

## 基礎設計における基準の背景と使い方

### 5. 掘削、土留めの設計

本 山 省 三 (もとやま しょうぞう)  
清水建設(株)大阪支店 土木技術部

丸 岡 正 夫 (まるおか まさお)  
(株)竹中工務店技術研究所 大阪支所

#### 5.1 概 要

市街地やその周辺地域では、地盤条件の悪い所、地下埋設物や重要な構造物に近接した場所で地山を掘削することが多く、地山の崩壊を防ぐため土留めが用いられる。

土留めの設計を行う場合、土木学会や建築学会が示している考え方を指針としたり、企業体(発注者)が制定している設計基準を遵守することになる。しかし、土留めに作用する土圧<sup>注1)</sup>のとり方や計算方法にそれぞれ特徴がある。また、基準の適用範囲が設けられている。設計者は、これらの点を十分認識して設計することが肝要である。

本章では、まず、一般論として設計上満足すべき条件や具体的な検討内容などについて述べる。次に、以下に示す設計基準をとりあげ、その特徴や適用するに当たっての留意点、各基準による計算例の比較等について述べる。

- ① トンネル標準示方書(開削編), 同解説<sup>1)</sup>。(トンネル標準と略す)
- ② 山留め設計施工指針<sup>2)</sup>。(山留め指針と略す)
- ③ 仮設構造物設計指針(案)<sup>3)</sup>。(仮設設計指針と略す)
- ④ 掘削、土留工設計指針(案)<sup>4)</sup>。(土留工指針と略す)
- ⑤ 仮設構造物設計基準(案)<sup>5)</sup>。(仮設設計基準と略す)
- ⑥ 設計便覧(案)第1編, 土木工事共通編<sup>6)</sup>。(設計便覧と略す)

#### 5.2 土留めを安全に設計するために

土留めはどのように位置づけられているのである

注 1) 土留め壁に作用する水平方向圧力を基準によって土圧と表現したり、側圧と表現したりしている。ここでは土圧を用いる。土圧には透水性の地盤以外では水圧も含む。

うか。

トンネル標準<sup>1)</sup>では、「掘削、躯体の構築および埋戻しまでの間、土圧、水圧等を支持して、掘削地盤および周辺地盤の安定を保つための一時的な構造物である」としている。山留め指針<sup>2)</sup>では、「土圧や水圧に耐えるとともに、根切り底面に下部または周囲から土や水が回り込むのを防ぐため設ける」としている。

これらの事から、土留めを安全に設計する条件として次の五つの事が大切である<sup>7), 8)</sup>。

- ① 土圧、水圧、上載荷重の水平分力に抵抗できる。
- ② 土留め壁の変位が小さい。
- ③ 掘削底面地盤の浮き上がりが小さい(安定している)。
- ④ 土留め背面地盤の沈下、側方変位が小さい。
- ⑤ 掘削中の地下水(自由地下水、被圧地下水)の湧出、浸透に対応している。

設計者は、この五つの条件を満足するように土留めの構造や形式を決定することになる。ところが、土圧には表-5.1に示すように、変形には表-5.2に示すように多くの要素が影響を及ぼすため単純に推定することが難しい<sup>9)~11)</sup>。

したがって、設計結果は一つの目安を与えるものであると考え、大規模な土留めでは現場計測をとり入れ、不確定要素を少なくしていくことが大切である。

#### 5.3 設計のための事前調査

調査は、設計に先だって以下のような項目に関して行われる。

- ① 工事記録等の調査(類似条件での過去の工事記録, 文献類, 古地図)
- ② 関連法規等の調査(労働安全衛生法等準拠す

講座

表—5.1 土圧に影響を及ぼす要素

項目	影響要素
地盤	○地盤の強度, 変形特性, 乱れやすさ 掘削底面以下の軟弱層の厚さ
地下水	地下水の賦存状態 (自由地下水, 被圧地下水) ○施工中の排水状態 (排水, 浸透による土性変化)
土留めの構造	平面形状 ○土留め壁の剛性 (壁の変位, 地盤のひずみ影響範囲) 土留め壁の施工方法
掘削	○掘削による上載荷重の除荷 (リバウンド) 1段階当たりの掘削深さ, 掘削幅
支保工	○支保工の剛性, 支保効果 支保工の段数 (連続梁効果) 掘削から支保工設置までの期間 (地盤のクリープ)
その他	近接構造物の荷重, 基礎形式, 基礎の深さ ○土留め内部の基礎杭, 仮設棧橋杭の配置と施工方法 (乱れ) ○地盤改良の種類

