

アースアンカーによる井筒圧入工法について

Caisson Sinking Method Used Earth Anchor Rod

大澤 毅一* 黒木 高男**
Kiichi Osawa Takao Kuroki

横田 征一*** 成井 正浩****
Seiichi Yokota Masahiro Narui

要 約

上越新幹線工事佐谷田(中)工区のうち、国道17号線の跨道橋基礎部6基、深さ17.5mの井筒沈設を N 値50、 $K=1.0 \times 10^{-2}$ cm/secの砂礫層に対して、4本のアースアンカー（SEEケーブル $\phi 47.5$ mm）おのおのを200tf油圧ジャッキで索引することにより、圧入沈下させる工法を採用した。支障物件も多く、地質、地形、環境がかなり複雑な中、施工はほとんど障害なく順調に沈下を終えることができた。

本稿では、その計画と施工実績を比較し、報告する。

目 次

- § 1. まえがき
- § 2. 工事概要
- § 3. 地質及び立地概要
- § 4. 施工概要と理論沈下
- § 5. 施工実績
- § 6. あとがき

§ 1. まえがき

上越新幹線佐谷田(中)工区は、工区延長810m、埼玉県熊谷市の南東、行田市に隣接した佐谷田地内を南北に走っており、上越新幹線熊谷駅より東京方面へおよそ2kmもどった地点にある。

工区終点より約1km地点で国道17号(旧中仙道)と交差し、当該跨道橋は、国道との交差角が 15° と鋭角をなしている。また、国道の拡巾計画などもあり、非常な長スパンの橋梁となっている。そのため、普通の杭基礎では大きなフーチングとなるので、施工性、用地問題、工費等から井筒基礎が設計された。

また、当該地区は荒川が近くに流れ、昔は氾濫原として荒れた地域であり、地質上強くその特性が出て地下水位も高く、付近の民家はその地下水を自家用ポンプにて

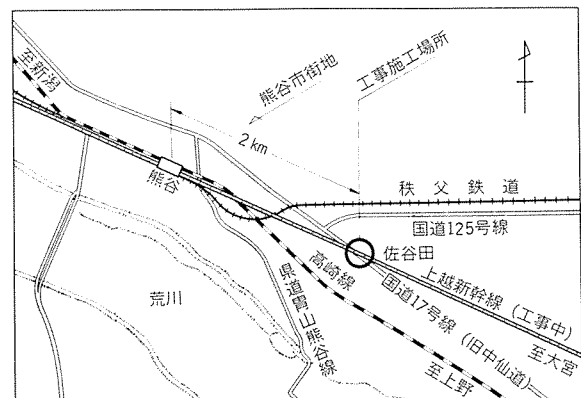


Fig-1 工区位置図
Working site

飲料水に利用している。

このような立地条件により、地下水位の保持が困難と判断されたので、井筒を水中掘削にて沈下させる工法を検討するに至った。

以上のような経緯により、地上より掘削しながら沈設できる、アースアンカーによる圧入工法を採用した次第である。以下、その計画と実績を報告する。

§ 2. 工事概要

佐谷田跨道橋に関連する部分の工事概要は次のとおりである。

施工場所 埼玉県熊谷市佐谷田地内
橋長 40m×3連=120m、幅員11.6m

*関東支店佐谷田(出)所長

**関東支店佐谷田(出)係長

****関東支店佐谷田(出)

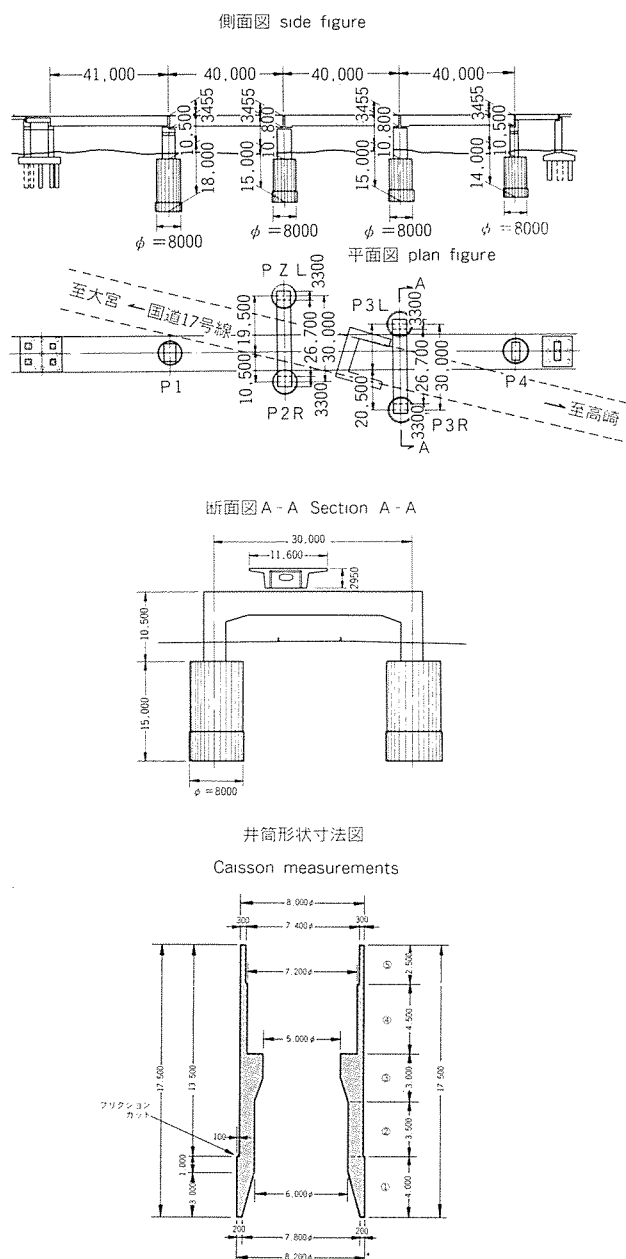


Fig-2 佐谷田跨道橋概略図
Outline of Sayata overbridge
and its foundation

上部工 PC-箱型桁40m 3連
橋脚 門型橋脚 2基, 橋脚 2基
井筒基礎 6基 (円筒型, $\phi=8.0\text{m}$, $H=17.5\text{m}$)

