

# 新しい支圧型アンカーの提案とその支持機構

New proposed bearing anchor and its bearing mechanism of load distribution

瀬崎 茂 (せさき しげる)  
(株)日西テクノプラン技術部

浜野 浩 幹 (はまの ひろき)  
松江工業高等専門学校名誉教授

平島 健 一 (ひらしま けんいち)  
山梨大学医学工学総合研究科教授

## Abstract

Under the basic experiments for the development of the bearing type anchor of a load distribution system, the feature of a new style anchor is adopted wedge of a movable formula as an anchor object. We perform the check of the action and performance by the laboratory and field experiments. The purpose using wedge form is to change anchor power into bearing force which acts to boring wall, and uniform distribution of anchor power is urged by carrying out displacement of the wedge. Consequently, in mudstone bed, bearing anchor had 3 or 4 times bearing power of friction anchor, and bearing power was able to be distributed almost equally along the anchor object.

**Key words :** Compressive strength, Stress distribution, (Load distribution), (Wedge), (Bearing strength), Coefficient of subgrade reaction

## 要 約

本研究は荷重分散式支圧型アンカー開発のための基礎実験を行ったものである。新型アンカーの最大の特徴はアンカー体拘束具を可動式のクサビとした点であり、室内および現場実験によりその挙動や性能の確認を行った。クサビの目的はアンカー力をアンカー孔壁への支圧力に変換させ、かつ、クサビを等変位させることでアンカー体の荷重分散を図ろうとするものである。結果として、軟質な泥岩では摩擦型アンカーの3~4倍の支持力が得られ、アンカー体沿いの支圧力をおおむね均等に分散させることができた。

キーワード：圧縮強さ、応力分布、(荷重分散)、(クサビ)、(支圧力)、地盤反力係数

## 1. はじめに

アンカーの定着方式は基本的に摩擦型と支圧型に区分される。その極限引抜力とは、地盤とアンカー体との間に生じている付着、摩擦もしくは支圧に終局限界状態の破壊が生じる力という<sup>1)</sup>。図-1はアンカー体の破壊概念を示すもので、摩擦型はアンカー体沿いの付着や摩擦強度により、また従来の支圧型は摩擦および支圧力(支圧破壊①に関連)によって支持されることがわかる。

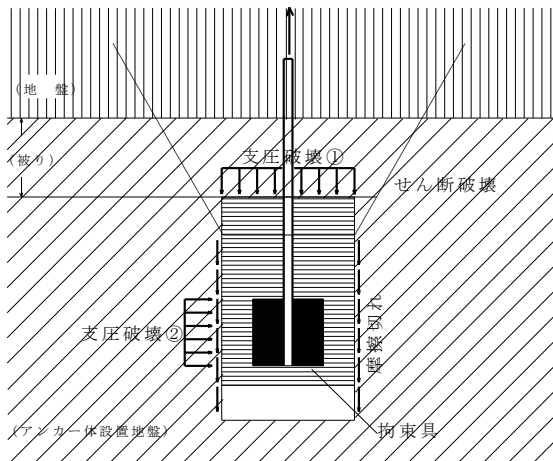


図-1 アンカー形式の破壊概念  
(グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説 P108  
図 6.13 より、極限引抜力に関する項目のみについて記載。一部加筆)

ここで、アンカー体の支持力に関係する定着地盤の強度は主に圧縮、せん断、引張であるが、一般にその強度比は大きく異なる。たとえばコンクリートでは圧縮強度

を1とした場合、引張強度は1/10~1/14、せん断強度は1/4~1/5とされている<sup>2)</sup>。摩擦型アンカーの支持力となる“付着強度”とはアンカー体を含む周辺地盤の引張やせん断強度であり、圧縮力を利用する支圧型アンカーより支持力が劣るのは明白である。また、摩擦型アンカー体は基本的に変位を許さないため、アンカー力を適正に定着地盤に分散させることができない。そのため応力集中によるアンカー体の局部破壊を生じやすい。

一方、支圧型アンカーも、従来のものは定着基岩面(解放面)方向に支圧力が作用するため、アンカー体の埋設深さや埋設区間の節理等の発達状況によっては図-1に示すようなせん断破壊が懸念される。

いずれにしても従来型アンカーは定着地盤の特性を有効に利用しているとは言い難い。筆者等の考える理想のアンカー体は、側方地盤の支圧力(図-1の支圧破壊②に関連)を利用し、合理的な支持力を確保するためのアンカー体の荷重分散機能を備えたものである。この条件を満たすのが、定着部拘束具を可動式のクサビ(円筒状)とした荷重分散式支圧型アンカーである。

従来型アンカーの問題点を整理するとともに、この新型アンカーに関するこれまでの実験結果<sup>3~5)</sup>を基に、その支持機構について報告する。

## 2. 従来型アンカーの問題点

前述したように、アンカー形式には摩擦型と支圧型があり、それぞれ以下のような問題点を抱えている。

### 2.1 摩擦型アンカーの問題点

古くから指摘されている問題点として、アンカー体の荷重分散ができないことと、支持力にバラツキが大きい

点が挙げられる。

(1) 荷重分散について

本型式のアンカーはアンカー体の荷重作用点の違いから、引張型と圧縮型に区分され(図-2)、それぞれ荷重作用点側に応力が集中することが知られている<sup>6)</sup>。

そのため、アンカー支持力はアンカー体長を長くしてもこれに比例して大きくなり、設計荷重に応じたアンカー体長を合理的に算出できない。

(2) アンカー支持力のバラツキについて

表-1 は第三紀層の地すべり地帯で実施したアンカー基本試験結果(図-2(a))の一例である。本工事に先立ち現場毎に2本程度実施したものであるが、同一現場でも最大値に対して強度比50~70%のものが5試料、50%未満のものが3試料ある。全体では12現場中7現場で強度値に大きなバラツキが存在している。

設計因子となる摩擦抵抗にこのようなバラツキが存在することは実態<sup>7)</sup>として知られており、工事費に与える影響のみならず、場合によっては工法の変更を余儀なくされるなど、極めて重要視すべき問題である。

バラツキの要因としては、アンカー孔壁の粘土化や地下水によるグラウトの劣化が考えられる。孔壁の粘土化は軟質岩で問題となることが多く、今回の実験でも写真-1のようにやや固めの粘土付着が確認された。通常の洗浄では落ちない固さであり、掘削技術等により定着環境が大きく左右されやすいことが分かる。地下水に関しては、表-1の2現場で定着地盤内に裂け水が確認され、低荷重で引抜け破壊している。

