

言

義

土木學會誌 第十一卷第三號 大正十四年六月

# GENERAL THEORY ON EARTH PRESSURE AND SEISMIC STABILITY OF RETAINING WALL AND DAM.

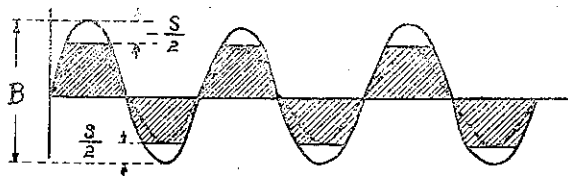
(第十卷第六號所載)

著者 會員 工學士 岡 部 三 郎

小著『土壓一般論及び擁壁並に堰堤の耐震安定に就て』を發表致しましたのに對して、先輩眞島工學博士の御高評を受くる光榮を得たのは著者の様な後進者の非常なる喜びであります。茲に聊か御高評に對して感謝の意を表すると共に著者の立場として御答へ致します。尙ほ不備の點は論者並に諸先輩の御指導にあづかつて出來得るだけ完全なる解決を見たいと思ふものであります。

## (一) Relative displacement "S" に就て

大地が $B$ なる振幅にて震動するも大地上に置かれたる物體と大地との間に摩擦力がなければ大地の水平震動によつて物體は何等の震力をも受けない事は堰堤に對する水壓の編にて論じたと同様である。若し摩擦力あるも震力に凌駕されると物體は大地に對して滑動を始める、今其値を $S$ とすれば大地は $B$ なる振幅にて震動するも物體は $(B-S)$ 丈の振幅で震動するから、滑動を伴ふ場合はそれだけ物體の受く可き震力は輕減さるゝ理である。此場合大地が單弦運動をなすものと假定すれば、物體は理論的單弦運動をなす事が出來ないで、第一圖に示す様な截頭單弦運動をする事になる。

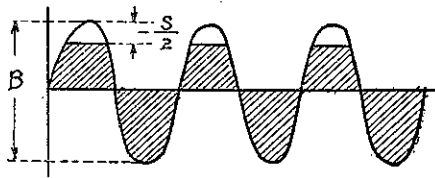


第一圖

頭單弦運動をする事になる。

然し此運動の最大加速度は點線で示した眞の單弦運動のそれと等しいから此截頭單弦運動を $(B-S)$ なる振幅を有する眞の

單弦運動と假定するも  $B$  に比して  $S$  があまりに大きくない限り實際問題としては支障なからうと思ふ、まして大地其物の運動が正確な單弦運動でないから斯様な假定もあまり無理ではない、實際の擁壁の場合は後方への滑動は許されないから第二圖の様な片截頭單弦運動となる譯であるが、之も擁壁は前方へ滑動せんとする場合は危険であるから其最大加速度に應じた振幅 ( $B-S$ ) の單弦運動を用ひ、



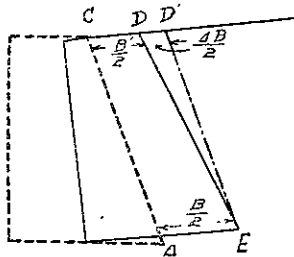
第二圖

一般に第三章第二節の (36)' 式を誘導した理である。

他に簡單で完全な方法の發見されない限り斯様な近似値を用ゐる外今の所良い工夫が見出せない。

(二) 土壓式(38)式を第三章第四節全部に應用したる理由

(a) 項即ち裏込と擁壁とが全部同一の震動をする場合は合理的に (38) 式を應用する事が出来るが (b) 項及 (c) 項の様に rocking 其他の運動を伴ふ場合に應用するのは多少の無理がある。例へば第三圖の様に rocking 其他の回轉運動を含む震動によつて擁壁裏面  $\overline{AC}$  が  $\overline{ED}$  に移つたとすれば、裏込の最下部に於ては振幅  $B$



