

項目		内容	掲載日	
2.くさび型アンカー関連	2.1 アンカー体の仕組みと実態	2.1.1 くさび型アンカーの型式区分	2007.8	
		2.1.2 くさび型アンカーの標準構造図	2007.8	
		2.1.3 アンカー力とくさび力の関係	2007.8	
		2.1.4 アンカー体の荷重分散	2007.8	
		2.1.5 アンカー体に作用する応力と支持機構の違い	2007.8	
		2.1.6 アンカー体に発生する摩擦抵抗の仕組み	2007.8	
		2.1.7 アンカー体に発生するクラックの実態	2007.8	
	2.2 アンカー体の耐久性	2.2.1 アンカー体周辺地盤の変形形態	2007.8	
		2.2.2 アンカー体定着地盤の長期耐久性	2007.8	
		2.2.3 定着地盤の弾性領域内での荷重設定	2007.8	
		2.2.4 アンカー体に作用する応力の比較	2007.8	
	2.3 アンカー体の性能	2.3.1 引抜き耐力の比較試験	2007.8	
		2.3.2 超過荷重時における引抜き耐力	2007.8	
	2.4 設計計算	2.4.1 定着地盤の選定	2007.8	
		2.4.2 設計荷重の範囲	2007.8	
		2.4.3 定着長の計算方法	2007.8	
		2.4.4 くさび型アンカーの摩擦強度	2007.8	
		2.4.5 定着地盤の強度と地盤反力係数および摩擦強度との関係	2007.8	
		2.4.6 地盤反力係数の求め方	2007.8	
		2.4.7 設計は摩擦強度と地盤反力度のいずれを用いるべきか	2007.8	
	2.5 アンカー試験	基本試験	2.5.1 拘束具頭部の処理方法	2007.8
			2.5.2 基本試験時のアンカー体長	2007.8
		本工	2.5.3 許容変位量の基準	2007.8
		共通	2.5.4 ダイヤルゲージの取り付け位置について	2007.8
	2.6 施工	2.6.1 パッカーおよびグラウトホースの取り付け方	2007.8	
		2.6.2 孔底からグラウトする場合の留意事項	2007.8	
		2.6.3 自由長部グラウトの、引抜き耐力への影響について	2007.8	
		2.6.4 スペーサの必要性について	2007.8	
		2.6.5 湧・漏水地盤対策	2007.8	
		2.6.6 崩壊性地盤対策	2007.8	

## 2. くさび型アンカー関連

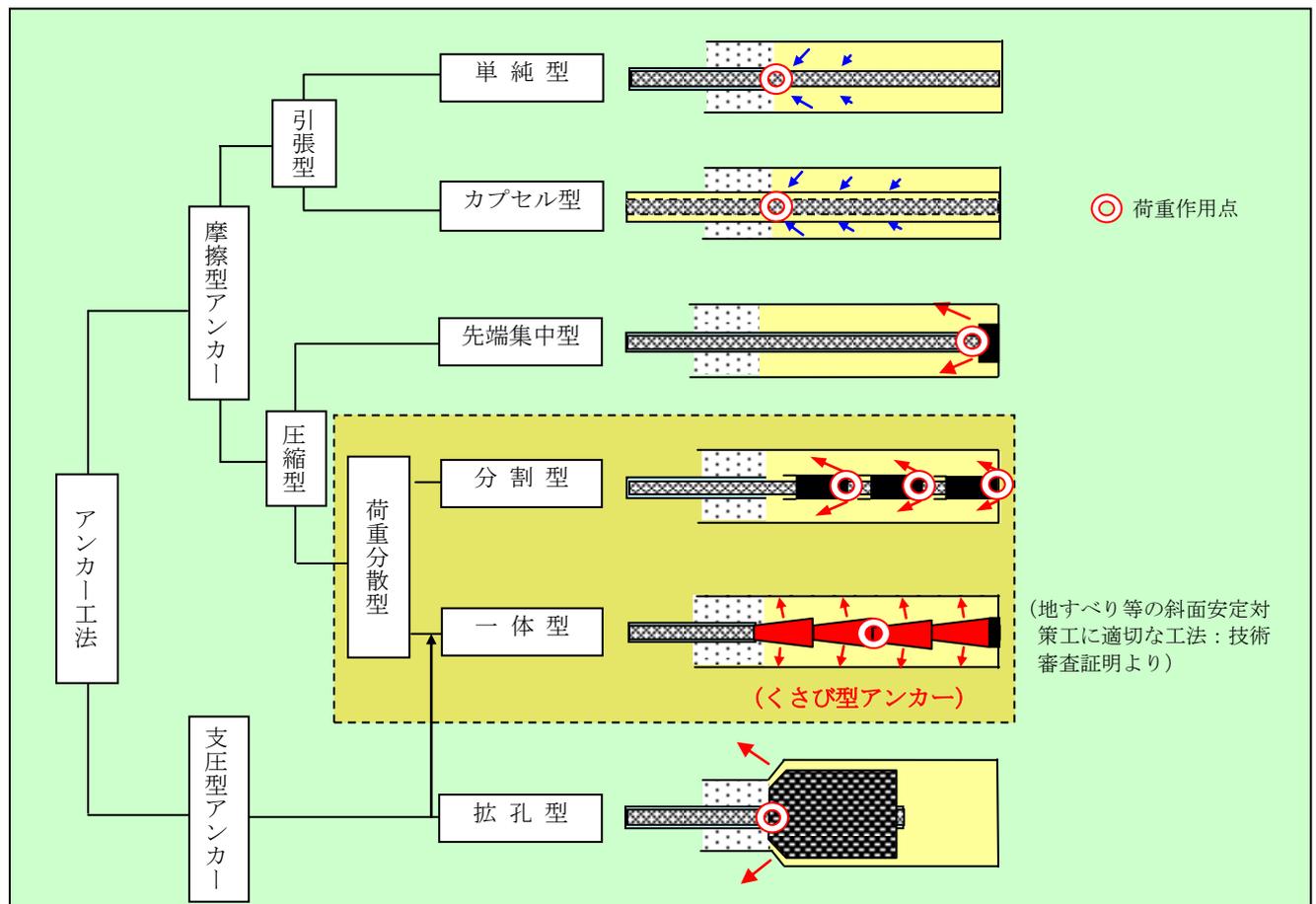
### 2.1 アンカー体の仕組みと実態

#### 2.1.1 くさび型アンカーの型式区分

くさび型アンカーは、建設技術審査証明（砂防技術）において、摩擦（圧縮）型アンカーに分類されている。

しかし、その摩擦強度を確保するための前提として、アンカー体側方地盤の地盤反力を必要とすることから、支圧型アンカーの機能をも備えるものといえる。

特徴として、従来型アンカーが、アンカー体を固定することに専念しているのに対し、くさび型ではこれを可動状態にすることで、荷重分散等に対する問題点を解決しており、地すべり等の斜面安定対策工に適切な工法として技術認定を受けている。



## 2.1.2 くさび型アンカーの標準構造図

くさび型アンカーは摩擦（圧縮）型アンカーに分類され、アンカー体にくさび機能を有す拘束具を取り付けているが、施工方法等は従来型アンカーと同様である。

なお、留意点として、以下のものがある。

- アンカー体グラウトはパッカーによる圧入を基本とする。  
→拘束具周辺地盤の地盤反力を確実にするため
- アンカー体長は、摩擦強度と地盤反力度の二つの方法で求めることができる。  
→基本調査試験の作業内容は同様であり、データ処理の方法（内業）のみ異なる。  
→いずれの方法を採用するにしても、基本調査試験はくさび型アンカー体専用の拘束具を用いて行う必要がある。

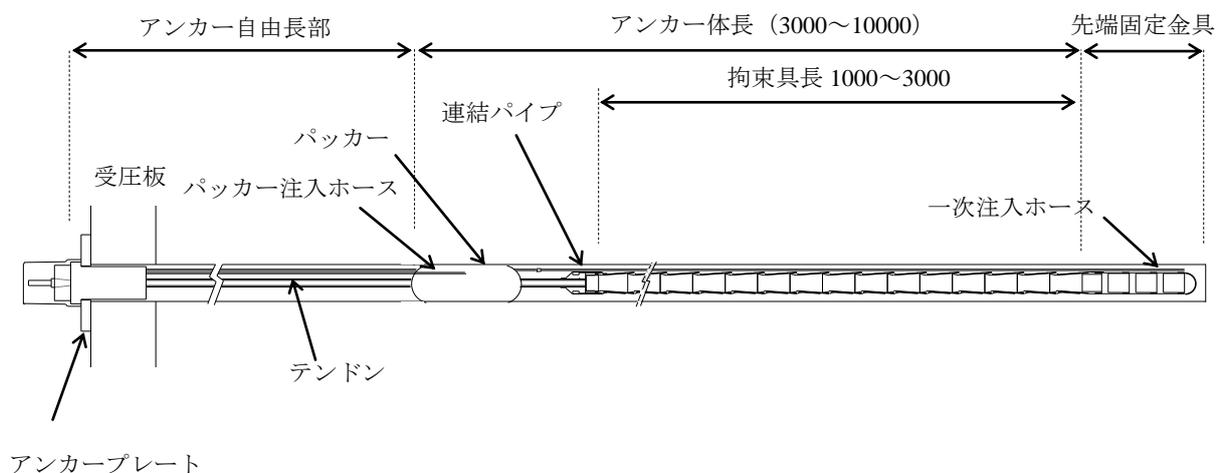


図 1.2.1 くさび型アンカーの構造図

### 2.1.3 アンカー力とくさび力の関係

図 1.3.1 はアンカー体の力関係を示すものであり、アンカー力とくさび力の関係は、実測値（図 1.3.2）より

$$P_0 \cong W_H$$

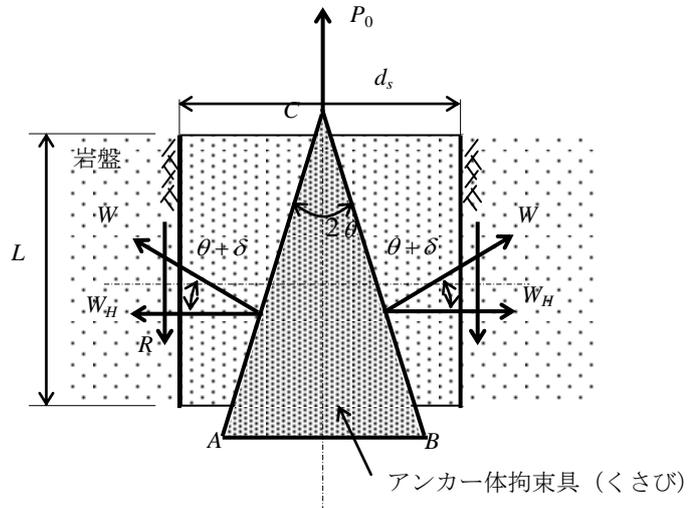


図 1.3.1 アンカー体の力関係

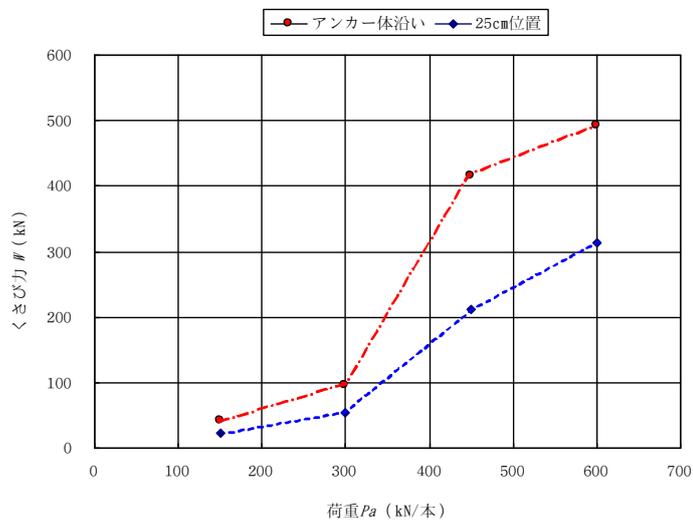


図 1.3.2 アンカー力とくさび力の関係  
(本庄地区：風化凝灰岩  $q_u = 3.8 \text{N/mm}^2$ )

## 2.1.4 アンカー体の荷重分散

写真 1.4.1 はくさび型アンカー体の定着状況であり、拘束具（くさび）が作動することで均等に周辺地盤へ圧縮力をもたらし、地盤反力に応じた高い摩擦抵抗を確保することができる（写真 1.4.2）。

荷重分散効果は現地試験等で確認されており、くさび型（図 1.4.2）は摩擦（圧縮）型（図 1.4.1）に比べ、定着地盤に作用する応力が小さく、かつ分散されている。

