

# アースアンカーの施工

山本 徹\* 千葉 正治\*\*

## 要 約

横浜市の下水処理設備（沈砂池等）工事において、大規模掘削工事の仮設土留にアースアンカー工法を採用するにあたり、当該地質条件に応じたアースアンカーの基礎的データを収集するために引抜試験を実施した。

本報告はその概略の施工法、試験結果に関して述べたものである。

## 目 次

- § 1. 概要
- § 2. 土質調査
- § 3. アンカーの設計
- § 4. 定着工
- § 5. 台座の施工
- § 6. 引張材挿入及び注入工
- § 7. 引抜き試験
- § 8. 引抜試験の解析
- § 9. あとがき

## § 1, 概要

横浜市金沢処理場の沈砂池掘削工事は、図-1の如き平面形状で、掘削面積約14,000㎡、深さ約30m、対象土量約25万㎡に及ぶ大規模掘削工事であった。掘削は3方向を山留オープンカット、1方向を法付オープンカット工法を採用し、土留壁はアースアンカー1,200本により定着させた。

アースアンカーの削孔は土丹層に適したロータリーパーカッション方式のパワーアンカーマシンにより施工した。本機はキャタピラー式自走車に搭載されており、油圧式ハンマーの衝撃にてケーシングを挿入するので、

砂礫層や玉石混り層でも施工可能である。アンカー引張材にはφ32ゲビデスターブ及びφ12.7×7鋼より線の2種類を使用し、引張材の定着は土丹層とした。

本工事におけるアースアンカー工事は、使用本数も多く種々のテストも実施したので、その概要を報告するものである。

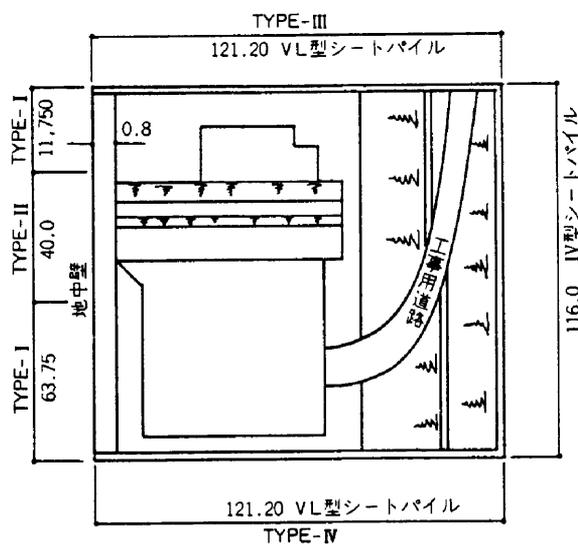


図-1 平面図

## § 2, 土質調査

処理場敷地は、横浜市において造成した金沢地先埋立地内にあり数年前までは水深7m前後の海であったが、埋立て造成された。代表的な土質柱状図は図-4の通りである。

\* 横浜(支)金沢(出)所長

\*\* 横浜(支)金沢(出)

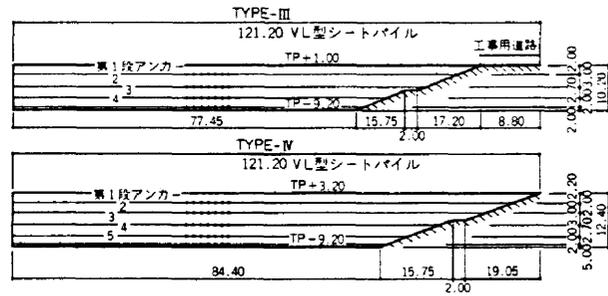
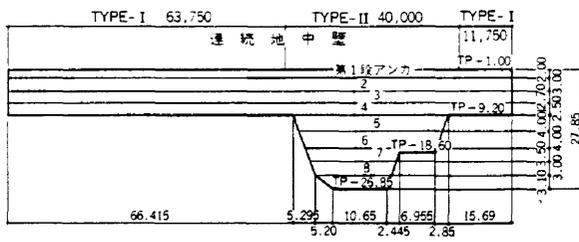


図-2 土留壁展開図

表-1 アンカー総括表

		本数	種類	設計荷重	アースアンカー間隔	定着長	非定着長	アースアンカー削孔長	鋼線全長
TYPE-1	第1段	76	鋼棒ゲビンデ	39.03	1.0	4.0	12,697	15,597	16,697
	2	76	"	39.53	1.0	4.5	8,454	11,854	12,954
	3	76	"	45.79	1.0	5.0	6,100	10,000	11,100
	4	76	"	53.74	1.0	5.0	6,100	10,000	11,100
TYPE-2	第1段	40	" ゲビンデ	39.03	1.0	4.0	12,696	15,596	16,696
	2	40	"	39.53	1.0	4.0	8,694	11,594	12,674
	3	40	"	45.79	1.0	4.5	7,888	11,288	12,388
	4	40	"	38.22	1.0	4.0	7,443	10,343	11,433
	5	31	"	47.46	1.0	4.0	5,566	8,966	10,966
	6	29	"	51.15	1.0	5.0	4,464	8,364	9,464
	7	19	"	50.98	1.0	5.0	3,955	7,854	8,955
	8	17	鋼より線6	59.61	1.0	5.5	4,355	8,355	9,855
TYPE-3	第1段	71	鋼より線6	58.55	1.5	6.0	13,096	17,596	19,096
	2	64	"	59.29	1.5	6.0	8,854	13,354	14,845
	3	56	ゲビンデ	53.90	1.5	5.5	6,100	10,500	11,600
	4	78	鋼より線6	67.20	1.0	6.0	6,500	11,500	12,500
TYPE-4	第1段	80	ゲビンデ	33.47	1.5	3.5	15,525	17,915	19,025
	2	76	鋼より線5	54.09	1.5	5.5	13,096	17,096	18,596
	3	69	鋼より線6	65.02	1.5	6.5	8,854	13,854	15,354
	4	61	ゲビンデ	51.12	1.5	5.5	6,100	10,500	11,600
	5	84	鋼より線7	71.92	1.0	6.5	16,500	11,500	13,000

表-2 使用機械一覧

機械名	用途	数量
ロータリー削孔機 (メガロ 150)	地中壁削孔	2
アースアンカー削孔機 (UBW)	アースアンカー削孔	3
送水ポンプ (鉦研式MG-10)	送水用	2
グラウトポンプ (鉦研式MG-5)	セメントミルク注入	2
ミキサ (0.3m³)	セメントミルク混練	2
VSLジャッキ (100t)	VSL定着	1
センターホールジャッキ (80t)	鋼棒定着	1

表-3 使用機械比較表

	バックホウ	定置ポンプ	ミキサー MPM-10	送水ポンプ MG-10	グラウトポンプ MG-5	メガロ 150
施工計画	310	250	310	310	465	155
施工実績	3.9台/日	2.20	2.20	2.20	2.20	5.0台/日

GLから旧海底に至るT.P-6.9m付近までの厚さ約10mは、浚渫埋立砂層であり、この層の下には旧海底の堆積物がT.P-9.2m付近まで約2.3mの厚さで堆積している。この浚渫土や、海底堆積物はN値が2以下の軟弱な土層である。一方、T.P-9.2m以下は「三浦層群」の泥岩(通称土丹)で固結度が非常に高く、土丹の土質試験結果は表-4、図-5に示す如くである。