その他本質的なものと考えられるのが、図-3の例である。これは後述するようにアンカー体(図-2(a))周辺地盤の応力を測定したものであり、アンカー体沿いに25cm離れた地点でこれにほぼ垂直となる方向(図-4)の引張力が確認されている<sup>5)</sup>。前述したように定着地盤の引張強度は弱く、しかも多様な不連続面が発達することから、引張抵抗力はほとんど期待できない。摩擦型アンカー体(図-2(a))が基本的にこのような状態であるとすれば、支持方式としては極めて不安定なものといえる。



写真-1 アンカー孔壁の粘土化状況

(試験孔No.1。泥岩  $\sigma=1.1\text{N}/\text{mm}^2$ 。 $\phi 66\text{mm}$ 掘削後、 $\phi 115\text{mm}$ でリーミング時に採取。粘土化面は $\phi 66\text{mm}$ 孔壁)

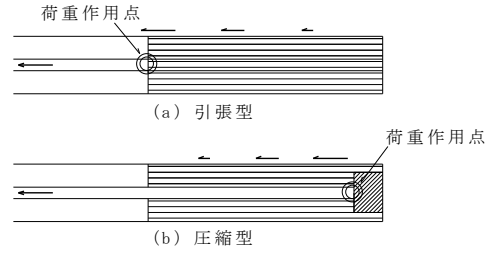


図-2 摩擦形式における区分

表-1 摩擦型アンカー基本試験結果

年度	現場	試験 No	破壊荷重 kN	定着地盤の地質	摩擦抵抗 $\text{MN}/\text{m}^2$	強度比 (%)	地下水の確認
55	楡山	1	392.0 以上	風化砂質頁岩	0.62	100	
55	楡山	2	274.4	風化砂岩	0.44	70 $\Delta$	
57	山口	1	470.4	砂岩~砂質頁岩	0.75	100	
57	山口	2	431.2	頁岩	0.69	92	
57	山口	3	78.4	砂岩~砂質頁岩	0.12	17 $\times$	
57	石盛	1	441.0 以上	頁岩	0.70	100	
57	石盛	2	235.2	頁岩	0.37	53 $\Delta$	
58	西辻山	1	539.0 以上	頁岩	0.86	100	
58	西辻山	2	196.0	頁岩	0.31	36 $\times$	$\circ$
58	宇土手	1	539.0	頁岩	0.86	100	
58	宇土手	2	490.0	頁岩	0.78	91	
58	内の馬場	1	686.0 以上	砂質頁岩	1.09	100	
58	内の馬場	2	548.8	砂岩	0.87	80	
60	今岳	3	686.0	頁岩	1.09	100	
58	今岳	1	539.0	砂質頁岩	0.86	79	
60	今岳	4	392.0	頁岩	0.62	57 $\Delta$	
58	今岳	2	392.0	砂質頁岩	0.62	57 $\Delta$	
59	大久保	1	666.4 以上	砂岩	1.06	100	
59	大久保	2	245.0	頁岩	0.39	37 $\times$	$\circ$
60	大黒川	4	637.0 以上	砂岩	1.01	100	
59	大黒川	1	539.0	砂質頁岩	0.86	85	
60	大黒川	3	539.0 以上	砂岩	0.86	85	
59	大黒川	2	392.0	砂質頁岩	0.62	62 $\Delta$	
59	丹生川	1	441.0	砂質頁岩	0.70		
59	石倉山	2	539.0	砂岩	0.86	100	
59	石倉山	1	441.0	砂質頁岩	0.70	82	
59	寺浦	1	686.0 以上	砂岩	1.09	100	
59	寺浦	2	686.0 以上	砂岩	1.09	100	

(試験孔の定着長2m, 定着径100mm。  
強度比:  $\Delta$ 50~70%,  $\times$ 50%未満)

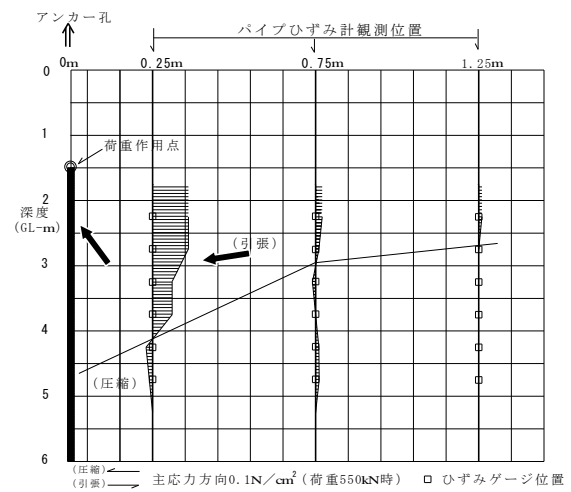


図-3 マサツ型アンカー体(引張)周辺地盤の応力図  
泥岩 ( $\sigma=1.1\text{N}/\text{mm}^2$ ) 露頭地帯で実施。定着長4.5m, アンカー孔径 $\phi 115\text{mm}$ , 鉛直方向。テンドン $\phi 15.2\text{mm} \times 5$ 本。パイプひずみ計はVP40仕様, ゲージ間隔50cm。設置区間GL-2.25~4.75m(計6点/孔)

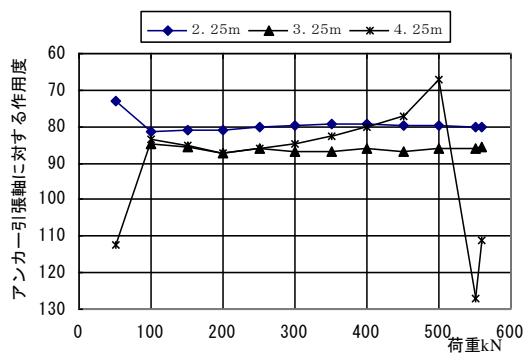


図-4 摩擦型アンカー体主応力（引張）方向

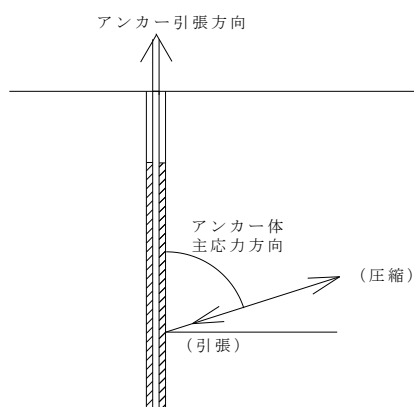


図-5 アンカー体主応力方向説明図

### (3) 圧縮型について

圧縮型は、アンカー体に圧縮力が作用する構造であるため（図-2(b)）、引張力が増加していくとアンカー体沿いにせん断破壊されるものと考えられる。そのため引張型（主に引張強度を利用）よりは支持力において有利と考えられるが、今後実験等で確認が必要である。

