

第五章 地盤の耐震性

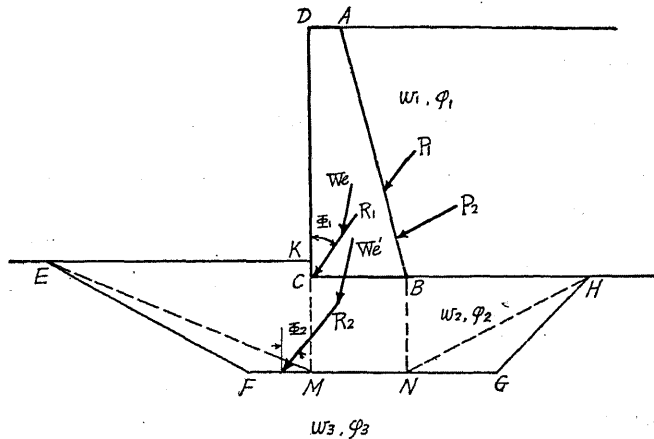
〔20〕 基礎地盤の滑出

擁壁殊に岸壁等水中に基礎を有する構造物に於て、地盤不良の爲め之を改良する場合、地盤面附近を良質の土砂にて置換へる事が屢々ある。この場合構造物と置換へたる土砂との間の滑出に對する安定は充分なるに係らず、下の舊地盤との接面附近に於て危険なる事が多い、之れに對しては入れ換への範圍を更に大にするを要す。此の場合の計算方法の中、滑面を折面としたるもの及び之れを圓弧と假定したるものに就て、地震時の計算法を次に述べる。常時に於けるものは、 $K = 0$ として同様に計算し得る。

(1) 折面を滑出面としたる場合

第83圖に於て
 $ABCD$ を擁壁
 断面とし、舊地
 盤の地表面に近
 き部分 $EFGH$
 以上を良質土砂
 を以て置換へた
 る時の滑出に對
 する安定に就て
 考ふるに、先づ

第 83 圖



P_1 = 壁背面 AB に及ぼす地震時最大土壓

W_0 = 壁體自身に働く力 (最も危険なる方向即ち外向きに働きたる場合)

$w_1 =$ 裏込土砂の単位重量 $w_2 =$ 置換土砂の単位重量

$\phi_1 =$ " 内部摩擦角 $\phi_2 =$ " 内部摩擦角

$\phi_2' =$ 置換土砂と擁壁底面との間の最大摩擦角

とし尚 B, C より鉛直に CM, BN を引きその FG との交点を M, N とす。

$P_2 =$ ABN 面に及ぼす地震時 $w_3 =$ 舊地盤土砂の単位重量

最大土圧

$W_2' =$ $ABNMD$ を一體と考へそれ自

$\phi_3 =$ 舊地盤土砂の内部摩擦角 體に働く力とする

(1) P_1 及 W_2' を合成したる R_1 が鉛直となす角を Φ_1 とすれば、根入 KC が小なる場合には擁壁が BC に於て滑出しに對し安定なる爲の條件は、 $\Phi_1 < \tan \phi_2'$ 。

(2) BC に於て安定ならば一般に $\phi_2 > \phi_2'$ にして且つ KM の左側より抵抗土壓力が作用するを以て BC と MN との間に於ては勿論安定である。

(3) P_2 と W_2' との合力 R_2 が MN への垂線となす角を Φ_2 、 KM の左側の抵抗土壓力を Q とすれば MN 面に於て滑出しに對し安定なる爲に必要な條件は

$$R_2 \sin \Phi_2 < R_2 \cos \Phi_2 \tan \phi_3 + Q$$

一般に $\phi_2 > \phi_3$ なるを以て CB と MN の間に於て安定なるに係らず、 MN 面の下側の摩擦角が ϕ_3 なる部分に於ては危険なる事あるを以て之れに對して安定計算を行ふ必要がある。 MN より更に深い面に於ては、滑出しに對しては次第に安全となる。

(4) 上の安定計算を行ふにあたり P_2 は P_1 と BN 部の土壓の合力であるがこの場合、 $\angle HNG < \phi_3$ なる事を要す。

(5) Q は w_2 及 ϕ_2 に依つて計算を行ふ、而してこの部分の土砂置換への範圍を決定するには、先づ ME の方向を水平線と未知の角 γ をなすものとし土の楔 KME の平衡状態を考へ、 ME 面に働く力は、 ME への垂線と ϕ_3 をなすものとして算出したる抵抗土壓力が前記 Q と等しくなる如き γ を計算に依つて

決定し $\angle EMF < \gamma$ に依つて土砂置換への範圍を定める。

(6) 滑出安定の置換へ土砂は、上記の如く決定したる範圍にて充分なる場合にも、支持力が不充分なる時は荷重を支持すべき面を増大する爲に、一般に FG は圖の如く BC より大となし且つこの目的の爲に置換への深さをも大にする事がある。

(7) KM 面に於てその兩側に働く力の作用點が同じ高さでない爲に、この面に力率が働く事がある。これは擁壁倒壊の原因となるを以て相當の断面剛率を有する矢板或は並杭を KM の長よりも相當深く打込む必要がある。

計算例、第84

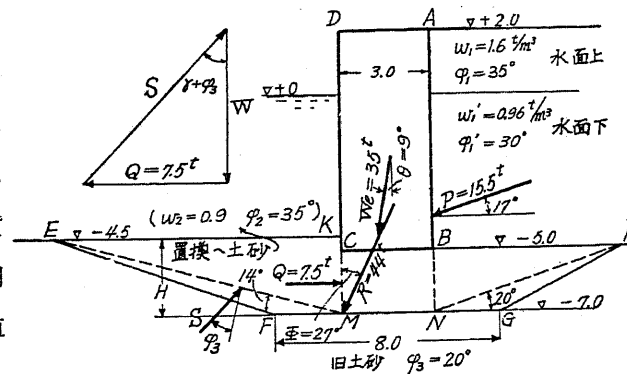
第 84 圖

圖に示す如き護

(b)

(a)