§ 3. 地質及び立地概要

当工区は熊谷市の南東部に位置し、荒川が西側約500 m付近に平行して流れている。そのため地質もこの荒川の影響を受け、深度4 m以下は最大粒径150mm程度の砂礫層となっている。N値は30～50と高く、透水係数も $K = 1.0 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ と大きい。

また、地下水位は地表より常に-1.5mぐらいの所に

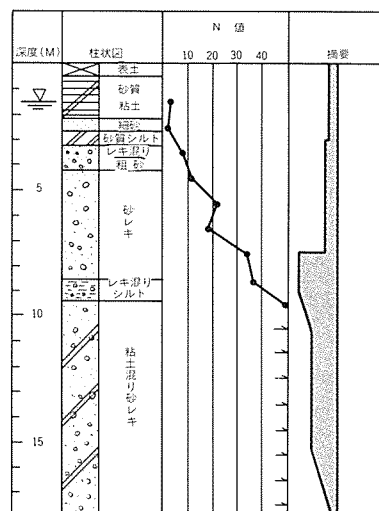


Fig-3 土質柱状図
Soil profile

あり、水量も豊富である。付近の住民は全て飲料水としてこの地下水を自吸式ポンプにて家庭用井戸よりくみ上げて使用している。井戸の深さは5～8m程度と浅く、手軽に良質の水を得ることができる。

現場は国道が熊谷市内にさしかかった地点で、幅13mの国道両側には商店など比較的密に家屋が並んでおり、橋脚に対して民家、商店などが近接している。また、国道敷と橋脚とは最小約2mを隔てているのみで、その間を電力線、電信ケーブル等が国道に沿って走っていて、かなり複雑な作業条件になっている。

§ 4. 施工概要と理論沈下

4-1 概要

井筒の沈下は次式で表される。

$$W_d + \Delta W > U + F + R \cdots \cdots \textcircled{1}$$

ここで

 W_d : 井筒軀體自重 ΔW : 井筒に載荷する沈下荷重

U : 地下水による浮力

 F : 周面摩擦力

R : 刃先抵抗

この条件のもとに理論沈下図を作成し沈下の検討を行った結果 (Fig.-4), 8 m 付近までは自重が沈下抵抗にまさるため掘削のみで沈下するが, それ以深は土質条件とあいまって自重による沈下が不可能となり, さらに沈下させるためには井筒に載荷しなければならない。

しかし、当工区は前述のように家屋と近接しており国道も近いために、周辺地盤の弛緩や地下水位の低下を伴う工法や載荷方法は採用できない。また、作業用地も狭

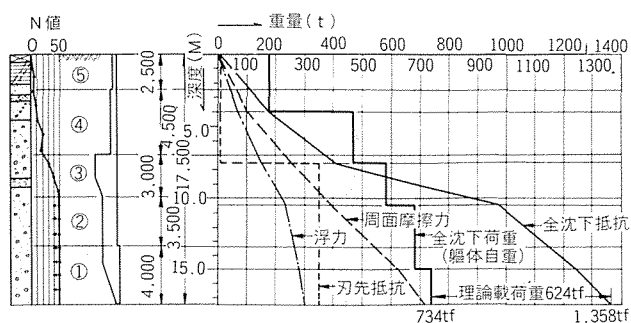


Fig-4 理論沈下図その1
Calculated sinking map No.1

いため、大規模な載荷設備のための空間が確保できない。

そこで、あらかじめアースアンカーを井筒の周囲に施工し、これを反力体として油圧ジャッキにて井筒本体を圧入する工法を採用した。また、次節で紹介するNFシートを使用し、井筒周面摩擦の減少を図るNF工法もあわせて採用することにした。

4-2 NF工法

この工法は、井筒外周壁面とそれに接する地盤との間に、強靱で柔軟な滑り易いシートを地盤に密着するように布設して、その面を井筒が滑って下がるようにした工法である。

シートはフリクションカットの位置にセットし (Fig.-5), 以下次の要領にて施工する。

- ① フリクションカットの天端に固定金具を埋め込む。
- ② 沈設深さに相当する長さの薄鋼板シート (厚さ0.17mm) をロール状にしたものをマガジン内に入れ、すき

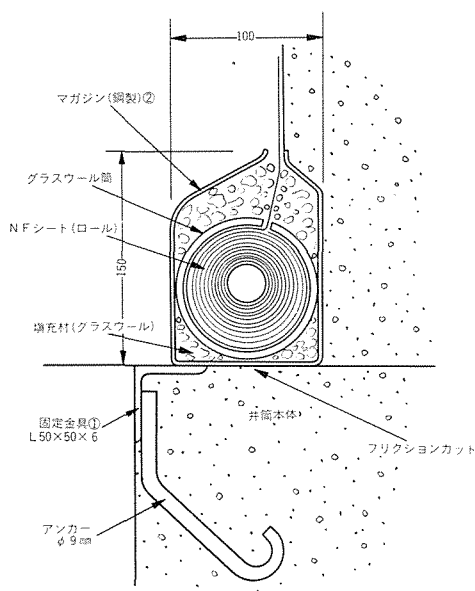


Fig-5 NFシート収納図
Setting of NF sheet



Photo-1 NFシート取り付け
Setting of NF sheet

まをガラスワールで充てんした保護筒を固定金具に溶接セットする (Photo-1)。

- ③ マガジンの引き出し口から薄鋼板シートの端を取り出し、井筒壁の表面を被うように上に延し、杭等で地表面に固定する。

以上で装置のセットは完了し、井筒が沈下するにつれてマガジンから繰り出された薄鋼板シートは井筒と地盤の間に密着し、この面を井筒が滑って下がる。

薄鋼板シートとコンクリートとの摩擦係数は0.2~0.25であり、安全側として0.25を摩擦係数として採用した。ちなみに、土とコンクリートとの摩擦係数は0.6~0.8程度である。

