

大深度大口径深礎杭の施工

CONSTRUCTION OF DEEP AND LARGE-DIAMETER CAISSON TYPE PILES

今村正孝*・細井 武**・門 義英***・石井敏明****

By Masataka IMAMURA, Takeshi HOSOI, Yoshiaki KADO and Takaaki ISHII

The 66-storey UOB PLAZA Building in Singapore will be founded on 12 numbers of deep and large diametered caisson type piles. The construction of these massive shafts in the ground, within close proximity of each other and in a densely built-up business district boasts of several technical accomplishments, namely.

- (i) extremely short construction time of 12 months
 - (ii) stringent thermal crack control of concrete temperatures in each shaft using 270 kg/m³ sulphate resisting cement.
- Continuous mass pour volumes from toe to cutoff are up to 1 800 m³.
- (iii) extensive full scale friction tests on the outer-shell lining to confirm designed friction values between the bouldery clay and caissons.

Keywords : caisson type piles, thermal crack control, friction test

1. はじめに

シンガポールの中心街において、現在、高さ東洋一(地上高281m, 66階)のUOB(United Oversea Bank)プラザビルが建設中である。Fig. 1にUOBプラザビルの完成姿図を示す。本報告は、UOBプラザビルの基礎に採用された大深度大口径深礎杭12本の施工および周面摩擦試験に関するものである。

本基礎工事の特徴は、12か月間という短期間に12本の大深度大口径(直径4.7~6.8m, 深度69~79m)深礎杭を築造すること、施工地点の地質は、上部は超軟弱粘性土と下部は転石混りの硬質粘土質シルト層(以下転石層とよぶ)であり、上下部の地質が全く異なること、コンクリートの打設については、打設面の欠陥をなくし、かつ工期を短縮するため杭先端から杭頭まで連続打設すること、杭長は最終的には、現地における周面摩擦試験により決定すること、等であった。

* 正会員 工修 西松建設(株) 海外事業部副事業部長
(〒105 港区虎の門1-20-10)

** 正会員 工修 西松建設(株) 土木設計部副部長(同上)

*** 正会員 西松建設(株) シンガポール営業所工事課長
(300 Jalan Sultan Singapore 0719)

**** 正会員 西松建設(株) シンガポール営業所設計課長
(同上)

以上の特徴を有する工事であるため、施工に際して次のような検討課題を解決する必要があった。

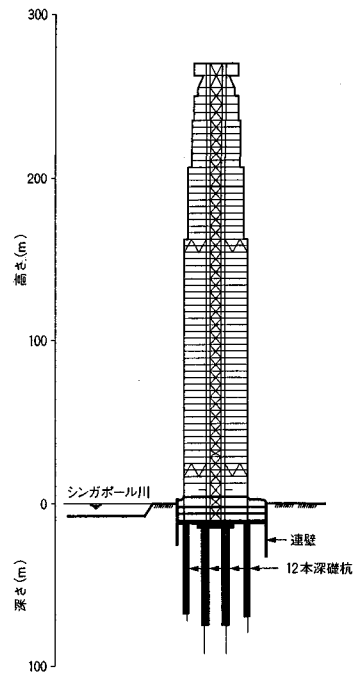


Fig. 1 Line diagram of UOB PLAZA.

① 大深度大口径深礎杭 12 本を同時に、安全かつ、急速に施工するための工法の採用。ただし、上部軟弱粘土層および下部転石層に対して、工法を異にする必要がある。

② コンクリート連続打設方法とコンクリートの温度制御方法。

③ 深礎杭掘削中に、周面摩擦力を確認することのできる原位置周面摩擦試験。

本報告は、上記課題を中心として実施工を通して得られた施工実績について述べるものである。

2. 深礎杭概要

(1) 工事概要

UOB プラザビル基礎工事は、Table 1 および Fig. 2 に示す深礎杭 12 本を築造する工事である。

深礎杭頭部は、幅 21.4 m × 長さ 46.6 m × 厚さ 5.0 m のマスコンクリートのフーチングにて連結され、そのフーチング上に超高層ビルが建設される。施工状況写真を Photo 1 に示す。

Table 1 Dimintions of caisson type piles.

深礎杭径 (m)	杭番号	杭先端深度 (m)		杭 長 (m)	
		原設計値	修正値	原設計値	修正値
φ4.7 m	CA 1	71.50	69.90	57.45	55.85
	CA 2	71.50	63.80	57.45	49.75
	CA 11	78.50	74.55	64.45	60.50
	CA 12	71.50	67.68	57.45	53.63
φ6.2 m	CA 3	88.50	79.60	72.99	64.09
	CA 6	77.50	69.39	61.99	53.88
	CA 7	88.50	79.92	72.99	64.41
	CA 10	77.50	68.61	61.99	53.10
φ6.8 m	CA 4	91.50	75.75	75.99	60.24
	CA 5	91.50	77.32	75.99	61.82
	CA 8	91.50	75.55	75.99	60.04
	CA 9	91.50	75.70	75.99	60.19
計			810.72	697.50	

注 1) φ4.7 m 深礎杭・杭頭深度 14.05m
φ6.2 m・φ6.8 m 深礎杭・杭頭深度 15.51m

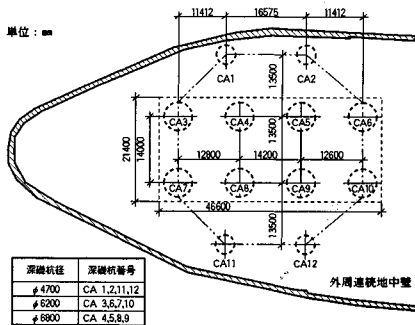


Fig. 2 Arrangement of caisson type piles.

