

第八章 鐵筋混凝土擁壁、橋臺及び堰堤

第五十四節 擁壁構造上の様式

擁壁、橋臺並に堰堤等は土壓とか水壓とかの水平力を支持する必要のある構造體である、故に安定の問題は主に倒覆 (overturning) に對する安全を得れば良い、普通石工に依る此等構造物は自重によつて此の倒覆を防ぐのみであるから是非共マッシブ (Massive) な建造物となる、然るに鐵筋混凝土では張力を隨所に許し得る構造となす事が出来るから、從來の如きマッシブなものを作らずして棚壁とか扶壁とかを作つて、支持すべき材料 (例へば土砂類) を自體の内に入れて、倒覆に抵抗すべき重量の一部たらしむることが出来る、従て薄き壁や、スラブに適當の配筋するのみにて頗る輕快な構造となり、著しく材料の經濟となる。

擁壁の構造上の様式には先づ四種類ある

1. 半重力型 (Semi-gravity Type) 第六十三圖
2. 倒丁字型 (Inverted Tee Type) 第六十九圖
3. 扶壁型 (Type with Counterfort) 第七十圖
4. 特種型 (Special Type) 第六十四圖、第六十五圖

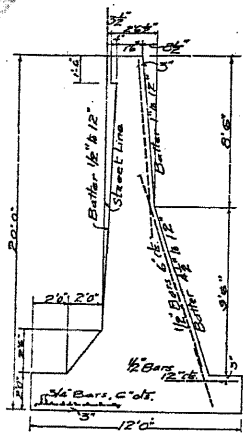
半重力型は高さ十二三尺位までの擁壁に便利で、倒丁字型は高さ二十尺位まで、扶壁型は二十尺以上の高さの擁壁に便利で且つ經濟的である。

第六十三圖は米國シカゴ、バーリントン、アンド、ク、ンシー (C. B. Q) 鐵道會社で設計施工したものである、第六十四圖はアトランタ停車場擁壁で高さ約二十呎、扶壁の間隔は四呎乃至六呎に建設されて居る、第六十五圖も亦同所の擁壁で扶壁の混凝土容積を減ずるが爲め之れをフレームとせしものである。

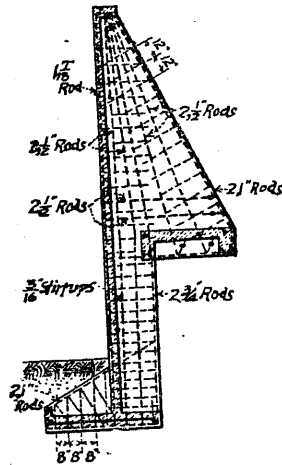
第五十五節 土 壓 力

本書には土壓力を論述するのが其の目的で無いから、單に擁壁設計に便する土壓力圖を紹介するに止めよう、第六十六圖は任意

第六十三圖



第六十四圖



の土質に對し任意のサ-チャ-ジ (Surcharge) を有する場合の土壓力を見出すに便利で有る、圖中 ϵ はサ-チャ-ジの角度即ち地表面が水平線と爲す角度を示し $\epsilon=0^\circ$ から $\epsilon=75^\circ$ まで示されて居

る、又横軸は土砂の静止角 (Angle of Repose) ϕ で 0° から 77° まで掲げてある、縦軸は土壓係數 (A) で有つて

$$A = \cos \epsilon \frac{\cos \epsilon - \sqrt{\cos^2 \epsilon - \cos^2 \phi}}{\cos \epsilon + \sqrt{\cos^2 \epsilon - \cos^2 \phi}} \dots \text{(ランキン氏公式)}$$

第六十五圖

而して所要の土壓力 (P) は次式の如し

$$P = A \left(\frac{1}{2} w h^2 \right) \dots (103_a)$$

茲に w = 土砂の一立方呎の重量
 h = 擁壁の高さ

である、例へば今静止角 $\phi = 30^\circ$ 、地表面勾配 $\epsilon = 25^\circ$ とせば、圖に於て $\phi = 30^\circ$ の線を垂直に上方に進み $\epsilon = 25^\circ$ の曲線との交點より左方に水平に進み

$$A = 0.5$$

なることが知らるゝ、故に擁

壁高 20 呎、 $w = 100$ 封度とせば所要の土壓力は次の如し

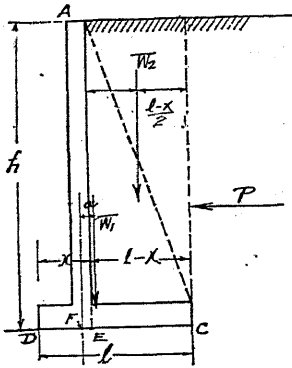
$$P = A \left(\frac{1}{2} w h^2 \right) = 0.5 \times \frac{100 \times 20 \times 20}{2} = 10,000 \text{ 封度/每呎}$$

而して其の方向は地表面と平行し、加力點は下より高さの三分

の一點なること申すまでもない。

第五十六節 倒丁字型擁壁に於ける 底床幅員撰定法

第六十七圖



第六十七圖は鐵筋混凝土擁壁の一般型を示せるもので、垂直壁 AE は底床 DC に固着し、土壓力に對し カンチレバー として働くのである、(但し扶壁なき場合)

今 l = 底床の幅員 (呎)

h = 擁壁の全高 (呎)

x = 垂直壁 AE の背面より底床前端までの距離 (呎)

P = 水平土壓力 (封度)

W_1 = 擁壁長一呎の重量 (封度)

W_2 = 底床 EC 上に働く填充土砂の重量 (封度)

w = 填充土砂一立方呎の重量 (封度)