以上より、Fig.-4の理論沈下を修正して書き直すとFig.-6のとおりとなる。

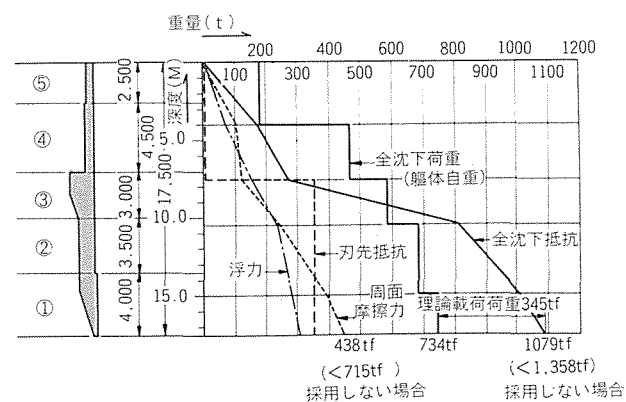


Fig-6 NF工法採用の場合の理論沈下図その2
Calculated sinking map No.2 in case of NF method

4-3 アースアンカー

- ① アースアンカーの設計

理論沈下図 (Fig.-6) により、井筒に載荷する沈下

Table-1 SEEEケーブル仕様
Specifications of SEEE cable

呼 名	構 成	公 称 径 mm	断 面 積 mm ²	単位重量 kg/m	引張荷重 tf	降伏荷重 tf
F-200	19×φ9.5	47.5	1,042.0	8.77	197.6	168.2

荷重を $\Delta W_{max} = 345\text{tf}$ とする。

井筒断面は円型であるので4点で支持するものとし、井筒1基につき4本のアースアンカーを施工する。

$$T = \frac{\Delta W_{max}}{4} = 86.25\text{tf/本}$$

使用鋼材：SEEEケーブル F-200

(Table-1)

削 孔 径：135mm

引張許容荷重 $P_a \leq 0.9P_y = 151.38\text{tf/本}$

$$\frac{P_a}{T} = F_s = \frac{151.38}{86.25} = 1.76$$

F_s ：安全率

アンカーの定着層は井筒下端から1mとり、GL-18.5m以深のN値 ≥ 50 の砂礫層を考慮して、引抜きせん断抵抗 $\tau_u = 5.0\text{kgf/cm}^2$ とする。

アースアンカーの定着長 l_a は次式によって求められる。

$$l_a = \frac{T \cdot F_s}{\pi \cdot D \cdot \tau_u}$$

ここに

T ：設計荷重 = 86.25tf

F_s ：引き抜きに対する安全率 = 2.0

D ：アンカー有効径 = 0.135m

よって、

$$l_a = \frac{86.25 \times 2.0}{\pi \times 0.135 \times 50} = 8.1\text{m}$$

従って、アンカー定着長は8.2mあれば充分であるが、安全を期して $l_a = 10\text{m}$ とした。

② 施工

アンカー削孔は、砂礫を主体とした地質構造であるので孔壁保護のためケーシング掘りとした(Photo-2)。

引張材は、引き抜き抵抗を増加させるため先端部にマンション装着加工を施した(Photo-3)。

鋼材挿入後、孔底からセメントペーストをヘッド加圧により注入し、徐々にケーシングを引抜き、孔口までアンカー体を形成した。モルタルを用いず、セメントペーストとしたのは、砂礫層のためモルタルでは流動性が損われ、満足のアンカー体が施工できないと判断したためである。グラウト材の配合をTable-2に

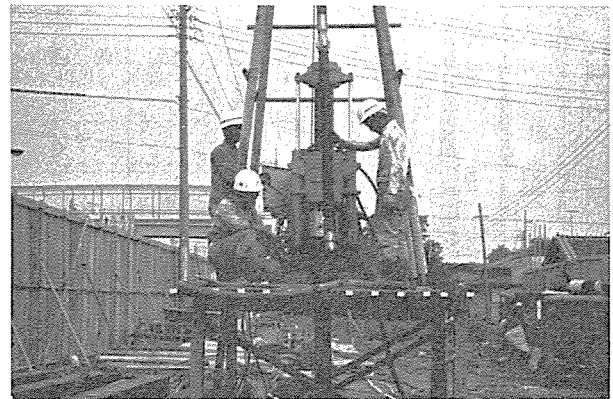


Photo2 アースアンカー削孔
Boring of earth anchor



Photo-3 アンカー引張材 SEEE F-200
SEEE F-200 cable

Table-2 グラウトの配合
Combination of grouting materials

セメント* C	水 W	アルミ粉 Al	水セメント比 W/C	フロー値**
1,200kg	625kg	200g	5225%	5～10秒

*早強セメントを用いた。
**Jロートによるフロー値である。
なお、表はグラウト1m³当り重量である。
また、目標強度は $\sigma = 200\text{kgf/cm}^2$ とした。

示す。

③ 引張試験

井筒1基につき1本の割合で引張試験を行った。最大荷重は、アンカーの余力をチェックするため、 $0.9P_y$ に近い値をとり、 $P_{max} = 150\text{tf}$ とした。最大荷重の $\frac{1}{2}$ ピッチごとにアンカーの伸び量を測定し、載荷—除荷を繰り返してアンカーの特性を求めた。

