

# 控え壁型改良地盤の水平方向地盤反力係数と粘着力

内山 伸 桂 豊

(技術研究所)

(技術研究所)

## Coefficient of Horizontal Subgrade Reaction and Cohesion of Buttress-type Improved Ground

by Noburu Uchiyama and Yutaka Katsura

### Abstract

Buttress-wall type ground improvement in braced excavation forms an apparent rigid mass, in which both the buttresses and the untreated soil are replaced by a single material. In this paper, simplified methods for evaluating both coefficient of subgrade reaction and cohesion of the composite ground to be used in the Winkler model are proposed. The coefficient of subgrade reaction  $k_h$  is represented by that of the untreated ground, the length and the penetrating depth of buttresses. Cohesion of the composite ground is represented by that of the untreated ground and the increment ratio of the length of Rankine failure path. The design methodology is applied for two strutted excavation sites. The results of analyses show close agreement with field measurements.

### 概 要

掘削地盤内に山留め壁に接して控え壁型の地盤改良体を適切な水平間隔、長さ、深さで設置すると、地盤改良体と中間に挟まれた未改良土とは一体となり、剛体的な挙動をすることが筆者らの実測検討により検証されている。本報告は、この控え壁型改良地盤を、一般によく用いられる山留め変形解析モデル（梁ばねモデル）へ適用する際の水平方向地盤反力係数と粘着力の簡易算定式を提案している。改良地盤の水平地盤反力係数は、原地盤の水平地盤反力係数と地盤改良体の断面形状(L,D)を用いて表現された。粘着力は、原地盤の粘着力と地盤改良体が設置されたことによる滑り破壊経路の長さの増加を用いて表現された。提案式で算出した地盤定数を用いた梁ばねモデルによる解析は、2つの異なる山留め掘削工事で山留め壁根入れ部の挙動と変形抑制効果を適切に評価できた。

### § 1. はじめに

市街地の建築工事では、山留め壁の変位抑制を目的に、掘削側地盤の剛性と強度を改善させる地盤改良がしばしば用いられる。通常、深層混合処理工法などで掘削全面を改良する全面配置が多く用いられるが、壁状の地盤改良体を山留め壁に対して直角に一定間隔で設置する配置（以下、「控え壁型」と称する）も変位抑制に効果がある<sup>1)2)</sup>。「控え壁型」地盤改良は、相対面する山留め壁を結合しないので、掘削面積に比較して極めてわずかな面積の部分改良となり、コスト低減や工期短縮に有効な工法である。

しかし、控え壁型地盤改良体そのものの挙動把握や、変形抑制効果が無改良の場合と同一地盤で比較検証した事例は皆無であり、合理的な改良地盤の評価・設計が行われるまでには至っていない。

筆者らは、実測の結果を通じて控え壁型地盤改良体の挙動の実態と、隣り合う地盤改良体の接近に伴う一体的な改良地盤の形成について検討してきた<sup>3)~5)</sup>。

その結果、(1) 山留め壁の変形に伴って、控え壁型地盤改良体は地盤中で剛体的に挙動する、(2) 地盤改良体の水平間隔、長さ、深さを適切に設置すると、中間に挟まれた未改良地盤も地盤改良体と一体挙動する、などが検証されている。

さらに、模型実験やFEM解析を通じた変形抑制効果の検討結果<sup>6)7)</sup>からは、(3) 水平間隔から算出される平面改良率が20%程度までは、改良率に比例して変形抑制効果が増加し、20%を超えると徐々に一定効果に収束する。(4) 地盤改良体のヤング率に関しても、原地盤ヤング率の25倍程度までは、剛性の増加に伴い変形抑制効果が増加するが、剛性比が25倍を超えるとその効果は一定の値に近づく、などが明らかとなっている。

本論では、上記から判明した挙動メカニズムに基づき、控え壁型地盤改良を施した掘削側地盤の水平地盤反力係数 $k_h$ と粘着力 $c$ の合理的な簡易算定手法を提案した。

また、2つの事例の計測結果を通じて提案した算定手法を検証した。

## § 2. 控え壁型改良地盤の抵抗評価法の提案

### 2.1 控え壁型改良地盤の挙動

隣接する控え壁型地盤改良体は適切な水平間隔、長さ、深さで設置されていれば、中間に挟まれた未改良土とともに一体挙動する<sup>3)</sup>。さらに、控え壁型改良地盤は、原地盤に対する剛性比が25倍以上あると剛体的な挙動を示し<sup>8)</sup>、山留め壁の変形に伴い山留め壁に近接する改良地盤下端を中心とする回転挙動を示す。

図-1は、実測に基づく無改良地盤の挙動と、一体化し回転挙動する控え壁型改良地盤の根入れ部の模式図である<sup>9)</sup>。無改良地盤と控え壁型改良地盤とでは山留め壁の挙動に次のような違いがある。

無改良地盤の山留め壁根入れ部の変形は、図-1(a)に示す通り掘削過程を通じて弓形のとわみ曲線を示す。一方、控え壁型改良地盤の根入れ部は、図-1(b)に示す通りほぼ直線的な倒れ込み形状を示すことである。これは、山留め壁根入れ部の挙動が、控え壁型地盤改良体の剛体的な回転に支配されているため、山留め壁の曲げ変形抑制の主要因となっている。

また、山留め壁と控え壁型地盤改良体が軟弱な地盤に比較的深く根入れされている場合、山留め壁の変位の発生位置は、無改良地盤での発生位置より深くなり、控え壁型地盤改良体の下端にほぼ一致することである。これも、控え壁型地盤改良体の剛体的な挙動によって、山留め壁の最大変位が抑制される一方で、変位発生の範囲が深部へ達したことを示している。

