

# 急傾斜地に建つマンションの地下工事施工記録

—白浜ビーチマンション新築工事—

大竹賢一\*      有坂七郎\*\*  
山岸嗣\*\*\*

## 要 約

本論文は、急傾斜地に建設する建物の地下工事（特に根切工事、山止め工事）の施工について報告したものである。

急傾斜地における地下工事の施工は、平地におけるそれと比較して種々の制限をうける。この工事における山止め架構の選定は、土圧が偏土圧になること、斜面の地盤を緩めないようにしなければならないこと等を考慮して、アースアンカー工法を採用することにした。また建物に作用する土圧が偏土圧になるため、ピアに水平力が作用する事になる。ピアの水平抵抗を確認する意味で、水平載荷試験を行なったのでその結果について報告する。

目 次	敷地面積	2960㎡
§ 1. 工事概要	建築面積	697㎡
§ 2. 敷地及び地盤概要	延床面積	5778㎡
§ 3. 構造設計方針	構 造	地下1階地上9階1～5階SRC造6～
§ 4. 根切及び山止め計画		R階RC造
§ 5. 杭工事	設 計	(株)アド建築事務所、建築技術研究部
§ 6. あとがき	施 工	西松建設株式会社横浜支店

## § 1. 工事概要

工場名称 白浜ビーチマンション新築工事  
工事場所 静岡県下田市白浜1077-5  
工 期 昭和50年7月～52年6月（作業中止期間  
1.5ヶ月）

## § 2. 敷地及び地盤概要

当敷地は、伊豆急行鉄道「蓮台寺」の東方約3kmに位置し、背面に山を頂き、前面は伊豆道路を境にし相模灘に臨んでいる。地質は、第3系鮮新統の白浜群に属すると考えられる火山破屑物から成っている。