この結果、孔口までグラウト注入を行ったにもかかわらず、各ケーブルとも10m前後の自由長が算出されている。これは、繰返し載荷によってアンカー体が孔口から徐々に破壊された結果と思われる。

4-4 井筒圧入装置及び沈下

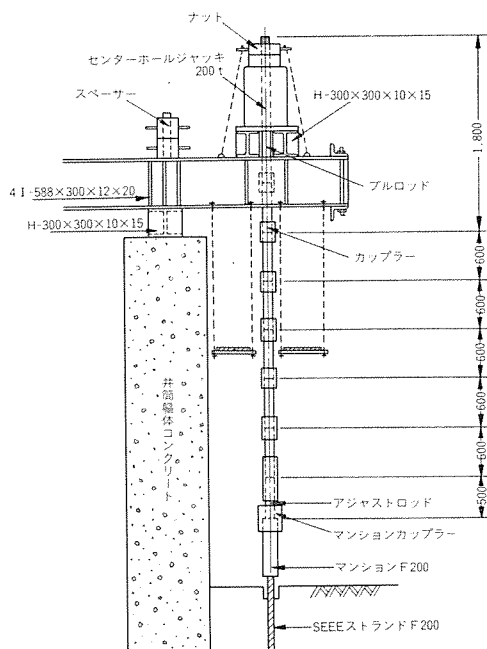


Fig-7 圧入装置セット図
Setting of sinking equipment

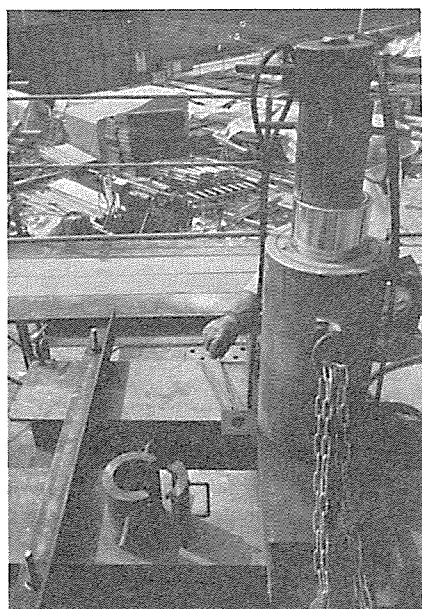


Photo-4 載荷装置 200tf センターホールジャッキ
Loading equipment center hole jack 200tf

井筒圧入装置はFig.-2、Photo-4のとおりである。マシジョンから上部はプルロッド（引張鋼棒）を50cm～60cm長でカップラーで接続して、井筒天端に設置した反力桁上の200tfセンターホール型ジャッキ（ストローク350mm）4台で載荷した。プルロッドはφ60mm、引張荷重267tfの高張力鋼（SCM3種）で製作した。油圧ジャッキはパワーユニットで連結し、4台のジャッキを1ヶ所ぞ集中加圧して行った。



Photo-5 掘削状況(掘削深度-2.5m)
 载荷と併行して掘削できる。
 Excavation (depth -2.5m)

圧入は、ジャッキの有効ストローク300mmごとにスペーサーを挿入し、次に、沈下量が60cmに達するとプルロッド1本とスペーサーを取り外し、沈下作業を繰り返した。

掘削と並行作業で施工し、作業半径が14mであることと、クラムシェルバケットが1.6tfの重量であるため、35トンクローラクレーンを使用した。クラムシェルバケットは水中掘削と砂礫層であることから、マサゴ0.6—CB—SR1.6（自重1.6tf）を使用した。

圧入荷重はパワーユニットの圧力計により管理した。傾斜は水盛管、位置の変位はトランシット測定によった。掘削については、常に地下水位と刃先の深さの関連を測定し、掘削底面の水深をチェックしながら先掘りをしないよう注意した。井筒の周囲4点にアンカーを配置してあるので、位置、傾斜の調整は比較的容易であるが、最初傾斜していると、井筒の深度が大きくなるにつれて修正が困難となる傾向にあるので、第1ロッドについては特に測定を密にし、ジャッキで沈下の調整をしながら、正確な沈設管理を行った。

4-5 構築工

構築は下記の順序で逐次5 ロッドまで行った。

① 足場工

外部足場は Fig.-8 のように、井筒沈設時にも兼用できる構造とした。

内部足場は Fig.-9 のように、躯体に埋め込んだアンカーボルトを利用して、ペコビームにより組立てた。

② 型枠・鉄筋工

型枠は、合板 ($t=12\text{mm}$) で円周を28等分したパネルを用いた。

型枠組、鉄筋組には掘削用35トンローラクレーンを併用した。



Photo-6 構築状況
Construction

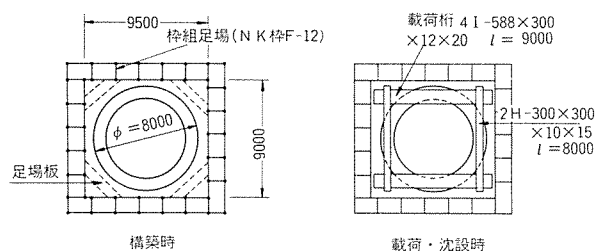
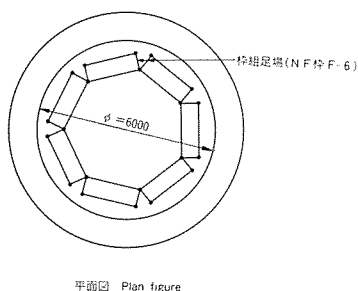


