

# 支壁式鐵筋混凝土堰堤の耐震法に就て

所 員 物 部 長 穂

## *New Method of Improving the Seismic Stability of Reinforced Concrete Dams*

By

**Nagaho MONONOBE**

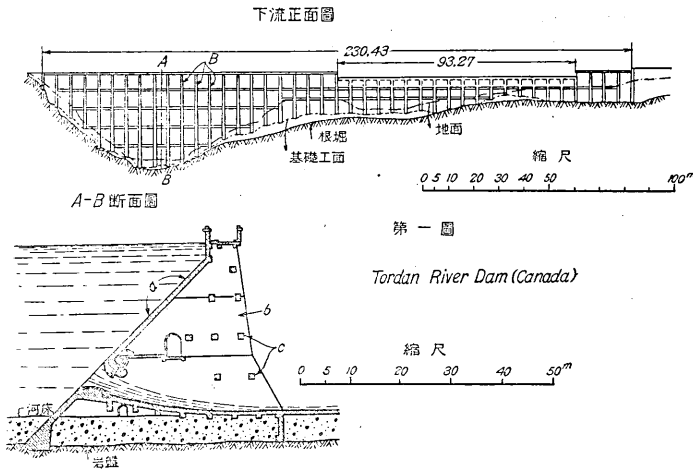
Earthquake Research Institute.

In this paper the author proposed a new method of improving the seismic stability of reinforced concrete dam with buttress walls. He uses a number of horizontal struts, each of which spans over the canyon, connecting the buttress walls. Both ends of each strut are to be rigidly anchored to the side slopes of the canyon, in most cases at footings of buttress walls. Horizontal component of seismic force acting on the dam is to be transmitted to the anchors by the struts, of which larger part is in compression and another in tension.

The author studied statical properties of this type of structure and made it clear that the horizontal deflection of buttress walls due to seismic force is remarkably decreased and the material provided against the danger is considerably saved.

### (一) 在來の支壁式堰堤

支壁式堰堤は上流面に設けたる傾斜又は直立遮水壁（第一圖 a）と之れを支持する直立支壁（第一圖 b）とを以て其の主體となす。現今各國に廣く使用される型式に於ては遮水壁は鐵筋混凝土造にして、徑間四米乃至十五米の單支版又は拱版の多數の徑間より成り、其の兩端は支壁上流面に支持せられ以て池水の壓力に耐へ、支壁は堤の方向に直角に配置され其の上流端は鉛直に對し三十五度乃至四十五度の傾斜を、下流端は二十度以下の傾斜をなせる三角形の大直立壁にして、壁厚は上部より下部に増大し、米國に於ては 0.3 米（頂部）乃至 1.6 米（底部）を用ひ、其の水壓に依る彎折を防止せんが爲め、所々に水平支材（第一圖 c）を配置し、各支材の端に當り支壁に少量の豎鐵筋を配置するを常とするも、歐洲特に伊國に於ては其の厚さ一般に大にして、



第一圖  
Tordan River Dam (Canada)

テイルチオ堰堤に於ては、底部に於て 7.7 米の厚さに達し、全く鐵筋を使用せざるものとす。而して使用混凝土は 1:2:4 乃至 1:3:6 の配合にして、稍々厚き支壁は 1:3:6 の配合を用ふるを常とす。

此種堰堤に於ては、遮水壁上の池水の重量を利用して、堤全體の安定を保持するものなるを以て、自體の重量に依て安定を保つべき重力式堰堤に比し、堤體に使用する材料極めて少量にして、通常の場合に於ては、僅かに後者の  $\frac{1}{3}$  乃至  $\frac{1}{2}$  に過ぎず、従て其の工費も著しく廉にして、重力式の 70% 乃至 80% を超えず、従て今日迄歐米各國に於て築造せられたるもの極めて多數に上り、其の高さも 60 米 (二百尺) に達せり。

今其の著名なるもの、寸法及材料等を列擧すれば第一表及第二表の如し。

第一表 世界著名鐵筋混凝土堰堤

場所名	國洲名	築造年 月	最大高 (m)	全長 (m)	徑間 (m) (支壁心々)	遮水版 型式	徑間數
La Prele	Wyoming	1909	45.6	110.0	5.5	單支版	20
Guayabal	Porto Rico	1911	36.6	602.5	5.5	同	72
Tordan	Canada	1913	38.4	230.6	5.49	同	42
Combamala	Italy	1916	38.0	99.0	5.5	同	17
Cisco	Texas	1923	30.0	330.0	5.4	同	61
Tordan	Canada	1927	38.5	211.0			
Gem Lake	California	1916	34.13	213.4	12.2	拱	17
Tirso	Sardinia	1922	69.5	283.0	15.0	同	18
San Dieguite	California	1918	41.5	228.6	7.25	同	23

Vöhrenbach	Baden	1925	32.59	145.0	10.8	同	13
Little Rock	California	1924	52.0	220.0	7.3	同	23
Venina	Italy	工事中	53.0	—	—	同	—
Mignano	”	”	51.6	—	—	同	—
Camplocilli	”	”	65.0	—	—	同	—
Suviana	”	”	87.0	180.0	—	同	—
Aaensire	Norway	”	55.0	123.0	—	同	—

第二表 使用材料表

貯水池	La Prele.	Tordan	Com- bamals	Cisco	Gem Lake	Vöhren- bach	Little Rock Creek	Tordas	
Volume of Concrete (m <sup>3</sup> )	17100	16000	12000	43000	6522	11000	20000	20000	
Steel (ton)	400	380	170	1030	74	150	526	380	
Concrete の配合	遮水壁 支壁	1:2:4	1:2:4	—	1:2:4	1:2:4	1:2.4:3.6	—	—
		1:3:6	1:3:6	—	1:2:4	1:2.5:5	1:3.3:6	—	—
Reinforce. kg/m <sup>3</sup> of Concrete	23.5	23.8	14.0	23.2	11.4	13.6	26.3	19.0	
% of Reinforcement	0.3	0.3	0.18	0.3	0.15	0.17	0.33	0.24	

