

かかと版付き擁壁の合理的な土圧評価法

右城猛¹・八木則男²・矢田部龍一³・筒井秀樹⁴

¹正会員 ㈱第一コンサルタンツ 常務取締役 (〒780 高知市高須新町3-1-5)

²フェロー 工博 愛媛大学教授 工学部環境建設工学科 (〒790 松山市文京町3番)

³正会員 工博 愛媛大学教授 工学部環境建設工学科 (〒790 松山市文京町3番)

⁴正会員 ㈱第一コンサルタンツ (〒780 高知市高須新町3-1-5)

擁壁のかかと版長や背後の盛土形状の影響を考慮することが可能な実用的土圧評価式である改良試行くさび法を提案し、豊浦標準砂を用いた模型実験及び試計算により提案式の妥当性を検証した。

この結果、提案式で求められるすべり面は模型実験とはほぼ一致すること、かかと版付き擁壁の安定性が極めて合理的に評価されることが確認された。

Key Words : cantilever retaining wall, active earth pressure, Coulomb's equation, model test, design

1. まえがき

剛性擁壁の主働土圧を算定する方法には、極限平衡法に基づいた Coulomb 系土圧理論¹⁾、塑性理論に基づいた Rankine 系土圧理論¹⁾、すべり線法による Sokolovski の解²⁾、半経験に基づいた Terzaghi の土圧図表³⁾などが提案されている。

擁壁設計の実務では、計算の簡便性と種々の条件への適合が容易なことから Coulomb 系土圧理論の一種である試行くさび法が用いられている^{4)~8)}。

Coulomb 系土圧理論は、本来、重力式擁壁のようなかかと版を有しない擁壁を対象としたものであるが、実務上は工学的判断に基づいたいくつかの単純な仮定を行うことによって、逆T型擁壁などにも試行くさび法が適用されている。しかしながら、この方法で安定解析を行った場合、嵩上げ盛土高さがある値のとき極端に小さな安全率が出現するといった極めて不合理な結果が得られることが明らかになっている^{9),10)}。また、かかと版の長さを考慮した土圧評価ができないという問題点もある¹⁷⁾。

本論文は、従来の試行くさび法を改良し、背後の盛土形状、かかと版長などの影響を考慮することが可能な実用的土圧評価法(改良試行くさび法)を提案し、その妥当性を模型実験および試計算によって検証したものである。

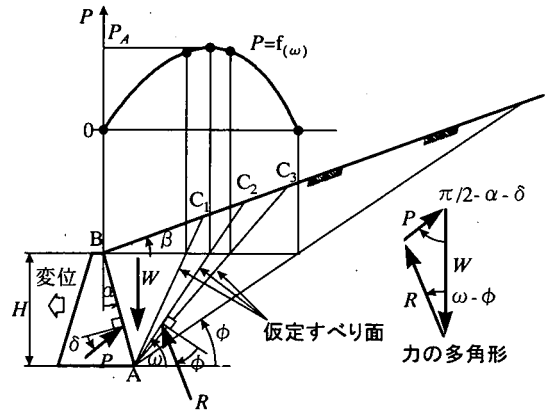


図-1 Coulomb 系土圧理論

2. 現行の土圧評価法

(1) 試行くさび法

Coulomb 系土圧理論は、図-1 に示すように擁壁のかかとを通る直線のすべり面を仮定し、このすべり面と壁面によって形成されるくさび状の土塊に作用する力、すなわち、土塊の重量 W と壁面からの反力 P 、仮定されたすべり面からの反力 R の3つの力の極限平衡条件と壁面反力 P の最大値の条件からすべり面の角度 ω を決定し、そのときの P を主働土圧

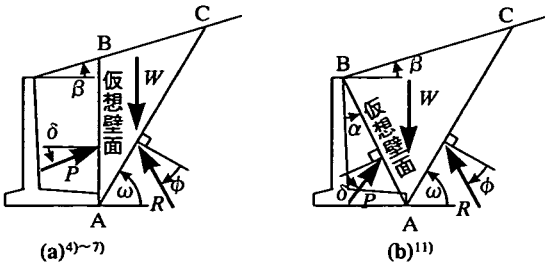


図-2 仮想壁面

P_A とみなすものである。

P の最大値を求める方法には、微分法を適用し解析的に求める方法、数値計算法、図解法がある。一般に、Coulomb式と呼ばれているものは、微分法を適用した解析解である。これに対して、試行くさび法は、すべり面の角度 ω を種々変化させて W および P を計算し、試行錯誤的に P の最大値を決定する数値計算法である。Coulomb式が適用できるのは、盛土面が水平あるいは一様勾配である場合に限られるが、試行くさび法は台形状の嵩上げ盛土が行われている場合など、盛土面が複雑な形状をしている場合にも適用できる。

(2) かかと版付き擁壁の土圧評価法

Coulomb系土圧理論は、重力式擁壁のように1つのすべり面が壁面に沿って発生する場合、すなわち2つのすべり面のうちの1つが特定される場合のみ適用できるものである。

逆T型擁壁に代表されるかかと版付き擁壁では、図-2(a)あるいは(b)に示すような仮想壁面を想定し、この面があたかも壁面であるかのようにみなしてCoulomb系土圧理論を適用する方法が提案されている。ただし、近年では、仮想壁面を鉛直とする図-2(a)の方法が簡便なことから設計実務の主流になっている。

しかし、ここで注意すべきことは、仮想壁面はあくまでも安定計算のため便宜的に仮定した面であり、すべり面(せん断破壊面)ではない¹²⁾、ということである。このことは、仮想壁面では、Coulombの破壊基準により土圧の作用方向 δ を特定できないことを意味する。

ところで、Coulomb系土圧理論では、土圧の作用方向 δ (壁面摩擦角)が既知でなければ不静定問題となり土圧を算定することができない。このため、設計の実務では、表-1のように仮定された δ が用いられている。

