

## 改良試行くさび法とその裏話

高知県技術士会代表幹事

右城 猛

Ushiro Takeshi

### 1. まえがき

土圧計算法にはクーロン式を拡張したミュウラー・ブレスロー式，物部・岡部式，試行くさび法などのクーロン系土圧計算法がある。この他には塑性理論に基づいたランキン式，すべり線法，仮想仕事の原理に基づいた上界法がある。最近では，有限要素法や個別要素法などの数値計算法も用いられている。これらの土圧計算法の中で最も実用性が高いのは，クーロン系土圧計算法である。しかしながら，この方法が適用できるのは，重力式擁壁のようにかかと版がない擁壁に限られる。かかと版のある擁壁の土圧計算法としてはランキン式があるが，この式が適用できるのはかかと版が十分長く，しかも盛土面が水平か一様勾配の場合に限定される。

1991 年，私は，かかと版の長短や盛土面の形状に制約されることなく適用できる土圧計算法を考案し，「改良試行くさび法」と名付けた。そして，その妥当性を愛媛大学の八木研究室，高知大学の小椋研究室の協力を得ながら実験的，理論的に検証してきた。これらの研究成果は，土木学会や地盤工学会の研究発表会，土木学会論文集で発表すると共に，「土木技術」，「測量」などの月刊誌への投稿，さらには私の上梓した数冊の著書の中で紹介してきた。

しかし，「改良試行くさび法はどの程度世の中に認知されているのか」，「会計検査は大丈夫か」という質問を度々いただく。改良試行くさび法は，クーロンの土圧理論に基づいた正統的土圧計算法であり，道路土工指針の試行くさび法は問題がある，ということを理解された技術者でも「技術基準に明記されていないので使えない」，「会計検査で説明に困るので使いたくない」と思われている方が大半である。

そこで，本稿では，試行くさび法のどこが問題なのか，改良試行くさび法とはどのような土圧計算法なのか，改良試行くさび法はどの程度世の中に認知されているのか，会計検査に対して問題ないか，ということについて裏話を交えながら説明することにする。

### 2. 試行くさび法がおかしいと感じたきっかけ

1991 年に高知県窪川土木事務所から大型逆 T 型擁壁の標準設計図集を作成する仕事を引き受けた。高知県の山岳道路は地形が急峻なため，高さが 10m を超える大規模な逆 T 型擁壁があちこちで建設されていた。建設省で逆 T 型擁壁の標準設計図集を作成されていたが，高さが 9m までであった。それで，大規模逆 T 型擁壁を対象に高知県版の標準設計が作られることになったのである。

設計の対象範囲はこれまでの施工実績を勘案し，擁壁高は 9m から 1m 刻みで 15m まで，嵩上げ盛土高さは 0m から 1m 刻みで 5m まで，とすることになった。

部下の片岡寛志君に，市販のプログラムを用いて設計計算をしてもらった。このプログラムは，土圧計算に道路土工指針（昭和 61 年）の試行くさび法を適用していた。その結果を図化すると図 1 となった。嵩上げ盛土が高くなるほど底版幅を広くしなければならぬはずなのに，盛土の肩が底版のつま先の直上に

位置するとき底版幅が最大になっていた。常識では考えられない計算結果である。入力データをチェックしたが、入力ミスは見当たらなかった。プログラムにバグがあるかもしれないと思い他の市販ソフトを流してみたが、全く同じ結果が出力された。

このことが、試行くさび法はおかしいと感じたきっかけである。

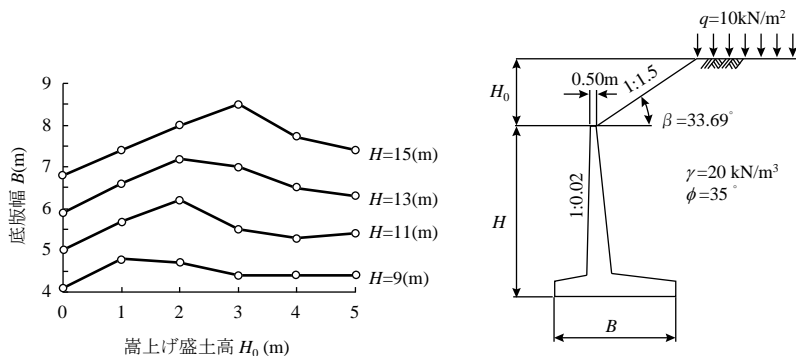


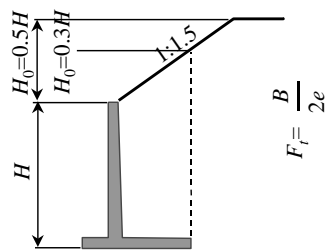
図 1 試行くさび法を用いた逆 T 型擁壁の設計計算結果

### 3. 標準設計は安全率が不足している

#### 3.1 標準設計の照査結果

建設省制定の標準設計にも、試行くさび法が用いられている。標準設計ではどのような計算結果が得られるのか気になった。そこで、標準設計の安定性を照査してみることにした。

逆 T 型擁壁は、擁壁高さ 3m～9m までを対象にして、嵩上げ盛土高比( $H_0/H$ ) 0, 0.25, 0.5, 0.75, 1.0 について標準図面が作成されており、嵩上げ盛土高比が中間にある場合には直近上位



の嵩上げ盛土高比に対応するものを使用することになっている。

嵩上げ盛土高比が  $H_0/H = 0.3$  付近で盛土の肩が底版のかかとの直上に位置し、転倒の安定度が最小になることがわかったので、その直近上位である  $H_0/H = 0.5$  の擁壁断面を用いて、 $H_0/H = 0.3$  の場合について転倒の安定性を照査した。

転倒の安定性は、一般に、荷重の合力が底面の核内に存在するかどうか、で判定されているが、ここでは無次元化するため、底面幅  $B$  を偏心量  $e$  の 2 倍で割った値  $F_t$  を安定係数と定義し、 $F_t$  でもって安定性を評価した。 $F_t$  が大きいほど転倒の安定性が高いことを意味し、 $F_t > 3.0$  であれば、荷重の合力は底面の核内（底面の中央 1/3）に存在することになる。

計算結果を図 2 に示す。嵩上げ盛土高比が 0.5 の場合には、いずれも転倒の安定度は 3 を超えている。しかし、嵩上げ盛土高を 0.3 として計算すると  $H = 4\text{m} \sim 7\text{m}$  の擁壁で 3 未満になり、不安定という結果になった。建設省制定の標準設計は、全国各地で利用されている。本当に不安定だとすれば大変な問題である。

