第十四章　防波堤計算論

第一節　直立部の計算

防波堤の横斷面は、先づ波浪に抵抗して安全でなければならぬ、從て波力と堤體斷面との計算は極て重要である、殊に直立堤或は混成堤に於ける直立部の計算法は、比較的信頼し得るが爲め多く用ゐらるゝ、次に混成堤の下部に當る捨石部に就ても計算の方法がある、然し直立部の算式の如く確實でないが爲に、多くは環境の相似たる他の實例を參照して設計せらるゝ、又捨石堤の計算は一層不完全の爲めに、主として實例と經驗とに依つて其斷面を決定する。

直立部の計算順序　直立部に於ける設計計算の順序を述ぶる。

先づ堤體の概略の斷面を假定して、之が各部の重量等で計算する、次に其重量と構造とを以てして、最大の波力に抵抗し、後に述ぶる算式を用ゐて、滑動(Sliding)、轉倒 (Overturn)、耐支 (Bearing power) の三要項に就て、安全の可否を檢算する。

其際に斷面に大なる過不足なく安全ならば、設計の計算は完了するのであるが、若し當初假定の斷面が不充分なる時は、更に斷面の一部を增大し、或は過大ならば斷面を縮小して、再び同じ樣な檢算を行ふ、かゝる計算を繰返して、漸次安全にして、經濟的の斷面へ近づける者である。

〔註〕 直立部の堤體に受ける最大の波力を求むるには、既に第三章第二節に述べた如くにして、防波堤の築設の箇所に起る、最大の波高 (h) を計算推定する。

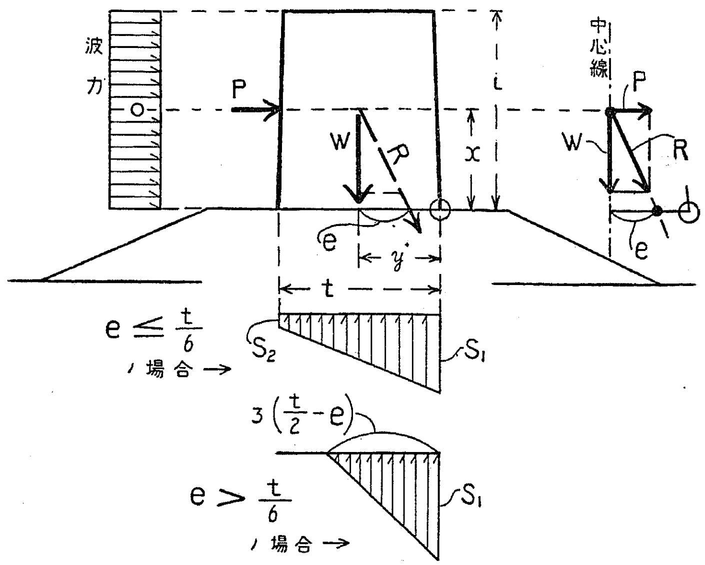
更に此の波高を第三章第三節の諸公式へ代入して、堤體側面の單位面積へ直角に當る波力(p) を求める。

次に此單位面積 (例へば一平方米) の波力が、直立の堤體の全高へ、均一の大さで働く者と假定して、檢算せんとする基面上の全高へ働く、最大の全波力 (P) を算出する。

言ふ迄でもなく、防波堤の計算は、防波堤の長手に於て單位長 (長一米) に就て、總ての計算を行ふものであるから、此全波力も前の重量も總て、防波堤の長手に於て單位長に仕切つたものゝ、波力と重量とである。

又直立部の全高へ働く波力を、前記の如く均一と假定するのは、洵に安全で適當と考へるが、特に深い場所で、直立部の大なる特別の場合には、或は干潮面以下の波力を、直線狀に次第に減じて、海底に於て之を零に結んで、全波力を求むる人もある。

直立部の算式　直立堤或は混成堤に於ける直立部計算の要點は、前述の如く滑動 (Sliding) 轉倒 (Overturn) 耐支 (Bearing power)の三項に就て安全の可否を檢することである。而て其三要項の各に就て、次に示すが如き關係あれば、其斷面は安全と謂ふべきである。(圖參照)