道路橋示方書下部構造編¹³⁾では、橋台の安定計算

表-1 壁面摩擦角

	道路橋示方書	道路土工指針
常時	$\delta = \phi$	$\delta = \beta$
地震時	$\delta = \frac{\phi}{2}$	$\delta = \tan^{-1} \frac{\sin \phi \sin(\theta + \Delta - \beta)}{1 - \sin \phi \sin(\theta + \Delta - \beta)}$ $\Delta = \sin^{-1} \frac{\sin(\beta + \theta)}{\sin \phi}$ $\theta = \tan^{-1} k_H$

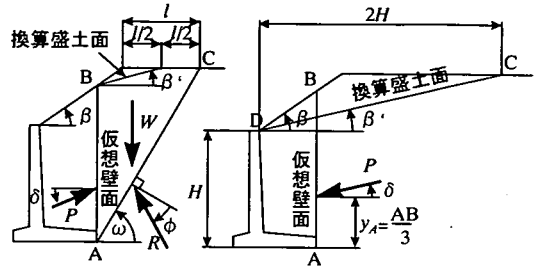


図-3 道路土工指針の方法⁴⁾ 図-4 AREAの方法¹⁴⁾

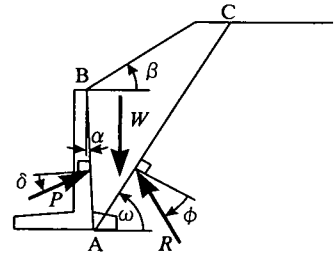


図-5 かかと版が短い場合

用の土圧算定において、 $\delta = \phi$ (地震時は $\delta = \phi/2$)と仮定している。これは、仮想壁面をすべり面と仮定していることに他ならず、明らかに不合理である。一方、道路土工指針⁴⁾には、Rankineの土圧理論によって得られた壁面摩擦角が採用されている。しかし、この算定式は、仮想壁面に主働Rankine場が形成される場合、すなわち、かかと版の長さが十分長く、盛土面が水平か一様勾配である場合に限って適用できるものである。嵩上げ盛土を有する場合においては、図-3のような換算盛土面を仮定するものとしている。同様な仮定はアメリカの技術基準AREA(American Railway Engineering Association)¹⁴⁾にもみられる。AREAでは、図-4に示すDC面を換算盛土面として用いることを奨めている。しかし、このような仮定はいずれも理論的根拠に基づいたものではない。

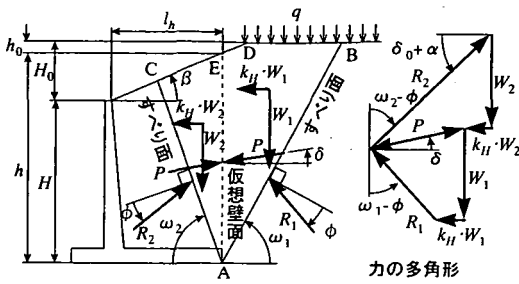


図-6 改良試行くさび法

かかと版が短い場合は、かかと版を無視し図-5のように AB 面に土圧が作用するものと仮定して、重力式擁壁と同様の方法で土圧を算定している。しかし、このような方法が許容されるかかと版長に関しては明確にされておらず、設計実務の現場で混乱を生じている。かかと版を無視できる限界長として、20~30 cm とする提案¹³⁾や、擁壁高の 1/10 程度とする提案¹⁵⁾などがあるが、いずれも理論的根拠に乏しい。

また、道路土工指針や AREA では仮想壁面での土圧分布を三角形分布と仮定するものとしている。しかし、この仮定は盛土面が水平であるか、もしくは一様勾配である場合に限って理論的に成立するものである。

3. 改良試行くさび法

(1) 主働土圧算定法

逆 T 型擁壁が前方へ微小変位すれば、図-6 のようにかかと版の後端から AB と AC の 2 つのすべり面が発生する。2 つのすべり面によって形成されるくさび土塊 ABDC に作用する力は、土塊の重量 $W (=W_1+W_2)$ 、土塊に作用する地震時慣性力 $(k_H \cdot W)$ 、すべり面 AB からの反力 R_1 、すべり面 AC からの反力 R_2 の 4 つである。裏込土を砂質土 ($c=0$) とすれば、極限状態では、 R_1 、 R_2 は、すべり面の法線に対して ϕ だけ傾斜して作用することになる。2 つのすべり角 ω_1 、 ω_2 を取りあえず特定されているものとすれば、未知量は R_1 と R_2 の 2 つになる。したがって、この問題は静定問題であり、力の平衡条件 ($\sum H=0$, $\sum V=0$) のみで R_1 と R_2 を決定することができることになる。

次に、かかと版の後端から鉛直の仮想壁面 AE をたて、鉛直線によって二分された土塊の 1 つ ACE に着目する。土塊 ACE に作用する力は、土塊の重量 W_2 、地震時慣性力 $H_2 (=k_H \cdot W_2)$ 、すべり面 AC か

らの反力 R_2 、仮想壁面 AE からの反力 P の 4 つである。これらのうち、 W_2 と H_2 は ω_2 が特定されていれば既知量である。また、 R_2 は既知になっているので未知量は P とその傾斜角 δ の 2 つだけになる。したがって、土塊 ACE に関する力の平衡条件のみから P 及び δ を求めることが可能である。

W_1 、 W_2 、 H_1 、 H_2 、 R_1 、 R_2 、 P の関係を示せば図-6 の力の多角形ようになる。これより幾何学的に、式(1)から式(3)が容易に導かれる¹⁶⁾。

$$P = \frac{\sin(\omega_2 - \phi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)} R_2 \quad (1)$$

$$R_2 = \frac{\sin(\omega_1 - \phi - \theta)}{\sin(\omega_1 + \omega_2 - 2\phi) \cos \theta} (W_1 + W_2) \quad (2)$$

$$\delta = \tan^{-1} \frac{R_2 \cos(\omega_2 - \phi) - W_2}{R_2 \sin(\omega_2 - \phi) - W_2 \tan \theta} \quad (3)$$

$$\theta = \tan^{-1} k_H \quad (4)$$

地表面に過載荷重がある場合には、土塊上の過載荷重を土塊の重量に加算する。

$$\frac{\partial}{\partial \omega_1} P \cos \delta = 0 \quad \text{and} \quad \frac{\partial^2}{\partial \omega_1^2} P \cos \delta \leq 0 \quad (5)$$

$$\frac{\partial}{\partial \omega_2} P \cos \delta = 0 \quad \text{and} \quad \frac{\partial^2}{\partial \omega_2^2} P \cos \delta \leq 0 \quad (6)$$

