

軟弱地盤の山留め工における根入れ部の安定

田中洋行*

軟弱粘性土が厚く堆積する地盤で山留め掘削を行う場合には、根入れ部の安定が重要となる。本論文は、軟弱粘性土を対象にして、根入れ長さが山留め工の安定にどのように寄与するかを明らかにするため、現行の設計法を整理するとともに、地盤をモール・クーロンの弾塑性地盤とした有限要素法 (FEM) 解析を行った。更に、施工中に変形が大きくなって工事を中断した山留め工の事例を取り上げ、上記の解析結果と比較した。

Keywords : excavation, stability analysis, finite element method, shear strength

1. まえがき

山留め工は仮設であり、施工中の挙動を観測することができるため経済性を重視した低い安全率で施工しており、このためその設計法は実際の挙動を反映した精度の高いものと考えられる。しかし、その手法は今までの施工事例に深く根ざしており、山留め工の条件が過去の事例と大きく異なる場合には現行の設計法の適用については慎重な配慮が必要である。

東京国際空港の沖合展開地区では、施工中に山留め壁が大きく変形したり、中間杭が浮き上がる等の異常な挙動が観測されたため、工事を中断し対策工を施した^{1),2)}。これらの施工事例では、軟弱粘性土が厚く堆積しているため、山留め壁の下端が砂層などの硬い地盤には到達しておらず、山留め工全体が柔らかい粘土層に浮いた状態となっている。過去の施工例をみると、地盤は軟弱であるといえども山留め壁の下端は強固な地盤に支持されており、根入れ部の安定が直接大きな問題となった例は少ない。

以前は軟弱地盤における山留め掘削に対する地盤改良工法は、生石灰杭工法等に見られるように、改良後の強度が比較的小きな工法が用いられてきた。しかし、前述したように軟弱地盤の層厚が大きい場合には、深層混合処理工法の例にみられるようにセメント等の化学的安定材によって掘削底部を固める方法が主流となりつつある。しかしながら、その改良厚さ、改良地盤の評価方法などの設計方法には不明確な点が多いのが現状である³⁾。

このように、軟弱層が厚く堆積する地盤上に安全でしかも経済的な山留め工の設計・施工法を確立するためには、根入れ部の挙動を明らかにする必要がある。山留め



図-1 現行の掘削底部の安定の検討方法

工の根入れ部の挙動は複雑なので、現行の設計では根入れ部の安定を図-1に示す3つの項目で検討している。しかし、最近では有限要素法 (FEM) の出現によって地盤も含んだ山留め工の解析が可能となってきた。本論文では、軟弱粘性土地盤を対象として、現行の設計法における検討項目を整理し、これらの関係を明らかにする。また、地盤を弾塑性モデルとした FEM 解析によって掘削底部の挙動を求め、現行の設計法と比較・検討を行う。

2. 現行の設計方法

土木構造物の設計では、構造物の挙動を簡単にするために複数の検討項目に分けて、検討するのが普通である。これらの検討項目にある仮定は安全側に設定されたり、別の検討項目でその是非を検討している。このような設計の流れは、山留め工の根入れ部の安定に対する場合も例外ではなく、現在の設計法の多くは図-1に示す、①土圧のつりあい、②掘削底部の安定、③山留め壁断面の計算、で検討されている (検討項目の名称は設計方法によって多少異なる)。この検討項目における土圧、等の地盤に関する定数は共通ではなく、それぞれの検討項目によって別途に定められており、しばしば設計者を混乱に陥らせている。

* 正会員 工修 運輸省港湾技術研究所土質部地盤調査研究室長 (〒239 横須賀市長瀬 3-1-1)

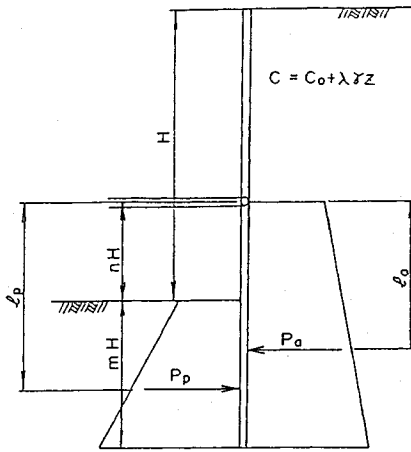


図-2 土圧のつりあいの検討方法

(1) 土圧のつりあい

この検討項目では、図-2に示すように掘削底面下で発揮する土圧が背面の土圧に対して十分に安全であるように、根入れの長さを決定する。モーメントの中心は最下段の切梁位置とし、この位置の山留め壁の剛性は無視、すなわちヒンジと仮定している。また、左右の土圧によって山留め壁に発生する曲げモーメントは、後で述べる“(3) 山留め壁の断面”の項目で計算される。

