

港 湾 技 研 資 料

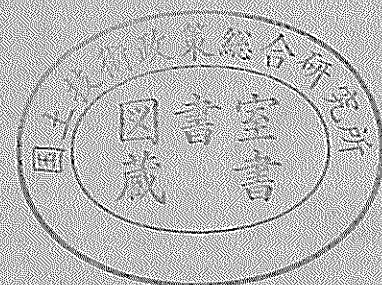
TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 398 Sept. 1981

壁面付着力を考慮した簡便な地震時土圧式と2, 3の考察

松 並 仁 茂

運輸省港湾技術研究所



目 次

| | |
|--|----|
| 要 旨 | 3 |
| 1. ま え が き | 3 |
| 2. 壁面付着力を考慮した簡便な地震時土圧式 | 4 |
| 2.1 地震時土圧の現況 | 4 |
| 2.2 壁面付着力を考慮した簡便な地震時土圧式 | 6 |
| 2.3 壁面付着力を考慮した地震時土圧式の特徴 | 10 |
| 3. 根入れ部が粘土地盤内にある矢板護岸の模型振動実験と提案式の比較 | 18 |
| 3.1 矢板護岸の模型振動実験の概要 | 18 |
| 3.2 模型振動実験と提案式の比較 | 21 |
| 4. 市原方式の地震時土圧と提案式の比較 | 32 |
| 4.1 砂質地盤の地震時土圧 | 32 |
| 4.2 粘性土地盤の地震時土圧 | 33 |
| 5. 地震時土圧式の適用法 | 38 |
| 5.1 地震時土圧の壁面摩擦 | 38 |
| 5.2 台形地盤の受働土圧 | 42 |
| 6. 結 論 | 45 |
| 7. あ と が き | 46 |
| 参 考 文 献 | 47 |
| 記号一覧表 | 47 |
| 付 録 | 49 |

Proposals for a Convenient Equation for Earth Pressure during Earthquakes, taking into account the Adhesion to Walls and a few Studies

Hitoshige MATSUNAMI*

Synopsis

Generally, we investigate the earth pressure during earthquakes on the designs of foundation structures. We have almost no problems on sandy soil ground, but some problems occur on cohesive soil ground, when applying the earth pressure equations.

Therefore, the author proposes a convenient equation for earth pressure taking into account the cohesion and adhesion between cohesive soil and walls.

A general summary of the investigation is as follows.

- (1) Confirmed reasonable agreement with the results of model shaking experiments utilizing the sheet pile bulkhead which contains embedded part under cohesive soil ground.
- (2) Resulted in agreement with the calculations by the Sokolovski-Ichihara's method within the range of practical use, and similar limits of possible calculations.
- (3) Proposes newly how to take the angles of wall friction and how to calculate the trapezium ground for use of this equation on passive earth pressures.

As a result of the above investigation the proposed equation is shown to be sufficient for practical uses.

* Director of Design Standard Division

壁面付着力を考慮した簡便な地震時土圧式と 2, 3 の考察

松 並 仁 茂*

要 旨

構造物の設計において、地震時土圧の検討は広く行われているが、砂質土地盤の土圧算定法はともかく、粘性土地盤のそれは、きわめて不十分であるとされている。これを多少とも補うため、新たに壁面付着力を考慮した地震時土圧式を導いた。この式の特徴と利用範囲を明確にするため、つぎのような検討を行ったが、一応の成果を得た。

- ① 根入れ部が粘土地盤内にある矢板護岸の模型振動実験の結果と比較したが、矢板根入れ部の水平変位および曲げモーメント分布による根入れの安定度については、提案式は実験値とかなりな程度で一致することが確認された。
- ② 市原らのソコロフスキーの地震時土圧式と提案式は実用の範囲内でよく一致するほか、計算可能限界についても、同等な結果を示すことが明らかになった。
- ③ 提案式を利用するうえで、壁面摩擦角の採り方と台形地形の受働土圧の計算方法の 2 項目を検討したが、これらについて新たな提案を行った。

以上のように、壁面付着力を考慮した地震時土圧式は簡便な実用式として十分なことが明らかになった。

1. ま え が き

わが国における地震時土圧の算定は、一般に砂質土地盤では物部の土圧式¹⁾が用いられているが、粘性土地盤の場合は各分野でかなり異なった計算方式を採用している。港湾の施設の技術上の基準・同解説²⁾（以下、港湾の技術基準と言う。）によれば、砂質土地盤の場合は常時・地震時ともに物部の土圧式を用いるが、粘性土地盤の場合は常時についてはランキン土圧式を用い、地震時主働土圧には岡部の土圧式³⁾、地震時受働土圧には不明な点が多いとしながらも常時のランキン土圧式を用いることができるとしている。これに対し、道路橋示方書（V 耐震設計編）・同解説⁴⁾では、物部の地震時土圧係数を土柱と地表載荷荷重のおのおのに乗じて砂質土地盤の地震時土圧とするが粘性土地盤では、さらに、ランキン土圧の粘性項にこの地震時土圧係数の平方根を乗じたものを加え合せている。なお、国鉄⁵⁾では砂質土地盤の地震時土圧については、同様に、物部の土圧式を採用しているが、粘性土地盤については、粘性土の自立高さを壁高から減じた（受働土圧の場合は加える。）高さの土柱に物部の地震時土圧係数を乗じたものをもって、地震時土圧としている。また、建築⁶⁾では国鉄の方法とはほぼ同様

な算定方式をとっている。

このように、粘性土地盤の地震時土圧算定法は不統一・不十分なままの状況におかれていることは好ましいことではない。一方において、粘性土の動的特性が研究の段階にあって、現状ではよくわかっていないことに加えて、現地実験や室内実験のための施設や装置が大規模にならざるをえないと言う難点が重って問題の解明を遅らせていると思われる。

それに対し、市原らは 1974 年頃からソコロフスキー（Sokolovski, V. V. 1964）の塑性論および対数ら線の複合すべり面法に土の地震動を考慮した地震時土圧を算出する方法（以下、市原方式と言う。）の研究を行い、砂質土⁷⁾および粘性土地盤^{8,9,10)}における地震時土圧算定法について報告している。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の実験^{12,13)}を行い、成果を報告している。

港湾技術研究所では相当以前から、石井・林・荒井¹⁴⁾らによって、乾燥砂による振動実験を行ってきたが、この研究は荒井らによって 1978 年まで続けられ、成果は逐次報告されている。^{15,16,17,18)}その後、粘性土の振動実験のための施設を整備し、粘性土層の振動実験の基本的な研究および矢板護岸の根入れ部が粘土地盤内にある場合の

* 設計基準部長

模型振動実験を行ったが、これらは稲富ら^{19,20)}によって報告された。

このように、粘性土に関する本格的な振動実験は最近になって始められたにすぎないが、このような実験的研究の促進と成果の公表を期待したい。

こうしたなかにあつて、筆者は1959年、岡部の粘性土地盤の地震時主動土圧を補う意味で、地震時受働土圧式を導き、これらをまとめて設計に便利なよう図表化した²¹⁾ さらに、極く最近、粘性土の壁面付着力が土圧に与える影響が大きいことに着目し、これを考慮する地震時土圧式を導き²²⁾、これらを一括図表化した²³⁾

ここでは、新たに導いた粘性土地盤の土圧式の特徴について説明するとともに、上述の矢板護岸の模型実験²⁰⁾の結果を用いて検証する。すなわち、第2章では粘性土地盤における地震時土圧式の位置付けを明確にするため、まず、地震時土圧に関するわが国における現況にふれる。ついで、現在広く用いられている粘性土地盤用の地震時土圧式の欠陥を補うため、新たに導いた壁面付着力を考慮した地震時土圧式を説明するとともに、本式のもつ特徴について述べる。第3章は根入れが粘土地盤内にある矢板護岸の模型振動実験の結果を用いて、提案している地震時土圧式と比較し、提案式の妥当性を検討する。第4章は市原が提案しているソコロフスキーの塑性論に地盤の地震力を考慮した地震時土圧算定方式と提案式について、砂質土や粘土およびそれらの中間的な各地盤を対象に、多くの条件のもとに、逐一比較し、提案式の特徴を明らかにする。第5章は地震時土圧式の適用法について2つの新たな提案を行う。まず、壁面摩擦角が持っている特徴を検討し、地震時土圧式に採用する壁面摩擦力の値について提案する。つぎに、台形型の地盤の地震時受働土圧の算定法については、すでに、澤田の方法があるが、ここではさらに簡便な算出方法を提案するとともに、具体的な計算例を示す。

2. 壁面付着力を考慮した簡便な地震時土圧式

2.1 地震時土圧の現況

現在、わが国では土圧が働く構造物の設計においては、一般に、常時と地震時の両方について検討することになっている。砂質土についてはすでに述べたように、物部の土圧式^{1,2,4,5,6)}を用いているが、この式はクーロン(Coulomb)の土圧式で、ミュラー・ブレスロー(Müller-Breslau, 1906)によって導かれた常時土圧を、地盤ごと地震合成角 ϵ ($\epsilon = \tan^{-1} k$, k は地震震度)度だけ壁体の外側(受働土圧の場合は内側)に傾

斜させた状態のもとに地震時土圧式を導いた。この式は砂質土の地盤にのみ用いられるものであるので、粘性土地盤には用いることはできない。

これに対し、岡部は砂質土と粘性土の土質力学的特性を合わせもった地盤について、地震時の状態で、壁体が下端を中心に壁体外側に傾くとき、三角土けいが下に落ち込むような状態を想定し、図-1に示すような多角形によって地震時主動土圧を導いたが、1924年12月の土木学会誌に報告された。これは物部が地震時土圧式を同学会誌に発表したわずか1号あとであることから、両土圧式が、くしくも、ほぼ同時に導びかれたものであることがうかがわれる。しかし、なぜか岡部は地震時主動土圧式のみにとどめ、地震時受働土圧にふれなかった。岡部の地震時主動土圧式は式(1)、(2)、(3)に示されているが、式(1)は主動土圧合力の式であり、式(2)はすべり角の式であり、そして式(3)は主動土圧強度の式である。

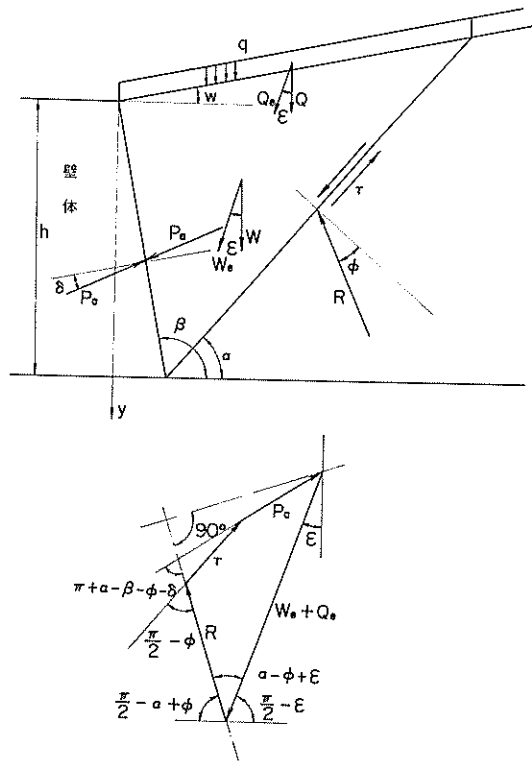


図-1 地震時主動土圧力と力の多角形

$$P_a = \frac{h}{\sin \beta} \left\{ \frac{\gamma h \sin(\beta - \omega)}{2 \sin \beta} + q \right\} \\ \frac{\sin(\alpha - \phi + \varepsilon) \sin(\beta - \alpha)}{\cos \varepsilon \sin(\beta - \alpha + \phi + \delta) \sin(\alpha - \omega)} \\ - \frac{c \cdot h \cdot (\beta - \omega) \cos \phi}{\sin \beta \sin(\beta - \alpha + \phi + \delta) \sin(\alpha - \omega)} \quad \dots\dots (1)$$

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

$$p_a = \left\{ \frac{\gamma y \sin(\beta - \omega)}{\sin \beta} + q \right\} \\ \frac{\sin(\alpha - \phi + \varepsilon) \sin(\beta - \alpha)}{\cos \varepsilon \sin(\beta - \alpha + \phi + \delta) \sin(\alpha - \omega)} \\ - \frac{c \cdot \sin(\beta - \omega) \cos \phi}{\sin(\beta - \alpha + \phi + \delta) \sin(\alpha - \omega)} \quad \dots\dots (3)$$

ここに用いる記号は、図-1に示されているほか、次のとおりである。

- c : 粘着強度 (kN/m²)
- h : 壁面の高さ (m)
- k : 地震震度
- P_a : 主働土圧力 (kN/m)
- p_a : 主働土圧強度 (kN/m²)
- Q, Q_e : 上載荷重, $Q_e = Q / \cos \varepsilon$ (kN/m)
- q : 単位面積当りの上載荷重 (kN/m²)
- R : 三角けいに働く地盤反力 (kN/m)
- W, W_e : 三角けいの重量, $W_e = W / \cos \varepsilon$ (kN/m)
- x : 水平軸または水平距離 (m)
- y : 鉛直軸または深さ (m)
- α : すべり角 (度)
- β : 壁面の水平とのなす角度 (度)
- γ, γ_e : 土の単位体積重量,
- $\gamma_e = \gamma / \cos \varepsilon$ (kN/m³)

- δ : 土の壁面摩擦角 (度)
- ε : 地震合成角 (度), $\varepsilon = \tan^{-1} k$
- τ : すべり面に働く粘着合力 (kN/m)
- ϕ : 土の内部摩擦 (度)
- ω : 地表面の傾斜角 (度)

なお、符号については図-1に示す場合を正とする。

この岡部の土圧式は物部の土圧式と同様な考え方のもとに導かれたので、砂質土地盤の場合、両式は同一の結果を示すことが予想される場所であるが、荒井¹⁵⁾は両式が数学的に等しいものであることを確かめた。

さらに、すべり角について、砂質土の場合は式(2)のB式とC式の右辺第3項が零になるため、深さに関係なく一定の値になるのに対し、粘性土の場合は第3項の深さの増加にともなう荷重の増加によって、算出されるすべり角は深さの増加とともに小さく減少する。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。岡部の報文には、このことについては細述されていないが、対象とする壁面底部の土圧力によるすべり角を深さ区間全域において一定として土圧分布を求めるとしている。この方法であると壁体高の増加にともなって同一上載荷重にもかかわらず、壁頂部における土圧強度は地震時主動土圧の場合は減少(受働土圧の場合は増加)²²⁾するので、固定した結果を得ることはできない。港湾の技術基準はこの不備をさけるため、深さごとにすべり角と土圧強度を求める方法を用いているが、論理的に一貫性を欠くものであるので十分な対策とはなりえない。これらの2とおりの算定方式は、例えば土圧合力が同等であっても土圧分布は同一ではない。

粘性土の土圧に関する研究は、一般に、広く行われているとはいえない。そのなかにあつて、市原・松澤らは長さ2.0m、幅2.0m、深さ0.75mの実験槽で約50cm厚さの粘土地盤を圧密し、受働土圧の実験を行った。これによると、粘土層について、現場ベーン試験によるせん断強さと採取した不攪乱試料による一軸圧縮強さを用いて、ランキン、ソコロフスキーおよび対数ら線複合すべり面法などによる受働土圧を求め、これと実測値を比較したが、土圧合力の値はベーン試験によるせん断強さを用いたランキン土圧の方がよく一致した¹²⁾また、加圧壁の変位様式を回転変位および水平変位とするときの両者の相違について検討したが、①土圧合力はほぼ同等である。②土圧合力着点力は平行移動の方が上方にある。③壁面摩擦力は回転変位の方が平行変位のほぼ2倍程度ある¹³⁾などの結果を報告している。

すでに述べたように、市原はソコロフスキーの塑性論および対数ら線の複合すべり面法に地盤の地震力を作用

させて、地震時の土圧分布とすべり面を算出する方法を開発した。これらは、砂質土地盤⁷⁾のほか、 $\phi=0$ の粘土地盤の地震時受働土圧⁹⁾、内部摩擦角を有する粘性土（以下このような地盤を中間土という。）の地震時主働¹⁰⁾および受働⁸⁾土圧について報告している。市原はソコロフスキー法について、対数線複合すべり面法や、直線すべり面法（物部法）と比較して、すべり面についての厳密性という点からはソコロフスキー法が最もよいと述べている。すなわち、この方法はすべり面上部の土塊に作用する力のつり合い条件 $\Sigma H=0$ 、 $\Sigma V=0$ 、 $\Sigma M=0$ を満足させ、かつ、曲線すべり面の両端における境界条件を満足させている点をあげている。

これに対し、福岡²⁴⁾は20数年間、陸上に造られる擁壁についての研究を行ってきたが、これらの総括的な報告を土質工学会誌に行ったなかで、「地震時に物部・岡部式で表されるような土圧が発生して、擁壁が破壊されるものではないということは言えそうである。……特に、粘着力の作用する場合が問題である。」と述べ、地震時土圧の難しさを指摘している。

最近、稲富¹⁹⁾は粘土地盤の非線形特性を考慮した動的特性を振動実験によって把握し、さらに、数値解析モデルについて検討した。また同時に、根入れ部が粘性土地盤にある矢板式護岸の地震時における挙動を²⁰⁾、振動台を用いた模型振動実験によって考察し、耐震設計のための基礎資料を提示している。

一方、設計実務のうえから、砂質土と粘性土の性質をあわせもつ中間土に対する土圧については、直接土圧計算することをさけ、砂質土か粘性土かにさらに選別することが通常行われている。土の土質力学的判別法については倉田²⁵⁾による粒度分析による方法がある。すなわち、砂の含有量が80%以上のものを粘性土とし、粘土およびシルトの含有量が40%以上のものを粘性土とするものである。港湾の技術基準ではこれらの結果をとり入れたが、この区分に入らない砂含有量が60~80%の中間の土については粘性土として取り扱うことにしている。このような基準を設けたことにより、一般に、土の強度が過少評価される傾向にあって、構造物は過大なものになりがちである。これらの中間土について、中瀬・小林²⁶⁾らは強度補正や有効応力に基づく設計法を提案したが、一部で実用化が試みられている状況にある。こうした中間土の土圧については、粘土を含めた粘性土全般にわたって、工学的な適切な方法で取り扱いができるよう、問題解決に積極的に取り組むことが必要であると考える。

2.2 壁面付着力を考慮した簡便な地震時土圧式

a. 新たな地震時土圧式を求める背景と前提条件

粘性土地盤についての地震時土圧の取り扱い、不統一・不十分のままの状況におかれていることはすでに述べた。基礎構造物の設計に地震時の検討が不可欠なまでになっており、かつ、粘性土地盤を対象とする地震時土圧式の強い要請が相当以前からあったにもかかわらず、これらについての改善への努力があまりされていないことが問題であると思われる。

広く一般に遭遇する基礎構造物は、かなり高い比率で粘性を持つ地盤に構築されているが、この方面に関する調査・研究がかなり難かしく、かつ、結果を断定的に明確に表し難いこともあって敬遠されているためか、研究報告はごく僅か見られるにとどまっている。こうした粘性土地盤の研究に基づく適切な評価法の出現は強く望まれているところであるが、同様に、地震時土圧の分野においても、問題の解明を急ぎ、適切な判断ができるような新たな方策を立てる必要があると考える。

岡部の式は、前節で述べたように粘性土地盤の地震時主働土圧式であり、受働土圧式は導かれていない。この主働土圧式の粘性項を除くと砂質土地盤の土圧式が得られるが、これが物部の土圧式と数学的に等しいものであることから、実務に広く用いられている土圧式が物部の土圧式であるにもかかわらず、「物部・岡部の式」として呼ばれている。この土圧式は実務設計や地震災害の調査および多くの研究の対象として何度も検討された著名な土圧式であるが、これが砂質土地盤の地震時土圧式として内容的に適確であることのほか、簡易で理解しやすい点も広く用いられている理由の1つにあげることができる。

この岡部の土圧式の粘性土地震時土圧は、壁高の変化にとまなう鉛直荷重の変化によって、土層上層部の土圧強度が場合によっては異常なほど変化するという不備な点をもっている。これは、粘性土の荷重によって、すべり角および土圧強度が変化する土圧算定式であるにもかかわらず、鉛直荷重を粘性土層の1/2の値をもって、対象とする全土層の代表値として取り扱うところに問題があると考えられる。このことは、さらに、土圧算定の計算可能限界においても同様な結果をもたらすことになるが、このことが大きな問題点であると言えることができる。一方、砂質土地盤は土圧式からわかるように、壁高（または土層）の変化に何ら関与することなく、すべり角や土圧力および土圧強度が算定されることになっているので、土圧計算上、粘性土地盤のような問題は生じない。

一方、市原方式については多くの報告に見られるよう

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十分な土圧算定方式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も適合することについての実証が十分なされていないわけではない。また、土圧算定には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なような方策を講ずる必要があると考える。

以上に述べた、地震時の土圧についての現況の問題点を多少とも補う意味で、壁面付着力を考慮した簡易な実用的な地震時土圧式を新たに導いた。これは、従来の三角土けいの重量と地震力による土圧算定方式(以下、ここでは土圧合力方式と言う。)に換えて、土柱の重量と地震力による土圧算定方式(以下、ここでは土圧強度方式と言う。)によって求めることにする。従来の土圧合力方式は、すでに述べたすべり角の式(2)によって求められる直線すべり面をもつ三角土けいについて、土圧力と土圧強度をそれぞれ式(1)と式(3)から算定するものである。これに対し、土圧強度方式は、土圧強度算定式から極値法で得られたすべり角によって土圧強度を求めるもので、これらは各深さごとに算定される。したがって、土圧合力の一般式もなく、壁体背後の地盤内に想定されるすべり面を求める算定式もない。しかし、すべり面を必要とするため、ここでは壁面近傍のすべり角がそのまま同一深さの背後地盤にも生ずるものとして、壁面下端から逐次地表面に向けてすべり面を求めることとする。この方法は安全側の結果を与えるものと考えられる。

この新しい粘性土地盤のための地震時土圧式は、次の点で従来の方式と異なるものであり、これによって、従来の方式をかなり改善し、補完できるものと考えられる。

① 壁面付着力を新たに考慮することにより、粘性土地盤の土圧に対する工学的評価の適正化を計る。

② 壁面付着力を考慮した地震時主働土圧式と受働土圧式を完備し、従来の方式を補う。

③ この土圧式を用いることによって、従来の土層上層部の土圧強度の変動などの不備な点を解消する。

④ さらに、土柱による計算は直接的な土圧算定法であり、従来の1/2荷重の欠陥を適切なものに改める。

⑤ その代り、すべり面を求めることができなくなったが、壁面近傍のすべり角が同一深さの背後地盤にも生ずるとして求めることでこれを補うものとする。

⑥ ④によって、実際の地盤の強度変化に対しても、適正に対応することができる。

⑦ 本式は従来の土圧式と同様に簡易なものである。

以上が新たな提案式のあらましである。これが、以下に述べるように振動実験による検証によって内容の適確性が計られることとなるが、これに加えて、より厳密な解が期待される市原方式との比較検討を行うことによって、本提案式の特徴と算定値の精度を確認することになる。

b. 壁面付着力を考慮した地震時土圧式

粘性土地盤用の岡部の土圧式は計算条件によっては、かなり特異な結果をもたらすが、ここでは、これらの欠陥を補い、かつ、従来と同様に簡易で筆算可能な土圧式を求めることにした。それは、粘性土地盤用の地震時土圧は、確認のための振動実験すら十分に行える状況にないこと、厳密な解も必要であるが、粘性土地盤に必要な地震時土圧の検討は、基礎構造物の規模から、従来の計算法の程度で大部分取り扱うことができると考えられるからである。さらに、より厳密な算定法はその1つとして、すでに述べた市原方式が開発されていることもあって、対象構造物の規模の大型化や震度法への要請変化が新たに生じたときに検討することにし、より厳密な解への開発・研究は別の機会にゆずることにした。

壁面付着力を考慮するときの土柱による地震時主働土圧強度を図-2によって求めることにする。単位壁面長 \overline{ab} に働く主働土圧は、土柱 \overline{abcde} の重量と上載荷重とその周辺力によって定められると考える。この土圧はまた、壁面 \overline{ab} に接する単位土柱 \overline{abc} をとおして、壁面に働くことになる。ここでは簡単のため、壁面に接する単位土柱の上層面 \overline{ab} は地表面 \overline{od} と平行とし、また、 \overline{ac} 面から上の土柱 \overline{acde} の両側面 \overline{ae} と \overline{cd} は鉛直で平行であるとする。一般に、土柱の両側面には土圧やせん断力などの外力が作用するわけであるが、ここでは簡単のため、両側面に働く土圧およびせん断力のおのおの総和は小さいものと考え、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、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、これが単位土柱 \overline{abc} をとおして、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 だけ傾け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} には壁面付着力によるせん断力 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。これらの多角形を図-2の下方に示すが、地盤反力の直角成分についての力の平衡式を作ると式(5)を得る。また、これにかかわる力の各要素は図から式(4)に示すような簡単な三角関数で表わすことができる。

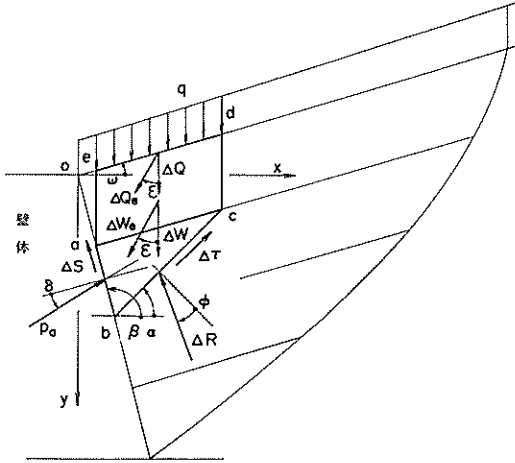


図-2 壁面付着力を考慮する地震時主働土圧強度と力の多角形

$$\begin{aligned} \overline{ab} &= \frac{Ay}{\sin \beta} = 1, \quad \overline{ac} = \frac{1 \cdot \sin(\beta - \alpha)}{\sin(\alpha - \omega)} \\ \overline{bc} &= \frac{1 \cdot \sin(\beta - \omega)}{\sin(\alpha - \omega)}, \quad \overline{ob} = \frac{y}{\sin \beta} \\ \Delta W_e &= \gamma_e \cdot \overline{ac} \cdot \overline{ob} \sin(\beta - \omega) \\ &= \frac{\gamma y \sin(\beta - \omega) \sin(\beta - \alpha)}{\sin \beta \cos \varepsilon \sin(\alpha - \omega)} \\ \Delta Q_e &= q_e \cdot \overline{ac} = \frac{q \sin(\beta - \alpha)}{\cos \varepsilon \sin(\alpha - \omega)} \\ \Delta S &= \frac{\lambda c y}{\sin \beta}, \quad 0 \leq \lambda \leq 1 \\ \Delta \tau &= c \cdot \overline{bc} = \frac{c \sin(\beta - \omega)}{\sin(\alpha - \omega)} \end{aligned} \quad \dots(4)$$

$$\begin{aligned} &(\Delta W_e + \Delta Q_e) \sin(\alpha - \phi + \varepsilon) \\ &= p_a \sin(\beta - \alpha + \phi + \delta) \\ &+ \Delta S \cos(\beta - \alpha + \phi) + \Delta \tau \cos \phi \end{aligned} \quad \dots(5)$$

この式(5)に式(4)の各要素の式を代入することによって地震時主働土圧式(6)を得る。

$$\begin{aligned} p_a &= \left\{ \frac{\gamma y \sin(\beta - \omega)}{\sin \beta} + q \right\} \\ &\frac{\sin(\alpha - \phi + \varepsilon) \sin(\beta - \alpha)}{\cos \varepsilon \sin(\beta - \alpha + \phi + \delta) \sin(\alpha - \omega)} \\ &- \frac{\lambda c \cdot \cos(\beta - \alpha + \phi) \sin(\alpha - \omega) + c \cdot \sin(\beta - \omega) \cos \phi}{\sin(\beta - \alpha + \phi + \delta) \sin(\alpha - \omega)} \end{aligned} \quad \dots(6)$$