写真-1 白浜ビーチマンション新築工事山止め全景

- \* 建築部 計画課
- \*\* 建築部 計画課係長
- \*\*\* 横浜支店 工事係長

この破層物は、N値が10以下で暗褐色を呈する風化部分であり、斜面の上方に行くに従って厚くなる傾向がある。

風化部分以深は、黄褐～乳灰色を呈し、N値は10～50

とかなりバラツキが認められる不均一な土性特徴を示している。

図-1、図-2に敷地平面図及び断面図を示す。

図-3に地質推定断面図を示す。

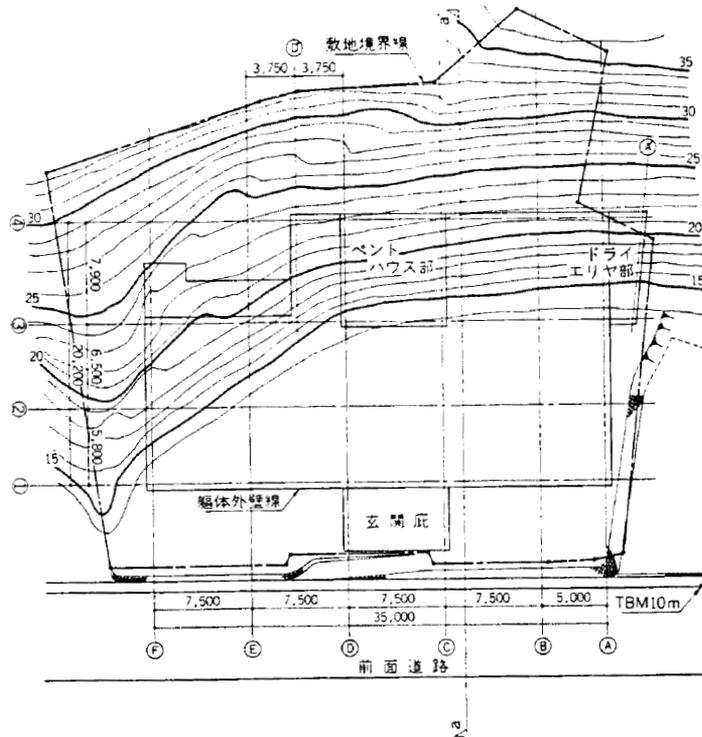


図-1 敷地平面図

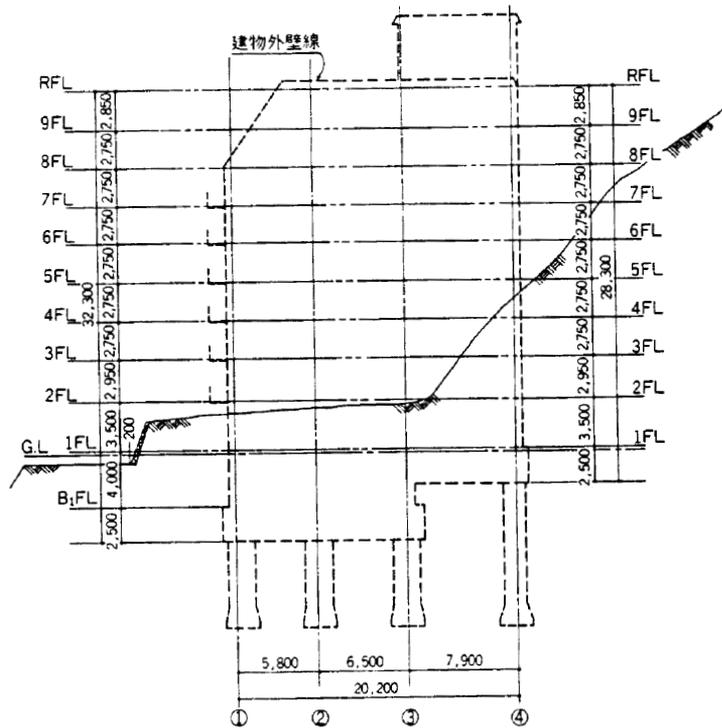


図-2 敷地断面図

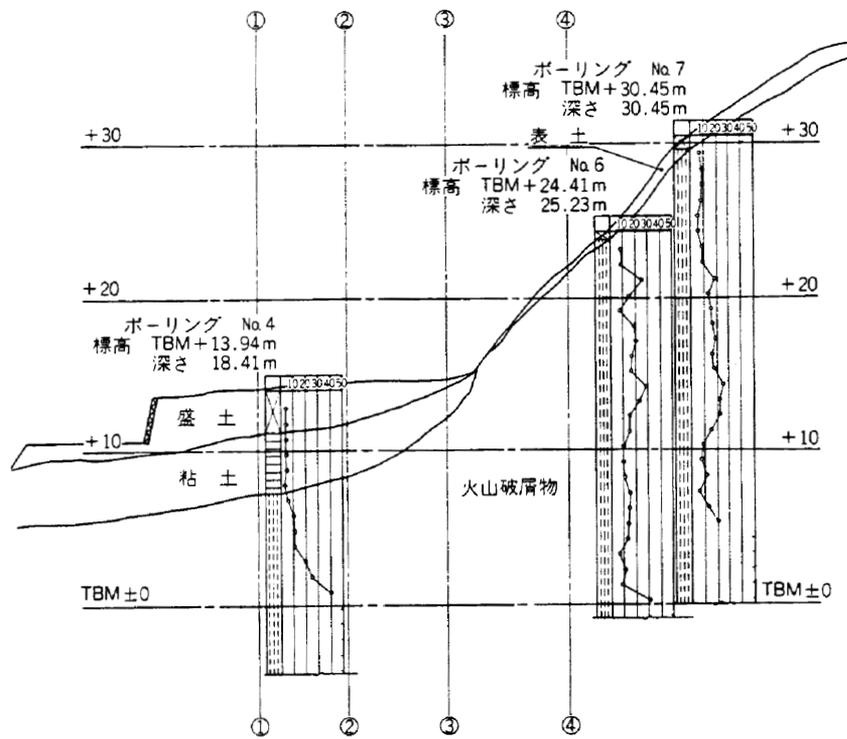
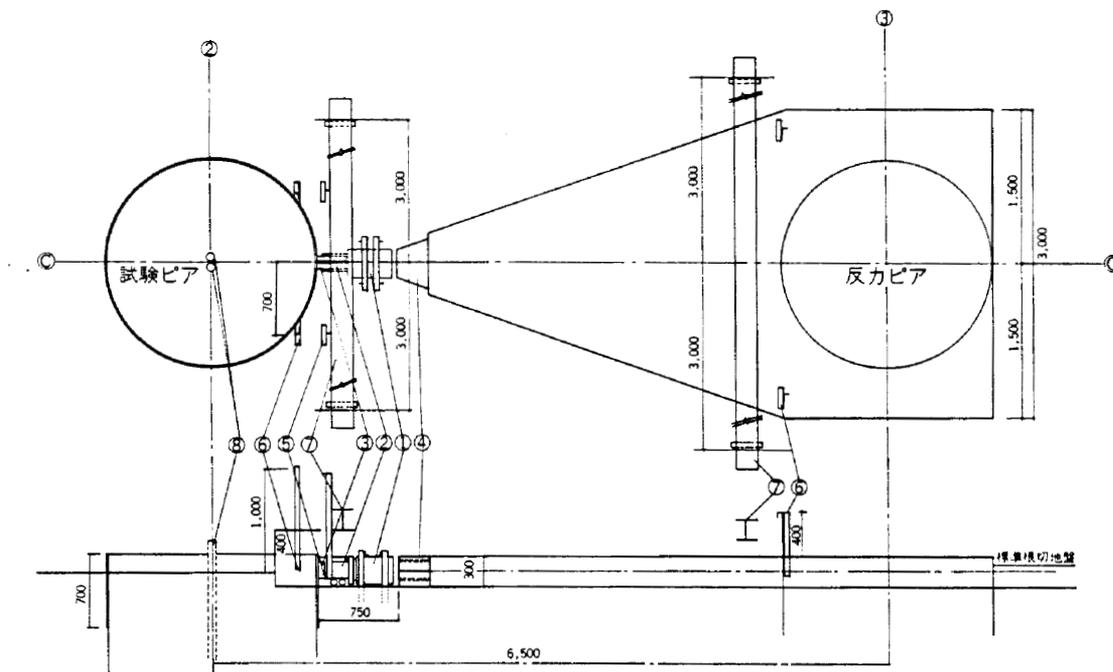


図-3 地質推定断面図



記号	名称	仕様	単位	数量	記号	名称	仕様	単位	数量
1	油圧ジャッキ	200 t φ 280	基	1	5	ダイヤルゲージベース台	L-50×50×6	個	4
2	ロードセル	150 t φ 164	個	1	6	基準梁	"	本	6
3	くい当金	[-125×65×6	個	1	7	"	H-200×200×8(長さ7.0m)	本	2
4	反力受金物	別図	個	1	8	傾斜計測定用パイプ		本	2

図-4 水平載荷試験装置

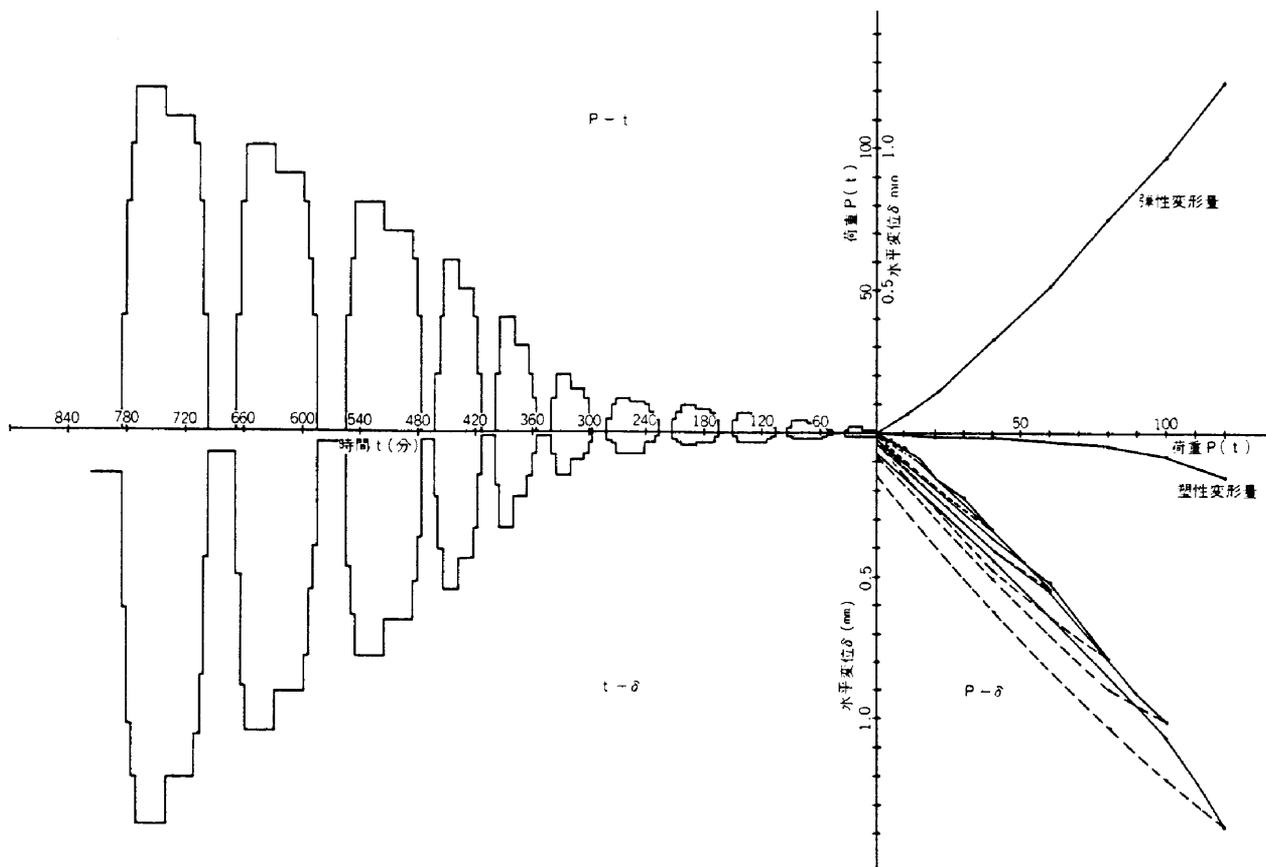


図-5 水平荷重試験結果

### § 3. 構造設計方針

図-1の敷地平面図及び断面図に見られるように、建物に作用する土圧は、偏土圧となる。

偏土圧量は、梁間方向にて常時で $\Sigma H=2,000t$ 、地震時で $\Sigma H=2,800t$ となる。このため偏土圧は、地下壁の受働抵抗とピアの水平抵抗にて処理するものとした。(ピアは深礎工法)