土圧のつりあいから決まる根入れ長さは式(1)から求められる。

$$P_b \cdot l_b = P_a \cdot l_a \dots (1)$$

ここに、 P_b, P_a : 掘削側、背面側の土圧合力

l_b, l_a : 最下段の切梁位置から P_b 、あるいは P_a の作用点までの距離

企業体または学会等が定めている設計法では、この検討における背面側と掘削側に作用する土圧は極限の値である主動、受働土圧とし、また壁面と地盤との摩擦を考慮しない式(2)と式(3)で表せられる Rankine の主動土圧 p_a 、受働土圧 p_b としている例が多い。

背面側

$$p_a = \gamma z - 2c \dots (2)$$

掘削側

$$p_b = \gamma z + 2c \dots (3)$$

ここに、 γ : 土の単位体積重量

z : 深さ

c : 土のせん断強度

根入れ部の安定が問題となる軟弱な粘性土地盤では土被り圧の増加によって、式(4)に示されるように、 c は深さ方向に増加しているのが普通である。

$$c = c_0 + \lambda \gamma z \dots (4)$$

ここに、 c_0 : 地表面におけるせん断強度

λ : 深さ方向に対する強度増加率(無次元)

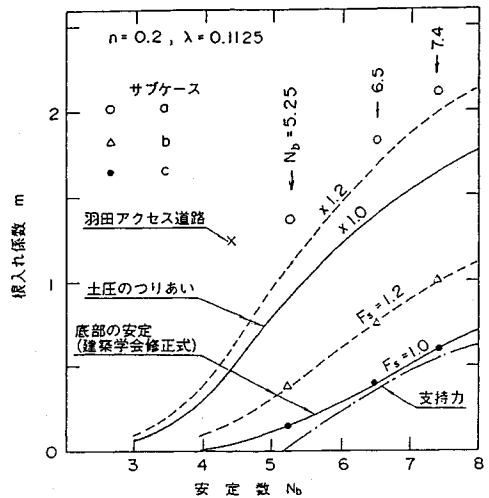


図-3 各検討項目による安定係数と根入れ係数の関係

また、掘削の困難を表す指標として Peck が提唱した安定数、 N_b がある⁴⁾。 N_b の値を掘削底面におけるせん断強度で定義すると式(5)となる。

$$N_b = \gamma H / c_b \dots (5)$$

ここに、 H : 掘削深さ

c_b : 深度 H におけるせん断強度

また、図-2に示すように掘削底面から最下段の切梁位置までの距離を nH 、根入れ長さを mH とすると、式(1)を満足する根入れ係数、 m は n, λ, N_b で表すことができる。

$$3nm(4 + mN_b(1 + 2\lambda)) + (6 + mN_b(2 + 4\lambda))m^2 = (n + m)^2(-6 + N_b(3 - n + 2m) - \lambda N_b(4m - 2n)) \dots (6)$$

ここで、簡単なケースを考えてみる。地盤の強度が一定($\lambda = 0$)で、かつ $n = 0$ の場合を考えると、式(6)から $N_b = 4$ の関係が求められる。すなわち、強度が深さ方向に一定で N_b が 4 以上となる山留め掘削では、いくら根入れを長くしても“土圧のつりあい”を満足しないことになる。

我国の正規圧密した粘性土の有効土破り圧、 p に対するせん断強度比、 c/p は 0.3 前後であり、また γ は 1.6 g/cm^3 程度であることから、この条件における λ は式(7)を参考にすると 0.1125 となる。

$$c/p = \lambda(1 + \gamma_w/\gamma') \dots (7)$$

ここに、 γ_w : 水の単位体積重量

γ' : 土の水中単位体積重量

この λ を用いて N_b と m の関係を式(6)から求めた結果を図-3に示す。ただし、図に示す例は $n = 0.2$ としているが、 n が N_b と m の関係に及ぼす影響は小さい。

現行の設計では、実際の山留め壁の根入れ長さは安全

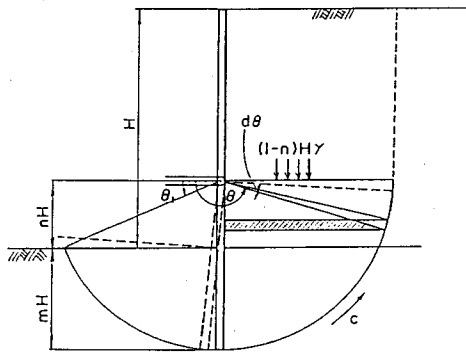


図-4 建築学会修正式の考え方

を見込んで“土圧のつりあい”から求められた長さの1.2倍とする場合が多いが、その場合の関係も点線で図に示した。図から N_b が4の時の必要な根入れ長さは掘削深さの1/2, N_b が5になると掘削深さと同程度の根入れが必要となる。