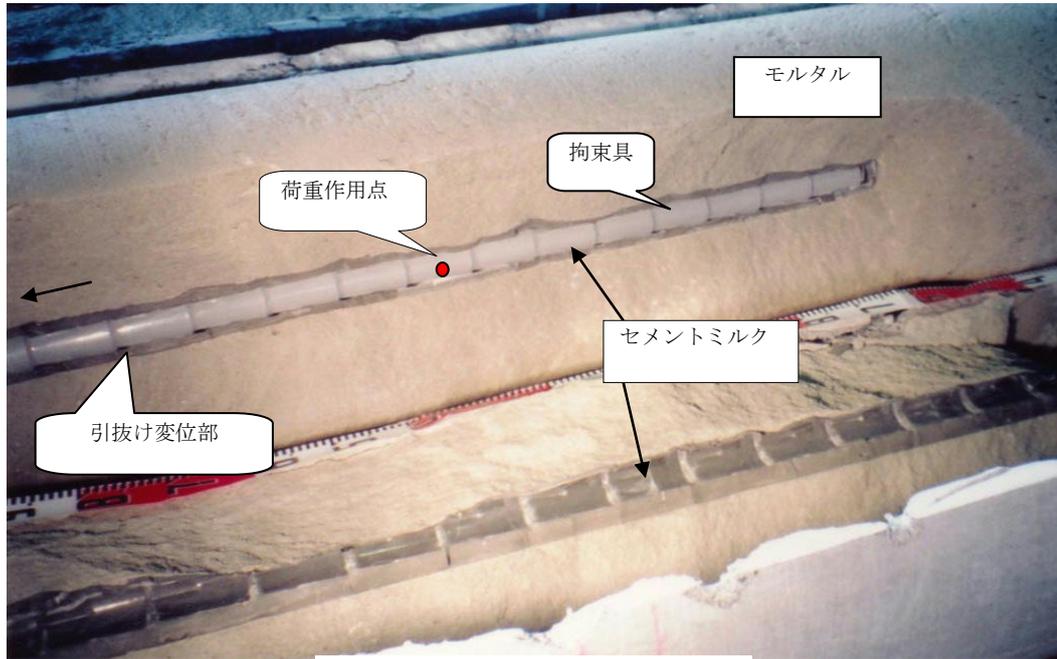


写真 1.4.1 アンカー体定着状況

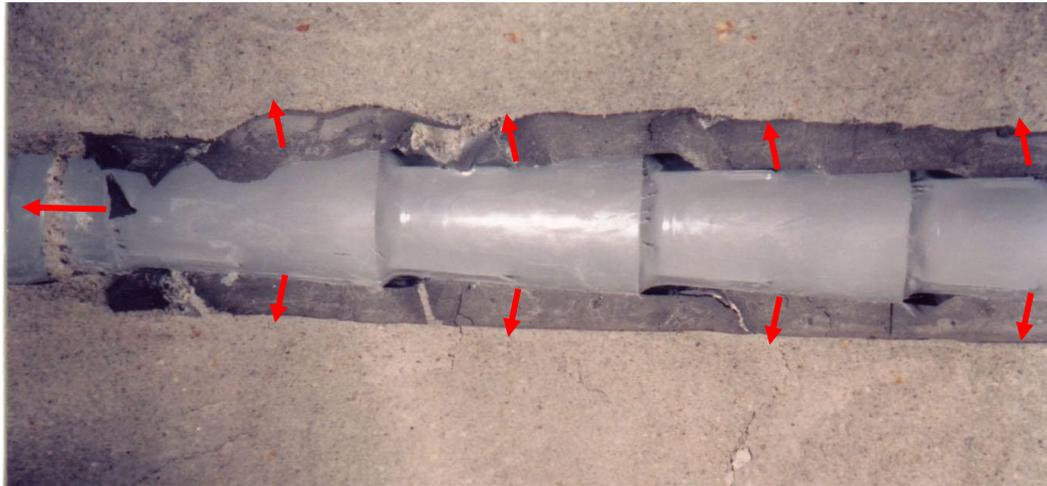


写真 1.4.2 拘束具作動状況（超過荷重時）

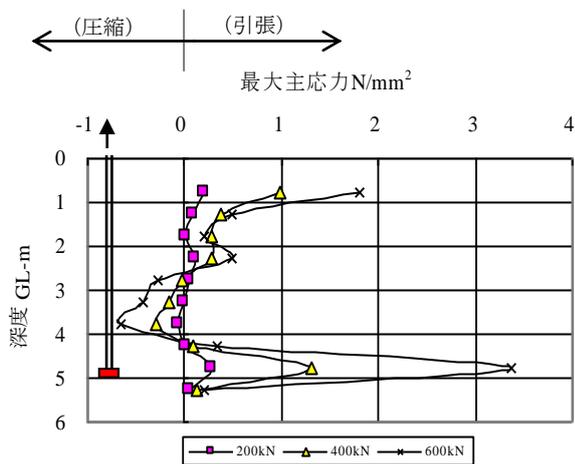


図 1.4.1 摩擦（先端圧縮）型：荷重別応力図  
（摩擦—圧縮型アンカー）

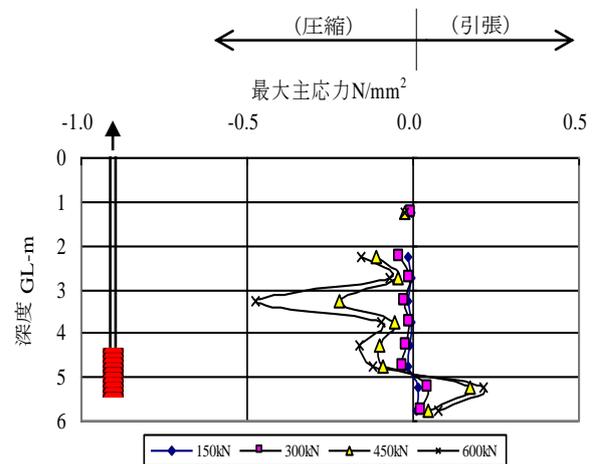


図 1.4.2 くさび型：荷重別応力図  
（くさび型アンカー）

## 2.1.5 アンカー体に作用する応力と支持機構の違い

次図は風化凝灰岩 ( $q_u=3.8\text{Mpa}$ ) 層内で測定したアンカー体周辺地盤の応力状態であり、それぞれの支持機構が明瞭に異なることがわかる。

### ○摩擦（引張）型（図 1.5.1）

アンカー体には引張力が主体的に働き、圧縮帯は不規則かつ局部的に形成されることから、主にアンカー体の付着により引抜き耐力が確保される定着システムといえる。

### ○摩擦（圧縮）型（図 1.5.2）

アンカー体を中心に  $\phi 50\text{cm}$  程度の紡錘状の圧縮帯が形成されており、付着のほか、支圧や摩擦等の複合的な抵抗により引抜き耐力が確保される定着システムといえる。

### ○くさび型（図 1.5.3）

アンカー体を中心に、幅広い圧縮帯が形成されており、アンカー体と定着地盤の摩擦（あるいは定着地盤の支圧強度）により引抜き耐力が確保される定着システムといえる。

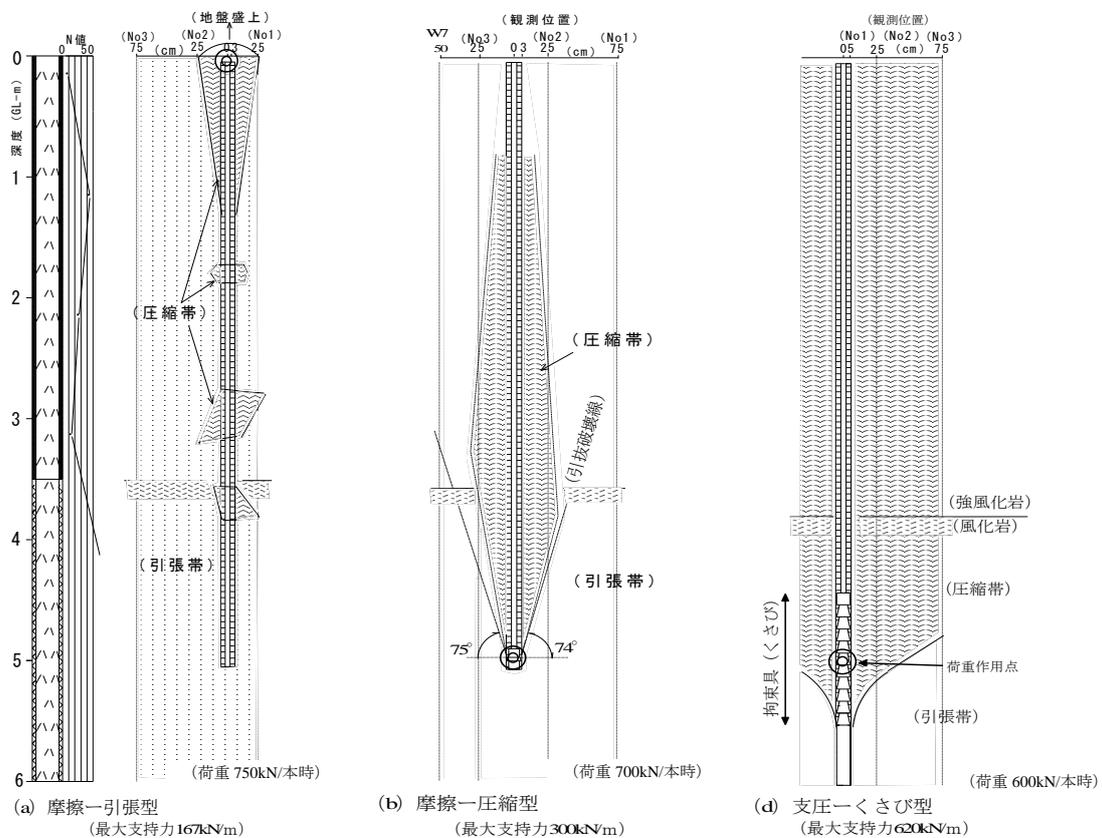


図 1.5.1 摩擦（引張）型

図 1.5.2 摩擦（先端圧縮）型

図 1.5.3 くさび型

## 2.1.6 アンカー体に発生する摩擦抵抗の仕組み

アンカー体の力関係は図 1.6.1 のように示され、アンカー体と岩盤との摩擦係数を  $f$  とすれば、アンカー体壁摩擦抵抗  $R$  は

$$R = f \cdot W_H = f \cdot \frac{P_0}{2} \cos(\theta + \delta) \quad (1)$$

ここに

$$f = \tan \phi \quad (\phi : \text{岩盤の基本摩擦角})$$

したがって、拘束具（くさび）が周辺グラウト材より先行して変位することで、グラウトと周辺地盤との間に確実な摩擦抵抗が得られ、しかもその大きさは、アンカー力（あるいはそれに応じた地盤反力の大きさ）に比例する。

ちなみに、くさびが抜けないための条件は、アンカー力  $P_0$  が、アンカー体壁摩擦抵抗  $R$  に対して

$$P_0 \leq 2R$$

でなければならない。ゆえに、式(1)より

$$\tan(\theta + \delta) \leq \tan \phi$$

$$\therefore \theta + \delta \leq \phi \quad (2)$$

ここに、 $\theta$  はくさび頭頂角の 1/2、 $\phi$  は岩盤の基本摩擦角（°）であり、壁面摩擦角  $\delta$  を  $\delta = 2/3 \cdot \phi$  にとるものとすれば、 $\theta \leq \phi/3$  を満足するように頭頂角  $\theta$  を決めれば、アンカーは引抜けに対して安全である。

なお、くさび力の作用方向（ $\theta + \delta$ ）は泥岩（ $q_u = 1\text{Mpa}$ ）層内での実測より、最終的に孔壁にほぼ直交することが確認されており（図 1.6.2）、上記式（2）を満足する。

すなわち、荷重初期段階（150kN 程度以下）における摩擦抵抗が確保されれば、拘束具が作動することで、アンカー体は引抜けに対して常に安全である。

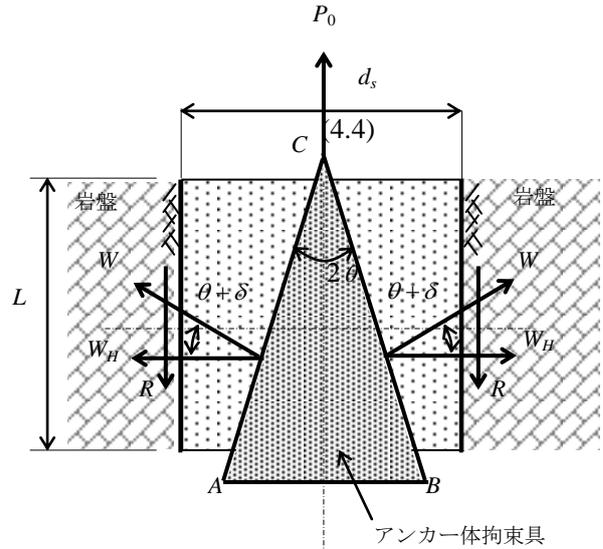


図 1.6.1 くさびの釣合い

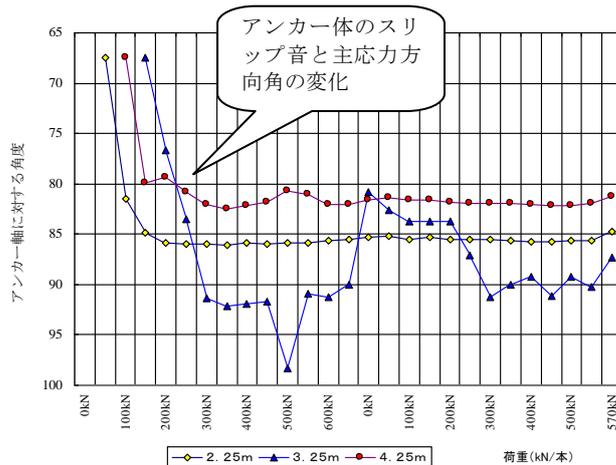


図 1.6.2 アンカー体主応力方向角

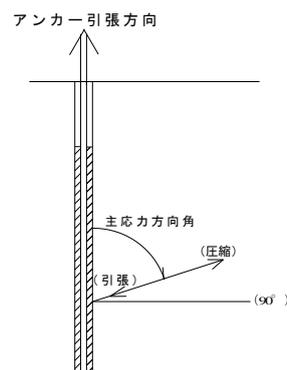


図 1.6.3 アンカー体主応力方向角説明図

## 2.1.7 アンカー体に発生するクラックの実態

写真はくさび型アンカー体拘束具とテンドンの固定試験を溜め桝内（1×1×1m）で行ったものである。荷重 700kN で溜め桝が破壊したため、これを解体し、アンカー体を取り出したところ、拘束具を包むグラウト材にほとんど亀裂はなく、アンカー体として極めて安定した状態にあることが確認されている。



4方向にクラック発生



アンカー体断面  
(わずか、一方向にヘアクラックが確認された)



アンカー体取り出し状況

## 2.2 アンカー体の耐久性

### 2.2.1 アンカー体周辺地盤の変形形態

くさび型アンカー体周辺地盤の変形形態は図 2.1.1 のように示される。すなわち、アンカー体周辺地盤では拘束具の荷重作用点位置を中心とした紡錘状の圧縮帯を形成し(図 2.1.2)、その主な変形範囲は、アンカー体よりせいぜい 20cm 程度以内と判断される(図 2.1.3)。

拘束された地盤内の変形は進行しにくいことから、長期耐久性にすぐれた定着システムであり、また、その変形範囲が極めて限られることから、隣接するアンカー孔に影響を及ぼす危険性も低い。

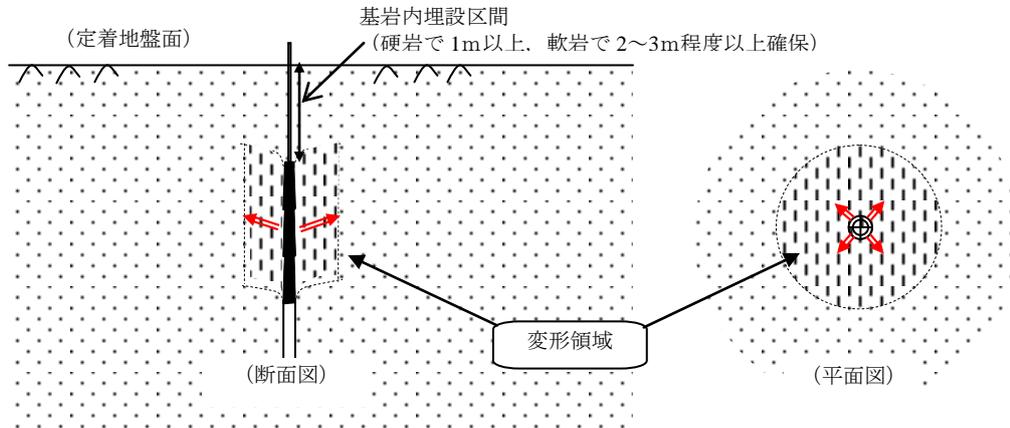


図 2.1.1 アンカー体周辺地盤の変形様式

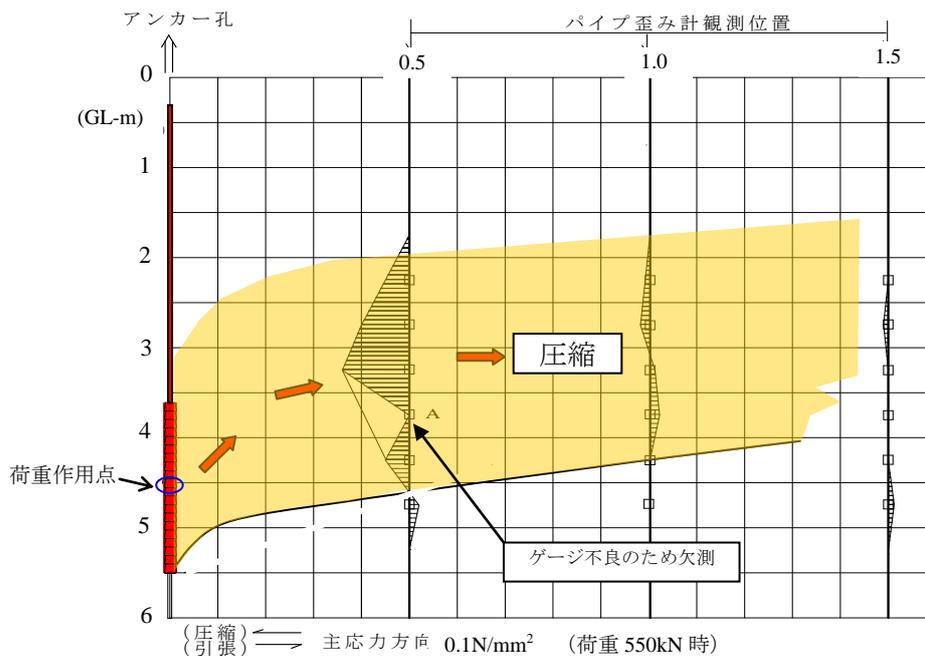


図 2.1.2 くさび型アンカー体周辺地盤の応力状態

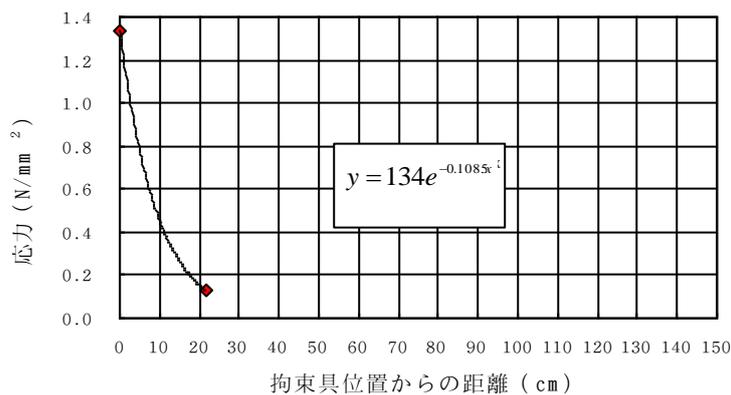


図 2.1.3 拘束具周辺地盤の応力実測値 (荷重 600kN/本時)  
(本庄地区：風化凝灰岩  $q_u = 3.8\text{N/mm}^2$ )