パワーアンカー工法

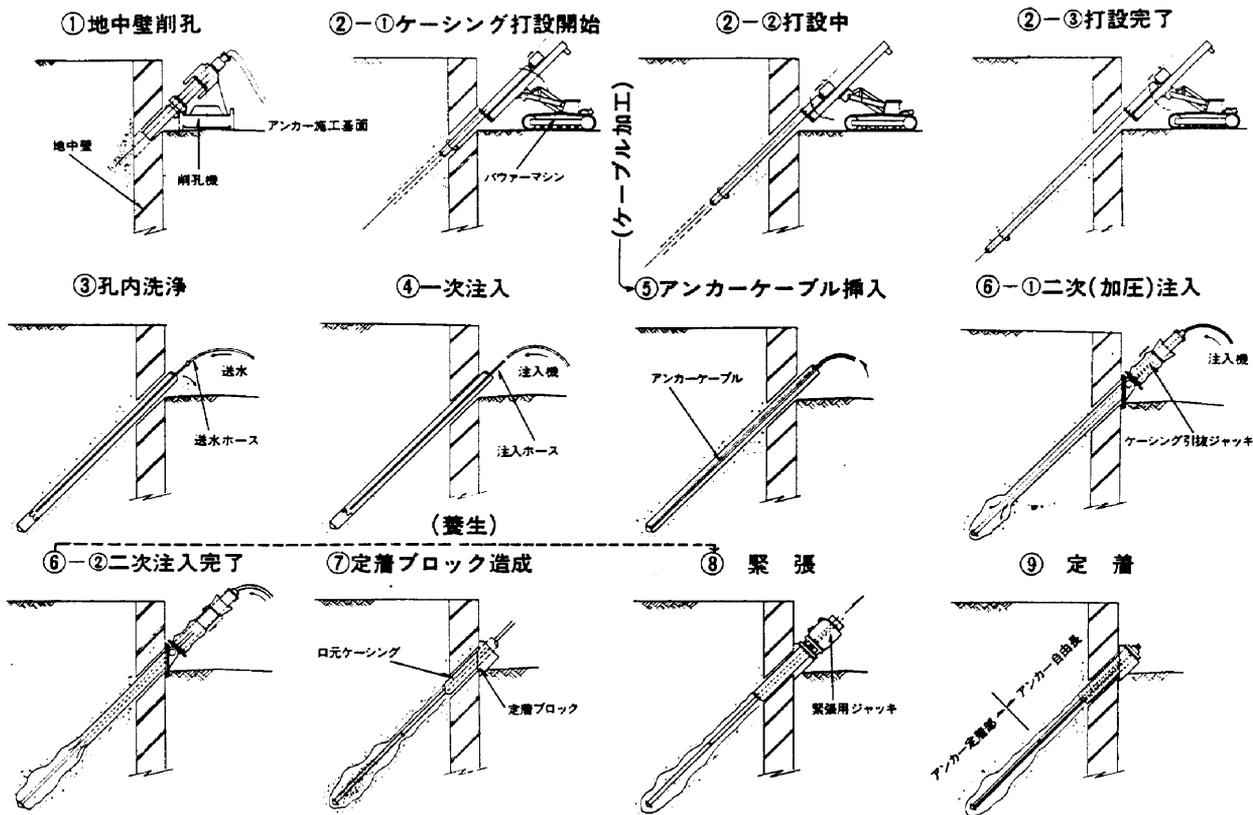


図-3 パワーアンカー施工順序

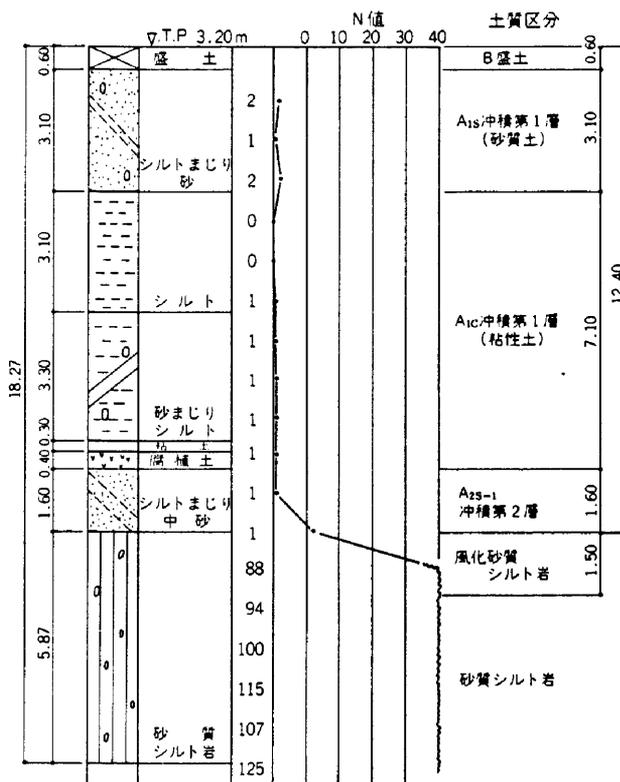


図-4 ボーリング柱状図

表-4 土丹の試験結果

試料番号	試験結果	試験結果	試験結果	試験結果	試験結果
1	2	3	4	5	6

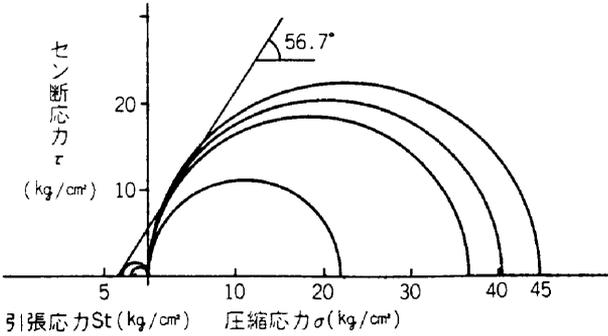


図-5 土丹の三軸圧縮試験結果

§ 3, アンカーの設計

土圧の設定は「首都高速道路公団一仮設構造物設計基準」に準じて行った。土圧計算は省略して、連続地中壁 TYPE-II のアンカー長の計算を示す。

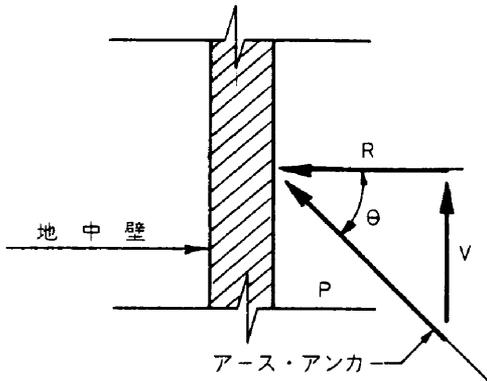


図-6

表-5 アース・アンカーに作用する荷重

段数	記号	R	a	θ	荷重
第1段	P <sub>1</sub>	27.60	1.0	45°	39.03
第2段	P <sub>2</sub>	27.95	1.0	45°	39.53
第3段	P <sub>3</sub>	37.38	1.0	45°	45.79
第4段	P <sub>4</sub>	29.38	1.0	45°	41.41
第5段	P <sub>5</sub>	38.88	1.0	35°	47.46
第6段	P <sub>6</sub>	41.90	1.0	35°	51.15
第7段	P <sub>7</sub>	41.76	1.0	35°	50.98
第8段	P <sub>8</sub>	48.83	1.0	35°	59.61

第1段～第7段はゲビンデスターブφ35、  
第8段は鋼より線12.74mm-6本を使用する。

3-1 アンカーに作用する荷重

$$P = R \cdot a \cdot \sec \theta$$

- P: アースアンカーに作用する張力 (t)
- R: 土圧 (t/m)
- a: アースアンカーの中心間隔 (m)
- θ: 打設角

3-2 アンカーの耐力

アンカー型式……パワーアンカー  
異型鋼棒 (ゲビンデスターブ)

ST 95/110 32mm

許容引張力 53.3 t/本 (88.8t×0.60)

④ゲビンデスターブ: PC鋼棒の一種で、全長にネジ山が切っており、どの長さにも切断しても、接続およびナット締めができる。

$$T_a = \pi d l \tau \frac{1}{F}$$

- ここに T<sub>a</sub>: 許容引抜抵抗力 (t/本)
- d: 削孔径 φ0.09m
- l: アンカー定着長 (m)
- τ: 周辺摩擦抵抗力 (t/m<sup>2</sup>)
- F: 安全率=1.5

アンカーの定着は砂質シルト岩中にとるものとする。

砂質シルト岩の摩擦抵抗力

- 風化しているもの 4.5kg/cm<sup>2</sup>
- 未風化 6.0kg/cm<sup>2</sup>

土質調査の結果では、シルト岩上層部1.0~2.0mは風化が進んでいるようであるから定着長の計算は、2層に区分して行う。

$$\tau_1 = 4.5 \text{kg/cm}^2 = 45 \text{t/m}^2 \text{ とする (層厚さ } \Delta h = 1.50 \text{m)}$$

$$\tau_2 = 6.0 \text{kg/cm}^2 = 60 \text{t/m}^2$$

定着部の延長1.0m当り許容引抜抵抗力

$$T_{a1} = 3.14 \times 0.09 \times 1.00 \times 45 \times \frac{1}{1.5} = 8.47 \text{t/m}$$

$$T_{a2} = 3.14 \times 0.09 \times 1.00 \times 60 \times \frac{1}{1.5} = 11.30 \text{t/m}$$

3-3 定着長の計算

$$\text{第1段 } l_2 = 1.5 \sec 45^\circ + \frac{39.03 - 8.47 \times 1.5 \sec 45^\circ}{11.30} = 3.98 \rightarrow 4.0 \text{m}$$

$$\text{第2段 } l_2 = 0.17 \sec 45^\circ + \frac{39.53 - 8.47 \times 0.17 \sec 45^\circ}{11.30} = 3.56 \rightarrow 4.0 \text{m}$$

$$\text{第3段 } l_2 = \frac{45.79}{11.30} = 4.05 \rightarrow 4.5 \text{m}$$

$$\text{第4段 } l_2 = \frac{41.41}{11.30} = 3.66 \rightarrow 4.0 \text{m}$$

$$\text{第5段 } l_2 = \frac{47.46}{11.30} = 4.20 \rightarrow 4.5 \text{m}$$

$$\text{第6段 } l_2 = \frac{51.15}{11.30} = 4.53 \rightarrow 5.0 \text{m}$$

第7段  $l_2 = \frac{50.98}{11.30} = 4.51 \rightarrow 5.0\text{m}$

第8段  $l_2 = \frac{59.61}{11.30} = 5.28 \rightarrow 5.5\text{m}$

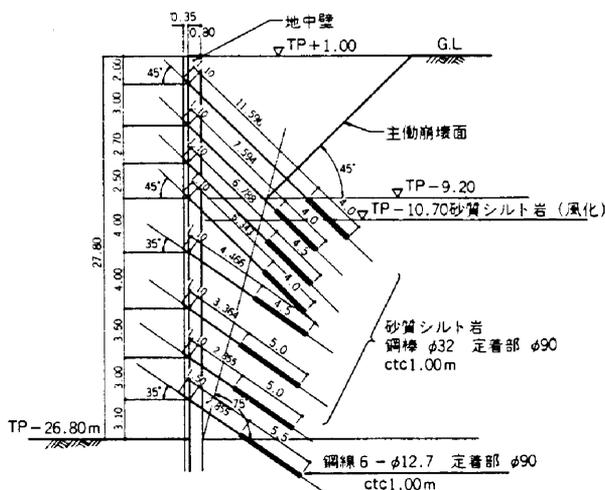


図-7 アンカー長の決定

### 3-4 引張材の強度

#### (1) ケビンデスターブ

- 径  $\phi 32\text{mm}$
- 断面積  $A = 804.2\text{mm}^2$
- 引張強度  $P_u = 110\text{kg/mm}^2$
- 降伏強度  $P_y = 95\text{kg/mm}^2$
- 許容引張力  $0.6P_u$  or  $0.75P_y$ のうち小さい方
- $P_a = 0.6P_u A = 0.6 \times 110 \times 804.2$   
 $= 53077\text{kg/本} = 53.1\text{t/本}$
- $P_a = 0.75P_y A = 0.75 \times 95 \times 804.2$   
 $= 57299\text{kg/本} = 57.3\text{t/本}$
- $\therefore P_a = 0.6P_u A = 53.1\text{t/本}$