ピアの水平抵抗の計算は、ピア長がピア径に比較して短いので、Y.L.Changの有限長のピアとし、水平地盤反力係数 $KH=3.0kg/cm^2$ としてピア径その他を決定した。

ピアの水平抵抗力と変形の関係は、当建物の構造にとって最も重要であるので、設計横力を実際に載荷してピアの挙動を把握するために、ピアの水平荷重試験を行なった。試験装置は図-4に示すもので、試験ピアと反力用ピアとの間に200t油圧ジャッキ、150tロードセルを装備し、120tまで載荷した。

(地震時設計用水平荷重 $H=105t$ )

試験結果は、図-5に示すとおりである。120t時のKHを推定すると $KH=50\sim 90kg/cm^2$ となり、設計用 $KH=3.0kg/cm^2$ よりだいぶ大きな値となった。また、最大曲げモー

メントは $M_{max}=210.5tm$ となり、地震時設計用曲げモーメント $M=313tm$ を十分に満足している。

偏土圧に対しては、後述する根切、山止め計画で使用するアースアンカーのうち、3段及び4段アンカーを永久アンカーと考えて建物完成後も除去せずに残しておく建物及びアースアンカーの両方で抵抗するようにした。  
(但しアースアンカーは余力として考えた)



写真-2 水平荷重試験装置

表-1 工程表

	5/6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	51/1月	2月	3月	4月
親杭建込工事		BH工法による		パイロハンマーによる							
根切工事				0次1次	2次	3次	4次	5次	6次7次		
アースアンカー工事	引張試験			0段	1段	2段	3段	4段	5段	6段	
切梁設置工事									-		
基礎工事									心筋確認 残りの確認		

また建物完成後の地震時挙動を解明するために、ピア(⊙-⊙ピア頭)及び柱(⊙-⊙柱1階, 5階, 9階)に歪計を取り付け地震時の歪を測定し、かつ10gal以上の地震入力が測定出来るように強振計を設置して、建物完成後も測定を継続することにした。

## § 4. 根切及び山止め計画

### 4-1 山止め工法の選定

図-1に示すように、敷地が急傾斜地であるため、根切時の山止め壁背面の緩みは亀裂を誘発し、将来の地じりの原因となる事が予測されたので、山止め背面地盤が緩まないような工法が必要とされた。また、斜面の部分は、大型機械による山止め壁の造成が困難なため、BHによる穿孔、ソイルモルタル充填、H形鋼建込みによる親杭横矢板工法を採用し、背面地盤の緩みを防止するため横矢板背面の裏込めは、貧配合空練りモルタルを使用するものとした。また、横矢板は、BH穿孔費、親杭間隔、横矢板耐力等を勘案してデッキプレート及びブランクシートを採用した。支保工形式は、斜面及び側面側は背面土の強さを、建物完成後まで利用出来るアースアンカー工法とし、プレロードを十分導入することによって、背面地盤の緩みを防止することとした。

斜面の緩みに無関係な部分は、水平切梁工法とした。

### 4-2 根切及び山止め工程

根切及び山止め、ピア施工に関する大まかな工程を表-1に示す。

表-2 工法別による親杭の長さとお本数

	H-300×300×10×15	H-200×200×8×12
BH工法	1,022m 55本	99m 14本
パイロハンマー工法	332.5m 28本	87m 10本
合計	1,354.5m 83本	186m 24本

### 4-3 親杭(H形鋼)建込み工事

親杭の建込みは、斜面部分の親杭については、図-6に示すような穿孔用足場を枠組足場及びH形鋼で作り、大口径ボーリングマシン(DHD-3型、重量約2t)を設置してベントナイト溶液を使用しながら穿孔し、穿孔後根固めモルタルを孔内全長に注入してから建込みを行なった。(BH工法)

また、親杭の長さは、最大23mあるので現場にて溶接してからクレーン(320H)にて建込みを行なった。

平地部分の親杭については、パイロハンマー(4000クラス)にて建込みを行なった。親杭長さは12mあるので、1本物で施工した。(パイロハンマー工法)

BH工法とパイロハンマー工法による区別は、図-7による。

(⊙がBH工法による親杭、Hがパイロハンマー工法により施工した親杭を示す。)

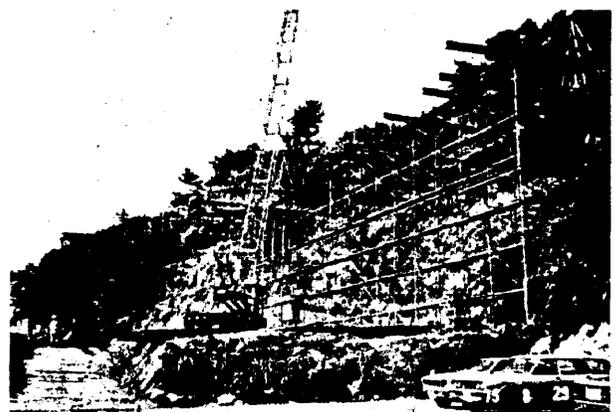


写真-3 親杭建込み用及びアースアンカー施工用足場

### 4-4 アースアンカー工事

本工事におけるアースアンカーは、全部で6段にて設計してあったが、実際施工が始まった時点で更にもう一段アースアンカーを必要としたので、全部で7段アンカーとなった。(追加部分を0段アンカーとする。)