今 F 點 (底床幅 DC の D 點より三分點) に關し外力の力率をと
りて下式を得べし。

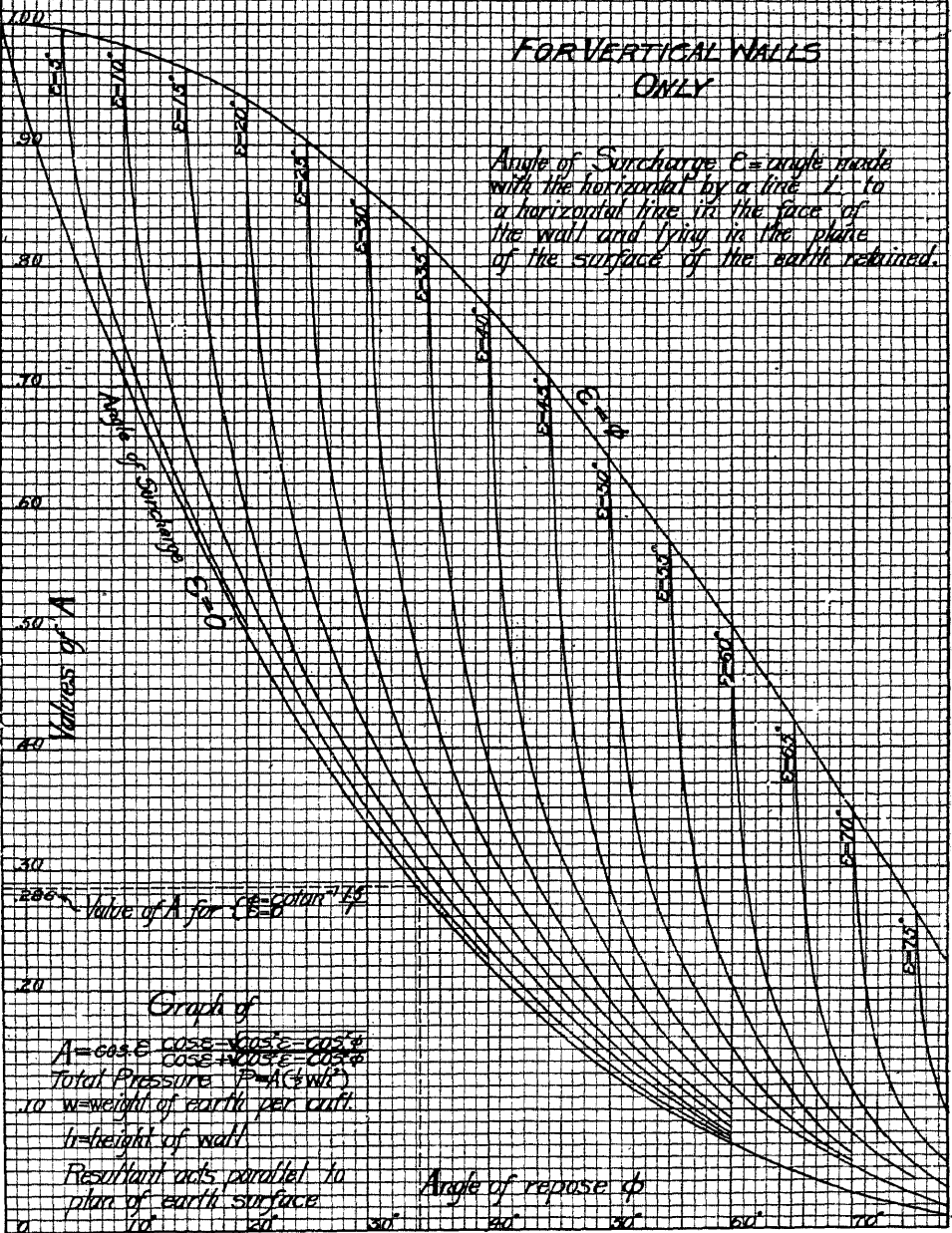
$$W_1 a + W_2 \left(\frac{2l}{3} - \frac{l-x}{2} \right) = \frac{Ph}{3}$$

今擁壁重量が F 點の廻りに起す力率は垂直壁位置の選定に依り頗る小とすることが出来る、故に本項を除外し (多くの場合に

LATERAL EARTH PRESSURE CURVES

FOR VERTICAL WALLS ONLY

Angle of Surcharge ϕ = angle made with the horizontal by a line l to a horizontal line in the face of the wall and lying in the plane of the surface of the earth retained.



Value of A

Value of A for $\phi = \cot^2(45 - \frac{\phi}{2})$

Graph of

$$A = \frac{\cos^2 E \cos^2 \phi}{\cos^2 E + \cos^2 \phi - \cos^2 \delta}$$

Total Pressure $P = A(\gamma h^2)$

γ = weight of earth per cu ft.

h = height of wall

Resultant acts parallel to plan of earth surface

Angle of repose ϕ

於て a は頗る小なり従て $W_1 a$ は頗る小なる値なり) 且つ $x=bl$ と置き、更に上式を l に就き解くときは次ぎの如し

$$l = \sqrt{\frac{2P}{w(1+2k-3k^2)}} \dots\dots\dots (a)$$

l の値を最小ならしむる k の値を求めんが爲めに上式を k に就き微分し其結果を零とをけば

$$\frac{dl}{dk} = \sqrt{\frac{2P}{w(1+2k-3k^2)^3}} (3k-1) = 0$$

即ち k が $\frac{1}{3}$ の値を取るときに上式は満足せらる、即ち $w = \frac{l}{3}$ のときに最も經濟的なる底床幅員 l を得ることが明瞭である、此の値を (a) 式に入れて

$$l = \sqrt{\frac{3P}{2w}} \dots\dots\dots (104)$$

今擁壁背面の填充土砂を水平なものと假定し、且つ $w=100$ 封度とせば擁壁の高さと底床幅との關係は次ぎの如くてある、即ち水平填充土砂を支持する擁壁では底床の幅は常に高さの半分にならね事となる。但し此の時に垂直壁は前端より底幅三分の一の點に無ければならぬ事は曰ふまでもない。

