地震力を考慮し、堆砂の土壓を重要視せざるべからざる場合にありては、外國の實例に依り適當なる断面形を想定する事は全然不可能にして最初より數回の試算を豫期せざるべからず、斯かる場合に於て合理的断面の決定は非常に困難なるものにして多くの場合全然不可能なりと言ふも過言

にあらざるべし。

然るに既に前編に於て述べたる如く、應力度過大の爲特に断面形を變ずるの必要な堰堤（以下單に堰堤と言ふは斯くの如き意味を有し事實に於ては高 200～300 尺位の高さ堰堤をも含む）に於ては三角形を以て基本断面となし、頂部に適當なる幅員を與ふるを以て最も合理的なる断面を得べく、堰堤の高極めて大なるか又は基盤の性質上、下部に於て鉛直壓力、又は主應力が材料の許容強度を超過する場合は之に對して断面に適當なる變改を施すべきものなるを以て、余は如何なる設計方針を採用するも一舉にして能く基本断面形を決定し、多少の數計算に依り、試算を用ふる事なくして頂幅の影響に因る断面の變改を定め、應力度の條件をも満足するが如き新設計法を案出し、次節以下に於て之を發表せんとするものなるが先づ本章に於ては任意の作用を考慮し過不足なく middle third の條件を満足する如き堰堤断面の形狀、即ち基本三角形を決定せんとす。

第二十五節 基本断面の下流面の形狀

(1) 諸記號の意義

本章に於て用ふる所の記號は特別の場合の外、次に掲ぐる如き意義を有するものなり（第二十八圖参照）

H ; 堤底より最高水面迄の高（但し地震、波浪等に對する餘裕を含む）

H_x ; 最高水面より任意の水平截面迄の高

$\mu_1 H$; 堤底より堤砂表面迄の高

μH ; 下流點に於ける揚壓力の強さ

λH ; 堤底より最低水面迄の高さ

K_1 ; 等値水平震度（満水の場合）

K_2 ; 同 上（空虛又は最低水の場合）

w_0 ; 池水單位容積の重量

w ; 堤體 同 上

w_1 ; 堆砂 同 上

$\gamma_0=1$; 池水の比重

$\gamma = \frac{w}{w_0}$; 堤體の比重

$$\gamma_1 = \frac{w_1}{w_0}; \text{ 堤砂の比重}$$

α_1 ; 基本三角形の下流面の鉛直に對する傾角

α_2 ; 基本三角形の上流面の鉛直に對する傾角

$$m = \tan \alpha_1$$

m_1 ; 同上但し自重, 正水壓, 揚壓力のみを考慮せる場合

$$n = \tan \alpha_2$$

W_1 ; 基本三角形の頂點を過ぐる鉛直線, 即ち x 軸の右側の部分の重量 (但し厚は單位長とす, 以下同様)

W_2 ; 基本三角形の頂點を過ぐる鉛直線即ち x 軸の左側の部分の重量

W_3 ; 上流面の直上に位する池水の重量

W_4 ; 上流面の直上に位する堤砂の重量

P_0 ; 上流面に作用する總水壓の水平分力

U ; 底面に作用する總揚壓力

P_1 ; 上流面に作用する堆砂の土壓 (但し水平に作用するものと假定す)

F_1 ; W_1 なる重量に作用する水平地震力

F_2 ; W_2 なる重量に作用する水平地震力

R ; 鉛直反力

$$E = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}; \text{ 土壓係數}$$

φ ; 地震の場合に於ける堆砂の息角

G_1 ; W_1 の重心

G_2 ; W_2 の重心

O ; 座標軸の原點 (三角形の頂點)

x ; 鉛直座標軸 (下方を正とす)

y ; 水平座標軸 (右方を正とす)

l ; 基本三角形の底邊の長

l_1 ; x 軸の右側の底邊の長

l_2 ; x 軸の左側の底邊の長

C ; x 軸と底邊との交點

l_3 ; C に對する W_3 の臂長

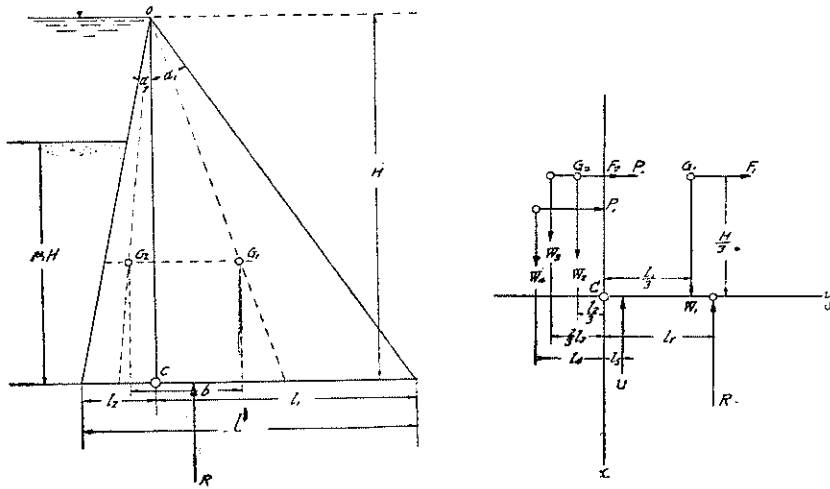
l_1 ; C に対する W_1 の臂長

l_2 ; C に対する U の臂長

l_3 ; C に対する R の臂長

(2) 満水の場合に於ける安定条件の方程式

今最高水面に頂点を有し、鉛直に對し α_1 及び α_2 なる傾きを爲す 2 線を下流及び上流面とし、水平なる底邊を有する三角形断面(第二十八圖参照)を採り、正



第二十八圖

水壓 (P_0)、土壓 (P_1)、自重、水及び土砂の重量、地震力及び揚壓力等を考慮し、此等の合成力の作用線が底邊の middle third の下流端に會する爲に必要な頂角 α_1 及び α_2 の値を求むるに、先づ安定条件を満足する爲には諸外力及び反力の C 點の廻りの力率の和は零ならざるべからずと云ふ條件を方程式に依て現はさんとす、外力の合成力が middle third の下流端に會する時はこれに對する反力も亦此點に作用し、從て反力の鉛直分力 (R) も亦此處に會せざるべからず、而て反力の鉛直分力の値は諸外力の鉛直分力の總和に等しかるべし。

諸外力の値

$$W_1 = w \frac{Hl_1}{2} = w \frac{H^2}{2} \tan \alpha_1 = w \frac{H^2}{2} m$$

$$W_2 = w \frac{Hl_2}{2} = w \frac{H^2}{2} n$$

$$\begin{aligned}
 W_3 &= w_0 \frac{Hl_2}{2} && = w_3 \frac{H^2}{2} n \\
 W_4 &= (w_1 - w_0) \frac{\mu_1^2 H^2}{2} \tan \alpha_2 = (w_1 - w_0) \frac{\mu_1^2 H^2}{2} n \\
 P_0 &= w_0 \frac{H^2}{2} \\
 P_1 &= (w_1 - w_0) \frac{\mu_1^2 H^2}{2} E \\
 U &= w_0 \frac{\mu H}{2} H (\tan \alpha_1 + \tan \alpha_2) = w_0 \frac{\mu H^2}{2} (m + n) \\
 F_1 &= K_1 W_1 = K_1 w \frac{H^2}{2} m \\
 F_2 &= K_1 W_2 = K_1 w \frac{H^2}{2} n
 \end{aligned}$$

反力の鉛直分力 R は

$$R = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 - U$$

諸外力の臂長 (原點を O とす)

鉛直力

$$\begin{aligned}
 W_1 \quad \text{の臂長} & \quad \frac{H}{3} \tan \alpha_1 = \frac{H}{3} m \\
 W_2 \quad \text{,,} & \quad \frac{H}{3} \tan \alpha_2 = \frac{H}{3} n \\
 W_3 \quad \text{,,} & \quad l_3 = \frac{2}{3} l_2 = \frac{2H}{3} n \\
 W_4 \quad \text{,,} & \quad l_4 = (1 - \mu_1) H \tan \alpha_2 + \frac{2}{3} \mu_1 H \tan \alpha_2 \\
 & \quad = \left(1 - \frac{\mu_1}{3}\right) H n \\
 U \quad \text{,,} & \quad l_5 = \frac{l}{3} - l_2 = \frac{H}{3} (m - 2n) \\
 R \quad \text{,,} & \quad l_r = \frac{2l}{3} - l_2 = \frac{2l_1}{3} - \frac{l_2}{3} = \frac{H}{3} (2m - n)
 \end{aligned}$$

水平力

P_0 の臂長	$\frac{H}{3}$
P_1 „	$\frac{\mu_1 H}{3}$
F_1 „	$\frac{H}{3}$
F_2 „	$\frac{H}{3}$

安定の條件は \sum Moment of Force about $C=0$

or \sum Clockwise moment = \sum Anticlockwise moment

$$\begin{aligned}
 \text{or} \quad & \left. \begin{aligned}
 & w \frac{H^2}{2} m \frac{H}{3} m \\
 & + w_0 \frac{H^2}{2} \frac{H}{3} \\
 & + (w_1 - w_0) \frac{\mu_1^2 H^2}{2} E \frac{\mu_1 H}{3} \\
 & + K_1 w \frac{H^2}{2} m \frac{H}{3} \\
 & + K_1 w \frac{H^2}{2} n \frac{H}{3} \\
 & + w_0 \frac{\mu H^2}{2} (m+n) \frac{H}{3} (2m+n)
 \end{aligned} \right\} = \left\{ \begin{aligned}
 & w_0 \frac{\mu H^2}{2} (m+n) \frac{H}{3} (m-2n) \\
 & + w \frac{H^2}{2} n \frac{H}{3} n \\
 & + w_0 \frac{H^2}{2} n \frac{2}{3} H n \\
 & + (w_1 - w_0) \frac{\mu_1^2 H^2}{2} n H n \left(1 - \frac{\mu_1}{3}\right) \\
 & + w \frac{H^2}{2} m \frac{H}{3} (2m-n) \\
 & + w \frac{H^2}{2} n \frac{H}{3} (2m-n) \\
 & + w_0 \frac{H^2}{2} n \frac{H}{3} (2m-n) \\
 & + (w_1 - w_0) \frac{\mu_1^2 H^2}{2} n \frac{H}{3} (2m-n)
 \end{aligned} \right. \quad \dots \dots \dots (47)
 \end{aligned}$$

(3) 安定條件式(47)を満足する m 即ち $\tan \alpha_1$

式(47)に於て兩邊各項を凡て $\frac{w_0}{6} H^3$ にて除し, m 及 μ, n を含む項を凡て右邊に移せば

$$1 + \mu_1^3 (\gamma_1 - 1) E = \left[\begin{aligned}
 & \gamma \left\{ \begin{aligned}
 & -m^2 - K_1 m - K_1 n + n^2 + 2m^2 - mn \\
 & + 2mn - n^2
 \end{aligned} \right\} \\
 & + \gamma_1 \{ \mu_1^2 (3 - \mu_1) n^2 + \mu_1^2 (2mn - n^2) \} \\
 & - \mu (m+n)^2 + n^2 - \mu_1^2 (3 - \mu_1) n^2 + 2mn \\
 & - \mu_1^2 (2mn - n^2)
 \end{aligned} \right]$$

$$= \left[\begin{array}{l} \gamma m^2 - \mu m^2 \\ + m(-2\mu m + 2n - 2\mu_1^2 n + \gamma n - K_1 \gamma + 2\mu_1^2 \gamma_1 n) \\ - \gamma K_1 n - \mu n^2 + \mu_1^3 n^2 - 2\mu_1^2 n^2 + n^2 \\ - \mu_1^3 \gamma_1 n^2 + 2\mu_1^2 \gamma_1 n^2 \end{array} \right]$$

次に最も重要な $(\gamma m^2 - \mu m^2)$ 即ち $(\gamma - \mu)m^2$ を左邊に移し他の凡ての項を右邊に移し、少しく書き換ふれば

$$\begin{aligned} (\gamma - \mu)m^2 &= \left\{ \begin{array}{l} 1 + \mu_1^2(\gamma_1 - 1)E \\ + m(\gamma K_1 + 2\mu m + 2\mu_1^2 n - 2n - \gamma n - 2\mu_1^2 \gamma_1 n) \\ + n^2(\gamma \frac{K_1}{n} + \mu + 2\mu_1^2 - 1 + \mu_1^3 \gamma_1 - \mu_1^3 - 2\mu_1^2 \gamma_1) \end{array} \right\} \\ &= \left\{ \begin{array}{l} (1 + \mu_1^2(\gamma_1 - 1)E \\ + m[\gamma K_1 - n\{\gamma + 2 + 2\mu_1^2(\gamma_1 - 1) - 2\mu\}] \\ + n^2[-1 + \mu + \gamma \frac{K_1}{n} - \mu_1^2\{2(\gamma_1 - 1) - \mu_1(\gamma_1 - 1)\}] \end{array} \right\} \end{aligned}$$

然るに m に比し n は著しく小なるものにして、右邊第二項以下の和は 1 に比し著しく小なるを以て近似的に m を解けば

$$\begin{aligned} m = \tan \alpha_1 &= \frac{1}{\sqrt{\gamma - \mu}} \left\{ 1 + \frac{\gamma_1 - 1}{2} \mu_1^2 E + \frac{m}{2} [\gamma K_1 - n\{\gamma + 2 + 2\mu_1^2(\gamma_1 - 1) - 2\mu\}] \right. \\ &\quad \left. + \frac{n^2}{2} \left[-1 + \mu + \gamma \frac{K_1}{n} - \mu_1^2(\gamma_1 - 1)(2 - \mu_1) \right] \right\} \dots \dots \dots (48) \end{aligned}$$

右邊大括弧内の第二項以下の和は 1 に比し小なるを以て近似値を得んがため之を無視すれば

$$m = \frac{1}{\sqrt{\gamma - \mu}} = m_1 \dots \dots \dots (49)$$

これを右邊の $\tan \alpha_1$ の代りに代用すれば m の近似値を得べし

$$\begin{aligned} m &= \frac{1}{\sqrt{\gamma - \mu}} \left\{ 1 + \frac{\gamma_1 - 1}{2} \mu_1^2 E + \frac{1}{2\sqrt{\gamma - \mu}} \left[\gamma K_1 - n\{\gamma + 2 - 2\mu + 2\mu_1^2(\gamma_1 - 1)\} \right] \right. \\ &\quad \left. + \frac{n^2}{2} \left[-1 + \mu + \frac{\gamma K_1}{n} - \mu_1^2(\gamma_1 - 1)(2 - \mu_1) \right] \right\} \dots (50) \end{aligned}$$

最低水位に對しても、最高水位の場合と同一の地震力を考慮する時は

$$n = \tan \alpha_2 \doteq K_1$$

$$\therefore m = \frac{1}{\sqrt{\gamma - \mu}} \left\{ 1 + \frac{\gamma_1 - 1}{2} \mu_1^2 E - \frac{K}{\sqrt{\gamma - \mu}} \left[1 - \mu + \mu_1^2(\gamma_1 - 1) \right] \right\}$$

$$+ \frac{K_1^2}{2} \left[\gamma + \mu - 1 - \mu_1^2 (\gamma_1 - 1) (2 - \mu_1) \right] \} \dots \dots \dots (51)$$

最低水位の場合には 1/2 の震度を採れば、

$$n = \tan \alpha_2 \doteq \frac{K_1}{2} = K_2$$

$$m = \frac{1}{\sqrt{\gamma - \mu}} \left\{ 1 + \frac{\gamma_1 - 1}{2} \mu_1^3 E + \frac{1}{\sqrt{\gamma - \mu}} \left[\frac{\gamma K_1}{4} - 1 + \mu - \mu_1^2 (\gamma_1 - 1) \right] + \frac{K_1^2}{8} \left[\gamma + \mu - 1 - \mu_1^2 (\gamma_1 - 1) (2 - \mu_1) \right] \right\} \dots \dots \dots (52)$$

式(51)及(52)に於て右邊第三項以下の和は少量にして而も多くの場合負値なるを以て安全側に多少の誤差を許せば之を無視する事を得。

$$m = \tan \alpha_1 \doteq \frac{1}{\sqrt{\gamma - \mu}} \left\{ 1 + \frac{\gamma_1 - 1}{2} \mu_1^3 E \right\} \left. \vphantom{m} \right\} \dots \dots \dots (53)$$

爰に $n = \tan \alpha_2 = \frac{K}{2}$ 乃至 K

- 即ち 式(49) は First approximation
 にして 式(53) は Second „
 式(50) は Third „
 式(51)及び(52)は 式(50)の特別の場合なり

(4) 種々の場合に對する m の公式

種々の特殊の場合に對する m の公式は前項の公式に於て、無視する外力の項を捨つる事に依りて容易に求め得べく、今各種の場合に對し之を列記すれば

(I) 地震の作用を考慮せざる場合、

1) 一般の場合

$$m \doteq m_1 \left\{ 1 + \frac{\gamma_1 - 1}{E} \mu_1^3 E - m_1 n \left[\frac{\gamma}{2} + 1 - \mu + \mu_1^2 (\gamma_1 - 1) \right] \right\} \dots (54)$$

爰に $m_1 = \frac{1}{\sqrt{\gamma - \mu}}$

2) 揚壓力を無視せる場合

$$m \doteq m_0 \left\{ 1 + \frac{\gamma_1 - 1}{E} \mu_1^3 E - m_0 n \left[\frac{\gamma}{2} + 1 + \mu_1^2 (\gamma_1 - 1) \right] \right\} \dots (55)$$

爰に $m_0 = \frac{1}{\sqrt{\gamma}}$

3) 土壓を無視せる場合

$$m \doteq m_1 \left\{ 1 - m_1 n \left(\frac{\gamma}{2} + 1 - \mu \right) \right\} \dots \dots \dots (56)$$

4) 揚壓力及び土壓を無視せる場合,

$$m \doteq m_0 \left\{ 1 - m_0 n \left(\frac{\gamma}{2} + 1 \right) \right\} \dots \dots \dots (57)$$

5) 3)の場合に於て $n=0$ なる時,

$$m \doteq m_1 = \frac{1}{\sqrt{\gamma - \mu}} \dots \dots \dots (58)$$

6) 5)の場合に於て $\mu=1$ なる時,

$$m = \frac{1}{\sqrt{\gamma - 1}} \dots \dots \dots (\text{Lévy 氏公式}) \dots \dots \dots (59)$$

(II) 地震力を考慮せる場合,

7) 一般の場合, 式(50), (51) 又は (52)

8) 土壓を無視せる場合,

$$m = m_1 \left\{ 1 + \frac{m_1}{2} \left[\gamma K_1 - n(2 + \gamma - 2\mu) \right] \right\} \dots \dots \dots (60)$$

9) 揚壓力を無視せる場合,

$$m = m_0 \left\{ 1 + \frac{\gamma_1 - 1}{2} \mu_1^3 E + \frac{m_0}{2} \left[\gamma K_1 - n \left\{ 2 + \gamma + 2\mu_1^2 (\gamma_1 - 1) \right\} \right] \right\} \dots \dots \dots (61)$$

10) 揚壓力及び土壓を無視せる場合,

$$m = m_0 \left\{ 1 + \frac{m_0}{2} \left[\gamma K_1 - n(2 + \gamma) \right] \right\} \dots \dots \dots (62)$$

第二十六節 基本断面の上流面の形状

(1) 考慮すべき諸作用

池の最低水位を λH (但し堤底よりの高さ) とし, 堤體に作用する等値水平震度は上流に向ふものとして諸外力の合成の作用線が middle third の上流端に會するのために必要な頂角 α_1 及び α_2 (又は m 及び n) を求めんとす, 此際水側の堆砂は却つて堤の安定を助くるものなるが貯水の初期に於ては堆砂皆無なるべく, 貯水後と雖も其堆積遅々たるものなるを以て其作用を頼みとして断面を決すべきものにあらず, 唯堰堤築造以前より河床に堆積せる土砂の土壓は最初よりこれを豫期

し得べきも、同時に下流側の土壓の之を打消すあり、且つ土壓の影響は前節に於ても明かなる如く μ^3 に比例するを以て、下部若干の堆砂の作用は堤全體の安定に對して極めて微力なるに依り、本節に於ては全然之を無視せんとするものなり。

次に λH なる水頭に依る揚壓力も其存在を否定する能はざるものなりと雖も其程度にありては到底適確に之を想定し得べからざる所にして、満水の場合は其大なる程決定斷面を安全ならしむるを以て其値を可能なる範圍に於て可及的に定めたりと雖も、低水の場合は其皆無なる場合却て斷面を大ならしむるを以て本節に於ては其作用を無視せんとす。

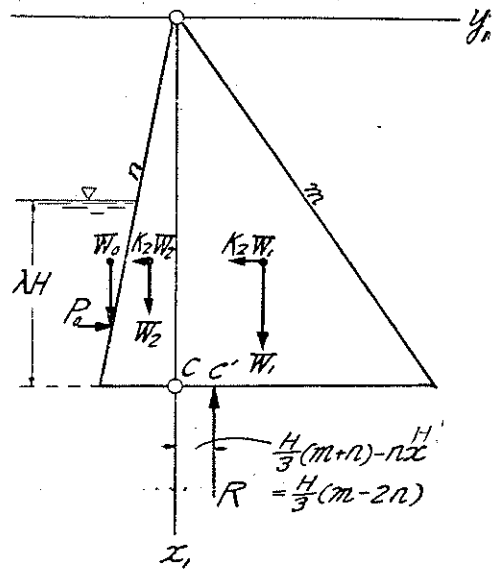
次に λ の値は砂防堰堤、落差用堰堤等にありては $1/2$ 乃至 $1/3$ に採る事を得べく、從て低水の場合は安定を算證するの必要を見ず、貯水用堰堤にありては有効なる土砂吐、導排水口迄の池水は永久に残溜すべきを以て、上部の安定に關しては λ を零とすべきも、下部に對しては其値を適當に定め安定計算に加ふる事を得べし、故に本節の計算に於ては λ の値を任意量と見做せり、即ち此場合考慮すべき外力は自重 (W_1 及び W_2)、水壓の水平分力 (P_0)、水側面上の池水の重量 (W_0)、上流に向ふ水平地震力 ($K_2 W_1$ 及び $K_2 W_2$) 並に反力 (R_1 はその鉛直分力なり) 等とす。

(2) 安定條件の方程式 (第二十九圖参照)

作用する外力	同上比
$W_1 = w \frac{H^2}{2} m$	γm
$W_2 = w \frac{H^2}{2} n$	γn
$W_0 = w_0 \frac{\lambda^2 H^2}{2} n$	$\lambda^2 n$
$P_0 = w_0 \frac{\lambda^2 H^2}{2}$	λ^2
$K_2 W_1 = K_2 w \frac{H^2}{2} m$	$K_2 \gamma m$
$K_2 W_2 = K_2 w \frac{H^2}{2} n$	$K_2 \gamma n$
$R = W_1 + W_2 + W_0$	$\gamma(m+n) + \lambda^2 n$

C 點の廻りの臂長

外力	臂長	同上比
W_1	$\frac{1}{3}mH$	m
W_2	$\frac{1}{3}nH$	n
W_0	$nH - \frac{1}{3}n\lambda H$	$3n - \lambda n$
P_0	$\frac{1}{3}\lambda H$	λ
K_2W_1	$\frac{H}{3}$	1
K_2W_2	$\frac{H}{3}$	1
R	$\frac{H}{3}(m+n) - nH$	$m - 2n$



第二十九圖

Rは安定条件を過不足なく満足する爲に middle third の上流端に作用するものとす。

安定条件を満足する爲には

$$\sum \text{Moment of Force about } C = 0$$

なるを要す、今 Clockwise moment を + とれば (但し臂長の代りに其比を用ふ)

$$W_1m + P_0\lambda - R(m - 2n) - K_2W_1 - W_2n - K_2W_2 - W_0(3n - \lambda n) = 0$$

今力の實値の代りに其比を用ふれば

$$\gamma m^2 + \lambda^3 - \{\gamma(m+n) + \lambda^2 n\}(m - 2n) - K_2\gamma(m+n) - \gamma n^2 - \lambda^2 n^2(3 - \lambda) = 0 \dots (63)$$

(3) 安定条件を満足する n 即ち $\tan \alpha_2$

式(63)を少しく變形し、求むる所の未知數 n の次數に依て纏むれば

$$\{\gamma - \lambda^2(1 - \lambda)\}n^2 - n(m\gamma - m\lambda^2 - K_2\gamma) - (K_2m\gamma - \lambda^3) = 0$$

今 n の近似値を求めんに λ は 1/2 以下にして、n 及び K_2 は m に比して少なるを以て

$$nm\gamma \doteq K_2m\gamma \quad \therefore n \doteq K_2 \dots (64)$$

次に n の 2nd. approximation を求むる爲に

$$n = K_2 - \varepsilon$$

茲に ε は K_2 に比して小にして其 2 乗は K_2^2 に比し極めて小なるものとす、今此値を式(64)に挿入すれば

$$\{\gamma - \lambda^2(1 - \lambda)\}(K_2^2 - 2K\varepsilon) + (m\gamma - m\lambda^2 - K_2\gamma)(K_2 - \varepsilon) - (K_2m\gamma - \lambda^3) = 0$$