岸擁壁に於て $k_a = 0.1$ の場合の滑出しに對する安定計算を行ふ但し土砂の性質擁壁寸法等は圖面に記入せる値とす。



水面以上の震度 0.1、水面以下の見掛け震度 0.17 に依り計算せる結果は AN に及ぼす土壓合力 $P = 15.5t$ 、 $\delta = 17^\circ$ ； $ANMD$ 自體に働く力 $W_2' = 35t$ 、 $\theta = 9^\circ$ ； P 及 W_2' の合成力 $R = 44.0t$ 、 $\Phi = 27^\circ$ ； KM の左に作用する抵抗土壓力 $Q = 7.5t$ (ϕ_2 及 w_2 に依り算出す)。

今是等の力の水平分力に就て考へれば

$$R \sin \Phi = 44 \times \sin 27^\circ = 19.9 t$$

$$Q + R \cos \Phi \tan \phi_3 = 7.5 + 44 \times \cos 27^\circ \times \tan 20^\circ = 21.8 t$$

即 $R \sin \Phi < Q + R \cos \Phi \tan \phi_3$

となり安定である、此の場合 $\angle HNG = 20^\circ$ として置換の境界面は NH 以下に圖の如くとする。次に $\angle EMF = \gamma$ として第84圖(b)に示す如く土楔 EKM に働く力の平衡条件より

$$\frac{Q}{W} = \tan(\gamma + \phi_3) \quad \text{茲に } Q = 7.5t, W = \frac{wH^2}{2} \frac{1}{\tan \gamma}$$

$$= \frac{0.9 \times 2.5 \times 2.5}{2 \times \tan \gamma} = \frac{2.8}{\tan \gamma}$$

$\tan \phi_3 = \tan 20^\circ = 0.364$ 即ち $\frac{7.5 \times \tan \gamma}{2.8} = \frac{\tan \gamma + 0.364}{1 - 0.364 \tan \gamma}$ となり之れを解きて $\gamma = 14^\circ 10'$ を得、 $\angle EMF = 14^\circ 10'$ とすれば置換へ土砂の境界面はこれ以下でなければならぬ、即ち圖の如く多少の餘裕をとり $FG = 8.0m$ とし EF 及 GH を結ぶ線より上の部分を置換ふるものとす。

(2) 圓壩面に沿ふて滑り出す場合

水中の軟地盤上に岸壁、擁壁等を造りて内側に埋立等を爲す場合は壁底面に於て沈下、滑り出し等を起すを以て、壁下及前後を摩擦角の大なる砂礫を以て置き換へる。此の場合猶置換土の外面に於て滑り出す危険あるを以て、置換土の外表面を圍む圓弧を滑面と假定し、之れに沿ふて滑出安定を検する。

Hultin 氏等の研究によれば、圓弧の中心を壁底前趾直上の稍々前方に置き、弧が置換土に出來得るだけ接近する如き半徑を採れば、圓心位置の多少の差は計算の結果に殆んど影響せぬ。次に初めに常時計算方法を述べ後節に於てこれを地震時に適用する。

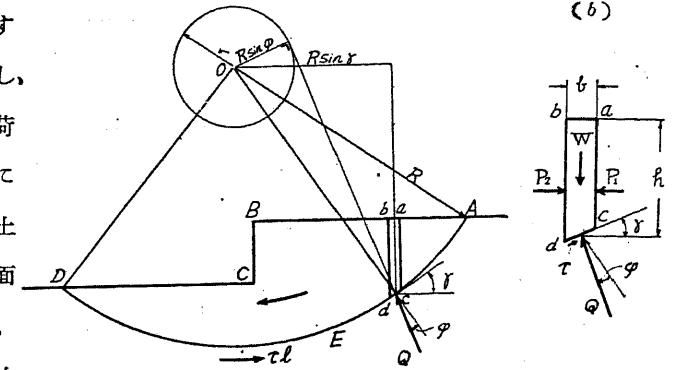
先づ常時に於て第85圖に示す如き滑面を假定したりとし、其の上部 $ABCD$ を多數の鉛直土柱(單位厚、幅 b 、高 h) に分ち、任意の $abcd$ 土柱に對し働く力を考ふるに、土柱の有効重量 W (水面以下の部分は浮力を差引きたるもの)、 ac 面に作用する正土壓 P_1 及 cd 面に作用する反力 Q (cd 面の法線に摩擦角 ϕ だけ滑り出しに抵抗する向きに傾く) の合力 P_2 が bd 面に作用するを以て、之と平衡を保つ爲めには P_2 と等しく方向反對なる力が土柱に作用する。而て P_1 及 P_2 の鉛

第 85 圖

(a)

(b)

直分力の影響は小なるを以て總て水平に作用するものと假定し、若し地表に載荷重あれば之れに等しき重量の土の高さだけ地面を上げて考へ、作用點は總て土



柱の高さ h の下より $1/3$ に置く。

今底面 de の傾斜角を γ 、面上の摩擦力の強度を τ 、土の單位體積の有効重量を w ($= W / 1 \cdot h \cdot b$) とすれば、

$$\begin{aligned} \text{鉛直分力の平衡より、} & Q \cos(\gamma - \phi) = W = whb \\ \therefore \tau cd = \tau b \sec \gamma = Q \sin \phi = \frac{W \sin \phi}{\cos(\gamma - \phi)} = \frac{whb}{\cos \gamma \cot \phi + \sin \gamma} = \zeta whb \end{aligned}$$

茲に $\zeta = \frac{h}{\cos \gamma \cot \phi + \sin \gamma}$ (41)

次に滑面の圓心 O の周りの是等の力の力率を求むるに、 P は各面の兩側に互に打消すを以て結局 W と Q との力率を考ふれば足る。即ち一土柱に對しては、

W に因る力率、 $\odot M_w = -WR \sin \gamma = -whb R \sin \gamma$ (逆時計の向きを + とす)

