

円形立坑土圧および杭の載荷試験の整理方法についての一考察 (UOB プラザビル建設工事をととして)

Considerations for Earth Pressure on Shaft and Pile Loading Test Rearranging

岩永 克也* 平野 孝行*
Katsuya Iwanaga Takayuki Hirano

石井 敬明** 上野 富夫***
Takaaki Ishii Tomio Ueno

要 約

現在シンガポールにおいて施工中の UOB プラザビルは12本の深礎杭に支持された東洋一の超高層ビル（地上高281m, 66階）であり、この深礎杭は直径 $\phi 4.7\text{m} \sim \phi 6.8\text{m}$ 、杭長最大76m（杭先端深度 $GL-91.5\text{m}$ ）という日本においても例を見ない大規模なものである。

本報文では当該工事の施工概要と、工事の計画および施工をととして確認した以下の点について述べる。

①円形土留め壁に作用する土圧

円形立坑土圧の測定を実施し、軟弱な粘性土における円形立坑土圧としては、深さに比例して増加する三角形分布（静止土圧）が妥当であるとの結果を得た。

②大口径杭の大規模な載荷試験に代わる試験法として、RCライニングをジャッキにて載荷する周面摩擦試験を実施し、また杭の載荷試験において、極限荷重や降伏荷重に達していない試験値の整理法として、宇都らおよび Van der Veen の方法が有効であることを確認した。

目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 深礎杭概要
- § 3. 連続地中壁設計土圧
- § 4. 場所打ち杭の周面摩擦力
- § 5. おわりに

§ 1. はじめに

UOB プラザビル (Fig.1) の基礎工事は、12ヵ月間という短期間内に12本の大深度・大口径杭を築造するもの

であり、技術的特徴は以下の点であった。

①円形土留め壁に作用する土圧の設定

施工地点の土質は上部が軟弱な沖積層、下部は転石混りの硬質粘土質シルトである。深礎杭掘削のための土留め工法として、上部の軟弱層については円形配置の連続地中壁を採用したが、円形土留め壁に作用する土圧の設定には不明な点が多い。

本工事においては既存の研究成果やわが国の基準を参考に設計土圧を設定し、設計土圧の妥当性の確認と、安全性の確保を目的として土圧測定を実施した。

②ボルダー層における深礎杭周面摩擦力

当該深礎杭は摩擦杭として設計されている。当初設計ではボルダー層での周面摩擦力を $\tau = 33\text{tf/m}^2$ (320kN/m^2) として杭長が設定されているが、最終的な杭長は載

*土木設計部設計課係長

**香港(支)シンガポール営業所課長

***香港(支)サンテック(出)工事係長

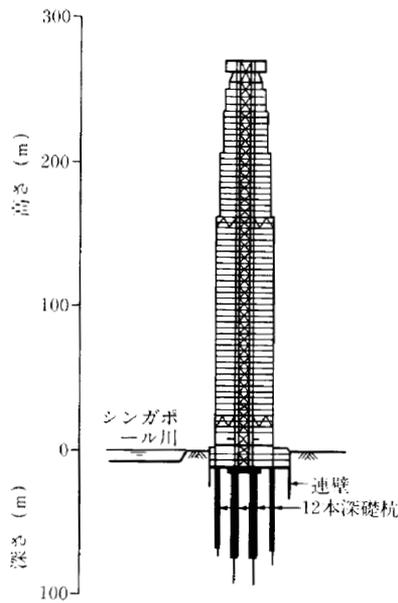


Fig.1 UOB PLAZA 全体図

荷試験結果から決定される。試験は、ボルダー層の土留めであり、深礎杭の外殻でもある RC ライニングにジャッキにて載荷し周面摩擦力を推定するものであるが、極限状態あるいは降伏状態に至らない摩擦力試験値から極限值を精度良く推定する必要がある。

本書では、大深度・大口径深礎杭築造に関して、その施工法の概要と、上記2点について測定結果等を踏まえて述べるものである。

§ 2. 深礎杭概要

2-1 地質概要

施工地点の地質縦断面図を Fig.2 に示す。当該地盤は表層から深度約36m 付近までは軟弱な沖積層が分布し、その下部はボルダークレイと呼ばれる転石混りの硬質粘土質シルト層である。上部の沖積層の大部分はマリンクレイと呼ばれる海性粘土層であり、層内に狭在するシルト質粘土層 (F1 層) および硬質粘土層 (F2 層) によって上部、下部海性粘土に分けられる。沖積層の土性を Table 1 に示す。