これより ε を求むれば

$$\varepsilon = \frac{\lambda^2\{\lambda - mK - (1 - \lambda)K^2\}}{[\gamma(m + K) - \lambda^2\{m + 2K(1 - \lambda)\}]}$$

$$\therefore n = K_2 - \frac{\lambda^2\{\lambda - mK_2 - (1 - \lambda)K_2^2\}}{[\gamma(m + K_2) - \lambda^2\{m + 2K_2(1 - \lambda)\}]} \dots\dots\dots (65)$$

右邊第二項は $\lambda = \frac{1}{2}$ の時に約 0.05 にして、 $\lambda = \frac{1}{4}$ なる時は約 0.003 にして實際問題としては之を無視し得る場合多し、

$$n \doteq K_2 \dots\dots\dots \text{1st. approximation} \dots\dots\dots (66)$$

$$n \doteq K_2 - \frac{\lambda^2(\lambda - mK_2)}{\gamma(m + K_2)} \dots\dots\dots \text{2nd. approximation} \dots\dots (67)$$

(4) λ と n との関係

爰に注意すべきは式(67)に於て

$$\lambda < mK_2$$

なる時は右邊第二項は + となり、水壓算入の爲 n は却て増大する事となる、これ P_0 と W との合力即ち水側面に直角に作用する水壓の作用線が middle third の上流に會する爲にして、今此等の関係を少しく詳細に説かんに、先づ池水皆無なる時は

$$\lambda = 0 \quad \therefore \quad n = K_2 \dots\dots\dots (i)$$

次に λ は零ならざるも合成水壓の作用線が正しく middle third の端に會し、爲に安定に對する影響皆無なる場合の λ の値 λ_0 を求むるに式(65)に於て $n = K_2$ と置けば

$$\lambda_1 - mn - (1 - \lambda_1)n^2 = 0$$

$$\therefore \lambda_1 = \frac{K_2(m + K_2)}{1 + K_2^2} \quad \text{for} \quad n = K_2 \dots\dots\dots (ii)$$

次に式(65)に於て n を最大ならしむべき λ の値 λ_2 を求むるに、

$$\frac{\partial n}{\partial \lambda} = 0$$

$$\therefore \lambda_2 = \frac{2}{3} \frac{K_2(m + K_2)}{1 - K_2^2} = \frac{2}{3} \lambda_1 \dots\dots\dots (iii)$$

この λ_2 の値を式(65)の λ に代用して n の最大値を求むるに

$$\max. \quad n = K_2 + \frac{4}{27} \frac{K_2^3(m + K_2)^2}{\gamma(1 + K_2^2)^2}$$

となる。右邊第二項は K_2 に比して極て小なるものなり。

次に $\lambda=1$, 即ち満水の際上流向き地震力を受けたる場合を考ふるに式(65)は λ の $1/2$ 以下の場合に對する近似式なるも假りに之を適用し $\lambda=1$ と置けば

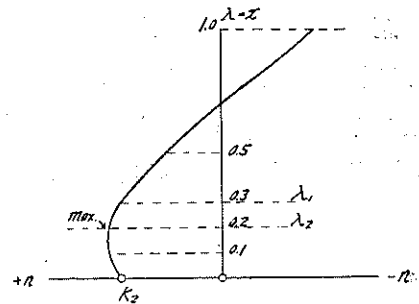
$$n = K_2 - \frac{1 - mK_2}{\gamma(m + K_2) - m} \dots\dots (iv)$$

にして多くの場合 n は負號なり

次に $\lambda = \frac{1}{2}$ の場合を求むるに

$$n = K_2 - \frac{1 - K_2(2m + K_2)}{8\gamma(m + n)} \dots\dots (v)$$

にして多くの場合 n は K_2 より小なる正值なり、此等の結果により λ と n との關係を曲線を以て示せば第三十圖の如し。



第三十圖

第六章 堤頂幅員並に低水水壓の斷面に及ぼす影響

前章に於て決定せる基本斷面に於ては堤頂は三角形の頂點にして幅員を有せず然るに實際問題としては交通、波浪、氷壓等のために常に數米以上の頂幅を必要とし、此幅員を興ふるために頂部に新に質量を附加する事となり、之に水平地震力の作用する場合は下部全般の安定を害する事尠なからざるを以て、堤の安定を確保せんが爲下部一帶に亘り斷面形を補正を爲さざるべからず、而て附加質量の影響は特に水側面に著しく遠く堤底に至る迄で多少其幅員を増大せざるべからず。

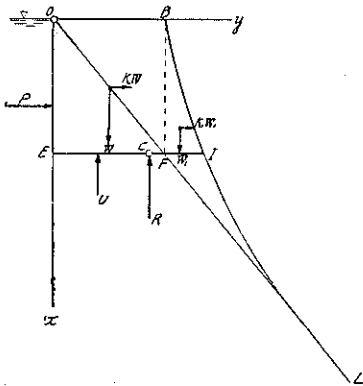
第二十七節 堤頂幅員の下流面に及ぼす影響

(1) 上流面に修正を施さざる場合

基本三角形に於て頂部に實用上必要なる幅員 (b) を興ふる時は、上部下流面の右側の質量を附加する事となり、從て上部の重心點は右遷し、地震力を受くる時は合成力の作用點は middle third の埒外に出づるを以て堤頂より若干の間幅員を下流側に増大せざるべからず、然るに空虛又は低水の場合に於ては重心の右遷に依

り頂部は著しく安全となり、若干の高さ迄地震力 K_2 の爲に必要な水側の傾斜 n は不用となり鉛直面を採用する事を得べし (第三十一圖参照)、依て先づ本節に於て下流面に及ぼす影響を求むるに、頂幅 b を與へたる爲に $h_1 = b \cot \alpha_1$ 、即ち $\frac{b}{m}$ なる高さを有する截面 EF に於て a だけの増幅を必要とし、更に下りて h_2 に至れば最早増幅の必要なきものとすればこの爲に下流面は OFL なる直線より BIL に變ずる事となる。

而て BIL なる線は上端 B に於ては鉛直線 BF に、下端 L に於ては OFL 斜線に接し、而も FI は所要の増幅 a に等しからざるべからず、此條件を満足する最も單純なる曲線は OBy を軸とし、 I 點に於て OL と水平距離 a を有する二次の拋物線にして、この爲に新に附加する質量は OBL なる面積に相當するものなり、今基本三角形の頂點 O を原點とし鉛直線を x 軸、水平線を y 軸にとれば



第三十一圖

拋物線の方程式

$$y = b + \frac{a}{h_1^2} x^2$$

OFL 直線の方程式

$$y' = x \tan \alpha_1 = mx$$

先づ EF 截線上の部分に於て外力の合成力が底邊の middle third の下端に交はる爲に必要な a の値を求むるに (第三十一圖参照)

$$\text{Area } \overline{OBFE} = bh_1$$

$$\text{Center of gravity of } \overline{OBFE} \dots \dots \bar{x} = \frac{h_1}{2}, \quad \bar{y} = \frac{b}{2}$$

$$\text{Area } \overline{BFI} = \frac{1}{3} ah_1$$

$$\text{Center of gravity of } \overline{BFI} \dots \dots \bar{x} = \frac{3}{4} h_1, \quad \bar{y} = b + \frac{3}{10} a$$

作用外力

$$\overline{OBFE} \text{ の重量} \quad ; \quad W = wbh_1,$$

$$\text{同上に對する水平地震力} \quad ; \quad K_1 W = K_1 wbh_1,$$

$$\overline{BFI} \text{ の重量} \quad ; \quad W_1 = \frac{w}{3} ah_1,$$

$$\text{同上に對する水平地震力 ; } K_1 W_1 = K_1 \frac{w}{3} a h_1,$$

$$\text{水壓 ; } P_0 = \frac{w_0}{2} h_1^2,$$

$$\text{揚壓力 ; } U = \frac{w_0}{2} \mu h_1 (a+b),$$

今 middle third の下流端 C の廻りの力率を採るに

外力の力率

$$W \text{ の力率 ; } \frac{2}{3}(b+a) - \frac{b}{2}$$

$$W_1 \text{ ,, ; } b + \frac{3}{10}a - \frac{2}{3}(b+a)$$

$$K_1 W \text{ ,, ; } \frac{h_1}{2}$$

$$K_1 W_1 \text{ ,, ; } \frac{h_1}{4}$$

$$P \text{ ,, ; } \frac{h_1}{3}$$

$$U \text{ ,, ; } \frac{1}{3}(a+b)$$

安定の爲には

$$\sum \text{ Moment of Force about } C = 0$$

なるを要す, 即ち counter clockwise を + として

$$\begin{aligned} W \left\{ \frac{2}{3}(a+b) - \frac{b}{2} - K_1 \frac{h_1}{2} \right\} - W_1 \left\{ b + \frac{3}{10}a - \frac{2}{3}(a+b) + \frac{1}{4}h_1 K_1 \right\} \\ - P \frac{h_1}{3} - U \frac{1}{3}(a+b) = 0 \dots \dots \dots (68) \end{aligned}$$

or

$$\begin{aligned} \gamma h_1 b \left(\frac{b}{6} + \frac{2a}{3} - \frac{h_1}{2} K_1 \right) - \frac{1}{3} \gamma a h_1 \left(\frac{b}{3} - \frac{11}{30}a + \frac{h_1}{4} K_1 \right) \\ - \frac{h_1^2}{6} - \frac{1}{6} \mu h_1 (a+b)^2 = 0 \end{aligned}$$

次に

$$\frac{a}{b} = C, \quad h_1 = b \cot \alpha_1 = \frac{b}{m}$$

と置き少しく簡単にすれば

$$C^2\left(\frac{11}{5} - \frac{\mu}{\gamma}\right) + C\left(\frac{10}{3} - \frac{K_1}{2m} - \frac{2\mu}{\gamma}\right) + 1 - \frac{\mu}{\gamma} - \frac{1}{m}\left(3K_1 + \frac{1}{m\gamma}\right) = 0 \dots (69)$$

$$\therefore C = \frac{a}{b} \doteq \frac{\frac{1}{m} + \mu m + \gamma(3K_1 - m)}{\gamma\left(\frac{10}{3}m - \frac{K_1}{2}\right) - 2\mu v} - \frac{1}{15} \dots (70)$$

多少の安全側誤差を許せば

$$\frac{a}{b} \doteq \frac{3K_1 - m + \frac{1}{m\gamma}}{\frac{10}{3}m - \frac{K_1}{2}} \dots (71)$$

若し地震力なき場合は $K_1 = 0$

$$\frac{a}{b} \doteq \frac{\frac{1}{m^2} + \mu - \gamma}{\frac{10}{3}\gamma - 2\mu} \dots (72)$$

若し $K_1 = 0$ 及び $\mu = 0$ なる時は

$$\text{分子} = \frac{1}{m^2} - \gamma = 0$$

$$\therefore \frac{a}{b} = 0 \dots (73)$$

普通の場合に於ては $\frac{a}{b}$ は $\frac{1}{10}$ 乃至 $\frac{1}{4}$ の値を有す、而て例令安定計算上必要なき場合と雖も堤幅の急變は有害なるを以て實際に當りては

$$\frac{a}{b} = C = \frac{1}{4} \quad \text{or} \quad a = \frac{b}{4} \dots (74)$$

位を用ふるを適當とす。

次に此拋物線が基本三角形の下流面に接する點の鉛直距離 h_2 を求むるに

$$\frac{dy}{dx} = \tan \alpha_1 = m$$

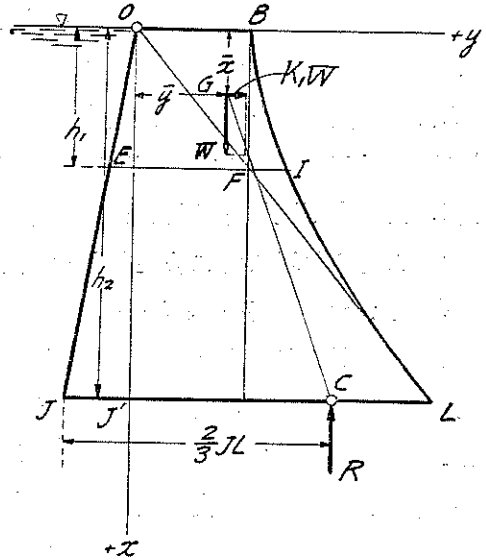
$$\frac{dy}{dx} = \frac{2a}{h_1^2} x \quad \therefore \left(\frac{dy}{dx}\right)_{h_2} = \frac{2a}{h_1^2} h_2$$

$$\therefore h_2 = \frac{h_1^2}{2a} m = \frac{b^2}{2ma}$$

若し $a \leq \frac{1}{4}b$ とすれば

$$h_2 \geq 2h_1 \div 2h_1 \dots\dots\dots(75)$$

次に JL 截線以上の部分が安定条件を満足するや否やを検するに水壓、揚壓力及び地震力等の諸作用に對して基本三角形 OJL のみが安定を保ち居りしものなるを以て、新に附加せる部分 OBL に作用する自重と地震力との合成力が middle third の下流端 C に會しなば $OBLJ$ 部分も亦過不足なく安定条件を満足し、若し C 點の内側に會する時は安定に對して若干の餘裕を有する事となる(第三十二圖参照)



第三十二圖

Equation to OL $y' = x \tan \alpha_1$

Equation to BIL $y = b + \frac{a}{h_1^2} x^2$

$$A = \text{Area } OBL = \int_0^{h_2} (y - y') dx = \int_0^{h_2} (b + \frac{a}{h_1^2} x^2 - mx) dx$$

$$= bh_2 + \frac{ah_2^3}{3h_1^2} - \frac{m}{2} h_2^2 \div 2h_1 (b + \frac{4a}{3} - b) \div \frac{2bh_1}{3}$$

A の重心點 G の坐標 \bar{x}, \bar{y} は

$$\bar{x} = \frac{1}{A} \int_0^{h_2} x(y - y') dx = \frac{1}{A} \left\{ \frac{bh_2^2}{2} + \frac{ah_2^4}{4h_1^2} - \frac{m}{3} h_2^3 \right\}$$

$$= \frac{3h_1}{2a} \left(a - \frac{b}{6} \right) \div \frac{h_1}{2}$$

$$\bar{y} = \frac{1}{A} \int_0^{h_2} \frac{1}{2} \left\{ \left(b + \frac{a}{h_1^2} x^2 \right)^2 - m^2 x^2 \right\} dx = \frac{1}{2A} \left\{ b^2 h_2 + \frac{2ab}{3h_1^2} h_2^3 + \frac{a^2 h_2^5}{5h_1^4} - m^2 \frac{h_2^3}{3} \right\}$$

$$\div \frac{3h_1}{2bh_1} \left\{ b^2 + \frac{8ab}{3} + \frac{16a^2}{5} - \frac{4b^2}{3} \right\} \div \frac{4}{5} b$$

然るに此部分の重量 W と地震力 $K_1 W$ との合成力が C 點に會する爲には

$$\frac{K_1 W}{W} = \frac{\frac{2}{3} h^2 \left(m - \frac{n}{2} \right) - \bar{y}}{h_2 - \bar{x}} = \frac{\frac{4}{3} b \left(1 - \frac{n}{2m} \right) - \frac{4b}{5}}{2h_1 - \frac{h_1}{2}} = \frac{4}{9} \left(\frac{4}{5} m - n \right)$$

なるを要す、即ち

$$\frac{b}{h_1} = m = \tan \alpha_1 \geq \frac{5}{4} \left(\frac{9}{4} K_1 + n \right) \dots \dots \dots (76)$$

ならば JL 截線以上の部分は安定なり、然るに m は 0.6 乃至 0.8 位にして震度 K_1 は 0 乃至 0.2 位なるを以て、 JL 以上の部分は多くの場合安定なりと言ふ事を得、而し h_2 以下の截面にありては附加質量の重心は次第に middle third 下流端の左に遷るを以て常に安定條件を満足すべし。

(2) 上流面を修正せる場合

次節に論ずるが如く空虛(又は低水)の場合の安定上上流面の頂部を鉛直と爲すを有利とし(第二十八節及び第三十三圖参照)、之が爲に基本三角形に於て傾斜上流面 OJ に代ふるに OEJ を用ふる時は満水時鉛直反力の作用點は其舊位置 C より多少下流に移り、従て若し $OBLJ$ 又は基本三角形 OLJ 部分の安定に多少の餘裕なき場合にありては反力の作用點は底邊 JL の middle third の外方に出づるに至るを以て安定條件を満足する爲に斷面に多少の補正を行はさるべからず、之が爲に上流側に増幅を爲すも效力少なく而も空虛時の安定に有害なるを以て下流面に増幅を爲す方著しく有利なり。

今舊斷面に於て頂部上流側より $\triangle O E J$ なる部分を除去し、底邊の下流端に於て $\overline{LL'} = l$ なる増幅を爲し、 $\triangle LL'J$ なる歪三角形の部分を新たに附加するものとし、満水時の安定條件を満足する爲に必要な増幅 l を求めんとす、此新舊斷面に於て作用する外力の關係を比較するに $\triangle O J' L$, $\triangle E J J'$, OBL 等の部分は兩者共通にして水平水壓は兩者同一、揚壓力は LL' なる部分に作用するものだけ増加するも、其値微少なるを以て是亦同一なりと見做す事を得、結局上流側に於て $\triangle O J E$ 部は堤材に代ふるに池水を以てし、下流面に $\triangle LL'J$ を新に附加したる事となり、新斷面満水時の安定上鉛直反力は底邊 JL' の middle third の下流端 C' に作用するを要す、今

- W_1 ; $\triangle OJE$ の堤體重量
- W_1' ; 同 上 水の重量
- W_2 ; 附加堤材 ILL' の重量
- R ; 舊断面に對する鉛直反力
- $R + \delta R$; 新断面に對する鉛直反力
- x_1 ; C 點より $\triangle OJE$ の重心 G_1 に至る鉛直距離
- y_1 ; " " " 水平距離
- x_2 ; " ILL' " 鉛直距離
- y_2 ; " " " 水平距離

とすれば

$$W_1 = wh_1^2 n$$

$$W_1' = w_0 h_1^2 n$$

$$W_2 = \frac{w}{2} h_1 l$$

$$R = \frac{w}{2} 4h_1^2(m+n) + \frac{2}{3} wh_1^2 m$$

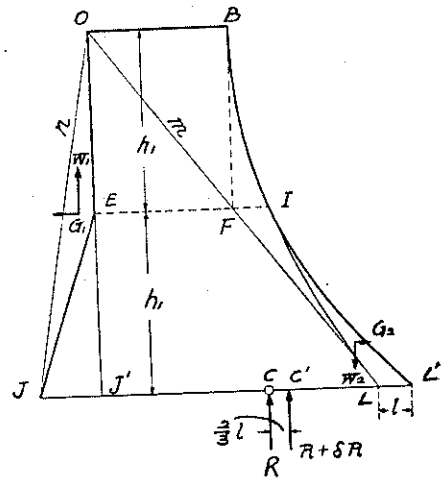
$$\delta R = -W_1 + W_1' + W_2 = -(w-w_0)h_1^2 n + \frac{w}{2} h_1 l$$

$$x_1 = h_1$$

$$y_1 = \frac{2}{3} h_1(2m-n) + \frac{2}{3} n h_1$$

$$x_2 = \frac{1}{3} h_1$$

$$y_2 = \frac{1}{3} h_1(m+2n)$$



第三十三圖

而て池水の場合は水平地震力作用せざるを以て新断面に對する安定條件式は

$$(R + \delta R) \cdot \frac{2}{3} l \equiv (W_1 - W_1') y_1 - K_1 W_1 x_1 + W_2 (y_2 + K_1 x_2) \dots \dots \dots (77)$$

故に

$$\left\{ \frac{w}{2} 4h_1^2(m+n) + \frac{2}{3} wh_1^2 m - (w-w_0)h_1^2 n + \frac{w}{2} h_1 l \right\} \frac{2}{3} l$$

$$\begin{aligned} &= (w - w_0) h_1^2 n \left\{ \frac{2}{3} h_1 (2m - n) + \frac{2}{3} n h_1 \right\} - K_1 w h_1^2 n h_1 \\ &\quad + \frac{w}{2} h_1 l \left\{ \frac{h_1}{3} (m + 2n) - \frac{h_1}{3} K_1 \right\} \end{aligned}$$

次に $l = \varepsilon h_1$ と置けば ε は微小なる値にして上式は次の如く書き換ふる事を得

$$\left\{ 2\gamma \left(\frac{4m}{3} + n \right) - (\gamma - 1)n + \frac{\gamma}{2} \varepsilon \right\} 2\varepsilon = (\gamma - 1)n \{ 4m - \gamma n \} 3K_1 + \frac{\gamma}{2} \varepsilon (m + 2n + K_1)$$

$$\text{or} \quad \varepsilon^2 + \varepsilon \left\{ \frac{29}{6} m + n + \frac{2n}{\gamma} - \frac{1}{2} K_1 \right\} = \left(1 - \frac{1}{\gamma} \right) 8mn - 3nK_1$$

ε は微小値なると ε の 1 乗の係数は 1 に比して極めて大なるとに依り, ε^2 を無視して上式を解けば

$$l = \varepsilon h_1 = h_1 \frac{\left(1 - \frac{1}{\gamma} \right) 8mn - 3nK_1}{\frac{29}{6} m + n + \frac{2n}{\gamma} - \frac{1}{2} K_1} \doteq \frac{n}{5} h_1 \left\{ 4m \left(1 - \frac{1}{\gamma} \right) - 3K_1 \right\} \dots (78)$$

$x = 3h_1$ 以下の水平断面に於ては舊断面の安定に必ず多少の餘裕を存するを以て上流面頂部修正の爲に特に増幅するの必要なきを常とす。

第二十八節 堤頂幅員の頂部上流面に及ぼす影響

次に空虚, 又は低水の場合を考ふるに何れの場合に於ても堤頂に近き部分には正水壓, 土壓, 揚壓力等の作用する事なく, 唯上流向地震力の爲に上流面に略ぼ震度 K_2 に等しき傾斜 n を與えさるべからず, 然るに堤頂に幅員 b を與ふる爲に頂部に近き水平断面に於ては middle third の上流端の内側に質量を附加するを以て安定に對して有利なる影響を與へ, 爲に頂部は鉛直面を用ひて安定條件を満足せしむる事を得べし。

今堤頂より下方に h_3 なる距離の断面迄鉛直上流面を用ひ得るものとすれば, $x = h_3$ なる断面以上の部分に作用する外力の合成力は底邊 middle third の上流端 C に會すべし (第三十四圖參照), 依て斯の如き截線 EF の位置即ち h_3 の値を求めんとす。

今 EF 線に於ける安定を考ふるに

$$\text{Area } \overline{OBIE} = bh_3$$

$$\text{Area } \overline{BIF} = \frac{1}{3} h_3 \overline{IF} = \frac{1}{3} h_3 \frac{a}{h_1^2} h_3^2$$

$$W = \text{wt. of } \overline{OBIE} = wh_3 b$$

$$W_1 = \text{wt. of } \overline{BIF} = w \frac{h_3}{3} \left(\frac{a}{h_1^2} h_3^2 \right)$$

$$\text{Center of gravity of } \overline{OBIE} (G) \dots \bar{x} = \frac{h_3}{2}$$

$$\bar{y} = \frac{b}{2}$$

$$,, ,, ,, \overline{BIF} (G_1) \dots \bar{x} = \frac{3}{4} h_3, \quad \bar{y} = b + \frac{3}{10} \cdot \frac{a}{h_1^2} h_3^2$$

$$\text{Up-stream extremity of middle third } (C) \quad \bar{x} = h_3, \quad \bar{y} = \frac{1}{3} \left(b + \frac{a}{h_1^2} h_3^2 \right)$$

諸外力の合成が C を通る爲には

$$\sum \text{Mt. of Force about } C = 0$$

なるを要す, 即ち

$$W \left\{ \frac{1}{3} \left(b + \frac{a}{h_1^2} h_3^2 \right) - \frac{b}{2} + K_2 \frac{h_3}{2} \right\} - W_1 \left\{ b + \frac{3a}{10} \cdot \frac{h_3^2}{h_1^2} - \frac{b}{3} - \frac{a}{3} \cdot \frac{h_3^2}{h_1^2} - K_2 \frac{h_3}{4} \right\} = 0$$

or,

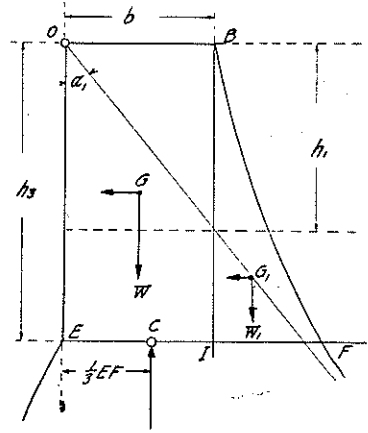
$$h_3 b \left\{ \frac{a}{3} \cdot \frac{h_3^2}{h_1^2} - \frac{b}{6} + K_2 \frac{h_3}{2} \right\} - \frac{a h_3}{3} \cdot \frac{h_3^2}{h_1^2} \left\{ \frac{2b}{3} - \frac{a}{30} \cdot \frac{h_3^2}{h_1^2} - K_2 \frac{h_3}{4} \right\} = 0$$

