

壁面付着力を考慮した簡便な地震時土圧式と その実験的考察

A CONVENIENT EQUATION FOR EARTH PRESSURE DURING EARTHQUAKES, TAKING INTO ACCOUNT THE ADHESION TO WALLS AND THE EXPERIMENTAL STUDIES

松 並 仁 茂*

By Hitoshige MATSUNAMI

1. ま え が き

基礎構造物の設計に際して、地震時土圧の検討は、道路¹⁾、港湾²⁾、国鉄³⁾および建築⁴⁾の各分野において、ごく一般的に行われている。砂質土地盤の場合は、いずれの分野においてもすべて物部の土圧式⁵⁾を用いているのに対し、粘性土地盤の場合は各分野でかなり異なった算定法を用いている。たとえば、道路・国鉄および建築ではランキン土圧方式を用い、この式の粘性土項の土圧係数に、物部の砂質土の地震時土圧係数を取り入れるなど、共通した方式を採用しているようにみえるが、細部においては、各分野でそれぞれ取扱いを異にしている。一方、港湾の施設の技術上の基準・同解説²⁾（以下、港湾の技術基準という）によれば、地震時主働土圧については岡部の土圧式⁶⁾を用い、地震時受働土圧についてはランキンの受働土圧式を用いることとしている。粘性土地盤の地震時土圧算定法は以上のようにはなはだ不統一の状況にあり、土圧算定方式の確立が相当以前から望まれているにもかかわらず不十分のままにおかれている。

このような状況の中で、市原らは、より厳密な土圧算定法を得るため、1974年頃からソコロフスキー⁷⁾(Sokolovski, V.V., 1960)の塑性論および対数らせんの複合すべり面法に土の地震力を考慮した地震時土圧算定法を開発し（以下、市原方式という）、現在まで、砂質土地盤⁸⁾および粘性土地盤^{9)~10)}におけるおのおのの研究成果について報告されている。さらに、市原・松澤は砂質土については主働土圧の振動実験¹¹⁾、粘性土については常時の受働土圧^{12), 13)}の実験を行い、その成果が報告されているが、粘性土の研究はいまなお続けられている。

港湾技術研究所では石井・林・荒井ら¹⁴⁾が、乾燥砂の土圧に関する振動実験¹⁵⁾を20数年間にわたって行ってきたが、最近は主として粘性土の土圧についての振動実

験の研究を実施している。このうち、粘性土層の振動実験の基本的な研究および、矢板護岸の模型振動実験については、最近、稲富ら^{16), 17)}によって報告された。

また、福岡¹⁸⁾は20数年間、陸上に造成された擁壁についての研究を行ってきたが、最近の報告の中で、粘性土地盤の地震時土圧の取扱いの難しさについて単に物部・岡部式で表わされるものではないと述べている。

以上が最近のわが国における粘性土地盤の地震時土圧についての現況であるが、市原らが開発した厳密解が得られたものの、各分野においての対応は、ほとんど進展をみないまま、不十分の状況におかれているといえる。

そこで、上述のような問題点を多少とも補うため、新たに、従来の土圧式と同様に簡便な土圧算定式を求めたが、この式は、粘着力による壁面付着力を含むものである。この土圧式の特徴と適用範囲を確かめるため、まず、厳密解の市原方式との比較を行い、その後、矢板式護岸の模型振動実験結果との比較を通じて、壁面に沿う付着力を考慮する土圧算定法の妥当性を検討した。市原方式との比較においては、一般に用いられる範囲でよく一致するほか、土圧の計算ができなくなる限界（以下、計算可能限界という）についても提案式と同様な結果を得ることが確かめられた。また、実験結果との比較においては、振動後の矢板の水平変位および振動中の矢板の曲げモーメント分布による矢板の根入れの安定度の評価判定では、これらはともに同様な結果を示したが、壁面付着力を考慮する提案式の場合が、最もよく説明できることが確認された。

2. 壁面付着力を考慮した地震時土圧式

(1) 壁面付着力を考慮した地震時土圧式の特徴

a) 新しい土圧式を求める背景

粘性土地盤における地震時土圧の取扱いは、すでに述

* 正会員 運輸省港湾技術研究所設計基準部長

べたように、各分野で不統一、不十分なままの状態におかれている。岡部は地震時主働土圧式を導いたが、受働土圧にはまったくふれなかった。この土圧式の粘性土の項を除く砂質土の土圧式が物部の土圧式と数学的に等しいものであることは、すでに荒井¹⁹⁾によって確かめられている。一般に、砂質土の地震時土圧式に物部の土圧式を用いているにもかかわらず、物部・岡部の式、とよばれているのも、その辺に原因があるように思われる。この式はまた、内容的確さのほか、簡潔で理解しやすいことも著名にしたもう1つの理由として考えることができる。

粘性土地盤における土圧は、理論的には、壁頂においては、壁高に無関係に一定であるが、岡部の粘性土の地震時土圧式では壁高や上載荷重の増加に伴ってすべり角が減少し、これが土圧にも大きく影響を及ぼすこととなっている。岡部の報文⁹⁾によれば、考える壁高区間全域にわたって、一定値のすべり角を用いて土圧分布を求めることにしているのだから、壁高の増加に伴って、同一上載荷重にもかかわらず、壁頂における地震時主働土圧強度は減少（受働土圧の場合は増加）することになり、一定値を得ることができなくなる。これが計算可能限界の深さに近づくに従い、土圧の減少傾向が強くなり、ついには予想外の結果を示すに至る。このような不備を避けるため、港湾の技術基準では、所定の深さごとにすべり角と土圧を求めることとしているが、この対応策は論理的な根拠に基づくものではないので十分なものとはいえない。また、これらの計算方式は土圧合力が同一であっても土圧分布は同一ではない。

一方、上述した市原方式はこれまでの報告にみられるように、ソコロフスキーの土圧算定法を基調とする地震時土圧式であるが、すべり面についての境界条件の厳密性からは現時点で十分な土圧算定法であると認められるものである。しかし、この理論の基本となっている主働領域、遷移領域および受働領域の設定が地震時土圧においても適合することについての実証が十分なされていない。また、土圧算定にあたって容量の大きい電子計算機によらなければならない土圧算定方式であるので、実務への利用に便利となるような方策が必要となる。

以上のように、粘性土地盤の地震時土圧算定法について、種々の問題点があるが、ここでは、現在、各分野において用いられている方法および岡部の算定法の不備を補い、かつ、従来と同様に簡易で筆算可能な土圧算定式を求めることを目的とした。それは、より厳密な算定式として、市原方式がすでに整備されていること、および、土圧を対象とする基礎構造物が規模や精度のうえから、なお当分の間は、従来のような簡便式を必要としていると考えられたからである。また、従来の簡易土圧式

は粘着力による壁面付着力を考慮しなかったが、砂質土地盤の壁面摩擦角に相当するこの要素を考慮することによって、粘性土地盤の土圧算定をより適切に評価することが期待される。

b) 壁面付着力を考慮した地震時土圧式の導入

従来の三角土けいの重量とその地震力を対象とする土圧算定方式（以下、土圧合力方式という）は、土けい全体を平均化し均一化した状態のもとに求めた土圧である。ここでは上に述べた問題点を補うため、任意の深さにおける地盤諸定数を用いて直接当該地点の土圧を算定する方策を考える。これは、上記の例から、土柱重量とその地震力が中心的役割をもつものと推察されるが、この算定方式（以下、土圧強度方式という）による地震時土圧式を求めることにした。

図-1は壁面付着力を考慮した地震時土圧式の説明図である。単位壁面長 \overline{ab} に働く主働土圧は、土柱 $\square abcde$ の重量と上載荷重とその周辺の力によって定められると考えるが、この土圧はまた、壁面 \overline{ab} に接する微小三角土けい $\triangle abc$ を通して壁面に働くことになる。ここでは簡単のため、壁面に接する微小三角土けいの上層面 \overline{ac} は地表面 \overline{od} と平行とし、さらに、 \overline{ac} 面から上の土

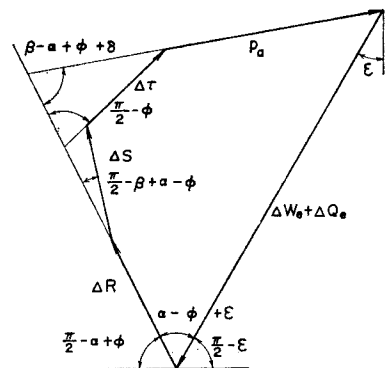
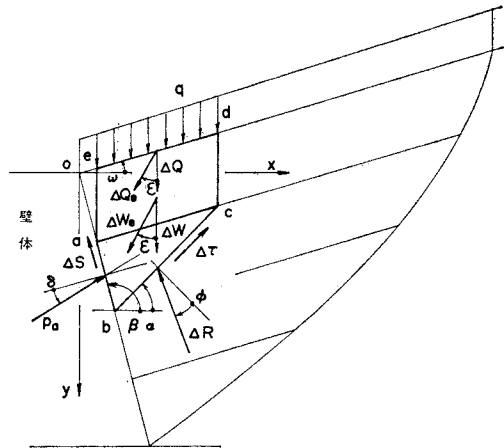


