

PTC本設地盤アンカー工法の開発（その2）

－鉛直アンカー工法の実施例と斜めアンカー工法の開発－

技術研究所	佐竹啓一
	湯谷孝夫
東京本店建築技術部	高田一
東京本店設計部	中山光男
東京本店建築部	長瀬弘幸

要旨 『PTC本設地盤アンカー工法』の開発概要については前報¹⁾にて報告した。本報告は第1章にて、「銀座岩崎ビル新築工事」における鉛直アンカーの実施例として、基礎およびアンカーの設計、施工、引抜き試験結果およびアンカーの潜函工法への利用等について述べ、第2章では斜めアンカー工法の概要および各種の試験結果について報告するものである。斜めアンカー工法の開発において施工性試験により、定着体のグラウトの被り厚さを確保するために開発したセンタライザーの有効性が実証され、また引抜き試験によって、極限引抜き抵抗力およびアンカー体と地盤の摩擦応力度には、施工角度の違いによる明確な差は認められないこと等が判明した。

キーワード PTC工法、本設地盤アンカー、鉛直アンカー、斜めアンカー、転倒防止、引抜き試験、長期引張り試験、グラウト、センタライザー

はじめに

地価が高騰した現在、狭い土地を有効に活用するために地下深く、かつ地上高い建築物が望まれる。このような建物は地震時や暴風時に基礎に大きな引抜き力が働くため、転倒防止対策が必要となる。また、地下水位が高いところに建つ建物は、地下水による浮上りが生じる恐れがある。『PTC本設地盤アンカー工法』はこれらの問題を合理的に解決するために開発された新しい技術である。この技術が初めて適用された「銀座岩崎ビル」はアスペクト比7.91という、土地を有効に利用した典型的なペンシルビルである。

土地をさらに有効に利用したいという望みは、平地に留まらず傾斜地にまで及ぶ。傾斜地では建物や擁壁が土圧や水圧を受けるため、これら永久構造物には斜めアンカーが有効に働くことが周知であり、またその開発が望まれていた。そこで鉛直アンカーの開発に引き続き、『PTC本設斜め地盤アンカー工法』の開発を行った。

『PTC本設斜め地盤アンカー工法』は当社を含むPTCアンカー共同開発グループ13社が開発し、平成3年9月（財）日本建築センターの評定を完了した工法である。

1章 鉛直アンカー工法の実施例

1. 工事概要

本建物は地下2階、地上9階の店舗兼事務所で、最上階が建築主の住宅となっている。建物幅と軒高の比が7.9のいわゆるペンシルビルで、地震転倒防止用にPTC本設地盤アンカーを採用した。基礎の重さで対応しようとする厚さ9mの基礎スラブが必要となり、基礎底がGL-16.9mとなる。地下常水位がGL-14.3mである点と、市街地の狭い敷地を考慮すると、施工が著しく困難であると予想された。そこで、GL-20m以深に分布する下部東京層を定着地盤とする地盤アンカーにより引抜き外力に抵抗することとした。

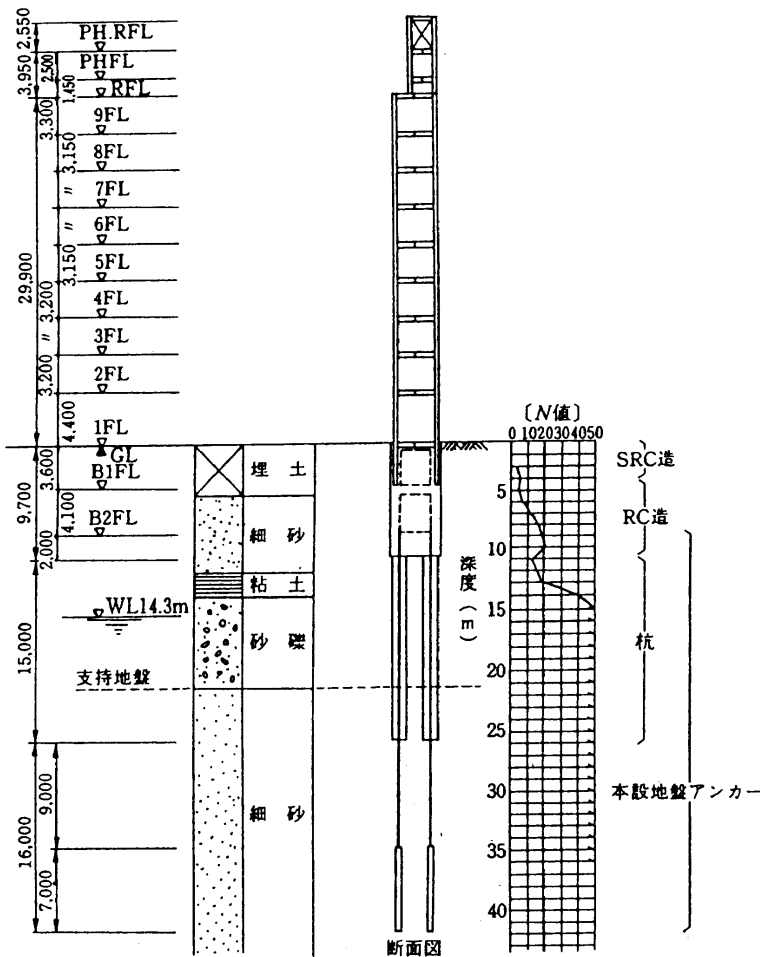


図-1 建物と地盤の概要

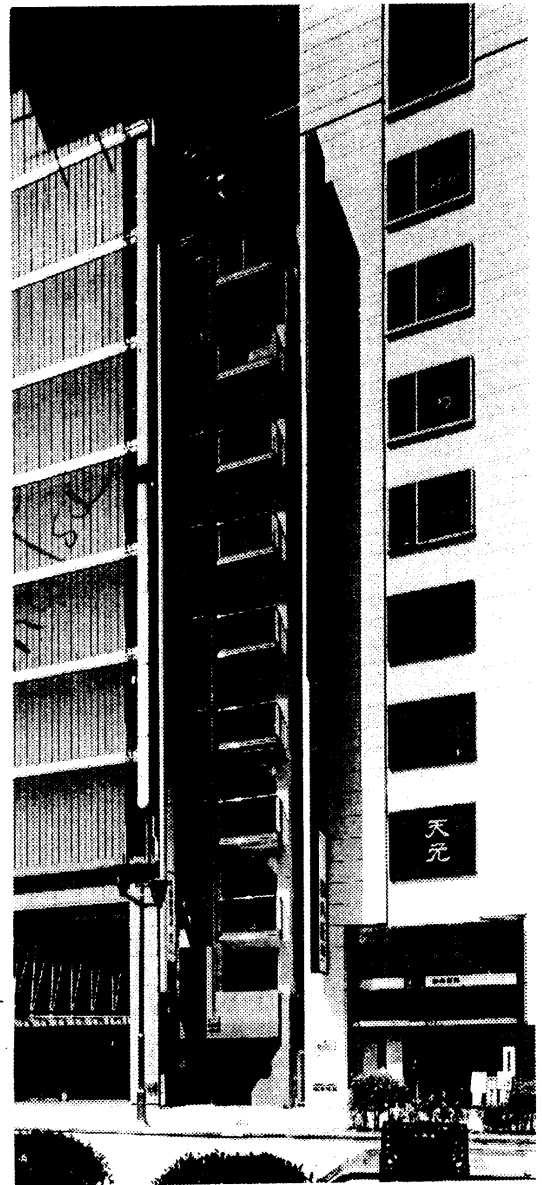


写真-1 竣工写真

1. 1 建物概要

建物名称 銀座岩崎ビル

建物敷地 東京都中央区銀座6丁目

敷地面積 74.38㎡

建築面積 65.99㎡

延床面積 582.84㎡

階数 地下2階, 地上9階, 塔屋1階

高さ 軒高29.9m, 最高部34.35m

アスペクト比 短辺方向 $H/B=7.91$ H : 建物の高さ=29.90 B : 建物の幅=3.78

構造 地下2階RC造, 地下1階SRC造, 地上S造

1. 2 地盤概要

敷地は営団地下鉄銀座線銀座駅の南西方向約0.2kmのところであり, 日本橋台地と呼ばれる洪積層の埋設波蝕台の上に位置し, 標高は約5mである。上部には人為的埋土および緩い沖積砂質土層がGL-6.8mまで分布し, その下部にはN値12~40の上部東京層に続き, N値50以上の東京礫層, 下部東京層の東京累層と続いている。なお, 常水位はGL-14.3mに位置している。建物と地盤の概要を図-1に示す。

1. 3 上部構造の設計

アスペクト比が6を越えているため, 動的解析により, 地震層せん断力および, 変形等の検討を行ったうえ(財)日本建築センターの鋼構造評定委員会で評定を受けた。(BCJ-S1116(株)青島設計)

地震応答解析は, 表-1の3波にて行った。なお, 表-2に示す基礎の転倒モーメントは, 応答解析で最大を示したEL. CENTRO波の応答値である。

表-1 設計用入力地震波

		レベル1	レベル2
EL.CENTRO	1940 NS	20cm/s	40cm/s
TAFT	1952 EW	"	"
TOKYO01	1956 NS	"	"

表-2 転倒モーメント一覧(EL.CENTRO)

CASE	方向	X方向 (長辺方向)	Y方向 (短辺方向)
レベル1	(20cm/s)	4832.8tm	2878.9tm
レベル2	(40cm/s)	9600.3tm	5901.4tm

1. 4 基礎および地盤アンカーの設計

基礎構造は、全面に設けた耐圧盤および地中梁が一体となった厚さ 2 m の基礎スラブと、14 本の場合所打ちコンクリート杭（杭径 1.2 m，アースドリル工法）とした。また，地盤アンカーはすべての杭体を貫通して設け，基礎の浮き上がりを防止するように計画した。

図-2 に本設地盤アンカーを用いる建物基礎の設計フローを示す。以下に，当工事におけるアンカーの設計について報告する。

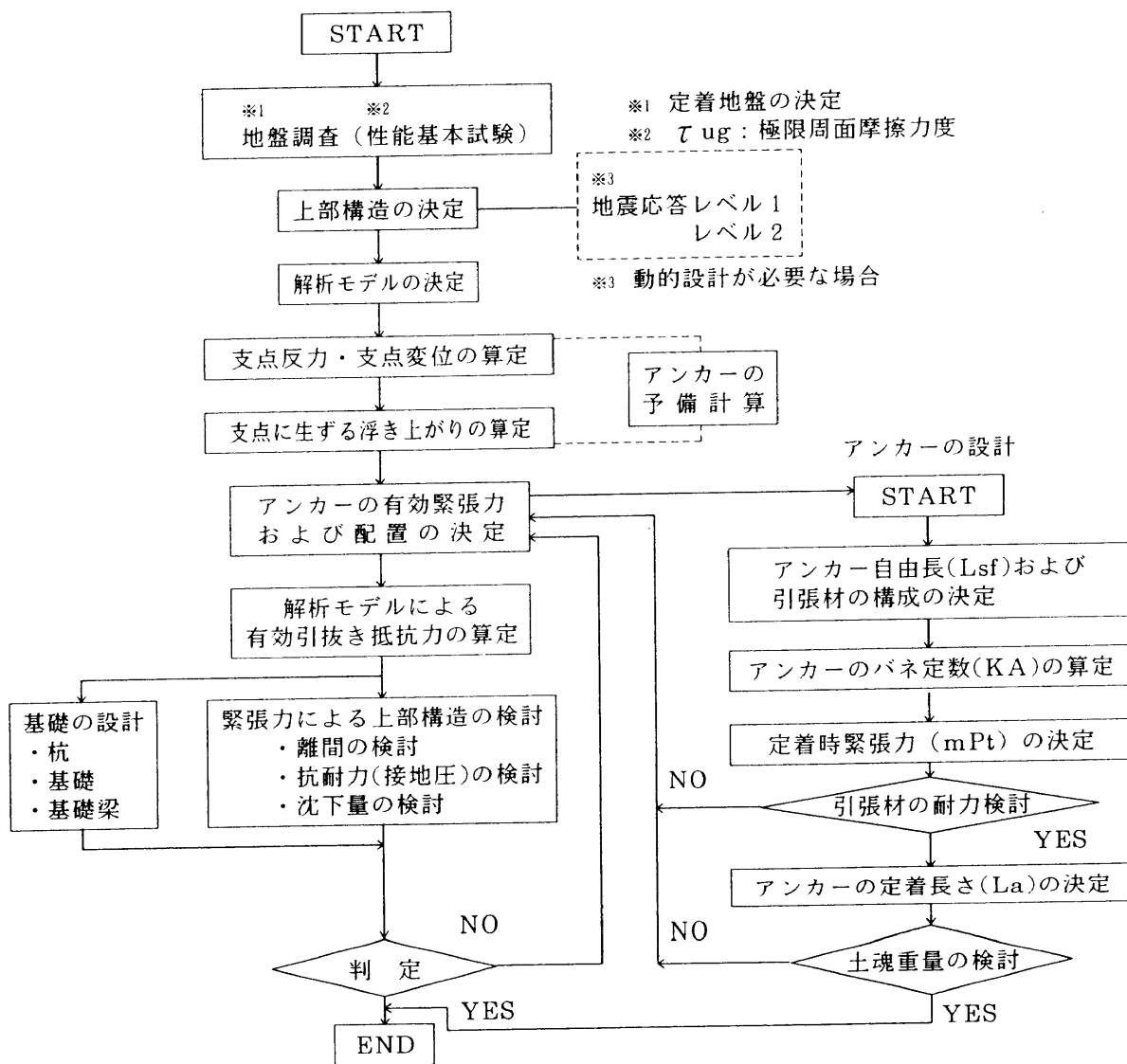


図-2 PTC本設地盤アンカー工法（鉛直）の設計フロー

1. 4. 1 解析モデルの決定

アンカーおよび基礎の設計では、図-3に示す杭および基礎梁（地下壁を含む）を重心位置で線材置換したモデルを設定し、解析を行った。

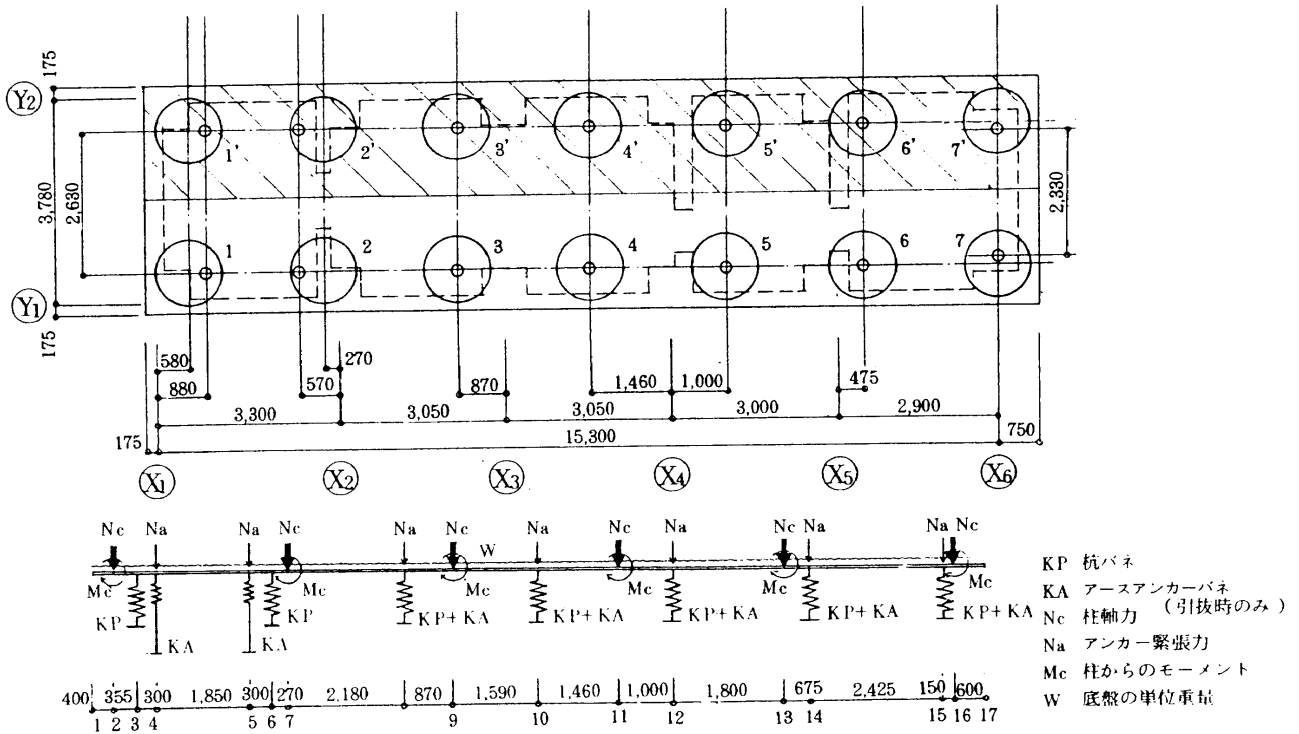


図-3 解析モデル

杭バネは杭の周面摩擦，杭先端地盤剛性，杭本体の剛性を考慮して定めた。なお，地震力により浮き上がりが発生する場合には，地盤アンカーのバネを併せて考慮した。下記にバネ定数の算定式を，図-4に杭バネモデルを示す。