従来の改良地盤の効果として、面積平均による等価換算法を用いて、地盤改良体の施工量に比例して剛性や強度を増加させていた。そのため、山留め壁と地盤改良体が軟弱地盤中に根入れされている場合、剛体的な回転挙動に起因する変形抑制効果については適切に表現できなかった。

以上のことから、控え壁型改良地盤の山留め変形抑制効果を評価するためには、剛体的な回転挙動を考慮できる適切なモデルを設定する必要がある。

### 2.2 変形解析モデル

山留め架構の設計には、山留め壁の変形が表現しやすく計算も容易な梁ばねモデルを使うことが多い。本研究では、この梁ばねモデルで控え壁型改良地盤の抵抗を評価する。

図-2は梁ばねモデルと掘削地盤の抵抗の概念である。モデルは山留め壁を弾性床の上の梁、切梁をバネと見なしている。図-2(b)は、掘削底以深の地盤抵抗の概念である。地盤抵抗値は、山留め壁変位 $y_z$ に応じて $kh$ の勾配で増加し、式(1)のランキン・レザール受働土圧に達したのちは一一定値となるモデルで仮定される。

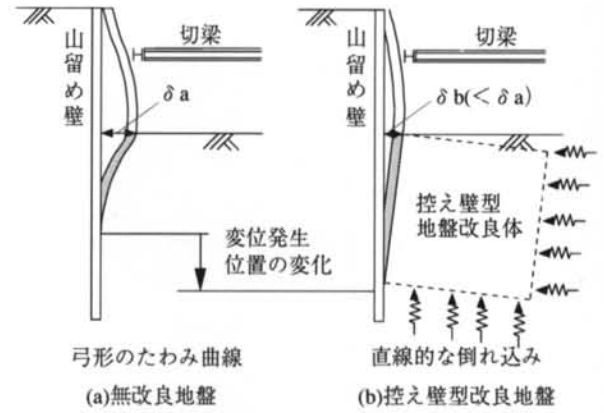
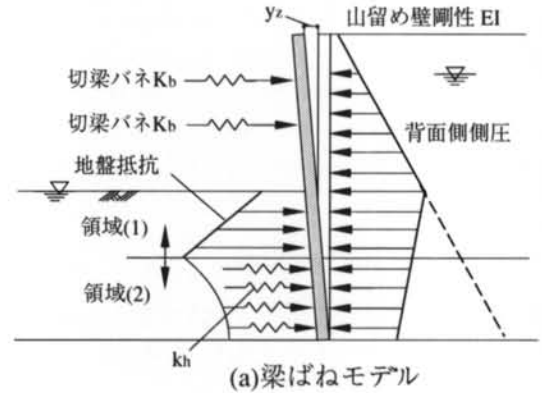
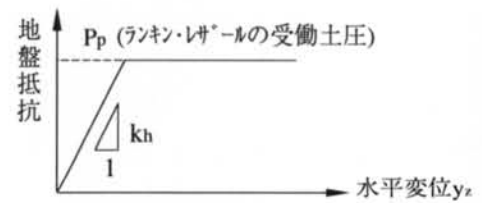


図-1 根入れ部の挙動<sup>9)</sup>



(a) 梁ばねモデル



(b) 掘削側地盤抵抗の概念

図-2 梁ばねモデルの地盤抵抗の概念

$$P_p = \gamma z \tan^2(45^\circ + \phi/2) + 2c \tan(45^\circ + \phi/2) \quad (1)$$

$P_p$ :  $z$ の深さにおける受働土圧(kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma$ : 土の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

$z$ : 掘削底からの深さ(m)

$\phi$ : 土の内部摩擦角(deg.)

$c$ : 土の粘着力(kN/m<sup>2</sup>)

図-2(a)の領域(1)は、ランキン状態になった地盤抵抗を、領域(2)はランキン状態になるまでの地盤抵抗を示している。 $kh$ は、水平方向地盤反力係数と呼ばれ地盤のヤング係数から求められる。また、ランキン・レザールの受働土圧は、式(1)の内部摩擦角 $\phi$ をゼロと見なせる軟弱粘性土地盤では、土の粘着力 $c$ に大きく依存する。

掘削側地盤の抵抗は、前述のように控え壁型地盤改良体の設置によって変化するので、これを考慮して水平地盤反力係数 $kh$ と粘着力 $c$ を決定する必要がある。

### 2.3 地盤評価式の提案

図-3は、控え壁型改良地盤の抵抗機構の概念図である。式(2)と式(3)は、それぞれ今回提案する水平方向地盤反力係数と粘着力の簡易算定式である。

#### 2.3.1 水平方向地盤反力係数

図-3(a)は、遠心模型実験において、地盤改良体に取り付けた土圧計で計測されたの地盤反力<sup>8)</sup>の模式図である。改良地盤の剛体的挙動により、改良地盤には側方に発生する水平方向地盤反力に加え、底面には鉛直方向の地盤反力が発生していた。

式(2)は、剛体の回転挙動を仮定し、梁ばねモデルで使用する水平方向地盤反力係数 $k_{h1}$ を原地盤の地盤反力係数 $k_{h0}$ 、 $k_{v0}$ と地盤改良体の形状(L,D)で表現している。

$$k_{h1} = k_{h0} + \left(\frac{L-2}{D}\right) k_{v0} \quad (2)$$

ここで、

- $k_{h1}$ : 改良地盤の水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)
- $k_{h0}$ : 原地盤の水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)
- $k_{v0}$ : 原地盤の鉛直方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)
- D: 最終掘削時の地盤改良体の根入れ長 (m)
- L: 地盤改良体の長さ (m)