## 2.2 従来式支圧型アンカーの問題点

従来の支圧型アンカーは図-6のようにアンカー孔拡径部分の支圧強度を利用するものである。前述したように拡径部分に応力が集中するため局部破壊を起こし、アンカー体埋設区間のキレツの発達状況等によっては図-1に示したようなせん断破壊も懸念される。

施工例として、前述の表-1に示した西辻山現場（昭和58年度）は摩擦型アンカーを計画したものの、所期の支持力が得られず、本工法により施工したものである。図-7はその本工事における確認試験結果の一つであり、荷重400kNまでは自由長部テンドンは概ね理論伸び量を示すが、これ以降変位が増大している。これはアンカー体が定着地盤（アンカー引張方向）にくい込む状態を示すものであり、荷重500kN以降は荷重に応じて直線的変位を示している。

表-2はその平均くい込み量であり、設計荷重600kNで6~85mmとバラツキが大きく、平均で46mmに達している。定着地盤が均一でないことと、荷重が局部に集中した結果と考えられ、本形式ではアンカー体上部（引

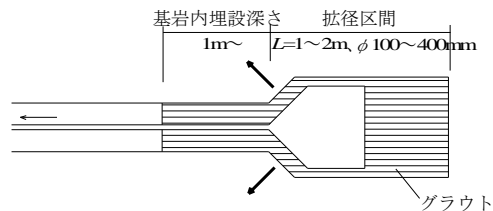


図-6 従来式支圧型アンカー体

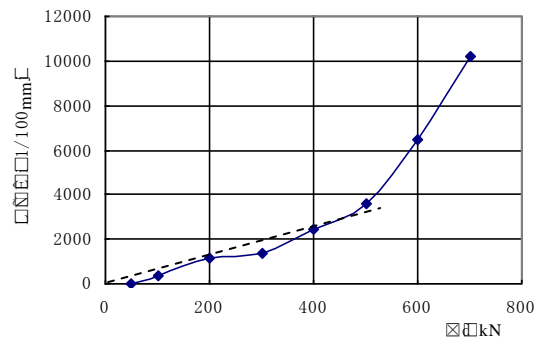


図-7 従来式支圧型アンカーの確認試験

基岩内埋設深3.9m（φ116mm）、拡径区間長2.1m（φ156mm）  
拘束具拡径前組み立て長1.75m、拘束具拡径後長さ670mm、拘束具拡径時max167mm（拡径前φ85mm）

表-2 従来式支圧型アンカー体の塑性変位量（mm）

No	塑性変位	No	塑性変位	No	塑性変位	No	塑性変位
1	59	6	85	11	30	16	77
2	66	7	39	12	20	17	69
3	14	8	6	13	75	18	78
4	22	9	10	14	40		
5	33	10	37	15	75		

平均 46

張側)の地質条件を十分考慮した設計が必要と思われる。

ちなみに本設計では軟岩であることから、アンカー体の基岩内埋設深さ2.3m（図-6）を確保しており、このように従来式の支圧型アンカーでは必ずしも基岩内掘削長が短くなるわけではない。また拡孔作業が繁雑で工事費が割高となりやすい他、極硬岩やキレツの発達した地盤では拡孔作業自体ができないなどの欠点がある。

## 3. 荷重分散式支圧型（クサビ型）アンカー

本工法は上記に示した従来型アンカーの欠点を克服するために考案したものであり、設計の考え方およびこれまでの実験結果に基づくアンカー体の挙動や性能について述べる。

### 3.1 アンカー体に求められる条件

安定した大きな支持力を得るためのアンカー体は、アンカー体側方地盤の支圧力を利用し、かつ荷重分散が可能なものが必要である。すなわち、定着地盤で最も大きな耐力を示すのは“圧縮（支圧力）”であり、アンカー体側方の半無限に拘束された地盤であれば、キレツの発達状況等の影響を受けにくい。安定した支持力を得られやすい。アンカー孔壁の粘土化も、主に孔壁面の支圧力を利用することでアンカー支持力への影響を軽減することができる。

一方、軟岩などでは設計荷重に応じて圧縮応力を適度に軽減させる必要がある。そのためにはアンカー体の適正な荷重分散を図り、アンカー体の有効長を長くすることが不可欠である。

### 3.2 アンカー体拘束具の構造

アンカー体側方の支圧力を利用するには荷重を伝達するための拘束具をクサビとすればよく、また荷重分散を図るにはこれを等変位させればよい。

図-8は拘束具のユニットであり、長さ10cmの円筒形のクサビを連結させ、外壁には90°間隔に4ヶの拡張ガイドレールを取り付けている。これは拘束具とアンカー孔壁間に充填されるグラウト材を荷重初期段階で破断させ、クサビ力を確実に孔壁に伝えるためのものである。

写真-2は室内実験における実際の定着状況であり、図-9に拘束具（クサビ）作動時のアンカー体断面を、図-10にアンカー体全体の構造図を示す。

拘束具外壁はこれがグラウト材と付着することなくスムーズに変位するようシーす材が施してある。拘束具の中にはテンドンを通したのちエポキシ樹脂を充填することで全体が剛体になるようにしている。

