

逆解析に基づく大阪地盤の 土留め作用側圧と地盤反力係数

岸尾俊茂¹・太田 擴²・橋本 正³・譽田孝宏⁴・斉藤悦郎⁵・小林範之⁶

¹ 正会員	大阪市交通局	(〒550 大阪市西区九条南1-11-53)
² 正会員 工修	大阪市交通局	(〒550 大阪市西区九条南1-11-53)
³ 正会員 工修	(助)大阪土質試験所	(〒550 大阪市西区立売堀 4-3-2)
⁴ 正会員 工修	(助)大阪土質試験所	(〒550 大阪市西区立売堀 4-3-2)
⁵ 正会員 工博	(株)フジタ	(〒224 横浜市都筑区大綱町74)
⁶ 正会員 農修	(株)フジタ	(〒224 横浜市都筑区大綱町74)

現在、土留め設計計算法の主流は弾塑性法であるが、掘削工事中における土留め架構の挙動と弾塑性解析の予測値と異なることがあり、入力値の設定に問題を残している。

本論文では、大阪地盤における10現場の土留め掘削工事の計測データを用いて土留め逆解析を実施し、弾塑性法に対する入力値である土留め壁作用側圧と地盤反力係数を評価することを目的とした。その結果、土留め作用側圧と地盤反力係数に変位依存性が見られたが、実用上の範囲においてはその変位依存性を考慮しなくても良い。

Key Words : Osaka, back analysis, earth pressure, coefficient of subgrade reaction

1. はじめに

近年の土留め掘削工事は、大規模、大深度化、都市部における近接構造物の存在、埋立地や軟弱地盤など悪条件の下で行われることが多く、それに伴う土留め壁の設計も多様化、複雑化している。

現在、土留め設計計算法の主流は、弾塑性法¹⁾である。この解析手法は、土留め壁を梁、掘削側の地盤を弾塑性ばね、切梁支保工を弾性ばねとしたモデルで、掘削過程における変形を考慮したものである。

しかしながら、この手法でも地盤に対する入力値である土留め壁作用側圧および地盤反力係数の設定に不確定性が残されており、掘削工事中における土留め架構の挙動は、設計時の予測と異なることがある。

土留め壁の設計土圧に関する従来の研究としては古くはRankineの方法がある。これは剛体の土留め壁が水平移動した場合の主働及び受働状態下での地盤における土圧を与えている。また、Coulomb土圧やRankine-Resalの土圧もこの一連のものである。

その後、切梁軸力の計測結果から土留め壁作用土圧分布を逆算推定する研究が多数行われた。例え

ば、Terzaghi-Peckの台形分布²⁾やTschebotarioffの三角形分布³⁾が挙げられる。日本国内では王置ら⁴⁾などによって同様な方法による土圧推定が検討され、これらの成果は土木学会の「トンネル標準示方書(開削編)・同解説」⁵⁾などの基礎となっている。しかし、これらの逆算推定した土圧分布は切梁軸力から直接求めた『見かけの土圧分布』であり、『真の土圧分布』とは異なる。つまり土留め壁の変形を無視して土圧推定を行っているため、切梁の設計には適しているが、土留め壁の設計には必ずしも適しているとは言えない。

また、金谷ら^{6,7)}によって土圧計を用いて直接土留め壁に作用する土圧を測定する試みも多くなされた。その結果、土留め壁に作用する側圧は、Terzaghi-PeckやTschebotarioffの提唱する三角形分布と異なり、地盤の種類によらず深さに比例して増大する三角形分布をすると報告された。この結果は建築学会の「建築基礎構造設計指針」⁸⁾に取り入れられている。しかし、これも土圧と水圧の分離や変形との相関性などといった点に問題を残している。

一方、掘削側の側圧は、前述のように弾塑性法では地盤反力係数(地盤ばね)で評価する方法がとら

れている。一般には、Rankineなどの理論土圧を上限値とし、線形の地盤ばねに置換して評価するが、日本道路協会「共同溝設計指針」⁹⁾のように変形依存性を考慮した非線形ばねで評価するものもある。古藤田¹⁰⁾は、上限値を設定せず、地盤ばねに非線形性を導入することで受働抵抗を考慮している。しかし、この地盤反力係数は、構造的な要因に影響される変数であり、三軸試験のような要素試験から直接求られないという問題点がある。

本論文は、大阪地盤における10現場の土留め掘削工事の計測データを用いて土留め逆解析を実施し、弾塑性法における土留め壁作用側圧と地盤反力係数を評価することを目的とした。すなわち、弾塑性法の出力である切梁軸力、壁体変位量および壁体曲げモーメントと計測データとを適合させることにより、弾塑性法の未知パラメータの側圧と地盤反力係数を逆に推定するものである。したがって、推定された未知パラメータである側圧と地盤反力係数は計測データとバランスのとれた最適な推定値となる。ただし、推定値はあくまでも土留め掘削挙動を弾塑性法でモデル化したときの最適なパラメータであることに注意が必要である。

本論文の構成は、以下のようなものである。2章では土留めを対象とした逆解析手法の概要、3章では土留め掘削工事の概要を示す。また、4章では逆解析を行った10現場の中から代表的な2つの事例を示す。5、6章では10現場で推定した土留め壁作用側圧および地盤反力係数の評価を行う。

2. 逆解析手法

計算モデルは、詳細な土留め設計計算法として一般的に用いられている弾塑性法である。逆解析手法は拡張カルマンフィルタによる手法¹¹⁾を用いている。現場での計測データは室内試験と比べてばらつきが多いが、この手法を用いることによってデータを統計的に処理することができる。拡張カルマンフィルタの基本式としては式(1)、(2)に示した非線形の観測方程式及び状態方程式である。

$$Y_{tk} = h(X_{tk}, t_k) + v_{tk} \quad (1)$$

$$dX_t / dt = f(X_t, t) + G_t W_t \quad (2)$$

ここで、 X_t 、 X_{tk} ：連続型、離散型の状態ベクトル、 y_{tk} ： t_k 時間での観測ベクトル、 w_t ：状態方程式に付加されるガウス性ホワイトノイズ、 v_{tk} ：観測方程式に付加されるガウス性ホワイトノイズ、 G_t ：変換行列を表している。