式(1)で与えられる P が主働土圧 P_A である必要十分条件は、式(5)及び式(6)で与えられる。従って、 $P \cos \delta$ が最大となる ω_1 、 ω_2 を求めればそれが主働すべり面であり、その時の P が主働土圧となる。

常時 ($\theta=0$) において主働すべり角の取り得る範囲は、Rankine の土圧理論より式(7)、(8)で表される。この範囲で ω_1 、 ω_2 を変化させ試行錯誤的に P の水平成分の最大値を決定することも可能であるが、Solver 機能を備えた表計算ソフトを利用すれば瞬時に式(5)、(6)の条件を満たす ω_1 、 ω_2 および P の値を求めることができる。

$$\left\{ \frac{\pi}{4} + \frac{1}{2} \left(\phi + \beta - \sin^{-1} \frac{\sin \beta}{\sin \phi} \right) \right\} \leq \omega_1 \leq \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (7)$$

$$\left\{ \frac{\pi}{4} + \frac{1}{2} \left(\phi - \beta + \sin^{-1} \frac{\sin \beta}{\sin \phi} \right) \right\} \geq \omega_2 \geq \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (8)$$

(2) かかと版の長さを考慮した土圧評価法

前述の土圧評価式はかかと版の長さが十分長く、前方に向かって発生するすべり面がたて壁に当たらない場合に適用できるものである。かかと版の長さ l_h が十分長いかどうかは(9)式によって判断することができる。ただし、この式は盛土が一様勾配の

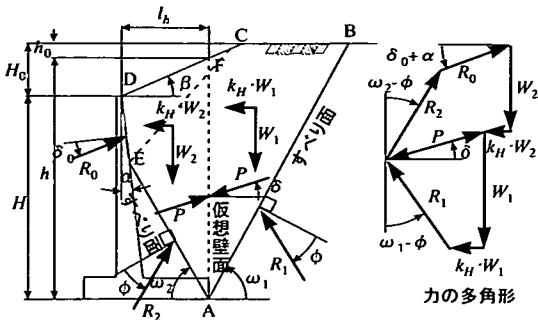


図-7 かかと版の長さを考慮した改良試行くさび法

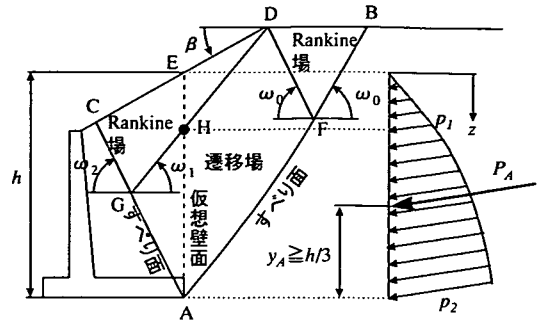


図-8 嵩上げ盛土を有する場合の土圧分布

場合に限って適用できるものである。嵩上げ盛土がある場合は、盛土が水平と一様勾配の中間的な値を示すが、定式化は困難である。このような場合は、かかと版が十分長いものと仮定して計算し、その結果によって判断せざるを得ない。

$$l_h \geq H \tan \left\{ \frac{\pi}{4} + \frac{1}{2} \left(\phi - \beta + \sin^{-1} \frac{\sin \beta}{\sin \phi} \right) \right\} \quad (9)$$

かかと版が短いと判断される場合は、かかと版の長さの影響を考慮した土圧評価が必要になる。この場合の計算式は式(10)~(14)で表される¹⁷⁾。

$$P = \frac{W_1 \tan \theta + R_1 \sin(\omega_1 - \phi)}{\cos \delta} \quad (10)$$

$$R_1 = \frac{W(T - \tan \theta) + R_0 \cos(\alpha + \delta_0) \{1 - \tan(\alpha + \delta_0)T\}}{\sin(\omega_1 + \omega_2 - 2\phi) \cos \theta} \quad (11)$$

$$\delta = \tan^{-1} \frac{W_1 - R_1 \cos(\omega_1 - \phi)}{R_1 \sin(\omega_1 - \phi) + W_1 \tan \theta} \quad (12)$$

$$T = \tan(\omega_2 - \phi) \quad (13)$$

$$W = W_1 + W_2 \quad (14)$$

ここで、 R_0 は壁面 DE 区間に作用する土圧合力であり、Coulomb 式あるいは従来の試行くさび法で計算することができる。なお、 P が主動土圧である必要十分条件は式(7)、(8)で表される。

(3) 土圧分布および土圧合力の作用位置

嵩上げ盛土がある場合、擁壁背後の2つのすべり面で囲まれた部分には、 $\beta=0$ の主動 Rankine 場と $\beta=\beta$ の主動 Rankine 場、それに遷移場の3種類の塑性場が出現する¹⁸⁾。Rankine 場内部には直線のすべり面網が形成されるが、遷移場内は曲線のすべり面群となる。このため、土圧は、Rankine 場では深さ方向に直線的に変化するが、遷移場内では曲線分布になる。従って、土圧分布および合力の作用点は差分法によって算定される。

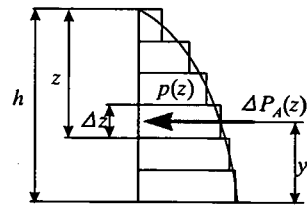


図-9 差分法

いま、仮想壁面の高さを h 、仮想壁面上端から任意の深さ z までの間に作用する土圧合力を $P_{A(z)}$ 、仮想壁面上端から $(z - \Delta z)$ までの間に作用する土圧合力を $P_{A(z-\Delta z)}$ とすれば、 z の位置の土圧強度は式(15)で与えられる。

$$P(z) = \frac{P_{A(z)} - P_{A(z-\Delta z)}}{\Delta z} = \frac{\Delta P_{A(z)}}{\Delta z} \quad (15)$$