(a) 杭先端地盤の鉛直バネ (K_v)

$$K_v = k_v \cdot A_p$$

$$k_v = 12.8 \times k_{v0} \times B^{-3/4} \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

(道路橋示方書，下部構造 より)

$$k_{v0} = \frac{1}{30} \times \alpha \times E_0$$

E_0 : 地盤の変形係数 $E_0 = 28\text{N}$ (kgf/cm^2)

α : $E_0 = 28\text{N}$ で推定した場合の変形係数 $\alpha = 2$ (地震時)

B : 杭先端の直径

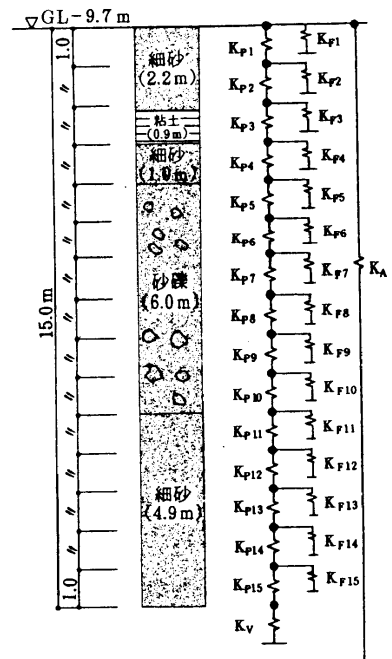


図-4 杭バネモデル

(b) 杭体のバネ (Kp)

$$Kp = A_p \cdot \frac{E}{L}$$

A_p, L : 杭の断面積, 長さ

E : 杭のヤング係数 (=210tf/cm)

(c) 杭周辺摩擦バネ (KF)

$$KF = f_s \cdot \phi \cdot L$$

f_s : 最大摩擦耐力

ϕ, L : 杭の周長, 長さ

(d) 地盤アンカーバネ (KA)

$$KA = A_a \cdot \frac{E}{L_{sf}}$$

A_a, L_{sf} : 地盤アンカーの断面積, 自由長

E : 地盤アンカーのヤング係数 (1900tf/cm²)

$$KA = 10.42 \times 1900 / 3240 = 6.1 \text{tf/cm}$$

1. 4. 2 アンカー仕様

地盤アンカーに作用する荷重は表-3に示した組み合わせを考え、地震時に建物基礎が地盤と離間しないように配置した。使用した地盤アンカーのタイプと仕様を表-4に、許容アンカー力を表-5に示した。あわせて、地盤アンカーの概要を図-5に示した。

表-3 地盤アンカーに作用する荷重の組み合わせ

CASE	PTC本設地盤アンカーに作用する荷重
1 1次設計地震時	長期荷重+地下水位による浮力+1次設計地震力
2 レベル1地震応答解析時(※20cm/s)	長期荷重+地下水位による浮力+20cm/s地震応答による地震力
3 レベル2地震応答解析時(※40cm/s)	長期荷重+地下水位による浮力+40cm/s地震応答による地震力

※レベル1 25cm/s レベル2 50cm/s の場合もある。

表-4 PTC本設地盤アンカーの仕様

アンカータイプ	許容緊張力		アンボンドPC鋼より線	定着体寸法(外形/内径)	アンカー体直径(削孔径)
	最大有効緊張力 mPe(tf)	最大定着時緊張力 mPt(tf)			
F200TC	119.9	133.3	19-φ9.5	φ121/φ92	φ170

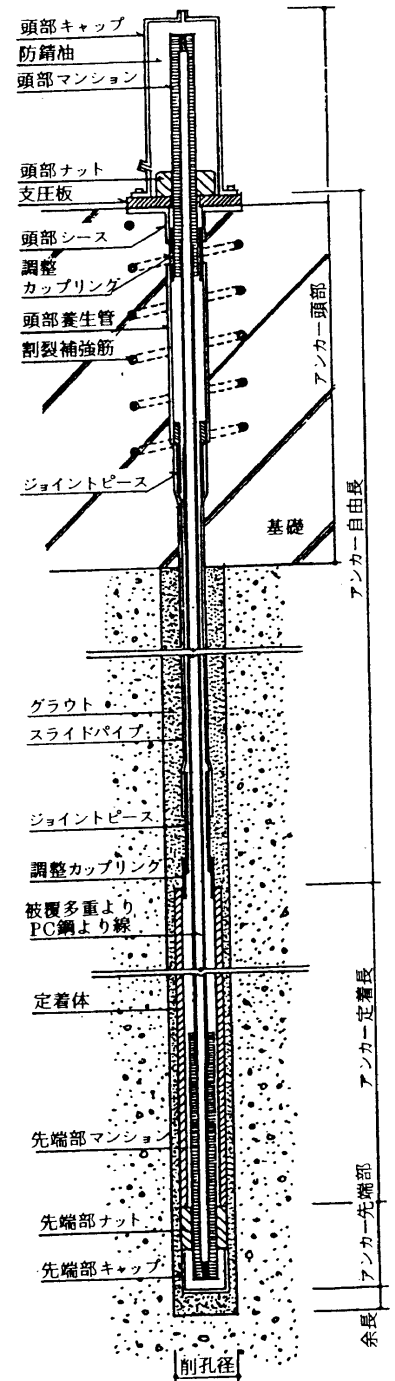


図-5 PTCアンカーの概要

表-5 許容アンカー力

F200TC許容アンカー力	1次設計時, 20cm/s 地震応答解析時	min (0.7T _{us} , 0.8T _{ys})	133.3tf
	40cm/s地震応答解析	1.0T _{ys}	166.5tf

T_{us} 引張材の規格引張荷重 (190.5tf)
 T_{ys} 引張材の規格降伏荷重 (166.5tf)

1.4.3 アンカーの設計

各施工段階, 1次設計時, レベル1・レベル2地震時におけるアンカーの最大張力, 最大伸び量および杭の耐力並びに最大沈下量を表-6に示す。アンカーの最大張力はいずれの場合も許容値以内にあり, アンカーは安全である。また, 離間時最小支承反力も正值を示し, 地震時の浮き上がりについても問題はない。

以上より定着時緊張力 (mPt), 有効緊張力 (mPe) は下記のように決定した。

$$mPt = (\min 0.7T_{us} \text{ or } 0.8T_{ys}) = 133.3\text{tf/本}$$

有効緊張力 (mPe)

$$\therefore mPe = 0.9 \times mPt = 119.9\text{tf/本}$$

(a) アンカー定着長 (L_a) の算定

下記の条件を満たすよう定着長さを決定した。

$$L_a \geq \max \left(\frac{R_{ug}}{\pi \cdot dA \cdot \tau_{ug}}, \frac{R_{us}}{\pi \cdot D_1 \cdot \tau_{us}}, 300\text{cm} \right)$$

(1)式 (2)式

(1)式; 極限周面摩擦抵抗で決定される定着長 (cm)

R_{ug}: グラウトと地盤の極限摩擦抵抗力 (= 3 mPe) (kgf)

dA: アンカー体径 (cm)

τ_{ug}: 定着地盤の極限周面摩擦応力度 (kgf/cm²)

(2)式; 極限付着応力度で決定される定着長 (cm)

R_{us}: 定着体とグラウトの極限付着抵抗力 (= 3 mPe) (kgf)

D₁: 定着体の外径 (cm)

τ_{us}: 定着地盤とグラウトとの極限付着応力度 (kgf/cm²)

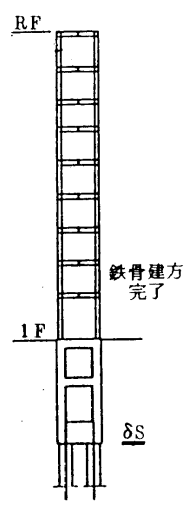
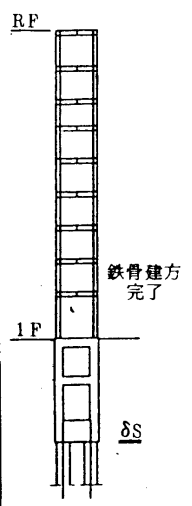
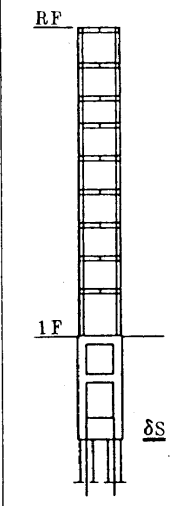
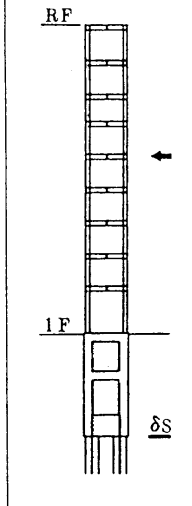
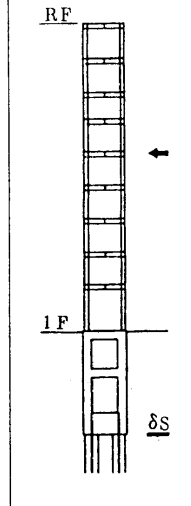
$$(1)式より \quad L_a = \frac{R_{ug}}{\pi \cdot dA \cdot \tau_{ug}} = \frac{3 \text{ mPe}}{\pi \cdot dA \cdot \tau_{ug}} = \frac{330}{\pi \times 0.17 \times 100} = 6.17\text{m}$$

$$(2)式より \quad L_a = \frac{R_{us}}{\pi \cdot D_1 \cdot \tau_{us}} = \frac{3 \text{ mPe}}{\pi \cdot D_1 \cdot \tau_{us}} = \frac{330}{\pi \times 0.121 \times 250} = 3.4\text{m}$$

以上よりアンカー長 (L_a) は7.0mとした。

定着地盤はGL-20m以深の東京層とし, 極限周面摩擦応力度 τ_{ug}は諸学会の推奨値を採用し 10kgf/cm²と設定した。なお, 本敷地地盤で実施した引抜き試験の結果は後に報告する。

表-6 杭およびアンカーの許容値一覧表

		1. アンカー緊張前	2. アンカー緊張後	3. 竣工時	4. 中地震時(20cm/s)		5. 大地震時(40cm/s)		
									
					X方向	Y方向	X方向	Y方向	
建物の安定性の検討	離間	最小支承反力(t)	-	-	-	194.8	108.3	178.1	6.8
		許容量	-	-	-	0		0	
	杭軸力(t)	最大値(平均値)	65.8 (64.7)	175.8 (174.7)	196.5 (193.7)	92.6~291.2	6.1~381.8	-2.7~386.5	-175.2~567.1
		許容値	216.0	216.0	216.0	-113.0~432.0		-202.2~648.0	
	即時沈下量(cm)	最大値(平均値)	-0.12 (-0.12)	-0.33 (-0.33)	-0.37 (-0.37)	-0.18~-0.55	-0.01~-0.72	0.00~-0.73	0.64~-1.07
許容値		-2.0	-2.0	-2.0	-2.0		-2.0		
アンカーの検討	緊張力の最大値(t)	$\delta P_{max} (\delta S_{max} \cdot 2)$	-	0	-0.2 (-0.04cm)	0.9 (0.15cm)	2.0 (0.32cm)	2.0 (0.33cm)	5.9 (0.97cm)
		最大値	0	110.0	109.8	110.9	112.0	112.0	115.9
		許容値	119.9 (0.72Py)	119.9 (0.72Py)	119.9 (0.72Py)	119.9 (0.72Py)		166.9 (Py)	
		Tmax/3 (t)	-	124.6	←	←		←	
		Vg/1.2 (t)	-	113.5	←	175.3 ^{*1}		←	

* 1 (-) を沈下とする。 * 3 土周辺摩擦を含む
 * 2 (-) を縮みとする。

(b) 土塊重量の検討

地盤内せん断すべり(土塊重量)の検討を行い、群アンカーを考慮しても、設計アンカーに対して土塊重量の方が圧倒的に大きいことを確認している。図-6に土塊重量の検討範囲を、またその検討方法を以下に示す。

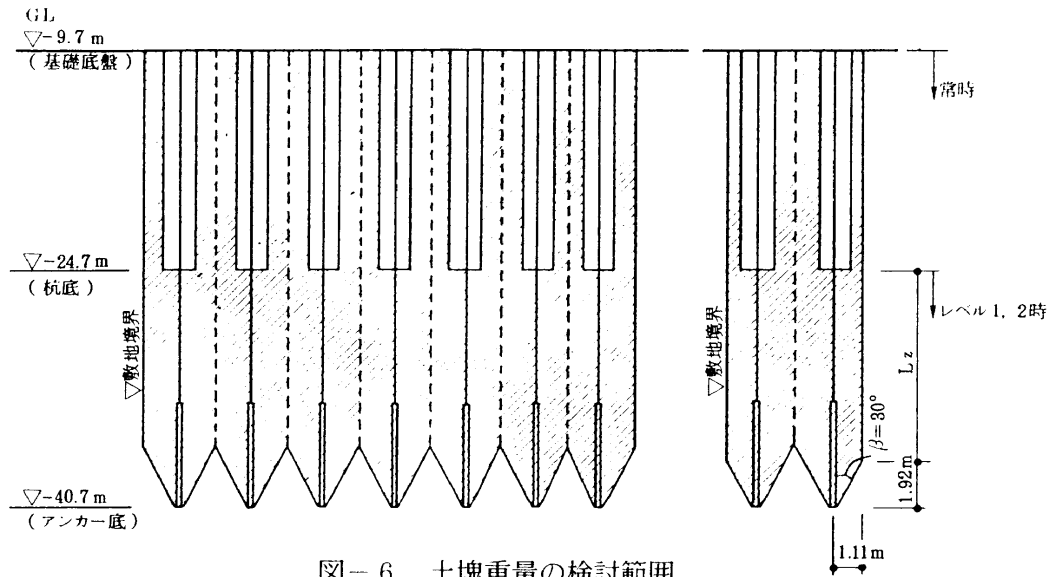


図-6 土塊重量の検討範囲

1) 常時

$$Td_1 < W_{gg} / 1.2$$

Td_1 : 長期の場合にアンカーに作用する最大力 ($14 \times mPe = 14 \times 110tf = 1540tf$)

W_{gg} : アンカー群が影響を及ぼす土塊重量 (図-6 参照, $\approx 2108tf$)

$$\therefore \text{安全率} = \frac{W_{gg}}{1.2 \times Td_1} = \frac{2108}{1.2 \times 1540} = 1.14$$

2) 短期およびレベル1, 2の場合 (対象: Y方向加力時)

$$Td_2 < W_{gg} / 1.2 + \phi_{gg} \cdot Su \cdot Lz / 1.5$$

Td_2 : レベル1, 2時にアンカーに作用する最大力

レベル1 $7 \times 112.0t / \text{本} = 784tf$ レベル2 $7 \times 141.8t / \text{本} = 992.6tf$

W_{gg} : 土塊重量 (図-6 参照, $\approx 501.4tf$)

ϕ_{gg} : アンカー群が影響を及ぼす土塊の周長 (21.84m)

Lz : アンカー群が影響を及ぼす土塊の高さ (14.08m)

