

2. 工事概要

発注先 岩手県
 工事名 荷内川橋上部工工事
 工事場所 岩手県下閉伊郡岩泉町地内
 工期 昭和59年5月21日～昭和60年1月15日
 形式 中路式ローゼ橋
 橋格 1等橋
 橋長、巾員 83.0m、8.0m
 鋼重 約295t
 施工範囲 製作～架設

3. 架設の概要

図-2に示すように、仮設備として左右両岸の門形鉄塔にケーブルクレーンと直吊りケーブルを張り、左岸側の控索はコンクリートアンカーに、右岸側はロックアンカーに固定した。

橋体の組立ては左岸方よりケーブルクレーンで部材を吊り込み、補剛桁、垂直材、上弦材の順序で左右から中

央に向かって行く。アンカーに作用する荷重は上弦材の閉合直前で最大となり、1主構について左岸で206.4t、右岸は203.2tである。中間支点の沓と脚は架設中のケーブルの変形が大きいので閉合後に固定した。閉合時の組立誤差は支間中央部で高さ方向で-10mm、支間長で-2～-6mmが生じたので夫々修正した。

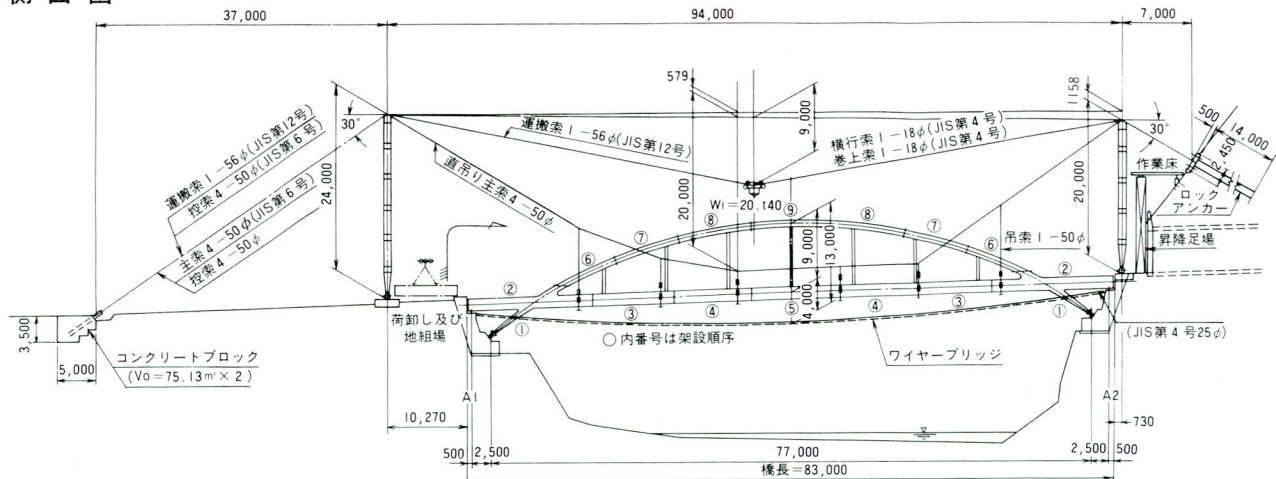
4. ロックアンカーの施工

(1) 構造

ロックアンカーとアンカーフレームは図-3に示す構造とした。1主構当りの控索張力は外径45.6φのPC鋼線のより線（SEEEストランド、F-160）4本で地山に伝達する。ストランドはボーリング機械で地山を削孔して挿入し、定着長の範囲のみセメントミルクを圧入した。ストランド頭部のマンションにはねじ加工がされており、ナットでアンカーフレームを固定した。