上述の如く支壁式鐵筋混凝土は堰堤は重力式に比し著しく經濟的にして、特に使用材料少量なるを以て、材料の運搬に不便なる遠隔高地に有利なるのみならず、工事期間を著しく短縮し得るを以て工事を急施する場合に適し、従て其の力學的計算の煩雜なるにも拘らず近年其の築造益々多きを加へ特に伊國に最も多く、目下築造中のスピヤナ堤の如きは高さ 87 米（二百八十七尺）に達せり。

而して使用材料の少量なるに依り重力式に比し構造著しく繊細複雑に而も高度の應力を用ふるに拘はらず、設計法の合理的なるに依り築造後不幸倒壊の災を惹起したるもの極めて少なく、何れも地盤及基礎の不適當に依るものにして、堤それ自身の構造上の缺點に基因せるものを見ず。

即ち此種堰堤は其の高さ、應力に順應する優良なる材料と施工とを用ふるに於ては、重力式と同様の安全にして確實なる貯水池壁たるや明かにして、本邦に於ても大震以前に築造されたるものに、函館市水道貯水池、信越電力中津川調整池等あるも今日何等の不安あるを聞かず。

## (二) 支壁式堰堤の耐震性

然るに在來の鐵筋混凝土堰堤は、大地震の災厄を経験せざる歐米諸國に於て發

達せるものにして、其の設計法を視るも何等耐震上の考慮を爲さず。而して堤長に直角なる方向に於ては、元來強大なる水壓を支持し、尙多大の餘裕を有するを以て、此方向に襲來する地震力に對しては、多少の強度増進に依りて、容易に對抗し得る事明かなるも、堤長に平行なる方向に於ては、常時何等の外力を受けざるを以て、細長にして殆んど鐵筋を有せざる高壁を建て列ね、僅かに水平細支材を配置して水壓による支壁の彎折に備ふるに過ぎず。斯の如き構造に於ては一朝堤長に平行又は斜の方向に襲來する大地震に際會しなば、併立せる支壁の倒壊を惹起するの虞れ大にして、我國の如き地震國に於ては、耐震上特別の改良を施さざるに於ては其の築造は極めて危険なりと云はざるべからず。而て地震の作用に依る堤長に平行なる水平分力に對し支壁の安定を増大せんには、次の二原理に依る事を得べし。即ち、

- (1) 建築構造の如く構造物の各部分に作用する水平力を構造主體の内力として直下の地盤に傳達すること。
- (2) 支壁を連續して特別の水平支材を設け構造主體に作用する水平力を水平に兩岸の岩盤に傳達すること、

而して今日我國に於ける此種構造物に對して監督官廳は堅硬なる岩盤上に築造する、場合に於ても、凡ての方向に對し重力のみの水平力に對し安全に對抗し得る事を要求せるを以て、若し(1)の原理に依れば、堤體の質量過大ならざる場合にありては多數の支壁に直交する鐵筋混凝土造堅壁及水平壁(建築物の各階床)を用ひ、所謂壁式建築物と同様の工法を用ひ而も堤高の變ずる點毎に耐水的伸縮裝置を施し、構造物の高さの差に因る水平撓度の不同に備へざるべからず。

然るに堰堤に於ては其の使用目的上必要な壁體は單に直立支壁と上流面に於ける傾斜遮水壁とに過ぎず、而も後者は溫度の昇降に因る内力及龜裂の發生を輕減せんが爲め單支版を用ひ、其の支端には伸縮目地を置くを常とせるを以て、上記の如く堅壁及水平壁を使用するは單に耐震のみの目的を以て其の工費を、現時歐米に用ひらるもの、約二倍に増嵩せしむると事なり、其の經濟上の特徴を全く減却するは到るものとす。

次に矢張り(1)の原理に依り、支壁と之に直交する多數の堅剛なる水平支材とに依り、架構(架構建築の柱と桁)を組立て、各部材の彎曲と直應力(主として彎曲應力)に依りて、水平地震力に耐抗せしめんとすれば、使用材料並に工事費

に於ては前者に比し稍々有利なりと雖も、重力の $\frac{1}{2}$ 程度の水平力に耐抗せんには尙殆んど支壁容積に匹敵する材料を之に使用せざるべからざる事となり、其の工事費も現在歐米の實例に比し 60% 位の増加を來し、而も其の構造上次の如き看過し得ざる重大缺點を有する事となる。

- (a) 谷の兩側斜面に於て架構の高さ急變するを以て均一水平力に對し、同一水平線上の各點撓みは、谷中央の架構に於て著しく大にして、谷岸に於ては零なるを以て、堰堤全體として考ふる時は水平力は兩岸の支壁に集中作用し、其の根部の破壊を免れ能はざる事。
- (b) 支壁特に其の上部の水平撓み過大にして單支遮水版に於ては兩端の伸縮目地に依て漏水又は破壊を防止し得ず、拱版に於ては其の起拱點の強制變位過大なる爲め破壊又は龜裂を免れざる事。

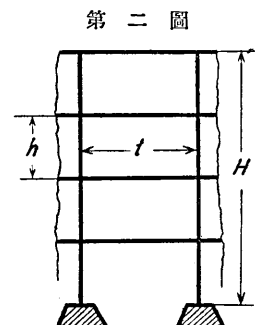
### (三) 架構式鉄筋混凝土堰堤に於て均一水平加速度の作用に因て生ずる水平撓度

前節 (a) に擧げたる缺點は矩形谷か又は兩端鉛直壁體に終る池壁にして、全長を通じ壁高同一なる場合支材を其の終端に於て滑動せしむる構造に依りて之を防止する事を得べしと雖も、壁高稍々大なる場合にありては支材に多大の材料を使用するも尙遮水版兩端の目地幅に對して過大の水平撓みを起すべく今日の實例にては兩端の目地幅は最大 10 mm にして之れにアスファルト、タール、ペーパー等を填充するを以て、漏水する事なくして移動し得る水平撓みは、兩端を合して即ち版一徑間に對して、10 mm を以て限度と看做さざるべからず。依て架構式原理に依る支壁堰堤 (又は池壁) に於て、堰堤の高さ、支壁及水平支材の間隔、支壁と水平支材の材料容積比等の種々の値に對する、堤頂に於ける水平變位即ち支壁の最大撓度を略算せん