Fig-8 井筒外部足場
Outside footing



平面図 Plan figure

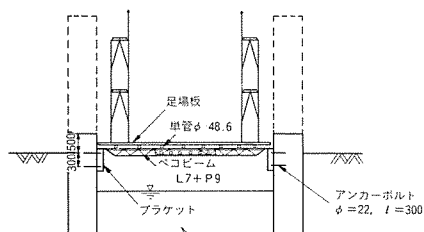


Fig-9 井筒内部足場
Inside footing

③ コンクリート工

打設はコンクリートポンプ車にて行った。1回当たり打設数量は約80m³であり、早強生コンを用いた。

主として、夏季に施工したので、散水養生を行い、中1日おいて脱型した。

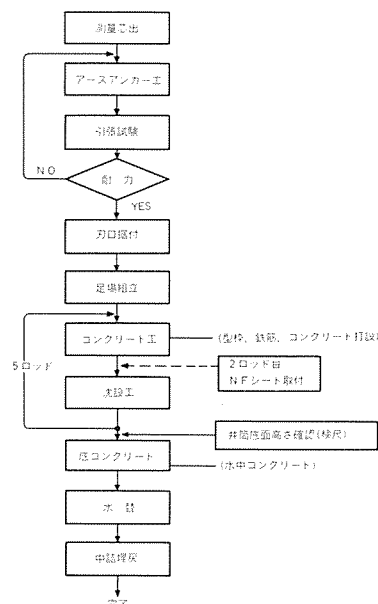


Fig-10 施工フローチャート
Flow-chart of construction

§ 5. 施工実績

5-1 実施工程 (Table-3)

表中の数字は施工に要した日数である。

載荷桁は1セットで転用し型枠は2基準備した。沈設等に必要なクレーンその他の機械設備も1セットで転用した。おおむね構築が1サイクルにつき、2週間、沈設が1週間程度であるので、ほとんどフルに機械等は転用できた。ただし、初期には用地問題のため国道がまだ工事現場内を通過しており、クローラークレーンが国道を横断する時は台車にて運搬したため、かなりの出費を余儀なくされたが、国道切り廻し後はスムーズに運用できた。P2R, P2L, P1の3基は用地問題のため当初から着手できず、遅れて着工となった。

5-2 深度—日数の関係

P3L工事を例にとると

第1ロッド 4.0m ÷ 5日 = 80cm/日

第2ロッド 3.5m ÷ 8日 = 44cm/日

第3ロッド 3.0m ÷ 9日 = 33cm/日

第4ロッド 4.5m ÷ 11日 = 41cm/日

第5ロッド 2.5m ÷ 10日 = 25cm/日

平均 17.5m ÷ 43日 = 53cm/日

全工事に対しては、17.5 ÷ 138 = 13cm/日となった。

他のP4など5基についてもおおむね同様なデータが得られた。

他の工法による沈設と比較すると、1日当たり最大沈下量は差がないが、確実に沈下させることができたために、全体工期の短縮につながった。

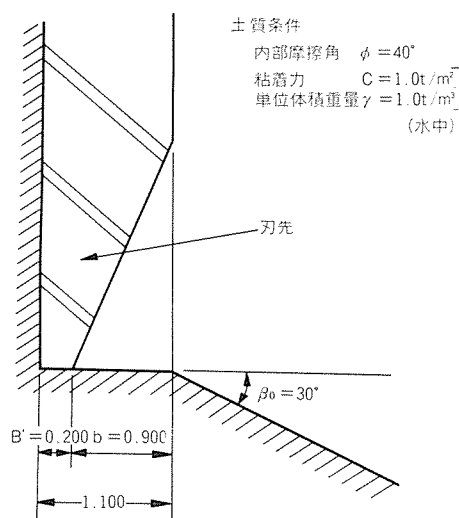


Fig-13 刃先掘削想定図
Excavation of edge

ここに

q^d : 荷重の偏心傾斜および天端余裕幅を考えた斜面上の基礎地盤の極限支持力度 (t/m^2)

$q_{d\beta}$: 荷重の偏心傾斜を考えた斜面上の基礎地盤の極限支持力度 (tf/m²)
 $(\beta = 0 \text{ のとき } q_{d\beta} = 0, \quad \beta = \beta_0 \text{ のとき } q_{d\beta} = q_0)$

 α', β' : 基礎の形状係数

C : 地盤の粘着力 (tf/m^2)

 γ : 支持地盤の単位体積重量 (tf/m³)

$Nc \cdot Nr$: 荷重傾斜を考慮した支持力係数
地盤の内部摩擦角 (ϕ) , 荷重の傾斜 (θ) ,
斜面傾斜角 (β) より求まる。

 $q_{d\beta=0}$: 水平地盤における極限支持力度 (tf/m²)

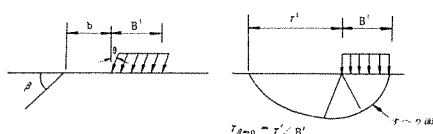
$q_{d\beta=0}$: 荷重端が法肩にある状態 ($b=0$) での
極限支持力度 (tf/m²)