○印: 受働側の土圧にも影響する要素

表—5.2 変形に影響を及ぼす要素

項目	影響要素
土留め壁の変位	影響が大きい 側圧の大きさと分布形状 受働側地盤の変形性状 影響はあるが小さい 土留め壁の剛性 支保工の剛性
土留め背面地盤の沈下, 側方変位	地盤の種類, 強度, 変形性, 乱れやすさ 掘削深さ, 幅 土留め壁の変位 掘削底面地盤の安定性 (Peckの安定数, 安全率) 施工中の排水

べき法令)

- ③ 立地条件の調査 (地形, 地下埋設物, 地上工作物, 近接構造物, 公害問題)
- ④ 施工条件の調査 (調達可能な資・機材, 労力, 給水, 排水)
- ⑤ 地盤条件の調査 (既存調査資料, 現地踏査, 地質, 土質, 地下水)

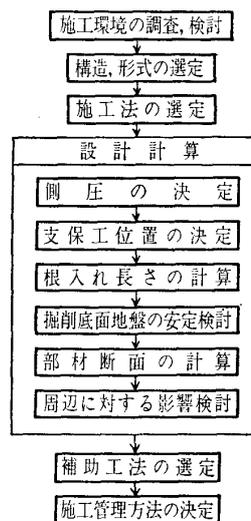
これらの中でも立地条件と地盤条件に関する調査は欠かすことができない。

土留めは, 安全性はもちろんのこと経済性も要求されるものである。小規模で掘削深さが浅く, 良質地盤の場合は, 事前調査の不備はさほど問題とはなりにくい。しかし, 大規模で深い掘削の場合や軟弱

地盤の場合, 近接施工の場合などは事前調査の不備によるリスクは大きい。したがって, 仮設ということから十分な調査を行わないで, あまりにも経験や勘に頼った設計を行うことは慎むべきであろう。

5.4 一般的な設計の流れ

事前調査が終了すると, 調査結果を利用して一般的には図—5.1 の手順によって設計を進めることになる。具体的には, 表—5.3 に示す事項に関して検



図—5.1 土留めの一般的な設計の流れ

表—5.3 計画項目と検討事項

項目	検討事項
施工環境の調査, 検討	立地条件 地形, 地下埋設物の種類と位置 近接構造物の荷重, 基礎形式, 深さ 地盤条件 地質, 土質, 地下水の賦存状態
構造形式の選定	土留め壁の材料, 剛性 支保工の形式
施工法の選定	打込み工法, 埋込み工法, 場所打ち工法
設計計算	側圧の大きさと分布形状 受働側地盤の土圧, 水圧と変形性 近接構造物からの伝播荷重の大きさと作用位置 土留め壁の根入れ長さ 掘削底面地盤の安定 土留め壁の断面力, 変位 支保工の断面力 周辺への影響 (沈下, 側方変位)
補助工法の選定	地盤改良 地下水位低下
施工管理方法の決定	管理値 計器の種類, 計測位置, 計測方法 設計へのフィードバックの仕方

表—5.4 計算項目と計算方法

項 目	計 算 方 法
側圧の決定	理論土圧式 Rankine・Résal の式, Coulomb の式, Fellenius の式 実測に基づく式 土留め壁で直接実測された側圧 実測切梁反力が逆算された見掛けの側圧
根入れ長さの計算	主働, 受働土圧による切梁を支点としたモーメントのつり合い ヒービング, ポイリングに対する安定性
掘削底面地盤の安定検討	ヒービング Terzaghi・Peck の式, Tschebotariouff の式, Bjerrum・Eide の式, 建築規準式 首都公団の方法 ポイリング Terzaghi の式, 限界動水勾配による方法 盤ぶくれ 掘削底面以下の土の重量と被圧水圧のつり合い
部材断面の計算	土留め壁 慣用法(単純梁法, 連続梁法) 弾性法, 弾塑性法, 仮想支点法 腹起し 単純梁法, 3径間連続梁法 切梁 長柱
周辺に対する影響検討	沈下 側方変位 F.E.M.