図-1 壁面付着力を考慮する地震時主働土圧

柱 □acde の両側面 ae と cd は鉛直、かつ、平行と考
 える。一般に、上載の土柱 □acde の両側面には土圧や
 せん断力などの外力が作用するが、ここでは両側面に作
 用するこれらの各外力の総和は小さいものと考えたと
 ともに、簡易化のためにもこれを無視するものとする。結
 局、地震時主働土圧にかかわる外力は、上載土柱と上載
 荷重の地震合成力 ($\Delta W_e + \Delta Q_e$) のみとなるが、これが
 微小三角すけい $\triangle abc$ を通して、単位壁面長 \overline{ab} とす
 べり面 \overline{bc} に力が配分される。すなわち、すべり面 \overline{bc}
 では土の粘着力 c によって生ずるせん断力 $\Delta\tau$ と、すべ
 り面の法線から壁体側に図に示すように土の内部摩擦角
 ϕ だけ傾いた方向に生ずる地盤反力 ΔR の2つの反力
 によって地盤に伝えられる。他方、壁面 \overline{ab} では壁面付
 着力に相当するせん断力 ΔS と主働土圧 p_a の2つの
 反力に分割され、壁体に伝えられる。これらの力の多角
 形を図-1の下方に示すが、これにより地盤反力の直角
 成分についての力の平衡式を作ると式(1)を得る。また、
 力の各要素は図から簡単な三角関数で表わすことが
 できるので、これらを整理して式(2)のような地震時

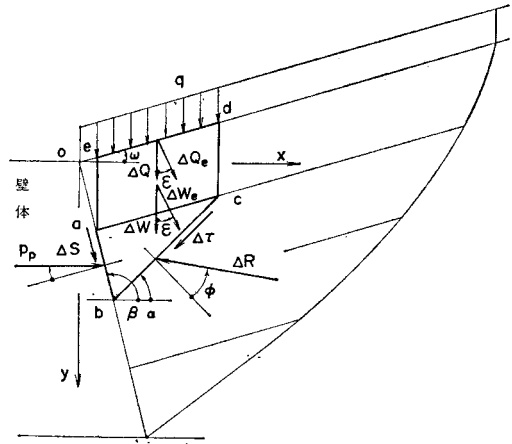


図-2 壁面付着力を考慮する地震時受働土圧

土圧式を得る。これに対し、地震時受働土圧は、同様
 に、図-2 によって求めることができる。この場合、作
 用力は土柱の重量と上載荷重およびそれらの地震力のほ
 か受働土圧 p_p が加わる。求める受働土圧式は式(2)
 の下位符号に従うものである。

$$(\Delta W_e + \Delta Q_e) \sin(\alpha - \phi + \epsilon) = p_a \sin(\beta - \alpha + \phi + \delta) + \Delta S \cos(\beta - \alpha + \phi) + \Delta\tau \cos \phi \dots \dots \dots (1)$$

$$p_a \cdot p = \left\{ \frac{\gamma y \sin(\beta - \omega)}{\sin \beta} + q \right\} \frac{\sin(\alpha \mp \phi \pm \epsilon) \sin(\beta - \alpha)}{\cos \epsilon \sin(\beta - \alpha \pm \phi \pm \delta) \sin(\alpha - \omega)} \pm \frac{\lambda c \cos(\beta - \alpha \pm \phi) \sin(\alpha - \omega) + c \sin(\beta - \omega) \cos \phi}{\sin(\beta - \alpha \pm \phi \pm \delta) \sin(\alpha - \omega)} \dots \dots \dots (2)$$

ここで、すべり角 α を求めるため、 $\partial p_{a,p} / \partial \alpha = 0$ とおくことにより、次のような式(3)を得る。なお、符号の扱
 いは前同様である。

$$\left. \begin{aligned} A &= \pm \sin(\delta \pm \omega + \epsilon) \pm \frac{\lambda c \cdot \cos \delta \cos \epsilon \sin \beta}{\gamma y \sin(\beta - \omega) + q \sin \beta} \\ B &= \cos(\beta \pm \phi \pm \delta - \omega) \cos \epsilon - \cos(\beta \mp \phi \pm \epsilon) \cos(\delta \pm \omega) \\ &\quad \mp \frac{c \cos \epsilon \sin \beta}{\gamma y \sin(\beta - \omega) + q \sin \beta} \{ \lambda \sin(\beta \pm \phi - 2\omega) \cos \delta + 2 \sin(\beta - \omega) \cos \phi \cos(\delta \pm \omega) \} \\ C &= \cos(\beta \pm \phi \pm \delta - \omega) \sin \epsilon + \cos(\beta \mp \phi \pm \epsilon) \sin(\delta \pm \omega) \\ &\quad + \frac{c \cos \epsilon \sin \beta}{\gamma y \sin(\beta - \omega) + q \sin \beta} \{ \lambda \cos(\beta \pm \phi - 2\omega) \cos \delta + 2 \sin(\beta - \omega) \cos \phi \sin(\delta \pm \omega) \} \\ \mu &= \tan^{-1} \frac{\pm BC \pm A \sqrt{B^2 - A^2 + C^2}}{B^2 - A^2} \quad 2\alpha = \beta \pm \phi - \mu \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (3)$$

ここに用いる記号は、すでに述べたもののほか次のと
 おりである。 $\overline{ab} = \Delta y / \sin \beta = 1$, c_a : 壁面付着力 (kN/
 m^2), k : 地震震度, q : 単位面積当たりの上載荷重 (kN/
 m^2), $\Delta Q_e = q \cdot \overline{ac} / \cos \epsilon$, $\Delta S = \lambda c \cdot \overline{ab}$, $\Delta W_e = \gamma \cdot \overline{ac} \cdot \overline{ob} \sin(\beta$
 $-\omega) / \cos \epsilon$, x : 水平軸 (m), y : 鉛直軸 (m), γ : 土の単
 位体積重量 (kN/ m^3), δ : 土の壁面摩擦角 (度), ϵ : 地
 震合成角 $\epsilon = \tan^{-1} k$, λ : 付着比, $\lambda = c_a / c$, $\Delta\tau = c \cdot \overline{bc}$, ω :
 地表面の傾斜角 (度)。なお、各要素の向きの符号は 図
 -1, 2 の場合を正とする。

e) 新土圧式の特徴

前項で述べた土圧式の各土柱重量の項に 1/2 の係数を
 乗ずることにより、従来の土圧合力方式による土圧式、

すなわち、岡部の地震時土圧式を得る。試算により、他
 の条件がまったく等しい場合、土圧強度方式によるすべ
 り角の値は土圧合力方式による値より大きくはならない
 ことがわかる。それゆえ、土圧強度方式による主働土圧
 は土圧合力方式による値よりも常に大きい値(受働土圧
 の場合は常に小さい値)となる。

図-3 は $r = 10 \text{ kN/m}^3$, $c = 50 \text{ kN/m}^2$, $c_a = 0$, $k = 0.4$
 の条件のもとに求めた地震時受働土圧である。① は提
 案式による場合であり、② は港湾の技術基準の方法に
 準じた土圧合力方式による結果である。さらに、図中の
 細線で示した土圧分布は岡部の計算法に準じて求めたも
 のである。この図からもわかるように、① の土圧強度

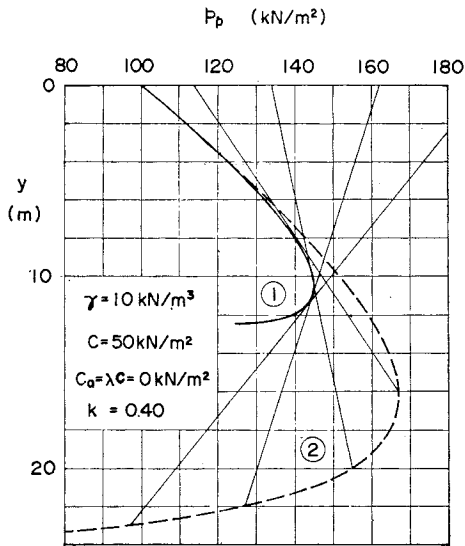


図-3 粘土地盤の地震時受働土圧

方式の曲線は ② などの土圧合力方式による土圧より大きくはならないので、土圧合力も同様に大きくなることはない。一方、土圧強度はある深さまで増加するが、それ以深では急激に減少し、計算可能の限界に到達する。図からわかるように、土圧強度方式の計算可能限界の深さは土圧合力方式の 1/2 である。なお主働土圧の場合には受働土圧の場合と同様な結果を示す。なお、このような単純な地盤形状の場合の計算可能限界は、上述の土圧式において、すべり面の傾きが零になるという条件から主働・受働とも $\tan \epsilon < c/(ry+q)$ によって示される。