Su : 土のせん断強さ (6.3tf/m²)

$$Su = 0.5 \cdot \sigma \cdot \tan \phi = 6.3tf / m^2$$

$$\phi_{gg} \cdot Su \cdot Lz = 21.84m \times 6.3tf / m^2 \times 14.08m = 1937tf$$

(レベル1)

$$\text{安全率} = \frac{(W_{gg} / 1.2 + \phi_{gg} \cdot Su \cdot Lz / 1.5)}{Td_2} = \frac{1709.5}{784} = 2.18$$

(レベル2)

$$\text{安全率} = \frac{(W_{gg}/1.2 + \phi_{gg} \cdot Su \cdot L_z/1.5)}{Td_2} = \frac{1709.5}{992.6} = 1.72$$

(c) アンカー頭部 支圧の検討

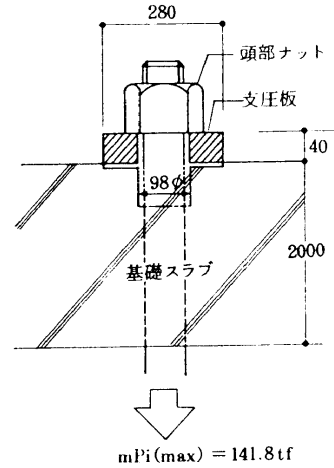
- ・支圧の大きさ (mm) 280×280×40
- ・支圧板の外接円直径 (mm) $dA = 396$
- ・基礎スラブ (mm) $D = 2000$

初期緊張力 mPi (max) = 141.8tf

$$\tau = 141.8 \times 10^3 / 3.96 \times \pi \times 190 \times 0.875$$

$$= 6.85 \text{kgf/cm}^2 < fs = 7.4 \text{kgf/cm}^2$$

∴ o k



2. 基礎およびアンカーの施工

本工事においては、PTC本設地盤アンカーを図-7のように、アースドリル杭の中に打設しており、地下躯体を地上で構築し、その後本設地盤アンカーを反力として利用し、沈設していく潜函工法を採用した。

2.1 アースドリル杭の施工

アースドリル杭の施工手順は、基本的には一般的な方法に準じて施工している。異なる点をいえば、本設地盤アンカーのガイド管を所定の位置に設定するために、鉄筋籠にガイド管案内治具と溶接固定しておき、鉄筋籠挿入後ガイドに従ってガイド管を挿入していくことである。なお、ガイド管挿入時の浮力による浮上りを防止するために、ガイド管に削孔液を注入しながら管をジョイントした。

2.2 アンカーの施工

アンカーの施工に際しては、PTC工法管理

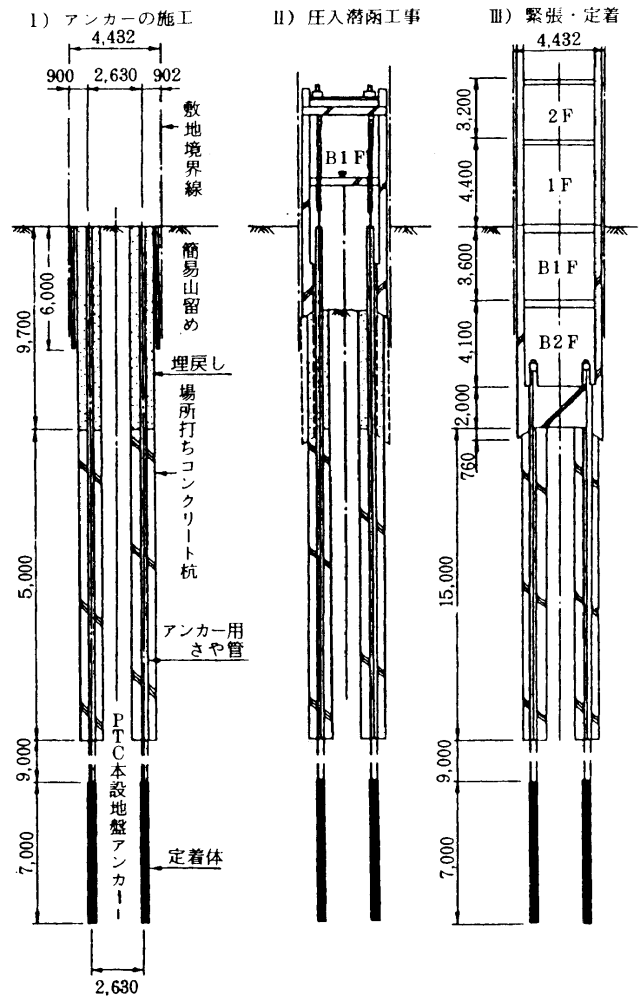


図-7 施工手順

シートに従い、削孔管理、アンカー組立材の設置精度の管理、グラウト注入管理を行い、所定の品質を確保した。なお、アンカーの組立材の挿入は立地条件から施工時にその都度搬入し、路上のレッカーで吊上げ挿入する方法を採用した。写真-2、写真-3にアンカー建込み状況、挿入状況を示す。アンカー組立材挿入時に、後の地下躯体沈設時に使用するグリッパーロッドをアンカーカップラーを用いて接続しておいた。(図-8)

2.3 潜函工法

本工事においては、本設地盤アンカーを地上で構築した地下構造体を沈設するときの反力として使用している。その時の圧入反力としては最大導入荷重約60tf/本以内とした。その要領は設定圧入力を載荷したままの状態地下構造を沈設し、圧入量に見合った量を掘削していくものである。手掘りのため、1日平均の掘削量は約30m³、沈下量にして約30cm程度であった。図-9に圧入進捗状況、写真-4、写真-5に潜函状況を示す。

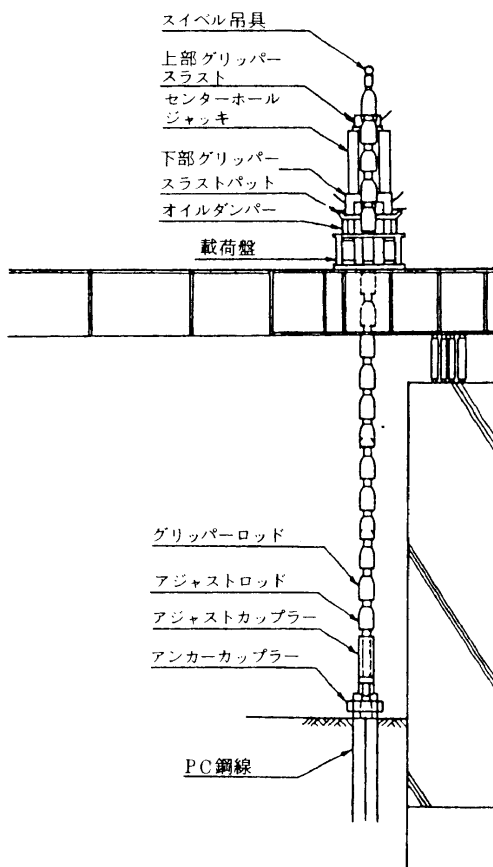


図-8 圧入工法の機器構成図



写真-2 アンカー建込み

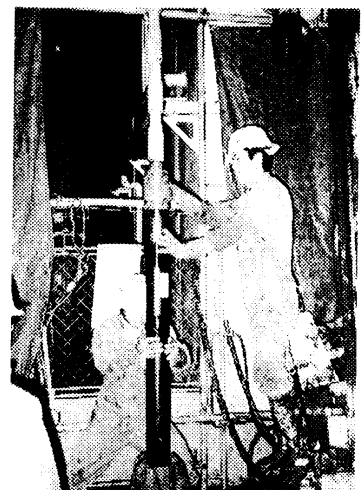


写真-3 アンカー挿入



写真-4 潜函体全景



写真-5 掘削状況

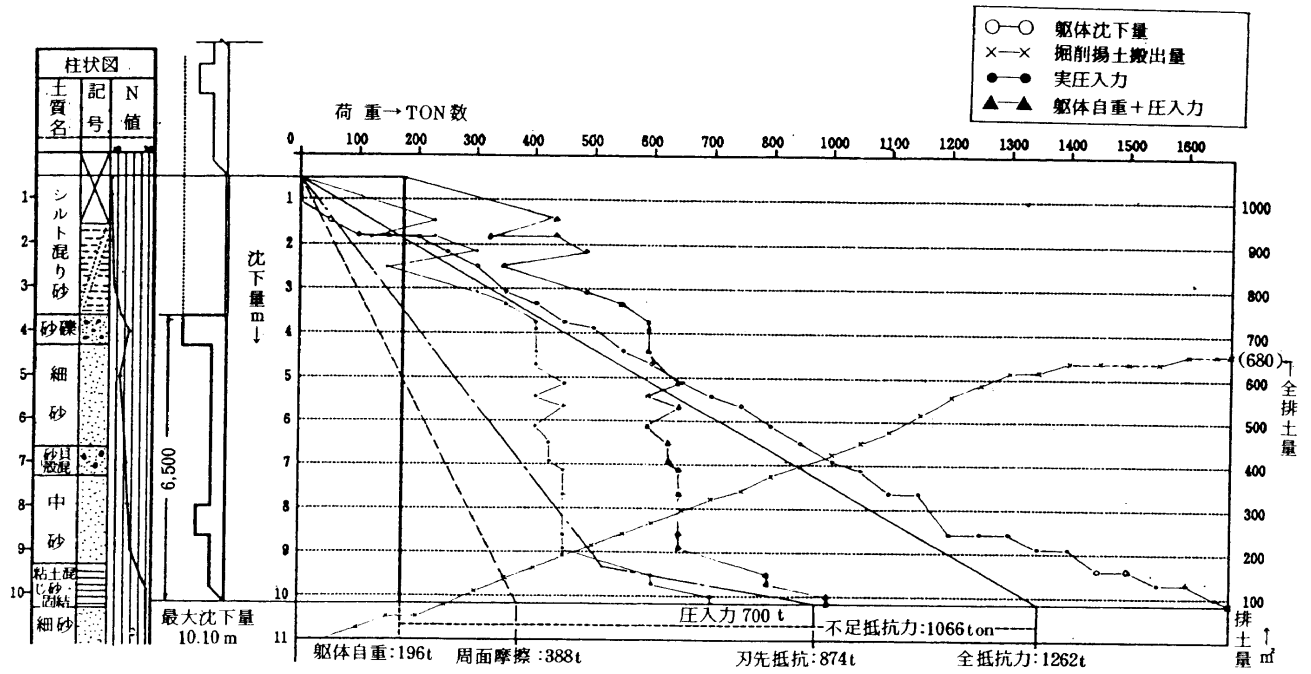


図-9 地下軀体圧入進捗状況

3. アンカーの試験

アンカーの配置を図-10に、アンカーの仕様を表-7に示す。

3.1 引抜き試験

設計に用いた $\tau_{ug} = 10 \text{ kgf/cm}^2$ を確認するために、試験アンカー (F270TC) の引抜き試験を実施した。地盤耐力が設計で用いた値 (10 kgf/cm^2) よりかなり大きいと想定されるため、定着長を 1 m とし、反力は本設軀体の耐圧盤とした。緊張力と頭部変位量の関係を図-11に示すが、最終段階の 190tf から 200tf において頭部マンションと支圧プレート間の接触により、頭部変位量に変化が現われなかった。試験結果より実最大荷重を 190tf とすると、極限周面摩擦応力度は下式より $\tau_{ug} = 35.6 \text{ kgf/cm}^2$ となり、設計の安全性を確認することができた。

$$\tau_{ug} = \frac{\tau_{ug}}{\pi \cdot dA \cdot La} = \frac{190 \times 10^3}{\pi \cdot 17.0 \cdot 100}$$

$$= 35.6 \text{ kgf/cm}^2$$

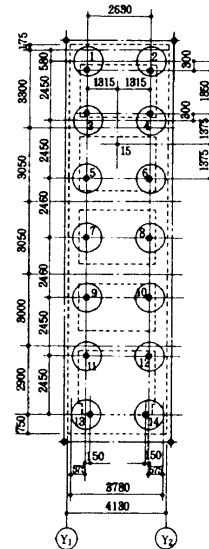


図-10 アンカーの配置

表-7 アンカーの仕様

	引張材	削孔径 (mm)	定着長 (cm)	引張材長 (m)	アンカー番号
引抜試験	F270	170	1	27.518	15
引抜試験	1 サイクル	F200 TC	170	33.465	1, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 12, 14
	多サイクル	F200 TC	170	33.465	2, 11, 13
長期計測試験	F200 TC	170	7	33.465	11

F270 : 19 × φ11.1, F200TC: 19 × φ9.5

3. 2 地盤アンカーの緊張・定着と確認試験

緊張・定着の時期は基礎スラブを打設し、地上部鉄骨建方および各階スラブコンクリート打設完了後で、引張り抵抗力、変形量が所要の性能を有していることを確認するために、全てのアンカーについて1サイクルおよび多サイクル引張り試験を実施した。それらの試験のうち緊張力と頭部変位量の関係を図-12、図-13に示すが、いずれの場合も上下限界線の範囲内に納まり、残留変位量の値も35mm以下となり良好であった。一方多サイクル試験における時間と変位増分の関係は図-14に示しているが、Cs値の許容値2mm未満を全て満足し良好な結果となった。

なお、本建物はアスペクト比7.91のペンシルビルであり、全引抜き抵抗力の内、アンカーに期待する割合が大きいため、緊張力の長期計測を今後5年間に亘り行うこととしている。

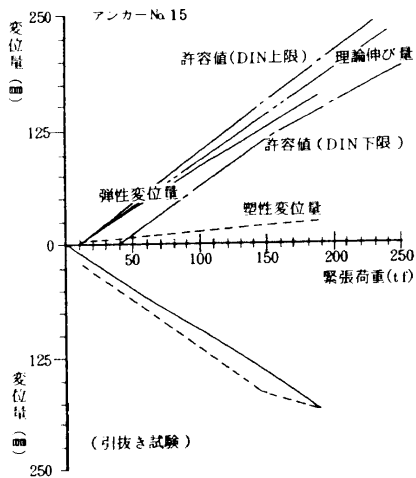


図-11 緊張力-頭部変位量関係

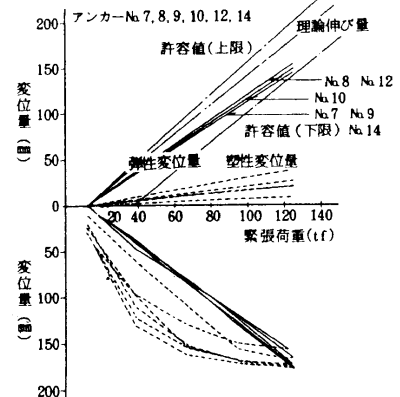
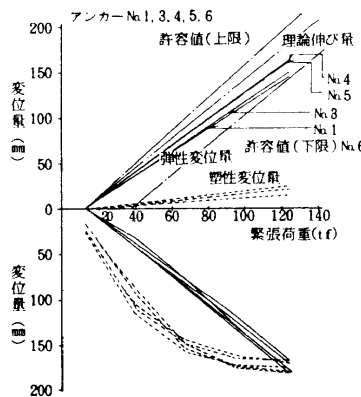


図-12 緊張力-頭部変位量関係 (1サイクル)

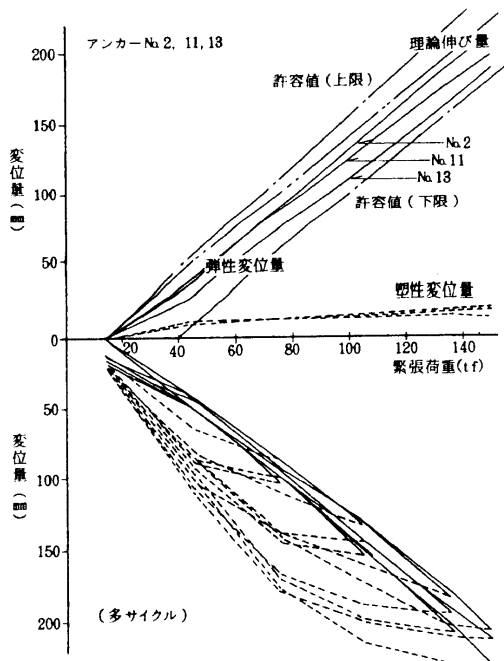


図-13 緊張力-頭部変位量関係 (多サイクル)

