

控え壁を有する山留め壁の遠心載荷模型実験

林 健太郎 村松伴博

要 旨

山留め壁を用いて地盤の掘削を行う場合、通常、切梁等を用いて山留め壁に作用する荷重を支える方法が用いられる。山留め壁への荷重が最も大きくなるのは、切梁を架設する直前の余堀を行う時点であるため、各掘削段階での土留め壁の設計には、通常このときの荷重条件が用いられる。今回提案した山留め構造では、山留めの背面側にT字型の控え壁を設けることにより、掘削時にこの控え壁が山留め壁の剛性を増し、さらに、地山と密着することによってアースアンカーのような支持力増加が期待できる構造となっている。これにより、切梁の架設ピッチを大きくすること、及び根切り作業の施工性を大幅に改善することが可能であると考えられる。

今回の実験では、粘性土を用いて深さ方向に強度の増加する地盤を作成し、遠心場において載荷試験を行い、従来構造の山留め壁と新構造のT型山留め壁との破壊時の挙動の比較検討を行っている。実験結果から、控え壁を要する山留めの優位性が実証されたので、ここに報告する。

1. まえがき

掘削深度が大きくなると、山留め壁に作用する土圧は飛躍的に大きくなる。通常の根切り工事で大深度の掘削を行う場合には、3～4mの掘削を行い、切梁（またはアースアンカー）を設置する過程を繰り返して施工を行う（図-1参照）。このため、山留め壁の設計では、施工時の切梁架設直前の状態において、山留め壁に作用する外力が最大となる場合が多い。このため、山留め壁の構造にアースアンカーのような地山との密着効果を付加することができれば、掘削時の山留め壁に作用する外力を減ずることが可能である。

今回検討したT型山留め壁では通常山留め壁の背

面側に、控え壁を設けることにより、壁の剛性を増加させるとともに、控え壁と地山との粘着力による、アースアンカー的な作用を期待することができる。また、控え壁は本体の山留め壁と同時に施工されるので、掘削の施工中にも有効に作用する（図-2参照）。このため、控え壁がない場合よりも施工時の壁面の変形量を小さくすることが可能である。

実験により、控え壁の有無に関わらず破壊の滑り線の形状が変わらないことを確認し、その上で控え壁の効果について、切梁ピッチをどのくらい広げられるのかという点で検討した。