深礎杭の施工順序は次のとおりである。まず上部軟弱沖積層については、深礎杭外周に仮設連続地中壁を築造し、山留め壁とし、円形の RC リングを掘削とともに打設しながら掘削を進めた。下部転石層については本杭の外殻となる RC ライニングを逆巻き工法にて打設し、転石層の崩壊を防ぎながら掘削した。掘削は主として発破によるものであった。

掘削後、鉄筋を一括して組み立て、コンクリートを連続打設した。周面摩擦試験は RC ライニングを利用して行った。

実工程は Fig. 3 のとおりである。12 本の深礎杭をほとんど同時に掘削し、コンクリート打設まで約 12 か月間以内に完成させるという急速施工が工程上重要な条件であった。

(2) 地質概要

施工地点の地質縦断図を Fig. 4 に示す。

地表より深度 23 m から 36 m にわたって軟弱な沖積層が分布し、その下部はボルダー・クレイとよばれる転石を混入する転石層が分布する。この転石層は延々と続き、地表下 120 m において岩盤に至る。

上部の軟弱な沖積層の大部分はマリンクレイとよばれる海成粘土層であり、層内に狭在するシルト質砂層 (F₁ 層) および硬質粘土層 (F₂ 層) によって上部および下部海成粘土層に分けられる。

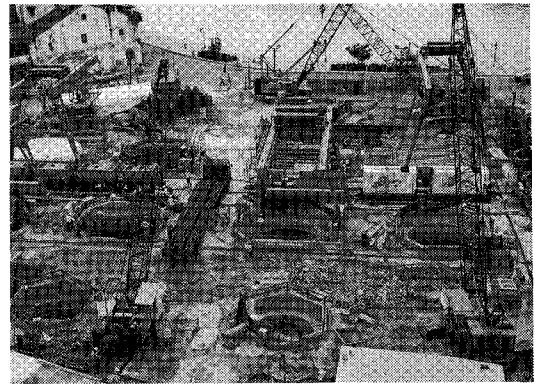


Photo 1 General view of the site.

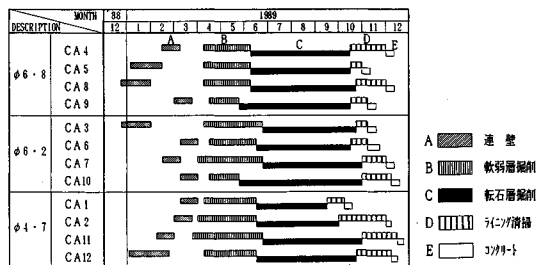


Fig. 3 Construction program for caisson.

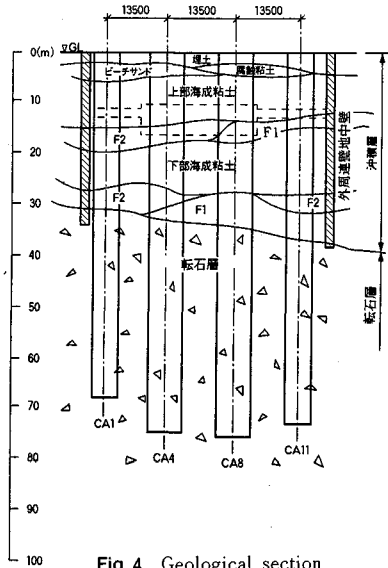


Fig.4 Geological section.

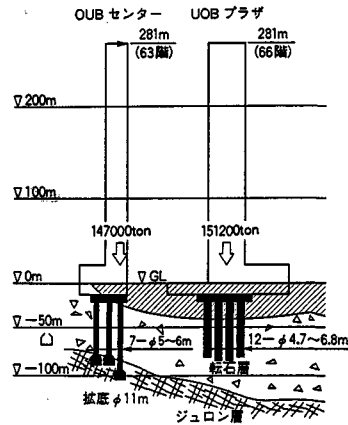


Fig.5 Comparison of building foundations.

Table 2 Outline of design of caisson type piles.

項目	設計内容
設計荷重の算出	超高層ビル部と地下基礎部(深礎杭+フーチング)を一体とした全体モデルとして解析し、深礎杭1本当りの設計荷重を算出。水平荷重として風荷重のみを考慮(台風の影響を受けないので風荷重は日本の場合より小さい)。(表-3参照)
許容鉛直支持力	先端支持力を無視した摩擦杭として許容鉛直支持力を下記のとおり算出。 $\text{許容鉛直支持力} \leq \frac{\text{極限周面摩擦力}}{2.5}$ 原設計時には極限周面摩擦係数33t/m ² を採用したが、施工時に原位周面摩擦試験を行い、45t/m ² を確認し杭長を短縮(表-1参照)。
沈下量	ランドルフの提案式 ¹⁾ を群杭に拡大し、地盤と杭体のひずみの合計としての沈下量を算出(表-3参照)。

Table 3 Design load and predicted settlement of caisson type piles.

深礎杭番号	鉛直荷重	風荷重			推定沈下量
		曲げモーメント	軸方向力	せん断力	
CA 1, CA 2, CA 11, CA 12 (φ4.7m)	8000 t/本	8000t・m	±174 t/本	100 t/本	45 mm
CA 3, CA 6, CA 7, CA 10 (φ6.2m)	13500 t/本	9950t・m	±1473 t/本	380 t/本	50 mm
CA 4, CA 5, CA 8, CA 9 (φ6.8m)	16300 t/本	10060t・m	±1770 t/本	456 t/本	60 mm

上部海成土層は、非排水せん断強度 $C_u=2\sim3 \text{ tf/m}^2$ 、下部海成粘土層は、 $C_u=3\sim4 \text{ tf/m}^2$ 程度である。地表面近くにはビーチサンドとよばれる緩い海成沖積砂層がある。

転石層の転石混入率は場所によっては40%に達する。転石の一軸圧縮強度は200~1400 kgf/cm²、マトリックスの一軸圧縮強度は、ばらつきが大きく、1.0~25 kgf/cm²である。

(3) 設計概要

深礎杭本体の設計はイギリスの OVE ARUP AND

PARTNERS によるものである。基本的な設計内容は Table 2 のとおりである。

また、各深礎杭に作用する設計荷重を Table 3 に示す。すべての深礎杭は先端支持力を無視した摩擦杭として設計されている。

Fig. 5 にシンガポールにおいてすでに完成している OUB センタービルの基礎形式との比較を示す。わずか100mしか離れていない OUB センターの基礎杭が先端支持杭として設計されているが、これは設計思想の違いによるものである²⁾。