直立部計算圖

滑動　　$fW > P$ ……………………(1)

轉倒　　$Wy > Px$ ……………………(2)

耐支　　$q > S_1$ ……………………(3)

記號　P　堤體全高の側面へ働く最大の波力

W　堤體の重量、但し浮力を差引きたるもの

x　底面より波力 P までの垂直距離、即ち普通は堤高 l の半分とする

y　堤底の後端 O より W までの垂直距離、普通は底幅 t の半分の場合が多い。(即ち堤體が對稱形の時)

f　堤底と捨石面との摩擦係數、約0.6乃至0.7である

S_1　堤底後端に起る最大荷重

S_2　堤底前端に起る荷重

e　WとPとの合力Rが底邊と交叉する點より、底邊の中央までの距離

q　堤底後端の基礎の許容耐支力

尚ほ(3)式に用ゐたS_1は擁壁等の基礎計算等に屢々用ゐらるゝ算式を利用すればよい、即ち合力Rと底邊との交點の位置が、ミッドルサード以內に在る場合、換言すれば $e \leq (t \div 6)$ の時には次式を用ゐる

$$S_1 = \frac{W}{t}\left(1+\frac{6e}{t}\right) \qquad S_2 = \frac{W}{t}\left(1-\frac{6e}{t}\right)$$

然るに若しミッドルサード以外に出た場合、即ち $e > (t \div 6)$ の時には、次式を以てS_1を求める。

$$S_1 = \frac{4W}{3\,(t-2e)}$$

其際に堤底後端O點から表の方へ向ひ $3\{(t \div 2) - e\}$ の所で載荷重は零となるものとして、圖の如き載荷重の分布を書く。

〔註〕滑動公式(1)の起因する理由を說明する、元來堤體の滑動(Sliding)は波力Pが水平に壓する力に依つて、後ろへ滑り出す者である、而て之に抵抗する力は、底面の摩擦に外ならない、然るに此摩擦抵抗力は堤體の重量Wへ、底面の摩擦係數fを乘じた者であるが故に、fWがPより大ならば、滑動に對して安全の理である、即ち$fW > P$ならばよい。

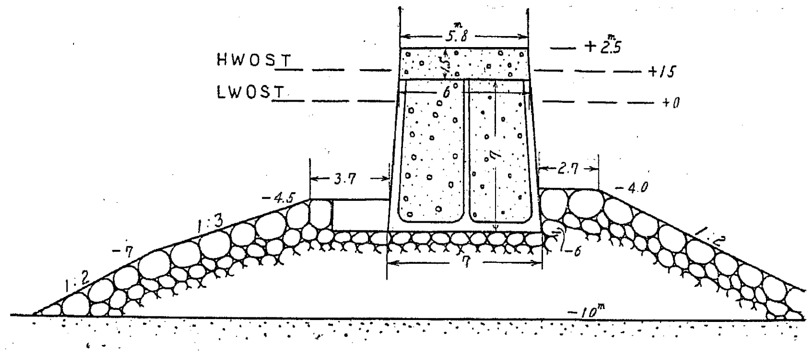
〔註〕轉倒公式(2)の起因する理由を說明する、元來堤體の轉倒(Overturn)は堤底の後端Oを中心として、波力Pが堤體を後ろ倒しに廻はさんとする力率Pxに因るものである。而して之に對抗する者は、同じく堤底後端Oを中心として、堤體の重量Wが反對に引き止める力率Wyに外ならない、故に若し後者が前者よりも大ならば、轉倒に對して安全となるの理である、即ち$Wy > Px$ならばよい。

〔註〕耐支公式(3)の起因する理由を說明する、堤底の中で最大の荷重を起す所が後端であるは言を俟たない、又荷重を支えるものは、基礎の耐支力に外ならない、故に此基

礎の許容耐支力qが若し堤底後端の荷重S_1より大ならば、傾き沈むが如き事なく、耐支に就ては安全である、即ち$q > S_1$ならばよい。

〔例題1〕最大波高3.6米の波を、55度の方向より受ける所に於て、函塊の混成堤を設計せよ、但し潮差1.5米、水深約10米。

波力　の計算は第三章第三節の公式(23)(25)(26)に依つて、直立堤體の全高へ働く最大波力Pを求むる、但し其際に堤側面の全高(i)は後に述ぶる假定斷面に依る8.5米を取る。