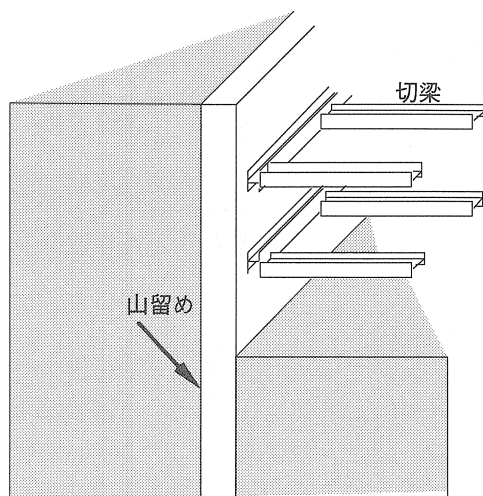


図-1 通常山留め壁

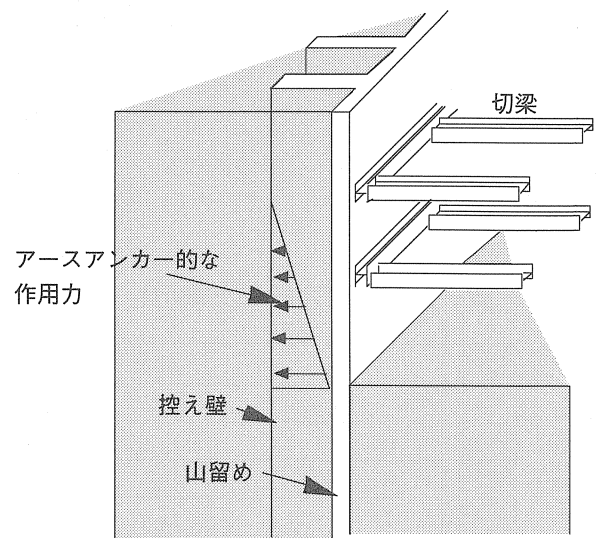


図-2 T型山留め壁

2. 実験方法

2.1 遠心载荷実験について

模型実験が意味のあるものとなるには、用いる物理モデルが実物と同じ幾何学的相似性を保っていると同時に、力学的な相似性も保たねばならない。遠心载荷実験では、模型の縮尺率にあった加速度 nG を作用させることにより、幾何学的相似性のみならず、模型内の応力状態も同一とすることが可能となる。実物 (Prototype) の $1/n$ の寸法の幾何学的相似模型 (Model) を nG の遠心場においての場合の実物と模型の相似則を表-1に示す。

表-1 遠心模型実験における相似則

項目	単位	相似則
長さ (L)	cm	$L_m = L_p/n$
面積 (A)	cm ²	$A_m = A_p/n^2$
体積 (V)	cm ³	$V_m = V_p/n^3$
単位体積重量 (γ)	kgf/cm ³ (N/m ³)	$\gamma_m = n \cdot \gamma_p$
鉛直応力 (σ)	kgf/cm ² (Pa)	$\sigma_m = \sigma_p$
曲げモーメント (M)	kgf-cm (N-m)	$M_m = M_p/n^2$

小文字mは、model (模型)
 pは、prototype (実物) を表わす
 カッコ書きはSI単位

2.2 実験方法及び手順

本実験では粘性土を用いて深さ方向に強度の増加する地盤を作成した。本実験において使用した粘土は四国の川の石産のものを使用した。川の石粘土の土質特性を表-2に示す。本粘土は圧密係数 $C_v=100$ (cm²/day) 程度と非常に大きい点を特徴としており、層厚25cmのモデル地盤では6時間で圧密が終了する。

今回の実験では、遠心場における実験であるが、圧密に用する時間を短縮するために、浸透圧密方法を用いてモデル地盤の圧密を行った。浸透圧密時の実験土槽概要図を図-3に示す。図のように土槽上部から所定の圧力で水を浸透させ、土槽下部から排水させて圧密を行った。

表-2 川の石粘土の土質特性

項目	数値
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.853
液性限界 WL (%)	42.6
塑性限界 Wp (%)	28.5
塑性指数 Ip	14.1
圧縮指数 Cc	0.298