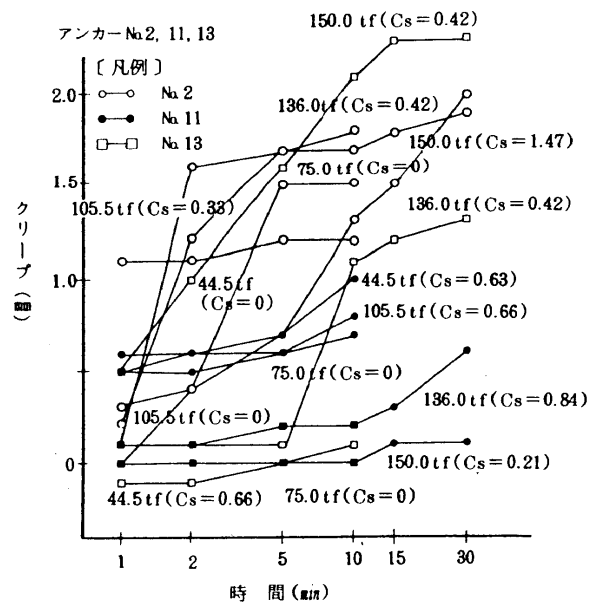


図-14 時間-変位増分関係

2章 斜めアンカー工法の開発

1. 工法の概要

1. 1 適用範囲

適用範囲を表-8に示す。PTC斜めアンカーとしては、傾斜地にたつ建物の偏土圧によるすべり、あるいは転倒防止などを想定している。主な適用例を図-15に示す。

1. 2 アンカーのタイプと構造

1. 2. 1 アンカーのタイプ

PTC斜めアンカーは、表-9に示すF100TC~F270TCの6タイプがある。削孔径は170mmまたは216mmとする。

表-8 適用範囲

アンカー長さ	
施工角度	
定着地盤	洪積世以前の良質な地盤で、砂質土地盤（礫を含む）、粘性土地盤又は岩盤（土丹を含む）

表-9 アンカータイプ

アンカータイプ	F100TC	F130TC	F160TC	F200TC	F230TC	F270TC	
許容緊張力	最大初期緊張力 mPi(tf)	70.8	93.8	122.7	141.8	166.6	192.2
	最大定着時緊張力 mPt(tf)	66.5	88.2	115.5	133.5	155.6	180.9
	最大有効緊張力 mPe(tf)	59.8	79.3	103.9	119.9	140.0	162.8
削孔径 d_b (mm)	$\phi 170$		$\phi 170, \phi 216$				
センタライザー	リング式		削孔径 $\phi 170$ 先端バネ式+バッカー式 または 先端バネ式+中間バネ式 削孔径 $\phi 216$ リング式				

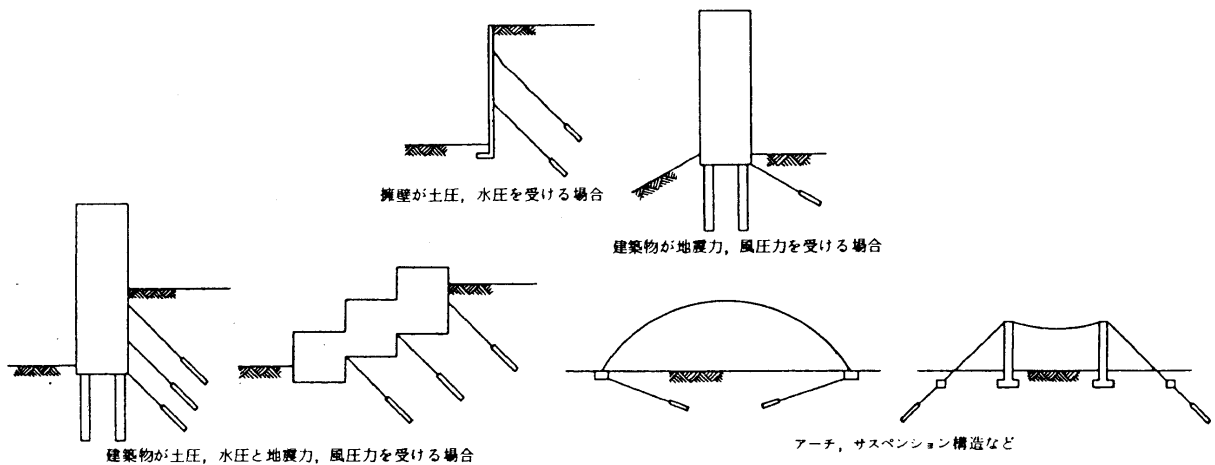


図-15 PTC斜めアンカーの主な適用例

1. 2. 2 アンカーの構造

図-16にアンカーの構造を示す。PTC斜めアンカーの荷重伝達機構はいわゆる圧縮型であり、上部構造から伝達された荷重は引張り材(タイプル)により先端部から定着体に圧縮力として伝えられ、グラウト、地盤へと伝達される。引張り材(タイプル)の自由長はスライドパイプと呼ばれるポリエチレン管等により確保し、アンカー定着部における定着体からグラウトへの荷重伝達は定着体表面に付けた凹凸により対処している。定着体と構造物との定着にはネジ式定着工法(SEE工法)を採用しているため、必要に応じて再緊張が容易に行える。また、定着体の被り厚さを確保するためにセンタライザーを使用している。センタライザーにはリング式、先端バネ式、パッカー式、中間バネ式の4種類があり、アンカータイプと削孔径により使い分けるようになっている。

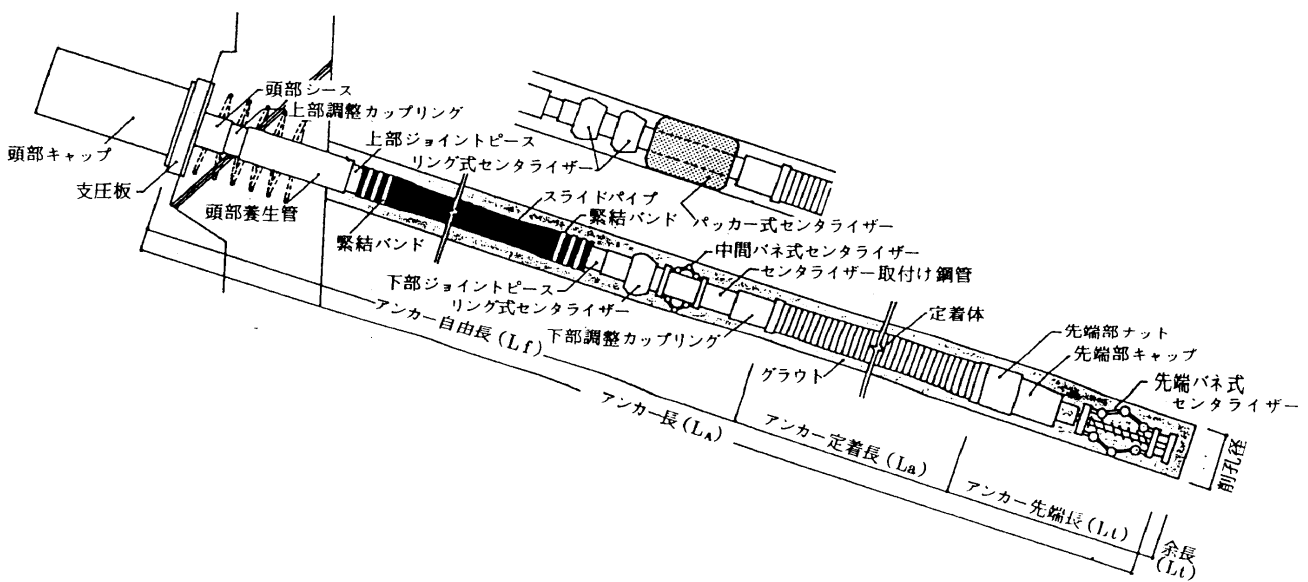


図-16 アンカーの構造

1. 2. 3 センタライザー

(1) バネ式センタライザー

定着体下部に取り付ける先端バネ式センタライザーと、定着体上部に取り付ける中間バネ式センタライザーとがある。図-17および図-18に示すように、ケーシング内にあるときは①の状態、ケーシング内から出るとバネによって②のように孔壁に当たるまでセンタライザーが開き出し、戻り止めのストッパーが作動するようになっている。なお、中間バネ式センタライザーはリング式センタライザーを補助的に併用する。

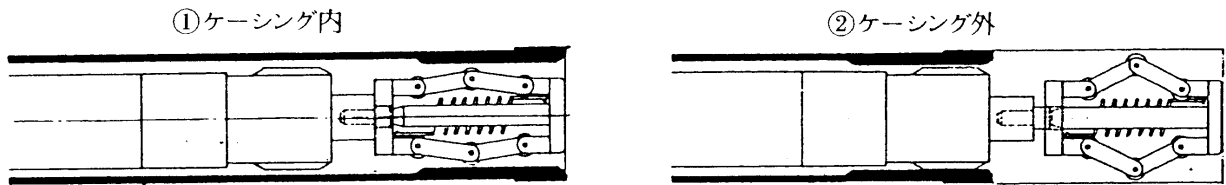


図-17 先端バネ式センタライザー

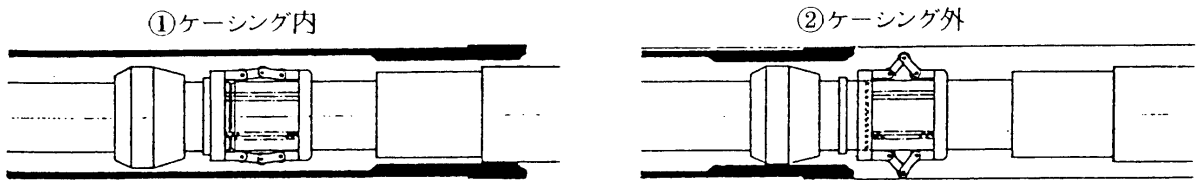


図-18 中間バネ式センタライザー

(2) パッカー式センタライザー

パッカー式センタライザーは定着体の上部に取り付けるもので、袋状になった弾力性のある布でできており、図-19に示すように、この部分がケーシングから出た直後に、グラウトホースを介して袋の内部にグラウトを注入し、膨らませるものである。このパッカー式センタライザーも中間バネ式センタライザーと同様に、リング式センタライザーを併用する。

(3) リング式センタライザー

図-20にリング式センタライザーを示す。リング式センタライザーは定着体の上部と下部に取付けるもので、径が定着体より大きくなっており、固定式のものである。ポリプロピレン製で、十分な強度を有している。

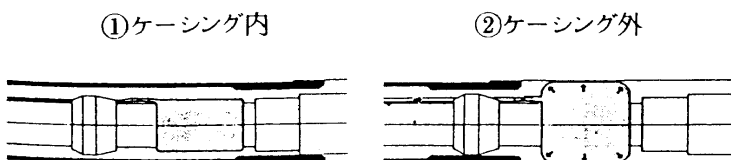


図-19 パッカー式センタライザー

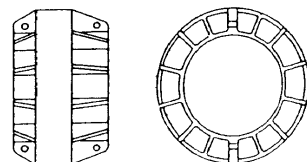


図-20 リング式センタライザー

1. 3 設計の基本事項

- (1) 施工角度は水平面から下向きに 15° 以上 90° 未満とし、必ずプレストレスを導入して使用する。
- (2) 設計アンカー力に対して十分な耐力を有するものとし、アンカーの性能が供用期間を通じて保持されるよう計画する。
- (3) 緊張、定着の時期と順序はその力の流れに対応した検討を行い決定する。
- (4) 群アンカーの場合は地盤内せん断すべり破壊に対して十分安全となるように計画する。
- (5) 原則として以下に示す事項を満足すること。
 - a) 削孔長は40m以下とする。
 - b) アンカー自由長の最小値は4 mとする。
 - c) アンカー定着長は3 m以上10m以下とする。
 - d) アンカー定着部の土被り厚の最小値は5 mとする。
 - e) 土圧、水圧を受ける構造物に用いる場合のアンカー定着部は仮定した主働崩壊面の外側に設ける。
 - f) 定着地盤は洪積世以前に形成された地盤とし、その層厚は定着体全長を定着させるに充分で、かつ定着層上端と定着体上端の鉛直方向の距離が1 m以上確保できる厚さとする。
 - g) アンカー定着部の最小中心間隔は1 mとする。
 - h) アンカー先端部先端と敷地境界線との水平距離は1 m以上とする。

1. 4 施工手順

施工手順の概要を図-21に示す。

- (1) 主としてロータリーパーカッションドリル機による二重管削孔を行う。
- (2) 水セメント比45~50%のセメント系のグラウト注入を行う。
- (3) 工場で組立てられたアンカー組立材をグラウトで満たされた削孔内の所定の位置に挿入する。

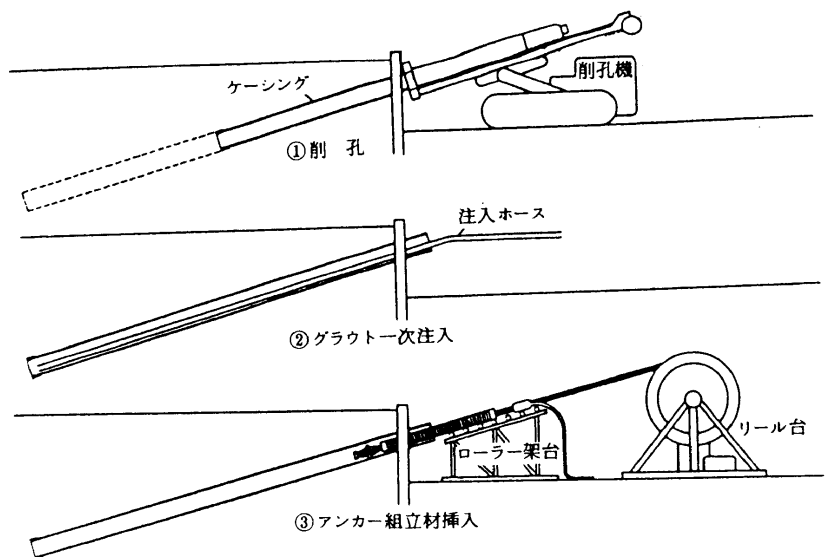
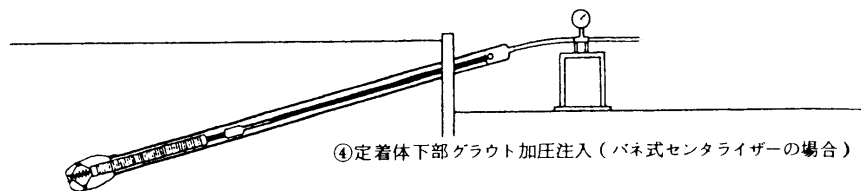
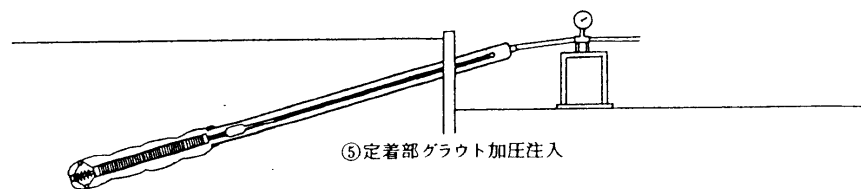


図-21(A) 施工手順の概要(1)~(3)

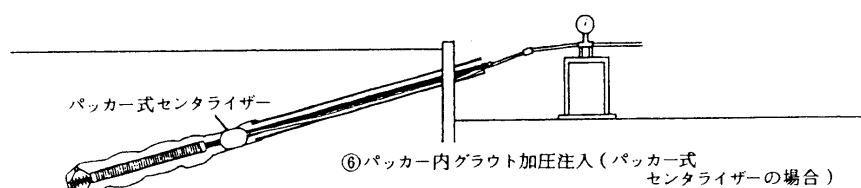
(4) 先端パネル式セントライザーを使用する場合、先端バネ式セントライザー部のケーシングを引抜き、グラウトを加圧する。