ボルダークレイ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200kgf/cm² (19.6 N/mm²) ~1400kgf/cm² (137.3N/mm²)、マトリックスの一軸圧縮強度はばらつきが大きく、1.0kgf/cm² (0.098 N/mm²) ~25kgf/cm² (2.45N/mm²) である。

2-2 工事概要

当該基礎工事は、Table 2 および Fig.3 に示す深礎杭12本を築造するものである。深礎杭頭部は厚さ5.0mの

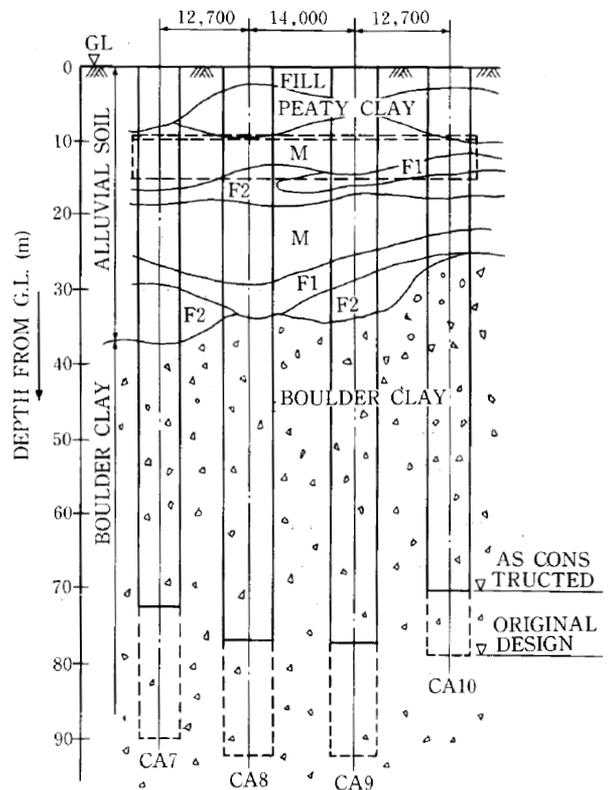


Fig.2 土質縦断面図 CA7 8 9&10

Table 1 沖積層地質概要

地 層	地 質 概 要				
Fill	層厚 2 m ~ 6 m. N 値 3 ~ 5 の砂質及び砂質粘土				
Peaty Clay	非常に軟弱な腐食土層. N 値 0				
Beach Sand	海成の沖積砂層. N 値 3 ~ 5				
Marine Clay	軟弱な海成粘土. F1 F2 により上部及び下部海成粘土に分けられる。				
		W (%)	w _p (%)	I _p (%)	C _u (kpa)
	上 部	60~80	80~90	50~65	10~30
下 部	50~60	60~80	35~50	40~70	
F1	緩い~中位の砂層。粗粒砂からシルト質の細粒砂あるいは砂質シルトまで粒度分布に幅がある。N 値は上部で5, 下部で10~20。				
F2	硬質粘性土。N 値 5 ~ 10、非排水せん断強度も50kpa ~ 100kpa と大きい。				

マスコンクリートのフーチングにて連結されており、そのフーチング上に超高層ビルが建設される。

深礎杭の施工順序は、以下のとおりである。

- ①上部軟弱沖積層部の山留めとして、深礎杭外周部に仮設連続地中壁 (Fig.4) を築造。
- ②連続地中壁内部に、円形の RC リング (腹起し部材) を打設しながらクラムシェルにて沖積層部の掘削する。