## 2.2.2 アンカー体定着地盤の長期耐久性

くさび型アンカーの耐久性は、図 2.2.1 のような拘束された地盤内での変形に関わるものであることから、写真のような鋼製の型枠内に試料を充填し、繰り返し载荷試験を行った。

試料の強度はもっとも軟質な泥岩を想定し  $q_{ir}=1\text{Mpa}$  とした。荷重は設計時の応力とその 1/2 程度に相当するものとし、50 回繰り返し载荷をおこなった。

その結果、全変形量は 0.01mm 程度に留まり、しかも载荷数 30 回程度以降はほとんど変形しないことが確認された。このことから、拘束地盤内の支圧強度を利用するくさび型アンカー体は、長期耐久性を確保する上で極めて優れた定着システムであることがわかる。

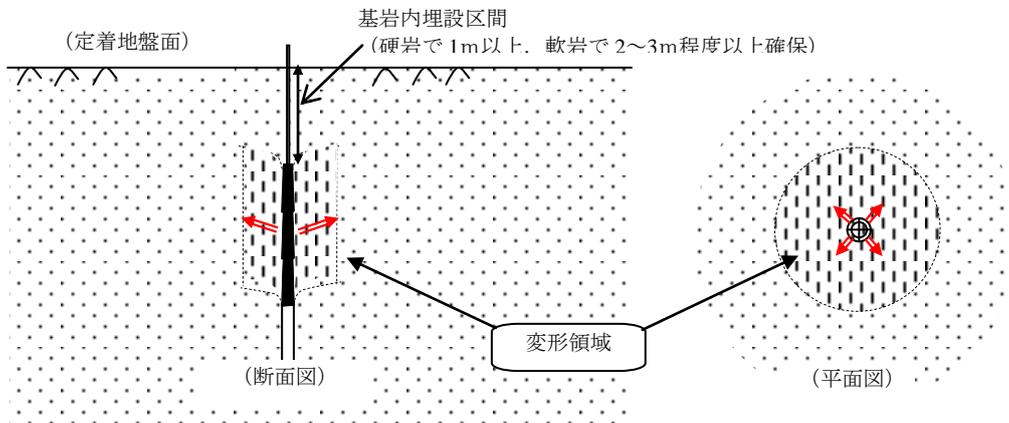


図 2.2.1 アンカー体周辺地盤の変形様式



写真 2.2.1 試験体型枠  
(40cm, 高さ 30cm)

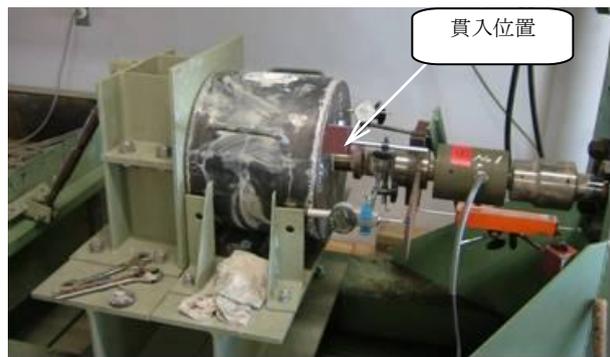


写真 2.2.2 試験体セット状況

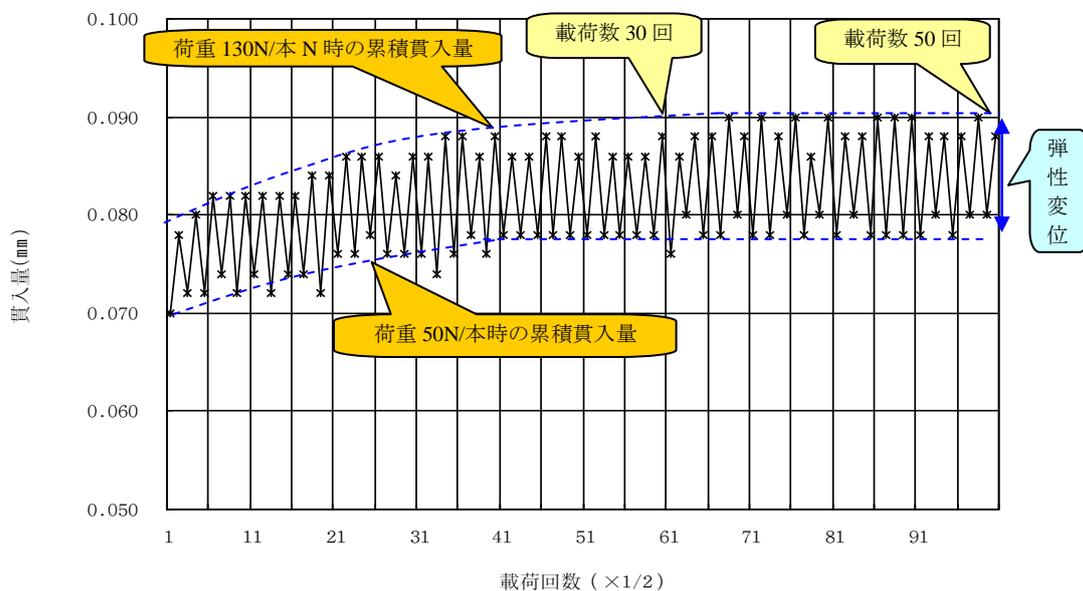


図 2.2.2 繰り返し载荷試験

### 2.2.3 定着地盤の弾性領域内の荷重設定

表 2.3.1 はくさび型アンカーにおける、任意の荷重及び地盤における定着長を求め、その時のアンカー一体に負荷する応力と定着地盤の一軸圧縮強度に対する負担率 ( $\sigma/q_u$ ) を示したものである。

これによれば、荷重負担率は 3~38% となり、軟質な地盤ほど負担率が高い。しかし実際には、拘束された地盤内の一軸圧縮強度はテストピースで測定したものよりはるかに大きいことから、くさび型アンカーで利用する定着地盤の弾性領域は、さらに小さい範囲に限られるものといえる (図 2.3.1)。

なお、くさび型アンカーでは、アンカー一体の耐久性を確実にするため、設計荷重時の応力は定着地盤の一軸圧縮強度の 1/3 以下となるように規定している。

表 2.3.1 定着地盤の強度とアンカー一体長および応力の関係

アンカー孔径  
66 mm

設計荷重 (kN)	$q_u$																	
	1	$\sigma$	$\sigma/q_u$	2	$\sigma$	$\sigma/q_u$	4	$\sigma$	$\sigma/q_u$	6	$\sigma$	$\sigma/q_u$	8	$\sigma$	$\sigma/q_u$	10	$\sigma$	$\sigma/q_u$
100	1.3	0.38	38%	1.0	0.48	24%	1.0	0.48	12%	1.0	0.48	8%	1.0	0.48	6%	1.0	0.48	5%
200	2.5	0.38	38%	1.9	0.51	26%	1.5	0.65	16%	1.3	0.72	12%	1.2	0.78	10%	1.2	0.82	8%
300	3.8			2.8	0.51	26%	2.2	0.65	16%	2.0	0.72	12%	1.9	0.78	10%	1.8	0.82	8%
400				3.8			3.0	0.65	16%	2.7	0.72	12%	2.5	0.78	10%	2.4	0.82	8%
500			(設計対象外)				3.7			3.3			3.1			2.9	0.82	8%
600							4.5			4.0			3.7			3.5		
700							5.2			4.7			4.3			4.1		

アンカー孔径  
90 mm

設計荷重 (kN)	$q_u$																	
	1	$\sigma$	$\sigma/q_u$	2	$\sigma$	$\sigma/q_u$	4	$\sigma$	$\sigma/q_u$	6	$\sigma$	$\sigma/q_u$	8	$\sigma$	$\sigma/q_u$	10	$\sigma$	$\sigma/q_u$
100	1.0	0.35	35%	1.0	0.35	18%	1.0	0.35	9%	1.0	0.35	6%	1.0	0.35	4%	1.0	0.35	4%
200	1.9	0.38	38%	1.4	0.51	26%	1.1	0.65	16%	1.0	0.72	12%	1.0	0.71	9%	1.0	0.71	7%
300	2.8	0.38	38%	2.1	0.51	26%	1.6	0.65	16%	1.5	0.72	12%	1.4	0.78	10%	1.3	0.82	8%
400	3.7			2.8	0.51	26%	2.2	0.65	16%	2.0	0.72	12%	1.8	0.78	10%	1.7	0.82	8%
500	4.6			3.4			2.7	0.65	16%	2.4	0.72	12%	2.3	0.78	10%	2.2	0.82	8%
600							3.3			2.9	0.72	12%	2.7	0.78	10%	2.6	0.82	8%
700										3.4			3.2			3.0	0.82	8%

アンカー孔径  
115 mm

設計荷重 (kN)	$q_u$																	
	1	$\sigma$	$\sigma/q_u$	2	$\sigma$	$\sigma/q_u$	4	$\sigma$	$\sigma/q_u$	6	$\sigma$	$\sigma/q_u$	8	$\sigma$	$\sigma/q_u$	10	$\sigma$	$\sigma/q_u$
100	1.0	0.28	28%	1.0	0.28	14%	1.0	0.28	7%	1.0	0.28	5%	1.0	0.28	3%	1.0	0.28	3%
200	1.5	0.38	38%	1.1	0.51	26%	1.0	0.55	14%	1.0	0.55	9%	1.0	0.55	7%	1.0	0.55	6%
300	2.2	0.38	38%	1.6	0.51	26%	1.3	0.65	16%	1.1	0.72	12%	1.1	0.78	10%	1.0	0.82	8%
400	2.9	0.38	38%	2.2	0.51	26%	1.7	0.65	16%	1.5	0.72	12%	1.4	0.78	10%	1.4	0.82	8%
500	3.6			2.7	0.51	26%	2.1	0.65	16%	1.9	0.72	12%	1.8	0.78	10%	1.7	0.82	8%
600				3.2			2.6	0.65	16%	2.3	0.72	12%	2.1	0.78	10%	2.0	0.82	8%
700							3.0	0.65	16%	2.7	0.72	12%	2.5	0.78	10%	2.4	0.82	8%

$q_u$  : 定着地盤の一軸圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma$  : アンカー一体応力 (N/mm<sup>2</sup>) …設計荷重対応

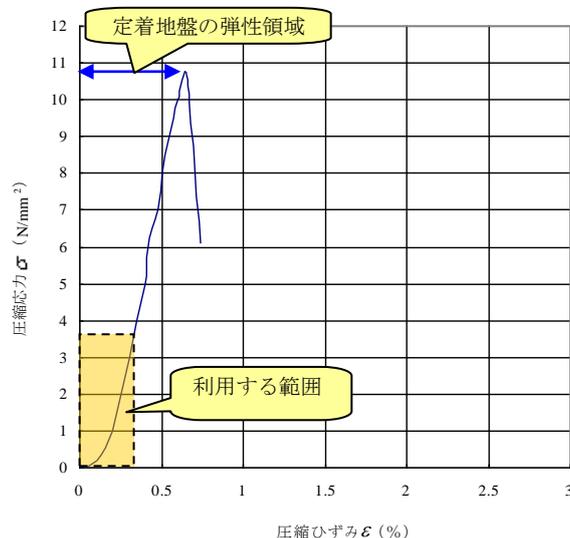


図 2.3.1 アンカー一体が利用する弾性領域

## 2.2.4 アンカー体に作用する応力の比較

くさび型アンカーは摩擦（圧縮）型に分類されるが、先端圧縮型アンカーと比較して、以下のような違いが認められる（図 2.4.1, 2）。

- ・アンカー体先端部の引張力は先端圧縮型の 1/10
- ・アンカー体の圧縮力は先端圧縮型の 1/3

これはくさび型アンカー体の荷重分散効果によるものであり、長期耐久性確保に関しての有利性が明らかである。

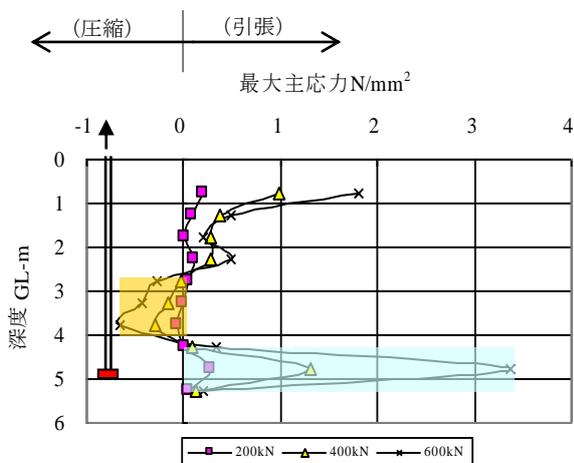


図 2.4.1 摩擦（先端圧縮）型：荷重別応力図  
（摩擦—圧縮型アンカー）

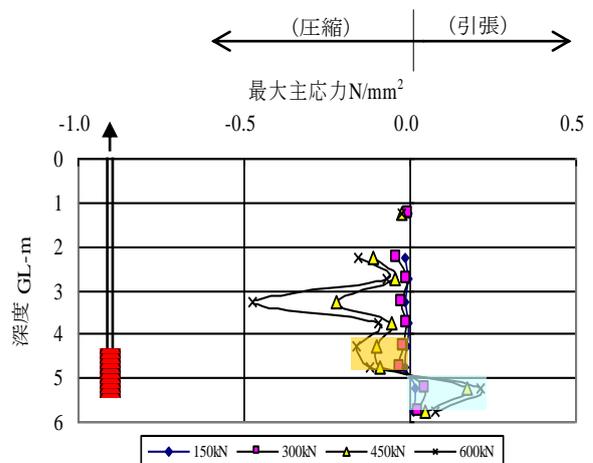


図 2.4.2 くさび型：荷重別応力図  
（くさび型アンカー）

## 2.3 アンカー体の性能

### 2.3.1 引抜き耐力の比較試験

次図はアンカー形式によるアンカー体周辺地盤の応力状態の比較を行ったものであり、引抜き耐力において、“摩擦（引張）型：摩擦（圧縮）型：くさび型=1：1.8：3.7”という違いが確認された。すなわち、圧縮帯が多く形成され、確実に摩擦抵抗が確保されるほど、有利であるといえる。

ちなみに、写真は鋼管（ $\phi 139.8\text{mm}$ ,  $l=2\text{m}$ ）内で実施した引抜き試験の状況であり、摩擦（引張）型では荷重 50kN で簡単に引抜けたのに対し、くさび型では荷重 450kN で鋼管を引きずるように引抜けている。