第三圖

に相當する震力を受け、上部に於ては  $B'$  に相當する震力を受けるから裏込の受ける震力は全體均一でない、即ち  $\epsilon$  が定數でなく上ほど小さい。裏込が完全な弾性質であると思ふと、手數をかけて計算すれば  $4B$  がわかつて居る場合には震力も其働點も求むる事が出来る、即ち  $\epsilon$  が均一の場合 (擁壁裏面が  $\overline{ED'}$  となつた場合) に比し震力が少し小さく其働點は重心より少し下る。然し實際問題としてはさほど大きな振幅で rocking をする事もなく、又地盤の非常に悪い所に重い擁壁を造る事もないから  $B$  に比して  $4B$  はそんなに大きいものではない、且つ擁壁に働く力は裏込に對する震力と、壁自身に對する震力の和であるから全力の一部分の内の尙ほ小部分  $4B$  に對する震力を除いても、土壓なるもの、正確程度に於ては大きな不都合はなからうと思ふ。

(三) 土壓の時間的變化に就て

地震の際に於ける土壓力の増減は震力加速度に應じて變化するものである、水壓の時間的變化は合理的に (48)式即ち  $P = P_0(1 + \frac{\alpha v}{g} \sin \frac{2\pi}{T} t)$  を以て表す事が出来るが、土壓に於ては容易に  $t$  の函數として表す事が出来ない、最も合理的の式は(38)式即ち

$$P_e = \frac{\lambda_0 \left\{ \frac{wh^2 \sin(\alpha - \theta)}{2 \sin \alpha} + gh \right\} \sin(\varepsilon + \delta - \varphi) \sin(\alpha - \delta) - kh \sin(\alpha - \theta) \cos \varphi}{\sin \alpha \sin(\delta - \theta) \sin(\alpha - \delta + \varphi + \varphi_0)}$$

の内で  $\lambda_0$ ,  $\varepsilon$  及び  $\delta$  を  $t$  の函數として之を代入して結局  $P$  を  $t$  の函數としたものである

$$\lambda_0 = \frac{\sqrt{(g \pm \alpha_v \sin \frac{2\pi}{T} t)^2 + (\alpha_h \sin \frac{2\pi}{T} t)^2}}{g}$$

$$\varepsilon = \tan^{-1} \frac{\alpha_h \sin \frac{2\pi}{T} t}{g \pm \alpha_v \sin \frac{2\pi}{T} t}$$

$$2\delta = f(t) = \alpha + \varphi - \tan^{-1} \frac{bc + a\sqrt{b^2 - a^2 + c^2}}{b_2 - a_2}$$

然し  $P$  は  $t = \frac{T}{4}$  なる最大値を求むる場合丈けでも土壓を計算するに相當の手數がかかる。此複雑な式を用ひて土壓の時間的變化を研究する事は事實上不可能である、只任意の時間に於ける土壓を求むる丈けならば圖式解法によれば比較的簡單に求むる事が出来る。

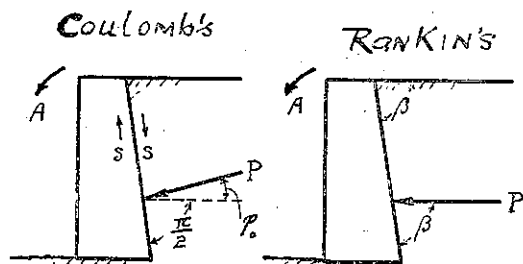
それで實際容易に應用出来る略式(45)式即ち  $P = P_0 + (P_e - P_0) \sin \frac{2\pi}{T} t$  を用ひたものである。

(四) 土壓一般論としてクーロム式を擴張せる理由

クーロム氏土壓論は勿論靜力學的に研究されたるものである。然し裏込が重力以外の震力を受けた場合に應用して少なくとも裏込全體が擁壁と同一運動をなす間は何等の不都合も起らない。

クーロム氏式を一般論に擴張したる眞の理由は本論緒言に述べた様に擁壁裏面と裏込との間に於ける摩擦力を認めて居ると云ふ點にある、ランキン式では此

摩擦力には無関係である，茲に土壓合力の方向を表せば第四圖のようになる，ク



第四圖

ロム式では土壓の方向は擁壁裏面と  $\frac{\pi}{2} + \phi_0$  なる角をなすに反してランキン式では  $\beta$  角をなして居る。

地震力を考へた場合に最も注意を要する點は A なる方向に運動を起し若くは起さんとする場合，即ち壁と裏込との間に relative motion S を

生ぜんとする時である。斯様な注意を要する際には必ず壁體と裏込との間に摩擦力が働いて土壓の方向は裏面の垂直線と  $\phi_0$  の傾斜をなす事になる。斯様な理由でクローム式を一般の裏込と壁體との間に relative motion を起す傾向ある場合に擴張した譯であつて，決してランキン式に優るとも劣るものではない，只計算は後者よりも六ヶ敷くなるから一般の使用を便にするには圖式解法を應用しなければならない。