式(1)、(2)より y_{tk} の計測データを順次取り込んでいけば、状態ベクトル X_{tk} の最適推定値が求まる。

また土留め逆解析に用いる場合には、観測方程式は荷重～変位関係からなる土留め架構の構造モデルを利用して、状態量 X_{tk} を変数として観測ベクトル y_{tk} について展開し、さらにノイズを与えた式(3)になる。また、状態方程式は状態量が時間によって変化しないことを仮定して、式(4)のように示される。

$$Y_k = h(x_k) + v_k \quad (3)$$

$$x_{k+1} = I x_k \quad (4)$$

状態量は未知パラメータである土留め壁作用側圧と地盤反力係数とをとり、観測量を一般的な計測データである①土留め壁の変形、②切梁軸力と③傾斜角を微分して得られるモーメント、④Rankine-Resal式で仮定した背面側圧とした。③の観測量はモーメントに対するフィッティング状況を改善すること、④の観測量は土留め壁に作用する推定側圧を仮定した背面側圧の誤差範囲にあることを考慮したものである。これは、拘束条件を増やすことによって収束性を改善することを想定したものである¹²⁾。

また、推定パラメータの初期値は、逆解析の収束性に大きな影響を与えるため、現実的でバランスのとれた値を設定することが必要である。そこで、推定パラメータである背面側圧と地盤反力係数の初期値は、内部摩擦角および粘着力の設計値を用い、Rankine-Resal式で仮定した背面側圧と地盤反力係数の設計値とした。ここで用いた設計値は大阪市交通局の仮設構造物設計指針(案)¹³⁾に基づいており、内部摩擦角 ϕ 、粘着力 c は、それぞれ $\phi = \sqrt{12N+15}$ ($N \leq 60$)、 $c = 0.5q_0$ (kgf/cm^2)とし、地盤反力係数 k_h は、砂質土： $k_h = N/16$ (kgf/cm^3)、粘性土： $k_h = 0.5q_0$ (kgf/cm^3)の仮定により求めている。なお、 q_0 および N はそれぞれ一軸圧縮強度、 N 値である。

3. 土留め掘削工事

解析対象現場は、大阪市内の地下鉄開削工事における合計10現場である。ここで計測した土留め壁傾斜角と切梁軸力を用いて逆解析を実施し、土留め壁作用側圧および地盤反力係数を推定した。図-1に対象現場を示す。

表-1に各現場の土留め支保工の概要および掘削規模を示す。土留め壁は泥水固化壁、ソイルセメント壁、鋼管柱列杭あるいは鋼管矢板であり、20.0～36.0m程度の長さである。また、掘削規模は、幅12.0～39.0m、深さ15.0～27.0m程度である。