摩擦（引張）型ではアンカー体に引張り力が主体的に働くため、平滑度の高い鋼管内では容易にアンカー体が剥離することを示すものであり、例えば、定着長が短く、孔壁の状態が良好なアンカー体はこうした危険性を十分認識しておく必要がある。

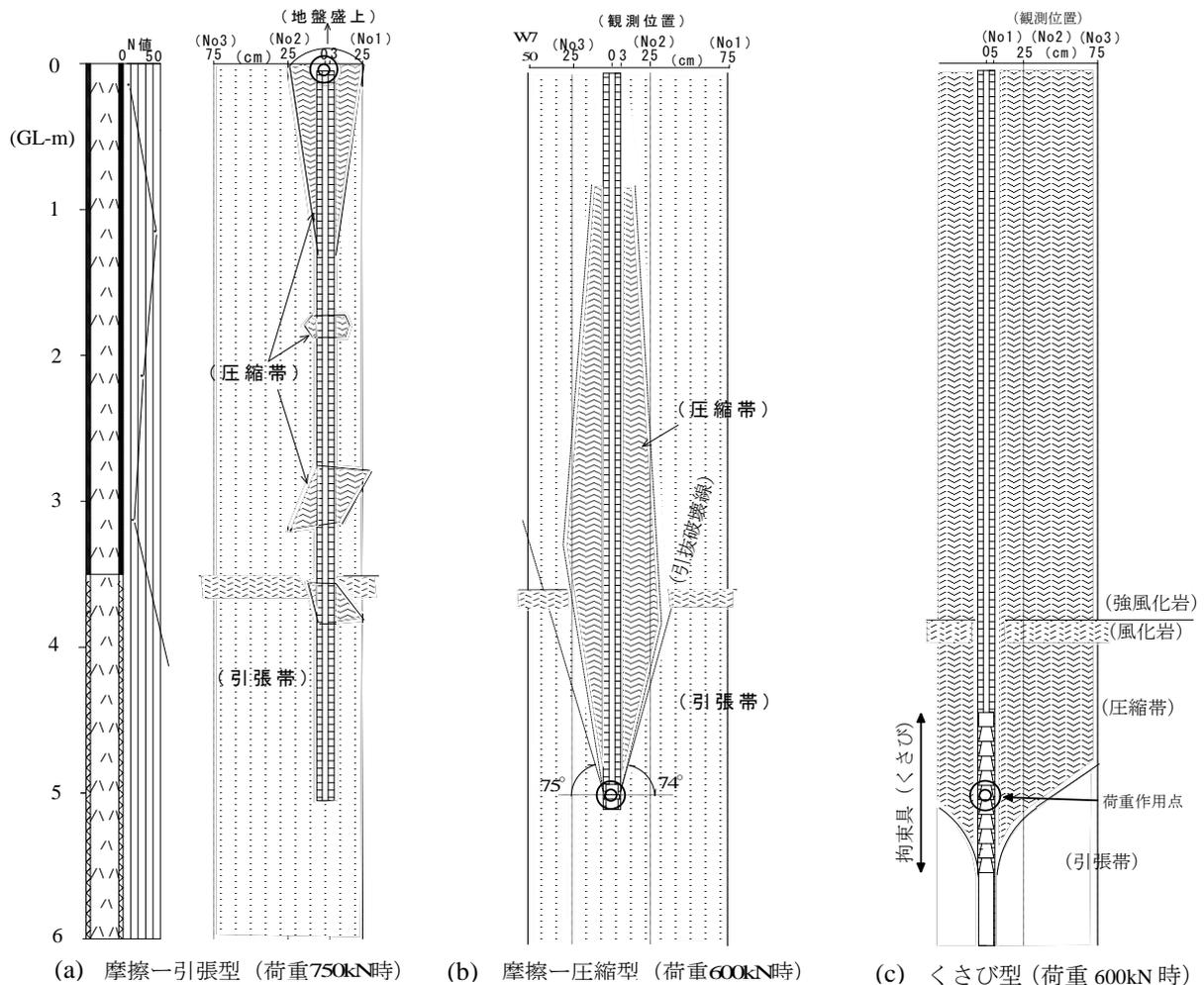


図 3.1.1 アンカー形式による応力状態の違い  
(風化凝灰岩：一軸圧縮強度  $q_u=3.7\text{N/mm}^2$ )



写真 3.1.1 くさび型



写真 3.1.2 摩擦型（非拘束具）

### 2.3.2 超過荷重時における引抜き耐力

くさび型アンカーは従来型アンカーのように超過荷重時に達しても、急激に引き抜ける恐れが少ない。図 3.2.1 はそれを裏付けるものであり、荷重 630kN で引き抜け後、再び同様な引き抜き耐力を確保している。

これは図 3.2.2 に示すように、拘束具が大きく引抜け変位しても周辺地盤にはほとんどダメージをもたらさず、引き続き周辺地盤の弾性変位内で支持されることによるものである。

このような特徴から、地震等の不測の外力が予想される場合に適する工法といえる。

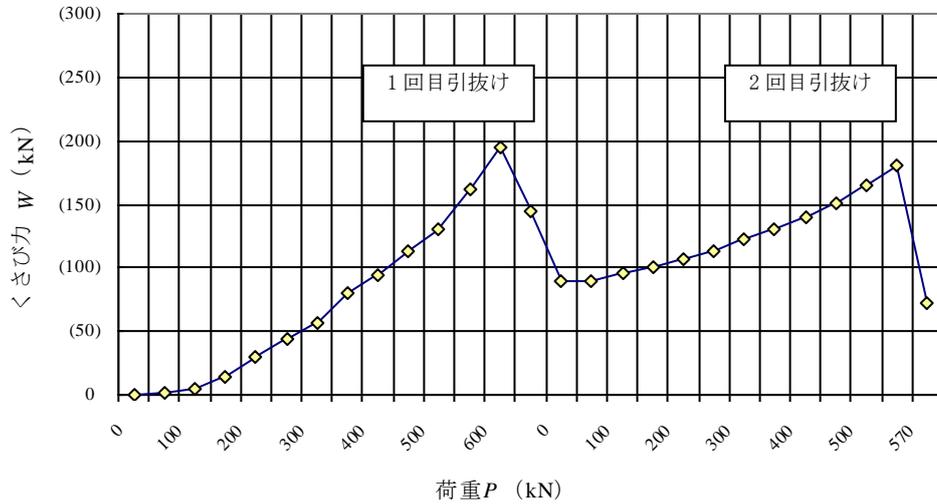
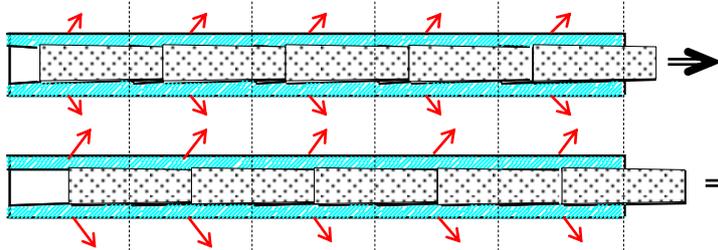


図 3.2.1 アンカー体の引抜け状況

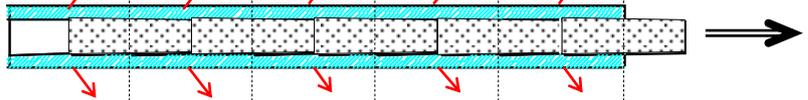
①初期状態



②引抜けにともなう周辺地盤の変形と引抜き耐力の増大



③引抜き量 50mm 時に最大引抜き耐力が得られる。



④上記を過ぎると拘束具ユニット (10cm 長) が急速にひとつ移動し、再び②, ③と同様な引抜き耐力を発揮する。



図 3.2.2 アンカー体の引抜けと引抜き耐力の関係

## 2.4 設計計算

### 2.4.1 定着地盤の選定

定着対象は長期耐久性を考慮して、軟岩程度以上の固結度を有す地盤とする。

表 4.1.1 許容引張荷重の適用範囲

タイプ	許容最大荷重 (kN)			定着地盤の一軸圧縮強度 $q_u$
	永久 (常時)	永久 (地震) 時	仮設	
300Ws	343.8	445.5	372.5	1Mpa 以上
800Ws	768.6	982.8	832.7	

表 4.1.2 定着地盤について (参考)

山留めアンカー	構造物の浮き上がり・ 転倒防止アンカー	地すべり防止アンカー 斜面安定用アンカー
仮設アンカー	永久アンカー	永久アンカー
○良質な地盤 ○一般に $N \geq 35$ の砂質土、 $q_u \geq 250 \text{ kN/m}^2$ の粘性土 (日本建築学会)	○強固な地盤。土木では岩盤が多い。 ○建築では一般に洪積層あるいはそれより古い地層	○強固な地盤。通常、岩盤が多く、過去に地すべりを生じていない地層。クリープ特性や風化・亀裂の程度に注意が必要。

(地盤工学ハンドブック, 1999.3, P.721 表 4.2.37 アンカー設計における留意事項より)

なお、定着地盤の目安となる一軸圧縮強度の推定方法として次式を提案する (“ $N$  値及び  $c \cdot \phi$  — 考え方と利用 — P.83 図 4.14, 地盤工学会, 2002” に示す実測値より)。

$$q_u = \frac{N}{40} \quad (\text{N/mm}^2)$$

これより 1Mpa の目安としては “ $N$  値  $\geq 40$ ” となる。

## 2.4.2 設計荷重の範囲

くさび型アンカーの設計荷重は、定着地盤の不均一性やアンカー体の荷重分散、あるいはアンカー体の長期耐久性等を考慮して、最大設計荷重 768.6kN/本以下とする。

このことにより、一軸圧縮強度が 10Mpa 以下の地盤での定着長は概ね 3m 程度以下となり、定着地盤への応力負荷も一軸圧縮強度の 1/3 程度以下に抑えることができる（表 4.2.1）。

表 4.2.1 定着地盤の強度とアンカー体長および応力の関係

アンカー孔径 66 mm																		
設計荷重 (kN)	$q_u$	$\sigma$	$\sigma/q_u$	$q_u$	$\sigma$	$\sigma/q_u$	$q_u$	$\bar{\sigma}$	$\sigma/q_u$	$q_u$	$\sigma$	$\sigma/q_u$	$q_u$	$\sigma$	$\sigma/q_u$	$q_u$	$\sigma$	$\sigma/q_u$
	1			2			4			6			8			10		
100	1.3	0.38	38%	1.0	0.48	24%	1.0	0.48	12%	1.0	0.48	8%	1.0	0.48	6%	1.0	0.48	5%
200	2.5	0.38	38%	1.9	0.51	26%	1.5	0.65	16%	1.3	0.72	12%	1.2	0.78	10%	1.2	0.82	8%
300	3.8			2.8	0.51	26%	2.2	0.65	16%	2.0	0.72	12%	1.9	0.78	10%	1.8	0.82	8%
400				3.8			3.0	0.65	16%	2.7	0.72	12%	2.5	0.78	10%	2.4	0.82	8%
500			(設計対象外)				3.7			3.3			3.1			2.9	0.82	8%
600							4.5			4.0			3.7			3.5		
700							5.2			4.7			4.3			4.1		

アンカー孔径 90 mm																		
設計荷重 (kN)	$q_u$	$\sigma$	$\sigma/q_u$	$q_u$	$\bar{\sigma}$	$\sigma/q_u$	$q_u$	$\bar{\sigma}$	$\sigma/q_u$	$q_u$	$\sigma$	$\sigma/q_u$	$q_u$	$\bar{\sigma}$	$\sigma/q_u$	$q_u$	$\bar{\sigma}$	$\sigma/q_u$
	1			2			4			6			8			10		
100	1.0	0.35	35%	1.0	0.35	18%	1.0	0.35	9%	1.0	0.35	6%	1.0	0.35	4%	1.0	0.35	4%
200	1.9	0.38	38%	1.4	0.51	26%	1.1	0.65	16%	1.0	0.72	12%	1.0	0.71	9%	1.0	0.71	7%
300	2.8	0.38	38%	2.1	0.51	26%	1.6	0.65	16%	1.5	0.72	12%	1.4	0.78	10%	1.3	0.82	8%
400	3.7			2.8	0.51	26%	2.2	0.65	16%	2.0	0.72	12%	1.8	0.78	10%	1.7	0.82	8%
500	4.6			3.4			2.7	0.65	16%	2.4	0.72	12%	2.3	0.78	10%	2.2	0.82	8%
600							3.3			2.9	0.72	12%	2.7	0.78	10%	2.6	0.82	8%
700										3.4			3.2			3.0	0.82	8%

アンカー孔径 115 mm																		
設計荷重 (kN)	$q_u$	$\sigma$	$\sigma/q_u$	$q_u$	$\bar{\sigma}$	$\sigma/q_u$	$q_u$	$\bar{\sigma}$	$\sigma/q_u$	$q_u$	$\sigma$	$\sigma/q_u$	$q_u$	$\bar{\sigma}$	$\sigma/q_u$	$q_u$	$\bar{\sigma}$	$\sigma/q_u$
	1			2			4			6			8			10		
100	1.0	0.28	28%	1.0	0.28	14%	1.0	0.28	7%	1.0	0.28	5%	1.0	0.28	3%	1.0	0.28	3%
200	1.5	0.38	38%	1.1	0.51	26%	1.0	0.55	14%	1.0	0.55	9%	1.0	0.55	7%	1.0	0.55	6%
300	2.2	0.38	38%	1.6	0.51	26%	1.3	0.65	16%	1.1	0.72	12%	1.1	0.78	10%	1.0	0.82	8%
400	2.9	0.38	38%	2.2	0.51	26%	1.7	0.65	16%	1.5	0.72	12%	1.4	0.78	10%	1.4	0.82	8%
500	3.6			2.7	0.51	26%	2.1	0.65	16%	1.9	0.72	12%	1.8	0.78	10%	1.7	0.82	8%
600				3.2			2.6	0.65	16%	2.3	0.72	12%	2.1	0.78	10%	2.0	0.82	8%
700							3.0	0.65	16%	2.7	0.72	12%	2.5	0.78	10%	2.4	0.82	8%

$q_u$  : 定着地盤の一軸圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma$  : アンカー体応力 (N/mm<sup>2</sup>) …設計荷重対応

### 2.4.3 定着長の計算方法

くさび型アンカー体長（拘束具設置区間）はアンカー体の摩擦強度および地盤反力度の二つの観点から求めることができる。

- (1) 摩擦強度 $\tau_w$ による：極限引抜き耐力をアンカー体表面積で除したものを摩擦強度とし、次式により求める方法

$$l_{a1} = \frac{f P_a}{\pi d_B \tau_w}$$

ここに、 $l_{a1}$ ：摩擦強度に基づくアンカー体長（拘束具設置区間）  
 $f$ ：安全率（=2.5）  
 $d_B$ ：アンカー孔径  
 $P_a$ ：設計荷重  
 $\tau_w$ ：くさび型アンカーにおける摩擦強度

- (2) 地盤反力度 $q$ による：アンカー体周辺地盤に負荷する応力と地盤変位から地盤反力係数（地盤反力度）を求め、次式により求める方法

$$l_{a2} = \frac{a f P_a}{\pi d_B q}$$

ここに、 $l_{a2}$ ：地盤反力に基づくアンカー体長（拘束具設置区間）  
 $a$ ：修正係数（=2）  
 $f$ ：安全率（=2.5）  
 $d_B$ ：アンカー孔径  
 $P_a$ ：設計荷重（≡くさび水平力）  
 $q$ ：地盤反力度（= $k \cdot r$ ）  
 $k$ ：地盤反力係数  
 $r$ ：拘束具によってもたらされる最大有効地盤変位量 0.375cm

ちなみに、両者の違いは以下のようなものである。

計算方法	計算結果	メリット	デメリット
摩擦強度による方法	基本的に同じ	○従来方式と同様で簡単	○基本調査試験で極限引抜き耐力を把握できない場合は、過大（安全側）な設計となりやすい。
地盤反力度による方法		○基本調査試験では、極限引抜き耐力を把握することなく、設計値を得ることができるため、常に合理的な設計が可能。	○地盤反力係数の算出等において、やや煩雑

## 2.4.4 くさび型アンカーの摩擦強度

くさび型アンカー体の摩擦強度は、拘束具によってもたらされるくさび水平力  $W_H$  と、アンカー体と定着地盤との摩擦係数  $\tan \phi$  により求められる。

○アンカー力  $P_0$  によって生じるくさび力  $W$  (図 4.4.1)

$$\text{くさび力: } W = \frac{P_0}{2 \sin(\theta + \delta)}$$

$$\text{くさび水平力: } W_H = W \cos(\theta + \delta) = \frac{P_0}{2} \cos(\theta + \delta)$$

ここに、 $\theta$  : くさび頭頂角 =  $\angle ACB/2$ ,  $\delta$  : 壁面摩擦角 =  $2/3 \cdot \phi$ .