式中のL-2は、前述のFEM解析<sup>6)</sup>と模型実験<sup>8)</sup>での地盤反力の検討から、図-3(a)に示す地盤改良体底面の地盤反力 $k_{v0}$ が山留め壁近傍(2~3m)には作用しないことを考慮した補正である。

#### 2.3.2 粘着力

無改良地盤では、掘削側地盤の水平抵抗の極限がランキンの滑り破壊線上で発生すると仮定して極限抵抗を求めている。控え壁型改良地盤では、改良体の強度が大きい場合には、ランキンの滑り破壊線の抵抗が最小ではなく、改良地盤の外側の破壊線が最小になる可能性がある。これを模式的に示したのが図-3(b)である。R<sub>0</sub>とR<sub>1</sub>の滑り抵抗を比較し小さい方を想定すれば良い。R<sub>0</sub>上の粘着力は、後述する面積平均による等価換算法で得られた値を用いている。

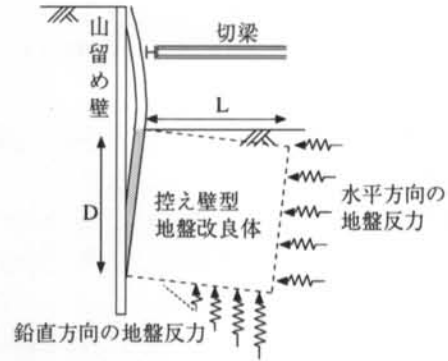
式(3)は、梁ばねモデルに用いるR<sub>1</sub>上の粘着力 $c_1$ の考え方である。

$$c_1 = \frac{R_1}{R_0} \times c_0 \quad (3)$$

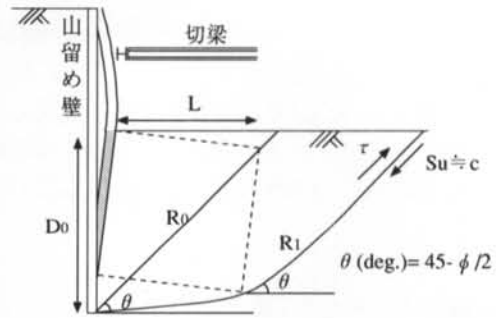
ここで、

- $c_1$ : 改良地盤の粘着力(kN/m<sup>2</sup>)
- $c_0$ : 原地盤の粘着力(kN/m<sup>2</sup>)
- R<sub>0</sub>: 原地盤のランキン滑り破壊線の長さ(m)
- R<sub>1</sub>: 改良地盤に外接するの滑り破壊線の長さ(m)

この方法は、未改良の原地盤の滑り破壊線の長さに対する、仮定した改良地盤の滑り破壊線の長さの増加率を、便宜的に原地盤の粘着力 $c_0$ に対する改良地盤の



(a)改良地盤に発生する地盤反力



(b)粘着力 $c$

図-3 改良地盤の抵抗機構の概念

粘着力 $c_1$ の増加率に置き換えている。

ただし、中間層に砂層( $c_0=0$ )が存在する場合、根入れ付近の $c_1$ を最大値に、地表面をゼロとする三角形分布を仮定し、中間層の $c_1$ を内挿する。

なお、式(4)式(5)は、従来から用いられる面積平均の等価換算法による改良地盤の地盤定数( $k_{h1}, c_1$ )の算定式である。

$$k_{h1} = A_p \times k_{h2} + (1-A_p) \times k_{h0} \quad (4)$$

$$c_1 = A_p \times c_2 + (1-A_p) \times c_0 \quad (5)$$

$k_{h1}, c_1$ : 改良地盤の地盤定数(kN/m<sup>3</sup>, kN/m<sup>2</sup>)

$k_{h0}, c_0$ : 原地盤の地盤定数(kN/m<sup>3</sup>, kN/m<sup>2</sup>)

$k_{h2}, c_2$ : 地盤改良体の地盤定数(kN/m<sup>3</sup>, kN/m<sup>2</sup>)

$A_p$ : 改良体の幅と水平間隔で決まる平面改良率

(ただし、 $0 \leq A_p \leq 1$ )

等価換算法では、地盤改良体の地盤反力係数 $k_{h2}$ と施工量(改良率) $A_p$ が増えると改良地盤の地盤定数( $k_{h1}, c_1$ )の値も増大する。式(4)(5)中の地盤改良体と原地盤の $k_h$ 算定式の一例<sup>12)</sup>を式(6)に示した。

$$k_h = \frac{1}{0.3} \alpha E_0 \left(\frac{BH}{0.3}\right)^{-3/4} \quad (6)$$

$k_h$ : 水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$E_0$ : 変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)

BH: 載荷幅 (BH = 10mとする)

$\alpha$ :  $E_0$ の決定方法で決まる補正係数 ( $\alpha = 1 \sim 4$ )

### § 3. 提案した改良地盤評価式の検証

#### 3.1 検証手順

前章で提案した地盤評価式を2つの事例の実測を用いて検証した。検証の手順を以下に示す。

- (1) 未改良の山留め断面の実測変形に合わせたフィッティング解析により、梁ばねモデルの原地盤定数、側圧、支保工バネを確定する。
- (2) 確定した原地盤の水平方向地盤反力係数 $k_{h0}$ と粘着力 $c_0$ 、および提案式(2)(3)から改良地盤の地盤定数を算定し、(1)と同一の側圧や支保工バネなどの条件下で改良地盤断面の変形解析を行い、実測結果と比較する。

なお、一般に $k_{v0} \geq k_{h0}$ で、 $k_{h0}$ は拘束圧に比例して増大すると考えられる。しかし、地盤が一様な沖積粘性土層と見なせる場合は簡便のため $k_{v0}=k_{h0}$ 、 $k_{h0}=一定$ とする。