提案式では壁面付着力を取り入れたが、土圧への影響は砂質土地盤の壁面摩擦角と類似して、主働土圧はより小さく、受働土圧はより大きく算定されることが予想される。この壁面付着力は粘着力と同等かそれ以下であり、一般に、 $0 \leq \lambda \leq 1$ で与えられる。土圧にかかわる壁面付着力は想定された量であるので、その実体は現状ではよくわかっていない。これについて、杭の支持力の分野で研究・調査されているトムリンソン (Tomlinson, M.J., 1959) の報告と石下らが行った野外実験の結果がまとめて報告¹⁹⁾されているが、当分の間、これを用いる

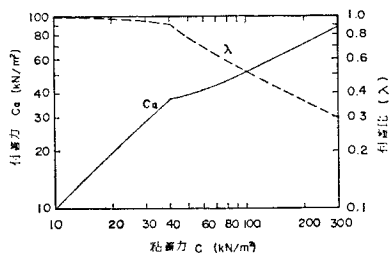


図-4 粘着力と壁面付着力

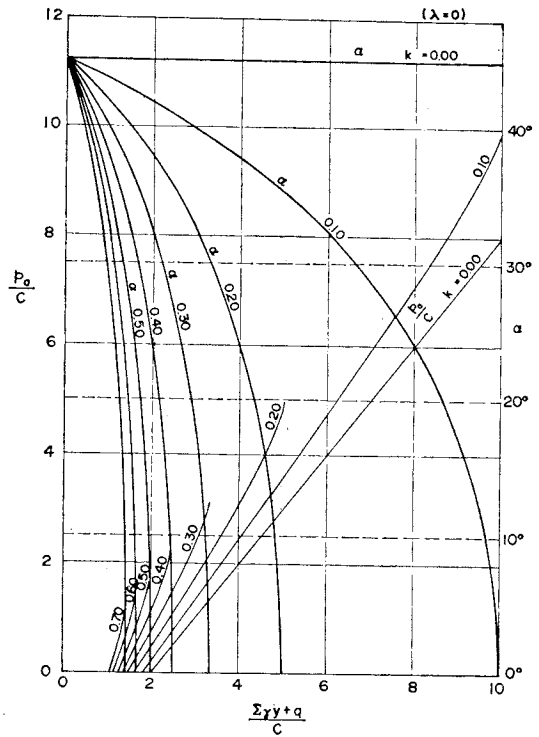


図-5 粘土地盤における壁面付着力を考慮しないとき ($\lambda=0$) の地震時主働土圧とすべり角

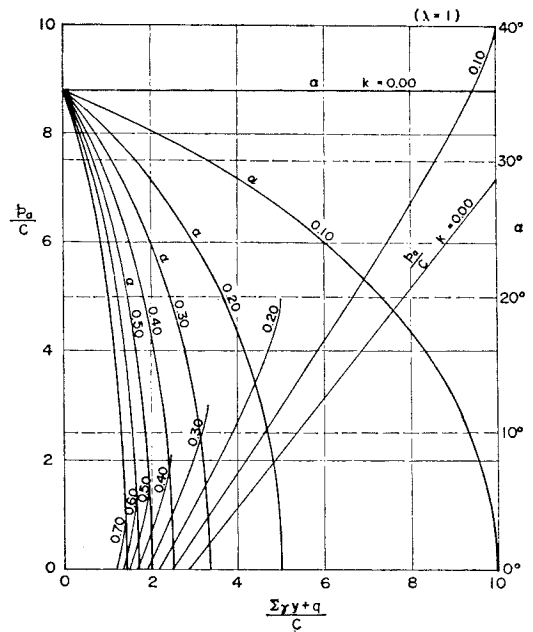


図-6 粘土地盤における壁面付着力を考慮するとき ($\lambda=1$) の地震時主働土圧

のも一つの方策であると思われる。図-4 はこれらによる壁面付着力と粘着力の関係を示すが、両者は非線形の関係にあり、 $c \leq 40 \text{ kN/m}^2$ では c_a は c とほぼ同様で

あるが、 $c > 40 \text{ kN/m}^2$ では c_a は増加するものの、付着比の値は急激に減少する。

図-5 は壁面鉛直、地表面水平の単純地形で $\phi = 0^\circ$ 、 $\delta = 0^\circ$ の粘土地盤において、壁面付着力を考慮しない場合の地震時主働土圧とすべり角を地震震度 k を変数として荷重に対して示したものである。この場合は、土圧式から地表面において、 $p_a/c = -2.0$ 、すべり角は 45.0 度となるが、図-6 のように壁面付着力を考慮する ($\lambda = 1$) 場合は、 $p_a/c = -3.0$ 、すべり角は 35 度 16 分となる。さらに、 $c = 50 \text{ kN/m}^2$ の場合、図-4 により $\lambda = 0.77$ を得るが、地表面の土圧強度は $p_a/c = -2.77$ 、すべり角は 36 度 56 分となる。このように、壁面付着力を考慮すると、すべり角は小さくなるのであるが、荷重 100 kN/m^2 、 $k = 0.4$ の地震時主働土圧をみると、 $\lambda = 0$ 、 0.77 、 1.0 のとき、それぞれ、 55.3 kN/m^2 、 40.5 kN/m^2 、 36.8 kN/m^2 と算出され、壁面付着力の効果が明瞭に現われている。

なお、図-5、6 の場合の計算可能限界は、主働・受働とも、上述の場合と同様に、 $\tan \epsilon < c/(ry+q)$ で与えられ、壁面付着力にまったく関与しないものとなっているが、これは、砂質土地盤における壁面摩擦角の場合と同様であり、壁面摩擦としての共通した特徴を示すものである。

提案式は従来の土圧合力方式とは異なり、地盤内の任意の深さにおいて土圧を直接算定する方式であるので、たとえば、強度が深さ方向に一定でなく任意の場合においてもただちに土圧を求めることができる。一方、背後地盤内に生ずるすべり面を算定することはできないという欠点をもっている。しかし、すべり面は設計実務上必要なことから、ここでは、地表面から同一深さにおいては壁面近傍に生ずるすべり面が背後地盤内にも同様に生ずるものとし、壁体下端から地表に向けて逐次連絡し、すべり面を求めるものとする。こうして求めたすべり面は、一般に、下に凸の緩い曲線となるが、常時およびこれに類似の計算条件の場合は直線となる。この後者の例としては、地形条件が地震合成角に相当する角度だけそれとは逆の向きに設定されている場合などをあげることができる。

(2) 市原方式との比較

市原方式は地震時土圧算定法として、より厳密な解を与えることが認められている。提案式はこの厳密解とまったく異なる立場で求められたものであるが、これと比較することによって、本式の特徴を効果的に知ることができる。ここでの比較検討の項目としては、地盤種別ごとに、壁面の傾斜、地表面の傾斜、地震震度、土の内部摩擦角、粘着力、壁面摩擦角、計算可能限界お

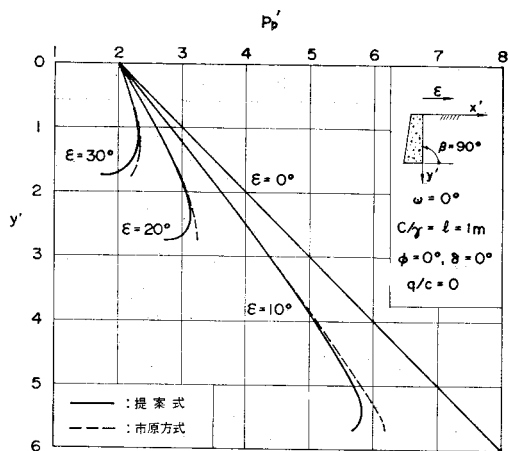


図-7 粘土地盤における地震合成角と地震時受働土圧

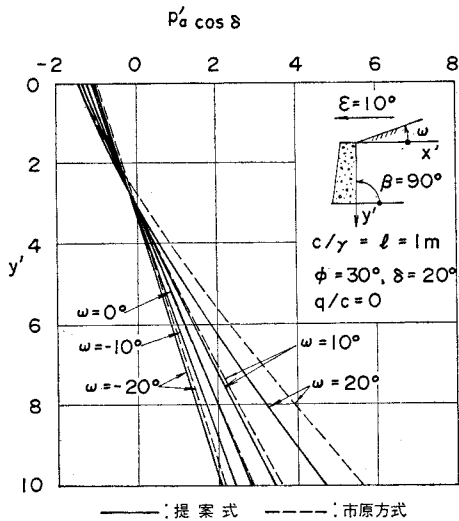
よびすべり面などが考えられる。これらについては別途検討し報告²⁰⁾したが、ここでは、その中での代表的な数項目について検討することにする。なお、市原方式との比較の便宜のため、市原らが土圧算定に用いている表示法を準用する。すなわち、特性線長 l 、特性線応力 S をそれぞれ $l = c/r$ 、 $S = c$ とおき、 $y' = y/l$ 、 $x' = x/l$ 、 $p_a' = p_a/S$ 、 $p_p' = p_p/S$ によって表わすことにする。