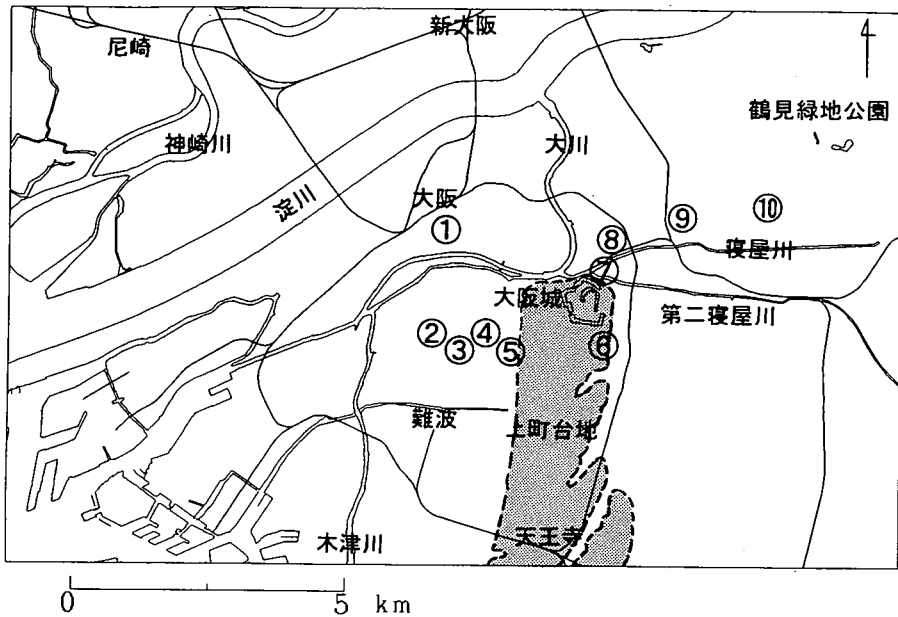


図-1 解析対象現場（平面図）

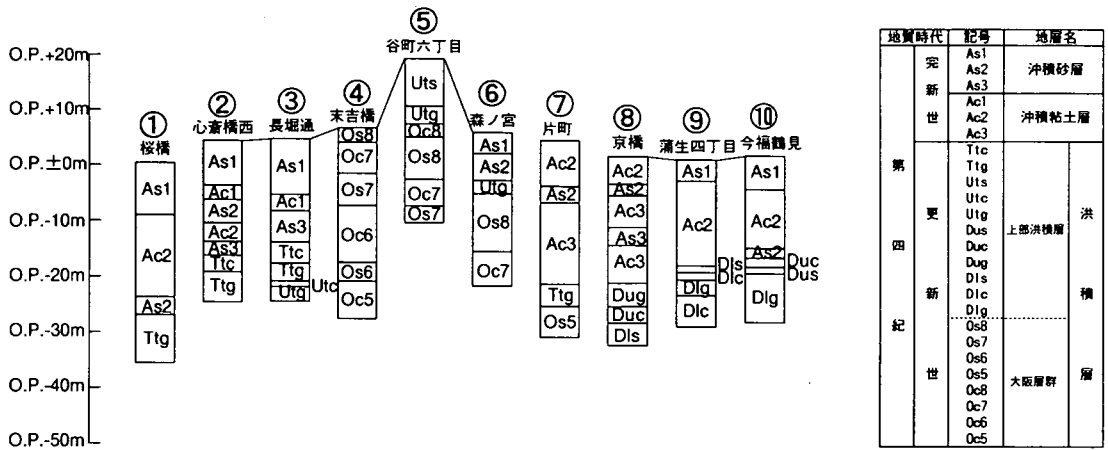


図-2 解析対象現場（断面図）

表-1 土留め支保工概要および掘削規模

現場名	土留め壁			切梁 段数	掘削規模	
	種類	規格	長さ(m)		幅(m)	深さ(m)
桜橋	泥水固化壁	H-482×300×11×15	35.50	8	19.37	26.50
心斎橋	ソイルセメント壁	H-500×200×10×16	28.64	7	38.40	22.31
長堀通	ソイルセメント壁	H-500×200×10×16	29.00	7	38.40	22.30
末吉橋	ソイルセメント壁	H-450×200×9×14	29.00	7	19.00	24.36
谷町六丁目	鋼管柱列杭	φ500×t9	29.06	8	17.00	25.30
森ノ宮	ソイルセメント壁	H-500×200×10×19	25.30	6	16.20	21.85
片町	ソイルセメント壁	H-440×300×11×18	33.00	9	11.84	25.90
京橋	鋼管柱列杭	φ500×t6	24.50	7	12.00	20.70
蒲生四丁目	鋼管矢板	φ500×t9	21.40	5	18.00	15.94
今福鶴見	鋼管矢板	φ500×t9	20.40	4	15.50	16.31

図-2に各現場の計測位置における地層構成を示す。大阪盆地に堆積する地層は、下位から大阪層群、上部洪積層、沖積層と続いており、海進・海退と地殻変動が合わさって粘性土層と砂質土層の規則的な互層地盤を形成している。この中で掘削対象地盤のほとんどは表層部の沖積層と上部洪積層であるが、末吉橋と谷町6丁目および森ノ宮では一部大阪層群が出現する。

4. 逆解析事例

大阪地盤の10現場における逆解析結果のうち、沖積地盤と洪積地盤を対象とした2現場について、逆解析事例を示す。

(1) 沖積地盤を対象とした逆解析事例

第1の事例は、沖積地盤中での土留め掘削工事の代表として京橋の現場を取り上げた。

a) 土質および土留め支保工の概要

計測位置における地層構成は、上位から沖積粘土層(Ac)と沖積砂層(As)の互層および土留め壁の支持層である洪積砂礫層(Dug)に区分される(図-2)。土留め壁は、直径500mm、厚さ6mm、長さ24.5mの鋼管柱列杭で、掘削規模は幅12m、深さ20.7mおよび延長334.0mである(表-1)。

b) 逆解析結果

逆解析は、3次および7次掘削終了時の2ケースで行った。逆解析に用いた計測項目は、Rankine-Resal式で仮定した背面側圧、計測傾斜角を3次のスプライン関数でフィッティングして関数微積分した壁体変位、壁体曲げモーメントおよび切梁軸力である。また、推定するパラメータは背面側圧と地盤反力係数である。

図-3, 4に計測データとのフィッティング状況を示す。壁体変位、壁体モーメントの計算値と計測値とは全体的に良い対応を示し、観測値の誤差共分散をそれぞれ0.1, 0.3%で推定することができる。一方、切梁軸力は計測値との整合性はあまりよくない。特に、3次掘削終了時では観測値の誤差共分散に50%が必要である。これは、温度や施工条件などにより計測値の精度が十分でなく、壁体変位とのバランスが悪かったことによるものと考えられる。

表-2に逆解析による推定地盤反力係数を示した。推定した地盤反力係数は、変形が0に近い土留め壁先端部の土層で設計値である初期仮定値より大きな値を示し、その他の土層では小さな値になった。土層別にみると、As層は $k_h=1/6N(\text{kgf}/\text{cm}^3)$ 、中位のAc層で $k_h=0.17\sim 0.21q_0(\text{kgf}/\text{cm}^3)$ 、下位のAc層で $k_h=0.14\sim 1.91q_0(\text{kgf}/\text{cm}^3)$ 、Dug層で $k_h=1/6N\sim 1/3N(\text{kgf}/\text{cm}^3)$ の範囲にあった。この推定値は土留め壁の変形量が

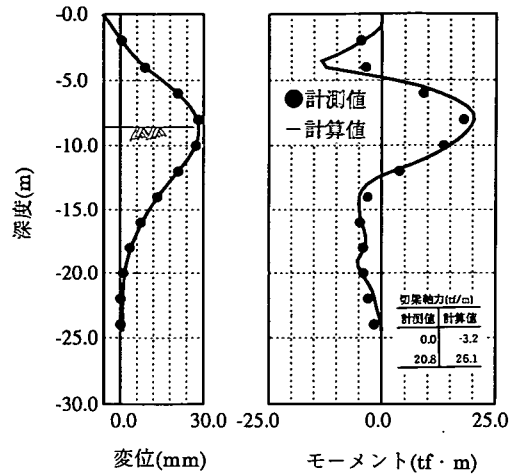


図-3 フィッティング状況(京橋3次掘削)

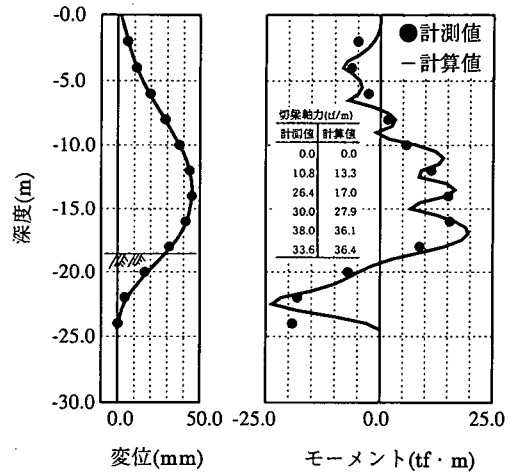


図-4 フィッティング状況(京橋7次掘削)