Q に因る力率、 $\odot \tau cd$ の力率 + $Q \cos \phi$ の力率、 $= + \tau cd R = \zeta whb R$

茲に $Q \cos \phi$ は圓弧に垂直に作用し O を過ぐるを以て力率は零であり、滑面の上部全體が滑り出さぬ爲めの條件は

$$\sum \zeta ubR - \sum whb R \sin r \cong 0 \quad \text{即} \quad \sum \zeta b - \sum hbs \sin r \cong 0$$

b を總て同一に取れば

$$\sum \zeta \geq \sum h \sin r \quad \dots\dots\dots (42)$$

今 $b = R/n$ に取り、圓心 O の直下にある土柱を 0 とし、之れより左右の區分に順次に番號を付すれば圓弧の性質に依り m 番目の土柱底面に於ては

$$\sin r = \frac{m}{n} \quad \text{從て} \quad (42) \text{ 式は}$$

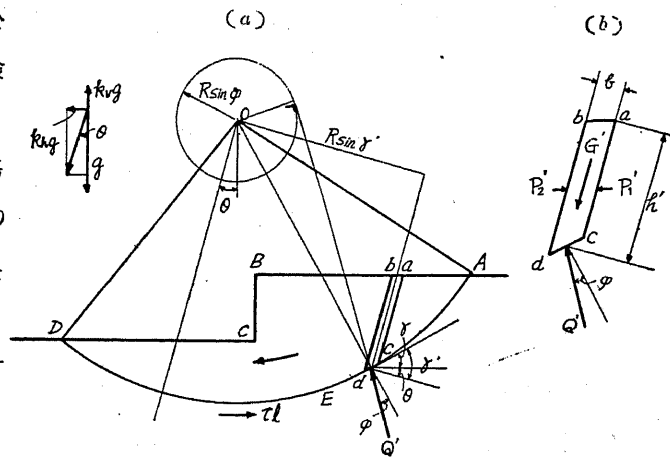
(右側) (左側)

$$\sum \zeta \cong \sum h \frac{m}{n} - \sum h \frac{m}{n} \quad \dots\dots\dots (43)$$

而て、各土柱底面に對して φ を適當に假定し (43) 式により ζ を計算して其の總和 $\sum \zeta$ を求め其の値が右邊より大なれば安定である。若し大ならざる時は、滑面の半徑 R を更に大にして同様の計算を行ひ、其の面以上の部分は原地盤より大なる摩擦角を有する土砂を以て置き換ふ。1 以上の安全率を有せしむるには、豫め φ を實際より小に取るか又は滑面の若干外側迄土の入れ換へを爲す、尙、此の場

第 86 圖

合岸壁底面に於ても滑出の危険なき事を必要とする。地震の場合に對しては O を中心として全體を危險なる向きに $\theta = \tan^{-1} K$ だけ傾け常時と同様に計算する (第 86 圖)。



圖に依つても明かなる如く、常時に比して極めて危険となり、常時より餘程大

なる半徑 (R) の滑面を考へねばならぬ。

今、ある岸壁 (第 87 圖) に於て $K = 0.3$, $R = 60 \text{ m}$, 圓心 O を C より前方 5.0 m , 上方 42 m に取る。

第 14 表に示す如く、 $b = \frac{R}{n} = 16$ の等幅區に分ち

$\varphi = 23^\circ 40'$ 及 25° の二つの場合に就きて計算すれば、

$$\begin{aligned} \sum h \frac{m}{n} &= 78.92, & \varphi &= 23^\circ 40' & 25^\circ \\ \sum \zeta &= 75.51 & & & 79.29 \end{aligned}$$

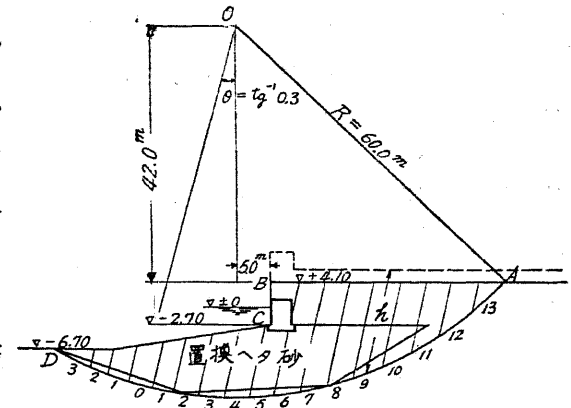
$\therefore \sum \zeta = \sum h \frac{m}{n}$ なる爲めの φ を求むるに、比例法に依り

$$(25^\circ - 23^\circ 40') \frac{79.27 - 78.92}{79.27 - 75.42} = 0^\circ 7' \quad \therefore \varphi = 25^\circ - 0^\circ 7' = 24^\circ 53'$$

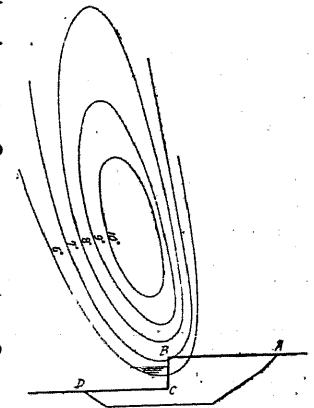
即ち假定滑面に於て土の摩擦角が $24^\circ 53'$ 以上ならざれば震度 0.3 の地震に耐えず、然し置き換へ砂は餘程原地盤内に侵入し居る爲め、實際滑出する時は砂面の外側に起るが、これは安全率の内に入るべきものであるから計算は圖の如く置換砂の外面に於て行はねばならぬ。

第 88 圖は常時に於ける滑出計算に際し圓心 O の位置により安定に必要な φ が如何に變化するかを示すものにして、之に依れば O の位置の選擇が左程困難でない事を知る。

第 87 圖



第 88 圖



第 14 表

區分 (m)	(A) h	(B) $\sin\gamma = \frac{m}{n}$ n=15	(C) $\frac{hs\sin\gamma}{n}$ $=h \frac{m}{n}$	$\phi=23^\circ40' (\cot\phi=2.29)$		$\phi=25^\circ (\cot\phi=2.15)$					
				(D) cos γ	(E) $\cos\gamma \times \cot\phi$	(F) $(E) \times \sin\gamma$	(G) h/(F)	(E') $\cos\gamma \times \cot\phi$	(F') $(E') \times \sin\gamma$	(G') h/(F')	
13	4.0	0.87	3.48	0.49	1.12	1.99	2.01	1.05	1.92	2.08	
12	8.4	0.80	6.72	0.59	1.33	2.13	3.95	1.27	2.07	4.05	
11	12.0	0.73	8.75	0.68	1.55	2.28	5.25	1.46	2.19	5.49	
10	14.6	0.67	9.79	0.74	1.69	2.36	6.20	1.59	2.26	6.46	
9	16.6	0.60	9.97	0.79	1.81	2.41	6.90	1.68	2.28	7.30	
8	18.2	0.53	9.65	0.85	1.94	2.47	7.37	1.83	2.36	7.70	
7	19.2	0.47	9.03	0.88	2.02	2.49	7.72	1.89	2.36	8.15	
6	20.0	0.40	8.00	0.91	2.08	2.48	8.06	1.96	2.36	8.49	
5	21.7	0.33	7.16	0.94	2.15	2.48	8.75	2.02	2.35	9.22	
4	12.6	0.28	3.53	0.95	2.18	2.46	5.13	2.04	2.32	5.43	
3	9.4	0.20	1.88	0.98	2.24	2.44	3.84	2.11	2.31	4.07	
2	8.0	0.13	1.04	0.99	2.26	2.39	3.35	2.13	2.26	3.54	
1	6.4	0.07	0.45	0.99	2.26	2.33	2.75	2.13	2.20	2.90	
0	4.6	0.00	0.	1.00	2.29	2.29	2.01	2.15	2.15	2.14	
1	2.8	-0.07	-0.20	0.99	2.26	2.19	1.28	2.13	2.06	1.36	
2	1.8	-0.13	-0.23	0.99	2.26	2.13	0.85	2.15	2.02	0.89	
$\Sigma = 180.3$			78.92				75.42			79.27	