とす。

以下の計算に於て、(第二圖參照)

- $l$  ..... 支壁の間隔  
 $h$  ..... 水平支材の間隔  
 $H = mh$  ..... 支壁の總高  
 $b$  ..... 支壁の幅



$t$  ..... 支壁の厚さ

$t_1$  ..... 水平支材の厚さ及幅

今支壁の側面形状は三角形をなし其の頂點 (Virtual crown) は堤頂上  $\frac{h}{2}$  の所に位するものと假定すれば、堤頂上の混凝土容積は、大體に於て堤頂橋梁のそれと同一程度のもとなる。依て Virtual crown を座標の原點にとり、 $y$  軸を鉛直下向にとれば、 $y$  なる位置に於ける支壁の幅 ( $b$ ) は略  $y$  に等しく、其の壁厚 ( $t$ ) も  $y$  の簡單なる函數を以て表す事を得るを以て、歐米の實例に徴し、支壁の寸法を次式の如く定め、充分なる鐵筋を以て之を補強するものとす。即ち、

$$b=y \quad t=0.35(1+0.1y) \dots \dots \text{in metre}$$

今支壁材料の重量を  $2.5 \text{ tons/m}^3$  とすれば、 $y$  なる位置に於て高さ  $1 \text{ m}$  の部分の重量 ( $w$ ) は次式を以て表はさる。

$$w=2.5 \times 0.35(1+0.1y)y=0.875(1+0.1y)y \dots \dots \text{in tons.}$$

今地震に依り堤體の各部に其の重量の  $k$  倍の水平力が作用するものとすれば、上記の部分に作用する水平力 ( $p$ ) は  $kw$  にして、遮水壁と支壁との重量比は、普通單支版に於て  $0.4 \sim 0.5$  拱に於て  $\frac{1}{3}$  なるを以て、總高  $29 \text{ m}$  に對し  $0.4$ 、 $30 \text{ m}$  以上に對し  $0.3$  とし、尙耐震上の必要より多數の水平支材を用ふるものとすれば、 $h=l$  により、 $h$  の間隔に一群の水平支材を配置するを便とするを以て、

$y=nh$  ( $n$  は任意の整數) に於て、支壁の水平斷面積を  $A_w$ 、此の位置に交はる水平支材群の總鉛直斷面積を  $A_b$ 、とすれば、兩者の重量比は大體、 $A_b/A_w$  を以て表はさる。從て

$y=nh$  なる位置に於て、高さ  $1 \text{ m}$  に作用する水平力 ( $p$ ) は、次式を以て表はす事を得。

$$p=0.875 \left(1+0.4 \frac{A_b}{A_w}\right) kg \left(1+\frac{1}{10}y\right)$$

從て  $y=nh$  に於ける支材群に作用する總水平地震力 ( $P_n$ ) は

$$\begin{aligned} P_n &= \int_0^{nh} p dy = 0.875 \left(1.4 + \frac{A_b}{A_w}\right) k \int_0^{nh} y \left(1 + \frac{1}{10}y\right) dy \\ &= 0.875 \left(1.4 + \frac{A_b}{A_w}\right) k \frac{n^2 h^2}{2} \left(1 + \frac{nh}{15}\right) \end{aligned}$$

次に  $I_w$  ……支壁断面の慣性能率 (但し重量及水壓に依る壓力大なるを以て全断面を有效と看做す)

$I_b$  ……水平面上の全支材の断面積 ( $A_b$ ) の慣性能率、但し著しき應張力の發生あるを以て、混凝土厚さの  $\frac{2}{3}$  を有效とし、其の總幅を  $b_1$  とし且つ剛性を大ならしむる爲め、 $t_1=1.5t$  とす。

然る時は

$$I_w = \frac{bt^3}{12} = 3.57 \times 10^{-3} nh \left(1 + \frac{nh}{10}\right)^3 \dots\dots\dots \text{in } m^4$$

$$I_b = b_1 \frac{t^3}{12} = \frac{1}{12} b_1 t^3 \dots\dots\dots \text{in } m^4$$

今  $\beta$  を以て支材と支壁との剛度比を表せば

$$\beta = \frac{I_b}{I_w} = \frac{I_b}{I_w} = \frac{b_1}{b}$$

$$\frac{A_b}{A_w} = \frac{1.5 b_1 t}{bt} = \frac{1.5 b_1}{b} = 1.5 \beta$$

次に  $\gamma$  を以て支壁断面の環動半徑  $\sqrt{I_w/A_w}$  を表はし、 $S = \left(\frac{\gamma}{h}\right)^2$  と置けば  $H = mh$  なる高さを有する堰堤の堤頂水平變位  $\delta$  は大略次式に依りて算出するを得。

$$\delta = \sum_{n=1}^m \frac{P_n h^3}{12 E I_{wn}} \cdot \frac{1 + \beta_n}{\beta_n} (1 + 36 S_n)$$

茲に  $E$  は混凝土の彈性係數にして、 $1.4 \times 10^6$  tons/m<sup>2</sup>。

$I_{wn}$ ,  $\beta_n$  及  $S_n$  はそれぞれ  $y = nh$  に於ける  $I_w$ ,  $\beta$  及  $S$  の値を表はす。

上記の撓度計算式は (内藤多仲氏耐震構造論 P. 63) 此種構造物に對しては、一の略近似式に過ぎざるも、本節の如く單に支壁上部の水平撓みが、遮水版兩端の調節し得る程度なるや否やを窺知せんが爲めには充分なるものと認む。尙  $\beta$  と  $A_b/A_w$  即ち水平支材と支壁との材料比との關係は第三表に示すが如し。

第三表  $\beta$ ,  $\frac{1+\beta}{\beta}$  及  $\frac{A_b}{A_w}$  の關係

$\beta=1$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$
$\frac{1+\beta}{\beta}=2$	3	4	5
$\frac{A_b}{A_w}=1.5$	0.75	0.5	0.375

上記の方法に依りて算出せる  $\delta$  の値は第四表に示すが如し。

第四表 堰堤撓み ( $\delta$ ) ( $m.m.$ ) の表

$k=0.2$   $H$ =堰堤の高さ ( $m$ )