然るに

$$a \doteq \frac{1}{4} b$$

$$\therefore \left(\frac{b}{12} \cdot \frac{h_3^2}{h_1^2} - \frac{b}{6} + K_2 \frac{h_3}{2} \right) - \frac{1}{12} \cdot \frac{h_3^2}{h_1^2} \left(\frac{2b}{3} - \frac{b}{120} \cdot \frac{h_3^2}{h_1^2} - K_2 \frac{h_3}{4} \right) = 0$$

$$\text{今 } \frac{h_3}{h_1} = c \text{ と置けば } h_3 = c h_1 = c \frac{b}{m}$$



第三十四圖

$$\frac{1}{120} c^4 + \frac{K_2}{4m} c^3 + \frac{1}{3} c^2 + \frac{6K_2}{m} c - 2 = 0 \dots\dots\dots(79)$$

K_2 の値が 0.1 乃至 0.2 の間にある時は c の値は 1 乃至 2 の間にあるを以て近似的に

$$c = \frac{h_3}{h_1} = \left\{ 6 + \left(\frac{9K_2}{m} \right)^2 \right\}^{\frac{1}{2}} - 9 \left(\frac{K_2}{m} \right) \dots\dots\dots(80)$$

今例として

1) $K_2 = 0.15, \quad m = 0.75, \quad \frac{K_2}{m} = \frac{1}{5}$

$$c = \left\{ 6 + 81 \left(\frac{1}{5} \right)^2 \right\}^{\frac{1}{2}} - 9 \times \frac{1}{5} = 3.04 - 1.8 = 1.24$$

2) $K_2 = 0.05, \quad m = 0.6, \quad \frac{K_2}{m} = \frac{1}{12}$

$$c = \left\{ 6 + 81 \left(\frac{1}{12} \right)^2 \right\}^{\frac{1}{2}} - \frac{9}{12} = 2.56 - 0.75 = 1.81$$

3) $K_2 = 0.20 \quad m = 0.8$

$$c = \left\{ 6 + 81 \left(\frac{1}{4} \right)^2 \right\}^{\frac{1}{2}} - \frac{9}{4} = 3.33 - 2.25 = 1.08$$

實際問題としては h_3 を小に、即ち鉛直部分を小にする方安定に利あるを以て

$$c = 1 \quad \text{or} \quad h_3 = h_1 \dots\dots\dots(81)$$

を採らんとす。

次に頂点より h_2 だけ下りし水平截面に於ては一般に $h_2 > h_3$ なるを以て最早鉛直面を用ひて安定條件を満たす事能はず、爲に水側に於て dl だけの増幅を爲せば合力は正しく middle third の上流端に會するものとし、此 dl の値を求めんとす。此場合も前同様、水壓も土壓も存在せず、唯自重と地震力とのみ作用するものとす。(第三十五圖参照)。

$$A = \frac{1}{2} h_2^2 m; \quad \text{Area of } \overline{OJL}$$

$$A_1 = \frac{8}{3} ah_1; \quad \text{Area of } \overline{OBL}$$

$$A_1 = \frac{\Delta l}{2} (h_2 - h_3); \text{ Area of } \overline{EMJ}$$

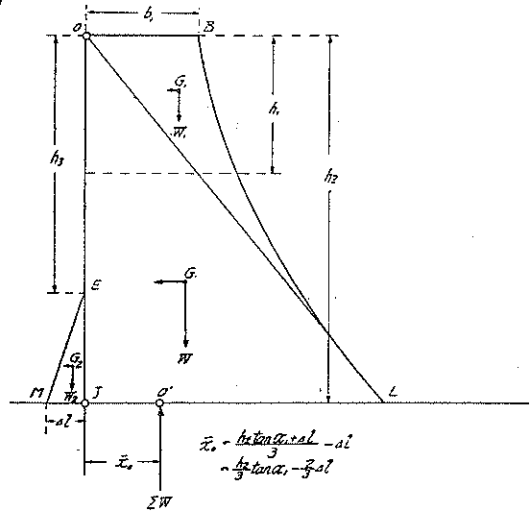
作用外力

$$\left\{ \begin{aligned} W &= wA = \frac{w}{2} h_2^2 m \\ W_1 &= wA_1 = \frac{8}{3} w a h_1 \\ W_2 &= wA_2 = \frac{w}{2} \Delta l (h_2 - h_3) \end{aligned} \right.$$

自
重

水
平
地
震
力

$$\left\{ \begin{aligned} K_2 W \\ K_2 W_1 \\ K_2 W_2 \end{aligned} \right.$$



第三十五圖

middle third の上流端 C より重心迄
の鉛直 \bar{x} 及び水平距離 \bar{y} は

$$G: \quad \bar{x} = \frac{1}{3} h_2 \dots \dots \dots \text{Arm length for } K_2 W$$

$$\bar{y} = \frac{1}{3} h_2 m - y_0 = \frac{h_2}{3} m - \left(\frac{h_2 m + \Delta l}{3} - \Delta l \right)$$

$$= \frac{2}{3} \Delta l \dots \dots \dots \text{Arm length for } W$$

$$G_1: \quad \bar{x} = h_2 - \frac{h_1}{2} = h_2 - \frac{h_2}{4} = \frac{3}{4} h_2 \dots \dots \text{Arm length for } K_2 W_1$$

$$\bar{y} = \frac{4}{5} b - \left(\frac{m h_2}{3} - \frac{2}{3} \Delta l \right) \dots \dots \text{Arm length for } W_1$$

$$G_2: \quad \bar{x} = \frac{1}{3} (h_2 - h_3) \dots \dots \dots \text{Arm length for } K_2 W_2$$

$$\bar{y} = y_0 + \frac{\Delta l}{3} = \frac{h_2 m}{3} - \frac{2}{3} \Delta l + \frac{\Delta l}{3} = \frac{h_2 m}{3} - \frac{\Delta l}{3}$$

\dots \dots \dots \text{Arm length for } W_2

安定條件は

$$\sum \text{Mt. about } C = 0$$

or

$$W \left(\frac{2}{3} \Delta l - \frac{1}{3} h_2 K_2 \right) + W_1 \left\{ \frac{4}{5} b - \left(\frac{m}{3} h_2 - \frac{2}{3} \Delta l \right) - \frac{3}{4} h_2 K_2 \right\}$$

$$-W_2 \left\{ \frac{m}{3} h_2 - \frac{1}{3} \Delta l + \frac{1}{3} (h_2 - h_3) K_2 \right\} = 0 \dots \dots \dots (82)$$

or

$$h_2 m (2 \Delta l - h_2 K_2) + 4a \left\{ \frac{8}{5} b - \frac{2}{3} h_2 m + \frac{4}{3} \Delta l - \frac{3}{2} h_2 K_2 \right\} \\ - \left(1 - \frac{h_3}{h_2} \right) \Delta l \{ h_2 m - \Delta l + K_2 (h_2 - h_3) \} = 0$$

$2h_2 m$ にて除し $h_2 \doteq 2h_1$ と置けば

$$\Delta l^2 \left(1 - \frac{h_3}{h_2} \right) \frac{1}{4b} + \Delta l \left\{ 1 + \frac{4a}{3b} - \left(1 - \frac{h_3}{h_2} \right) \left[\left(1 - \frac{h_3}{h_2} \right) \frac{K_2}{2m} + \frac{1}{2} \right] \right\} \\ - \frac{1}{2} h_2 K_2 + \frac{8a}{5} - \frac{4a}{3} - \frac{3a}{m} K_2 = 0$$

次に $\frac{h_3}{h_2} \doteq \frac{1}{2}$, $\frac{a}{b} \doteq \frac{1}{4}$ 及び $\frac{\Delta l}{b} = c$

と置きて簡単にすれば

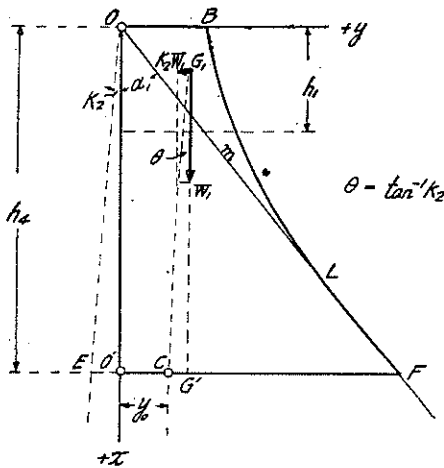
$$c^2 + c \left(\frac{26}{3} - \frac{K_2}{m} \right) - \left(14 \frac{K_2}{m} - \frac{8}{15} \right) = 0$$

$$1 \text{ st. approximation : - } c = \frac{\Delta l}{b} \doteq 1.8 \left(\frac{K_2}{m} - \frac{4}{100} \right) \dots \dots \dots (83)$$

$$2 \text{ nd. approximation : - } c = \frac{\Delta l}{b} = 1.8 \left\{ \frac{K_2}{m} - \frac{1}{5} \left(\frac{K_2}{m} \right)^2 - 0.04 \right\} \dots (84)$$

然れども實際問題としては水側面の傾斜の急變は好ましからざるものなるを以て安定上より見て多少の餘裕あるに拘らず、堤頂より $n = \tan \alpha_2 \doteq K_2$ なる傾斜を附する場合も多かるべし。

今基本三角形の頂部に於て高 h_1 を有する部分 OEF を取りて考ふるに下流面の傾斜は $\tan \alpha_1 = m$, 上流面の傾斜は $n = \tan \alpha_2 \doteq K_2$ にして空虚の場合の安定條件を満足するものなり、然るに頂幅 b を與ふる爲に OBL を附加せる爲頂部は却て安全となるも、稍下れば m 及び n に相當する幅員を以ては不充分となり、爲に上流面に増幅を要するに至る、今此限界點の位置を $x = h_1$ として其値を求むるに(第三十六圖参照)、基本三角形の部分 OEF はそれ自身にて過不足なく安定條件を満足するを以て附加部分 OBL に作用する自重と地震力との合力の作用線が middle third の上流端 (C) に合すれば可なり。



第三十六圖

C 點の y の値を y_0 とすれば

$$y_0 = -\frac{h_4}{3}(m + K_2) - h_4 K_2$$

\overline{OBL} の重心點 (G_1) の坐標は

$$\bar{x} = \frac{h_1}{2}$$

$$\bar{y} = \frac{4}{5} b$$

然るに G_1 に作用する重量 W_1 と地震力 $K_2 W_1$ との合力の作用線は鉛直に對し K_2 なる傾きをなし、其 EF 線との交點が middle third の上流端 C と一致すれば

安定條件を満足す、即ち

$$\overline{G G'} \times K_2 = O' G' - O' C' = \frac{4}{5} b - y_0$$

即ち安定條件の方程式は

$$\left(h_4 - \frac{h_1}{2}\right) K_2 = \frac{4}{5} b - \frac{h_4}{3} (m - 2 K_2)$$

$$\dots h_4 = \frac{3h_1}{10} \cdot \frac{8m + 5K_2}{m + K_2} = 3h_1 \left\{ 1 - \frac{1}{10} \cdot \frac{2m + 5K_2}{m + K_2} \right\} \dots (85)$$

式 (85) に依り種々の m 及び K_2 に對して h_4 を算定するに普通の場合に於ては $2h_1$ に近き値にして之より少しく大なり、故に $h_4 \doteq 2h_1$ として

$$x = h_4 \doteq 2h_1 \dots (86)$$

なる水平截面以下を増幅すれば安全なり。

第二十九節 堤項幅員の上流面に及ぼす影響

前節に於て論じたる結果により空虚なる場合に於て上流面の形狀は堤頂より $h_1 \left(= \frac{b}{m} \right)$ の間を鉛直とし、これより傾斜を附し、 $h_2 \left(= 2 \frac{b}{m} \right)$ に於て $2h_1 K_2 \left(= h_2 K_2 = 2b \frac{K_2}{m} \right)$ なる増幅を爲せば多少の餘裕を以て安定條件を満足せしめ得る事を知れり、依て本節に於てはそれ以下の部分に於て基本三角形上流面に對し幾何の

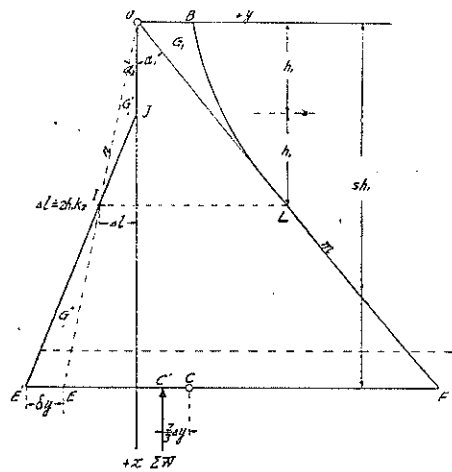
増幅を爲すべきかを算定せんとす、今頂幅より sh_1 (爰に s は 2 より大なる任意の數とす) だけ下りたる水平截面に於て過不足なく安定條件を満足せしむるため上流側に δy だけの増幅を要するものと見做し、安定の條件式より其値を求めんとす (第三十七圖參照)、此場合基本三角形(OEF)に對し質量の増減を見るに下流面に於ては頂部に OBL を附加し、上流面に於ては頂部に於て ΔOJI を除却し、其下部に於て新たに $\Delta IEE'$ を附加する事となる、然るに基本三角形 OEF に於ては作用外力の合成力は正しく底線 (EF) の middle third の上流端 C に會せるを以て、新に増減せる部分に作用する外力のみの合成力の影響に依り總合成力の作用點が C' に遷りたりとすれば、 $\overline{CC'}$ の $\frac{3}{2}$

だけを上流面に増幅すれば正しく安定條件を満足する事を得べし、即ち

$$\text{必要なる増幅 } \delta y = \frac{3}{2} \frac{\overline{CC'}}{C'}$$

次に各部分に對する記號を定むれば

部分	重自	地震力	重心
OBL	W_1	$K_2 W_1$	G_1
OJI	W'	$K_2 W'$	G'
IEE'	W''	$K_2 W''$	G''
OEF	W	$K_2 W$	G



第三十七圖

次に外力の値、及び其比を表示すれば

外力の値	同上比
$W_1 = \frac{2}{3} w b h_1$	$\frac{2}{3}$
$K_2 W_1 = K_2 \frac{2}{3} w b h_1$	$\frac{2}{3} K_2$
$W' = -w h_1^2 K_2$	$-\frac{K_2}{m} = \frac{-n}{m} = -q$ (と置く)
$K_2 W' = -K_2 w h_1^2 K_2$	$-\frac{K_2^2}{m} = \frac{-n K_2}{m} = -q K_2$
$W'' = \frac{w}{2} \delta y (s-2) h_1$	$\frac{s-2}{2m} z \dots$ where $z = \frac{\delta y}{h_1}$

$$K_2 W'' = K_2 \frac{w}{2} \delta y (s-2) h_1 \qquad \frac{s-2}{2m} z K_2$$

$$W = \frac{w}{2} s^2 h_1^2 (m + K_2) \qquad \frac{s^2}{2} \left(1 + \frac{n}{m}\right) = \frac{s^2}{2} (1+q)$$

$$K_2 W \qquad \frac{s^2}{2} \left(1 + \frac{n}{m}\right) K_2 = \frac{s^2}{2} (1+q) K_2$$

$\sum W$; C' 點に作用する鉛直反力

諸外力作用點の坐標

鉛直力

$$W_1 \dots \bar{y} = \frac{4}{5} h_1 m,$$

$$W' \dots \bar{y} = -\frac{h_1}{2} K_2,$$

$$W'' \dots \bar{y} = -\frac{2}{3} (s+1) h_1 K_2 - \frac{\delta y}{3},$$

$$W \dots \bar{y} = \frac{s}{3} h_1 (m - K_2),$$

水平地震力

$$K_2 W_1 \dots \bar{x} = \frac{h_1}{2}$$

$$K_2 W' \dots \bar{x} = h_1$$

$$K_2 W'' \dots \bar{x} = \frac{2(s-2)}{3} h_1 + 2h_1$$

$$K_2 W \dots \bar{x} = \frac{2s}{3} h_1$$

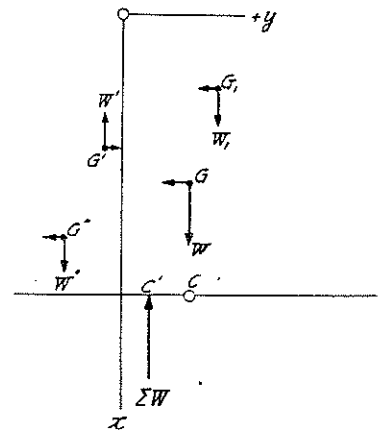
諸外力の C 點の廻りの臂長

鉛直外力

$$\left\{ \begin{array}{l} W_1 \dots \bar{y}_1 = \frac{4}{5} h_1 m - \frac{sh_1}{3} (m - 2K_2) \\ W' \dots \bar{y}_1 = -\frac{h_1}{2} K_2 - \frac{sh_1}{3} (m - 2K_2) \\ W'' \dots \bar{y}_1 = -\frac{2s}{3} h_1 K_2 - \frac{2}{3} h_1 K_2 \\ \qquad \qquad \qquad - \frac{sh_1}{3} (m - 2K_2) - \frac{\delta y}{3} \\ W \dots \bar{y}_1 = sh_1 K \\ \sum W \dots \bar{y}_1 = C C' = \frac{2}{3} \delta y \end{array} \right.$$

水平外力

$$\left\{ \begin{array}{l} K_2 W_1 \dots \bar{x}_1 = sh_1 - \frac{h_1}{2} \\ K_2 W' \dots \bar{x}_1 = sh_1 - h_1 \\ K_2 W'' \dots \bar{x}_1 = sh_1 - \frac{2}{3} sh_1 + \frac{4}{3} h_1 - 2h_1 = \frac{s}{3} h_1 - \frac{2}{3} h_1 \\ K_2 W \dots \bar{x}_1 = sh_1 - \frac{2s}{3} h_1 = \frac{sh_1}{3} \end{array} \right.$$



第三十八圖

次に上記臂長の比を求むるに

鉛直外力の臂長の比

水平地震力の臂長の比

$$W_1 ; \frac{4}{5} m - \frac{s}{3} (m - 2K_2),$$

$$K_2 W_1 ; s - \frac{1}{2}$$

$$W' ; -\frac{1}{2} K_2 - \frac{s}{3} (m - 2K_2)$$

$$K_2 W' ; s - 1$$

$$W'' ; -\frac{2}{3} K_2 - \frac{s}{3} m - \frac{1}{3} z$$

$$K_2 W'' ; \frac{1}{3} (s - 2)$$

$$\sum W ; \frac{2}{3} z$$

安定条件の方程式は

$$\sum \text{Mt. about } C = 0$$

然るに基本三角形に属する部分に作用する外力 (W 及び $K_2 W$) の合成力は始めより C 點に會せるを以て條件式には之を取除く事を得. 依て

$$\begin{aligned} W_1 \left\{ \frac{4}{5} m - \frac{s}{3} (m - 2K_2) - \left(s - \frac{1}{2} \right) K_2 \right\} - W' \left\{ s K_2 - \frac{1}{2} K_2 + \frac{s}{3} m \right. \\ \left. - \frac{2s}{3} K_2 \right\} - W'' \left\{ \frac{2}{3} K_2 + \frac{s}{3} m + \frac{z}{3} + \frac{s-2}{3} K_2 \right\} \\ + \sum W \frac{2}{3} z = 0 \dots\dots\dots (87) \end{aligned}$$

次に $\frac{n}{m} = \frac{K_2}{m} = q, \quad \frac{z}{m} = \frac{\delta y}{b} = Y$ と置き簡単にすれば,

$$\begin{aligned} W_1 \left\{ \left(\frac{4}{5} - \frac{s}{3} \right) - \frac{s}{3} q + \frac{q}{2} \right\} - W' \left\{ \frac{s}{3} q + \frac{s}{3} - \frac{q}{2} \right\} - W'' \left\{ \frac{1}{3} Y \right. \\ \left. + \frac{s}{3} q + \frac{s}{3} \right\} + \sum W \frac{2}{3} Y = 0 \end{aligned}$$

上式に W_1, W', W'' 及び $\sum W$ の比を挿入すれば

$$\begin{aligned} \left(\frac{4}{5} - \frac{s}{3} \right) - \frac{s}{3} q + \frac{q}{2} + \frac{q}{2} \left\{ sq + s - \frac{3}{2} q \right\} - \frac{s-2}{4} Y (Y + sq + s) \\ + \left\{ \frac{2}{3} - q + \frac{s-2}{2} Y + \frac{s^2}{2} (1+q) \right\} Y = 0 \end{aligned}$$

or

$$(s-2) Y^2 + \left\{ \frac{8}{3} - 4q + 2s(1+q) + s^2(1+q) \right\} Y + \frac{16}{5} + 2q - s \left\{ \frac{4}{3} \right.$$

$$-2q\left(\frac{1}{3}+q\right)\}=0$$

然るに Y 即ち $\delta y/h_1$ は 1 より遙かに小なる値にして s の大なるに従ひ第一項は第二項に比して愈々小となる、依て上式を近似的に解き Y を求むれば

$$Y = \frac{\delta y}{h_1} = \frac{m\delta y}{b} = \frac{s\left\{\frac{2}{3}-q\left(\frac{1}{3}+q\right)\right\}-q-\frac{8}{5}}{2\left(\frac{2}{3}-q\right)+s\left(1+\frac{s}{2}\right)(1+q)} \dots\dots(88)$$

多少の誤差を許せば多くの場合次の式を用ひて可なり

$$Y = \frac{\delta y}{h_1} \doteq \frac{\frac{s}{3}(2-q)-q-\frac{8}{5}}{\frac{4}{3}+s\left(1+\frac{s}{2}\right)(1+q)} \doteq \frac{s\left(2-\frac{K_2}{m}\right)-5-q}{4+3s\left(1+\frac{s}{2}\right)\left(1+\frac{K_2}{m}\right)} \dots(89)$$

s が極めて大なる部分に對しては

$$Y = \frac{\delta y}{h_1} \doteq \frac{2}{3\left(1+\frac{s}{2}\right)\left(1+\frac{K_2}{m}\right)} \dots\dots\dots(90)$$

式 (88) 又は (89) に依りて堤頂より sh_1 下方の截面、即ち sh_1 なる高さを有する上部の安定上必要なる上流側の増幅 δy を算出する事を得べし、計算の煩を省く爲に式 (89) を用ひ種々の s の値に對し、 Y と $\frac{K_2}{m}$ との關係を算出し、附圖第一に曲線群を以て示せり。

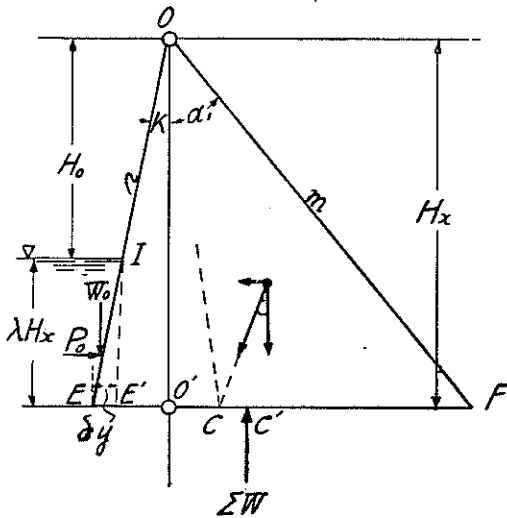
尙 sh_1 に於て必要なる δy を求むる際、上流側に附加する部分は IEE' なる三角形なりと假定せるも其上部の s の種々の値に對し δy を算出し其端を連結する線は折線又は曲線を爲すべく、爲に實際附加すべき質量は假定せる三角形より大なるも其差微少なるものにして安定に對しては殆んど影響なきものと見做す事を得。

第三十節 低水水壓の下部上流面に及ぼす影響

最低水位が堤頂より H_0 だけ下りたる場合堤體の安定上必要なる上流面傾斜 $n = \tan \alpha_2$ を定むるに、堤頂より H_0 に至る間は全々空虚なるを以て n の値は第二十六節に依り基本三角形の上流面の必要なる傾斜は式 (65) に於て $\lambda = 0$ なるを以て

$$n = K_2$$

なり、然るに最低水位以下に於ては若干の水壓が安定を助くる如き方向に作用するを以て、理論上多少断面の縮少を爲す事を得べし、今其程度を算定せんがため基本三角形 (OEF) に於て水壓のため IEE' だけの三角形部分を除却するも尙安定を保ち得るものとし、底幅の減幅 δy を求めんとす (第三十九圖参照)



第三十九圖

$$\text{Let } H_x - H_0 = \lambda H_x$$

$$\angle EIE' = \alpha_3$$

$$\text{OEF の重量 ; } W = \frac{w}{2} H_x^2 (m+n)$$

$$\text{where } n = K_2$$

$$\text{IEE' の重量 ; } W' \doteq \frac{w}{2} (H_x - H_0)$$

$$\times K_2 \delta y$$

($\because n$ and α_3 are small)

$$\text{IE 上の水の重量 ; } W_0 = \frac{w_0}{2} (H_x$$

$$- H_0)^2 K_2$$

$$\text{水壓 ; } P_0 = \frac{w_0}{2} (H_x - H_0)^2$$

$$\therefore W : W' : W_0 : P_0 = \gamma (m+n) : \gamma \lambda n \frac{\delta y}{H_x} : \lambda^2 n : \lambda^2$$