(21) 築堤の耐震性

河川の堤防、道路、鐵道等の築堤は多くの場合谷あひ河岸等新しき沖積土の低濕地に築造さるゝを以て、地震の強さに地盤の摩擦角小にして、剩へ工事方法により上部盛土を支持するに必要なるだけの沈下を爲し居るを以て、常時も其安全率は 1 に近い。従て地震の際地盤の抵抗土壓力が激減すれば容易に崩壊、沈下、龜裂等を生ずる。築堤の震害を次の如く大別する。

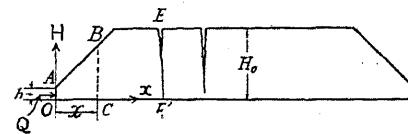
1. 法面の崩壊、
- 2 縦龜裂、
3. 沈下、
4. 横斷龜裂

單なる法面の崩壊は (15) の斜面の安定に於て述べた。

(1) 縦龜裂及沈下

何れも盛土根入に對する抵抗土壓力の不充分に歸すべきものにして、相伴ふて生ずるを常とする。今第 89 圖に於

第 89 圖



て堤底は常時の安定を保つ爲め h だけ一様に地盤に侵入し居るものと假定し、其の左端 O を原點とし、右向水平に x 軸、上向鉛直に H 軸を取り H を以て堤表面迄の高さを表はせば、法面に於ては H は x に應じて變じ、天端に於ては一定にして $H = H_0$ である。依て x 鉛直面より左方の盛土の安定を考ふるに、 τ を底面單位面積の摩擦力、c を盛土内部の粘着力とすれば、

水平地震力 P_x 、底面摩擦力 τx 、AO 面に作用する抵抗土壓 Q 、BC 面に作用する粘着力 cH 、

故に BC 面に於て離るゝ爲めの條件は、

$$P_x \leq Q + \tau x + cH \quad \text{今 } y = \frac{1}{c}(P_x - Q - \tau x) \text{ と置けば}$$

$y = H$ となる所に於て縦龜裂が起る。

然るに法面に於ては P_x に對して H が割合に大なるを以て龜裂は生じ難く、天端に於ては H_0 は一定なるに拘らず y は増加するを以て龜裂を生じ易い。

此説明は滑り易き地盤上に割合に低くして廣く、充分締め固めたる道路盛土の如き場合の龜裂を説明するに適して居る。

EE' に於て $y = H_0$ となり龜裂を生ずれば、夫れより右方に於ては等高なるに y の増加は却て急なるを以て龜裂は一層密に生ずる (第 90 圖参照)。

堤防の如く高さ割合に大なる時は上記の説明よりも、(20) の軟弱地盤の滑り出しの如く、滑面を假定して安定を計算する方が合理的であるが、取扱は著しく煩雜となる。第 91 圖に於て弧面 SOT に沿ふて滑り出せば、土塊は變位と廻轉

第 90 圖

道路の震害 (盛土底と地盤の泥土との間にて滑動)



を爲し、S部に龜裂を生ずると共に天端は沈下し、突端S'部は崩落し、外端T'部は押し上げられ、地震が繼續するに従ひS

部は次々と抜け落ちて數條の割目を生じ、反對向の地震に依ては反對側に於て同様の現象が現はれ、其の輕重に依り第92圖(1)(2)(3)(4)の如き狀況となり、地盤が非常に軟弱な場合は、震動に依り

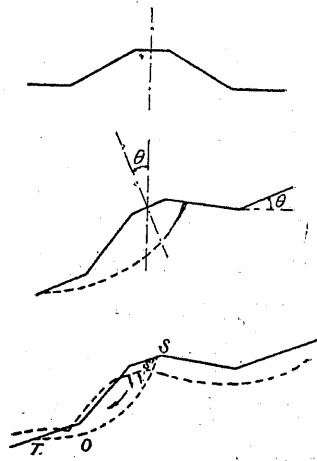
漸次に沈下して地盤下に沈没するに至る。

(5)は水に面する一側が飽水の爲め抵抗土壓が特に小なりし爲めの震害である。

(2) 横龜裂

廣き谷間を横ぎる築堤にして高さ稍大なるものが、長さの方向の地震力を受ければ、堤體が一方側に壓縮され、地山との付根に於て横龜裂を生じ、カルバートの如き構造物あれば、其の兩側に於ても龜裂を生ずるが、地盤軟弱にして沈下著しき時は、龜裂は一層甚しく、地盤が傾斜する時は階段狀に沈下する。(第93圖参照)

