

# (99) 岩盤とロックアンカーの摩擦抵抗特性について

東京電力 正会員○松 井 考 尚  
東京電力 正会員 奥 山 一 夫  
東電設計 正会員 渡 部 忠 明  
太平エンジニアリング 正会員 山 本 安 崇

## 1 はじめに

送電用鉄塔の基礎型式の1つにロックアンカー基礎がある。この基礎は山岳地で地表面付近に良好な岩盤が存在する場合などに適用し、風荷重に対してロックアンカーの引抜き抵抗力を期待するものである。このアンカーの極限引抜き抵抗力  $R_f$  は一般に次式で算定している。

$$R_f = \tau \pi d l \quad (1)$$

ここで、 $\tau$ ：単位面積あたりの摩擦抵抗

$\pi d l$ ：摩擦抵抗に関する表面積

(1) 式によれば、アンカー体定着長に比例して極限引抜き抵抗力が大きくなるが、実際にはアンカー体頭部から深さ方向に逐次破壊していくためにアンカー体長さがある長さ以上になると引抜き抵抗力はそれほど増加しないといわれている<sup>1)</sup>。

そこで送電用鉄塔基礎の対象地盤である軟岩地盤に設置したロックアンカーの引抜き実験を実施し、その摩擦抵抗特性を把握した。また、送電用鉄塔には、風荷重が長期にわたって繰返し作用する。この繰返し荷重がアンカー体の摩擦抵抗に及ぼす影響を把握するためにロックアンカーの繰返し載荷実験も実施したので、ここに報告する。

## 2 実験概要

### 2.1 地質および試験体諸元

実験地点の地質は、第3紀堆積岩である凝灰角礫岩で、その工学的諸量を表-1に示す。三軸圧縮試験結果から得られるせん断強度は  $16.5 \text{ kgf/cm}^2$  となり、文献 1によれば硬岩の  $15 \sim 25 \text{ kgf/cm}^2$  の範囲に相当する。また試験体は、表-2に示すようにその目的により2種類作成した。即ちS型試験体は、アンカー体の単位面積当りの摩擦抵抗特性の把握を目的とし、L型試験体は、摩擦抵抗の深さ方向への分布性状の把握を目的として諸元を定めた。

表-1 工学的諸量

|       |                            |
|-------|----------------------------|
| 比重    | 2.802                      |
| 密度    | $2.170 \text{ g/cm}^3$     |
| 圧縮強度  | $34.0 \text{ kgf/cm}^2$    |
| 粘着力   | $16.3 \text{ kgf/cm}^2$    |
| 内部摩擦角 | $38.5^\circ$               |
| 引張強度  | $2.39 \text{ kgf/cm}^2$    |
| 変形係数  | $2100 \text{ kgf/cm}^2$    |
| 弾性波速度 | $V_p = 2000 \text{ m/sec}$ |

表-2 試験体概要

|       | 試験内容                                                               | 本数 | 試験体形状図 |  |
|-------|--------------------------------------------------------------------|----|--------|--|
| S型試験体 | 静的引抜き試験<br>S1,2                                                    | 2本 |        |  |
|       | 繰返し載荷試験<br>S3,4,5,6                                                | 4本 |        |  |
| L型試験体 | 静的載荷試験<br>L1,2                                                     | 2本 |        |  |
|       | 繰返し載荷試験<br>L3,4,5,6                                                | 4本 |        |  |
| 引張り材  | PC鋼棒D36 <sup>mm</sup><br>Es=2.1×10 <sup>6</sup> Kg/cm <sup>2</sup> |    | 試験体形状図 |  |
| 注入材   | セメントペースト<br>W/C=52.8% σ <sub>T</sub> =400Kg/cm <sup>2</sup> 以上     |    |        |  |

### 2.2 試験方法

載荷は反力梁上に設置したセンターホールジャッキによって行った。

計測項目は、引抜き荷重、地表面変位、アンカー体頭部変位およびPC鋼棒のひずみであり、マイクロコンピュータによる自動計測を行った。

静的引抜き実験の載荷方法は、土質工学会「アースアンカーの設計・施工基準」に準拠し、計画最大荷重の0.2倍ごとに繰返し荷重を加え、処女荷重での荷重保持時間は10分とした。