3. 掘削

(1) 軟弱沖積層の掘削

a) 工法の選定

軟弱沖積層の掘削に際して次の条件を満足する山留め工法を採用する必要がある。

① 12本の深礎杭を同時に施工するため隣接杭への影響が極力少ない山留め工法であること。

② ビーチサンド層、シルト質砂層(F₁)等の透水層が狭在し、かつシンガポール川に隣接しているため止水効果の大なる工法を採用すること。

③ 掘削時に軟弱な沖積層が安定する工法であること。

山留め工法として連続地中壁工法、鋼板工法、柱列壁工法、圧入ケーソン工法等を検討したが、上記①、②、③の条件を満足する連続地中壁工法を採用した。

b) 連続地中壁の設計および施工

連続地中壁の設計土圧としてケーソンや深礎杭の現行の設計指針^{3),4)}に従い、Fig. 6の一点鎖線の分布(ABCD)を設定したが、円形立坑に作用する土圧の研究が十分でないことから、連壁下端まで深さに比例して増加する三角形土圧(ABED)に対しても、極限状態で抵抗可能

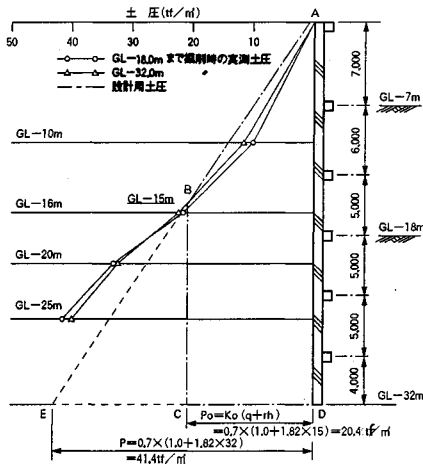


Fig. 6 Design lateral pressure and monitored pressure.

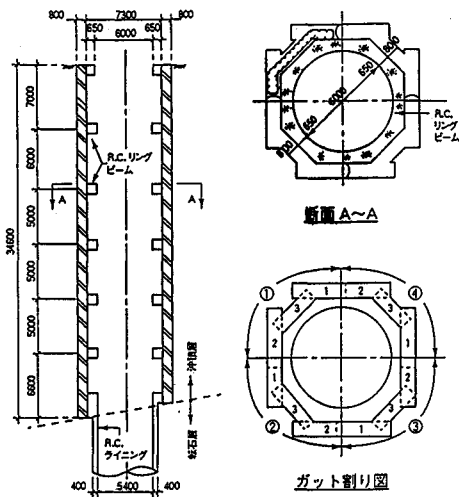


Fig. 7 Typical detail of diaphragm wall shaft.

な構造とした。

挿入式土圧計 (20 cm×10 cm, 厚さ 6.4 mm のピエゾメーターを有する油圧式トータルプレッシャーセル) による土圧計測結果を Fig. 6 に示す。深度 15 m までは設計値とはほぼ一致しているが、それ以深は深度とともにさらに増加している。これは本連壁の設計については、現行指針の台形分布は危険側であり、三角形分布を採用すべきであったことを示しているが、今後さらに検討を加える必要がある。

連続地中壁のガット割り・エレメント割りおよび RC リングの配置を Fig. 7 に示す。連続地中壁の掘削はワイヤー式バケット工法にて行った。

掘削中の内側残置地山の安定対策工として内側残置地山中央に緩衝孔を設ける方法⁵⁾や内側残置地山の間隙水

圧をディープウェルにて低下させる方法を検討し、後者を採用した結果、大きな崩壊はなく、掘削を完了することができた。

c) 連壁内坑掘削

地表より深度 10 m はロングアームバックホウ、それ以後はクラムシェルによる掘削を行った。連壁に沿った部分は人力によりすき取った。

転石層近傍ではクラムシェルによる掘削は困難となり、ミニバックホウ (0.08 m³) を立坑内に投入し掘削した。

(2) 転石層の掘削

a) 掘削工法および設備の選定

転石層の掘削工法および設備の選定を Table 4 に示す。

掘削後地山を長時間放置した場合、除荷や吸水による膨張や乱れにより摩擦抵抗が低減するおそれがあるため、直ちにライニング、あるいは吹付けを行うショートステップ工法が指定工法であった。ショートステップ工法の山留め工法として逆巻きライニング工法と NATM 工法を比較した。工法選定にあたり、以下の 2 点に留意し逆巻きライニング工法 (1 リフト 2 m) を採用した。

- ① 12 本の深礎杭を同時に掘削するため、隣接深礎杭の発破掘削の影響が少ない工法であること
- ② 転石の落下が確実に押さえられる工法であること

転石の混入率は 30～40 % であり、転石処理が掘削能率に大きく影響を与えた。Table 4 に示す工法を比較し、最も効率のよい発破工法を主として採用した。ずり揚げ設備については、経済性、機動性、安全性の面から門形クレーンとクローラクレーンの組合せを採用した。

また安全設備としては落下物の遮蔽用スラブおよび簡易足場として併用して簡易スカフオードを使用した。

b) ライニングの打設

転石層の土圧の設定に関しては、研究成果も少なく、不明な点が多い。シンガポールにおける類似工事の実績²⁾や、同じ転石層における開削工事の実績⁹⁾を参照して、土圧係数を 0.3 と定め、その土圧に抵抗できるように φ6.8 m および φ6.2 m 深礎杭に関してライニング厚さを 40 cm, φ4.7 m 深礎杭に関しては、ライニング厚さ 35 cm を採用した。

型枠は鋼製円筒型枠を各深礎杭ごとに 12 基製作した。コンクリート打設は、型枠上部に簡易足場を設け、1.5 m³ コンクリートバケットにより打設した。

コンクリート打設後、脱型は行わず直ちに次リフトの掘削にとりかかった。次リフトの鉄筋組立てを完了後、前リフトの型枠を脱型し、3 t チェーンブロック 4 基にて吊り下げ、次リフトの所定位置にセットした (Table

Table 4 Comparison of excavation method and utilisation for bouldery clay.