例題1の附圖

$$p_0 = 1.5wh = 1.5 \times 1.03 \times 3.6 = 5.56\ t/m^2$$

$$p = p_0 \sin^2\alpha = 5.56 \sin^2 55 = 3.73\ t/m^2$$

$$P = pA = p(1 \times i) = 3.73 \times (1 \times 8.5) = 31.71 \doteqdot 32\ t$$

即ち直立體の側面の全高へ、直角に働く最大波力Pは防波堤の長一米につき32瓲となつた。

假定斷面　は圖に示すが如き形とする、此斷面に依つて先づWを計算すれば、次式の如く防波堤の長一米につき72瓲となる。

W ＝(堤體自重)－(浮力)＝(混凝土比重－海水比重)×(堤體斷面積)

$$= (2.35-1.03)\left(\frac{5.8+7}{2} \times 8.5\right) = 72\ t$$

但し此浮力は、堤頂まで一ぱいに水につかつた場合のものを取つた。

滑動驗算　に必要なる摩擦係數fは此場合に於て粗石捨石面と、函塊の底面との摩擦であつて、假に之を0.6とする。

然る時は　$fW = 0.6 \times 72 = 43\ t$

又　$P = 32\ t$

故に　$fW > P$

が成り立つて、此假定斷面は滑動に就て安全なるを知る。

轉倒檢算　　$Wy = 72\times(7\div2) = 252$ t.m.

$Px = 32\times(8.5\div2) = 136$ t.m.

故に　　$Wy > Px$

が成り立つて、此假定斷面は轉倒に對しても安全であつた。

耐支檢算　に於て必要なるは、基礎の許容耐支力 q の値である、卽ち本題の粗石捨石の耐支力を每平方米につき33瓲と假定する。

次に P と W との合力 R が底面と交はる點の位置 e を求める、R は圖に示すが如く P と W との對角線であるが故に、相似三角形の計算に依つて、e は容易に求めらるゝ。卽ち

$$e = \frac{i}{2}\times\frac{P}{W} = \frac{8.5}{2}\times\frac{32}{72}$$

$$= 1.9\ m$$

此 e は $t\div6$ より大なるが爲め、ミツドルサードの外へ出る、從て S_1 は次の式に依つて算出する。

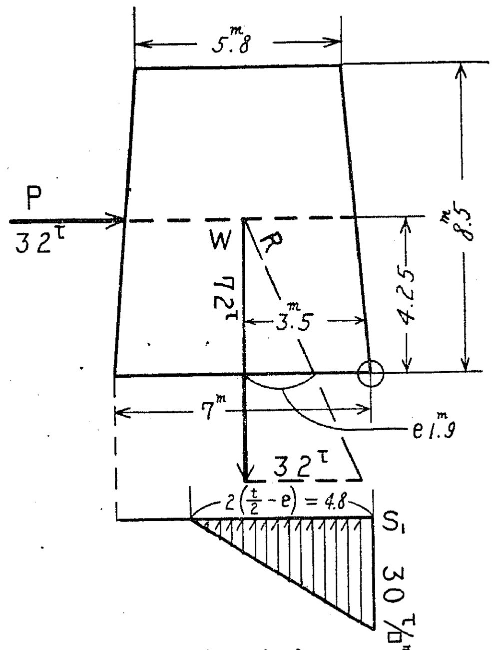
$$S_1 = \frac{4W}{3(t-2e)} = \frac{4\times72}{3(7-2\times1.9)}$$