今基本三角形 OEF の底邊の middle third の上流端 C の廻りの力率を探るに $\lambda=0$ 即ち全く空虚なる場合に於ては

$$\sum \text{Mt. about } C = 0$$

なり、然るに λH_x に相當する水壓、水の重量及び IEE' 部の除去の爲に、合力の作用點が C' に遷りたりとし此點が新底邊 E'F' の middle third の上流端に當るものとせば

$$\delta y = \frac{3}{2} CC'$$

なるを要す、而て新に加はりたる諸外力の力率の和は、鉛直反力の力率に等しからざるべからざるを以て安定の條件式は

$$\frac{2}{3} \delta y \sum W = P_0 \frac{1}{3} \lambda H_x - W_0 \frac{H_x}{3} (m+n) + W' \left\{ \frac{H_x}{3} (m+n) - \delta y + \frac{\lambda H_x}{3} K_j \right\} \dots \dots \dots (91)$$

諸外力の代りに其比を挿入すれば

$$\frac{2}{3} \delta y \{ \gamma (m+n) + \lambda^2 n \} = \frac{1}{3} \lambda^3 H_x + \gamma \lambda n \frac{\delta y}{H_x} \left\{ \frac{H_x}{3} (m+n) - \delta y + \frac{\lambda H_x}{3} K_2 \right\} - \lambda^2 \frac{H_x}{3} n (m+n)$$

今 $\frac{\delta y}{H_x - H_0} = \frac{\delta y}{\lambda H_x} = Y_1$ と置けば

$$\gamma n \lambda^2 Y_1^2 + \frac{1}{3} \gamma (m+n) \left(2 - n\gamma - \frac{n^2}{m+n} \lambda^2 \right) Y_1 - \frac{\lambda}{3} \{ \lambda - n (m+n) \}$$

然るに Y_1 の値は 1 に比し極めて小なるを以て

1st. approximation $Y_1 = \frac{\lambda \{ \lambda - n (m+n) \}}{\gamma (m+n)} = \frac{\delta y}{\lambda H_x} \dots \dots \dots (92)$

Y_1 の値は 1/50 以下にして多くの場合 1/100 程度のものなるを以て實際問題としては此減却を爲さざるを可とす。

第三十一節 鉛直壓度

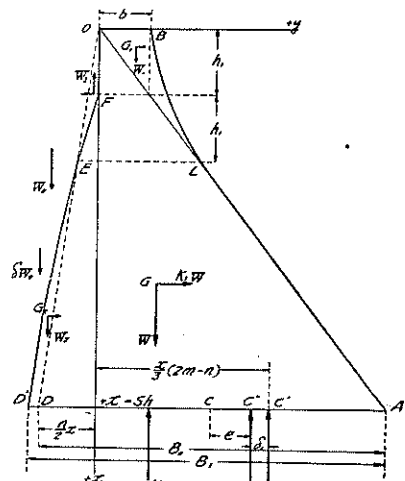
(1) 基本断面の前後両面に作用する鉛直壓度

基本三角形に於て $+x (=sh_1)$ なる底邊に作用する最大鉛直壓度を考ふるに (第四十圖参照) 其底邊に作用する鉛直反力 (R_1) は其上部に作用する鉛直外力の總和 ($\sum W$) に等しく、即ち

- W ; 基本三角形堤體の重量
- W_0 ; 上流面直上の池水の重量
- U ; 底邊に作用する揚壓力

とすれば

$$R_1 = \sum W = W + W_0 - U = \frac{w}{2} x^2 (m+n) + \frac{w_0}{2} x^2 n - \mu \frac{w_0}{2} x^2 (m+n)$$



第四十圖

$$R_1 = \frac{w_0}{2} x^2 \left\{ \gamma - \mu + \frac{n}{m+n} \right\} = \frac{w_0}{2} s^2 h_1^2 \left\{ \gamma - \mu + \frac{n}{m+n} \right\}$$

而て $+x$ に於ける底幅 B は

$$B_0 = x(m+n) = s_1 h_1 (m+n)$$

今

δ_1 ; 満水の場合の鉛直反力の作用點と底邊の middle third の下流端との距離.

δ_2 ; 空虛の場合の ” ” ” ”

p_1 ; 満水の場合の下流端の鉛直壓度,

p_2 ; 空虛の場合の上流端の ”

e_1 ; 満水の場合底の中心より反力の作用點迄の距離即ち偏心距離

e_2 ; 空虛の場合 ” ” ” ”

とすれば

$$\left. \begin{aligned} p_1 &= \frac{2 \sum W}{B} \left(1 + \frac{6e_1}{B} \right) \\ p_2 &= \frac{2W}{B} \left(1 + \frac{6e_2}{B} \right) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (93)$$

基本三角形に於ては反力は middle third の端に作用するを以て

$$\delta_1 = \delta_2 = 0, \quad e_1 = \frac{1}{6} x(m+n) = \frac{B}{6} = e_2$$

$$\left. \begin{aligned} p_1 &= \frac{2 \sum W}{B} = w_0 x \left\{ \gamma - \mu + \frac{n}{m+n} \right\} \\ p_2 &= \frac{2W}{B} = w_0 x \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (94)$$

但し上流面の安定に低水水壓を考慮する時は低水面以下に於ては $e_2 \neq 0$ にして、從て實際の p_2 の値は式 (94) の與ふるものより多少低かるべし。

(2) 堤頂幅員の鉛直壓度に及ぼす影響

堤頂に幅員 b を與へたる爲に其下流側に OBL を附加し上流側に於ては EDD' を附加し, OEF を除き, 從て上流面直上の池水の重量にも變化を及ぼす事となり, 爲に底邊に作用する反力は其量と作用點の位置とを變ずべし, 今満水

の場合を考ふるに頂幅の爲に $+x (=sh_1)$ に於ける鉛直反力は R_1 より R_2 に、其作用點は δ_1 だけ内側に遷るものとし、基本三角形の middle third の下流端 C' の廻りの力率をとるに外力及び其臂長は、

W_1 ; OBL の重量	$K_1 W_1$; OBL に作用する地震力
\bar{y}_1 ; 同上の臂長,	\bar{x}_1 ; 同上の臂長
W_2 ; EDD' の重量,	$K_1 W_2$; EDD' に作用する地震力
\bar{y}_2 ; 同上の臂長,	\bar{x}_2 ; 同上の臂長
W_3 ; OEF の重量,	$K_1 W_3$; OEF に作用する地震力
\bar{y}_3 ; 同上の臂長,	\bar{x}_3 ; 同上の臂長
δW_0 ; 池水重量の増加,	U ; 底邊に作用する揚壓力
\bar{y}_0 ; 同上の臂長,	\bar{y}_u ; 同上の臂長
B_1 ; 底邊の長 $= x(m+n) + 0.06 h_1$	
W ; 基本三角形の重量	

然る時は

$$R_2 \delta_1 = W_1 (\bar{y}_1 - K_1 \bar{x}_1) + W_2 (\bar{y}_2 - K_1 \bar{x}_2) - W_3 (\bar{y}_3 - K_1 \bar{x}_3) + \bar{y}_0 \delta W_0 \dots (95)$$

然るに

$$W = \frac{w}{2} s^2 h_1^2 (m+n), \quad U = \mu \frac{w_0}{2} s^2 h_1^2 (m+n)$$

$$W_1 = w \frac{2}{3} h_1^2 m, \quad \bar{y}_1 = \frac{sh_1}{3} (2m-n) - \frac{4}{5} h_1 m, \quad \bar{x}_1 = sh_1 - \frac{h_1}{2}$$

$$W_2 = 0.06 w h_1^2 s (\gamma - 1), \quad \bar{y}_2 = \frac{2}{3} sh_1 (m+n) - \frac{s-2}{2} h_1 n, \quad \bar{x}_2 = \frac{s-2}{2} h_1$$

$$W_3 = w h_1^2 n, \quad \bar{y}_3 = \frac{sh_1}{3} (2m-n) + \frac{h_1 n}{2}, \quad \bar{x}_3 = (s-1) h_1$$

$$\delta W_0 = 0.06 w_0 h_1^2 s, \quad \bar{y}_0 = \frac{2}{3} sh_1 (m+n) - \frac{s-2}{2} h_1 n + 0.03 h_1$$

にして

$$R_2 = \sum W = W + W_1 + W_2 - W_3 + W_0 + \delta W_0 - U$$

此等の値を式(95)に入れ尚

$$\delta = \varepsilon h_1$$

と置き ε を求むれば

$$\varepsilon = \frac{\left[\frac{2}{3} \gamma m \left\{ \frac{s}{3} (2m-n) - \frac{4}{5} m - K_1 \left(s - \frac{1}{2} \right) \right\} + 0.06 (\gamma - 1) s \left\{ \frac{2}{3} s(m+n) - \frac{s-2}{2} n - \frac{K_1}{2} (s-2) \right\} - n \left\{ \frac{s}{2} (2m-n) + \frac{n}{2} - K_1 (s-1) \right\} + 0.06 s \right.}{\frac{\gamma}{2} s^2 (m+n) + \frac{2}{3} \gamma m + 0.06 (\gamma - 1) s - \gamma n + 0.06 s - \frac{\mu}{2} s^2 (m+n)} \left. \times \left\{ \frac{2}{3} s(m+n) - \frac{s-2}{2} n + 0.03 \right\} \right] \dots \dots \dots (96)$$

多少の誤差を許して少しく簡単にすれば

$$\varepsilon = \frac{\frac{1}{3} (2m-n) \left(\frac{2}{3} \gamma m - \frac{3}{2} n \right) + 0.06 \gamma \left\{ \frac{2}{3} (m+n) s - \frac{s-2}{2} n \right\} - K_1}{\frac{1}{2} (\gamma - \mu) (m+n) s + 0.06 \gamma} \dots \dots \dots (97)$$

故に

$$p_1 = \frac{w_0 h_1^2 \left\{ \frac{1}{2} (\gamma - \mu) s^2 (m+n) + \gamma \left(\frac{2}{3} m - n \right) + 0.06 s (\gamma - 1) \right\}}{s h_1 (m+n) + 0.06 h_1} \times \left\{ 1 + \frac{6 \left(\frac{s h_1}{6} (m+n) - s h_1 \right)}{s h_1 (m+n) + 0.06 h_1} \right\} \\ = \frac{w_0 h_1 \left\{ \frac{1}{2} (\gamma - \mu) s^2 (m+n) + \gamma \left(\frac{2}{3} m - n \right) + 0.06 s (\gamma - 1) \right\}}{s(m+n) + 0.06} \times \left\{ 2 - \frac{6 \varepsilon}{s(m+n)} \right\} \dots \dots \dots (98)$$

今基本三角形に於ける +x 底邊の下流端の鉛直壓度を p とすれば式(98)の與ふる p₁ と p との関係は

$$p_1 = p \left\{ 1 - \frac{3 \varepsilon}{s(m+n)} \right\}$$

今許容鉛直壓度を p とし、基本三角形に於ては +x₀' に於て下流端の鉛直壓度が p に達するものとすれば頂幅の爲に修正を加へたる断面にありては

$$x_0 = \frac{x_0'}{1 - \frac{3 \varepsilon}{s(m+n)}} = \frac{s(m+n) x_0'}{s(m+n) - 3 \varepsilon} \dots \dots \dots (99)$$

に於て鉛直壓度は p に達すべし。

第七章 溢流堰堤の断面形

第三十二節 安定条件を満足する下流面の形状

溢流堰堤に於ては其溢流頂は最高水位より數尺乃至十數尺の低きに位し、若し水門を設けて池水面を調節する場合は堤上部の水壓は門扉の上流面に垂直に作用し、且つ上部の重量は非溢流堤に比し數分の一に過ぎざるも此等の關係は個々の場合に於て著しく異なり、而も地震力、揚壓力等を考慮する場合に於ては安定条件極めて複雑にして下流面の形状を理論上より解決する事頗る困難なり、仍て本節に於ては先づ最も簡單なる場合、即ち水門を設けざる單純なる溢流堤に於て地震力、揚壓力等を考慮せざる場合に就き安定条件を満足する如き下流面の形状を理論上より算出せんとす。

地震力を考慮せざるを以て上流面を鉛直となし、其延長と最高水面との交點を坐標の原點に取り、第四十一圖に示すが如く坐標軸を定め下流面の鉛直断面曲線を y -curve とし安定条件を満足する如く其形を定めんとす。

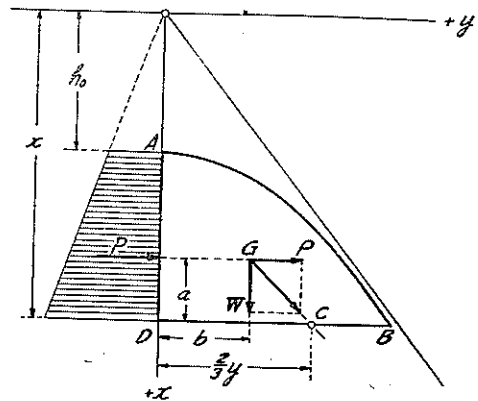
今溢流頂 A は $+h_0$ に存するものとし $+x$ なる水平載面に於て外力の合成が middle third の下流端に合する爲に必要な底幅 y を求めん

上流面に垂直に作用する水壓；

$$P = w_0(x - h_0) \frac{1}{2}(x + h_0) = \frac{w_0}{2}(x^2 - h_0^2)$$

底邊上部の重量；

$$W = w \int_{h_0}^x y dx$$



第四十一圖

今底幅 BD の middle third の下流端を C とすれば此點に對する諸外力の力率の和は零ならざるべからず

P の臂長； $a = \frac{x^2 + h_0x - 2h_0^2}{3(x + h_0)}$

W の臂長； $\frac{2}{3}y - b = \frac{2}{3}y - \int_{h_0}^x \frac{1}{2}y^2 dx / \int_{h_0}^x y dx$

仍て安定條件を式を以て表はせば

$$\sum \text{Moment about } C = 0$$

$$\text{or } W\left(\frac{2}{3}y - b\right) = Pa$$

$$\text{or } w \int_{h_0}^x y dx \times \left\{ \frac{2}{3}y - \frac{\frac{1}{2} \int y^2 dx}{\int y dx} \right\} = \frac{w_0}{2} (x^2 - h_0^2) \frac{x^2 + h_0 x - 2h_0^2}{3(x + h_0)}$$

$$\text{or } \gamma \frac{2}{3} y \int_{h_0}^x y dx - \frac{\gamma}{2} \int y^2 dx - \frac{1}{6} (x^3 - 3h_0^2 x + 2h_0^3) = 0 \dots (100)$$

x に就て微分すれば

$$\frac{2}{3} \left\{ \frac{dy}{dx} \int y dx + y^2 \right\} - \frac{y^2}{2} - \frac{1}{2\gamma} (x^2 - h_0^2) = 0$$

$$\text{or } \frac{2}{3} \int y dx + \frac{1}{6} \cdot \frac{y^2}{\frac{dy}{dx}} - \frac{1}{2\gamma} \cdot \frac{x^2 - h_0^2}{\frac{dy}{dx}} = 0$$

更に x に就て微分すれば

$$\frac{2}{3} y + \frac{1}{6} \cdot \frac{2y \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 - y^2 \frac{d^2 y}{dx^2}}{\left(\frac{dy}{dx} \right)^2} - \frac{1}{2\gamma} \cdot \frac{2x \frac{dy}{dx} - (x^2 - h_0^2) \frac{d^2 y}{dx^2}}{\left(\frac{dy}{dx} \right)^2} = 0$$

$$\text{or } \frac{d^2 y}{dx^2} \left\{ \frac{3}{\gamma} (x^2 - h_0^2) - y^2 \right\} + 6y \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 - \frac{6}{\gamma} x \frac{dy}{dx} = 0 \dots (101)$$

是即 y -curve に對する微分方程式なるも純數學的方法を以ては之を解く事能はず、Th. Rehbock 教授は Der Wasserbau 2^o Band "Stauwerke" 1912 の p. 101 にこれと同意義の方程式を揚げたるも其解算は不可能なりとして放棄しあり、然れども工學上の問題としては y -curve の性質は豫め大體推定し得るを以て漸近法に依りて式 (101) の微分方程式を解く事を得べし、今 x の種々の値に對する y の値を考ふるに $x = h_0$ 、即ち堤頂に於ては勿論零にして其接線は水平なるべく $x = \infty$ 、即ち極めて高き溢流堤の下端に於ては溢流の影響は極めて微少にして y の値は $x=0$ に頂點を有する基本三角形の底幅と同一なるべし、從て y -curve は基本三角形の下流線を漸近線とする一の曲線ならざるべからず、而て斯如き性質を具備する最も簡單なる曲線は $+h_0$ を頂點とし x 軸を軸とする 2 次双曲線なり今其方程式を

$$\frac{x^2}{h_0^2} - \frac{y_1^2}{a_1^2} = 1$$

とし基本三角形の下流線の傾斜を m とすれば

$$a_1 = mh_0$$

なるを要す、従て双曲線の方程式は

$$\frac{x^2}{h_0^2} - \frac{y_1^2}{h_0^2 m^2} = 1$$

or
$$y_1^2 = m^2(x^2 - h_0^2) \dots\dots\dots (102)$$

次に式(101)の微分方程式中最も重要ならざる第一項の $\frac{d^2y}{dx^2}$ の係數に近似値を代入すれば

$$\frac{3}{\gamma}(x^2 - h_0^2) - y^2 \div \frac{3}{\gamma}(x^2 - h_0^2) - m^2(x^2 - h_0^2) = 2m^2(x^2 - h_0^2) \div 2y^2$$

($\therefore m = \frac{1}{\sqrt{\gamma}}$)

此關係を式(101)に挿入すれば

$$y^2 \frac{d^2y}{dx^2} + 3y \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 - \frac{3}{\gamma} x \frac{dy}{dx} = 0 \dots\dots\dots (103)$$

尙式(102)より

$$\frac{dy}{dx} \div \frac{dy_1}{dx} = \frac{mx}{\sqrt{x^2 - h_0^2}}$$

今近似値を得る爲に y -curve を頂部、下部、中間部の3區に分ち、各部に對し適當なる近似法を用ひて式(103)の微分方程式を解かんとす。

1), 頂部

頂部に於ては y は小なるを以て式(103)の第一項を無視し第二項中 $y \left(\frac{dy}{dx} \right)$ の代りに

$$y \left(\frac{dy}{dx} \right) = m \sqrt{x^2 - h_0^2} \times \frac{mx}{\sqrt{x^2 - h_0^2}} = m^2 x$$

を代用すれば

$$y \frac{dy}{dx} = m^2 x$$

之を解きて

$$\frac{y^2}{2} = \frac{m^2}{2} x^2 + C$$

然るに $x=h_0$ に於て $y=0$ なるを以て

$$y^2 = m^2(x^2 - h_0^2) \dots\dots\dots (104)$$

2), 下部即ち x が極めて大なる場合は $\frac{dy}{dx}$ は m に極めて近きを以て式 (103) 中 $y\left(\frac{dy}{dx}\right) \doteq m^2 x$ と置けば

$$y^2 \frac{d^2 y}{dx^2} + 3m^2 x \frac{dy}{dx} - 6m^2 x \frac{dy}{dx} = 0$$

故に

$$y^2 \frac{d^2 y}{dx^2} = 0 \quad \text{or} \quad \frac{d^2 y}{dx^2} = 0$$

此微分方程式を解きて $x=\infty$ に於て $\frac{dy}{dx} = m$ なる條件に依り積分常數を定むれば

$$y = mx \quad \text{or} \quad \frac{dy}{dx} = m \dots\dots\dots (105)$$

即ち式 (102) は上下兩端に於ては近似的に式 (101) の微分方程式を満足する事を知る。

3), 中間部に對する近似値, 又は下流面全般に對する第二次近似値式 (103) に於て比較的重要ならざる第一項に近似値を代入すれば

$$\begin{aligned} \frac{dy}{dx} &= mx(x^2 - h_0^2)^{-\frac{1}{2}} \\ \frac{d^2 y}{dx^2} &= m \frac{(x^2 - h_0^2) - x^2}{(x^2 - h_0^2)^{\frac{3}{2}}} = -m^4 \frac{h_0^2}{y^3} \\ \therefore y^2 \frac{d^2 y}{dx^2} &= -m^4 \frac{h_0^2}{y} = -2m^3 h_0^2 \frac{1}{\sqrt{x^2 - h_0^2}} \end{aligned}$$

故に式 (103) は

$$3y\left(\frac{dy}{dx}\right)^2 - 3m^2 x \frac{dy}{dx} - m^4 h_0^2 \frac{1}{y} = 0$$

尚

$$\frac{dy}{dx} \doteq m \frac{x}{\sqrt{x^2 - h_0^2}} \quad \therefore \frac{dy}{dx} \cdot \frac{\sqrt{x^2 - h_0^2}}{mx} = 1$$

∴

$$3y\left(\frac{dy}{dx}\right)^2 - 3m^2 x \frac{dy}{dx} - m^4 h_0^2 \frac{1}{y} \cdot \frac{dy}{dx} \cdot \frac{\sqrt{x^2 - h_0^2}}{mx} = 0$$

or

$$3 \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 - 6m^2x - 2m^2 \frac{h_0^2}{x} = 0 \dots\dots\dots (106)$$

微分方程式 (106) を解けば

$$y^2 = m^2x^2 + \frac{2}{3}m^2h_0^2 \ln x + C$$

然るに $x=h_0$ に於て $y=0$ なるを以て

$$y^2 = m^2(x^2 - h_0^2) + \frac{2}{3}m^2h_0^2 \ln \frac{x}{h_0} \dots\dots\dots (107)$$

上記の諸公式を一括すれば

a), 基本三角形の下流面 (y -curve の漸近線)

$$y' = mx$$

b), 第一近似値 $y_1^2 = m(x^2 - h_0^2) \dots\dots\dots (108)$

c), 第二近似値 $y^2 = m^2(x^2 - h_0^2) + \frac{2}{3}m^2h_0^2 \ln \frac{x}{h_0}$
 $= y_1^2 + \frac{2}{3}m^2h_0^2 \ln \frac{x}{h_0} \dots\dots\dots (109)$

第三十三節 水理條件を満足する下流面の形状

堤頂上の溢流水線は大體其最高點を頂點とし鉛直軸を有する拋物線なり、而て最下層の水線が式 (109) の與ふる曲線の外に出づる時は溢流水と堤の下流面との間に真空を生じ、安定上頗る有害なるを以て斯の如き區間に於ては y -curve の代りに最下層水線を採用せざるべからず、此水線は $x=h_0$ に頂點を有するを以て其方程式は

$$\left. \begin{aligned} y_2^2 &= c(x-h_0) = \mu \pm h_0(x-h_0) \\ &\doteq 1.54 h_0(x-h_0) \quad [\text{metric system}] \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (110)$$

真空の生ぜざる爲には凡ての x の値に對し

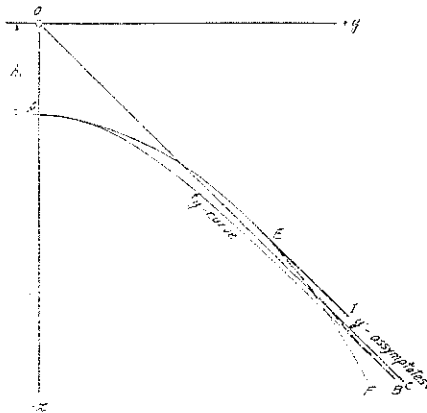
$$y \geq y_2 \quad \text{or} \quad y^2 \geq y_2^2$$

今種々の x に於て y^2 , y_2^2 及び y_1^2 の値を比較するに

x	y^2	y_1^2	y_2^2
$x=h_0$	0	0	$m^2h_0^2$
$2h_0$	$3m^2h_0^2 (1+0.154)$	$\mu 4h_0^2$	$4m^2h_0^2$
$5h_0$	$24m^2h_0^2 (1+0.045)$	$\mu 16h_0^2$	$25m^2h_0^2$
$10h_0$	$99m^2h_0^2 (1+0.0192)$	$\mu 36h_0^2$	$100m^2h_0^2$

故に大體 $x=5h_0$ 位迄は式 (110) の拋物線を採用せざるべからず、 μ は水線の實流速と理論流速との比にして普通 $\mu=1$ とするを安全なりとす。

斯く $x=5h_0$ 位迄拋物線を用ひ其下部に y -curve, 又は漸近線を採用する時は下流面は凹状を爲し多少 Ogie 曲線状を呈する事となる(第四十二圖参照), 尙地震力, 揚壓力等を考慮する場合はこれに相當せる基本三角形の下流面線の傾斜を以て m となし式 (109) を準用すれば可なり。



第四十二圖

次に水門を設置する時は水壓は非溢流堤の場合と略同様にして, 只上部堤體の重量小なるの差あるも普通の場合に於て式(50)に依りて定めたる下流面の傾斜 m を用ひ, y_2-y' 又は y_2-y の値最も大なる點(第四十二圖 E 點)より下部は m なる傾斜を有する直線, 即ち基本三角形下流線に平行なる直線(第四十二圖 \overline{EI}), 又は E と基本三角形底邊の下流端とを結ぶ直線を採用するを可とす。