工法及び設備	特徴	本工事での採用工法及び設備	
山留め工法	逆巻きライン工法	一般に2~3mを1サイクルとして掘削ラインを交互にくり返して掘削する工法である。本工事の場合、転石の落下が確実に押さえられるというメリットがある。	1サイクル2mの
	NATM工法	吹付けをロックボルトにて地山を安定させながら掘削する工法である。逆巻き工法に比べて工期的に有利であるが、本工事の場合、転石を安定させるのがむずかしい。	逆巻きライン工法を採用
転石処理方法	発破工法	最も効率のよい方法であるが、隣接深礎杭への影響、ライン工への影響等を考慮して斉発量の制限が必要である。	発破工法を採用。
	油圧ブレイカー	使用可能なバックホウは作業空間の制約より限定されるため、装着できる油圧式ブレイカーではほとんど破砕能力がない。	
	油圧式ロックスプリッター	能率が悪いが確実な方法である。	
	静的破砕剤	クラック発生までに時間がかかり、かつクラック発生後もブレイカー等による2次破砕が必要であり、効率が悪い。	
ずり出し設備	クローラクレーン+バケット	クローラクレーンは機動性があり、効率のよいずり出しが可能であるが、バケットの揚降に確実な誘導が必要である。	クローラクレーンと門型クレーンの組合せを採用
	門型クレーン+バケット	バケットの揚降位置が固定しやすく、安全性に優れるが、クローラクレーンに比べて機動性に劣る。	
安全設備	クローラクレーン+バケット	設備費が高く機動性に欠ける。バケットの揚降に確実な誘導が必要であるが、誘導しにくく安全性に劣る。	
	簡易スcaffolding	本格的なスcaffoldingは設備費が高いが、落下物を遮断することを主目的とした簡易スcaffoldingは、現地にて簡単に製作でき安価である。	簡易スcaffoldingを採用。
	安全ネット	バケットの揚降はガイドに沿って行い、バケット周囲を安全ネットにて防護する方法である。バケット以外の重機等揚降の効率が悪い。	部分的に安全ネットを採用。

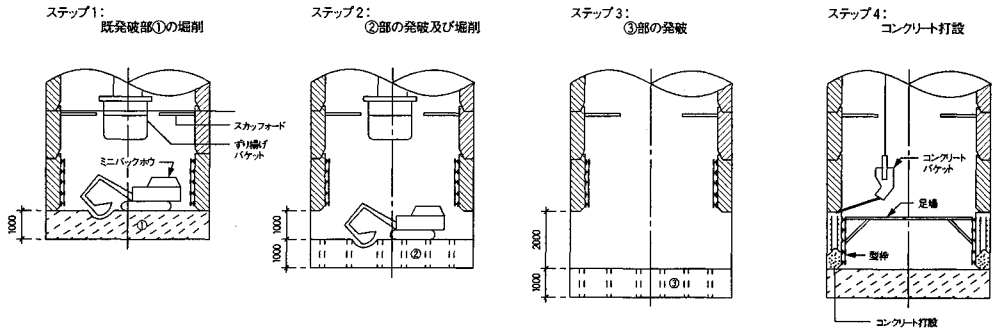


Fig.8 Sequence of excavation in bouldery clay.

8 参照).

c) 掘削および転石処理

掘削初期においては発破は転石処理に限定されていたが掘削速度が上がらず、マトリックスに対してもふかし発破を行い掘削能率を向上させた。

使用火薬は、2号種相当ダイナマイト（爆速5200 m/s）であり、30 msの段発を使用した。

1回当たりの発破の斉発量に関しては Table 5 に示す制約条件があり、各制約条件に対して、許容振動速度を設定した。

これらの許容振動速度を満足する斉発量を設定するにあたり、転石層における現位置発破試験や過去における同質地盤の火薬使用実績により、次の発破振動特性曲線式が得られた。

$$V = 163.2 \times W^{4/3} D^{-0.7} \dots \dots \dots (1)$$

ここに、V：振動速度 (mm/s), W：斉発量 (kg), D：爆源からの距離 (m)

Table 5 Limited conditions against explosive and allowable vibration velocity.

No	制 約 条 件	爆心より対象物までの距離	許容振動速度
(1)	R Cライニングは深礎杭本体の一部であり、発破により損傷を与えないこと。	3 m	注1) 68mm/sec
(2)	隣接深礎杭内においても掘削作業を行っているため、作業員に対して安全であること。	7 m	20mm/sec
(3)	地上の既設建物内のコンピュータ等の振動に対して敏感な機械に、有害な振動を与えないこと。	30m	10mm/sec

注1) 波動論より, $V_a = \frac{\sigma_{1a}}{\rho c} \cdot \frac{1}{F} = \frac{20}{2.45 \times 10^{-6} \times 4.0 \times 10^5} \times \frac{1}{3} = 6.8 \text{ cm/sec}$

弾性論より, $V_a = \frac{\sigma_{1a} \cdot C}{E_c} \cdot \frac{1}{F} = \frac{20 \times 4.0 \times 10^5}{2.6 \times 10^5} \times \frac{1}{3} = 10.3 \text{ cm/sec}$

ここに、 σ_{1a} : コンクリートの引張強度 (3目) 20 kgf/cm²
 ρ : コンクリートの密度 2.45×10^6
 C : コンクリートの弾性速度 4.0×10^5 kgf/cm²
 E_c : コンクリートの弾性係数 2.6×10^5 kgf/cm²
 F : 安全率 (≒ 3)
 V_a : 許容振動速度

