

大林式大口径拡底ぐい(OJP)について

O J P 開発グループ

概 要

昭和46年8月28日付をもって、建築基準法第38条にもとづき、OJPの一般認可があった。本報告は、OJPの一般認可申請に当たって行なった実験概要を紹介することによって、その性能を解説すると共に、建築センターから出された認可条件を述べ、その取扱い、施工上の注意などを広く認識していただくことを目的とするものである。

1. 工法の概要

大口径拡底ぐい工法は、筒身部をベノト掘削機によって削孔し、先端部を円錐形に拡大した場所打ちコンクリートぐいを施工するもので、その工法順序は次の通りである。

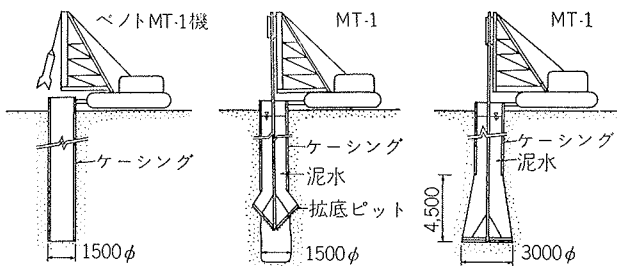
まず、オールケーシングベノト工法により直径1.5あるいは2.0mの穿孔を所定の支持地盤まで行なったのち、孔中にベントナイト泥水を充たしケーシングを5~6m引抜き、ベノト掘削機を拡底掘削機に取り替えベントナイト泥水によって孔壁の崩壊を防止しつつロータリー駆動装置で拡底ビットで先端部の土を切削拡底する。切削された土砂はベントナイト泥水と共に拡底ビット駆動軸兼用のパイプ中を通りエアリフト工法によって吸い出される。切削拡底が完了すると、くい先端は円錐形となり、最先端部は直径3mもしくは4mとなる。拡底アタッチメントを取り外したのち、必要に応じて拡底部壁面形状の超音波探査を行なう。なお、拡底作業が完了後、ビットを空転させながら、孔底のスライムの除去を行なう。そして、孔中に鉄筋カゴを入れ、トレミー管でコンクリートを打設する。

2. 機械装置

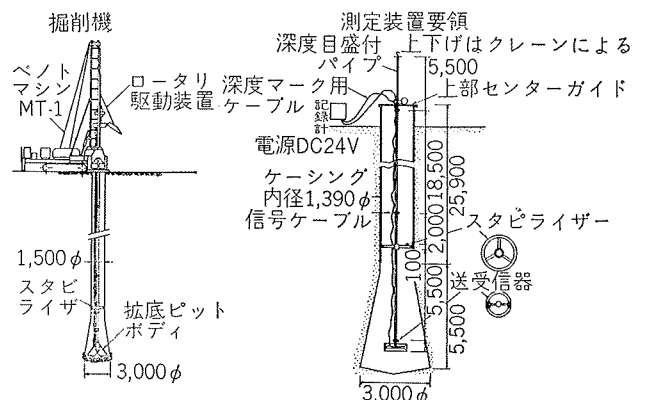
(1) ベノトマシン本体 オールケーシング掘削および先端掘削に市販の大型ベノトマシンに若干の改造を加えたものを使用する。

(2) 拡底掘削機 ベノト掘削機に若干の改造を加えて、拡底装置のアタッチメントを取り付け一貫して拡底掘削を行なうものと、これとは別に拡底掘削だけを行なう専用機がある。これはアタッチメントの着脱による時間のロスをなくしスペアのケーシングを用意すれば、ベノト掘削と拡底掘削さらにコンクリート打設が並行作業になり工期の短縮が図れる。

先端を拡底掘削するビットは、かさのように徐々に開きながら回転するもので、ビットの開閉は油圧駆動によっている。ビットに回転駆動を加えるロッドは、地上のベースマシンに取り付けられたロータリー駆動装置によって回転される。このロッドは、掘削土砂をエアリフトによるリバースサーキュレーション工程で、地上に排出するための吸い上げパイプの役目も兼ねている。拡底部分を所定の円錐形とするため、ビットの開き角度とビットの掘進の関係は自動装置によって正確に保たれる。この機構は手動に切換えることも



図一 O J P の施工順序



図二 掘削機械と超音波測定装置

可能である。

(3) 超音波測定装置 超音波の発信装置を掘削孔の中央（ベントナイト泥水中）に吊り降し、孔壁面における超音波の反射を利用して孔壁の掘削状況、崩壊状況を測定し、地上にある自動記録装置で読みとる。

3. 大阪機械工場における実験

主として施工性を調べるために、大阪機械工場敷地内において実験工事を行なった。実験は、昭和45年6月の掘削を主体とした第1回実験と、同年8月の掘削および実大模型作成を目的とした第2回実験とに分けられる。