さらに、すべり角を求めるため $\partial p_a / \partial \alpha = 0$ とおいて整理すると、式(7)を得る。

$$\begin{aligned} A &= \sin(\delta + \omega + \varepsilon) + \frac{\lambda c \cdot \cos \delta \cos \varepsilon}{\gamma y \sin(\beta - \omega) + q} \\ B &= \cos(\beta + \phi + \delta - \omega) \cos \varepsilon \\ &- \cos(\beta - \phi + \varepsilon) \cos(\delta + \omega) \\ &- \frac{c \cdot \cos \varepsilon}{\gamma y \sin(\beta - \omega) + q} \left\{ \lambda \sin(\beta + \phi - 2\omega) \cos \delta \right. \\ &\quad \left. + 2 \sin(\beta - \omega) \cos \phi \cos(\delta + \omega) \right\} \\ C &= \cos(\beta + \phi + \delta - \omega) \sin \varepsilon \\ &+ \cos(\beta - \phi + \varepsilon) \sin(\delta + \omega) \\ &+ \frac{c \cdot \cos \varepsilon}{\gamma y \sin(\beta - \omega) + q} \left\{ \lambda \cos(\beta + \phi - 2\omega) \cos \delta \right. \\ &\quad \left. + 2 \sin(\beta - \omega) \cos \phi \sin(\delta + \omega) \right\} \end{aligned} \quad \dots(7)$$

$$\mu = \tan^{-1} \frac{BC + A\sqrt{B^2 - A^2 + C^2}}{B^2 - A^2},$$

$$2\alpha = \beta + \phi - \mu$$

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。 c_a : 壁面付着力強度, $c_a = \lambda c$ (kN/m²), λ : 付着比 $\lambda = c_a / c$, なお、符号は図-2の場合を正とする。

これに対し、壁面付着力を考慮する地震時受働土圧式には、主働土圧の場合と同様に、図-3によって求めることができる²⁰⁾。この場合の作用力は土柱重量と上載荷重の項および受働土圧強度の項となる。式(8)が地震時受働土圧強度式であり、式(9)はそのすべり角式である。

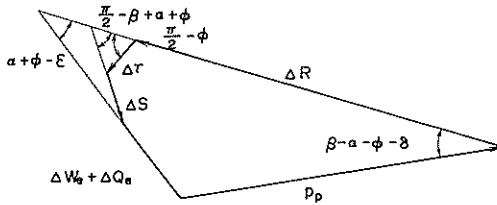
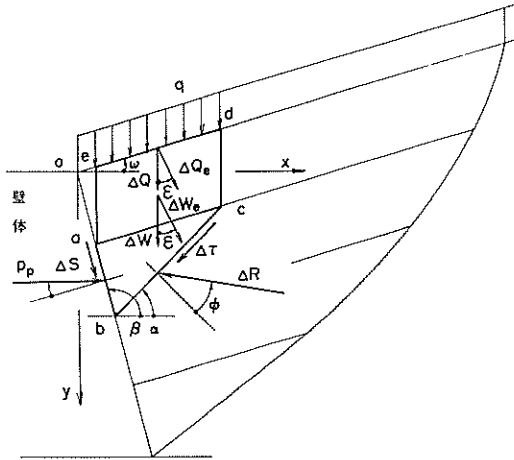


図-3 壁面付着力を考慮する地震時
受働土圧強度と力の多角形

$$p_p = \left\{ \frac{\gamma y \sin(\beta - \omega)}{\sin \beta} + q \right\} \frac{\sin(\alpha + \phi - \varepsilon) \sin(\beta - \alpha)}{\cos \varepsilon \sin(\beta - \alpha - \phi - \delta) \sin(\alpha - \omega)} + \frac{\lambda c \cdot \cos(\beta - \alpha - \phi) \sin(\alpha - \omega) + c \cdot \sin(\beta - \omega) \cos \phi}{\sin(\beta - \alpha - \phi - \delta) \sin(\alpha - \omega)} \dots (8)$$

$$A = -\sin(\delta - \omega + \varepsilon) - \frac{\lambda c \cdot \cos \delta \cos \varepsilon}{\gamma y \sin(\beta - \omega)} + q$$

$$B = \cos(\beta - \phi - \delta - \omega) \cos \varepsilon - \cos(\beta + \phi - \varepsilon) \cos(\delta - \omega) + \frac{c \cos \varepsilon}{\gamma y \sin(\beta - \omega)} \left\{ \lambda \sin(\beta - \phi - 2\omega) \cos \delta \right.$$

$$+ 2 \sin(\beta - \omega) \cos \phi \cos(\delta - \omega) \left. \right\} \dots (9)$$

$$C = \cos(\beta - \phi - \delta - \omega) \sin \varepsilon + \cos(\beta + \phi - \varepsilon) \sin(\delta - \omega) + \frac{c \cos \varepsilon}{\gamma y \sin(\beta - \omega)} \left\{ \lambda \cos(\beta - \phi - 2\omega) \cos \delta - 2 \sin(\beta - \omega) \cos \phi \sin(\delta - \omega) \right\}$$

$$\mu = \tan^{-1} \frac{-BC - A\sqrt{B^2 - A^2 + C^2}}{B^2 - A^2}$$

$$2\alpha = \beta - \phi - \mu$$

ここに用いる記号は図-3によって示されるほか、すでに述べたものと同一である。なお、符号は図-3の場合を正とする。

この壁面付着強度については粘着強度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。特に、土圧にかかわる壁面付着強度は想定されているだけで実体は不明に近いと言える。これについては、抗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年)の報告と石下ら²¹⁰⁾が行った野外実験の結果があるが、当面これをそのまま用いるのも1つの方策であると思われる。表-1は壁面付着強度と粘着強度との関係を示すが、両者は非線形の関係にあり、特に、粘着強度が35~40 kN/m²までは両者はほぼ同様な値を示すが、粘着強度が40 kN/m²より大きくなると、粘着強度が35~40 kN/m²までは両者はほぼ同様な値を示すが、粘着強度が40 kN/m²より大きくなると、粘着強度の減少ともない壁面付着強度は増加するものの、付着比は減少する。

この壁面付着強度を土圧に導入することによって、特に、軟弱粘性土地盤から中程度の強さの粘性土地盤および中間土からなる軟弱地盤における土圧に対して、かなり大きな影響を与えるものと思われる。

提案式の式(7)および式(9)から求められるすべり角はせいぜい壁面近傍におけるすべり面を示すだけで、背後の地盤内に生ずるすべり面とは直接関係するものではない。

表-1. 粘着強度と壁面付着強度

| 粘着強度 c(kN/m) | 10.0 | 20.0 | 40.0 | 60.0 | 80.0 | 100 | 200 | 300 | 400 | 500 |
|--|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 壁面付着強度 c _s (kN/m ²) | 10.8 | 19.6 | 36.8 | 41.4 | 46.4 | 51.0 | 72.0 | 87.0 | 92.0 | 105 |
| 付着比 λ | 1.00 | 0.98 | 0.92 | 0.69 | 0.58 | 0.51 | 0.36 | 0.26 | 0.23 | 0.21 |

しかし、すべり面は構造物の設計には必要不可欠のものであるので、土圧計算と同様な精度で求めたいものであるが、提案式ではこれを算定することはできない。それゆえ、ここでは、地盤内のすべり面は図-4に示すように、地表面から同一深さにおいては壁面近傍でのすべり角が背後地盤内においても生ずるとして、壁体下端から地表面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、一般には下に凸のゆるい曲線となるが、常時およびこれに類する計算条件の場合は直線となる。この後者の例としては、地震合成角に相当する角度だけ地形条件が逆向きに設定されている場合などをあげることができる。

すべり面に対する、このような大胆な処置に対して、次のように理由付けすることができる。ここでは均質な地盤を想定しているので、壁面近傍と背後地盤の土質力学的諸定数は壁面摩擦（壁面摩擦角と壁面付着力）を除いて同一であると考えることができる。いま、壁面近傍の壁面摩擦角を δ 、付着比を λ とし、背後地盤内でのそれらを δ' および λ' とすると、一般に、 $\delta \leq \delta' \leq \phi$ 、 $\lambda \leq \lambda' \leq 1$ の関係にあるが、ここでは、 $\delta' = \delta$ および $\lambda' = \lambda$ とすることとした。

以上、粘性土地盤のすべり面について述べたが、これに対し砂質土地盤のすべり面についても同様に取り扱うこととなる。他の計算条件が変らなければ砂質地盤のすべり角は、上述のすべり角の式(7)および(9)において、粘性項が零となるので、深さおよび上載荷重の増減にかかわることなく一定値を示す。この結果、背後地盤内に生ずるすべり面はいずれの場合も直線となる。

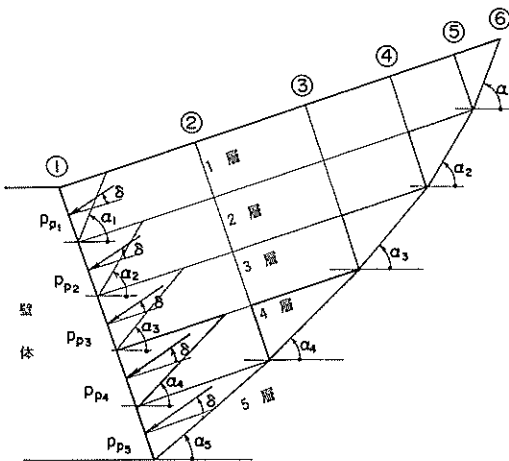


図-4 地震時主働土圧強度とすべり面

粘性土地盤のすべり面は壁体の最下端から背後地盤内を斜め上方に逐次連絡することによって、曲ったすべり面を得る。しかし、この作業はかなり煩雑となるため、実務的には粘性土層を適宜層分けし、この間の上・下面でのすべり角の平均値をもって直線で表わすこととする。これによって折線のすべり面を得るが、適切な層分けによってかなりな程度の結果を得ることは、2, 3の試算により確かめられている。

2.3 壁面付着力を考慮した地震時土圧式の特徴

新しく導いた地震時土圧式は、広く用いられている従来の粘性土地盤用の地震時土圧式を幾分なりとも補完するためのものである。この提案式のもつ特徴について述べることにするが、ここでは、まず、従来の土圧合力方式との相違について、具体的な例を示すことによって明らかにするとともに、提案式のもつ従来の地盤時土圧式との関連についても述べる。次に、提案式のもつ特徴について、壁面付着力の効用と役割を述べつつ提案式の計算図表を説明する。また、提案式のもつ計算可能範囲についてまとめて述べるとともに、さらに、実務への適用についての留意事項について意見を述べることにする。

a. 提案式と従来の土圧式の比較

粘性土地盤の地震時土圧を算定するとき、土圧合力方式によるか提案式の土圧強度方式によるかによって、結果にかなりな相違を見ることがある。図-5および図-6はその端的な例を示すものであるが、壁面鉛直、地表面水平、上載荷重なし、単位体積重量 $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$ 、粘着強度 $c = 50 \text{ kN/m}^2$ の仮想地盤で、水平震度 $k = 0.40$ を考えるとときの地震時主働土圧および受働土圧の分布形状を表わしたものである。

土圧強度方式による結果を①とし、港湾の技術基準による土圧合力方式の値を②とし、さらに、岡部の土圧合力方式については、2, 3の例を細線で示した。①と②はいずれの場合も地表面附近においては同一の値を示すが、深さを増すごとに計算方式の差異が明確になっていることがわかる。図の深さ10m附近から各土圧分布曲線は分離しはじめ、図-5の主働土圧の場合、①の曲線は深さ12m附近で急激に無限大に向っている。これに対し、②の曲線は大きな曲線を描きながら、深さ24m附近まで続き、それ以後で無限大に向っていることがわかる。

一方、同じ土圧合力方式であっても、岡部方式の場合は、取り扱い区間全域にわたってすべり角を一定として土圧強度を求めるため、土圧は常に直線分布となる。これが、粘性土地盤の場合、深さの変化にともなって、すべり角が変化し、さらに土圧強度へとこれが影響して、

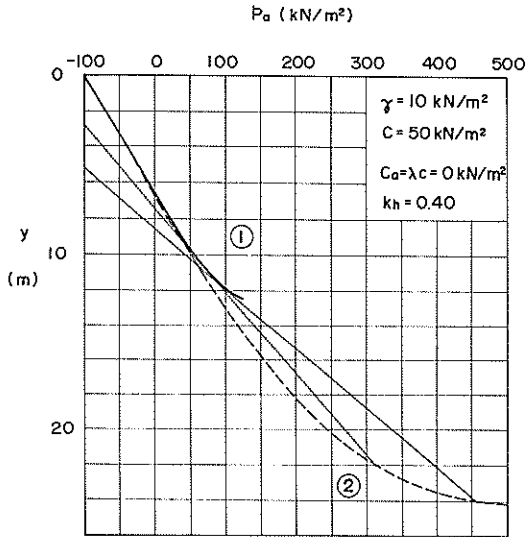


図-5 粘土地盤の地震時主働土圧

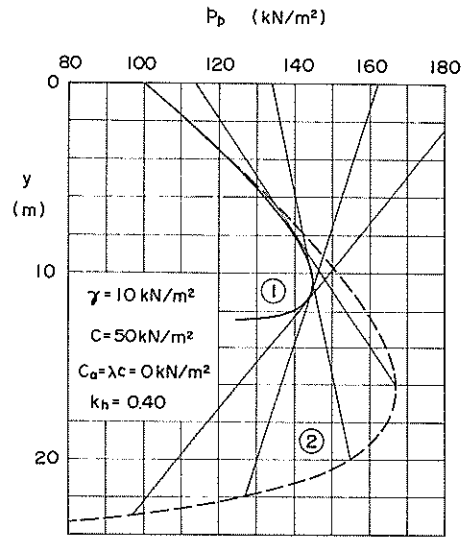


図-6 粘土地盤の地震時受働土圧

結果的に地盤下層部の土圧強度の増加とは逆に、上層部の土圧強度の特異なまでに減少するという状態となってあらわれている。

受働土圧の場合は、土圧合力方式による土圧式は現在何もないのであるが、提案式の荷重項の γy を $\gamma h/2$ に置きかえることによって、すべり角および土圧強度を求めることができるので、これによって土圧計算することにした。図-6 からわかるように、この場合は全体的に主働土圧の場合の逆の様相を呈している。ただ、若干様子の異なる点について述べることにするが、そのために、まず計算可能限界についてふれなければならない。土圧強度方式の場合の計算可能な限界深さについては、このように単純な地盤形状の場合は、主働・受働のいずれの場合も式(10)によって求めることができる。これに対し、

$$\tan \epsilon < \frac{c}{\gamma y + q} \quad \dots\dots (10)$$

土圧合力方式の場合の限界深さはこの式の値の2倍になることがわかっていて、これによると、土圧強度方式の場合は12.5 mとなるのに対し、土圧合力の場合は25 mとなる。ただ、土圧合力方式の受働土圧の場合、限界深さ25 mで土圧合力が零にならなければならないという条件から、深さ24.14 mで土圧強度が零となり、それ以降で絶対値が極端に大きい負の土圧分布が生ずることになる。

以上によって、両者の大きな相違は計算可能限界の違いにあると考えられる。論理的に一貫性のある岡部の土

圧式は粘性土地盤に対しては異常な結果をもたらすことのあることが認められた。これに対し、港湾の技術基準による算定方式は、各深さにおける土圧強度のみを連ねて所要壁高の土圧強度分布とするものであるが、何らの理由付けのないまま用いている点、問題があると考え。いずれにせよ、土圧強度方式と土圧合力方式の計算可能範囲の大幅な相違はあまりにも大きく、特に実務に与える影響は大きい。この原因はすべり角式の荷重項の γy と $\gamma h/2$ の違いによるものであるが、結局、土圧強度方式の場合は直接所定深さの土柱重量によってすべり角を求めるのに対し、土圧合力方式は土層の1/2の深さの土柱重量によってすべり角を算定することになっているが、これがすべての土層地盤を代表するのに適切であるか問題のあるところである。

さらに、各計算方式によるすべり面の相違を知るため、上と同様な計算条件での壁高10 mの場合について、すでに述べた方法によって算定したものを図-7と表-2に一括示した。土圧合力方式による場合の壁面付着力を考慮しないとき ($\lambda = 0$) は $\overline{a\bar{a}'}$ であり、トムリンソンの値を用いて $\lambda = 0.77$ の付着比をとるときは $\overline{c\bar{c}'}$ であるがともに直線で示されている。これに対し、土圧強度方式は $\lambda = 0$ のときは $\overline{b\bar{b}'}$ 、 $\lambda = 0.77$ のときは $\overline{d\bar{d}'}$ であり、ともに緩い曲線を描く。壁面付着力を考慮するときは、いずれも緩勾配になるなど、計算方式と壁面付着力の影響が明確に示されている。表-2から両方式によるすべり面の地表での値の差はいずれも6.7%であり

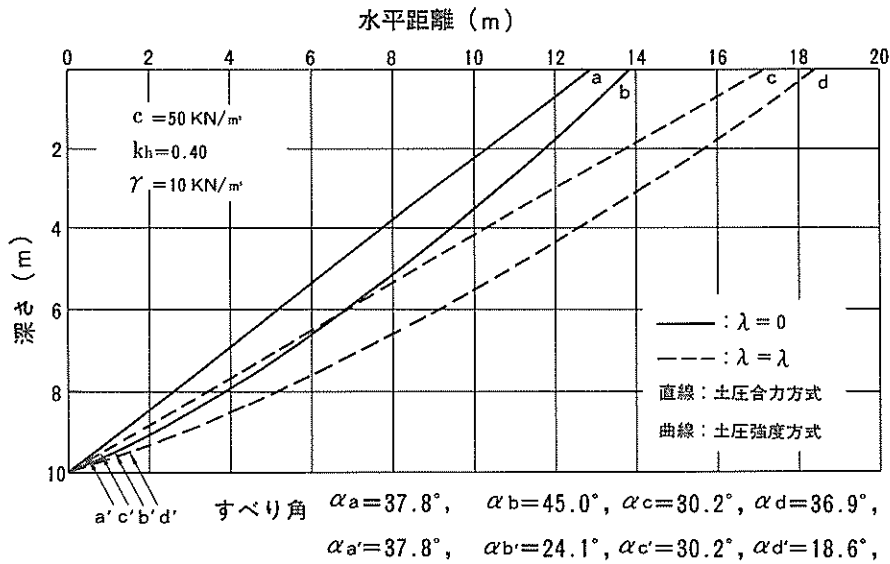


図-7 計算方式の違いによる粘土地盤のすべり面の比較

表-2 計算方式の違いによる粘土地盤のすべり面の比較

| | | 単位 | 土圧強度方式 | | | | 土圧合力方式 | |
|--------------|---------|----|---------------|---------------|---------------------|---------------------|---------------|---------------------|
| | | | $\lambda = 0$ | $\lambda = 0$ | $\lambda = \lambda$ | $\lambda = \lambda$ | $\lambda = 0$ | $\lambda = \lambda$ |
| すべり角 | 地面 | 度 | 45.0 | (平均) | 36.9 | (平均) | 37.8 | 30.2 |
| | 深さ 10 m | 度 | 24.1 | 34.55 | 18.6 | 27.75 | | |
| すべり面の地表面での位置 | | m | 13.82 | 14.52 | 18.42 | 19.01 | 12.89 | 17.18 |

註) 計算条件: 壁面鉛直, 地表面水平, 上載荷重なし, 水中震度 $k = 0.40$
 単位体積重量 $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$, 粘着力 $c = 50 \text{ kN/m}^2$

大きくないことがわかる。なお、土圧強度方式におけるすべり面の算定は相当煩雑になることが予想されるが、ここでは、これを簡単にするため、上層と下層のすべり角を単純に算術平均することによって求めた値を表に併記しておいた。計算法の粗さに比べて両者の差は5%以下であり、小さいと判断されるが、この平均化の計算法はかなりな精度をあげうる簡単な方法として、設計実務において盛んに用いられるものと思われる。以上述べたように、土圧強度方式による壁面すべり面を背後地盤にスライドさせる方法は、かなり良好な結果を示すと判断される。

b. 提案式と従来の土圧式の関連事項

提案式と従来の土圧合力方式との相違は τ_y と $\tau_y/2$ との違いおよび壁面付着強度 $c_a = \lambda c$ を考慮するか否かの2点であるといえる。それゆえ、提案式の荷重項の

τ_y に $1/2$ の定数を乗じることによって、直ちに、壁面付着力を考慮する土圧合力方式による地震時土圧式を得ることができるが、これにさらに $\lambda = 0$ とおけば、主動土圧の場合は岡部の式と同一の式を得ることができる。

提案式は土圧強度式の極値法によって、すべり角を算定しているが、これによって得られる土圧合力ははたして、土圧合力方式によるそれより、常に、主動の場合はより大きく、受働の場合はより小さい値を示すかどうかの問題がある。これについて、提案式によるすべり角は、常に、土圧合力方式によるよりも小さな値となるので、これによって算定される土圧強度は、常に、上述に示すような結果をもたらすことになるということが出来る。その具体例として、図-5、図-6、図-7をあげることができる。

さらに、提案式の地震時受働土圧式において、 $c = 0$,

と置くことにより、砂質土の地震時土圧式を得る。主働土圧については、すでに述べたように、物部の式と岡部の式が等しいことが荒井¹⁵⁾によって数学的に等しいことを確認している。それゆえ、ここでも提案式の砂質土の地震時受働土圧式が物部の土圧式と等しくなることを数学的に明らかにすることにする。誘導内容は提案式のすべり角式をとおして物部の土圧式に至るものであるが、煩雑のため付録Aにその詳細を掲載しておいた。ここでは、ほかの事項との関連ですべり角と土圧係数式を物部の式の形式で、かつ、記号と符号は提案式にしたがって示すことにする。両式の上位符号は主働土圧、下位符号は受働土圧である。

$$p_{a,p} = \left\{ \gamma y \sin \beta + \frac{q \sin^2 \beta}{\sin(\beta - \omega)} \right\} K_{a,p} \quad \dots\dots (11)$$

$$K_{a,p} = \frac{\sin^2(\beta \mp \phi \pm \epsilon)}{\cos \epsilon \sin^2 \beta \sin(\beta \pm \delta \pm \epsilon) \left[1 \pm \frac{\sin(\phi \mp \omega - \epsilon) \sin(\phi + \delta)}{\sqrt{\sin(\beta \pm \delta \pm \epsilon) \sin(\beta - \omega)}} \right]^2} \quad \dots\dots (12)$$

$$\begin{aligned} \cot(\alpha - \omega) &= \cot(\beta \pm \phi \pm \delta - \omega) \\ &+ \operatorname{cosec}(\beta \pm \phi \pm \delta - \omega) \sqrt{\frac{\sin(\beta \pm \delta \pm \epsilon) \sin(\phi + \delta)}{\sin(\phi \mp \omega - \epsilon) \sin(\beta - \omega)}} \quad \dots\dots (13) \end{aligned}$$

c. 粘土地盤における壁面付着力を考慮した地震時土圧

提案式の特徴を知るため、ここでは内部摩擦角および壁面摩擦角ともに零の純粋な粘土地盤の地震時土圧について検討する。これは壁面付着力が土圧に対してどのような影響を与えるかについて、より明確にその効用を知るために行うものであり、そのためには、土の内部摩擦角や壁面摩擦角などの砂質土成分が全く入っていない土圧式で検討する方がより効果的であると考えられる。

壁面付着力を考慮するときの粘土地盤において、壁面が鉛直で地表面が水平の場合の地震時土圧式を求めると、式(14)、式(15)を得る。ただ、主働土圧の場合は上位符号であり、受働土圧の場合は下位符号である。

$$\begin{aligned} p_{a,p} &= \frac{(\gamma y + q) \sin(\alpha \pm \epsilon)}{\cos \epsilon \sin \alpha} \\ &\mp \frac{c(1 + \lambda) \sin^2 \alpha}{\cos \alpha \sin \alpha} \quad \dots\dots (14) \end{aligned}$$

$$A = \pm \sin \epsilon \pm \frac{\lambda c \cos \epsilon}{\gamma y + q} \quad \left. \vphantom{A} \right\}$$

$$\begin{aligned} B &= \pm \sin \epsilon \mp \frac{(2 + \lambda) c \cdot \cos \epsilon}{\gamma y + q} \\ 2\alpha &= 90^\circ - \tan^{-1} \sqrt{\frac{A^2}{B^2 - A^2}} \quad \left. \vphantom{B} \right\} \dots\dots (15) \end{aligned}$$

このような単純な地盤地形の下における計算条件では、すべり角は主働・受働のいずれの場合も等しい結果となる。すでに、図-7および表-2において検討したように、壁面付着力を考慮する方が、考慮しない場合よりすべり面は緩くなる。上述の場合は $c = 50 \text{ kN/m}^2$ で付着比は、トムリンソンの値を用いて $\lambda = 0.77$ としているが、すべり面が地表面に現われる水平距離は壁面付着力を考慮する場合の方が約 30 ~ 34 % 遠方になっている。しかし、深さ 10 m における提案式による地震時主働土圧強度は、壁面付着力を考慮するときは 40.5 kN/m^2 、考慮しないときは 55.3 kN/m^2 となり、一方、地震時受働土圧強度はそれぞれ 145 kN/m^2 、 160 kN/m^2 となり、壁面付着力の効果が明らかに表われている。

この壁面付着力の常時の土圧に与える影響を検討するため、土圧式の壁面付着力を含む粘着力項 p_c のみについて算定し、図-8に示した。ここでは、すでに述べたトムリンソンの壁面付着力を用いているが、粘着強度が 35 kN/m^2 以下の軟弱粘土地盤のとき、付着比は $\lambda = 1$ であり、 p_c は壁面付着力を考慮しないときの 41 % 増しとなる。しかし、粘着強度がそれ以上大きくなると付着比が減少するので、これが p_c にも及び、粘着強度 100 kN/m^2 では約 22 % 増し、 200 kN/m^2 では 16 %、 400 kN/m^2 では 12 % 増と増加比率は減少する。

ここで、壁面付着力を考慮する地震時土圧の特徴を知るため、壁面鉛直、地表面水平の単純な地盤地形の粘土地盤について、地盤震度をパラメータとした地震時土圧を式(14)、式(15)によって求め、これを図-9から図-13までに示した。まず、壁面付着力を考慮しない場合についての土圧強度とすべり角を知るため、図-9には地震時主働土圧、図-10には地震時受働土圧を示した。すでに述べたとおり、すべり角は主働も受働も同一の値を示すので、ここでは図-9の方のみに示した。これらは、ともに $p_c/c \sim (\Sigma \gamma h + q)/c$ と $p_a/c \sim (\Sigma \gamma h + q)/c$ のように無次元表示で一括まとめて示してある。図からわかるように、すべり角は零度付近は下向きに急な角度の曲線となっている。これに対し、土圧強度は主働土圧の場合は無限大に向っているのに対し、受働土圧の場合は上昇傾向がゆるみ下向きに向い、やがて零に向けて急激に落ちこむ結果となっている。

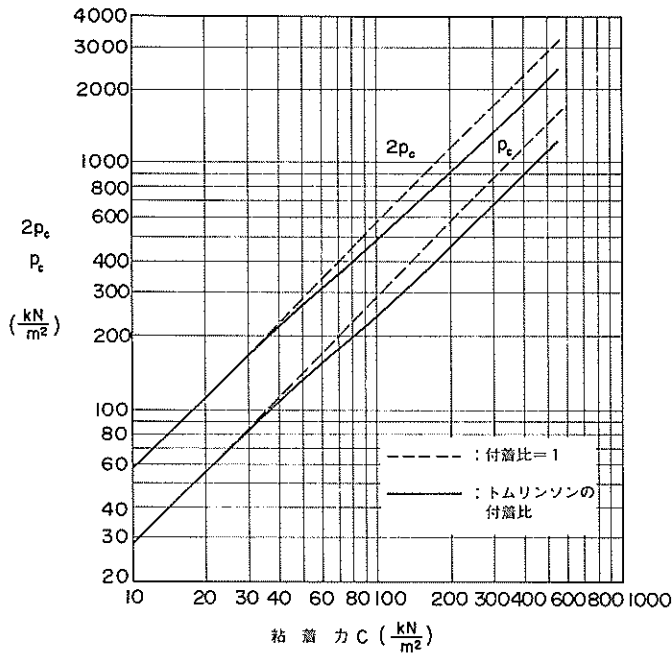


図-8 粘着力と土圧粘性項の関係

図-11と図-12は付着比が $\lambda = 1$ の場合の地震時の主働土圧強度と受働土圧強度を示したものである。すべり角は $\lambda = 0$ の図-9と比較して全体的に小さな値を示している。また図-13は $c = 50 \text{ kN/m}^2$, $\lambda = 0.77$, $c_0 = \lambda c = 38.5 \text{ kN/m}^2$ のみを代表例として示したものであるが、 $\lambda = \lambda$ の場合は無次元表示する効用はない。これは $0 < \lambda < 1$ の場合、粘着強度とは付着強度が非線形の関係にあるからである。以上の土圧図から、常時または荷重が零の地表面におけるすべり角は、いずれも唯一の特性値を示すが、それらの値は式(10)によって求めることができる。

$$2\alpha = 90^\circ - \tan^{-1} \sqrt{\frac{1}{\left(\frac{2}{\lambda} + 1\right)^2 + 1}} \quad \dots\dots (10)$$