繰返し載荷実験は計画最大荷重と0荷重間の単調繰返し載荷方式とした。載荷サイクルはS型試験体では、1サイクル20秒、L型試験体で1サイクル40秒とした。S型試験体の計画最大荷重は予想極限引抜き力の90, 80, 75, 70%とし引抜け破壊に至るまで載荷した。L型試験体の計画最大荷重は予想極限引抜き力の1/2と1/5の2種類とし、それぞれ1150回と3000回まで繰返し載荷を行った。

### 3 実験結果

#### 3.1 静的引抜き実験結果

引抜き荷重～変位量関係を図-1に示す。ここでの変位量はアンカー一体頭部での変位をさす。S1試験体は22.7tf ( $\tau = 15.6 \text{ kgf/cm}^2$ )で、S2試験体は28.3tf ( $\tau = 20.0 \text{ kgf/cm}^2$ )で引抜けた。これは、三軸圧縮試験結果から算定されるせん断強度  $16.5 \text{ kgf/cm}^2$  に近い値を示している。また  $\log P \sim \log \delta$  曲線 (P: 引抜き荷重、 $\delta$ : 変位量) から求めた降伏荷重は、両者とも11.5tf ( $\tau = 8.0 \text{ kgf/cm}^2$ )であった。L型試験体のうちL1試験体は98.5tf (変位量 3.8mm)、L2試験体は103.6tf (変位量 4.7mm)まで載荷したが両者とも引抜くに至らず、また明瞭な降伏荷重も認められなかった。

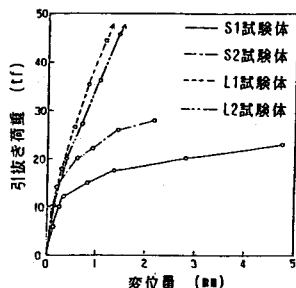


図-1 引抜き荷重～変位量関係

図-2に、ひずみから求められる周面摩擦抵抗を示す。

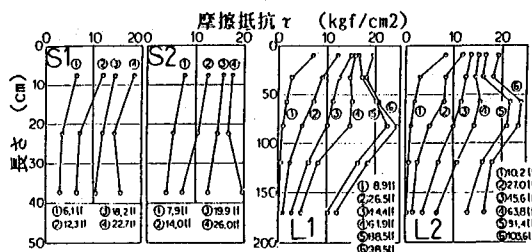


図-2 摩擦抵抗分布

S型試験体は、若干のバラツキはあるものの、全定着長にわたって、ほぼ様な摩擦抵抗分布を示しており、その摩擦抵抗～変位量関係も単位面積当りの摩擦抵抗特性を示していると考えられる。

L型試験体のアンカー体定着上部では摩擦抵抗が  $15 \text{ kgf/cm}^2$  以上になると大きな増加が認められない。この理由の1つとして、アンカーをGL-0.15mと地表近くまで定着しているため、浅部で岩盤そのものの破壊が生じていることが考えられる。この破壊深度は、摩擦抵抗分布から想定するとGL-0.6m付近までと思われる。図-3は、地表面の変位分布図である。この図から地盤破壊の影響範囲はアンカー中心から1mの範囲内にあるものと思われる。

摩擦抵抗の分布形状は、低荷重レベルでは、定着上部に応力が集中しており双曲線的分布形状になっている。荷重が大きくなるに従って応力が深部に伝達され、岩盤破壊の範囲を除き摩擦抵抗も直線的分布形状になっていく傾向にある。

#### 3.2 繰返し載荷実験結果

##### a. 短いアンカーの場合 (S型試験体)

実験結果から、繰返し破壊回数  $N_p$  と応力比  $S$  (摩擦応力/極限摩擦抵抗) の関係は次式で表わされる。

$$\log N_p = 12.7 (1 - S) \quad (2)$$

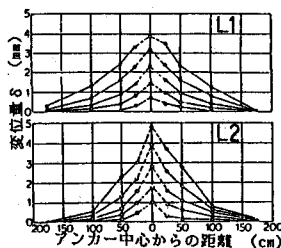


図-3 地表面変位分布

これを、既往の岩石圧縮疲労試験結果2)3)と比較したのが図-4であり、ほぼ同様の結果を与えている。このことから、本実験地盤程度の岩盤でのロックアンカーの摩擦抵抗疲労特性は、岩石圧縮疲労試験を実施すれば推定できると考えられる。

図-5 に繰返し回数とアンカー体頭部の変位量の関係を示す。この図から、繰返し载荷によるアンカー体の変形特性を模式的に表わしたのが図-6 であり、次のような特性が見られる。