勿論其働く摩擦力は震動の相位によつて變化するものであるが，此變化を表さうとすると rocking 其他の轉動を含む場合の解法が非常に困難となるから茲では略して取扱ない。

#### (五) 擁壁の overturn に就て

第三章第六節 (a) 項の overturn の例は既に著者自身の addendum で論じた通り，物體は裏込の有無に關せず只寸法の大きいものは寸法の小さいものよりも rocking によりては overturn し難いと云ふ概念を一つの方法で示したに過ぎない。之が近來迄信ぜられて居た地震力と重力との合力が物體の底面を外れると直ちに overturn すると云ふ事の不合理なる事を明かにしたものである。

今茲に擁壁も同一震力に對し寸法の大なるものは小なるものより倒れ難いと云ふ事を (58) 式及び (58)'' 式によつて一層明かに證明しよう。

擁壁は裏込が存在するから後方への rocking が許されない，尙ほ裏込は彈性體でないから壁の後方への回轉運動は裏込に妨げられて停止して丁ふから運動は毎回新しくなる，實際裏込は多少の弾力があつて擁壁に反撥力を與へるが，之は左程大きな力でないから茲に省略する。

(58)''式の上部2式から  $C_1$  及び  $C_2$  を求むると

$$C_1 + \frac{1}{2}e^{-\sqrt{B}t_0} \left[ \beta - \frac{C}{B} - \frac{D}{\lambda^2 + B} \left\{ \sin\lambda t_0 + \frac{\lambda}{\sqrt{B}} \cos\lambda t_0 \right\} \right]$$

$$C_2 = \frac{1}{2}e^{\sqrt{B}t_0} \left[ \beta - \frac{C}{B} - \frac{D}{\lambda^2 + B} \left\{ \sin\lambda t_0 - \frac{\lambda}{\sqrt{B}} \cos\lambda t_0 \right\} \right]$$

之を(58)式に代入すれば

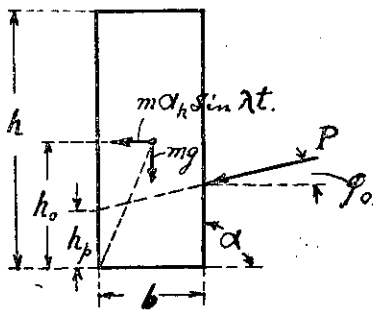
$$\theta = \left\{ \beta - \frac{C}{B} + \frac{D}{\lambda^2 + B} \sin\lambda t_0 \right\} \cosh\sqrt{B}(t-t_0) - \frac{\lambda D}{\sqrt{B}(\lambda^2 + B)} \cos\lambda t_0 \sinh\sqrt{B}(t+t_0) + \frac{C}{B} + \frac{D}{\lambda^2 + B} \sin\lambda t$$

今  $x = \sqrt{B}(t-t_0)$  と置けば

$$\theta = \left\{ \beta - \frac{C}{B} - \frac{D}{\lambda^2 + B} \sin\lambda t_0 \right\} \cosh x - \frac{\lambda D}{\sqrt{B}(\lambda + B)} \cos\lambda t_0 \sinh x + \frac{C}{B} + \frac{D}{\lambda^2 + B} \sin\lambda t_0 \dots \dots \dots (58)'''$$

先づ rocking を始むる時、即ち震力、土壓及重力の合力が擁壁底部を外れる時の時間  $t_0$  を求めて、之を(58)''式に代入し刻々に變化する  $\theta$  の値を算出し、之を圖解して擁壁が rocking により overturn するか、或は戻るかを明白に知る事が出来る。

例一 底幅 1 呎、高 2 呎 6 吋の矩形擁壁全部の合力が底面を外れんとする時の條件 (第五圖参照)