なお、 $P_{A(z)}$ および $P_{A(z-\Delta z)}$ は式(1)~(6)または式(10)~(14)によって計算する。擁壁下端から土圧合力の作用点までの高さ y_A は式(16)で求められる。ただし、 P_A は仮想壁面全体に作用する土圧合力である。

$$y_A = \frac{\sum \left\{ \Delta P_{A(z)} \left(h - z + \frac{\Delta z}{2} \right) \right\}}{P_A} \quad (16)$$

4. すべり面に関する模型実験^{19),20)}

改良試行くさび法は、かかとから前方と後方の2方向に直線すべり面が発生するという仮定に基づいている。そこで、この仮定の妥当性を検証する目的で、模型実験により逆 T 型擁壁の背後に発生するすべり面の形状を観察し、理論値との比較を行った。

(1) 実験装置

本実験に用いた装置を図-10に示す。実験土槽は

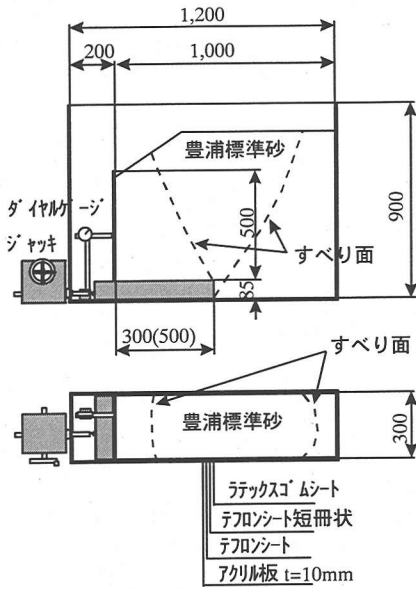


図-10 実験装置

鋼板とアクリル板で製作した。アクリル板は正面の1面のみで使用しており、すべり面を観察するため10cm×10cmの格子印が付けられている。土槽の寸法は長さ120cm、高さ90cm、幅30cmである。土槽内部には、壁面の摩擦抵抗を低減させるため、テフロンシートを2枚重ねて貼り(内側のは短冊状)、保護のためラテックスゴムシートを被せた。

模型逆T型擁壁は鋼板を用い2タイプを製作した。Type-1、Type-2は、かかと版の長さがそれぞれ30cm、50cmで厚さ8.5cmである。たて壁は2タイプとも高さ50cm、厚さ1cmである。

(2) 実験の方法

豊浦標準砂を含水比 $w=0.2\sim 0.4\%$ 程度になるまで乾燥させた後、ふるいによって土槽内へ落下させ、層厚5cm(3層目以降は10cm)毎に平パイプレータで土槽全体を振動させ均等に締め固め間隙比 $e=0.67\sim 0.72$ 、相対密度75~85%の盛土を作成した。

図-11は三軸CD試験によって求めた豊浦標準砂の間隙比と内部摩擦角の関係である。これより、当該盛土の内部摩擦角は約 $\phi_d=40^\circ$ となる。

また、盛土内部のすべり面を観察するため、各層毎に着色砂をアクリル板付近に敷くとともにハンダを盛土の中央部に鉛直に埋め込んだ。

所定の盛土が完成した時点で、擁壁を機械式ジャッキにより1.25mm/minの速度で床板に沿って

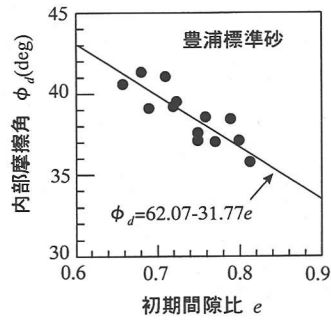


図-11 実験砂の内部摩擦角

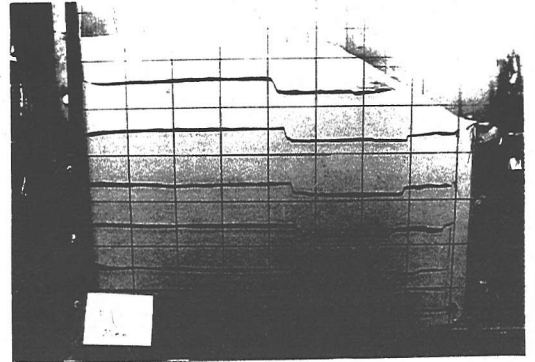


写真-1 すべり面

前方へ変位させ盛土内部にすべり面を発生させた。そして、砂中に埋設したハンダを刷毛で注意深く掻き出し、ハンダの折れ曲がり具合と土槽側面及び上面から観測されたすべり面の形状から盛土中央におけるすべり面の形状を推定した。

(3) 実験結果と考察

すべり面の発生状況を写真-1に示す。すべり面がかかとから前方と後方の2方向に発生していることが明瞭に確認される。

図-12、図-13の実線は、実験結果から推定されたすべり面、破線は改良試行くさび法による計算結果である。前方のすべり面は直線に近く、すべり角も計算値とほぼ一致しているが、後方のすべり面は曲線であり、すべり角は計算値よりもかなり大きい。

図-14は豊浦標準砂と実験土槽の底面、および壁面との摩擦を測定した結果である。この種の実験では、壁面や底面の摩擦抵抗が必ず問題になるが、摩擦を完全に無くし二次元ひずみ状態にすることは極めて難しい。今回の実験においても、壁面及び底面の摩擦を完全に除去することはできず、この影響が後方のすべり面に現れたものと考えられる。今後は、土槽の幅を更に大きくし壁面の摩擦の影響を軽減させる等の工夫が必要と思っている。