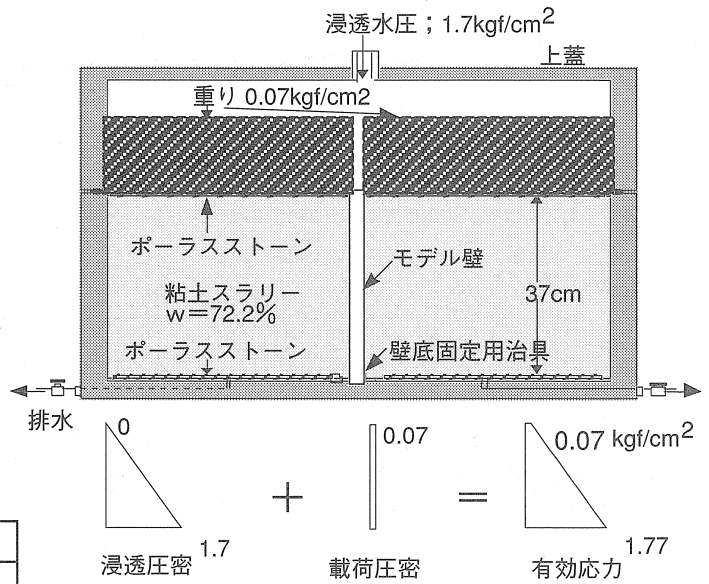


図-3 浸透圧密実験土槽概要図

浸透圧密終了後、掘削側の粘土を取り除き、粘土地盤側面にカオリン粘土を用いて標点を作成する。次に、掘削側にゴムバックを設置してその中に塩化亜鉛溶液を満たして図-4に示す実験用モデル地盤を作成した。その後、遠心载荷装置に土槽をセットして、80Gの遠心場において再度、圧密度 $U=90\%$ まで遠心自重圧密をさせて地盤を作成した。遠心自重圧密終了後、ゴムバック内の塩化亜鉛溶液を0.01cm/secの速さで排出して掘削過程を再現し、モデル壁の変位を測定した。実験終了後にサンプリングを行い含水比を測定した。

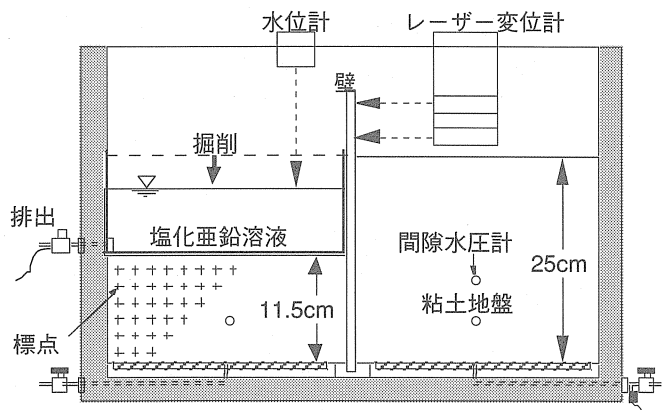


図-4 実験用モデル地盤概要

2.3 実験ケース

今回の実験では、構造の異なる3種類の山留め壁を用いて、一連の実験をおこなった。山留め壁の構造を表-3に示す。表-3の標準タイプ (N-1) は壁体剛性比をもとにプロトタイプに換算すると厚さ40cmの連続地中壁に相当している。

T字型山留め壁では、! . 壁体厚さが同じ場合、剛性が

大きく、” . 控え壁と土との摩擦力によってアースアンカーのように作用し土圧を低減するという2つの効果を有すると考えられる。今回の実験に用いたT-1壁では標準型に比べ剛性の増大に着目しており、T-2では剛性の大きさは同じにして、アースアンカー的な土圧低減に着目した構造になっている。