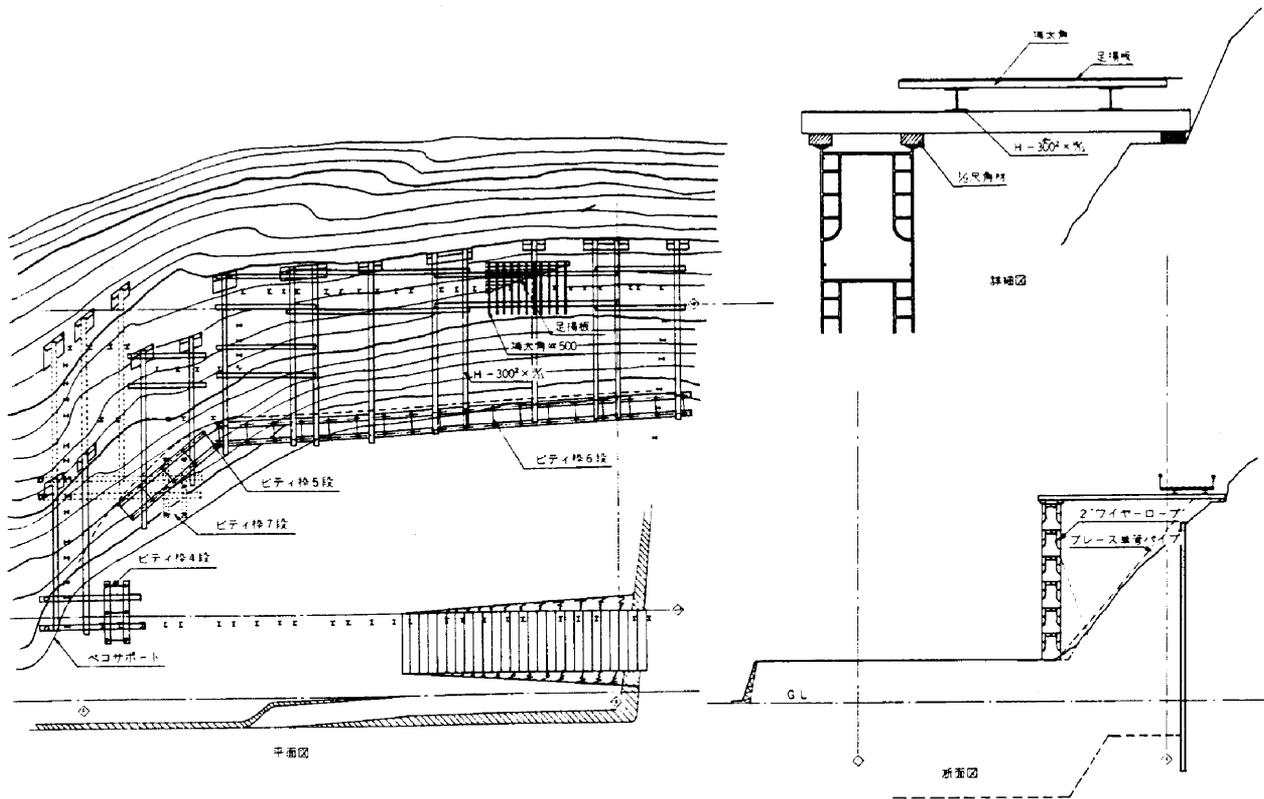


図-6 親杭建込み用ステージ

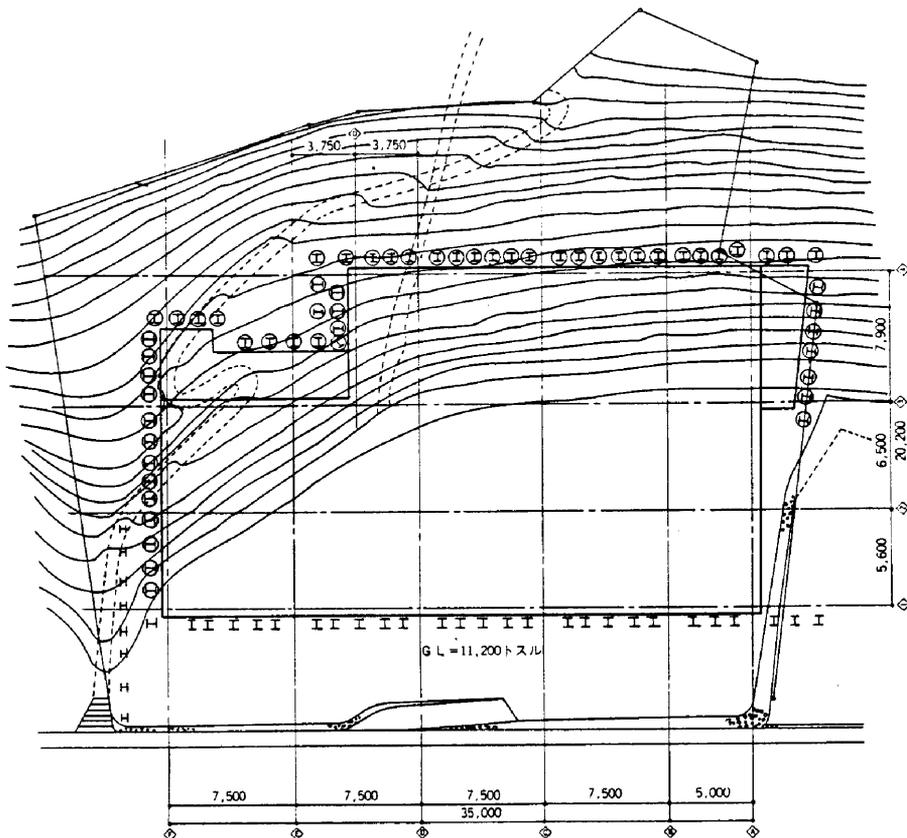


図-7 山止め配置図

7段アンカーのうち、3段及び4段(㊦、㊧通りのみ)アンカーを永久アンカーと考え、建物完成後も土圧に対して有効に働くように設計した。残りのアンカーは仮設と考え、山留工事完了時に除去した。

永久アンカーの場合、引抜きせん断抵抗に対する安全率  $F_s=3.0$  とし、仮設アンカーの場合  $F_s=1.5$  として設計した。

また、アンカー工事施工前にアンカーの引抜き試験を実施し、十分引抜き耐力がある事を確認してからアンカー工事を行なった。(試験方法及び結果については割愛させてもらう)

**アンカー施工要領**

アンカーの施工方法は、表-3のとおりである。

1) 準備, 段取り

まづボーリングマシン(メガロー-150)を、あらかじめアンカーポイントより10cm下に整地された作業地盤に設置した。次に所定の角度に角度計を用いてスピンドルをセットし、穿孔機の背後にケーシングパイプ( $\phi=2.5m\sim 3.0m$ ) 接続用の足場を組み立てた。