$\beta$ =水平支材の剛度/支壁の剛度

(1)  $h=l=5m$

$H$ in $m$	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	$A_b/A_w$
$\beta = \begin{cases} 1 \\ \frac{1}{2} \\ \frac{1}{3} \\ \frac{1}{4} \end{cases} \delta m.m.$	2.8	5.4	8.1	10.2	12.4	14.5	16.4	18.3	19.7	21.9	23.5	1.5 (實施不可能)
	3.2	6.2	9.2	11.6	14.2	15.6	18.7	20.8	22.5	24.8	26.7	0.75 (實施困難)
	3.6	7.1	10.3	13.1	15.9	18.6	21.0	23.5	25.2	28.0	31.0	0.50 (同 上)
	4.2	8.4	12.1	15.4	18.7	21.9	24.6	27.5	29.7	33.0	35.4	0.375

(2)  $h=l=6m$

$H$ in $m$	6	12	18	24	30	36	42	48	54	60	$A_b/A_w$
$\beta = \begin{cases} 1 \\ \frac{1}{2} \\ \frac{1}{3} \\ \frac{1}{4} \end{cases} \delta m.m.$	4.3	8.7	12.9	16.8	20.2	23.4	26.3	29.4	32.2	34.5	1.5
	5.0	10.0	14.6	19.0	23.0	26.7	30.0	33.3	36.4	39.3	0.75
	5.6	11.3	16.6	21.5	26.0	30.1	33.8	36.3	41.1	44.4	0.50
	6.5	13.2	19.7	24.9	30.0	34.8	39.4	43.7	47.6	51.6	0.375

(3)  $h=l=8m$

$H$ in $m$	8	16	24	32	40	48	56	64	$A_b/A_w$
$\beta = \begin{cases} 1 \\ \frac{1}{2} \\ \frac{1}{3} \\ \frac{1}{4} \end{cases} \delta m.m.$	7.9	15.2	21.6	27.3	32.6	37.3	41.6	45.8	1.5
	11.7	22.6	32.1	40.7	48.4	55.3	61.5	68.0	0.75
	13.2	25.5	36.3	46.0	54.3	62.4	70.0	76.7	0.50
	14.1	27.2	39.5	49.1	58.2	66.4	74.0	81.4	0.375



(4)  $h=l=10\text{ m}$ 

$H$ in $m$	10	20	30	40	50	60	70	$A_b/A_w$
$\beta = \begin{cases} 1 \\ \frac{1}{2} \\ \frac{1}{3} \\ \frac{1}{4} \end{cases} \delta m.m.$	18.8	26.7	48.4	60.0	70.6	80.0	88.7	1.5
	22.7	42.0	58.3	72.6	85.0	96.0	107.0	0.75
	25.5	47.5	66.0	82.0	96.0	109.0	121.0	0.50
	30.0	55.3	77.0	95.7	112.2	128.0	142.0	0.375

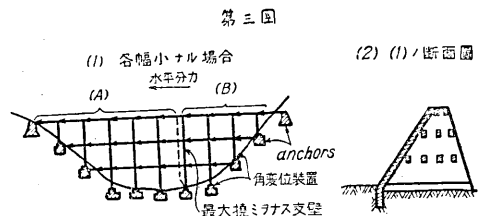
第四表に示せる計算は、堰堤の撓みを出来るだけ小ならしめんが爲め、現在工法の十數倍乃至數十倍の水平支材を使用せる場合を掲げたものにして、事實支壁の 30 % 以上の断面の支材を使用することは經濟上は勿論、施工上も極めて不利なるものとす。今假りに遮水壁の頂部に於て最大 10 mm の水平撓みを許すものとするも、 $h=l=5\text{ m}$ .  $A_b/A_w = \frac{1}{2}$

として辛じて 16 m 高さに及ぶことを得べし。即ち在來の原理に依る支壁式堰堤は、其の撓度の過大なる點のみに於ても、耐震上極めて不適當なるものと云はざるべからず。若し支壁の厚さを増大し、之れに比例して支材断面を増せば、若干撓みを低減するを得と雖も、之れを半減するためには、約 1.5 倍の材料を使用せざるべからず。

#### (四) 堤長に平行なる水平分力を水平支材に依りて 兩岸に傳達する方法

此方法に依れば種々新なる構造原理を用ふる事となり、其の概要を述べれば次の如し。(第三圖参照)。

- (1) 堰堤の方向に平行なる地震力は、支壁を連結して一直線上に岸より岸に達する多數の水平支材列の直應力に依りて兩岸に傳達す。
- (2) 支材列の兩端は重量に依る摩擦



力又は特殊の装置に依り確實に鎮定するを要す。此種堰堤は谷の岩盤特に堅硬なる場合に築造するを常とするを以て、鎮定方法はさしたる困難を生ぜず、且直上支壁の重量を利用するものとす。

- (3) 支材列の兩端を確實に固定する時は、其の一側 (A) に直壓力、他側 (B) に應張力作用するを以て此等に依る A 部の彈性短縮と、B 部の彈性伸長との同一なる如き位置に於ける支壁に最大撓みを生じ、これより兩岸に近づくに従て、支壁の撓みは漸次減少し、鎮定部に於て零となる。
- (4) 支材はこれに作用する應壓力及應張力の何れにも對抗し得る強さを有するものとし、且つ架構式と全然反對に剛度の過大ならざるを可とす。應力は端に最大にして中央に至るに従て漸減するも、施工の便宜と、支壁の最大撓みを低減するとの爲め、全長に亘りて最大應力に對抗し得る如き斷面を用ふるを可とす。
- (5) 上記の原理に據る耐震支材に於ては、其の斷面の大きさ及鐵筋量を適當に決定する事に依りて、支壁の大部分をして殆ど彎曲作用を受けしめざる事を得るも、其の下端は基礎に固定され其の水平變位を制止するを以て、最下の水平材の下部の支壁は、角變位を強制せらる。従て壁底に於て微少の角變位を爲し得る装置を設けざる可らず。
- (6) 谷幅著しく廣き場合は、支材の斷面を著しく大ならしめざる限り、中央部に於て支材の伸縮過大となり従て支壁の水平變位も過大となるを以て、數徑間の間、支壁間を堤に平行なる壁 (又は構) に依て剛に連結し、剛性極めて大にして、兩側の支材に依りて傳達する水平力に對し、殆んど撓みを生ぜざる如き直立堤體を形成せしめ、其の兩側に於て支材端を固定す。而して剛性部の長さ即ち壁又は構を以て連結すべき支壁の數は高さ、二剛性部の支材列の長さ等に依て理論的に定むるものとす。
- (7) (6) の場合遮水壁を固定版となし、連結壁の一に利用する事を得るものとす。但し此場合に於ては外端支壁の兩側に於て、剛性部と、普通の柔性壁部とに作用する水壓に因る、彎曲力率及剪力を正しく平衡せしめ、支壁に偏壓力を作用せしめざるものとす。
- (8) (7) の要件を満足する爲めには、柔性部の單支版の有効徑間を、剛性部の純徑間の 57.7% とし、其の兩端は支壁より突出せる肱木版に依りて單支