表-3 実験ケース

	N-1	T-1	T-2
断面形状 実験模型表示 縮尺:1/80 単位:mm			
壁体の剛性比	1	18	1

ことがうかがえる。これらの点から、固定条件の違いが壁体の変形量に影響して、図-6に示す壁頭水平変位に影響を与えたことが考えられる。

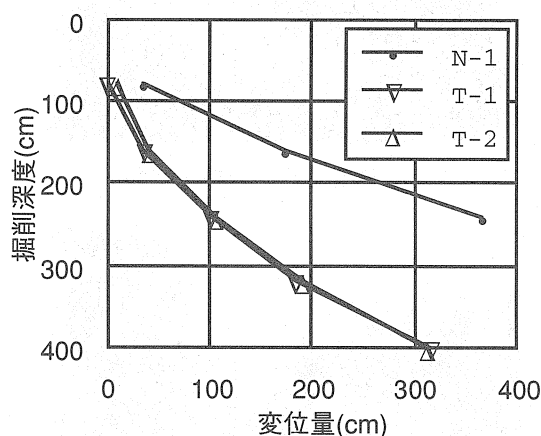


図-6 壁頭水平変位量

3. 実験結果

図-5に実験終了後の含水比分布を示す。理論値と比べると地盤表層で弱冠のバラ付きが生じているものの、全体としてはN-1、T型ともほぼ一致しているとみられる。

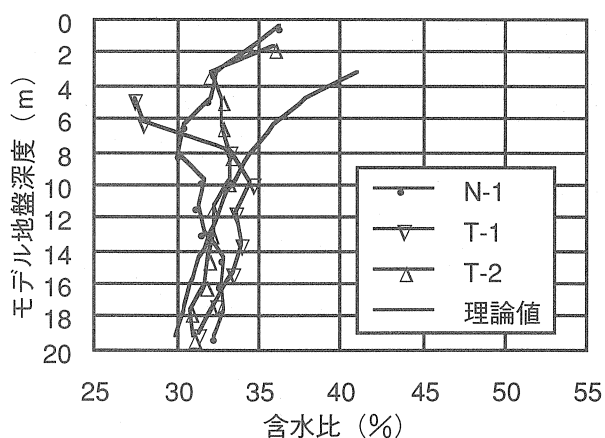


図-5 遠心実験後の含水比分布

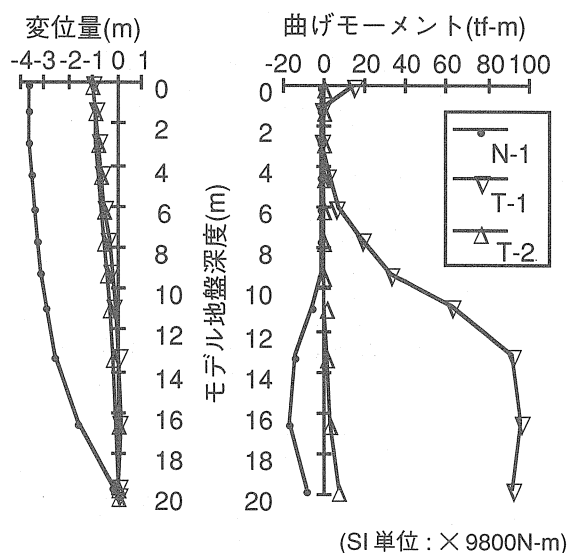


図-7 2.4m掘削時における変位図及び曲げモーメント図

図-6に掘削に伴う壁頭水平変位を示す。N-1とT型の2ケースを比較すると、同じ掘削深度におけるT型の変位は1/3程度N-1より小さく、T型の控え壁によって壁頭の変位が小さくなったことがうかがえる。図-7に掘削深度が2.4mの時のN-1とT型での変位図及び曲げモーメント図を示す。これらの図より、N-1とT型とで変形のパターンが異なっていることがわかる。N-1では壁の下端から回転するように変形しており、下端部でも負の曲げモーメントが発生していることから、N-1では下端がピンヒンジ状態であったことが推定される。反対にT型の2ケースでは、下端で変形量がなく、曲げモーメントも最大となっていることから固定端となっている

ケースT-2における掘削実験前後での粘土地盤の様子を写真-1、写真-2に示す。写真にみられる標点を図化して次に示すベクトル図を作成した。図-8から図-10にN-1,T-1,T-2のそれぞれについてのモデル地盤のベクトル変位図を示す。T-1については実験後の標点が下の方ではっきり分からなかったため点が多くとれなかったが、図中の範囲でわかる三角形部分で破壊の影響があったといえる。図から滑り線がほぼ45°にはいっていることがはっきり認められる。また、3ケースを比較すると、破壊の及んでいる範囲がほとんど同じであることがわかる。

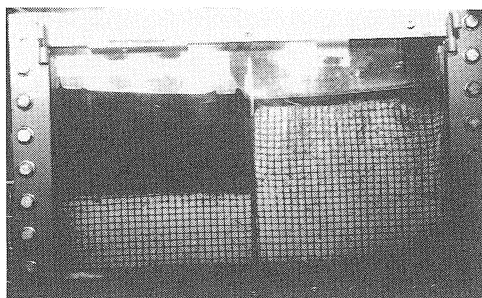


写真-1 掘削開始前の粘土地盤 (T-2)

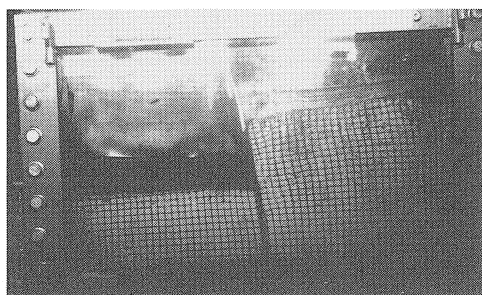


写真-2 掘削終了後の粘土地盤 (T-2)