#### 3.2 提案式の検証1(事例1)

##### 3.2.1 事例1の概要

現場は東京都品川区の湾岸地域に位置している。図-4は土質柱状図と地盤調査結果である。地層は、地表面から埋土、GL-3.0m～GL-16.0mまでN値が0～2のシルト質細砂または砂質シルトの層序である。特に、GL-6.0m～GL-13m付近は、自然含水比が液性限界を超える軟弱な砂質粘土が堆積している。自然地下水位はGL-2.5mであった。図-5は掘削平面と控え壁型地盤改良体の平面配置の概要である。現場は約70m×50mの矩形である。東側と西側の掘削地盤に控え壁型地盤改良体を設置した。

図-6は山留め断面である。標準の掘削深さはGL-9.0mで、運河側の山留め壁近傍のみGL-11.0mであった。山留めはソイルメント柱列壁と逆打ち工法の1FL躯体スラブと水平鋼製切梁1段、および控え壁型地盤改良体で構成される。ソイルメント柱列壁は直径0.85mで、芯材長とソイル長はそれぞれ17.5m、18.5mであった。ソイル下端は堅固な砂層に根入れされている。芯材はGL-11m掘削部でH-594×302×14×23を、GL-9m掘削部でH-600×200×11×17を、それぞれ0.6m間隔で配置した。固定傾斜計による山留め壁変形の計測位置も図中に示した。計測位置は、地盤改良の効果を直接比較できるように、無改良断面(Inc-1)と控え壁型地盤改良体のある断面(Inc-2)に配置した。

控え壁型地盤改良体は、深層混合処理工法( $\phi$  1.0m、2軸)を用いて、2列一組(幅約2m)で地表面から連続的にGL-18.5mまで設置した。なお、山留め壁と地盤改良体の間に、噴射攪拌系改良など特別な措置は行わなかった。地盤改良体の設計強度は一軸圧縮強さ( $q_u$ )

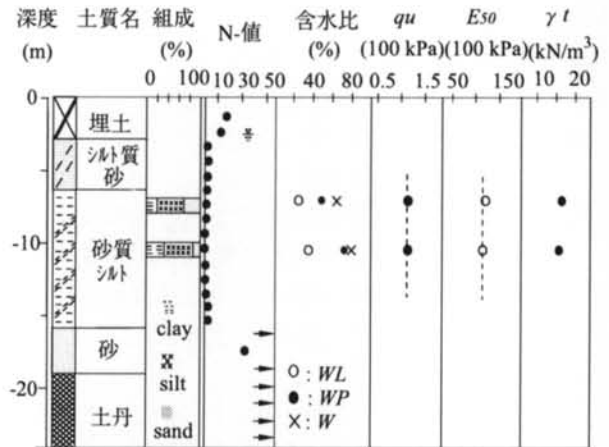


図-4 土質柱状図と地盤物性

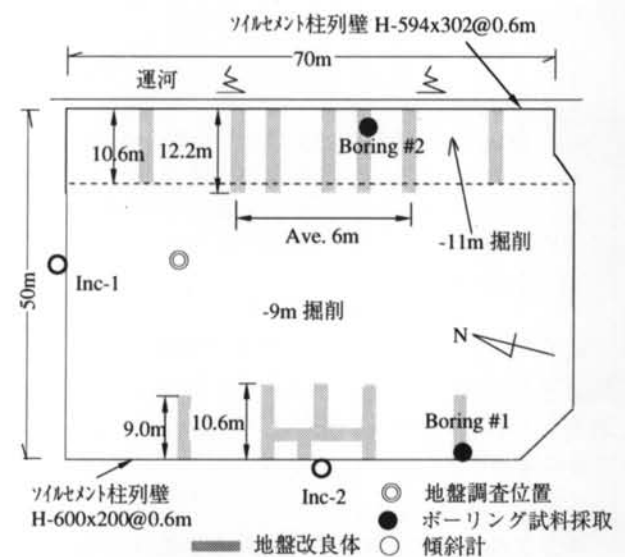


図-5 掘削平面と控え壁型地盤改良体の配置

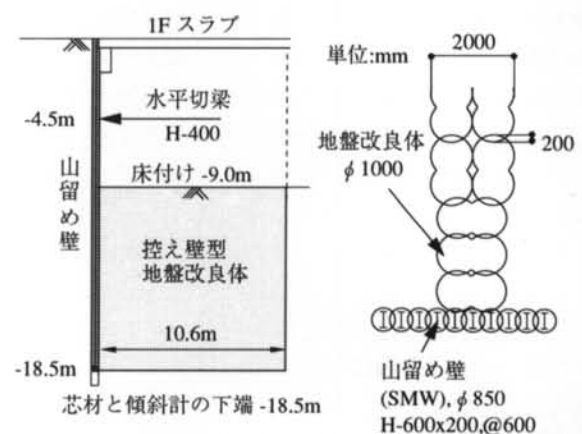
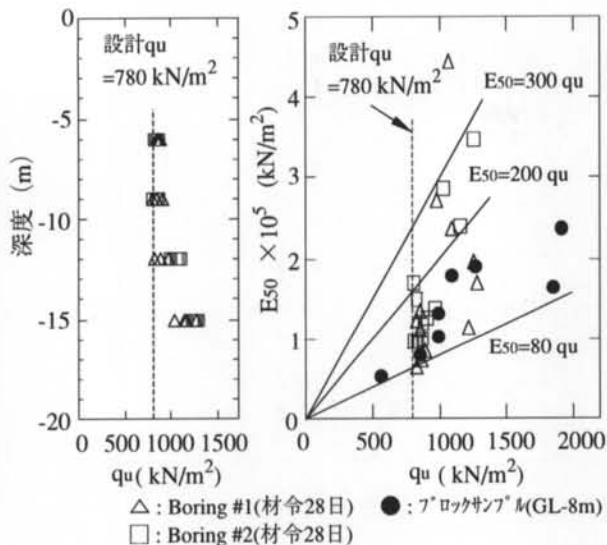