$y=0.1\sim 3.1\text{mm}$ の範囲のものであり、地盤反力係数が示すばらつきは、土留め壁の変位量に依存したものであると考えられる。

図-5, 6に逆解析による推定側圧を示す。図中にはRankine-Resal式による主動側圧、下方分担法による切梁軸力からの見かけの側圧および地盤の水圧分布を重ねて表示した。図-5は京橋3次掘削終了時の推定側圧である。掘削以浅のAs層、最下層のDug層といった摩擦性材料の2層および掘削面以深のAc層でRankine-Resal式による側圧を下回るが、概ね近い分布となった。図-6は京橋7次掘削終了時の推定側圧である。掘削以深のAc3層でRankine-Resal式による側圧を上回り、掘削以浅のAs層、最下層のDug層で下回るといった、多少のばらつきが見られた。また、掘削面直上では推定側圧が極端に小さな値となった。

表-2 推定地盤反力係数(京橋)

地層	3次掘削			7次掘削		
	設計値 (kgf/cm ²)	推定値 (kgf/cm ²)	変形量 (cm)	設計値 (kgf/cm ²)	推定値 (kgf/cm ²)	変形量 (cm)
Ac3	0.43	0.14 (0.17q _u)	2.850	-	-	-
	0.43	0.18 (0.21q _u)	2.600	-	-	-
As	0.31	0.76 (1/6N)	1.484	-	-	-
Ac3	0.86	0.37 (0.22q _u)	0.535	0.86	0.24 (0.14q _u)	2.945
	0.86	3.28 (1.91q _u)	0.082	0.86	0.94 (0.55q _u)	1.420
Dug1	2.31	6.22 (1/6N)	-0.006	2.31	11.50 (1/3N)	0.086

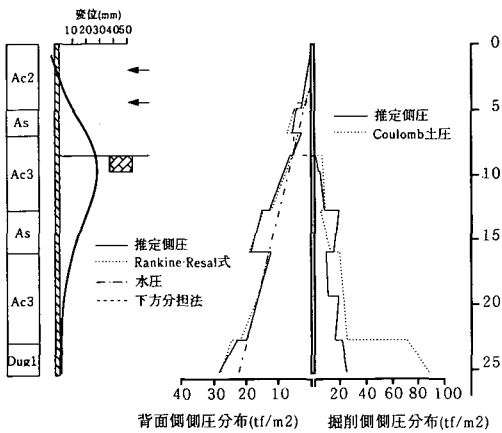


図-5 推定側圧(京橋3次掘削)

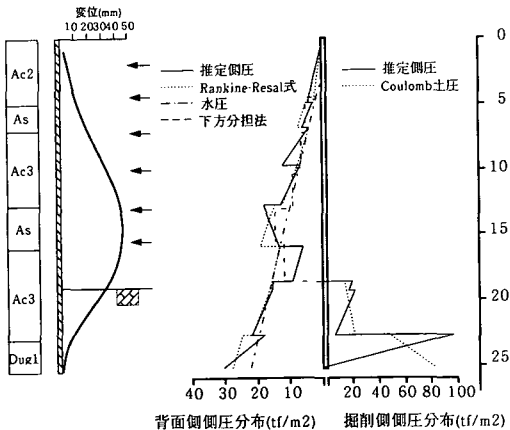


図-6 推定側圧(京橋7次掘削)

(2) 洪積粘土地盤を対象とした逆解析事例

第2の事例は、洪積地盤中での土留め掘削工事の代表として末吉橋の現場を取り上げた。

a) 土質および土留め支保工の概要

地層構成は、地表部からN値32の大阪層群砂層(Os8

層)が現われ、それ以深も大阪層群の粘性土層(Oc7, Oc6層)と砂質土層(Os7, Os6層)が交互に堆積している(図-2)。土留め壁はソイルセメント壁で、芯材にH-450×200×9×14のH形鋼を用い、0.45mピッチに設置した。土留め壁の長さは29.0mで、掘削規模は幅19.0m、深さ24.36mである(表-1)。

b) 逆解析結果

逆解析は、5次および7次掘削終了時の2ケースで行った。逆解析に用いた計測項目および推定するパラメータは京橋と同様である。図-7, 8に計測データとのフィッティング状況を示す。壁体変位、壁体曲げモーメントおよび切梁軸力の計算値と計測値とは全体的に良い対応を示し、観測値の誤差共分散をそれぞれ0.1, 10.0, 0.1%で推定することができた。

表-3に逆解析による推定地盤反力係数を示す。推定した地盤反力係数は、5次掘削終了時、7次掘削終了時とも、掘削面直下のOc6層で設計値である初期仮定値より小さな値となったが、それ以深のOs6, Oc5層では大きな値を示した。土層別にみると、Oc6層は $k_h=0.39\sim 0.97q_u$ (kgf/cm³)、Os6層で k_h =約1/11N(kgf/cm³)、Oc5層で k_h =約0.54q_u(kgf/cm³)であった。推定した地盤反力係数には多少のばらつきがあるが、土留め壁の変形量との明確な関係は認められない。

図-9, 10は末吉橋における推定側圧である。5, 7次掘削終了時の推定側圧は、分布形状に違いはあるものの、掘削以浅でRankine-Resalの式による側圧より大きくなり、掘削面以深で小さくなるという傾向が見られた。また、京橋7次掘削終了時の側圧同様、掘削面付近で極端に小さな値となった。

図-6, 9, 10に見られるように、掘削深さが大きい京橋7次掘削終了時および末吉橋5, 7次掘削終了時では、変形が急激に大きくなる掘削面付近で推定側圧が極端に低下し、水圧も作用していない箇所が現れる。これは、可とう性の壁特有の複雑な変形モードによる影響が現れたものと考えられる。また、掘削面以浅の推定側圧は下方分担法による側圧と良い対応を示しており、切梁軸力値は精度良い推定結果を得るための重要な観測量であることがわかる。