(2) 掘削底部の安定

この検討はヒービングに対する安定とも呼ばれており有名な検討方法として Terzaghi と Peck の方法, Bjerrum と Eide の方法などがあるが、我国では建築学会修正式と呼ばれる方法が多く用いられている。この方法では図-4に示すように最下段の切梁位置を中心とした円弧すべり計算を行うもので、山留め壁を横切る円弧すべりは生じないとしている。この方法の大きな特徴は、せん断強度の深さ方向の変化を考慮できることである。土のせん断強度が深さ方向に単調に増加する場合は、安全率が最小を示す円弧は山留め壁の下端を通り、安全率が1.0の時の m, n, λ, N_b の関係は図-4を参考にして、式(8)で表すことができる。

$$(1/N_b - \lambda n)(\pi - \theta_1) + (n+m)\lambda(1 + \cos \theta_1) = (1-n)/2 + (n+m)(\theta_1/4 + \sin 2\theta_1/8) \dots\dots(8)$$

ただし、 $\theta_1 = \sin^{-1}(n/(n+m))$

(1)で検討した $\lambda=0, n=0$ の簡単な条件で建築学会修正式を考えてみると、式(8)から m には無関係に $N_b=2\pi$ の関係が得られ、“土圧のつりあい”から得られた $N_b=4$ より大きな N_b で掘削底部が安定することになる。図-3に(1)で計算した同じ条件 ($\lambda=0.1125, n=0.2$) で式(8)から求めた N_b と m の関係を示す。また、安全率、 F_s が1.2の場合の関係も同様に示した。

図からわかるように、建築学会修正式で求められる m は“土圧のつりあい”で決まる m よりかなり小さい。すなわち、せん断強度が深さ方向に増大する地盤では、“土圧のつりあい”を満足すると、自動的に掘削底部の安定に対する安全率はかなり大きな値となる。

(3) 山留め壁の断面

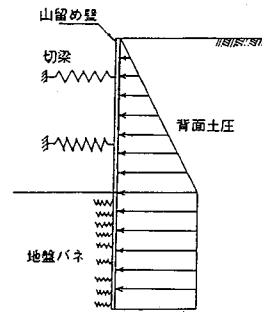


図-5 地盤バネ法における計算モデル

以上述べた検討項目ではモーメントの中心となる最下段の切梁位置の山留め壁の剛性は無視したが、それ以外の深さの山留め壁は十分な剛性を有すると仮定した。“山留め壁の断面”の検討項目は、背面に作用する土圧によって生じる山留め壁の曲げモーメントと切梁の軸力を求めるものである。この検討方法には、過去に計測された切梁軸力を整理して作成した見かけの土圧分布を用いる慣用法と、地盤をバネに置き換えた地盤バネ法がある。地盤バネ法は一般には弾塑性法と呼ばれており、山留め壁の変位も計算できるため、今日では地盤が軟弱な大規模掘削に対する標準的な設計手法となっている。

この方法の計算モデルでは図-5に示すように、山留め壁には背面から土圧が作用しており、この土圧に対して切梁の軸力と掘削面下の地盤反力によってつりあっていると考えている。掘削側の地盤には山留め壁の変形に応じて地盤反力が発生すると考え、この反力が受働土圧以下であると地盤は弾性的に挙動し、受働土圧を越えると受働土圧に等しい一定の反力が作用するとしている⁵⁾。背面に作用している土圧の設定方法は各企業体によって異なっており、例えば土木学会では主働土圧とし、共同溝の設計指針では、実測値をもとにした地盤種別ごとの土圧係数を与えている。背面が主働土圧に至るまでは山留め壁はある程度の変位が必要と考え、地盤バネ法に対する背面土圧は掘削前の静止土圧と極限の主働土圧の中間値とすべきであろう。

山留め壁の根入れ長が“土圧のつりあい”から求めた根入れ長さより短い場合には、受働土圧の不足分は山留め壁の剛性で抵抗することになる。また、“土圧のつりあい”を満足する条件下でも、主働土圧より大きな背面土圧を設定して地盤バネ法を用いると、山留め壁の曲げモーメントが非常に大きくなり、山留め壁が掘削側に大きく変形する結果が得られる。しかし、現行の設計法が定めているように山留め壁の根入れが“土圧のつりあい”から求めた値の1.2倍程度にすると、(1)と(3)の検討項目で使われている背面の土圧の違いが相殺されて、地盤バネ法で算出される曲げモーメント、あるいは