○アンカー体と岩盤との摩擦係数を  $f$  とすれば、アンカー体壁摩擦抵抗  $R$  は

$$R = f \cdot W_H = f \cdot \frac{P_0}{2} \cos(\theta + \delta)$$

ここに

$$f = \tan \phi \quad (\phi : \text{岩盤の基本摩擦角})$$

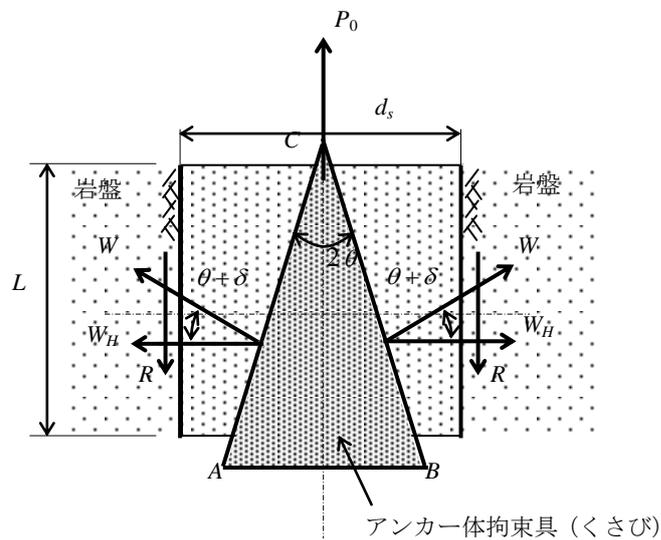


図 4.4.1 くさびの釣合い

## 2.4.5 定着地盤の強度と地盤反力係数および摩擦強度との関係

各定着長を求める式は

○摩擦強度  $\tau_w$  による場合

$$l_{a1} = \frac{f P_a}{\pi d_B \tau_w} \quad (1)$$

○地盤反力度  $q$  による場合

$$l_{a2} = \frac{a f P_a}{\pi d_B q} \quad (2)$$

式 (2) を変形すれば式 (3) となり,  $(q/a)$  が式 (1) の摩擦強度  $\tau_w$  に対比される.

$$l_{a2} = \frac{a f P_a}{\pi d_B q} = \frac{f \cdot P_a}{\pi \cdot d_B \cdot q/a} \quad (3)$$

$a$ : 修正係数 (=2)

$f$ : 安全率 (=2.5)

$d_B$ : アンカー孔径

$P_a$ : 設計荷重 (≡くさび水平力)

$q$ : 地盤反力度 (=  $k \cdot r$ )

$k$ : 地盤反力係数

$r$ : 拘束具によってもたらされる最大有効地盤変位量 0.375cm

ここで  $l_{a1} = l_{a2}$  とすれば,

$$\tau_w = \frac{q}{a} = \frac{k \cdot r}{2} = \frac{k \times 0.375}{2} = 0.1875k \quad (4)$$

地盤反力係数  $k$  と定着地盤の一軸圧縮強度  $q_u$  の関係は, 現地試験より

$$k = 256.95 \text{Ln}(q_u) + 508.38 \quad (5)$$

式 (4) と (5) より

$$\tau_w = 48.2 \text{Ln}(q_u) + 95.3$$

一方, 摩擦強度の目安として式(6)がある (砂防・地すべり設計実例 P248, (財) 砂防・地すべり技術センター).

$$\tau = \frac{q_u}{10} \quad (6)$$

これらの関係は図 4.5.1 のように示され, くさび型アンカー体で発揮される摩擦強度は従来型アンカーで用いる摩擦強度より 2~7 倍大きく, 特に軟質地盤ほど差が顕著となる傾向にある.

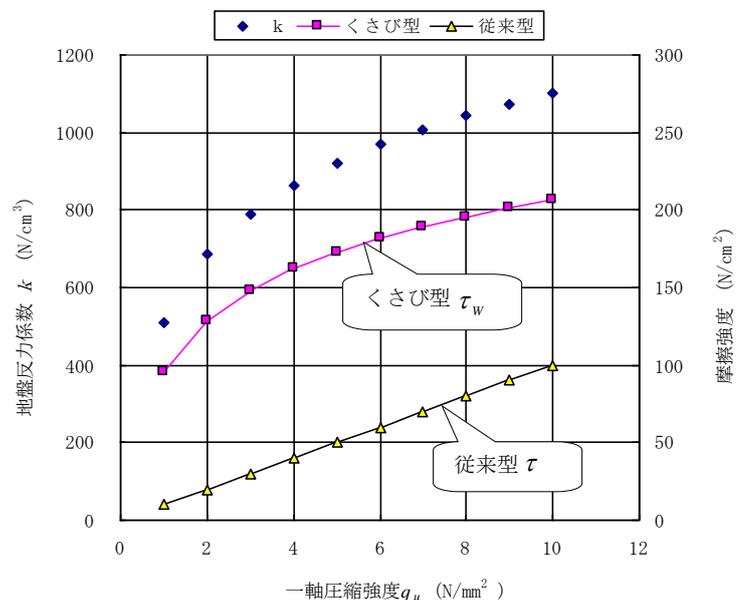


図 4.5.1 一軸圧縮強度  $q_u$  と地盤反力係数  $k$  および摩擦強度の関係

## 2.4.6 地盤反力係数の求め方

(手順 1) 現地基本調査試験より、各荷重のテンドン変位量を測定し、荷重—弾性変位・塑性変位曲線を作成する (図 4.6.1).

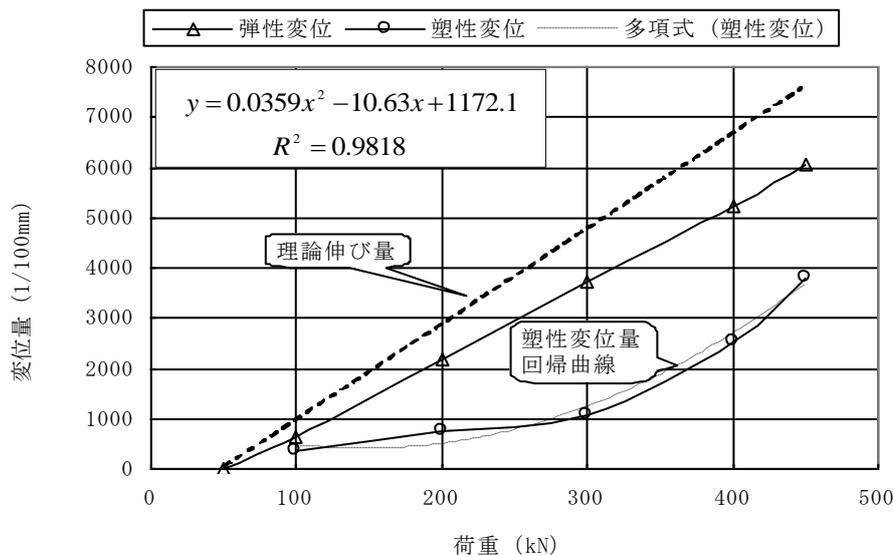


図 4.6.1 荷重—弾性変位・塑性変位曲線

(手順 2) 荷重—塑性変位曲線の回帰式より、各荷重のテンドン (=拘束具) 引抜け量を求め、これを基に拘束具の有効支圧面積、拘束具周辺地盤の拡径量、有効応力を求める (表 4.6.1).

表 4.6.1 引抜け量 (塑性変位) 測定値

荷重 kN	塑性変位量 $\Delta L$ mm	地盤拡径量 $\Delta h$ cm	有効応力 N/cm <sup>2</sup>
50	7.3	0.05	26.0
100	4.7	0.04	50.6
150	3.8	0.03	75.3
200	4.8	0.04	101.4
250	7.6	0.06	130.5
300	12.1	0.09	164.7
350	18.5	0.14	207.2
400	26.6	0.20	263.0
450	36.6	0.27	342.3

記号等に対する説明は次の通りである.

塑性変位量  $\Delta L$  : 荷重—塑性変位曲線の回帰式より算出 (図 4.6.1)

有効支圧面積  $A$  :  $A = d_B \pi n \cdot (10 - \Delta L)$

$d_B$  : アンカー孔径

$n$  : くさびユニット数 (くさびユニット長 10cm)

上記例では  $n = 10$  ヶ (=アンカー体長 1m)

地盤拡径量 :  $\Delta h = (7.5/100 \cdot \Delta L)$

有効応力 :  $\sigma' = P / A$

$P$  : 緊張力

(手順3) 荷重－地盤拡張量, 引抜き量の関係図を作成する(図 4.6.2).

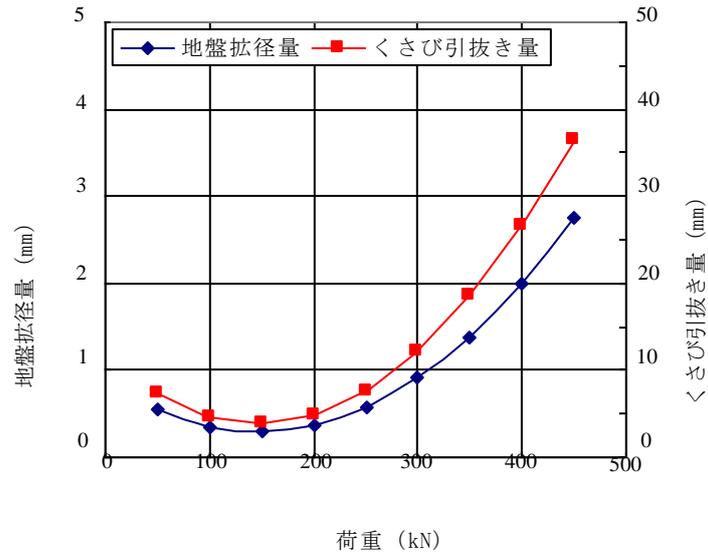


図 4.6.2 地盤拡張量, くさび引抜き量－荷重曲線

(手順4) 図 4.6.2 より, 荷重 200kN まではこれに応じた地盤変位を示しておらず, 主に摩擦強度により指示されている状態と判断される. よって荷重 250kN 以降のデータを用いて, 地盤拡張量－有効応力曲線図を作成する(図 4.6.3).

この図に示す回帰直線の勾配が求める地盤反力係数である ( $k=982.8\text{N/cm}^3$ ).

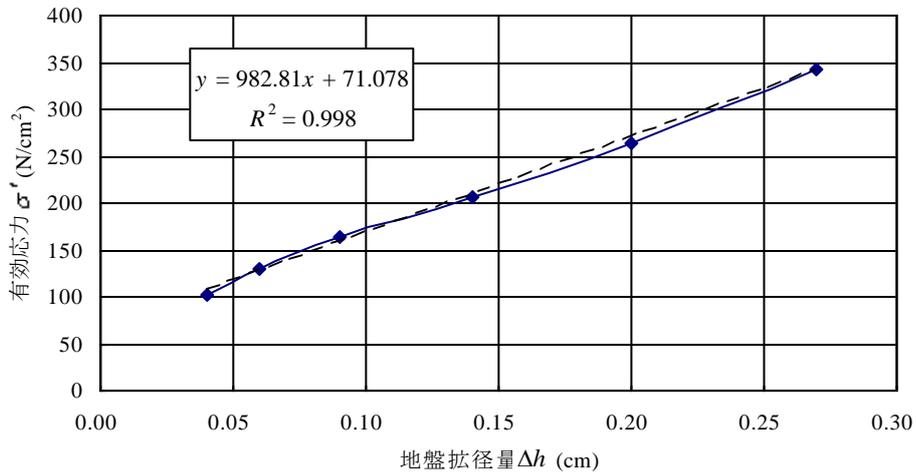


図 4.6.3 地盤拡張量－有効応力曲線

これまで得られた地盤反力係数の値を表 4.6.2 に示す。

表 4.6.2 地質別地盤反力係数

現場	No	定着長	引抜き耐力	一軸圧縮強度	地盤反力係数	アンカー孔径	掘削	定着地盤	グラウト	備考
		m	kN	$q_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$k$ (N/cm <sup>3</sup> )	$\phi$ (mm)	方向	の地質	加圧方法	
本庄	1	1.0	640	2.14	807	115	鉛直	風化凝灰岩	不圧	アンカー体をバッカーで被覆 アンカー体をバッカーで被覆
	2	1.0	580		775	135	鉛直			
	3	1.0	500		593	135	鉛直			
古江	1	2.0	560	1.06	537	115	鉛直	泥岩	不圧	
	2	2.0	560		564	115	鉛直			
	3	2.0	620		615	115	鉛直			
	4	2.0	610		435	115	鉛直			
	5	2.0	650		392	115	鉛直			
来待	1	1.0	1000以上	10.35	1048	115	鉛直	砂岩	不圧	RQD=90
	2	1.5	1000以上		1122	115	鉛直			
	3	2.0	1000以上		981	115	鉛直			
平田 細原	1	0.5	550	7.90	1100	115	斜孔	砂岩	不圧	RQD=0~10, ロータリー ボーリング掘削
	2	1.0	870		991	115	斜孔			
	3	1.5	890		768	115	斜孔			
	1'	0.5	310		1452	66	斜孔		バッカー	RQD=0
	2'	1.0	445以上		1110	66	斜孔			RQD=12
	3'	1.5	445以上		974	66	斜孔			RQD=10
魚瀬	1	1.0	800	6.70	1040	115	斜孔	砂岩・頁岩	ケーシング	RQD=30~40, ロータリー パーカッション掘削
	2	1.0	750	8.30	958	115	斜孔			

RQD：岩盤の評価に用いられる指数で、1mあたりの10cm以上のコア長さを百分率で表示したもの。  
掘削方法：魚瀬現場はロータリーパーカッション、その他はロータリーボーリングによる。

RQD 区分

非常に良い	90~100%
良い	75~90%
普通	50~75%
悪い	25~50%
非常に悪い	0~50%

【参考】

表 4.6.2 よりアンカー体設置地盤の一軸圧縮強度と地盤反力係数の関係が図 4.6.4 のように得られ、任意の一軸圧縮強度に対する地盤反力係数を求めることが出来る。

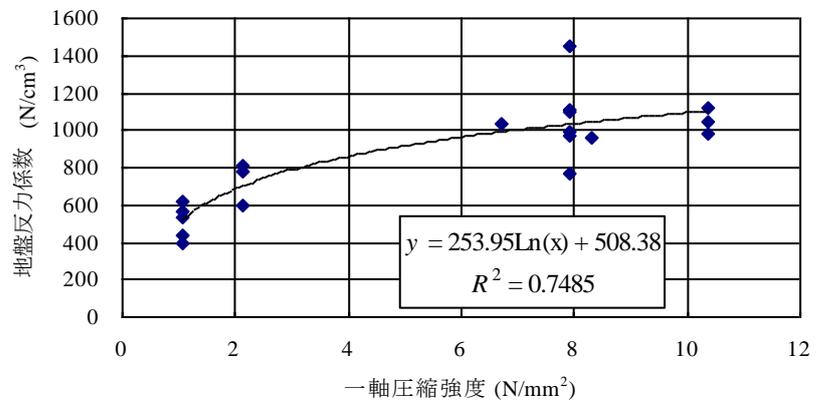


図 4.6.4 一軸圧縮強度－地盤反力係数関係図

(注 1)