第五圖

$$\frac{b}{2}mg = Ph_p \sin(\alpha + \varphi_0) + h_0 m \alpha_h \sin\lambda t_0$$

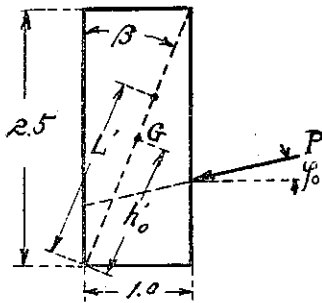
試算に依つて此條件を満足する

$$\frac{\alpha_h}{g} \sin\lambda t_0 \text{ を求むると } \frac{h}{b} = 2.5 \text{ の場合は}$$

$$\frac{\alpha_h}{g} \sin\lambda t_0 = 0.28 \text{ となる}$$

$P$  は  $P = \lambda_0 C_0 \frac{wh^2}{2}$  として(第十卷第六號附屬P10

から) 容易に求める事が出来る (第六圖参照)



第六圖

$$\begin{aligned}
 h &= 2.5 & h_0' &= 1.345 \\
 b &= 1.0 & L' &= 1.794 \\
 h_0 &= 1.25 & \varphi &= 40^\circ \\
 h_p &= 0.476 & \varphi_s &= 20^\circ \\
 T &= 1.8^{sec} & \lambda &= 3.49
 \end{aligned}$$

$\frac{c_h}{g} = 0.5$  と假定すれば  $t_0 = 0.17^{sec}$  となる

$$P = \lambda_0 C_0 \left( \frac{100 \times 2.5^2}{2} \right)^{lbs} = \lambda_0 C_0 312^{lbs}$$

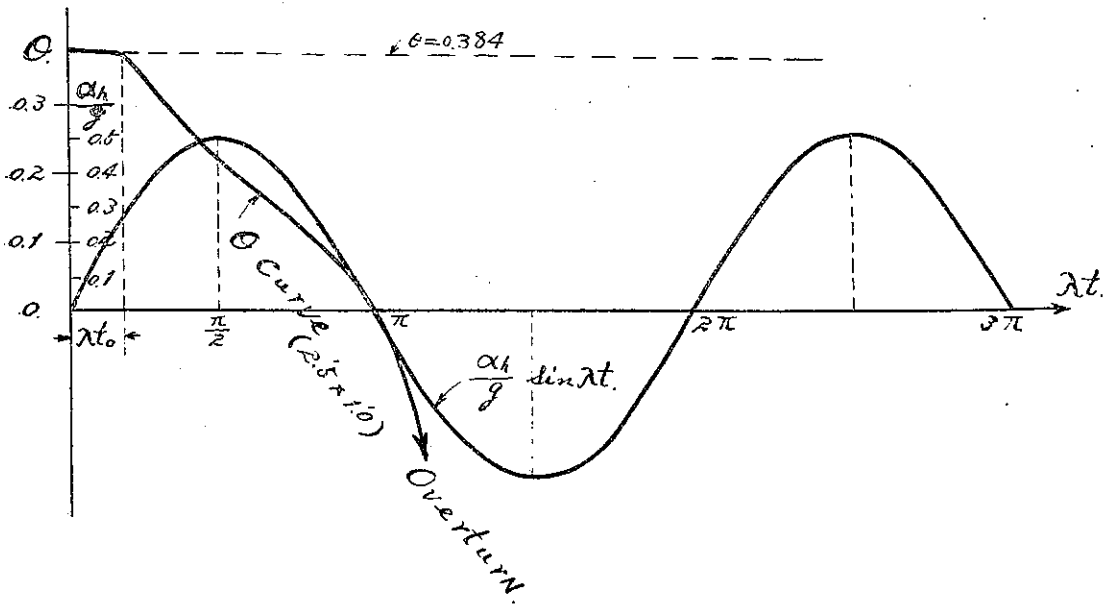
$$P_0 = 0.2 \times 312^{lbs} \quad P_e = 1.08 \times 0.47 \times 312^{lbs}$$

$$W = 2.5 \times 1.0 \times 140 = 350^{lbs}$$

$$\beta = 22^\circ = 0.384 \quad \sin \lambda t_0 = 0.56 \quad \cos \lambda t_0 = 0.8275$$