従って(1)に対する許容振動数として68mm/secを採用。

上式より、Table 5の制約条件を満足する最大斉発量を求めると600gとなる。発破時の隣接深礎杭内での作業については、掘削初期段階では、隣接杭内での作業員も地上に待避させていたが、工期上問題があった。した

がって発破振動測定および発破時の隣接坑内状況調査を繰り返し行い、発破斉発量 600 g 以下であれば安全性が確保できることを確認したのち、計画どおり隣接坑内の作業員は発破時に待避させずに作業を続行させた。これにより、作業効率が大幅に向上した。

Fig. 9 に発破振動特性曲線、隣接深礎杭および地上における振動測定結果を示す。12本の深礎杭に対して1日最多12回、掘削完了までに652回の発破を行ったが、隣接ビルのコンピュータ、隣接深礎杭、RCライニングに対して全く支障がなかった。

Fig. 10 に転石層に対する深礎杭径 ϕ と1日当たりの掘削量および1m³当たり使用火薬量の関係を示す。Fig. 10 は、深礎杭径が小さくなるほど使用火薬量が多くなるにもかかわらず、1日当たりの掘削量が少なく掘削効率が悪いことを示している。

直径 $\phi 4.7$ m という深礎杭は坑内重機による機械掘りとしては限界に近い直径であり、工期短縮のために機械掘りを行ったが、非常に効率が悪いことを示している。

d) ずり揚げ設備

Table 6 に主要使用機械一覧を示す。また Fig. 11 に仮設備配置図を、Fig. 12 に深礎杭坑内の仮設備配置図を示す。

ずり揚げは門形クレーン 10 t とクローラクレーン 50

t の組合せにより行った。掘削初期は中央部 8本の深礎杭については門形クレーン 10 t × 4 基、北側 2本、南側 2本の $\phi 4.7$ m 深礎杭については、50 t クローラクレーンを各側 1台ずつを配置したが、深度が増すに従いサイクルタイムの調整が困難となり、1台のクローラクレーンで2本の深礎杭をカバーすることができなくなった。したがって 50 t クローラクレーン 2台を追加した。

門形クレーンの仕様決定にあたり、①2基の門形クレーンが4本の深礎杭をカバーできる配置とすること。

Table 6 List of main machines for excavation.

機械名	仕様	基数	備考
門形クレーン	吊能力 10ton	4	$\phi 6.2$ m, $\phi 6.8$ m 深礎杭用
クローラクレーン	50ton	6	$\phi 4.7$ m 深礎杭用 4台 $\phi 6.2$ m, $\phi 6.8$ m 深礎杭用 2台
エンコンクリャー	18.5 m ³ /分	4	
エンコンクリャー	300 KVA	3	
クラッシュパケット	0.8 m ³	4	
イリバケット	2.0 m ³ 円筒形	8	$\phi 4.7$ m 深礎杭用
	3.0 m ³ 矩形	8	$\phi 6.2$ m, $\phi 6.8$ m 深礎杭用
ミニバックホウ	電動 0.08 m ³	4	
	エンジン 0.08 m ³	8	
簡易スcaffolding		12	
	500 kg用	8	$\phi 6.2$ m, $\phi 6.8$ m 深礎杭用
ジャンプ	300 kg用	4	$\phi 4.7$ m 深礎杭用
	500 $\phi - 15$ kw × 2	8	
ジャンプ	400 $\phi - 5.5$ kw × 2	4	

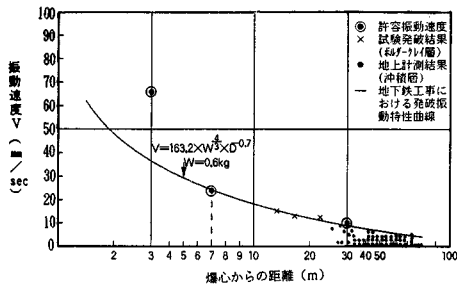


Fig. 9 Characteristic curve of explosive vibration.

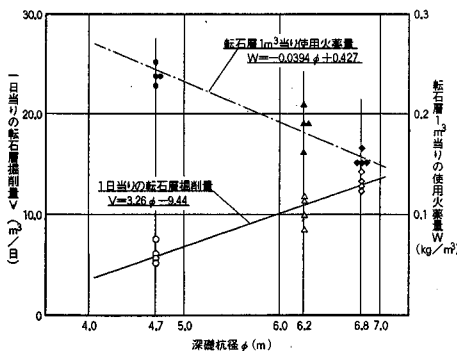


Fig. 10 Relationship between caisson diameter and excavated bouldery clay volume per day and weight of explosive per cubic meter of bouldery clay.

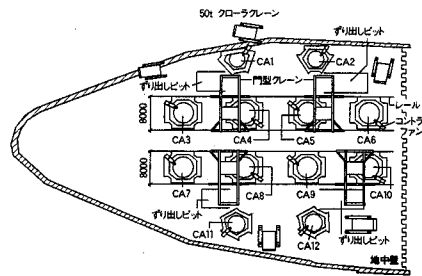


Fig. 11 Site utilization plan.

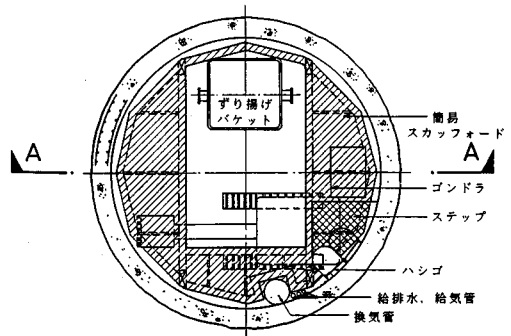


Fig. 12 Arrangement of utilities for $\phi 6.8$ m caisson type pile.