3.1. 地盤の状況

敷地は枚方丘陵上の標高40~50mの平坦地であって、以下のような地盤構成である。

上部砂層：シルト混り細砂ないしは中砂からなっており、N値10~15程度を示す。

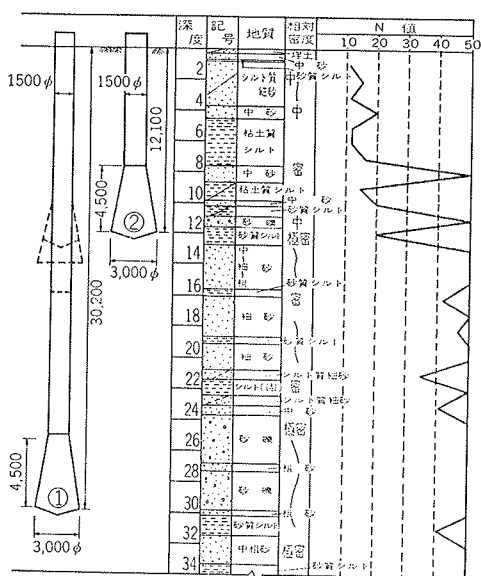


図-3 土質柱状図

中間粘土層：細砂を帯状にはさむシルトでN=12~20を示し、粘性土としては、硬い安定した地層である。

基底レキ層：層厚0.79mにすぎないうすい地層である。

大阪層群：深さ12m, 22m, 31mあたりに層厚1.2m程度のシルト層をはさみ、深さ23.7mまでは細砂~中砂、それ以深では砂レキを主体としている。シルトは深さ12mのN=20を示すところで、 $q_u=3\sim4\text{kg/cm}^2$ 程度である。以下のシルト層はN=30~40を示す非常に硬いものとなっている。砂層はN=40~50もしくはそれ以上の密なもので、粒径も比較的均一である。砂レキは、レキ径10~25mmの円礫でN>50を示し非常に密実である。

3.2. 第1回拡底掘削実験

3.2.1. 機械作動試験 主として拡底機の作動状況を確認するため、ベント機によりG.L.-16mまで掘削したのちケーシングを7m引き上げ、空掘りによって拡底機を運転した。直径2.5mまで拡底された時点で、孔内に入り掘削状況を観察により確認した。拡底部分の土質は大阪層群のシルトにあたり、掘削壁面の状況は良好であった。

3.2.2. 拡底本実験 掘削孔をG.L.-8mまで埋め戻し、オールケーシング工法によって、-30.2mまで径1.5mのベント掘削を行なった。土質は大阪層群の粘土混り砂層で、N値は部分的に35~40を示す以外50以上の密実なものである。その後、拡底ビットに取替えて予定通り直径3mまで底部を拡大した。

3.2.3. 掘削壁面の超音波探査 拡底部分の掘削壁面の形状を超音波探査器によって測定した。測定方法は深さを変えて360°回転する方式と、深さ方向に連続測定し方向を変える方式とが考えられるが、後者の方が測定が容易でデータの理解も簡単である。

3.2.4. コンクリートの打設実験 トレミー管を用いて水中コンクリートを打設し、コンクリート量と拡底部の予定形状から算出したコンクリート量とを比較した。コンクリートは、 $C=200\text{kg/m}^3$ 砂利25mmスランブ18cmの生コンを使用 24m^3 を打設した。設計孔内空間は、 22.3m^3 であるから 1.7m^3 余掘りしたことになり、余掘率は8%となる。また、柱筒部は所定の径で掘削されているものと考え、拡底部について余掘率を計算すると9%であった。

3.3. 第2回拡底掘削実験

拡底部の台形コンクリートピヤを掘り出し、実際にその形状を目で確認することを目的とする。

3.3.1. 拡底掘削 G.L.-12mまでベント機でオールケーシング掘削を行なったのち、ベントナイト液を注入し拡底ビットによって径3mまで拡底掘削を行なった。掘削底面は大阪層群上面にみられるN=20、層厚