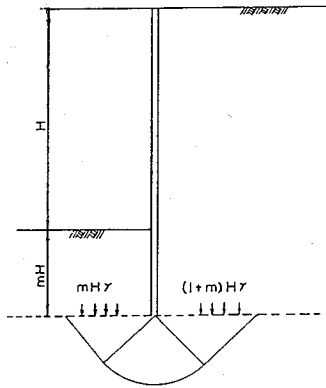


図-6 支持力の考え方に基づいた掘削底部の安定

変形が妥当な値に収まることになる。

3. 有限要素法による検討

以上、述べたように現行の設計法によれば強度が単調に増加する地盤では、根入れ部の安定に必要な根入れ長さは実質上“土圧のつりあい”によって決まることになる。しかし、掘削底面より上の土被りを掘削底面に作用する載荷重と考え、掘削問題を支持力問題として捕らえると、壁面と地盤との摩擦を考慮しない“土圧のつりあい”の考え方は極限解析法(Limit Analysis)における下界(lower bounds)値の1つであり、塑性論から導かれた支持力の正解値より常に小さな値となる⁶⁾。この端的な例が、2. で示したように地盤の強度が深さ方向に一定($\lambda=0$)で、 $n=0$ の場合には、式(6)から N_b が4.0の関係が導かれ、塑性論による支持力の正解値である $N_b=5.14$ と比べるとかなりの差がある。すでに述べたように現行の設計法では“土圧のつりあい”から求めた根入れ長さの1.2倍を実際の根入れ長さとしている。盛土の場合では、円弧すべり解析によって求められた安全率を1.20から1.25としている例が多いが、山留め掘削を支持力問題として考えると現行の設計法はかなり安全であるといえる。

図-6は山留め壁が十分に強固であるとの仮定の上で掘削底部の安定を考えたものである。山留め壁の下端面を基準とすると、背面側には $(1+m)H\gamma$ 、掘削側には $mH\gamma$ の土被り圧が作用している。この状態を支持力問題に置き換えて、背面側、掘削側の土被り部のせん断抵抗を無視し、また掘削幅の影響はないとして支持力を考えると、支持力はその地点のせん断強度に支持力係数、 $N_b=5.14$ を乗じた値となる。この関係を図-3に示すが、建築学会修正式から求められた関係よりわずかに小さな m の関係が得られる。この検討では、かなり安全側の仮定を設けてあるので、図に示す m より小さな根入れ長をもつ山留め工でも、掘削底部が破壊しないこと

表-1 FEM 解析における各主ケースの地盤条件

主ケース	1-	2-	3-
N_b	5.25	6.5	7.4
c_0 (tf/m ²)	1.38	0.728	0.398
m^*	0.90	1.38	1.64

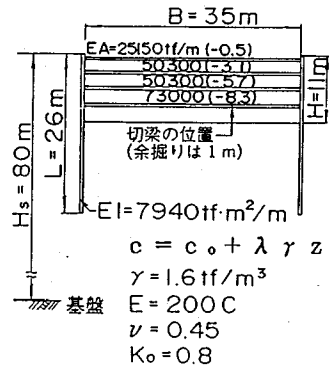


図-7 FEM 解析の対象となった山留め工

になる。

このように解析的な検討によれば“土圧のつりあい”の方法は、かなり安全側の根入れ長を与えていることになる。そこで、この“土圧のつりあい”を満足しない場合の山留め工がどのように挙動するかをFEMによって検討してみた。

(1) 実施した計算ケース

図-7に解析の対象となった山留め工の断面を示す。掘削規模は羽田沖合展開工事におけるアクセス道路の山留め工(図-15参照)を参考にして、掘削深さは11m、掘削幅は35mとした。地盤のモデルは、対象とする地盤は粘性土であること、また現行の設計法との比較を容易とするために土の強度を直接せん断強度で表すことのできる全応力によるモール・クーロン($\phi=0$)の弾塑性モデルとした。地盤は式(4)で示されるように深度方向に強度が増加するものとし、 γ と λ はそれぞれ1.6tf/m³、0.1125とした。弾性時のヤング率 E はせん断強度の200倍、ポアソン比 ν は、粘性土地盤を対象としているため0.5が望ましいが、解析上不可能なので $\nu=0.45$ とした。また、地盤の初期応力を考慮するため、単位体積重量に相当する値を鉛直応力とし、また静止土圧係数 K_0 を0.8として水平応力を設定した。山留め壁と地盤の間にはジョイント要素を設け、この間の摩擦は考慮しない計算を標準とした。今回用いたFEMの解析手法は、安定解析に適した仮想的な弾・粘塑性理論によって弾塑性理論に基づくモデルによって行うものである。この手法の有効性は、小林⁷⁾によって、計算結果と従来から得られている解と比較することによって確認さ