#### (2) PC鋼より線

- 径  $\phi 12.7\text{mm}$
- 断面積  $A = 98.72\text{mm}^2$
- 引張強度  $P_u = 190\text{kg/mm}^2$
- 降伏強度  $P_y = 160\text{kg/mm}^2$
- 許容引張力  $0.6P_u$ 、 $0.75P_y$ のうち小さい方
- $P_a = 0.6P_u A = 0.6 \times 190 \times 98.72$   
 $= 11254\text{kg/本} = 11.2\text{t/本}$
- $P_a = 0.75P_y A = 0.75 \times 160 \times 98.72$   
 $= 11846\text{kg/本} = 11.8\text{t/本}$
- $\therefore P_a = 0.6P_u A = 11.2\text{t/本}$

## § 4. 定着工

定着する荷重に対して、現在指針となるものはないが現在までは設計荷重に対して50~100%の範囲において定着がなされてきた。

これは、設計における土圧の算定が仮定の上に成り立っており、経験的には30%程度の余裕があるためと思われる。又VSL工法のように設計荷重の100%にて定着しても、その機構により15~20%の損失が起るようである。

定着する工法として、ケビンデスターブのように引張材にネジ加工してあるもの、もしくは鋼より線の末端にネジ付き鋼製ソケットを取りつけて「ナット」によって定着する方法とVSL工法のようにPC鋼より線を用い任意本数を同時に緊張し「くさび定着」する方法がある。

当現場は背面地盤の土質がT.P-9.2mを境に軟弱土層と軟岩とはっきり別れているので、鋼矢板、地中壁ともに設計荷重の110%で緊張し、そのまま定着した。

## § 5. 台座の施工

### 5-1 台座

アンカー定着の台座を図-8、図-9に示す。鋼矢板用台座は工場加工ができるが、コンクリート台座は現場製作となる。



写真-1

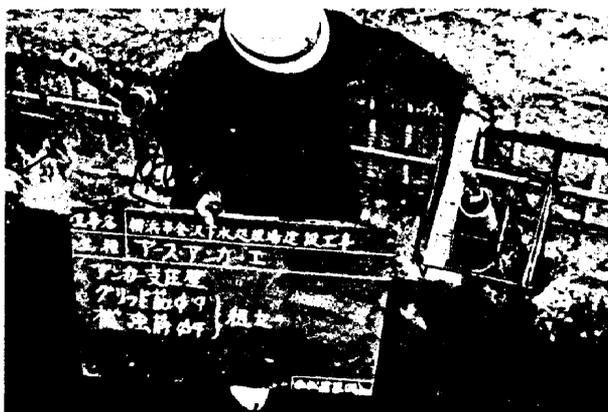


写真-2

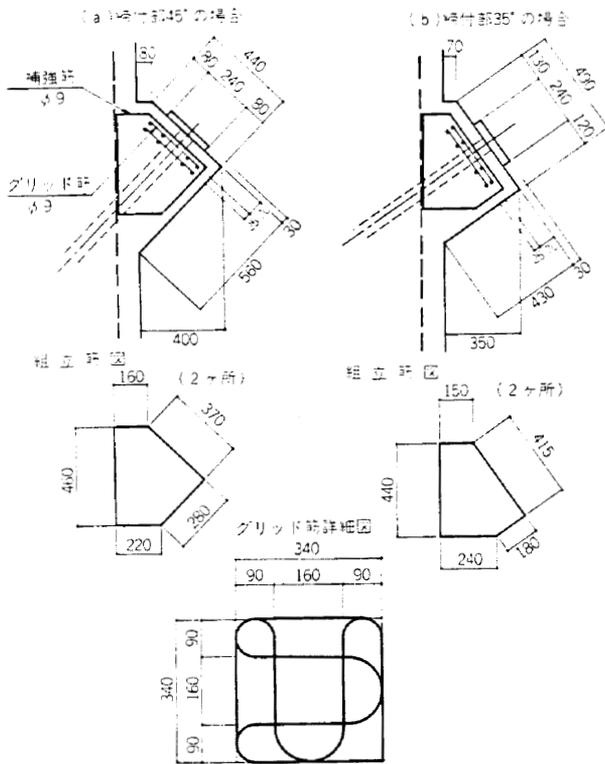


図-8 連続地中壁用台座

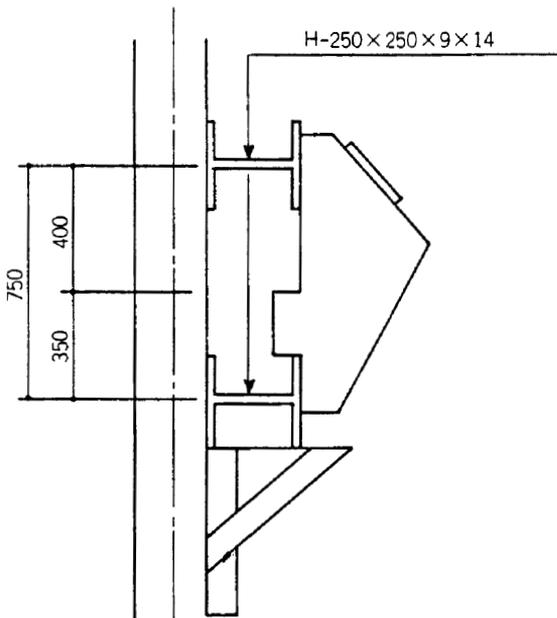


図-9 鋼矢板台座

5-2 アンカー締結部コンクリートの配合設計

(1)コンクリートの所要強度

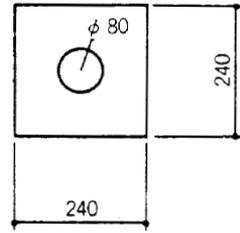


図-10 アンカー支圧板

支圧面積  $A' = (24 \times 24) - (\frac{\pi \cdot 8^2}{4}) = 526 \text{ cm}^2$

コンクリート面積  $A = 44 \times 44 = 1911 \text{ cm}^2$

支圧応力度  $\sigma_c = 59.000 \text{ kg} / 526 \text{ cm}^2 = 112 \text{ kg/cm}^2$

許容支圧応力度 (コンクリート標準仕様書より) を  $\sigma_{ca}$  とする  $\delta c = \sigma_{ca}$

$$\sigma_{ca} \leq (0.25 + 0.05 \frac{A}{A'}) \sigma_{ck}$$

$$\sigma_{ck} \geq \frac{112}{(0.25 + 0.05 \times \frac{1911}{526})} = 259 \text{ kg/cm}^2$$

(2)超早強セメントコンクリート配合計画

1) 配合設計条件

- (a) 粗骨材の最大寸法 25mm
- (b) 設計基準強度  $\sigma_{ck}$  259kg/cm<sup>2</sup>
- (c) スランプ 12cm
- (d) 空気量 4.0 ± 1.0%
- (e) 施工時期 2月～
- (f) 平均外気温 4℃～7℃
- (g) コンクリート練りまぜ 現場練り
- (h) 混和剤 A E減水剤

1ヶ所当りの所要コンクリートは、0.1 m<sup>3</sup>未満になるので、超早強セメントの使用による現場練りコンクリートとした。

(3)配合計算

1) 配合強度の決定

$$F = F_0 + t + \sigma = 259 + 40 + 35 = 334 \text{ kg/cm}^2$$

ただし、標準偏差( $\sigma$ )はJASS・5現場練りのときの値を採用した。なお温度補正值(T)は、同JASS・5の超早強ポルトランドセメントの値に準じた。

2) 水セメント比の決定 (W/C)

水セメント比算定式  $F = -27 + 147 C/W$

水セメント比W/Cは  $334 = -27 + 147 C/W$  より

$$\frac{W}{C} = 40.7\%$$

3) 単位水量 (W)

実績値より 165kg

4) 単位セメント量 (C) の決定

$$C = \frac{W}{W/C} = \frac{165}{0.407} = 405\text{kg/m}^3$$

5) 細骨材率 (s/a)

実績値より 37%

6) 骨材の絶対容積の計算

$$\begin{aligned} \text{骨材の絶対容積}(V_A) &= 1000 - \left( \frac{C}{\rho_c} + W + \text{空気量} \right) \\ &= 1000 - \left( \frac{405}{3.12} + 165 + 40 \right) \\ &= 665 \text{ l} \end{aligned}$$

$\rho_c$ :セメントの比重

7) 単位細・粗骨材量の計算

a) 細骨材の絶対容積( $V_s$ ) =  $V_A \times s/a$   
 $= 665 \times 0.37 = 246 \text{ l}$   
 $\therefore$  単位細骨材量( $s$ ) =  $246 \times \rho_s$   
 $= 246 \times 2.60 = 639\text{kg/m}^3$   
 $\rho_s$ : 細骨材の比重

b) 粗骨材の絶対容積( $V_G$ ) =  $V_A - V_s$   
 $= 665 - 246 = 419 \text{ l}$   
 $\therefore$  単位粗骨材量( $G$ ) =  $419 \times \rho_G$   
 $= 419 \times 2.65 = 1110\text{kg/m}^3$

8) 単位混和剤量

ヴェインゾールレンジ  $405\text{kg} \times 0.05\% = 0.2\text{kg}$

表-6 配合表

粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプの範囲 (mm)	空気量の範囲 (%)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )				水相対量 (kg)	骨材率 (%)
					水 W	セメント C	細骨材	粗骨材		
25	12	4.0±1.0	10.7	37	165	405	639	1,110	3.12	0.254

メガロにて地中壁を削孔してから、台座の型枠を取り付けるが、削孔内にコンクリートが入り込まないように図-11に示すように、φ50の塩ビパイプを挿入しておく。この時に3分ほどのゴムホースが台座内に入るように塩ビ管に口を付けて、その端を外に出しておく。これにより孔口から漏水があった場合に、このゴムホースよりケイ酸ソーダを注入する。この方法により完全な止水をすることができた。

表-7に示すのは、連壁の台座560ヶ所を取り付けた施工実績を示す。

打設は、連壁延長116mに7ヶ所の固定ホッパーを取り付けて、掘削が進行するとともに、シュートを継ぎ足していった。シュートは8インチのサニーホースを使用した。

表-7 コンクリート台座歩掛り (560ヶ所)