これによると、壁面付着力を考慮しないときは45度であるが、 $\lambda = 1$ のときは35度16分、 $\lambda = 0.77$ のときは36度56分となる。

なお、すべり角が零になる条件は、壁面付着力には全く関係なく定まり、さきに述べた式(10)式によって求められると言う留意すべき点がある。さらに、壁面付着力と地震時土圧の関係において、ほかの計算条件が等しいならば、付着比が大きいかほど地震時主働土圧は小さくなり、

受働土圧は逆に大きくなる。これらの2点の特徴は、砂質土地盤の壁面摩擦角のすべり角および土圧に対するかわり方と非常によく似ている。

d. 壁面付着力を考慮した地震時土圧式の限界値問題
提案する地震時土圧式の使用範囲を知るうえで、土圧式の計算可能な範囲を知ることは重要である。すでに述べたように、従来の土圧合力方式による地震時土圧式と、提案式の相違の主要な事項の1つに $\gamma h/2$ か $\gamma \cdot y$ かの問題、すなわち、計算可能な範囲についての問題（限界値問題ともいう。）があった。この限界値問題を活用して、合理的な構造設計および調査・試験および研究の実施計画にも役立てることができると思われる。計算可能限界は、すべり角の式(7)および式(9)において、まず、すべり角 α が地表面の傾斜角 ω より小さくならないこと、すなわち、 $\alpha > \omega$ の条件を満足していることがあげられる。つぎに、 $\tan \mu$ の式の平方根を正にする範囲があげられる。したがって計算可能限界の式は、結局、式(11)によって示される。ここで、上位符号は主働土圧の場合であり、下位符号は受働土圧の場合である。

$$\left. \begin{aligned} \tan^{-1} \mp \frac{B}{C} < \beta \pm \phi - 2\omega \\ \text{または } 0 < B^2 - A^2 + C^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots (11)$$

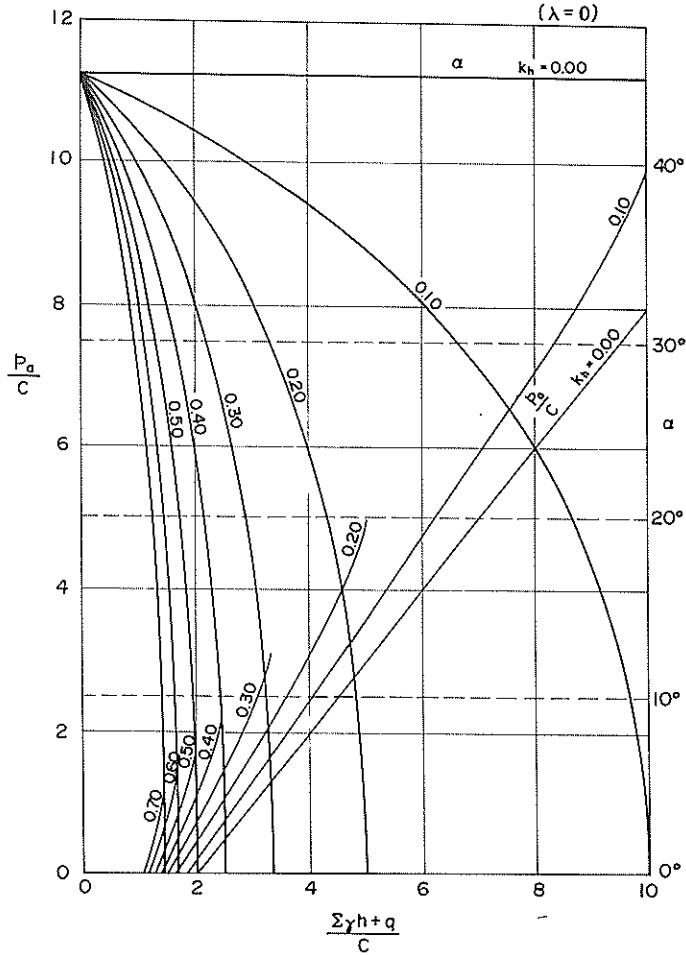


図-9 粘土地盤の地震時主働土圧強度とすべり面

砂質地盤の場合は、式(9)から、平方根内を正に保つ条件から、よく知られている関係式(10)を得る。

$$0 < \phi \mp \omega - \epsilon \quad \dots \dots (10)$$

一方、壁面鉛直、地表面水平の単純な地盤地形を有する粘土地盤は、すでに述べたように、式(10)によって求めることができる。

e. 実際の粘性地盤への地震時土圧式の適用

実際の粘性土地盤への適用についての問題は、数多く考えられるが、ここでは、そのうちの主要な2、3について検討することにする。

まず、実験の粘性土地盤で、地盤強度の鉛直分布と層厚の関係から、粘着力強度を一定として扱うより、台形分布とした方が適切である場合が多いと思われる。わが

国の海底の粘性土地盤の一軸圧縮強度の分布は、一般に、 $d_c/(\gamma d_h) = 1/3 \sim 1/4$ であることはよく知られているところであるが、このような場合には、土圧強度方式の算定法の方が土圧合力方式に比べて対応が容易であることは、式の誘導過程から十分理解されることである。これに対し土圧合力方式は、全体的均質地盤を前提としているので、何らかの方法で強度を平均化するか、層分けの合理的な方策を見出す必要があると考える。

つぎに、粘性土地盤が明確に異なる複数の層からなっている場合であるが、一般に、このような地盤に出会うことが多い。こうした場合の土圧強度方式と土圧強度方式と土圧合力方式の対応については前の場合と同様に考えてよいと思われる。

このような場合のすべり角の算定法は、非常に難解で

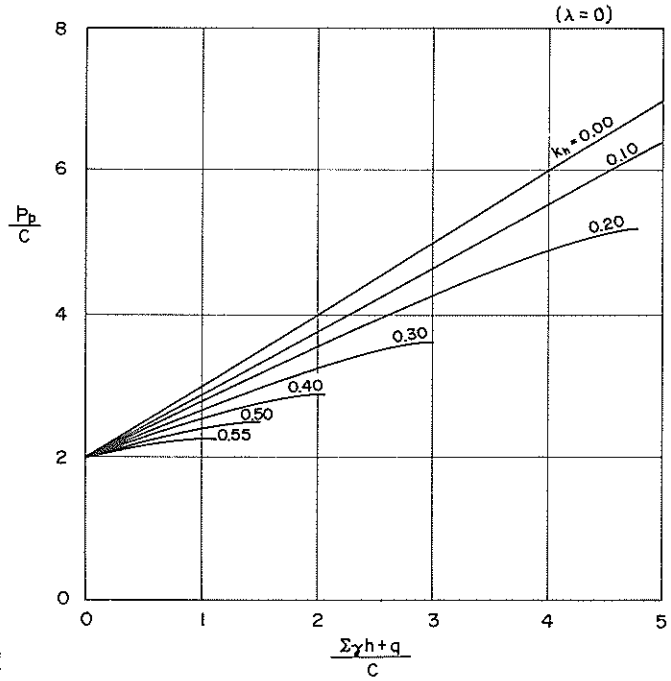


図-10 粘土地盤の地震時受働土圧強度

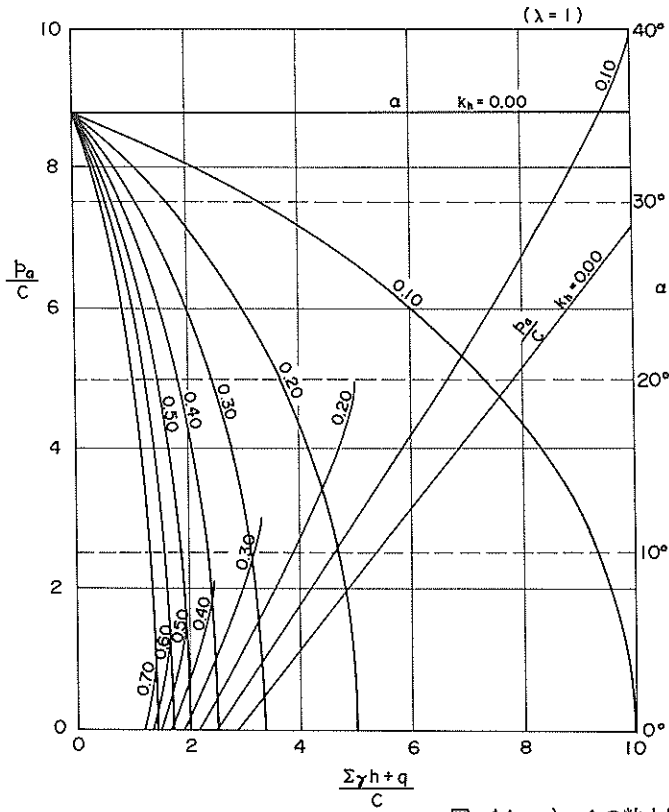


図-11 λ = 1 の粘土地盤の地震時主働土圧強度とすべり角

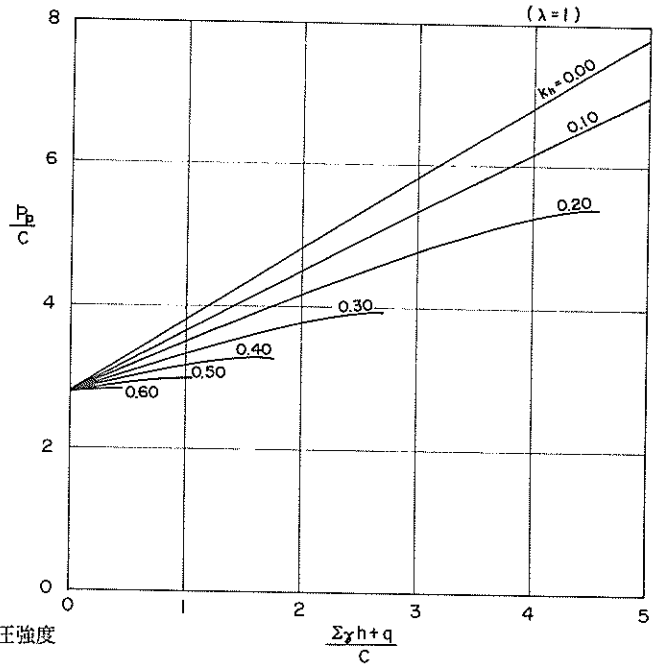


図-12 $\lambda = 1$ の粘土地盤の地震時受働土圧強度

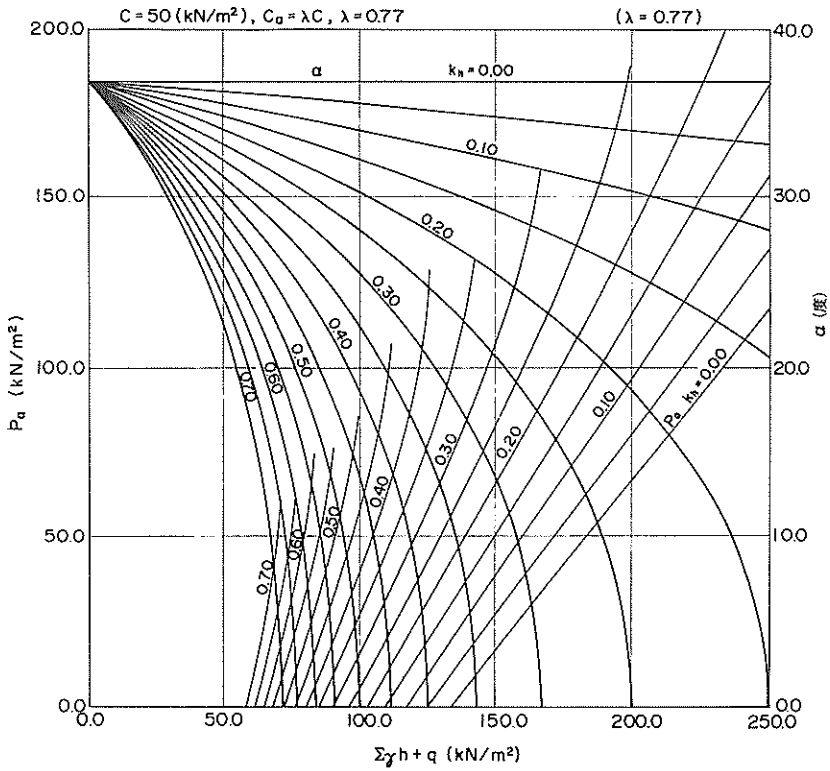


図-13 $\lambda = 0.77$ の粘土地盤の地震時主働土圧強度とすべり角

あり、当初から市原方式などによる算定法を用いることになるのかも知れない。しかし、概略的には、これまで述べてきた、壁面でのすべり角を背後地盤にスライドさせる算定方法で十分であると考ええる。

特に重要な地盤強度の試験法とその評価法であるが、従来の一軸圧縮強度のみの評価法では十分でないので、三軸圧縮試験結果の現地への適用をはかるなど、新たに適切な評価法が望まれる。また、壁面付着力の問題は、さらに、不明な点が多く、そのほとんどは今後の調査・研究にまたなければならないものと考ええる。

3. 根入れ部が粘土地盤内にある矢板護岸の 模型 振動実験と提案式の比較

本提案式は、すでに述べたように、粘性土地盤の地震時土圧を重点的に取り扱うためのものであるが、本式のもつ特徴と算定結果の精度を確めなければならない。通常は理論式の検証のための実験を計画的に実施するものであるが、粘性土地盤の土圧実験は過去の多くの研究から、相当な精度を期待できる成果を出すための実験は容易に行えるものではないと言うことは、すでに多くの知るところとなっている。ところで本研究構造部においては2か年余にわたって、根入れ部が粘土地盤内にある矢板護岸の模型振動実験を行ったが、最近これを取りまとめ報告^{19,20)}を行った。この実験資料の一部を用いて、提案式の実験的検証を行うことの事前了解を当該関係者から得て資料の提供をうけたが、ここに、これらの検討結果を報告する。

3.1 矢板護岸の模型振動実験の概要

粘性土の土圧についての実験的研究は砂の場合と比較して、相当な難題をとまなうなど、容易に行うことができない状況にあるため、これらの研究成果の報告はほかと比較してきわめて少ないようである。まず、実験材料としての粘土は均質で、かつ、砂やシルトおよび貝殻・有機物の含まないものを相当量確保する必要がある。つぎに、この粘土の保管や処理についても考慮しなければならない。さらに、実験に際しては、粘土材料を適量の水で解きほぐし、均質な実験材に調整する必要があるため、適当な機械や装置を整備する必要がある。そして、粘性土層の振動実験の特性についての報告からわかるように、適切な成果を得るには、使用する粘土材料はかなりの量を必要とする。特に、砂の場合と異なる困難な点は、実験の目的に応じた強度に粘土層を圧密し、造成する必要があることである。今回の場合、厚さ約50～60cmの粘土層を作るための1段階荷で約2～3か月間要

するので、3段階荷にもなると150日間圧密することになるが、その管理だけでも相当なものである。また、実験後の粘土の除去および清掃による濁水についての処理・処分は公害防止条例に則るものでなければならない。

ここに述べる実験は港湾技術研究所構造部振動研究室において、1978年から約2か年を要して行われた矢板式護岸の模型振動実験であり、その成果は稲富ら²⁰⁾によってすでに報告されている。これらの実験施設および実験の概要は図-14に示すとおり、幅、長さとも3.0m、高さ1.2mの鋼製実験槽内に、まず、粘土地盤を圧密造成し、その上に、高さが60～70cmで、背後の地盤が砂層からなる矢板式護岸の模型が造られている。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タイロッド張力と地盤の強さや振動の大きさの関係を求めようとしたものである。

図のなかに実験計測のための計器の配置も示したが、地盤内に埋設された5個の加速度計と実験槽の外側に設けた台加速度計、および、矢板腹起し部に設けた小加速度計などは、地盤内の主要な個所の加速度の振動特性と相互の関連を計測するためのものである。さらに、矢板のたわみ量を測定するための7個のダイヤルゲージとタイロッド張力のためのロードセルも設置してある。このほか、中央部のアルミ板(厚さ6mm、幅20cm、長さ110cm)の矢板には36個のひずみゲージを3cm等間隔に張り、矢板の振動時の曲げモーメントを計測する。

実験に用いた粘土および砂は表-3に示す。粘土材料は川崎港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のほとんどない良好な実験用粘性土である。一方、擁壁背後に用いる砂は小名浜産の細砂で、有効径が0.13mm、均等係数が1.31の単一粒径の砂である。実験槽に排水用に敷いた約60cm厚さの砂の上に、適量の水で調整した粘土をポンプ圧送で流し込む。適当に表面を均した後、排水のため砂を敷き、鋼製の載荷板をセットする。圧密は9本の油圧ジャッキによって載荷板に直接荷重をかけ、沈下によっても圧力が変わらないよう配慮されている。1段階の載荷は50日間を標準としており、その間の沈下量は10～18cmである。実験槽は4個あるので適当な強度に仕上げるため、載荷重と載荷段階を適当に調整した。例えば、3段階載荷圧密を例示すると、第1段階は50日間で、その間の沈下量は16cm、第2段階目は40日間で沈下量4cm、第3段階は60日間で沈下量は2cmであり、合計150日間の圧密で22cmの沈下量となった。

圧密完了後は荷重を除き、粘土層表面を一様に切削整形し、幅約20cm、長さ110cm、厚さ6mmのアルミ

Test No.2

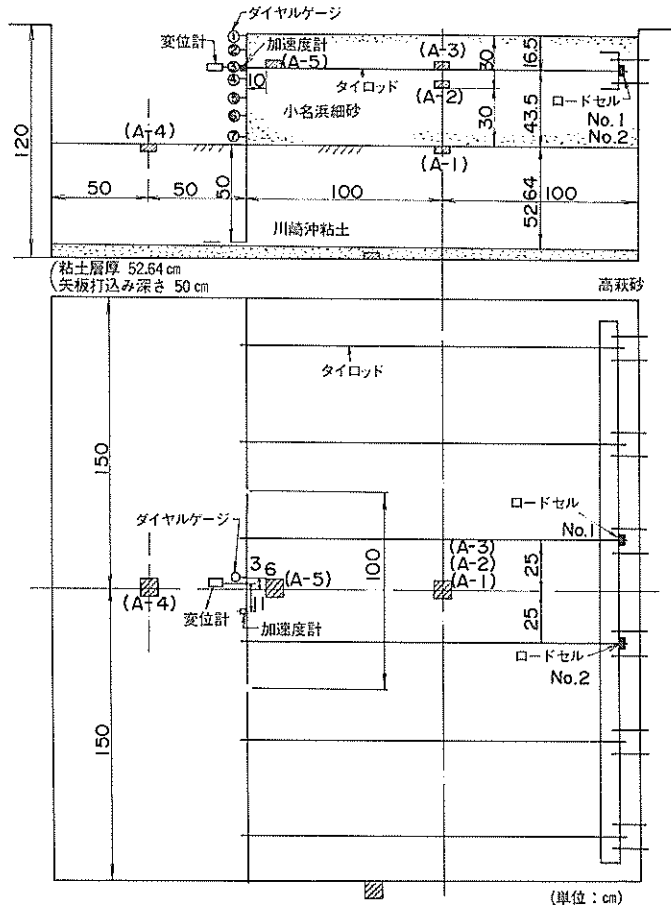


図-14 矢板式護岸の模型振動実験の実験装置

表-3. 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 組 成 | 砂 分 | 1.1 % | 有効径 D_{10} | 0.13 mm |
| | シルト分 | 38.4 % | 拘等係数 $D_{60}/D_{10}=U_c$ | 1.31 |
| | 粘土分 | 60.5 % | 透水係数 ($e = 0.86$) k | $= 0.0284$ cm/s |
| 液性限界 w_L | 85.9 % | e_{max} | 1.035 | |
| 塑性限界 w_p | 39.7 % | e_{min} | 0.670 | |
| 塑性指数 I_p | 46.2 | 安息角 | 32.5° | |

板5枚を1組にした実験矢板3組を粘土層の所定の位置に設置するが、それに要する日数は約10日程度である。さらに、矢板背後に小名浜砂を入れ、計測装置を装備するのに2~3日間は必要となる。すなわち、荷重除去後、約12~13日間にわたって粘土の除荷膨張を行ったわけであるが、この程度の粘土層では十分な膨張が行われたと考えてよいと思われる。

また、粘土層の強度測定はすべて実験後、代表的な数個所からシンワオールチューブにより採取した試料によることにし、一軸圧縮強度 q_u を求めたが、間隙比 e 、含水率 w 、単位体積重量 γ などの土質試験もあわせて行った。

振動実験は、各ケースごとにし加速度振幅を一定に保ち、振動数を1Hzのステップで5Hzから50Hzまで変化させた。各振動数における振動波数は約10波とした。なお、振動台に作用する加速度は、十分制御された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、ある傾向に従って最大約20%の変動が生じることがあった。ここでは、所与の加速度を台加速度と言い、実測値の平均値を台加速度の平均値と言うことにする。

模型の中に埋設されている5個の加速度計によって模

型内の振動特性とその相互関係を知ることができる。その代表的な例として、図-15に4ケースの振動数に対する加速度計の応答倍率を示す。多くの測定結果のなかからこの4例を選んだ理由は、提案している土圧式は極限平衡状態のものであるが、これを検討するのに実験条件がこの状態に近いものであり、適切であると考えられたからである。この4ケースの加速度応答率からつぎのことが言える。①腹起し部のA-6の記録を除く他のいずれの記録においても振動数が10Hz付近に応答倍率に1個の山を見ることができ、その値はほぼ同程度のものであることがわかる。②10Hzをこえると加速度計A-4を除くその他の記録はおおの固有のパターンをもちながら振動数20~40Hzにおいて1個または2個の応答倍率の小さな山をもつことがわかる。

このうち、最も重要なことは振動数10Hz付近に生ずる応答倍率の大きさは2~3であり、画一的なものとみなすことができるということである。そして、これがまた、後述するように、主働土圧が最大で、かつ、受働土圧が最小の状態であり、期待する極限平衡状態をもたらす可能性が十分あることである。

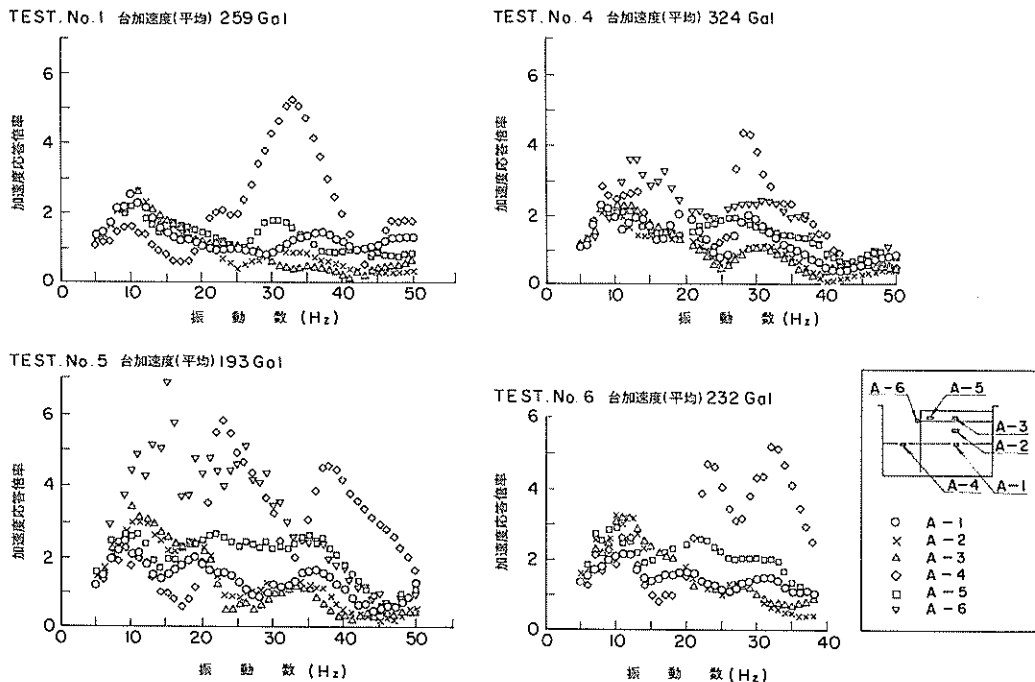


図-15 模型地盤内における加速度応答倍率と振動数の関係

3.2 模型振動実験と提案式の比較

模型振動実験は矢板護岸の粘土地盤を基礎工とするものであるが、提案式の検証のために、矢板の根入れの安定性を検討することにした。具体的には図-18にあるように、背後砂層からなる擁壁部と粘土層の矢板根入れ部からなっている矢板護岸であるので、砂層部の地震時主働土圧を外力とし、これに対し、底部の粘土層の地震時の抵抗土圧（ここでは、地震時受働土圧と地震時主働土圧の差を地震時の抵抗土圧という）がこれに抵抗するものとして、この両者のタイロッド取付点に関する回転モーメントを比較することになる。港湾の技術基準ではこのような抵抗土圧を入れることなしに、主働土圧と受働土圧のそれぞれの回転モーメントを求め、これを比較することになっているので、ここに用いる抵抗土圧による方法とは若干異なる。一般に、抵抗土圧による場合は、安全率が1より大きいときは港湾の技術基準の場合より大きな値を示し、反対に小さいときはより小さな値を示す。

矢板護岸の振動模型実験は計9ケース行われたが、ここでの粘土土圧の検討に適当なものとして6ケースを選び、残りの3ケースは除外することにした。実験の9ケースは控え工を完全に固定するもの7ケースと控え版と呼ばれている控え工の場合2ケースあったが、控え版の実験は控え版の前傾を許すものだけについて行われたため、粘土層の安定限界を検討するには適当ではなかった。ほかの1例については粘土強度が高く、構造的に安定でありすぎて適当ではないので除外することにした。

これら6ケースを取りまとめ、実験の主要な事項を示したのが表-4である。実験番号No. 4-0が裏込後および実験前となっているのは、振動台の故障で12日間実験を中断したのと、粘土の強度が小さいため、再実験にいたるまで最下段のダイヤルゲージ⑦の読みが、裏込後3.8 mmであったものが、実験直前には5.6 mmに変位していたためである。応答加速度（最大）については、すでに図-15で述べたように、10 Hz付近に生ずる各位置での応答加速度の代表値を記入すべきであるが、ここでは、稲宮²⁰⁾らの報告にあるように、タイロッドのほぼ中央付近に設置したA-3の加速度計の値を示した。水平震度は、ここでは応答加速度（最大）を重力の加速度 $1G = 980.7 \text{ Gal}$ として、単純に計算したものである。控え工張力は例えば図-16に示すような結果から、各加速度レベルにおける控え工張力の最大値を記したものである。図からわかるように、控え工張力の最大値は加速度レベルが低いときは20 Hz付近に最大値の山があるが、加速度の増加とともに10 Hz付近に移動するだけで、ほかの振動数の範囲に最大値は生じない。このことは図

15において述べたことと深くかかわる重要なことで、この模型振動実験においては振動数が10 Hz付近において、模型全体が共振し、作用力は最大値、抵抗力は最低値を与える状態にあることを示すものであると思われる。