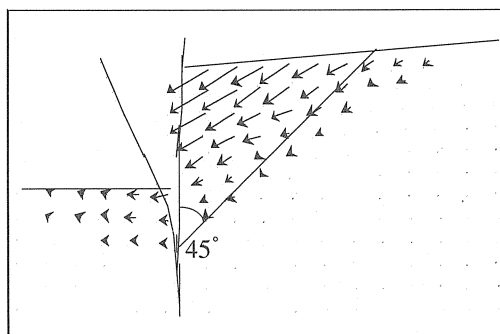


図-8 モデル地盤のベクトル変位図 (N-1)

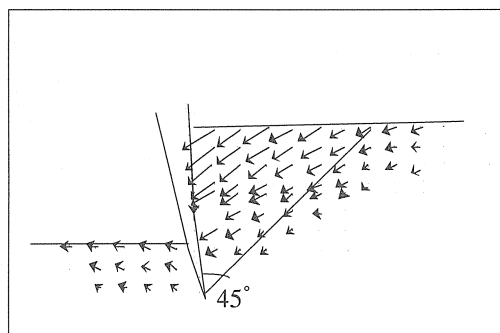


図-9 モデル地盤のベクトル変位図 (T-1)

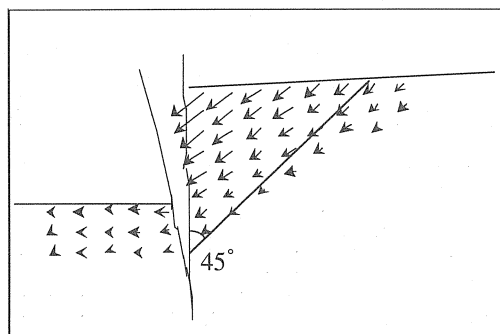


図-10 モデル地盤のベクトル変位図 (T-2)

4. 考察

これまでの実験結果から、T字型山留め壁の破壊時の挙動について以下のような点が明らかになった。

- (1) 控え壁の間隔を十分とった場合、山留め壁背面の滑動域は、控え壁の有無に関係なく、根切り面の数メートル下から、山留めに対しておよそ45°の角度で地表に向かって発生する。
- (2) 山留め壁の剛性を高めたT-1のケースとアースアンカー的な効果を高めたT-2の2つのケースでは、いずれのケースも、控え壁のない山留め壁に比べて掘削時の変位量も小さくなったことから、控え壁の2つの機能が有効に作用していることがわかる。

これらのことから、設計条件を同じにして標準的な山留め壁との比較計算を行った。比較計算に当っては、これまでの実験結果を参考にして、控え壁の効果について以下の4つの仮定を設けている。

- (1) T-1の模型の実験結果より、控え壁のピッチ (Z) が壁厚 (t) の9倍以下 ($t \times 9 > Z$) であれば (表-3、図-11参照)、山留め壁の剛性として控え壁を含むT字型の剛性を考慮してよい。
- (2) 根切り面の1m下から45° (砂の場合は30°) より上の領域 (図-12中のA領域) は、山留め壁の変形に伴い滑動を生じる。このため、アースアンカー的な定着効果を期待できるのは、この領域の外側のB領域である。
- (3) アンカーの抵抗力 (F、以下アンカー力と称す) は、土のせん断応力 τ と滑り線の外側のB領域の面積 (B) とを用いて以下の式で表わされる。

$$F = \tau \times B \times 2$$

ここに、 τ : C_u (粘土の場合)

: $\sigma'_v \times \tan \phi'$ (砂の場合)