工種	作業人員累計	歩掛
連壁 斫り工	144人	0.26人
型枠工	77	0.14
コンクリート工	125	0.22
鉄筋工	42	0.075
計	388人	≒0.7人/個

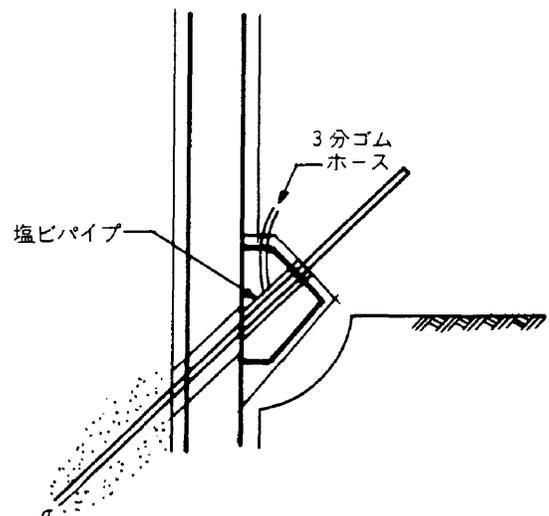


図-11 台座型枠組立

表-8 圧縮強度試験成績

3日強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	312	224
	304	229
	288	229
4日強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	301	227
	395	265
	309	281
	387	288
	364	278

表-9 メガロー150による地中壁削孔

	1分機	2分機	3分機
削孔本数	166本	130本	26本
延入量 (27H)	56m	191m	16m
削孔時間	9,345分	6,345分	1,260分
稼働時間	2,510分	2,000分	705分
その他	2,855分	2,100分	865分
	14,550分	10,445分	6,830分

## § 6. 引張材挿入及び注入工

### 6-1 引張材の挿入

所定の長さの引張材をケーシングに挿入する。引張材

は定着部と非定着部があるので、非定着部にはグリスを塗り込み、その上に径5cm程度のビニールのシースで覆い、蒸気を噴霧させて、ビニールが収縮、固着するように操作をしたものを挿入する。パワーアンカーマシンの場合、ビットは埋め殺しとなるので、ケーシングの頭部にグラウトホースを接続して、セメントペーストの注入を行う。同時にケーシングを徐々に引き上げていく。

表-10 注入材配合表

	セメント	水	イントルジョンエイド
重量配合比	1	0.45	0.006
単位量 kg/m <sup>3</sup>	1,298	584	7.8

表-11 アンカー掘削長一覧

	TYPE-1	TYPE-2	TYPE-3	TYPE-4
1 段目	1,185	624	1,249	1,434
2 段目	901	464	855	1,299
3 段目	760	451	588	956
4 段目	760	414	858	641
5 段目		278		966
6 段目		242		
7 段目		149		
8 段目		142		
計	3,606	2,764	3,550	5,296

※総施工長 15,216.2m  
 総注入量 220,667ℓ

φ90mmケーシングの場合、計算上の注入量は、6.36ℓ/mとなるが、実績値は14.5ℓ/mとなり、くい込み率は約2.3倍に達した。この理由は注入量を約15~20kg/cm<sup>2</sup>で加圧して押し出すため無駄になる量を必要とすること、およびプラントを3ヶ所設置したが、掘削の進行とともにその距離は長くなり、ホース内の残留量がかなりの量になったためと思われる。

6-2 アンカー用セメントミルクの所要強度の検討

図-12に示すような荷重が作用した場合において、セメントミルクの所要強度を検討する。

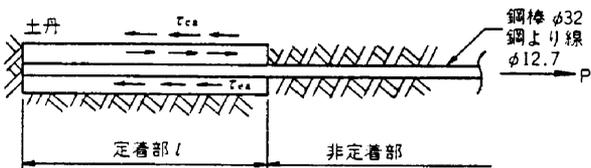


図-12

PC鋼棒(線)の周長

1. 鋼棒φ32の場合

$$\pi d = 3.14 \times 3.2 = 10.048\text{cm}$$

2. 鋼より線φ12.7 5本

$$\pi d \cdot 2/3 \times 4 = 3.14 \times 1.27 \times 2/3 \times 4 = 10.634\text{cm}$$

3. " 6本

$$\pi d \cdot 2/3 \times 5 = 3.14 \times 1.27 \times 2/3 \times 5 = 13.292\text{cm}$$

4. " 7本

$$\pi d \cdot 2/3 \times 6 = 3.14 \times 1.27 \times 2/3 \times 6 = 15.951\text{cm}$$

(基本式)

$$\tau_{ca} = \frac{P}{\pi \cdot d \cdot l}$$

P: 設計荷重

d: 鋼棒(線)直径

l: 定着長

$\tau_{ca}$ : セメントミルクと鋼棒(線)との付着応力度

基本式に従って、各TYPEの各段におけるアンカーに作用する荷重と定着長を代入して、付着応力度の最大なる値を求める。この場合、TYPE-1-4が最大となった。

TYPE-1-4

$$\tau_{ca} = \frac{53.74 \times 10^3}{10.048 \times 500} = 10.70\text{kg/cm}^2$$

従って、土木学会コンクリート標準示方書66条より、設計強度 $\sigma_{ck}$ は異形鋼棒に対して、

$\sigma_{ck} = 180\text{kg/cm}^2$ (許容付着応力度は $12\text{kg/cm}^2$ とする)

フロー値 20±2秒とした。

§7. 引抜き試験

TP-9.2M盤において、定着長の異なる3本のアンカー一体を、地盤に垂直に造成し、その引抜き試験を実施した。アンカーには計測装置を取り付け、仮定された数値との関連とアンカーのメカニズムの解明を目的とした。

7-1 目的

今回、アースアンカーはパワーアンカー工法により、1199本施工した。アンカー定着部の長さを土質試験の結果により、シルト岩のせん断抵抗を風化土丹では、

$$\tau_{ca} = 4.5\text{kg/cm}^2$$

土丹部においては、

$$\tau_{ca} = 6.0\text{kg/cm}^2$$

を用いて設計した。

アンカー打込開始より651本施工した時点までに引張試験を10回程度行った。

これらの結果は、設計荷重を載荷しても、アンカーは不安なく保持されており、引き上ったアンカーは皆無であった。しかしながら設計荷重を超えた荷重が作用した場合に、どの程度までアンカーが耐えられるかは不明で

あり、事前にこれらの値を確認しておく必要もあった。  
(鋼線、鋼棒の引張強度は試験により明らかである)

よって今回の試験は、シルト岩のせん断応力度と試験途上における、アンカー体の挙動、鋼棒の伸び、地盤の変位等を計測し、アース・アンカーのメカニズムを説明するものである。

## 7-2 試験方法

- (1) 100 t センターホールジャッキにて荷重を導入し、後述の荷重サイクルにより段階ごとに増減して、最終的にはアンカー体を引き抜く。ただしシルト岩の  $\tau$  を 3 種類仮定し、試験アンカーを 3 本造成する。
- (2) 鋼棒の伸びの測定は、鋼棒の対称の位置にダイヤルゲージを 2 個使用して、平均伸び量を計測する。ダイヤルゲージを取り付ける不動梁は、影響範囲外に不動点を設けて取り付ける。
- (3) アンカー体部分の鋼棒に、1 断面につき、90°方向にワイヤーストレインゲージ 4 個を貼り付け、その平均歪を計測する。各ゲージよりネオプレーンコードを地上に引き出し、スイッチボックスに接続して、電気抵抗を各荷重段階ごとに読み、歪に変換し応力状態を解析する。
- (4) 地盤の変位は前記不動梁を用い、ダイヤルゲージにて影響範囲内の変位を計測する。
- (5) 不動梁、アンカー鋼棒等を直射日光と風圧より、さへぎるための小屋がけを行う。
- (6) 鋼より線を使用した方が、より大きな荷重で試験できるが、ケビンデスターブ鋼棒に箔ゲージを取り付けて監視しながらテストを行った。

## 7-3 使用機械

ボーリング：パワーボーリングマシン（ケーシング  $\phi 90$ 、ビット  $\phi 100$ )

鋼棒： $\phi 32$  ケビンデスターブ（引張強さ 85t/本）

注入セメントミルク：フロー値 20~22、 $\sigma_7 = 300 \text{ kg/cm}^2$

ジャッキ：電動油圧 100t、ストローク 20cm（キャリブレーション済）

反力受け：H-250×9×14

不動ばり：L-90×90×10

ダイヤルゲージ：1/100mm、ストローク 50mm

歪ゲージ：KFC-5-D16-11（共和電業製）

ネオプレーンコード：126m

静的歪計：SM-60B（共和電業製）

スイッチボックス：SS-24R 24点 1台

## 7-4 計測

(1) 荷重サイクル（単位 ton）

イ. 0~5~10~15~20~15~10~5~0

ロ. 0~10~20~25~30~35~40~30~20~10~0

ハ. 0~10~20~30~40~45~50~55~60~50~40~30~20~10~0

ニ. 0~10~20~30~40~50~60~65~70~75~80~70~60~50~40~30~20~10~0

（増荷重途上で抜けた場合は、その時点で終了。最大荷重 80 t）

(2) 測定時間

増荷時 履歴内の荷重 0、1、3、5分

処女荷重 0、1、3、5、10、15、20分

（但し、伸びが 1/100mm 以下となったら、打ち切り）

減荷時 0、1、2、5分

(3) 荷重保持時間

増荷時 5~20分

減荷時 5分

(4) サイクル間の保持時間

10分とする

## 7-5 定着長の算定

アンカー体の周長

$$l = \pi \cdot d = 3.14 \times 10 = 3.14 \text{ cm}$$

シルト岩のせん断応力度

次の 3 通りを仮定する。

$$\tau_1 = 6 \times 1.2 = 7.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_2 = 10 \times 1.2 = 12.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_3 = 15 \times 1.2 = 18.0 \text{ kg/cm}^2$$