討を行う。設計計算には表—5.4 に示す式や方法を用い、各部材の形状寸法を決定する。

もし、決定した構造が計算不可能であったり、極めて不経済となった場合には、計画を見直さなければならない。設計者は、このような原則をもって試行することでより合理的な土留め設計を行うことができる。

## 5.5 設計基準

### 5.5.1 土木学会, 建築学会の考え方

土木学会のトンネル標準<sup>1)</sup>と建築学会の山留め指針<sup>2)</sup>における土圧の考え方を図—5.2 に示す。

トンネル標準は、1986年に改訂されたものである。特に見掛けの土圧について、新たに土留め壁面土圧と切梁軸力の実測データを加え再検討された。その結果、1977年制定の「開削トンネル指針」での考え方は妥当であると判断され、トンネル標準もそのまま受け継がれている。

なお、トンネル標準での見掛けの土圧は、各掘削

段階において実測された土留め壁面土圧の最大値を包絡した土圧、切梁軸力から図—5.3(c)の下分担法により逆算された土圧から求められたものである。

土圧は、掘削に伴って大きさと分布が変化する。そこで、根入れ長計算や弾塑性法<sup>注2)</sup>では、各掘削段階での検討を行うため理論土圧を用いている。慣用計算法<sup>注3)</sup>はもっぱら部材断面計算に用いられるので、実測値の最大値を包絡した見掛けの土圧を用いている。

根入れ長計算には、粘性土地盤の場合 Rankine・Résal (ランキン・レザール) の土圧を、砂質土地盤の場合 Coulomb (クーロン) の土圧と使い分けている。これは、良質で地下水位が低い砂質地盤では、Rankine・Résal 土圧を用いて求めた根入れ長は一般に過大となり、施工実績にそぐわないという理由による。

山留め指針は、1988年に改訂されるに当たり、「建築基礎構造設計基準, 同解説」の中の山留めに関する事項をとり込み一本化されたものである。

設計土圧として、三角形分布の土圧と見掛けの土圧を用いている。三角形分布の土圧は、土留め壁面土圧の実測結果から決められたもので、1974年の改訂のとき新たに設計土圧として使われるようになった。見掛けの土圧は、1961年の基準では、Terzaghi・Peck (テルツァーギ・ペック) の土圧と Tschebotariouff (チェボタリオフ) の土圧に準拠した分布が用いられていた。その後、Terzaghi・Peck の土圧が修正され、国内の実測結果も含めて見直しが行われ、1974年の改訂のとき現行方針の見掛けの土圧が決められた。

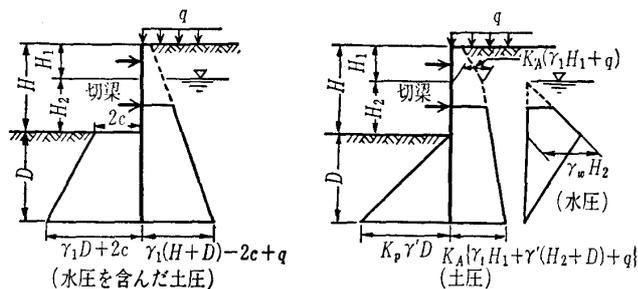
山留め指針での見掛けの土圧は、主に多数の切梁軸力実測値をもとに図—5.3(a)の1/2分割法により逆算されたものである。

三角形分布の土圧は、慣用計算法はもちろん弾塑性法などにも用いることができる。見掛けの土圧は、切梁、腹起しの計算だけに用いることができるが、深い掘削や軟弱地盤の場合は、土圧係数  $K$  を割り増しする必要がある。

注 2) 切梁と弾性域の地盤を弾性支承として計算する。弾性域と塑性域の評価は地盤反力と静止土圧の合力と受働土圧の大小で決められる。

注 3) 切梁と地中の仮想支持点を支点とした単純梁または連続梁で計算する。

(a) 理論土圧



$\gamma_1 D + 2c$   $\gamma_1(H+D) - 2c + q$   
(水圧を含んだ土圧)

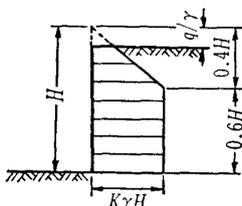
粘性土の場合  
(Rankine・Resal)  
 $K_A$ : 砂質土の主働土圧係数  
 $K_A = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$   
ただし、 $K_A \geq 0.25$   
 $K_P$ : 砂質土の受働土圧係数

$$K_P = \frac{\cos^2 \phi}{1 - \frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin \phi}{\cos \delta}}$$