#### 3.2 土木研究所の回答

1991 年 8 月 5 日、道路土工指針の擁壁を担当している建設省土木研究所施工研究室と標準設計図集の作

転倒の安定性

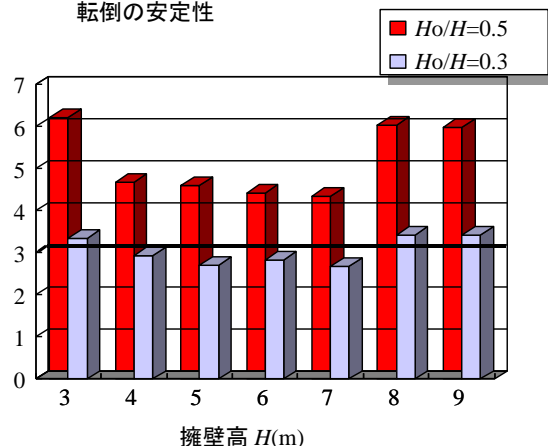


図 2 試行くさび法を用いた建設省制定標準設計の安定計算結果

成を担当しているシステム課の両方に計算結果を FAX で送り、両者の意見を求めた。

施工研究室の回答は、標準設計図集に関してはシステム課が担当しているので、そちらで確認して欲しい。というものであった。

一方、システム課の回答は、次の通りであった。

- ① 土木研究所で照査したところ、送られてきた計算結果に間違いはない。盛土の肩が底版かかと直上付近にあるとき、標準設計の断面では所定の安全率を下回る。
- ② 標準設計は、道路土工指針に準拠して作成している。道路土工指針の土圧計算法に問題がある。
- ③ しかしながら、嵩上げ盛土を低くすると安全率が低下するということは現実的に考えられない。計算上安全率が不足したとしても擁壁が不安定になることはない。

何とも無責任と思える回答であった。他に適当な土圧計算法がない現状では、やむを得ないのかも知れないが、それでは私の気がおさまらない。自分で考える以外にないと思った次第である。

#### 4. 道路土工指針における土圧計算法の変遷

##### 4.1 テルツァギーの土圧計算法が抹消された理由

道路土工指針の初版が発刊されたのは昭和 31 年である。擁壁の設計法が示されたのは、昭和 42 年の第 2 版からである。その後、昭和 48 年、昭和 52 年、昭和 62 年、平成 11 年に改訂され現在に至っている。

昭和 42、48 年版では、土圧計算法としてテルツァギーの土圧計算法のみが掲載されていた。テルツァギーの方法では、地震時土圧や壁面が背後に傾斜したもたれ式擁壁の土圧が計算できない。このため、昭和 52 年版では、テルツァギーの方法に加え、クーロン式(ミュウラー・ブレローの導いた式)、物部・岡部式、試行くさび法が採用された。

昭和 62 年版になって、それまで使用されてきたテルツァギーの土圧係数算定図表が削除され、試行くさび法に 1 本化された。これには、いくつかの事情があった。

##### (1) テルツァギーの土圧図表のトレースミス

道路土工指針に掲載されていたテルツァギーの土圧図表で、裏込め土②(砂質土)について嵩上げ盛土高比と土圧係数の関係を示したグラフを見ると、 $H_1/H=0$ (水平)で  $K_H=0.55$  となっている。ところが、盛土勾配と土圧係数の関係を示したグラフでは、 $\beta=0$ (水平)で  $K_H=0.60$  となっており、両グラフの値が異なっている。これはトレースミスであり、ミスのある図をいつまでも放置しておくわけにはゆかなかった。

##### (2) テルツァギーの土圧図表は理論上問題がある

テルツァギーの土圧図表では、盛土勾配 1:1.5( $\beta=33.7^\circ$ )まで、3 種類の裏込め土(①礫質土、②砂質土、③粘性土)の土圧係数が求められるものになっている。しかし、せん断抵抗角が 30 度以下の②砂質土や③粘性土で傾斜角  $\beta=33.7$  度の盛土を作ることは理論上矛盾する。つまり②、③については、テルツァギーがグラフを作為的に描いた形跡がある。

##### (3) テルツァギーの図表は、背面盛土形状、擁壁勾配など使用上の制約が多すぎる。

##### (4) 試行くさび法と混用すると、設計の連続性が得られない。

##### (5) 道路土工指針小委員会の委員長が、テルツァギーの信奉者である福岡正巳氏から久野五郎氏に交替した。

##### 4.2 試行くさび法は開発途上の土圧計算法

##### (1) 試行くさび法の変遷

試行くさび法は昭和 52 年版から道路土工指針に取り入れられたが、土圧の作用方向、地表面載荷重の取り扱い方、地震時のすべり面の考え方は、図 3 に示すように少しずつ変わってきている。このことから、試行くさび法は開発途上であり、未完成の土圧計算法であることがわかる。

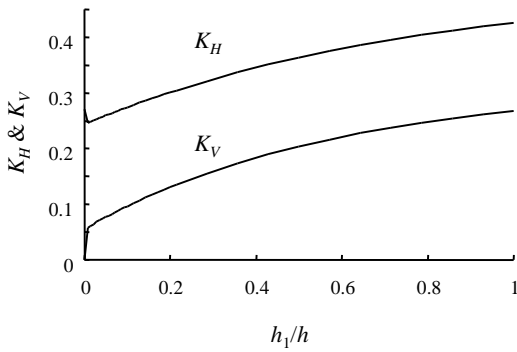
	土圧の作用方向	載荷重の取り扱い	地震時のすべり面
S52年版			
S62年版			
H11年版			

図 3 土圧計算法の変遷

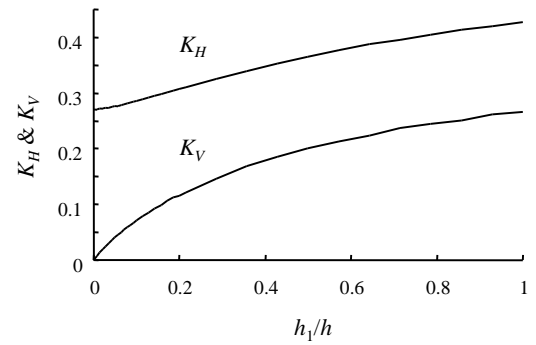
## (2) 土圧作用方向

図 4 に嵩上げ盛土高比  $h_1/h$  と土圧係数の関係を示す。昭和 52 年版では土圧の作用方向を、仮想背面位置の地表面勾配に平行と仮定していた。そうすると、図 4(a) のように  $h_1/h=0.01$  付近で水平土圧係数  $K_{AH}$  が極小値を示す不自然な曲線となる。これは、 $h_1=0$  では土圧傾斜角が  $\delta=0$  (水平) であるが、 $h_1>0$  になれば  $\delta=\beta$  に変化するためである。一方、土圧作用方向を昭和 62 年度版のように仮定すれば、図 4(b) のように土圧係数曲線は  $h_1/h$  の値と共にスムーズに増加することになり、違和感が少なくなる。これが、土圧の作用方向を変更した理由であるが、理論的根拠は何もない。