2) 穿孔

穿孔は、清水によるものとし、5インチのケーシングにメタルクラウンを取り付け、送水ポンプ(MG-10)により清水を送り循環させる。

スライムは、循環水とともにケーシングの外側を通して外へ出される。

所定深度に達したら、スライム除去確認後、あらかじめ地上にて組み立てられているスペーサーを取り付けたPC鋼線(鋼棒)を、ケーシング内に挿入する。

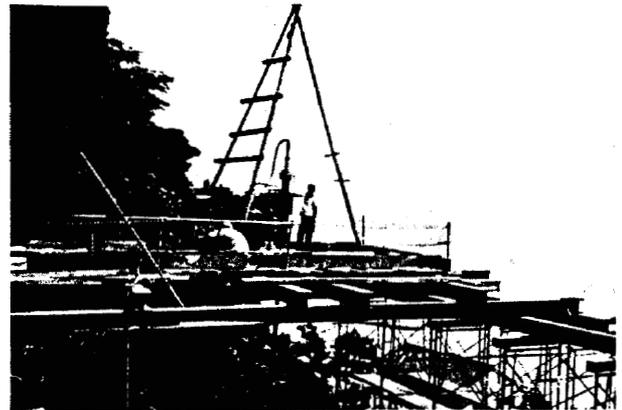


写真-4 ボーリングマシン(BH工法)による穿孔

次に高速ミキサーで練られたモルタルを、グラウトホースを通じてケーシング内の孔底より、孔内水や空気を追い出しながらかち上げる。

加圧方法は、ケーシング加圧方式とし、ケーシングを引抜きながら5~6m毎に3~5kg/m<sup>2</sup>で加圧した。

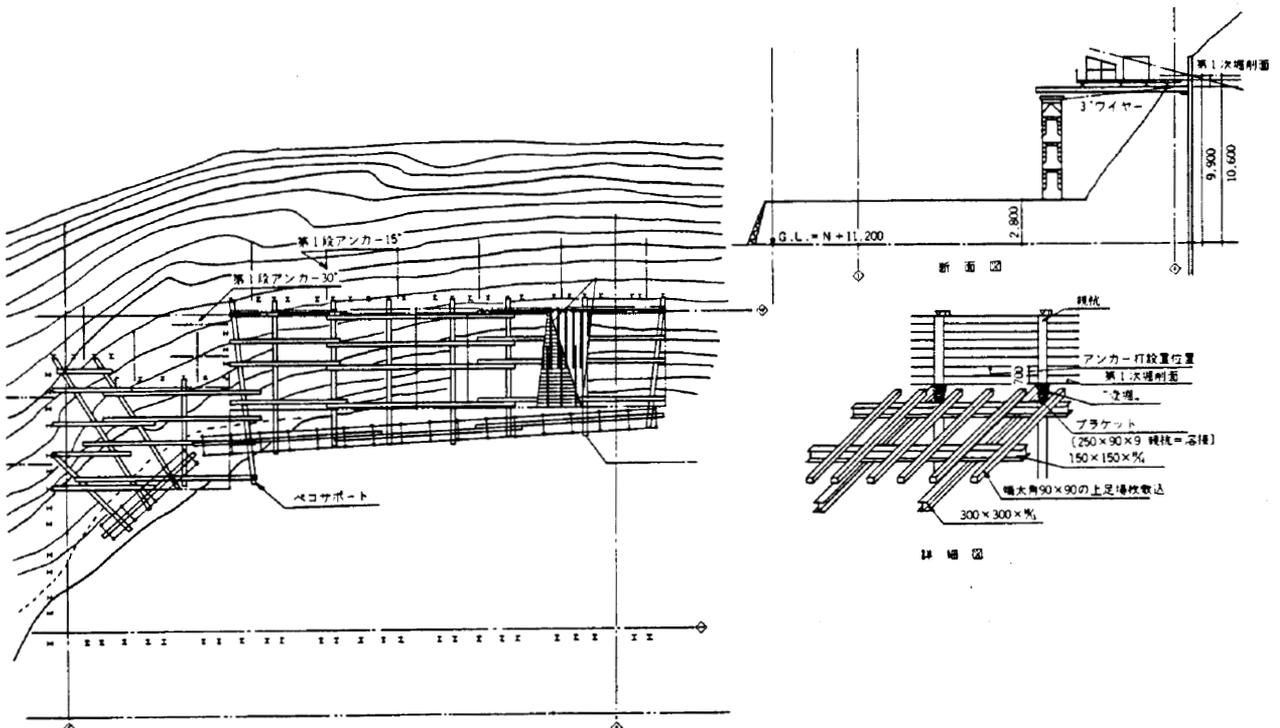


図-8 アンカー穿孔用ステージ

3) アンカー体の養生

アンカー幹体造成後、モルタルの養生期間として早強セメントで約4日間、普通セメントで約7日間放置する。この間引張機を動かさないように注意しなければならない。

モルタルの圧縮強度は、180kg/m<sup>2</sup>以上とする。この養生期間中にブラケット、腹起しの取り付け作業を完了する。

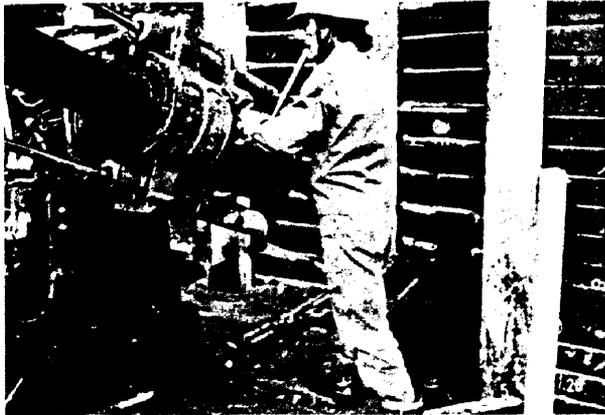


写真-5 アースアンカー穿孔機

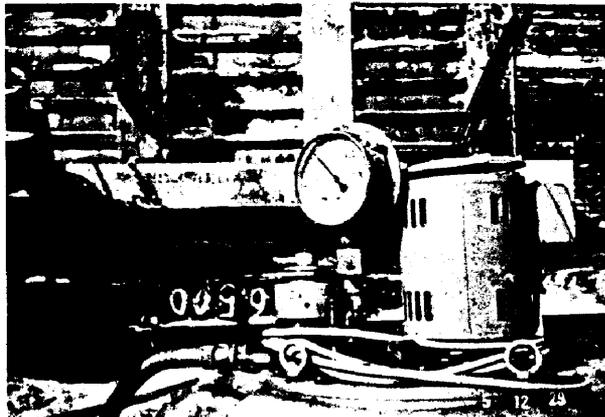


写真-6 アースアンカー定着

4) 緊張定着

緊張は、センターホールジャッキを用いて設計荷重を確認後、設計荷重の約70%の荷重で定着する。

5) 使用機械

穿孔機……メガロ-150, 送水ポンプ……MG-10h  
 グラウトポンプ……MG-5h, ミキサー……H  
 M-250

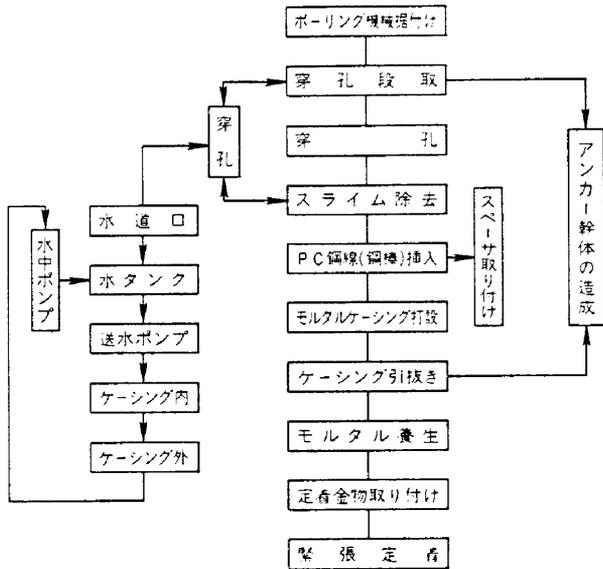
尚、1段アンカー施工時に、アンカー穿孔用ステージを必要としたので、図-8に示すようなステージを計画した。

(図-6に示す親杭建込み用の足場を利用した。)