表-2 各サブケースにおける根入れ長

主ケース サブケース	1-	2-	3-
-a	1.36 (1.50)	1.82 (1.32)	2.1 (1.28)
-b	0.38 (0.42)	0.76 (0.55)	1.0 (0.60)
-c	0.10 (0.11)	0.20 (0.14)	0.2 (0.12)

表中の数字は根入れ係数, m の値
括弧内の数字は根入れ長比, m/m^* の値

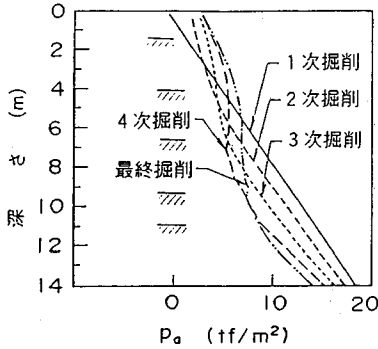


図-8 FEM 解析による掘削に伴う背面土圧の変化 (ケース 1-a)

れている。

実施した計算ケースは、表-1 に示すように、 N_b がそれぞれ 5.25, 6.5, 7.4 と、現在行われている施工実績からみると、かなり地盤条件が厳しくなるように設定した。図-7 に示したように各種ケースとも掘削深さは同じとしているため、地表面のせん断強度 c_0 を表に示す N_b となるように決めた。表中の m^* は“土圧のつりあい”を満足する式 (6) から求められた根入れ係数を表している。

根入れ長さは各 N_b のもとの、図-3 の点で示すように、以下に述べるサブケースを設定した。サブケース a は現行の“土圧のつりあい”を十分満足しているケース、サブケース b は底部の安定が建築学会修正式を用いて計算された安全率、 F_s が 1.2 となるケース、サブケース c は F_s が 1.0 となる根入れ長さをもつケースである。表-2 に m の値、また括弧内は m^* で除した値をのせている。

山留め壁の剛性、 EI と切梁の断面、 EA はケース 1-a に対して実施した地盤バネ法 (地盤に関する値は共同溝設計指針で示されている数値を用いた) によって求められた値とし、その具体的な値は図-7 に示す通りである。また、実際の施工を念頭において各段階の掘削深さ (余掘り) は切梁位置より 1 m 下とした。

(2) 計算結果の妥当性

FEM による結果について議論する前に、計算結果の妥当性を検討するために、今までに施工された山留め工の地盤条件に比較的近い条件を有するケース 1-a の計算

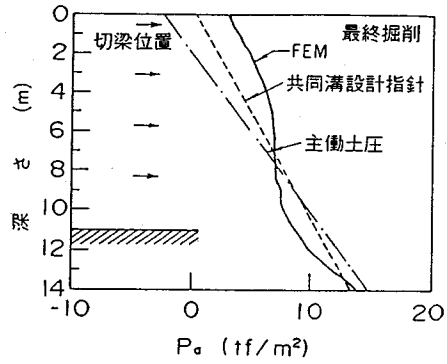


図-9 最終掘削終了時の背面土圧 (ケース 1-a)

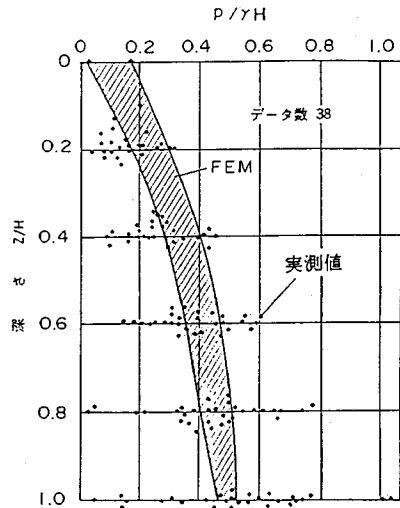


図-10 背面土圧の実測値と FEM 解析による計算値の比較

結果と、今までに実施された計測結果から得られた傾向とを比較してみる。

図-8 は FEM から計算された掘削に伴う背面の土圧の変化を示したものである。掘削が進むにつれ切梁で支えられている深度の背面の土圧は増加し、掘削面より下の土圧は減少していくのがわかる。図-9 に最終掘削時の土圧分布と、共同溝設計指針を始めとして多くの設計法に記載されている地盤バネ法に対する背面土圧の分布、および Rankine の主働土圧を示す。FEM による計算結果では切梁で支えられている掘削底面より上の土圧は、主働土圧あるいは共同溝の土圧よりかなり大きく、逆に掘削底面下は小さい。これらの計算結果は、山留め壁の変形に伴うアーチングによる土圧の再配分を表しており、この現象は羽田沖展のアクセス道路の山留め工を始め、多くの計測結果によって報告されている⁸⁾。