5. 土留め壁作用側圧

ここでは、10現場における推定側圧とRankine-Resal式による側圧との比較および土留め壁変位との関係を検討する。

(1) 推定側圧とRankine-Resal式による側圧の比較

解析対象を砂質土地盤と粘性土地盤に分類し、推定側圧と設計値を用いたRankine-Resal式による側圧

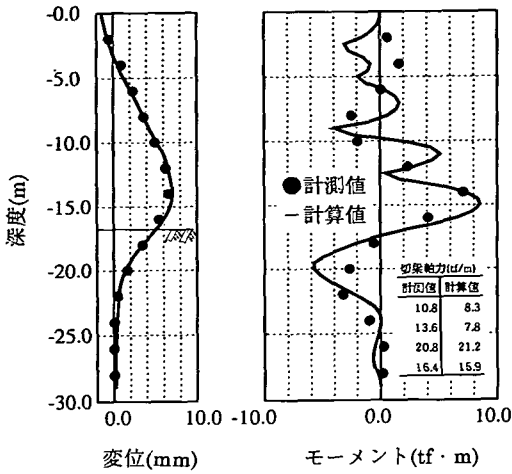


図-7 フィッティング状況 (末吉橋5次掘削)

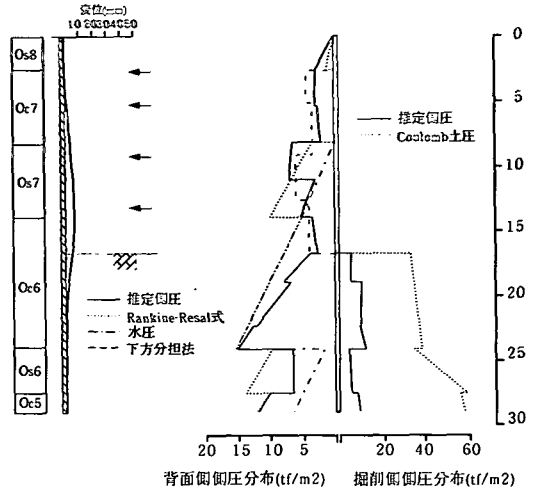


図-9 推定側圧 (末吉橋5次掘削)

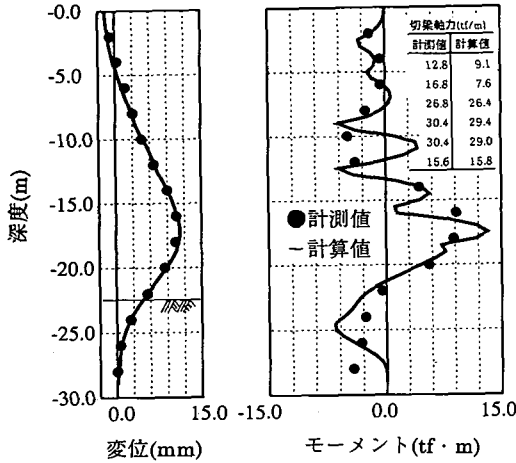


図-8 フィッティング状況 (末吉橋7次掘削)

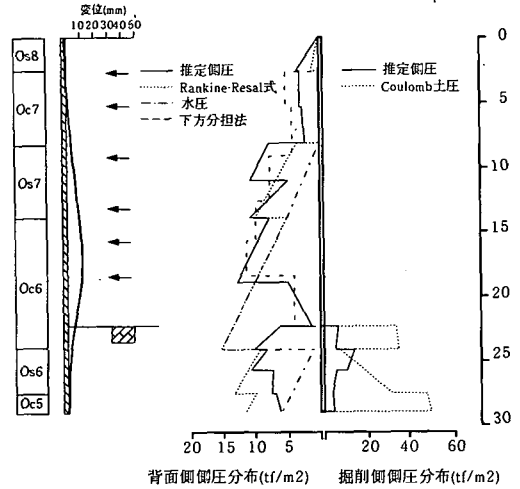


図-10 推定側圧 (末吉橋7次掘削)

表-3 推定地盤反力係数 (末吉橋)

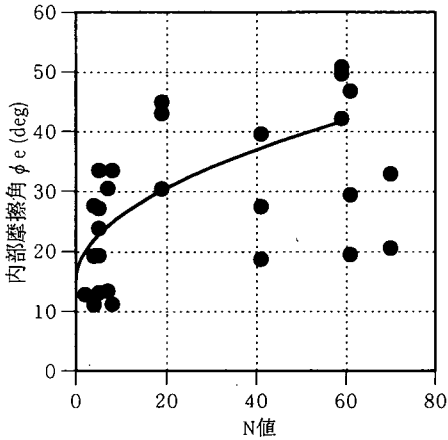
地層	5次掘削			7次掘削		
	設計値 (kgf/cm ²)	推定値 (kgf/cm ²)	変形量 (cm)	設計値 (kgf/cm ²)	推定値 (kgf/cm ²)	変形量 (cm)
Oc6	1.87	1.45 (0.39q _e)	0.363	-	-	-
	1.87	3.61 (0.97q _e)	0.085	-	-	-
	1.87	2.36 (0.63q _e)	0.010	1.87	1.73 (0.46q _e)	0.321
Os6	3.81	5.46 (1/11N)	0.003	3.81	5.49 (1/11N)	0.115
				3.81	5.67 (1/11N)	-0.010
Oc5	1.24	1.34 (0.54q _e)	-0.004	1.24	1.33 (0.54q _e)	-0.031

との比較を行った。比較するパラメータは、推定側圧をRankine-Resal式(5)による側圧で仮定し、逆算して求めた等価な土のせん断強度定数(内部摩擦角 ϕ_e 、粘着力 c_e)と設計におけるせん断強度定数(内部摩擦角 ϕ 、粘着力 c)である。式(5)における水圧は、観測井での実測値を用いた。また、砂質土地盤の粘着力 c_e を0とし、粘性土地盤の内部摩擦角 ϕ_e を0とした。