図-17は図-14に示した7個のダイヤルゲージによって、振動実験直後に測定された試験矢板の水平たわみ量である。図-17の矢板背後にまず、タイロッドが矢板天端（ここでは地表面と同一高さ）から16.5 cm (No. 1は11.5 cm)の位置に設置されていることを示している。さらに、砂層の単位体積重量 $\gamma_1 (\text{gf/cm}^3)$ 、内部摩擦角 ϕ （ここでは、 $\phi_d = 33$ 度—一定）、壁面摩擦角 δ （15度—一定）の各定数と、底部粘土層の単位体積重量 $\gamma_2 (\text{gf/cm}^3)$ 、粘着強度 c および底部粘土層と矢板の擁壁高（または根入れ長）(cm)が記されている。このうちの粘土層の γ_2 と c （ここでは $c_u = 1/2 q_u$ ）は実験終了後に粘土層から採取した試料の強度試験の結果を平均したものである。また、表-4の記事欄の h は擁壁高(cm)、 d は矢板の根入れ長(cm)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、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、水平変位量は小さく、破壊には相当な余力を残していることがわかる。また、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、極限平衡状態附近における水平変位の急激な増加を容易に見ることができるなど、適確に知ることができる。

図-18は、個々の実験において、以上に述べたような条件のもとに各計算方式による、実験No. 5の場合についての土圧分布図である。ここで、土圧計算するにあたって問題となった事項についての内容とそれに対する処理の仕方などについて述べることにする。まず、水平震度については図-15で検討したように、実際には模型の断面位置によって、その加速度応答倍率は若干異った値を示している。土圧計算上どの値を用いるのが適切であるかが重要課題である。ここでは、タイロッド中央にあるA-3の値を用いることにした。それはA-2とA-3はともに模型護岸の位置的に中央に置かれていること、また、いずれの実験ケースにおいても、振動数が10 Hz付近の加速度応答倍率はほぼ同様な値であり、かつ、ほかの加速度計より高めの値を示すなど、全体を代表するのに適切であると考えられたからである。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、後にも述べるが、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。

表一 4. 粘土地盤土圧実験主要諸量

| 実験番号 | 台加速度 Gal | 台加速度 (平均) | 応答加速度 (最大) | 水平震度 | 壁底部の 変位量 | 控 え 張 力 T(kgf/cm) | 記 事 | 実験番号 | 台加速度 Gal | 台加速度 (平均) | 応答加速度 (最大) | 水平震度 | 壁底部の 変位量 | 控 え 張 力 T(kgf/cm) | 記 事 |
|------|-------------|--------------|---------------|--------|-------------|----------------------|--------------------------------|------|-------------|--------------|---------------|--------|-------------|----------------------|--------------------------------|
| No. | Gal | Gal | Gal | k | mm | T(kgf/cm) | | No. | Gal | Gal | Gal | k | mm | T(kgf/cm) | |
| 0 | 裏込後 | 0 | 0 | 0 | 1.065 | — | $\gamma_1=1.348\text{gf/cm}^3$ | 0 | 裏込後 | 0 | 0 | 0 | (3.827) | — | $\gamma_1=1.341\text{gf/cm}^3$ |
| 1 | 20 | 10 | 90 | 0.0918 | 1.158 | 0.45 | $\gamma_2=1.521\text{gf/cm}^3$ | 1 | 10 | 12 | 104 | 0.1061 | (5.599) | 0.73 | $\gamma_2=1.496\text{gf/cm}^3$ |
| 2 | 40 | 41 | 132 | 0.1346 | 1.220 | 0.55 | $h=55.0\text{ cm}$ | 2 | 25 | 32 | 155 | 0.1581 | 0.145 | 0.86 | $h=71.5\text{ cm}$ |
| 3 | 80 | 85 | 255 | 0.2600 | 1.377 | 0.88 | $d=55.0\text{ cm}$ | 3 | 50 | 64 | 204 | 0.2080 | 0.341 | 1.02 | $d=38.5\text{ cm}$ |
| 4 | 160 | 167 | 350 | 0.3569 | 1.673 | 1.29 | $e=57.0\text{ gf/cm}^2$ | 4 | 100 | 127 | 284 | 0.2896 | 0.638 | 1.31 | $e=40.5\text{gf/cm}^2$ |
| 5 | 250 | 257 | 590 | 0.6016 | 2.168 | 2.01 | | 5 | 150 | 188 | 370 | 0.3773 | 1.020 | 1.83 | |
| 0 | 裏込後 | 0 | 0 | 0 | 1.352 | — | $\gamma_1=1.349\text{gf/cm}^3$ | 0 | 裏込後 | 0 | 0 | 0 | 1.820 | — | $\gamma_1=1.366\text{gf/cm}^3$ |
| 1 | 10 | 10 | 62 | 0.0632 | 1.467 | 0.25 | $\gamma_2=1.548\text{gf/cm}^3$ | 1 | 10 | 13 | 76 | 0.0775 | 2.048 | 0.55 | $\gamma_2=1.514\text{gf/cm}^3$ |
| 2 | 25 | 26 | 120 | 0.1224 | 1.548 | 0.29 | $h=60.0\text{ cm}$ | 2 | 25 | 31 | 174 | 0.0774 | 2.193 | 0.76 | $h=60.5\text{ cm}$ |
| 3 | 50 | 56 | 207 | 0.2111 | 1.652 | 0.39 | $d=50.0\text{ cm}$ | 3 | 50 | 51 | 232 | 0.2366 | 2.333 | 0.93 | $d=50.0\text{ cm}$ |
| 4 | 100 | 114 | 270 | 0.2753 | 1.809 | 0.51 | $e=105.7\text{ gf/cm}^2$ | 4 | 100 | 118 | 380 | 0.3875 | 2.766 | 1.42 | $e=52.5\text{gf/cm}^2$ |
| 5 | 150 | 167 | 362 | 0.3691 | 2.965 | 0.77 | | 5 | 150 | 149 | 448 | 0.4568 | 3.139 | 1.84 | |
| 6 | 200 | 220 | 540 | 0.5506 | 2.176 | 0.96 | | 6 | 200 | 193 | 505 | 0.5150 | 3.052 | 2.16 | |
| 7 | 250 | 266 | 645 | 0.6577 | 1.872 | 1.14 | | 7 | 250 | 232 | 684 | 0.6975 | 3.278 | 2.50 | |
| 0 | 裏込後 | 0 | 0 | 0 | 1.692 | — | $\gamma_1=1.333\text{gf/cm}^3$ | 0 | 裏込後 | 0 | 0 | 0 | 1.561 | — | $\gamma_1=1.363\text{gf/cm}^3$ |
| 1 | 10 | 10 | 58 | 0.0591 | 1.857 | 0.24 | $\gamma_2=1.563\text{gf/cm}^3$ | 1 | 10 | 11 | 79 | 0.0806 | 1.685 | 0.50 | $\gamma_2=1.521\text{gf/cm}^3$ |
| 2 | 25 | 27 | 100 | 0.1020 | 1.960 | 0.30 | $h=70.0\text{ cm}$ | 2 | 25 | 27 | 164 | 0.1672 | 1.842 | 0.60 | $h=60.0\text{ cm}$ |
| 3 | 50 | 61 | 175 | 0.1785 | 2.114 | 0.39 | $d=40.6\text{ cm}$ | 3 | 50 | 52 | 222 | 0.2264 | 1.980 | 0.81 | $d=50.0\text{ cm}$ |
| 4 | 100 | 121 | 244 | 0.2488 | 2.310 | 0.50 | $e=151.8\text{gf/cm}^2$ | 4 | 100 | 105 | 370 | 0.3773 | 2.222 | 1.31 | $e=74.5\text{gf/cm}^2$ |
| 5 | 150 | 179 | 358 | 0.3651 | 2.433 | 0.67 | | 5 | 150 | 150 | 464 | 0.4731 | 2.432 | 1.79 | |
| 6 | 200 | 238 | 480 | 0.4895 | 2.629 | 0.77 | | 6 | 200 | 193 | 645 | 0.6577 | 2.830 | 2.32 | |
| 7 | 250 | 289 | 587 | 0.5986 | 2.884 | 0.90 | | 7 | 250 | 232 | 684 | 0.6975 | 3.278 | 2.50 | |

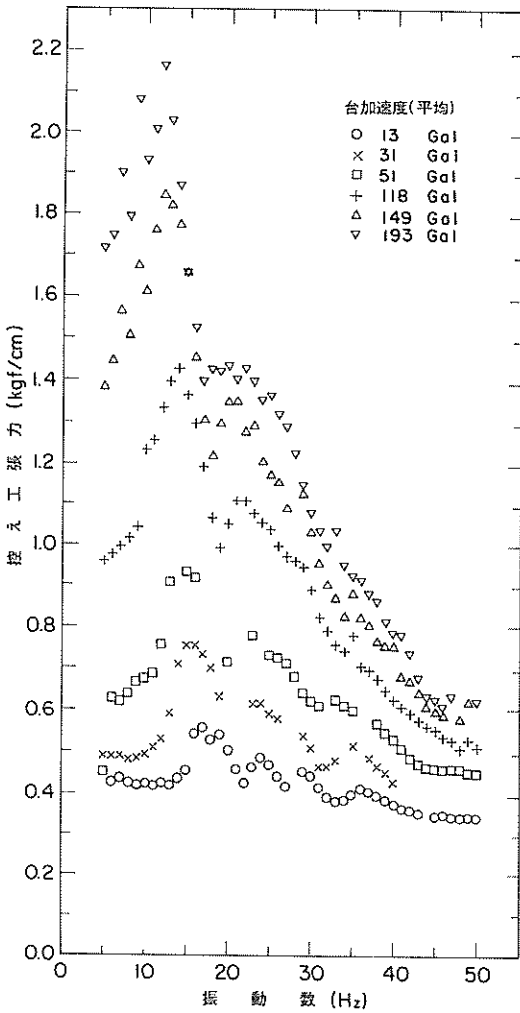


図-16 加速度と控え土に働く張力

つぎに、背後の砂層部の主働土圧であるが、ここでは A-3 の水平震度をそのまま採り入れ、 $\phi = 33^\circ$ 、 $\delta = 15^\circ$ の条件で地震時の主働土圧係数を求め、これに土柱重量を乗じて振動時の主働土圧分布を得た。問題は、まず、砂質土地盤において、計算可能範囲から僅かではあ

るがはずれた場合の取り扱いである。この場合における計算可能限界については、すでに検討したように、これらの関係式は $0 < \phi - \omega - \varepsilon$ で与えられる。ここでは $\phi = 33^\circ$ であるので、水平震度が 0.6494 を超えると土圧計算ができなくなるわけで、この条件に相当する場合は表-4 から No. 2-7 の $k = 0.6577$ と No. 4-7 の $k = 0.6547$ の 2 ケースある。この 2 ケースとも限界を極く僅か超えるに過ぎないことと、この際、限界近傍の実験ケースを放棄することなく、一応は検討を行ってみたいという事情から、これに適当地震時主働土圧係数の値について検討することにした。

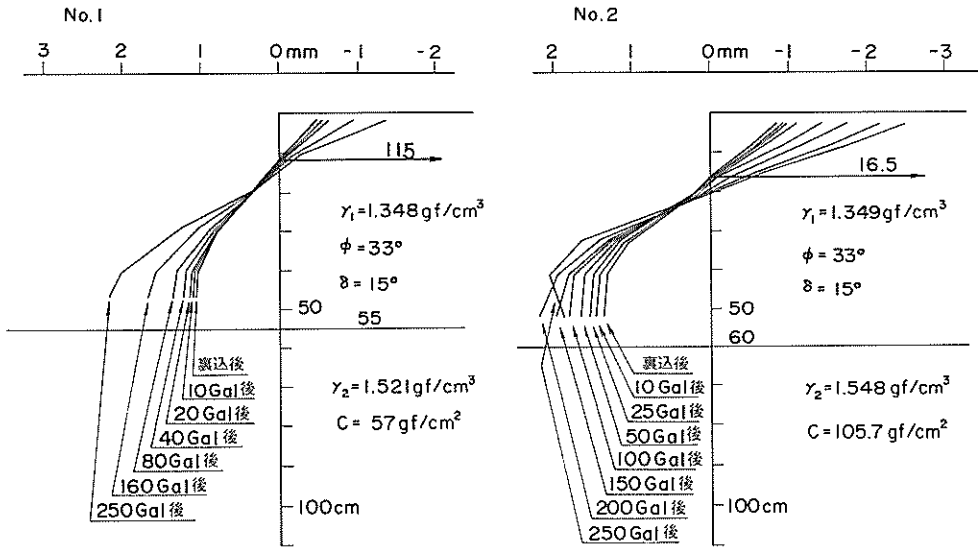
表-5 の結果から、 $\varepsilon = 33^\circ$ の主働土圧係数としては非常に大きな値を用いなくてもよいことが推察されたので、ここでの 2 ケースは地震合成角にして、それぞれ、 33.33° と 33.21° であることから、ここでは、ともに $K_a \cos \delta = 1.70$ が適当な値であるとして、これを用いて解析することにした。

粘土層の振動時の主働土圧については、まず、強度が大きくて、土圧強度が負になる場合があるが、ここでは負のまま用いることにし、何らの補正も行わないで処理することにした。つぎの問題として、粘土地盤の計算不能の範囲の取り扱いである。ここでは、主働土圧は受働土圧に先き立って計算不能の状態になり、計算上、無限大の値になるが、同じ深さにおける受働土圧の値のいかんを問わず、この状態になる直前の深さまでの抵抗土圧を有効とし、これ以深については零であるとし、検討の範囲からはずすという方法によって処理することにした。

図-18 はこのような計算条件のもとに求めた土圧分布図である。矢板背後の砂層部は地震時主働土圧であるが、粘土地盤はそれぞれの土圧式による抵抗土圧である。図中の○印の中の数字は表-4 の実験ケースの後番号であるが、この数字が大きくなるにしたがい地盤の応答加速度が大きくなるので、抵抗土圧の値が小さくなると同時に、計算可能の範囲も小さくなってゆくのがある。計算法の違いによる差は、壁面付着力を考慮する場合と考慮しない場合の差はかなり明確にでているが、これに対し、壁面付着力を考慮しない場合の土圧強度方式と土圧合力方式とでは計算可能範囲に違いがみられるが、抵抗土圧の大きさはほぼ同様である。ここでは壁面付着強

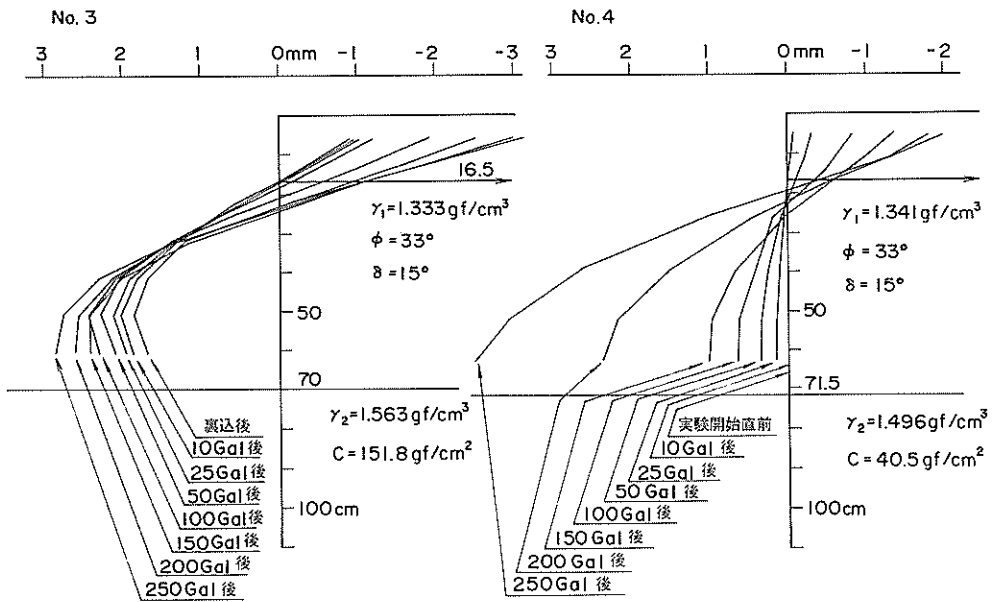
表-5. $\phi = 33^\circ$ 、 $\delta = 15^\circ$ における $\varepsilon = 30 \sim 33^\circ$ の主働土圧係数

| ε (度) | 30 | 32 | 32.5 | 32.8 | 32.9 | 32.95 | 32.995 | 32.999 |
|-------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|
| $K_a \cos \delta$ | 1.032 | 1.289 | 1.406 | 1.516 | 1.574 | 1.616 | 1.688 | 1.706 |



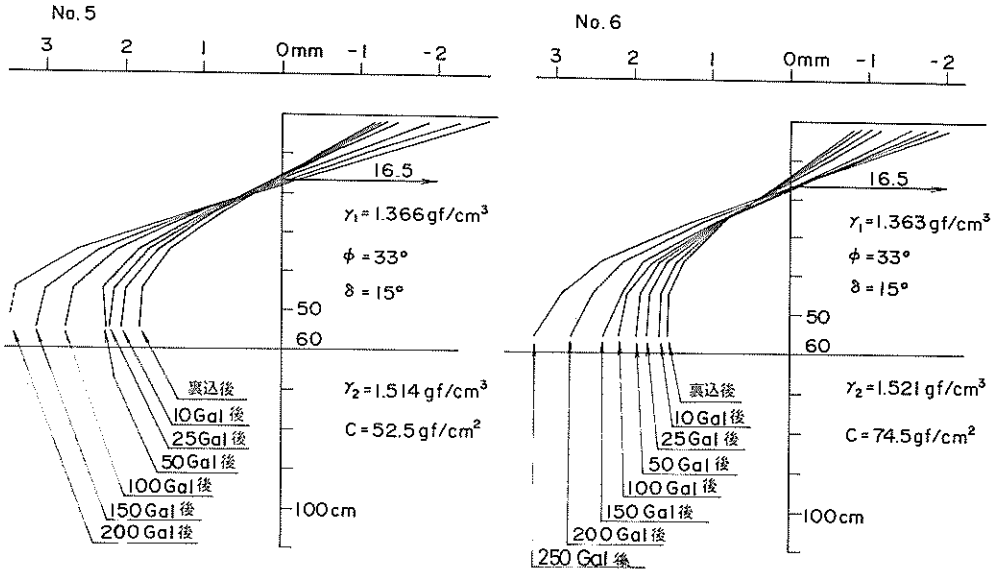
(a)

図-17 加速度と矢板のたわみ量



(b)

図-17 加速度と矢板のたわみ量



(c)

図-17 加速度と矢板のたわみ量

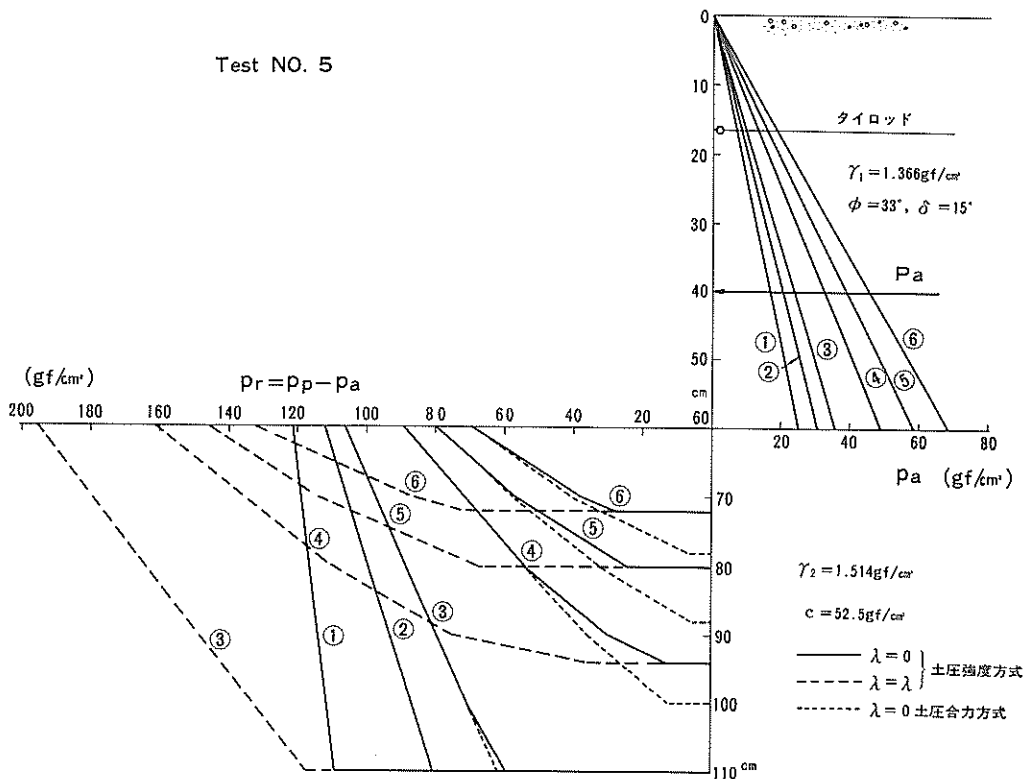


図-18 模型矢板護岸の振動時の土圧分布

度にトムリンソンの提案する値を用いたが、実験では平滑なアルミ板を押し込んで2~3日後に計測を行っているので、十分な壁面付着力を見込むことはできないと思われる。

図-19は壁面付着力を考慮しない場合の土圧強度方式による場合の矢板の根入れの安全率を示すものである。すでに述べられたように、安全率は全般的に高く、6ケースのうちの2ケースは安全率は6~10以上である。ほかの4ケースは一応安全率は1以下になるが、この付近ではいずれも水平震度の増加にともなう安全率の下方傾向は急激であることがわかる。

図-20は壁面付着力を考慮する場合と考慮しない場合に、さらに土圧合力方式による場合を追加して、土圧計算の3方式による比較を行ったものである。図から、根入れの安全率1付近で、計算方式の相違による結果の差がかなり明確にあらわれていることがわかる。これらは一括して表-6に示した。

この表に設けた根入れの安定度の評価判定は、図-17の矢板のたわみ変形で特に重要な粘土地盤付近の変形に

着目し、矢板護岸として構造上の安定を保つのに十分か否かを判断したものである。ここで用いた判定基準は、実際の矢板護岸の被災による水平変位を参考にするとともに、すでに述べた模型矢板護岸底部の水平変位の加速傾向などに着目し、①腹起しからの平均変位角の最大は1.0%とする。②矢板壁底部におけるひずみ角の最大は+0.003 radとする。の2項目とした。したがって、ここでは、この基準を境に「安定」と「破壊」に分類されるわけであるが、実験誤差などの影響を考慮し、この境界に対して±20%の「限界ゾーン」を設け、3区分にわたって判定することにした。このような大胆な設定は、多少粗い措置であると思われるが、粘性土の地震時土圧の実験の現況からすれば、止むを得ないものと考えられる。このような配慮は、各種の土圧計算方式により根入れの安全率との比較する場合にも取り入れた。表-6はこのようにして得た実験による根入れの安定度と土圧計算による根入れの安全率を示すものである。なお、表中の「安定」や「限界」は実験の事故などにより、数字で示すには、ふさわしくないとされたものについて、

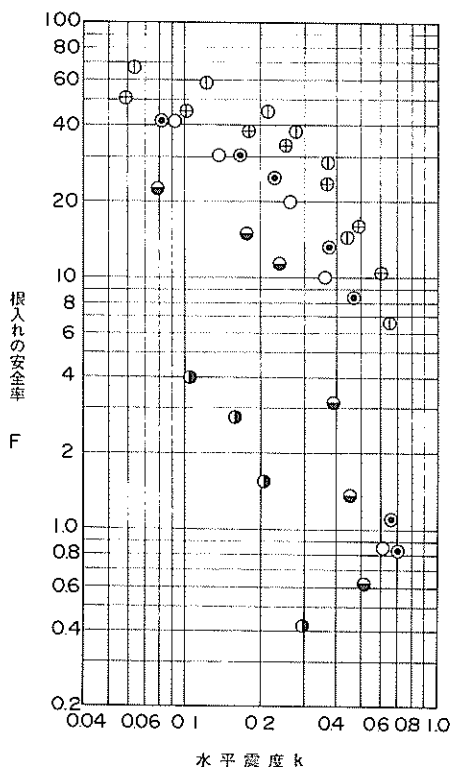


図-19 $\lambda=0$ のときの模型矢板護岸の根入れの安全率

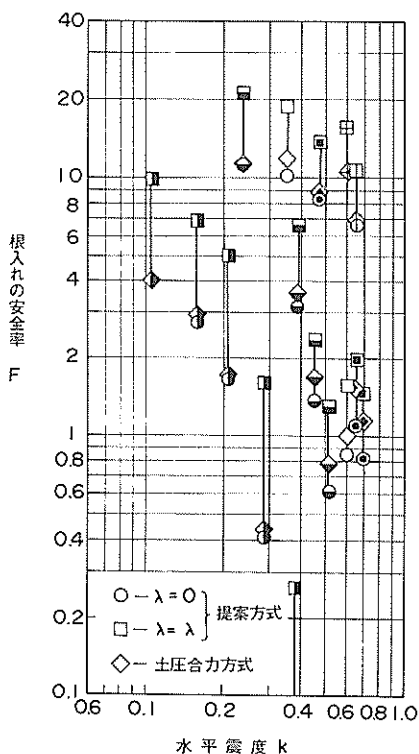


図-20 各種計算方式における模型矢板護岸の根入れの安全率

表一 6. 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 | 160 | 350 | 10.116 | 18.988 | 11.826 | 0.475 | 0.487 |
| ○ | 5 | 250 | 590 | 0.843 | 1.553 | 1.003 | 0.616 | 0.856 |
| 2-7 | ① | 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 ① | 3 | 50 | 204 | 1.644 | 4.990 | 1.708 | 0.706 | 0.213 |
| | 4 | 100 | 284 | ⊗ 0.414 | 1.599 | ⊗ 0.431 | 0.971 | 0.289 |
| | 5 | 150 | 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 ⊖ | 4 | 100 | 380 | 3.187 | 6.486 | 3.600 | 0.718 | 0.359 |
| | 5 | 150 | 448 | 1.383 | 2.342 | 1.657 | 0.815 | 0.441 |
| | 6 | 200 | 505 | ⊗ 0.611 | 1.293 | ⊗ 0.766 | 限界 | 安定 |
| 6 ⊙ | 5 | 150 | 464 | 8.330 | 13.685 | 8.827 | 0.616 | 0.809 |
| | 6 | 200 | 645 | 1.095 | 1.918 | 1.530 | 0.711 | 0.924 |
| | 7 | 250 | 684 | 0.826 | ⊗ 1.453 | 1.138 | 0.830 | 0.970 |

周辺の資料を含め判断したものである。

ここでの評価判定によると、壁面付着力を考慮しない場合の土圧強度方式の結果との比較において、両者が一致しない実験ケースは、表中に⊗印を記したように、No. 4-4, No. 4-5, No. 5-6である。これに対し、壁面付着力を考慮する場合の土圧強度方式の結果が実験結果と一致しない場合は、No. 4-5とNo. 6-7であるが、さらに、壁面付着力を考慮しない場合の土圧合力方式の結果が実験結果と一致しない場合はNo. 4-4, No. 4-5, No. 5-6である。また、矢板を粘土地盤に設置して、2～3日後の実験であることから、壁面付着力を十分期待することができない状況にあるといえる。このことを考慮すれば、土圧強度方式の $\lambda=1$ の場合の安全率は $\lambda=0$ の場合により近い中間的な値を示すものと思われる。以上を総合すると、この評価法に関する限り、壁面付着力を考慮する土圧強度方式が、実験結果を最もよく説明していると言うことができる。