アンカーフレームの設計に当たっては各控索の角度が架設段階毎に上下方向に変化し、また搭頂サドルから平

側面図



平面図

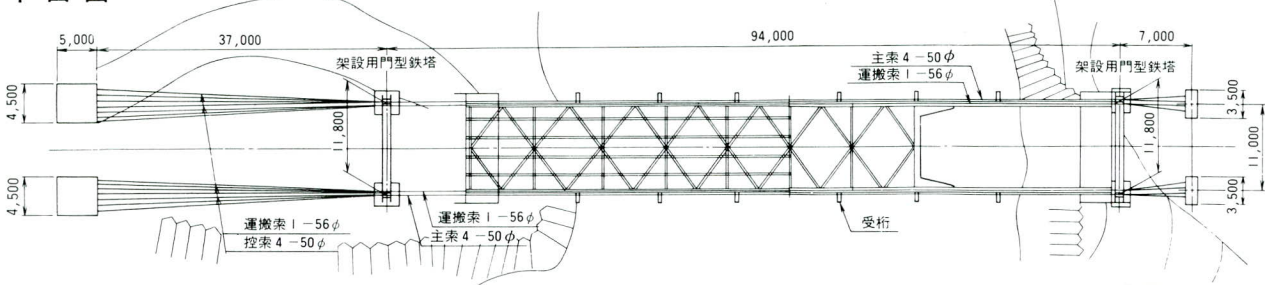


図-2. 架設要領図

面的にスプレー状に開くためピン構造とした。载荷前にテンションジャッキで各ストランドの引張試験と確認試験を行うためアンカーフレームのコンクリートベースは約90 tの反力で設計した。

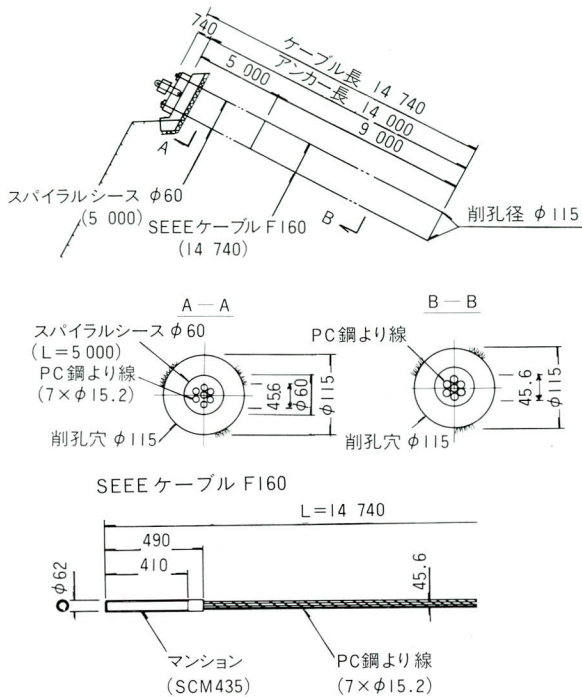


図-3. ロックアンカー

(2) PC鋼線の断面

PC鋼線は複合より線のSEEEストランド（7×φ15.2）を使用した。

$$\begin{aligned} \text{公称径} & d = 45.6\text{mm} \\ \text{引張強度} & P_u = 161.7\text{t} \\ \text{許容引張強度} & P_a = \frac{P_u}{F_s} = \frac{161.7}{2.0} = 80.8 \end{aligned}$$

安全率： $F_s = 2.0$

1主構当りの控索張力は $\Sigma T_b = 203.2\text{t}$ となりこれを4本のPC鋼線で分担する。1本当りの設計張力 P_b は偏心荷重として20%の割増しを考慮した。

$$P_b = \frac{\Sigma T_b}{h} \times 1.2 = \frac{203.2}{4} \times 1.2 = 61.0\text{t} < P_a$$

(3) PC鋼線の定着長の検討

アンカー本体の設計は土質工学会の「アースアンカー工法設計施工基準」に準拠した。土質条件は施工を含めて調査を専門業者に依頼し、その結果アンカー位置の岩

質は石灰岩と判断した。更にボーリングの時点でこれを確認し、表面から新鮮な岩までの非定着長の範囲（PC鋼線が単に貫通しているだけで地盤に対して力の伝達が行われていない部分の長さ）を5.0mと推定した。設計張力に抵抗するPC鋼線の定着長は、①注入材（セメントミルク $\sigma_{CK} = 160\text{kg/cm}^2$ 以上）と地盤との摩擦抵抗力と、②注入材とPC鋼線の付着力、のいずれかによって決る。摩擦による定着長は、

$$\ell_1 = \frac{F_s \cdot P_o}{\tau_{ta} \cdot \pi \cdot D} = \frac{4.0 \times 61.0 \times 10^3}{14 \times 3.14 \times 11.5} = 483\text{cm}$$

ここに、 F_s ：安全率

P_o ：設計張力

τ_{ta} ：地盤と注入材の摩擦抵抗（ kg/cm^2 ）

D ：削孔径

付着による定着長は

$$\ell_2 = \frac{P_o}{\tau_{oa} \cdot \pi \cdot d} = \frac{61.0 \times 10^3}{13 \times 3.14 \times 4.56} = 328\text{cm}$$