$$= 30\ t/m^2$$

然るに q は $33\ t/m^2$ であるが故に　　$q > S_1$

が成り立つて、此假定斷面は耐支の點に就ても亦安全である。

結論　以上の檢算に依つて、滑動、轉倒、耐支の何れの點に於ても安全であり、且つ又甚しく過大でないが故に、此假定斷面を以て所要の設計斷面として差し支へが無い。



例題1の應力圖

尙ほ下部の捨石部の形狀は、實例に依つて定めたのであるが、次章の(4)式に依つて例題(2)に示すが如き檢算を行つて、之が安全を確めるがよい。

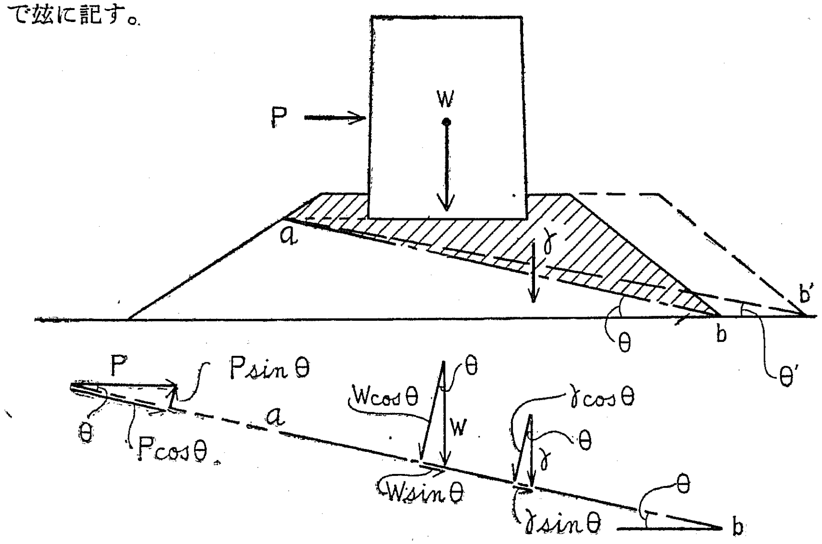
注意　前に述べた如く W を算出するに際して、其浮力(Buoyancy)が堤體の全斷面に働くものと假定した、然し人に依つては、滿潮面以上の堤體には、浮力が働かざるものとして、それ以下にのみ働くとして、W を算出する事がある。

前者の如く全斷面に働くものと假定すれば、滑動と轉倒との檢算に就ては稍々安全となる、然し耐支の檢算に於ては稍々不安全となる。

次に直立部が函塊の如く單一體的の構造であるならば、之が檢算は底面のみに就て行へばよい、然し方塊積堤の如く、各層の目筋が弱點となる場合には、其各層每に檢算すべきである。

第二節　混成堤の捨石部計算

混成堤の捨石部算式　此算式は前記の直立部算式の如く確實でないが、參考に迄で玆に記す。



混成堤捨石部計算圖

圖に示すが如く、直立部の堤底線を延長して、表法と交はる點を a となし、之と裏法の終點 b とを結べる斜面 ab に於て、次式の關係が成り立てば、此捨石部は何所に於ても、滑出崩壞を起さない。

$$f\{(W+\gamma)\cos\theta - P\sin\theta\} > (W+\gamma)\sin\theta + P\cos\theta \quad \cdots\cdots(4)$$

或は又　$(W+\gamma)\cos\theta - P\sin\theta > (W+\gamma)\sin\theta + P\cos\theta$ ……(4')

記號　θ　斜面 ab が水平面となす角度

γ　斜面 ab 以上の捨石部の重量

f'　捨石の相互間の摩擦係數、その數値は普通約 1.0 である、從て (4) 式は (4′) 式の如くなる。

猶ほ P と W とは前節に述べたものと同じである。

若し反對に、上式の左邊が右邊より小さい場合には、危險であるから、裏法の背後へ更に捨石を追加し、その新斜面 ab' に就て、前記と同樣の檢算を再び行ふのである。

又若し左邊が右邊に比して、著しく過大ならば、或ひは捨石部の斷面を多少縮小して、再び檢算を行ひ、漸次經濟的の斷面に近寄らしめる事もある。但し相當の餘裕を取る爲めに (4) 或ひは (4′) の左邊が右邊の二倍乃至三倍ほどの所が適當と思ふ。