この状態でアンカー引張荷重はテンドンを介して拘束具に伝わり、これが拡張ポケット内（図-10）に数cm程度スライドする。同時に拘束具外周に取り付けた拡張

ガイドレール（図-8）が周囲のグラウト材を破断し（図-9）、この段階でクサビ力がアンカー孔壁に伝わる仕組みとなっている。

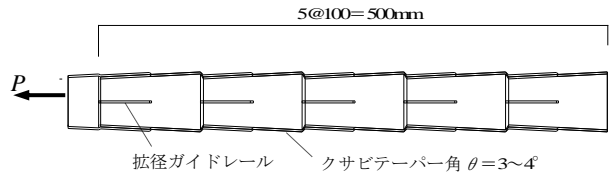


図-8 荷重分散式支圧型アンカー体拘束具（スライダユニット）構造図

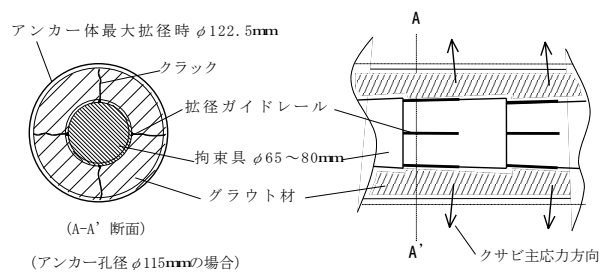


図-9 拘束具（クサビ）作動時のアンカー体断面図

写真-2

クサビ型アンカー体定着状況（ヒューム管φ700mm内で実施した室内実験より）

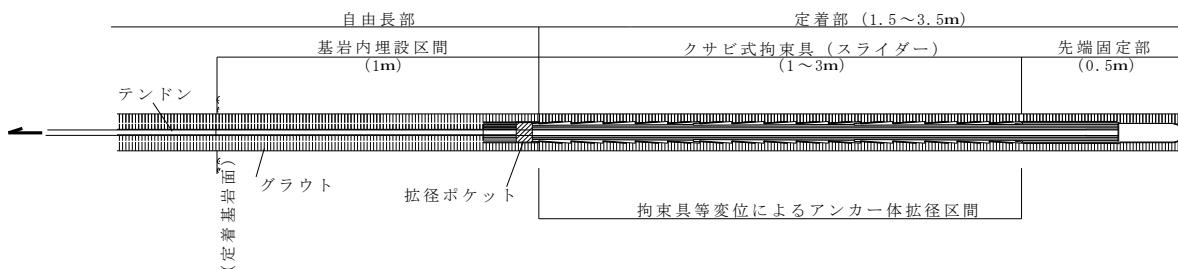
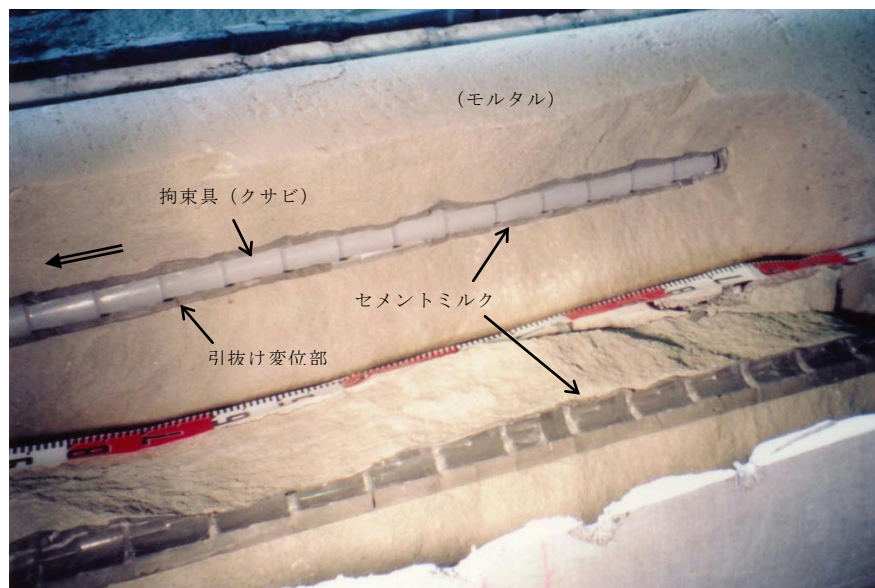


図-10 荷重分散式支圧型アンカー体構造図



### 3.3 アンカー体の挙動

#### (1) アンカー体拘束具の変位状況

図-11はアンカー体の挙動を確認するための室内実験結果である。アンカー体(φ100mm)は拘束具(クサビφ50~60mm,長さ1.5m)をセメントミルク( $\sigma=28.8\text{N/mm}^2$ )で被覆したものとし,これを拘束管(ヒューム管φ700mm,高さ2.43m)内にセットし,モルタル( $\sigma=11.7\text{N/mm}^2$ )で固定した。テンドンはPC鋼より線φ15.2mm(5本,許容最大荷重1000kN)を用いた<sup>3)</sup>。

その結果,荷重780kNで拘束管が破壊(写真-3)し,拡張ガイドレール(図-8)に沿って4分割された。荷重作用点は拘束具(クサビ)中央に設定しており,アンカー体内に設置したひずみゲージはこれを境に,アンカー体引張側で圧縮変位,アンカー体先端側で引張変位を示している。拘束具の変位量は24~27mmとおおむね均一であるが,引張側では圧縮変位のためやや小さくなっている(図-11)。