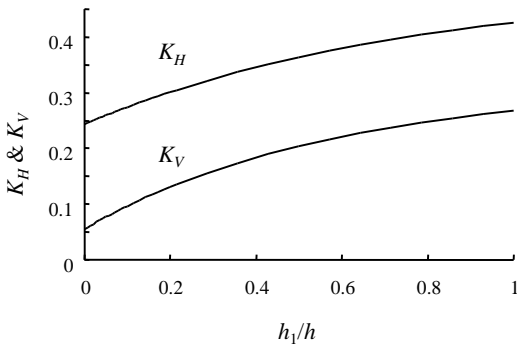
図 4(c) に改良試行くさび法の計算結果も示している。最も自然な曲線が描かれる。3 通りの計算結果を比較すると、 $h_1/h>0.5$  の範囲ではいずれもよく似た土圧係数が与えられる。しかし、 $h_1/h>0.0.1$  の範囲では、S52 年版と改良試行くさび法の整合性がよい。このことより、 $h_1/h<0.0.1$  では問題があるものの、むしろ S62 年版より S52 版の土圧作用方向の考え方が理論値に近いと思える。



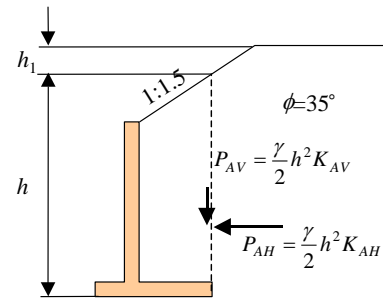
(a) 試行くさび法 S52年版



(b) 試行くさび法 S62年版以降



(c) 改良試行くさび法



(d) 記号の説明

図 4 嵩上げ盛土高比と土圧係数の関係

### (3) 土圧計算における載荷重の取り扱い

地表面載荷重がある場合の土圧をテルツァギーの土圧図表から算定するには、便宜的に載荷重を盛土に換算する。道路土工指針では、伝統的にこの手法を採用してきた。しかしながら、理論上、載荷重はくさび重量に加算して土圧を求めるのが正しく、試行くさび法ではそのような計算が簡単に行える。こうしたことから、平成 11 年版から後者の方法に変更されている。

### (4) 地震時のすべり面

昭和 52 年版では図 3 のようにすべり面を躯体上部で鉛直に折り曲げて地震時土圧を計算してもよいとされていた。これは、擁壁背後の地表面が長大斜面をなす場合などでは、すべり面を直線と仮定すると土圧を過大に見積もることになるという理由による。しかし、理論的根拠がないということで、昭和 62 年版で修正されている。

## 5. 試行くさび法は何が問題か

### 5.1 安定性を適切に評価できない

試行くさび法はクーロンの土圧理論に基づいた数値計算法(パソコンが普及する以前は、図解法として用いられていた)であり、Trial Wedge Method と呼ばれ世界中の教科書で紹介されている。ただし、それは、重力式擁壁のようなかかと版のない擁壁に対してである。

道路土工指針では、かかと版のある片持ばり式擁壁に対しても試行くさびを法適用するものとしている。

擁壁の後端に鉛直の仮想背面を考え、その面を重力式の壁面と同様に見なし、土圧は地表面に平行に作用させることにしている。このような土圧計算法はモースチ(Morsch, 1925年)によって提案された方法であり、理論的に正しい。しかしながら、この手法が適用できるのは、地表面が水平か一様勾配の場合に限られる。嵩上げ盛土があるような場合には、土圧の作用方向(一般に壁面摩擦角と呼んでいる)を特定できない。そこで、道路土工指針では、土圧の作用方向を図3のように仮定するものとしている。

昭和62年版のように仮定すれば、嵩上げ盛土高と共に土圧係数はスムーズに変化すると述べたが、安定計算結果はスムーズに変化しない。

図5は逆T型擁壁の嵩上げ盛土高を変化させて安定計算を行った結果である。嵩上げ盛土高が1.767mのところでは転倒の安定度が急激に低下している。嵩上げ盛土の肩が底版のかかとの直上に位置するときである。この位置では、滑動、支持力の安全率も不連続に変化している。

このように計算結果が不合理なものになる原因として下記の3つが考えられる。

- ①すべり面を直線と仮定。
- ②仮想背面の土圧分布を三角形と仮定。
- ③土圧作用方向を仮定。

これらの仮定が成り立つのは、盛土面が水平か一様勾配の場合に限られる。しかし、①と②に関してはマイナーな問題であり、Trial Wedge Methodにおいても許容されている仮定である。メジャーな問題は③にある。これが不合理な計算結果をもたらす元凶になっている。

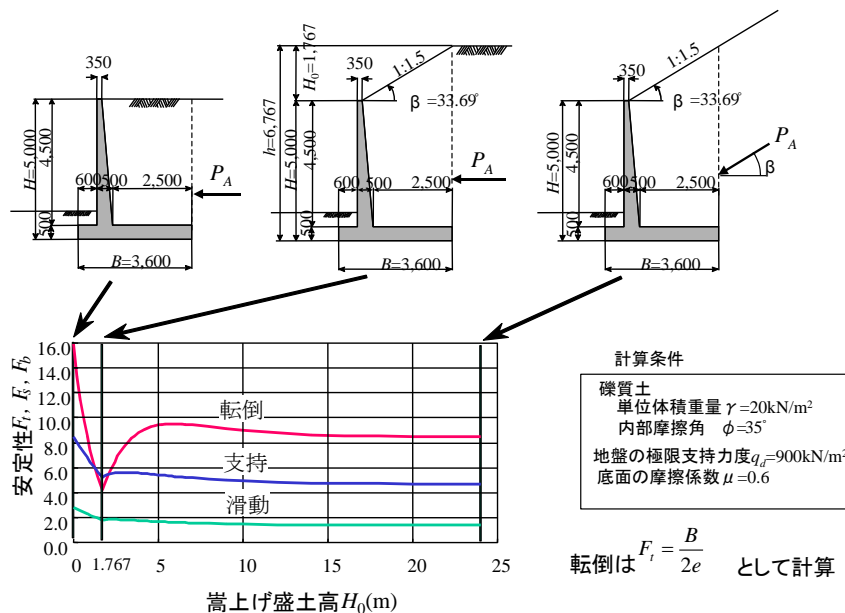


図5 試行くさび法を用いた逆T型擁壁の安定計算結果

## 5.2 試行くさび法が適用できる条件は限られる

試行くさび法が適用できる条件は非常に限られている。図6(a)に示すような場合のみである。

道路土工指針では、土圧の傾斜角の取り方について④の盛土形状に対しては明記しているが、⑤の盛土形状に対しては何ら説明をしていない。⑦のように壁が後に傾斜している場合、仮想背面を立てるとたて壁に当る。この場合の土圧計算法について、道路土工指針では全く触れられていない。また、かかと版の長さがどれだけあれば仮想背面を設定して土圧の計算が行えるのかについても明確にしていない。