砂質土の場合  
(Coulomb)

$D$ : つり合い深さ (m)  
 $c$ : 粘土の粘着力 ( $\text{tf/m}^2$ )  
 $\phi$ : 砂の内部摩擦角 (度)  
 $\delta$ : 壁面摩擦角 (度)  
 $\delta = \phi/2$

(b) 実測切梁反力から逆算された見掛けの土圧

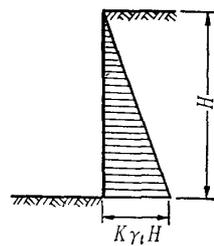


見掛けの土圧係数  $K$

土質	$K$
砂	0.2~0.3
硬い粘土 ( $N > 4$ )	0.2~0.4
軟らかい粘土 ( $N \leq 4$ )	0.4~0.5

ここに、  
 $K$ : 見掛けの土圧係数  
 $\gamma$ : 土の単位体積重量 ( $\text{tf/m}^3$ )  
粘性土  $\gamma = 1.6 \text{tf/m}^3$ , 砂質土  $\gamma = 1.7 \text{tf/m}^3$   
 $H$ : 換算掘削深さ (m)  
 $q$ : 上載荷重 ( $\text{tf/m}^2$ )

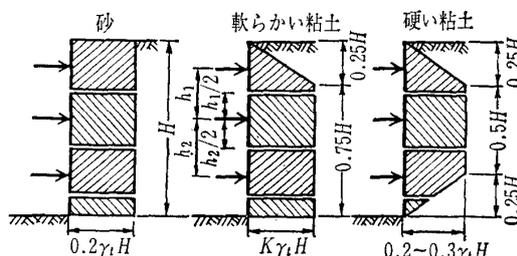
(a) 土留め壁で直接実測された側圧



地盤	側圧係数
砂地盤	地下水位の浅い場合 0.3~0.7 地下水位の深い場合 0.2~0.4
粘土地盤	軟らかい粘土 0.5~0.8 硬い粘土 0.2~0.5

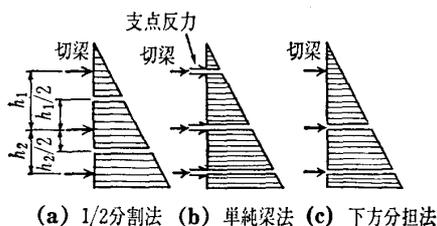
$K$ : 側圧係数  
 $\gamma$ : 土の湿潤単位体積重量 ( $\text{tf/m}^3$ )  
 $H$ : 根切り深さ (m)

(b) 実測切梁反力から逆算された見掛けの側圧



$\gamma$ : 土の湿潤単位体積重量 ( $\text{tf/m}^3$ )  
 $H$ : 根切り深さ (m)  
 $K$ : 側圧係数  $1 - \frac{4s_u}{\gamma H}$  (ただし、 $K \geq 0.3$ )  
一般には  $s_u = \frac{q_u}{2}$  とする  
 $q_u$ : 土の一軸圧縮強さ ( $\text{tf/m}^2$ )

図一5.2 土木学会, 建築学会の土圧の考え方



図一5.3 切梁軸力の計算法

次に, 設計計算の考え方を表一5.5に示す。

根入れ長の検討は, トンネル標準では根入れ部分の主働土圧と受働土圧のつり合いにより行っている。一方, 山留め指針では多段切梁の場合, ヒービングの検討で代えるようにしている。これは, 受働土圧が表一5.1に示した要素に影響を受けること, 実測結果でもその現象を十分説明し得ないという理由によるものである。

ヒービングについて, トンネル標準では, Peckの安定数 ( $N_b$ ) により検討を行う。すなわち, 粘性土地盤において  $N_b$  が3を越えると土留め壁の変形

が増すが,  $N_b$  が4程度まではヒービングが発生した例がない。そして,  $N_b$  が5を越えるとヒービングの発生例が増えるという施工実績にもとづくものである。

部材断面計算では, トンネル標準, 山留め指針とも, 良好な地盤に小規模で浅い掘削を行う場合は, 慣用計算法によって安全を確保できるとしている。ただし, 慣用計算法は, トンネル標準では, 深さが15m程度以上の場合, 根入れ部の  $N$  値が2以下の粘性土地盤では適用できない。山留め指針では, 特に深い掘削や軟弱地盤では危険側の結果となるとしている。