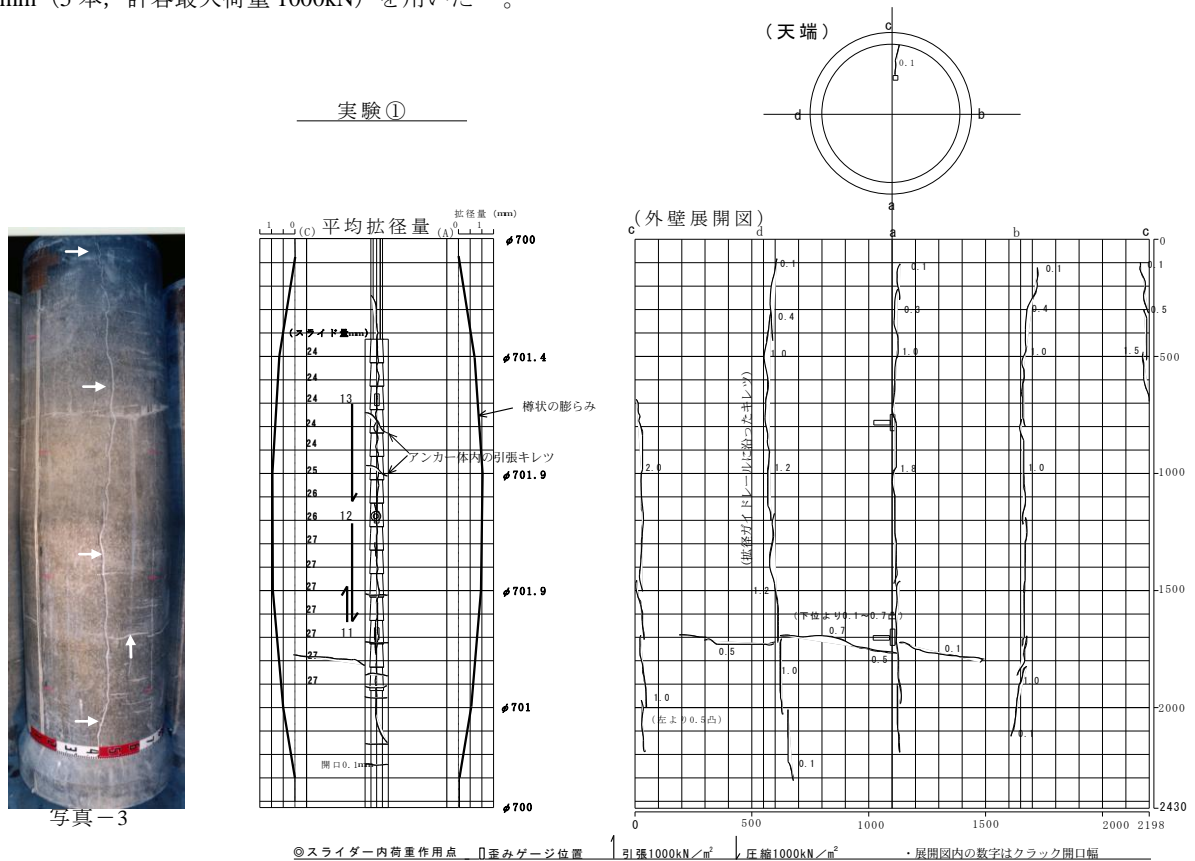


図-11 クサビ型アンカー体変位状況

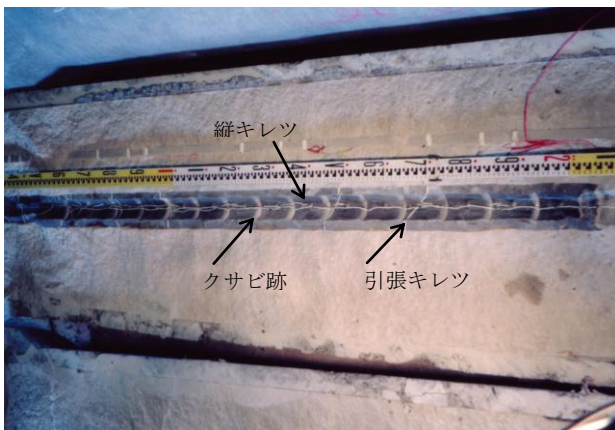


写真-4 クサビ型アンカー体解体状況

拘束管の拡張量は直径1~1.9mm(拘束管外周のクラック開口幅を積算して算出)であり,アンカー体中央を中心に樽状の均等な膨らみを示している。アンカー引張力がクサビ力としてアンカー体側方に変換された結果であり,およそ均等に荷重分散されていることが分かる。

写真-4はこのアンカー体を解体したものである。拡張ガイドレール沿いに縦キレツがみられ,クサビ力を荷重初期段階で拘束地盤に伝達させるという所期の目的を達成したと思われる。引張キレツは平均20cmピッチであり,次に示す摩擦型アンカー体(写真-5)の1/3程度と少ない。

一方,図-12は摩擦型(引張型)アンカーの場合であり,荷重1000kNまで載荷したが,ヒューム管天端付近にへアークラックが集中したのみである。すなわち,荷重はアンカー引張方向が主体であることを示しており,アンカー体には引張キレツが6.5cmピッチと密に発生している(写真-5)。

実験④

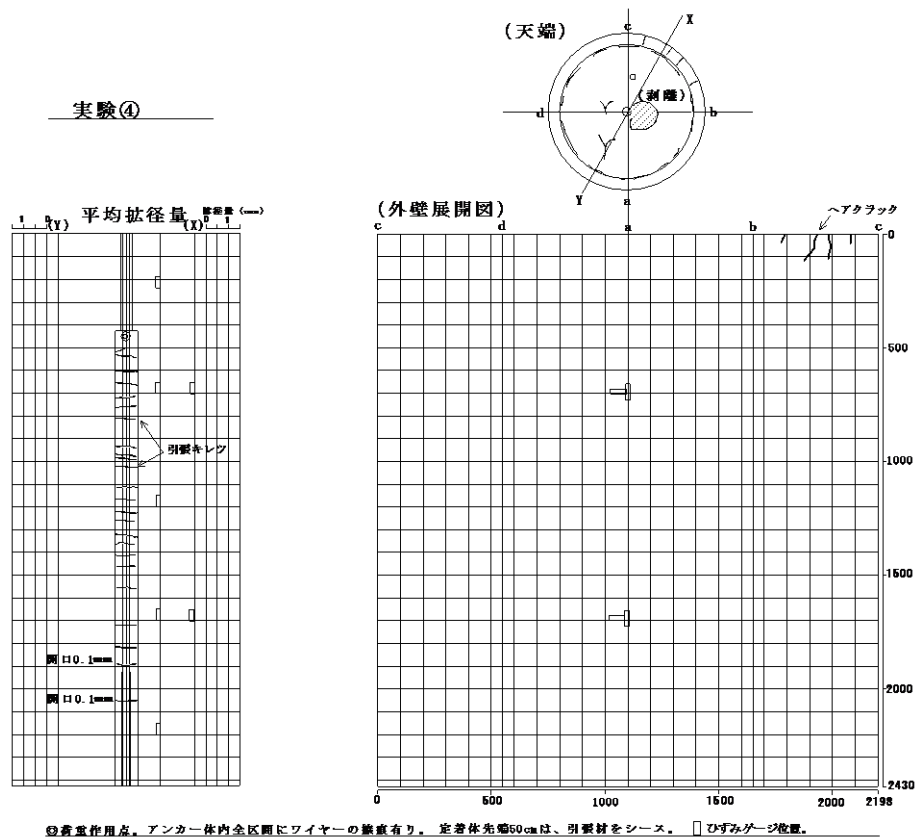


図-12 摩擦型（引張型）アンカー体変位状況

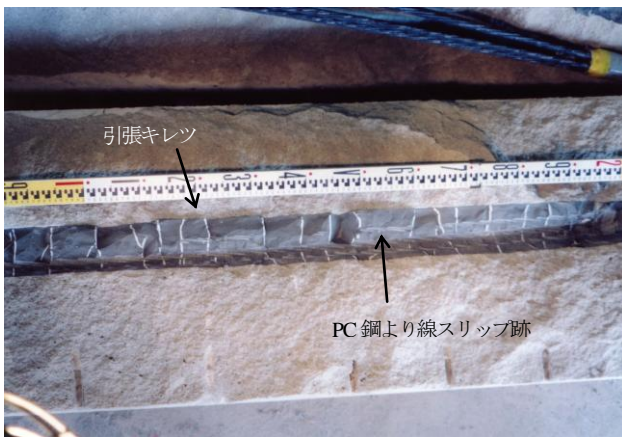


写真-5 摩擦型アンカー体解体状況

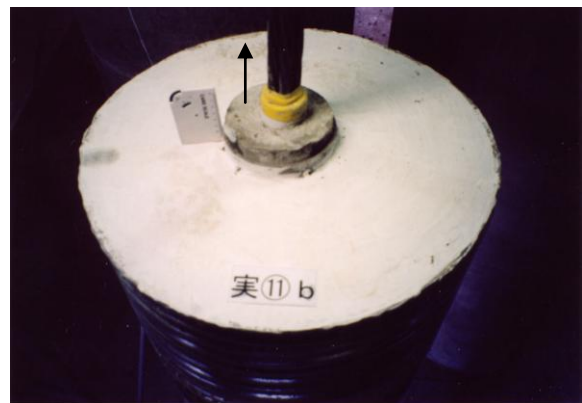


写真-6 摩擦型アンカー引抜け状況

(2) クサビ効果の一例

写真 6, 7 は鋼管 (φ139.8mm, t=4.5mm, 長さ 2m) 内で行った引抜試験 (定着長 1.5m) 状況である。

本実験では鋼管内の摩擦係数が小さかったことから、摩擦型では荷重 50kN で鋼管内のアンカー体が簡単に引抜けた (写真-6)。しかしクサビ型では、クサビ力によりアンカー体と鋼管との間に大きな摩擦力が発生し、荷重 450kN (摩擦型の 9 倍) まで支持された。ただし鋼管を破断することができなかつたためクサビ力がこれの外側に伝わらず、結果的に鋼管外側で摩擦形式により引抜けた (写真-7)。