C_u : 粘着力

σ'_v : 有効土被り圧

ϕ' : 内部摩擦角

- (4) 控え壁の長さ (L) は、控え壁のピッチの1/2を最大とする。これよりLを大きくとっても図-13に示すよ

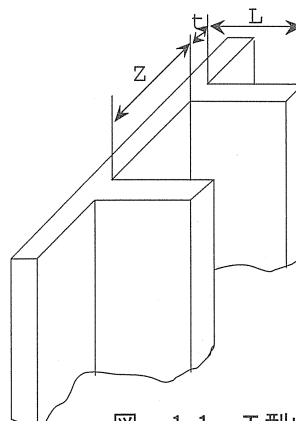


図-11 T型山留め壁

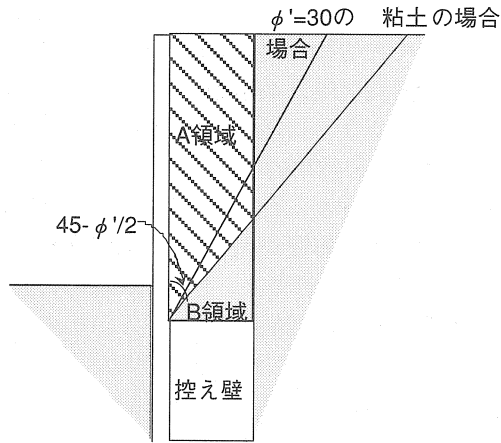
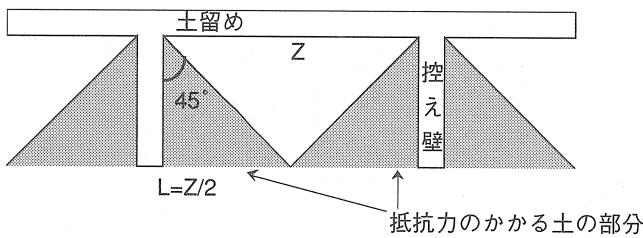
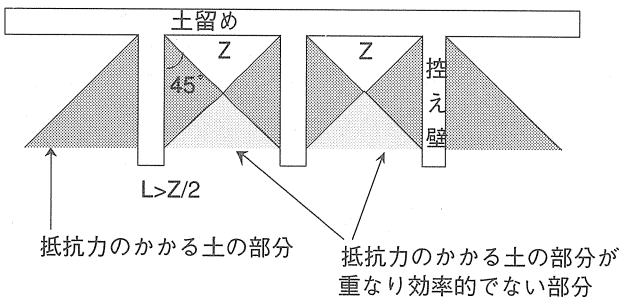


図-12 控え壁におけるアンカー力のかかる部分



(a). 控え壁が最も有効に働くピッチ設定



(b). 重複が生じて有効にならないピッチ設定

図-13 控え壁にかかる抵抗する土の部分

うに抵抗する土の領域が重なるため、アースアンカー的な効果は有効に働かない。

上記の過程に基づき、掘削深さの異なる山留め壁の構造と土質条件をパラメーターにして、いくつかの試算を行い、控え壁の有効性について検討を行った。山留め壁としては、図-14に示す掘削深さの異なる4つの構造を対象に計算を行った。また、土質条件には粘土及び砂地盤を対象にしたパラメーターとして表-4の値を用いた。また、控え壁の構造には、控え壁のピッチ(Z)が2m、控え壁の長さ(L)が1mものを用いた。

まず、控え壁のアンカー的な効果について検討を行ったのが、図-15である。同図は、壁体の設計に用いられる最下段掘削時の作用土圧に対する控え壁のアンカー力の大きさを表わしたものである(図-16参照)。なお、算定にあたっては、図-16に示すように根切り面から-1mを地中の固定点と仮定し、この点