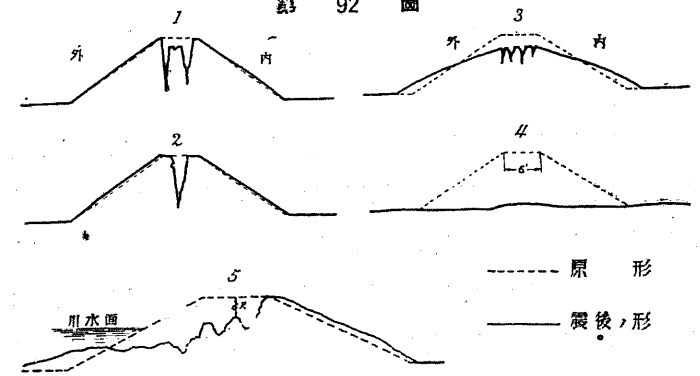
第 91 圖



(8) 防波

第 92 圖

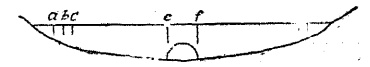
堤及突堤
防波堤及突堤は水中に於ける築堤にして、堤自身は混凝土塊及捨



--- 原形
— 震後形

第 93 圖

割栗等の摩擦力大なる材料を用ふるも、規模及重量大なると、地盤は水中軟土なるとを以て著しき沈下及移動を爲す。第94圖

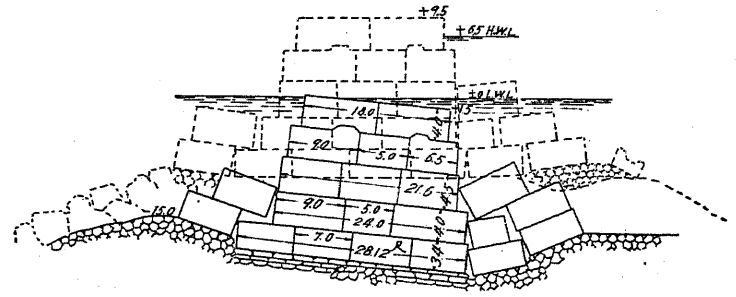


第 94 圖

防波堤の震害

は關東大地震に於ける横濱港防波堤の震害の一例である。此種の工

作物にありては著しき沈下を爲すも猶防波の作用あり、荒天の外、港の機能に著しき影響なきを以て充分の耐震は必要でない。



--- 原状
— 震害ノ狀況

〔22〕 河岸及護岸石垣

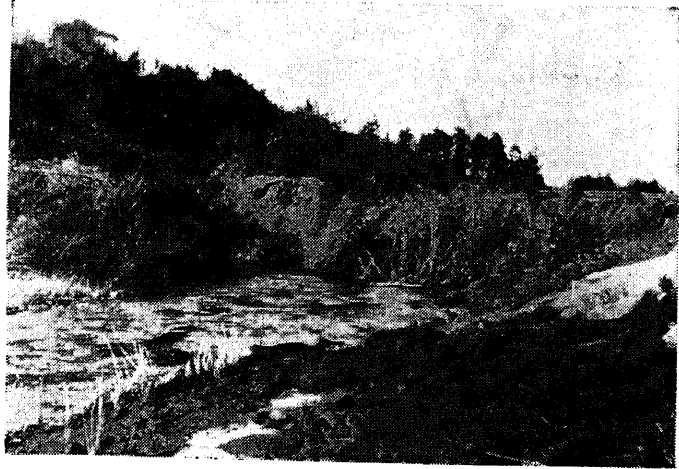
(1) 河岸の震害

有堤又は無堤の河岸は一種の斜面なるも、水際に存する爲め下面の飽和状態なる場合多く、従て滑出しの震害は極めて多い。茲に、便宜上自然状態の場合を單に河岸と稱し、特に工事を以て表面を保護せる場合を護岸と稱する。

關東大地震に於ては河岸及護岸の缺潰及び滑出しは殆んど無數にして、總て地震動に依り斜面の安定を失したるものなるも、1.5割以上の法面は多く表面部の滑出しである。千葉縣、小櫃川、小絲川等の河岸は粘土又は細砂層にして2~3割の緩傾斜を爲し、其表面に篠竹密生し、根は上部一、二尺の間に密集し、恰も滑り易き

第 95 圖
千葉縣小絲川の震害

斜面上に厚き敷物を布きたるが如き状態なりしが、震動に依て滑出し、餘勢を以て水中七八間の遠きに達し、兩

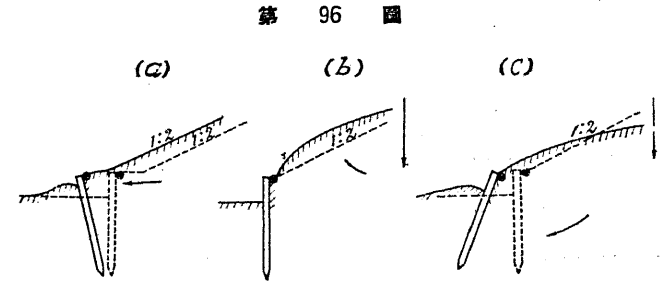


岸滑出して河道を閉塞せる區域も少なからず、第95圖は小絲川右岸竹藪の滑出して河道を閉塞せる狀況にして、右方白色を呈するは藪下の砂面を露せるものである。同川に於ては3里餘の區域に於て竹藪の滑出箇所35、延長實に5,847間に達し、周南村に於ては650間の間河道を埋塞した。

(2) 護岸

護岸震害の多くは堤防の沈下、外法の滑出、孕出等因る場合多く、特に法先部は常時接水の爲め容易に震害を受け、惹て上部全面の龜裂、滑落等を生ずる。法

先矢板又は並杭止の護岸は地震時法面被覆工の重量の斜面に平行なる分力の大半を支持するを以て従來の常法に比して餘程大なる根入を用ひされば容易に推倒される、第96圖に於て(a)は表



第 97 圖
混泥土護岸の被害



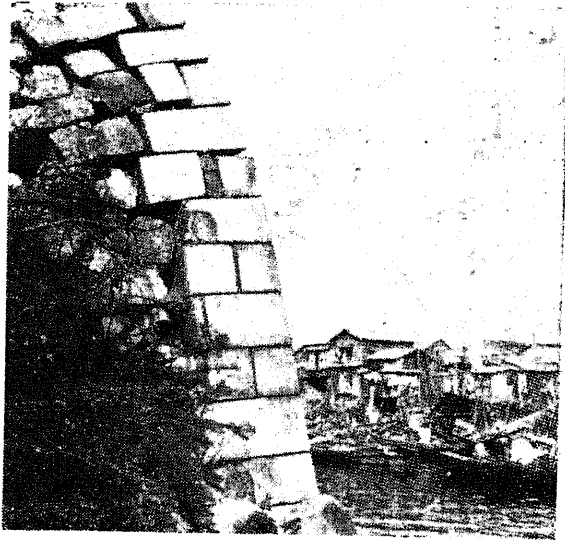
面護岸工の滑出しにして、杭根入の不充分を示し、(b)根入充分にして法下部の孕出したるもの(c)法先地盤の抵抗土壓小なる爲め堤體の著しく推し出されたる場合を示す。第97圖の震害は(b)又は(c)に屬する。