(5) アンカー定着部のケーシングを所定長さ毎に引抜き、その都度グラウトの加圧注入を行う。



(6) パッカー式セントライザーを使用する場合、パッカー内にグラウトを加圧注入する。



(7) 残りのケーシングを引抜き、所要期間養生を行った後、定着を行う構造体が所定の強度に達し、設計で決められた時点で緊張・定着を行なう。

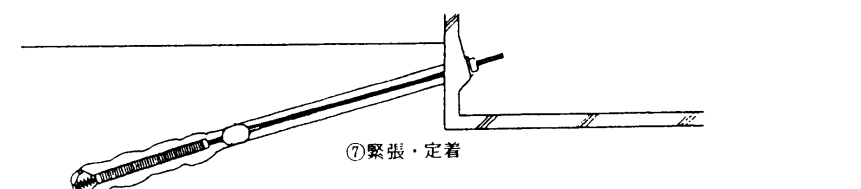


図-21(B) 施工手順の概要(4)~(7)

2. 試験の概要

2.1 試験の種類

砂質土および粘性土の2種類の定着地盤を対象に実証試験を行った。試験の種類とそれぞれの試験における測定・管理項目を表-10に、また図-22, 図-24に試験体配置を示す。

- (1) 削孔試験：施工角度 15° 、削孔長40mの削孔のみを行い、測定器を用いて削孔精度を測定した。
- (2) 施工性試験：施工角度 15° 、長さ約20mのアンカーを実際に施工して、アンカー組立材の挿入性の確認、グラウトの性状試験、およびグラウト硬化後のアンカーの掘出し観察により、定着部分のグラウトの被り厚さ等の測定を行なった。
- (3) 引抜き試験：施工角度の違い（ 15° 、 30° 、 45° ）による引抜き抵抗力の相違の有無を確認した。
- (4) 長期引張り試験：粘性土地盤に定着したPTC斜めアンカーの緊張力の変化を2ヶ月間にわたって調査した。

表-10 試験の種類と測定・管理項目

定着地盤	試験の種類	施工角度	削孔長さ	試験体入数	測定・管理項目							
					挿入精度	ケーシング測定	被り厚さ	セメントライサーの性状	グラウトの性状	引抜き抵抗	長期安定性	荷重変位
砂	削孔試験	15°	40.0m	1	○	○						
	施工性試験	15°	21.2m	2	○	○	○	○				
質	引抜き試験	45°	10.7m	1	○	○		○	○			
		30°	14.2m	1	○	○		○	○			
上	引抜き試験	15°	21.2m	1	○	○		○	○			
		15°	40.0m	1	○	○						
粘	削孔試験	15°	40.0m	1	○	○						
	施工性試験	15°	21.2m	1	○	○	○	○				
性	引抜き試験	45°	10.7m	1	○	○		○	○			
		30°	14.2m	1	○	○		○	○			
上	引抜き試験	15°	21.2m	1	○	○		○	○			
		15°	21.2m	1	○	○		○	○			
上	長期引張り試験	15°	21.2m	1	○	○		○	○			

(注) ケーシング測定：ケーシングの傾斜角と方位の測定

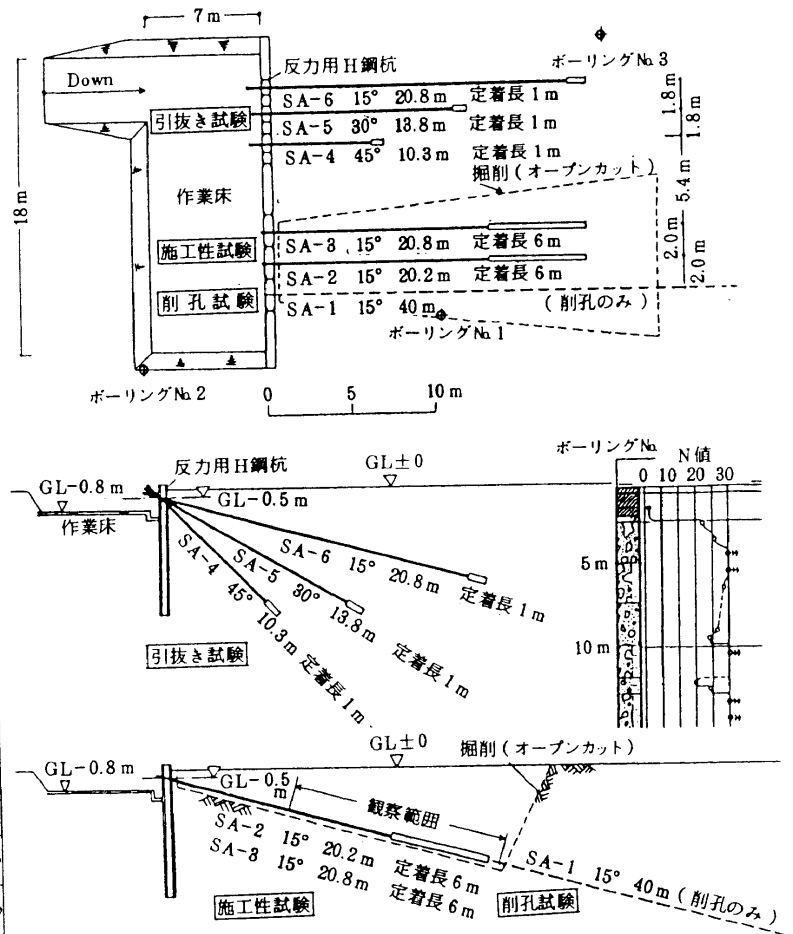


図-22 試験体配置(砂質土地盤)

2.2 試験地盤

アンカーの定着地盤には砂質土地盤として東京都青梅市の立川礫層、粘性土地盤として神奈川県横浜市の三浦層群の土丹層の2種類を選定した。

青梅市の試験地の周辺は武蔵野台の西部に位置し、多摩川の左岸に沿って青梅から立川・調布方面に延びる立川段丘の西縁部にあたる。当試験地はPTC鉛直アンカーの実証試験を実施した場所であり、再び斜めアンカーの実証試験を行ったものである。土層構成は表層部約2mが立川ローム層、その下部に層厚11~14mの立川礫層となっている。実証試験用アンカーの定着層は立川礫層のうちのGL-5m~GL-8mの層とした。

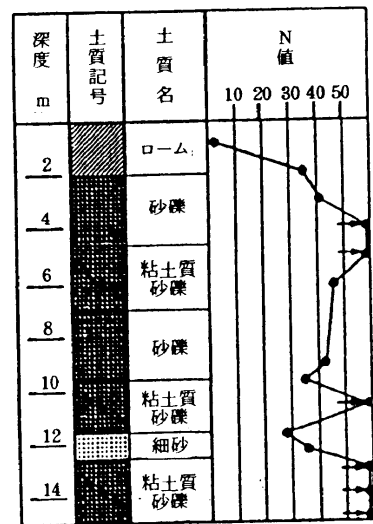


図-23 土質柱状図(砂質土地盤)

横浜市の試験地の周辺は多摩丘陵にあたるが、造成地であるため本来表層部に堆積している関東

ロームが削られていて、三浦層群の砂質土層、土丹層が浅くから確認されることである。土層構成は最上部に層厚0~1.55mの凝灰質粘土、その下部に層厚8~10mの三浦層群の土丹層となっている。

実証試験用アンカーの定着層は三浦層群の土丹層のうちのGL-6m~GL-9.5mの層とした。図-23、図-25にそれぞれの土質柱状図を示す。

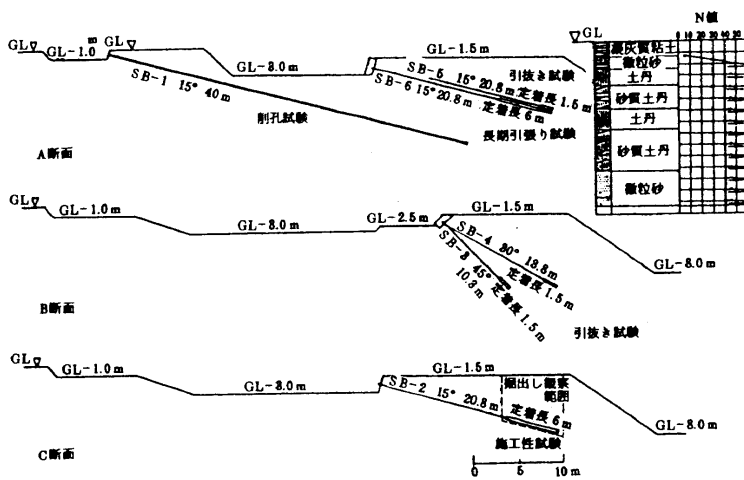
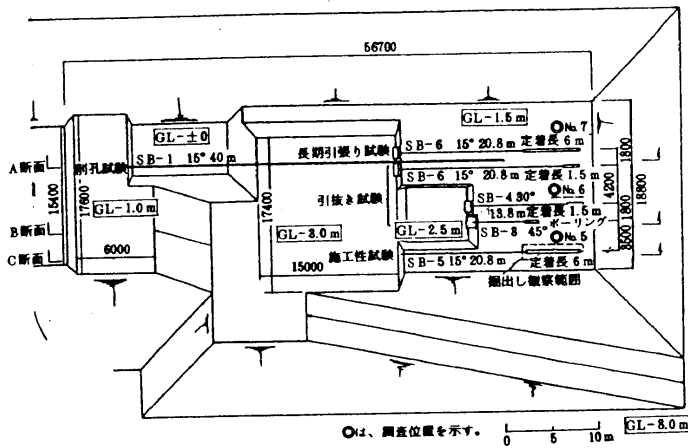


図-24 試験体配置 (粘性土地盤)

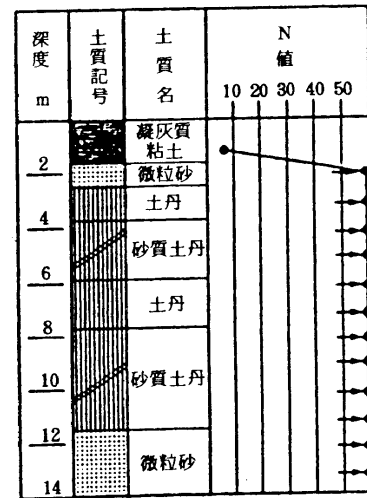


図-25 土質柱状図 (粘性土地盤)

2.3 削孔試験

施工角度15°、削孔長40mの削孔のみを行い、その削孔精度を測定器により測定した。なお、削孔径は170mmであり、施工角度はPTC斜めアンカー工法の適用範囲の最小施工角度(15°)である。掘削孔の位置測定には坑井傾斜測定システム(TV-ON-Lineシステム)を使用した。このシステムの測定器には磁石を使用しているため、削孔終了後にケーシングのインナーロッドを引抜き、その後、塩化ビニル管(VP-100、外径114mm、内径100.8mm)を挿入し、ケーシング(鋼製)を全長引抜いた後、測定を行った。なお、計測は1.0mピッチで行った。坑井傾斜測定システム(TV-ON-Lineシステム)とは、坑井の計測位置における方位、傾斜角度などのデータをリアルタイムで地上に電送し、コンピュータで坑井の軌跡を求めるシステムである。

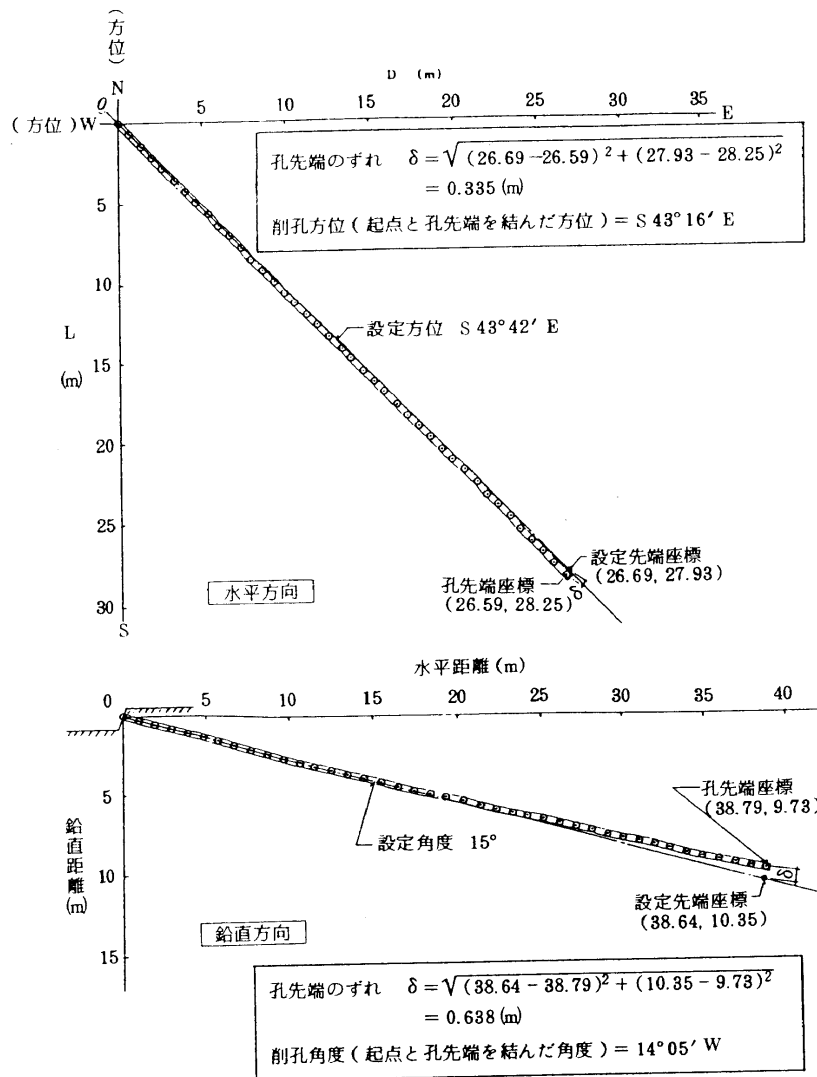


図-26 削孔精度 (砂質土地盤)

掘削孔の位置の測定結果を図-26, 図-27に示す。砂質土地盤において、孔先端と削孔測定位置とのずれは水平方向で削孔方向に向かって右に335mm, 鉛直方向で上方に638mmであった。一方、粘性土地盤においては、孔先端と削孔測定位置とのずれは水平方向で右に972mm, 鉛直方向で下へ782mmであった。削孔精度は水平方向と鉛直方向に分けて算出し、結果を表-11に示す。なお、削孔精度は孔先端のずれを削孔長で除して求めた。

表-11 削孔精度

試験地盤	水平方向	鉛直方向
砂質土地盤	$\frac{0.335}{40} = \frac{1}{119.4}$	$\frac{0.638}{40} = \frac{1}{62.7}$
粘性土地盤	$\frac{0.972}{40} = \frac{1}{41.2}$	$\frac{0.782}{40} = \frac{1}{52.1}$