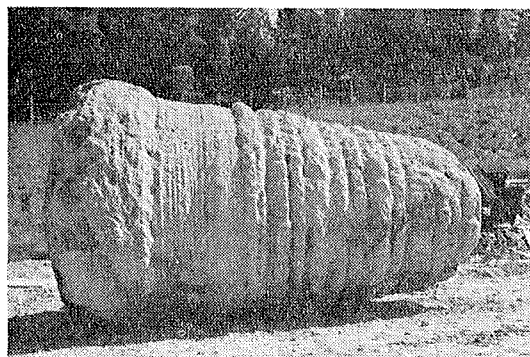


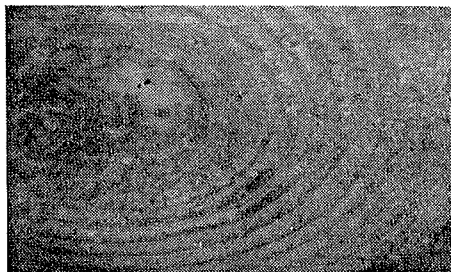
写真-1 掘り出したOJPの拡底部

1.2m 程度のシルト層中に位置している。

3.3.2. コンクリート打設 拡底部にトレミー管を用いて、 $f_c=180\text{ kg/cm}^2$ 、スランブ 18cm のコンクリート19m³を水中打設した。

3.3.3. 拡底部のコンクリート形状 地上に吊り上げたコンクリート体および先端地盤の状況は写真に示すようなものである。コンクリート体の底部にみられる孔は、土質調査のために埋込んだビニールパイプで、そこからパイプ内に充填した砂が流出しピヤー底面および側面の一部が欠けている。コンクリート側面の同心円が重なったような凹凸は、拡底機を手動操作した部分であり、滑らかな部分は機械の自動操作による部分である。底面から少し上った部分でくい径が大きくなっているのは、スライムを除去するために拡底ビットを約20分間回転させた結果によるものと考えられる。

3.3.4. 拡底ぐい底部地盤の調査 あらかじめ建込んだビニールパイプを通してボーリングを行なった結果、パイプ内につめた砂の部分で、 $N=0$ 、それ以下では $N=14\sim 20$ を示す大阪層群の粘土となっている。ピア底面地盤の表面は写真にみられるように、拡底ビットの歯形が同心円状にシャープにきざまれており、予想以上にきれいな仕上がりが見られる。この部分から採取した試料の一軸圧縮強さは 3 kg/cm^2 以上の大きな値を示している。



写真一 2 ピア底面地盤の表面

4. 主婦の友第2ビルでの実験工事

OJP工法を主婦の友第2ビル新築工事にはじめて採用した。OJPは建物本体のすべての基礎に用いられ、すべてのOJPについて超音波測定を行ないその精度をしらべると共に、そのうち6本のくいからコンクリートコアを採取し強度をしらべた。また、この工事場を利用し、実験ぐい2体を施工してこれを掘り出し、OJP一般認可のための資料を得るとともに、関係方面に公開した。

4.1. 地盤の状況

敷地は豊島台とよばれる洪積台地に位置するが、地盤の上部を占める関東ロームが欠除し、深さ1.5mま

で埋土、3.5mあたりまでが段丘粘土、深さ5m前後まで段丘レキ層である。以下の上部東京層は、 $N=6\sim 9$ 、 $q_u=0.85\sim 1.82\text{ kg/cm}^2$ を示すシルト、 $N=20\sim 50$ の細砂、 $N=10\sim 17$ を示す粘土とつづき、東京レキ層に達する。東京レキ層は深さ26.9mないし29.8mにあらわれ、 $N=50$ に対する貫入量が5~15cmの非常に密な地層である。

4.2. 本設OJPの取扱いと検討

当初の設計は深礎によってG.L.-30m 附近の東京レキ層に支持するものであったが、設計事務所と打合せのうち、東京都建築指導課の特別審査により、以下の条件でOJPを採用した。

4.2.1. 主婦の友ビルにおけるOJPの使用条件

- (1) 地耐力について
 - (a) 先端支持地盤は、G.L.-30m 附近の東京レキ層とする。
 - (b) 長期許容先端支持力は 250 t/m^2 とする。
 - (c) 水盛式沈下計を用いて、施工時の建物荷重の増加に伴う柱脚部の沈下を測定し、その記録を呈出する。
- (2) コンクリート強度について
 - (a) 拡底ぐいの長期許容圧縮応力度は、建築学会建築基礎構造設計規準36条—2を適用する。
 - (b) コンクリートの設計強度は 240 kg/cm^2 とする。
 - (c) 圧縮応力度が 160 kg/cm^2 をこえるくいについては、コンクリート強度の不足分を鉄筋で補強する。
- (3) 鉄筋量について 拡底ぐいの主筋断面積は、くい筒身部実断面積の0.2%とする。ただし、引抜力がかかる場合は、必要な鉄筋量を入れる。
- (4) 拡底部の形状について
 - (a) 拡底径の大きさは、柱軸力の値に応じて3.0mと2.6mの2種類としたが、最初の工事であることおよび縁部コンクリートの性状を考慮して直径について、各0.4mを減じた値で設計する。
 - (b) 施工にあたり、全数超音波測定器で拡底部の形状の確認をする。