写真-7 クサビ型アンカー引抜け状況

### 3.4 アンカー体の支持力

#### (1) アンカー体支持力の比較

図-13,14 は泥岩 ( $\sigma = 1.1\text{N}/\text{mm}^2$ ) 露頭地でおこなったマサツ型アンカーとの比較試験である。クサビ型は荷重 560kN まで確実に支持されているが、マサツ型は荷重 200~300kN 以降では理論伸び量を大きくうわまわる変位を示し、アンカー体に設置したひずみゲージからは荷重 300kN 付近で付着切れ (図-15) が認められる。

表-3 はこれまでの実験結果であり、クサビ型アンカーの支持力は摩擦型 (図-2(a)) の約 3 倍程度を示している。これは掘削長、掘削径、施工段数等の削減につながり、クサビ型アンカーは経済性の面でも有利といえる。

#### (2) 定着地盤の変形量と支持力の関係

定着地盤の変形量とアンカー体の引抜荷重の関係を表-4 に示す。引抜時の拘束具変位量 (引抜) は No.1, 2, 5 で 60mm 前後となっている。No.4, 6, 7 では 86~99mm

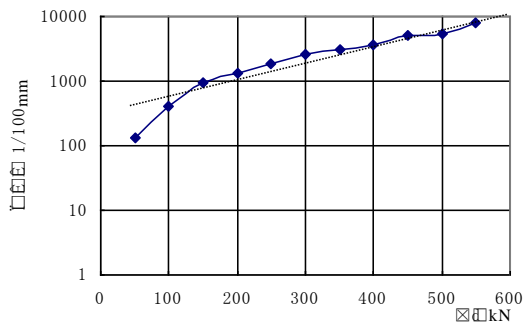


図-13 荷重-変位曲線 (クサビ型: 定着長 2m)

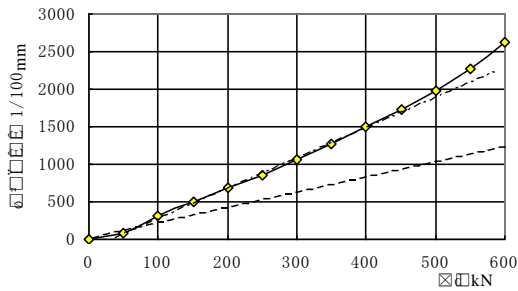


図-14 荷重-変位曲線 (マサツ型: 定着長 4.5m)  
(破線は理論伸び量)

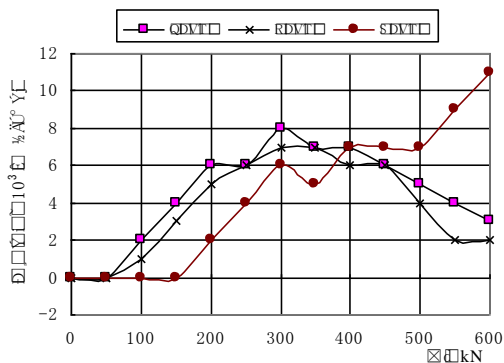


図-15 荷重-ひずみ曲線 (図-12 の摩擦型アンカー体)  
(アンカー体より 25cm 離れた地盤内で測定)

と大きくなっているが、実際には No.7 (図-16) のように、引抜量 45mm 付近以降急激な地盤変位に転じている。

すなわち、図-17 に示すように、拘束具の引抜けにより支圧面積が減少するため支持力も減少する。一方で変形量 (アンカー体拡径) が増大すれば支持力も増加する。よって理論的な最大支持力は引抜量が 50% の時であり、上記引抜現象はこれを裏付けるものといえる。

表-3 クサビ型アンカー体支持力

アンカー型式	試験 No	掘削長 m	掘削径 mm	定着長 m	クサビテーパ	破壊荷重 kN	1m 当たり極限支持力 kN/m	支持力比 %
クサビ型	1	5	115	2	5/100	620	310	100
	2*	5	115	2	5/100	560	280	90
	4	5	115	2	7.5/100	610	305	98
	5	6	115	2	5/100	560	280	90
	6	5	115	2	7.5/100	420	210	68
	7	5	115	2	7.5/100	650	325	105
	平均						285	
摩擦型 (引張)	3	6	115	3	-	350	117	38
	8	5	115	4.5	-	300	67	22
	平均						92	

※拘束具を孔壁に偏心させたもの。試験孔 No.5,6,7 は 1m 間隔に直線配置 (No.7 が中央)。支持力比は No.1 を基準としたもの。

表-4 クサビ引抜量と最大支持力

試験孔 No	テンドン引抜き量 a mm	自由長部弾性変位量 b mm	クサビテーパ c	クサビ引抜き量 a-b mm	アンカー体拡径量 (半径) (a-b) · c mm	最大支持力 kN
1	72.1	13.8	5/100	58.3	2.9	620
2	73.5	14.8	5/100	58.7	2.9	560
4	78.0	16.7	7.5/100	61.3	4.6	610
5	122.4	23.4	5/100	99.0	5.0	560
6	97.0	11.1	7.5/100	85.9	6.4	420
7	115.4	17.3	7.5/100	98.1	7.4	650
平均				76.9	4.9	570

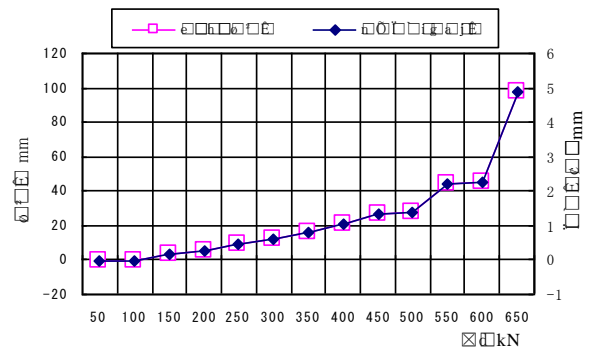


図-16 荷重-変形量 (試験 No.5 の場合)