第八章 最大鉛直壓度の均一なる斷面

第三十四節 満水の場合に於ける下流面の形狀を定むる一般式

極めて高さ堰堤にありては其下部に於て上下兩表面に作用する鉛直壓度は堤材の許容抗壓強度を超過するに至るべし。

先づ満水の場合に於ける下流面に就て考ふるに, $x=x_0$ なる水平截線に於て鉛直壓度は其許容限度 p_0 に達するものとすれば, それ以下の部分に於ては適當なる増幅をなし, 其最大壓度を p_0 に等しからしめざるべからず, 而て問題は高堰堤の下部に限らるゝを以て頂部變形(頂幅 b を與ふる爲に施したる變形)の影響は微々たるものなるを以て基本三角形に就て必要なる増幅を算定すれば足る(第四十三圖参照)。

今基本三角形 ABO に於て $x=x_0$ なる底邊に作用する最大鉛直壓度を求むるに上流面に作用する堆砂土壓の鉛直分力を無視すれば

$$\sum IV = \frac{w_0}{2} x_0^2 (m+n) + \frac{w_0}{2} x_0^2 n - \frac{w_0}{2} \mu x_0^2 (m+n)$$

$$\begin{aligned} \therefore p_0 &= \frac{2 \sum W}{B_0} = \frac{\frac{1}{2} \alpha_0^2 (m+n) (w - \mu w_0) + \frac{n}{2} w_0 \alpha_0^2}{\alpha_0 (m+n)} \\ &= \alpha_0 \left(w - \mu w_0 + w_0 \frac{n}{m+n} \right) = w_0 \alpha_0 \left(\gamma - \mu + \frac{n}{m+n} \right) \dots (111) \end{aligned}$$

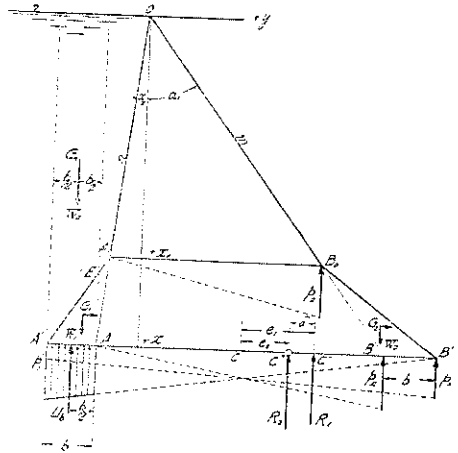
+w 截線 (底邊) に於て最大鉛直壓度を p_0 に等しからしめんがため下流側に b_1 , 上流側に b_2 なる増幅を爲すものとすれば之に依て作用外力に變動を來し, 鉛直反力の作用點も移動すべし。

而て空虚の場合の安定より見れば $b_2 \geq b_1/2$ 即ち b_2 は b_1 の 1/2 に足るも斯の如き割合に増幅を爲す時は下流面の傾斜は著しく緩となり, 惹て主應力の激増を來し極めて不利にして, 一方上流面の増幅は其直上の池水の重量を利用し反力の作用點を著しく内遷せしめ頗る有利なる結果を生ずるを以て茲には

$$b_1 = b_2 = b \dots (112)$$

即ち上下流に同一の増幅を爲すものとして計算を進めんとす, 尙理論上より算出せる b の値は多少凹形を爲せる曲線にして, 従てこのために附加する斷面積は積分の形に依て現はさるべきものなるも, 普通の場合に於ては其曲度小にして而も其面積は堤全體の斷面積に比して小なるを以て, 簡單の爲に圖に示せる如き三角形を爲すものと假定す, 仍て増幅の爲に新に作用する外力は兩側の附加部分 ($\triangle A_0 A' A$ 及び $\triangle B_0 B' B$) の重量及び之に作用する地震力, 上流側 $E A'$ 直上の池水の重量, 及び $A A'$ 下に作用する揚壓力等にして, この爲に鉛直反力の値は R_1 より R_2 に變じ, 其作用點は O' より O'' に移り, 偏心距離 ($O O'$) は δ だけ減少するものとし, 先づ δ の値を略算せんとす今小なる力に對する臂長に略値を用ひ O' 點の廻りの力率を採れば

$$R_2 \delta \cong W_0 \left\{ \frac{2}{3} \alpha (m+n) + \frac{b}{2} \right\} + W_1 \left(1 - \frac{1}{\gamma} \right) \frac{2}{3} \alpha (m+n)$$



第四十三圖

$$-W_2 \frac{x}{3}(m+n) - (W_1 + W_2) K_1 \frac{1}{3}(x-x_0) - \mu w_0 x b$$

$$\times \left\{ \frac{2}{3} x(m+n) + \frac{b}{2} \right\} \dots\dots\dots (113)$$

然るに

$$R_2 \doteq \frac{w}{2} x^2(m+n) + w_0 x b + w(x-x_0)b + \frac{w_0}{2} x^2 n - \frac{\mu w_0}{2} x \left\{ (m+n)x + 2b \right\}$$

今 $b = xX$, $x = sx_0$, $\delta = \varepsilon x$ と置けば

$$R_2 \doteq w_0 x_0 (\gamma - \mu) x \left\{ \frac{s}{2}(m+n) + \frac{1-\mu}{\gamma-\mu} sX + (s-1)X \right\} \left\{ 1 + \frac{n}{(\gamma-\mu)(m+n)} \right\}$$

$$\dots\dots\dots (114)$$

$$R_2 \delta = \varepsilon w_0 (\gamma - \mu) x_0 x^2 \left\{ \frac{s}{2}(m+n) + \frac{1-\mu}{\gamma-\mu} sX + (s-1)X \right\} \left\{ 1 + \frac{n}{(\gamma-\mu)(m+n)} \right\}$$

$$\equiv (1-\mu) w_0 x b \left\{ \frac{2x}{3}(m+n) + \frac{b}{2} \right\} + \frac{\gamma-1}{2} w_0 (x-x_0) b \frac{2x}{3}(m+n)$$

$$- \frac{w}{2} (x-x_0) b \frac{x}{3}(m+n) - w(x-x_0) b K_1 \frac{1}{3}(x-x_0)$$

$$= w_0 x_0 x^2 \left[(1-\mu) sX \left\{ \frac{2}{3}(m+n) + \frac{X}{2} \right\} + \frac{\gamma-1}{2} (s-1)X \frac{2}{3}(m+n) \right]$$

$$\left[-\frac{\gamma}{2} (s-1)X \frac{1}{3}(m+n) - \frac{\gamma}{3} \left(1 - \frac{1}{s} \right) K_1 (s-1)X \right]$$

然るに ε の値は近似値を以て足れるが故に結果を安全ならしむる如き即ち b を多少過大ならしむるが如き誤差を許せば ε は簡単に次の式を以て表はす事を得

$$\varepsilon = \frac{4(1-\mu)}{3(\gamma-\mu)} b = \beta b \dots\dots\dots (115)$$

然るに γ は大體一定せる値を有するも、 μ は各情況に依りて著しく異なるを以て ε の値は μ に依りて變化するものと見る事を得、今 $\gamma=2.4$ として μ の種々の値に對し β の値を算出すれば次の如し。

第 五 表

$\mu =$	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.00
$\beta =$	0.545	0.485	0.400	0.293	0.167	0.000

此關係は附圖第二に曲線を以て示せり。即ち

$$\mu = 0.2 \quad \text{に對し} \quad \beta \doteq 0.5 = \frac{1}{2}$$

$$\begin{array}{lll} \mu = 0.4 & \text{に對し} & = 0.4 \\ \text{,,} = 0.6 & \text{,,} & = 0.3 \end{array}$$

依て新断面に於ける反力の偏心距離 e_2 を求むるに

$$e_2 = \frac{x}{6}(m+n) - \beta b$$

而て $+x_0$ 底邊に於ける下流端の鉛直壓度 p_0 は式 (102) に依り

$$p_0 = w_0 x_0 \left(\gamma - \mu + \frac{n}{w+n} \right) = w_0 x_0 (\gamma - \mu) \left\{ 1 + \frac{n}{(m+n)(\gamma - \mu)} \right\}$$

次に $+x$ 底邊に於ける最大鉛直壓度、即ち下流端の壓度を p とすれば

$$p = \frac{R_2}{x(m+n) + 2b} \left\{ 1 + \frac{6e_2}{x(m+n) + 2b} \right\} \dots\dots\dots (116)$$

$+x_0$ 以下の最大鉛直壓度を同一ならしむる爲には

$$p = p_0$$

なるを要す、依て R_2 及び e_2 に上記の値を入れ p と p_0 と相等しと置けば

$$\begin{aligned} & \frac{w_0 x (\gamma - \mu) x \left\{ \frac{s}{2}(m+n) + \frac{1-\mu}{\gamma-\mu} sX + (s-1)X \right\} \left\{ 1 + \frac{n}{(\gamma-\mu)(m+n)} \right\}}{x(m+n) + 2b} \\ & \times \left\{ 1 + \frac{x(m+n) - 6\beta b}{x(m+n) - 2b} \right\} = w_0 x (\gamma - \mu) \left\{ 1 + \frac{n}{(m+n)(\gamma - \mu)} \right\} \dots (117) \end{aligned}$$

上式を簡単にすれば

$$\left\{ s(m+n) + \frac{3}{2}\beta sX + 2(s-1)X \right\} \left\{ (m+n) - (3\beta - 1)X \right\} = (m+n + 2X)^2$$

次に $\frac{X}{m+n} = Z$ と置き

$$\left\{ s + \frac{3}{2}\beta sZ + 2(s-1)Z \right\} \left\{ 1 - (3\beta - 1)Z \right\} = (1 + 2Z)^2$$

or

$$Z^2 \left\{ 4 + (3\beta - 1) \left(\frac{3}{2}\beta s + 2s - 2 \right) \right\} + Z \left\{ 6 - 3s + \frac{3}{2}\beta s \right\} - (s-1) = 0$$

上式は Z に關する二次方程式なるを以て之を解けば

$$Z = \frac{\sqrt{\left(6 - 3s + \frac{3}{2}\beta s \right)^2 + 4(s-1) \left\{ 4 + (3\beta - 1) \left(\frac{3}{2}\beta s + 2s - 2 \right) \right\}} - \left(6 - 3s + \frac{3}{2}\beta s \right)}{2 \left\{ 4 + (3\beta - 1) \left(\frac{3}{2}\beta s + 2s - 2 \right) \right\}} \dots\dots\dots (118)$$

$$b = Xx = x(m+n)Z \dots\dots\dots(119)$$

第三十五節 揚壓力と増幅量との關係

ある堰堤に於て設計に採用する揚壓力係數 μ を與へらるる時は式(115)に依りて β を知り (附圖第二の β -curve に依るを便とす), 從て式(118)に依りて s 又は x に相當する Z , 又は b を算出する事を得るも式(118)は其形稍複雑にして實用に便ならざるを以て, 以下に β の種々の値に對し豫め Z を算出し, 其結果を附圖第二に曲線群を以て現はせり。

(1) $\mu = 0.0 \quad \therefore \quad \beta \doteq \frac{5}{9}$

β の値を式(118)に挿入すれば

$$Z = \frac{\sqrt{(6-2.167s)^2 + 4(s-1)(2.667+2.556s)} - (6-2.167s)}{2(2.667+2.556s)}$$

(2) $\mu \doteq 0.2 \quad \beta \doteq \frac{1}{2}$

$$Z = \frac{\sqrt{(6-2.25s)^2 + 4(s-1)(3+1.375s)} - (6-2.25s)}{2(3+1.375s)}$$

(3) $\mu = 0.4 \quad \beta = 0.4$

$$Z = \frac{\sqrt{(6-2.4s)^2 + 4(s-1)(3.6+0.52s)} - (6-2.4s)}{2(3.6+0.52s)}$$

(4) $\mu = 0.6 \quad \beta \doteq 0.3$

$$Z = \frac{\sqrt{(6-2.54s)^2 + 4(s-1)(4.2-0.244s)} - (6-2.54s)}{2(4.2-0.244s)}$$

(5) $\mu = 0.8 \quad \beta = \frac{1}{6}$

$$Z = \frac{\sqrt{(6-2.75s)^2 + 4(s-1)(5-1.125s)} - (6-2.75s)}{2(5-1.125s)}$$

以上の五式より算出せる Z の値を一括すれば次表の如し。

第 六 表

$$Z \text{ の値 } \quad s = \frac{\alpha}{\alpha_0}$$

μ	$\beta^s =$	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
0.0	5/9	0.000	0.054	0.110	0.165	0.218	0.258
0.2	1/2	0.000	0.056	0.116	0.180	0.242	0.305
0.4	0.4	0.000	0.060	0.126	0.198	0.275	0.356
0.6	0.3	0.000	0.0625	0.135	0.217	0.310	0.410
0.8	1/6	0.000	0.0685	0.1504	0.250	0.371	0.519

第三十六節 設計例及び其正否

余は以上に於て全く新なる重力堰堤設計法を提案せしが、今一例として著者の方法に依りて高堰堤を設計し、其得たる断面の正否を検せんが爲煩雜なる從來の方法に依りて其安定及び鉛直壓度を算出し、一は以て諸公式の使用例を示し、他は以て新方法の實用上の價値を明かならしめんとす。

(1) 設計の Data (附圖第三參照)

總 高 ; 400 呎 頂幅 ; 20 呎
 堤體の比重 ; $\gamma = 2.4$ 池水一立呎の重量 ; 1/36 ton
 堆砂の比重 ; $\gamma_1 = 1.8$
 同上土壓係數 ; $E = 0.4$
 揚壓力係數 ; $\mu = 0.4$
 最大水深(各種の餘裕を含み) ; 400 呎
 最小水深(,, ,,); 200 呎 (即ち $\lambda = 1/2$)
 最大堆砂深 ; 200 呎 (即ち $\mu_1 = 1/2$)
 低水時堆砂深 ; 0
 許容鉛直壓度 ; 15 英噸/平方呎
 滿水時地震力 ; $K_1 = 0.15$
 低水時 ,, ; $K_2 = 0.10$

(2) 基本三角形の決定

by formula (66), $n = \tan \alpha_2 = K_2 = 0.10$

by formula (50),

$$m = \tan \alpha_1 = \frac{1}{\sqrt{\gamma - \mu}} \left\{ 1 + \frac{\gamma_1 - 1}{2} \mu_1^2 E + \frac{1}{2\sqrt{\gamma - \mu}} \left[\gamma K_1 - n \left\{ \gamma + 2 - 2\mu + 2\mu_1^2 (\gamma_1 - 1) \right\} \right] \right. \\ \left. + \frac{n^2}{2} \left[-1 + \mu + \gamma \frac{K_1}{n} - \mu_1^2 (\gamma_1 - 1) (2 - \mu_1) \right] \right\}$$

or

$$m = \frac{1}{\sqrt{2.4-0.4}} \left\{ 1 + 0.4 \left(\frac{1}{2} \right)^3 \times 0.4 + \frac{0.707}{2} \left[2.4 \times 0.15 - 0.1 \left(2.4 + 2 - 0.8 + \frac{2}{4} \cdot 0.8 \right) \right] + \frac{0.01}{2} \left[-1 + 0.4 + \frac{2.4 \times 1.5}{0.1} - \frac{0.8}{4} \cdot \frac{3}{2} \right] \right\}$$

$$= 0.707(1 + 0.02 - 0.014 + 0.014) = 0.707 \times 1.02 = 0.721$$

or by formula (53) $m = \frac{1}{\sqrt{\gamma-\mu}} \left\{ 1 + \frac{\gamma_1-1}{2} \mu^2 E \right\} = 0.707 \times 1.02 = 0.721$

即ち多くの場合は式(53)を用ひて充分なり、依て

$$m = 0.72$$

(3) 頂幅の影響

(a) 下流面

by formula (71), $\frac{a}{b} = \frac{1}{7.4} < \frac{1}{4}$

$\therefore a = \frac{b}{4} = 5'$ と定む

$$h_1 = \frac{b}{m} \doteq 27.7$$

故に安全側に $h_1 = 27.5$ にとる

従て $h_2 = 2h_1 = 55'$

$x = 2h_1$ に於ける増幅 l は

by formula (78) $l = \frac{n}{5} h_1 \left\{ 4m \left(1 - \frac{1}{\gamma} \right) - 3K_1 \right\}$

$$= \frac{0.1}{5} \times 27.5 \left\{ 4 \times 0.72 \left(1 - \frac{1}{2.4} \right) - 3 \times 0.15 \right\} = 0.68 \doteq 0.7$$

即ち約7寸の増幅を要するも本例の場合に於ては上部の安定に多少の餘裕を存するため實際の安定上増幅の必要なし。

(b) 上流面

by formula (80) $C = \frac{h_2}{h_1} = \left\{ 6 + 81 \left(\frac{0.10}{0.72} \right)^2 \right\}^{\frac{1}{2}} - 9 \left(\frac{0.10}{0.72} \right) \doteq 1.5 > 1$

故に $h_2 = h_1$ と定む

$x = +2h_1$ に於ては

by formula (84) $\frac{dl}{b} = \frac{7}{4} \left(\frac{0.10-0.04}{0.72} \right) \doteq 0.20$

$$\therefore H = 0.20 \times b = 4.0$$

$x = +3h_0$ or $s = 3$ より以下の増幅は式(89)又は附圖第一の曲線に依り

$x =$	82.5	110	137.5	165	220	275	412.5
$s =$	3	4	5	6	8	10	15
$Y =$	0.013	0.050	0.0655	0.0070	0.0695	0.65	0.0525
$\delta y =$	0.36	1.38	1.81	1.93	1.92	1.80	1.45

(4) 下部に於て最大鉛直壓度を均一ならしむる爲の増幅

許容鉛直壓度を 15 tons/sq. ft. と定めたるを以て、基本三角形に於て満水時下流端の鉛直壓度が 15 ton に達する位置は式(94)に依り

$$15 = \frac{1}{36} x_0 \left(2.4 - 0.4 + \frac{0.1}{0.72 + 0.10} \right) = 0.059 x_0$$

$$\therefore x_0 = \frac{15}{0.059} \doteq 254'$$

多少の餘裕を見込み

$$x_0 = 250 \text{ 呎} \quad \therefore s = \frac{x_0}{h_1} \doteq 9.1$$

にとり、然れども頂幅の爲に修正を施せる實際断面に於ては反力の作用點は middle third の内側に遷るを以て式(97)に依りて其移動 $\frac{1}{4}$ を計算し、更に式(98)に依りて +250 呎の底邊に於て實際に作用する下流端鉛直壓度 p_1 を算出するに

$$s = \frac{\left[\frac{1}{3} (2 \times 0.72 - 0.1) \left(\frac{2}{3} \times 2.4 \times 0.72 - \frac{3}{2} \times 0.1 \right) + 0.06 \times 2.4 \right] \times \left\{ \frac{2}{3} (0.72 + 0.10) \times 9.1 - \frac{9.1 - 2}{2} \times 0.1 \right\} - 0.15}{\frac{1}{2} (2.4 - 0.4) (0.72 + 0.10) \times 9.1 + 0.06} = 0.137$$

$$\therefore p_1 = \frac{27.5}{36} \cdot \frac{\left\{ \frac{1}{2} \times 2 \times 9.1^2 \times 0.82 + 2.4 \left(\frac{2}{3} \times 0.72 - 0.1 \right) + 0.06 \times 9.1 \times 1.4 \right\}}{9.1(0.72 + 0.1) + 0.06}$$

$$\times \left\{ 2 - \frac{6 \times 0.137}{9.1 \times 0.82} \right\}$$

$$= 7.70 \times 1.89 = 14.6 \text{ tons}$$

尙公式に依らずして従來の計算法を用ふれば $p_1 = 14.4 \text{ ton}$ となれり ((5) 項參

照)。式(118)及び(119)又は附圖第二の曲線に依りて必要なる増幅を算出するに

	$\mu = 0.4$			$\beta = 0.4$		
$x =$	275'	300'	325'	350'	375'	400'
$s = \frac{x}{x_0} =$	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6
$Z =$	0.028	0.060	0.092	0.126	0.160	0.198
$x(m+n) =$	226	246	266	287	308	328
$b =$	6.3	14.8	24.5	36.2	49.3	65.0

上記の如き計算に依りて設計せる断面形は之を附圖第三に示せり、 $x = 400$ 呎以下に於ては下流面の傾斜緩に過ぐるを以て、本例の如く許容壓度を 15 ton に採る場合は實際上 350 呎特別の場合に於ても尙 400 呎を以て可能なる極限の高さとなさざるべからず。

(5) 従來の方法に依る計算

以上の如き簡單なる方法に依りて設計せる断面に就き従來の煩雜なる方法を用ひて満水の場合に於ける安定關係、最大鉛直壓度等を算出し其結果を表示すれば第七表の如し。

上記の結果に見る如く各部分は安定に於ても壓度に於ても少量の一様なる餘裕を有せり。之各公式の單純化に際し之に依て生ずる誤差を安全側たらしむる方針を採りしに依るものなり。

尙參考の爲に表中の鉛直壓度より下流端に於ける主應力を算出すれば次表の如し。

底 邊 番 號	1	2	3	4	5	6	7	8
堤頂よりの鉛直距離(呎)	27.5	55	110	165	250	300	350	400
下 傾 流 面 斜	上 方				0.72	1.02	1.15	1.30
		下 方				1.00	1.15	1.30
平均 (m)	0.72		0.72	0.72	0.72	0.86	1.08	1.22
$f = p(1 + m^2)$ (噸)	4.3	5.5	9.7	14.4	25.2	30.1	35.9	39.0?
$f = p(1 + m)$ (噸)	4.8	6.2	11.0	16.3	27.0	33.0	32.0	34.9

即ち鉛直壓度を均一ならしむるために増幅を爲せば主應力は却て激増するを見る。

第七表

重力堰塊断面計算表 (I) (Constant-vertical-pressure Type)

底邊	帶	1	2	3	4	5	6	7	8
堤頂よりの鉛直距離 (呎)	號	27.5	55.0	110.0	165.0	250.0	350.0	350.0	400.0
底邊	邊長 (呎)	25.0	45.1	91.6	137.3	207.0	275.6	359.4	453.0
底邊上の堤體面積 (平方呎)		509	1,510	5,300	11,000	26,250	38,290	54,160	74,900
鉛直	體重量	1,460	3,690	12,710	27,830	62,040	91,900	130,000	179,000
池水	重量	0	230	800	1,610	3,400	8,300	16,880	29,550
外揚	壓力	-140	-500	-2,020	-4,530	-10,350	-16,510	-23,160	-36,610
力	計	1,320	3,420	11,490	24,930	55,990	83,660	121,720	171,910
水	壓力	378	1,513	6,050	13,610	31,250	45,000	61,250	80,000
平	震力	220	553	1,910	4,170	9,440	13,780	19,500	26,850
外	震力	—	—	—	—	400	1,600	3,400	6,400
力	計	598	2,065	7,960	17,780	41,090	60,380	84,350	113,260

外力は $w_0 = 1/36 \text{ ton}$ を以て單位となし, 下向又は下流向を (+) 上向又は上流向を (-) とす

力	體	震	重量	1	2	3	4	5	6	7	8
地水	體	16,430	41,440	276,000	907,500	3130,500	5,620,700	9,507,000	15,106,000		
	震	2,900	12,970	76,410	239,700	803,000	1,378,300	2,204,000	3,353,500		
	力	3,450	27,700	222,040	748,700	2,603,100	4,500,000	7,148,000	10,661,000		
土	體	—	—	—	—	6,670	53,300	180,000	427,000		
	震	0	-690	-6,010	-19,130	-59,680	-232,800	-739,800	-1,859,800		
	力	-1,150	-4,780	-36,530	-123,560	-434,700	-778,350	-1,322,700	-1,746,600		
率	計	+21,660	+76,690	+531,910	+1,750,200	+6,049,000	+10,541,200	+17,076,300	+26,036,080		

力率は w 軸と底邊との交點を原點とし, $w_0 \times 1$ を單位とし, Clockwise を (+) Counterclockwise を (-) とす

反力作用點の水平距離 (呎)	16.30	32.41	46.20	70.35	108.05	126.0	119.3	151.4
Middle 3rd 下流端の距離 (呎)	16.67	24.56	48.66	73.01	111.0	138.7	168.4	200.3
反力作用點の餘裕 (呎)	0.37	2.15	2.46	2.69	2.95	2.7	28.1	48.9
下流端の鉛直壓度 (噸)	28	36	64	9.5	14.4	14.5	14.4	14.5

第九章 最大主應力の均一なる断面

第三十七節 下流面の理論形狀（其一）

前章に於ては高堰堤の下部に於て均一なる最大鉛直壓度の作用する如き断面形狀を求めたりしが、實際堰堤の下流面に於て堤材に作用する内應力は其面に平行に働く主應力を以て最大となすが故に、合理的設計法としては最大主應力が許容應力度を超過せざる如き断面形を求めざるべからず、而て高堰堤に於て三角形基本断面を採用する時は、堤頂よりある低さの水平截面に於て最大主應力度は許容限度に達すべく、從てそれ以下の截面に於ては最大主應力度を均一ならしむる爲上下兩面に特別の曲面を採用せざるべからず。