ただし、さらに多くのデータを取得して精度を上げる必要がある。

(注 2)

ボーリングコア等で一軸圧縮強度値を求められない場合、概略設計値の目安として表 4.6.3 を提案する。なお、これに基づく基本調査試験を行い、得られた地盤反力係数  $k$  により詳細設計を行うものとする。

表 4.6.3 一軸圧縮強度 (参考値)

地 質		一軸圧縮強度 $q_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	備 考
第四紀層等固結度の低い地層		$q_u = \frac{N}{40}$	N：標準貫入試験値
新第三紀層	泥岩層	1~	地すべりの多発する軟質な地層
	砂岩層	10	亀裂の少ない安定した地層
上記以外	強風化岩層	1~3	硬い岩芯を残さず、概ね粘土化した地層
	風化岩層	6	硬い岩芯を残すが脆弱部を多く介在し、所々礫状コアとなる地層
	弱風化~未風化層	10~	亀裂等の少ない安定した地層

## 2.4.7 設計は摩擦強度と地盤反力度のいずれを用いるべきか

基本的に計算結果は同じとなるが、以下の理由により、地盤反力度を用いることが望ましい。

### (1) 合理的な設計を行うために

現地基本調査試験では、必ずしも極限引抜き耐力が得られないことが多く、摩擦強度を用いる場合は、過大設計となりやすい。

地盤反力度を用いる方法は、アンカー力とアンカー体の変位量を測定することで地盤反力係数等の設計値が得られるため、必ずしも極限引抜き耐力を確認する必要はない。

### (2) 供用アンカーの安全性を直接確認するために

“試験アンカーの形状は供用アンカーと同じ方がよい”（グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説，P155）とされており、概算設計で得られた定着長で試験を行うことがもっとも望ましい。そのためには、極限引抜き耐力を確認する必要のない“地盤反力度を用いる方法”が適当である。

## 2.5 アンカー試験

### 2.5.1 基本試験：拘束具頭部の処理方法

アンカー体設置地盤の地盤反力係数を求めるには拘束具（スライダ）の引抜け変位が 5cm 程度必要である。そのため、連結パイプより引張り側のテンドンは布等で連結パイプ径以上に増厚し（図 5.1.1）、拘束具に余分な引抜け抵抗が働かないようにしておく必要がある。

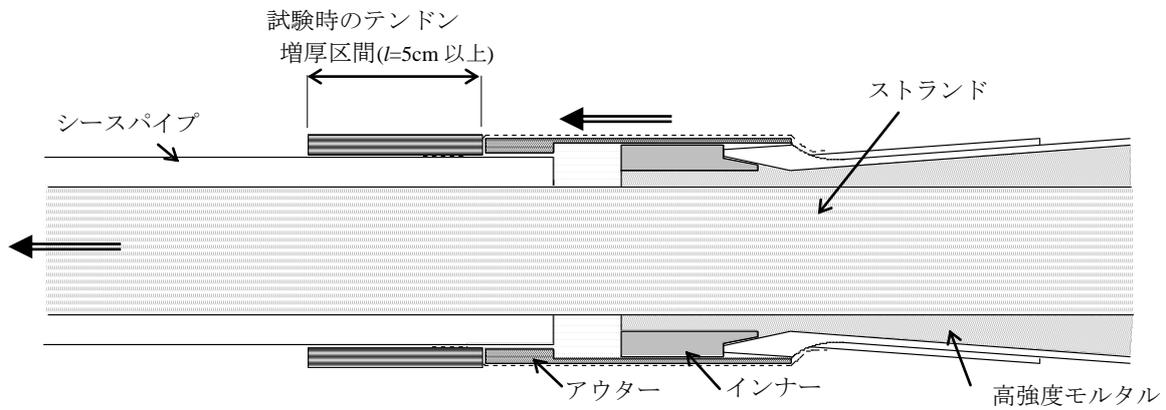


図 5.1.1 基本調査試験時における連結パイプ位置の処理方法

## 2.5.2 基本試験：基本試験時のアンカー体長

図 5.2.1 は同一地盤でアンカー体拘束具長を変えて行った場合の地盤反力係数であり、拘束具長が長くなるほど地盤反力係数が小さくなる傾向にある。

これは図 5.2.2 に示すように、拘束具長が短いほど両端で発生するせん断抵抗の影響を受けやすいことによるものと考えられる。よって基本調査試験時のアンカー体拘束具長は供用アンカーの仕様に類似したものが望ましい。

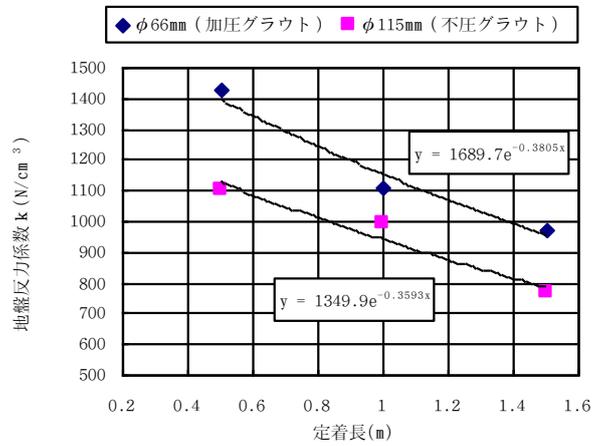


図 5.2.1 定着長と地盤反力係数（平田細原）

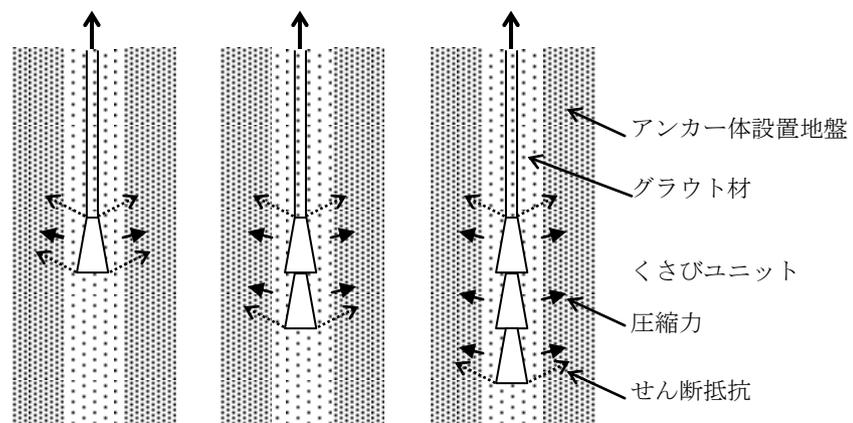


図 5.2.2 地盤反力係数とせん断抵抗の関係

### 2.5.3 本施工：許容変位量

許容変位量は拘束具の塑性変位量に基づき決定する。

はじめに、地盤反力度に基づくアンカー体拘束具長は次式で求められる。

$$l_{a2} = \frac{a f P_a}{\pi d_B q} \quad (1)$$

ここに、 $l_{a2}$ ：地盤反力に基づくアンカー体長（拘束具設置区間）

$a$ ：修正係数

$f$ ：安全率（=2.5）

$d_B$ ：アンカー孔径

$P_a$ ：設計荷重（≒くさび水平力）

$q$ ：地盤反力度（= $k \cdot r$ ）

$k$ ：地盤反力係数

$r$ ：拘束具によってもたらされる最大有効地盤変位量 0.375cm

式(1)より安全率 2.5 に対する定着地盤の変形量は、

$$l_{a2} = \frac{a f P_a}{\pi d_B q} = \frac{a \cdot P_a}{\pi \cdot d_B \cdot k \cdot r / f} = \frac{a \times P_a}{\pi \times d_B \times k \times 0.375 / 2.5} = \frac{a \times P_a}{\pi \times d_B \times k \times 0.15}$$

これに対する拘束具の塑性変位量  $\Delta l$  は、拘束具のテーパー（7.5/100）より

$$\Delta l = \frac{0.15 \times 100}{7.5} = 2 \quad (\text{cm})$$

すなわち、塑性変位量が 2cm に達した段階で、アンカー体周辺地盤が 0.15cm 変形（拡径）し、設計荷重を支持できることとなる。

一方、この状態に至るための初期拘束具設置長を確保するための補正係数  $a'$  は

$$a' = \frac{10}{10-2} = 1.25$$

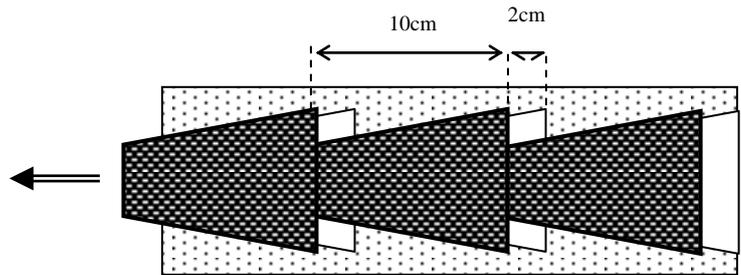


図 6.3 拘束具の許容塑性変位量

実際には、安全側として  $a=2$  としており、安全率  $f'$  に換算すれば

$$f' = \frac{a}{a'} = \frac{2}{1.25} = 1.6$$

よって、式 (4.2) における実質安全率  $F$  は

$$F = f' \cdot f = 1.6 \times 2.5 = 4.0$$

安全率  $F=4.0$  相当の地盤変位量  $r$  は

$$l_{a2} = \frac{F \cdot P_a}{\pi d_B q} = \frac{P_a}{\pi \cdot d_B \cdot k \cdot r / F} = \frac{P_a}{\pi \times d_B \times k \times 0.375 / 4.0} = \frac{P_a}{\pi \times d_B \times k \times 0.09375}$$

これに相当する塑性変位量は

$$\Delta l = \frac{0.09375 \times 100}{7.5} = 1.25 \quad (\text{cm})$$

以上より、アンカー体拘束具における塑性変位量は以下のように整理される。

- 設計上の塑性引抜き変位量 1.25cm（アンカー体半径方向の地盤拡径量 0.9mm）
- 許容塑性引抜き変位量 2.0cm（アンカー体半径方向の地盤拡径量 1.5mm）
- （=拘束具の最大引抜け長 50mm に対して安全率 2.5 が確保できる変位量）

#### 2.5.4 共通：ダイヤルゲージの取り付け位置について

基本調査試験の場合、極限引抜き力に至った段階でアンカー体拘束具が 50mm 程度急激な引き抜けを生ずることがある。

そのため、ダイヤルゲージ等の計測器具は基本的に図 5.4.1 のように内側に設置しておくものとする。

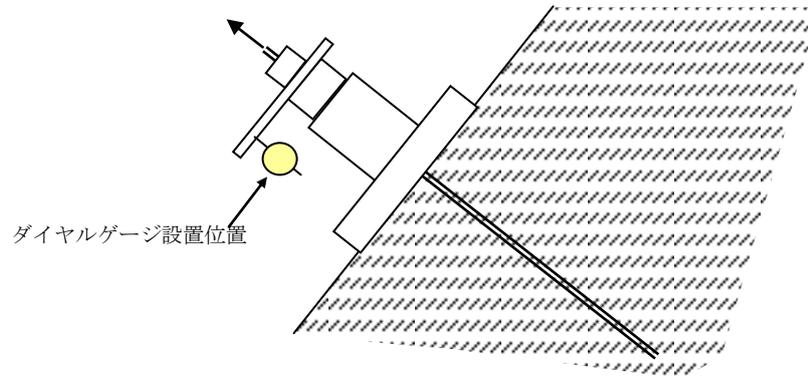


図 5.4.1 ダイヤルゲージ取り付け位置

## 2.6 施工

### 2.6.1 パッカーおよびグラウトホースの取り付け方 パッカーの取り付けは、次図を標準とする。

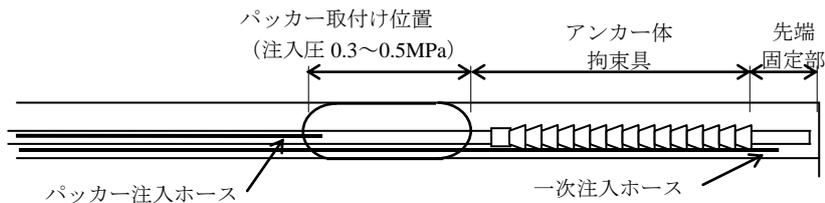


図 6.1.1 加圧用パッカー取付け図

グラウト材の漏出対策として、アンカー体をパッカーで構築する場合は下図による(現場取り付け)。ただしこの場合のパッカー布厚は薄いものとする(ノンリークパッカー等)。

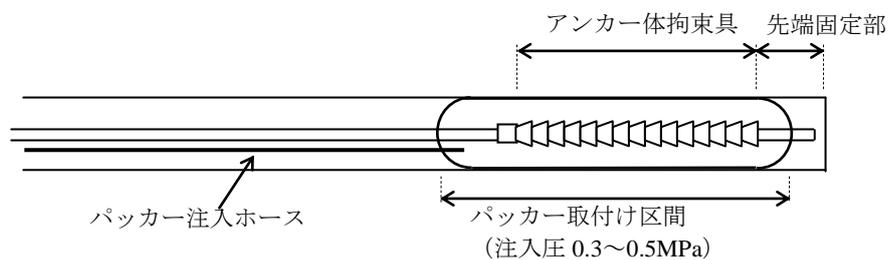


図 6.1.2 アンカー体全体をパッカーで包む場合の取付け図



写真 1 試験用アンカー体組立加工状況 (300Ws 型)

右：アンカー体拘束具とパッカー取り付け状況 (標準タイプ)

左：グラウト逸出対策として、アンカー体全体を布パッカーで被覆したもの

(1) パッカー破損防止対策

テンドン挿入中にグラウトホース先端がパッカー布を介して孔壁にこすれることでこれを破損するケースがある。

これを防ぐには図 5.10 のようにホース先端は鋭角な断面とした上で、テンドンに固定しておくなどの処置が必要である。

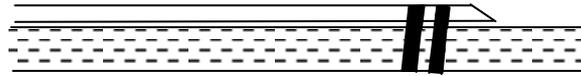


図 6.1.3 パッカー内グラウトホース取り付け図

(2) パッカーの養生テープの取扱

テンドン挿入時に、ビニールテープ等でパッカーを養生することが行われるが、写真 2 のようにこれがパッカーにくい込むように残り、結果として孔壁との間に隙間を形成し、グラウト区間の閉塞が不十分となることがある。

これを防ぐには写真 3 のようにテープに切れ目を入れ、パッカーの拡張と同時にこれを容易に破断させるなどの処置が必要である。



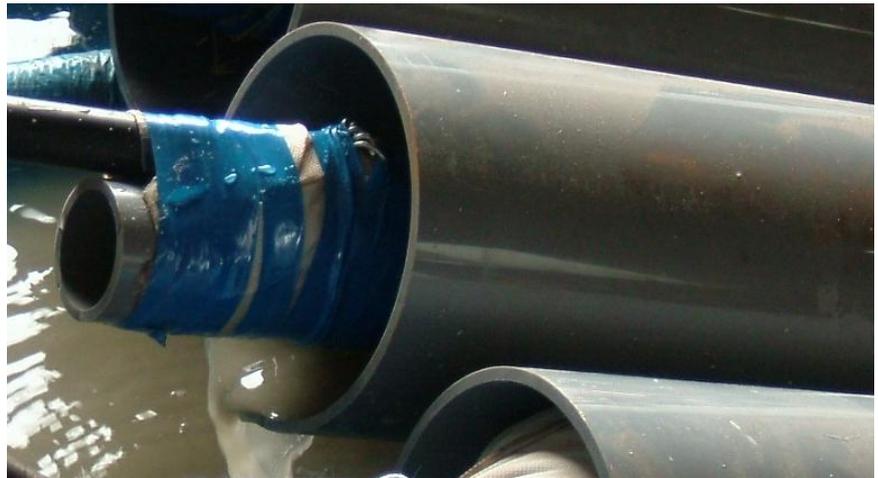
写真 2 グラウト漏出要因の例  
(パッカーを養生するためのビニールテープ等が破断しない場合)