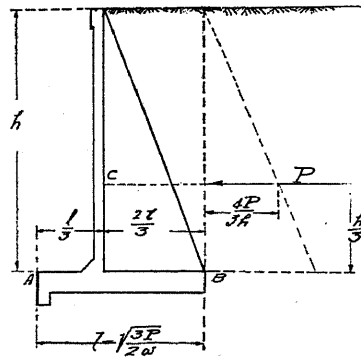
擁壁の高さ(呎)	P = 土壓力 (封度)	$\frac{3P}{2w}$	底床幅 l (呎)
8	1,070	16.1	4.0
10	1,670	25.0	5.0
12	2,360	35.4	6.0
14	3,210	48.9	7.0
16	4,320	64.8	8.0

18	5,460	81.9	9.0
20	6,740	101.0	10.0
24	9,710	145.5	12.0
28	12,830	192.3	13.8
30	14,720	220.5	14.8

第五十七節 扶壁間隔の撰定法

扶壁間隔の選定は實際の設計に當り中々迷ひ易い、次ぎに其の理論的選定法を述べよう。

第六十八圖



今 x = 扶壁の間隔(呎)
 w = 土の重量(每立方呎に付き封度)
 h = 擁壁の高さ(呎)
 第六十八圖に於て土壓力 P は AB 線の上方 $h/3$ の點に働くものとし、此の點に於て必要なる堅壁の厚さを以て其の平均厚であると

假定する、 C 點に於ける平均單位土壓力は

$$\frac{P}{h} + \frac{P}{3h} \quad \text{即ち} \quad \frac{4P}{3h}$$

であるから此の力より起る最大彎曲率 M は次ぎの如し

$$M = \frac{\frac{4P}{3h} x^2}{10} = \frac{Px^2}{7.5h} \text{ 呎封度}$$

堅壁の厚さは(鐵筋中心線まで)

$$d = \sqrt{\frac{M}{f_s p j}} = \sqrt{\frac{P}{7.5 f_s p j h} x}$$

であるから扶壁長一呎に對する堅壁の容積は

$$V_1 = d.h. = \sqrt{\frac{Ph}{7.5 f_s p j} x}$$

又擁壁底床の幅は第五十六節から $\sqrt{\frac{3P}{2w}}$ と定むるは尤も經濟て有る、又底床上に働く土砂重量は hw (每平方呎に對し) であるから底床に起る最大彎曲率は

$$\frac{hw x^2}{10} \text{ 呎封度}$$

故に前と同様に底床の厚さ(鐵筋中心まで) d は

$$d = \sqrt{\frac{hw}{10 f_s p j} x}$$

茲に前と同じ p を用ひたのは平衡鐵筋量比を探るものと假定するからである。

従て扶壁長一呎に對する底床の容積を V_2 とせば

$$V_2 = d.l = \sqrt{\frac{3Ph}{20 f_s p j} x}$$

次ぎに扶壁を用ゆる擁壁は概ね 20 呎以上の高さであるのが普通である、故に此の扶壁の厚さを先づ壹尺五寸と假定せば、擁壁長一呎當りの扶壁容積 V_3 は次ぎの如くなる。

$$V_3 = \frac{h}{2x} \sqrt{\frac{3P}{2w}}$$

故に擁壁長每一呎の全容積 V は

$$V = V_1 + V_2 + V_3 = \left(\sqrt{\frac{Ph}{7.5 f_s p j}} + \sqrt{\frac{3Ph}{20 f_s p j}} \right) x + \sqrt{\frac{3P}{2w}} \left(\frac{h}{2x} \right)$$

此の式を x につき微分し零に等しく置けば

$$\frac{dV}{dx} = \sqrt{\frac{Ph}{7.5f_s p j}} + \sqrt{\frac{3Ph}{20f_s p j}} - \frac{h}{2x^2} \sqrt{\frac{3P}{2w}} = 0$$

故に

$$x = \sqrt{\frac{h \sqrt{\frac{3P}{2w}}}{2 \left[\sqrt{\frac{Ph}{7.5f_s p j}} + \sqrt{\frac{3Ph}{20f_s p j}} \right]}}$$

本式の分子に $\sqrt{\frac{60f_s p j}{Ph}}$ を乗じ簡約せば

$$x = 0.906 \sqrt[4]{\frac{f_s p j h}{w}} \dots \dots \dots (105)$$

本式から如何なる場合の扶壁間隔をも算定することが出来る。

例 今次ぎの例をとりて説明しよう

$$f_s = 15,000 \text{ #/sq} = 2,160,000 \text{ #/sq}$$

$$f_c = 500 \text{ #/sq} = 72,000 \text{ #/sq}$$

$$h = 20', \quad w = 100 \text{ 封度 (每立方呎)}$$

$$n = 15 \text{ とし平衡鉄筋量比をとりて}$$

$$\eta = .0056 \text{ とせば } j = 0.89$$

従て扶壁間隔は

$$x = 0.906 \sqrt[4]{\frac{f_s p j h}{w}} = 0.906 \times 6.81 = 6.17 \text{ 呎}$$

又

$$f_s = 16,000 \text{ #/sq} = 2,304,000 \text{ #/sq}$$

$$f_c = 600 \text{ #/sq} = 86,400 \text{ #/sq}$$

$$h = 20', \quad w = 100 \text{ 封度}, \quad n = 15 \text{ とせば}$$

$$p = .0067 \quad j = 0.88$$

従て $x = 6.54$ 呎 となる、即ち 7 呎とせば可なり。

第五十八節 鉄筋混泥土擁壁設計法

混泥土或は鉄筋混泥土擁壁の設計を適法ならしめるには次ぎの条件を充たさねばならぬ。

1. 土壓力により顛覆せぬこと
2. 土壓水平分力により滑り出さぬこと
3. 底床前端にて基礎の沈低せぬこと
4. 材料が過分の應力を受けぬこと

此等は普通力学書又は石工書に在る事柄であるから茲には贅言せぬ、唯注意すべきことは鉄筋混泥土擁壁で底床の厚さが一般に薄いから、水平土壓力の爲めに其の前端の土が壓縮され、且つ混泥土と土との摩擦が足らぬ爲め前方に押し出される傾向が有る。故に第六十八圖に示した様に擁壁底床の前端に前垂を付するか或は又底床の中央か後部に凸起を作る必要が間々ある。