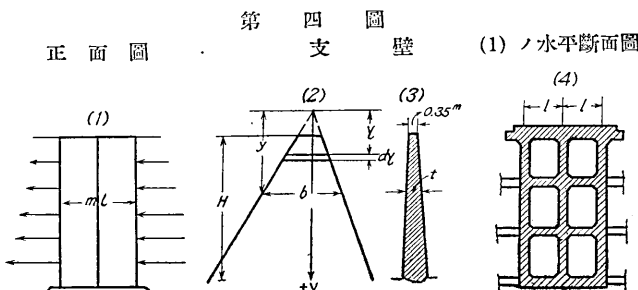
せしむ。即ち此突出長は上記純徑間の 30~35% となる。水壓は同水深に於ては常に同一なる特性を有するを以て、斯く支壁突出部に依りて支承するも、兩側不平衡の危険なく、而も單支版の厚さを過大ならしむる事なくして支壁の間隔を大ならしめ、從て其數を著しく減じ多大の材料節約を爲し得るものとす。

- (9) 本堰堤に用ふる水平支材は在來式の如く大なる剛度を要せざるを以て、應張力の爲めの鋼材は少數の稍大なる斷面の釘又は鐵骨を使用し得、且つ支壁接合部の剛性を要求せざるを以て、支壁築造後鋼材を足場として、支材の混凝土工を行ふ事を得。
- (10) 斜方向の地震力により支壁の歪む事を防止し、地震力を堤に直角及平行なる二分力に分立して作用せしむる爲めには、支材を適當なる間隔の水平面内に配置し、一水平面内に存する支材は、之れを水平綾構又は剛なる方形枠を以て連結す。但し方形枠を形成せしむる場合は、水平支材は水平面に於て大なる剛性を有せしむるものとす。

上記の如く種々新なる工法を用ふるに於ては、支壁式堰堤の經濟上の特徴を減却する事なくして、堤長に平行なる水平分力に對し確實に耐抗し得べく、以下順を追ふて靜力學上より之を説明せんとす。(8) 及 (9) の原理に依り、支壁の間隔を大にし、其の數を減じ得るを以て、以下の計算例に於ては其の間隔を 10 m と定めたり。單位は m 及 metric ton を用ふるも鋼材斷面積は  $cm^2$ 、變位は  $m$  を用ふ。

(五) 剛性部と柔性部との割合

今  $N$  徑間に對して  $m$  徑間を剛構造とし、 $n$  徑間を柔構造とし、 $N$  徑間全體



に作用する水平力を凡て剛構造部に負擔せしむる時、堤の高さと、其の頂の撓みとの關係を算出せんとす。

(三) の計算と同様支壁の厚さを次の如く定む

$$t = 0.35 \left( 1 + \frac{y}{10} \right) \quad b = y$$

$$A \text{ (斷面積)} = tb = 0.35 y \left( 1 + \frac{y}{10} \right)$$

$$I = 2tb \left( \frac{ml}{2} \right)^2 = \frac{0.7}{2} m^2 l^2 \left( y + \frac{y^2}{10} \right)$$

茲に支壁は水壓に依り強大なる壓力を受くるを以て、地震力に依り彎曲力率を受くるも、應張力を發生せざるを以て、全斷面を有效と看做して  $I$  を算定す。

((三) の撓度計算参照)

+ $y$  に於て高さ  $1 m$  當りの一徑間分の堤の重量は

$$2 \times 0.35 wy \left( 1 + \frac{y}{10} \right) = 0.7 wy \left( 1 + \frac{y}{10} \right)$$

但し新形式の堤に於ては柔性部の支材は小斷面積にて足るも、剛性部の連結壁の重量は著しく大なるを以て、總重量を支壁の二倍と假定す。

次に水平分力を各部重量の  $k$  倍とすれば、

$F = +y$  に於て  $N$  徑間に依る高さ  $1 m$  當りの水平地震力

$$= kN \times 0.7 wy \left( 1 + \frac{y}{10} \right)$$

$M_y =$  水平地震力に依る  $y$  斷面の彎曲力率

$$= \int_0^y (y - \eta) F d\eta$$

$$= 0.7 kNw \int_0^y (y - \eta) \eta \left( 1 + \frac{\eta}{10} \right) d\eta = \frac{0.7 kwN}{120} (20y^3 + y^4)$$

然るに  $y$  に於ける撓み ( $\delta y$ ) と  $M_y$  と  $I_y$  の關係は、次の微分方程式に依て表はさる。

$$\frac{d^2 \delta y}{d y^2} = \frac{M_y}{EI_y}$$

茲に  $E$  は混凝土の彈性係數にして、 $1,400,000 \text{ tons}/m^2$  と定む。

依て

$$\frac{d^2 \delta y}{d y^2} = \frac{k w N (20 y^3 + y^4)}{30 E m^2 l^2 \left( y + \frac{y^2}{10} \right)}$$

$$= \frac{kwN}{3Em^2l^2} \left\{ y^2 + 10y - 100 \frac{1000}{y+10} \right\}$$

上記の微分方程式を解き堰堤の高さを  $H$  として、

$$y=H+5 \text{ に於て } \left[ \frac{d\delta y}{dy} \right]_{y=H+5} = 0 \text{ 及 } [\delta y]_{y=H+5} = 0$$