写真 3 ビニールテープの切れ目加工

### (3) パッカーの拡径状態とグラウト圧の関係

写真に示すように、パッカー内へのグラウトとともに、周囲の孔内水やエアの排除が始まるが、これらの排除がスムーズにできない時は圧力ゲージの落ち着きも悪い。従って、グラウトの最終段階では無理矢理加圧するのではなく、グラウト速度を低下させるなど、パッカーへ過剰な負荷を与えないようにする必要がある。



ほぼ不圧状態か、瞬間的に負荷する状態とは



アンカー体が徐々に拡径するとともに、孔内水やエアが多量に排出される状態



0.5MPaに加圧するも、徐々に荷重落ちする状態とは



アンカー体から孔内水やエアが、徐々に排出されている状態



0.5MPaで一定し、荷重落ちしない状態とは



孔内水やエアが十分排出され、パッカー内がグラウト材で充填された状態。

#### (4) アンカー孔径とパッカー径の関係

写真はφ130mmのパッカーをφ100mmの塩ビ管内でグラウトしたものであり、布の量が多いため、孔内に空洞等を形成している。

これを避けるには、パッカー径はアンカー削孔ビット径（呼称削孔径115mmのビット径は125mm）の1.2～1.3倍未満とする必要がある（塩ビ管内での実験より）。



パッカー径とアンカー孔径の関係

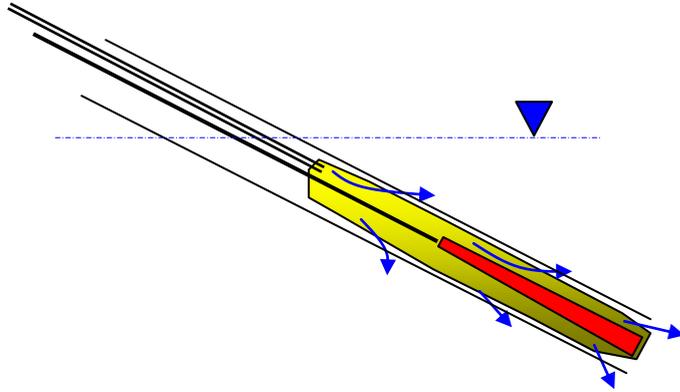
アンカー孔径 (mm)	パッカー径 (mm)	孔径比 (パッカー径/アンカー孔径)	布のタルミ状況
125	150 (シングル)	1.2	ややシワを形成
125	130 (ダブル)	1.04	シワなし
100	150 (シングル)	1.5	布余り
100	130 (ダブル)	1.3	ややシワを形成

(5) パッカー内の排気ホースについて

パッカー内のグラウトを確認するため排気ホースを設けるとい考え方があがあるが、以下の理由によりトラブルの原因となるため、これを禁止する。

—グラウトホースのみによる注入—

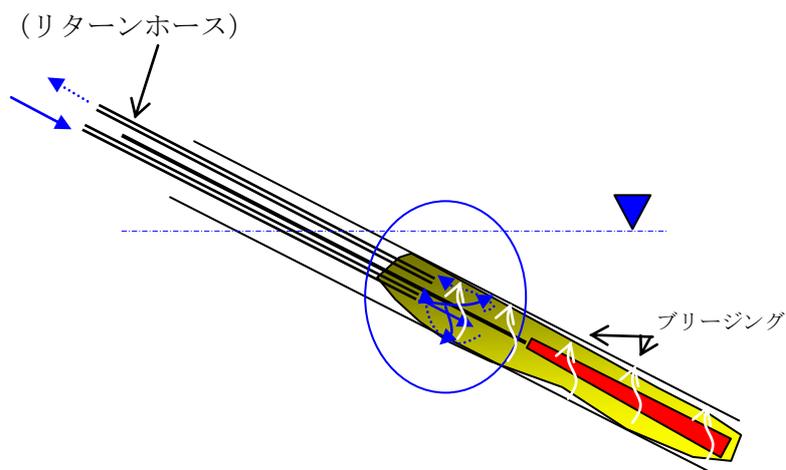
- グラウトはパッカー内を流下し、底部より充填される。
- やがてパッカー内が充満すると共にグラウト圧が上昇し、布目から水が浸出する。
- この場合、底部から順次水セメント比の小さいミルクケーキが形成されるとともに、孔内水は地層内あるいはアンカー体上位に排出され、アンカー体拘束具と孔壁との間には良質なグラウトが形成（間詰め）される。



—排気ホースを設ける場合—

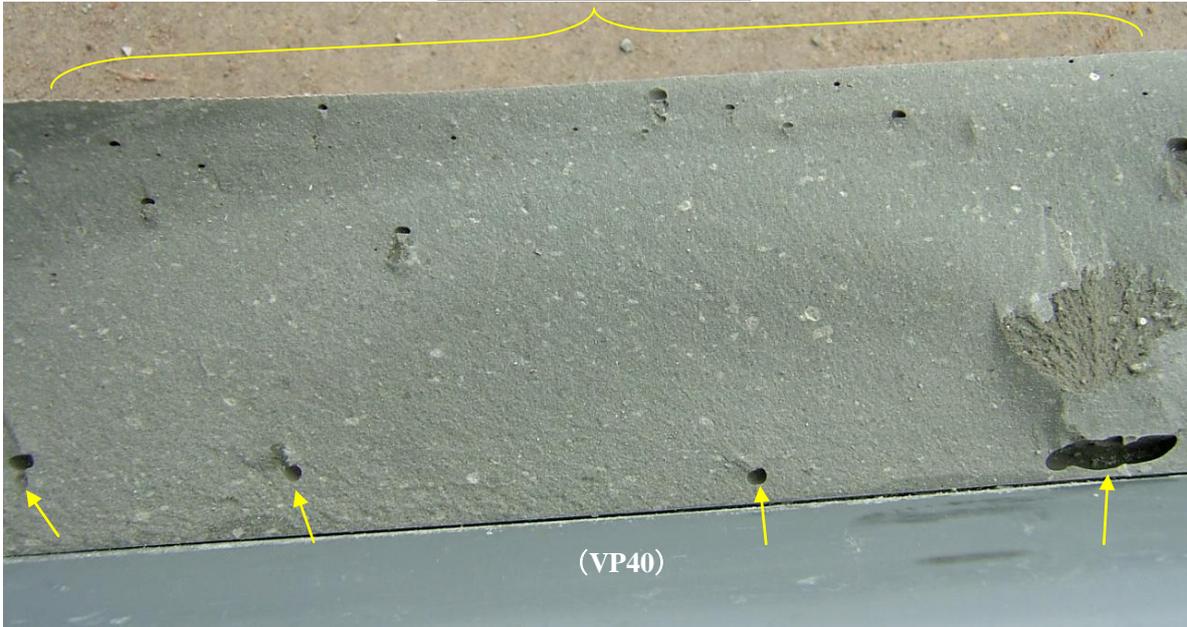
くさび型アンカー体グラウト標準仕様

- この方法では注入ホースからのグラウト材が孔底に達する前にリターンするため、底部には“孔内水”が多く残ることとなる。
  - すなわち、グラウト材はパッカー内の水を押しつけて流入するよりも、排気ホースを伝って外部へ流出する方が容易である。
  - やがてグラウトは注入ホースと排気ホースがあるアンカー体頭部付近で循環し、この付近のグラウト材はパッカーによる脱水で、ゲル状となる。
  - 特にパッカーを養生するためのビニールテープの破断状態が悪い場合は、上記現象が助長され、
  - この状態で排気ホースを閉塞し加圧グラウトしても、グラウト材はアンカー体の先端部へ注入できない
  - その結果、アンカー体先端部ほど水セメント比の多いグラウト材となり、ブリージングを生じやすくなることから、アンカー体の収縮をもたらし、グラウトの失敗に至る。
- 仮にグラウトホースを孔底にセットした場合は、グラウト材がパッカーにより脱水されるため、目詰まりを起こすなどのトラブルが予想され、一般にパッカー内の排気ホースは用いられていない。

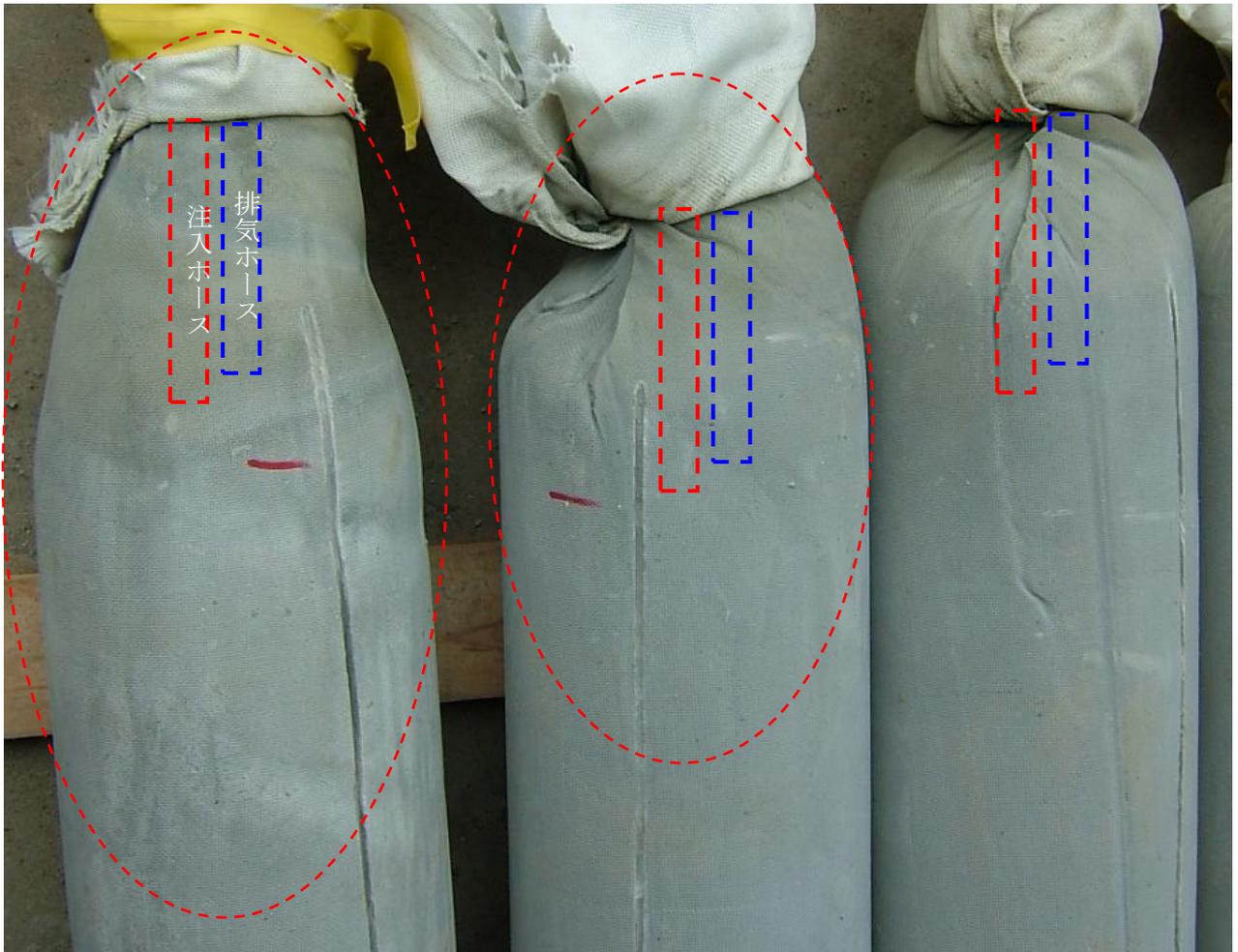


パッカー上部に排気ホースを取り付けた場合

アンカー体表面に集中



排気ホースを取り付けた場合のパッカー内グラウト材のブリージング状況（アンカー体中央付近）



排気ホース付アンカー体の収縮状況（アンカー孔径 125mm，傾斜 30°，パッカー径 130mm）  
（全体に断面径が収縮するが，特にグラウト孔付近で顕著）

(6) パッカー布はシングルとする

セメントミルクが浸出しないタイプのダブルパッカーでは、内側と外側の布の間にほとんど摩擦抵抗が得られないため、基本的にシングルが望ましい（現実的には孔壁の凹凸等により所要の摩擦抵抗が確保されるケースが多いものと思われる）。



ダブルパッカーの場合  
(孔径 100mm, パッカー径 130mm, グラウト圧 4.5MPa)

## 2.6.2 孔底からグラウトする場合の留意事項

- ① アンカー孔掘削，孔内洗浄
- ② ケーシング挿入状態で，孔底よりグラウトホースを用いて注入（グラウトホースが先端に達していることを必ず確認する）
- ③ テンドン挿入
- ④ アンカー体埋設区間までケーシングを引抜き，グラウト圧入
- ⑤ ケーシング引抜き，養生

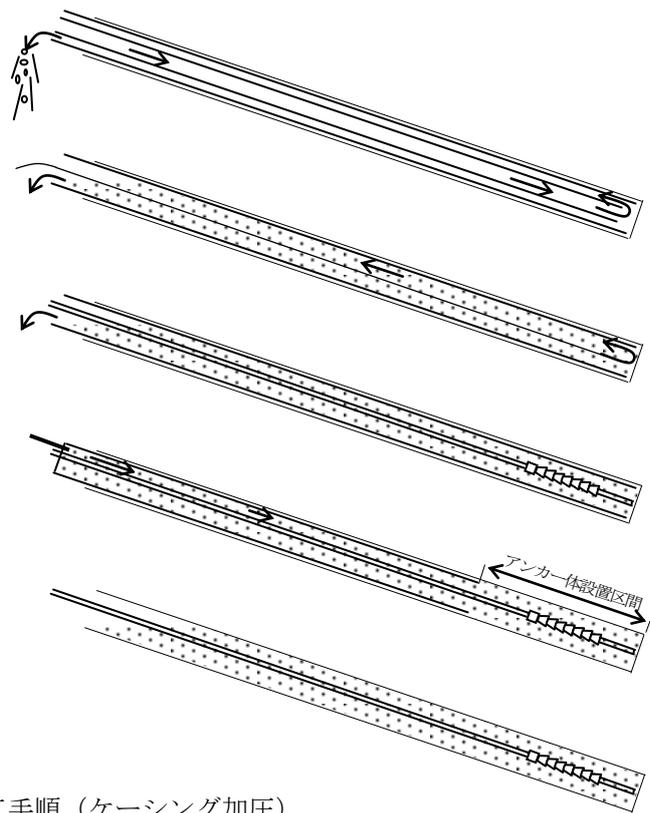


図 6.2.1 施工手順（ケーシング加圧）

### （注意事項）

作業手順②において，図 6.2.2 のように孔内水がある状態で孔底に達しない位置からグラウトした場合，写真のようなブリージングをもたらす可能性がある。

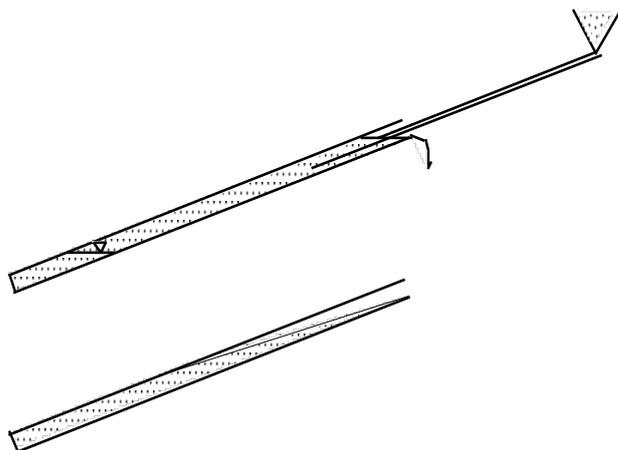


図 6.2.2 グラウト実験  
（上：グラウト直後，下：養生後）



写真1 ブリージング状況

### 2.6.3 自由長部グラウトの、引抜き耐力への影響について

摩擦（引張）型アンカー等では図 6.3.1 に示すように、自由長部のグラウト材が引抜き抵抗に影響を及ぼすため、グラウト作業を以下のように段階的に行う必要がある。

- (1) 定着部のみグラウト（一次注入）した後、品質保証試験を行う。
- (2) 上記によりアンカー体の安全性を確認した後、自由長部のグラウト（二次注入）を行う。