〔註〕 前掲 (4) (4′) 式の起因並に斜面 ab のみの檢算にて足る所以を次に說明する。

この斜面 ab に於て、滑動せんとする力より、摩擦抵抗の力が大ならば、此斜面に沿つて滑動崩壞の起らざるは言ふ迄でもない。

而して滑動せんとする力は、荷重或ひは外力の斜面に沿へる、平行分力の總和であつて、次の摩擦抵抗は、斜面へ働く垂直分力の總和である、從て滑動を起さない爲めには、次の條件を必要とするのである。(前圖參照)

$$f'\{(W+\gamma)\cos\theta-P\sin\theta\} > (W+\gamma)\sin\theta+P\cos\theta$$

又 f' の値を 1.0 と置けば、次式の如き形となる。

$$(W+\gamma)\cos\theta-P\sin\theta > (W+\gamma)\sin\theta+P\ os\theta$$

以上の說明にて (4) (4′) 式の因て來る所を知つたから、次に何故に a と裏法終點 b とを結べる ab のみに就て檢算すれば、他の斜面を檢算する迄でも無く安全なるやに就て述べる。

先づ假に ab より緩勾配の他の任意の斜面とを比較する。

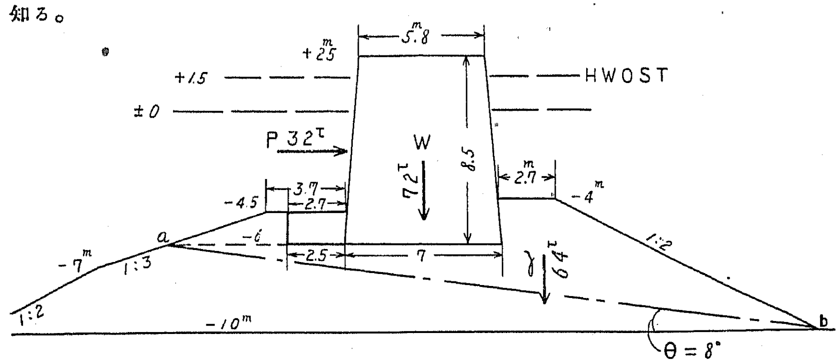
此任意の緩斜面の角度は ab の θ より勿論小さい爲め、特に上式の正弦の値に著しく影響して、其右邊が比較的多く小さくなる、然も其割合に左邊が減少しない爲め、結局この緩斜面に依る左邊と右邊との差は、ab に於ける差よりも大きく表はれる傾向を持つ、從つて之よりも小さく表はれる ab さへ檢算すれば、此緩斜面に就て更に檢算するの必要を認めない。

尙ほ一方 ab より急勾配の斜面ならば、其斜面の終端は、捨石基礎内に落ちて勿論安全であるが故に、之に就ても檢算を要しない。

之を要するに ab より緩急何づれの斜面に就ても、檢算するの必要なく、唯だ ab のみの計算にて足るを知る。

〔例題 2〕 前節例題の混成堤の捨石部に就て、滑出崩壞の有無を檢算せよ。

P は 32 瓲、W は 72 瓲、又 ab のなす角度 θ は圖に依つて之を測れば 8 度なるを知る。



例題 2 の附圖

次に ab より上の捨石部(勿論方塊をも含む)の水中重量 γ を計算する、但し其粗石の部分の斷面積を圖に依つて測れば 60 平方米となり、又方塊の斷面積は 3.9 平方米である。

從て γ は此等の斷面積の各浮力を引ける、單位重量を乘ずれば求むる事が出來る、而して浮力を引ける單位重量は、粗石 0.98 瓲、混凝土 (2.35−1.03) 瓲である。

$$\gamma = 0.98\times60+(2.35-1.03)\times3.9 = 64^{t}$$

以上の數値を代入して (4′) 式の左右兩邊を各計算すれば、次の如くなる。

$$\text{左邊} = (W+\gamma)\cos\theta-P\sin\theta = (72+64)\cos8^\circ-32\sin8^\circ$$
$$= 136\times0.99-32\times0.14 = 130^{t}$$
$$\text{右邊} = (W+\gamma)\sin\theta+P\cos\theta = (72+64)\sin8^\circ+32\cos8^\circ$$
$$= 136\times0.14+32\times0.99 = 51^{t}$$