図-6 山留め断面(西側)と山留め壁～地盤改良体の取合い

で780kN/m<sup>2</sup>(材令28日)とした。固化材料(高炉セメント)の配合量は、改良土1.0m<sup>3</sup>あたりGL-2mからGL-10mでは100kg、GL-10mからGL-18.5mでは120kgである。

図-7は、地盤改良体のボースリンクサンプルの一軸圧縮強





図一七 地盤改良体  $q_u$  の深度分布と  $q_u$ - $E_{50}$  関係

さ ( $q_u$ ) の深度分布と、ホーリングサンプルとブロックサンプルの  $q_u$  ~ 弾性係数  $E_{50}$  関係である。 $q_u$  は設計強度をほぼ満足し、深度方向に増加傾向を示した。 $q_u$  ~  $E_{50}$  関係は、 $E_{50} = 80 \sim 300 q_u$  程度で表された。これは既往の実績<sup>(13)~(15)</sup>と良い対応を示している。

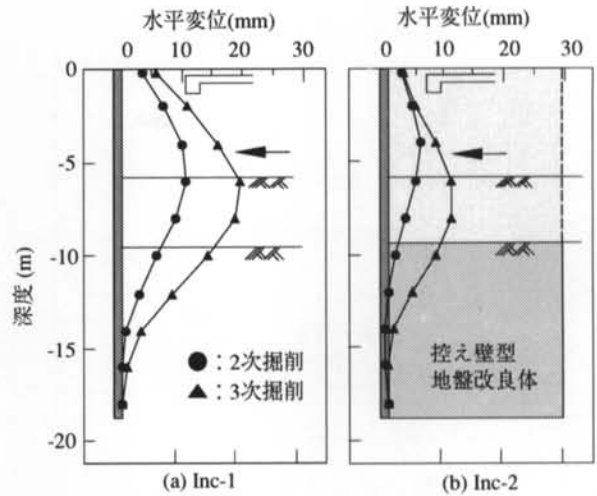
### 3.2.2 実測と解析値の比較

図一八は事例1の測点ごとの山留め壁変形である。ただし、計測機器の設置時期が遅れたため、変形の表示は1次掘削後からの増加量である。各測点とも山留め壁の根入れが堅い土丹層まで達しているの、根入れ下端の変形は見られない。なお、各測点での土丹層の出現位置はほぼ同一深度であった。

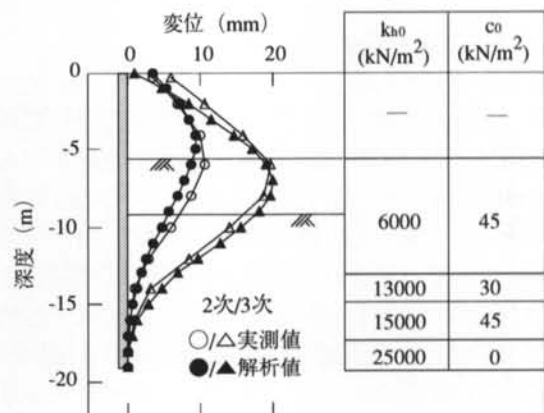
2次掘削時 (GL-5.5m) の根入れ部変形を比較すると、無改良断面の Inc-1 は弓形のたわみ曲線を示し、変位発生下端は GL-16.0m である。変位の最大値は掘削底 (GL-6m) で約 10mm である。一方、改良断面 Inc-2 の根入れ部は、掘削底から GL-12m まではほぼ直線の変形、GL-12m 以深で背面側への変形を示した。掘削側への変位の発生位置は、測点 C より 4.0m 浅い。水平変位の最大値は掘削底の約 5mm で、これは無改良断面の値のおよそ 50% である。

3次掘削時 (GL-9.0m) の根入れ部の変形を比較すると、無改良断面の Inc-1 は依然、弓形のたわみ曲線を示し、変位発生下端は GL-18.0m に達している。変位の最大値は GL-6m の約 20mm で、掘削底の変位量は約 15mm であった。一方、改良断面の Inc-2 はほぼ直線の変形を示した。変形は GL-14m から発生し、この発生位置は Inc-1 より 4m 浅い。変位の最大値は GL-6m の 12mm 程度で、掘削底の水平変位量は約 8mm であった。これらは無改良断面の 50 ~ 60% である。

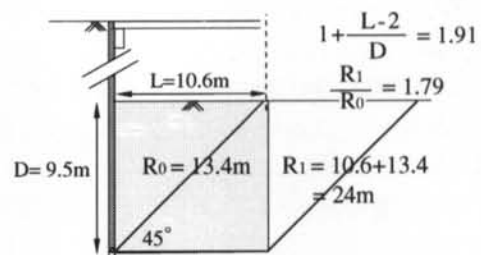
図一九は、事例1の原地盤 (Inc-1) 変形のフィッティング結果と決定した原地盤定数 ( $k_{h0}, c_0$ ) である。各掘



図一八 事例1の山留め壁変形



図一九 事例1の原地盤解析結果 (Inc-1)



図一十 最終掘削時の地盤改良体断面

削段階の山留め壁変形の計算値は、実測値をほぼ表現できている。図一十は、提案式(2)、式(3)で用いる改良地盤のそれぞれ、 $1+(L-2)/D$  と  $R_1/R_0$  の算出模式図である。事例1では簡便のため、 $k_{v0}=k_{h0}$ 、滑り破壊経路を直線の組み合わせで近似している。