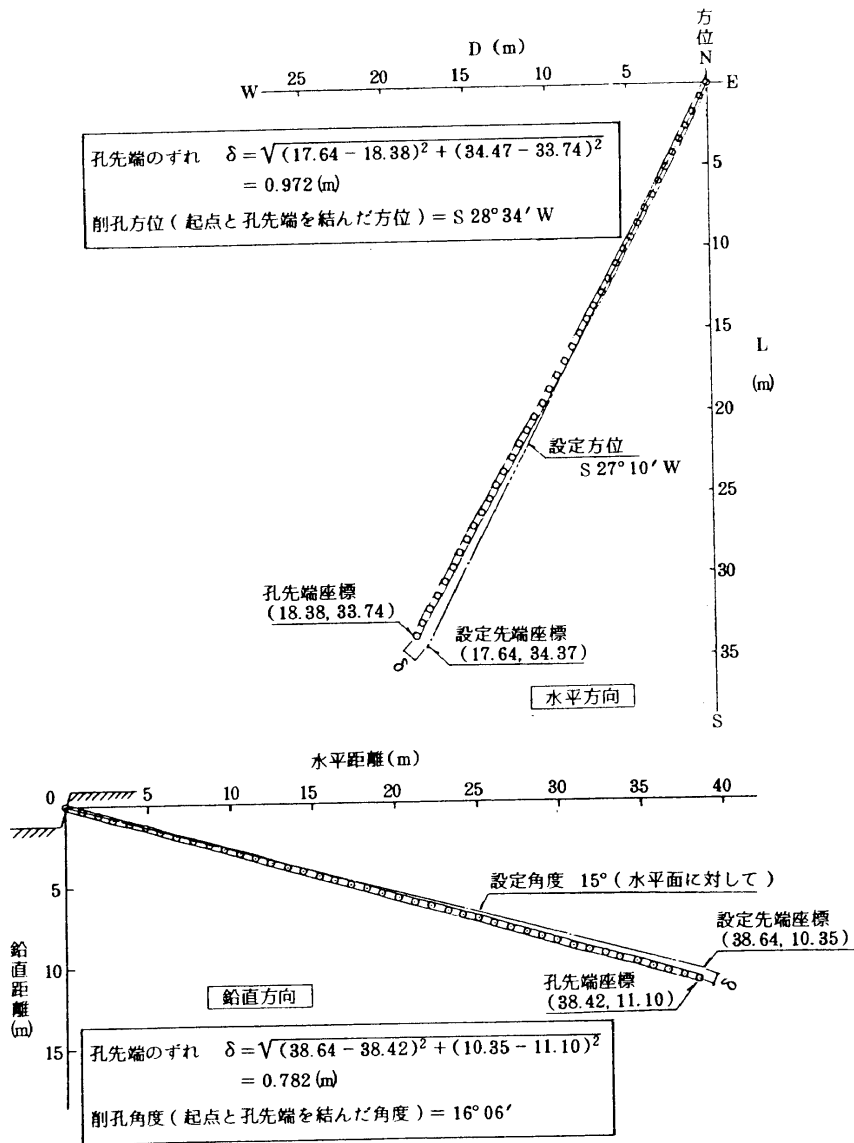


図-27 削孔精度 (粘性土地盤)

2. 4 施工性試験

2. 4. 1 グラウトの性状

グラウトの配合は水セメント比を50%とし、流動性を改善するために高性能減水剤をセメント重量の1.5%を投入した。アンカー打設時におけるグラウトの性状を確認するために、比重測定 (プラントおよび溢流グラウト)、コンシステンシー試験および圧縮強度試験 (一部弾性係数測定) を行った。表-12にグラウトの比重測定結果、図-28にコンシステンシー試験結果、また図-29に圧縮強度および弾性係数を示す。グラウトの比重測定の結果、何れの測定値も管理値を満足した。コンシステンシーの試験により管理値「フロー値15秒以下」を満足する結果を得た。また、圧縮強度試験においても四週圧縮強度が何れも400kgf/cm²以上あり、管理値「300kgf/cm²以上」を十分に満足している。

表-12 グラウトの比重

(砂質土地盤)

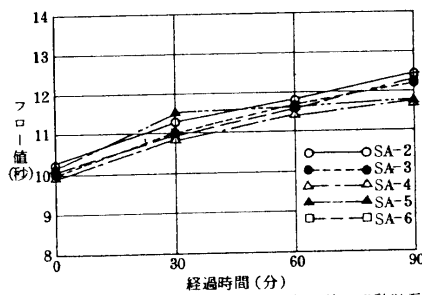
試験体記号	試料採取場所			
	プラント		孔口(最終溢流)	
	測定値	管理値 *1	測定値	管理値 *2
SA-2	1.820	1.791以上	1.815	1.800以上
SA-3	1.815		1.795	1.795以上
SA-4	1.810		1.790	1.790以上
SA-5	1.810		1.800	1.790以上
SA-6	1.800		1.800	1.780以上

*1: 設計計算比重-0.04
*2: プラント比重-0.02

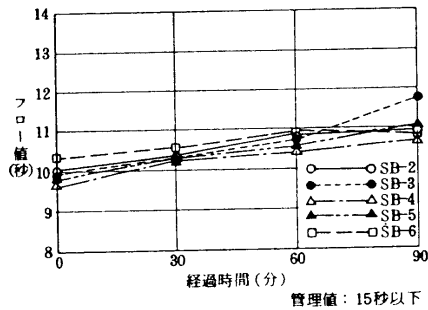
(粘性土地盤)

試験体記号	試料採取場所			
	プラント		孔口(最終溢流)	
	測定値	管理値 *1	測定値	管理値 *2
SB-2	1.800	1.791以上	1.795	1.780以上
SB-3	1.815		1.805	1.795以上
SB-4	1.815		1.795	1.795以上
SB-5	1.800		1.780	1.780以上
SB-6	1.800		1.800	1.780以上

*1: 設計計算比重-0.04
*2: プラント比重-0.02

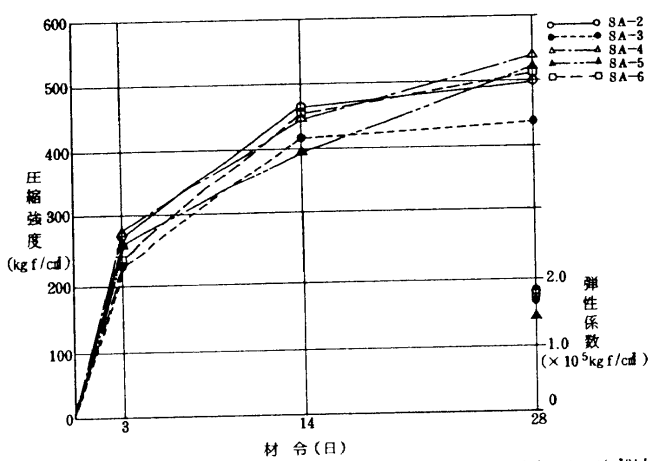


(砂質土地盤)

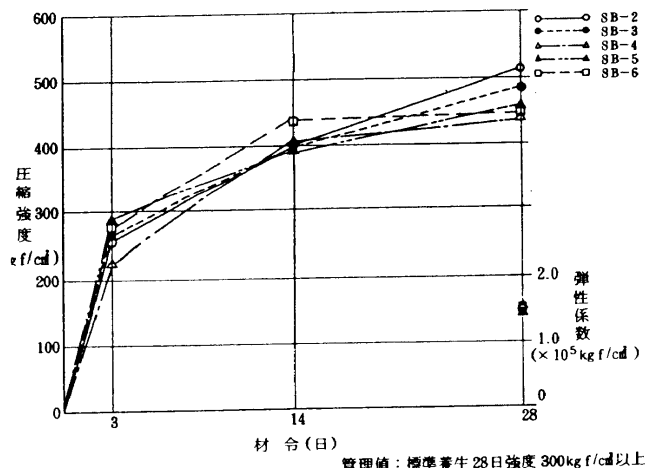


(粘性土地盤)

図-28 コンシステンシー試験結果



(砂質土地盤)



(粘性土地盤)

図-29 圧縮強度および弾性係数

2. 4. 2 定着部のグラウトの被り厚さ

SA-2, SA-3は定着部で7ヶ所, 自由長部で1ヶ所(計8ヶ所), SB-2は定着部のみ8ヶ所で切断し, 被り厚さの測定を行った。測定は1断面につき8方向について行った。図-30に各試験体の被り厚さの測定結果を示す。これらの測定結果より, SA-2では定着体の被り厚さの最小値は30mm, 最大値は57mm, 全測定値の平均は42.6mmであった。SA-3では最小値は19mm, 最大値は29mm, 平均は24.0mmであった。また, SB-2では最小値は19mm, 最大値は57mm, 平均は29.0mmであった。したがって, センタライザーが有効に働き, 定着体の被り厚さが確保されたと言える。

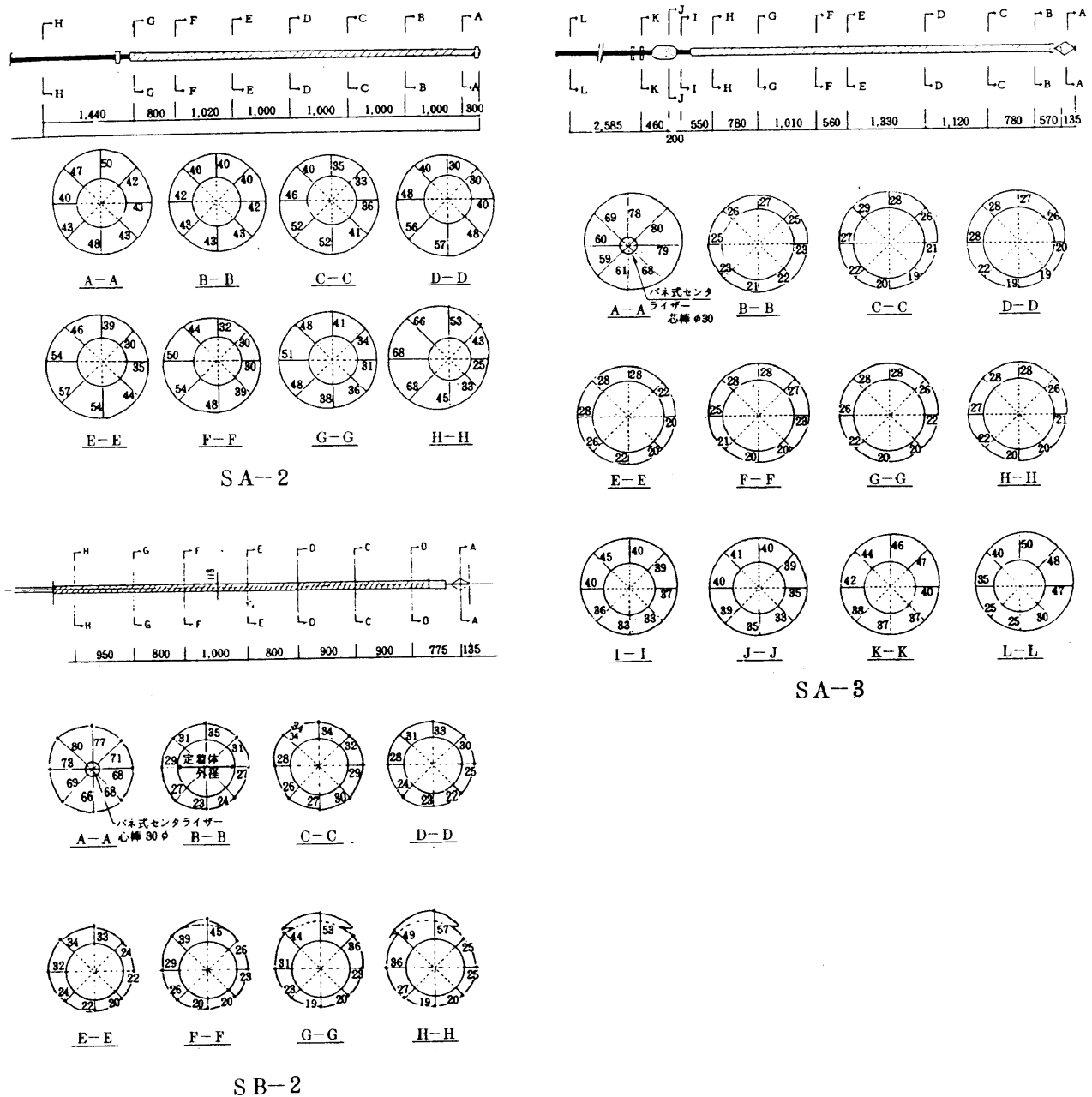


図-30 グラウトの被り厚さ測定結果

2. 5 引抜き試験

施工角度が45°, 30°, 15° の3種類のアンカーの引抜き試験を定着地盤が砂質土の場合と粘性土の場合のそれぞれにおいて行い、アンカーの引抜き抵抗の性状を把握し、施工角度の違いが極限引抜き力に与える影響の有無を調査したものである。

2. 5. 1 試験概要

(1) 試験方法

引抜き試験装置の概要を図-31に、試験アンカーの諸元を表-13に示す。砂質土地盤、粘性土地盤の両試験地において、ともに定着層はほぼ同一深さとした。全試験体ともアンカータイプはF270TCとし、定着長は砂質土地盤では1.0m、粘性土地盤では1.5mとした。

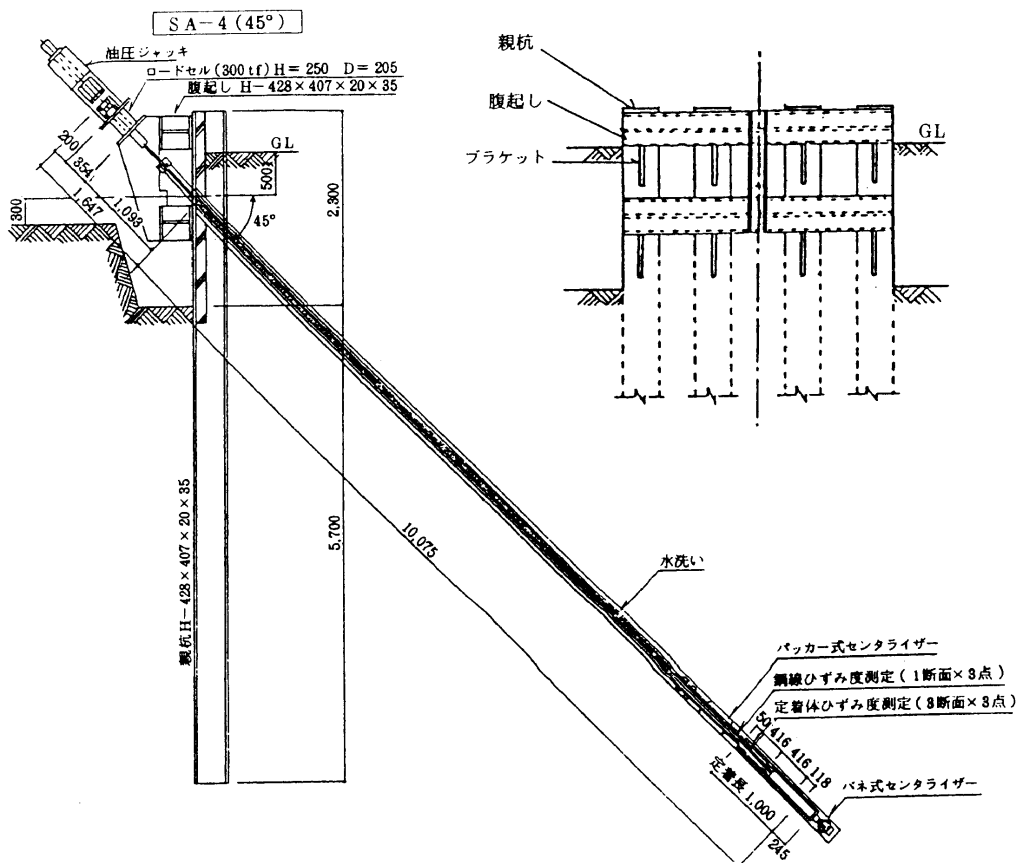


図-31 引抜き試験装置の概要

表-13 引抜き試験用アンカーの諸元

試験地盤	試験体記号	アンカータイプ	施工角度	削孔径 (mm)	組立材長 (m)	削孔長 (m)	定着長 (m)	想定極限引抜き力 Tug(tf)	計画最大荷重 0.9Tys(tf)
砂質土	SA-4	F270TC	45°	170	12.127	10.700	1.0	140~200	203
	SA-5	F270TC	30°	170	15.530	14.200	1.0	140~200	203
	SA-6	F270TC	15°	170	22.564	21.200	1.0	140~200	203
粘性土	SB-3	F270TC	45°	170	11.865	10.700	1.5	120	203
	SB-4	F270TC	30°	170	15.355	14.200	1.5	120	203
	SB-5	F270TC	15°	170	22.325	21.200	1.5	120	203

Tys:引張材(ケーブル)の規格降伏荷重

(2) 載荷方法

試験計画最大荷重 (P_{max}) はほぼ0.9Tys (Tys:引張り材の規格降伏荷重) に相当する200tfとし、初期荷重(P_0)は20tf (=0.1 P_{max})とした。荷重段階は想定極限引抜き力 (Tug) までを5~6サイクルの繰返しとした。