地盤バネ法の背面土圧を決めるために、今までに多くの現場で山留め壁に作用する土圧が計測されており、この計測結果が土木学会によって地盤種別にまとめられて

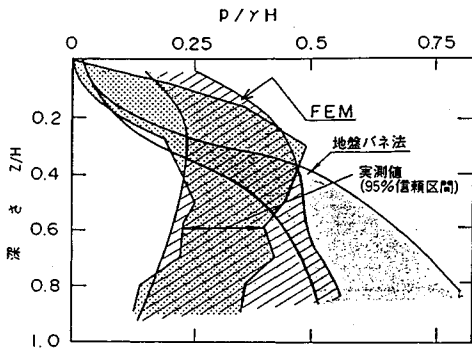


図-11 みかけの土圧の実測値と解析による計算値の比較

いる⁹⁾。軟弱地盤 (N 値が 4 以下) の結果を図-10 に示す。各掘削段階で計測された土圧は最大値を最終掘削深さ時の土被り圧, γH で正規化されている。ケース 1-a の計算で得られた結果を同様な方法で整理した結果も同図に示す。図には図-7 に示す標準ケースで得られた結果の他に、掘削幅を 10 m から 35 m まで変化させた結果、山留め壁と地盤の摩擦をせん断強度までとった結果、あるいは変形が生じない基盤を -80 m から -14 m まで変化させた結果を斜線で示した範囲として描いている。計算値は実測値の中央に位置していることから今回実施した FEM の計算結果は、実際の挙動をかなり良く再現していると考えられる。

簡便法で用いる見かけの土圧分布を決めるために、多くの現場で切梁軸力が計測されてきた。図-11 は首都高速道路公団がまとめた計測結果である⁹⁾。背面土圧は掘削中に実測された最大切梁軸力を切梁の分担面積で除して求めている。この図に図-10 と同様な条件で得られた計算結果を範囲で示す。また、同じ図に地盤パネ法によって計算された見かけの土圧分布も示す。FEM による結果は実測された範囲とよく一致しているが、地盤パネ法による計算値は、実測値と比べて深さが浅い箇所の土圧を小さく、深さが深いと大きくなるのがわかる。これは、掘削によって図-8 に示すように背面の土圧は変化するが、地盤パネ法では背面の土圧を一定としているため、図に示すような結果になると考えられる。

(3) 根入れ長さの影響

すでに述べたように地盤パネ法では、根入れ長さが“土圧のつりあい”を満足しないと、背面側と掘削側の土圧のアンバランスの分は山留め壁が負担することになるので、曲げモーメントが著しく増大し、掘削底部の山留め壁の変位も大きく算出される。図-12 と図-13 は最終掘削終了時の山留め壁の最大変位と最大曲げモーメント, M_{max} を示したものであるが、 N_b が大きくなるにつれ (地盤の強度が小さくなるにつれ) 増大するが、根入れ長さの減少によって必ずしもこれらの値が増加してはいない。逆に最大曲げモーメントは根入れ長比, m/m^*

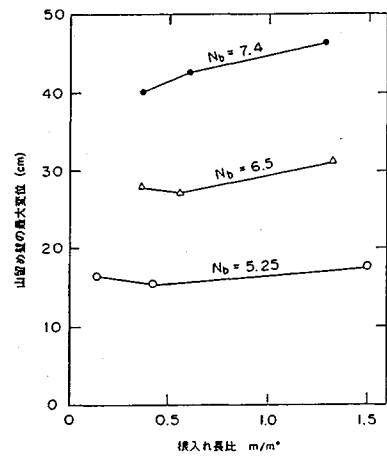


図-12 山留め壁の最大変位

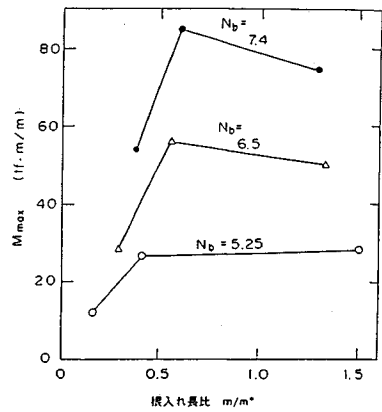


図-13 山留め壁の最大曲げモーメント

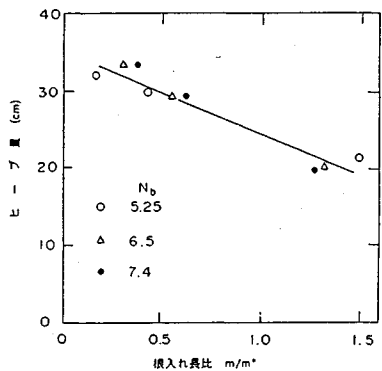


図-14 掘削底部の盛り上がり量 (ヒーブ量)