(3) 護岸石垣

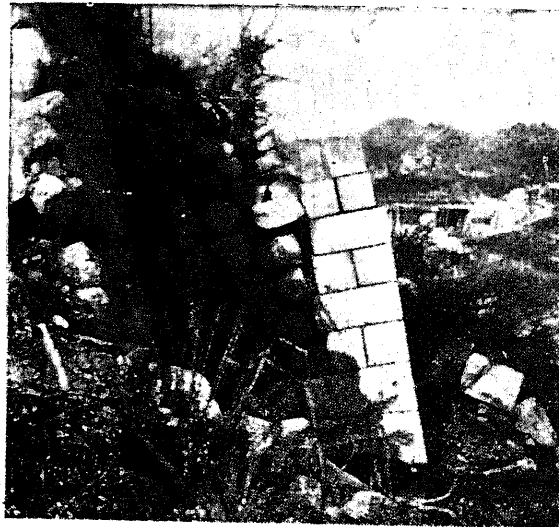
市街地に於ける堀河の護岸は潰地節約の爲め多く擁壁式の構造を用ふるが、重

力擁壁として設計されたるものは既に〔16〕に述べたる所なるも、在來石垣の多くは石積表面に特殊の傾斜を與へ、石材の重量と目地に於ける摩擦力又は抗剪力を利用し比較的になき材料を以て大なる土壓を支持せしむるものにして、常時に於ては能く安定を保つも、地震時の土壓に對

第 98 圖
外 濠 石 垣 の 被 害



第 99 圖
外 濠 石 垣 の 被 害



して充分耐抗する事は困難である。

元來往時城壕等の高き石垣は多年の經驗上より割り出して、石材の重量と土壓との合力の作用線即ち壓力線が、各積石の接面内に入る如き形を與へたるものにして、從て最上部に於ては鉛直に近く下部に至るに從て緩

に、水中部は特に緩にして居るから、石材の控を大にして法先の止め杭を充分長大にすれば、數十尺の高きも敢て難事ではないが、地震時に於て良く安定を保つ事は從來の擁壁と同様中々困難である。

第98圖は關東大地震に於ける中央氣象臺裏外濠石垣突角部の震害なるが、根入部の抵抗土壓不十分なる爲め數尺押出され、空積なるを以て上部は原位置に止まらんとする爲めの震害であるが、第99圖は其西方突角部の上部が遂に崩壊せるを示す。

護岸石垣は下部水中に存するを以て、前方抵抗土壓の不十分に依り全體として滑出し、惹て上部の崩壊する場合又は上部のみの缺潰等種々あるが、次に東京市に於ける護岸石垣（混凝土造を含む）の被害點の高さを表示する。

被害點の高	底部より上全體	底部より高の 1/3 迄	1/3 より 2/3 迄	2/3 より頂部迄
箇所數	91	128	207	20
被害の比率 %	20	29	46	5

即ち中腹の被害最も多く頂部のみの震害は稀である。

〔23〕 地下埋設物

（1）地下埋設物の耐震性

地下埋設物の震害は主として、地盤それ自身の震害に因るものである。從て大地震に際して地割、陥没、崩壊、段違等を生ずる地盤にありては是等地變の影響する區域即ち、表層部に埋込まれたる埋設物は餘程大なる強さを有せざる限り、非常なる震害を免れないが、反對に斷層を生ぜざる岩盤、又は堅硬なる自然地盤下に埋設されたるもの、震害は地上構造物に比して著しく輕微なるを常とする。

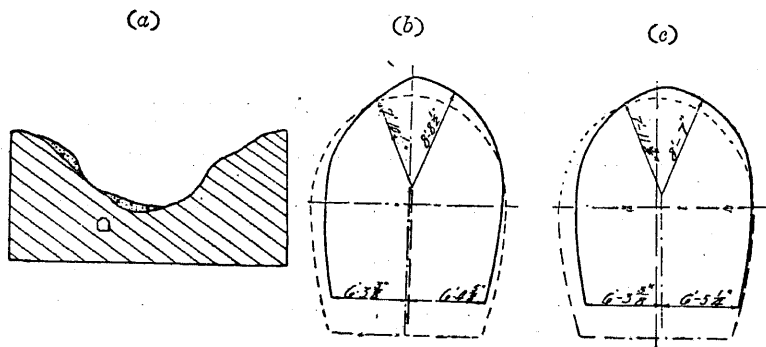
等しく地下埋設物なりと雖も築堤下の樋管、カルバートの如きはその築造後上部に盛土を爲し、基礎地盤に原狀に比して著しく大なる荷重を加ふるを以て、基礎面は上部の全荷重を支持するに足る抵抗土壓を生ずる迄、自然に沈下し辛じて

平衡を保つものなるを以て、常時に於ても何等かの機會あらば容易に沈下せんとする傾向あり、況んや大地震に際して抵抗土壓の激減を生ずれば、更に著しき沈下を爲すは勿論である。此際埋設物が撓曲性にして自體に大なる應力を生ずる事なく、基礎面と共に沈下し得る場合は自體の破壊を免るゝも、構造物の剛性大なる時は、自力を以て上部の全重量を支持せんとする傾向あるを以て、極めて大なる強さを有せざる限り、彎曲力率に依り床部に多數の横斷龜裂を發生し、甚しき場合は中央部に於て挫折する。

次に埋設物の横斷面の安定を考ふるに、常時は大體左右對稱の荷重を受け構造物として有利なる状態にあるが、其の方向に直角なる地震力を受くれば荷重は著しく偏倚し、常時豫想せざる強大なる應力が作用する。

隧道の如く拱作用に依り、常時主として軸壓力に依て外壓を支ふる場合は、目筋に於ける應張力を充分ならしむれば、地震の際外力の偏倚を生ずるも尙地震に抵抗し得、壓力線が著しく偏倚すれば目地破壊し多少の歪を生じ（第100圖關東大地震北條線南無谷煉瓦卷隧道が山側より谷側に推し歪められたる狀況、(a)地