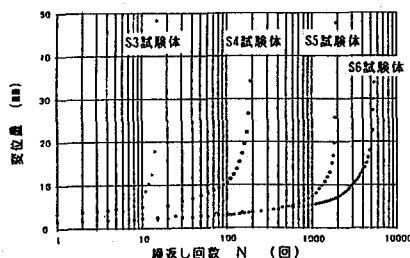
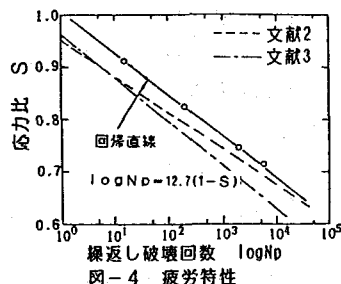


図-5 繰返し载荷実験結果

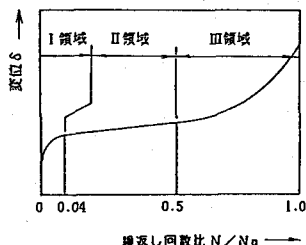


図-6 繰返し荷重によるアンカーの変形特性

I 領域：急激に変位量が増加するが、その増加量は徐々に小さくなり、一定の値に収束する。

II 領域：変位量が線形的に増加するが強度への影響はない。

III 領域：変位量が徐々に増大し、いずれ破壊に至る。

従って、送電用鉄塔のように、長期間にわたって繰返し荷重が作用する場合には、変位の進行が I または II 領域内に収まるような設計上の配慮が必要である。

#### b. 長いアンカーの場合（L型試験体）

繰返し载荷による摩擦抵抗の履歴を図-7に示す。

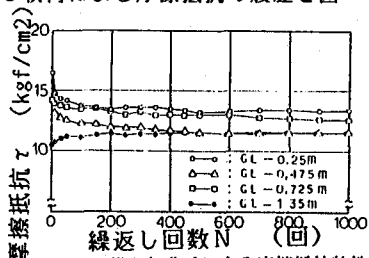


図-7 繰返し荷重による摩擦抵抗特性

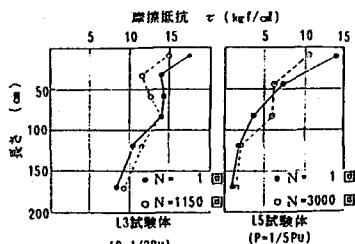


図-8 摩擦抵抗分布

アンカー体頭部付近では、若干の応力低下が認められるものの、繰返し载荷 500 回程度以降では摩擦抵抗の変化はそれほど認められなかった。また、繰返し载荷による摩擦抵抗分布の変化状況を図-8 に示す。図-7,8から、一定荷重の繰返し作用により、摩擦抵抗が定着全長にわたって均等化する傾向がうかがえる。

#### 4. 解析

ここでは、ロックアンカーに引抜き力が作用した場合の摩擦抵抗の挙動を理論解析により検討してみる。図-9に示すような、アンカー体微小部分の力のつり合いから次式が得られる。

$$\frac{d^2 \delta}{dx^2} - \frac{\pi D \cdot \tau x}{EA} = 0 \quad (3)$$

ここに、 $\delta$ ：アンカー体変位量、 $D$ ：アンカー体径、 $E$ ：アンカー体弾性係数、 $A$ ：アンカー体断

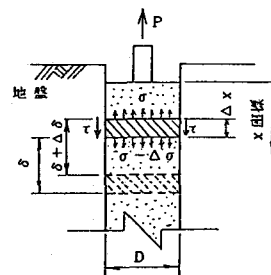


図-9 アンカーモデル

面積,  $\tau x$  : 深さ  $x$  の摩擦抵抗

文献1)によれば  $\tau = G \cdot \delta$  で表わさるとしているが、実際には  $\tau$  と  $\delta$  は実験結果から解るように非線形な関係にある。そこで、 $\tau \sim \delta$  関係の非線形性を考慮した解析を行った。

S型試験体の静的引抜き荷重実験結果から、 $\tau$  と  $\delta$  の関係は次式でよく表現できた (図-10)

$$\tau = K \cdot \delta^{\frac{1}{3}} \quad (4)$$

ここに、 $K$  : アンカー体と地盤の周面摩擦抵抗特性によって決まる係数 (以下、摩擦抵抗係数とよぶ)