よって、必要定着長は4.83mとなるが4本のPC鋼線が隣接することによる耐力の低減と、注入、加圧、および削孔の施工上の影響を考慮し、定着長は9.0mとした。

(4) 施工要領

施工順序は図-4に示すとおりである。地質は削孔中のエアの吹上りとスライムの状態で判断した結果によると、地表により3.0~4.0mの範囲は亀裂の多い地質であるが、その他はおおむね安定した地盤であることが確認された。削孔はロータリー式削孔機で深さ14.0mまで削孔した。

1日当りの削孔長は約20.0mで8本の削孔に6日間を要した。PC鋼線のストランドは先端の定着部をバラして付着力を増すようにし、又自由長さ部分はストランドを被膜し、注入材との付着を絶縁した。注入圧は2.0~6.0 kg/cm^2 である。

作業の準備からPC鋼線の定着までは、11日間の工程であった。

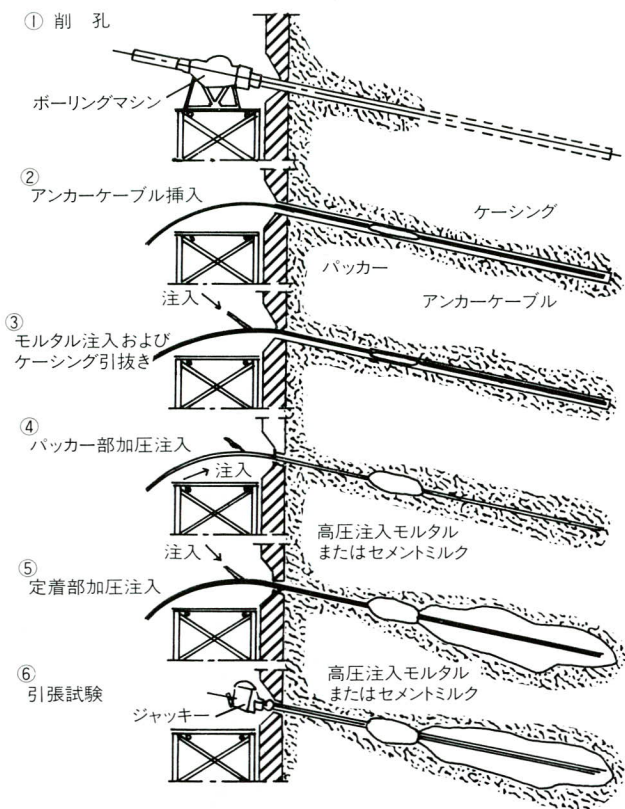


図-4 フリーパッカーを用いたグラウト注入アンカー¹⁾

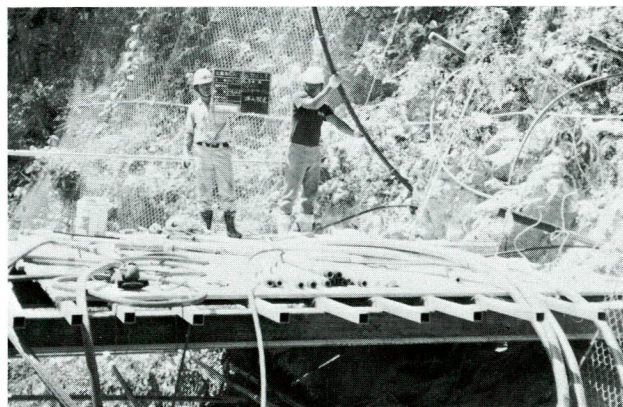


写真-3 引張材(SEE)ストランド・ケーブルの挿入状況

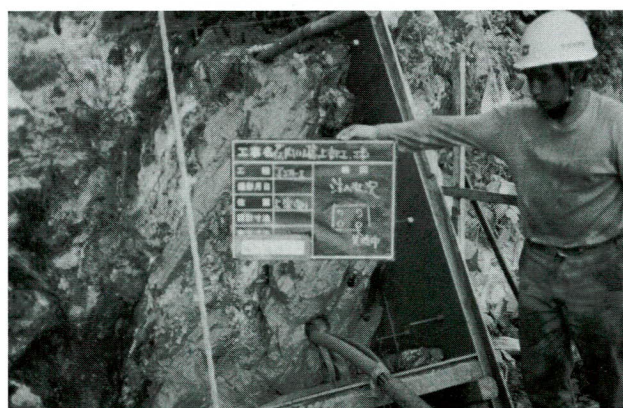


写真-4 セメント・ミルクの注入状況