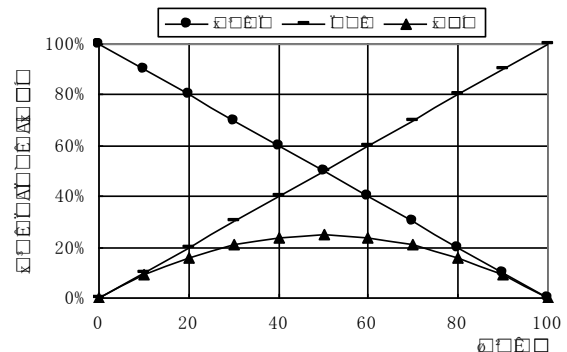


図-17 定着地盤変形量と支持力の関係図

(3) アンカー体偏心による支持力への影響について  
表-3に示した試験No.2はアンカー体を孔壁に接する形でセットしたものであるが、支持力において他の試験結果と大差ない。すなわちクサビ型アンカーの場合、アンカー体を孔内にセンタリングする必要性は低い。

(4) アンカー孔間の引張キレツ発生について  
従来の支圧型アンカーでは施工間隔を密にした場合、アンカー孔間に引張キレツが発生する<sup>9)</sup>とされている。これを確認するため、試験No.5, 6, 7で1mピッチに実施したが、中央のNo.7で荷重落ちする兆候は認められなかった。後述する定着地盤の応力分布図(図-19)では、適正に荷重分散がなされた場合の影響圏は軟質な泥岩で1m程度以下である。したがって十分な定着長と荷重分散がなされれば、アンカー孔間の引張キレツ破壊は生じないものと判断される。

### 3.5 アンカー体の荷重分散

#### (1) アンカー体の荷重分散形態

クサビ型アンカー体(長さ2m)の荷重分散状況を図-18, 19に示す。いずれも圧縮応力分布となっているが、アンカー体引張側に荷重作用点を設定した場合、これをピークにした三角形分布となり(図-18)、アンカー中央に設定した場合はこれをピークにアンカー体上下に紡錘状の分散形態をなす(図-19)。

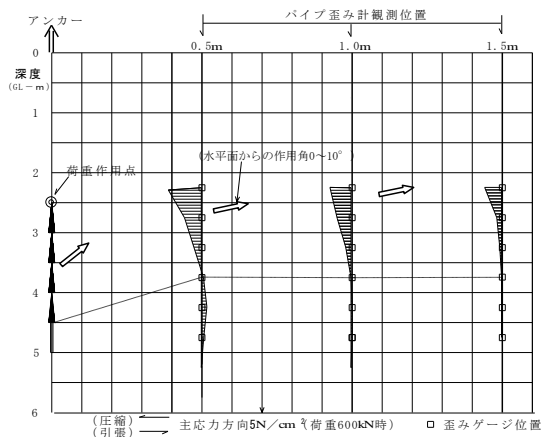


図-18 アンカー体応力分布(1)  
(アンカー体頭部に荷重作用点。クサビテーパ角4°)

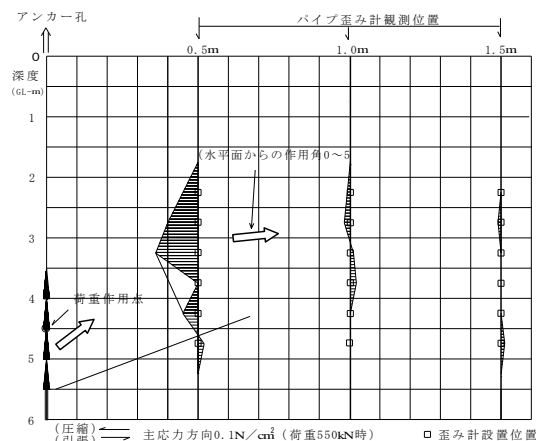


図-19 アンカー体応力分布(2)  
(アンカー体中央に荷重作用点。クサビテーパ角3°)

#### (2) アンカー体の主応力方向

クサビ型アンカー体は荷重100~200kNで拘束具(クサビ)が滑動(スリップ音発生)し始めることから、この段階でクサビ機能が発揮されるものと考えられる。

アンカー体の主応力は、当該荷重以降アンカー引張軸から80~90°の方向(アンカー孔壁に対して上向き0~10°)にほぼ一定して作用している(図-20)。

### 3.6 アンカー体の耐久性

#### (1) 定着地盤のクサビ応力と変形量

アンカー体拘束具(写真-1)は、極限支持力を越える荷重が作用した場合、クサビ単位(長さ10cm)毎に引き抜ける。図-21はアンカー体拘束具(長さ2m)の応力と引抜けにともなう定着地盤の変形(圧縮)量を示すものであるが、クサビ単体が引き抜けるまで直線関係を示し、この間に地盤破壊は認められない。

#### (2) アンカー体の耐久性

図-22はクサビ単体が引抜ける時の状況を測定した例であり、引抜け後も同じような支持力(あるいはクサビ力)を示している。すなわち、アンカー体周辺地盤の弾性機能は維持されており、摩擦型と異なり、拘束具が可動することによるアンカー体および定着地盤の破壊といった様子はみられない。

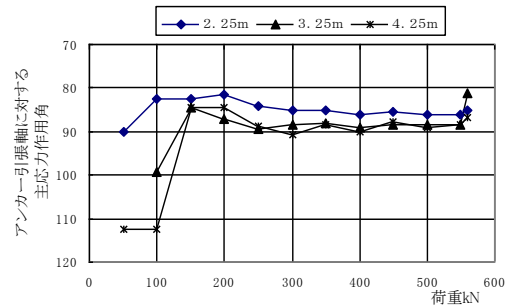


図-20 クサビ主応力方向(泥岩  $\sigma = 1.1\text{N}/\text{mm}^2$ )  
(定着長2m, 荷重作用点はクサビ中央)

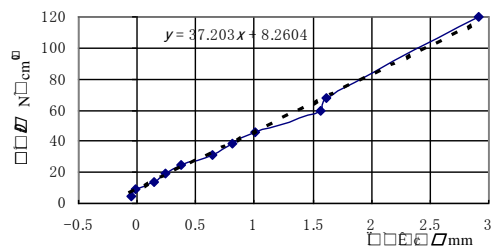


図-21 応力-変形量曲線(泥岩  $\sigma = 1.1\text{N}/\text{mm}^2$ )