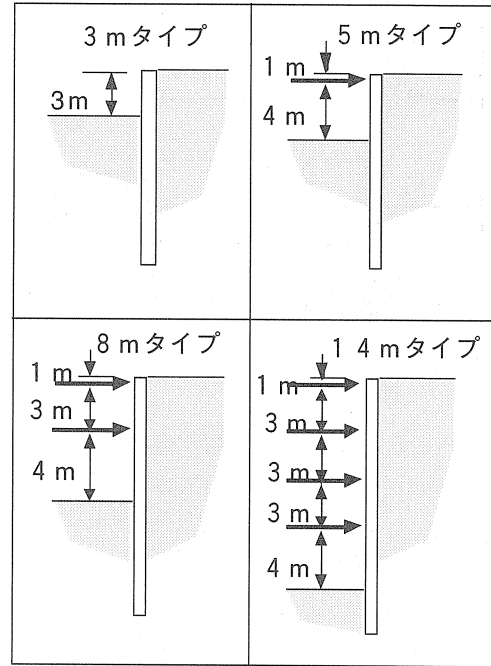


図-14 試算条件

表-4 試算に用いた土質パラメーター

	単位体積重量 γ_t (gf/cm ³) ($\times 9800\text{N/m}^3$)	粘着力 Cu (kgf/cm ²) ($\times 98\text{kPa}$)	内部摩擦角 ϕ' (degree)
粘土1	1.5	0.1	
粘土5	1.5	0.5	
砂10	1.8		10
砂20	1.8		20
砂30	1.8		30

と最下段切梁とで囲まれる区間の作用土圧とアンカー力とを比較した。

図-15に示した試算の結果では、粘性土の場合、両ケースとも粘着力を一定値とし深度に伴う強度増加がないため、掘削深度が大きくなるにつれ、土圧に比べてアンカー力の大きさは小さくなり、掘削深度が14mで2%以下まで小さくなっている。また、砂の場合、アンカー力と土圧は共に ϕ' の関数であるため、掘削深度が大きくなるとアンカー力も土圧も大きくなる傾向にある。このため、両者の比は掘削深度によらずほぼ一定値となり、試算の結果では $\phi'=30^\circ$ のときにアンカー力は最大となり、土圧に対して14%程度の値となる。ただし、3m掘削タイプは自立式の山留め壁であり、計算上、土圧分布が三角形分布であるため、他の掘削深度のタイプと比較して、土圧に対するアンカー力は小さくなっている。

これまでの検討はT型山留め壁のアンカー力に対する考察であり、T型山留め壁の特徴の一つである曲げ剛性

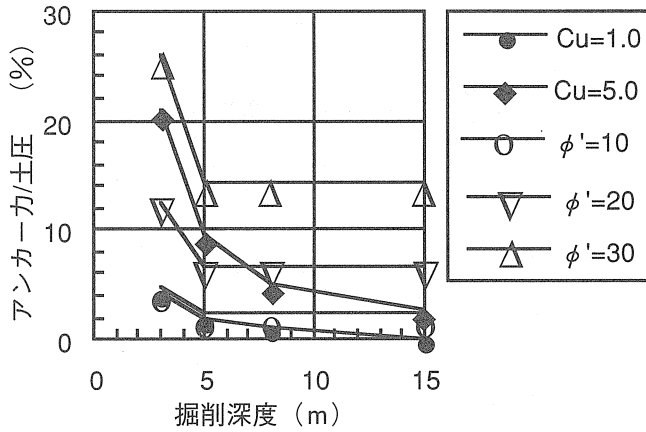


図-15 作用土圧に対する控え壁のアンカー力の大きさ

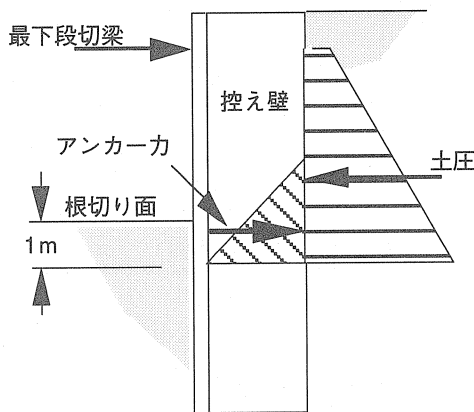


図-16 山留め壁に作用する土圧とアンカー力

の増加効果については考慮していない。ここでは、曲げ剛性の増大の影響も含めて検討を行う。剛性の評価は、図-13 (a) に示す構造の山留め壁に $\phi = 30^\circ$ の砂地盤の土圧とアンカー力が作用する場合の断面力の算定により行った。断面力の算定にあたっては、図-16 の山留め壁の構造を図-17 に示す単純梁におきかえ、土圧、アンカー力とも重心位置に集中荷重がかかっているものとして計算した。