なる二條件に依りて積分常數を定むれば

$$[\delta y]_{y=5} - [\delta y]_{y=H+5}$$

は所要の堤頂に於ける水平撓み ( $\delta$ ) なり。即ち

$$\delta = \frac{10^4 kwN}{36Em^2l^2} \times \left\{ \begin{aligned} &3 \left( \frac{H+5}{10} \right)^4 + 2 \left( \frac{H+5}{10} \right)^3 - 9 \left( \frac{H+5}{10} \right)^2 \\ &- 18 \left[ \log_e (H+15) - \left( \frac{H+5}{10} \right) - \frac{12}{18} \right] \\ &+ \left( \frac{5}{10} \right)^4 + 2 \left( \frac{5}{10} \right)^3 - 6 \left( \frac{5}{10} \right)^2 \\ &+ 18 [\log_e 15 - 1] \end{aligned} \right\}$$

依て  $k=0.2$   $w=2.5 \text{ tons/m}^3$   
 $N=10$   $l=10 \text{ m}$   
 $E=1.4 \times 10^6 \text{ tons/m}^2$

とし、 $\delta$  を  $m.m.$  にて表せば

$$\delta = \frac{1}{100.8 m^2} \left\{ \begin{aligned} &3 \left( \frac{H+5}{10} \right)^4 + 2 \left( \frac{H+5}{10} \right)^3 - 9 \left( \frac{H+5}{10} \right)^2 \\ &- 18 \left[ \log_e (H+15) - \frac{H+5}{10} \right] + 41.56 \end{aligned} \right\}$$

上式に依り  $H$  及  $m$  の種々の値に對し、 $\delta$  を算出すれば次表の如し、

第 五 表

$H=$	10	20	30	40	50	10	metres
$m=1$	0.122	1.14	4.58	12.70	28.5	55.6	$m.m$
2	0.031	0.29	1.14	3.18	7.13	13.9	„
3	0.014	0.13	0.51	1.41	3.17	6.2	„
4	—	0.07	0.29	0.80	1.78	3.50	„
5	—	—	0.18	0.51	1.14	2.22	„
6	—	—	0.13	0.35	0.79	1.55	„

## (六) 剛性部の安定

## (A) 満水時の安定

$$\begin{aligned}
 W_1 = \text{剛性部の総重量} &= \int_0^{H+5} 0.7 w m y \left(1 + \frac{y}{10}\right) dy \\
 &= 0.7 \times 2.5 m \left(\frac{1}{2} + \frac{H+5}{30}\right) (H+5)^2
 \end{aligned}$$

$$i + j = 1.0$$

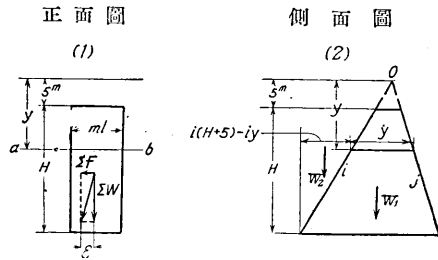
$i$  = 上流側の傾斜

$j$  = 下流側の傾斜

$W_2$  = 遮水壁直上の池水の重量

$$\begin{aligned}
 &= \int_0^{H+5} w_0 m l i \{(H+5) - y\} dy \\
 &= \frac{1}{2} m l i H^2
 \end{aligned}$$

第 五 圖  
正面圖 側面圖



茲に水の重量を  $1.0 \text{ ton/m}^3$  にとる、

$$M_y = \frac{0.7 k w N}{120} (20 y^3 + y^4)$$

$$E = \text{偏心距離} = \frac{M_y}{W_1 + W_2}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{k N (H+25) (H+5)}{120 m \left\{ \left( \frac{1}{2} + \frac{H+5}{30} \right) + \frac{l}{3.5} i \left( \frac{H}{H+5} \right)^2 \right\}}
 \end{aligned}$$

今  $E = \frac{1}{4} m l$  として安定上必要なる  $m$  の値を求めれば、

$$m^2 = \frac{k N (H+25) (H+5)}{30 l \left\{ 0.5 + \frac{H+5}{30} + \frac{l}{3.5} i \left( \frac{H}{H+5} \right)^2 \right\}}$$

前例の如く  $k=0.2$   $N=1.0$   $l=10 \text{ m}$  とし尚  $i=0.9$  とすれば

$$m^2 = \frac{2 \left( \frac{H}{10} + 2.5 \right) \left( \frac{H}{10} + 0.5 \right)}{3 \left\{ 0.5 + \frac{H+5}{30} + \frac{10 \times 0.9}{3.5} \left( \frac{H}{H+5} \right)^2 \right\}}$$

$H$  の種々の値に對する所要  $m$  の値を算出すれば、第六表の如し、

第 六 表

$H(m)=10$	20	30	40	50	60
$m = 1.28$	1.59	1.90	2.20	2.48	2.76

## (B) 空虚時の安定

池水及堆砂皆無なる場合は絶無にして、而も水壓の作用なきを以て、底面の壓力は極めて小なりと雖も、今假りに反力の偏心距離を  $\frac{1}{2} ml$  とし、即ち外圍支壁の中心に反力を作用せしむる爲めに必要なる  $m$  の値を求むるに、

水壓は零なるを以て、(A) の場合に於て、 $W_2=0$  と置き

$$E = \frac{ml}{2} = \frac{kN(H+25)(H+5)}{120m\left(\frac{1}{2} + \frac{H+5}{30}\right)}$$

前同様に  $k=0.2$   $N=10m$   $l=10m$  とすれば

$$m^2 = \frac{0.2 \times 10 (H+25)(H+5)}{600\left(0.5 + \frac{H+5}{30}\right)} = \frac{\left(\frac{H}{10} + 2.5\right)\left(\frac{H}{10} + 0.5\right)}{2 + \frac{H}{10}}$$