また、中間土については市原らは内部摩擦角をもつ粘性土、あるいは、 $c\phi$ 材とよんでいるが、土圧計算にあたって、この土の壁面付着力に $c_a = c \cdot \tan \delta / \tan \phi$ の関係を導き算定に用いている。これは提案式の付着比と $\lambda = \tan \delta / \tan \phi$ の関係にあるが、ここではこの関係式による壁面付着力を常に考慮するものとする。

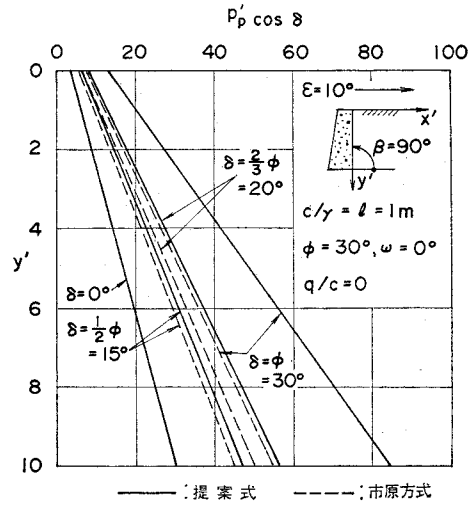
図-7 は壁面鉛直、地平面水平、 $\phi = 0^\circ$ 、 $\delta = 0^\circ$ および $c/r = 1 \text{ m}$ の粘土地盤において、地震震度の大きさによる地震時受働土圧を両計算方式によって示したものである。両方式はよく一致しているといえる。特に、計算可能限界については、この条件のもとでは市原の報告⁹⁾から提案方式と同一の関係式を得ることができる。

次に、図-8 は壁面鉛直、 $\epsilon = 10^\circ$ 、 $\phi = 30^\circ$ 、 $\delta = 20^\circ$ および $c/r = 1 \text{ m}$ の中間土地盤において、地表面傾斜角を $20^\circ \geq \omega \geq -20^\circ$ に変化させたときの地震時主働土圧である。 $\omega = 20^\circ$ のとき以外の両方式の無次元土圧の差は地表面と $y' = 10$ において、最大 3.8% 以下で 5% より小さいので、よく一致しているといえる。 $\omega = 20^\circ$ の場合の違いが大きいのは、条件が砂質土地盤の計算可能限界の関係式(物部式にすべり角零の条件を入れることにより、ただちに得ることができる) $0 < \phi \mp \omega - \epsilon$ (受働下位符号) にちょうど達しているところから、計算可能限界に近い計算例であることに原因があるものと考えられる。

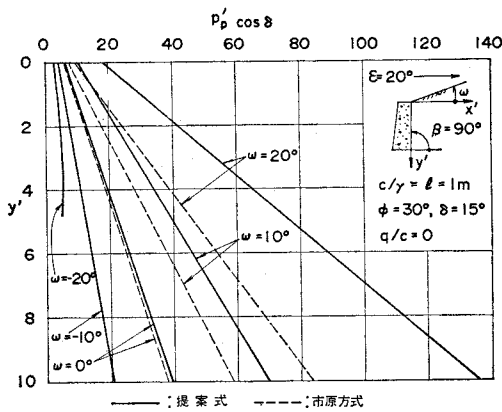
図-9 は壁面鉛直、 $\phi = 30^\circ$ 、 $\delta = 15^\circ$ および $c/r = 1 \text{ m}$



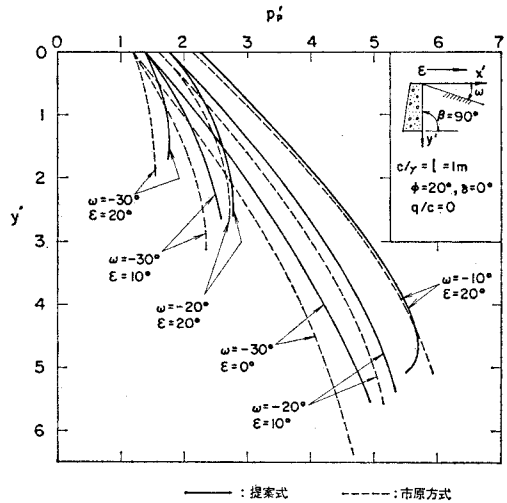
図一8 中間土地盤における地表面の傾斜と地震時主動土圧



図一10 中間土地盤における土の壁面摩擦角と地震時受働土圧



図一9 中間土地盤における地表面の傾斜と地震時受働土圧



図一11 中間土地盤における地震時受働土圧の計算可能限界

の中間土地盤において、地表面の傾斜を、 $20^\circ \geq \omega \geq -20^\circ$ に変化させたときの地震時受働土圧である。 $\omega \leq 0^\circ$ のときの両方式の無次元土圧の差は地表面と $y'=10$ において、最大 4.8% 以下であるのでよく一致しているといえる。ことに、 $\omega = -20^\circ$ の計算可能限界の深さは提案式で $y'=4.8$ となるが、市原方式とはほとんど同一の結果となっている。しかし、 $\omega \geq 10^\circ$ では傾斜角が大きくなるに従い、両方式の間に大きな差異が生ずるようになるが、前に述べたと同様に、提案式の適用範囲を超えたためと思われる。また、実際の場合、 $\omega > 10^\circ$ のもとに地震時受働土圧を期待する例は特殊な場合であるので、一般の実務のうえで問題となることはないと思われる。

図一10 は壁面鉛直、地表面水平、 $\epsilon = 10^\circ$ 、 $\phi = 30^\circ$ および $c/r = 1m$ の中間土地盤において、 $\delta = 0^\circ, 15^\circ, 20^\circ$ 、

30° に変化させたときの地震時受働土圧である。 $\delta = 0^\circ$ では両方式はまったく同一であるが、地表面と $y'=10$ における $\delta = 15^\circ$ の無次元土圧の差は最大 6.2%、 $\delta = 20^\circ$ で最大 12%、 $\delta = 30^\circ$ では最大 34% におよんでいる。これは砂質土地盤の場合と同様の傾向を示しているのであるが、実務のうえで $\delta \leq 15^\circ$ としているので、問題になることはないと思われる。

図一11 はいずれの場合も計算条件としては計算可能限界付近の厳しい状態についての中間土地盤の地震時受働土圧である。それにもかかわらず、いずれの場合もかなりな程度一致していることがわかる。提案式では計算可能限界式はすべり角零の条件から式(4)によって与えられる。

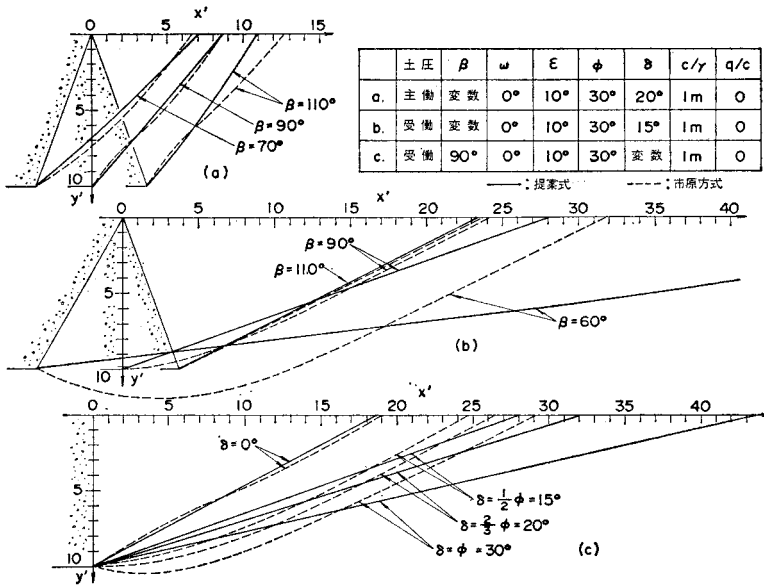


図-12 中間土地盤のすべり面

$$\tan^{-1}\left(\mp \frac{B}{C}\right) < \beta \pm \phi - 2\omega, \quad \left. \begin{array}{l} \dots\dots\dots(4) \\ \text{または, } 0 < B^2 - A^2 + C^2 \end{array} \right\}$$