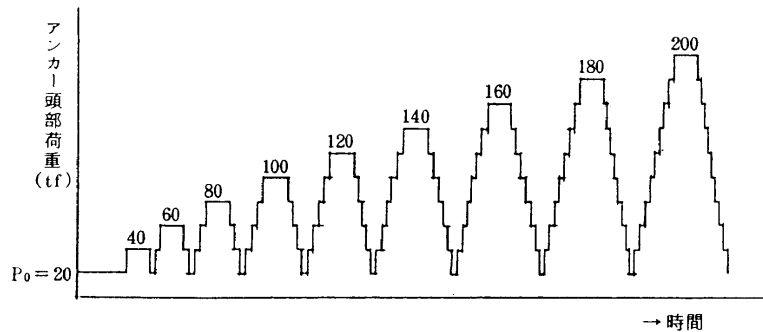


図-32 載荷スケジュール

荷重保持時間は処女荷重時を10

分、再載荷時および除荷時を2分とし、荷重保持時間内の計測時間は処女荷重時は0, 1, 2, 5, 10分、再載荷時および除荷時は0, 2分とした。載荷スケジュールを図-32に示す。

2. 5. 2 試験結果

(1) アンカー頭部荷重-変位関係

砂質土地盤におけるアンカー頭部荷重-変位関係を図-33に示す。ここで頭部荷重とは頭部マンション上側で測定したものであり、図中の弾性変位量の実測値とは、初期荷重20tfまで除荷した時の弾性戻り量を示し、残留変位量とはその時の残留値から初期荷重時の変位量を引いた値を示している。

SA-4 (45°) は180tfの荷重保持中6分経過後、荷重保持ができなくなった。SA-5 (30°) は9サイクル載荷中186tfで荷重が急激に低下した。SA-6 (15°) は8サイクル載荷中160tfで荷重が低下しはじめた。いずれの試験体も極限引抜き荷重近くまで、引張材の弾性伸び量の計算値と実測値はよく一致している。

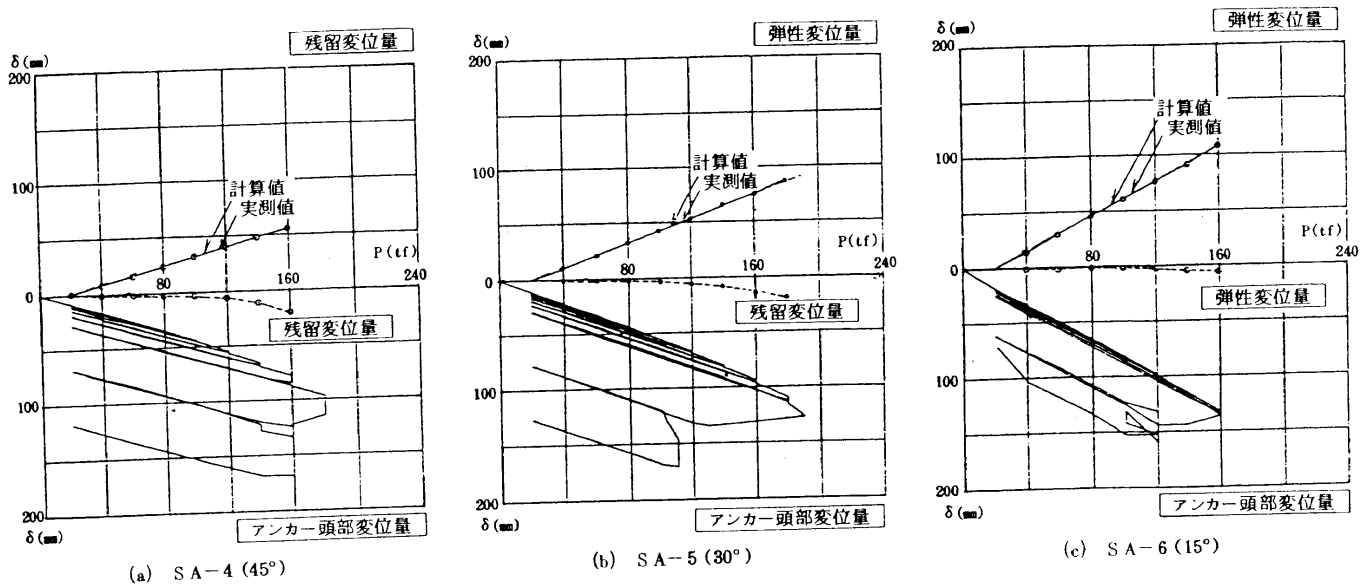


図-33 アンカー頭部荷重-頭部変位関係 (砂質土地盤)

極限引抜き力の一覧を表-14に示す。SA-6の引抜き力がSA-4およびSA-5と比べて若干低下しているが、この原因としてSA-6の定着位置が他の2体より約2m浅かったこと、またこの層には粘性土が多く含まれていたことなどが考えられる。

一方、粘性土地盤におけるアンカー頭部荷重-変位関係を図-34に示す。SB-3(45°)は220tf载荷において、荷重は10分間保持できたものの、変位が著しく増大し、引抜けた。SB-4(30°)は220tf载荷中5分経過後、変位が増大するとともに、荷重を保持できなくなり引き抜けた。SB-5(15°)は210tfで荷重保持開始直後引抜け、163.4tfまで一気に低下し、 P_0 まで除荷したのちの残留変位量は65mmとなった。極限引抜き力一覧を表-14に示す。

引張材の弾性変位量の実測値は計算値に対して、SB-3の35tf、およびSB-4の40tfの低荷重時にもみ10%程度下回っているものの、その他は3試験体とも荷重が十分大きくなると良く一致していることから、摩擦による緊張力の損失はほとんどなく、定着体の先端にはアンカー頭部荷重とほぼ同じ力が導入されていることがわかる。

(2) 定着体のひずみ度分布

各試験体のひずみ度分布を図-35に示す。砂質土地盤においては、各载荷時のひずみ度は各断面に貼付けた3枚のゲージの値に大きな差はなかった。いずれのアンカーもひずみ度は定着体下部で大きく、上部で小さくなっており、圧縮型の性状を示している。

粘性土地盤においては、定着体の負担軸力はアンカー頭部荷重とともに増加しており、その増加量は先端より断面③が最も大きくなっていることがわかる。また、定着体各断面のひずみ度の差分(傾

き)が付着力度の大きさに比例することから、概ね先端側の付着力度がより大きくなっていることが推察される。

定着体の負担軸力の算定に用いた定数を表-15に示す。なお、定着体の弾性係数(E)は定着体より切り出したテストピースの素材試験により得られた値を用いている。

表-14 極限引抜き力一覧

試験地盤	試験体記号	施工角度	極限引抜き力 (tf)	引き抜け状況
砂質土地盤	SA-4	45°	180	荷重保持中6分経過後、引抜けた
	SA-5	30°	186	載荷中、引抜けた
	SA-6	15°	160	載荷中、引抜けた
粘性土地盤	SB-3	45°	220	荷重保持4分経過後、変位が著しく増大し、引抜けた
	SB-4	30°	220	荷重保持5分経過後、変位が増大し、引抜けた
	SB-5	15°	210	荷重保持開始直後、引抜けた

表-15 定着体の断面定数

試験地盤	試験体記号	外径(リブ谷)/内径 (mm/mm)	弾性係数:E (kgf/cm ²)	断面積:A (cm ²)	EA (kgf)
砂質土地盤	SA-4, SA-5, SA-6	φ180/φ92	2.17×10 ⁶	42.86	9.30×10 ⁷
粘性土地盤	SB-3, SB-4, SB-5				

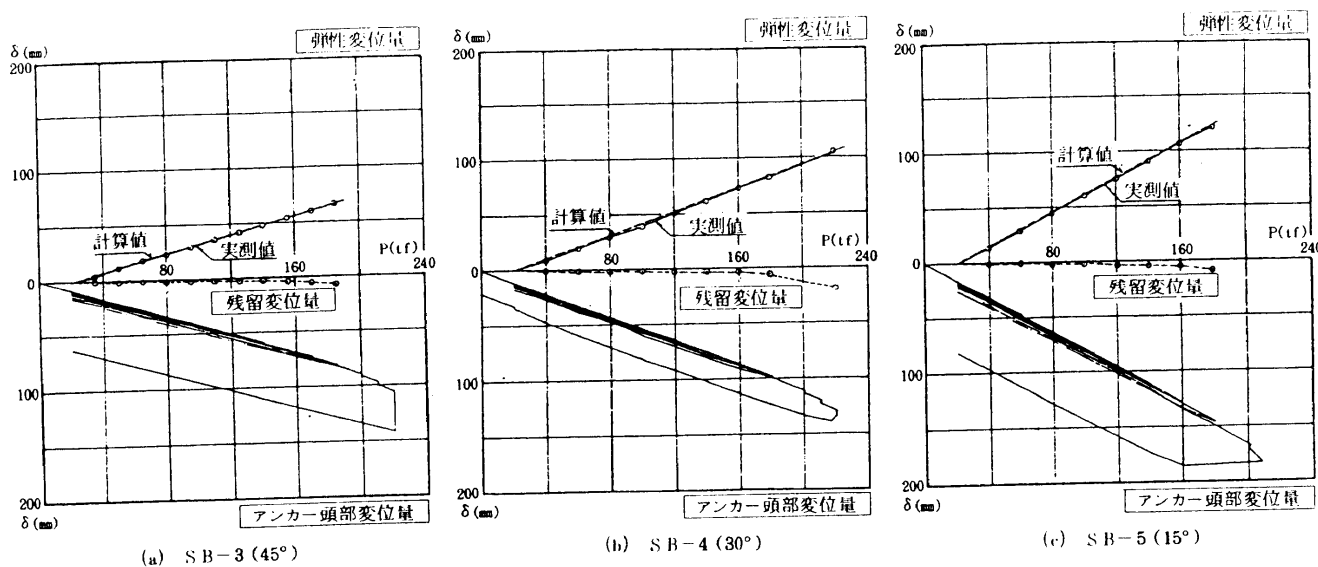


図-34 アンカー頭部荷重-頭部変位関係 (粘性土地盤)

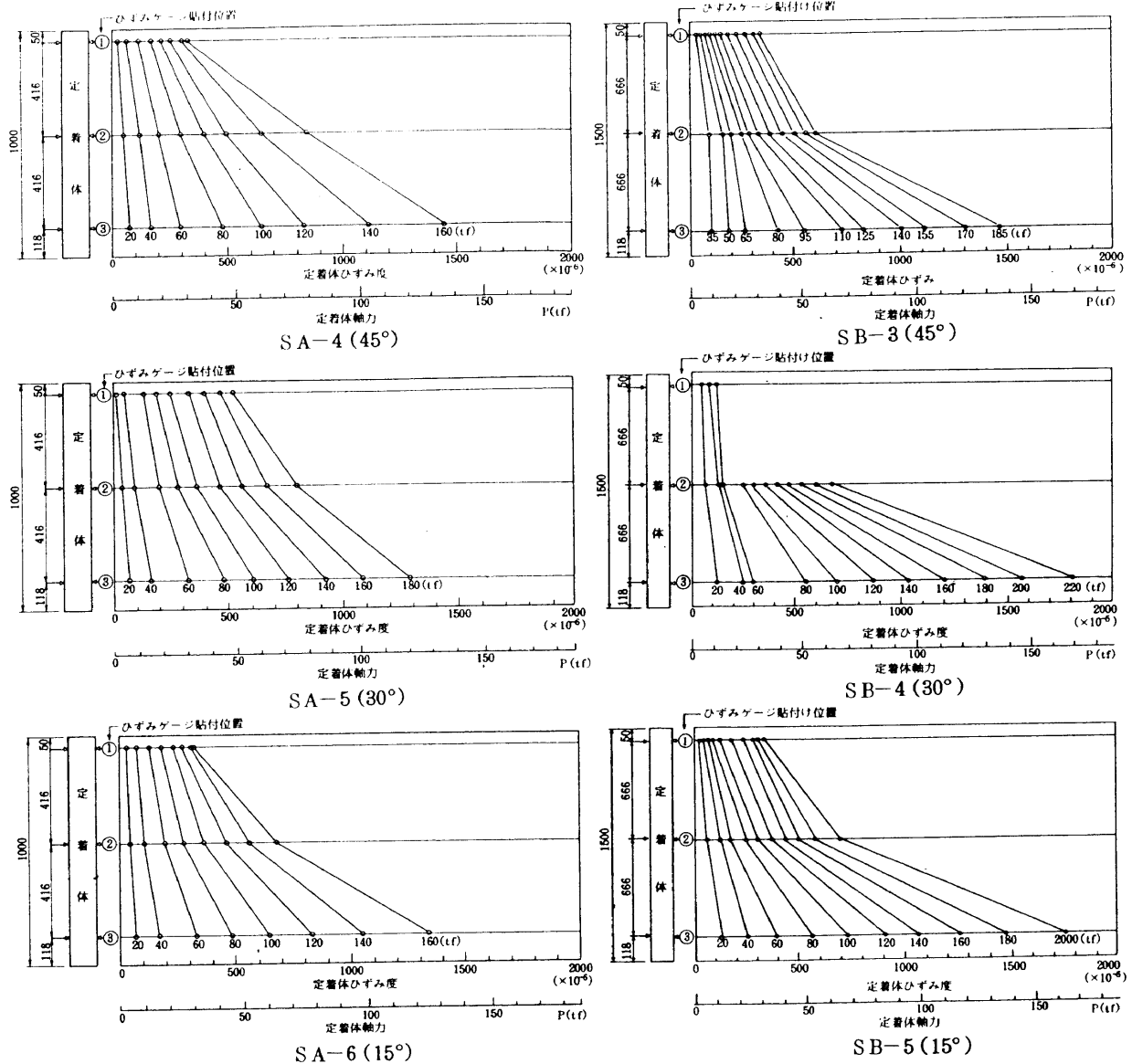


図-35 定着体のひずみ度分布

(3) 定着体とグラウトの付着力度の最大値，およびアンカー体と地盤の摩擦力度の最大値

定着体とグラウトの付着力度の最大値，およびアンカー体と地盤の摩擦力度の最大値の推定は，定着体のひずみ度測定結果から，定着体とグラウトは同一ひずみ度であると仮定して，定着体ひずみ度の各測定位置間の差から求める方法であって，測定位置間を①～②間，または②～③間とする方法(方法-1)と，定着体とグラウトの付着力度の最大値は，アンカー頭部荷重の最大値を定着体表面積で除して求め，アンカー体と地盤の摩擦力の最大値は，アンカー頭部荷重の最大値をアンカー体表面積で除して求める方法で，アンカー体表面積を求める際の定着長を定着体長と仮定する方法(方法-2)とで行った。グラウトの負担荷重の計算は表-16の各定数を用いて求めた。

表-16 グラウトの各定数

試験地盤	砂質土地盤	粘性土地盤
有効断面積 (cm ²)	156.47	117.56
弾性係数 (kgf/cm ²)	1.50 × 10 ⁵	

以上の方法-1と方法-2によって求められた、定着体とグラウトの付着力度の最大値 ($\tau_{s_{max}}$) および、アンカー体と地盤との摩擦力度の最大値 ($\tau_{g_{max}}$) を表-17に示す。

表-17 定着体とグラウトの付着力度の最大値およびアンカー体と地盤の摩擦力度の最大値

試験地盤	試験体記号	施工角度	定着体とグラウトの付着力度の最大値				アンカー体と地盤の摩擦力度の最大値			
			方法-1		方法-2		方法-1		方法-2	
			$\tau_{s_{max1}}$ (kgf/cm ²)	アンカー頭部荷重 (tf)	$\tau_{s_{max2}}$ (kgf/cm ²)	最大荷重 P_{max} (tf)	$\tau_{g_{max1}}$ (kgf/cm ²)	アンカー頭部荷重 (tf)	$\tau_{g_{max2}}$ (kgf/cm ²)	最大荷重 P_{max} (tf)
砂質土地盤	SA-4	45°	35.7	160	47.0	180	29.7	160	31.2	180
	SA-5	30°	33.4	186	48.6	186	27.7	186	32.2	186
	SA-6	15°	38.6	160	41.8	160	32.1	160	27.7	160
粘性土地盤	SB-3	45°	31.3	185	38.3	220	26.8	185	27.5	220
	SB-4	30°	42.9	220	38.3	220	36.7	220	27.5	220
	SB-5	15°	40.3	200	36.5	210	33.2	200	26.2	210