但し、定着部壁面の粗度を考慮した割増係数  $K = 1.2$  とする。

アンカー定着長

$$L_1 = \frac{80 \times 10^3}{31.4 \times 7.2} = 353.9 \text{ cm}$$

$$L_2 = \frac{80 \times 10^3}{31.4 \times 12.0} = 212.0 \text{ cm}$$

$$L_3 = \frac{80 \times 10^3}{31.4 \times 18.0} = 141.5 \text{ cm}$$

よって  $L_1 = 350 \text{ cm}$ 、 $L_2 = 210 \text{ cm}$ 、 $L_3 = 140 \text{ cm}$  とする。

## 7-6 セメントペーストと鋼棒の付着力

極限付着応力度  $\tau_c = 80 \text{ kg/cm}^2$

鋼棒の周長

$$l = \pi \cdot d = 3.14 \times 3.2 = 10.048 \text{ cm}$$

極限付着力

$$\tau = 80 \times 10.048 \times 141.5 = 113.7 \text{ t} > 80 \text{ t}$$

7-7 アンカー自由長の算定

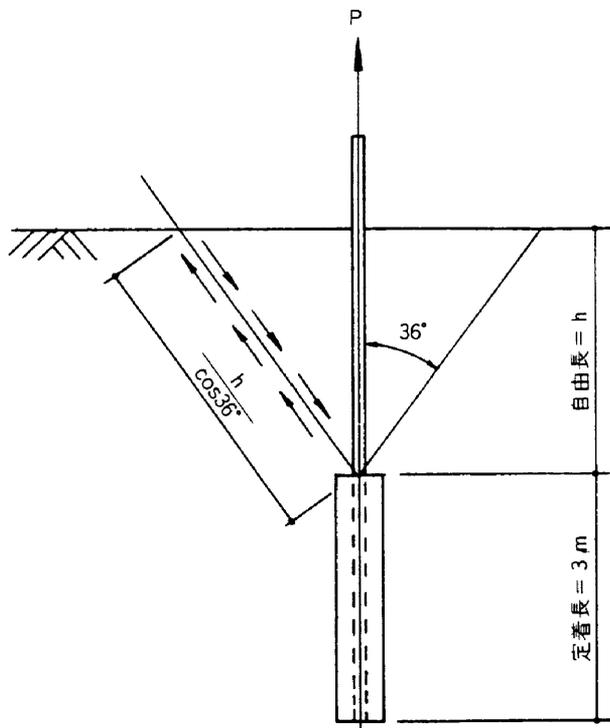


図-13 アンカー自由長の算定

(条件)

$$\begin{cases} \phi = 36^\circ \\ \tau = 40t/m^2 \\ \gamma t = 1.95t/m^2 \end{cases}$$

すべり面に沿った土のせん断抵抗とシルト岩の自重を求め、引抜力より大となる h を求める。

(基本式)

$$P < \frac{1}{2} \cdot 2 \pi d \cdot h' \times 40 \cos 36^\circ + \pi d^2 \cdot h \times \frac{1}{3} \times 1.95 \quad \text{.....①}$$

$$h' = h \sec 36^\circ = 1.236h \quad \text{.....②}$$

$$d = h \tan 36^\circ = 0.726h \quad \text{.....③}$$

①式に②③式を代入すると

$$P < \frac{1}{2} \times 2 \times 3.14 \times 0.726h \times 1.236h \times 40 \times 0.866$$

$$+ 3.14 \times (0.726h)^2 \times h \times \frac{1}{3} \times 1.95$$

$$< 97.6h^2 + 1.076h^3$$

$$\therefore h > 0.9m$$

よって自由長は 5 m とする。

7-8 鋼棒の伸び、歪の計測

(図-14 参照)

7-9 ゲージ貼付及び応力解析

イ. ゲージ及び接着剤

使用するゲージは、クリープ特性、耐熱性及び耐湿性のすぐれた直交 2 軸の箔フェステルゲージを使用する。

ロ. ゲージの結線及び防湿処理

ゲージの貼付は直交 2 軸ゲージを鋼棒の両面に 2 枚貼り付けて、軸方向をアクティブ、円周方向をダミーとして、結線図のようにブリッジ回路を構成すると 2.6 倍の出力感度が得られる。

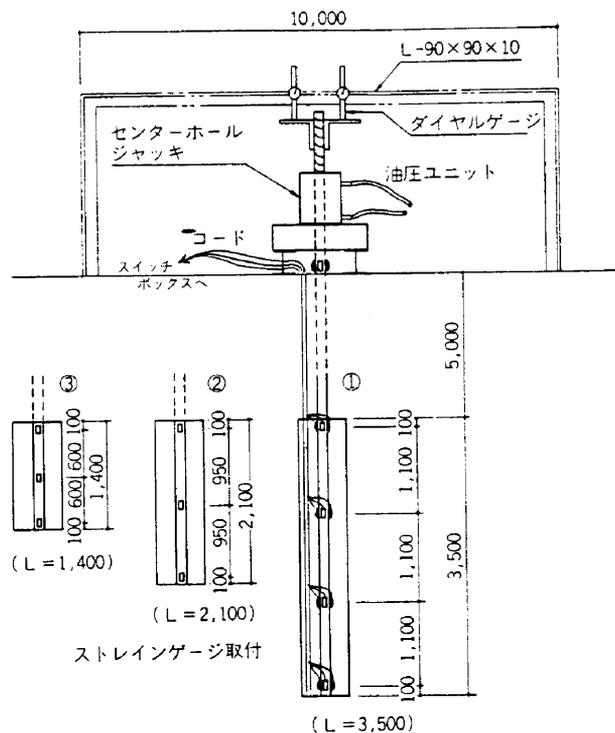


図-14 鋼棒の伸び、歪の計測装置

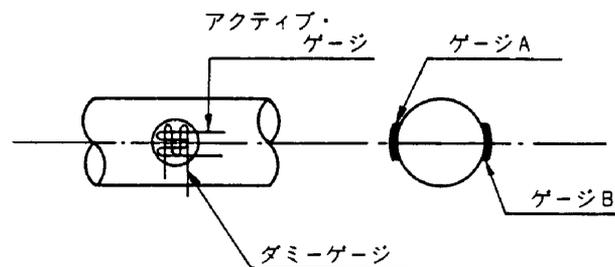
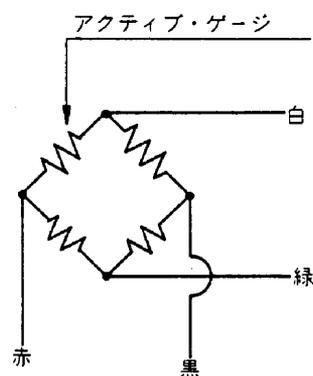


図-15 ゲージ取付図

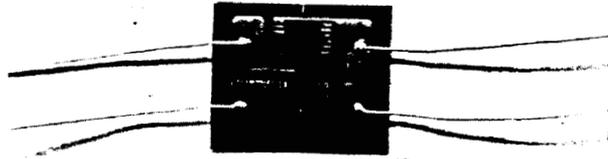


写真-3 ストレインゲージ

防温処理は、エポキシ樹脂系の接着剤及びハマタイトで行う。

ハ. 計算方法

計算方法は以下のように行う。

$$\sigma = E \cdot \epsilon, \quad \epsilon = \frac{\epsilon_0}{2.6} \quad \epsilon_0: \text{測定ひずみ}$$

ゲージと計器のゲージファクタを考慮して

$$\sigma = E \cdot \frac{G_m}{G_g} \cdot \frac{\epsilon_0}{2.6} \quad G_m: \text{計器のゲージファクタ}$$