道路土工指針で明確にしていない図6(b)の問題は、いずれも試行くさび法が適用できないようなケースである。理論上適用できないにも関わらず、無理矢理試行くさび法を適用しようとするから、種々の問題が生じるのである。

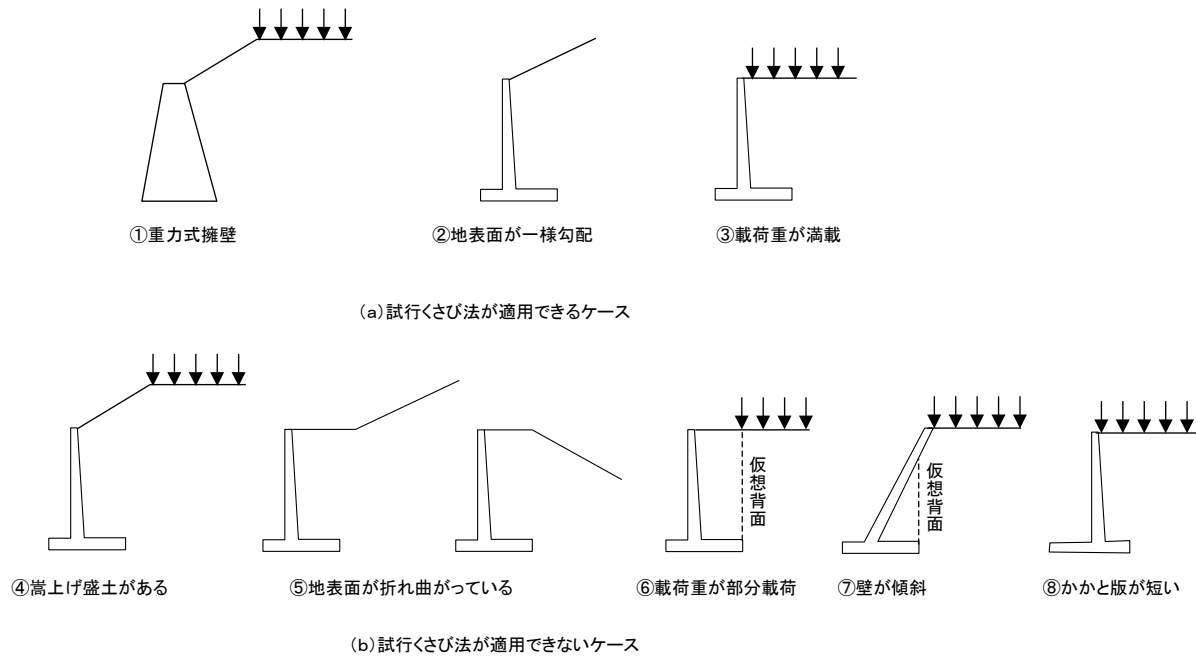


図 6 道路土工指針が適用できる盛土形状とできない盛土形状

## 6. 改良試行くさび法とは

### 6.1 すべり面は二本発生する

かかとと版を有する擁壁の土圧算定において、多くの技術者は次のように考えており、道路土工指針等においても同様の説明がなされている。

「かかとと版が長い逆T型擁壁などでは、擁壁が前方へ移動すると、図 7(a)に示すようにかかと版上の土は擁壁と一体的に挙動し、擁壁後端に鉛直の壁面（仮想背面）が形成される。したがって、この面を重力式擁壁の壁面と同じように見なして土圧を計算できる」

かかとと版上の土と擁壁が一体となって前方へ移動するとすれば、鉛直の溝壁が形成される。そうすると溝壁は自立できないので、前後の土砂が滑落し、図 7(b)のように2種類のすべり面が出現することになる。道路土工指針や道路橋示方書に示されているように背後のみにすべり面が出現するという考えは間違っている。

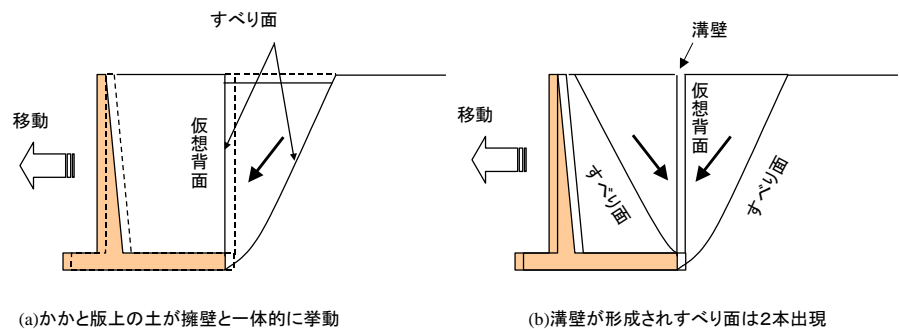


図 7 仮想背面とすべり面

### 6.2 改良試行くさび法の基本式

現行の土圧計算法の問題点は、仮想背面における土圧の傾斜角  $\delta$  が適切に与えられていないことにある。仮想背面をすべり面と勘違いしていることが、間違いの元になっている。仮想背面での土圧傾斜角を壁面



摩擦角と称することからしておかしい。すべり面がどのように発生するかを知っていれば、クーロンの土圧理論の適用を誤ることはなかったと思われる。

重力式擁壁、逆T型擁壁いずれについても、主働時には図8のように2本のすべり面が発生する。クーロンの土圧理論を適用する上で、両者の相違点は下記の3点のみである。

- ① すべり面2が重力式擁壁では壁面に沿って発生するのに対して逆T型擁壁では盛土内部を通過する。このため、重力式擁壁ではすべり角 $\omega_2$ が特定されるが、逆T型擁壁では2つのすべり角 $\omega_1, \omega_2$ ともに未知量になる。
- ② 逆T型擁壁の場合、すべり面の反力 $R_1, R_2$ はいずれもすべり面の垂線と $\phi$ だけ傾斜するが、重力式擁壁の $R_2$ はすべり面2の垂線に対して壁面摩擦角 $\delta$ だけ傾斜する。
- ③ 重力式擁壁の場合には、すべり面2が壁面位置で固定されるため、 $R_2$ の方向も固定される。したがって、 $R_2$ を最大化する $\omega_1$ を探索すればよい。しかし、逆T型擁壁では $R_2$ の方向が $\omega_2$ に伴って変化するため、仮想背面における内部土圧 $P_A$ の水平成分 $P_A \cos \delta$ を最大化する $\omega_1$ と $\omega_2$ を探索する必要がある。