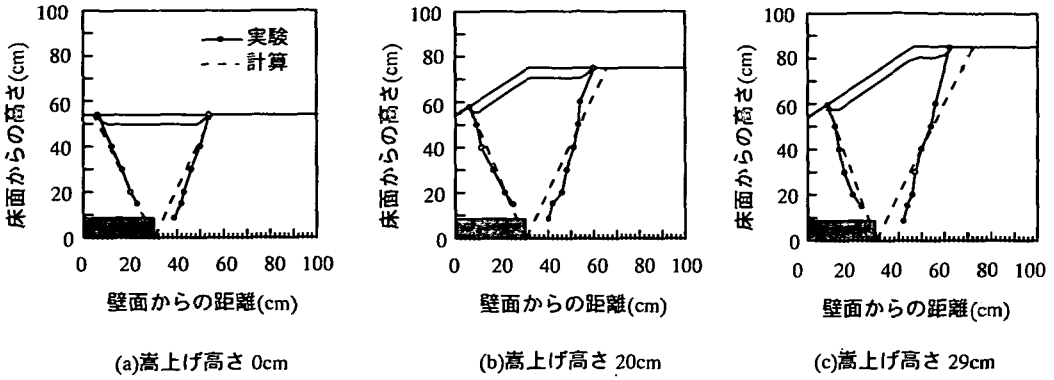


図-12 Type-1 の実験結果

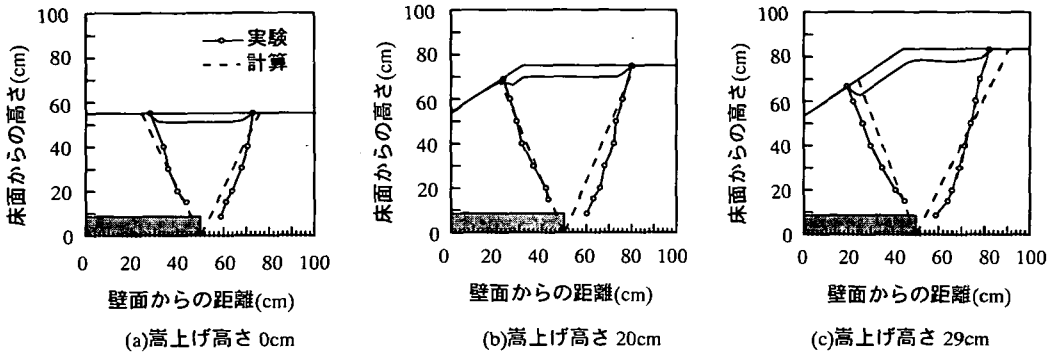


図-13 Type-2 の実験結果

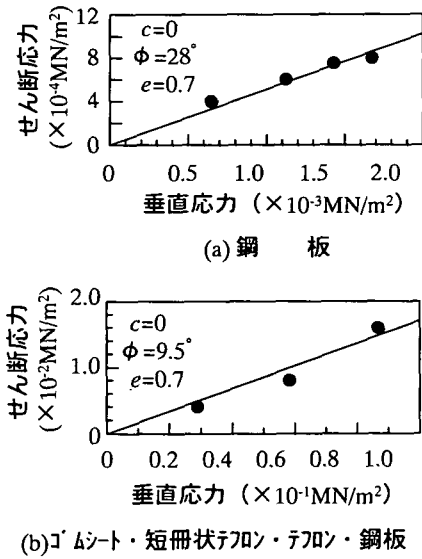


図-14 土槽の底面及び壁面の摩擦角

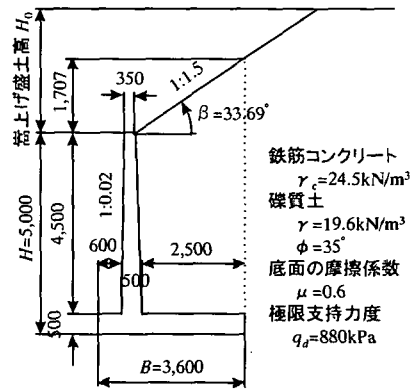


図-15 試算断面

5. 試算

ここでは、改良試行くさび法、道路土工指針の方法、AREAの方法によって逆T型擁壁の仮想壁面に作用する主働土圧の算定及び安定解析を行い、解析

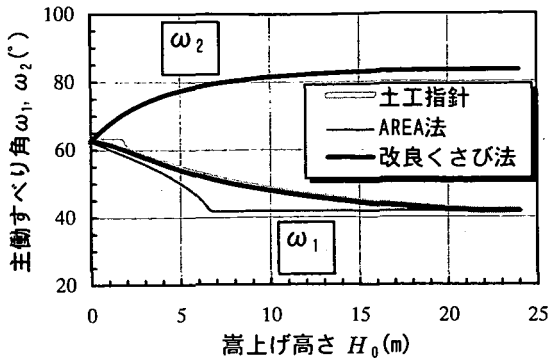


図-16 主動すべり角

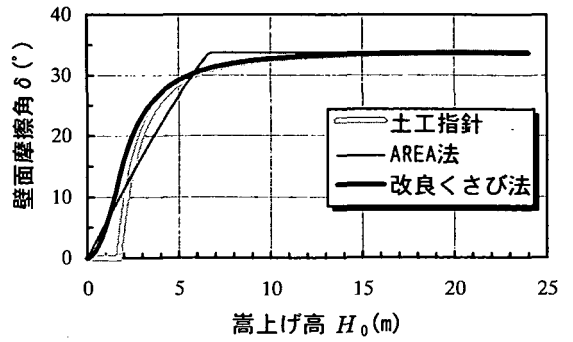


図-17 壁面摩擦角 (土圧合力の傾斜角)