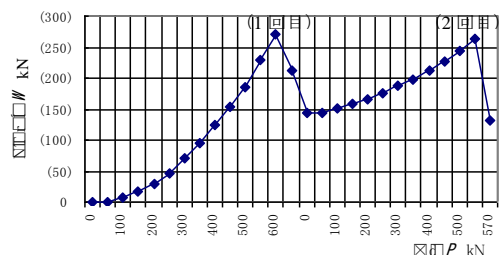


図-22 アンカー体の耐久性(泥岩  $\sigma = 1.1\text{N}/\text{mm}^2$ )  
(クサビ力はアンカー体より1m地点のもの)



(3) アンカー一体グラウトのキレツについて

前述したように、クサビ力を荷重初期の段階で確実に周辺地盤へ伝達させるため、アンカー一体（グラウト材）に意図的にクラックを発生させる必要がある。この場合、基本的にグラウト材はクサビ力を定着地盤に確実に伝えるための間詰め材であり、クラックは問題とはならない。

影響があるとすればアンカー一体の劣化であるが、周囲の定着地盤は許容変形量（半径方向 1mm 程度）の範囲内で荷重を負担させるため、これが大きく変形することはない。テンドン等の部材は防食加工が施してあり、アンカー一体を定着基岩面から 1m 程度以上埋設し、この間をグラウト材で閉塞すれば（図-10）、劣化等に対しても問題ないものと考えられる。

3.7 アンカー一体の設計

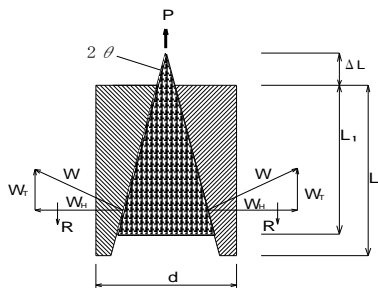
アンカー一体の設計では、これが引抜けないためのクサビテーパー角（ $\theta$ ）の決定と、アンカー一体周辺地盤の所要反力の確保が必要である。

(1) 拘束具（クサビ）が引抜けないための条件

アンカー引張り力  $P$  とクサビ水平力  $W_H$  の関係は図-23 および次式で示される<sup>4)</sup>。

$$W_H = \frac{P}{2} \cdot \cot(\theta + \delta) \dots \dots \dots (1)$$

ここに  $W_H$  : クサビ水平力、 $P$  : アンカー引張り力、 $\theta$  : クサビテーパー角、 $\phi$  : 基本マサツ角、 $\delta$  : 壁面マサツ角（ $= \frac{2}{3} \cdot \phi$ ）である。



$W_T$  クサビ接線力、 $W$  : クサビ力、 $R$  : 摩擦抵抗  
 $L$  : クサビ長、 $L_1$  : 有効支圧区間長、 $\Delta L$  : クサビ引抜け長

図-23 クサビ力関係

(文献 8 p381 図 16.12 に加筆)

クサビが抜けないためのテーパー角  $\theta$  は、図-23 より

$$W_T < R$$

$$W_T \cdot t \cdot a(\theta + \delta) < W_H \cdot t \cdot a\phi$$

$$\therefore \theta > \frac{\phi}{3}$$

通常の岩盤であれば概ね  $\phi > 25^\circ$  であり、したがって  $\theta < 8^\circ$  とすれば、十分な支圧力が確保される限り拘束具（クサビ）が抜けることはない（本実験では  $\theta \approx 3 \sim 4^\circ$ ）。

(2) 定着長の算出

クサビ型アンカーの定着長は式(2)で示される。

$$l = \frac{f \cdot W_H}{\pi \cdot d \cdot q} \dots \dots \dots (2)$$

ここに、 $l$  : 有効定着長（図-23 の  $L_1$  に相当）、 $f$  : 安全率、 $d$  : アンカー孔径、 $W_H$  : クサビ水平力、 $q$  : 地盤反力度（ $k \cdot r$ ）、 $k$  : 地盤反力係数（ $= \sigma / \Delta h$  図-21 参照）、 $r$  : 最大有効地盤変位量である。なおクサビ力  $W_H$  は、定着地盤の基本マサツ角  $\phi$  等により変化するため、正確に把握することが困難である。よって実際にはアンカー引張り荷重  $P$  に対する定着地盤の変形量から直接許容引張り荷重を求めることになる。また前述したようにクサビ力はクサビの引抜け量がクサビ長さ（ $L$ ）の 1/2 の時に最大を示すことから、最大有効地盤変位量  $r$  はクサビテーパ量の 1/2 とする。

(3) クサビが作動するための条件

これまでの実験（泥岩  $\sigma = 1.1 \text{N/mm}^2$ ）より、クサビが作動するための初期摩擦抵抗として 100~200kN が必要であることが分かっている。そのため、特に摩擦抵抗の小さい地層では埋設深さを十分確保するなどの対策が必要である。

4 おわりに

アンカー一体拘束具をクサビとすることで、アンカー一体の荷重分散とアンカー一体側方地盤の支圧力を利用したアンカー一体を構築することが可能となった。

荷重分散はアンカー一体中央（荷重作用点）をピークとした紡錘状のものであるが、定着地盤全体より平均的支持力を得るのに有効である。アンカー一体側方地盤の支圧力は通常の場合には半無限に拘束されているため、定着地盤で最も安定した大きな支持力が期待される。

これらを利用したクサビ型アンカー一体の成果として、泥岩（ $\sigma = 1.1 \text{N/mm}^2$ ）での支持力は摩擦型（引張型）の 3 倍程度が得られ、アンカー一体の性能、品質はもとより、経済性の面でも大幅な向上が期待される。

今後は多様な地質条件でのデータ収集を図り、永久構造物としての信頼性を構築していきたい。また摩擦型アンカーに関してはその支持機構を明確にする必要があり、今後これらを整理することでより高品位なアンカー一体の構築を追求していきたい。

FA.

参考文献

- 1) 地盤工学会(2000) : 地盤工学会基準 グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説、p51.
- 2) 土木施工編集委員会(1990) 解説土木用語集第二版、p35.
- 3) 瀬崎 茂・浜野浩幹:クサビ型アンカーの支持機構(2004), 第 39 回地盤工学会発表会講演集.
- 4) 小瀧辰人・瀬崎 茂・浜野浩幹(2004) : クサビ型アンカーの支持力と応力分布, 地すべり学会第 43 回研究発表会講演集.
- 5) 瀬崎 茂・浜野浩幹ほか(2004) : クサビ型アンカーの特長, 全地連技術 e フォーラム講演集.
- 6) 地盤工学会(2000) : 地盤工学会基準 グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説、pp102~104.
- 7) 申 植潤(1995) : 地すべり工学-最新のトピックス, pp353-355.
- 8) 申 植潤(1995) : 地すべり工学-最新のトピックス, pp380-385.
- 9) 申 植潤(1995) : 地すべり工学-最新のトピックス, p361. (原稿受理)