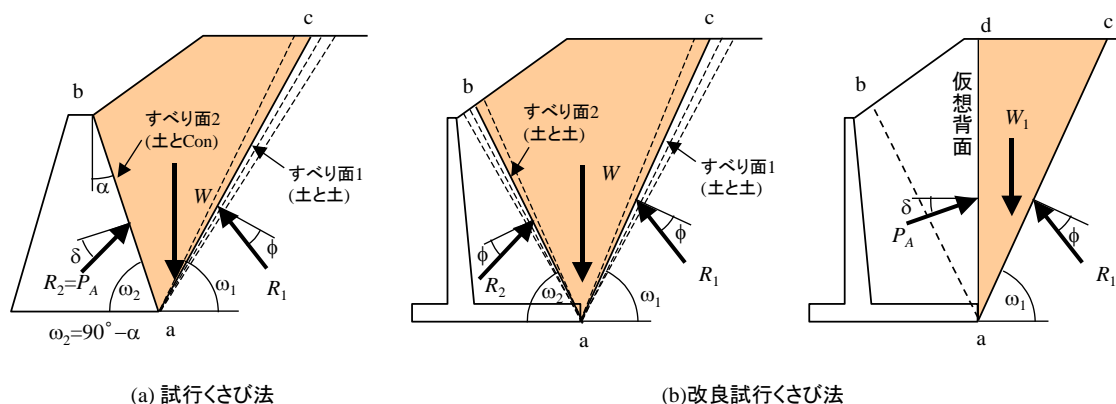


図8 改良試行くさび法の説明

以下に、私が提案した改良試行くさび法を説明する。

まず、2つのすべり面によって挟まれた土塊 abc に着目する。この土塊に作用するのは、土塊の重量  $W$  とすべり面からの反力  $R_1, R_2$  である。土塊に作用する力のつり合い条件より、 $R_1, R_2$  は式(1)で表される。

$$R_1 = \frac{W \sin(\omega_2 - \phi)}{\sin(\omega_1 + \omega_2 - 2\phi)}, \quad R_2 = \frac{W \sin(\omega_1 - \phi)}{\sin(\omega_1 + \omega_2 - 2\phi)} \dots\dots\dots (1)$$

次に、かかとから鉛直の仮想背面を立て、仮想背面の後方の土塊 adc に着目する。この土塊に作用する力は、土塊の重量  $W_1$ 、すべり面1からの反力  $R_1$ 、仮想背面からの反力  $P_A$  である。 $P_A$  の傾斜角を  $\delta$  とすると、力のつり合い条件より  $\delta$  と  $P_A$  がそれぞれ式(2)、式(3)のように求められる。

$$\delta = \tan^{-1} \frac{W_1 - R_1 \cos(\omega_1 - \phi)}{R_1 \sin(\omega_1 - \phi)} \dots\dots\dots (2)$$

$$P_A = \frac{W_1 + R_1 \sin(\omega_1 - \phi)}{\cos \delta} \dots\dots\dots (3)$$

$P_A \cos \delta$  を最大化する  $\omega_1, \omega_2$  を探索すれば、それが主働すべり角であり、そのときの  $P_A$  が主働土圧である。試行くさび法の場合は  $\omega_1$  のみ探索すればよいが、改良試行くさび法は  $\omega_1, \omega_2$  の両方を探索しなければならない。一見複雑そうであるが、表計算ソフト Excel などのソルバー機能を用い簡単に探索できる。



改良試行くさび法では、土圧作用方向  $\delta$  を仮定する必要はない。理論的に求めることができるのである。したがって、図 6(b)の③～⑦のようなケースにおいても、頭を悩ますことなく、機械的に土圧を計算することが可能である。

### 6.3 かかと版が短い場合の土圧計算法

かかと版が短いと、すべり面 2 がたて壁に当たる。この場合には図 9 に示すように、すべり面が当たった点から上部の壁面に  $R_c$  の主働土圧が作用すると考え、前述の方法と同様に土塊のつり合い条件から  $R_1$ ,  $R_2$  を求めることができる。 $R_c$  は、 $h_c$  を重力式擁壁の壁面と見なし、クーロンの土圧公式あるいは試行くさび法で算定することができる。

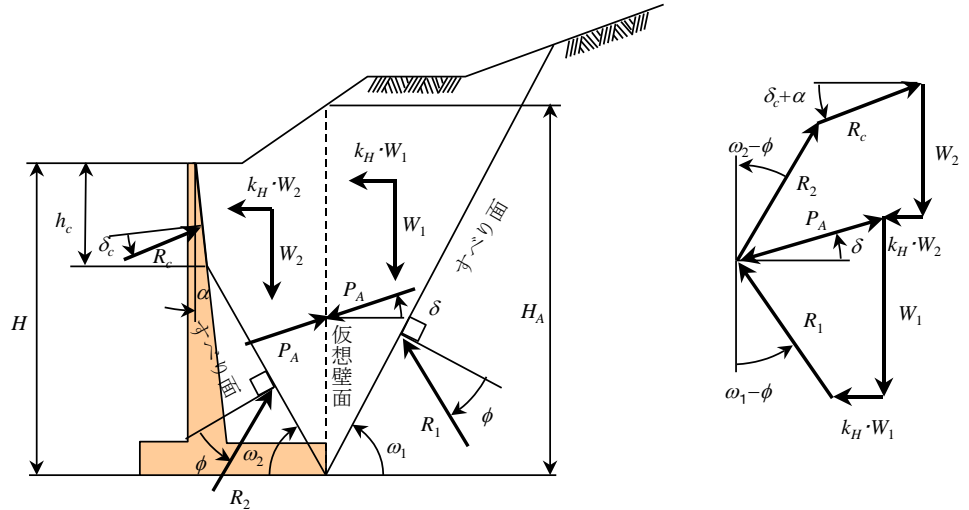


図 9 改良試行くさび法の一般表示

かかと版の長さ、地震時の慣性力を考慮した土圧計算法を式(4)～式(6)に示す。ただし、 $\alpha$  は壁面傾斜角、 $\delta_c$  は壁面摩擦角、 $\theta$  は地震合成角 ( $\theta = \tan^{-1} k_H$ ) である。

$$\left. \begin{aligned} R_1 &= \frac{W \sec \theta \sin(\omega_2 - \phi - \theta) + R_c \cos(\omega_2 - \phi + \delta_c + \alpha)}{\sin(\omega_1 + \omega_2 - 2\phi)} \\ R_2 &= \frac{W \sec \theta \sin(\omega_1 - \phi - \theta) - R_c \cos(\omega_2 - \phi - \delta_c - \alpha)}{\sin(\omega_1 + \omega_2 - 2\phi)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4)$$

$$\delta = \tan^{-1} \frac{W_1 - R_1 \cos(\omega_1 - \phi)}{W_1 \tan \theta + R_1 \sin(\omega_1 - \phi)} \dots\dots\dots (5)$$

$$P_A = \frac{W_1 \tan \theta + R_1 \sin(\omega_1 - \phi)}{\cos \delta} \dots\dots\dots (6)$$

図 10 は改良試行くさび法によって仮想背面に作用する土圧を計算した結果である。かかと版長が 0 のときは、壁面に直接土圧が作用するとして求めたクーロンの土圧係数と同じ値になる。かかと版長が長くなると土圧係数は増加し、仮想背面に土圧が作用するとして求めたクーロンの土圧係数の値にスムーズに収束している。