 β_0 : 斜面傾斜角

b : 天端余裕幅

B' ：有効載荷幅

$\gamma_{\beta}=0$ ：水平地盤の場合の荷重端とすべり面縁端との距離と載荷幅との比
内部摩擦角 (ϕ) より求まる。



なお、 N 値 35 以下では、粘着力のみを刃先抵抗として考えた。

以上により

刃先抵抗 $R_{0 \sim 8.4m} = 5.0 \text{tf}$

$$R_{8.4\sim 17.5m} = 342.3\text{tf}$$

を得た。

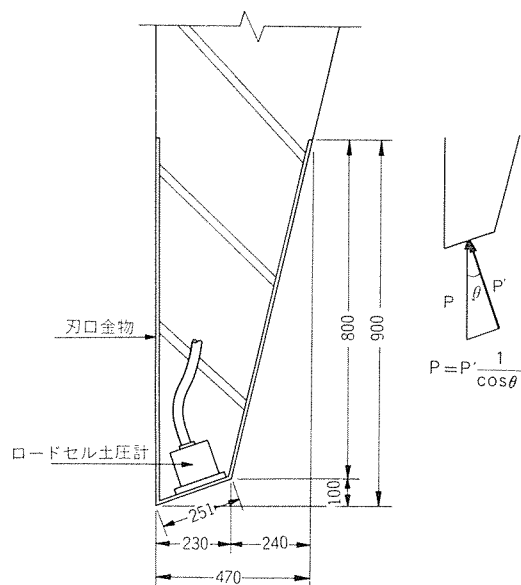


Fig-14 土圧計取付図
Setting of earth pressure gauge

次に、土圧の測定は以下のように行った。

土圧計：ロードセル型PD-140SL

(受圧面積 100cm^2) 4 台

測定器：MD—1D型

第1 ロッドコンクリート打設後に、あらかじめ初期値を測定しておく。…………… T_i

- ① 測定深度（各ロッド最終沈設時）において、最大荷重まで連続載荷した時の10tfごとの土圧を記録する。
- ② 沈下量を同時に測定し、沈下を始めた時の荷重を最大荷重とみなし土圧を測定する。…………… T_{imax}
- ③ 最大荷重を5分間保持し、土圧の変動の有無を確認する。
- ④ 減圧開放した時の土圧と沈下量を測定する。
- ⑤ 最大荷重時の土圧を次式にて算出し、4台を平均して刃先抵抗値を求める。

$$P = \frac{\sum_{i=1}^4 (T_{imax} - T_i) \times K_i}{4}$$

ここに

 K_i : 各土圧計の変換係数

刃先の受圧面積を A とすれば、

$$R = P \times A$$

以上により求めた、各ロッドでの刃先抵抗値は、

$$R(3.8\text{m}) = 441\text{tf}$$

$$R(7.1\text{m}) = 582\text{tf}$$

$$R(10.3\text{m}) = 663\text{tf}$$

$$R(14.5\text{m}) = 675\text{tf}$$

$$R(17.4\text{m}) = 670\text{tf}$$

となる。

Fig.-15から、以下のことが判明する。

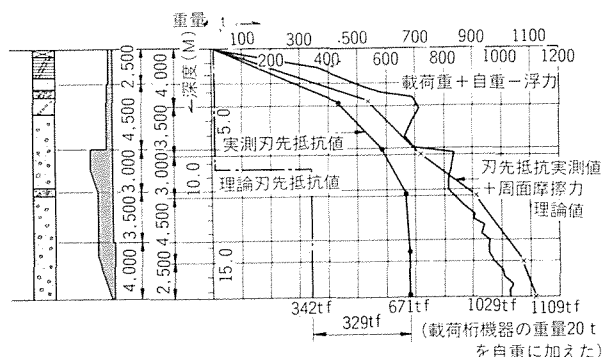


Fig-15 実施理論刃先抵抗値図
Edge resistance map

すなわち、実際の沈設に際しては、荷重と抵抗力がバランスしながら沈んで行くのであるから、沈下荷重と理論抵抗力の差は摩擦力の増減によって補われるはずである。ただし、GL-8~9m程度まで荷重がまさっているのは、地下に多数散見された流木等の沈下阻害物の影響が大きいと考えられる。

一方、深度が大きくなるにつれて、例えば17m深度で実施総荷重が1,029トンと理論抵抗力1,109トンより下回っているのは、実際摩擦力が仮定した値より80トン小さかったことを示している。摩擦係数が0.25以下であったわけで、NF工法の目的が充分達せられたといえる。

次に、刃先抵抗値は理論値を345トンほど上回った結果になっているが、これは掘削において、先掘削が行なわれず、常に刃先先行で施工したことが大きな要因となっている。井筒沈下方法と掘削方法、その他の状況が異なるので、理論値算出式(式-②) 仮定そのものに多少無理な条件があったと考えられる。

5-5 施工精度

函体の傾斜及び偏心に対しては、函体周囲の4本のアンカーにかかる荷重をそれぞれ変化させることによって、傾斜の都度修正した。その結果、6基の井筒の平均は、

水平方向の偏心量は線路方向24mm、線路直角方向26mm、傾斜は1/800と高い精度を保つことができた。

なお、鉛直変位については、最終ロッドの最後の100mmあたりからレベル測量で管理しながら、徐々に加圧沈設していくので、設計EL.からの誤差は±2mm以内におさまった。

5-6 SEEE ケーブルの破断現象について

P4止水壁(第5ロッド)沈設時、あと50cmで沈設終了というところでケーブルの破断現象が発生した。载荷荷重は引張荷重の65%程度であった。幸い、载荷桁は、Fig.-16のように井桁に組んで载荷荷重の配分を図っており、また、油圧ジャッキで惜しみをとってあったため、災害は免れた。

以降に、破断の状況及びメーカーと共同で行った原因調査の結果を報告する。

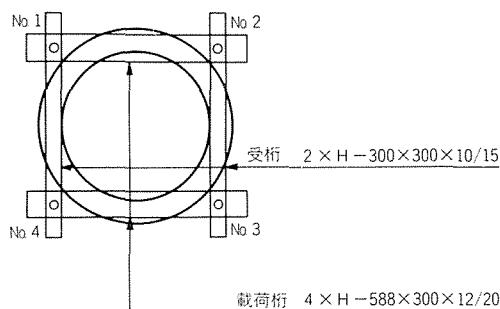


Fig-16 アースアンカー及び载荷桁配置図
Disposition of earth anchor and beam

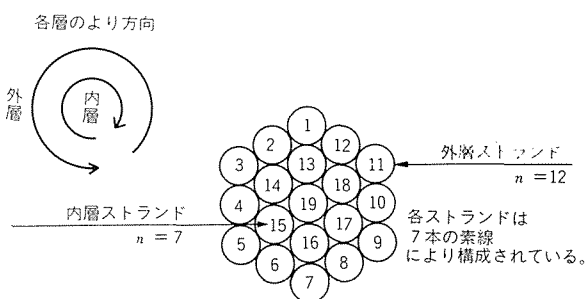


Fig-17 SEEE F-200構成図
Composition of SEEE F-200 cable

① 破断状況

载荷荷重135tfにて4本の内のNo.1ケーブルに破断音が発生したが、ケーブル外観には異状が認められなかった。様子を見ながら载荷を続けたところ、最大140tfまでに同ケーブルのストランド19本のうち14本までが破断した(Fig.-17)。以後は残りのNo.2, No.3, No.4の3ケーブルで载荷したが、ほどなくNo.2