之等の値を用ひて

$$\begin{cases}
 B = \frac{g' h_0}{L'^2} = 13.37 \\
 C = \frac{P_e h_p \sin 110^\circ}{m L'^2} = 0.79 \\
 D = \frac{(P_e - P_0) h_p \sin 110^\circ + m h_0 \alpha_h}{m L'^2} = 6.75
 \end{cases}$$



第七圖

(58)'式に代入すれば

$$\theta = 0.1768 \cos \lambda x - 0.2086 \sin \lambda x + 0.2072$$

$$t = \frac{x}{3.66} + 0.17 \text{ sec}$$

$x=2.7$  即ち  $t=0.9 \text{ sec}$  にて  $\theta=0$  となるから此擁壁は overturn する事となる, 此式を圖解すれば第七圖の如くなる。

例二 底幅10呎、高25呎の矩形擁壁, 前例と同一比例の擁壁であるが之に前同様  $\frac{\alpha_h}{g} = 0.5$  の震力が作用した場合を考ふると次の様になる。

$$h = 25'$$

$$b = 10'$$

$$h_0 = 12.5$$

$$h_p = 4.76$$

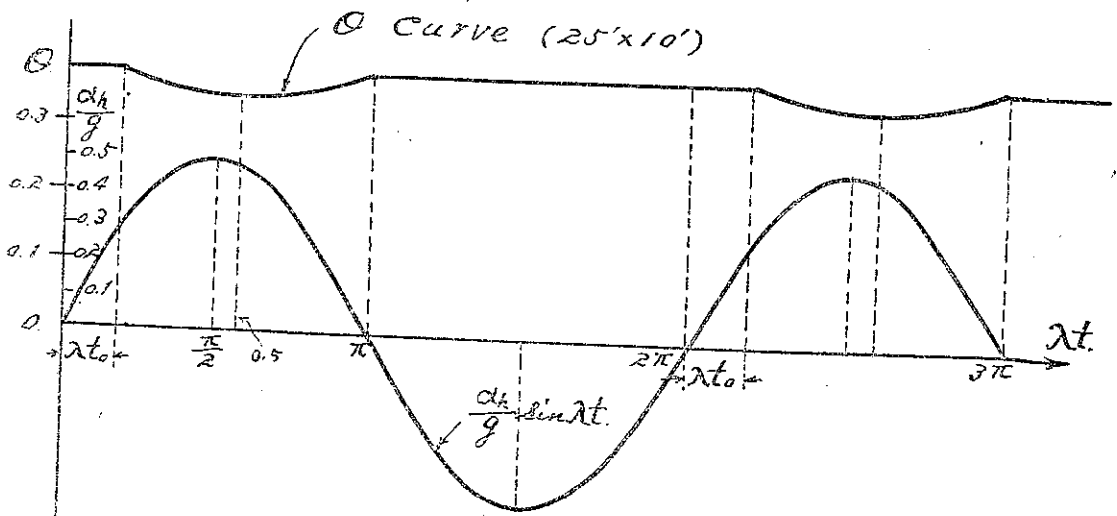
前例と同様に

$$B = 1.337 \quad \sqrt{B} = 1.156$$

$$C = 0.079$$

$$D = 0.675 \quad \frac{D}{\lambda^2 + B} = 0.05$$

之等を (58)'式に代入すると



第八圖

$$\theta = 0.297 \cosh x - 0.1245 \sinh x + 0.087$$

此  $\theta$  は  $x=0.4$  即ち  $t=0.51^{sec}$  にて最小となり之から漸次大きくなつて原位置に戻る、之を圖解すると第八圖の様になる。