表-3 アースアンカー施工手順

アンカーの作業サイクル

①第1次根切→②定規設置(腹起しの下段兼用)→③アンカー穿孔→④鋼線挿入, グラウト注入→⑤腹起しブラケット取り付け→⑥アンカー緊張締付け→以上繰り返し。



アンカーの設計仕様は、表-4に示す通りであり、施工実績は、表-5に一覧表としてまとめた。

図-9に、アースアンカー配置と根切りの関係が示してある。

図中◎のアンカーは、PC鋼材の軸力測定用アンカーを示す。

PC鋼材の軸力測定は、根切工事を行なっている間及び建物完成後も継続して行なえるようになっている。

根切工事時の土圧測定結果を表-6に示す。

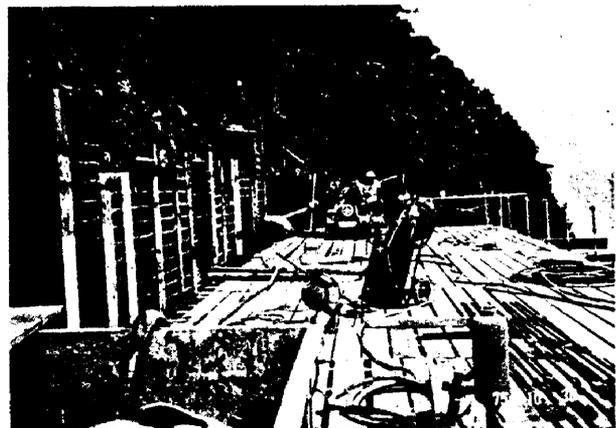


写真-7 1段アンカー施工

表-4 アンカー設計仕様

段数	径 (mm)	種類	穿孔長 (m)	打設角 (°)	P C 鋼材・	設計耐力 (t)	本数 (本)
0	140	仮設	15.0	45	G・D・B φ26	15.52	1
			15.0	40	・	15.52	2
1	140	仮設	13.0	35	G・D・B φ26	10.77	1
			11.0	35	・	10.77	2
			12.0	15	・	15.52	9
			16.0	30	・	27.11	1
2	140	仮設	11.5	35	G・D・B φ26	10.77	1
			14.5	30	・	27.11	1
			12.5	30	G・D・B φ32	27.11	3
			16.5	20	G・D・B φ26	34.7	1
			16.0	15	G・D・B φ32	48.51	10
3	140	仮設	10.0	35	G・D・B φ32	10.77	1
			13.5	30	・	27.11	1
			11.0	30	・	27.11	1
			15.5	20	・	34.7	1
			14.0	20	・	34.7	1
			13.0	20	・	34.7	2
			16.0	15	・	38.73	1
			24.5	40	VSL φ12.7×8	66.05	2
			23.5	40	・	66.05	13
23.5	40	SEEEF 160	66.05	1			
4	140	仮設	11.5	30	G・D・B φ32	27.11	1
			9.0	30	・	27.11	1
			13.5	20	・	34.7	1
			11.0	20	・	34.7	1
			13.5	15	・	38.62	1
			14.0	15	・	38.73	2
			11.5	15	・	38.73	3
			22.0	35	VSL φ12.7×8	95.4	15
			22.0	35	SEEEF 200	95.4	1
5	140	仮設	12.0	20	G・D・B φ32	34.7	1
			11.0	20	・	34.7	1
			12.5	15	・	38.62	1
			12.5	15	・	38.73	1
			13.5	15	・	43.04	2
6	140	仮設	11.0	15	G・D・B φ32	38.62	1
			11.0	15	・	38.73	1
			12.0	15	・	43.04	2

\* PC鋼材の種類 G・D・B φ26、φ32……………PC鋼棒、頭部定着方法ナット方式。  
 VSL φ12.7×8……………PC鋼線、頭部定着方法くまび方式。  
 SEEEF 160、F 200……………PC鋼線、頭部定着方法ナット方式。

表-5 アンカー施工実績

段数	日数 (日)	施工数量 (本)		穿孔長 (m)		モルタル打設量(ℓ)	
		1日当り施工数量(本/日)	1日当り施工数量(本/日)	1日当り穿孔長(m/日)	1日当り穿孔長(m/日)	1m当り当量(ℓ/m)	1m当り当量(ℓ/m)
0	3	3		45.0		1,200	
		1		15.0		26.7	
1	6	13		159.0		4,570	
		2.2		26.5		28.7	
2	5	16		240.0		8,400	
		3.2		48.0		35.0	
3	13	24		482.0		13,600	
		1.8		37.1		28.2	
4	10	26		473.0		17,950	
		2.6		47.3		37.9	
5	2	6		75.0		2,450	
		3		37.5		32.6	
6	1	4		46.0		1,500	
		4		46.0		32.6	
合計	40	92		1,520.0		49,670	
		2.3		38.0		32.6	

4-5 根切工事

根切工事は、アンカー位置より70cm下までを各次根切底とし、第1次根切は、人力で第2次～第4次根切まで小型BS(D20S)と大型BS(D50S)にて行ない、この間掘削部の山止め壁の横矢板入れは、掘削したその

日に完了するものとし、横矢板背面の裏込めは、貧配合空練りモルタルを十分突き固めて背面斜面の緩みを防ぐように注意した。第5次根切はユンボ、最終根切時はユンボ及びBSにて行なった。