$$G_g: \text{ゲージのゲージファクタ}$$

$$= 2.1 \times 10^6 \cdot \frac{2.0}{2.1} \cdot \frac{\epsilon_0}{2.6}$$

$$= 0.77 \epsilon_0 \times 10^6 (\text{kg/cm}^2)$$

7-10 測定要員の配置

- イ. 鋼棒ひずみ測定係 2名
- ロ. 鋼棒の伸び測定係 1名

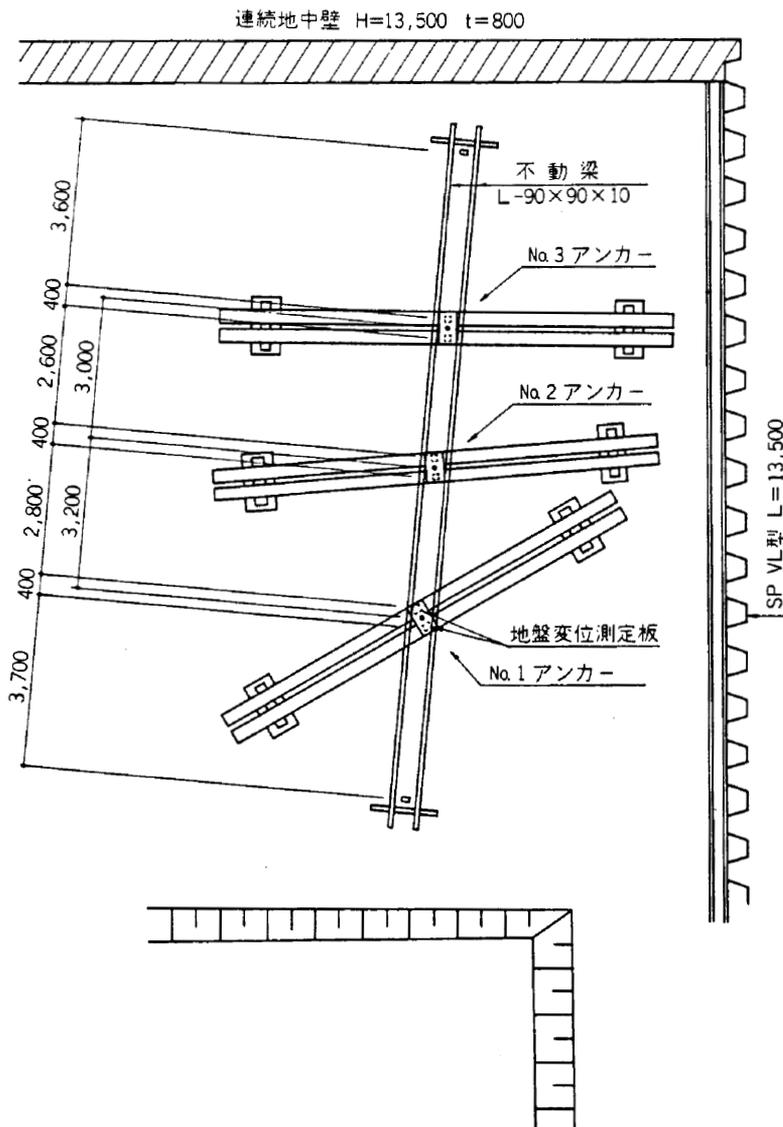


図-16 アンカー引抜試験平面図

- ハ、地盤の変位測定係 1名
- ニ、ジャッキ測定係 1名
- ホ、時計係 1名
- ヘ、連絡係 1名

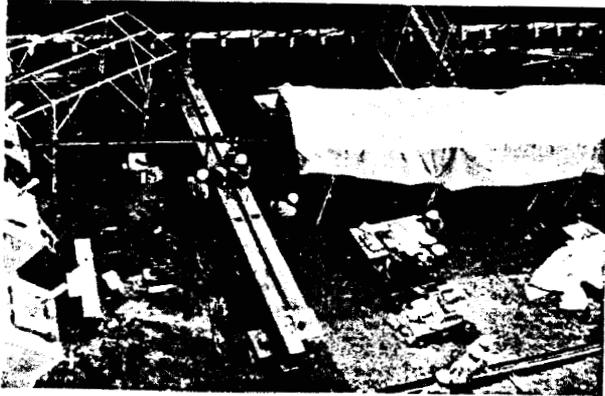


写真-4

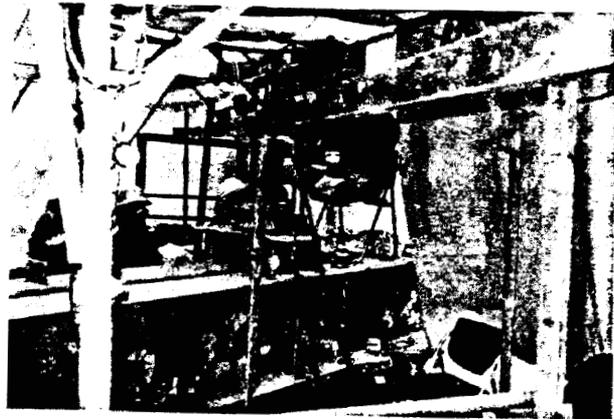


写真-5

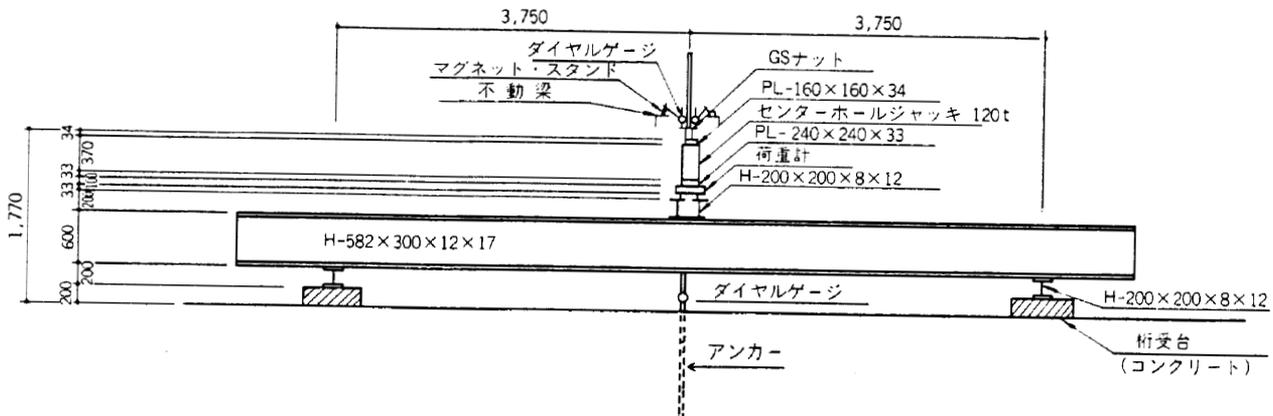


図-17 荷重装置図

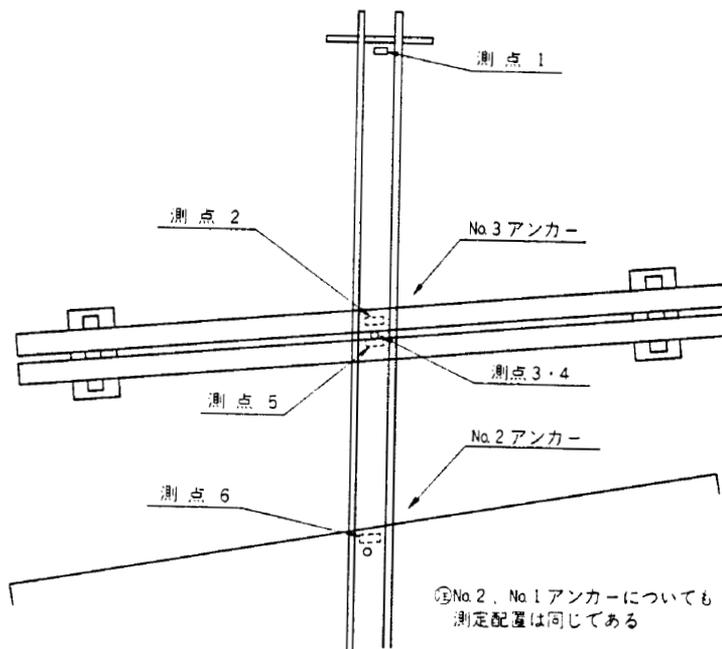


図-18 測定位置と番号図

## § 8. 引抜試験の解析

### 8-1 測定結果

#### (1) 引抜試験結果

No.3は荷重55.0 tで歪ゲージが断線し、以後測定不可能となった。No.2は荷重72.5 tで歪ゲージが断線し、以後測定不可能となった。No.1は荷重75.0 tまで増加させ、0 tまで減荷した後、再度増加させたが、歪ゲージが断線したため、測定を中止した。しかし鋼棒切断荷重を求めることにし、切断による仮設機器の飛散防護を行った上で実施した。その結果引抜力は91 tであった。

(2) 各荷重段階での荷重、時間、抜上り量等の 挙動は変位量曲線、図-19に示す通りである。

(3) 鋼棒の弾性係数は材料試験の結果 $1.9 \times 10^6$ 、 $2.3 \times 10^6$ 、 $2.4 \times 10^6$  kg/cm<sup>2</sup>と得られたが、今回は  $E = 2.1$

表-12 引抜試験結果

アンカー	非定着長	定着長	最大引抜力	断 裂 状 況	実験日
No. 3	L=5.0m	L=1.4m	P=55.0t	鋼棒固定部断力切断	51.4.2
No. 2	L=5.0m	L=2.1m	P=72.5t	鋼棒固定部断力切断	51.4.3
No. 1	L=5.0m	L=3.5m	P=91.0t	鋼棒切断(位置 point-1)	51.4.4

表-13 鋼棒断面積

No. 3	$A_s = 7.86\text{cm}^2$
No. 2	$A_s = 7.54\text{cm}^2$
No. 1	$A_s = 7.44\text{cm}^2$

$\times 10^6$  kg/cm<sup>2</sup>を使用した。

- (4) 応力-歪曲線は図-20に示すとおりである。又、歪より求めた引抜時軸力分布状況を図-21に示してある。それによると、軸力は定着部分で極端な減少がみられる。即ちNo.1では引抜力55 tに対し定着部では34.4 t以下となっている。そこで定着部の低部に至ってはNo.1では0.1 t程度に減少している。定着長も2.0 m以上になると作用している軸力が急激に減少して大体2 m位で耐えていると考えられる。
- (5) 軸力分布(4)の結果を表-16に示してあるが、定着部の鋼棒とグラウトの付着力等について求めて、同表に記入してある。

それによると定着部1 m位までは各アンカーとも挙動が類似している。即ちNo.3では平均 $f_s = 27.9$ 、 $f_c = 8.9$ 、No.2では $f_s = 26.0$ 、 $f_c = 8.3$ 、No.1では、