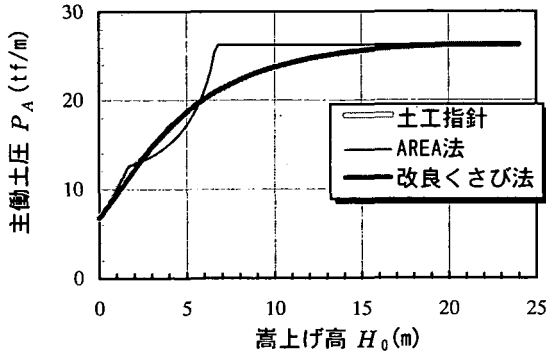


図-18 主動土圧

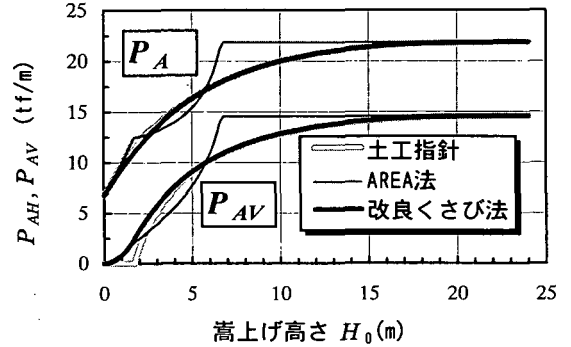


図-19 主動土圧の水平分力と鉛直分力

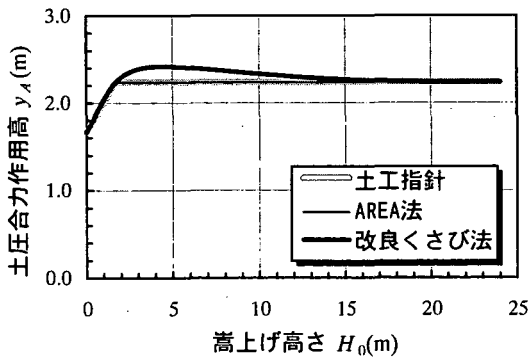


図-20 土圧合力の作用高さ

結果を比較すると共に、各土圧評価法の妥当性を検証する。

(1) 盛土の高上げ高さと仮想壁面の土圧の関係

かかと版が十分長いと見なされる図-15の逆T型擁壁について、仮想壁面に作用する主動土圧を改良試行くさび法、道路土工指針の方法、AREAの方法でそれぞれ計算した。ただし、嵩上げ高さ H_0 は、0 から盛土面が一様勾配と十分見なされる 24m まで

変化させている。図-16～図-19に主動すべり角 ω_1 、 ω_2 、壁面摩擦角 δ (土圧合力の傾斜角)、主動土圧合力 P_A 、主動土圧合力の水平成分 P_{AH} ($=P_A \cos \delta$) と鉛直成分 P_{AV} ($=P_A \sin \delta$) の計算結果をそれぞれ示す。

いずれの土圧評価法でも $H_0=0m$ 、21.6m ではそれぞれ $\beta=0$ の Rankine 解、 $\beta=33.69^\circ$ の Rankine 解に一致する。改良試行くさび法による計算結果は、 $H_0=0m$ の解から $H_0=21.6m$ の解へスムーズに変化する。これに対し、道路土工指針の計算結果は、 $H_0=1.707m$ で不連続点が現れ、主動すべり角 ω_1 は $H_0=2m$ 、壁面摩擦角は $H_0=21m$ 、主動土圧合力 P_A は $H_0=2m$ 付近でそれぞれ改良試行くさび法の結果に収れんする。一方、AREA法の計算結果は、 $H_0=1.707m$ と $6.667m$ の2箇所不連続点が現れ、 $H_0 \geq 6.667m$ では $\beta=33.69^\circ$ の Rankine 解に一致する。

不連続点の現れる $H_0=1.707m$ は嵩上げ盛土の肩がかかとの直上に一致するとき、 $H_0=6.667m$ は嵩上げ盛土の肩が壁面より後方へ擁壁高の2倍の距離だけ離れたときに相当することから、道路土工指針および AREA法で不連続点が出る原因は、換算盛土面の傾斜角 β すなわち壁面摩擦角 δ の仮定に問題

があるといえる。

主働土圧合力 P_A に関して、改良試行くさび法と道路土工指針の計算結果を比較すれば、両者に大きな差異は見られない。しかし、土圧合力の分力 P_{AH} ($=P_A \cos \delta$)、 P_{AV} ($=P_A \sin \delta$) で比較すれば $H_0 < 6m$ の範囲でかなり異なった結果が得られている。

図-20 は土圧合力の作用高さ y_A の計算結果である。道路土工指針と AREA 法では、土圧合力の作用高さを仮想壁面の高さ h の $1/3$ と仮定しているため、仮想壁面の高さが嵩上げ高さに応じて変化する $0 \leq H_0 \leq 1.707m$ の間では直線的に増加し、嵩上げ高さに無関係となる $H_0 \geq 1.707m$ で一定値となる。これに対して、改良試行くさび法では、 $H_0=0$ 及び盛土面が一様と見なせる $H_0 \geq 21.6m$ で $y_A=h/3$ となるが、 $0m < H_0 < 21.6m$ では非線形分布となるため $y_A > h/3$ になっている。

(2) 盛土の嵩上げ高さと安定解析結果との関係

(1) で得られた仮想壁面での主働土圧を用い、図-15 の断面の安定解析を行った。その結果を図-21～図-23 に示す。ただし、擁壁の安定性は式(17)～(19)で評価している。設計の実務では、転倒に対する安定性の評価を $e \leq B/6$ として行っているが、ここでは無次元化している。

$$\text{転倒の安定性 } F_t = \frac{B}{|2e|} \geq 3.0 \quad (17)$$

$$\text{滑動の安定性 } F_s = \frac{\sum V}{\sum H} \mu \geq 1.5 \quad (18)$$

$$\text{支持の安定性 } F_b = \frac{q_u}{q_{\max}} \geq 3.0 \quad (19)$$

ここに、 B は擁壁の底版幅、 e は擁壁底面での荷重の偏心量、 $\sum V$ は鉛直荷重、 $\sum H$ は水平荷重、 μ は底面の摩擦係数、 q_u は地盤の極限支持力度、 q_{\max} は最大地盤反力度である。