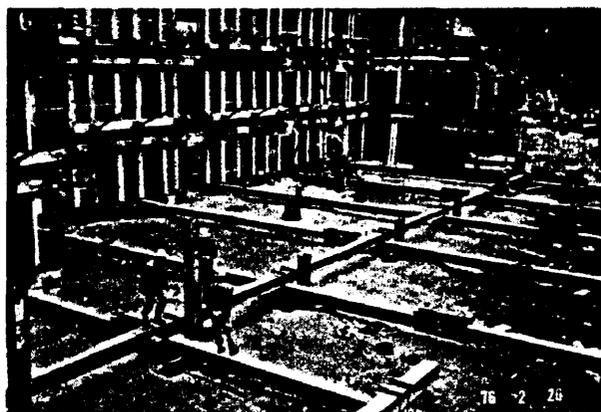


写真-8 第5次根切完了後水平切梁架設

表-6 4段アンカー軸力測定結果

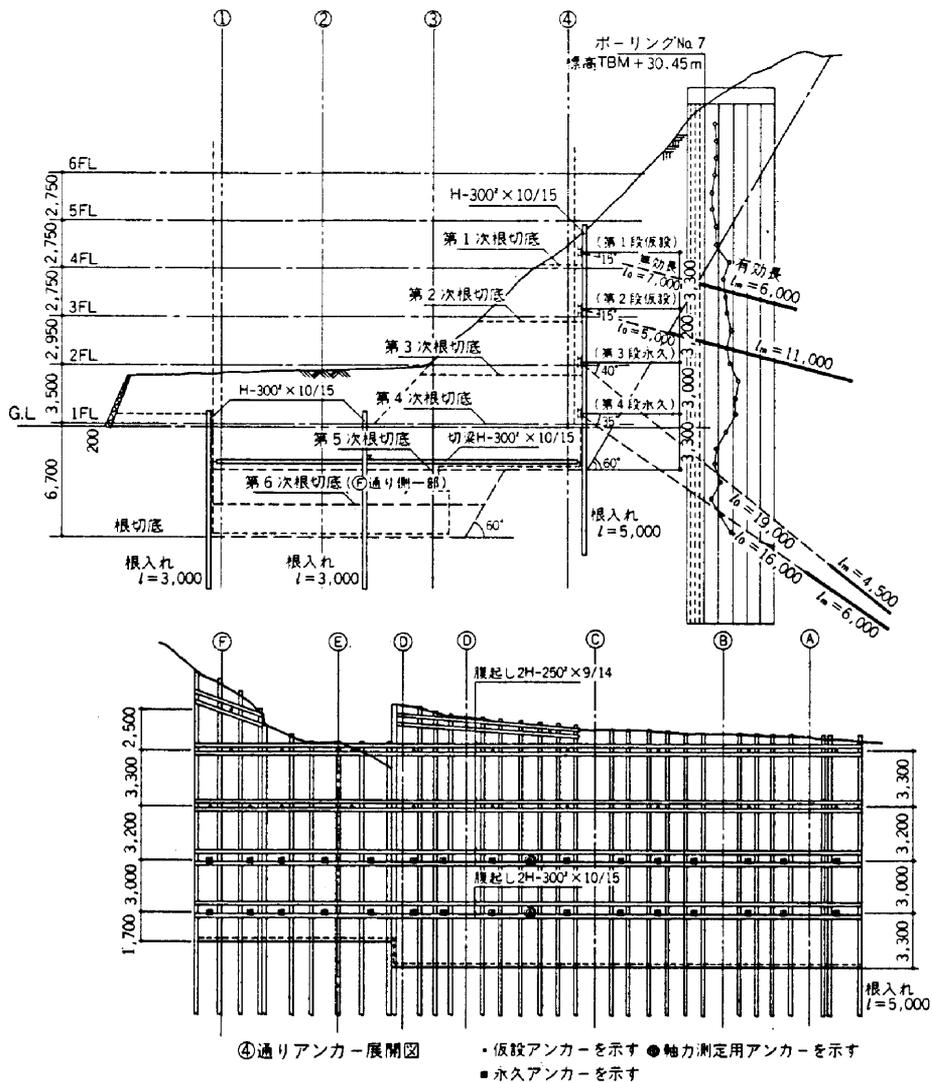
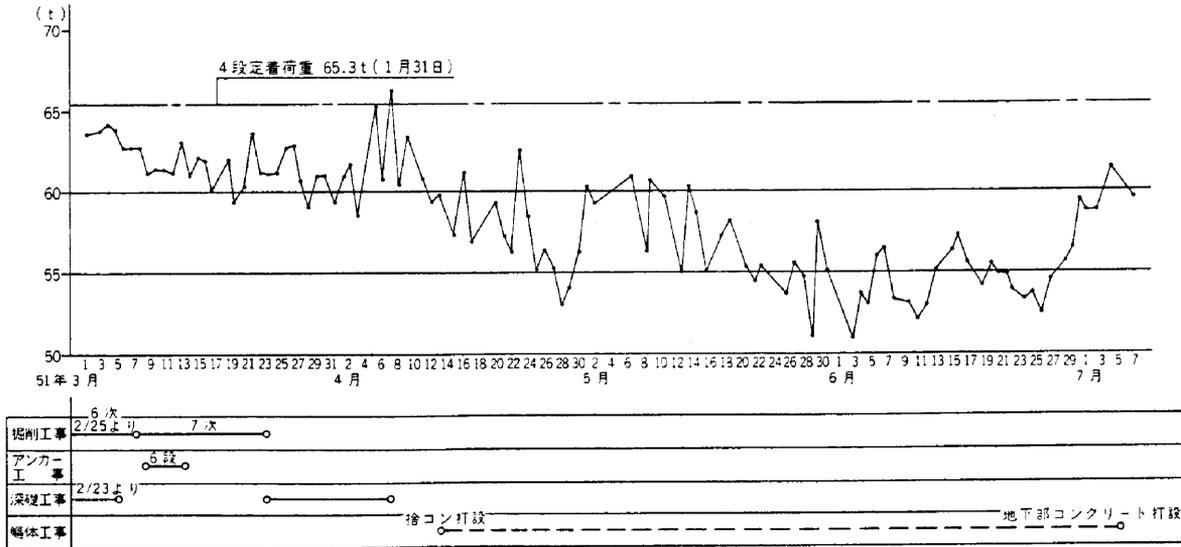
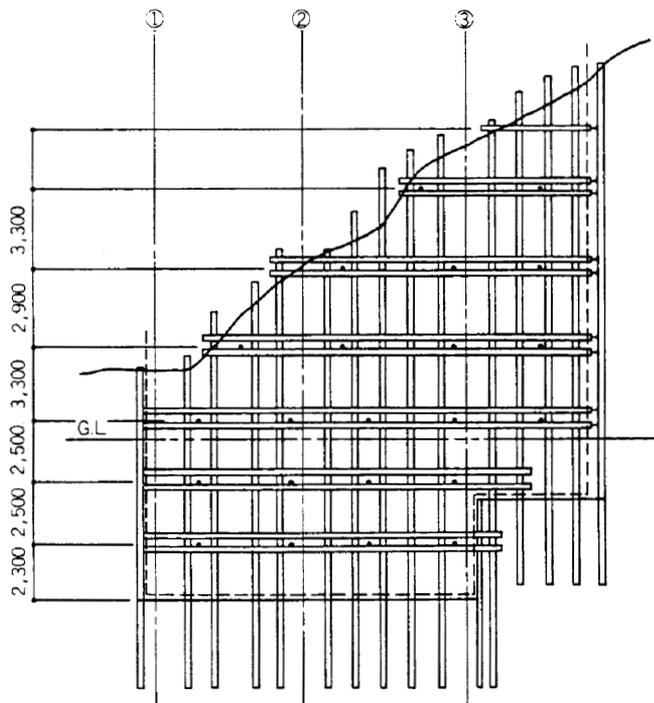
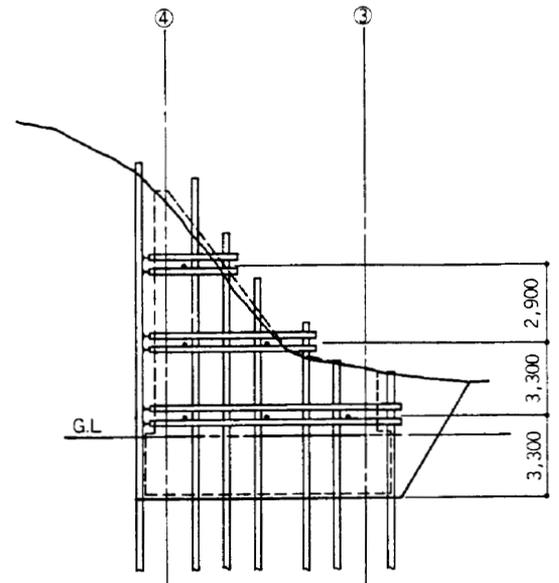


図-9-a アースアンカー配置図



㊦通りアンカー展開図

図-9-b アースアンカー配置図



㊧通りアンカー展開図

### § 5. 杭工事

当敷地は、崖地のために大型機械による施工が困難であり、湧水が非常に少なく、杭長が比較的短い事等を考慮し深礎工法を採用することにした。

深礎の施工は、図-10杭伏図のうち斜線部分を第I工区とし、他の部分を第II工区として2回に分けて施工した。

表-7 深礎施工実績

工区	杭径 (m)	本数	杭長 (m)	掘削土量 (m³)	所要日数 (日)	延人数 (人)	1日1人当りの掘削土量 (m³/日・人)
I	1.2	2	21.0	23.7	8	土工16 鉄筋工2	1.48
	1.4	1	11.5	17.7	5	10 1	1.77
	1.6	5	49.0	110.2	26.5	53 5	2.08
小計		8		151.6	39.5	79 8	1.92
II	1.6	4	24.0	55.7	17.0	34 7	1.64
	2.0	15	89.5	314.5	72.0	144 23	2.18
小計		19		370.2	89.0	178 30	2.08

すなわち、第I工区は第5次根切終了後に施工し、第II工区は最終根切完了後に施工した。

尚、深礎の地耐力を確認するために、通常平板載荷試験が行なわれているが、今回は載荷試験に替わるものと

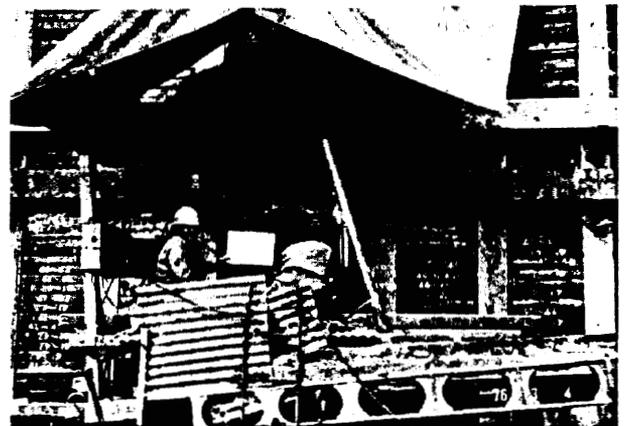


写真-9 深礎の施工

して孔内載荷試験を行なった。(孔内載荷試験は高圧LLTによった)