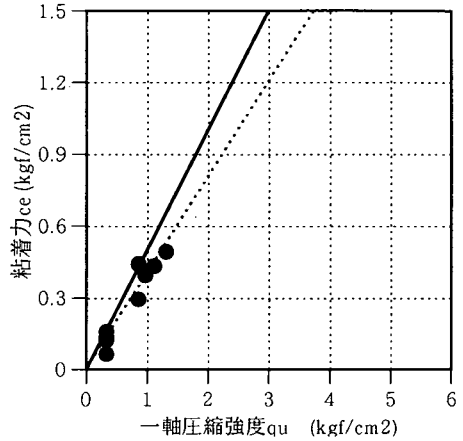
$$P_e = K_e \left\{ \gamma \cdot h_0 + \gamma' \cdot (H - h_0) \right\} + p_w - 2c_e \sqrt{K_e} \quad (5)$$

$$K_e = \tan^2 (45 - \phi_e / 2) \quad (6)$$

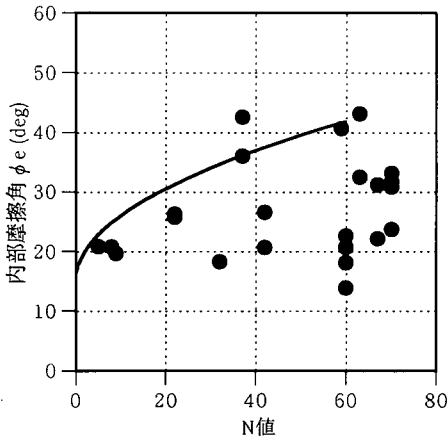
ここで、 P_e : 推定側圧、 γ : 土の単位体積重量、 γ' : 土の水中単位体積重量($\gamma' = \gamma - 1$)、 h_0 : 地下水位、 H : 深度および p_w : 水圧である。



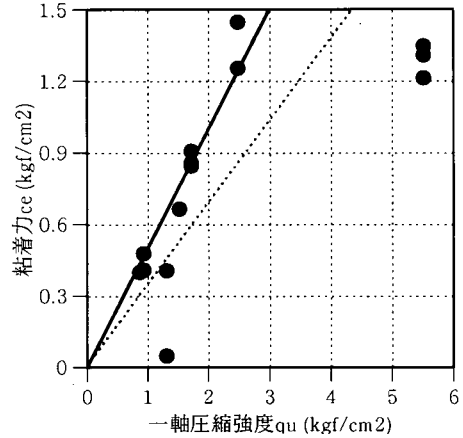
(a) 掘削面以浅



(a) 掘削面以浅



(b) 掘削面以深



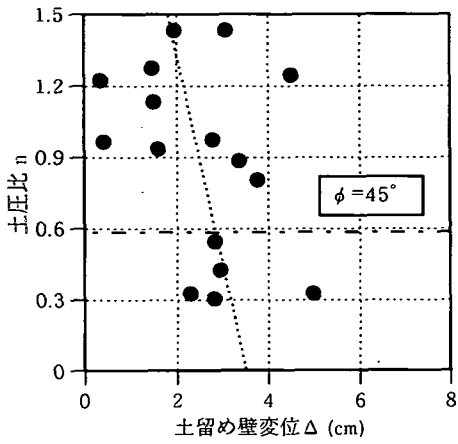
(b) 掘削面以深

図-11 N値～ ϕ_e 関係(砂質土地盤)

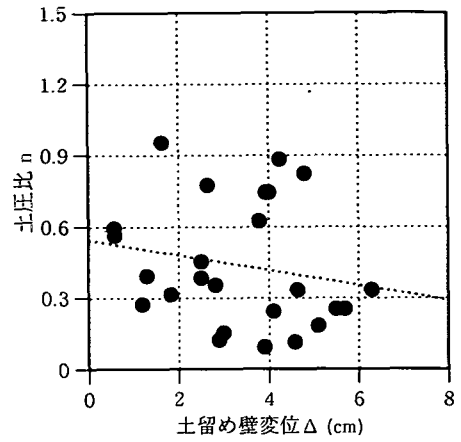
図-12 $q_u \sim c_e$ 関係(粘性土地盤)

図-11 (a), (b)は、砂質土地盤における設計内部摩擦角 ϕ と逆算して求めた等価な内部摩擦角 ϕ_e を比較したものである。横軸にN値、縦軸に等価な内部摩擦角 ϕ_e をとり、図中に $\phi = \sqrt{12N + 15}$ ($N < 60$)に基づく設計値を示した。等価内部摩擦角 ϕ_e は、N値が大きい硬質な地盤ほど大きくなり、一定値に収束する傾向にある。図-11 (a)は、掘削以浅におけるN値～ ϕ_e 関係である。N値<5の軟弱な地盤では極端に小さな値で推定されているものがある。設計値と比較すると、等価内部摩擦角 ϕ_e の分布形状は設計値と同様の傾向を示しており、設計値を中心にばらつきが見られる。図-11 (b)は、掘削以深におけるN値～ ϕ_e 関係である。掘削以深における等価な内部摩擦角 ϕ_e は、設計値を示す曲線の下方に分布している。これは、土留め壁の変形が掘削面以浅にくらべて小さく、静止状態から極限の主働

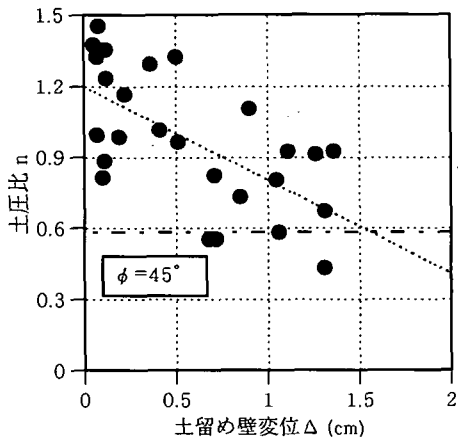
状態へ移行している途中の段階を推定しているものと考えられる。図-11 (a), (b)における設計値からのばらつきは、①地盤の拘束圧、②砂質土の持つ粘着力、③土圧の変位依存性などが原因として考えられる。図-12 (a), (b)は、粘性土地盤における設計粘着力 c と逆算して求めた等価な粘着力 c_e を比較したものである。横軸に一軸圧縮強度 q_u 、縦軸に等価粘着力 c_e をとり、図中には $c = 0.5q_u$ に基づく設計値を実線で示した。図中の点線は、 $q_u \sim c_e$ 関係を原点を通る直線で近似したものである。等価粘着力 c_e は、 q_u が大きい硬質な地盤ほど大きくなり、ほぼ線形の関係を示している。設計値と比較すると、掘削面以浅ではほぼ設計値と同様の関係となり、掘削面以深では小さな値をとる傾向が強い。これは、①地盤の拘束圧の影響、②硬質粘性土における内部摩擦角の存在、③土圧の変位依存性に起因