長大なる擁壁で尤も注意を要することは温度變化から來る應力である、鉄筋を配せざる擁壁では二十呎乃至三十呎の間隔にコントラクション、ジョイント (Contraction Joint) を設け、堅龜裂を防ぐこと必要である、又ジョイントを設けること不經濟と認められる場合には細き鉄筋を配置して龜裂を防止する事が必要である、此れは更に節を換へて述べる、今鉄筋混泥土擁壁の設計法を實例に依り示さう。

(A) 倒丁型擁壁の設計

次ぎの擁壁を設計せよ

地盤上の高さ = 12 呎

土の重量(一立方呎) = 100 封度

静止角度 = 35°

地表面の勾配 = 35°

1: 2½: 5 混凝土、 $n = \frac{E_s}{E_c} = 15$

$f_s = 16000 \text{ #/sq.}$, $f_c = 500 \text{ #/sq.}$

混凝土上の可許應剪力 = 40 #/sq.

可許粘着力 = 80 #/sq.

解 霜雪の害を避くるが爲め擁壁基礎を地盤下四呎に達せしめ擁壁總高を 16 呎とす、底床の平均厚を一呎六吋と假定す、第六十九圖は擁壁の形狀及び設計の要點を示して居る。

(I) 堅壁の設計

壁面に働く土壓力 P_1 は第六十六圖及び公式 (103_a) より

$$P_1 = 0.82 \times 100 \times \frac{14.5^2}{2} = 8,600 \text{ 封度}$$

P_1 が $\frac{14.5}{3}$ の點に働くことは云ふまでもない、而して其の水平分力 $H_1 = P_1 \cos 35^\circ = 7040$ 封度、

故に堅壁の固定端に於ける最大彎曲率 M は次ぎの如し

$$M = 7040 \times \frac{14.5}{3} \times 12 = 408,000 \text{ 吋封度}$$

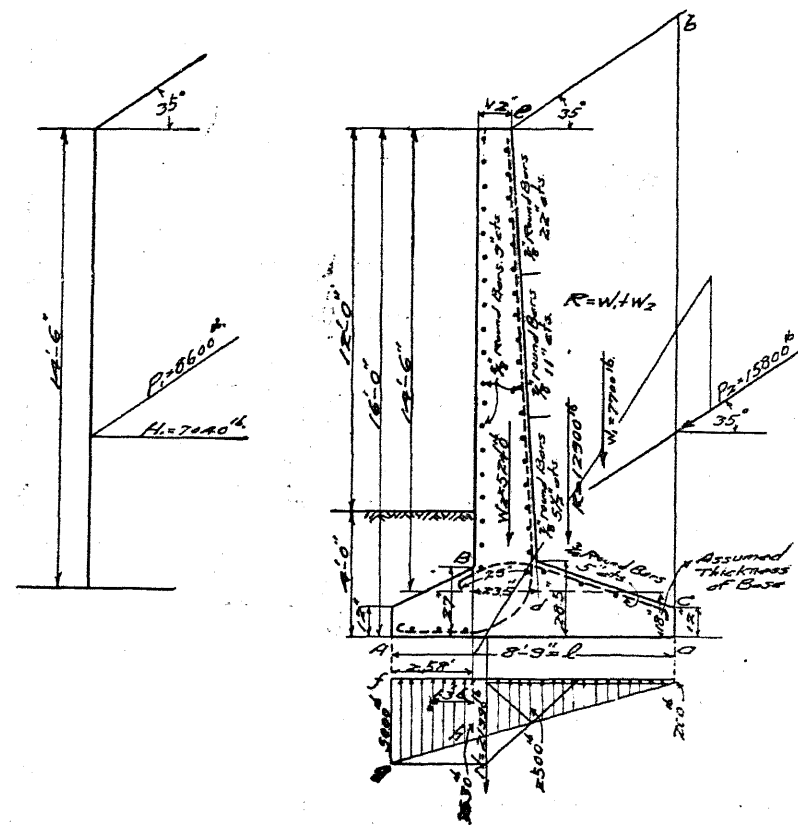
堅壁の固定端に於ける壁厚を定むるには第 (12) 式と第十表と

より

$$d = C \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.118 \sqrt{\frac{408,000}{12}} = 21.75 \text{ 吋}$$

鐵筋外側の混凝土を 1½ 吋厚とせば壁の總厚は 23.5 吋である、平衡鐵筋量をとると第 (6) 式から

第 六 十 九 圖



$$p = \frac{0.5}{\frac{16000}{500} \left(\frac{16,000}{15 \times 500} + 1 \right)} = 0.005$$

故に所要鐵筋斷面積 $A = 1.31$ 平方吋/每呎

即ち 7/8 吋丸鐵を 5.5 時間に配置すれば可なり、今壁の頂上の厚さを 12 吋とす、壁高を三分し最下部は前述の通り 7/8 吋丸鐵 5.5 時間、中間の部分は 7/8 吋丸鐵 11 時間最上部は 22 時間とすれば充分である。

今此の部分の應剪力を検するに此の部分の毎呎の剪力 V は 7040 封度であるから

$$\begin{aligned} \text{單位應剪力 } v &= \frac{V}{bjd} = \frac{7040}{12 \times 0.894 \times 21.75} \\ &= 30 \text{ \#}/\text{吋} \end{aligned}$$