今鉛直面に對し下流面は α_1 、上流面は α_2 なる傾角を有する基本三角形断面を考へ、下流面に於ては頂點より $+x_0$ なる底邊に於て最大主應力度が許容限度に達したるものとすれば、これ以下の部分の最大主應力度は凡て同一値を有するを要す。問題を高堰堤の下部に限る事を得るを以て實際断面の頂部に於ける變改（基本三角形に對する）の影響は微少にして、從て懸案の部分に對しては何れの水平截面に於ても凡ての鉛直及び水平外力の合力は大體底邊の middle third の下流端に作用するものと見做す事を得、仍て曲面採用の爲に生ずる重量の増減を無視して端に於ける鉛直壓度の關係を現はせば（第四十四圖参照）

p_0 ; x_0 に於ける下流端の鉛直壓度、

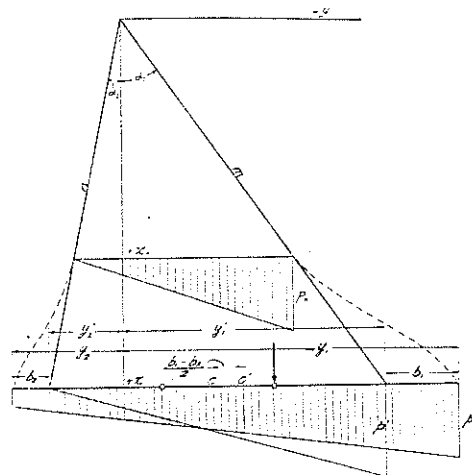
p' ; x に於ける ” ” ” ”

(但し $x \leq x_0$)

$$p' = \frac{x}{x_0} p_0 \dots \dots (i)$$

x_0 に於ける底邊の長さは $x_0(m+n)$ なり然るに x に於ては最大主應力を x_0 に於けるものと同一ならしむる爲に下流端に於て b_1 、上流端に於て b_2 なる増幅を爲すものとすれば、

x に於ける底邊の長さ ; $x(m+n) + b_1 + b_2$ 從て下流面の水平距 y_1 及び其傾斜は



第四十四圖

$$y_1 = mx + b_1$$

$$\therefore \frac{dy_1}{dx} = m + \frac{db_1}{dx} \dots\dots\dots (ii)$$

今

$$z_1 = \frac{b_1}{mx}, \quad z_2 = \frac{b_2}{nx} \quad \text{と置けば}$$

$$\left. \begin{aligned} y_1 = mx(1+z_1) \quad \therefore \frac{dy_1}{dx} &= m + m \left(z_1 + x \frac{dz_1}{dx} \right) \\ y_2 = nx(1+z_2) \quad \therefore \frac{dy_2}{dx} &= n + n \left(z_2 + x \frac{dz_2}{dx} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (iii)$$

次に増幅したる場合 x 截線の下流端に於ける鉛直壓度を p を以て現はせば (但し増幅したる場合は外力の合力は middle third の下流端に會せず)

$$\begin{aligned} p &= \frac{p'(m+n)x}{2(y_1'+y_2'+b_1+b_2)} \left\{ 1 + \frac{6}{y_1'+y_2'+b_1+b_2} \left(\frac{y_1'+y_2'}{6} - \frac{b_1-b_2}{2} \right) \right\} \\ &= \frac{p'(m+n)x}{y_1+y_2} \left\{ 1 - \frac{2b_1-b_2}{y_1+y_2} \right\} \end{aligned}$$

$$\therefore p = \frac{x}{x_0} p_0 \frac{(m+n)x}{y_1+y_2} \left\{ 1 + \frac{2b_1-b_2}{y_1+y_2} \right\} \dots\dots\dots (120)$$

今微分方程式の解算を可能ならしめ、誤差を安全側たらしむる爲端に於ける鉛直壓度 (p) 主應力 (f) との關係を現はすに式 (17) を用ふれば

$$f = p \left(1 + \frac{dy_1}{dx} \right)$$

然る時は x_0 と x とに於ける主應力度が同一なる爲には p と p_0 との間に次の如き關係の成立するを要す

$$\frac{p}{p_0} = \frac{1+m}{1 + \frac{dy_1}{dx}} \dots\dots\dots (121)$$

p/p_0 に式 (120) の關係を挿入すれば

$$\frac{1+m}{1 + \frac{dy_1}{dx}} = \frac{x^2(m+n)}{x_0(y_1+y_2)} \left\{ 1 - \frac{2b_1-b_2}{y_1+y_2} \right\}$$

此式に (ii) 式を挿入すれば

$$\frac{1+m}{1 + m + m \left(z_1 + x \frac{dz_1}{dx} \right)} = \frac{x}{x_0} \frac{(m+n)(m+n-mz_1+2nz_2)}{\{m(1+z_1)+n(1+z_2)\}^2}$$

$(m+n) + mz_1 + nz_2 = X$ と置けば

$$1 + \frac{m}{1+m} \left(z_1 + x \frac{dz_1}{dx} \right) = \frac{x_0}{x} \cdot \frac{X^2}{(X - mz_1 - nz_2)(X - 2mz_1 + nz_2)} \dots (122)$$

然るに n は m に比して極めて少なるを以て近似的に

$$1 + \frac{m}{1+m} \left(z_1 + x \frac{dz_1}{dx} \right) = \frac{x_0}{x} \cdot \frac{X^2}{(X - mz_1)(X - 2mz_1)} \dots \dots \dots (123)$$

同様に空虛の場合(低水の場合は前面水壓度を無視す)に於ける上流面に對しては

$$1 + \frac{n}{1+n} \left(z_2 + x \frac{dz_2}{dx} \right) = \frac{x_0}{x} \cdot \frac{X^2}{(X - mz_1 - nz_2)(X + mz_1 - 2nz_2)} \dots (124)$$

式 (122) は z_1 に對する微分方程式にして、其解算に依りて z_1 即ち h_1 の値を得べきも、右邊 X 中には z_2 を含むを以て z_1 及び z_2 を數學上正確に現はさんとすれば、式 (122) 及び (124) を simultaneous equation として解かざるべからざるも兩式の如き形の微分方程式に於ては極めて困難なり、然るに X の數式中 nz_2 は $(m+n) + mz_1$ に比し極めて小なるを以て式 (122) 中の z_2 に對しては其略値を用ふるも實際問題としては何等の支障なし、仍て z_2 の大略の値を求めんがため式 (124) より

$$1 + \frac{n}{1+n} \left(z_2 + x \frac{dz_2}{dx} \right) = \frac{x_0}{x}$$

or

$$\frac{dz_2}{dx} + \frac{z_2}{x} = \frac{1+n}{n} \left(\frac{x_0}{x^2} - \frac{1}{x} \right) \dots \dots \dots (125)$$

此微分方程式を解けば

$$z_2 = \frac{1}{x} \left\{ \frac{1+n}{n} (x_0 \ln x - x) + C \right\}$$

然るに $x = x_0$ に於ては $z_2 = 0$ なるを以て

$$C = -\frac{1+n}{n} (x_0 \ln x_0 - x_0)$$

$$\therefore z_2 = \frac{1+n}{n} \left\{ \frac{x_0}{x} \ln \frac{x}{x_0} - \left(1 - \frac{x_0}{x} \right) \right\}$$

今 $\frac{x}{x_0} = s$!! と置けば

$$z_2 = \frac{1+n}{n} \left\{ \frac{1}{s} \ln s - 1 + \frac{1}{s} \right\} \dots \dots \dots (126)$$

同様に式 (112) の略解として

$$z_1 = \frac{1+m}{m} \left\{ \frac{1}{s} \ln s - 1 + \frac{1}{s} \right\} \dots\dots\dots (127)$$

故に

$$\frac{z_1}{z_2} = \frac{1+m}{m} \cdot \frac{n}{1+n} = \frac{n}{m} \cdot \frac{1+m}{1+n}$$

従て

or

$$\left. \begin{aligned} z_2 &= \frac{m(1+n)}{n(1+m)} z_1 \\ nz_2 &= \frac{1+n}{1+m} mz_1 \\ mz_1 &= \frac{1+m}{1+n} nz_2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (128)$$

今 m 及び n の實際上可能なる値に對し $m/n, 1+n, 1+m, (1+n)/(1+m), m(1+n)/(1+m), n(1+m)/(1+n)$ 等の値を算出するに

$m =$	0.6		0.7		0.8		0.9		1.0	
$n = 0.05$	0.10	0.10	0.15	0.15	0.20	0.15	0.20	0.20	0.25	
$m/n = 12$	6.0	7.0	4.7	5.3	4.0	6.0	4.5	5.0	4.0	
$1+n = 1.05$	1.10	1.10	1.15	1.15	1.20	1.15	1.20	1.20	1.25	
$1+m =$	1.6		1.7		1.8		1.9		2.0	
$(1+n)/(1+m) = 0.66$	0.68	0.65	0.68	0.64	0.67	0.61	0.63	0.60	0.63	
$m \frac{1+n}{1+m} = 0.39$	0.41	0.46	0.48	0.51	0.54	0.55	0.59	0.60	0.61	
$n \frac{1+m}{1+n} = 0.076$	0.147	0.154	0.22	0.23	0.30	0.25	0.33	0.33	0.40	

即ち $(1+n)/(1+m)$ の概略値は

$$\frac{1+n}{1+m} \approx \frac{2}{3}$$

従て

$$\frac{1+m}{1+n} \approx \frac{3}{2}$$

故に

$$\left. \begin{aligned} nz_2 &= \frac{2}{3} mz_1 \quad \text{or} \quad b_2 = \frac{2}{3} b_1 \\ mz_1 &= \frac{3}{2} nz_2 \quad \text{or} \quad b_1 = \frac{3}{2} b_2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (129)$$

一方増幅後も外力の合力が middle third に入る爲には

$$nz_2 \geq \frac{1}{2} mz_1$$

なるを要す。

今式 (129) の關係を式 (122) に挿入するに

$$\begin{aligned}
 X &= (m+n) + mz_1 + nz_2 = (m+n) + \frac{5}{3} mz_1 \\
 (X - mz_1 - nz_2)(X - 2mz_1 + nz_2) &= \left(X - \frac{5}{3} mz_1\right) \left(X - \frac{4}{3} mz_1\right) \\
 \therefore \frac{X^2}{(X - mz_1 - nz_2)(X - 2mz_1 + nz_2)} &= \frac{\left\{(m+n) + \frac{5}{3} mz_1\right\}^2}{(m+n) \left(m+n + \frac{m}{3} z_1\right)} \\
 &= 1 + \frac{5m}{m+n} z_1
 \end{aligned}$$

故に式 (122) は

$$\begin{aligned}
 1 + \frac{m}{1+m} \left(z_1 + x \frac{dz_1}{dx}\right) &= \frac{x_0}{x} \left(1 + \frac{5m}{m+n} z_1\right) \\
 \text{or } \frac{dz_1}{dx} + \frac{z_1}{x} \left(1 - 3 \frac{1+m}{m+n} \cdot \frac{x_0}{x}\right) &= \frac{1+m}{m} \cdot \frac{1}{x} \left(\frac{x_0}{x} - 1\right) \quad \dots (130)
 \end{aligned}$$

$$\text{今 } \frac{1}{x} \left(1 - 3 \frac{1+m}{m+n} \cdot \frac{x_0}{x}\right) = P, \quad \frac{1+m}{m} \cdot \frac{1}{x} \left(\frac{x_0}{x} - 1\right) = Q$$

と置き式 (130) の微分方程式を解けば

$$z_1 = e^{-\int P dx} \left\{ \int Q e^{\int P dx} dx + C \right\}$$

然るに

$$\int P dx = \ln x + 3 \frac{1+m}{m+n} \cdot \frac{x_0}{x} = \theta_1 \frac{x_0}{x} + \ln x$$

$$\text{茲に } \theta_1 = 3 \frac{1+m}{m+n},$$

$$e^{\int P dx} = x e^{\theta_1 \frac{x_0}{x}}, \quad \text{and } e^{-\int P dx} = \frac{1}{x} e^{-\theta_1 \frac{x_0}{x}}$$

次に

$$t = \theta_1 \frac{x_0}{x} \quad \text{と置けば}$$

$$x = \theta_1 x_0 \frac{1}{t} \quad \therefore dx = -\theta_1 x_0 \frac{dt}{t^2}$$

$$\therefore \int Q e^{\int P dx} = \int \left\{ \frac{1+m}{m} \cdot \frac{x_0}{x} e^{\theta_1 \frac{x_0}{x}} - \frac{1+m}{m} e^{\theta_1 \frac{x_0}{x}} \right\} dx$$

$$= -\frac{(1+m)x_0}{m} \int \frac{e^t}{t} dt + \frac{1+m}{m} \theta_1 x_0 \int \frac{e^t}{t^n} dx$$

$$\therefore \int Q e^{F/x} = -\frac{1+m}{m} x_0 \left\{ \ln t + t + \frac{t^2}{2|2} + \frac{t^3}{3|3} + \dots + \frac{t^n}{n|n} + \dots \right\}$$

$$+ \frac{1+m}{m} \theta_1 x_0 \left\{ -\frac{1}{t} + \ln t + \frac{t}{2|2} + \frac{t^2}{2|3} + \dots + \frac{t^{n-1}}{(n-1)|n} + \dots \right\}$$

今

$$\left. \begin{aligned} \Psi(t) &= 1 + \frac{t}{2|2} + \frac{t^2}{3|3} + \dots + \frac{t^{n-1}}{n|n} + \dots \\ \Phi(t) &= \frac{1}{2|2} + \frac{t}{2|3} + \frac{t^2}{3|4} + \dots + \frac{t^{n-1}}{n|n+1} + \dots \end{aligned} \right\} \dots (131)$$

と置けば式 (122) の解は

$$z_1 = \frac{1}{x} e^{-\theta_1 \frac{x_0}{x}} \left\{ C - \frac{1+m}{m} x_0 (\ln t + t \Psi(t)) - \frac{1+m}{m} \theta_1 x_0 \left(\frac{1}{t} - \ln t - t \Phi(t) \right) \right\}$$

然るに $x=x_0$ 即ち $t=t_1$ に於ては $z_1=0$ なるを以て

$$C = \frac{1+m}{m} x_0 (\ln t_1 + t_1 \Psi(t_1)) + \frac{1+m}{m} \theta_1 x_0 \left(\frac{1}{t_1} - \ln t_1 - t_1 \Phi(t_1) \right)$$

故に

$$z_1 = \frac{1+m}{m} \cdot \frac{x_0}{x} e^{-t} \left[\ln t_1 - \ln t - t \Psi(t) + t_1 \Psi(t_1) + \theta_1 \left\{ \frac{1}{t_1} - \frac{1}{t} - \ln t_1 + \ln t + t \Phi(t) - t_1 \Phi(t_1) \right\} \right] \dots (132)$$

$$\therefore b_1 = -(1+m) x_0 e^{-t} \left\{ \theta_1 \left(\ln s - \frac{1}{t_1} + \frac{1}{t} + t_1 \Phi(t_1) - t \Phi(t) \right) - \left(\ln s + t_1 \Psi(t_1) - t \Psi(t) \right) \right\} \dots (133)$$

$$\text{茲に } s = \frac{x}{x_0}, \quad t = \theta_1/s, \quad \theta_1 = 3 \frac{(1+m)}{m+n}$$

$s \left(= \frac{x}{x_0} \right)$ 及び $\theta_1 \left(= 3 \frac{1+m}{m+n} \right)$ の種々の値に對して t , $\ln s$, e^{-t} , $\Phi(t)$ 及び $\frac{1}{t} \Psi(t)$ の値を算出して附圖第四及び第五に曲線を以て示せり

第三十八節 下流面の理論形状 (其二)

前節に於ては微分方程式の解算を可能ならしむるため鉛直壓度と主應力との關係を

$$f_1 = p \left(1 + \frac{dy_1}{dx} \right) \dots\dots\dots (134)$$

と假定し、其結果は實用上充分なりと雖も、若し突桁理論の如く

$$f_1 = p \sec^2 \alpha = p \left\{ 1 + \left(\frac{dy_{1s}}{dx} \right)^2 \right\} \dots\dots\dots (135)$$

なる關係を用ひんとすれば前節の解答を利用して近似的に下流面の曲線を見出し得べし、今式(135)の關係を用ふる場合 x_{10} に於て主應力が許容限度 f_1 に達し下流端の鉛直壓度は p_{10} なりとすれば

$$f_1 = p_{10} (1 + m^2) \quad \therefore \quad p_{10} = \frac{f_1}{(1 + m^2)}$$

同一點の主應力を式 (134) に依りて現はせば

$$f_1' = p_{10} (1 + m) = f_1 \frac{1 + m}{1 + m^2} \dots\dots\dots (136)$$

次に式 (94) 及び (136) に依り

$$x_{10} = \frac{p_{10}}{w_0 \left(\gamma - \mu + \frac{n}{m+n} \right)} = \frac{f_1}{w_0 (1 + m^2) \left(\gamma - \mu + \frac{n}{m+n} \right)} \dots\dots (137)$$

式 (137) に依りて算出せる x_{10} は基本三角形断面を使用し得る限度にして、これ以下に於ては最大主應力度を f_1 に止めんため断面形に適當なる修正を施さざるべからず、依て式 (133) に於ける x_0 の代りに x_{10} を用ひ、即ち

$$x_0 \text{ in (133)} = x_{10} \text{ in (137)} \dots\dots\dots (138)$$

と置き、式 (133) に依りて與へらるゝ變形を施す時は x_{10} 以下の水平断面の最大主應力は略 f' に等しかるへし、即ち

$$y_1 = mx + b_1 \text{ and } \frac{dy_1}{dx} = m + \frac{db_1}{dx}$$

$$f_1' = p \left(1 + \frac{dy_1}{dx} \right) = p \left(1 + m + \frac{db_1}{dx} \right) \text{ by (134)}$$

今式 (135) の關係を用ひて最大主應力度を f_1 に保たんが爲に必要な増幅を b_{1s} とし、増幅の相違に依る總重量の變化を無視すれば

$$f_i = p \left\{ 1 + \left(\frac{dy_{1x}}{dx} \right)^2 \right\} = p \left\{ 1 + \left(m + \frac{db_{1x}}{dx} \right)^2 \right\}$$

故に式 (136) に依り

$$\frac{f_i'}{f_i} = \frac{1 + m + \frac{db_1}{dx}}{1 + \left(m + \frac{db_{1x}}{dx} \right)^2} = \frac{1 + m}{1 + m^2}$$

これより $\frac{db_{1x}}{dx}$ の値を求むれば

$$\left(m + \frac{db_{1x}}{dx} \right)^2 = m^2 + \frac{1 + m^2}{1 + m} \cdot \frac{db_1}{dx}$$

or

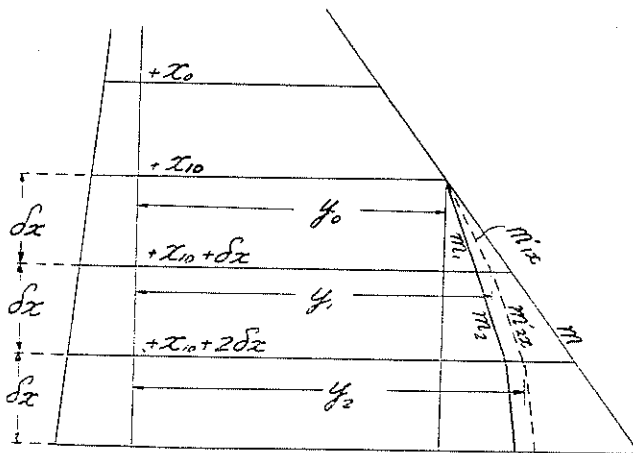
$$\frac{db_{1x}}{dx} = \sqrt{\left(m^2 + \frac{1 + m^2}{1 + m} \cdot \frac{db_1}{dx} \right)} - m \dots \dots \dots (139)$$

然るに $\frac{db_1}{dx}$ は式 (133) に依り、 x 又は s の函数として現はさるゝを以て

$$\sqrt{m^2 + \frac{1 + m^2}{1 + m} \cdot \frac{db_1}{dx}} = F(x) \text{ と置けば}$$

$$b_{1x} = \int_{x_{10}}^x F(x) dx - m(x - x_0) \dots \dots \dots (140)$$

然れども b_1 の數式は頗る複雑なるを以て積分に依りて精確に b_{1x} を求むること困難なり、依て先づ式 (133) に依りて主應力を f_i' に等しからしむる爲に必要な b_1 を求め、式 (139) に依りて db_{1x}/dx を求め、圖式近似積分法を用ひて b_{1x} の値を算出す。



第四十五圖

例へば $x_{10} - x_{10} + \delta x$ 區間に於て

$$\text{Mean value of } \left(m + \frac{db_1}{dx} \right)$$

$= m_1$ とすれば

$$\text{Mean value of } \left(m + \frac{db_{1x}}{dx} \right)$$

$$= \sqrt{m^2 + \frac{1 + m^2}{1 + m} (m_1 - m)}$$

$= m_1'$ と置く

故に

Approx. value of $(m\delta x + b_{1x}) = m'_{1x} \delta x$
 同様に $x_{10} + (s-1)\delta x - x_{10} + s\delta x$ 區間に於て

$$\text{Mean value of } \left(m + \frac{db_1}{dx} \right) = m_s \text{ とすれば}$$

$$\text{Mean value of } \left(m + \frac{db_{1x}}{dx} \right) = m'_{sx}$$

$$\left. \begin{aligned} \text{Approx. value of } (m\delta x + b_{1x}) &= m'_{sx} \delta x \\ y_s &= y_0 + \delta x \sum_1^s m'_{sx} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(141)$$

斯くして得たる y_s の端を連結せる曲線は求むる所の下流面なり。

然るに式 (133) の示す如く b_1 の値は x_0 より大なる凡ての x に對して負値を有し、從て式 (140) の與ふる b_{1x} も負値を有する事となる即ち最大主應力度を均一ならしめんが爲には x_{10} 以下に於て稍著しき減幅を爲し、下流面を凸狀曲線となさざるべからず、此爲に x_0 以下に於ては外力の合成は最早 middle third の限内に入らずして堤體安定の條件を満足する能はず、而て斯の如き矛盾を避け安定條件を満足しつゝ、尙均一なる主應力度の作用する如き形狀を得ん爲には、 x_{10} に於て豫め適當なる増幅を爲し置き、下流面曲線が堤底に於ても尙基本三角形下流面線の外に位する如き方法を採らざるべからず、之に關しては後節實用形狀に於て詳説せんとするものなり。

第三十九節 上流面の理論形狀

次に下部上流面に於て最大主應力の均一なる如き斷面曲線を求むるに、安定條件を無視すれば増幅を要する位置は一般に下流面と異なるべし（之基本三角形に於て兩面線の傾斜 m と n と異なるに依る）、今堤頂より x_{20} なる截面に於て端の鉛直壓度は p_0' にして最大主應力度 f 、即ち $p_0'(1+m)$ は許容限度に達するものとし、それ以下の上流面の形狀を求むるに先づ x 截面に於ける最大鉛直壓度 p は

$$\begin{aligned} p &= \frac{p'(m+n)x}{2(y_1' + y_2' + b_1 + b_2)} \left\{ 1 + \frac{6}{y_1' + y_2' + b_1 + b_2} \left(\frac{y_1' + y_2'}{6} - \frac{b_2 - b_1}{2} \right) \right\} \\ &= \frac{p'(m+n)x}{y_1 + y_2} \left\{ 1 - \frac{2b_2 - b_1}{y_1 + y_2} \right\} \end{aligned}$$

$$\therefore p = \frac{x}{x_{20}} p_0' \frac{(m+n)x}{y_1 + y_2} \left\{ 1 - \frac{2b_2 - b_1}{y_1 + y_2} \right\} \dots\dots\dots(142)$$

從て均一主應力を得る爲には

$$\frac{p}{p_0'} = \frac{1+n}{1 + \frac{dy_2}{dx}} = \frac{x^2(m+n)}{x_{20}(y_1+y_2)} \left\{ 1 - \frac{2b_2-b_1}{y_1+y_2} \right\} \dots\dots (143)$$

or

$$\frac{1+n}{1+n+n\left(z_2+x\frac{dz_2}{dx}\right)} = \frac{x}{x_{20}} \cdot \frac{(m+n)(m+n-nz_2+2mz_1)}{\{m(1+z_1)+n(1+z_2)\}^2}$$

故に

$$1 + \frac{n}{1+n} \left(z_2 + x \frac{dz_2}{dx} \right) = \frac{x_{20}}{x} \cdot \frac{X^2}{(m+n)(X-2nz_2+mz_1)}$$

茲に X は第三十七節と同一の形を有す、次に式 (129) に依り $mz_1 = \frac{3}{2}nz_2$ と

置けば

$$1 + \frac{n}{1+n} \left(z_2 + x \frac{dz_2}{dx} \right) = \frac{x_{20}}{x} \cdot \frac{(m+n)^2 + 5(m+n)nz_2 + \frac{25}{4}n^2z_2^2}{(m+n)^2 \left(1 + \frac{2n}{m+n}z_2 \right)}$$

$$\doteq \frac{x_{20}}{x} \left\{ 1 + \frac{3n}{m+n}z_2 \right\}$$

故に z_2 に對する微分方程式は

$$\frac{dz_2}{dx} + z_2 \left\{ \frac{1}{x} - \frac{3(n+1)}{m+n} \cdot \frac{x_{20}}{x^2} \right\} = \frac{1+n}{n} \left(\frac{x_{20}}{x^2} - \frac{1}{x} \right) \dots (144)$$