$H$  の種々の値に對する所要  $m$  の値を算出すれば次表の如し、

第 七 表

$H(m)=10$	20	30	40	50	60
$m = 1.33$	1.68	1.96	2.21	2.43	2.63

但し岩盤に埋め込み混凝土を填充するか、又は床版にて聯結すれば安定を考慮するに及ばず。

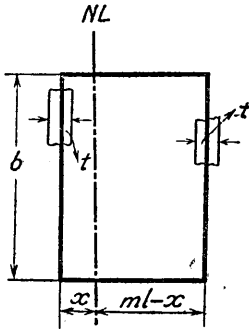
## (七) 剛性部の彎曲應力

空虚の場合は剛性部支壁に應張力を發生するを以て、鉛直鐵筋の挿入を要す。今外縁の支壁のみを以て彎曲應力に耐抗するものとし、重量に依る壓力は小なるを以て之れを除外し、代ふるに混凝土の許容應壓力を低く、鋼の應張力を多少高くとる。

$$f_c = 450 \text{ tons/m}^2 \text{ (常時 } 300 \text{ tons/m}^2 \text{ とし地震の場合 } 50\% \text{ を増せば } 450 \text{ ton/m}^2 \text{ なり)}$$

$$f_s = 18,000 \text{ tons/m}^2 \text{ (常時 } 12,000 \text{ tons/m}^2 \text{ の } 50\% \text{ 増し)}$$

第六圖  
剛性部水平断面圖



$$\frac{f_c}{x} = \frac{f_s}{n(ml-x)}$$

$$x = \frac{1}{4} ml$$

$$M = \frac{3.5}{120} (20y^2 + y^2)$$

$$b = y \quad t = 0.35(1 + 0.1y)$$

$p_s$  ≡ 混凝土断面積に対する鉄筋断面積の %

$$\frac{p_s}{100} b t f_s (ml-x) = M$$

$$p_s = \frac{(2+0.1y) \left(\frac{y}{10}\right)^2}{1.62 ml (1+0.19)}$$

若し  $l=10m$  ならば

$$p_s = \frac{(2+0.1y) \left(\frac{y}{10}\right)^2}{16.2(1+0.1y)} \cdot \frac{1}{m}$$

上式に依り種々の  $y$  の値に対する  $p_s$  を算出すれば次表の如し。

第八表 所要鉄筋量  $p_s$  %

$H(m)=$	10	20	30	40	50	60
$y(m)=$	15	25	35	45	55	65
$m=1$	1.998	0.486	0.924	1.48	2.14	2.96
$m=2$	0.100	0.244	0.462	0.74	1.08	1.48
$m=3$			0.320	0.59	0.72	0.80
$m=4$				0.38	0.54	0.74
$m=5$					0.44	0.60

結局剛性部の安定は満水時偏心距離を  $\frac{1}{6} \sim \frac{1}{5}$  にとり。支壁に鉛直鉄筋を挿入すれば可なり。但し鉄筋の % は下流端に於て、平均量 ( $p_s$ ) の二倍位とし、上流に向ふて漸次 % を減じ、支壁頭部に於て更に  $2 p_s$  に増す。

### (八) 柔性部の最大撓み

支壁、遮水壁及水平支材に作用する水平地震力は、全部水平支材に依りて剛部又は鎮定に傳達するを以て、支壁の撓みは、一列の兩端に於て實地上零にして、中間に於て最大値を生ず。



先づ (七) の場合の如く、地震時に於ける混凝土及鋼の許容應力を

$$f_c = 450 \text{ tons}/m^2 \quad f_s = 18,000 \text{ tons}/m^2$$

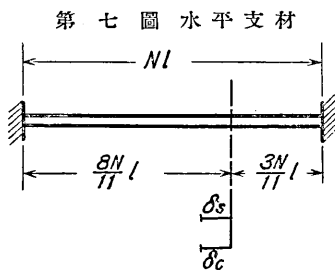
と定む。 $f_s$  に比し  $f_c$  の割合に小なるは、施工の不完全を重視せる爲めにして、 $450 \text{ tons}/m^2$  は

$$45 \text{ kg}/cm^2 \quad \text{即ち} \quad 643 \text{ lb}/in^2 \quad \text{にして、}$$

橋梁に於ける常時彎曲應力、建物に於ける震度 0.1 の場合の彎曲應力と同一なり。上記の許容應力に於て自重その他の彎曲作用に對する餘裕を有せしむる爲め、張力は全部鋼、壓力は全部混凝土のみに依て耐抗するものとす。

次に全長  $Nl$  中に於て一端より  $n_1 l$  の部分の支材に應壓力、他端より  $n_2 l$  の部分の支材に應張力の作用するものとすれば、兩部の總伸長又は壓縮が同一なる爲めには、

$$\frac{450}{E_c} n_1 l = \frac{18,000}{E_s} n_2 l \quad \dots \quad \frac{n_2}{n_1} = \frac{3}{8}$$



今一列中の全支材に同一斷面同一鋼材を使用するものとすれば、抗壓支材に於ける平均應力  $f_{cm}$  は

$$f_{cm} = \frac{1}{2} \left( f_c + \frac{f_c}{\frac{8N}{11}} \right) = \frac{f_c}{2} \left( 1 + \frac{11}{8N} \right)$$

(Buttress wall の數は  $N+1$  なり)

同様に抗張材の平均應力  $f_{sm}$  は

$$f_{sm} = \frac{f_s}{5} \left( 1 + \frac{11}{3N} \right)$$

然る時は支壁の最大撓み  $\delta$  は

$$\begin{aligned} \delta = \delta_c = \delta_s &= \frac{f_c}{2E_c} \left( 1 + \frac{11}{8N} \right) \frac{8N}{11} l = \frac{f_s}{2E_s} \left( 1 + \frac{11}{3N} \right) \frac{3N}{11} l \\ &= \frac{450}{2 \times 1.4 \times 10^6} \left( \frac{8N}{11} + 1 \right) l \text{ in metre} = \frac{450}{2.8 \times 10^3} \left( \frac{8N}{11} + 1 \right) l \text{ in m.m} \end{aligned}$$