Photo-7 ケーブル No.1 破断状況
Cutting of No.1 cable

に破断音が連続して発生したため、No. 2 のみ100tfに落とし、刃先以深を多少掘りしながら最終EL.まで沈設を完了した。

メーカー立合いの上、No. 1、No. 2 の2ケーブルを地表面下でガス切断し観察したところ、破断素線の破面はほとんどが絞り破面であった。No. 3 ケーブルは合計19本ストランドの内、外層ストランド12本は異状なく、内層の7本が全て破断していた(Fig.-17)。

ここで、破断以前のケーブルの使用状況は次のとおりである。

イ) 繰り返し平均100tf～130tf载荷の通算回数は100回を越える程度であった。

ロ) 破断荷重135tfは、そのケーブルの処女荷重であった。

ハ) 第4ロッド沈設時からケーブルに“笑い”（外層ストランドにたるみが生じて、ちょうちん型にふくれた状態）が見うけられた。

ニ) 加圧载荷時に、よりがもどる方向（時計方向）にジャッキのラムごとケーブルが回転する傾向があった（約 $\frac{1}{2}$ 回転程度）。

ホ) ケーブルの周囲はシールされておらず地山(砂礫)をこすりながらケーブルが伸び出すような状態にあった。

② 調査結果

イ) 2ケーブルの各構成素線の破断状況はTable-4のとおりである。

通常の破断試験（SEEEケーブル）では、マンション(Fig.-7 参照)の付根付近で外層・内層の順に破断する。表を見ると、No. 1 ケーブルはストランドNo.13付近にせん断破面が集中しており、マンションから20～40cmの間で破断している。一方、No. 2 ケーブルでは内層ストランドのみすべて破断して

Table-4 ストランド破断状況
Cut of strand cable

ストランド 番号	破断 状況	No. 1				No. 2			
		せん断破面		絞り破面		せん断破面		絞り破面	
		破断数	ℓ	破断数	ℓ	破断数	ℓ	破断数	ℓ
1				7	500				
2		1	220	6	220				
3		1	200	6	200				
4				1	230				
5									
6				1	230				
7									
8									
9		1	350	6	350				
10				7	200				
11		1	180	6	180				
12		1	170	6	170				
13		4	150～200	3	210	2	0	4	0
14		1	240	6	270	1	300	6	0
15				7	280	1	300	6	0
16				7	250	2	0	5	0
17		1	400	6	400	2	0	5	0
18				7	270	1	0	6	0
19				7	270			7	0

おり、破断位置もマンション付根に集中している。

ロ) 破断した素線の化学成分、顕微鏡組織等には異状がなかった。また、引張荷重 (P_u) は200～220tf ($>197.6\text{tf}$)であり、素線の機械的性質としては申し分なく、ただ、伸び率がどの素線も1～3%（通常5～6%）と極端に低いことから、各素線が降伏点を越えて永久伸びを生じていることが判明している。

ハ) 载荷時のケーブルの回転については、ケーブルがより線で構成されており、センターホールジャッキにラムの回転を拘束する機構が備わっていなければ、引張力に対してケーブルがよりのもどる方向に回転しようとする現象は避けられない。SEEEケーブルの場合は、これを回避するため内層と外層のより方向を逆（反時計方向と時計方向）にしているが、それでも、内層7本と外層12本のストランド数の差、層芯径（ケーブル軸芯からストランドまでの距離、外層々芯径38mmは内層芯径19mmの倍となる）によるトルクの差などによって、外層のよりがもどる方向（時計方向）に回転が生ずる。

この自転の性質を把握するために、メーカーの試験室において引張試験機による繰り返し载荷時の回転量の測定を行った。現場で使用した機器との特性の違いのため定量的な比較は困難であるが、傾向としては载荷時には、外層のよりがもどる方向に回転し、徐々に減圧していく過程でケーブルは、さらにもどる方向に回転し、完全に荷重を開放した時に初めてより方向に回転して、元の状態にもどることが

確認されている。

二) ケーブルの回転によって外層ストランドはよりがもどり、逆に内層はさらにより込まれることになり、それにより相互の間に生ずる伸びの差は、荷重の負担量の差となる。

内層・外層の荷重負担は、その構成本数に比例してFig-18のような荷重－伸び曲線が描ける。

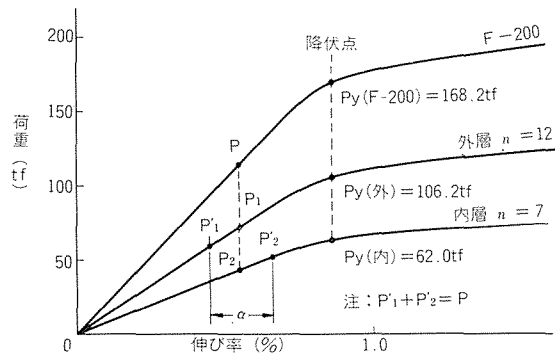


Fig-18 F-200 ケーブル荷重－伸び曲線
Relation between loading and expansion

今、ある荷重 P における外層・内層それぞれの正常な状態（伸びの差がないとき）での負担荷重を P_1 、 P_2 とする。ケーブルに回転を与えることによって生ずる伸びの差 Δl のケーブル全長 l に対するの比率 $\Delta l/l$ との比 $\Delta l/l$ を $\alpha(\%)$ とすれば、各々の伸びに対する負担荷重はそれぞれ P_1 、 P_2 となり、内層がより塑性域に近づくことになる。