表-17より、定着体とグラウトの付着力度に関して、方法-1および方法-2で求めたそれぞれの $\tau_{s_{max}}$ の値は、SA-4, SA-5, SA-6の3つの試験体間、SB-3, SB-4, SB-5の3つの試験体間ともに、明確な差はなく施工角度の違いによる違いは認められない。また、アンカー体と地盤の摩擦力度に関しては、SA-4, SA-5, SA-6の3試験体の $\tau_{g_{max}}$ はいずれの方法でも30kgf/cm²前後の値を示しており、施工角度の違いによる明確な差は認められなかった。一方、SB-3, SB-4, SB-5の3つの試験体間では方法-1のSB-3およびSB-5の値がSB-4より小さくなっているが、引抜き抵抗が極限状態に達する前に測定不能になったためである。

2.6 長期引張り試験

アンカーを粘性土層に定着した場合、地盤のクリープや鋼線のリラクゼーションの影響が考えられる。そこで、長期荷重がアンカーの力学性状に与える影

表-18 試験アンカーの諸元

試験体記号	アンカータイプ	施工角度	削孔径 (mm)	アンカー組立材長 (m)	削孔長 (m)	定着長 (m)	想定極限引抜き力 Tug (tf)	最大定着時緊張力 0.8T _{ys} (tf)
SB-6	F200TC	15°	170	22.117	21.200	6.0	480	133.3

響を把握することを目的として長期引張り試験を行った。

2. 6. 1 試験概要

(1) 試験方法

試験アンカーの諸元を表-18に示す。鉛直アンカーの開発時に行った引抜き試験結果などを参考にし、アンカー体と地盤の極限摩擦力度、およびアンカー体径を仮定して、試験アンカーの極限引抜き力を想定し、極限アンカー力は引張り材で決まるように計画した。定着層は引抜き試験体3体とはほぼ同一深さとした。アンカータイプはF200TC、定着長を6.0mとした。

試験は、まず多サイクル引張りによる確認試験を行い、それに続けて所定の緊張力を導入した後、定着し、2ヶ月間の長期試験を行った。測定項目はアンカー頭部荷重、マンション頭部変位、テンションバー変位、定着体ひずみ度などである。測定項目の一覧を表-19に示す。

(2) 载荷方法

確認試験では計画最大荷重を最大初期緊張力(=0.85Tys, Tys: 引張り材の規格降伏荷重)の141.8tfとし、初期荷重 P_0 を20tfとして多サイクル引張りによる載

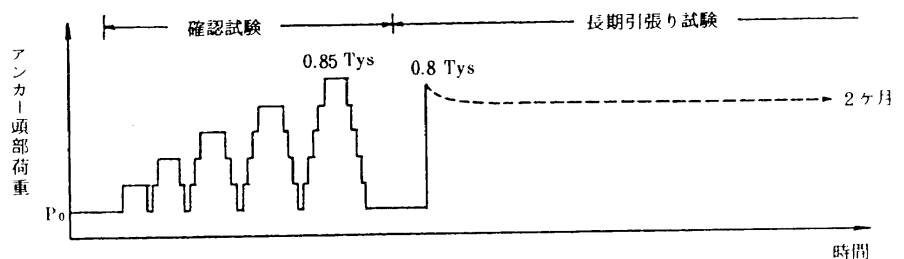


図-36 確認試験および長期引張り試験の载荷スケジュール

荷を行った。この確認試験に続いて、概ね最大定着時緊張力(=0.80Tys)に相当するまで緊張し、定着して長期引張り試験を開始した。以上、一連の载荷スケジュールを図-36に示す。また、長期引張り試験中の計測時間間隔を表-20に示す。

表-19 測定項目一覧表

測定項目	測定計器	測定数	
アンカー頭部荷重	ロードセル	1	
頭部変位	マンション頭部	変位計	2
	テンションバー	変位計	1
反力盤変位	変位計	載荷方向 5 鉛直方向 2	
定着体ひずみ	ひずみゲージ	10	
鋼線ひずみ	ひずみゲージ	3	
基準梁温度	熱電対	1	
気温	熱電対	1	

表-20 長期引張り試験における計測時間間隔

経過時間	時間間隔
定着完了後～ 60分後	1分
60分後～ 360分後	10分
360分後～ 8,000分後	50分
8,000分後～ 60日後	3時間

2. 6. 2 試験結果

(1) 定着時のセットロス

試験アンカーに導入された初期緊張力は135.8tf (=0.81Tys) でナットを締付けた後にジャッキをゆるめ、長期計測を開始した。この時のセットロスは全くなく、定着時緊張力は135.8tfのままであった。表-21に初期緊張力、定着時緊張力およびセットロス一覧を示す。

(2) アンカー頭部荷重およびアンカー頭部変位の経時変化

気温の変動による計測データへの影響を考慮して、気温が最も安定していると思われる午前1時～3時頃のデータのみをピックアップした場合のアンカー頭部変位およびアンカー頭部荷重の2ヶ月間の経時変化を図-37、図-38に示す。

緊張定着後のアンカー頭部荷重の減少はレラクセーションによるものだけではなく反力盤の変位による荷重の減少も含まれているものと考えられる。そこで、以下の式に示すように、アンカー頭部荷重の減少量を反力盤の変位による荷重の減少量と、引張材の見かけのレラクセーション量に分けて考えられることとした。

$$\Delta P = \Delta P_s + \Delta P_r$$

ここに、 ΔP : アンカー頭部荷重の減少量
 ΔP_s : 反力盤の変位による減少量
 ΔP_r : 引張材の見かけのレラクセーション

ここで、反力盤の変位による減少量 ΔP_s は以下の式で求めた。

$$\Delta P_s = K_A \cdot \Delta \delta$$

ここに、 K_A : 引張材のバネ定数
 $\Delta \delta$: 反力盤変位量の増分

なお、引張材のバネ定数 K_A は、鋼材のミルシートより求め、表-22に示す値である。上記にしたがって求めた2ヶ月後のアンカー頭部荷重の減少量を表-23に示す。これにより、以下のことがわかった。

- i) アンカー頭部荷重は2ヶ月後に、定着時緊張力に対して、1.8%に相当する2.47tが減少した。
- iii) 反力盤の変位による荷重の減少量は引張材のバネ定数から計算すると、0.56tfで全減少量の中に、占める割合は23%である。
- iii) 引張材の見かけのレラクセーション量は1.91 t f で、全減少量に対して77%である。

表-21 初期緊張力, 定着時緊張およびセットロス

極限引張り荷重: T_{us}	190.5tf
規格降伏荷重: T_{ys}	166.9tf
初期緊張力: P_i	135.8tf
定着時緊張力: P_t	135.8tf
セットロス: $P_i - P_t$	0.0

表-22 引張り材のバネ定数(K_A)

有効断面積: A_s	10.42 cm ²
弾性係数: E_s	1.93×10^6 kgf/cm ²
引張材長: L_{sf}	2096.7 cm
バネ定数: K_A	9.59 tf/cm

表-23 アンカー頭部荷重減少量(2ヶ月後)

定着時 緊張力 (tf)	2ヶ月後 緊張力 (tf)	減少量 (tf)	減少率 (%)	反力盤の変位 による減少量		見かけのレラク セーション量	
				(tf)	割合 (%)	(tf)	割合 (%)
135.81	133.34	2.47	1.8	0.56	23	1.91	77

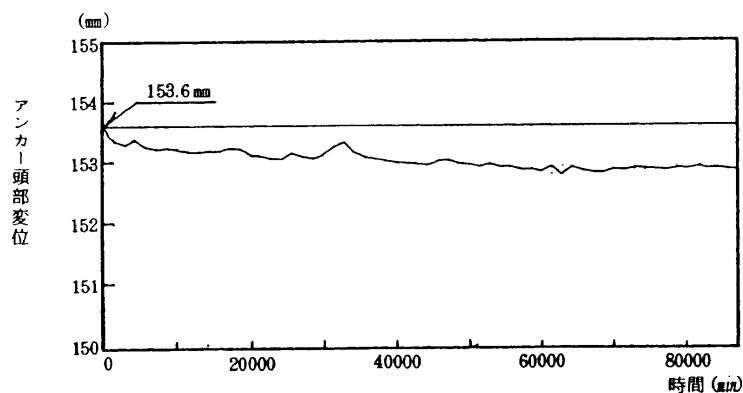


図-37 アンカー頭部変位の経時変化

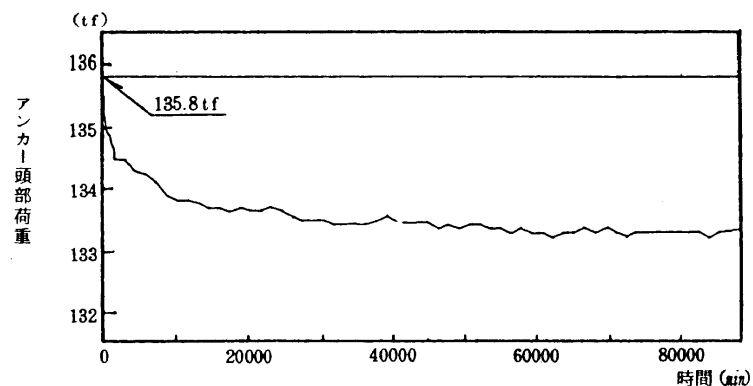


図-38 アンカー頭部荷重の経時変化

(3) 65年後の緊張力の推定

アンカー頭部荷重と時間の関係を片対数グラフにして表わすと、図-39となる。図中の破線は定着100分後と2ヶ月後の測定値を結んだものである。残留緊張力の時間の経過に伴う減少は、次のように分けることができる。

$$C_A = C_T - C_B \quad \text{ここに、} \quad C_T : \text{全体としての減少}$$
$$C_B : \text{反力盤の変位による減少}$$
$$C_A : \text{アンカーのレラクセーション}$$

そこで、 C_T および C_B は以下の式で表わされる。

$$C_T = \frac{P_{t_1} - P_{t_2}}{\log(t_2 / t_1)} \quad C_B = \frac{S_{t_2} - S_{t_1}}{\log(t_2 / t_1)} \times K_A$$

ここに、 P_{t_1} 、 P_{t_2} : 時間 t_1 、 t_2 における残留緊張力 (tf)

S_{t_1} 、 S_{t_2} : 時間 t_1 、 t_2 における反力盤変位量 (cm)

K_A : 引張材のバネ定数 ($E_s \cdot A_s / L_{s_f}$)

E_s : 引張材の弾性係数 (tf/cm²)

A_s : 引張材の断面積 (cm²)

L_{s_f} : 引張材の自由長 (cm)

これらの式に、定着100分後と2ヶ月後の測定値を代入して、 C_T および C_B を求めると、

$$C_T = 0.637, \quad C_B = 0.189 \text{ となる。}$$

ここで、65年後の残留緊張力を図-39中の破線により予想してみると、

$$C_T = 0.637$$

$$t_2 = 65 \text{年} = 3.42 \times 10^7 \text{ (分)}$$

$$t_1 = 100 \text{分}$$

$$P_{t_1} = 135.21 \text{ (tf) より、}$$

$$P_{t_2} = 131.68 \text{ (tf)}$$

となる。

次に、前述と同様に65年後の緊張力の減少量を、反力盤の変位による減少と、引張材の見かけのレラクセーション量に分けて求めると、表-24のようになる。

表-24より65年後には定着時緊張力の3.0%が減少し、反力盤の変位による減少量と見かけのレラクセーションによる減少量の割合は25%と75%であると推定された。ここで、見かけのレラクセーションによる減少量は定着時緊張力の2.3%にあたる。

表-24 65年後の予想残留緊張力および減少量

定着時 緊張力 (tf)	65年後の 残留緊張力 (tf)	減少量 (tf)	減少率 (%)	反力盤の変位 による減少量		見かけのレラク セーション量	
				(tf)	割合 (%)	(tf)	割合 (%)
135.81	131.68	4.13	3.0	1.05	25	3.08	75

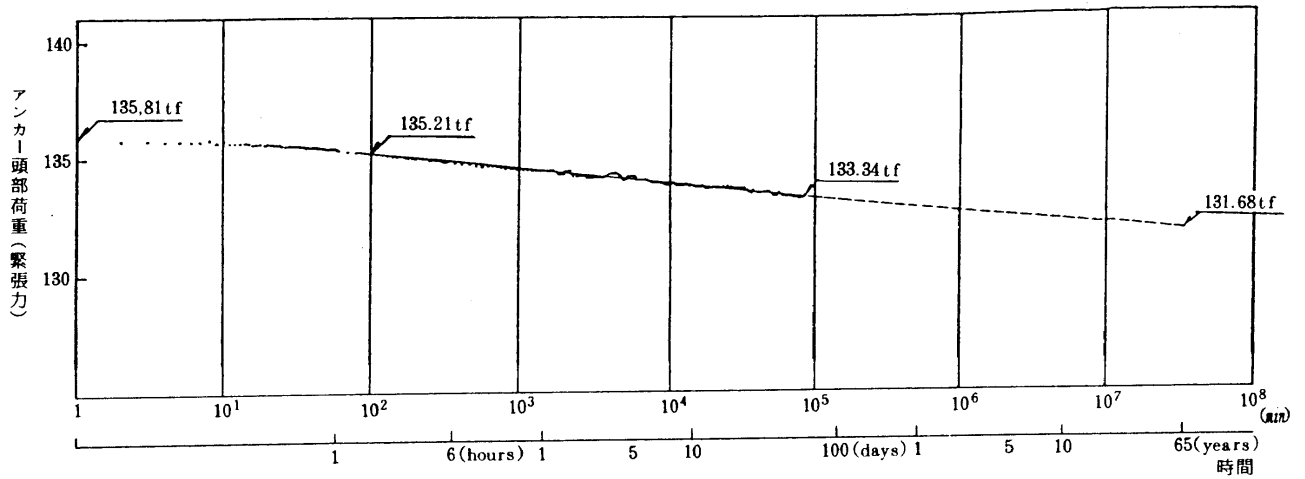


図-39 65年間の緊張力の経時変化

おわりに

斜めアンカー工法の開発において施工性試験により、定着体のグラウトの被り厚さを確保するために開発したセンタライザーの有効性が実証され、また引抜き試験によって、極限引抜き抵抗力およびアンカー体と地盤の摩擦力度には、施工角度の違いによる明確な差は認められないこと等が判明した。今後は更にPTC本設地盤アンカー工法が汎用されるよう、経済性の追及、新たな用途の開発に取り組むたいと考えている。また、PTCアンカー共同開発グループ共通の課題としても効果的に取り組むため、新たにPTC工法研究会が設立されている。

なお、PTCアンカー共同開発グループおよびPTC工法研究会は、総合建設請負業者として当社を含む、安藤建設(株)、住友建設(株)、(株)錢高組、東海興業(株)、戸田建設(株)、西松建設(株)、(株)フジタ、および三井建設(株)の9社、メーカーとして(株)エスイー、アンカー専業者として構造工事(株)、日特建設(株)および日本基礎技術(株)の3社の合計13社で構成されている。

最後に、銀座岩崎ビルにおける当工法の採用にご理解をいただいた(株)青島設計、住友信託銀行の方々に、また、斜めアンカー工法の開発に当たってご指導頂いた(財)日本建築センターの基礎評定委員会の諸先生方に深謝の意を表する次第です。

参 考 文 献

1. 佐竹啓一他：PTC本設地盤アンカーの開発、(株)鴻池組平成2年度技術研究発表会論文集
p.145～174, 1990
2. 佐竹啓一他：PTCアンカー工法の設計・施工例、基礎工, p.74～78, 1991.10.
3. 山本和博他：圧縮型本設斜め地盤アンカー工法に関する研究(その1)
建築学会大会学術講演梗概集, 1991
4. 武内義夫他：圧縮型本設斜め地盤アンカー工法に関する研究(その2)
建築学会大会学術講演梗概集, 1991
5. 丸 隆宏他：圧縮型本設斜め地盤アンカー工法に関する研究(その3)
建築学会大会学術講演梗概集, 1991