当然の結果であるが、 $H_0=0m$ 、 $21.6m$ ではいずれの土圧評価法でも F_t 、 F_s 、 F_b は同じ値を示し、改良試行くさび法による計算結果は、 $H_0=0m$ の解から $H_0=21.6m$ の解へスムーズに変化する。これに対し、道路土工指針の計算結果は、 $H_0=1.707m$ で、AREA 法の計算結果は、 $H_0=1.707m$ と $6.667m$ にそれぞれ不連続点が現れる。特に、 F_t の値は、道路土工指針および AREA 法とも $H_0=1.707m$ で極端に小さい値を示す。

盛土を高くすれば、それに伴って擁壁の安定性は低下し、最終的にある値に収れんするであろうことは直感的にも理解される。ところが、道路土工指針および AREA 法によって設計された、ある嵩上げ盛

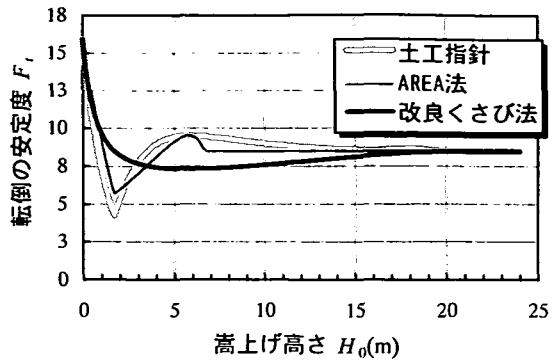


図-21 転倒の安定性

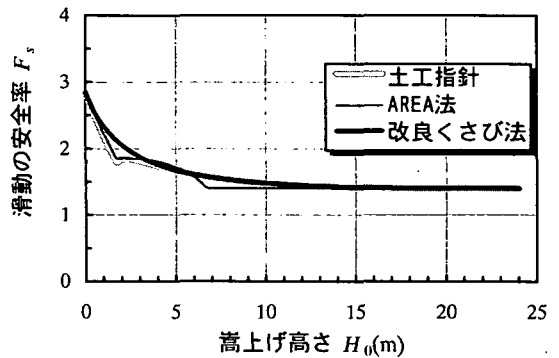


図-22 滑動の安定性

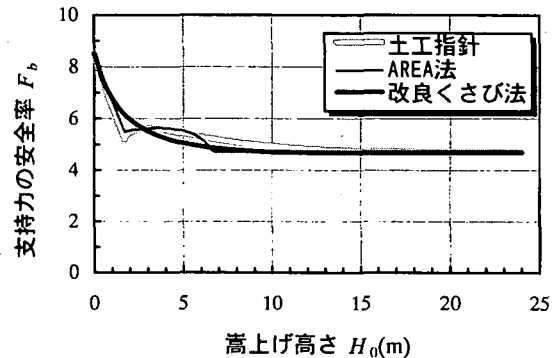
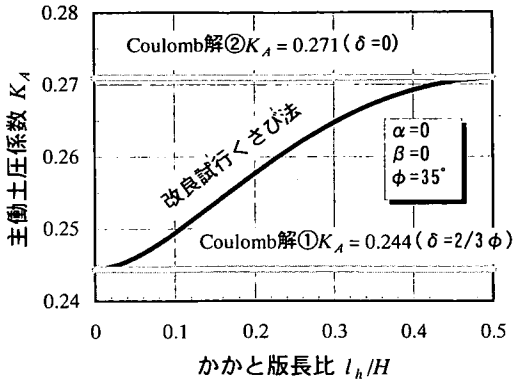


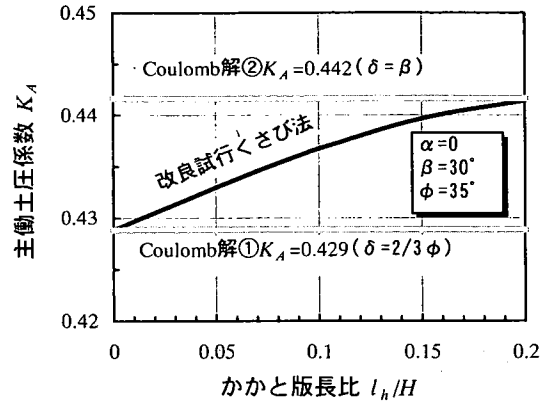
図-23 地盤支持の安定性

土高さの擁壁を、それよりも嵩上げ盛土高さが低い箇所に適用すると安定性が保証されないという極めて不合理な結果が与えられることになる。

この原因は壁面摩擦角 δ と土圧分布の仮定にある。改良試行くさび法においても、土圧を三角形分布と仮定すれば $H_0=1.707m$ で安全率が不連続になり



(a) 地表面水平 ($\beta=0$)



(b) 地表面一様勾配 ($\beta=30^\circ$)

図-24 かかと版長比と主動土圧係数の関係²¹⁾

F_t が極端に小さくなることが確認されている²¹⁾。

(3) かかと版長が主動土圧に及ぼす影響

図-24 は、盛土面が水平な場合と 30° で傾斜した場合について、かかと版長比 l_h/H と主動土圧係数 K_A の関係を示したものである。なお、裏込め土の内部摩擦角は 35° 、コンクリート壁面の摩擦角は $\delta_0=2/3\phi$ とした。

現行の土圧評価法ではかかと版の長さを考慮して土圧を評価することができない。このため、かかと版を無視し壁面に直接土圧が作用するものと仮定した Coulomb 解①か、仮想壁面に土圧が作用するものと仮定した Coulomb 解②かいずれかを採用しているのが現状である。

これに対し、改良試行くさび法を適用すれば、かかと版の長さが 0 ($l_h/H=0$) のときの土圧は Coulomb 解①に一致し、かかと版が長くなるに従い土圧係数もスムーズに増加する。そして、盛土が水平の場合には $l_h/H=0.5$ 、 30 度で一様勾配の場合には $l_h/H=0.2$ 付近において Coulomb 解②にそれぞれ一致する。すなわち、二者択一的な議論は全く必要なく、かかと版の長さの影響を考慮し合理的に土圧を評価することができるといえる。