(a) 沖積砂質土地盤

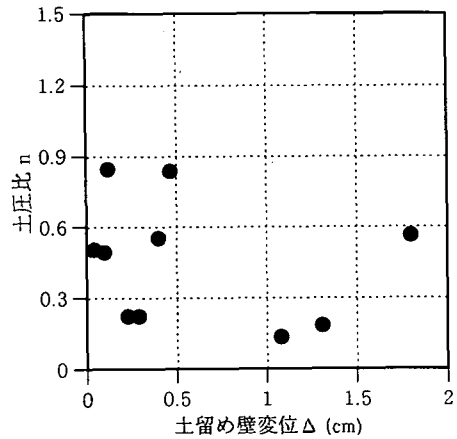


(a) 沖積粘性土地盤



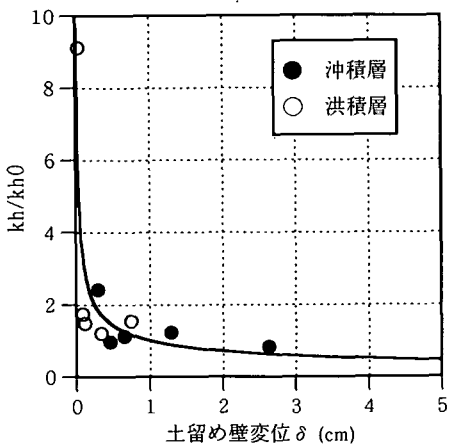
(b) 洪積砂質土地盤

図-13 砂質土地盤の $\delta \sim n$ 関係

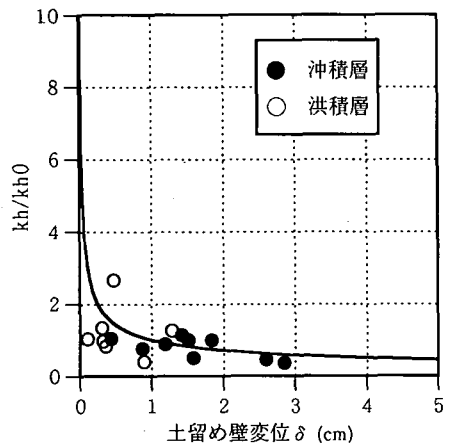


(b) 洪積粘性土地盤

図-14 粘性土地盤の $\delta \sim n$ 関係



(a) 砂質土地盤



(b) 粘性土地盤

図-15 $\delta \sim K_v/K_{v0}$ 関係

していると考えられる。

(2) 推定側圧と土留め壁変位の関係

解析対象地盤を沖積砂質土層、洪積砂質土層、沖積粘性土層および洪積粘性土層に分類し、推定側圧と土留め壁変位との関係を整理した。ここでは、土留め壁の変形による作用水圧の変化はないと仮定し、水圧を差し引いた推定作用土圧 P'_e と土留め壁変位の関係を検討した。

図-13(a),(b)はそれぞれ沖積砂質土地盤、洪積砂質土地盤における土留め壁変位 δ と推定土圧 P'_e を静止土圧 P_0 で除した値 n (以下、土圧比と呼ぶ)の関係である。静止土圧 P_0 は式(7)により求めている。また、図中の点線は $\delta \sim n$ 関係を最小二乗法で直線近似したものである。

$$P'_e = K_0 \left\{ \gamma \cdot h_0 + \gamma' \cdot (H - h_0) \right\} \quad (7)$$

$$K_0 = 1 - \sin\phi \quad (8)$$

図に示すように、砂質土地盤では土留め壁の変形が大きくなるほど土圧が小さくなり、変形に依存していることがわかる。図に示した破線は $\phi=45^\circ$ におけるランキンの主動土圧と静止土圧との比である。 $\phi=45^\circ$ は砂質土がとりうる内部摩擦角の上限値と考えられるため、このときの土圧比は下限値となる。この値を下回るものは、最下段切梁と掘削面の間の作用¹⁴⁾のような構造的要因によるものと考えられる。また、洪積砂質土は沖積砂質土に比べて、わずかな変形で土圧の低下が見られる。

図-14(a),(b)はそれぞれ沖積粘性土地盤、洪積粘性土地盤における土留め壁変位 δ と土圧比 n の関係である。沖積粘性土では土留め壁の変形が大きくなるほど土圧が小さくなり、変形に依存していることがわかる。また、砂質土に比べて土留め壁変形による土圧の低下は小さい。一方、洪積粘性土では土留め壁変位と土圧比との関係に明確な傾向は現れなかった。

6. 地盤反力係数

4章で述べたように、京橋で推定した地盤反力係数は土留め壁の変形によりばらつきがあり、変位依存性が見られたが、末吉橋ではその傾向があまりみられなかった。ここでは、逆解析を実施した10現場における推定地盤反力係数と土留め壁変位との関係について考察する。ただし設計では、掘削面側の塑性領域を地盤反力ではなく極限受働側圧で仮定するた

め、検討に用いる推定地盤反力係数は、推定した掘削側側圧がクーロン側圧を越えない弾性領域¹⁵⁾のものとした。

図-15(a),(b)に土留め壁変位 δ と推定地盤反力係数 k_h を設計時に用いた地盤反力係数 k_{h0} で除した値 k_h/k_{h0} との関係を示した。設計時に用いた地盤反力係数 k_{h0} は、砂質土地盤： $k_{h0}=N/16(\text{kgf/cm}^2)$ 、粘性土地盤： $k_{h0}=0.5q_0(\text{kgf/cm}^2)$ としている。また、図中に示した曲線は共同溝設計指針⁷⁾で示された地盤反力係数の計算式(9)である。