図一十一は、図一九で求めた側圧と支保定数、図一十の結果と提案式(2)、式(3)から算出した  $k_{h1, c1}$  を用いて計算された事例1の改良地盤 (Inc-2) の変形解析結果である。改良地盤の山留め壁変形の解析結果は、実測値をほぼ表現できる。

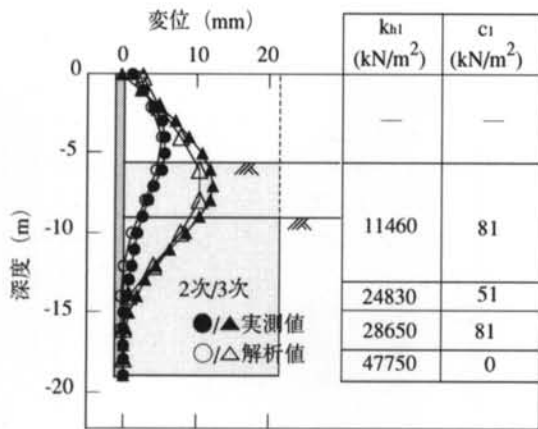


図-11 地盤定数の算定結果と変形解析結果 (事例1、Inc-2)

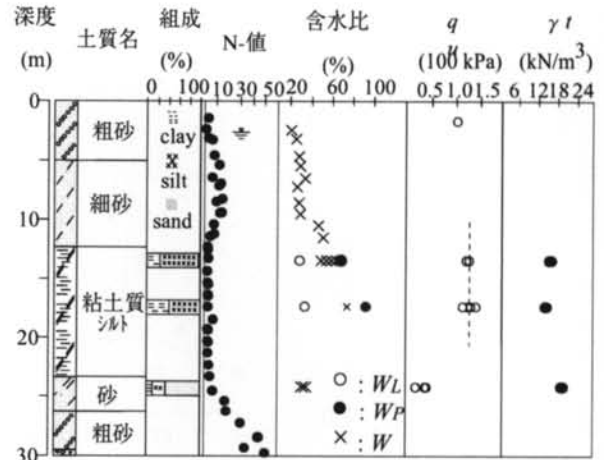


図-12 土質柱状図と地盤物性

### 3.3 提案式の検証2 (事例2)

#### 3.3.1 事例2の概要

現場は広島湾の河口から約3kmの河川護岸近傍に位置している。図-12は土質柱状図と地盤調査結果である。地層は地表面から埋土、緩い砂層がGL-12m付近まで続き、GL-12m～GL-23m付近までN値が1～2の軟弱な粘性土層、GL-23m～GL-29m付近まで砂層、それ以深にN値が50以上の砂礫層が堆積している。自然地下水位はGL-2.0m～GL-2.8mの範囲であり、潮位の影響を大きく受けている。GL-23m付近の砂層の被圧地下水位はGL-2.7m程度であった。

図-13は掘削平面と控え壁型地盤改良体の平面配置の概要である。現場は約55m×60mの矩形である。西側と南側の掘削地盤に控え壁型地盤改良体を設置した。固定傾斜計による山留め壁変形の計測位置も図中に示した。計測位置は、地盤改良の効果と直接比較できるように、無改良断面 (Inc-3) と控え壁型地盤改良体のある断面 (Inc-4) に配置した。

図-14は山留め断面、および控え壁型地盤改良体と山留め壁の結合部の詳細である。掘削深さは南側工区でGL-10.1m、北側工区でGL-8.4mである。山留め支保工は、ソイルメント柱列壁と1FL逆打ちスラブ、鋼製斜め切梁1段、および控え壁型地盤改良体で構成されている。ソイルメント柱列壁は直径0.6mで、芯材長とソイル長はそれぞれGL-16m、GL-21mであった。芯材は、南側工区でH-450×200×9×14を、北側工区でH-400×200×8×13をそれぞれ0.45m間隔で配置した。ソイル下端は粘性土層中にあり、堅固な地層に根入れされていない。

控え壁型地盤改良体は、山留め壁と同じ施工機械を用いて、3列一組 (幅約1.8m) で地表面から連続的にGL-17.5mまで設置した。改良長さLは約9.0m、水平間隔Bは約5.5mであった。地盤改良体の設計強度は