$\frac{3(1+n)}{m+n} = \theta_2$ と置き前節と同様に此微分方程式を解けば

$$z_2 = \frac{1+n}{n} \cdot \frac{x_{20}}{x} e^{-t} \left\{ \left(\ln t_2 - \ln t - t \Psi(t) + t_2 \Psi(t_2) \right) + \theta_2 \left(\frac{1}{t_2} - \frac{1}{t} \ln t_2 + \ln t + t \Phi(t) - t_2 \Phi(t_2) \right) \right\} \dots (145)$$

茲に $t = \theta_2 \frac{x_{20}}{x} = \frac{\theta_2}{s}$, $t_2 = \theta_2 = \frac{3(1+n)}{1+m}$, $s = \frac{x}{x_{20}}$

故に

$$b_2 = nz_2x = -(1+n)x_{20}e^{-t} \left\{ \theta_2 \left(\ln s - \frac{1}{t_2} + \frac{1}{t} + t_2 \Phi(t_2) - t \Phi(t) \right) + t \Psi(t) - t_2 \Psi(t_2) - \ln s \right\} \dots\dots\dots (146)$$

然るに基本三角形に於ては満水及び空虛(又は低水)の場合に於て外力の合成は略 middle third の兩端に會し、鉛直外力の總和は満水の場合の上流面直上の池水及び堆砂の重量を無視すれば全く同一なるを以て、兩場合に於ける最大鉛直壓度は略同一なり、故に上流面に於ける主應力度(f_1)と下流面のそれ(f_2)との關係は

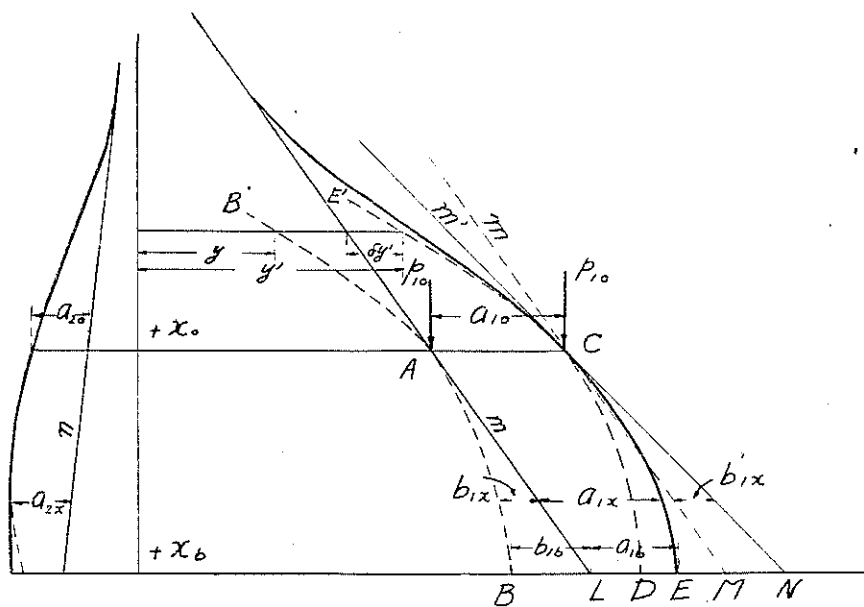
$$f_2 = \frac{1+n}{1+m} f_1$$

然るに n の値は 0.05 乃至 0.20 にして m の値は 0.60 乃至 1.0 なるを以て、 $(1+n)/(1+m)$ の値は 0.6 乃至 0.65 なり、從て上流面に於ては $\frac{\alpha_{10}}{0.6}$ 乃至 $\frac{\alpha_{10}}{0.65}$ 迄は f_2 が f_1 を超過する事絶無なり、故に普通の場合に於ては主應力度の爲に上流面に増幅を爲すの必要を見ず。

然れども下流面に a_{1x} なる増幅を爲す時は外力の安定上 (middle third の條件) 上流面に a_{2x} なる増幅を爲すを要し其値は

$$a_{2x} \geq \frac{1}{2} a_{1x} \dots \dots \dots (147)$$

なる條件を満足せざるべからず。



第四十六圖

第四十節 下部断面の實用形状

(1) x_{10} 以下の断面の形状

今下流面即ち満水の場面に對する許容壓力度を f_1 とすれば基本三角形に於て之に相當する鉛直壓力 (p_{10}) は

$$p_{10} = f_1 \frac{1}{\left\{ 1 + \left(\frac{dy_{1\sigma}}{dx} \right)^2 \right\}} \dots\dots\dots (148)$$

而て基本三角形に於ては外力の合成は略 middle third の下流端を過ぎるを以て (第四十六圖参照)

$$p_{10} = w_0 x_{10} \left(\gamma - \mu + \frac{n}{m+n} \right) \dots\dots\dots (149)$$

茲に w_0 ; 池水單位容積の重量

然るに x_{10} 以下に式 (140) の與ふる曲線を用ひて尙安定條件を満足する爲に, x_{10} に於て豫め必要なる増幅を爲すを要す, 今此増幅を a_{10} とし, 増幅後の x_{10} 截線の下流端 (C) の傾斜を m' とすれば (實際問題としては m' は 1.2 位を以て限度とするを可とす), C 點に於ける主應力度は矢張り f_1 に等しきを要し, 其鉛直壓力 p'_{10} との關係は

$$f_1 = p'_{10} \{ 1 + (m')^2 \} \quad \text{or} \quad p'_{10} = \frac{f_1}{\{ 1 + (m')^2 \}}$$

故に A 點に於ける直壓力 p_{10} と C 點に於ける p'_{10} との關係は

$$p'_{10} = \frac{1 + m^2}{\{ 1 + (m')^2 \}} p_{10}$$

なるを要す, 茲に基本三角形の安定に依り

$$p_{10} = \frac{2 \sum W}{(m+n)x_{10}} \quad (\sum W \text{ は鉛直外力の總和})$$

次に下流面に於て a_{10} なる増幅を爲し, 上流面に於ては middle third の條件を満足する爲に a_{20} なる増幅を要するものとすれば

$$p'_{10} = \frac{2(\sum W + \delta W_1 + \delta W_2)}{(m+n)x_{10} + a_{10} + a_{20}}$$

茲に δW_1 及び δW_2 は増幅に依りて上部の兩側に附加さるゝ重量にして $\sum W$ に比し微少なるものなり, 依て $a_{20} = \frac{1}{2} a_{10}$ とし近似的に

$$p'_{10} \doteq \frac{2 \sum W}{(m+n)x_{10} + \frac{3}{2} a_{10}} \equiv \frac{1+m^2}{1+(m')^2} p_{10} = \frac{1+m^2}{1+(m')^2} \cdot \frac{2 \sum W}{(m+n)x_{10}}$$

or

$$\frac{1+(m')^2}{1+m^2} (m+n)x_{10} = (m+n)x_{10} + \frac{3}{2} a_{10}$$

$$\therefore a_{10} = \frac{2}{3} (m+n)x_{10} \left\{ \frac{1+(m')^2}{1+m^2} - 1 \right\}$$

故に x_{10} に於ける増幅 a_{10} は

$$a_{10} \equiv \frac{2}{3} (m+n) \frac{(m')^2 - m^2}{1+m^2} x_{10} \dots \dots \dots (150)$$

x_{10} 以下の凡ての底邊に於ける増幅 a_{1x} は安定條件を満足する爲に

$$a_{1x} \equiv |b_{1x}| \text{ given by formula (140)}$$

なるを要す。

次に x_{10} 以下の下流面の形狀を定むるには、 C 點に於ける主應力度と同一なる主應力の作用する如き曲線を用ひざるべからず、此條件を近似的に満足する爲には先づ基本三角形に就き式 (140) に依り $\tilde{A}B$ 曲線を畫き、之を A より C 、 B より D に水平に移動して $\tilde{C}D$ を得、更に C を中心として

$$\angle MCN = \delta_1 = \tan^{-1} m' - \tan^{-1} m$$

だけ廻轉して $\tilde{C}D$ の C に於ける接線 CM を m' なる傾斜を有する CN 線に重ならしむれば、 $\tilde{C}D$ 曲線の新位置 $\tilde{C}E$ 線は求むる所の下流面曲線なり。

然る時は

$$\overline{LE} \doteq \overline{LM} + \overline{MN} - \overline{MD}$$

即ち堤底 $x = x_{1b}$ に於ける増幅 a_{1b} は

$$a_{1b} = a_{10} + (m' - m)(x_{1b} - x_{10}) + b_{1b}$$

而て安定條件の爲に a_{1b} は正值にして零より多少大なる値を有するを要す、此爲には

$$a_{10} + (m' - m)(x_{1b} - x_{10}) - |b_{1b}| \geq 0$$

or

$$a_{10} \geq |b_{1b}| - (m' - m)(x_{1b} - x_{10}) \dots \dots \dots (151)$$

次に x_{1b} が與へられたる場合式 (150) 及び (151) を同時に満足する如き m' の値を求むるに

$$a_{10} = \frac{|b_{10}|}{m} - (m' - m)(x_{10} - x_{10}) \equiv \frac{2}{3} (m + n) \frac{(m')^2 - m^2}{1 + m^2} x_{10}$$

今 $\frac{1}{m}[b_{10}]/x_0 = \delta, \quad x_{10}/x_0 = s$ と置けば

上式は

$$\delta - (m' - m)(s - 1) = \frac{2}{3} \cdot \frac{m + n}{1 + m^2} \left\{ (m')^2 - m^2 \right\}$$

or

$$(m')^2 + \frac{3}{2} (s - 1) \frac{1 + m^2}{m + n} m' - \left\{ m^2 + \frac{3}{2} (s - 1) \frac{1 + m^2}{m + n} m + \frac{3}{2} \cdot \frac{1 + m^2}{m + n} \delta \right\} = 0$$

$$\therefore m' = \frac{-\frac{3}{2} (s - 1) \frac{1 + m^2}{m + n} + \sqrt{\frac{9}{4} (s - 1)^2 \left(\frac{1 + m^2}{m + n} \right)^2 + 4 \left\{ m^2 + \frac{3}{2} (s - 1) \frac{1 + m^2}{m + n} m + \frac{3}{2} \cdot \frac{1 + m^2}{m + n} \delta \right\}}}{2}$$

$$\times \frac{1 + m^2}{m + n} m + \frac{3}{2} \cdot \frac{1 + m^2}{m + n} \delta \} \dots \dots \dots (152)$$

今若干の安全側誤差を許せば

$$m' = \sqrt{m^2 + \frac{3}{2} \frac{1 + m^2}{m + n} \frac{|b_{10}|}{x_0}} \dots \dots \dots (153)$$

而て實際問題としては m' は 1 より餘り大ならざるを可とす。

次に \tilde{CE} 曲線が $f_1 = \text{const.}$ なる條件を満足する爲に必要な曲線、即ち b'_{1x} の値を求むるに p と f との近似的關係として式 (134) を用ふれば原下流面 \tilde{AB} に於ける主應力 f_x は

$$f_x = p_x \left(1 + m + \frac{db_{1x}}{dx} \right)$$

にして新下流面 \tilde{CE} に於ける増幅 a_{1x} 及び f'_x は

$$a_{1x} = a_{10} + (m' - m)(x - x_{10}) + b'_{1x}$$

$$f'_x = p'_x \left(1 + m + \frac{da_{1x}}{dx} \right) = p'_x \left(1 + m + (m' - m) + \frac{db'_{1x}}{dx} \right)$$

$$= p'_x \left(1 + m' + \frac{db'_{1x}}{dx} \right)$$

仍て $f_x = f'_x$ なる爲には

$$\frac{f'_x}{f_x} = \frac{p'_x \left(1 + m' + \frac{db'_{1x}}{dx} \right)}{p_x \left(1 + m + \frac{db_{1x}}{dx} \right)} = \frac{(1 + m) \left(1 + m' + \frac{db'_{1x}}{dx} \right)}{(1 + m') \left(1 + m + \frac{db_{1x}}{dx} \right)} \equiv 1$$

$$\therefore (1+m') \left(1+m + \frac{db_{1x}}{dx} \right) = (1+m) \left(1+m' + \frac{db'_{1x}}{dx} \right)$$

or
$$\frac{db'_{1x}}{dx} = \frac{1+m'}{1+m} \cdot \frac{db_{1x}}{dx}$$

$$\therefore b'_{1x} = \frac{1+m'}{1+m} b_{1x} \dots\dots\dots(154)$$

若し式 (135) の關係を用ふれば近似的に

$$b'_{1x} = \frac{1+(m')^2}{1+m^2} b_{1x} \dots\dots\dots(155)$$

茲に b_{1x} は式 (140) の與ふる所にして常に負値を有するものなり、從て x に於て必要なる増幅は

$$a_{1x} = a_{10} + (m' - m)(x - x_{10}) + \frac{1+(m')^2}{1+m^2} b_{1x} \dots\dots\dots(156)$$

(2) x_{10} 以上の断面形状

次に x_{10} に於て a_{10} なる増幅を爲したるため其上部の下流面の形状を修正せざるべからず、此形を定むる爲には

- 1) 最大主應力度は f_1 を超過せざる事
- 2) 安定上、新下流面は基本三角形の下流面の外側に存すべき事

の 2 條件を満足し、而も増加斷面積の可及的少なるを利とす、之が爲には x_{10} の上部若干の區間に對し $f_x \doteq f_1$ なる如き曲線を以て最も適當なりとなす、然れども稍上部は下流面の形態上必ず若干の餘裕を與ふる必要あるを以て凡ての計算は唯略値を得るを以て足れりとす、斯の如き曲線を得るには 2 種の方法あり、第一は第三十七又は三十八節の如き微分方程式の略解に依るものにして理論上の根據に於て優る所あるも、實際の計算に於ては第二法を便とし、其結果の精度に於ては大差なきものとす

1° 第一法

式 (127) を用ひ

$$\begin{aligned} b_{1x} = mxz_1 &= mx \frac{1+m}{m} \left(\frac{1}{s} \ln s + \frac{1}{s} - 1 \right) = (1+m)x \left(-\frac{1}{s} \ln \frac{1}{s} + \frac{1}{s} - 1 \right) \\ &= (1+m)x F \left(\frac{1}{s} \right) \dots\dots\dots(157) \end{aligned}$$

茲に
$$s = \frac{x}{x_{10}} < 1, \quad F \left(\frac{1}{s} \right) = -\frac{1}{s} \ln \frac{1}{s} - 1 + \frac{1}{s}$$

次に $\frac{1}{s}$ の種々の値に對し $F\left(\frac{1}{s}\right)$ の値を算出すれば次表の如し

第 九 表

$\frac{1}{s} =$	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4	2.6
$F\left(\frac{1}{s}\right) =$	0.000	-0.005	-0.018	-0.041	-0.070	-0.152	-0.258	-0.386	-0.534	0.700	-0.886

然るに式 (154) の與ふる b_{1x} は凡て負値にして之に依て得たる下流面 $\tilde{A}B'$ (第四十六圖参照) を用ふれば安定條件を満足せざるを以て $\tilde{A}B'$ を水平に a_{10} だけ移動すれば新曲線 $\tilde{C}E'$ は求むる所の下流面の形状なり、今 $\tilde{A}B'$ の水平距を y 、 $\tilde{C}E'$ のそれを y' とすれば

$$\begin{aligned}
 y &= mx + b_{1x} = mx + (1+m)x F\left(\frac{1}{s}\right) \\
 y' &\doteq a_{10} + y \\
 &= a_{10} + mx + (1+m)x F\left(\frac{1}{s}\right) \\
 &= a_{10} + x \left\{ m + (1+m) F\left(\frac{1}{s}\right) \right\} \dots\dots\dots (158)
 \end{aligned}$$

x 水平截線に於ける増幅を $\delta y'$ とすれば

$$\delta y' = y' - mx = a_{10} + x(1+m) F\left(\frac{1}{s}\right) \dots\dots\dots (159)$$

而て $\tilde{C}E'$ 曲線は一般に基本三角形の下流面と稍急角度を以て交叉し、且つ其上部に於ては $\frac{dy'}{dx}$ 、即ち曲線の鉛直に對する傾斜は過大となる虞れあるを以て、交叉點附近に適當なる緩和曲線を入れ以て傾斜の急變を避け、且つ下流面の傾斜を 1 より餘り大ならしめざるを可とす (第四十六圖参照)。

次に上流面に於ては a_{10} の上下を通じ同一 x の下流面に比し主應力度著しく小なるを以て、實際問題として特に均一主應力の曲線を用ふるの必要なく、單に満水時の安定條件を満足する爲に

$$a_{2x} \cong \frac{1}{2} a_{1x} \dots\dots\dots (160)$$

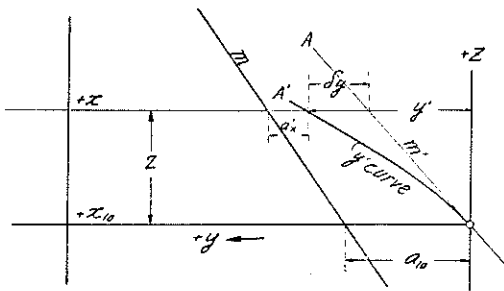
なる關係に従て増幅を爲せば足れり。

然れども最小斷面を得る爲に $a_{2x} = \frac{1}{2} a_{1x}$ なる値を採れば堤底に近き部分に於て表面の傾斜が負値を有するに至る事あるを以て、斯る場合に於ては傾斜が零、即曲線の接線が鉛直なる點以下に鉛直線を用ひざるべからず、此場合は

$a_{1z} > \frac{1}{2} a_{1x}$ なるを以て安定条件を満足して尙多少の餘裕を存する事となる。

2° 第二法

本節(1)に述べたる如く $x=x_0$ に於て安定上の必要に依り、下流面に a_{10} の増幅を爲し其端に於ける傾斜を m' に變じたり、今若し x_{10} より上部に m' なる傾斜を有する直線を用ふるものとすれば鉛直壓度 p は x/x_{10} の割合を以て減じ、従て主應力 f も亦同割合に減ずべし、故に主應力 f を x_{10} に於けるものと略等しく保たんが爲には多少の減幅を爲し、其傾斜を大ならしむる事を得、仍て



第四十七圖

x_{10} 底邊 (a_{10} の減幅を爲したる) の下流端を坐標の原点 (O) とし上方に向ふ鉛直線を z 、左方に向ふ水平線を、 y 軸とし、 O を過ぎ m' なる傾斜を有する直線の水平坐標を y 、求むる所の下流面線 OA' の水平坐標を y' 、兩者の差即ち減幅 $(y'-y)$ を δy とすれば

$$\frac{dy}{dx} = m'$$

にして若し OA 線を下流面に用ふる時は鉛直壓度及び主應力はそれぞれ

$$p = \frac{x_{10} - z}{x_{10}} p_{10}$$

$$f = \frac{p}{1 + (m')^2} = \frac{1}{1 + (m')^2} \cdot \frac{x_{10} - z}{x_{10}} p_{10} = \frac{x_{10} - z}{x_{10}} f_{10}$$

即ち z の増大するほど、換言すれば上方程 f は減少す、今 OA' 曲線を用ひて f を常に f_{10} に等しからしむる爲には

$$\frac{p_{10}}{1 + \left(\frac{dy'}{dz}\right)^2} \cdot \frac{x_{10}}{x_{10} - z} = \frac{p_{10}}{1 + (m')^2} = f_{10}$$

or

$$\left\{ 1 + \left(\frac{dy'}{dz}\right)^2 \right\} \left(1 - \frac{z}{x_{10}} \right) = 1 + (m')^2$$

or

$$\left(\frac{dy'}{dz}\right)^2 - (m')^2 = \frac{z}{x_{10}} \left\{ 1 - \left(\frac{dy'}{dz}\right)^2 \right\}$$

$$\therefore \frac{dy'}{dz} = m' + \frac{z}{2m'x_{10}} \left(1 - \frac{dy'}{dx}\right) (1+m')$$

$$\therefore \frac{dy'}{dx} = \frac{m' + (1+m') \frac{z}{2m'x_{10}}}{1 + (1-m') \frac{z}{m'x_{10}}} = m' + \frac{\frac{1+m'}{2m'} \frac{z}{x_{10}}}{1 + \frac{1-m'}{2m'} \frac{z}{x_{10}}}$$

今 $z = s dz$ と置き dz は比較的小なる數なりとすれば近似積分法に依り

$$y'_s = y' \text{ at } (z = s dz) = m' s dz + \frac{1+m}{2m'} dz \sum_{s=1}^s \frac{1}{\left(\frac{x_{10}}{s dz}\right) + \frac{1-m'}{2m'}}$$

然るに $m' s dz = m' z = y$ なるを以て

$$\delta y = y'_s - y = \frac{1+m}{2m'} dz \sum_{s=1}^s \frac{1}{\left(\frac{x_{10}}{s dz}\right) + \frac{1-m'}{2m'}} \dots\dots\dots (161)$$

従て基本三角形よりの増幅 α'_x は

$$\alpha'_x = \alpha_{10} - (m' - m) z - \delta y \dots\dots\dots (162)$$

上流面に對しては安定上 $\alpha'_x/2$ だけの増幅を爲す事 1° と同様なり。

第四十一節 設計例及び其正否

(1) 設計の Data

許容應壓力度 (主應力度) = 33 tons/sq. ft.