ここで、上位符号は主動土圧の場合であり、下位符号は受働土圧の場合である。なお、A, B, C はいずれも式(3)に示されている。ことに、この限界深さが市原方式とほぼ等しいことは注目されるべきことと考える。

図-12は上述の方法で求めた中間土地盤のすべり面の2, 3の例を示したものである。a図は壁面の傾斜角が変化するときの主動土圧の場合である。土圧の場合は両方式はすべてよく一致していたが、ここでは、 $\beta=70^\circ$ と 90° はよく一致しているものの、 $\beta=110^\circ$ では両方式による地表面でのすべり面の差は15%となっている。b図は受働土圧の場合で、壁面の傾斜角が変化するときのすべり面である。土圧の場合は $\beta \geq 90^\circ$ で両方式はよく一致したが、ここでは $\beta=110^\circ$ はよく一致しているものの、 $\beta=90^\circ$ では両方式による地表面でのすべり面に14%の差がみられる。 $\beta \leq 80^\circ$ については $\beta=60^\circ$ の場合しか比較されていないが、角度の減少とともに、両方式に大差が生ずるものと推察される。c図は受働土圧の場合で、壁面摩擦角が変化するときのすべり角である。土圧についてはすでに図-10で検討したが、ここでは、 $\delta=0^\circ$ のときの地表面での両方式のすべり面の差は1.7%、 $\delta=15^\circ$ では11%、 $\delta=20^\circ$ では19%となり、 $\delta=30^\circ$ では24%と大きくなる。この結果は土圧の場合の傾向とほぼ同様であるということが出来る。

以上のように、すべり面について、提案式と市原方式とが土圧分布でよく一致する範囲内では、両方式の間に最大15%の差を示すことがあるものの、かなりよく一

致しているということが出来る。

粘性土地盤の地震時土圧について、壁面付着力を考慮する条件のもとに市原方式と提案式の比較検討を行ったが、別途検討²⁰⁾した結果も含めて、これをまとめると次のようになる。

- 1) 主動土圧の場合は $\beta - \omega \geq 70^\circ$, $0 < \phi - \omega - \epsilon$ の範囲内で提案式は市原方式とよく一致する。
- 2) 受働土圧の場合は $\beta - \omega \geq 80^\circ$, $0 < \phi + \omega - \epsilon$ のほか、 $\delta \leq 1/2 \cdot \phi$, かつ $\delta \leq 15^\circ$ の範囲内でよく一致する。
- 3) 計算可能限界については、両方式はほぼ同様な結果を示す。

- 4) すべり面については、壁面のすべり角をそのまま背後地盤に用いることにしたが、この方法も土圧の場合と同様に、上述の範囲内で用いることができる。

3. 矢板護岸の模型振動実験との比較

(1) 矢板護岸の模型振動実験

ここに述べる矢板護岸の模型振動実験は、港湾技術研究所の粘性土振動試験装置を用いて1978年から約2か年にわたって行われたものである。その実験装置と模型の概要を図-13に示す。幅・長さとも3.0m、高さ1.2mの鋼製実験槽内に厚さ50~60cmの粘土地盤を造り、その上に、高さ約60~70cmの砂層地盤の矢板式護岸の模型を設置したものである。これに振動をかけ、矢板のたわみ量や曲げモーメントおよび控え工の張力の変化を解明しようと試みた一連の実験であったが、その成果の一部は稲富らによって報告¹⁷⁾された。ここでは、提案式の粘性土地盤における壁面付着力を考慮した地震時土圧を検証するため、これらの実験資料を用いて、粘土地盤内に根入れをもつ矢板式護岸の安定性について検討を行うことにした。

実験に使用した粘土および砂は表-1に示す。粘土材料は川崎沖の海底から採取したものをを用いたが、砂分や有機物および貝殻をほとんど含まない実験に適した粘土である。一方、砂は小名浜産の細砂で土粒子の比重

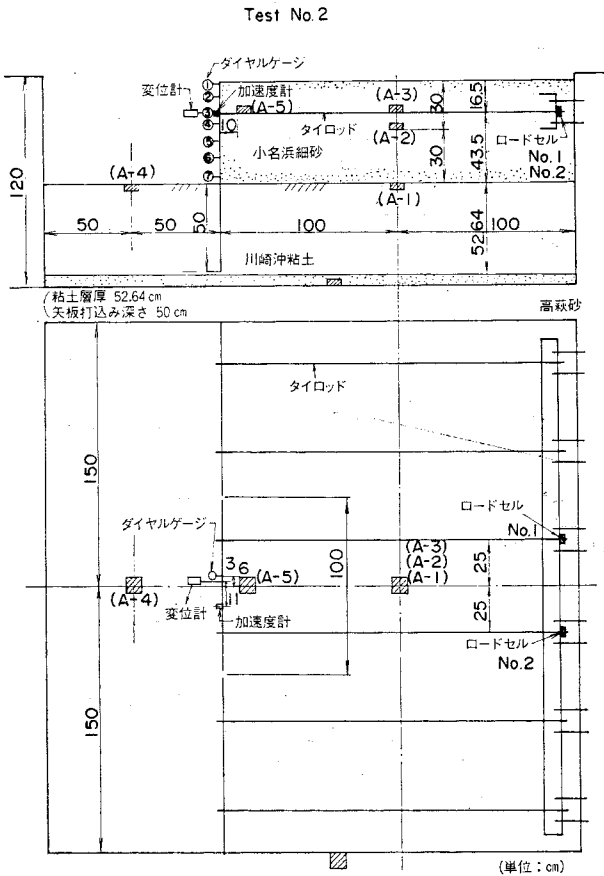


図-13 矢板護岸の模型振動実験の実験装置

表-1 実験材料

粘 土		砂	
川崎沖粘土		小名浜細砂	
土粒子の比重 G_s	2.71	土粒子の比重 G_s	2.70
粒度		有効径 D_{10}	0.13 mm
砂分	1.1%	均等係数 $D_{60}/D_{10} = U_c$	1.31
シルト分	38.4%	透水係数 ($e=0.86$) $k=0.0284$ cm/s	
組成		e_{max}	1.035
粘土分	60.5%	e_{min}	0.670
液性限界 w_L	85.9%	内部摩擦角 ϕ_d	33°
塑性限界 w_p	39.7%		
塑性指数 I_p	46.2%		

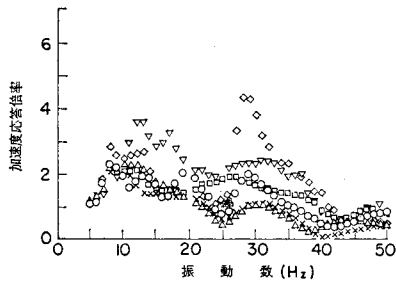
2.70, 有効径 0.13 mm, 均等係数 1.31 の単一粒径の砂である。粘土材料はすべて適度の水で調整したものを実験槽に注入し、これを9本の油圧ジャッキであらかじめ定められた一定の圧密圧力 (16~60 kN/m²) のもとに約 50~150 日間圧密して所定の強度 ($q_u=8\sim30$ kN/m²) の粘性土地盤を造った。その後除荷し、表面を一様に均した後、幅約 20 cm, 長さ 110 cm, 厚さ 6 mm のアルミ板 5枚を1組にした幅 100 cm の試験矢板を3組粘土層に設置した。その後、矢板背後に砂を層状に敷き均し、計測装置を装備して準備を終えた。除荷後、本実験に至るまで、約 12~13 日を要するので、粘性土地盤内の除荷膨張はおよそ終わっているものと思われる。な

お、粘性土地盤の強度は代表的な数か所から通常のシンウォールチューブによって採取し、一軸圧縮強度 q_u を求め、 $c=1/2 q_u$ によって粘着力を得ることにしたが、さらに、単位体積重量 γ や間隙比 e および含水比 w などについても同時に測定した。一方、砂質土地盤については、単位体積重量 γ は実験ごとに測定したが、壁面摩擦角はあらかじめ三軸試験によって測定した $\gamma=13.0\sim13.3$ kN/m³ に対応するところの平均的な値 $\phi_d=33^\circ$ を、すべての砂質土地盤に用いることにした。

振動実験は、各ケースごとに、加速度振幅を一定に保ち、振動数を 1 Hz のステップで 5 Hz から 50 Hz まで変化させた。なお、各振動数における振動波数は 10 波を標準とした。また、振動台に作用する加速度は、この範囲の振動域において一定の状態で出力するよう整備されていたが、実際には、一定の加振状態においても、最大約 20% の変動が生ずることがあった。ここでは、予定された加速度を台加速度といい、実測加速度を平均したものを加速度の平均値ということにする。