$$k_h = k_{h0} \cdot \frac{1}{\sqrt{\delta}} \quad (9)$$

ここで、 k_h :地盤反力係数、 k_{h0} :設計時に用いた地盤反力係数、 δ :土留め壁変位である。

図-15(a)は砂質土地盤の $\delta \sim k_h/k_{h0}$ 関係を示している。 k_h/k_{h0} は変形が1cmに満たないところで1以上の値となり、変形が進むにつれて減少する。これは、式(9)に近い関係を示しており、地盤反力係数の変位依存性を示している。図-15(b)は粘性土地盤の $\delta \sim k_h/k_{h0}$ 関係である。粘性土地盤の k_h/k_{h0} は、砂質土地盤のように変形が1cmに満たないところで極端に大きな値をとることはないが、変形が進むにつれて減少し、地盤反力係数の変位依存性が見られる。これは、砂質土の内部摩擦角が大きく、土留め壁の変形によって地盤に大きなせん断抵抗が発生するため土圧の増加が大きくなり、静止土圧と受働土圧に大きな差が生じるためである。一方、粘性土の場合はせん断抵抗の増大はかなりのひずみが進行しないと発生せず、内部摩擦角が小さいため静止土圧と受働土圧に大きな差が生じないためだと考えられる¹⁶⁾。また図-15(a),(b)より、変形が1cmを越えるところでは砂質土地盤、粘性土地盤とも $k_h/k_{h0}=1$ に近い値をとるため、変形が1cm~5cm程度の実用上の範囲では、設計時の地盤反力係数には変位依存性を考慮しなくても良いと判断される。しかしながら、地盤反力係数の変位依存性に関してはデータを蓄積し、より詳細に検討することが必要である。

7. まとめ

本論文では、大阪地盤で行われた10現場の土留め掘削工事における計測データを用いて土留め逆解析を実施し、弾塑性法における土留め壁作用側圧と地盤反力係数の評価を行った。結論は次のようにまとめることができる。

①観測量として土留め壁変位、切梁軸力、山留め壁モーメントおよび背面側圧を用いたため、安

定した推定結果が得られ、推定した土留め壁作用側圧と地盤反力係数の信頼性が高いことを示した。

- ②推定した土留め壁作用側圧は、概ねRankine-Resalの主働側圧分布に近いものであった。
- ③推定側圧より逆算した等価な土の強度定数は、設計値同様、地盤が硬くなるにしたがって大きな値となったが、多少のばらつきが見られた。このばらつきの要因は、地盤の拘束圧、砂質土の持つ粘着力、粘性土の持つ内部摩擦角および土圧の変位依存性にあると考えられる。
- ④砂質土地盤や沖積粘性土地盤における推定土圧は土留め壁の変位に依存しており、変形が大きくなるにしたがって土圧が減少する。一方、洪積粘性土地盤では土圧の減少と土留め壁変位との関係に明確な傾向は現れなかった。
- ⑤砂質土地盤における地盤反力係数は、土留め壁の変位が大きくなるにしたがって小さな値となり、変位依存性が見られた。一方、粘性土地盤では地盤反力係数と土留め壁変位との関係に明確な傾向は現れなかった。
- ⑥地盤反力係数の変位依存性は変形の小さなところで顕著に現われるため、設計に用いる場合の地盤反力係数には変位依存性を考慮しなくても良いと判断された。

参考文献

- 1) 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, Vol. 12, No. 4, pp.95-103, 1972.
- 2) Terzaghi, K. and Peck, R.B.: *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 1st and 2nd Edition, John Wiley and Sons, Inc., 1948 and 1967.
- 3) Tschebotarioff, G.P.: *Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures*, McGraw-Hill, New-York, 1957.

- 4) 玉置修, 矢作枢, 中川誠志: 多数の切バリ反力実測値から求めた山留め土圧について, 土と基礎, Vol.21, No.5, pp.21-26, 1973.
- 5) 土木学会: トンネル標準示方書(開削編)・同解説, 1986.
- 6) 金谷祐二, 宮崎祐助, 山口 功: 側壁にかかる土圧測定, 日本建築学会論文報告集, 号外, pp.368, 1966.
- 7) 金谷祐二, 宮崎祐助: RC山留め壁にかかる側圧, 土と基礎, Vol.21, No.1, pp.19-24, 1973.
- 8) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, 1988.
- 9) 日本道路協会: 共同溝設計指針, 1986.
- 10) 古藤田喜久雄, 風間了, 丸山今朝美: 地盤の変形係数 E_s に関する実験的研究(その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集(構造), pp.1711-1712, 1976.
- 11) 齊藤悦郎, 古賀重利, 鎌田正孝: 拡張カルマンフィルタ支援による土留め工事の計測管理手法, 土木学会論文集, 第391号/VI-8, pp.115-124, 1988.
- 12) 齊藤悦郎, 小林範之: 拡張カルマンフィルタによる山留め逆解析の側圧・地盤反力同時推定(その1)-シミュレーションデータによる推定法の検証-, 第30回土質工学研究発表会, pp.1655-1656, 1995.
- 13) 大阪市交通局建設技術本部建設部: 仮設構造物設計指針(案), 1993.
- 14) 山口柏樹: 土質力学, 技報堂, 1969.
- 15) 新津敬治, 吉川清元, 崎濱秀仁, 小林範之, 齊藤悦郎, 上野俊美, 深沢郁夫: 拡張カルマンフィルタによる山留め逆解析の側圧・地盤反力同時推定(その2)-軟弱地盤における大規模掘削工事での事例-, 第30回土質工学研究発表会, pp.1657-1658, 1995.
- 16) 野尻明美: 掘削工事における山止め架構の構造計画および構造計算, 鹿島建設技術研究所年報, 第20号, 1972.

(1996.6.10 受付)

ESTIMATION OF LATERAL PRESSURE AND COEFFICIENT OF SUBGRADE REACTION DURING EXCAVATION WORK IN OSAKA

Toshishige KISHIO, Hiromu OOTA, Tadashi HASHIMOTO, Takahiro KONDA,
Etsuro SAITO and Noriyuki KOBAYASHI

The beam-column method is usually applied to retaining wall design. But, there are some cases that prediction by using this method doesn't simulate the trend observed by the in-situ measurements, because the procedure for determining computational parameters is not well defined.

In this paper, we performed the back analysis by using the measurement data during excavation work at 10 construction site in Osaka, and estimated the lateral pressure acted on the wall and coefficient of subgrade reaction that is input parameters of the beam-column method. As a result it was found that the lateral pressure and coefficient of subgrade reaction depend on displacement of retaining wall.