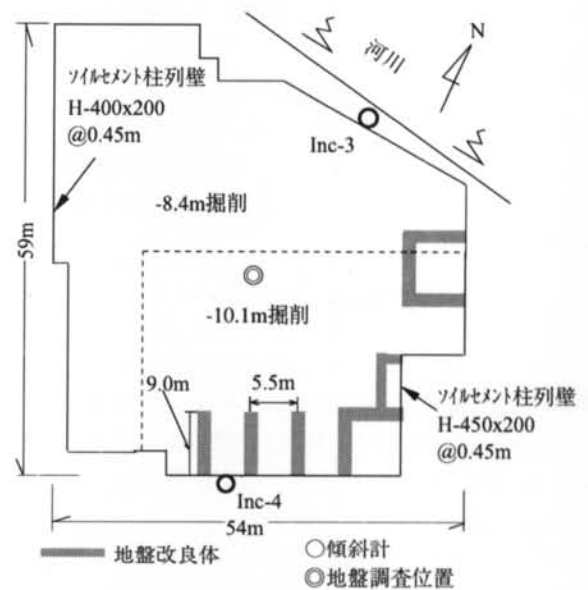


図-13 掘削平面と控え壁型地盤改良体の配置

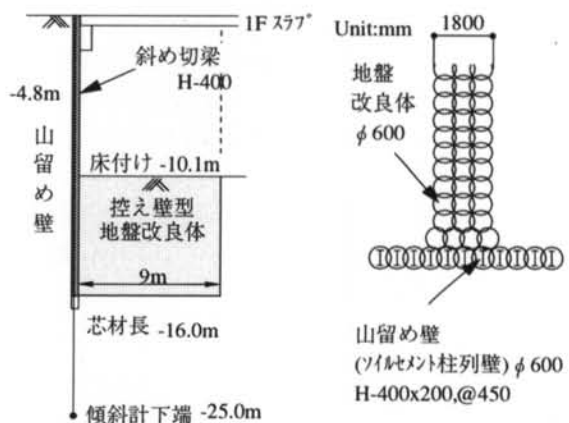


図-14 山留め断面 (南側) と山留め壁～地盤改良体間の取合い

$qu=780\text{kN/m}^2$ で、ブロックサンプリング試料によるGL-6m付近の地盤改良体強度は $qu\approx 2000\text{kN/m}^2$ であった。

### 3.3.2 実測と解析値の比較

図-15は、事例2の測点毎の山留め壁変形である。根入れが粘性土層中にあるため、改良体の有無にかかわらず山留め壁下端で変形が大きく発生している。

GL-2.6mの1次掘削時の根入れ部分の変形を比較すると、無改良断面のInc-3の根入れ部は、掘削底を最大とする弓形のたわみ曲線を示し、変位発生の下端はGL-15m付近である。掘削底の変形量は約10mmであった。

一方、改良断面のInc-4の根入れ部は、直線的な変形を示した。変形は、山留め壁先端より深いGL-23.0m付近まで達している。

GL-8.4mの2次掘削時には、変形の相違がさらに顕著となった。Inc-3の変形は、1FL躯体の支保効果が十分発揮されなかったことが影響して片持ち梁のたわみ曲線となった。掘削底の変形量は15mm程度である。一方、Inc-4は依然として直線的な変形を示した。掘削底の水平変位量は7mm程度である。

3次掘削時（Inc-3はGL-8.4m、Inc-4はGL-10.1m）の根入れ部分の変形を比較すると、無改良断面のInc-3は掘削底を最大とする弓形のたわみ曲線を示した。依然としてこれは典型的な軟弱地盤での山留め壁変形である。掘削底の変形量は約40mmである。そして山留め壁応力材の下端でも20mm弱の変位が発生している。一方、改良断面のInc-4は、GL-9.0mを最大とする直線的な変形を示した。

しかし、地盤改良体の根入れ以深のソイルセメント壁部分では、Inc-3と同じ弓形の曲線になった。掘削底の水平変位量は約30mmである。この値は、掘削深さが無改良断面Inc-3より1.7m深いGL-10.1mである関わらず、Inc-3の約75%であった。

図-16は、事例3の原地盤(Inc-3)変形のフィッティング結果と決定した原地盤定数( $kh_0, c_0$ )である。山留め壁変形の計算値は、実測値をほぼ表現できている。図-17は、提案式(5)、式(6)で用いる改良地盤のそれぞれ、 $1+(L-2)/D$ と $R_1/R_0$ の算出模式図である。事例2でも簡便のため $kv_0=kh_0$ 、滑り破壊経路を直線の組み合わせで近似している。

図-18は、図-16で求めた側圧と支保定数、図-17での結果と提案式(2)、式(3)から算出した $kh_1, c_1$ を用いて計算された事例2の改良地盤(Inc-4)の変形解析結果である。ただし、Inc-4の実測値はInc-3と同じGL-8.4m掘削時の山留め壁変形を用いている。改良地盤の山留め壁変形の解析結果は、根入れ部で値が実測値を若干下回るものの、その形状を適切に表現できている。

以上の2事例の検証結果から、提案した水平地盤反力係数と粘着力の簡易算定式は、控え壁型地盤改良体を用いた山留め壁根入れ部の変形を適切に表現できる。

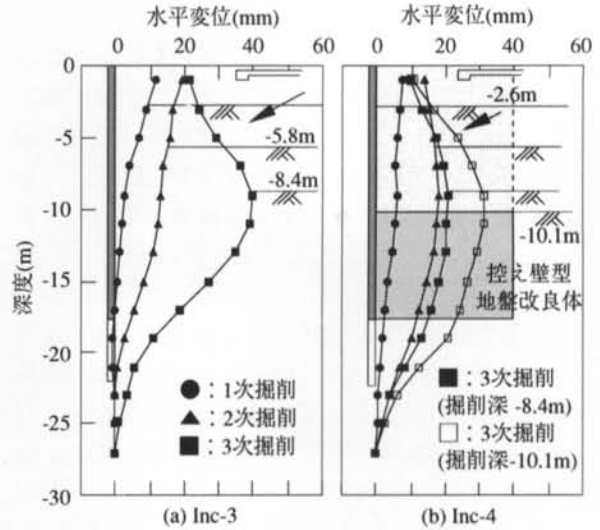


図-15 事例の山留め壁変形

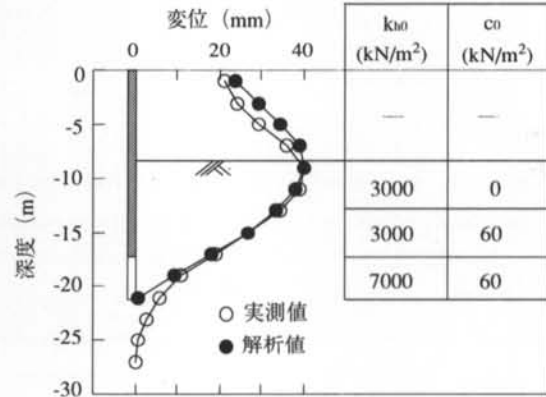


図-16 事例2の原地盤解析結果 (Inc-3)