### 5.5.2 企業体の設計基準

建築の分野では, 山留め指針に述べられている設計法で一本化されている。土木の分野では, 全国的に統一されたものはなく, 各企業体が独自の調査, 研究成果をふまえ, それぞれの設計基準を制定して

表-5.5 土木学会, 建築学会における設計計算の考え方

項 目	土 木 学 会	建 築 学 会
根入れ長さの計算	理論土圧を用い, 掘削完了または最下段切梁設置直前の状態において切梁を支点としたモーメントのつり合いを検討する。	一般の場合, ヒービングの検討で代替する。ただし, 1段切梁の場合は, Rankine・Résalの土圧を用い, 切梁を支点としたモーメントのつり合いを検討する。
掘削底面地盤の安定検討	ヒービング 安定数 $N_b \leq 3$ の場合は安定としてよい。 $N_b > 3$ の場合は, 実際の条件に合う検討式(表-5.4参照)により検討する。 ボーリング Terzaghiの式あるいは限界動水勾配による方法で検討する。2層系地盤で上層の透水係数が下層のそれより低い場合は建設省土木研究所の方法により検討する。	ヒービング なるべく多くの式(表-5.4参照)により総合的に検討する。 ボーリング Terzaghiの式あるいは限界動水勾配による方法で検討する。
部材断面の計算	比較的規模の小さな掘削や良質地盤では慣用計算法を用いてよい。 土留め壁の変形を必要とする場合や掘削深さが15m程度以上, 軟弱地盤でヒービングの安全率が許容安全率に近い場合は, 弾塑性法を用いるのがよい。	良質地盤では慣用計算法でもよい。 軟弱地盤では, 弾性法, 弾塑性法, 仮想支点法を提案しているが, 計算に含めにくい要素が多くあるため結果は, 目安であるとしている。 地盤や土留め構造による条件, 施工上の条件などを考慮して, これに適合する方法をとる必要がある。

表-5.6 企業体の設計基準

		地下鉄(大阪市交通局)	鉄道総合技術研究所	首都高速道路公団	近畿地方建設局
土 圧	根入れ長さ計算用	Felleniusの土圧	砂質土 Coulombの土圧 粘性土 Rankineの土圧	掘削深さ $H < 10\text{m}$ Rankine・Résal土圧 $H \geq 10\text{m}$ Coulomb土圧	Rankine・Résal土圧
	部材断面計算用	見掛けの土圧 砂質土: 台形分布 粘性土: 三角形分布	見掛けの土圧 砂質土: 輻形分布 粘性土: 台形分布 掘削深 $H < 15\text{m}$ とする	掘削深さ $H < 10\text{m}$ 見掛けの土圧 砂質土: 輻形分布 粘性土: 台形分布 掘削深さ $H \geq 10\text{m}$ Coulomb土圧	掘削深さ $H < 10\text{m}$ 見掛けの土圧 砂質土: 輻形分布 粘性土: 台形分布 掘削深さ $H \geq 10\text{m}$ 上記の修正分布
根入れ長さの計算		最下段切梁を支点としたモーメントのつり合い $M_d < M_r$ $M_r$ に土留め杭の抵抗を加えてよい	最下段切梁と最下段切梁設置直前の1段上の切梁を支点としたモーメントのつり合い $M_d = M_r$ となる長さの1.2倍の長さ	最下段切梁と最下段切梁設置直前の1段上の切梁を支点としたモーメントのつり合い $M_d = M_r$ となる長さの1.2倍の長さ, $M_r$ には土留め杭の側面抵抗も加えてよい	同 左
掘削底面地盤の安定	ヒービング	建築標準式 $F_s > 1.2$	Peckの安定係数 $N_b \leq 5$	首都公団の式 $F_s > 1.2$	同 左
	ボーリング	限界動水勾配による方法 $F > 1.2$	Terzaghiの式 $F \geq 1.2$	Terzaghiの式 $F > 1.2$	同 左
部材断面計算	土留め壁	腹起しと仮想支持点をスパンとする単純梁	掘削完了時および最下段切梁設置直前において腹起しと仮想支持点をスパンとする単純梁あるいは連続梁 掘削深さ $H > 15\text{m}$ の場合は弾塑性法などの設計法による	掘削完了時および最下段切梁設置直前において腹起しと仮想支持点をスパンとする単純梁 掘削深さ $H > 10\text{m}$ の場合は弾塑性法による	腹起しと仮想支持点をスパンとする単純梁
	腹起し	単純梁, 3径間連続梁	単純梁	同 左	同 左
	切 梁	長 柱	同 左	同 左	同 左