上記事項にもとづいて設計されたくい伏図を図—4に示す。

符号	D	D ₁	L	主筋	HooP	本数
P ₁	1,500	3,000	16,500	特記	13φ@300	2
P ₂	"	"	"	8・D25	"	13
P ₃	"	2,600	"	"	"	13
P ₄	"	"	"	特記	"	7

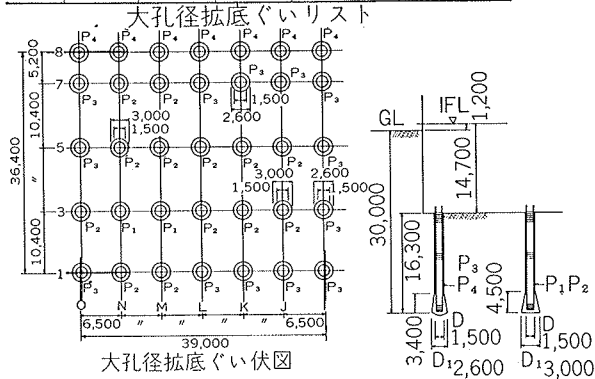


図-4 主婦の友第2ビルにおけるOJP伏図

4.2.2. 超音波測定記録にもとづく判定 超音波測定結果から度数分布表を作成し、正規分布をしていることを確認した。最大拡底径の下限規格値を統計的に求めると次のようになる。

- (1) 拡底径2.6mの場合 平均値 \bar{X} =261.3cm, 不偏分散の平方根 σ_0 =6.05cm, 拡底径は平均値 m =261.3cm, 標準偏差 σ =6.05cmの正規分布とし、不良率1.0%におさえると下限拡底径(S_L)は、下式から $S_L=247.2$ cmとなる。

$$K_P = \frac{S_L - m}{\sigma} \quad \text{不良率1.0\%} \rightarrow K_E = 2.33$$

$$= |K_P|$$

- (2) 拡底径3mの場合 平均値 \bar{X} =298.2cm, 不偏分散の平方根 σ_0 =2.31cm, 不良率を1%とすると, $S_L=292.8$ cmとなる。

以上から、最大拡底径を2.6m, 3.0mとしたとき、設計値をそれぞれ247.2cm, 292.8cmとすれば合格率は99%となる。

4.3. 試験ぐいの実験

本試験の主目的は、建築センターの一般認可を受けるに必要な資料を得ることにあり、調査項目は、(1) コンクリート強度 (2) 鉄筋とコンクリートの付着強度 (3) 施工性 (4) 建物荷重による沈下測定 of 4項目で、これに付随して、コンクリートの養生温度なども測定した。

4.3.1. 試験ぐいの製作 コンクリート強度の異なる試験ぐい2体を製作した。くい体を掘り出し、公開するため第1次根切底から掘削し、G.L.-15m前後の上部東京層シルト中にくい先端が達するように設置した。試験に使用する材料およびコンクリートの調合は下記の通りである。

	W/C %	S/A %	目標スランプ cm	セメント kg	水 ℓ	砂 kg	砂利 kg	AE剤 20%液 gr	設計強度 kg/cm ²	使用場所
調合a	54.3	40.0	16±2.0	300	163	744	1127	75	240	本設ぐい
調合b	46.0	36.8	16±2.0	362	167	660	1151	72	320	試験ぐいA本設ぐいの一部
調合c	45.0	38.2	16±2.0	396	178	691	1138	-	360	試験ぐいB

表-1 コンクリートの調合 (m³当りの重量比)

鉄筋

主筋は、JIS G-3110の規定に合格するSD-30を、副筋は、JIS 3111に規定する普通鉄筋を使用
コンクリート用材料

セメント：住友普通ポルトランドセメント

川砂利：思川産 40mm以下, 比重2.64
f.m.: 7.29

川砂：大芦川産 2.5mm以下, 比重2.64
f.m. 2.68

AE剤：山宗化学 ビンゾール

ベントナイト：共立ベントナイト メッシュ 250

4.3.2. コンクリート強度試験

(1) 試験ぐい くい筒身の上, 中, 下部に分けて、その中心部, 外周部からコアサンプリングし、圧縮試験を行なった。サンプル数はAぐい(コンクリート調合b)25本, Bぐい(調合c)24本である。このほか、施工時にサンプリングし、標準水中養生したものと現場屋外養生したものについても試験を行ないこれらと比較した。表-2, 3に示したように、くいの上部, 中間部, 下部および中心部, 外周部についての強度差に一定の法則はみられない。また、標準水中養生のものはくい体のものに較べて強度が大きく、現場養生のものはくい体のものよりも強度が低いという結果が得られている。