此れ可許應剪力以内であるから肋筋を要せず。

單位粘着應力 u は次きの如し (第 85 式)

$$u = \frac{V}{mobjd} = \frac{7040}{2.18 \times 2.75 \times 0.894 \times 21.75} = 60 \text{ \#}/\text{吋}$$

之れ又安全である。

而して脱離を防ぐ爲め埋め込むべき鐵筋所要長は直径の 50 倍とすれば 43.8 吋、故に圖の如く底床内に埋め込む必要あり、斯くすれば底床前縁の配筋にも應用が出来る。

(II) フーチング (Footings)

フーチングを設計するには先づ底床下の地壓力の分布を定めねばならぬ、而して如何なる場合にも外力の合成力線が底床幅の中央三分の一 (Middle third) 區間内に在ることが肝要である、今底

床の所要幅を定めんに、擁壁背部 ab 面に働く水平土壓力 H_2 は

$$H_2 = P_2 \cos 35^\circ = 15,800 \times 0.819 = 12,900 \text{ lb.} \text{ } ^{6y}$$

故に第 (104) 式から

$$l = \sqrt{\frac{3H_2}{2w}} = \sqrt{\frac{3 \times 12,900}{2 \times 100}} = 8 \text{ 呎 } 9 \text{ 吋}$$

底床上に働く外力は

- (1) ab 面上に来る土壓力 P_2
- (2) W_1 (即ち土砂 $bode$)
- (3) W_2 (即ち擁壁の自重)

の三力である、圖式により此等三外力の合成力を求めることは容易であつて圖に示して居る、而して合成力が丁度底床の中央三分の一區間内を通つて居る、底面上の垂直力 $N = 21,990$ 封度で此の場合に於ける底床左右兩端の地壓力は

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 \\ \sigma_r \end{aligned} \right\} = \frac{N}{l} \left[1 \pm \frac{6e}{l} \right] = \begin{matrix} 5,000 \text{ 封度 (每平方呎)} \\ 200 \text{ 封度 (同)} \end{matrix}$$

又 $\frac{H_2}{N} = \frac{12,900}{21,990} = 0.587$ 即ち摩擦角度よりも小であるから擁壁は決して滑り出ることがない。

(III) 左方のカンチレバー設計

此のカンチレバーの突出部を長 2.58 呎とす、此の部分に働く外力は下方よりの地壓力とカンチレバーの自重と其の上の土の重量とであるが、自重と土の重量とを除外して地壓力のみ働くものと考ふるときは其の最大彎曲率 M は次の如くである。

$$M = \frac{5000 + 3530}{2} \times 2.58 \times 1.36 \times 12 = 179,500 \text{ 吋封度/每呎}$$

第(12)式及び第十表から此のスラブ床厚を求めれば 14.5 吋となる、而して堅壁の鐵筋を圖の様にスラブに曲げ込みても鐵筋斷面積は充分である、然し此の部分の設計で、いつも困るのは粘着應力と應剪力とが多きに過ぎるとである。つまり垂直剪力が大である、今試みに 14.5 吋のスラブ厚で粘着應力を算出して見ると

$$u = \frac{5000 + 3530}{2} \times 2.58 = 140 \#/\text{sq. in.}$$

可許應力 80 #/sq. in. に對して餘り多きに失する、故に可許粘着應力の方から最も適當なるスラブ厚を撰定せねばならぬ、

$$\text{一般に } u = \frac{V}{mcjd}, \text{ 故に } d = \frac{V}{ujmo}$$

今スラブの厚さが増せば p は少なくなり、從て k の値が小になるから j の値は増加す、 $j=0.9$ と假定して

$$d = \frac{V}{ujmo} = \frac{11,000}{80 \times 0.9 \times 2.18 \times 2.75} = 25.5 \text{ 吋}$$

即ちスラブの厚さ (B 點にて) を $25.5 + 1.5 = 27$ 吋に増さねばならぬ。

$$\text{又平均單位應剪力は } v = \frac{V}{bd} = \frac{11,000}{12 \times 25.5} = 36 \#/\text{sq. in.}$$

所要鐵筋量は

$$A = \frac{M}{f_s j d} = \frac{179,500}{16,000 \times 0.9 \times 25.5} = 0.489 \text{ 平方吋/每呎}$$

即ち 7/8 吋丸鐵を 14.75 吋間に配付すれば良いのであるが縦鐵筋を延長して使ふとすれば之れを 11 吋間に配ばらねばならぬ。

(IV) 右方のカンチレバー

第六十九圖より明かなる如く、此の部分に働く外力は三ツある。其の一は上方より下方に働く土砂重量、其の二は土壓力の垂直分力、其の三は下方より働く地壓力である、此等諸力の合成力は下方に向ひ働くからカンチレバーには負彎曲率を起してスラブの上面が應張力を受くることとなるから、上表に近く鐵筋を配置せねばならぬ、此等計算の順序方法等は前と同様であるから茲には略すが配筋の詳細は第六十九圖の如くて有る。

堅壁の前面と背面とに近く水平鐵筋を配置したのは温度の變化に伴ふ應力に備ふる爲めである、此の詳論は後節に譲る。

(B) 扶壁を有する擁壁の設計

地盤上 20 呎の擁壁を設計せよ、(第七十圖参照)但し可許應力度は前例と同じ。

扶壁を用ゆるのであるから、垂直壁は扶壁に固定せられたるスラブとして計算す、故に主鐵筋は凡て水平である、又底床の前半部は地壓力に働かる、カンチレバーであるが後半部は扶壁に固定せられたるスラブで有つて其上土砂と地壓力とに對して安全なる様設計せねばならぬ、又扶壁は底床に固定せられたるカンチレバーとして計算する。

スラブの部分は凡て或る程度まで連續床と考へることが出来るからスラブの中心及び兩端共に彎曲率 (M) は

$$M = \frac{wl^2}{12}$$

として良い。茲に w は每平方呎上に働く等布荷重である。

(I) 土壓力の算定

本題は地盤上に働く動荷重每平方呎に 250 封度を有す、普通の方法により算定したる土壓力は第七十圖に於て梯形 ab にて示してある、而して其の量、 $P_1=10,700$ 封度、摩擦角度を三十度と假定し圖の如く働くものとす。