図-14 は 図-13 に示した位置に設置された 6 個の加速度計の台加速度の記録に対する加速度応答倍率の代表的な例を示したものである。図中の腹起し部にある A-6 の記録を除く他のいずれの

TEST. No. 4 台加速度(平均) 324 Gal



TEST. No. 6 台加速度(平均) 232 Gal

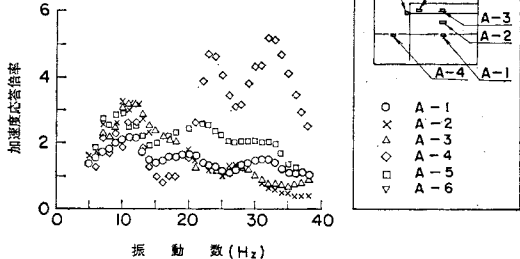


図-14 模型地盤内における加速度応答倍率と振動数の関係

TEST. No. 5

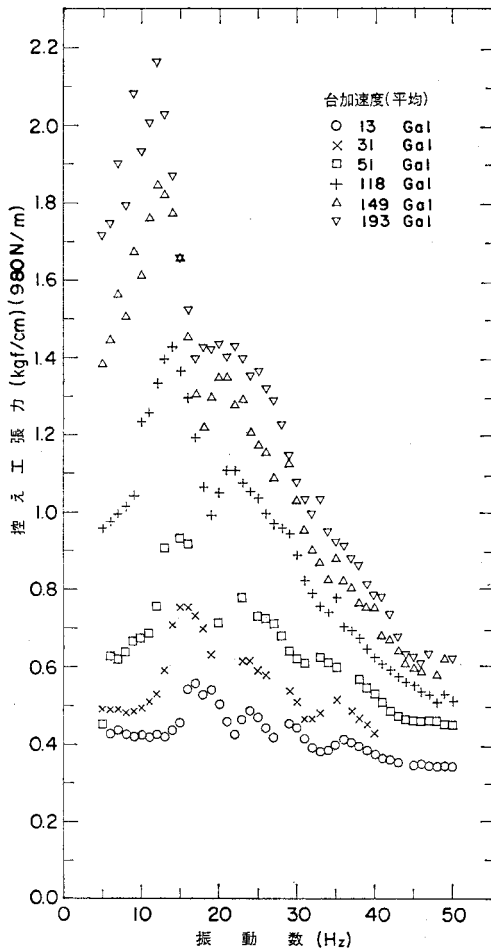


図-15 加速度の大きさによる振動数と控え工張力

表-2 実験ケースと主要地盤定数

区分	地盤定数	記号	単位	実験ケース					
				No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6
擁壁背部	単位体積重量	γ_1	kN/m ³	13.21	13.22	13.06	13.14	13.39	13.36
	内部摩擦角	ϕ	度	33.0	33.0	33.0	33.0	33.0	33.0
	壁面摩擦角	δ	度	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0
	擁壁高	h	cm	55.0	60.0	70.0	71.5	60.0	60.0
擁壁底部	単位体積重量	γ_2	kN/m ³	14.91	15.17	15.32	14.66	14.84	14.91
	粘着力	c	kN/m ²	5.59	10.36	14.88	3.97	5.15	4.26
	矢板の根入長	d	cm	55.0	50.0	40.0	38.5	50.0	50.0

記録も振動数 10 Hz 付近に 応答倍率の 山をみることが出来るが、その倍率の値も同様に 2~3 の範囲内に集中していることがわかる。さらに、図-15 にみられるように、控え工張力の 最大値がいずれも振動数 10 Hz 付近に集中的に生ずることから、土圧もまた、極限の状態（主動土圧は最大、受働土圧は最少）にあると推察される。

(2) 提案式との比較

a) 振動後の矢板の水平変位による場合

模型実験と提案式の比較は、具体的には擁壁背後の砂質土地盤の振動時の主動土圧と、粘土地盤の抵抗土圧（ここでは、受働土圧と主動土圧の差を抵抗土圧という）によるタイロッド取付点（または腹起し部）に関する各回転モーメントの比（以下、矢板根入れの安全率）によって行うことにした。ただ、この場合、理想的には構造物の安定上、破壊直前の状態にあり、かつ、土圧としては極限平衡状態にあるときの検討が最も好ましいのであるが、この状態を直接求めることはきわめて難しい。実験ケースの中から、この状態に近いものとして表-2 に示す 6 ケースを選び検討することにした。それらの控え工はいずれも固定条件のものである。

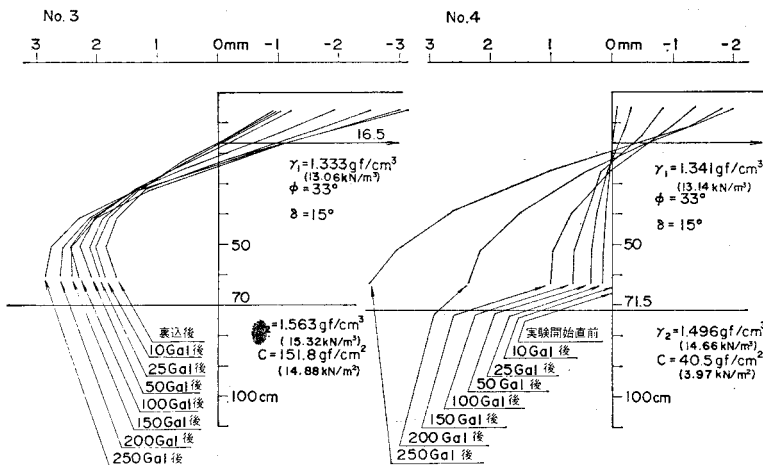


図-16 加速度と矢板のたわみ量

図-16 は各加速度レベルの実験直後の矢板の水平たわみ量を、図-13 に示した 7 個のダイヤルゲージによって計測したうちの 2 例である。タイロッドはいずれも地表面から 16.5 cm (No. 1 は 11.5 cm) 下に設置した。また、図中に示した地盤条件は実験ケースごとに計測した平均値である。この図の No. 4 の場合は粘土の強度が比較的小さいため、矢板の水平変位量は大きい。No. 3 の場合は粘土の強度が比較的大きいため、水平変位量は小さい。さらに、水平変位の加速傾向については、No. 3 の方が小さい

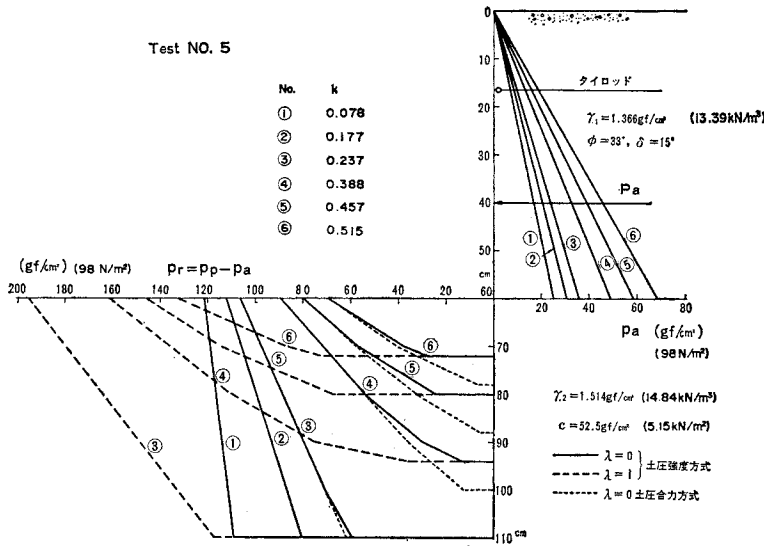


図-17 模型矢板護岸の振動時の土圧分布

いがみられるが、A-3 と A-2 はともに位置的に中央であるほか、いずれの場合においてもほぼ同様な値を示すこと、また他の値よりやや高め安定した値を示すことなど、模型全体を代表するのに適切であると考えたからである。なお、振動の大きさと向きについての各位置における同時性については、後にふれるが、いずれの場合も矢板護岸の前方方向に加速されているときに模型全体が各位置で最大加速度を生じ、共振状態になっていることが確かめられている。

図-17 にみられるように、

のに対し、No. 4 の方はきわめて大きいことがわかる。以上のことから、No. 3 は安全で破壊には相当の余力を残しているのに対し、No. 4 は破壊に至っていると判断される。この水平変位の加速傾向は、半対数紙を用いることにより、対数目盛に加速度をとり、普通目盛に水平変位をとることによって、極限平衡状態付近における水平変位の急激な増加を容易にみることができると、的確に知ることができる。