若し地震による最大撓みを  $10 \text{ m.m}$  に制限すれば

$$10 = \frac{450}{2.8 \times 10^3} \left( \frac{8N}{11} + 1 \right) l \quad \dots \quad N = \frac{85}{l} - \frac{11}{8}$$

若し  $\delta = 10 \text{ m.m}$  として  $Nl$  を大にするには、

$f_c$  及  $f_s$  を同一割合に小にすれば可なり。若し  $Nl$  を 1.5 倍となさんとすれば、

$$f_c = 300 \text{ tons}/m^2 \quad f_s = 12,000 \text{ tons}/m^2$$

とし之れに依りて最大應力に對する斷面を定むれば可なり。

又  $Nl$  を不變として  $\delta$  を増減せんとすれば、 $f_c$  及  $f_s$  を同割合に増減すれば可なり。

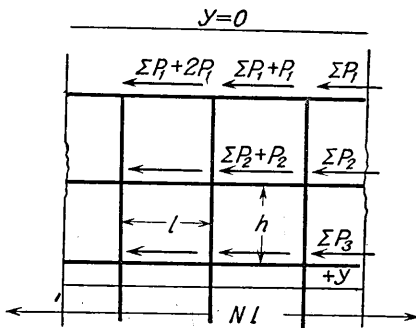
若し剛性部又は鎮定装置に於て支材の壓力に依り  $\delta_{oc}$ 、全張力に依り  $\delta_{os}$  だけの變位を生ずる時は上記の計算は次の如くに變ず。

$$\begin{aligned} \delta &= \delta_c + \delta_{oc} = \delta_s + \delta_{os} = \frac{f_c}{2E_c} \left(1 + \frac{11}{8N}\right) \frac{8N}{11} l + \delta_{oc} \\ &= \frac{f_s}{2E_c} \left(1 + \frac{11}{3N}\right) \left(\frac{8N}{11}\right) + \delta_{os} \end{aligned}$$

普通  $N$  が正しく 8:3 の兩部に分割し得ざるを以て、實際の  $n_1$  及  $n_2$  は算出値の小數點以下を必ず切り上げ、 $\delta_{oc}$  及  $\delta_{os}$  の影響に備へ且つ安定の爲め、支材は混凝土の最小抗壓強度の 70% に於て全柔性部長、即ち  $Nl$  に相當する地震力を負擔し得、鋼材は其の彈性限度に於て、 $\frac{1}{2} Nl$  に相當する地震力を負擔し得る如き斷面を用ふれば充分安全なりとす。

(九) 水平支材の斷面積

第八圖 水平支材應力圖



$y$  に於ける單位高の堤に作力する水平力  $P$  は

$$P = \lambda \left( a + \frac{Ab}{Am} \right) ky \left( 1 + \frac{y}{10} \right)$$

$$\lambda = 0.35 \times 2.5$$

故に  $y = \left( n - \frac{1}{2} \right) h$  に於ける水平面内支材群に於て一徑間に對する水平力は次の如し、

$$\begin{aligned} P_n &= \int_{(n-1)h}^{(n)h} P dy = \int_{(n-1)h}^{(n)h} \lambda \left( a + \frac{Ab}{Aw} \right) ky \left( 1 + \frac{y}{10} \right) dy \\ &= \lambda \left( a + \frac{Ab}{Aw} \right) k \left\{ \frac{h^2}{2} (2n-1) + \frac{h^3}{30} (n^3 - (n-1)^3) \right\} \end{aligned}$$

$$\text{今} \quad a + \frac{A_b}{A_w} = 2.0 \quad k = 0.2 \quad \text{とすれば}$$

$$P_n = 35 \left\{ \left( \frac{h}{10} \right)^2 \left( n - \frac{1}{2} \right) + \frac{1}{3} \left( \frac{h}{10} \right)^3 (n^3 - \overline{n-1^3}) \right\}$$

一水平面内の支材列の最大應力は次の如し。

$$\begin{aligned} \text{最大應壓力} &= \Sigma P_{nc} = \int_0^{\frac{SN}{11}} \int_{(n-1)h}^{(nh)} \lambda \left( a + \frac{A_b}{A_w} \right) ky \left( 1 + \frac{y}{10} \right) dy dN \\ &= 35 \times \left\{ \left( \frac{h}{10} \right)^2 (n-0.5) + \left( \frac{h}{10} \right)^3 \frac{1}{3} (n^3 - \overline{n-1^3}) \right\} \frac{SN}{11} \end{aligned}$$

$$\text{最大應張力} = \Sigma P_{ns} = 35 \left( \frac{3N}{11} \right) \left\{ \left( \frac{h}{10} \right)^3 (n-0.5) + \left( \frac{h}{10} \right)^3 \frac{1}{3} (n^3 - \overline{n-1^3}) \right\}$$

故に

$$A_c = \text{一水平面内に於ける支材の混凝土断面} = \frac{\Sigma P_{ns}}{f_c} \text{ in } m^2$$

$$A_s = \text{鋼材断面} = \frac{\Sigma P_{ns}}{f_s} \text{ in } m^2$$

今前數節の例の如く、 $l = 10 m$ ,  $h = 10 m$ ,  $\delta = 10 m.m$ ,

$$Nl = 10 \quad l = 100 m, \quad f_c = 450 \text{ tons}/m^2, \quad f_s = 18,000 \text{ tons}/m^2$$

として、 $A_c$  及  $A_s$  を算出すれば次の如し。

第九表 一水平面内に於ける支材總斷面積

總堤高 (m) =	10	20	30	40	50	60	70
堤頂よりの距離 (m) =	0	10	20	30	40	50	60
$A_c (m^2)$ =	0.63	2.90	6.67	11.97	18.95	27.1	36.8
$A_s (cm^2)$ =	59.1	271	625	1124	1740	2540	3440
A % =	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93
$A_c/A_w$ =	0.221	0.221	0.221	0.221	0.221	0.221	0.221
$F_c$ =	212	975	2250	4040	6310	9110	12400
鎮定力 $F_s$ (tons) =	79.6	366	843	1516	2370	3420	4650

即ち水平撓度を最大 10 m.m に限定するも所要支材の容積は、支壁のそのの 22 % を以て足り、鐵筋量も約 1 % 以て充分なりとす。 (完)