(II) 底床幅員の算定

第 (104) 式から

$$l = \sqrt{\frac{3P_1}{2w}} = \sqrt{\frac{32100}{200}} = 12.7 \text{ 呎}$$

即ち此の幅を 13 呎と定む。

前述の決定法によれば此の底床幅の三分の一を堅壁の前方に割り當てるのが普通であるが此の例では試算の結果 5 呎丈け出すを得策とす。

(III) 擁壁の安定

擁壁に働く外力は

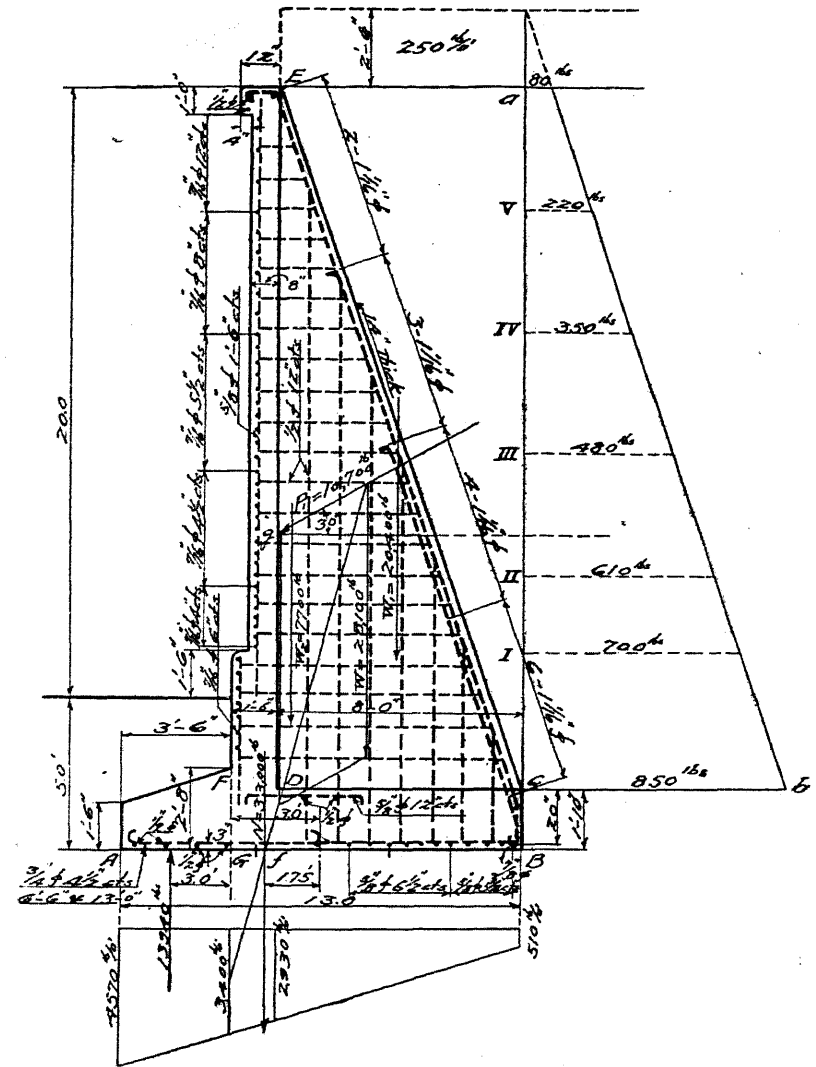
$$P_1 = \text{土壓力} = 10,700 \text{ 封度(每呎)}$$

$$W_1 = \text{底床上の土砂重量} = 20,400 \text{ 封度(每呎)}$$

$$W_2 = \text{擁壁の自重} = 7,700 \text{ 封度(每呎)}$$

圖に於て W は W_1 と W_2 との合力で W と P_1 との合力は f 點を通る。而して f 點は底床中心線より 1.75 呎の距離に在る、又その點に於ける垂直壓力は $N=33,000$ 封度であるから底床の前端と後端との壓力度は一平方呎に付き次の如し、

第七十圖



$$\sigma_i = \frac{N}{l} \left(1 + \frac{6e}{l}\right) = \frac{33,000}{13} \left(1 + \frac{6 \times 1.75}{13}\right) = 4,570 \text{ 封度}$$

$$\sigma_r = \frac{N}{l} \left(1 - \frac{6e}{l}\right) = \frac{33,000}{13} \left(1 - \frac{6 \times 1.75}{13}\right) = 510 \text{ 封度}$$

底床の前端 (AG) 上の地壓力 P は次ぎの如し

$$P = \frac{4,570 + 3,400}{2} \times 3.5 = 13,940 \text{ 封度}$$

而して其の G 點までの力率腕長は 3.0 呎である。

其他力の配布は圖に示したる如くである。

(IV) 擁壁の間隔

第 (105) 式から其の間隔(經濟的)は定めらるゝ

$$w = 0.906 \sqrt[4]{\frac{f_s p j h}{w}}$$

$$\text{今 } f_s = 15,000 \text{ #/sq.} = 2,160,000 \text{ #/sq.}$$

$p = 0.8\%$ と假定して

$$w = 0.906 \sqrt[4]{\frac{2,160,000 \times 0.008 \times 0.87 \times 25}{100}} = 7.08 \text{ 呎}$$

故に 7.5 呎と定む。

(V) 豎壁の設計

豎壁に働く壓力は水平層毎に異つて居るから數箇所の水平位置毎に鐵筋其他を算定せねばならぬ、先づ断面 (I) につきて計算を試みよう

$$w = \text{土壓力} = 700 \text{ 封度/每平方呎}$$

$$M_{\max} = \frac{wl^2}{12} = \frac{700 \times 7.5 \times 7.5 \times 12}{12} = 39,400 \text{ 吋封度}$$

$$d = C \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.118 \sqrt{\frac{39,400}{12}} = 6.78 \text{ 吋}$$