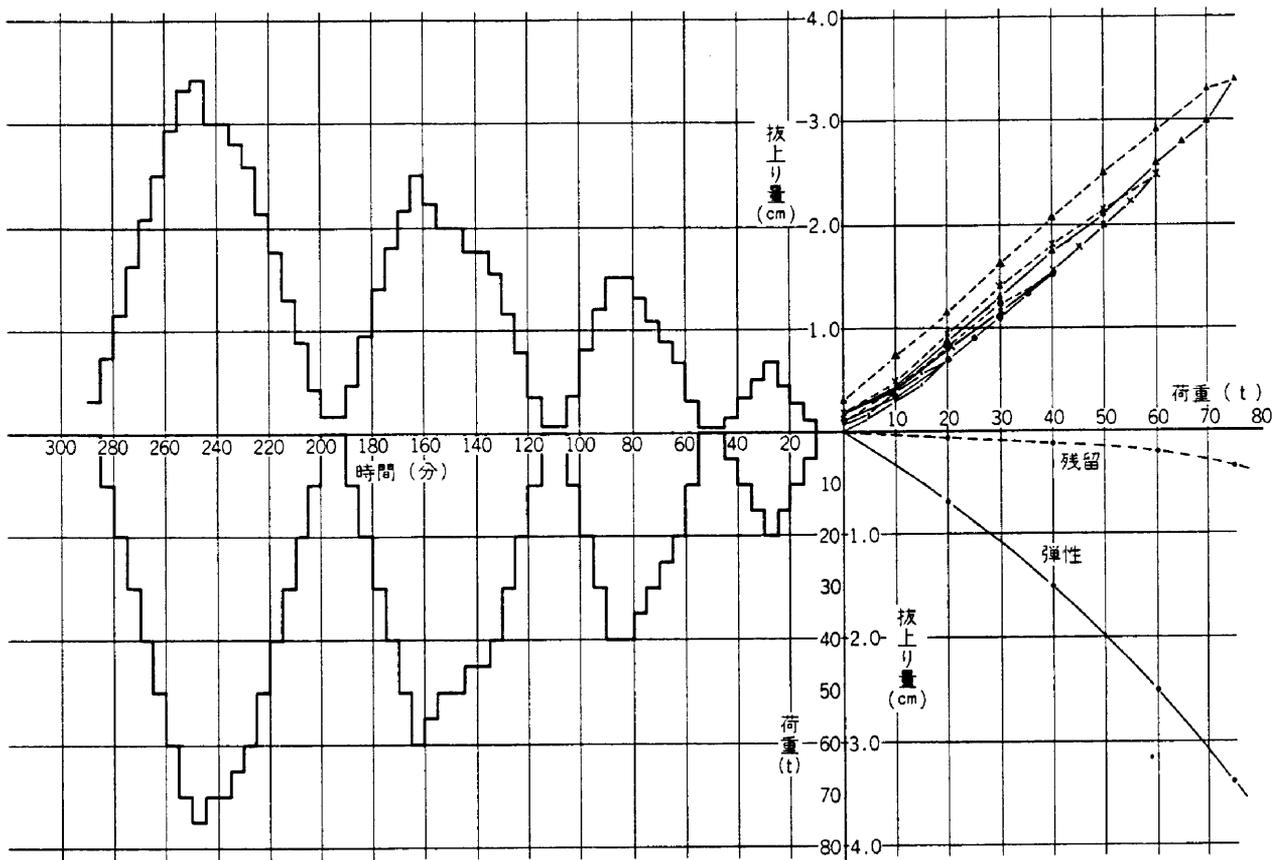


図-19 No.1 変位量曲線図

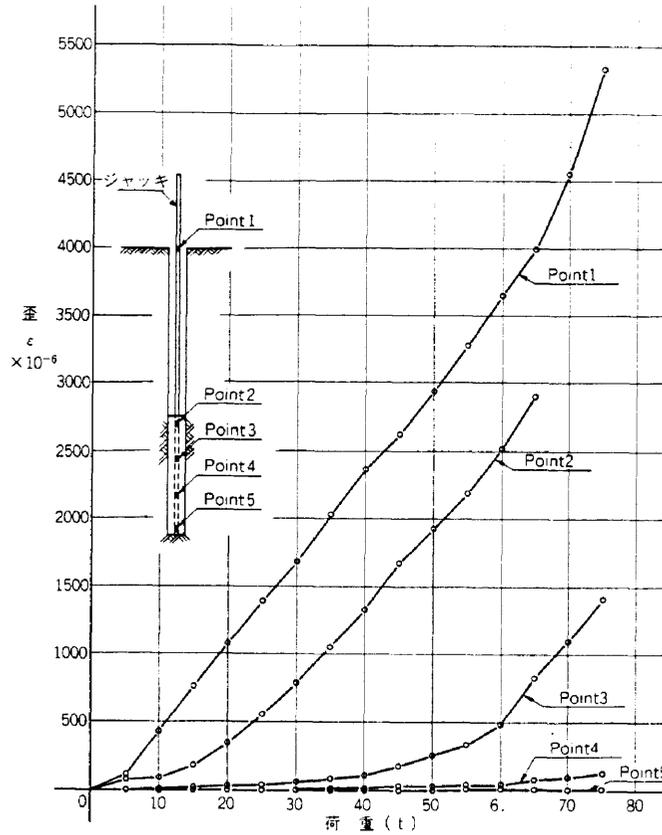


図-20 荷重-歪曲線No.1  $l=3.5\text{m}$

表-14 アンカー体と地盤の相対変位量

$L=3.50\text{m}$

$P(t)$	$\delta$	$\delta_1$	$\delta_2$	$\delta_3$	$\delta_4$	$\delta_5$	$\delta_6$	$\sum_{n=1}^6 \delta$	$\delta_s$	$\delta_0 = \delta - \sum \delta - \delta_s$
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5.0	1.270	0.262	0.520	0.044	0.004	0.001	0	0.831	0	0.439
10.0	2.925	0.964	1.399	0.055	0.007	0.003	0	2.428	0.060	0.437
15.0	4.775	1.659	2.441	0.100	0.010	0.004	0.001	4.214	0.095	0.466
20.0	6.930	2.394	3.739	0.191	0.021	0.006	0.001	6.352	0.115	0.463
25.0	9.950	3.062	5.080	0.304	0.030	0.006	0.001	8.483	0.185	0.282
30.0	10.960	3.731	6.464	0.428	0.042	0.008	0.001	10.674	0.190	0.096
35.0	13.205	4.468	8.049	0.577	0.057	0.009	0.001	13.161	0.185	-0.141
40.0	15.325	5.106	9.485	0.723	0.090	0.013	0.001	15.418	0.185	-0.278
45.0	17.875	5.788	11.200	0.934	0.119	0.017	0.002	18.060	0.265	-0.450
50.0	20.000	6.472	12.680	1.099	0.163	0.021	0.002	20.437	0.225	-0.660
55.0	22.525	7.200	14.230	1.273	0.213	0.025	0.002	22.943	0.235	-0.653
60.0	25.085	8.003	16.019	1.510	0.302	0.033	0.002	25.869	0.230	-1.014
65.0	30.960	8.782	17.969	1.875	0.502	0.047	0.003	29.178	0.300	-1.482
70.0	31.425	10.027	—	—	0.664	0.060	0.003	—	0.340	—
75.0	34.460	11.711	—	—	0.853	0.079	0.004	—	0.330	—

$\delta$  : 鋼棒頭部の変位量 mm       $\delta_3$  : point 2 と point 3 間の伸び量 mm       $\delta_6$  : point 5 と 鋼棒底部間の伸び量 mm  
 $\delta_1$  : 鋼棒頭部と point 1 間の伸び量 mm       $\delta_4$  : point 3 と point 4 間の伸び量 mm       $\delta_s$  : 地盤の変位量 mm  
 $\delta_2$  : point 1 と point 2 間の伸び量 mm       $\delta_5$  : point 4 と point 5 間の伸び量 mm       $\delta_0$  : 鋼棒底部の変位量 mm