なお、主動土圧係数 K_A は、前述のかかと版の長さを考慮した改良試行くさび法で得られた主動土圧合力 P_A を用い式(20)で算定した。

$$K_A = \frac{2P_A}{\gamma \cdot H^2} \quad (20)$$

6. 結論

かかと版を有する擁壁設計の実務において従来用いられてきた土圧算定法では、嵩上げ盛土の形状及びかかと版の長さの影響を合理的に評価できないという問題点があった。

本研究は、かかと版を有する擁壁の合理的かつ実用的な土圧評価法の確立を目的としたもので、極限平衡法に基づいた土圧評価法(改良試行くさび法)を提案し、その定式化を行った。そして、室内模型実験と試計算によって提案式の妥当性を検証した。この結果、以下の事項を明らかにすることができた。

- 1) かかと版の後端から前方と後方へ向かう2本の直線すべり面を仮定し、2つのすべり面によって形成されるくさび土塊の極限平衡式をたてることにより土圧問題は静定化される。
- 2) 仮想壁面に作用する主動土圧合力 P_A とその傾斜角 δ は、 $P_A \cos \delta$ を最大化する2つのすべり角 ω_1 、 ω_2 を探索することによって求めることができる。すなわち、現行の土圧評価法のように δ を仮定することなく理論的に主動土圧とその傾斜角を求めることができる。
- 3) 現行の土圧評価法では土圧を三角形分布に仮定しているが、土圧分布及び土圧合力の作用点は差分法によって求めることができる。
- 4) 提案式ではかかと版の長さの影響を考慮することができる。このため、かかと版の有無に関わらず同一の計算式で土圧を評価することができる。
- 5) 盛土の嵩上げ高さの影響を考慮した土圧評価が行える。このため、現行の土圧評価法で得られるような不合理な安定解析結果は現れない。

- 6) 提案式によって求められるすべり面は、豊浦標準砂を用いた模型実験結果と概ね一致する。
- 7) 現行の土圧評価法である試行くさび法は、1つのすべり面を探索すればよいが、改良試行くさび法では2つのすべり面を探索しなければならない。このため計算は若干複雑になるが、Solver機能を備えた表計算ソフトを使用すれば瞬時に解を得ることができ、実用的土圧評価法といえる。

参考文献

- 1) 例えば、土質工学会：土質工学ハンドブック地盤工学会，pp.265-271，1982.11.
- 2) 星埜和，佐藤健吉共訳：土のような粒状体の力学(ソコロフスキー著)，pp.220-235，オーム社，1964.1.
- 3) 星埜和，加藤涉，三木五三郎，榎並昭 共訳：テルツァギ・ベック土質力学応用編，pp.315-320，丸善，1970.1.
- 4) 日本道路協会：道路土工-擁壁・カルバート・仮設構造物工指針，pp.38-46，1987.5.
- 5) 農林水産省構造改善局建設部設計課監修：土地改良事業標準設計第9編擁壁，pp.21-33,1993.5.
- 6) 土木学会：国鉄建造物設計標準解説，基礎構造物，抗土圧構造物，pp.261-274，1986.3.
- 7) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，pp. 210-217，1989.1.
- 8) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.110，1988.1.
- 9) 右城猛，筒井秀樹，函師直史，小椋正澄：逆T型擁壁の土圧評価法に関する一提案，第27回土質工学研究発表会発表講演集，pp.1819-1820，1992.6.
- 10) 右城猛，片岡寛志，矢野光明，小椋正澄：逆T型擁壁の土圧評価の現状と問題点，第44回土木学会中国四国支部研究発表会講演概要集，pp.404-405，1992.5.
- 11) 土質工学会編：土質工学ライブラリー7土と基礎実用数式・図表の解説，pp.367-368,1971.10.
- 12) 志関秀雄：基礎工学，現代理工学出版，pp.109，1978.5.
- 13) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編，pp.161-162，1990.2.
- 14) E. Bowles：Foundation Analysis and Design ,McGraw Hill Book Company, pp.284-285，1968.
- 15) 日本鉄道施設協会：建造物設計標準解説，基礎構造物及び抗土圧構造物，1974.6.
- 16) 右城猛，筒井秀樹，函師直史，小椋正澄：逆T型擁壁の合理的な土圧評価法に関する一提案，第44回土木学会中国四国支部研究発表会講演概要集，pp.406-407，1992.5.
- 17) 筒井秀樹，右城猛，小椋正澄：かかと版長を考慮した逆T型擁壁の土圧評価法，第47回土木学会年次学術講演会講演概要集第3部，pp.958-959，1992.9.
- 18) 筒井秀樹，右城猛：逆T型擁壁の土圧合力の作用位置算出法に関する一提案，第49回土木学会年次学術講演会講演概要集第3部，pp.1084-1085，1994.9.
- 19) 八木則男，矢田部龍一，右城猛，武山宗平，羽山里志：L型擁壁で支えられた地盤内に発生するすべり面，第1回土木学会四国支部技術研究発表会講演概要集，pp.282-283，1995.5.
- 20) 八木則男，矢田部龍一，右城猛，武山宗平，羽山里志：かかと版付き擁壁の主働すべり面に関する模型実験，第31回地盤工学会研究発表会講演集，pp.1937-1938，1996.7.
- 21) 右城猛，筒井秀樹，函師直史，小椋正澄：逆T型擁壁の土圧評価法に関する一提案，第1回技術・研究発表会，土質工学会四国支部，pp.39-40，1991.11.
- 22) 筒井秀樹，右城猛：かかと版長を考慮した土圧算定法，第30回土質工学会研究発表会講演集，pp.1729-1730，1995.7.

(1996. 8. 6受付)

RATIONAL EVALUATION METHOD OF EARTH PRESSURE ON THE CANTILEVER RETAINING WALL

Takeshi USHIRO, Norio YAGI, Ryuichi YATABE and Hideki TSUTSUI

The aim of this paper is to propose improved trial wedge method which can evaluate active earth pressure on cantilever retaining wall by taking into account the heel length of the wall as well as the shape of backfill.

In order to make sure of the applicability of this method, model test and calculation are carried out: the results predicted by this method are in good agreement with the model test; and, therefore, this method is proved to give rational solution to the stability evaluation on cantilever retaining wall.