故に壁の有效厚を $6\frac{1}{2}$ 吋、外に $1\frac{1}{2}$ 吋を加へ總厚を 8 吋とす、今 $j = 0.89$ と假定し所要鐵筋量を求むるに

$$A = \frac{M}{f_s j d} = \frac{39,400}{15,000 \times 0.89 \times 6.75} = 0.438 \text{ 平方吋/每呎}$$

即ち 7/16 吋丸鐵を 4 時間に用ゆれば

$$A = 3 \times 0.1503 = 0.4509 \text{ 平方吋}$$

$$\text{從て } p = \frac{0.4509}{12 \times 6.75} = 0.556\%$$

$$k = 0.33 \text{ であるから } j = 0.89$$

$$\text{故に } f_s = \frac{M}{A j d} = 14,600 \text{ 封度/每平方吋}$$

$$f_s = \frac{2M}{k j b d^2} = \frac{78,800}{0.33 \times 0.89 \times 12 \times 6.75 \times 6.75} = 492 \text{ 封度/每平方吋}$$

同様の計算から

断面 (II) では 7/16 吋丸鐵を 4 $\frac{1}{2}$ 時間隔とす

断面 (III) では 7/16 ” 5 $\frac{1}{2}$ ”

断面 (IV) では 7/16 ” 8 吋 ”

断面 (V) では 7/16 ” 12 吋 ”

鐵筋は壁の外面に近く配置し、扶壁と接續する部分では負彎曲率に對し別に内面に近く同徑の鐵筋(長五呎)を挿入すれば足る。

(VI) 底床前端カチレバー床の設計

第一に其厚さを決定せねばならぬ、此れは常に剪力から定むるがよい、彎曲應力に對し充分でも剪力に對して不充分な事が多いからである、可許應剪力に對し充分なる所要厚は

$$d = \frac{V}{vb} = \frac{13,940}{40 \times 12} = 29 \text{ 吋}$$

鐵筋下に 3 吋の厚さを存して總厚を 32 吋と定む、 FG 線に於ける最大彎曲率は

$$M = 13,940 \times 3 \times 12 = 474,000 \text{ 吋封度}$$

今 $j = 0.91$ と假定せば

$$A = \frac{M}{f_s j d} = \frac{474,000}{15,000 \times 0.91 \times 29} = 1.20 \text{ 平方吋/每呎}$$

即ち 3/4 吋丸鐵を 4 吋の間隔に配置せば

$$A = 1.243 \text{ 平方吋/每呎}$$

$$p = \frac{1.243}{12 \times 29} = 0.357 \%$$

$$k = 0.275 \quad j = 0.91 \quad \text{即ち假定値は適當である、}$$

又粘着應力を見るに

$$u = \frac{V}{m q j d} = \frac{13,940}{2.82 \times 2.356 \times 0.91 \times 29} = 79.5 \text{ 封度}$$

毎平方吋に 80 封度を許し得るを以て此の値は安全なり、鐵筋埋込餘長は直径の五十倍として 37.5 吋を要す。

(VIII) 底床用スラブの設計

此れに働く外力は次の三種である

- (1) スラブ上の土砂重量
- (2) 土壓力の垂直分力
- (3) 地壓力(上方に働く)

此の例では地盤線が水平であるから、上方より下方に働く重量は同一だが、地壓力はスラブの右端で最少で左方に進むに従って増加して居る。故にスラブ上の荷重は右端にて最大で左方に進むに

從ひ遞減して居る、今最右端スラブ上の最大荷重 w' は次の如し。

$$w' = 2,550 + 670 + 300 - 510 = 3,010 \text{ 封度/每平方呎}$$

從て最大彎曲率 (M) を求むるに

$$M = \frac{3,010 \times 7.5 \times 7.5 \times 12}{12} = 169,500 \text{ 吋封度}$$

彎曲率に對し充分なるスラブ厚さは

$$d = 0.118 \sqrt{\frac{169,500}{12}} = 14 \text{ 吋}$$

然るに剪力に對し充分なる厚さは

$$d = \frac{V}{2vb} = \frac{3,010 \times (7.5 - 1.16)}{2 \times 40 \times 12} = 20 \text{ 吋}$$

鐵筋の外側に 2 吋の厚さを加へて總厚を 22 吋と定むるが至當である、今 $j = 0.90$ と假定して所要鐵筋斷面積は

$$A = \frac{M}{f_s j d} = \frac{169,500}{15,000 \times 0.9 \times 20} = 0.629 \text{ 平方吋/每呎}$$

故に 5/8 吋丸鐵を 5 吋の間隔に配置すれば充分である、鐵筋隔間は D に近くに從て廣くしたること圖の如くて有る。

(VIII) 扶壁の設計。

扶壁の厚さを定むるに一定の法則なし、只技術者の判斷に任ずるのみである。此の例では 14 吋と假定す、扶壁は土壓力に働かせる一種のカンチレバーである、今之れに働く土壓總力を求むれば $P = 10,700 \times 7.5 = 80,250$ 封度。

故に CD 線にての最大彎曲率は

$$M = \frac{80,250 \times 23.2 \times 12}{3} = 7,450,000 \text{ 吋封度}$$

又同所に於けるカンチレバーの有效深は

$$d=13'0''-3'6''-4''=9'2''=110 \text{ 吋}$$

$j=0.90$ と假定せば所要鐵筋量は

$$A=\frac{M}{f_s j d}=\frac{7,450,000}{15,000 \times 0.9 \times 110}=5.015 \text{ 平方吋}$$