図-17 は提案式によって算定した No. 5 の実験ケースについての地震時土圧図である。ここに用いた6段階の地震震度 k は計測値の最大の応答加速度を重力の加速度で除したものである。ここでは、すべて A-3 の加速度計の記録を用いることにした。これは共振時においても模型の場所によって応答加速度の大きさに若干の違

粘性土地盤の地震時抵抗土圧はいずれも逆の台形分布を示す。また、土圧強度方式による場合は土圧合力方式の場合より計算可能限界が浅くでているほか、壁面付着力を考慮する場合は考慮しない場合より抵抗土圧が大きいため、計算方式の違いによる特徴が明瞭に示されている。

各実験ケースについての地震時における矢板の根入れの安全率は表-3 に示した。これに対し、実験による矢板根入れの安定度の評価判定を客観的に行うことはきわめて難しいが、ここでは、過去の岸壁・護岸の被災の例²¹⁾による水平変位を参考にするとともに、上述の模型矢板護岸の底部の水平変位の加速傾向などに着目し、① 矢板壁底部のたわみ量を腹起し取付位置からの平均変位率で表わすときの最大値は 1.0% とする。② 矢板壁底部におけるたわみ角の最大値は +0.003 rad とする。の2項目によって求めることにした。この判定基準の結果は安定と破壊の2種類に分類されるわけであるが、各種の誤差が含まれていることを考慮し、この境界に対し、±20% の限界ゾーンを設け、3 区分によって判定することとした。なお、この限界ゾーンの取扱いは根入れの安全率と比較する場合にも取り入れた。なお、表中の「安定」や「限界」は実験の中断などにより、数字で示すには適切でないと思われたものについて、周辺の資料を含め判断したものである。

表-3 粘性土地盤における地震時矢板根入れの安定度

実験番号 No.	台加 速度 Gal	応答 加速度 (最大) Gal	矢板根入れの安全率			根入れの安定度 (実測値 基準値)		
			土圧強度方式		土 圧 合 力 方 式 ($\lambda=0$)	①	②	
			$\lambda=0$	$\lambda=1$				
1	4	350	10.116	18.988	11.826	0.475	0.487	
	5	590	0.843	1.553	1.003	0.616	0.856	
2-7	250	645	6.685	10.053	6.939	安定	安定	
3-7	250	587	10.450	15.759	10.488	0.655	0.367	
4	3	204	1.644	4.990	1.708	0.706	0.213	
	4	284	⊗ 0.414	1.599	⊗ 0.431	0.971	0.289	
	5	370	⊗ 0.025	⊗ 0.261	⊗ 0.025	1.054	0.368	
	6	200	548	—	—	—	1.348	0.933
	7	250	642	—	—	—	1.689	1.330
5	5	448	1.383	2.342	1.657	0.815	0.441	
	6	505	⊗ 0.611	1.293	⊗ 0.766	限界	安定	
6	6	200	1.095	1.918	1.530	0.711	0.924	
	7	250	0.826	⊗ 1.453	1.138	0.830	0.970	

実験と提案式を比較するにあたって、両者が上述の ±20% を超えて異なる値を示す場合は不一致とし ⊗ 印を記したが、この表についてみる限り、付着力を考慮する地震時土圧の計算方式の方が、他の場合より実験結果の評価判定とよく一致しているといえる。

b) 振動中の矢板の曲げモーメント分布による場合

一方、振動中の曲げモーメント分布の性状を分析することによって、根入れ部の支持力が不足するときの矢板護岸の安定度を知ることができる。それは、根入れ部の

矢板の曲げモーメント分布の形状、根入れ部の矢板の曲げモーメント分布の変化、擁壁部の矢板の曲げモーメント分布の変化の3点に着目し、実験結果が安定型か破壊

型かについて検討するものである。図-18は振動中の矢板の曲げモーメントを振動前および振動後のものとともに示した代表的な例である。この共振中の曲げモーメントは大体10波中の8波目のものを用いているが、いずれも、振動前後の曲げモーメントを中心に、かなり大幅に変動している。曲げモーメントの同時性についての検討を行う必要がある。

図-19は長さ110cmの矢板に3cm間隔に取り付けた合計36個のひずみゲージの記録の一例を示したものであるが、他のいずれの場合も同様なパターンを示している。ひずみゲージNo.20はちょうど粘性土地盤の上面にあたるが、それより上の砂層部と下の粘土層部は各地盤で一樣な挙動を示している。これらはまた、粘土層部から砂層部へと実験槽の底部から離れるに従いわずかな遅れを保ちつつ振動している。また、根入れ部の正の最大曲げモーメントに

着目すると、この図では根入れ部が曲げひずみの山頂にあたるわけであるが、このときの砂層部の曲げひずみは山頂の直前であり、主働土圧が最大、受働土圧が最少の状態にあることがわかる。

図-18の共振時の粘性土地盤における正の最大曲げモーメントをみるとNo.4およびNo.5の場合はすべての深さにおいて正になっていることから、すでに限界に達していると思われるのに対し、No.1およびNo.6の場合はほぼ零を示していることから限界の状態にあると判断される。いずれの場合も破壊に至っていないが、これは粘性土特有の粘性によるものであり、振動荷重時間の長さや荷重速度の効果が大きく影響されていると思われる。以上により、曲げモーメントによる評価判定はおよそ水平変位による場合と同様な結果を示したが、根入れの安定度評価の有効な指標になり得ることがわかった。

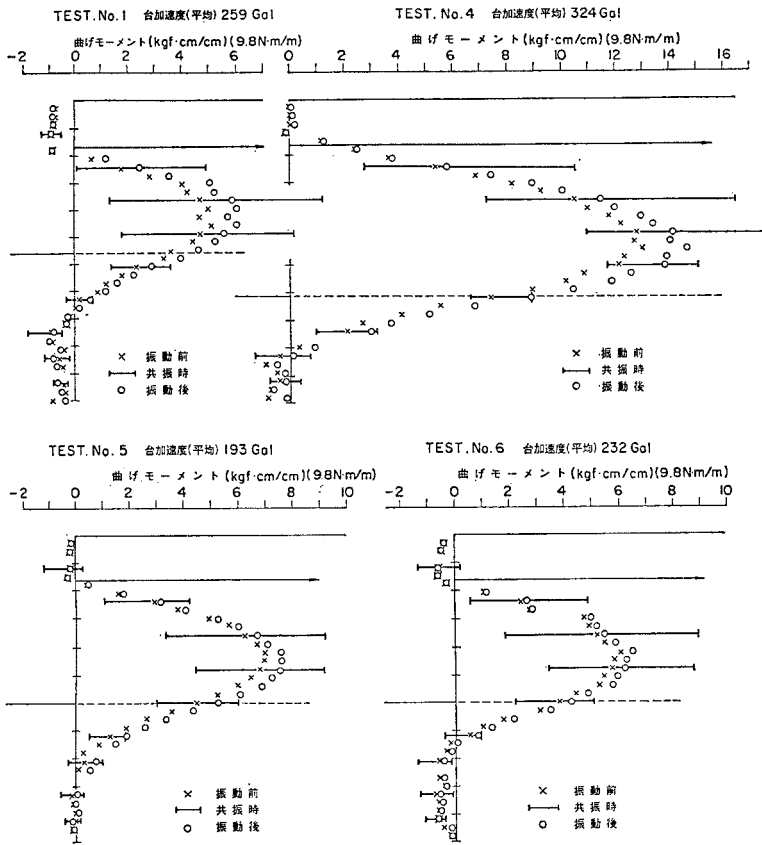


図-18 振動実験中の矢板の曲げモーメント分布

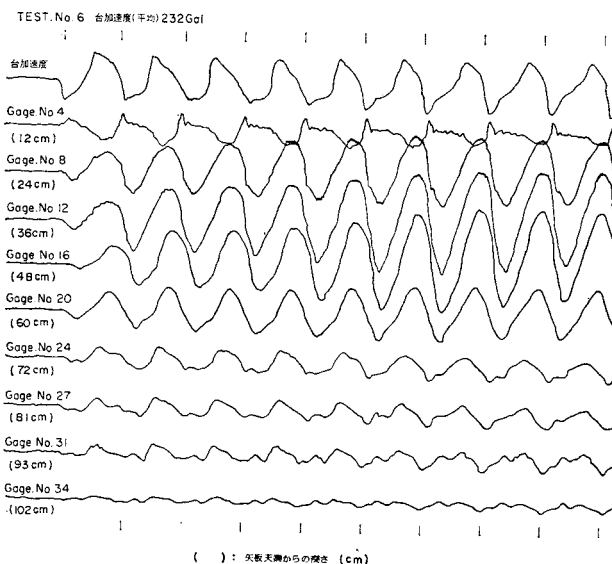


図-19 振動実験中の各深さにおける曲げひずみ量

表-4 控え工張力 (T) と控え工支点反力 (T') の比較 (T/T')