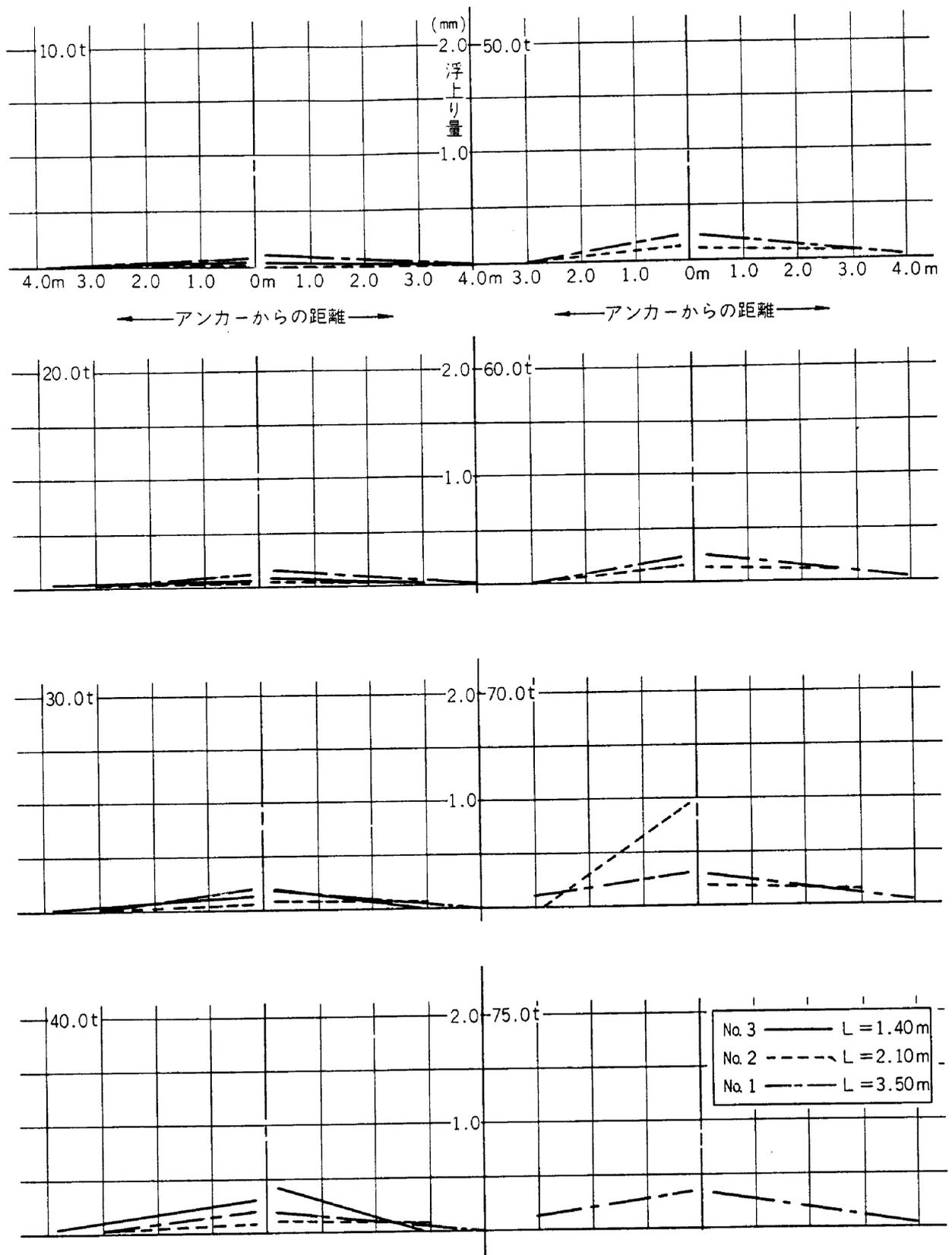


図-22 引抜時地盤浮上り量

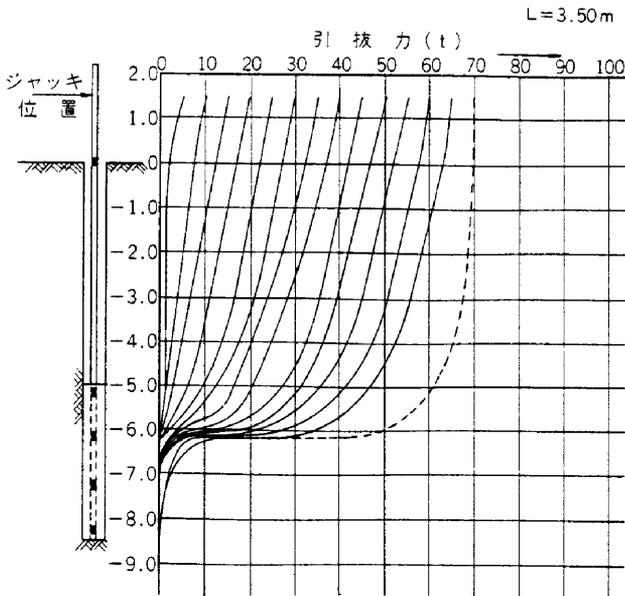


図-21 引抜時軸力分布図

$f_s=28.8$ 、 $f_c=9.2$  となっており、特にNo.3とNo.1は近似している。又定着長が1 m以上になった場合No.2では $f_s=20.8$ 、 $f_c=6.7$ と若干の減少がみられるが、No.3になると $f_s=4.3$ 、 $f_c=1.4$ と極端な減少が生じている。No.1の低部では $f_s=0.53$ 、 $f_c=0.15$ 程度でほとんど付着力として作用していない。

(6) 引抜時の地盤変位(浮上り量)の結果は図-22に示すとおりである。その結果、最大浮き上り量はNo.2が72.5 tの時2.5mmであった。

(7) アンカー体と地盤との相対変位量を求めるために鋼棒頭部変位量、鋼棒の伸び量、地盤浮上り量等の諸量より算出した。その結果は表-14に示すとおりである。

それによると、相対変位量 $\delta_0$ は最終的にはNo.1が1,482mmの浮上りがあったことになる。

しかし、途中の過程をみると負になる値があり、これは浮上りとは反対に地盤中への押し込み量になる。これは力学的に、鋼棒に引張力が作用しているからあり得ない数値である。又浮上り量は微量でも増加の傾向がなければならないが、各アンカーとも1 mm以下の値で変位しており、明確にアンカー体と地盤の相対変位量が生じていたとは考えられない。

### 8-2 考察

(1) 設計値と実測値との比較は表-15のようになる。鋼棒付着力  $f_s$  は設計ではアンカー体に一様に作用するとして80kg/cm<sup>2</sup>を用いているが、実測の結果では31~35kg/cm<sup>2</sup>で約40~44%程度作用している。又モルタルと土の摩擦力 $f_c$ についても一様に作用す

るとの仮定から3種類の値(18.0、12.0、7.2kg/cm<sup>2</sup>)を設定している。これらの値に対して10~11kg/cm<sup>2</sup>と

表-15 設計値と実測値

	定着長	引 抜 力 (P)	鋼棒付着力 ( $f_s$ )	モルタルと土の摩擦力 ( $f_c$ )	終局引抜力 (Pmax)
No. 3	L=1.40	80 t	80.0kg/cm <sup>2</sup>	18.0kg/cm <sup>2</sup>	55.0 t
		55	31.1	9.9	
No. 2	L=2.10	80	80.0	12.0	72.5
		70	34.8	11.2	
No. 1	L=3.50	80	80.0	7.2	91.0
		70	32.5	10.4	

\*上段-設計値、下段-実測値

近似している。実測の結果、これら諸数値は軸力分布からも判るように、アンカー体に一様に作用するのではなく、アンカー体の下部方向に減少している。例えばNo.1では2.0 m以上になると応力はほとんど0に近くなっている。

(2) モルタルと土の摩擦力は岩壁の粗度を考慮して、割増係数1.2を採用している。今回測定値10~11kg/cm<sup>2</sup>から8.3~9.3kg/cm<sup>2</sup>が粗度を考慮した値と思われる。又シルト岩の土質試験結果では $\phi 56.7$ 、 $\tau=5.4$ kg/cm<sup>2</sup>と得られ、この値に粗度を考えると6.5kg/cm<sup>2</sup>位になる。実測値と試験値には3~4kg/cm<sup>2</sup>の差があり、逆

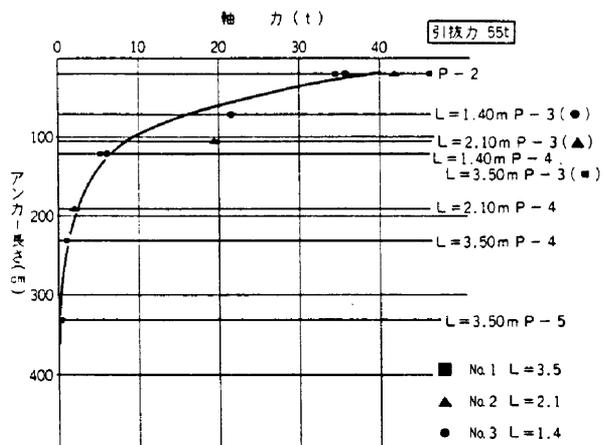


図-23 引抜力55tに対する軸力分布

に割増係数を求めると1.36~1.42位になる。この割増係数は施工時のグラウト加圧による摩擦力の増加をも考える必要がある。(表-16)

(3) No.1は終局的には鋼棒切断まで実施し、引張強度91tと計測された。同じ材料を使って引張試験装置で材料試験を行った。その結果は91tであり、差異はなかった。

(4) 引抜時地盤浮上り量は、アンカー孔を中心に左右対称に片側2測点設けて測定した値である。その結果引抜力を増加させると浮上り量も増えている。し

表-16 付着力と摩擦力の計算結果

荷重引抜り	No.1 L=5.5m		No.2 L=2.10m		No.3 L=1.8m	
	70 t	55 t	70 t	55 t	70 t	55 t
$P_0$	45.90	34.37	56.51	41.77	55.42	35.42
$P_0 - P_1$	32.07	28.97	21.98	22.21		14.03
	L=100 As=1004.8 Ac=3140.0	$f_s=32.5$ $f_c=10.4$	L=45 As=454.1 Ac=2699.0	$f_s=25.4$ $f_c=8.1$	L=50 As=502.4 Ac=1570.0	$f_s=27.9$ $f_c=8.9$
$P_2$	12.39	5.40	34.43	19.56		21.39
$P_2 - P_3$	11.72	4.75	29.64	17.74		15.92
	L=110 As=1105.2 Ac=3454.0	$f_s=19.6$ $f_c=1.4$	L=45 As=454.1 Ac=2699.0	$f_s=24.8$ $f_c=11.2$	L=50 As=502.4 Ac=1570.0	$f_s=31.1$ $f_c=4.9$
$P_4$	1.26	0.65	4.29	1.82		5.77
$P_4 - P_5$	1.09	0.53				
	L=100 As=1004.8 Ac=3140.0	$f_s=1.05$ $f_c=0.31$				
$P_6$	0.20	0.12				

$P_0$ : 各点での応力 (t)  
 $L$ : 定着長 (cm)  
 $A_s$ : 鋼棒断面積 (32 径長  $L=10$  (cm))  
 $A_c$ : モルタル埋め物 (φ100 径長  $L=31$  (cm))  
 $f_s$ : 鋼棒付着力 (kg/cm)  
 $f_c$ : モルタル付着力 (kg/cm)

かし、定着長の長さ別の差異は明確には得られなかった。

- (5) 前述(4)の浮上り勾配が2点間で直線関係であると仮定し、地表面とアンカー体定着部上部とのなす角度を求めた。

これは設計では $\phi 36^\circ$ を使用し、三軸圧縮試験では、 $\phi 56.7^\circ$ と得られ、約 $20^\circ$ 位の差異がみられたが、計算の結果はほぼ設計値に近い $\phi 38.2^\circ$ と得られた。(表-17)

### § 9. あとがき

アースアンカー長の決定は、本来引抜試験等を実施した後に行なうべきであるが、通常は工期、費用の面からその実行は困難と思われる。そのため今後は、各現場で実施された引抜試験の結果を集積し、多くの地層のせん断応力のデータより、より精度の高いアンカーの施工を今後意欲的に取り組んでいきたいと考えている。

最後に、引抜試験の解析にご指導ご協力をいただいた技術研究所の皆様には誌上をお借りして心から感謝申し上げます。

#### 参考文献

- 土質工学会：アース・アンカー工法
- 土木学会：コンクリート標準示方書

表-17

荷重 (t)	アンカー ナンバー	$\phi$ (°)		平均
		左	右	
10	No. 1	30°58'	38°40'	34°49'
	2	30°58'	—	30°58'
	3	40°42'	36°30'	38°36'
20	No. 1	32°37'	38°40'	35°39'
	2	—	38°40'	38°40'
	3	52°26'	36°30'	44°28'
30	No. 1	31°48'	—	31°48'
	2	36°30'	—	36°30'
	3	39°21'	30°07'	34°44'
40	No. 1	31°48'	40°02'	35°55'
	2	37°58'	—	37°58'
	3	40°02'	30°07'	35°05'
50	No. 1	31°23'	42°37'	37°00'
	2	30°07'	—	30°07'
	3	—	—	—
60	No. 1	30°58'	41°21'	36°09'
	2	31°48'	55°58'	43°53'
	3	—	—	—
70	No. 1	42°37'	41°21'	41°59'
	2	29°15'	60°58'	45°06'
	3	—	—	—
75	No. 1	42°00'	41°21'	41°41'
	2	—	—	—
	3	—	—	—
平均		35°44'	40°55'	38°20'