従来の土圧計算法では、かかと版が十分長い場合には仮想背面で土圧を計算するが、かかと版が短い場合には、かかと版を無視し重力式擁壁として土圧を計算する以外に方法が無かった。けれども改良試行くさび法を適用すれば、かかと版の長さを考慮して合理的に土圧を算定できる。

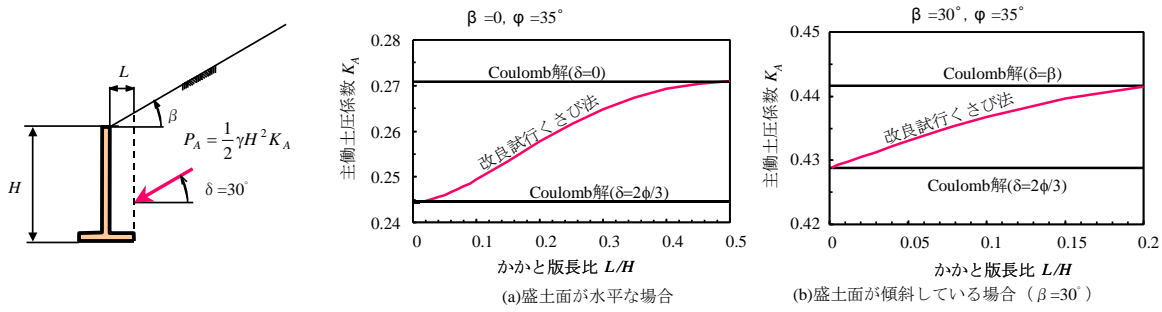


図 10 改良試行くさび法による土圧計算結果

#### 6.4 模型実験による改良試行くさび法の検証

改良試行くさび法を考案して以来、下記の模型実験等で改良試行くさび法の妥当性を検証してきた。

- ① 高知大学小椋研究室との共同による裏込材にピアノ線を用いた重力場模型実験
- ② 愛媛大学八木研究室との共同による豊浦標準砂を用いた重力場模型実験
- ③ 高知大学小椋研究室との共同による裏込材に豊浦標準砂を用いた遠心载荷模型実験
- ④ 安蔵善之輔の実験によるすべり面と改良への解析結果の比較

八木研究室による実験結果の一例を図 11 に、安蔵の実験結果との比較を図 12 に示す。改良試行くさび法によるすべり面の形状は、実験結果とよい整合性を示す。

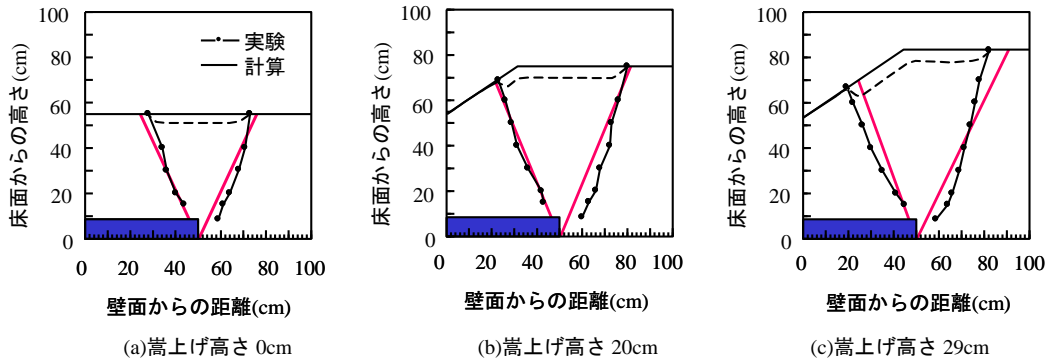


図 11 愛媛大学八木研究室での実験

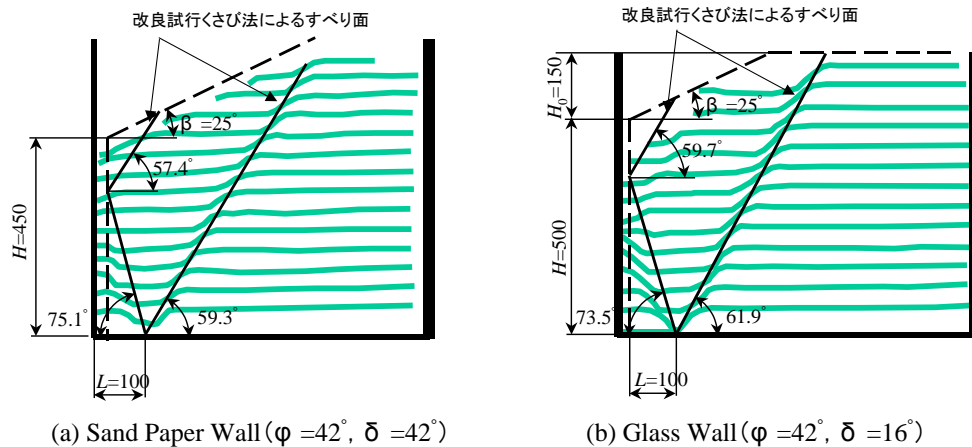


図 12 安蔵の実験結果と改良試行くさび法の比較

## 7. 改良試行くさび法は世の中にどの程度認知されているか

### 7.1 学界では正当性が認められた

1991年11月に、第1回目の地盤工学会四国支部技術研究発表会が松山で開催された。そのとき「逆T型擁壁の土圧評価法に関する一提案」と題し発表した。これが、改良試行くさび法を世間に発表した最初である。そのとき、愛媛大学の榎明潔助教授(現・鳥取大学教授)が「貴君の理論は正しい。なぜならば我々の研究している GLEM(一般化された極限平衡法)と基本的に同じである」と言われた。当時、愛媛大学の八木研究室では、斜面安定解析や支持力解析について研究されていた。これが、後に、八木研究室と共同研究を始めるきっかけとなった。

八木研究室と共同の研究成果は、論文「かかと版付き擁壁の合理的な土圧評価法」(1997)として、高知大学小椋研究室と共同の研究成果は、論文「改良試行くさび法の非線形すべり問題への拡張」(1998)として土木学会論文集に掲載された。そして、1998年には「剛性擁壁の合理的な土圧評価法と落石の運動に関する研究」と題した論文に対し、愛媛大学より博士の学位をいただいた。

さらに、1999年9月には、地盤工学会四国支部創立40周年記念式典において、「新しい擁壁設計法の開発に貢献した」という功績に対し「技術開発賞」をいただくことができた。

以上のことから、改良試行くさび法の正当性が学界では認められたものと思っている。

### 7.2 建設省の企画部長が注目

1997年10月31日、私の学位授与に関する記事が高知新聞の朝刊に掲載された。その数日後に、土佐国道工事事務所の所長から呼び出しがあった。「企画部長が新聞記事の内容に関心を持っておられる。局に行って説明してきて欲しい」ということであった。