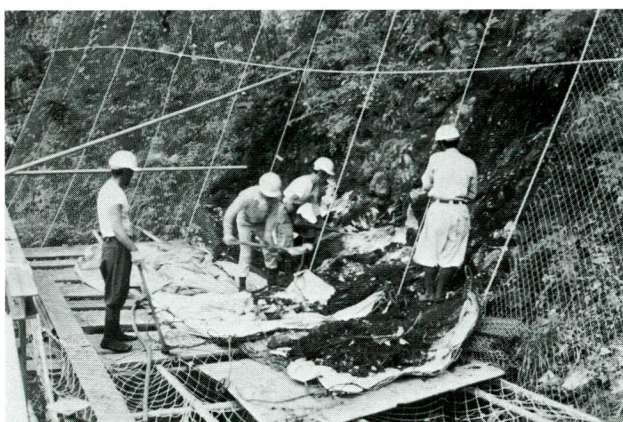


写真-1 表土の切削状況

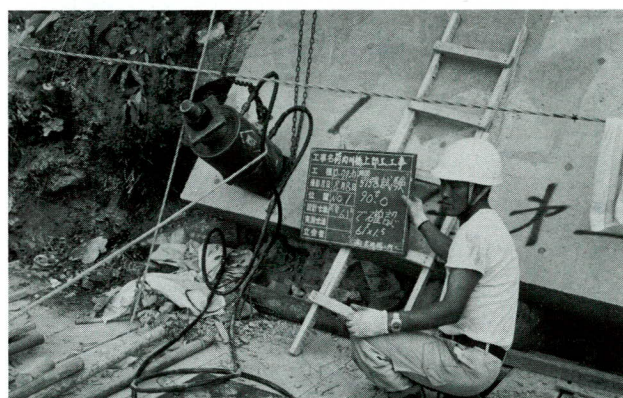


写真-5 テンションジャッキによる引張試験の状況

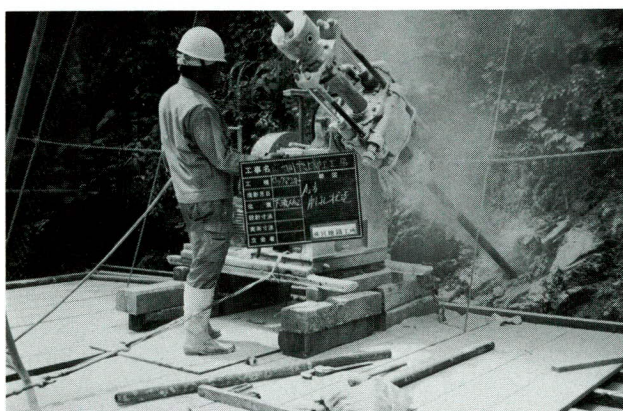


写真-2 アンカー孔の削孔状況

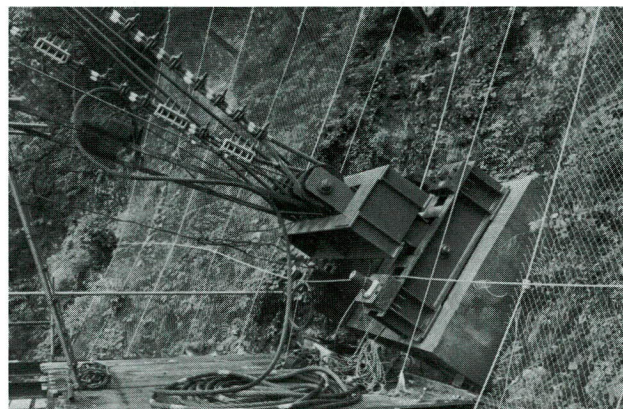


写真-6 アンカーフレームの取付状況

(5) 引張試験及び確認試験

定着後の安全性の確認は実際にPC鋼線に設計張力の1.2~1.3倍の荷重を段階的にかける引張試験と、1.0~1.2倍の荷重を1回だけかける確認試験の要領が設計施工基準¹⁾で決められている。定着長の計算式では定着長の増加に比例してアンカーの抵抗力が増加することになるが、この考え方は実際的には危険側にあると考えられている。これは摩擦形のアンカーに引抜き力が加わった時の摩擦応力の分布は引抜き力の増加に伴って図-5のような変化を示すと考えられる。すなわち摩擦応力が地盤固有の摩擦強度をオーバーし、地盤が破壊されて、次第にアンカーの先端部分の摩擦応力が増大していく。そしてこの摩擦応力度の分布形の面積が最大になるときがアンカーの最大抵抗力になる。