②揚降速度は高速 28 m/min と低速 4.6 m/min の 2 段切換えとすること。③ワイヤのからみ防止のため、非自転性のロープを使用すること等に留意した。

このほか、坑内設備としては、落下物に対する安全設備として簡易スcaffordを各立坑に 1 基ずつ設置した。

昇降設備としては、ゴンドラおよび直ハシゴを設備したがゴンドラの操作性が悪く、実際にはマンケージを昇降させることが多かった。安全面からエレベータを設備すべきであった。

e) サイクルタイム

転石層の掘削のサイクルタイムは、Fig. 13 に示すとおり RC ライニングコンクリートを含めて 1 サイクル平均 5.7 日 (24 時間稼働) であった。

4. コンクリート

深礎杭の深度は 80 m に及び 1 本当たりのコンクリート打設数量は最大 1 800 m³ となる。1 本当たりのコンクリートを連続打設する場合、打継面の欠陥がなくなるとともに、工期短縮が可能であるというメリットがあるため、その可能性を検討した。検討の結果、鉄筋組み、コンクリート供給、打設、温度管理等、問題がないことが判明し、採用に踏みきった。

(1) コンクリートの温度制御

a) 温度規制値

特記仕様書・コンクリートの温度解析および同類工事の実績^{7),8)}より温度制御の目標値を Table 7 のとおり定

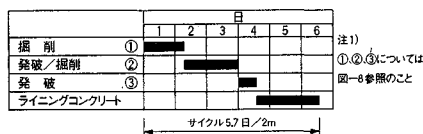


Fig. 13 Cycle time for excavation in bouldery clay (24 hours working).

Table 7 Control values for thermal cracks of concrete.

管理項目	規制値
コンクリートの最高温度	65℃以下
コンクリートの最大温度差	20℃以下
打設後、4日目以降の温度降下勾配	0.6℃/日以下
打設後、28日目以降のコンクリート温度	50℃以下

Table 8 Comparison of concrete mix.

強度 (kg/cm ²)	セメント		配合 (kg/m ³)					スランプ (mm)	打設温度 (℃)	ケーリング
	28日	91日	C	W	W/C	A g	S			
配合 A	300	—	330	165	0.5	max150	—	20℃	ブローキング	
配合 B	300	—	330	165	0.5	max150	—	100~150	ブローキング パイプケーリング	
配合 C	300	—	270	155	0.57	1080	909	100~150	ブローキング	

めた。

b) コンクリート配合

コンクリート配合については、Table 8 に示す 3 配合を比較検討した。

特記仕様書に規定されている低熱セメントを使用する原案の配合 A は以下に示す問題があった。

- ① 配合 A の低熱セメントのコストが高い。
- ② 打設温度 20℃ 以下を維持するためには、ブローキングとして大量の水の使用 (所要水量 (70~80%) × W) が不可欠であるが水の供給能力に問題があり、液体窒素の使用を考慮する必要があり、設備費が莫大である。

上記問題を解決するため、次の配合 B, C を検討した。

- ① 比較的低コストであり、かつ現地において入手しやすい耐酸セメント (水和熱は中熟セメント相当) を使用した配合。
- ② ブローキング用水量が比較的少量 (所要水量 = (20~30%) × W) である打設温度 28℃ に対応する配合。

配合 B の場合、パイプケーリングの設置は施工上難作業であるため、使用セメント量を極力減じ、パイプケーリングを行わない配合 C を採用した。

c) 温度解析

配合 C に関して 1 m および 2.5 m 立方体供試体にて温度試験を行い、次に断熱温度上昇式を得た。

$$Q_t = 35.7 \{1 - \exp(-1.14 t)\}$$

ここに、 Q_t : 断熱温度上昇量 (℃), t : 養生日数

さらに、この断熱温度上昇式を用いて、深礎杭コンクリート打設時のコンクリート温度解析を行い、打設温度 28℃ でかつパイプケーリングを行わない場合でも、Table 7 の温度規制値を満足することを確認した。深礎杭 12 本のすべてについて高さ方向に 4 段、各段 3 点 (中心、1/4 点、外周) の温度測定を行った結果、すべて規制値を満足することが確認できた。

Fig. 14 に代表的な実測値と解析値による温度履歴曲線図を示す。解析に使用した諸定数は Table 9 のとおり

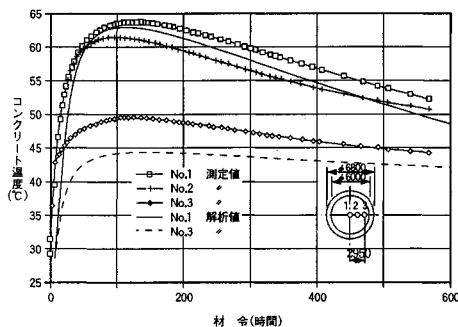


Fig. 14 Temperature hysteresis curve.

である。

実測値と解析値を比較すると、外周部付近の最高温度は解析値の方が実測値よりも約5°C低い結果になっている。これは解析に用いた熱伝導率が実際の値より小さかったことがその理由である。Fig. 15は深礎杭径別にコンクリートの最高温度 T_{max} および最大温度差 ΔT をプロットしたものである。解析結果が示すように $\phi 4.7$ m $\sim \phi 6.8$ m 程度の大口径深礎杭では、 T_{max} および ΔT は杭径にほとんど関係しないことがわかる。

(2) 鉄筋組立て

12本の深礎杭の鉄筋組立ては、ほとんど同時期になり

るため、地上に鉄筋かごを作製し、順次坑内に吊り込み、継ぎ足していく方法は、作業ベースの関係上、不可能であった。したがってバラ鉄筋を坑内に吊り込み、組立てをすべて坑内に行う方法を採用した。

鉄筋の組立ては Fig. 16 に示すように、鉄筋長 12 m の上部と下部に位置する二段の作業台をライニングコンクリートに埋め込んだボルトにより吊り下げ、上昇はクレーンおよびウィンチにて行った。

全深度の鉄筋を杭先端より順次組み立てていくと、下方の縦鉄筋が座屈するため、鉄筋長 12 m ごとにライニングコンクリートにブラケットを設置し、ブラケットより鉄筋を吊り下げる方法を採用した。

(3) コンクリート打設

コンクリート打設要領を Fig. 17 に示す。

コンクリート打設はトレミー管 $\phi 250$ mm 2本を使用し、トレミー管先端はコンクリート打設面より約 50 cm 上部に保持できるように、最下端トレミー管をテレスコープ式とし、チェーンブロックにて位置の調整を行った。作業台には鉄筋組立て時に使用した作業台の1段を用い、作業台よりパイプレーターを使用した。

平均コンクリート打設速度は $60 \text{ m}^3/\text{h}$ であった。したがって、 $\phi 6.8$ m 深礎杭ではコンクリート上昇速度は 2.1 m/h 、 $\phi 4.7$ m 深礎杭では 3.8 m/h であり、それぞれ最大 36 時間および 15 時間を要した。

Table 9 Characteristics for temperature analysis.