故に $1\frac{1}{8}$ 吋丸鐵六本を使用して

$$A=5.2196 \text{ 平方吋}$$

従て

$$p=\frac{5.2196}{110 \times 14}=0.339\%$$

$$k=0.27 \quad j=0.91$$

故に

$$f_s=\frac{7,450,000}{5.2196 \times 0.91 \times 110}=14,300 \text{ #/吋}^2$$

$$f_c=\frac{14,900,000}{0.27 \times 0.91 \times 14 \times 110 \times 110}=358 \text{ #/吋}^2$$

此の扶壁の鐵筋は上方に進むに従て其の數を減じて宜しい、尙粘着應力、埋込餘長等の計算を施すべきことは前と同様である。

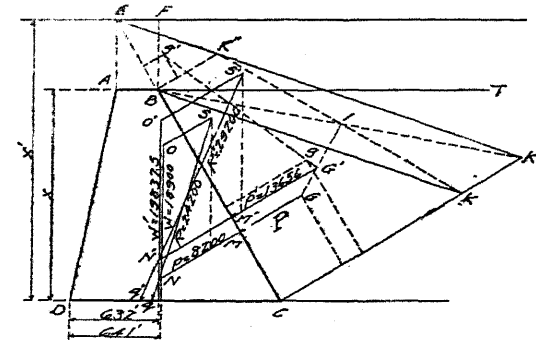
第五十九節 堰堤 (Dams).

堰堤には二種類ある、一は重力型 (Gravity Type) で他は壓力型 (Pressure Type) である。前者は水壓力に對し自重を以て安定を保つもので、後者は自重の外に水壓其の者を利用して安定を保たしむるもので有る、重力型は古來より用ひられたものであるが壓力型は鐵筋混凝土の應用と共に起つた型式で有つて、近來水利事業の發達と共に中々盛んに建造されるに至つた。茲には壓力型に就てのみ概略述べようと思ふ。

堰堤は如何なる型式で築造せらるゝとも次ぎの事が絶対に必要で有る、(1) 水漏なきこと、(2) 水壓力の爲め轉覆せぬこと、(3) 滑り出さぬこと、(4) 材料が高壓力の爲め破損せぬこと等である、鐵筋混凝土で堰堤を作る重なる目的は材料の容積を減じ工費を節約し、又廣き底幅を與へて以上の諸條件を充たさしむるに在る。

次ぎに力學上の計算法を紹介しよう、(I) 第七十一圖に於て、 $ABCD$ を堰堤斷面の外周線とし、 BC を水流に向ふ面、 DC を

第七十一圖



底線、 BT を水面とす、 BC 面上に働く水壓力(長さ一呎につき)を三角形 BCK にて表はすときは其の總水壓 P は BCK の重心 G に働き且つ BC 面上に直角で之れと M 點に會す。然るときは $MC=\frac{BC}{3}$ 、堰堤斷面 $ABCD$ の重心點及び長さ一呎の重量を算定し、重心點を通ずる垂直線と P との交點 N より其の重量に等しく NO を適當の縮尺にて取り、又 O 點より OS を NG に平行に且つ水壓力に等しく取り、其合力 NS を得べし。

q 點を以て此の合力線が DC と交切する點とし其の位置が DG の中央三分の一區間内に在れば底面何れの部分にも張力を生ずることが無い、底面上の壓力度算定の方法は擁壁部に説明したる如くである。

(II) 以上は流水が堤頭を越さぬ場合であるが、堰堤の水門溢路 (Spillway) では堤頭上數尺の流水が有る、其の場合の解法は次ぎの如し、 BC を延長して水面線と E にて交らしめ、又 BC に直角に CK' を水深 w' に等しく取り水壓三角形 ECK' を作り更に B 點より BC に直角に BK'' 線を引き水壓梯形 $BK''K'U$ の重心 G' を求め此點から水壓力 P' を BC 線に直角に畫き其の交點 M' を定む、堰堤の重量及び堤頭上の水量 $EABF$ の重量との共同重心點と其の合重量 W' とを定め $G'M'$ の延長線との交點を N' とす、 $N'O'$ を W' に等しく適當の縮尺にて取り $O'S'$ を P' に等しく取り此等二力の合力 $N'S'$ を求め其の延長が DC 線との交點 q' を定むること前同様で有る第七十一圖に示せるは

$$w=15 \text{ 呎}$$

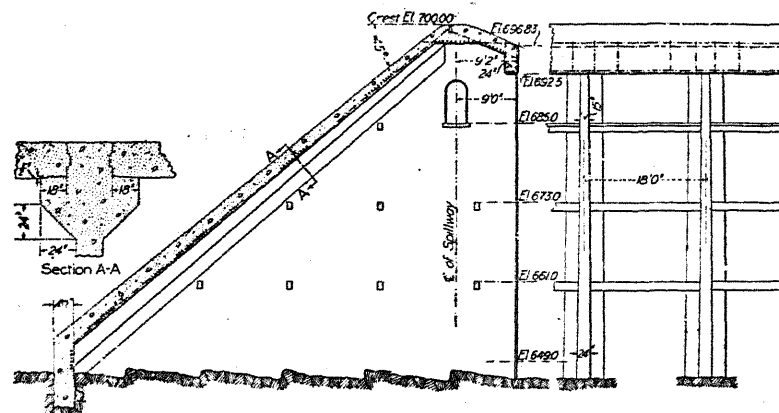
$$w'=20 \text{ 呎}$$

$$AB=3. \text{ 呎}$$

$$AD \text{ の法} = 3 \text{ 呎(全高に對し)}$$

混凝土一立方呎の重量百四十封度、水の重量は同じく六十二封度半として計算したる結果である (詳細は Buel and Hill 氏著

第七十二圖



“Reinforced Concrete,” 並に Wegman 氏著 “Design of Dam” 等を参照せよ)。設計の方法は擁壁と同様であるから茲に贅言せず。

第七十二圖に示せるものは米國ミゾリー州の或る水力發電所堰堤に施工せる實例である。