	中心部 kg/cm ²	大小	外周部 kg/cm ²	強度差 kg/cm ²	平均強度に対する差の百分率%
上層	3 2 6	>	3 0 4	2 2	6.7
中層	3 2 5	<	3 5 9	3 4	10.4
下層	3 4 7	≒	3 4 9	2	0.6

表-2 試験ぐいAの中心と外周の強度差

	中心部 kg/cm ²	大小	外周部 kg/cm ²	強度差 kg/cm ²	平均強度に対する差の百分率%
上層	3 7 8	>	3 5 7	2 1	5.8
中層	3 7 2	≒	3 7 7	5	1.3

表-3 試験ぐいBの中心と外周の強度差

(2) 本設ぐい 本設ぐい35本のうち6本をえらび、計26本のコアサンプルをくい頭部から抜取り圧縮試験を行なった。6本のくいのうちJ-3, J-7, K-7はコ

ンクリート調査 a で設計強度 240 kg/cm^2 、標準偏差 25 kg/cm^2 を見込むものであり、その他は試験ぐい A と同じ調査 b である。J-3、J-5は他と較べて低い値を示しているが、このぐいのコンクリートを水中養生した標準供試体では他のぐいに較べて特に低い値を示していない。あるいは、ぐい頭の研りが不足していたのかも知れない。

	中心部 kg/cm ²	大小	外周部 kg/cm ²	強度差 kg/cm ²	平均強度に対する差の百分率%
J-3	241	≒	243	2	0.9
J-7	311	>	295	16	5.2
K-7	307	<	342	35	10.8
K-3	398	>	384	14	3.7
K-5	377	>	367	10	2.7
J-5	282	<	312	30	10.1

表一四 本設ぐいの中心部と外周部の強度比較

(3) コンクリート強度試験結果についての考察

(a) 試験ぐい本設ぐいともコアサンプルの平均強度は、調査強度を若干下廻りかつ標準偏差が大きい。この原因は、調査決定に際し、JASS5に示されるレディミックスコンクリートの標準偏差 25 kg/cm^2 （施工級A）を採用したこと、水中コンクリートであることを考慮しないで水セメント比を算定したためと考えられる。したがって、この実験結果は本工法において高強度のコンクリートを得ることが困難であるということを示すものではなく、後述のように本工法による場合は一般のコンクリートよりも若干富調査にすることを示唆するものである。

(b) 筒身部上、中、下層におけるコンクリート強度変化は、試験ぐい上層がやや低い値を示したほか、ほとんど大きな変化はみられなかった。中心部と外周部との強度の大小関係は、一定の傾向がなく、かつ、その強度差は概ね平均強度の5%以内の範囲に含まれている。このことから、土に接する外周部の強度が若干低目になるのではないかという懸念は無視しうる程度のものであるといえよう。

(c) コンクリートの調査は次の点を考慮しなければならない。

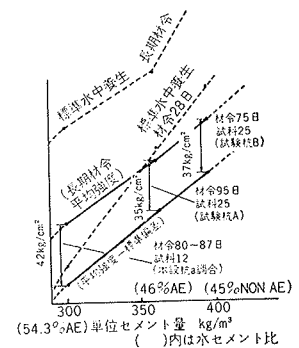
(i) コンクリートの標準偏差は、約 45 kg/cm^2 （設計強度 $240\sim 360\text{ kg/cm}^2$ の範囲で）変動係数15%程度とする。

(ii) 調査強度から水セメント比を決定する場合、強度と水セメント比の関係が標準水中養生した強度よりも長期材令で20%程度低目になることを考慮する。

(iii) スランブは、 $16\sim 21\text{ cm}$ の範囲のものが望ましい。

(iv) 単位セメント量は 320 kg 以上、水セメント比は53%以下とする。この値は、設計基準強度を 240 kg/cm^2 とした場合に対応する。設計基準強度をこれ以上にした場合は、強度に応じた単位セメント量、水セメント比とも変化させる。概略の対応関係をのべると、設計基準強度 300 kg/cm^2 で、単位セメント量 370 kg/cm^2 以上、水セメント比50%以下、設計基準強度 320 kg/cm^2 で単位セメント量 400 kg 以上、水セメント比45%以下ということになる。

図一五に単位セメント量を変化させたときの打設コンクリートの平均強度（平均強度—標準偏差）と水中養生したものの平均強度との関係を示した。これによると、単位セメント量と各種強度との間にはかなり明確な直線関係があることがわかる。