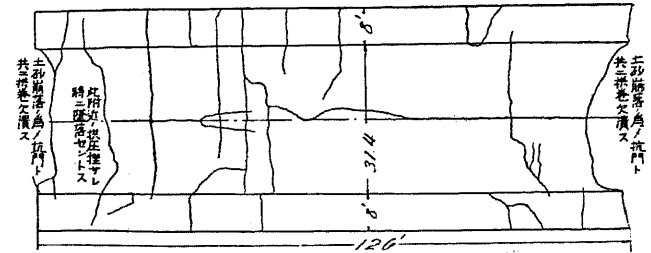
第 100 圖



形斷面、(b) 及 (c) 隧道内面の歪み)、頂部に數條の縦走龜裂を生じ同時に無數の横斷龜裂を發生するが拱石が内側に墜落する事は稀れである（第101圖關東大地震に於ける煉瓦卷隧道の横斷龜裂を示す）。従て外見上の震害は割合に輕微で

あるが、
煉瓦又は
ブロック
卷立に於
て稍著し
き龜裂を
生じたる

第 101 圖
縣道戸塚隧道拱展開圖



場合は將來地下水の浸入に依り崩落の危険加はるを以て、矢張り卷立の修理改造を要する。

卷立材としては相當の抗張力を有する混凝土を用ひ、地質に依りては上下兩線に輪狀筋を挿入すれば著しく耐震性を向上し得べく、斷面はなるべく圓形に近く、馬蹄形を用ふる時は底部に相當の拱矢を有する仰拱を用ひ、其兩端部の厚さを増大すれば有利である。

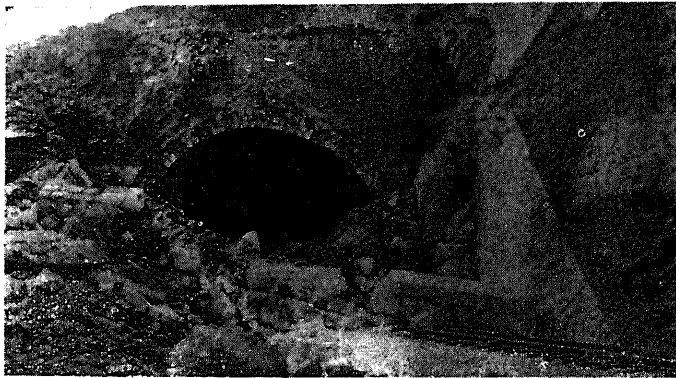
尙、縦方向に於ても途中で斷層あるか、又は地質著しく異なる點に於ては目地を設け、其兩側卷立の厚を特に大にし鐵筋を増し、地盤の變動に従ひ喰違ひ、屈曲を爲す場合、卷立の被害を輕減すれば合理的であるが、この爲めには隧道斷面に相當の餘裕を取る必要がある。

次に隧道の兩口に於ては工費節約の爲め、大なる切取りを爲すを常とするが、是等の切取斜面は風化作用の爲め漸次安定を失ひ（[15] 参照）常時と雖も既に危険に瀕するもの多く、況んや大地震に際會せば大崩壊を爲し、忽ち坑門を破壊し、兩口を閉塞し、隧道内部にさしたる損害なきに俵らず、其復舊は容易でない（第102圖）、而かのみならず土砂の急落下の際坑門附近の卷立に甚大なる衝撃を與へ、其影響は相當内部に波及し卷立の頂部に多數の横斷龜裂を生ずる。

(2) 下水管

普通使用さるゝ下水管は多く圓形、卵形、馬蹄形、矩形にして往時は多く無

筋混凝土、煉瓦、石積等を用ひし、も近來は殆んど總て、彎曲に強き鐵筋混凝土を用ひて居る。従て地盤に大なる震害なき限



第 102 圖
熱海線根の上隧道坑間の崩壊

り管路の損害は輕微にして、多くは前後に於て振動の方向を異にする屈曲部、枝管の會合點、人孔と本管との接合等、耐震性の異なる兩部が剛に接着されて居る部分に生ずるが、永年の間に自然作用に依り相當固締せる地盤を掘り込みて築造又は埋設するものにして、而も基礎面の壓力は埋設物直下と其兩側とに於て大差なく、且つ埋設の深さ大なる程基礎地盤の抵抗土壓力大にして、震動に依て容易に不等沈下を生ぜぬ事が震害を小ならしむる最大の原因である。

次に埋設深と震害との關係を示す爲めに、關東大地震に於ける東京市下水道暗渠の被害箇所と埋設深とを第 15 表に示す。

第 15 表 管渠埋設深と被害箇所數

断面形	埋設深(尺)	延長(間)	被害箇所數	管渠百間當り箇所數
圓形管	5 以下	22,590	3	0.01
	6 "	13,610	19	0.14
	8 "	11,850	21	0.18
	10 "	3,800	1	0.03
	12 "	850	0	—

(23)

地下埋設物

105

種類	深さ(尺)	延長(間)	被害箇所數	管渠百間當り箇所數
截頭卵形渠	15 以下	40	0	—
	計	54,740	44	—
短形渠	5 以下	1,070	3	0.28
	5 以下	180	0	0
	6 "	1,480	39	2.64
	8 "	3,510	145	4.14
	10 "	1,270	42	3.30
	12 "	930	19	2.04
	15 "	300	0	—
計	7,670	245	—	

(3) 水道管

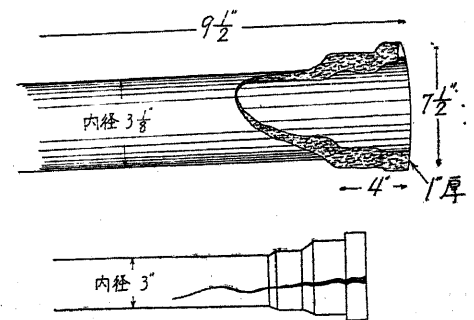
水道管は普通地盤下 1~2m の所に掘込埋設さるゝものにして鋼管、鑄鐵管、鐵筋混凝土管等を現場継手により連結するものなるが、其耐震性は大體下水管に類似し地盤良好にして埋設深大なるものは甚しき震害を受けぬが、多數の継手に於ける漏水は給水に大なる支障を來すを以て、下水道に比し高級の耐震性を必要とする。