このような矢板のたわみ変形による直接的な評価判定法のほかに、根入れ部の横方向地盤反力と矢板の曲げモーメント分布の性状を分析することによって評価判定す

る方法が考えられる。すなわち、①根入れ部の矢板の曲げモーメント分布の形状、②根入れ部の矢板の曲げモーメント分布の変化、③擁壁部の矢板の曲げモーメント分布の変化に着目し、その正常性について検討するものである。図-21は振動実験直後の曲げモーメント分布を示すが、加速度の増加とともに、正の曲げモーメントはさらに大きくなるが、同時に、粘土層内の根入れ部の曲げモーメント分布が深さとともに負から零、さらに正の曲げモーメントに向けて変化している様子を見ることが出来る。ことにNo. 4の252 Galおよび324 Galは土圧計算およびたわみ変形による評価判定ではいずれも「破壊」の裁定を受けていながら、僅かながら余力を持っているようにみることが出来るが、根入れ部の曲げモーメントが、いずれも零に近いものとなっていることから、すでに破壊の域に達していると判断することの方が適切であるといえる。このような曲げモーメント分布のパターンはNo. 5の149 Galおよび193 Galの場合にも同様にもみることが出来る。以上の2ケースに対し、No. 1の259 GalおよびNo. 6の232 Galの場合は、正の曲げモーメントおよび根入れ部の曲げモーメントの分布特性か

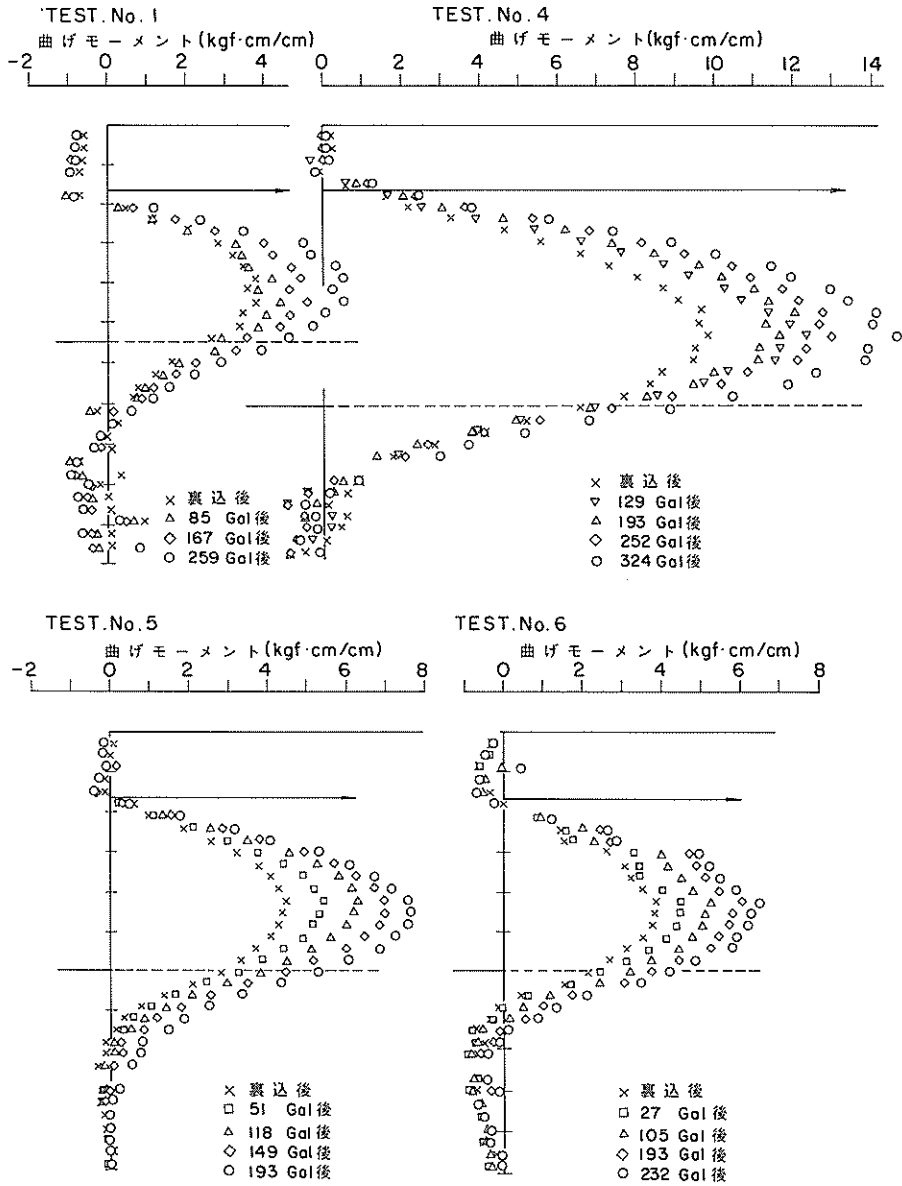


図-21 振動実験後の矢板の曲げモーメント分布

ら、相当な余力を残しているようにみることができる。

振動中における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図-22に示した。これらの4ケースはこれまで述べてきた極限平衡状態が見られる可能性の高いものであるが、ここでは、いずれも各実験ケースの最大加速度におけるものをあげた。この図からわかるように、振動中の矢板の曲げモーメントは地盤の振動

とともに、振動前・後の曲げモーメントを中心に、かなり大きな幅をもって、共振時の最大または最少の曲げモーメントを示している。この最大・最少値は、ここではいずれの場合も大体10波中8波目の値を採用しているが、発生する曲げモーメントの同時性について検討する必要がある。

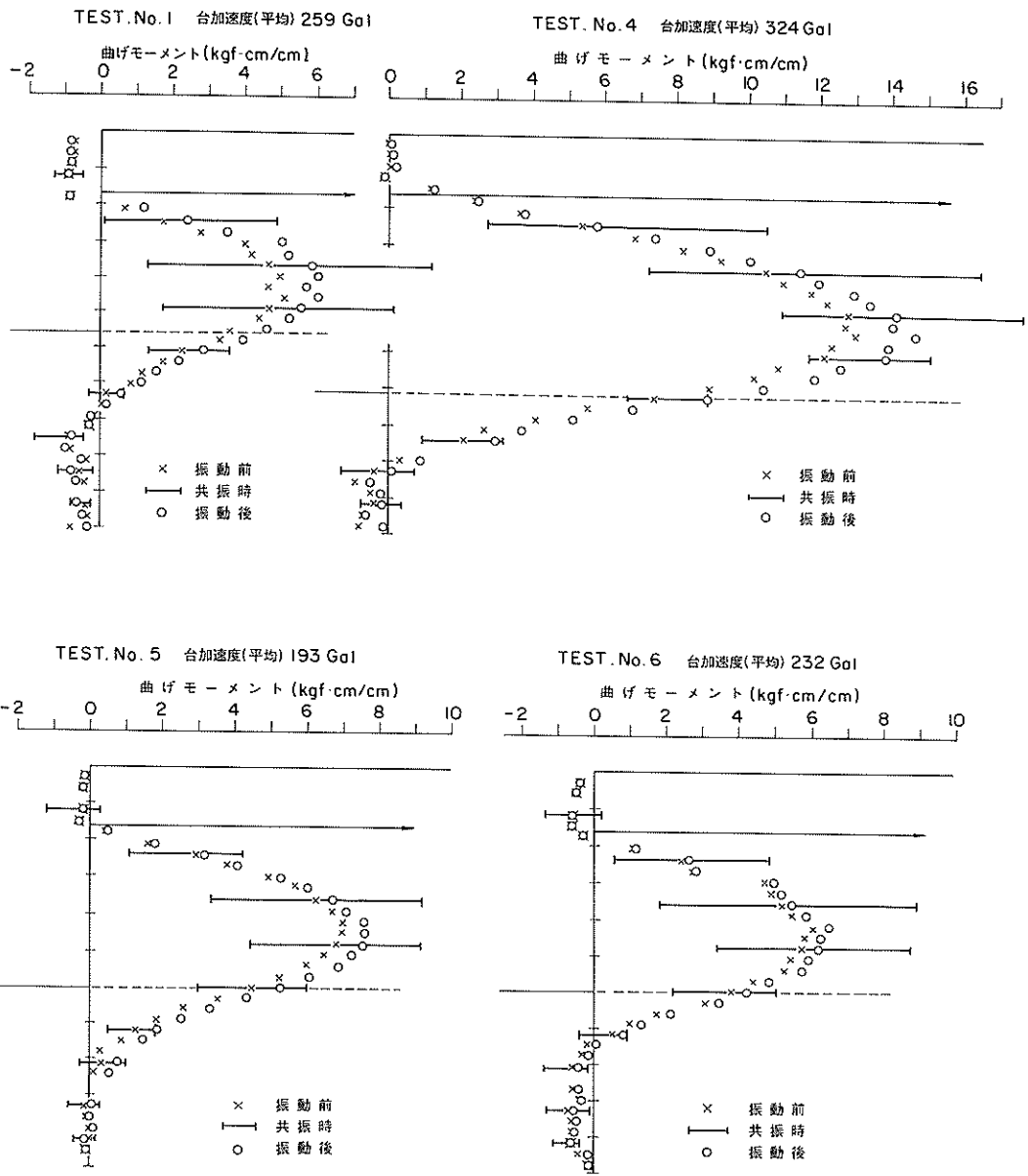


図-22 振動実験中の矢板の曲げモーメント分布

図-23は長さ110cmの矢板に3cm間隔に取り付けた計36個のひずみゲージ記録の例として、No.6, 232Galの場合を台加速度の動きとともに示すが、他のいずれの場合も、ほぼ同様なパターンを示している。この場合のひずみゲージNo.20はちょうど擁壁底部にあるので、それより小さいゲージNo.は砂層部であり、大きいゲージNo.は粘土地盤になる。図に示されるように、砂層部のゲージNo.8~16は画一的に山を同時に生じているが、腹起しの上にあるNo.4はちょうど逆に谷となっている。一方、No.8~16が谷の場合についても画一的に一団を形成しているが、この場合、No.4は同時に山の一部分ではあるけれども、ピークと一致していない。No.4のこの動きについては若干問題となるであろうが、数量的に大きな値ではないので、これがほかに大きく影響をおよぼすとは考えられない。これに対し、粘土地盤内にあるNo.24~31の一群の波形は砂層部

のNo.8~No.16の場合と同様に、画一的に山と谷を示しているが、先行の傾向は実験槽の底部に近いものほど振動台の動きに近くなっていることがわかる。各曲げひずみの7~8波目の共振状態は最も鮮明で、かつ、振れも最も大きい。このときの粘土層部が山のときは砂層部が山頂直前であるのに対し、砂層部が山のときは粘土層部は中腹となっている。

共振時の矢板の曲げモーメントはいずれも振動時前後の曲げモーメントを中心に最大値と最少値を示しているが、すでに述べたように、これら4例は、すでに根入れの水平変位の検討から、いずれも安定限界の状態にあると考えられるので、ほかの場合より根入れ部の矢板の曲げモーメントの負の側の絶対値は小さいものとなっている。ことに、根入れ部の正の側の曲げモーメントに着目すると、特に、No.4とNo.5はいずれもすべて正の分布を示しているもので、すでに、限界に達しているものと

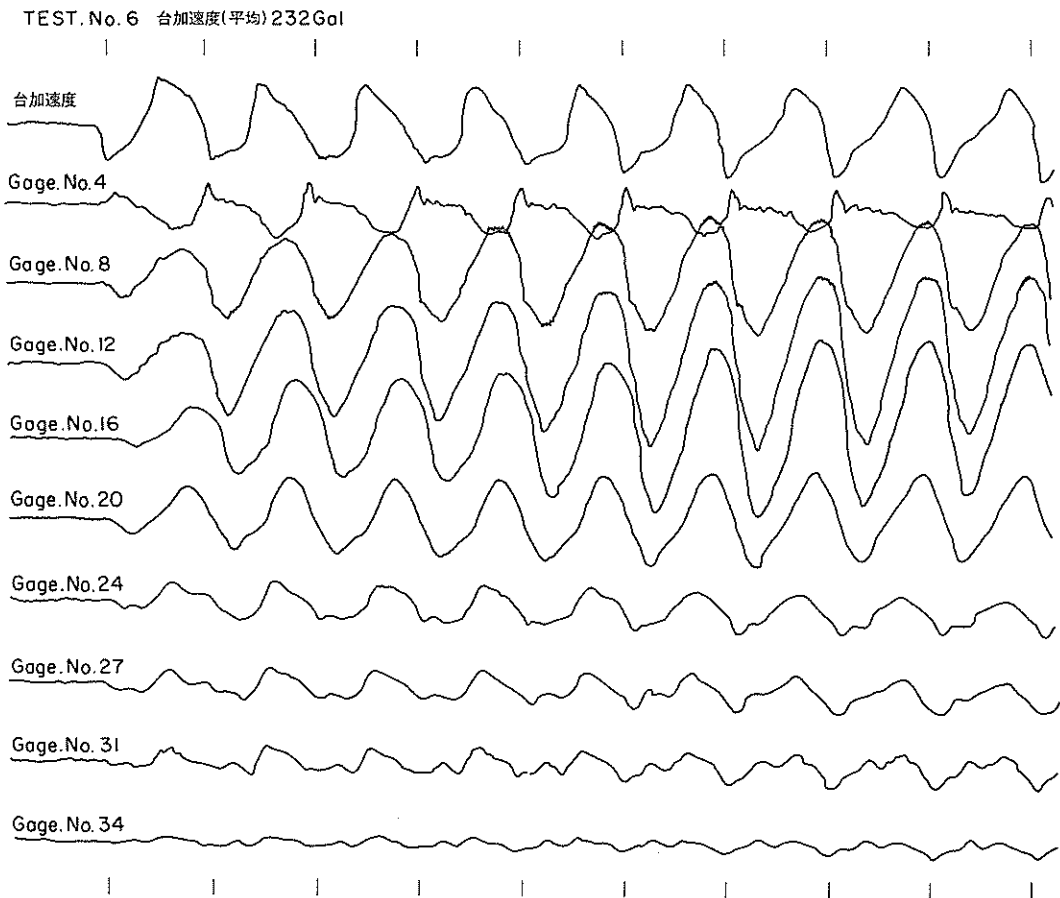


図-23 振動実験中の各課さにおける曲げひずみ量の記録

認められる。さらに、No. 1とNo. 6の曲げモーメントは大抵零であり安定限界直前の状態にあるといえる。いずれの場合も粘土地盤が完全破壊に至っていないが、それは粘性土がもつ特性によるものであり、振動の載荷時間と荷重速度の効果に大きく影響されているものと思われる。

結局は、ここでは共振時の曲げモーメントによる根入れの安定についての判断は、水平変位の検討のときと同様な結果を示すことになった。このような曲げモーメントによる判断もかなりよい結果をもたらすことが明らかになったが、まだ、解明されていない点があるので結果は慎重に取り扱わなければならないと考える。

表一4の控え工張力(T)は模型振動実験において同時に測得された2本のタイロッドの値を矢板幅100cmで除した値である。ここに取り扱った実験ケースは、すでに述べたように固定の控え工であるが、荒井¹⁷⁾は固定しない控え版の場合よりも大きな控え工張力を生ずると報告している。それゆえ、ここでは砂層部の振動時の主働土圧を三角形分布と仮定したが、これが実験結果とどの程度の相違があるかを比較するため、控え工支点反力(ここでは腹起し反力とも言う。)(T')を土圧式から算出し、これと控え工張力(T)と比較することにする。この場合、控え工支点反力を求めるにあたって、粘土地盤の反力分布を知る必要があるが、これが不明なため、以下のように取り扱うものとする。

① 抵抗土圧分布のいかんにかかわらず、矢板根入れ部の支持分布は、対象とする区間全域に等分布するものとする。

② 矢板の根入れの安全率が1より大きいときの粘土層の支持する深さ区間は、最も短い区間長となるよう安

全率が1となる深さまでとする場合と、最も長くなるような根入全長か、または、抵抗土圧の分布する深さをとるものとする。

③ 矢板の根入れの安全率が1より小さいときは、それと同等の主働土圧による回転モーメント分については、上の①、②の方法によるが、残りの主働土圧はすべて控え工によって支持されるものとする。

以上の条件のもとに算定し、とりまとめたのが表一7であるが、実測による控え工張力(T)と、計算による控え工支点反力(T')との比率(T/T')によって表わした。これまで述べてきたように、提案式との比較は抵抗土圧を含む場合、極限平衡状態が前提となっているので、根入れの安定度の高い場合などは、実験の経緯など周辺事実の説明としての意味をもつものであり、本来の検討から除いて扱われるものとする。

表一7からわかるように、根入れの安定度の高いものは、荒井が指摘したように、実験値の控え工張力の方が計算による控え工支点反力より高く、 T/T' は2以上ある。これが、限界ゾーンにあるとされている。No. 1-5, No. 4-5, No. 5-6, およびNo. 6-7の場合の T/T' は、1に近い値を示している。また、No. 4の実験ケースにみられるように、安定から限界、さらに破壊にいたる過程で、 T/T' は、極限平衡状態において、明らかに1に近付くことがわかる。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して取り扱って、十分であることを示すものである。なお、壁面付着力が十分に期待することができない状態におかれているので、 $\lambda = 1$ の値は $\lambda = 0$ の値の中間的な値を示すものとして取り扱う必要がある。以上のような検討により、提案している壁面付着

表一7. 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 | 0.473 | 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 |

力を考慮する地震時土圧式は、かなりの程度の内容をもつ算定式であるといえることができる。

以上の検討により、提案している壁面付着力を考慮する地震時土圧式は根入れ部が粘土層内にある矢板護岸の模型振動実験との比較において、他の計算方式により一緻度が高いが、かなりの程度で説明できることが明らかになった。これは矢板護岸の安定問題を取り扱ったものであるが、詳細には、①矢板根入れ部の水平変位に関するもの、②振動後の矢板の曲げモーメント分布に関するもの、③振動中における矢板の曲げモーメント分布に関するもの、についての検討であったが、結果的に①と③が実験結果と提案式の一致について、ほぼ同様な判定を示した。②の結果は①と③とは若干異なるものの大部分の判定において一致した結果を示している。こうした検討は始めての試みであるので結果の取り扱いには慎重に行うべきものであると考える。

また、壁面付着力については、十分な付着効果を期待することができない状況での振動実験であったが、無視できない程度に働いているとして、これを取り扱う方が説明しやすいことが認められた。今後この種の実験を重ねることによって、壁面付着力についての問題を解明しなければならない。

4. 市原方式の地震時土圧と提案式の比較

市原が研究開発した地震時のソコロフスキー法と地震時の対数線法は、きわめてよく似た結果を示すと報告しているが²⁾、特に、ソコロフスキー法はすべり面についての厳密性という点から優れた方法であると述べている。それゆえ、提案式を市原方式と比較することは本式のもつ特徴と算定値の精度を明確にするうえで十分意義のあることと思われる。

4.1 砂質土地盤の地震時土圧

粘性土地盤の地震時土圧の比較を行うにあたって、砂質土地盤の地震時土圧の特徴をあらかじめ知っておくことはきわめて有効であると考えられる。すでに述べた提案式に粘着強度 $c=0$ と置くことによって、砂質土の地震時土圧式を得るが、主働土圧の場合は岡部の土圧式と全く等しい土圧式となる。これに対し、提案式を $c=0$ と置くときの受働土圧式は物部の地震時と等しい結果を与えるものであるが、これら両式が数学的に等しいことはすでに述べた（付録参照）。

さらに、これまでの砂質土における振動実験は、石井・荒井や市原・松澤らによって行われ報告されている。ここでは、こうした結果も含め、市原が行った物部の土

圧式との比較結果を文献から採録することにする。

(1) 乾燥砂による振動実験の結果は物部土圧式に主働土圧の場合は $\delta=0^\circ$ 、受働土圧の場合は $\delta=2/3 \cdot \phi$ を用いた結果とよく一致する¹⁵⁾。

(2) 裏込砂の平面ひずみ三軸圧縮試験による ϕ' と $\delta=1/2 \cdot \phi'$ を用いて物部の地震時主働土圧式に用いた結果と実験値はよく一致する。なお、静的土圧においては、 $\delta=2/3 \cdot \phi'$ として計算した物部の主働土圧の値と実験値とはよく一致する^{7) 11)}。

(3) $\beta=100^\circ$ 、 $\omega=10^\circ$ 、 $\phi=35^\circ$ 、 $\delta=2/3 \cdot \phi$ の条件のもとで $\varepsilon=0 \sim 20^\circ$ においては物部の地震時主働土圧とソコロスキー法による市原方式とはよく一致する¹⁰⁾。

(4) 物部の受働土圧式に $\delta=0^\circ$ 、 $\beta=90^\circ$ 、 $\omega=0^\circ$ とおくと、対数線法による市原方式との差は僅かなものであるが、 $\beta=90^\circ$ または $\omega=0^\circ$ のいずれかがそうでない場合には、両者の結果は明確に異なる。例えば、 $\phi=35^\circ$ 、 $\varepsilon=20^\circ$ 、 $\beta=60^\circ$ 、 $\omega=0^\circ$ では物部の受働土圧の方は 27% 大きい値となる⁷⁾。

(5) ほかの条件が同一の場合に δ の値が大きくなるにしたがって、物部の受働土圧は対数線法による市原方式よりも急速に大きくなる。例えば、 $\delta=1/2 \cdot \phi=20^\circ$ 、 $\beta=90^\circ$ 、 $\omega=0^\circ$ 、 $\varepsilon \geq 0^\circ$ では ε によって異なるが、物部の受働土圧は 10~20% 大きくなり、 $\delta=2/3 \cdot \phi=26.7^\circ$ では 30~50% 大きな値となる⁷⁾。

(6) $\delta \approx 0$ 、 $\beta=90^\circ$ 、 $\omega=0^\circ$ のとき、 ε が大きくなるにしたがって、対数線法による市原方式は物部の受働土圧に近づき、ソコロスキー法による市原方式は対数線法に近づく⁷⁾。

以上がその概要であるが、両方式による相違が大きい場合の例示は設計実務上、特別な場合で、しばしば遭遇するようなケースではないと考える。ことに、受働土圧を重視する構造物として、矢板護岸の控土工や矢板の根入れ部などをあげることができるが、港湾の技術基準では $\beta=90^\circ$ 、かつ、 $\delta \leq |15^\circ|$ としているので、(4)、(5) の例示は実務上問題となることはない。なお、市原らの報告⁷⁾ から、つぎの 1 項目を加えることができる。

(7) 砂質土の受働土圧は $\varepsilon \geq 0^\circ$ の条件のもとで ε の増加とともに減少するが、同時に市場方式と物部土圧は接近し、 $\varepsilon=30^\circ$ では僅かな差になる⁷⁾。

以上により、砂質土地盤の地震時主働土圧については物部・岡部と市原方式とはよく一致するほか振動実験とも一致する場合が多く見受けられた。これに対し、地震時受働土圧の場合は $\beta-\omega \geq 80^\circ$ かつ $\delta \leq 15^\circ$ によって示されるような実用の範囲内でよく一致することが確認されている。

4.2 粘性土地盤の地震時土圧

a. 粘土地盤の地震時土圧

粘性土地盤の地震時土圧についての提案式と市原方式の比較を行うにあたって、まず最初に、土の内部摩擦角とか壁面摩擦角などの砂質土成分の全くない粘土地盤について比較することは、粘土地盤自体の比較検討のほかに、中間土地盤のそれについてのおよその傾向を知るうえで意義があると思われる。

図-24 は壁面鉛直、地表面水平の単純な粘土地盤において、 $c/\gamma=1m$ 、 $q/c=0$ 、 $\lambda=0$ の条件のもとで、地震合成角 ε を $\varepsilon=0^\circ$ 、 10° 、 20° 、 30° とするときの地震時受働土圧を示すものである。いずれの場合においても市原方式と提案式はよく一致していると言える。特に、式(4)で与えられる計算可能限界の深さについては、市原らの報告⁹⁾から同一の係数式を導き出せるように、双方の計算方式が全く一致することに留意すべきことであるとともに、提案式の妥当性を裏付ける資料になる可能性を持つものとしても意義がある。

なお、図に示すように、深さおよび受働土圧強度はともに無次元表示によって示されているが、これらは市原らの一連の報文中に使用されている表示法である。ここでの双方の土圧算定方式を比較検討するにあたって、市原らの表示法を用いるのは何かと便利であると思われるので、これを準用することにした。市原らの報告によると特性線長 l 、特性線応力 S をそれぞれ、 $l=c/\gamma$ 、 $S=c$ とおき、 $y'=y/l$ 、 $x'=x/l$ 、 $p_a'=p_a/S$ 、 $p_p'=p_p/S$ で表わすこととしている。

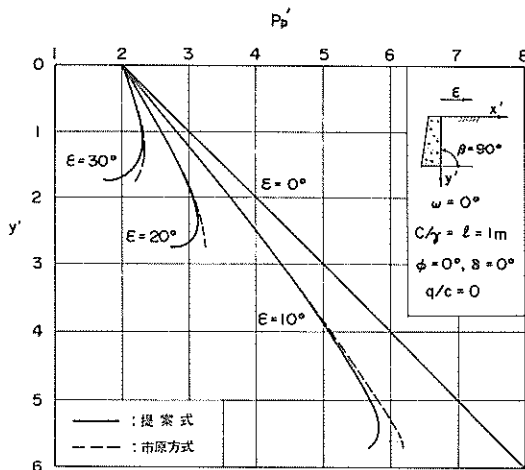


図-24 粘土地盤における地震合成角と地震時受働土圧

b. 中間土地盤の地震時主働土圧

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⁸⁾と呼んでいるが、土圧算定にあたって、この土の壁面付着強度に $c_a = c \tan \delta / \tan \phi$ の関係式を用いている。これは提案式の付着比と $\lambda = \tan \delta / \tan \phi$ の関係にあるが、以後の計算では常にこの関係式による壁面付着力を考慮するものとする。ただ、 $\delta=0$ の場合でも壁面付着力をもつ土もあるので、この場合に備えて市原らは別途、壁面付着力を考慮することとしている。以下、中間土地盤の地震時主働土圧について検討する。

図-25 は $c/\gamma=1m$ 、 $\phi=30^\circ$ 、 $\delta=2/3\phi$ 、 $\varepsilon=10^\circ$ 、 $\omega=0$ 、 $q/c=0$ の条件で壁面角 β を $\beta=70^\circ \sim 110^\circ$ に変化させるときの中間土の地震時主働土圧分布を示すものである。主働土圧の場合、負の土圧強度が生ずるので双方の計算結果の比較ではこれらも含めた土圧強度によることにする。 $\beta=70^\circ$ の場合の両者の差は10%であるが、 $\beta \geq 80^\circ$ では3%以下であるので、この範囲内でよく一致しているといえる。

図-26 は壁面が鉛直で $c/\gamma=1m$ 、 $\phi=30^\circ$ 、 $\delta=20^\circ$ 、 $\varepsilon=10^\circ$ 、 $q/c=0$ の条件で地表面傾斜を、 $20^\circ \geq \omega \geq -20^\circ$ の範囲で変化するときの地震時主働土圧分布の変化を示すものである。地表面傾斜 $\omega=20^\circ$ のとき以外は提案式と市原方式の間の差は3.8%であるので僅かであるといえる。ことに、深さ $y'=2 \sim 3$ における土圧線群の交差