図一五 単位セメント量と各種強度の関係

4.3.3. 鉄筋とコンクリートの付着強度試験

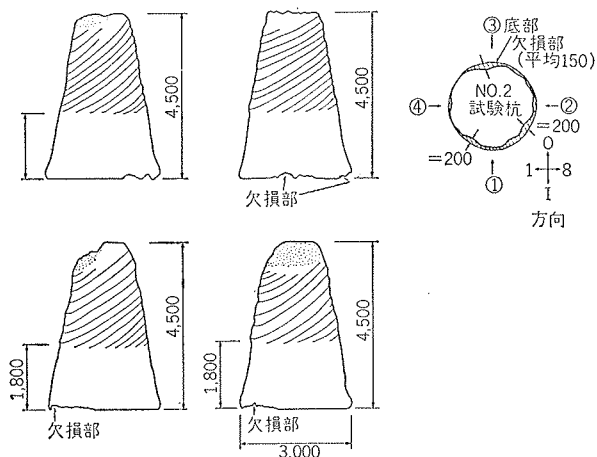
試験ぐいA、Bの筒身部、上、中、下位置に鉄筋を埋設して供試体とした。これとは別にぐい体造成時に地上で標準供試体を作成し鉄筋とコンクリートの付着強度の試験を行なった。試験時の材令は、A試験体（A試験ぐいを利用するもの）が70~76日、B試験体（B試験ぐい）が46~57日である。試験結果は表一五に示す通りである。以下、初すべり時、 $\delta=0.25\text{ mm}$ のときおよび最大荷重のときの3段階に着目し比較検討する。B試験体では τ_b でみるとぐい試験体は標準試験体と同等以上であり、 τ_b/F_c でみてもコンクリート強度による補正を行なえば顕著な差は認められない。一方、A試験体においては、初すべり時には差がないが、 $\delta=0.25\text{ mm}$ および最大荷重時での低下が標準供試体に較べて大きく、初すべり以後のすべり量の増大が顕著である。A試験体およびB試験体の平均値について、標準試験体とぐい試験体を比較すると、初すべりのときにはやくい試験体の方の強度が高いが、 $\delta=0.25\text{ mm}$ のときおよび最大荷重時では、ぐい試験体が標準試験体よりも強度が低い。その低下の割合は、コンクリート強度による補正を行なった τ_b/F_c でみると、 $\delta=0.25\text{ mm}$ のとき33%で最大荷重のとき10%である。

供試体の種類	平均付着応力度 (τ_b kg/cm ²)						相対付着強度 ($\tau_b/F_c \times 100, \%$)						
	初すべりのとき		$\phi=0.250\text{mm}$ のとき		最大荷重のとき		初すべりのとき		$\phi=0.250\text{mm}$ のとき		最大荷重のとき		
	τ_b	比	τ_b	比	τ_b	比	τ_b/F_c	比	τ_b/F_c	比	τ_b/F_c	比	
A 試験体	標準試験体の平均	32.5 (18.6)	1 (1)	137.0 (14.6)	1 (1)	159.3 (19.5)	1 (1)	11.4 (6.5)	1	48.1 (5.1)	1	55.9 (6.8)	1
	くい試験体の平均	34.4 (12.0)	1.06 (0.6)	75.0 (18.0)	0.55 (2.24)	135.4 (30.0)	0.85 (1.82)	10.4 (3.5)	0.91	22.4 (5.4)	0.37	40.3 (8.9)	0.72
B 試験体	標準試験体の平均	38.3 (11.1)	1 (1)	121.4 (13.4)	1 (1)	150.2 (9.8)	1 (1)	13.0 (3.8)	1	41.2 (4.5)	1	50.9 (3.3)	1
	くい試験体の平均	50.3 (19.1)	1.31 (1.3)	118.0 (34.5)	0.97 (2.65)	173.7 (18.8)	1.16 (1.66)	13.6 (5.3)	1.05	32.1 (9.5)	0.78	47.3 (5.2)	0.93
AおよびB標準試験体の平均	35.4 (14.9)	1 (1)	129.2 (14.0)	1 (1)	154.8 (14.7)	1 (1)	12.2 (5.2)	1	44.7 (4.8)	1	53.4 (5.1)	1	
AおよびBくい試験体の平均	42.4 (15.6)	1.20 (0.87)	95.5 (26.3)	0.75 (2.53)	154.6 (24.4)	1.00 (1.66)	12.0 (4.4)	0.98	27.3 (7.5)	0.61	43.8 (7.1)	0.82	

表一五 標準試験体とくい試験体との比較

4.3.4. 施工に関する調査 くい体の形状、コンクリートへのスライムの混入の有無などについて調査検討した。

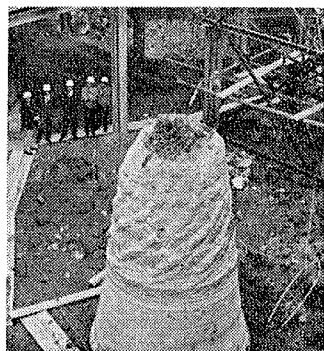
(1) 試験ぐいの形状 試験ぐいの外観を写真に示した。また図一六は、そのスケッチとくい底部の欠損