試算によれば、全長15m（アンカー自由長を想定）のF-200ケーブルに140tf载荷したとき、ケーブルが4回転したと仮定すると、伸び率差は $\alpha=0.35\%$ 、 $P_1=76\text{tf}(<106.2\text{tf})$ 、 $P_2=64\text{tf}(>62\text{tf})$ となり、内層ストランドはすでに塑性域に入り永久のびを生ずることになる。

③ 原因の推定

载荷時にケーブルに生ずる回転量は荷重を開放すれば、現状にもどるものであるが、現実には、周囲の土砂との摩擦抵抗によって回転量が残留し、繰返し载荷によってこれが蓄積されるであろうことが推測できる。

外層ストランドは、荷重が開放されたときに、よりがもどされた分だけ残留のびを生じ、地山との摩擦でこれがマンション下に集中し、冒頭で述べたように“笑い”の現象が起きる。外層の“笑い”によって生じたストランドのすき間から土砂が混入し、これが再緊張を受けたストランドに異常なせん断応力を生じさせた

と思われる。

No.1ケーブルは、このように主として異物の混入によるせん断作用によって破断したものと推測される。

No.2ケーブルの場合はその破断位置からしても、せん断よりむしろ回転の蓄積により内層が過荷重となって破断応力を越えたものと思われる。

④ 対策とその成果

以上述べてきたことから明らかなように、破断を防ぐ方法としては、①ケーブルの回転を拘束する、②ケーブル中への土砂の混入を防ぐ、の2点が考えられた。しかしながら、①についてはジャッキの構造上の問題であり、現場に即座に反映させることはできない。そこで次善の策として以後造成した3基分のアンカーに、頭部マンションの根元に2～3mほどビニールシートを巻きつけ、これによって②の目的はある程度達成された。

また、既に使用されていたアンカーのうちP3Lでも最終ロッド140tf付近で1本破断が生じたことから、途中のロッドでの過载荷（姿勢制御の際、どうしても1本のアンカーに大きな荷重をかけるようになる）を出来るだけ避け、最終沈設時までアンカーの余力を温存するようにした。この結果、施工精度の面では多少劣るが、残り4基の井筒については破断現象もなく、無事、沈設という所期の目的を達成できた。

§ 6. あとがき

以上、アースアンカーによる井筒圧入工法の実際を、施工実績をまじえて述べてきたが、最後にこの工法の特長及び問題点を列記する。

特長としては、

- ① 小規模の設備で大規模な載荷荷重が期待でき、狭小な場所での沈設にも対応できる。
- ② 圧入による躯体の姿勢制御が容易で施工精度が高く、沈設速度が比較的安定しているので工程の把握が容易である。
- ③ 周辺の地盤に及ぼす影響が少なく、事後の構造物に対する地盤反力も充分期待できる。
- ④ 水替えを行わず水中掘削によって沈設できる。このため、掘削作業に伴う労働災害の危険性も少ない。
- ⑤ 载荷と掘削を並行作業で行える。

一方、今後検討すべき問題点としては、

- ① 刃先抵抗値の地質その他の影響による変動が大きく、そのためアンカーの安全率を多少大きめにとらざるを得ない。

- ② アースアンカーの理論自体が山留め工法から発達したものであり、当工法のように緊張—開放の繰り返し目的のアンカーの場合、理論になじまない面が多い。
- ③ NFシートの薄銅板は、円型ケーソンの場合ロールとマガジン間の抵抗が大きく、井筒の沈下に伴って引き込まれる傾向が強い。マガジン内の繰り出し機構に改善の要がある。

今後、同様な工事を施工する場合の留意点としては、次のことが考えられる。

- ① NFシートを使用する場合は、フリクションカットはできるだけ小さくした方がよい。フリクションカットにより、地山が乱され、シートと躯体の間に砂礫がかみ込んで、シートが引き込まれたり破損したりする要因となる。
- ② アースアンカーのグラウトは孔口まで注入した方がよい。

自由長が短いほどケーブルの伸びは少なくなり、圧入作業における盛り替えの回数が減るので、有利である。また、定着長が長いほどアンカーの耐力が増すという利点もあり、繰り返し载荷によるアンカー体の劣化を考えても、定着長は可能な限り長く取るべきである。

- ③ ケーブル切断を防ぐために、载荷時にケーブルの回転を拘束する何らかの措置を構ずることと、ケーブル露出部を適当な方法でシールする必要がある。

アースアンカーによる井筒圧入工法は、構造物の立地条件の複雑化とあいまって、工事区域周辺に及ぼす影響の少ない井筒工法として、最近脚光を浴びつつある工法の一つである。都市土木（例えばシールド立坑）をはじめ、今後適用範囲も拡がる可能性が充分にあると思われる。

当初、工事の遂行に多少の不安も抱いたが、企業先の日本鉄道建設公団東京新幹線建設局の御理解ある御協力をいただき、6基の井筒を無事沈設することができた。

また、アースアンカー及びNFシートの施工にあたって、本・支店の諸先輩並びに新日本技術コンサルタントの常沢氏より、数々の貴重な御助言をいただいた。ここに、紙面をお借りして謝辞を表します。

参考文献

(1)アースアンカー工法 土質工学会

(2)道路橋下部構造設計指針

ケーソン基礎の設計編、ケーソン基礎の施工編
日本道路協会