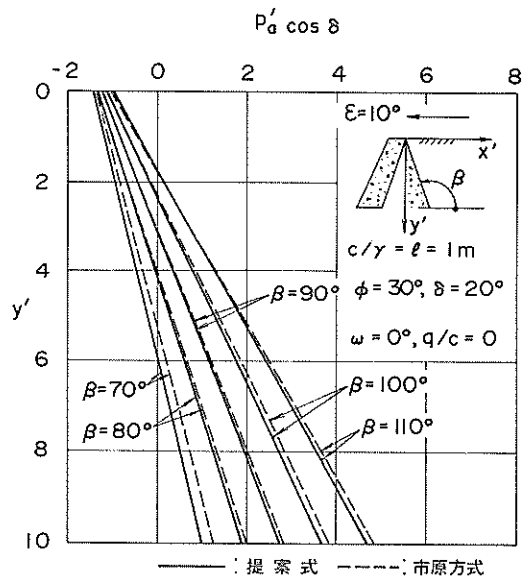


図-25 中間土地盤における壁面の傾斜と地震時主働土圧

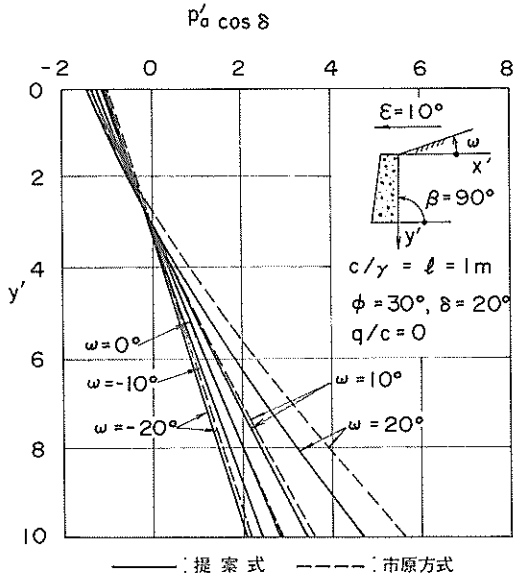


図-26 中間土地盤における地表面の傾斜と地震時主働土圧

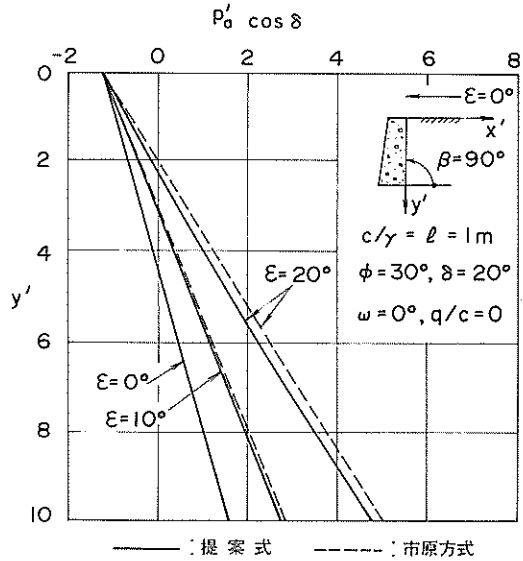


図-27 中間土地盤における地震合成角と地震時主働土圧

点の位置と曲線形状がよく似ている点が注目される。また、 $\omega = 20^\circ$ で相違が見られるのは、砂質土地盤の主働土圧での計算可能な条件 $0 = \phi - \epsilon - \omega$ にちょうど達しているところから、提案式の適用範囲を超えた例であると考えられる。

図-27 は壁面鉛直、 $c/\gamma = 1\text{m}$ 、 $\phi = 30^\circ$ 、 $\delta = 20^\circ$ 、 $\omega = 0^\circ$ 、 $q/c = 0$ の条件で、地震合成角を、 $\epsilon = 0^\circ, 10^\circ, 20^\circ$ に変化するときの地震時主働土圧の変化を示すものである。 $\epsilon \leq 10^\circ$ の場合は両者一致しているが、 $\epsilon = 20^\circ$ の場合は両者の差は 4.3% である。全体的にはよく一致しているといえる。

図-28 は壁面鉛直、 $c/\gamma = 1\text{m}$ 、 $\delta = 2/3 \cdot \phi$ 、 $\epsilon = 10^\circ$ 、 $\omega = 20^\circ$ 、 $q/c = 0$ の条件で、土の内部摩擦角を、 $\phi = 30^\circ, 32.5^\circ, 35^\circ, 37.5^\circ, 40^\circ$ に変化するときの地震時主働土圧の変化を示すものである。両方式による結果はともに下に凸の緩い曲線で描かれているが、線群の交差点の位置と線形のパターンは非常に似ている。土の内部摩擦角の減少とともに両者の結果の差は大きくなる。 $\phi = 30^\circ$ の場合、砂質土地盤の計算可能限界に達していることを考えれば、結果に変調の兆候が見られることは上述の場合と同様に考えることができる。

図-29 は壁面鉛直、 $c/\gamma = 1\text{m}$ 、 $\phi = 30^\circ$ 、 $\delta = 20^\circ$ 、 $\epsilon = 10^\circ$ 、 $q/c = 0$ の条件で土の壁面摩擦角を、 $\delta = 0^\circ, 10^\circ, 20^\circ, 30^\circ$ に変化するときの地震時主働土圧の変化を示すものである。両方式とも δ の増大にともなって、主

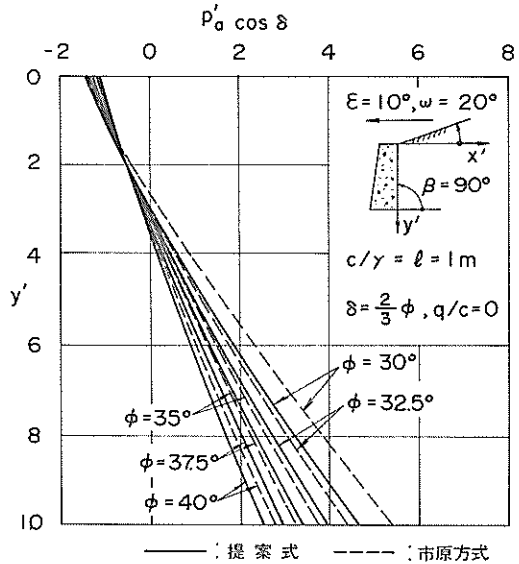


図-28 中間土地盤における土の内部摩擦角と地震時主働土圧

働土圧強度は小さくなるが、両方式による結果はいずれの場合もほとんど同一であるといえる。

以上のように中間土地盤の地震時主働土圧について提案式と市原方式とを比較しつつ提案式の特徴を検討したが、ここでの検討に関する限り、砂質土地盤の場合と同

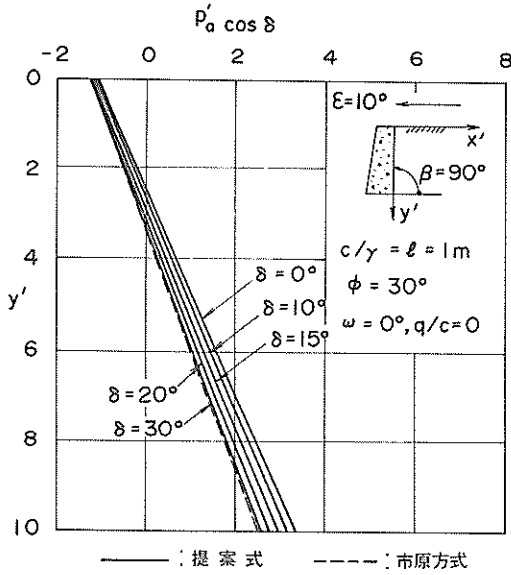


図-29 中間土地盤における土の壁面摩擦角と地震時主働土圧

様に、両方式の差はあまり大きくなく、 $\beta - \omega \geq 70^\circ$ 、または $0 < \phi - \omega - \epsilon$ の範囲内で両方式は同様な値を示すことがわかった。

c. 中間土地盤の地震時受働土圧

図-30は $c/\gamma = 1m$ 、 $\phi = 30^\circ$ 、 $\delta = 15^\circ$ 、 $\epsilon = 10^\circ$ 、 $\omega = 0^\circ$ 、 $q/c = 0$ で、壁面の傾斜を、 $\beta = 110^\circ$ 、 100° 、 90° 、 80° 、 70° と変化するときの地震時受働土圧の変化を示すものである。両方式による結果は $\beta = 110^\circ$ と 100° についてはほぼ同様な値を示す。 $\beta = 90^\circ$ の場合は両者の差は $y' = 10$ における受働土圧強度に対する比率で 6.4% であるが、 $\beta = 80^\circ$ と $\beta = 70^\circ$ ではそれぞれ 17%、35% と大幅な違いをみせる。これは砂質土地盤の場合の傾向と類似しており、提案式と市原方式の大きく相違する事例の1つといえる。しかし、 $\beta \leq 80^\circ$ の壁面に受働土圧を期待する構造物は一般に考えられないので、実務上問題になることはないと思われる。

図-31は壁面鉛直、 $c/\gamma = 1m$ 、 $\phi = 30^\circ$ 、 $\delta = 15^\circ$ 、 $\epsilon = 20^\circ$ 、 $q/c = 0$ の条件で、地表面の傾斜を、 $20^\circ \leq \omega \leq -20^\circ$ に変化するときの地震時受働土圧の変化を示すものである。ここでは $\omega \leq 0^\circ$ において両者は全く一致しているといえる。ことに計算可能限界値 $y' = 4.8$ をもつ $\omega = -20^\circ$ の土圧分布の一致は注目すべきものと考えられる。しかるに、 $\omega \geq 10^\circ$ では両方式の差は急激に増加しているが、これは砂質土地盤の場合についても同様な結果を示すことは上述のとおりである。 $\omega \geq 10^\circ$ の地形で地震時

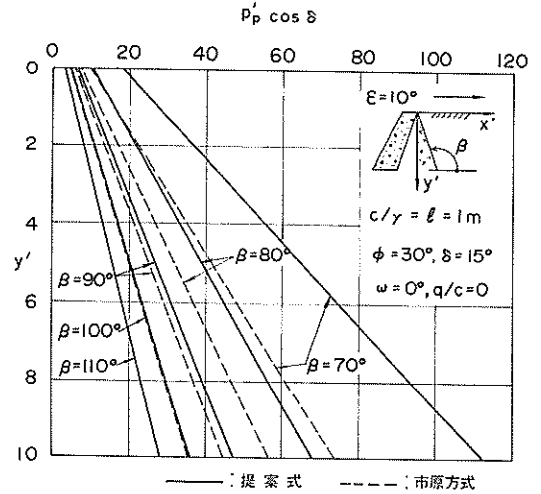


図-30 中間土地盤における壁面の傾斜と地震時主働土圧

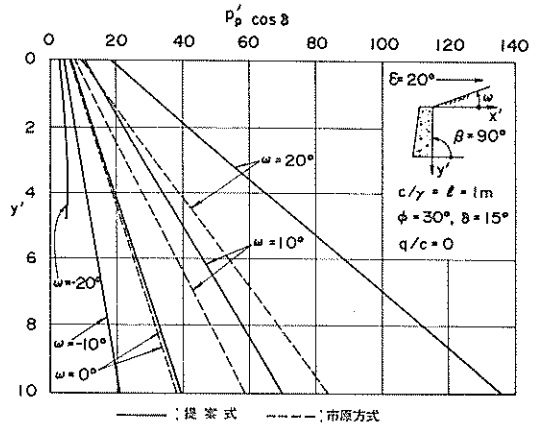


図-31 中間土地盤における地表面の傾斜と地震時受働土圧

受働土圧を期待する構造物は実際には特殊な場合しか考えられないので、一般の実務のうえでは問題にすることはないと思われる。

図-32は壁面鉛直、 $c/\gamma = 1m$ 、 $\phi = 25^\circ$ 、 $\delta = 12.5^\circ$ 、 $\omega = 0^\circ$ 、 $q/c = 0$ の条件で地震合成角を、 $20^\circ \geq \epsilon \geq -20^\circ$ に変化するときの地震時受働土圧の変化を示すものである。 $\epsilon = 20^\circ$ 、 10° 、 0° における両者の差は 2.4%、3.8%、5.6% であり、主働土圧の場合と相違して若干の差が見られる。また、 $\epsilon = -10^\circ$ と -20° では両者の差はそれぞれ 6.6% と 9.2% であるが、一般に、地震の方向を負の方向にとらなければならない構造物はきわめて特異でまれな場合と考えられるので、実務上特に問題になることはな

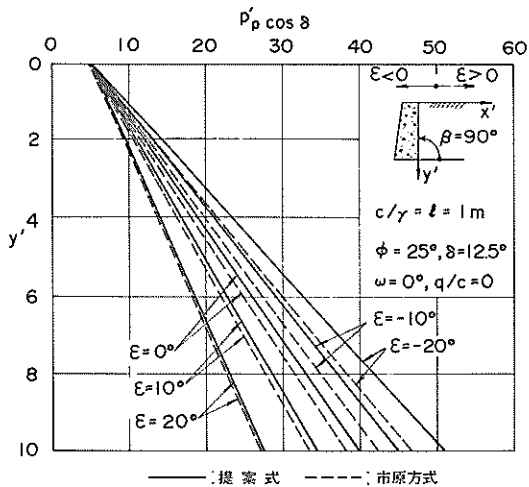


図-32 中間土地盤における地震合成角と地震時受働土圧

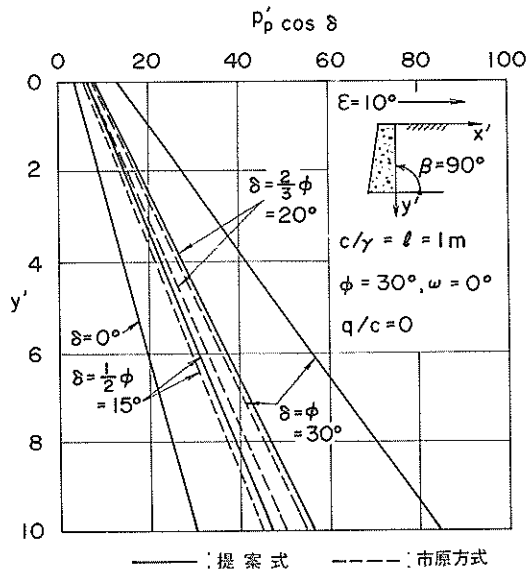


図-33 中間土地盤における土の壁面摩擦角と地震時受働土圧

いと思われる。

図-33 は壁面鉛直, $c/\gamma = 1\text{m}$, $\phi = 30^\circ$, $\epsilon = 10^\circ$, $\omega = 0^\circ$, $q/c = 0$ の条件で, 土の壁面摩擦角を, $\delta = 0^\circ$, 15° , 20° , 30° と変化するときの地震時受働土圧の変化を示すものである。 $\delta = 0^\circ$ では両方式は全く同一であるが, $y' = 10$ における $\delta = 15^\circ$ での差は約 6.2%, $\delta = 20^\circ$ で 12%, $\delta = 30^\circ$ では 34% にも及んでいる。これらは地質土地盤の場合と同様の傾向を示すが, 前の場合と同様に実務的には $\delta \leq 15^\circ$ の設計の基準値によって計算されるので, 問題になることはないと思われる。

図-34 は計算可能限界値近傍の地震時受働土圧の 1 例を示す。壁面鉛直, $c/\gamma = 1\text{m}$, $\phi = 20^\circ$, $\delta = 0^\circ$, $q/c = 0$ の条件のもとで, $0 > \phi + \omega - \epsilon$ の計算可能限界付近における地震時受働土圧を示すものである。市原方式の破線は文献⁸⁾から読み取ったもので多少の誤差はあるかもしれないが, 両者は計算不能の限界近傍での土圧にもかかわらず, 比較的良好一致を示しているといえる。なお, 計算可能限界の深さは提案式の場合は式(17)によって求めることができるが, これが図にも示されているように, 市原方式とはほぼ一致していることがわかる。

以上のように中間土地盤の地震時受働土圧について両方式を比較検討したが, 主動土圧の場合と違って, 一致するときと大差が生ずる場合など種々あったが, これらは砂質土地盤の地震時受働土圧の場合の特徴と非常に似ていることがわかった。また, 両方式において大きな差異が認められる場合は, そのほとんどが, 実務上の特殊な場合に限られるので, 問題になることはないと思われる

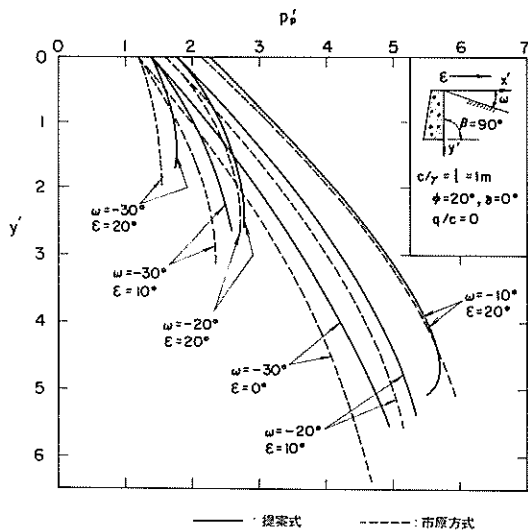


図-34 中間土地盤における地震時受働土圧の計算可能限界

るが, これらの特徴については, なお, 十分留意する必要があると考える。

d. 中間土地盤の地震時のすべり面

提案式ではすべり面を独自に求めることはできないので, その方策としての壁面において算定されるすべり角が背後地盤にも生ずるとして, すべり面を求めることとした。そこで, 提案式と市原方式の一致の程度を知るた

め、代表的な2, 3の例について検討したが、その結果を図-35に示す。すなわち、これまでの土圧分布の検討で提案式が市原方式と一致しない場合がかなりあったが、すべり面も同様な場面で同様な傾向に相違が生ずるものと予測することができるので、これまでの比較計算例のなかから適当と思われるものを選んだ。図-35のa図は図-25の土圧図のすべり面をあらわしており、b図は図-30、c図は図-33のすべり面を示している。

主働土圧の代表例としてのa図は壁面角の変化に対するすべり面の変化を示すものである。すでに図-25で検討したように、主働土圧の場合の両方の計算方式の一致度はいずれの場合においてもかなりよいので、すべり面についても、図-25の場合とほぼ同様によく一致するという結果が示されるものと予想された。しかし、図-35に示されるように、 $\beta = 70^\circ$ と 90° については一致しているといえるが、 $\beta = 110^\circ$ の場合は地表面で約15%の違いがみられるなど、土圧分布の場合と全体的な傾向としては同様であっても、部分的に異なる点が見られる。これに対し、受働土圧において壁面が変化する場合について示したのがb図である。土圧分布の場合は $\beta \geq 90^\circ$ では両方式ともよく一致していたが、すべり面の場合は

$\beta = 110^\circ$ はほぼ同一でよく一致しているが、 $\beta = 90^\circ$ では14%もの差がみられる。図-30に対応する $\beta = 80^\circ$ と 70° の場合については示されていないが、 $\beta = 60^\circ$ の場合にみられるような大差ではなくとも、かなり大きな違いがあると思われる。

また、受働土圧で壁面摩擦角が変化する場合土圧については、 $\delta = 1/2 \cdot \phi$ を境に、それより小さい範囲で両方式は一致するが、大きい範囲では δ の大きさとともにその差は大きくなるという結果を示したが、c図では $\delta = 0^\circ$ のときの差は1.7%、 $\delta = 15^\circ$ で11%、 $\delta = 20^\circ$ で19%となり、 $\delta = 30^\circ$ では24%と大きくなる。この結果は図-33の土圧の場合と差の傾向がよく似ているといえることができる。

提案式の場合のすべり面は壁面でのすべり角をそのまま背後地盤に用いることによって算定することとして提案しているが、以上のように、市原方式と比較する限り、土圧分布で一致度のよい実用の範囲内では、この方法は最大約15%の差を示すことがあるものの、市原方式とかなりよく一致することができることから、上述の土圧計算とともに、すべり面を算定してよいといえることができる。

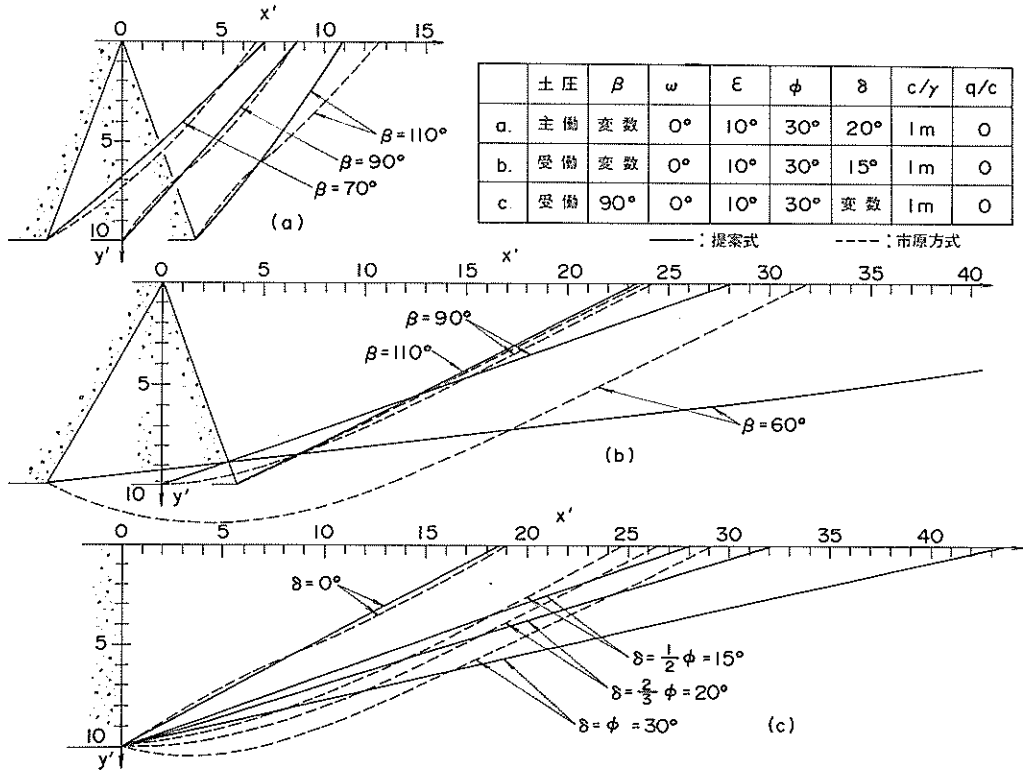


図-35 中間土地盤におけるすべり面

以上のように市原方式との比較において、中間土地盤の地震時主働土圧強度については、 $\beta - \omega \geq 70^\circ$, $0 < \phi - \omega - \varepsilon$ の範囲内で提案式は市原方式とよく一致する。これに対し、地震時受働土圧強度の場合はかなり相違する場合もみうけられたが、総括的にみれば、 $\beta - \omega \geq 80^\circ$, $0 < \phi + \omega - \varepsilon$ に加えて、 $\delta \leq 1/2 \cdot \phi$, かつ、 $\delta \leq 15^\circ$ の範囲内で提案式は市原方式とよく一致するといえることができる。なお、計算可能限界については、砂質土、粘土および中間土の各地盤について、提案式はいずれの場合も市原方式と同様な結果を示すことが明らかになった。さらに、すべり面については、壁面のすべり角を背後地盤内にそのまま用いることとしているが、土圧の場合と同様に、実用の範囲内で使用可能なことがわかった。

5. 地震時土圧式の適用法

5.1 地震時土圧の壁面摩擦

壁面摩擦が土圧やすべり面に及ぼす影響はかなり大きいといえる。この壁面摩擦は粘性土地盤では壁面付着力によって表わされるのに対し、砂質土地盤では壁面摩擦角によって表わされる。そして、一般に、これは壁面背後の土砂の土質力学的特性のほか、壁面の粗さ、地震力の大きさや方向および壁面と背後の土砂の相対的変位などによって、異なる値を与えるものと考えられている。ここでは、粘性土地盤の地震時土圧に用いる壁面付着力についてはよく分っていないのであるが、前章の模型振動実験の検討で述べたように、壁面付着力を考慮して土圧を算出すべきであり、そのためには、これらが明確になる当分の間、上述のトムリンソンの値を用いるのも1つの方策であると思われる。

これに対し、砂質土地盤では、過去の多くの経験から物部の土圧式において、コンクリートで造られた壁体では壁面摩擦角を15度または $1/2 \cdot \phi$ まで、また、土相互間の壁面を想定するときは最大 $2/3 \cdot \phi$ まで採用できるよう、各方面の技術基準に記されている。ここでは、地震時土圧の壁面摩擦角について、砂質土地盤と中間土地盤について検討し、壁面摩擦角のもつ特性を把握することにす。

a. 砂質土地盤における壁面摩擦角

砂質土地盤における地震時の壁面摩擦について、松澤²⁸⁾は最近の地震時土圧の現況のなかでとりまとめ報告している。これによると、壁面摩擦角は受働土圧の場合、影響が大きく、重要であるが、現在、地震力の大きさにともなう壁面摩擦については十分に分っていない。これに対し、主働土圧の場合は影響は小さく、「地震時も含め

て、 $\phi > 30^\circ$ の場合、同一の ϕ に対して δ が 10° 変化したときの土圧係数の変化は、同一の δ に対して 2° 前後の ϕ の変化に相当することはよく知られている。」と述べるとともに、自ら行った振動実験による壁面摩擦角について加速度の増加とともに減少するという結果を報告している。すなわち、壁面摩擦係数として $\tan \delta$ をもって表わし、密な裏込め砂の場合、常時で $\tan \delta$ が $0.6 \sim 0.5$ あったものが、300 Gal で $0.5 \sim 0.4$ となり、600 Gal では $0.4 \sim 0.3$ となること。一方、緩い裏込め砂の場合は、常時で $\tan \delta$ が $0.6 \sim 0.5$ であったものが、300 Gal で $0.2 \sim 0.1$ に減少すること。さらに、ある主働土圧の振動実験において、物部の土圧式に $\phi = 42^\circ$, $\delta = 21^\circ$ とおくと実験値とよく一致することもあわせて報告している。

これは壁面摩擦角が地震時土圧に与える影響がかなり大きいものであることを示すものである。加えて、壁面摩擦角そのものが、振動実験によって、加速度の増加とともに相当量減少すること。また、これが、地盤の相対密度によってかなり違った値を与えることはきわめて重要なことであり、注目すべきことであると考えられる。現実の場合は実験とは異なり、いずれの場合も、建設完了時以降ともなれば、相当程度密な状態に置かれていると思われるので、地震時における壁面摩擦角の減少の程度はあまり大きくならないようにも推察される。港湾の場合は、多くの地震による災害から教訓を得て、これを実務に反映してきたのであるが、こうした点に着目した研究・調査を積極的に行い、問題の解決にあたらなければならないと考える。

まず、砂質土地盤の地震時主働土圧の場合について、図-36に示す。壁面鉛直、地表面水平の場合、土の内部摩擦角を $45^\circ \sim 15^\circ$ の地盤条件のもとで、壁面摩擦角を $\delta = \phi$, $2/3 \cdot \phi$, $1/3 \cdot \phi$, 15° および 0° とするときの地震時土圧係数である。図から次のことがわかる。すなわち①全般的に壁面摩擦角による影響は大きくない。②内部摩擦角が大きいほど壁面摩擦角の影響は小さい。③内部摩擦角に関係なく、震度が0.4以下では、常時における壁面摩擦角の影響が最も大きく、主働土圧係数で0.1～0.05程度の幅をもっている。④壁面摩擦角が大きいとき、主働土圧係数が小さいのは、ある震度以下の場合であり、ある震度以上の範囲では状態は逆転する。⑤内部摩擦角が30度以上の場合、この逆転する震度はおおよそ0.4である。実務上、各分野で $\delta \leq 15^\circ$, $\delta \leq 1/2 \cdot \phi$ を採用しているが、図からこの範囲の主働土圧係数は0.05～0.02程度の差がみられる。これらは主働土圧係数値の10%以下であるほか、実験値ともよい一致を示すので、適切