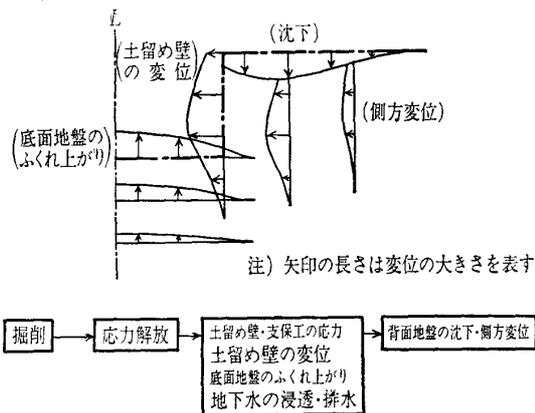
講座

いる。

各企業体の設計基準を表—5.6に示す。仮設設計指針<sup>3)</sup>、土留工指針<sup>4)</sup>、仮設設計基準<sup>5)</sup>、設計便覧<sup>6)</sup>のいずれも各論にこそ違いがみられるが基本的には土木学会の考え方と同じである。すなわち、標準的な地盤、掘削深さ、施工法による土留めを前提とすると、設計土圧としては、根入れ長計算には理論土圧を、部材断面計算には見掛けの土圧を用いている。前者では、根入れ部の土圧が実測により定量的に把握されるにいたっていないことによる。後者では、土留め壁に作用する土圧は不明確な要素が多いので実測例より決めるべきであるという考えによる。

見掛けの土圧は、仮設設計指針では1961年版の旧建築基準に準拠している。土留工指針では、Terzaghi・Peckの修正土圧を参考とし、実測データによる研究成果をふまえて決めている。仮設設計基準と設計便覧は、Terzaghi・PeckやTschebotarioffのデータも含めた玉置ら<sup>12)</sup>の研究成果をもとに決めている。

次に、標準的条件以外の場合は各企業体の対応はあまり明確でない。土圧については、 $N$ 値が2以下や圧密進行中の軟弱地盤では土圧が大きくなるので注意を要するとしている。また、施工中に掘削側地



図—5.4 土留めと地盤の相互作用

盤が攪乱されると思われる場合には土圧が非常に大きくなるので別途考慮することとしている。しかし、このような場合でも、土圧をどの程度割り増しするのか規定されていない。

部材断面計算では、仮設設計基準では掘削深さが10~30mと規模が大きくなった場合、弾塑性法を用いることとしている。土留工指針では、掘削深さが15m程度以上の場合は、慣用計算以外の方法によることとし弾塑性法などを紹介している。仮設設計指針と設計便覧では規定を設けていない。

表—5.7 近接施工の影響範囲<sup>13)</sup>

工種 種別 種類	① 土留め壁のたわみ変形に起因する	
	砂質土地盤	粘性土地盤
影響範囲 ②	<p>土留め壁に、計算上有意なたわみ変形が生ずる深さを <math>D_2</math> とし、<math>D_2</math> に関してすべり線を対数線と仮定することによって得られる領域。この対数線は、<math>D_2</math> に関して得られる任意の対数線のうち、対数線と土留め壁で囲まれた土塊の自重と既設構造物に作用する荷重、対数線に沿った粘着力、および土留め壁の反力によるモーメントの釣合いから、土留め壁の反力を最大にする対数線である(図-C)。</p>	<p>図-Cに示される領域。 ここで、<math>D_2</math>は計算上土留め壁に有意なたわみ変形が生じる長さとする。</p>
要注意範囲 ③	<p>上記の判定において、影響範囲②が既設構造物にかからない場合は、図-Bに示すように要注意範囲③を設定する。 既設構造物が影響外範囲①と要注意範囲にまたがる場合は要注意範囲③とする。</p>	<p>図-B 要注意範囲</p>
影響外範囲 ④	<p>上記以外の領域(図-A)</p>	<p>上記以外の領域(図-C)</p>