諸定数	採用値	
	コンクリート	地盤
熱伝導率 (Kcal/mh°C)	2.4	1.3
熱容量 (Kcal/m³°C)	550	848
温度 (°C)	打設温度 28	地中温度 28

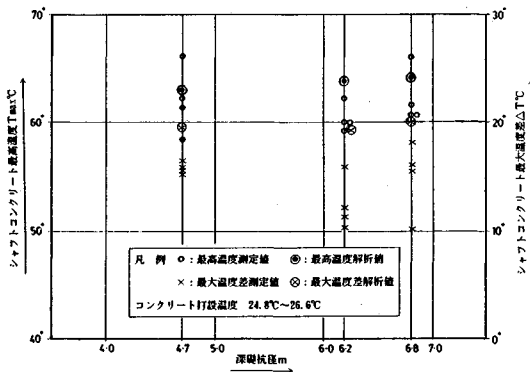


Fig. 15 Relationship between caisson diameter and T_{max} and ΔT in caisson concrete.

5. 周面摩擦試験

深礎杭の掘削中に原位置周面摩擦試験を行い杭長を最終的に決定した。

(1) 試験概要

周面摩擦試験として、逆巻き工法にて打設される 1 リフト 2 m のコンクリートライニングを 12 本 $\times 200$ t 油圧ジャッキにて載荷し、ライニングに作用している摩擦力を測定する原位置試験を採用した。試験要領を Fig. 18 に示す。周面摩擦試験は、26 リングについて実

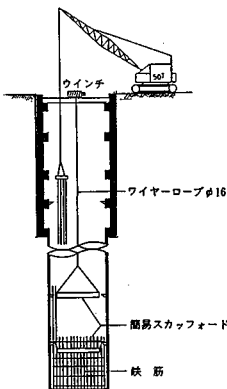


Fig. 16 Installation of re-bars.

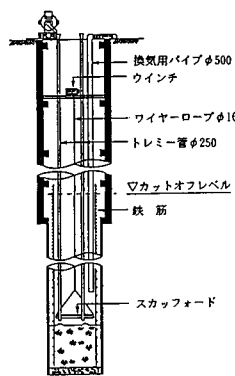


Fig. 17 Concrete placing into caisson.

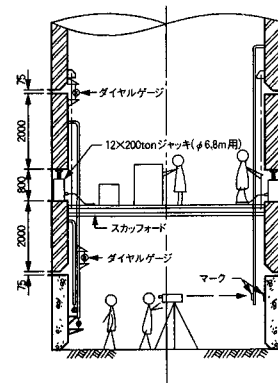


Fig. 18 Friction test on outer shell lining.

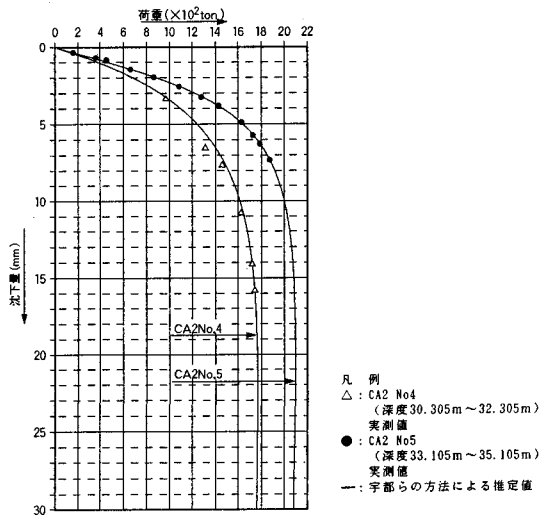


Fig. 19 Results of friction tests.

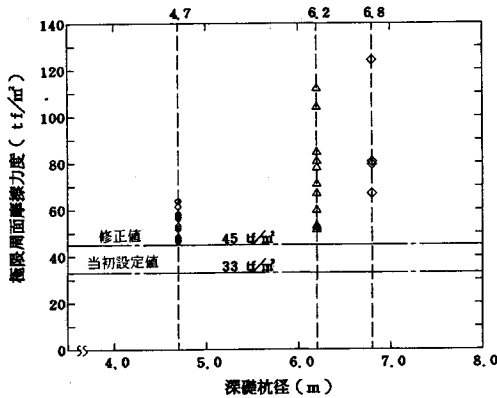


Fig. 20 Distribution of ultimate shaft friction with depth.

施した。

(2) 周面摩擦試験結果

周面摩擦試験の目的は、設計荷重以上の周面摩擦力が発揮されていることを確認することが第一の目的であったため、試験を行った26リングのほとんどが極限荷重ならびに降伏荷重には達していない。したがって従来行われてきた荷重試験の整理方法では精度良く降伏荷重を判定することができない。

宇都ら¹⁰⁾、および Van der Veen¹¹⁾ は荷重と沈下量との関係が次式の指数関数で表現でき、極限状態に達していないデータに対しても十分な精度で利用できることを確認している。

$$P_s = P_{max} \{1 - \exp(-W_s/W_y)\}$$

$$P_y = 0.63 P_{max}$$

ここに、 P_s : 載荷荷重、 P_{max} : 極限荷重、 P_y : 降伏荷重、 W_s : 沈下量、 W_y : 降伏時の沈下量

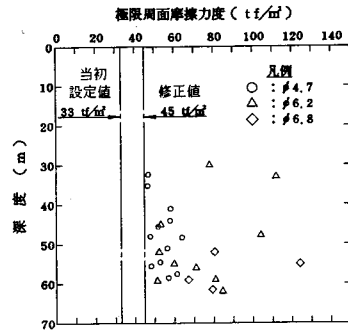


Fig. 21 Relationship between ultimate shaft friction and radius of caisson.