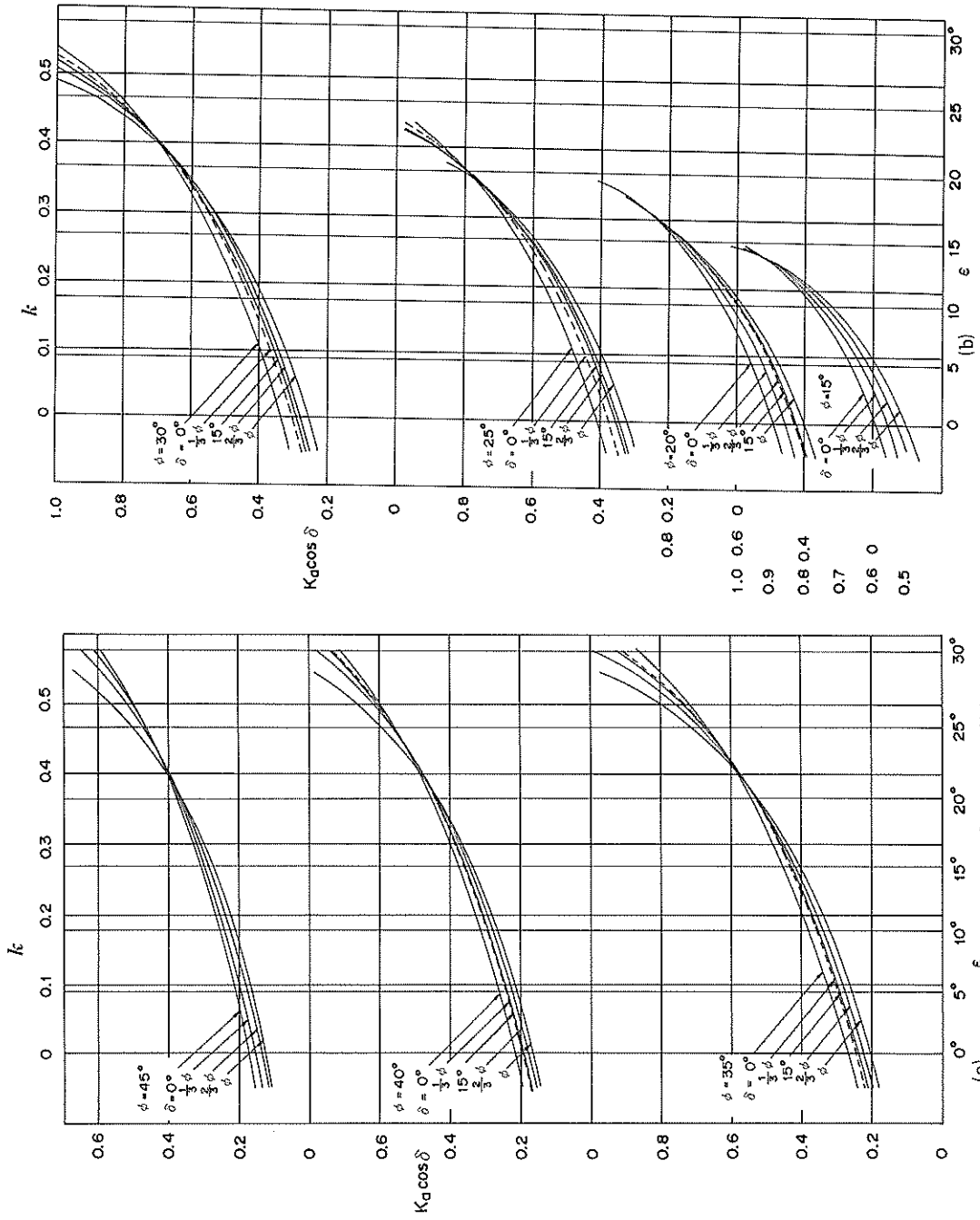


図-36 砂質土地盤における壁面摩擦角と地震時主動土圧

な値であると考える。

次に、砂質土の地震時受働土圧を検討するが、すでに述べたように、主働土圧の場合とは異なり、壁面摩擦角の受働土圧に与える影響はきわめて大きいといえる。ここでは、比較するのに適切なものはないが、前章と同様に市原方式を参考にすることにし、両方式がよい一致を示す範囲をもってそのまま実用に供し得るものと判断することにする。図-37は壁面が鉛直で地表面が水平の単純な場合について、両方式による地震時の受働土圧係

数と壁面摩擦角との関係を示したものである。図の $\delta = 0^\circ$ の一群は内部摩擦角 $45^\circ \sim 15^\circ$ について、提案式と対数線法による市原方式の結果を示したものであるが、両方式はほとんど同一の結果を示しているといえる。これに対して、 $\delta = 1/2 \cdot \phi$ の一群の場合においては、両方式における結果は $\phi \leq 25^\circ$ の範囲では受働土圧係数の差は8%以下であるので小さいといえるが、 $\phi \geq 35^\circ$ では ϕ の増加とともにその差は大きくなっている。また、 $\delta = 2/3 \cdot \phi$ では内部摩擦角が 30° の場合と 35° の1部分

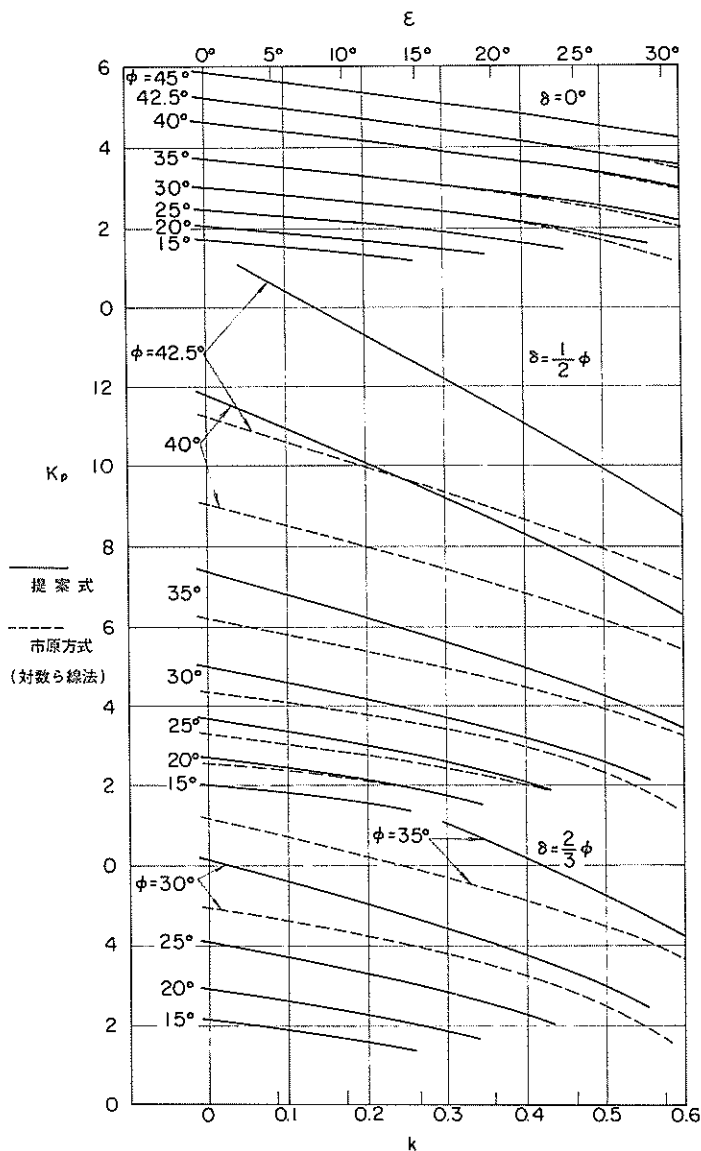


図-37 砂質土地盤における壁面摩擦角と地震時受働土圧

しか示されていないが、両方式による差は $\phi = 30^\circ$ の場合ですでに20~30%程度にもなっているので、実務上、好ましくないものといえる。以上により、 $\delta \leq 15^\circ$ または $\delta \leq 1/2 \cdot \phi$ において小さい方の値をとるならば両方式はほぼ一致するので、実務上何らの問題も生じないと考えられる。

b. 中間土地盤における壁面摩擦角

中間土地盤における壁面摩擦についても、同様に、提案式と市原方式を比較することにより、壁面摩擦角が土圧に与える影響の程度を検討するほか、実務への適用についてふれることにする。

中間土地盤の地震時主働土圧については、すでに、図-29に示すように、壁面摩擦角による主働土圧への影響はほとんどないことが確かめられている。これに対し、地震時受働土圧の場合は図-33に示すように、 $\phi = 30^\circ$ の場合、 $\delta \leq 15^\circ$ では両方式の差は6%以下で、それほど大きくはないが、 $\delta \geq 2/3 \cdot \phi$ では12%以上でその差は急激に大きくなる。このことから、中間土地盤でも他の土の場合と同様に、壁面摩擦角が土圧に及ぼす影響については、地震時主働土圧の場合は少なく、地震時受働土圧の場合はきわめて大きくなることが予想される。一般に、中間土地盤の場合は内部摩擦角が大きくないと考えられるが、ここでは、 $\phi \leq 30^\circ$ における壁面摩擦角の土圧に与える影響を検討することにする。

図-38は壁面鉛直で地表面が水平のもとに、 $c/\gamma = 1\text{m}$ 、 $\epsilon = 10^\circ$ のとき、内部摩擦角を 20° 、 25° および 30° について、壁面摩擦角を 0° 、 $1/2 \cdot \phi$ 、 $2/3 \cdot \phi$ と変化させときの地震時受働土圧を両方式で示したものである。

まず、 $\phi = 20^\circ$ では、両者はほぼ同様な結果を与えるが、 $\phi = 25^\circ$ では、 $\delta = 0^\circ$ は両者は同一であり、 $\delta = 1/2 \cdot \phi = 12.5^\circ$ では $y' = 10$ の深さにおいて3%の差が生じ、 $\delta = 2/3 \cdot \phi = 16.67^\circ$ では差は8%に増加する。これが、 $\phi = 30^\circ$ になると、 $\delta = 0^\circ$ では両者同一であったものが、 $\delta = 1/2 \cdot \phi = 15^\circ$ では6%となり、 $\delta = 2/3 \cdot \phi = 20^\circ$ では12%程度に大きくなる。

同様な条件のもとに震度のみを大きくし、 $\epsilon = 20^\circ$ とするときの結果を図-39に示す。これによると、 $\phi = 20^\circ$ の場合の $y' = 10$ における両方式による差は、3.7%以下であるので、両方式はほぼ同様な結果を示すものといえる。これが $\phi = 25^\circ$ の場合においても両方式の差は5.3%以下でほぼ同様であったものが、 $\phi = 30^\circ$ の場合は、 $\delta = 0^\circ$ と $\delta = 15^\circ$ の場合の両方式の差はおおの1.1%、4.8%、と小さいが、 $\delta = 20^\circ$ では10%に増加している。

図-40は壁面鉛直、地表面水平のもとに、 $c/\gamma = 1\text{m}$ 、 $\epsilon = 10^\circ$ で $\omega = -10^\circ$ のとき、内部摩擦角を 20° 、 25° および 30° について、壁面摩擦角を 0° 、 $1/2 \cdot \phi$ 、 $2/3 \cdot \phi$ と変化させときの地震時受働土圧を両方式で示したものである。いずれの場合も、両者同一のものはないが、差は大きくはない。 $\phi = 20^\circ$ の場合の差は5.1~2.8%、 $\phi = 25^\circ$ では2.7~1.0%、 $\phi = 30^\circ$ では4.1~2.1%であり、全体的にみてよい一致をしているといえる。ここでは $\omega = -10^\circ$ としたことにより限界値問題において余裕ある条件であることが式(7)から推察される。

以上の検討により、中間土地盤における壁面摩擦角の地震時受働土圧への影響は砂質土地盤の場合とはほぼ同様な結果を示し、 $\delta \leq 15^\circ$ または $\delta \leq 1/2 \cdot \phi$ において、小

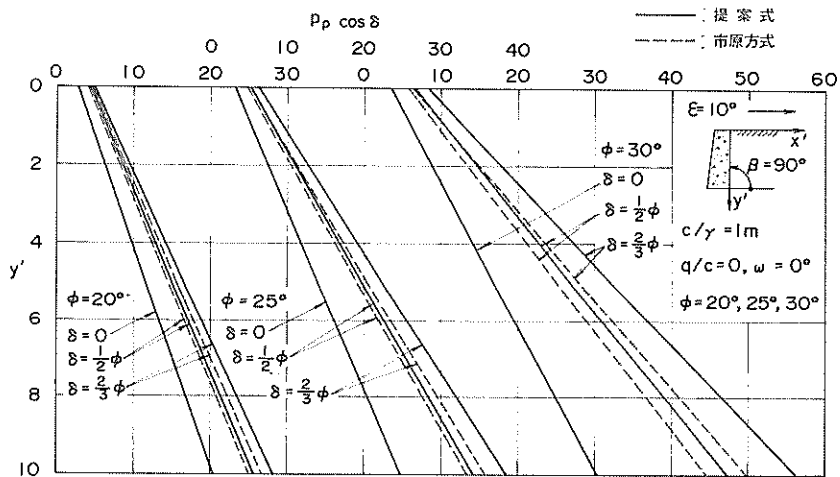


図-38 中間土地盤における壁面摩擦角と地震時受働土圧 ($\epsilon = 10^\circ$)

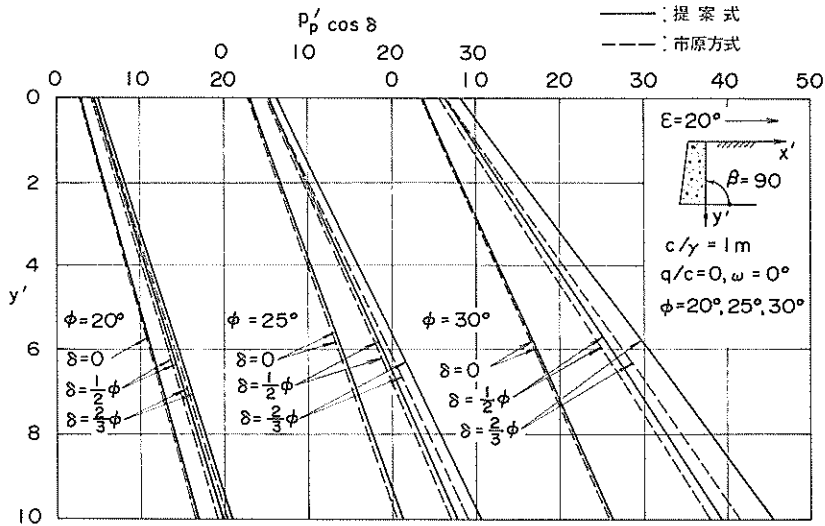


図-39 中間土地盤における壁面摩擦角と地震時受働土圧 ($\epsilon = 20^\circ$)

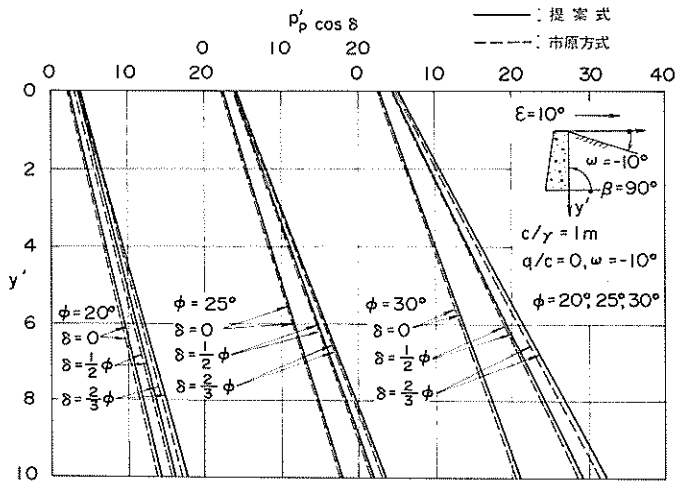


図-40 中間土地盤における壁面摩擦角と地震時受働土圧 ($\epsilon = 10^\circ, \omega = -10^\circ$)

さい方の値を採るならば両方式はほぼ同様な結果を示すので、実務上、何ら問題なく、提案式を用いることができると考える。

一方、 $\delta > 15^\circ$ ならびに $\delta > 1/2 \cdot \phi$ については、提案式は利用できないわけではなく、実験的に検証されたものなど、根拠が明確であれば使用してよいと考える。しかし、これまでの検討から、市原方式と大幅に値を異にするなど、適用限界があるように思われる。特に、地震

時受働土圧の場合の壁面摩擦角には上限を設ける必要があると思われるが、これについては以上の検討結果により、 $\delta < (1/2 \sim 2/3) \phi$ が当面の制限措置であり、これ以上大きい値を用いることは好ましくないと考える。

5.2 台形地盤の受働土圧

土木構造物で、その前面に土砂を置いたり、掘り残したりすることにより台形地盤を築き、抵抗力を期待する場合がかなり多いと思われる。港湾構造物では横さん橋

式係船岸の基礎地盤の部分は、大抵、背後の護岸の基礎構造物であるとともに本体さん橋の基礎杭や脚柱を補強する役割をもっている。

澤田²⁹⁾は前面に斜面をもつ矢板根入れ部の地震時受働土圧の計算法を考案し、あわせて計算図表を提示した。これによると、矢板前面に台形の砂質土地盤を考え、平面すべりを組合わせて計算するもので、種々の地盤条件に適用されるものと思われる。したがって、計算はすべり面を仮定して、トライアルに計算するので、計算は、一般に電子計算機を用いて行うことになる。一方、粘性土地盤については砂質土地盤の場合と同様に取り扱うこ

とになると考えられるが、上述のように、地震時のすべり面は曲面になるので厳密な解を求めることは困難になると思われる。しかし、実務上は、この曲面すべりを適宜平均するとか、他の何らかの方法で平面すべりに置きかえることによって近似計算することが可能になると思われる。

そこで、この台形地盤の受働土圧の算定が他の簡易計算によって、適切な結果を得ることができれば、実務のうえで一層便利になると考える。図-41は左側のような台形地盤を簡易計算によって右側のような受働土圧を得ることを示したものである。すなわち、台形地盤

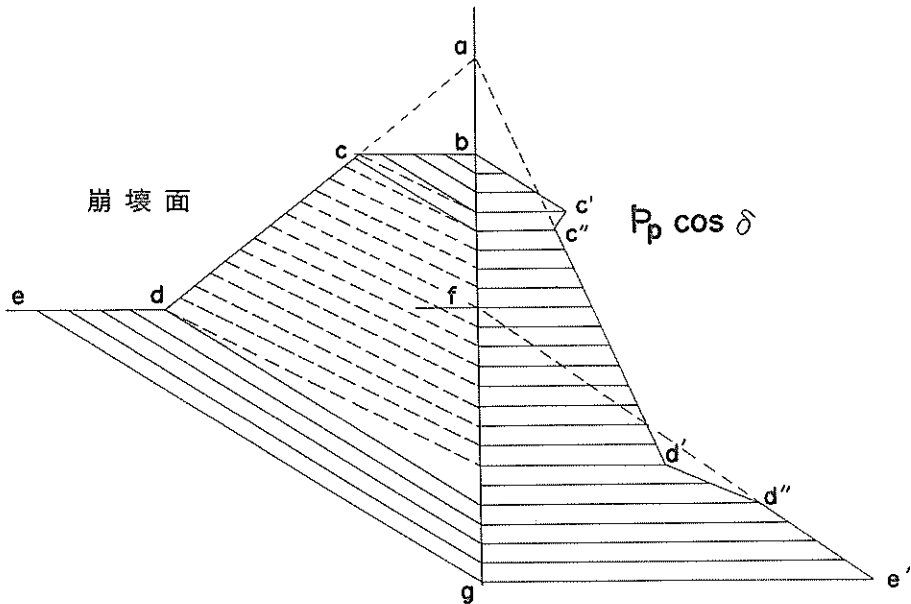


図-41 台形地盤の簡易計算法による受働土圧

\overline{bcde} が壁面 \overline{bg} の前面にあるとき、すべり面(ここでは簡易計算するときの平面すべりを言う。)の実線は半無限の水平面 \overline{bc} および \overline{de} を地表面とするときのすべり面であり、破線は斜面 \overline{acd} を考えるときの cd に対するすべり面である。この台形地盤とすべり面によって、まず上方の水平地表面 \overline{bc} に対する受働土圧は $\overline{bc'}$ の分布を示し、下方の \overline{de} の水平地表面に対する土圧は、その延長上の壁面高 f を用いることによって、 $\overline{fd''e'}$ の土圧分布を得る。つぎに、斜面 \overline{acd} に対する受働土圧は $\overline{ac''d'}$ によって表わすことができる。これら3つの基本的な受働土圧分布から、各深さにおいて、土圧発生が考えられる場合の小さい値の方の土圧を選ぶことによって、点 c' 、

c' 、 d' 、 d'' を得るが、これらを結んで、台形地盤に対する受働土圧分布を得ることができる。この図は台形地盤における受働土圧分布の典型的な例ではあるが、台形の形状寸法や地盤条件およびその他の計算条件によって、多少分布形は異なる。

図-42は上辺4m、高さ3m、斜面の勾配が $\omega = -15^\circ$ の台形砂質土地盤について、震度 $k = 0, 0.1, 0.2$ の場合の計算結果を示すものである。澤田の方法による結果を点線で示したが、両者はほとんど同様な結果を示し、分布のパターンも非常によく似ていることが分かる。特に提案の値が、澤田の結果を一部で極く僅か超す以外はすべてにおいてそれより小さい値となっている。これらは

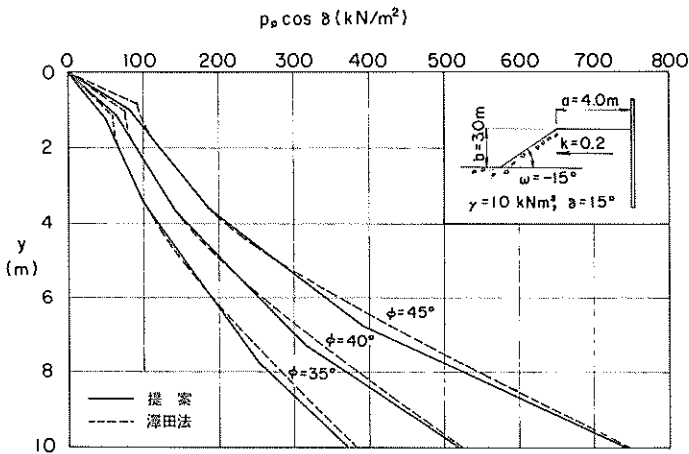
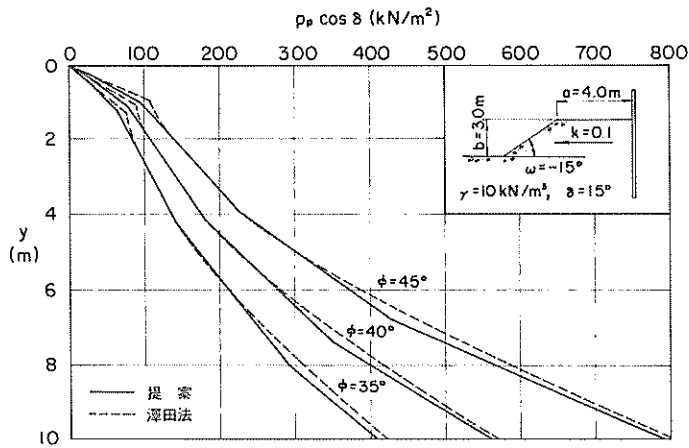
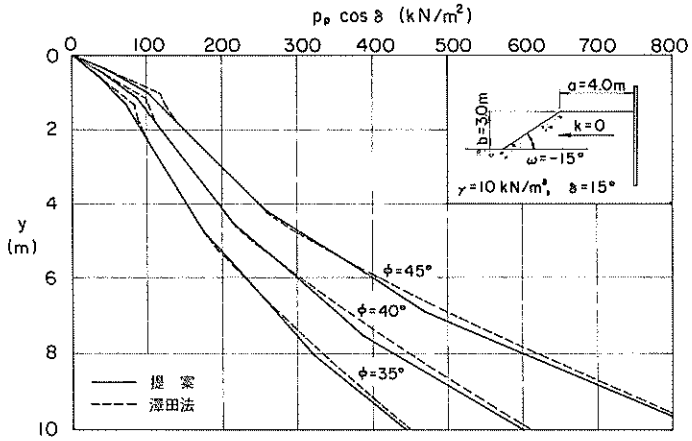


図-42 a, b, c 台形地盤における受働土圧の比較

背後の護岸が矢板構造である横さん橋式係船岸の基礎工の安定検討に、直ちに利用することができるものと考ええる。一方、2, 3の試算によると、横さん橋の基礎杭を保護し、補強していると考えられていた台形基礎は予想に反して抵抗力が小さく、設計条件や地盤の形状条件によっては、自立することすらできない場合が容易に起こることが認められたが、設計にあたって留意すべき事項であると考ええる。

6. 結 論

わが国における地震時土圧式は、構造物の設計実務において、各分野で用いられ、欠くことのできないものとなっている。しかし、砂質土地盤はともかく、粘性土地盤の取り扱い、きわめて不十分であることを認めながら今日まで過してきた。一方、研究の分野では、砂質土地盤の地震時主働土圧については、物部および岡部の土圧式と振動実験との斉合性の検証がかなりの程度に確認されたが、多くの地震の経験からえた調査結果による解析からも、相当な程度、信頼のおける取り扱いができるようになってきているといえる。しかし、問題点はなくなったわけではなく、まだ相当残されており、その解明のため研究および調査が現在も続けられている。港湾の技術基準では過去の大型地震の経験から、矢板式係船岸の控え版の設計に、物部・岡部の土圧式を用いるときの抵抗安全率を2.0とすることに決めた。しかし、一方において、矢板の根入れの安全度が過大であることを認めつつも、策を施すすべがなく苦慮している状況にある。

これが、粘性土地盤の地震時土圧ともなると、極く一部の限られた研究者等によってのみ研究が続けられており、解明されるべき事項のほとんどが残されていると思われる。これに対し、実際には粘性土地盤の土圧にかかわる構造物はかなりの割合をしめている現状からしても、これに対する合理的な設計法をいち早く提供すべきであると考ええる。

ここでは、新たに導いた粘性土地盤の地震時土圧式を解説するほか、地盤内に生ずるすべり面について述べた。特に、矢板護岸の模型振動実験の結果を用いて、提案式との比較を行ったが、実験ケースの少ないなかで、明確な結論はさし控えるとしても、かなりの程度のレベルで粘土地盤の抵抗力を表わすことができることが確認された。また、提案式と市原方式の検討では、現在実際に用いられている範囲内で、双方の土圧算定方式は同様な結果を示すことが明らかになった。以上の結果から提案式は実用式としてはかなり有効に使用することができるこ

とがわかったが、これを使用するうえで、壁面摩擦についての問題と台形地盤の受働土圧の簡単な算定法をとりあげ、一応、提案できる内容を示すことができた。

以上の検討結果の要約を以下に示す。

(1) 壁面付着力を考慮した簡便な地震時土圧式

1) 粘性土地盤用の地震時土圧式を土柱による、いわゆる、土圧強度方式の立場から導いたが、この土圧式を事象的・論理的に詳細に説明した。

2) この土圧式と壁面背後に生ずるとするすべり面の関係については直接的な関係はないが、すべり面は地表面から同一深において壁面のすべり角と地盤内のそれとが等しいものとし、壁面のすべり角を壁体下端から逐次連ねることによって求めることにした。

3) すなわち、すべり面は各深さにおける壁面のすべり角を用いて、壁面下端から地表面に向けて、順次連絡することで求まるが、その結果は下に凸の緩く曲ったすべり面となる。

4) このすべり面は実務的には煩雑であるため、地盤を適宜層分けし、各層での平均的な直線を得て、これを逐次連ねることですべり面を得る。この方法でも、相当な程度の結果を得ることができる。

5) 壁面付着力を考慮した土圧は考慮しない土圧と比較して、一般に、主働土圧の場合はより小さな値を示し、受働土圧の場合はより大きな値を示す。

6) すべり角は、一般に、主働・受働とも壁面付着力を考慮する方が小さい値となる。

7) 土圧計算が可能な範囲は壁面付着力に関係なく定まる。さらに壁面付着力は5), 6), 7) に示されるように、砂質土の壁面摩擦と同様な特徴を有する。

8) 変化する地盤条件に対して、提案式は円滑に対応できる。

(2) 根入れ部が粘土地盤内にある矢板護岸の模型振動実験と提案式との比較

提案式は極限平衡状態のもとにのみ導かれたものであるもので、実験との比較においてもこの状態の近傍でのみ行うことが前提となる。ことに、矢板の根入れの安定度の検討の場合は根入れの破壊直前の状態が理想的であるが、このような状態での検討は実験技術上かなり困難となるので、実際的には、その近傍で確認することになる。少い実験ケースのなかで明確な結論を下すことは避けたいが、次のように言うことができる。

1) 壁面付着力を考慮した地震時土圧式は他の計算方式と較べて、矢板護岸の模型振動実験をよく説明することができる。

2) 壁面付着力の効果については十分期待することが

できない状態にあった模型実験においても、無視できない程度に働いていることが認められた。

(3) 市原方式の地震時土圧と提案式の比較

市原方式はすべり面の厳密性から優れた土圧計算法であるとされているが、大容量の電子計算機で算定しなければならないものである。この方式と比較することにより、提案式の適応度を知ることができるが、粘性土の地震時土圧の場合については次のように言うことができる。