其他の Data は凡て第三十五節に於ける鉛直壓度の均一なる斷面形設計例の場合と同一なり、但し本例に於ては許容應力度 33 ton の場合に對する堰堤の極限高を求むる爲に豫め總高を定めず、従て堆砂面及び低水面は堤頂より 200 呎の下位即ち $x = +200$ に存するものと定めたり。

(2) 基本三角形の形狀

均一鉛直壓度の場合と全く同一にして

$$m = \tan \alpha_1 = 0.72$$

$$n = \tan \alpha_2 = 0.10$$

(3) 頂幅の影響

是亦前場合と同一にして従て主應力度の爲に修正を要せざる上部の斷面形も亦全く同一なり。

(4) 基本三角形の極限高

今 33 tons/sq. ft. の應壓力を許せば幾何の高さ迄基本三角形を採用し得べきかを算定するに此主應力に相當する鉛直壓度 p は

$$p = \frac{f}{1+m^2} = \frac{33}{1+(0.72)^2} = 21.7 \text{ tons}$$

依て式 (94) を用ひ

$$21.7 = \frac{x_0}{36} \left\{ 2.4 - 0.4 + \frac{0.10}{(0.72+0.10)} \right\} = 0.059 x_0$$

$$\therefore x_0 = 368', \quad s = \frac{368}{27.5} \doteq 13.4$$

即ち +368' に於て主應力は其許容限度に達す、次に $b=20$ 呎なる頂幅を有する修正断面に就て考ふるに反力作用點の移動率 ε は式 (97) に依り

$$\varepsilon = \frac{\frac{1}{2} (2 \times 0.72 - 0.1) \left(\frac{2}{3} \times 2.4 \times 0.72 - \frac{3}{2} \times 0.1 \right) + 0.06 \times 2.4 \left\{ \frac{2}{3} (0.72 + 0.10) \times 13.4 - \frac{1}{2} (2.4 - 0.4)(0.72 + 0.10) \times 13.4 + 0.06 \right\} - 0.15}{\frac{1}{2} (2.4 - 0.4)(0.72 + 0.10) \times 13.4 + 0.06} = 0.134$$

依て修正断面に於ける極限高 x'_0 を求むるに式 (99) に依り

$$x'_0 = \frac{x_0}{1 - \frac{3\varepsilon}{13.4(0.72+0.10)}} = 368 \times 1.04 = 383'$$

尚ほ均一主要應力度形断面に於ては前節に述べたる如く此極限高に於て下流側に a_{10} 、上流側に $a_{10}/2$ だけの増幅を必要とするを以て、爲に鉛直壓力度減じ惹ては主應力度も低減さる、今 $a_{10}=20'$ とすれば修正断面に比し底邊の長は約 10% 増し、之に伴ふ斷面積即ち重量の増加は 5% を超えず、依て上記の x'_0 に補正を施すに

$$x_{10} = 383 \frac{383(1+0.1)}{383(1+0.05)} \doteq 399'$$

依て多少の餘裕を見込み

$$x_{10} = 390 \text{ 呎}$$

と定む、即ち修正三角形断面に於ては大體 390 呎を以て極限堤高となすべし、尤も上記の計算は凡て多少の餘裕を含めるを以て +390 に於て事實作用する主應力度は 33 ton より若干低かるべし、後項に述ぶる如く精密なる實計算に依れば 32.5 tons/sq. ft. となれり。

(5) $+x_{10}$ 以下の断面の形状

式 (133) に依り附圖第四及び第五の曲線を用ひて b_1 を算出し、次に式 (139) を用ひて m'_{sz} 、式 (141) を用ひて y_s を求むれば次表の如し

x (呎) =	390	410	430	450	470	490	510
$s = \frac{x}{x_{10}}$ =	1.000	1.051	1.103	1.154	1.205	1.257	1.308
b_1 (呎) =	0.000	-0.336	-2.00	-6.92	-14.6	-26.2	-40.5
m'_{sz} =	0.720	0.69	0.64	0.55	0.42	0.025	—
y_s (呎) =	280.8	235.2	309.6	324.0	338.4	352.8	—
b_{1x} (呎) =	0.00	-0.60	-1.23	-4.70	-10.64	-24.54	—

$x=510'$ に於ては m'_{sz} は負値を有するを以て此場合 490 呎を以て可能なる堤高の限度となす。

次に式 (153) に依り $x=390$ に於て増幅を爲す場合新に與ふべき傾斜 m' を求むるに

$$b_{10} = b_{1, x=390} = -24.54 \text{ or } |b_{10}| = 24.54$$

$$m' = \sqrt{(0.72)^2 + \frac{3}{2} \cdot \frac{1 + (0.72)^2}{0.72 + 0.10} \cdot \frac{24.54}{390}} = 0.82$$

次に式 (150) に依りて $+390'$ に於ける下流面の増幅 a_{10} を求むるに

$$a_{10} = \frac{2}{3} (0.72 + 0.10) \frac{\frac{0.82^2 - 0.72^2}{1 + 0.72^2}}{\frac{0.82^2 - 0.72^2}{1 + 0.72^2}} \times 390 = 21.6$$

次に x の種々の値に於ける下流面増幅 (基本三角形底長に對する) a_{1x} 及び上流面増幅 a_{2x} を計算すれば

x (呎) =	410	430	450	470	490
a_{1x} (呎) =	22.94	24.19	22.43	18.29	4.60
a_{2x} (呎) =	11.47	12.10	11.22	9.15	2.30

即ち堤底 (高 490 呎) に於ては基本三角形に比し僅かに下流面に於て 4.6 呎上流面に於て 2.3 呎の餘裕を有するに過ぎず、故に許容應力度 33 ton の場合にありては堤高 500 呎を以て可能なる限度と見做して可なり (但し Data に與へたるが如き揚壓力、地震力等を考慮したる場合なり)。

上記の計算に依りて得たる断面形は附圖第六に之を示せり。

第十 一 表

重力堰断面計算表 (II) (Constant-principal-stress type)

底邊の距離より 底邊の堰體断面面積(平方呎)	番號	1	5	6	7	8	9	10
底邊より距離(呎)		↑	300	350	390	400	400	490
底邊の長さ(呎)		(L)と同→	255	311	352.4	396.8	396.8	413.4
底邊上の堰體断面面積(平方呎)		↓	37,750	61,980	65,070	89,040	89,040	104,400
鉛直外水壓力		↑	90,656	124,020	156,464	201,486	201,486	250,372
鉛直外水壓力		(L)と同→	5,047	8,297	10,887	13,377	13,377	18,377
鉛直外水壓力		↓	-15,300	-21,770	-27,487	-34,918	-34,918	-40,513
鉛直外水壓力		↑	80,403	111,143	139,864	179,895	179,895	223,236
鉛直外水壓力		(L)と同→	45,000	61,250	76,030	96,800	96,800	120,050
鉛直外水壓力		↓	13,593	18,692	23,469	30,214	30,214	37,551
鉛直外水壓力		↑	1,600	3,600	5,775	9,220	9,220	13,460
鉛直外水壓力		↓	60,198	83,542	105,294	136,284	136,284	171,064

外力は $w_0 = 1.736 \text{ ton}$ を以て單位と爲し、下向又は下流向を(+), 上向又は上流向を(-)とす

堰體重量	堰體重量	堰體重量	堰體重量	堰體重量	堰體重量	堰體重量	堰體重量	堰體重量
堰體重量		↑	5,496,665	9,001,919	13,798,111	18,808,179	18,808,179	25,837,650
堰體重量		(L)と同→	1,375,128	2,178,192	3,019,335	4,358,078	4,358,078	6,050,646
堰體重量		↓	4,500,000	7,150,000	9,886,500	14,200,000	14,200,000	19,600,000
堰體重量		(L)と同→	53,380	180,000	385,600	737,600	737,600	1,300,000
堰體重量		↓	-107,427	-231,227	-351,727	-483,727	-483,727	-633,727
堰體重量		↑	-796,000	-1,312,731	-1,855,380	-2,676,273	-2,676,273	-3,319,979
堰體重量		↓	10,521,696	16,966,153	23,862,433	34,943,857	34,943,857	48,990,590

力率は x 軸と底邊との交點を原點とし、 $w_0 \times 1$ を單位とし、Clockwise な (+) Counterclockwise な (-) とす

反力作用點の距離	反力作用點の距離	反力作用點の距離	反力作用點の距離	反力作用點の距離	反力作用點の距離	反力作用點の距離	反力作用點の距離	反力作用點の距離
反力作用點の距離(呎)		↑	131.0	152.6	170.8	194.2	194.2	219.4
反力作用點の距離(呎)		(L)と同→	137.0	164.3	184.9	208.5	208.5	219.6
反力作用點の餘裕		↓	6.0	11.7	14.1	14.3	14.3	0.2
最大鉛直壓力度(噸)		↑	16.35	17.08	19.47	22.50	22.50	30.10
最大主應力度(噸)		↓	29.6	32.1	32.5	32.0	32.0	30.0

(6) 従來の方法に依る計算

次に著者の方法に依りて得たる断面に就き従來の計算を用ひて満水の場合に對する安定關係及び最大主應力度を計算し、其結果を表示すれば第十一表の如し

(註) 本例は最初 33 ton の許容應力度を用ひて堤高 500 呎迄に達し得る豫想の下に計算を進めたるも、修正三角形の極限度 α_{10} 高を定むる際多少餘裕を取り過ぎ 390 呎に定めたるため、堤高 490 呎にして三角形断面に對し僅かに 4.6 呎の餘裕を有するに過ぎずして結局 495 呎を以て極限高と爲すに至れり、若し $\alpha_{10} = 400$ 呎と定めなば其下流端に於ける主應力は

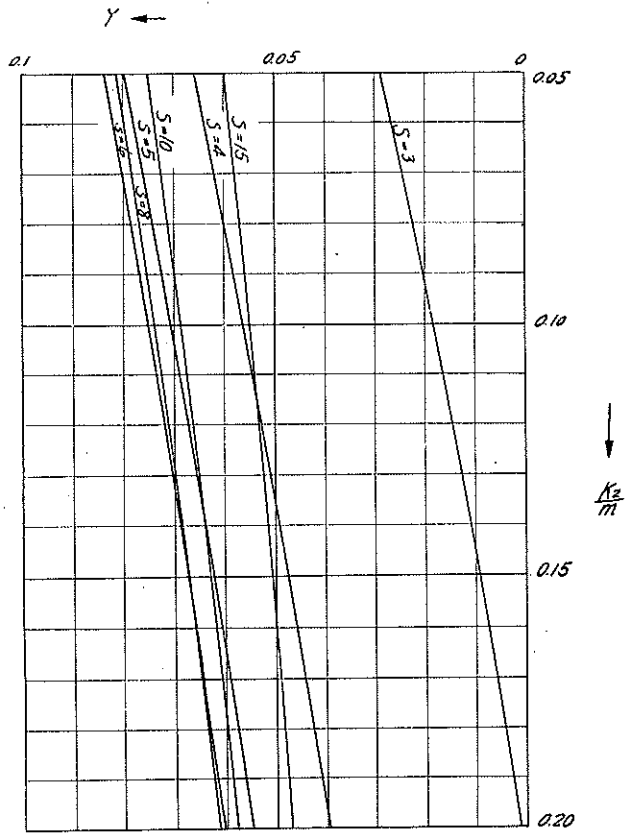
$$f \doteq \frac{400}{390} \times 32.5 \doteq 32.6 \text{ tons/sq. ft.}$$

にし裕に 500 呎以上に達し得べかりしものなり。

(7) 各種断面形の比較

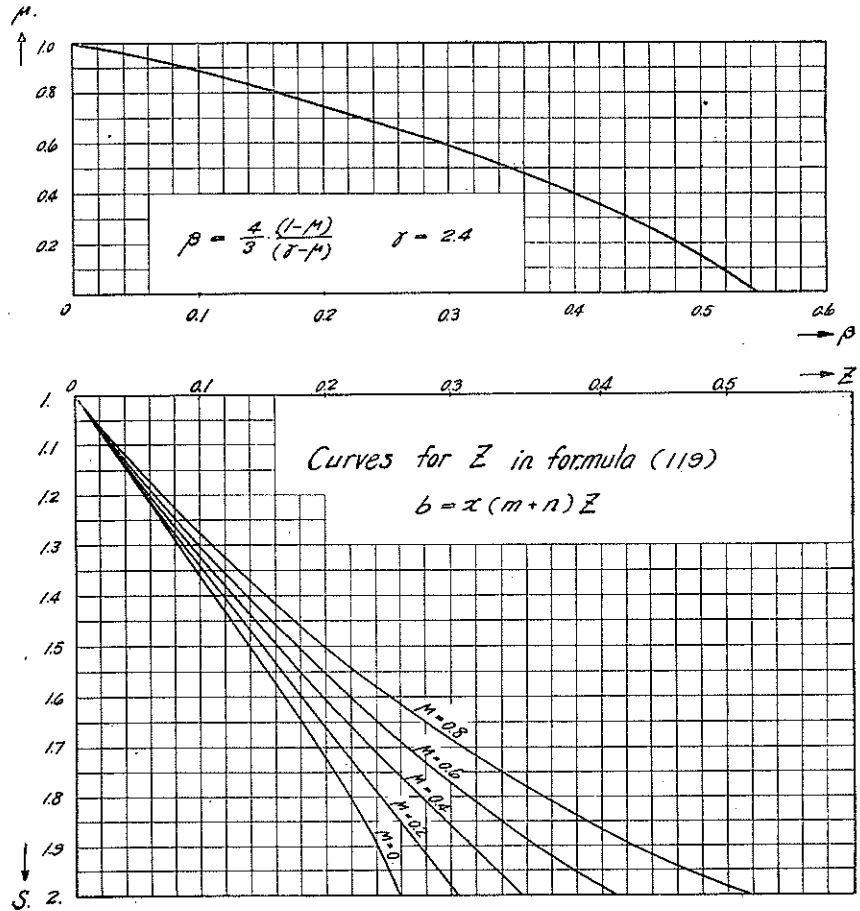
次に凡て同一の“Data”(但し許容應力度に關するものを除く)に依りて設計されたる (I) Constant-vertical-pressure type, (II) Constant-principal-stress type (III) modified triangular type (修正三角形断面) の 3 種の断面形式に就き種々の堤高に對し所要斷面積、満水の場合に於ける下流端の鉛直壓度及び同主應力度を算出し附圖第七に曲線を以て示し相互の比較に便せり。(完)

附圖第一



(土木學會法第十一卷第五附圖)

附圖第二



附圖第三

Mononobe's
Theoretical profile of a Gravity Dam.

(1) Constant Vertical pressure Type.

Specific gravity of masonry = 2.4

Specific gravity of silt = 1.8

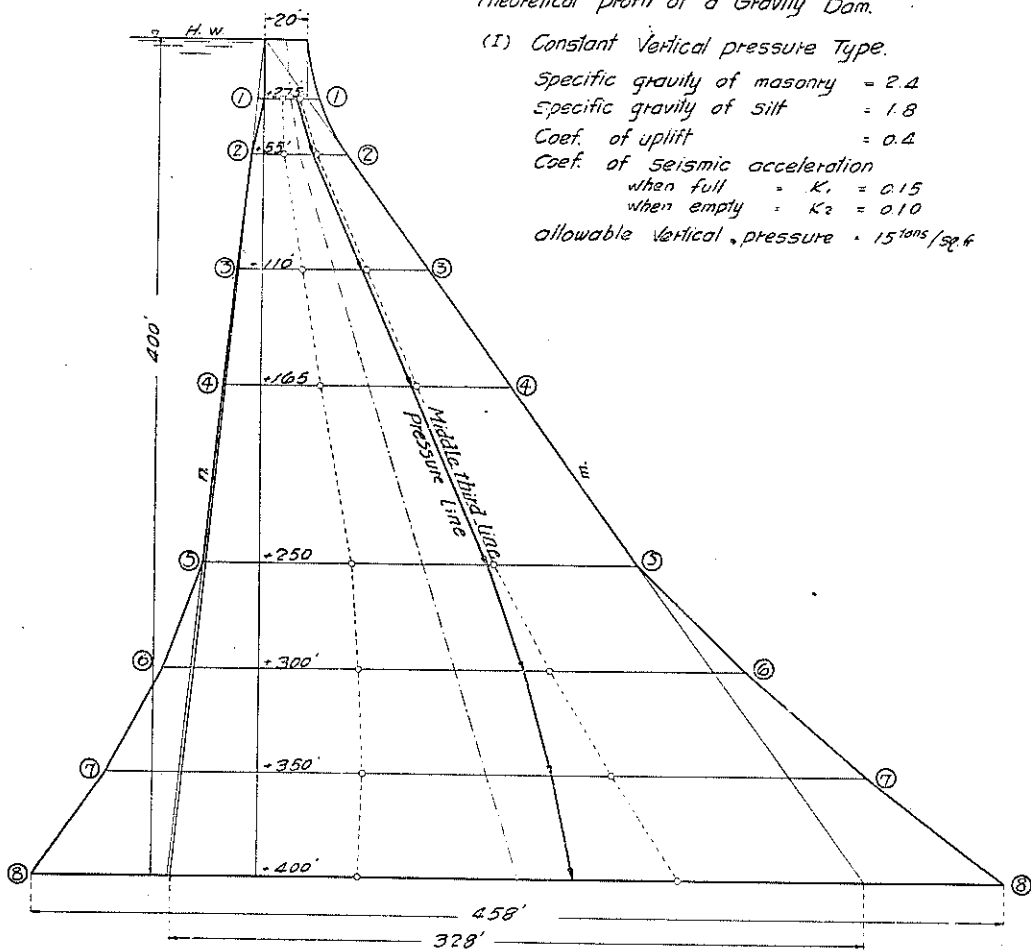
Coef. of uplift = 0.4

Coef. of seismic acceleration

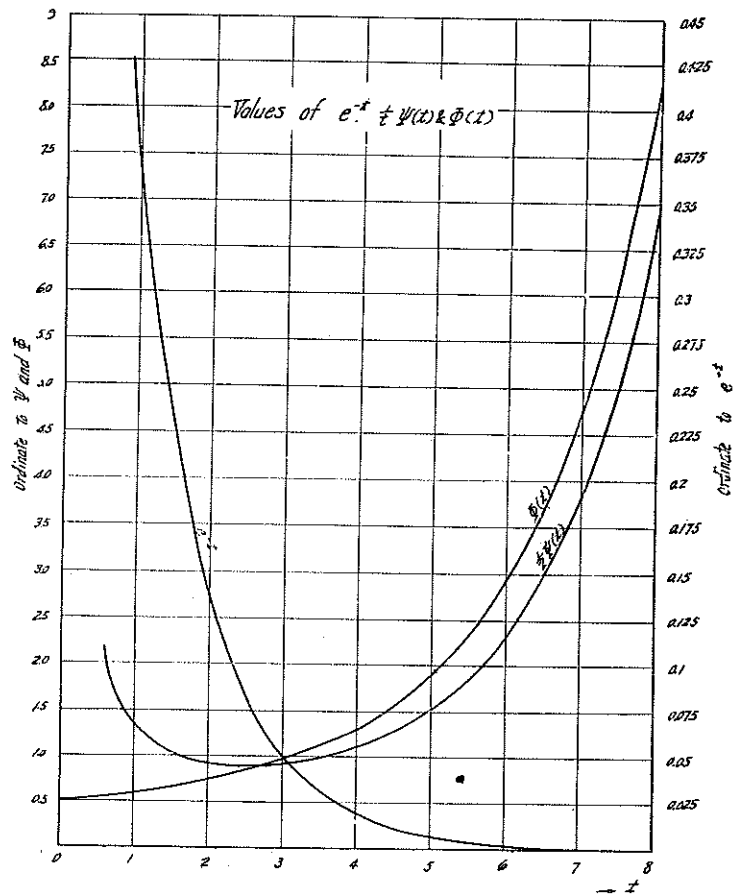
when full = $K_1 = 0.15$

when empty = $K_2 = 0.10$

allowable vertical pressure = 15 tons/sq. ft.

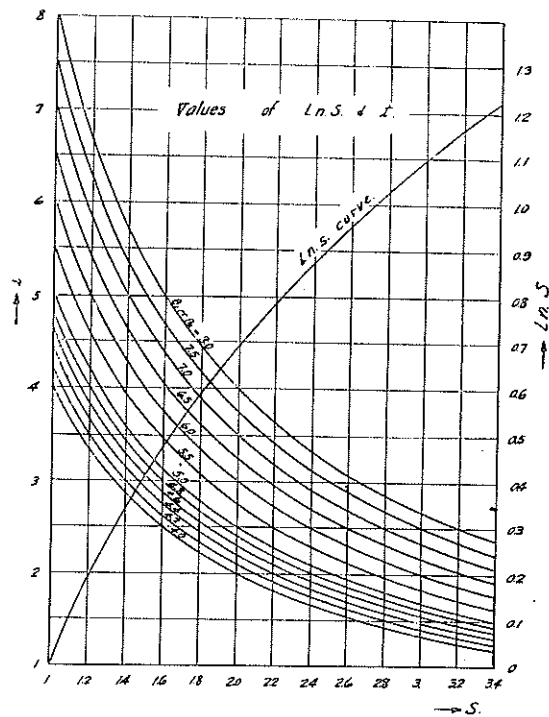


附圖第四

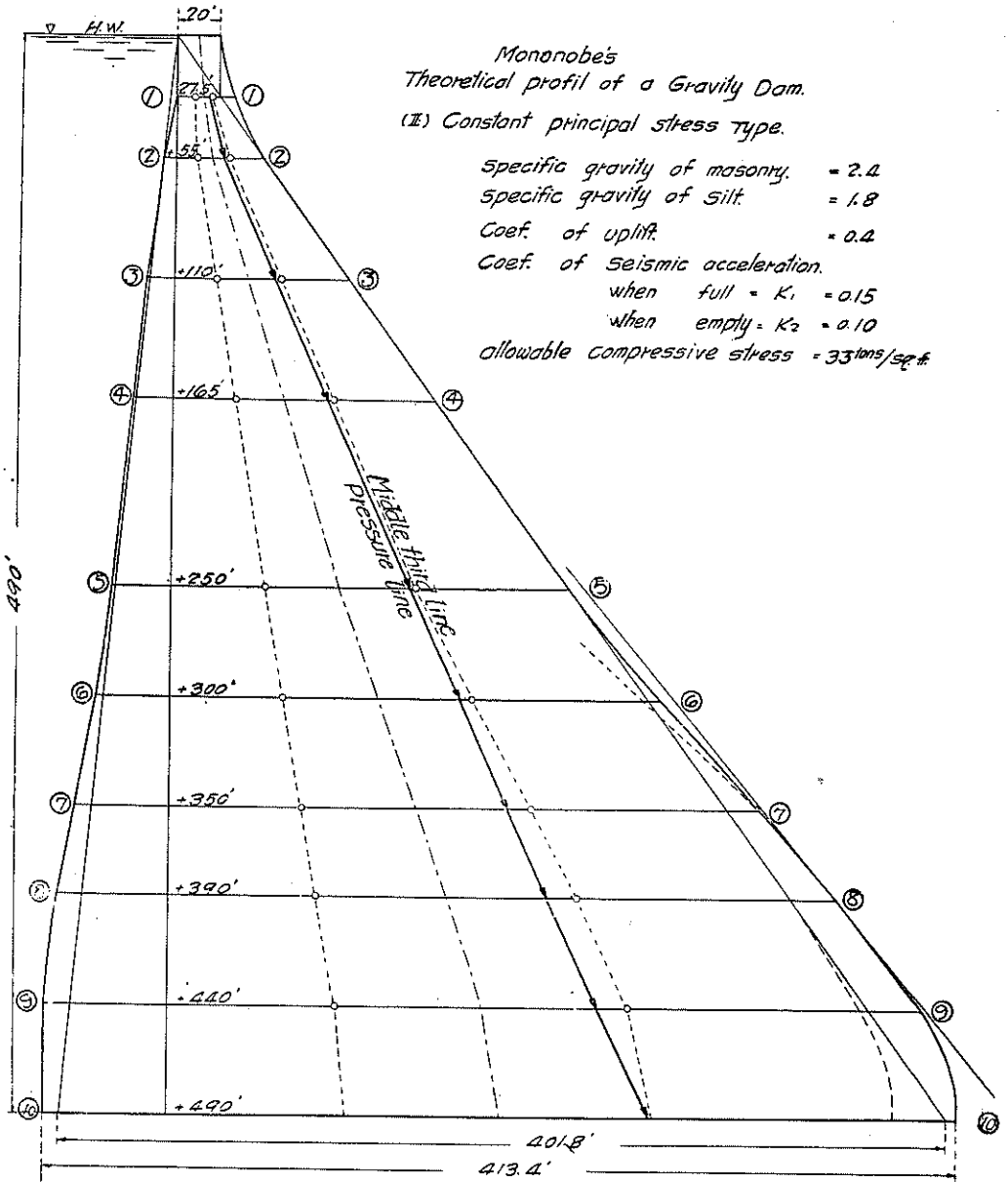


(土木學會誌第十一卷第五號附圖)

附圖第五



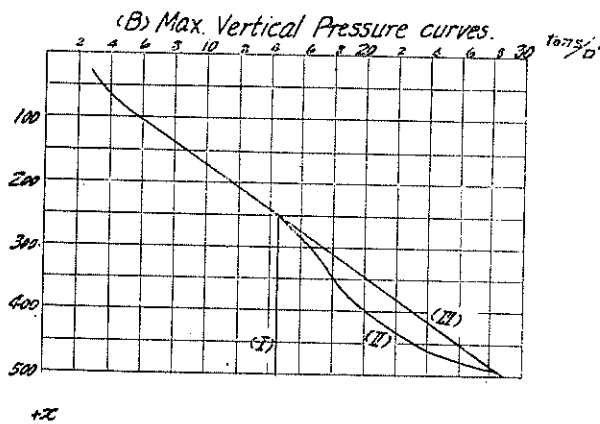
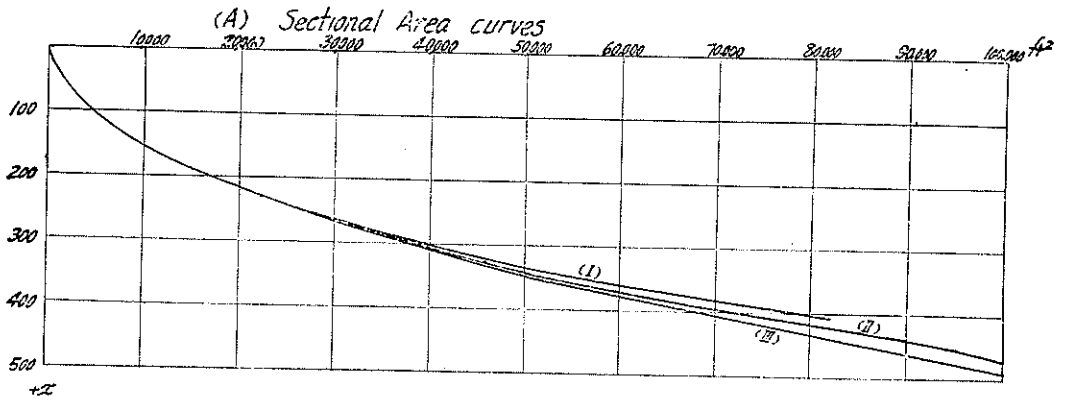
附圖第六



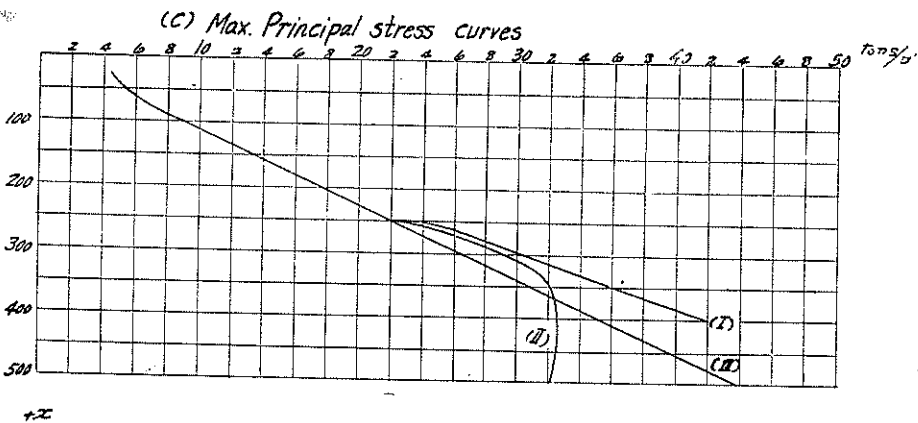
(圖) 第五號附圖

附圖第七

Comparison of 3 Profil-types of Gravity Dam.



- (I) Constant-Vertical-pressure type.
- (II) Constant-principal-stress type
- (III) modified triangular type.



(十米單位之圖紙上之圖樣係照原圖)