これは、ピア耐力を支配する礎底径の約1.5倍以深の地盤特性を十分把握し、建物の将来の挙動を推測する資料を得ることを目的とした。通常の平板載荷試験では、礎底以深30~45cm程度の地盤特性が得られるに過ぎない。

高圧LLTの原理は、図-11に示すようにゴムチューブを孔内に挿入し、それにタンクより水を送り込んで膨張させ、加える圧力とゴムチューブの膨張による孔壁の変位量を送水量より求め、地盤の変形特性を求める原理である。

高圧LLTの結果、深礎の地耐力は、 $q_a = 760 \text{ t/m}^2$  である事が確認された。(設計用地耐力  $q_a = 150 \text{ t/m}^2$  である。)

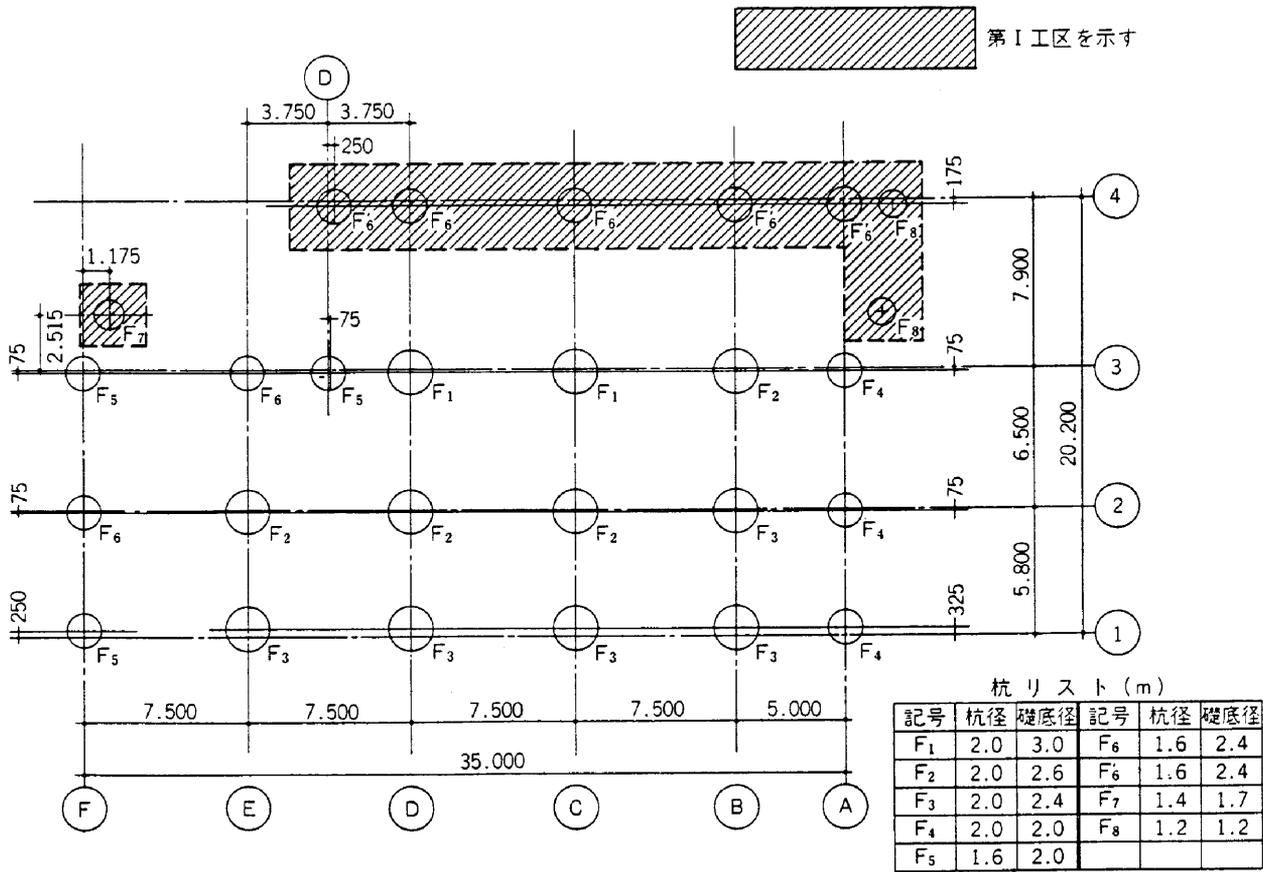


図-10 杭伏図

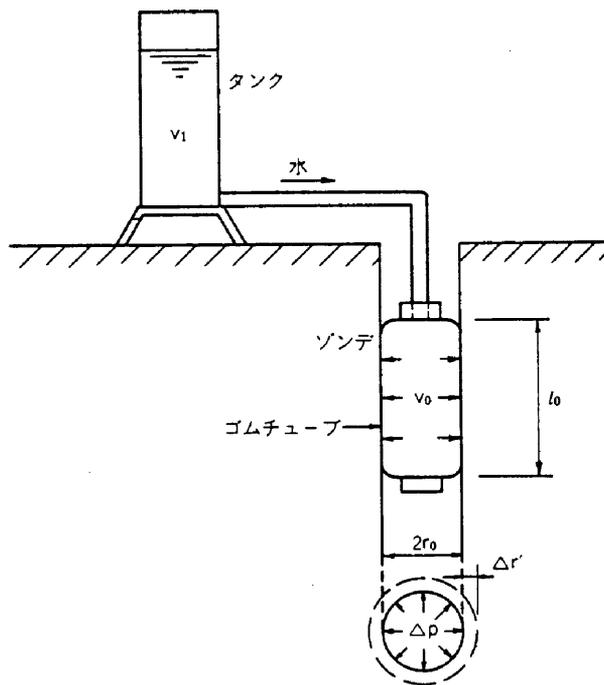


図-11 高圧L.L.T装置図

### § 6. あとがき

伊豆半島南部は、特に雨の多い地域であるが、掘削地盤は、一度降雨があると泥々になってしまうような地盤で、作業を2,3日中止せざるを得ない状況であった。

また急傾斜地であるため大型機械の使用が難しく、掘削作業能率が平地部の掘削に比較して低能率であった。

伊豆の海岸地帯は、夏になると海水浴客の車で交通渋滞となり、7,8月の2ヶ月間は殆んど仕事の出来ない状態で、掘削工事及び躯体工事は当初見込んだ日数より、より多くの日数を必要とした。

工事開始後、4階スラブコンクリート打設するまで、約1.5年を要した。その間さまざまな施工上の問題点が存在したが、何等事故もなく、52年6月の竣工を迎える事が出来たことは、各工事関係者の努力のたまものと思われる。

最後に、ピアの水平載荷試験の計画、推進に御尽力頂いた、日本大学助教授、金平八郎先生及び同助手玉木真助先生に謝意を表する次第であります。