図一六 試験ぐいの形状スケッチ

状況を示したものである。この図にみられるように、くい底部側面にかなりの欠損があり、その幅は最大 20cm 程度であった。

欠損部のみの平均欠損幅は5cm程度であった。



写真一三 試験ぐいの外観

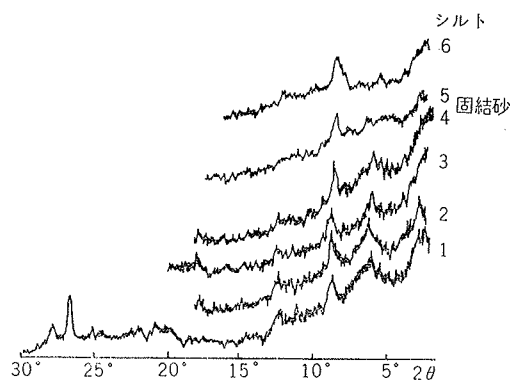
(2) くい底部堆積物の調査 ぐいを掘り出したのち、くい底面の土を採取しせん断試験と化学分析を行った。

(a) せん断試験 9個の試料を採取したが、粘土を主体としたもの、砂をしま状にはさむものなどがあり、破損しやすく、せん断試験が実施できたのは9個

のうち6個である。粘性土を主体とするもの4個については一軸圧縮試験を、砂質土を主体とするものについては直接せん断試験を行なった。一軸圧縮強さは、 $q_u=0.871\sim 1.127 \text{ kg/cm}^2$ を示し、工事に先立って行なった粘土の $q_u=0.85\sim 1.82 \text{ kg/cm}^2$ と比較しほぼ同じか、いくぶん低い値を示していた。しかし、破壊ひずみは2.5%あったのが5~7.5%に増大している。直接せん断試験結果は、砂質土にもかかわらず $0.425\sim 0.825 \text{ kg/cm}^2$ という大きな粘着力を示しており、砂質中へのベントナイトの混入ないしは浸透がうかがわれる。

(b) 化学分析 くい側面の欠損部で、深さ方向に約5cmの間隔で6個の試料を採取し試験を行なったX線回折図によれば、ベントナイトに由来するモンモリロナイト粘土のピーク(ほぼ $6^\circ 30'$)は、試料No. 5, 6では認められないが、試料1~4にはいずれもこの位置に明瞭なピークが認められる。また、地山のシルト、砂に含まれるイライト粘土のピーク(約 $8^\circ 50'$)が一樣にみられる。

土のメチレン・ブルー吸着能を測定し計算した結果、



図一七 スライムのX線回折図

各試料中のベントナイト混入量は、1.1~8.2%の範囲にあり、平均4.4%であった。

(c) コンクリート中へのスライムの混入状況

くいの拡底部、筒身部および頭部の各部位におけるコンクリート中へのスライムおよびベントナイトの混入状況について検討した。検討方法は、コンクリートの比重測定、粗骨材を除いた部分の化学分析、X線回折法によっている。ここで用いたX線回折法による鉱物分析は、コンクリート中のベントナイト粘土を検出し、間接的にスライムの混入状況を推定しようとするもので、本法ではベントナイト混入量0.0022%まで検出する。

(i) 掘削部および筒身部

コンクリートから粗骨材を分離し、残りを粉砕した試料のX線回析図では、ベントナイトに由来するピーク(約7°)は明瞭ではない。参考までにベントナイト混入率0.0022%の水和試料を同様に処理し

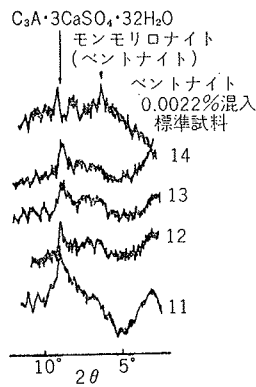


図-8 底部コンクリート試験のX線回析図

て得たものの回析曲線を併記した。また、比重値、化学分析の結果では、各成分ともブランクの値と比較して特に顕著な差は認められない。以上の結果から、掘削部および筒身部ではベントナイトおよびスライムの混入は無視しうる程度のものであるといえよう。

(ii) 頭部 工事にあたっては斫り取られる部分であるが、他の部分と比較するために調査した。コンクリートというよりもむしろスライムが固結した様相を呈し、粗骨材の混入は少ない。X線回析図では、ベントナイトに由来する7°付近の鋭い回析ピークが認められ、ベントナイトの混入が著しいことを物語っている。