### 5.5.3 設計基準を適用するに当たっての留意点

本章でとりあげた土木学会，建築学会と企業体の設計基準は，主に従来から用いられてきた慣用計算法に関するものである。

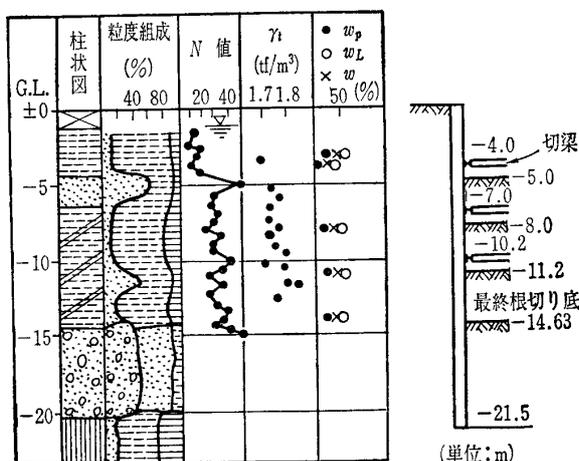
土留めは，地盤条件や掘削方法，切梁の設置方法など多くの要因に支配される不静定構造物である。よって，その挙動は図—5.4に示すように地盤との相互作用の問題としてとらえられるべきである。

土留めの構造決定に最も大きく影響する土圧についても表—5.1に示すように多くの要素に支配されており単純に推定できない。さらに，土留め壁や背面地盤の変形に関しても表—5.2に示すように多くの影響要素がある。

したがって，ある程度複雑な地盤状況にも対応でき，施工過程に応じた挙動も表現可能な弾塑性法などを用いたとしても実際の挙動と違っている場合もあり得る。

このように，慣用計算法による計算結果は，実際の土留め挙動を表現できないという認識をもった上で設計基準を用いることが大切である。

次に，掘削，土留め工事に起因する背面地盤の変形が既設構造物に影響を及ぼす近接施工について述べる。例えば表—5.7に示される⑩，⑪の領域に構造物が存在する場合は，慣用計算法ではとうてい対応しきれない。背面地盤の変形については，その要因として掘削底面地盤の安定性に関しても検討を必要とするが，少なくとも土留め壁については，弾塑性法などにより実際に近い挙動予測をしておくことが大切である。



図—5.5 実測現場の土性と掘削断面

表—5.8 実測切梁軸力と計算値の比較 (単位: tf/m)

設計基準	土質 切梁	硬い粘性土(秋田市)			設計基準に決められている切梁軸力計算方法
		1段	2段	3段	
実測切梁軸力		22.3	17.6	19.1	
計	トンネル標準	21.3	16.7	23.1	下方分担法, $K=0.2$
	山留め指針	19.1	16.2	18.5	1/2分割法 $K=0.2$
算	仮設計指針	14.6	18.0	19.4	単純梁法
	仮設計基準	32.0	22.8	31.5	下方分担法
値	設計便覧	32.0	22.8	39.6	下方分担法
	土留工指針	19.1	16.2	19.9	単純梁法

### 5.6 実測切梁軸力と計算値の比較

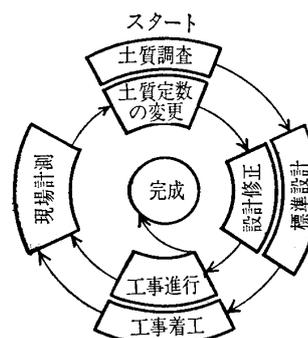
一つの例であることを前提にして，図—5.5に示す硬い粘土地盤における実測による切梁軸力<sup>14)</sup>と各基準による計算値とを比較してみる。計算値は，それぞれの設計基準における見掛けの土圧を用いて，各基準で決められている切梁軸力計算法により求めたものである。その結果を表—5.8に示す。

仮設計基準と設計便覧は，全体的に計算値の方が大きく，かなり安全側になっている。他の規準は，1段目で計算値が小さく危険側の結果である。2，3段目は，その差はわずかでほぼ妥当な結果を与えている。