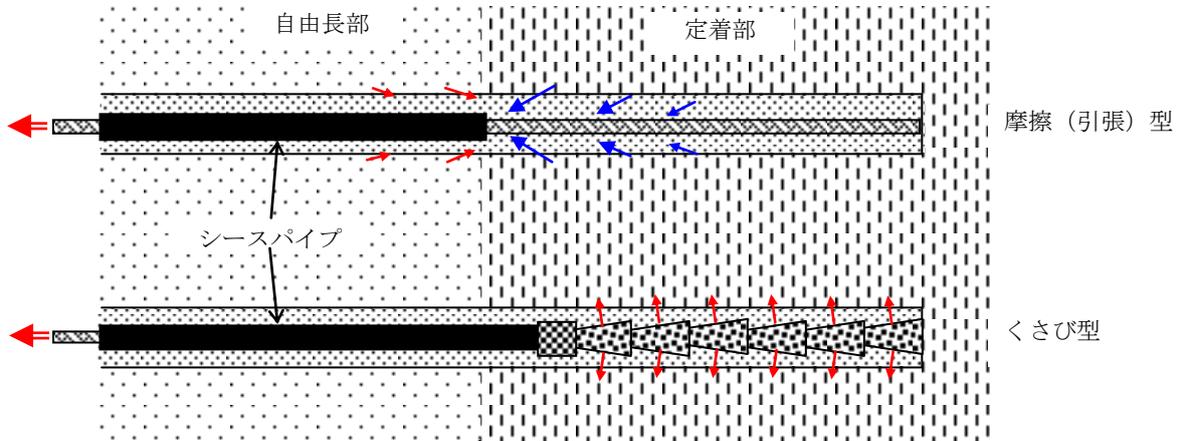


図 6.3.1 自由長部のグラウトによる引抜き耐力への影響

これに対し、くさび型では図 1.6.2 のように、くさび力が孔壁にほぼ直交する方向に作用するため、自由長部のグラウト材が引抜き耐力に影響することはない。

ただし、くさびが作動する荷重（150kN 付近）まではアンカー引張軸に対し 70° 程度の角度で作用しており、この間は自由長部の引抜き抵抗が多少影響する。

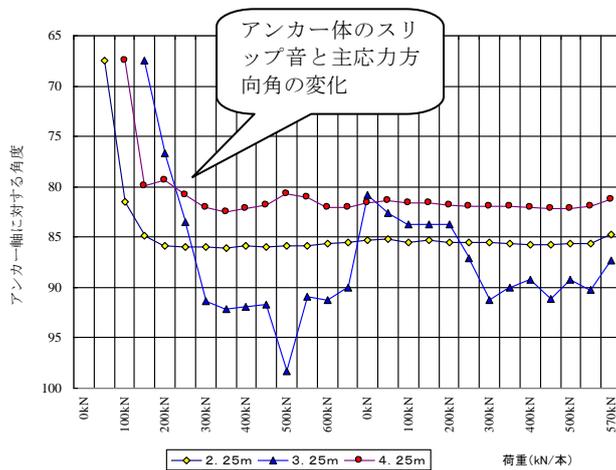


図 1.6.2 アンカー体主応力方向角

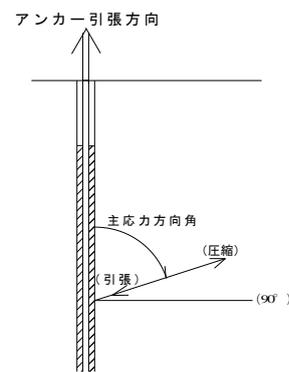


図 1.6.3 アンカー体主応力方向角説明図

## 2.6.4 スペーサの必要性について

摩擦（引張，圧縮）型アンカーは，主にグラウト材と周面地盤との付着により引抜き抵抗を確保している．そのため，セントライザーやスペーサを取り付けることで，アンカー体テンドンのグラウト被り厚を十分に確保するよう規定している．

これに対し，くさび型では周面地盤の反力により引抜き抵抗が確保されるため，グラウト材はアンカー体拘束具と周面地盤との間詰め材の役割を期待するものとなっている．そのため，スペーサ等による拘束具のグラウト被り厚の確保は必要としない．

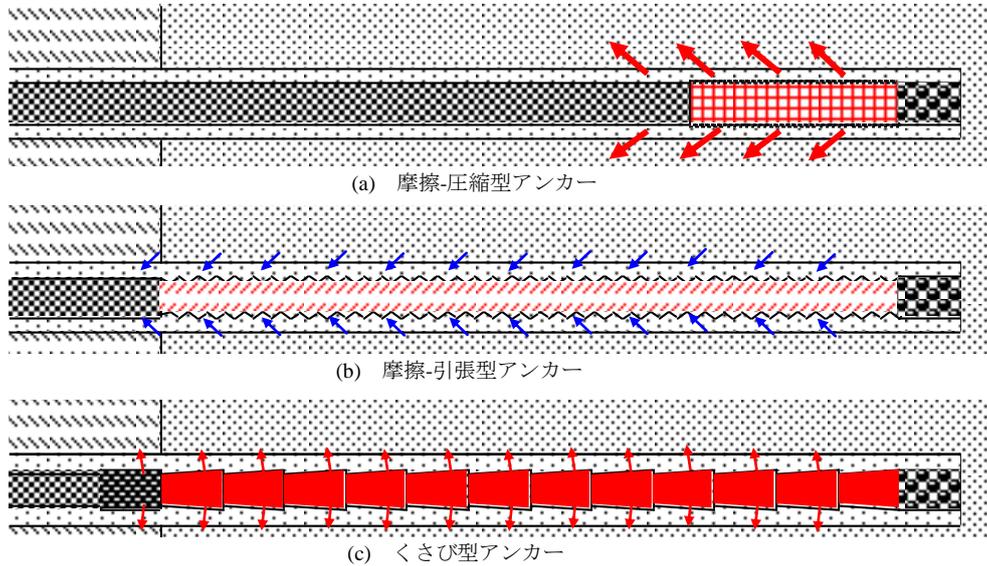


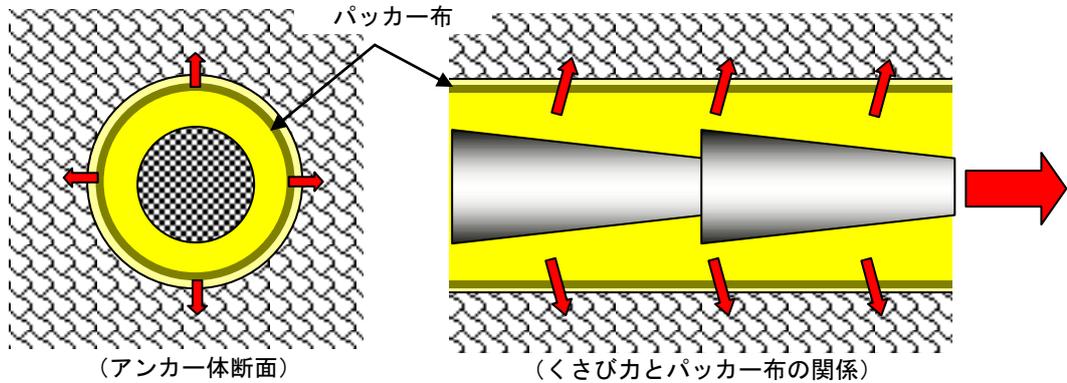
図 2.6.1 アンカー形式の比較

## 2.6.5 湧・漏水性地盤対策

アンカー体のグラウト逸出は特にフォアマンにとって最大の悩みである。いかなるアンカーもグラウトが逸出すれば所要の品質を確保することはできず、アンカー工において極めて重要な要素である。

逸出対策として、一般にアンカー体を布パッカーで被覆する方法が採用されているが、アンカー体グラウトと定着地盤との間に“布”が介在し、引抜き抵抗に対する弱線となることが懸念される。

くさび型アンカーでは“布”に対しアンカー力がくさび力（＝圧縮力）として作用し、かつ、これと同程度の荷重をグラウト加圧（養生期間含む）により事前に施すため、上記のような障害を避けることができ、パッカー方式を採用できる限られた工法といえる。

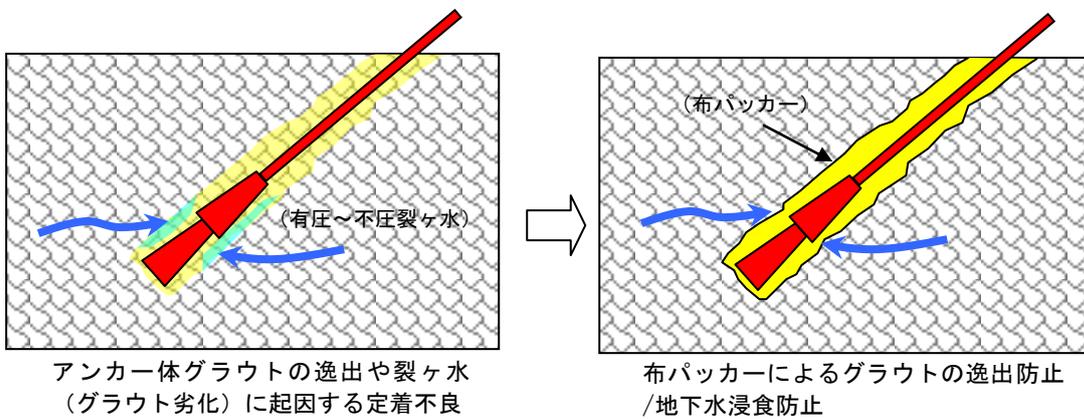


地すべり地におけるアンカー基本調査試験結果

一方、表に示すのは地すべり地で実施した基本調査試験結果である。基本的に同一現場で2本ずつ実施しているが、摩擦強度のバラツキが大きく、そのうち2現場では定着部地盤に有圧裂ヶ水が確認されている（強度比の項参照）。

このように定着部に賦存する裂ヶ水によりアンカー体のグラウトが養生期間中に浸食された可能性があり、これを防ぐためにも次図のようなパッカー方式が有効である。すなわち布パッカーにより地下水の浸入は遮断されると共に、パッカー内は水セメント比の小さい高強度のグラウトが形成され、所要の品質を確保することができる。

年度	現場	試験 No	破壊荷重 kN	定着地盤の地質	摩擦抵抗 MN/m <sup>2</sup>	強度比 (%)	地下水 の確認
55	A	1	392.0 以上	風化砂質頁岩	0.62	100	
55		2	274.4	風化砂岩	0.44	70	△
57	B	1	470.4	砂岩～砂質頁岩	0.75	100	
57		2	431.2	頁岩	0.69	92	
57		3	78.4	砂岩～砂質頁岩	0.12	17	×
57	C	1	441.0 以上	頁岩	0.70	100	
57		2	235.2	頁岩	0.37	53	△
58	D	1	539.0 以上	頁岩	0.86	100	
58		2	196.0	頁岩	0.31	36	×
58	E	1	539.0	頁岩	0.86	100	
58		2	490.0	頁岩	0.78	91	
58	F	1	686.0 以上	砂質頁岩	1.09	100	
58		2	548.8	砂岩	0.87	80	
60	G	3	686.0	頁岩	1.09	100	
58		1	539.0	砂質頁岩	0.86	79	
60		4	392.0	頁岩	0.62	57	△
58		2	392.0	砂質頁岩	0.62	57	△
59	H	1	666.4 以上	砂岩	1.06	100	
59		2	245.0	頁岩	0.39	37	×
60	I	4	637.0 以上	砂岩	1.01	100	
59		1	539.0	砂質頁岩	0.86	85	
60		3	539.0 以上	砂岩	0.86	85	
59		2	392.0	砂質頁岩	0.62	62	△
59	J	1	441.0	砂質頁岩	0.70		
59	K	2	539.0	砂岩	0.86	100	
59		1	441.0	砂質頁岩	0.70	82	
59	L	1	686.0 以上	砂岩	1.09	100	
59		2	686.0 以上	砂岩	1.09	100	

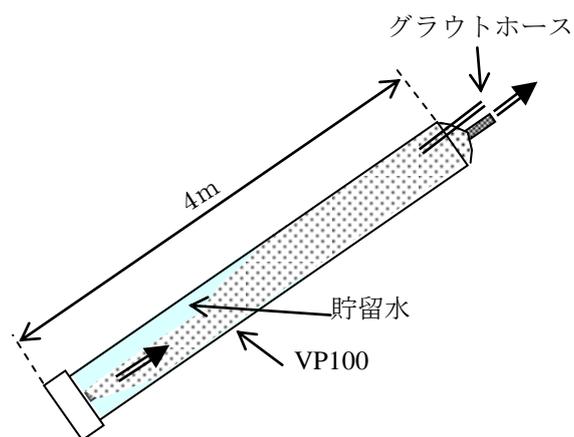


**(留意事項)**

アンカー体を布パッカーで造成する場合の条件として、定着地盤の透水性が確保されている必要がある。すなわち、孔内水が貯留した状態でパッカー内をグラウトした場合、これが排水されない場合には写真のようにパッカーが十分拡径できないケースが想定され、注意を要する。



孔内水の噴出とアンカー体の抜け上がり



(グラウト仕様)

・孔径 100mm, パッカー径 130mm, グラウト圧 0.45MPa

## 2.6.6 崩壊性地盤対策

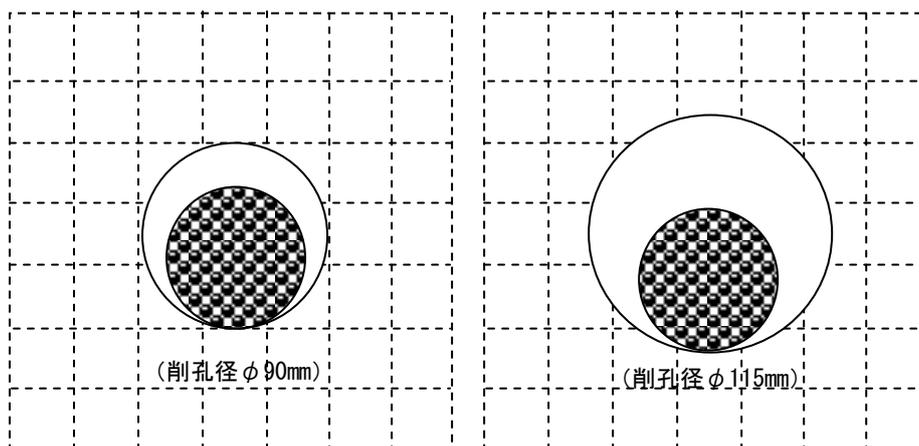
写真のような節理等の発達した地盤では削孔時に孔壁が安定せず、テンドン挿入時等のトラブルとなりやすい。このような地盤ではくさび型アンカーのように定着長が短く、削孔径を小さくできる工法が有利である。



亀裂が発達し、孔壁の肌落ちが著しい花崗岩層（定着地盤）



同上，周辺部露頭状況



節理間隔および削孔径と孔内崩壊リスクの関係