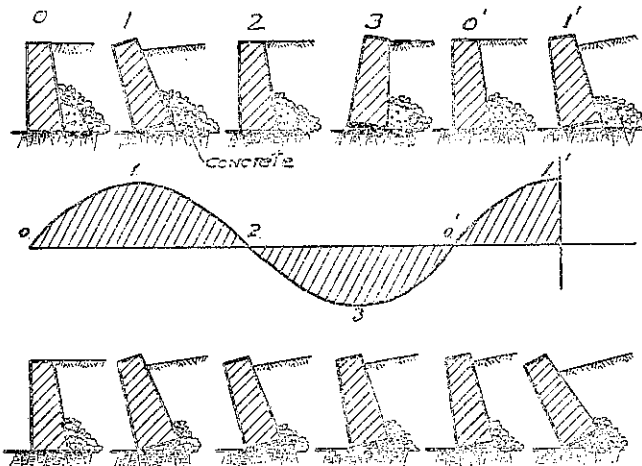
之は決して overturn する事なく、只一方にのみ rocking をする。 $\theta$  の最小値は  $0.3569$  ( $20^{\circ}-26'$ ) であるから原位置の  $\theta=0.384$  ( $22^{\circ}-00'$ ) に比し僅かに  $1^{\circ}-34'$  振れる丈である。

高さと底幅の比が同一であつても前者は overturn し、後者は僅か  $1^{\circ}-34'$  の振れ丈で元に戻る事が明白である。此理由で大擁壁は rocking に依つて overturn する心配は殆ど無い事がわかる。

擁壁が地震に依つて overturn を起す條件は3つある。

- ①基礎地盤の支持力が擁壁底部の最大壓力に耐えない場合
- ②擁壁の中段に於て滑り出したる場合
- ③地盤堅牢なるも rocking 甚だしき場合

overturn は擁壁の致命傷である滑動より重大なる結果を惹く事は論をまたない。然し前述の原因の内最も恐る可きは①の場合であつて、②及び③の場合は overturn に對して恐るゝに足らない、何となれば②は擁壁を一體とすれば中間で滑動する事が出来なくなる、③は論者の御説の如く rocking が度重なつて overturn すると云ふのは設計を誤つて裏込が rocking の際に擁壁の底に落ち込む場



第九圖

合に限られ、落ち込まぬ様に設計すれば反對の震力によつて擁壁は原位置に戻る事が出来るから漸次其轉度を増すと云ふ事はない。

第九圖の上は倒れず、下は倒れる。

大擁壁が overturn する程大きな振れを起す様な地震は先づないと見て

よ、ことに rocking の自己週期は振幅が大きくなれば如何程でも長くなるから



地震の週期と一致して共鳴運動を起す事がない。

要するに overturn の避け難いのは①の場合即ち地盤が軟弱で支持力が不十分の場合に限られる、尤も相當支持力があつても地震の際は擁壁前脚底部の壓力は非常に大きくなるから一振れ毎に前面が沈下して遂に overturn するに到る例が最も多い。overturn は恐るべきものであるが、地盤の堅牢な處では恐るゝに足らない、只滑動に對しては充分注意を要する。

今回の震災で此滑動に對する抵抗力の少なかつた岸壁や擁壁は堅牢な地盤の上に造られたるものも殆ど災害を受けないものはない、然し擁壁の前面に invert のあつたものや陸上工事 (dry work) であつたため偶然に滑動抵抗力の大きく出來て居た擁壁で基礎支持力の充分あつたもの (例へば横濱に於ける船渠や水道貯水池) は殆ど何等の損害をも受けて居ない。滑動に對する安全を増すには他の安定を増す様に多額の工費を要しない、只僅かの注意丈で容易に出來る、特に地盤堅牢なる場合は滑動に對する安全が第一條件となるから之を力説した次第である。

勿論地盤の悪い處では支持力が第一條件であるから之が地震力を考へたる場合の擁壁前脚底部の最大壓力より小さい間は滑動などは問題にするに足らない、然し普通の場合と異なつた地震力による壓力は瞬間的のものであるから支持力の安全率を充分に取る必要はない場合によつて之を1.0に取つてもよい。

地盤良好なる處に於ける擁壁の rocking も多少振れが大きくなれば擁壁前脚底部の壓力が非常に大きなものとなる結果之に附帶した災害を伴ふから設計としては rocking が起らぬ程度に止むる事が必要である。