の減少によって、低減する傾向にある。すなわち、FEM の数値解析によると、地盤パネ法の計算結果から予想される根入れ長さの減少による山留め壁の変形と曲げモーメントの増大は生じない。

一方、掘削に伴う掘削底面の盛り上がり (ヒーブ量) は、図-14 に示すように根入れ長に大きく影響される

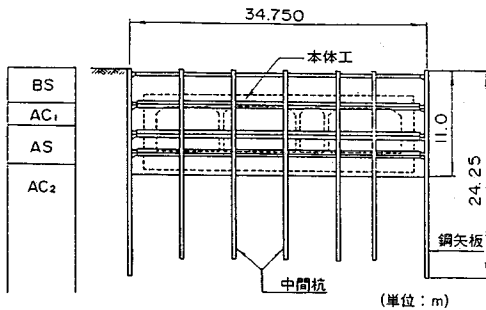


図-15 羽田アクセス道路の山留め工の断面

結果が得られた。今回のFEM解析では非排水条件を念頭においてるので、掘削による平均主応力の減少による地盤の膨張は本来ありえないが、弾性時の ν を0.45とした分だけヒープ量を過大に計算される。したがって、根入れ長の減少によるヒープ量の増大は図に示す計算結果より顕著に現れると考えられる。

山留め掘削では掘削底面の盛り上がりは、切梁を支えている中間杭の浮き上がりをもたらす。このため、過度のヒープは中間杭によって支えられている切梁の不安定を生じ、山留め工全体の安定を損なう。文献1)あるいは2)に示す事例においても、工事を中断した大きな要因の一つとして、異常に大きな中間杭の浮き上がりがあった。このヒープの許容量は、掘削幅等の施工条件によって異なるが、おおむね10から20cmであり、盛土や斜面の掘削の場合の変形量と比べて、かなり小さい。したがって、掘削底部の安定に必要な根入れ長さは山留め壁の変形や曲げ応力によって決まるのではなく、ヒープ量の抑制が重要なポイントとなると考えられる。

(4) 羽田の事例との比較

アクセス道路の山留め工の断面と地盤の概要を図-15に示す^{11,10)}。この掘削では、4次掘削(地表面から-9m)終了時に山留め壁の変形は、大きな箇所では30cm、また中間杭の浮き上がりも20cm以上にもなったため、工事を中断した。地盤は上から建設残土(BS層)、ヘドロで埋め立てられた超軟弱層(AC₁層)、砂質土(AS層)と沖積粘性土(AC₂層)から成っているが、以降の解析では地表面からAC₂層であると仮定する。この土層の一軸圧縮試験から土のせん断強度を求めて、根入れ係数と安定係数の関係を求めると $N_b=4.4^*$ 、 $m=1.23$ となり、この点を図-3にプロットする。アクセス道路の条件は、今回の検討を行ったサブケースaより安全側に位置しており、現行の設計法に照らし合わせても、またFEMによる解析結果からも十分安全となる。そこで、この事例の山留め工が大きく変形した理由として考えら

れるのが、掘削における地盤強度の設定である。

現在までに、多くの人々によって粘性土地盤に対する一軸圧縮強度による円弧すべり解析の妥当性について研究されてきた。一軸圧縮強度にはサンプリング時および試験時の機械的な乱れ、応力解放による強度低下、強度の異方性、せん断速度の影響等が複雑にからんでいる。また円弧すべりによる解析手法自体にも誤差が生じる。しかしながら、強度と解析手法が微妙にバランスしているため(これを松尾はラッキーハーモニーと称している)¹¹⁾適切な安全率さえ考慮すれば、充分精度の高い安定解析手法であるというのが、現時点での多くの研究者の共通認識である。

しかし、この理論の検証事例の多くは盛土であり、平均主応力が増加していくケースである。Asaoka and Ohtsuka¹²⁾が行った数値解析の結果によれば、設計上非排水と考えられる地盤でも、施工中に生じる地盤の排水のために強度が施工前と比べて、かなり増加することを示している。しかし、掘削の場合では応力が減少していくので、施工中に地盤の吸水が生じると、膨張による強度低下をもたらす。つまり、施工中の地盤の水の出入りは盛土では安全側に働き、掘削では危険側に働くので、その両者の差は大きい。また、土は強度の異方性を示し、羽田のAC₂層の三軸試験の結果によれば、伸張強度と圧縮強度の比が0.5から0.6との結果を得ている¹³⁾。盛土のケースでは地盤の応力状態は圧縮状態に近い状態にあるが、掘削では伸張状態に近い。この点においても、山留め掘削における強度を根本から検討する時期に来ていると思われる。