建設省四国地方建設局に出向き、新井田企画部長に改良試行くさび法について説明すると、この話を四国地方建設局所轄の各事務所に行って貴方の研究内容を説明して欲しいと頼まれた。

その後で、企画部長は、下記の内容のメールを事務所長全員に発信された。

『高知市に本社のある第一コンサルタツツの右城さんが「擁壁の合理的な土圧の評価法と落石の運動に関する研究」で愛媛大学から博士号を授与されました。前者について説明していただいたところ、コスト縮減に向けて勉強する価値があるのではないかと思います。落石の方も利用価値が高いのではないかと思います。12月から1月にかけて右城さんに各事務所へ説明に行ってもらいますので説明を聞いて下さい。そして勉強する価値があると思ったら若手の職員に勉強させて下さい。

計算方法は特許ではありませんのでひも付きになるという性格のものではありません。右城さんは、自分たちが研究した成果が広く理解を得ることを望んでいるのだと思います。所長が忙しければ副所長等に聞かせてください。以上』

四国地方建設局内には全部で16の事務所がある。全ての事務所で説明をするのは大変だと思っているとき、四国技術事務所の川崎副所長から電話があり、「県単位で会場を設定するので、よろしく願いしたい」ということであった。

四国技術事務所、徳島工事事務所、土佐国道工事事務所の3箇所で講演をさせていただいたが、どの会場も職員の反応は、私の想像していたものとは異なっていた。企画部長のコスト縮減に対する情熱はほとんど感じられなかった。「会計検査を受けるのは現場にいる我々だ。技術基準に書かれていないと採用できない」という意見が多数を占めていた。

### 7.3 会計検査院も認めた

改良試行くさび法が実務に適用されたのは、高知県土木部の「大型逆T型擁壁標準設計図集」が最初であった。標準設計の作成に関わった高知県土木部の方たちは、改良試行くさび法が理論的に正しいことをよく理解してくれた。しかし、建設省の標準設計と異なった土圧計算法を採用することに対しては判断をしかねていた。採用を決断したのは、当時、道路課に建設省から出向して来られていた稲田課長であった。

以来、高知県が施工する高さが9mを超える逆T型擁壁の設計には、改良試行くさび法が適用されている。この間、何度か会計検査の洗礼を受けている。会計検査のとき調査官から改良試行くさび法の説明を求められることもあったが、土木学会論文集に掲載された論文をお見せし納得していただいた。会計検査院も一応認められたと思っている。

会計検査院で技術参事官を勤められた方に、高知県出身の安芸忠雄氏がいる。現在は、経済調査会に席を置き、会計検査指摘事項に関する著書の執筆や講演活動をされている。その安芸氏から伺った話であるが、「会計検査の調査員は、新しい技術や理論を決して否定しないし、その採用に異を唱えることはない。しかし、興味があるのでよく聞く」のだそうである。これに対して官公庁の受検の心構えは、「見せない、喋らない、渡さない」であり、前例のない新技術や理論の採用を極度に嫌う。そのような中で、高知県土木部が改良試行くさび法を採用したことは、全国的に見ても異例であろう。

### 8. 土木構造物設計マニュアル(案)との関わり

1999年8月、土木構造物設計マニュアル(案)が建設省のホームページで公開され、一般からの意見を募集した。マニュアル(案)には逆T型擁壁の設計計算例が掲載されており、安定計算は地表面載荷重を全面載荷と仮想背面後方の部分載荷について照査をしていた。土圧は試行くさび法で計算されていた。それで、土木研究所に「部分載荷に試行くさび法を適用するのは理論的に間違っている。改良試行くさび法でなければ計算できない」という意見をメールで送った。すると、直ぐに、土木研究所から電話が入り、「既にマニュアル(案)に基づいて標準設計図集ができあがっているので、今から修正することはできない。どのようにしたらよいか」ということであった。この担当者は、試行くさび法の問題点に熟知し、改良試行くさび法のこともよく理解している方であった。それで、いろいろ議論した末に、

① マニュアル(案)の図-3.2.4 が部分載荷の図になっている。これを全面載荷の図に変更する。

② p3-15 の3行目に「ここで、部分載荷における主働土圧合力として、載荷重を満載した状態の値を用いた」という一文を追加する。

ということで決着した。

この話の後で、「試行くさび法で設計すれば、旧版と同様に、嵩上げ盛土の肩が底版のかかと直上付近になるとき、所定の安全率が確保できなくなるのではないかと質問したところ、「改訂版の標準設計では、その場合でも安全率が確保されるように底版幅にゆとりをもたせてある」ということであった。

土木構造物設計マニュアル(案)の発刊に影響を受けたのは、ハイタッチウォールであった。財団法人国土開発技術研究センターと社団法人全国宅地擁壁技術協会は、「ハイタッチウォールを基本とした鉄筋コ

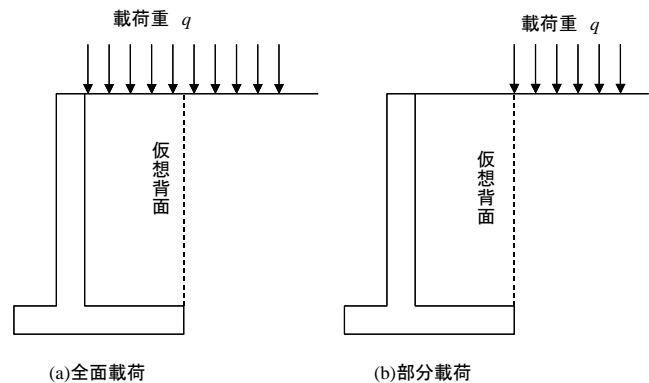


図 13 載荷重の載荷方法

ンクリート製プレキャストL型擁壁技術指針」を作成していた。この技術指針の作成に当たっては、道路土工小委員会擁壁工分科会会長の嶋津晃臣氏が委員長をされ、委員には擁壁工指針の委員と同じ土木研究所の方々が名前を連ねている。この技術指針では、全面載荷のみで安定性を照査することになっていた。部分載荷の検討が必要となればハイタッチウォールの底版幅が大きくなるので型枠を造り替える必要が生じ、協会として大きな打撃を受けることになる。協会と土木研究所との協議の末、部分載荷時の土圧計算に改良試行くさび法を適用すれば、底版幅を変更しなくても安定性が確保できる、ということで決着した。

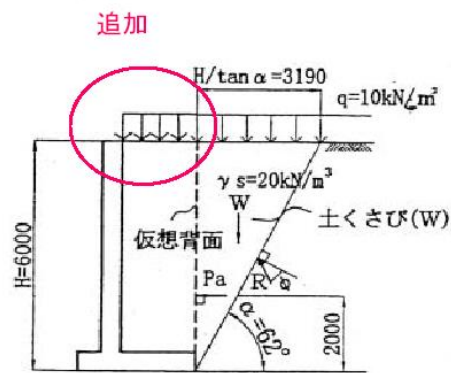


図-3.2.4 土圧の算定

図 14 修正された土木構造物設計マニュアル (案)