宇都らは上式を非線形最小二乗法によって定式化し、Van der Veen は上式の対数を取ることににより、 W_s と $\ln(1 - P_s/P_{max})$ とが線形一次の形になることから、片対数紙を用いた図解法によって定式化している。

本文では、宇都らの方法によって周面摩擦結果を整理し、極限荷重や載荷量と沈下量との関係の推定を行った。Fig. 19 に宇都らの方法によって定式化した結果と周面摩擦試験の実測値とを併記した一例を示す。

図一20, 21 に極限荷重より求めた最大周面摩擦力度 τ_{max} と杭径、深度との関係を示す。 τ_{max} は、径の大きいものほど、大きくなる傾向がみられる。これは、径の小さいものほど、水平方向のアーチ作用による拘束圧低下や、ふかし発破による地山の緩みの影響が大きいためと考えている。また、 τ_{max} は、深度方向にも増加する傾向があるが、これは、深部ほど、地山が新鮮かつ強度が大きいという事実から予測できる。

いずれも設計極限周面摩擦力度 33 tf/m^2 を満足した結果となっていたため、試験後再度見直しを行った。その結果、設計極限周面摩擦応力度として 45 tf/m^2 が採用できることを確認し、杭長が約 113 m 短縮された。

6. まとめ

本工事と同規模の大深度大口径深礎杭工事は、日本国内においても地すべり対策の抑止杭工事（たとえば、亀の瀬地すべり地帯の抑止杭工事）等で行われているが、深度 $70 \sim 80 \text{ m}$ 深礎杭 12 本を限られた作業範囲内で同時にかつ短時間に掘削した事例はない。本工事の施工を始めるにあたり、施工条件が異なるものの類似工事の実績を参考にしながら、本施工条件に適合した施工法を確立し、ほぼ計画どおり工事を完了できた。

本工事の計画、施工を通して、以下の知見を得た。

- (1) 上部軟弱粘土層の掘削において、仮設連壁を深礎杭周囲に打設し、剛性が大きい円形山留め壁を形成することにより、隣接杭への影響を最小限にとどめること

ができた。円形連壁に作用する側圧は、ある深度以下の側圧を一定と考えた台形分布ではなく、静止土圧に近い三角分布であった。

(2) 下部転石層の掘削において、発破を本格的に使用し、山留めにはRCライニング(1リフト2m)を逆巻き工法にて打設した。発破時の斉発量を限定し600g以下にすることにより、隣接杭(純間隔7m)坑内の作業を中断することなく発破作業を実施することができ作業効率を向上することができた。

(3) 直径4.7m, 6.2mおよび6.8mの深礎杭の掘削効率を比較した場合、直径が大きいほど掘削効率が良いことが明らかとなった。これは発破後、ずり出し用重機が効率よく稼働できるかどうかによるものである。

(4) コンクリートは、深礎杭先端から杭頭までを連続打設し、打継面の欠陥をなくするとともに工期を短縮することができた(最大連続打設量1800m³)。鉄筋組みは、12mごとにブラケットを設置し、ブラケットに鉄筋自重を支持させることにより、鉄筋の座屈を防ぐことができた。

コンクリートの配合については、耐酸セメントを低量(270kg/m³)使用した配合を採用し、氷により若干のブレッカーリング(氷量：水量の20~30%)のみで最大発生温度65°C以下に押えることができた。

(5) 大規模な載荷試験に代わる試験法として、高さ2mのRCライニングをジャッキにて載荷する周面摩擦試験を行い、設計値以上の摩擦力が発揮されていることが確認でき杭長が短縮できた。極限荷重や降伏荷重に達していない試験値の整理方法とし、宇都らおよびVan der Veenの方法が有効であった。

謝 辞：本報告をまとめるにあたり、種々な助言をいただいた愛媛大学工学部 八木則夫教授をはじめ、資料の提供、実績の整理にご協力いただいた関係各位に感謝の意を表する。

参 考 文 献

- 1) Mark F. Randolph and C. Peter Worth : Analysis of deformation of vertically loaded piles, Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the ASCE, Vol.104, No. GT12, December 1978.
- 2) 高橋敏夫・宇佐美幸作：シンガポールにおける深さ100mの深礎杭の施工, 基礎工, Vol.14, No.6, pp.65~72, 1988年6月.
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説ケーソン基礎の設計, p.229, 昭和55年5月.
- 4) 日本道路公団設計要領, 第6編, 橋梁下部構造, 7斜面上の深礎杭, ライナープレートの設計, pp.6~1333, 昭和55年4月.
- 5) 中島裕之・岡本 巧・長野敏郎：阪神高速湾本線魚崎浜高架橋下部工事の施工—小断面地中連続壁基礎の施工—, 基礎工, Vol.17, No.1, pp.91~98, 1989年1月.
- 6) R. Hwang, Quah Hong Pin and S. Buttling : Measurements of strut forces in braced excavation, Singapore Mass Rapid Transit Conference, 1987.
- 7) Birt, J.C. : Large concrete pours—a survey of current practice, CIRIA REPORT 49, 1979.
- 8) Harrison, T.A. : Early age thermal crack control in concrete, CIRIA REPORT 91, 1981.
- 9) 宇都一馬・冬木 衛・近藤 博・桜井 学：クイの載荷試験結果の一整理方法, 第13回土質工学研究発表会講演集, pp.813~816, 1978.
- 10) C. van der Veen : The bearing capacity of a pile, Proceedings of 3rd ICSMF Zurich, Vol.2, pp.84~90, 1953.

(1990.8.24・受付)