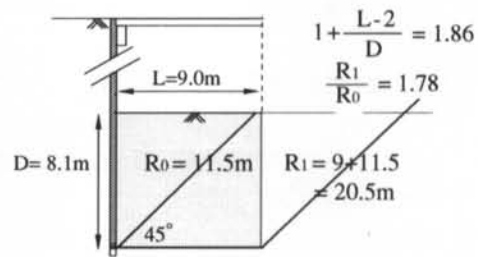


図-17 最終掘削時の地盤改良体の断面

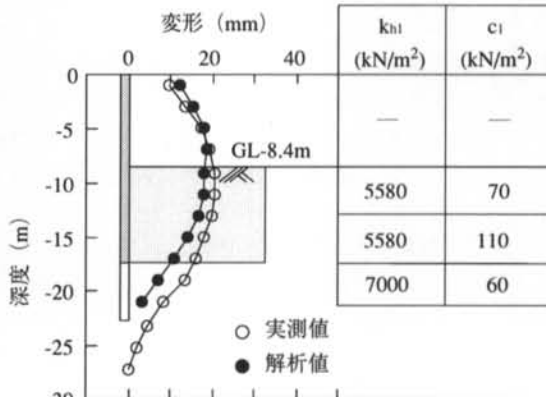


図-18 事例2の改良地盤解析結果 (Inc-4)

## § 4. 結論

本論では、控え壁型地盤改良体を用いた改良地盤について、変形解析（梁ばねモデル）上の水平地盤反力係数と粘着力の合理的な簡易算定式を提案した。そして、2つの事例の計測結果を通じて提案した算定式を検証した。得られた結論は以下の通りである。

(1)改良地盤の剛体挙動に起因する鉛直地盤反力の付加と断面形状を考慮した水平地盤反力係数 $k_{h1}$ の簡易算定式を提案した。簡易算定式は、原地盤の鉛直方向地盤反力係数 $k_{v0}$ と水平方向地盤反力係数 $k_{h0}$ 、および地盤改良体の断面形状（長さ $L$ 、深さ $D$ ）を用いて次式で表現できる。

$$k_{h1} = k_{h0} + \left(\frac{L-2}{D}\right) k_{v0}$$

(2)ランキンの滑り破壊状態を仮定した経路長さ $R_0$ に対する、改良地盤に外接する滑り破壊経路の長さ $R_1$ の増加率を改良効果に置き換えた粘着力 $c_1$ の簡易算定式を提案した。簡易算定式は、原地盤の粘着力 $c_0$ を用いて次式で表現できる。

$$c_1 = \frac{R_1}{R_0} \times c_0$$

(3)提案した改良地盤の水平方向地盤反力係数、粘着力の簡易算定式を用いた梁ばねモデルは、2つの異なる事例で山留め壁根入れ部の挙動と変形抑制効果を適切に表現できた。

### <参考文献>

- 1) Y. Inoue and Y. Katsura: "Monitoring Braed Diaphragm Walling Excavation of Fukoku Life Insurance Head Office in Soft Cohesive Soils, Proceedings of the ninth international conference on soil mechanics and foundation engineering", Case history volume, pp.303-310, 1981.
- 2) 例えば、青木雅路、丸岡正夫、幾田悠康：“山留めにおける根切り地盤の壁状改良効果—ソイルセメント改良壁—”，第22回土質工学研究発表会講演集，pp.1305～1306，1987.
- 3) Uchiyama, N. & Kamon, M.: "Deformations of Buttress Type Ground Improvement and Untreated Soil during Struttred Excavation in Clay", *Proceedings of 2nd. Int. Conf. Ground Improvement Techniques*, Singapore, pp.505-512, 1998.
- 4) 内山伸，桂豊：“深層混合処理工法による複合山留め（その1現場概要と計測結果）”，第31回地盤工学研究発表会講演集，pp.1857-1858，1996.
- 5) 内山伸，桂豊：“深層混合処理工法による複合山留め（その2改良地盤の評価）”，第31回地盤工学研究発表会講演集，pp.1859-1860，1996.
- 6) 内山伸，桂豊，浅香美治，嘉門雅史：“FEM解析による控え壁型地盤改良体の山留め変形抑制”，第35回地盤工学研究発表会梗概集，pp.1999-2000，2000.
- 7) 内山伸，桂豊：“バットレス改良地盤の遠心水平載荷実験（その2平面改良率と山留め壁変形量の関係）”土木学会第52回年次学術講演会梗概集，pp.444-445，1997.
- 8) 内山伸，桂豊：“バットレス改良地盤の遠心水平載荷実験（その3改良体に作用する地盤反力）”土木学会第54回年次学術講演会梗概集，pp.358-359，1999.
- 9) 内山伸，桂豊，嘉門雅史：“山留め変形抑制に用いる控え壁型地盤改良の概念とその効果”，土木学会論文集，No.624／第3分野-47，pp.91-100，1999.
- 10) 山肩邦男，吉田洋次，秋野矩之：“掘削工事における切バリ土留め機構の理論的考察”，土と基礎，17-9，pp.33-45，1969.
- 11) 中村兵次，中沢章：“掘削工事における土留め壁応力解析”，土質工学会論文報告集，No.12，Vol.4，pp.95-103，1972.
- 12) “トンネル標準示方書（開削工法編）・同解説”，土木学会，1996.
- 13) “建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針（セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法）”，（財）日本建築センター，1997.
- 14) “セメント系深層混合処理工法設計と施工マニュアル（設計・施工編）”，CDM研究会，1996.
- 15) “陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル”，（財）土木研究センター，1999.