1) 主動土圧の場合は $\beta - \omega \geq 70^\circ$, $0 < \phi - \omega - \varepsilon$ 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 $\beta - \omega \geq 80^\circ$, $0 < \phi + \omega - \varepsilon$ 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、両者はほぼ同様な結果を示す。

4) すべり面について、壁面のすべり角をそのまま背後地盤に用いる方法は実用の範囲内で使用可能なことがわかった。

(4) 地震時土圧の壁面摩擦

壁面摩擦が土圧やすべり面に及ぼす影響はかなり大きい。粘土地盤の場合は壁面付着力によって表わされるのに対し、砂質土地盤の場合では壁面摩擦角によって表わされる。それゆえ、中間土地盤ではこの両者によって表わされることになる。

1) 粘性土地盤に用いる壁面付着力は、現状では全く不明であるが、トムリンソンの壁面付着力を当分の間用いるのも1つの方策である。

2) 砂質土地盤に用いる壁面摩擦角は $\delta \leq 15^\circ$ または $\delta \leq 1/2 \cdot \phi$ において、いずれか小さい方の値をとるならば実験および市原方式とよく一致するので、何ら問題にすることなく実務に用いることができる。

3) 中間土地盤に用いる壁面摩擦角は砂質土地盤の場合と同様に、 $\delta \leq 15^\circ$ または $\delta \leq 1/2 \cdot \phi$ において小さい方の値をとるならば、市原方式とよく一致するので、何ら問題にすることなく実務に用いることができる。

(5) 台形地盤の受働土圧

構造物の前面に台形地盤を築き、その抵抗力を期待する場合がある。これについての受働土圧の算定法は、すでに澤田によって提案されているが、これは電子計算機によって計算される。ここで提案する簡便法は澤田の結果とほぼ同様な値を示すことが確かめられた。

7. あとがき

ここに提案した壁面付着を考慮する地震時土圧式は、

かなりな程度の内容をもつ土圧式であることが明らかになった。しかし、簡易計算式であるため、それなりの問題も持っている。それゆえ、上述のような諸点に留意することにより、有効に式を利用すべきであると考える。この土圧式を適用するにあたって、特に留意すべきことを以下に記す。

1) 壁面付着力は現在ほとんど不明の状態にあるので適切な値を得るための研究・調査を行う必要がある。

2) 粘性土土圧の実験をより有効に行うため、実験規模、測定機器、材料などの開発を行い、実験精度の向上とともに、実験期間の短縮を計ることも必要である。

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、稲富研究室長から模型振動実験の資料の提供方を申し入れたところ、快く承諾されたことについて、感謝とお礼を申し上げたい。また、港湾技術研究所土質部の奥村部長、荏司研究室長、高橋主任研究官、構造部の稲富研究室長、設計基準部の柳生研究室長、内田研究室長および村田主任研究官には数次にわたる検討と多くの指摘を頂いた。各氏に対し、ここに厚くお礼申し上げる次第である。

以上

(1981年6月30日受付)

参 考 文 献

- 1) 物部長穂：土木耐震学，理工図書，1952年9月，
：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
- 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，1979年3月
- 3) Okabe, S: Geneyal Theory on Earth Pressure and Seismic Stability of Retaining Wall and Dam, JSCE, Vol.10, No.6, Dec. 1924
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説，1980年5月
- 5) 日本国有鉄道編：耐震設計指針（案）解説，日本鉄道施設協会，1979年8月
- 6) 日本建築学会：建築基礎構造設計規準・同解説，1974年11月
- 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，第215号，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，第253号，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，土木学会論文報告集，第274号，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，第302号，1980年10月
- 11) Ichihara, M., Matsuzawa, H.: Earth Pressure Coefficient during Earthquake, Soil and Foundations, Vol.13, No.4, 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概要集，第3部，1974年10月
- 13) Ichihara, M., Matsuzawa, H. 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），運輸技術研究所報告，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) 荒井秀夫・藤野芳明・坂井慧子：矢板壁の耐震性に関する研究（第2報），港湾技術研究所報告，第9巻第2号，1970年6月
- 17) 荒井秀夫：矢板壁の模型振動実験 — 控え壁が変位しうる場合 —，港湾技研資料，No.296，1978年6月
- 18) 荒井秀夫・斎藤節文：矢板壁の模型振動実験 — 根入部前面が斜面の場合 —，港湾技研資料，No.297，1978年6月
- 19) 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
- 20) 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
- 21) 運輸省第二港湾建設局監修：土圧係数図表，日本港湾協会，1959年9月
- 22) 松並仁茂：係船岸におけるたわみ性控え工の設計に関する研究，港湾技術研究所報告，第19巻，第3号，1980年9月
- 23) 松並仁茂・内田豊彦・岩崎正二：地震時土圧の計算図表，港湾技研資料，No.357，1980年9月
- 24) 福岡正己：擁壁の動土圧と耐震設計，土と基礎，第28巻第8号，1980年8月
- 25) 倉田 進・藤下利男：砂粘土の混合土の工学的性質に関する研究，運輸技術研究所報告，第11巻第9号，1961年10月
- 26) 中瀬明男・勝野 克・小林正樹：砂の多い粘性土の一軸圧縮強さ，港湾技術研究所報告，第11巻第4号，1972年12月
- 27) 石下慎重：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，— 横浜本牧ふ頭の岸壁基礎 —，土質工学会，1966年
- 28) 松澤 宏：地震時壁面摩擦，土と基礎，Vol.27, No.12 1979年12月
- 29) 澤田源平：斜面をもった矢板根入部の受働土圧計算法，港湾技研資料，No.9，1964年4月

記 号 一 覧 表

- a, b, c : 土柱下端に考える単位土柱 a b c
 c : 粘着強度 (kN/m²)
 c_a : 壁面付着強度，c_a = λ c (kN/m²)
 d : 矢板の根入長 (cm)
 F : 矢板の根入れの安全率
 h : 壁体の高さ (m)，または矢板護岸の高さ (cm)
 k, k_k : 地震震度，水平震度 k = tan⁻¹ ε
 P_a : 主働土圧力 (kN/m)
 P_p : 受働土圧力 (kN/m)
 p_a : 主働土圧強度 (kN/m²)
 p_p : 受働土圧強度 (kN/m²)
 p_r : 抵抗土圧強度，p_r = p_p - p_a (kN/m²)
 Q, Q_e : 上載荷重，Q_e = Q / cos ε (kN/m)
 ΔQ, ΔQ_e : 土柱に働く土載荷重，ΔQ_e = ΔQ / cos ε (kN/m)
 q, q_e : 単位面積当りの上載荷重，q_e = q / cos ε (kN/m²)
 R : 三角土けいに働く地盤反力 (kN/m)
 ΔR : 土柱に働く地盤反力 (kN/m)
 S : 壁面に働く壁面付着力によるせん断 (kN/m)
 ΔS : 単位壁面に働く壁面付着力によるせん断力 (kN/m)
 T : 控え工張力 (gf/cm)
 T' : 控え工支点，反力または腹起し工反力 (gf/cm)

- W, W_e : 三角土けいの重量, $W_e = W/\cos \varepsilon$
 $\Delta W, \Delta W_e$: 土柱重量, $W_e = W/\cos \varepsilon$ (kN/m)
 x : 水平軸または水平距離 (m, cm)
 y : 鉛直軸また深さ (m, cm)
 α : すべり角 (度)
 β : 壁面の水平とのなす角度 (度)
 γ, γ_e : 土の単位体積重量, $\gamma_e = \gamma/\cos \varepsilon$
 (kN/m³, gf/m³)
 δ : 土の壁面摩擦角 (度)
 ε : 地震合成角, $\varepsilon = \tan^{-1} k$ (度)
 λ : 付着比, $\lambda = c_a/c$
 τ : すべり面に働く粘着力によるせん断力
 (kN/m)
 $\Delta \tau$: 土柱のすべり面に働く粘着力によるせん断
 (kN/m)
 ϕ : 土の内部摩擦角 (度)
 ω : 地表面の傾斜角 (度)

付 録

○付録 A 砂質土地盤の地震時受働土圧式において提案式から物部式への誘導

荒井は砂質土地盤の地震時主働土圧について、岡部から物部式を導いた。(参考文献 15) 参照)

ここでは砂質土地盤の地震時受働土圧について提案式から物部式を導く。

砂質土地盤の地震時土圧係数は粘性土地盤の場合と異なり深さ方向に変化せず一定の値を示す。それゆえ、地盤時受働土圧力 P_p および地震時受働土圧強度 p_p はそれぞれ式(1)および式(2)ようになる。さらに、物部式への誘導のため若干の整理を行う。

$$\begin{aligned}
 P_p &= \frac{h}{\sin\beta} \left\{ \frac{\gamma_e h \sin(\beta-\omega)}{2 \sin\beta} + q_e \right\} \frac{\sin(\alpha+\phi-\varepsilon) \sin(\beta-\alpha)}{\sin(\beta-\alpha-\phi-\delta) \sin(\alpha-\omega)} \\
 &= \left\{ \frac{\gamma h^2}{2} + \frac{q h \sin\beta}{\sin(\beta-\omega)} \right\} \frac{\sin(\beta-\omega) \sin(\alpha+\phi-\varepsilon) \sin(\beta-\alpha)}{\cos\varepsilon \sin^2\beta \sin(\beta-\alpha-\phi-\delta) \sin(\alpha-\omega)} \\
 &= \left\{ \frac{\gamma h^2}{2} + \frac{q h \sin\beta}{\sin(\beta-\omega)} \right\} K_p, \\
 p_p &= \left\{ \frac{\gamma_e y \sin(\beta-\omega)}{\sin\beta} + q_e \right\} \frac{\sin(\alpha+\phi-\varepsilon) \sin(\beta-\alpha)}{\sin(\beta-\alpha-\phi-\delta) \sin(\alpha-\omega)} \\
 &= \left\{ \gamma y \sin\beta + \frac{q \sin^2\beta}{\sin(\beta-\omega)} \right\} \frac{\sin(\beta-\omega) \sin(\alpha+\phi-\varepsilon) \sin(\beta-\alpha)}{\cos\varepsilon \sin^2\beta \sin(\beta-\alpha-\phi-\delta) \sin(\alpha-\omega)} \\
 &= \left\{ \gamma y \sin\beta + \frac{q \sin^2\beta}{\sin(\beta-\omega)} \right\} K_p, \\
 K_p &= \frac{\sin(\beta-\omega)}{\cos\varepsilon \sin^2\beta} \cdot \frac{\sin(\alpha+\phi-\varepsilon) \sin(\beta-\alpha)}{\sin(\beta-\alpha-\phi-\delta) \sin(\alpha-\omega)} = \frac{\sin(\beta-\omega)}{\cos\varepsilon \sin^2\beta} K'_p, \\
 K'_p &= \frac{\sin(\alpha+\phi-\varepsilon) \sin(\beta-\alpha)}{\sin(\beta-\alpha-\phi-\delta) \sin(\alpha-\omega)},
 \end{aligned}$$

ここで、極値法によってすべり角を求める。すなわち、 $0 = \frac{\partial P_p}{\partial \alpha} = \frac{\partial p_p}{\partial \alpha} = \frac{\partial K_p}{\partial \alpha} = \frac{\partial K'_p}{\partial \alpha}$ とおく、

$$\begin{aligned}
 \frac{\partial K'_p}{\partial \alpha} = 0 &= \left\{ \cos(\alpha+\phi-\varepsilon) \sin(\beta-\alpha) - \sin(\alpha+\phi-\varepsilon) \cos(\beta-\alpha) \right\} \\
 &\quad \sin(\beta-\alpha-\phi-\delta) \sin(\alpha+\omega) + \sin(\alpha+\phi-\varepsilon) \sin(\beta-\alpha) \left\{ \cos(\beta-\alpha-\phi-\delta) \right. \\
 &\quad \left. \sin(\alpha-\omega) - \sin(\beta-\alpha-\phi-\delta) \cos(\alpha-\omega) \right\}, \\
 &\quad \cos(\alpha+\phi-\varepsilon) \sin(\beta-\alpha) \sin(\beta-\alpha-\phi-\delta) \sin(\alpha-\omega) \\
 &\quad + \sin(\alpha+\phi-\varepsilon) \sin(\beta-\alpha) \cos(\beta-\alpha-\phi-\delta) \sin(\alpha-\omega) \\
 &= \sin(\beta-\alpha) \sin(\alpha-\omega) \sin(\beta-\delta-\varepsilon),
 \end{aligned}$$

$$-\sin(\alpha + \phi - \varepsilon) \cos(\beta - \alpha) \sin(\beta - \alpha - \phi - \delta) \sin(\alpha - \omega)$$

$$-\sin(\alpha + \phi - \varepsilon) \sin(\beta - \alpha) \sin(\beta - \alpha - \phi - \delta) \cos(\alpha - \omega)$$

$$= -\sin(\alpha + \phi - \varepsilon) \sin(\beta - \alpha - \phi - \delta) \sin(\beta - \omega),$$

$$0 = -\sin(\alpha + \phi - \varepsilon) \sin(\beta - \alpha - \phi - \delta) \sin(\beta - \omega) + \sin(\beta - \alpha) \sin(\alpha - \omega) \sin(\beta - \delta - \varepsilon)$$

$$\sin(\alpha + \phi - \varepsilon) = \sin(\alpha - \omega) \cos(\phi + \omega - \varepsilon) + \cos(\alpha - \omega) \sin(\phi + \omega - \varepsilon)$$

$$= \sin(\alpha - \omega) \left\{ \cot(\alpha - \omega) \sin(\phi + \omega - \varepsilon) + \cos(\phi + \omega - \varepsilon) \right\},$$

$$\sin(\beta - \alpha - \phi - \delta) = \sin(\beta - \phi - \delta - \omega) \cos(\alpha - \omega) - \cos(\beta - \phi - \delta - \omega) \sin(\alpha - \omega)$$

$$= \sin(\alpha - \omega) \left\{ \cot(\alpha - \omega) \sin(\beta - \phi - \delta - \omega) - \cos(\beta - \phi - \delta - \omega) \right\},$$

$$\sin(\beta - \alpha) = \sin(\beta - \omega) \cos(\alpha - \omega) - \cos(\beta - \omega) \sin(\alpha - \omega)$$

$$= \sin(\alpha - \omega) \left\{ \cot(\alpha - \omega) \sin(\beta - \omega) - \cos(\beta - \omega) \right\},$$

$$0 = -\left\{ \cot(\alpha - \omega) \sin(\phi + \omega - \varepsilon) + \cos(\phi + \omega - \varepsilon) \right\} \left\{ \cot(\alpha - \omega) \sin(\beta - \phi - \delta - \omega) \right. \\ \left. - \cos(\beta - \phi - \delta - \omega) \right\} \sin(\beta - \omega) + \left\{ \cot(\alpha - \omega) \sin(\beta - \omega) - \cos(\beta - \omega) \right\} \sin(\beta - \delta - \varepsilon),$$

$$= -\cot^2(\alpha - \omega) + \cot(\alpha - \omega) \left\{ \cot(\beta - \phi - \delta - \omega) - \cot(\phi + \omega - \varepsilon) \right\}$$

$$+ \frac{\sin(\beta - \delta - \varepsilon)}{\sin(\phi + \omega - \varepsilon) \sin(\beta - \phi - \delta - \omega)} \left\{ \cot(\phi + \omega - \varepsilon) \cot(\beta - \phi - \delta - \omega) \right.$$

$$\left. - \frac{\sin(\beta - \delta - \varepsilon) \cos(\beta - \omega)}{\sin(\phi + \omega - \varepsilon) \sin(\beta - \phi - \delta - \omega) \sin(\beta - \omega)} \right\},$$

ここで、第2項の $\left\{ \right\}$ を整理する。

$$\cot(\beta - \phi - \delta - \omega) - \cot(\phi + \omega - \varepsilon) = \frac{-\sin(\beta - 2\phi - \delta - 2\omega + \varepsilon)}{\sin(\phi + \omega - \varepsilon) \sin(\beta - \phi - \delta - \omega)},$$

$$= \frac{-\sin(\beta - 2\phi - \delta - 2\omega + \varepsilon) + \sin(\beta - \delta - \varepsilon)}{\sin(\phi + \omega - \varepsilon) \sin(\beta - \phi - \delta - \omega)}$$

$$= 2 \left\{ \sin(\phi + \omega - \varepsilon) \cos(\beta - \phi - \delta - \omega) \right\},$$

$$\therefore \left\{ \right\} = 2 \cot(\beta - \phi - \delta - \omega)$$

さらに、第3項、第4項を整理する。

$$\frac{\cos(\phi + \omega - \varepsilon) \cos(\beta - \phi - \delta - \omega) \sin(\beta - \omega) - \sin(\beta - \delta - \varepsilon) \cos(\beta - \omega)}{\sin(\phi + \omega - \varepsilon) \sin(\beta - \phi - \delta - \omega) \sin(\beta - \omega)} = C,$$

$$\therefore 0 = -\cot^2(\alpha - \omega) + 2\cot(\beta - \phi - \delta - \omega)\cot(\alpha - \omega) + C,$$

$$\cot(\alpha - \omega) = \cot(\beta - \phi - \delta - \omega) + \sqrt{\cot^2(\beta - \phi - \delta - \omega) + C},$$

ここで、 $\sqrt{\quad}$ 内を整理する。

$$\begin{aligned} \cot^2(\beta - \phi - \delta - \omega) + C &= \frac{1}{\sin^2(\beta - \phi - \delta - \omega)\sin(\phi + \omega - \varepsilon)\sin(\beta - \omega)} \\ &\left\{ \cos^2(\beta - \phi - \delta - \omega)\sin(\phi + \omega - \varepsilon)\sin(\beta - \omega) + \sin(\beta - \phi - \delta - \omega) \right. \\ &\quad \cos(\phi + \omega - \varepsilon)\cos(\beta - \phi - \delta - \omega)\sin(\beta - \omega) \\ &\quad \left. - \sin(\beta - \phi - \delta - \omega)\sin(\beta - \delta - \varepsilon)\cos(\beta - \omega) \right\} \\ &= \frac{\sin(\beta - \delta - \varepsilon)\sin(\phi + \delta)}{\sin^2(\beta - \phi - \delta - \omega)\sin(\phi + \omega - \varepsilon)\sin(\beta - \omega)}, \end{aligned}$$

$$\therefore \cot(\alpha - \omega) = \cot(\beta - \phi - \delta - \omega) + \operatorname{cosec}(\beta - \phi - \delta - \omega) \sqrt{\frac{\sin(\beta - \delta - \varepsilon)\sin(\phi + \delta)}{\sin(\phi + \omega - \varepsilon)\sin(\beta - \omega)}} \dots (3)$$

すべり角の式(3)を K_p 式に代入するのであるが、これを容易にするため、 $(\alpha - \omega)$ に着目し、 K_p 式を次のように改める。

$$\sin(\alpha + \phi - \varepsilon) = \sin(\alpha - \omega + \phi + \omega - \varepsilon) = \sin(\alpha - \omega) \left\{ \cot(\alpha - \omega)\sin(\phi + \omega - \varepsilon) + \cos(\phi + \omega - \varepsilon) \right\},$$

$$\sin(\beta - \alpha) = \sin(\beta - \omega - \alpha + \omega) = \sin(\alpha - \omega) \left\{ \cot(\alpha - \omega)\sin(\beta - \omega) - \cos(\beta - \omega) \right\},$$

$$\sin(\beta - \alpha - \phi - \delta) = \sin(\beta - \phi - \delta - \omega - \alpha + \omega)$$

$$= \sin(\alpha - \omega) \left\{ \cot(\alpha - \omega)\sin(\beta - \phi - \delta - \omega) - \cos(\beta - \phi - \delta - \omega) \right\},$$

$$K_p = \frac{\left\{ \cot(\alpha - \omega)\sin(\phi + \omega - \varepsilon) + \cos(\phi + \omega - \varepsilon) \right\} \left\{ \cot(\alpha - \omega)\sin(\beta - \omega) - \cos(\beta - \omega) \right\}}{\cot(\alpha - \omega)\sin(\beta - \phi - \delta - \omega) - \cos(\beta - \phi - \delta - \omega)} \dots (4)$$

ここで、簡単のため式(3)の $\sqrt{\quad}$ 内を A とおき、式(4)の K_p に式(3)を代入する。

$$\cot(\alpha - \omega)\sin(\phi + \omega - \varepsilon) + \cos(\phi + \omega - \varepsilon) = \operatorname{cosec}(\beta - \phi - \delta - \omega) \left\{ \sin(\phi + \omega - \varepsilon)\sqrt{A} + \sin(\beta - \delta - \varepsilon) \right\},$$

$$\cot(\alpha - \omega)\sin(\beta - \omega) - \cos(\beta - \omega) = \operatorname{cosec}(\beta - \phi - \delta - \omega) \left\{ \sin(\beta - \omega)\sqrt{A} + \sin(\phi + \delta) \right\},$$

$$\cot(\alpha - \omega)\sin(\beta - \phi - \delta - \omega) - \cos(\beta - \phi - \delta - \omega) = \sqrt{A},$$

$$\begin{aligned} \therefore \sin(\beta - \omega) K_p &= \frac{\sin(\beta - \omega)}{\sqrt{A}} \operatorname{cosec}^2(\beta - \phi - \delta - \omega) \left\{ \sin(\phi + \omega - \varepsilon)\sqrt{A} \right. \\ &\quad \left. + \sin(\beta - \delta - \varepsilon) \right\} \left\{ \sin(\beta - \omega)\sqrt{A} + \sin(\phi + \delta) \right\} \\ &= \sin(\beta - \omega) \operatorname{cosec}^2(\beta - \phi - \delta - \omega) \frac{\sin(\beta - \delta - \varepsilon)\sin(\phi + \delta)}{\sqrt{A}} \left\{ 2 \right. \\ &\quad \left. + \frac{\sin(\beta - \omega)}{\sin(\phi + \delta)}\sqrt{A} + \frac{\sin(\phi + \omega - \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta - \varepsilon)}\sqrt{A} \right\} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= \sin(\beta-\omega) \operatorname{cosec}^2(\beta-\phi-\delta-\omega) \sqrt{\sin(\beta-\delta-\varepsilon) \sin(\phi+\delta) \sin(\phi+\omega-\omega) \sin(\beta-\omega)} \left\{ 2 \right. \\
&\quad \left. + \sqrt{\frac{\sin(\beta-\delta-\varepsilon) \sin(\beta-\omega)}{\sin(\phi+\omega-\varepsilon) \sin(\phi+\delta)}} + \sqrt{\frac{\sin(\phi+\omega-\varepsilon) \sin(\phi+\delta)}{\sin(\beta-\delta-\varepsilon) \sin(\beta-\omega)}} \right\} \\
&= \sin(\beta-\omega) \operatorname{cosec}^2(\beta-\phi-\delta-\omega) \left\{ \sqrt{\sin(\beta-\delta-\varepsilon) \sin(\beta-\omega)} \right. \\
&\quad \left. + \sqrt{\sin(\phi+\omega-\varepsilon) \sin(\phi+\delta)} \right\}^2 \\
&= \sin(\beta-\omega) \operatorname{cosec}^2(\beta-\phi-\delta-\omega) \left\{ \frac{\sin(\beta-\delta-\varepsilon) \sin(\beta-\omega)}{\sqrt{\sin(\beta-\delta-\varepsilon) \sin(\beta-\omega)}} \right. \\
&\quad \left. - \frac{\sin(\phi+\omega-\varepsilon) \sin(\phi+\delta)}{\sqrt{\sin(\phi+\omega-\varepsilon) \sin(\phi+\delta)}} \right\}^2 \\
&= \left[\operatorname{cosec}(\beta-\phi-\delta-\omega) \left\{ \sin(\beta+\phi+\varepsilon) \sin(\beta-\phi-\delta \right. \right. \\
&\quad \left. \left. - \omega) \right\} \right]^2 \frac{1}{\sin(\beta-\delta-\varepsilon)} \left\{ \frac{\sqrt{\sin(\beta-\omega) \sin(\beta-\delta-\varepsilon)}}{\sqrt{\sin(\beta-\delta-\varepsilon) \sin(\beta-\omega)} - \sqrt{\sin(\phi+\omega-\varepsilon) \sin(\phi+\delta)}} \right\}^2 \\
&= \frac{\sin^2(\beta+\phi-\varepsilon)}{\sin(\beta-\delta-\varepsilon) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi+\omega-\varepsilon) \sin(\phi+\delta)}{\sin(\beta-\delta-\varepsilon) \sin(\beta-\omega)}} \right]^2} \\
\therefore K_p &= \frac{\sin^2(\beta+\phi-\varepsilon)}{\cos \varepsilon \sin^2 \beta \sin(\beta-\delta-\varepsilon) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi+\omega-\varepsilon) \sin(\phi+\delta)}{\sin(\beta-\delta-\varepsilon) \sin(\beta-\omega)}} \right]^2} \dots \dots \dots (5)
\end{aligned}$$

すなわち、式(5)の K_p 式は物部の地震時受働土圧係数である。

○付録B 砂質土地盤における地震時主働土圧式

岡部の地震時主働土圧式

$$\begin{aligned}
P_a &= \frac{h}{\sin \beta} \left\{ \frac{\gamma_e h \sin(\beta-\omega)}{2 \sin \beta} + q_e \right\} \frac{\sin(\alpha-\phi+\varepsilon) \sin(\beta-\alpha)}{\sin(\beta-\alpha+\phi+\delta) \sin(\alpha-\omega)} \\
&= \left\{ \frac{\gamma_e h^2}{2} + \frac{q_e h \sin \beta}{\sin(\beta-\omega)} \right\} \frac{\sin(\beta-\omega) \sin(\alpha-\phi+\varepsilon) \sin(\beta-\alpha)}{\cos \varepsilon \sin^2 \beta \sin(\beta-\alpha+\phi+\delta) \sin(\alpha-\omega)} \\
&= \left\{ \frac{\gamma_e h^2}{2} + \frac{q_e h \sin \beta}{\sin(\beta-\omega)} \right\} K_a \dots \dots \dots (6) \\
p_a &= \left\{ \frac{\gamma_e y \sin(\beta-\omega)}{\sin \beta} + q_e \right\} \frac{\sin(\alpha-\phi+\varepsilon) \sin(\beta-\alpha)}{\sin(\beta-\alpha+\phi+\delta) \sin(\alpha-\omega)} \\
&= \left\{ \gamma_e y \sin \beta + \frac{q_e \sin^2 \beta}{\sin(\beta-\omega)} \right\} \frac{\sin(\beta-\omega) \sin(\alpha-\phi+\varepsilon) \sin(\beta-\alpha)}{\cos \varepsilon \sin^2 \beta \sin(\beta-\alpha+\phi+\delta) \sin(\alpha-\omega)}
\end{aligned}$$

$$= \left\{ \gamma y \sin \beta + \frac{q \sin^2 \beta}{\sin(\beta - \omega)} \right\} K_a \dots\dots\dots (7)$$

$$K_a = \frac{\sin(\beta - \omega) \sin(\alpha + \phi + \varepsilon) \sin(\beta - \alpha)}{\cos \varepsilon \sin^2 \beta \sin(\beta - \alpha + \phi + \delta) \sin(\alpha - \omega)} = \frac{\sin(\beta - \omega)}{\cos \varepsilon \sin^2 \beta} K'_a,$$

$$K'_a = \frac{\sin(\alpha - \phi + \varepsilon) \sin(\beta - \alpha)}{\sin(\beta - \alpha + \phi + \delta) \sin(\alpha - \omega)},$$

物部の地震時受働土圧式

$$\cot(\alpha - \omega) = \cot(\beta + \phi + \delta - \omega) + \operatorname{cosec}(\beta + \phi + \delta - \omega) \sqrt{\frac{\sin(\beta + \delta + \varepsilon) \sin(\phi + \delta)}{\sin(\phi - \omega - \varepsilon) \sin(\beta - \omega)}} \dots (8)$$

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta - \phi + \varepsilon)}{\cos \varepsilon \sin^2 \beta \sin(\beta + \delta + \varepsilon) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi - \omega - \varepsilon) \sin(\phi + \delta)}{\sin(\beta + \delta + \varepsilon) \sin(\beta - \omega)}} \right]^2} \dots\dots\dots (9)$$

港湾技研資料 No.398

1981・9

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 日青工業株式会社

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.