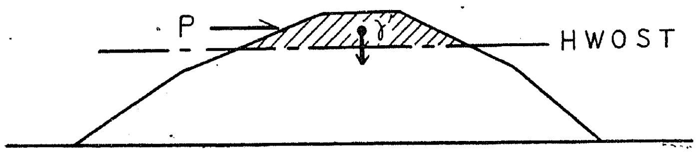
故に　$(W+\gamma)\cos\theta-P\sin\theta > (W+\gamma)\sin\theta+P\cos\theta$ ……………………………(4′)

が成り立つ、從つて此捨石部の斷面は安全であつて、滑出崩壞を起さない。又左邊が右邊の約 2.5 倍に當るに過ぎない故に、決して過大の斷面でなく、先づ適當のものと思ふ。

第三節 捨石堤の計算

捨石堤の算式 玆に記す算式は決して完全のものではなく、單に參考に記すに止むる。

元來捨石堤の斷面を設計するには、他の實例を廣く參照して之を決定し、算式に依るは稀である。殊に側面の法勾配、塊の大さ等は實例に依つて定めるの外ない、唯だ其堤體上部に於ける大略の幅員に就て、强て計算を行はんとするならば、次の如き算式を用ゐたら如何がかと思ふ。



捨石堤計算圖

圖に示すが如く、滿潮面を境界として、其上の捨石の重量を γ' となし、又此部分の波力を P とし、尙ほ捨石間の摩擦係數を f' とする、此 f' は既述の如く普通 1.0 である。而て此等の間に次の關係があれば、此堤體の幅員は安全である。

$$f'\gamma' > P \quad \cdots\cdots(5)$$

或は又

$$\gamma' > P \quad \cdots\cdots(5')$$

若し不足ならば γ' を增す爲めに、堤體の幅員を增大すればよい。

〔註〕 此計算に於て滿潮面（大潮平均滿潮面）を境界としたのは、之より上に於ける實際の波力は、斜面を奔流する爲め、次第に減少する傾向があるが故に、此大凡の滿潮面を以て、實際上に最も危險の箇所と考へた爲である、而て其危險箇所に於ける、摩擦抵抗力が、水平剪力たる波力より大ならば、此堤體は安全に相違ない、之が算式 (5) (5′) の起因である。

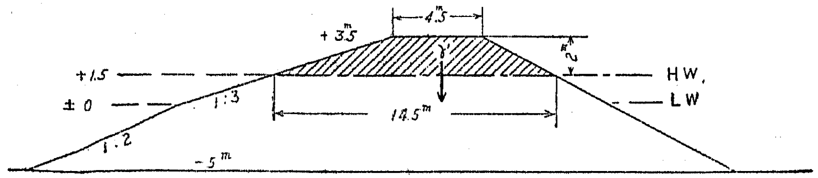
但し計算用の波力 P は安全の爲め、前の直立堤に於けるが如く、最大波力が堤頂まで均一に働くものと假定した。

〔例題 3〕 波高3米の箇所に於ける、捨石堤の斷面を圖の如く假定し、其安全の可否を試に檢算せよ。

大潮平均滿潮面上の斷面積は、圖に依つて $(4.5+14.5) \div 2\times 2 = 19$ 平方米なることを知る。

而て捨石の單位重量は安全の爲め、總て水中に在る捨石の如く、浮力を除いたるもの卽ち一立米につき 0.98 噸と假定する、從て滿潮上の捨石部の重量は次の如くなる。

$$\gamma' = 0.98\times 19 = 18.6\,\tau$$



例題3の附圖

又波力の計算は次の如くなる。

$$p_0 = 1.5wh = 1.5\times 1.03\times 3 = 4.6\,\tau$$

故に $P = p_0\times$高さ $= 4.6\times 2 = 9.2\,\tau$

故に $\gamma' > P$

卽ち (5) 式が成り立つ、故に此捨石堤の假定斷面の幅員は、略々安全なるを知る、又式の右邊が左邊の約二倍に過ぎないが故に、此斷面は特に過大なりとも言ひ得ない。