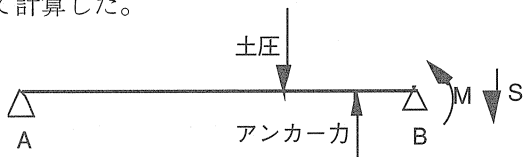


図-17 断面力算定に用いた構造モデル

まず、上記の設計条件のもとで標準的な山留め壁の断面力を算定し、コンクリートの圧縮強度が許容応力となるような構造断面を決定した。次に標準的な断面形状と面積が等しくなるようなT字型の断面を求め、切梁の間隔を広げながら断面力を算定し許容応力に収まる最大の切梁間隔を求めた。これらの計算によって、従来の断面形状での切梁架設間隔と断面形状をT字型にした場合の切梁架設間隔とを比較したものが図-18である。同図によると、掘削深度が14mの場合で標準的な断面形

状に比べT字型の切梁架設ピッチは1.3倍程度となり、標準断面での切梁の架設間隔を3mピッチとするとT字型の切梁架設間隔は4m程度であることがわかる。掘削深度が大きくなるに従い、T字型山留めの切梁の架設間隔は小さくなり標準的な断面形状の場合に近くなる傾向にあることが分かった。その理由として、断面力算定に当っては土圧の影響が大きく、掘削深度が深いタイプでは、切梁間隔を広げると、土圧が飛躍的に大きくなるためである。また、掘削深度3m、5mのタイプでは、ほぼ自立条件であり、土圧の増加傾向がほぼ同じであるため、図のように、切梁ピッチの比較がほぼ同じになる。

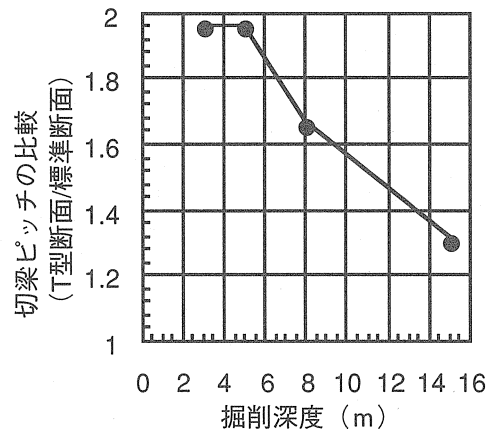


図-18 $\phi = 30^\circ$ の砂地盤における切梁架設間隔のT型山留め壁と標準山留め壁との比較

5.まとめ

- (1) 塩化亜鉛溶液を排水することにより掘削過程を再現した実験を行ったが、塩化亜鉛溶液では地盤に比べ粘性がかなり小さく、掘削シュミレートの方法に課題を残した。
- (2) T型山留め壁の優位性は認められたが、固定端の条件の違いからN-1に対するT-1、T-2の効果を定量的には判断できなかった。
- (3) 地盤のベクトル変位図から、壁の形状によらず破壊の影響範囲は同じであることがわかった。
- (4) T型山留め壁の控え壁の効果は、計算によると、掘削深度が深くなると効果が小さいが、掘削深度が浅ければ大きな効果があるという結果になった。

謝辞

本研究は、中央大学理工学部土木工学科基礎工学研究室との共同研究として行われたものであり、御指導頂いた藤井齊昭教授をはじめ基礎工学研究室の皆様へ深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 高津角行ほか：軟弱粘性土地盤における自立山留めの挙動、第28回土質工学研究発表会、p2047~2048、1993