#### (六) 地震力を輕減する方法

論者の御説の如く震害輕減の目的で擁壁を二段にして上下段の間に滑動面を設け、地震の際上段を滑り出し轉落せしめて、下段の災害を防ぐ案は理論上面白いものであるが、實際問題としては養成出來ない、何となれば上段が相當大きいものでなければ之が轉落しても下段に對する災害はあまり減らないで、其上部の災害を受る丈が損となる、又相當下段の安定を増す程上段を大きなものとするれば、上段の轉落した災害の復舊丈でも容易の事でない、横濱港の岸壁も下段 (約全部の  $1/3$  乃至  $1/4$ ) を残して上部が滑出して轉落したのであるから此理論から云ふ

と面白いものであるが、實際之が復舊には新しい岸壁を造るよりも多くの費用を要した様な有様である、若し災害が免かれないものとするれば成る可く之に關係なく前面に新しく築造出来る様に計畫する方法が得策である、總て構造は大小を問はず全部一體とするを理想とする。

建築物も其大小を問はず、全體が一體となつて居るものが一番安全である事は此度の大地震で相當大きな東京驛、三菱ビルディング、川崎銀行や横濱正金銀行等を見れば明白である、丸の内ビルディング、郵船ビルディングが二階の所で一番多く災害を受けたのを見た丈で直ちに二階と三階の間は分離して二體となす可しと云ふ様な考へや、其他の建物の瓦屋根が落ち、土臺が滑つた爲に安全であつた例を見て建築物には土臺の下に roller を置く可しとか、屋根組は ball bearing の上に置く可しと云ふ様な消極的震害軽減法は餘り賛成出来ない。

震害軽減の目的にて擁壁全體を一體として只基礎面丈に滑動面を置き、大地震の場合全體として滑り出さしめて、他の災害を防ぐ方法は地盤の支持力中庸の箇處には最も適當な妙案であるが、地盤軟弱な處では滑動より先に沈下轉倒が起つて致命的の災害を受ける爲め滑出しの効も少ない、尙ほ又地盤堅牢な處では滑出しを許さずとも充分安全な擁壁を築造する事が出来る。

#### (七) 地震力の強さ

如何に丈夫な構造物でも震源地直上に於ける様な震力が重力に匹敵する所では其災害を免かれる事は不可能である、然し斯様な地震が任意の場所に起る機會は殆どないと云ふてもよい、將來の構造物に對し如何程の強さの地震を考ふ可きかと云ふ事は地勢、地質及び構造物によつて異なるのは勿論であるが、其震力限度を是非速かに震害調査會で決定して貰ひたい、今回の關東大地震前迄は重力の 1 割 5 分内外を限度と考へて居つた様である、然し現今から考へると過少の様に思はれる。

横濱港の復舊工事は我國經濟的復活の源と云ふ可きもので、其完成の一日も速かなるを望まれた結果、全部の設計が完成されたのも震災後僅か二、三箇月間に過ぎない、殊に大部分は舊岸壁の基礎の上に新岸壁を重ねて築造した爲めに上下二段の構造となつて其間に不安定なる滑動面が出来て居るから此新舊兩段の繼手の施行には充分の注意を拂つた譯である、即ち Cellular block の部分は底が無いか

ら水中中詰混凝土で充分下段に密着する様にし、caisson の部分は caisson の底部に縦に溝を設け上下段間にグルト・ミクサーを以てモルタルを注入し尙ほ caisson の底と舊基礎コンクリートの間に長5呎徑1½吋の丸鋼を2呎毎に差込み、充分上下兩段の滑動抵抗を増大するに努めたるものである。

従來の岸壁基礎は大部分土丹岩の上に出來て居るから支持力の點は充分であるが、斯様に復舊工事は新工事と異なり先決條件が多い爲め思ふ様に耐震的構造とする事が出來ない次第である、舊岸壁が震力水平動0.36、垂直動0.12によつて根本的に破潰されたのに對し、復舊岸壁は同震力迄の地震に對して安全である様に設計してある、然し之以上の震力に對しての安全は保し難い。

横濱港第三期擴張工事（震災前着手し本年四月より再び着手するもの）に對しては水平動0.4上下動0.2の同時に起る地震を標準として、而も經濟的なる設計を立案する計畫である、之が完成の上は改めて其構造并に耐震的理論の計算も合せて本會誌上に發表したい考へである。

(完)