### 3.2.3.3 荷重の総括

以上の結果を基に、安定性を検討するための鉛直力、水平力及びモーメントの総括を表-3.2.2に示す。ここで、部分載荷時における主働土圧合力として、載荷重を満載した状態の値を用いた。 **追加**

表-3.2.2 (a) 自重+載荷重+土圧 (常時) **載荷重満載**

荷重区分	鉛直力 $V(kN)$	アーム $x(m)$	抵抗モーメント $Mr(kN \cdot m)$	水平力 $H(kN)$	アーム $y(m)$	転倒モーメント $Mo(kN \cdot m)$
自重	313.2	-	541.0	-	-	-
載荷重	19.0	2.05	39.0	-	-	-
土圧	0.0	3.00	0.0	113.8	2.00	227.6
合計	332.2	-	580.0	113.8	-	227.6

表-3.2.2 (b) 自重+土圧 (常時) **載荷重後方部分載荷**

荷重区分	鉛直力 $V(kN)$	アーム $x(m)$	抵抗モーメント $Mr(kN \cdot m)$	水平力 $H(kN)$	アーム $y(m)$	転倒モーメント $Mo(kN \cdot m)$
自重	313.2	-	541.0	-	-	-
土圧	0.0	3.00	0.0	113.8	2.00	227.6
合計	313.2		541.0	113.8		227.6

15.5が正解

105.9が正解

図 15 修正された土木構造物設計マニュアル(案)

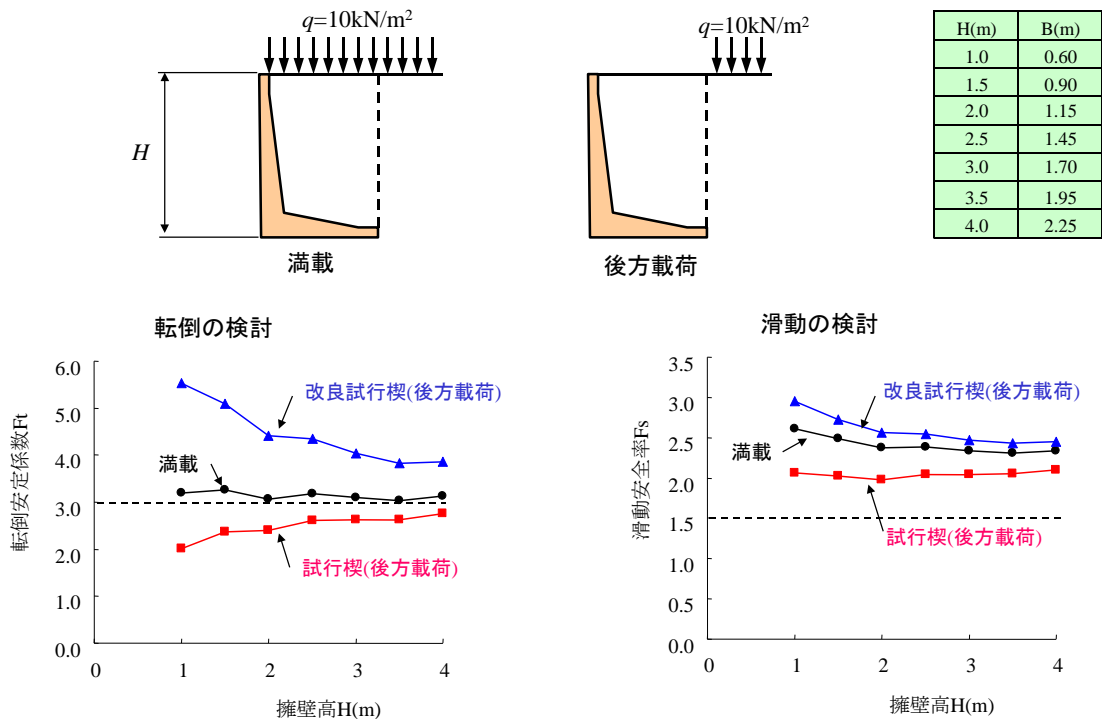


図 16 ハイタッチウォール地表載荷の影響

### 9. 日本一安いL型擁壁の誕生

改良試行くさび法の適用事例に、「KOOGEE WALL」の開発がある。

ある日、鳥取にある郡家コンクリート工業の山根専務が私を訪ねてやってきた。「現在は、大手コンクリート製品メーカーの下請け製造をしているが、単価が安くてやってゆけなくなった。このため、自社のオリジナルのプレキャストコンクリート製L型擁壁を開発したい。他社との価格競争に勝つため、改良試行くさび法を用いて日本一安いものにしたいので設計をしてくれないか」と言うことであった。

このL型擁壁は、「KOOGEE WALL」という商品名で、2000年4月より製造・販売されている。

### 10. 改良試行くさび法の今後

改良試行くさび法が、学界や一部の技術者に認知されてはいるものの、まだまだその程度は低い。依然として「技術基準に書かれていないと使えない」、「会計検査で指摘されると困る」という意見が多数を占めている。

しかし、道路土工指針に示されている試行くさび法には問題がある。改良試行くさび法を用いないと解けない問題がたくさんある。このことに多くの技術者が気づきはじめている。「改良試行くさび法が、試行くさび法と呼ばれる時代」が間近に迫っているものと確信している。

擁壁設計法に関する質問に対し、私が開設しているホームページ「右城猛の研究室」で回答していますので、一度ご覧になって下さい。

「右城猛の研究室」<http://www.daiichi-c.co.jp/authors/ushiro/>

[改良試行くさび法を紹介した主な文献]

- 1) 右城猛：擁壁設計 Q&A, 理工図書, 1995

- 2) 右城猛：続・擁壁の設計法と計算例，理工図書，1998
- 3) 右城猛：土木構造物設計・施工の盲点，理工図書，1999
- 4) 右城猛：Excelによる擁壁設計，理工図書，2000
- 5) 右城猛：擁壁Q&A選集，理工図書，2000
- 6) 右城猛，八木則男，矢田部龍一，筒井秀樹：かかと版付き擁壁の合理的な土圧評価法，土木学会論文集，No.567/VI-35, p189-198, 1997.
- 7) 右城猛，小椋正澄，筒井秀樹，長山学史：改良試行くさび法(ITWM)の非線形すべり問題への拡張，土木学会論文集 No.602/VI-40, pp151-156, 1998.
- 8) 右城猛，筒井秀樹：片持ばり式擁壁の合理的な土圧計算法の一試案，土木技術，Vol.54, No.8, 1999.
- 9) 右城猛：逆T型擁壁の新しい土圧評価式の提案，測量，日本測量協会，pp32-33, 1994.2

[2001.8.25 記]