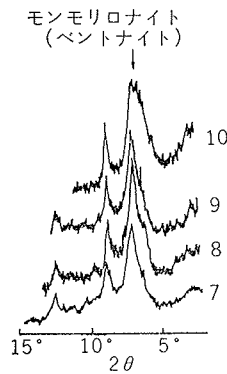


図-9 頭部コンクリートスライム混入物のX線回析図

4.3.5. 本設ぐいの沈下測定 測定には自記々録の水盛式沈下計を用い、4カ所において行なった。測定開始は水圧版、地下3階躯体、地下2階鉄骨建方が終わった時点であるので、各ぐいには初期荷重がかかっている。測定位置、初期荷重は次の通りである。

測定位置	3-K柱	3-N柱	3-M柱	3-O柱
初期荷重(t)	433.3	518.8	484.5	361.7

表-6 沈下測定的位置と測定前の柱荷重

沈下は荷重の増加に伴い、ほぼ直線的に増大しており、測定終了時(ベントハウスコンクリート打設時)の沈下は次の通りである。

測定位置	3-K柱	3-M柱	3-N柱	3-O柱
増加荷重(t)	650.4	746.5	792.4	562.9
累積荷重(t) (初期荷重共)	1083.7	1231.3	1311.2	924.6
沈下量(mm)	3.5	3.5	4.5	3.0

表-7 測定終了時の柱脚部沈下量

荷重沈下曲線から地盤係数を求めてみると、 $K_{300} = 23.6 \sim 28.3 \text{ kg/cm}^3$ となる。文献によると、東京レキ層の地盤係数は $45 \times 45 \text{ cm}$ の載荷板を用いた試験では $K_{45} = 65 \sim 185 \text{ kg/cm}^3$ 程度であり、これを Terzaghi の修正式によって直径300cmのものに直すと、 $K'_{300} = 9.75 \sim 27.75 \text{ kg/cm}^3$ となる。すなわち、場所打ぐいでは地盤が掘削によってゆるめられ、地盤係数が低下するであろうと考えられるにもかかわらず、測定値はむしろ上限に近い値を示しており、比較的良好な施工がなされたことを裏付けている。また、小さな載荷板によって変形状を求め、修正式を用いてOJPの即時沈下量を求めるときは安全側の値が得られることになる。

5. OJPの耐力などについて

近時、建造物の大型化に伴って、基礎構造、特にくいは場所打ぐい、既製ぐいにかかわらず大型化すると共に高強度化してきており、それだけに精度の高いものが要求される。従来、くいの耐力が小さな時代には多数のくいによって建造物が支持され、その中に不完全なものが混入していたとしても全体としてカバーされ大事には至らなかったのであるが、現今のような設計では1本でも不完全なくいがあれば直ちにその影響があらわれることになる。このような基礎が不安であるからといって、ひとり従来のような基礎形式に固執することは、世のすう勢が上記のようなものである以上施工者として許されるはずがない。そのような意味において各社とも新技術の開発につとめているのであり、OJPもその中のひとつである。OJPについては、これまで述べたような一連の実験結果を呈出し、建築基準法第38条にもとづいて以下のような一般認可が与えられたのであるが、本工法によったくいは、1柱1本という形で用いられるものであって不完全なものは全く許されないから、でき得るかぎり精度の高い、完全なものが施工されなければならない。

6. OJPの一般認可条件

(1) 本工法によって造成された大口徑ぐい(ピヤ)の許容耐力の最大値は、掘削部の最大断面積に対して

長期250 t/m²，短期500 t/m²とする。ただしこの最大値は，標準貫入試験の打撃回数がN=50以上の東京レキ層にくい底面を設置した場合のものであり，これと同等以上の耐力を有する地盤に対してのみ採用することができる。また許容耐力は上部構造および地盤条件に応じた支持力・沈下量の検討を行なった上で決定するものとする。

(2) 工事の実績を積み，施工精度が向上し，資料がととのうまでは，拡底部最大面積の算定に当っては，公称径3.0mに対して2.80mを，公称径4.0mに対して3.80mを有効径として採用する。

(3) コンクリートの設計基準強度 F_c は 240 kg/cm² 以上とし，許容圧縮応力度は設計基準強度の 1/4 以下，

かつ80 kg/cm²以下とする。

(付帯事項)

(1) 認定結果の各値は，本工法によるくいの状態を他の大口径場所打ぐいの実情と比較して決めたものであり，今後のこの工法の改良，技術の進歩によって状態が変化した場合，および他の工法によるくいも含めた全般的な基準値の改訂が行なれわたる場合には，それらとの関連によって変更されることがある。

(2) 工法，装置等の改良，変更等があった場合には当委員会に報告すること。

(3) 当分の間，本工法による実施例が施工される場合には，実験結果も含めて当委員会に報告されたい。

(文責 金谷祐二)