4. まとめ

軟弱粘性土地盤の山留め掘削における掘削底部の安定を検討するために、現行の設計法における検討方法を整理した。また地盤をモール・クーロンの弾塑性モデルとした有限要素法によつて、根入れ部の挙動を求めた。得られた結論は以下の通りである。

(1) 地盤の強度が深度方向に増加する地盤では、“土圧のつりあい”を満足する根入れ長であれば、底部安定の検討方法である建築学会修正式も自動的に満足する。一方、“土圧のつりあい”を満足しない短い根入れ長をもつ山留め工に対して地盤バネ法による検討を実施すると、山留め壁の曲げモーメントおよび変形も大きく計算される。

(2) FEMの計算結果によれば、“土圧のつりあい”を満足しない山留め工でも、解析的には破壊が生じないとの結論が得られた。しかし、根入れ長が短くなると掘削底面のヒープ量が大きくなる。このヒープ量の増大は中間杭が浮き上がり、切梁の座屈破壊をもたらすので、慎重な配慮が必要である。特に、掘削底部を強度の大き

* ただし、文献1)あるいは10)においては、 c を根入れ長の平均値としたので、安定係数や土圧のつりあいの安全率は今回示す値と異なる。

な地盤改良工法で改良する場合には、山留め壁の受働土圧の確保とともに、ヒーブ量の低減が重要となる。

(3) 施工中に異常が生じた羽田アクセス道路の山留め工は現行の検討方法、あるいはFEMによる数値解析結果から、十分安全であると判断される。異常が生じた原因として、地盤の強度の設定法が考えられる。山留め掘削に対して、現在多く用いられている一軸圧縮強度の1/2をせん断強度とする方法は見直しの時期にきていると考えられる。

今回行ったFEM解析には、当研究所の小林室長が開発したプログラムを使用した。ここに感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 田中洋行・足立二雄・豊田奉節：軟弱地盤における山留め掘削の事例とその解析，港研報告，Vol. 28, No. 4, pp. 25～54, 1989.
- 2) 大石宏行・宮尾新治・越沼 環・杉本隆男：環状8号線羽田トンネル工事におけるヒービング計測管理(その1)，第23回土質工学研究発表会講演集，pp. 1583～1584, 1988.
- 3) 田中洋行・鈴木光雄・小林雅幸・吉永清人：羽田沖展(第I期)地区の土留工について，第23回土質工学研究発表会講演集，pp. 1601～1604, 1988.
- 4) Peck, R. B. : Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground, Proc. of 7th ICSMFE, State of the Art Volume, pp.225～290, 1969.
- 5) 中村兵次・中沢 章：掘削工事における山留め壁応力解析，土質工学論文報告集，Vol.12, No.4, 1972.
- 6) Chen, Wai-Fan : Limit Analysis and Soil Plasticity, Elsevier, 1975.
- 7) 小林正樹：有限要素法による地盤の安定解析，港研報告，Vol.23, No.1, pp.83～101, 1984.
- 8) Bjerrum, L., Clausen, F. C. and Duncan, J. M. : Earth Pressure on Flexible Structures, A State of the Art Report, 5th ECSMFE, Vol.2, pp.169～196, 1972.
- 9) 土木学会：トンネル標準示方書(開削編)・同解説，1986.
- 10) 田中洋行・鈴木光雄・梶原康之：軟弱地盤における山留め掘削，土と基礎，Vol.35, No.5, pp.11～16, 1989.
- 11) 松尾 稔：地盤工学—信頼性設計の理論と実際，技報堂出版，1984.
- 12) Asaoka, A. and Ohtsuka, S. : The Analysis of failure of a Normally Consolidated Clay Foundation under Embankment Loading, Soils and Foundations, Vol.26, No.2, pp.47～59, 1986.
- 13) 田中洋行・土田 孝・森 好生・今岡 靖：受働領域における粘性土の強度について，第24回土質工学研究発表会講演集，pp. 639～642, 1989.

(1991.1.14 受付)

ANALYSES FOR STABILITY OF GROUND UNDER BOTTOM OF BRACED EXCAVATIONS

Hiroyuki TANAKA

For braced excavation where the thickness of a soft clay layer is large, the stability of ground under the excavated bottom is important. In order to study the role of the sheet pile under the bottom to the stability, the present design methods are reviewed and the finite element analysis (FEM) is performed in which the ground is assumed to be a Mohr-Coulomb elasto-plastic model. The results from the FEM analysis are compared with those from the present design methods. It turned out that the length of sheet pile derived from the present design procedures is long enough from the theoretical view point. However, uncertainties remain in the determination of the shear strength of the ground for the excavations.