継手は鉛止めを普通とし、鉛はプラスチックなるを以て、管長に直角なる震動を受け、接續二管が交互に屈折を繰り返す間に、鉛が外方に推し出され鉛止め

ものに間隙を生じ、漏水するに至るものなるが、小管の場合その微候は容易には外部に現はれぬ。交互屈折の甚しき場合は管端が破壊するに至る(第 103 圖)。

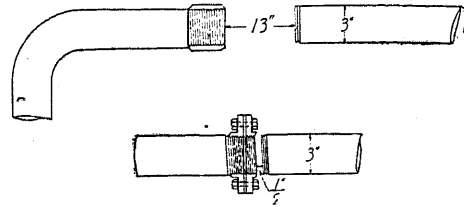
又管路の方向に震動する場合は継手が抜け出す傾向あり、之亦容易に漏水を生ずる。更に地盤自身が陥没地割等著しき變位を

第 103 圖



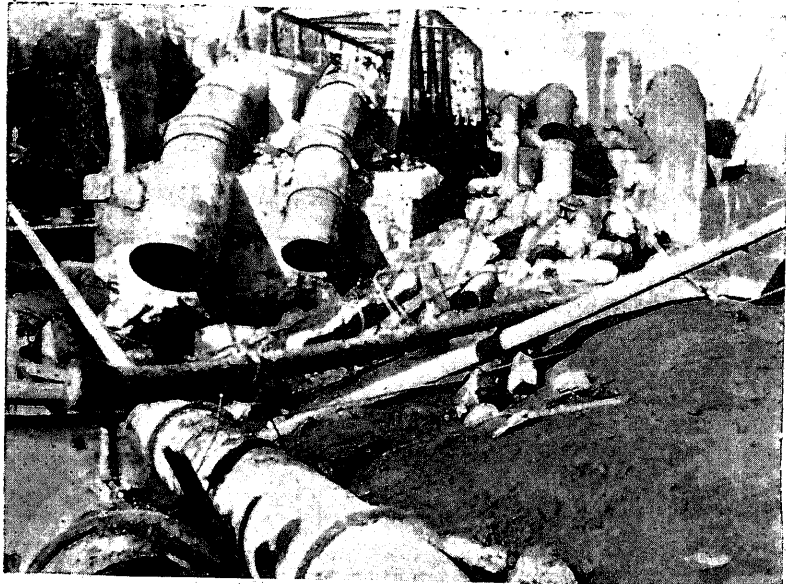
爲す時は、管自身に強大なる力が作用するを以て挫折、壓潰等著しき震害を生ずる。

第 104 圖
螺旋継手の切斷



第 104 圖は大正 3 年 1 月 12 日の鹿兒島激震に際し鹿兒島港防波堤内側に埋設せる 3" 送油管の螺旋継手が其谷の断面に於て切斷された状況にして、第 105 圖は橋梁に架せられたる管路が盛土取付けに於て地中に入る部分の陸側が地盤と共に揺り下り、同時に継手離脱し、全水流出して地盤を洗掘せる状況である。

第 105 圖
横浜市宮川水道管橋の震害



水道管の耐震は管厚を増すか、材料に抗張力大なるものを用ひ継手の深さを大にし埋設深を大にし、地盤の不同を避くる等の方法に據るの外なきも、經濟的に

目的を達する事は容易でない。

(4) 地下構造物の耐震計算

例として矩形隧道を採れば、常時天井には、

上面の荷重 W_0 、土の重量 W_1
及自重 W_2 。

側壁には、左右對稱なる土壓 P_0 。底面には、構造物の重量、内部荷重の合力 $R = \sum W$

左向の地震力が作用する場合は、鉛直力、地上荷重 $(1-k_0)W_0$

天井土の重量 $(1-k_1)W_1$

構造物及内部荷重

$(1-k_2)W_2$ 、反力 R

水平力(左向)、 AB 部土壓 P_1

BC 部土壓 P_2

地上荷重地震力 $k_n W_0$

天井土地震力 $k_n W_1$

構造物及内部荷重に對する地震力 $k_n W_2$ 。

(右向)、 $A'B'$ 部抵抗土壓力 Q_1

天井上面水平力 F_1

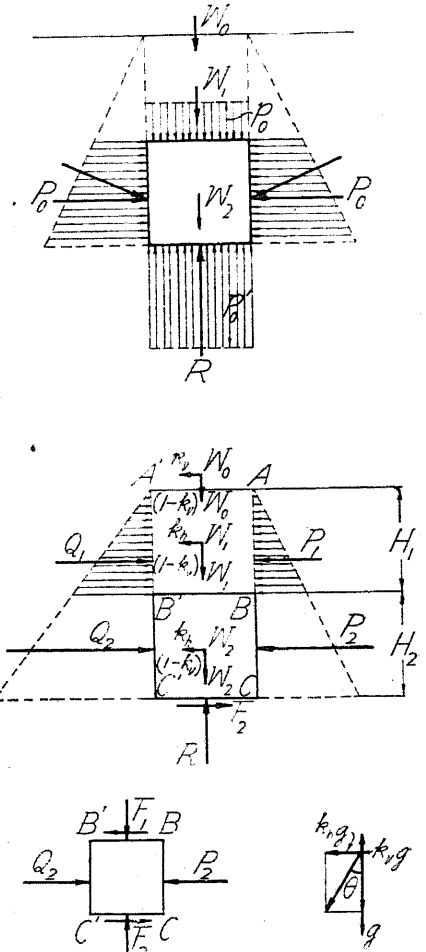
$B'C'$ 部抵抗土壓力 Q_2

底面の摩擦力 F_2

但し F_1, F_2 は必要ある場合にのみ作用する。

(a) 地震による天井上面水平力 F_1

第 106 圖



$$F_1 = k_h(W_0 + W_1) + P_1 - Q_1 = k_h(W_0 + W_1) - (1 - k_v)wH_1^2 \frac{2\sin(\varphi - \theta)}{\cos^2(\varphi - \theta)} \dots (44)$$

但し $F_1 < 0$ なる時は零と看做す、且 F_1 は上面と土との摩擦力を超ゆる事が出来ぬから

$$F_1 < f(1 - k_v)(W_0 + W_1) \dots (45)$$

若し F_1 が摩擦力より大なる時は埋設深 H_1 を更に大にする。(44) 式より明かなる如く埋設深 H_1 が大なる程 F_1 は小となり構造物は著しく安全となる。

(b) 地震による底面水平力

$$F_2 = F_1 + k_h W_2 + P_2 - Q_2$$

$F_2 < 0$ ならば $F_2 = 0$ と看做す。

W_2 は各部の重量に比例して分布し、是等に對する地震力は總て k_h を乗じたるものにして水平左向に作用する。

第 107 圖