実験番号 No.	台加速度 Gal	土圧強度方式		土圧合力方式	根入れの 安定度		
		$\lambda=0$	$\lambda=1$	$\lambda=0$	①	②	
4	3	50	1.432~1.283	1.584~1.283	1.440~1.283	安定	安定
	4	100	1.037	1.521~1.037	1.009~1.009	限界	安定
	5	150	0.992	1.138	0.992	限界	安定
	6	200	0.873	0.873	0.873	破壊	限界
	7	250	0.472	0.472	0.472	破壊	破壊
6	5	150	1.988~1.500	2.045~1.500	1.993~1.494	安定	安定
	6	200	1.000~0.992	1.083~0.992	1.130~0.919	安定	限界
	7	250	0.962	1.160~1.103	1.006~0.957	限界	限界

なお、控え工が固定の場合はそうでない場合より大きな張力を生ずると荒井¹⁾は報告している。このことが、ここで検討している極限平衡状態においても生ずることになると、当初仮定した砂層部の地震時土圧の三角形分布が成り立たなくなり、何らかの方法で補正する必要があると思われる。すなわち、これまで検討してきた矢板の根入れの安定度に最も重要な役割をもつ、作用モーメントの補正に直接及ぶことになるので、この控え工張力の検討は重要な内容をもつものであると考える。

この検討を行うにあたって、粘土層内の矢板の反力分布が明確になっておらなければならないが、現在、あまりよくわかっていない状況にある。それで、ここでは、図-17 に示すような抵抗土圧分布から示される有効な根入れ区間について、最も単純な等分布を考えることにより検討することにする。その結果を表-4 に示すが、根入れの安定度の高い間は、荒井の報告のとおり、実験値の控え工張力 (T) の方が、算定式による控え工支点反力 (T') より高く、表にみられるように T/T' は2 近くある。これが安定から限界、さらに、破壊に至る過程で、No. 4 の実験ケースに示されるように、 T/T' は極限平衡状態付近で1 に近づくことがわかる。このことは、破壊直前の極限平衡状態においては、砂層部の土圧が、当初仮定した三角形分布と考えて十分であることを示すものであると認められる。

以上のように、矢板護岸の根入れが粘土地盤内にある模型振動実験の比較検討により、提案している壁面付着力を考慮する地震時土圧式は特に、粘性土地盤の振動土圧に対して、かなりな程度の精度をもって表わし得る算定式であるといえることができる。

4. 結 語

粘性土地盤における地震時土圧算定法についての問題点を補うため、新たに壁面付着力を考慮した簡便な地震時土圧式を導いた。これは土圧強度方式の立場から求めたものであるが、壁面付着力を取り入れたほかは、土圧

に関連する諸要素の働きを単純化したため、筆算可能な新たな実用的土圧を得ることができた。すなわち、土柱の側面に働く土圧および摩擦などの外力は、その総和を微小と考へ無視したため、結果的には土柱重量と上載荷重およびそれらの地震力のみを外力として扱うことになった。このような壁面付着力を考慮した土圧式が整ったことにより、合理的な設計に寄与することができること、粘性土地盤の強度分布が一定でない場合においての土圧算定が直接行えることなどが、従来の土圧算定法を補完した主要な事項といえることができる。

また、市原方式との比較において、 $\delta \leq 1/2 \cdot \phi$ 、かつ、 $\delta \leq 15^\circ$ の値を用いるような実用の範囲内では、壁面付着力を考慮する両算定式はよく一致するうえ、計算可能限界もほぼ同様な結果を示すことがわかった。また、提案式では直接求めることができないすべり面について、壁面付近のすべり面をそのまま背後地盤に用いることにしたが、この方法も同様に上述の範囲内で用いることができることがわかった。

特に、矢板式護岸の模型振動実験による検討では、護岸の極限平衡状態のもとで、振動後の矢板の水平変位および振動中の矢板の曲げモーメント分布による矢板の根入れの安定度の評価判定では、いずれの場合も同様な結果を得たが、壁面付着力を考慮したときの提案式が、最もよく説明できることがわかった。このことはまた、壁面付着力はまだ十分期待することができない状態におかれていたにもかかわらず、無視できない程度に働いていることを示すものと思われる。

以上の検討により提案式が地震時土圧の簡便な実用式として適切な精度で土圧を算定し得るものであることが確かめられた。しかし、提案した地震時土圧における壁面付着力については解明されなければならない多くの点が残されている。これは実験的研究や野外での調査に負うところが多いと思われるが、今後の研究課題として解明してゆきたいと考えている。

本報文を作成するにあたり、港湾技術研究所構造部の土田部長、稲富研究室長には矢板護岸の模型振動実験の貴重な資料の提供を快く諾されたうえ、多くの助言をいただいた。ここに、お礼と感謝を申し上げたい。また、港湾技術研究所土質部の奥村部長はじめ多くの先輩・同僚には討議をいただき、多くのご指摘をいただいた。各氏に対し、ここに厚くお礼申し上げる次第である。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説，pp. 10~12，1980年5月。
- 2) 運輸省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説，日本港湾協会，pp. 2-172~2-180，1979年3月。
- 3) 日本国有鉄道編：耐震設計指針（案）解説，日本鉄道施設

- 協会, pp. 21~24, 1979年8月.
- 4) 日本建築学会: 建築物荷重規準案・同解説, pp. 108~117, 1978年6月.
 - 5) 物部長徳: 地震上下動に関する考察並に振動雑論, 土木学会誌, Vol. 10, No. 5, 1924年10月.
 - 6) Okabe, S.: General Theory on Earth Pressure and Seismic Stability of Retaining Wall and Dam, JSCE, Vol. 10, No. 6, Dec. 1924.
 - 7) 市原松平・森 信夫: 地震時受働土圧係数, 土木学会論文報告集, No. 215, pp. 27~42, 1973年7月.
 - 8) 市原松平・中根 進: 内部摩擦をもつ粘性土の地震時受働土圧の算定, 土木学会論文報告集, No. 253, pp. 69~84, 1976年9月.
 - 9) 市原松平・河邑 真・千田正孝: $\phi_u=0, c_u \neq 0$ で与えられる土の地震時受働土圧の算定, 土木学会論文集, No. 274, pp. 79~94, 1978年6月.
 - 10) 市原松平・山田公夫・梶井源一朗: 裏込め土が内部摩擦をもつ粘性土の地震時主働土圧の算定, 土木学会論文報告集, No. 302, pp. 89~101, 1980年10月.
 - 11) Ichihara, M. and H. Matsuzawa: Earth Pressure Coefficient during Earthquake, Soil and Foundations, Vol. 13, No. 4, pp. 75~86, Dec. 1973.
 - 12) 市原松平・松澤 宏・水谷 進: 粘性土の受働土圧, 第29回土木学会年次学術講演会講演概要集, III-125, pp. 240~241, 1974年10月.
 - 13) Ichihara, M. and H. Matsuzawa, et al.: Passive Earth Pressure and Deformation of Overconsolidated Soft Clay, International Symposium on Soft Clay, Bangkok, Thailand, 5-6, July, 1977.
 - 14) 石井靖丸・林 聡・荒井秀夫: 振動中における乾燥砂の運動性状に関する研究, (第1報), (第2報), (第3報), (第4報), (第5報), (その1), (その2), 運輸技術報告, 第8巻第10号, 1959年2月, 第8巻第11号, 1959年2月, 第10巻第11号, 1960年11月, 第10巻第11号, 1960年11月, 第10巻第11号, 1960年11月, 第12巻第2号, 1962年3月.
 - 15) 荒井秀夫: 地震時土圧に関する一考察—乾燥砂の場合—, 港湾技術研究所報告, 第4巻第2号, 1965年2月.
 - 16) 稲富隆昌・黒川 誠: 粘土層の振動性状, 港湾技研資料, No. 376, 1981年6月.
 - 17) 稲富隆昌・黒川 誠: 矢板壁の模型振動実験—根入れが粘性土地盤にある場合—, 港湾技研資料, No. 377, 1981年6月.
 - 18) 福岡正己: 擁壁の動土圧と耐震設計, 土と基礎, Vol. 28, No. 8, pp. 17~24, 1980年8月.
 - 19) 石下禎重: 建設工事における土質力学の実用例, 土質力学ライブラリー5, 一横浜本牧ふ頭の岸壁基礎—, 土質工学会, 1966年.
 - 20) 松並仁茂: 壁面付着力を考慮する地震時土圧式と2, 3の考察, 港湾技研資料, No. 398, 1981年9月.
 - 21) 北島昭一・上部達生: 矢板岸壁地震時被災の分析, 港湾技術研究所報告, 第18巻第1号, 1978年3月.

(1981.8.6・受付)