(3)(4)式から特殊解として次式が得られる。

$$\delta x = \left( \sqrt{\frac{P_0}{3\beta EA}} - \beta x \right)^3 \quad (5)$$

ここに、 $\beta = \sqrt{\frac{\pi DK}{6EA}}$ ,  $P_0$  : 引抜き荷重

(3) 式に代入することにより次式が得られる。

$$\tau x = K \left( \sqrt{\frac{P_0}{3\beta EA}} - \beta x \right) \quad (6)$$

そこで、L型試験体の実験値と解析値を比較したのが図-11, 12である。

摩擦抵抗係数  $K$  は静的引抜き実験結果から求められる値の平均的な値として  $30 \text{ kgf/cm}^{\frac{1}{3}}$  を採用した。

この結果次のことが明らかになった。

・引抜き荷重～変位量関係は、摩擦抵抗係数  $K$  を実験結果の平均的な値としているために試験位置によるバラツキはあるものの、実験結果とほぼ一致している。

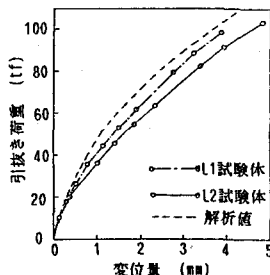


図-11 引抜き荷重～変位量関係

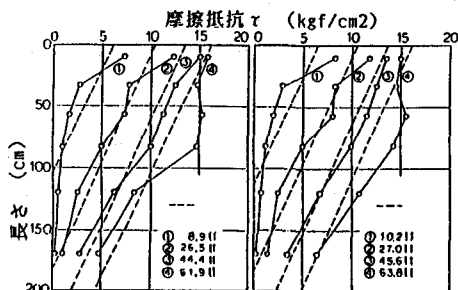


図-12 摩擦抵抗分布

・(6) 式から明らかなように、 $\tau$  が  $\delta^{\frac{1}{3}}$  に比例するとした場合の摩擦抵抗は深さの一次式で表わされる。このことは、3.1で述べたように荷重がある程度大きくなり応力が深部に伝達されるようになると摩擦抵抗が直線的分布形状になる現象と一致している。

## 5. まとめ

今回、短いアンカーの引抜き実験を実施し、摩擦抵抗～変位量関係を適切に評価すれば、長いアンカーの抵抗挙動を精度よく推定できることが明らかとなった。また、摩擦抵抗と変位量の関係は今回  $\tau = K \cdot \delta^{\frac{1}{3}}$  で説明できたが、 $\tau$  と  $\delta$  の関係は地盤の特性によって定まるものと考えられる。そこで、現在、地盤特性の異なる地点で実験を実施し、本評価方法の妥当性を検証中である。

また、ロックアンカーの摩擦抵抗疲労特性は、コンクリートや岩石の圧縮疲労特性を把握することによって推定が可能と考えられる。

## 参考文献

- 1) 土質工学会：アースアンカー工法，1976
- 2) 渡部浩平：繰返し荷重を受ける軟岩の力学挙動、第36回土木学会年次講演会概要集，1981
- 3) 西好一，江刺靖行，宇野晴彦：振動荷重下における泥岩の強度特性、第18回土質工学研究発表会講演集，1983

(99) Friction Resistance Characteristics along the Rock and  
Grout Interface of Anchor

The Tokyo Electric Power Co., Inc.

K. Okuyama, T. Matsui

The Tokyo Electric Power Services Co., Ltd.

T. Watanabe

Taihei Engineering Co.

Y. Yamamoto

The rock anchor foundation is one of many overhead transmission tower structures foundations. In order to clarify mutual action of this anchor and rock, the uplift capacity of rock anchor was examined by field test.

This test was carried out with respect to 0.5 m long anchor and 2.0 m long anchor to obtain the relationship between uplift loads and displacement as well as the distribution of friction resistance in the direction of depth.

As a result, it was clarified that the friction resistance of the shorter anchor increases in proportion to the cube root of the displacement and it was also confirmed that the distribution of friction resistance is not uniform in the case of the longer anchor. The distribution of this friction resistance was analyzed theoretically on the basis of the relationship between the friction resistance and displacement of the shorter anchor.

As a result, it was possible to successfully express the results of this test. Therefore, it was concluded to be possible to evaluate the friction resistance characteristics of full scale anchor if the relationship between the friction resistance and displacement has been clarified after executing the uplift capacity test of shorter anchor. Moreover, maximum 3,000 cycles of repetitive loading tests were carried out, and the fatigue characteristics of the shorter anchor due to friction resistance were clarified.