これは実験的にも確認されており、その場合はアンカーの上部から塑性状態になり、荷重の繰返しに伴って残留ヒズミが大きくなる。引張試験はPC鋼線のヒズミを測定することによりアンカー全体の安全性を確認するものである。

本橋では8本のアンカーの内2本について引張試験を行った。図-6は載荷荷重の最大を90tとし、その間を5サイクルに分けて、載荷~除荷を繰返し、理論値との対比をしたものである。全体的にアンカーのヒズミは理

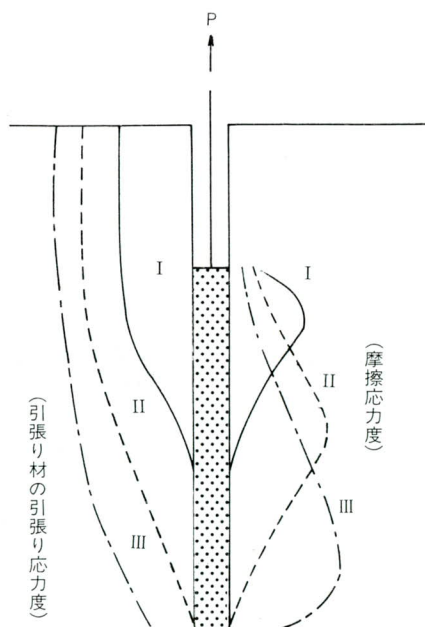


図-5. アンカー体の摩擦応力分布¹⁾

論値より少なめであったが、この原因としては自由長部の地山との絶縁部分に注入材がくいこみ、100%の絶縁がなされなかったと思われる。

残りのアンカーは載荷荷重90tで確認試験をし、全本数とも設計強度は充分期待できることを確認した。

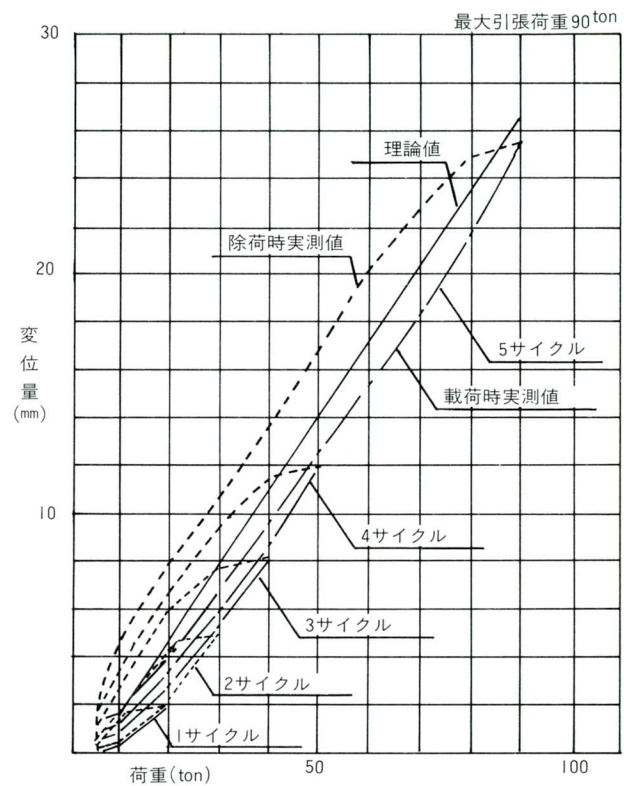


図-6. 荷重・変位量曲線

5. あとがき

本工事は59年7月から着工し、11月初旬に完了した。仮設材とはいえ、工事の安全性に重要な要素をしめるため、計画、施工にあたっては岩泉土木事務所及び協力業者の専門的なアドバイスをいただいた。改めて御礼申上げたい。

<参考文献>

- 1) (社)土質工学会；アース・アンカー工法