この実測例のようなN値15~25程度の硬い粘性土地盤では，仮設計基準と設計便覧よりも小さい土圧係数を取り，1/2分割法か単純梁法で計算した方がよさそうである。

### 5.7 計測管理

設計基準により計算した結果は，一つの目安を与えるものと考えた方がよいことを5.2で述べた。また，5.5.3では，設計基準に示された考え方，特に



図—5.6 現場計測工法の進め方

## 講座

慣用計算法は、施工過程での実際に近い土留めの挙動を表現し得ないことを述べた。つまり、設計結果は不確実なものを含んでいるということである。地盤や施工法によっては、安全過ぎて不経済であったり、逆に安全性に問題が生じたりすることがある。

このような問題に対応するため柴田<sup>15)</sup>は、「地盤や構造物の挙動を観測して、始めにたてた予測(設計)の妥当性を検証し、必要に応じて設計や施工法を修正していく方法—現場計測工法」の重要性を提唱している。これは、図—5.6に示すような概念であり、土留めの設計・施工でも軟弱地盤や深い掘削の場合、あるいは既設構造物との近接施工の場合など、設計結果の不確実さを補完する意味で合理的な方法である。

## 参考文献

- 1) 土木学会：トンネル標準示方書(開削編)，同解説，1986。
- 2) 建築学会：山留め設計施工指針，1988。
- 3) 地下鉄技術協議会：仮設構造物設計指針(案)，1972。
- 4) 鉄道総合技術研究所：掘削，土留工設計指針(案)，1987。
- 5) 首都高速道路公団：仮設構造物設計基準(案)，1988。
- 6) 近畿地方建設局：設計便覧(案)，第1編，土木工事共通編，1981。
- 7) 遠藤正明：山留め工の推移と展望，土と基礎，Vol. 21, No. 5, pp. 5~11, 1973。
- 8) 富永眞生：深い掘削問題の難しさ，土と基礎，Vol. 28, No. 3, pp. 7~12, 1980。
- 9) 古藤田喜久雄：深い掘削における土圧・水圧，土と基礎，Vol. 28, No. 3, pp. 1~6, 1980。
- 10) 古藤田喜久雄：山留めに作用する側圧荷重について，土と基礎，Vol. 21, No. 5, pp. 1~4, 1973。
- 11) 杉本隆男：山留め掘削工事に伴う周辺地盤の変形，土と基礎，Vol. 37, No. 5, pp. 5~10, 1989。
- 12) 玉置 脩・矢作 枢・中川誠志：多数の切バリ反力実測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。
- 13) 建設省土木研究所：近接基礎設計施工要領，1983。
- 14) 桂 豊ほか：切バリプレロード工法を用いた山留め架構の挙動(硬質地盤)，第17回土質工学研究発表会論文集，pp. 893~896, 1982。
- 15) 柴田 徹：現場計測工法，動態観測の活用，土木学会関西支部，1977。

## 日本複写権センター発足と複写権委託表示について

## 社団法人 土質工学会

ご存じのとおり、著作物を複写するには、著作権法によって認められた特別の場合以外は、著作権者の許可が必要です。しかし、その都度許可をえて複写することは、利用者にも著作権者にも不便です。

そこで先進18か国では、複写権を集中的に処理するセンターが設置され、そこが著作権者から複写権の委託を受け、利用者とは利用契約を結んで、一定の料金を徴収し、複写を許可することによって、著作権者、利用者双方の便宜をはかっています。

日本でも、このような目的をもって「日本複写権センター」が、1991年9月30日に発足し、業務を開始しました。学協会では、このセンター設立に協力するため、かねてから日本工学会、日本農学会、日本歯科医学会、日本薬学会等の学会団体が学協会著作権協議会を組織して、傘下学協会の複写権の集中受託を行ってきました。

土質工学会では先に会誌等の複写権を、前記協議会に委託しましたので、委託済であることを利用者が容易に識別できるように、該当する会誌等の目次ページに「複写をされる方に」という表示をすることにしました。

なお、学協会著作権協議会では、アメリカ合衆国の複写権センターである CCC (Copyright Clearance Center) と1991年9月1日付で相互協定を結びました。土質工学会は、前記協議会を通じて CCC にも複写権を委託しましたので、「複写をされる方に」の英文表示も併せ掲示します。

なお、日本複写権センターなどの詳細を知りたい方は、次にご連絡下さい。

学協会著作権協議会内日本複写権センター支部

〒170 東京都港区赤坂9-6-42-704

電話 03-3475-4621・5618, F A X 03-3403-1738