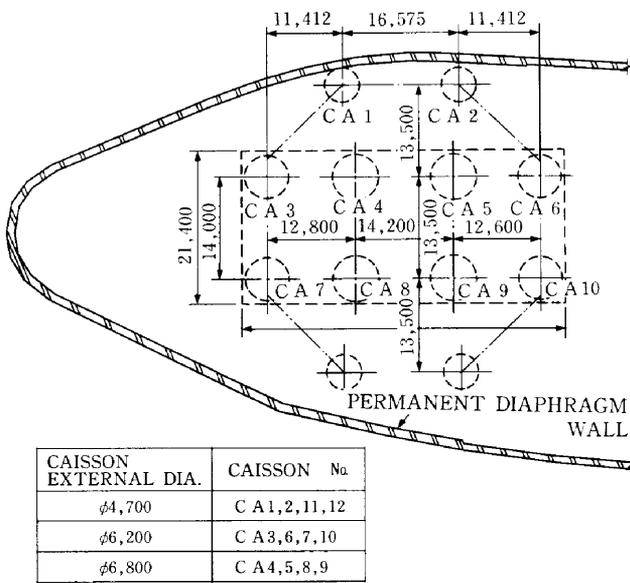


Fig.3 深礎杭配置図

Table 2 深礎杭諸元

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

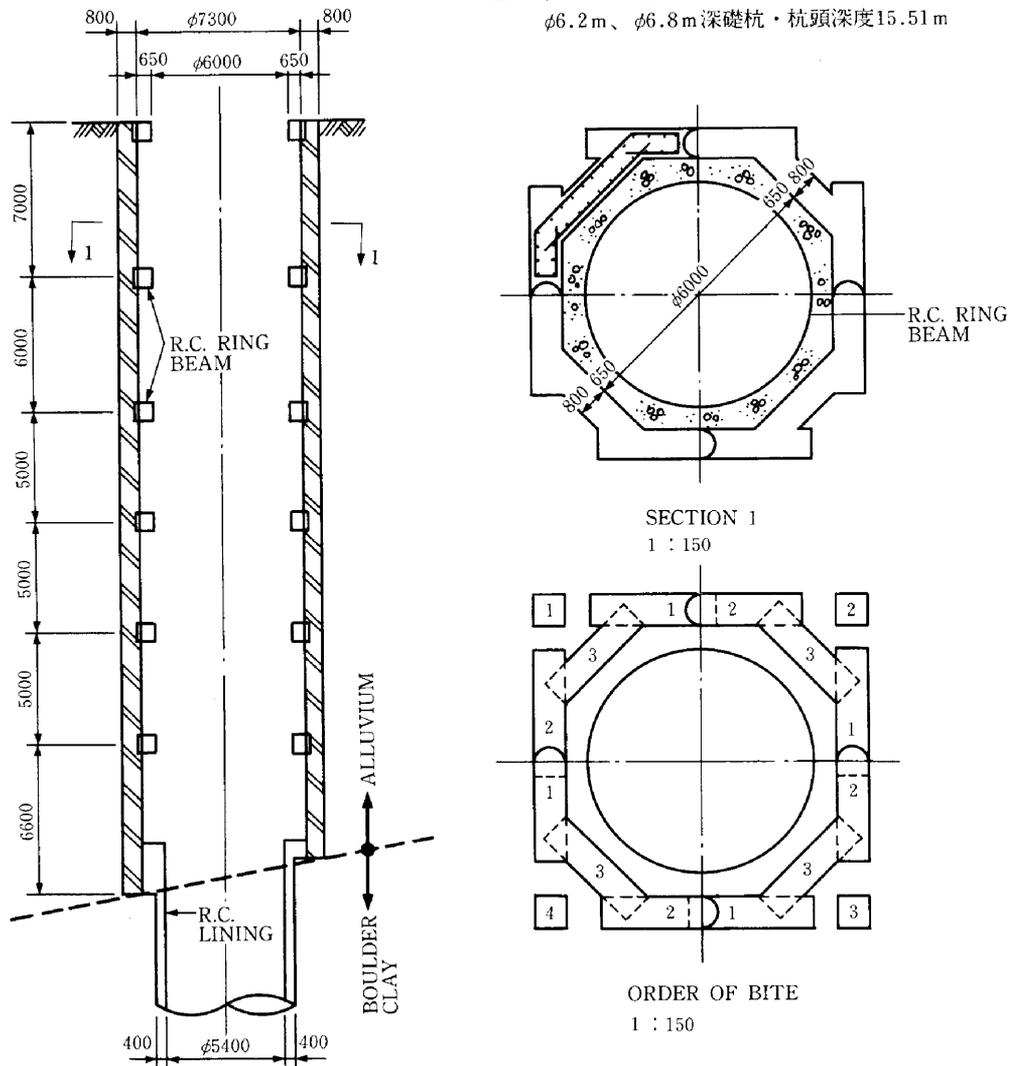


Fig.4 山留め構造図および掘削順序 (φ6200-CA 8)

Table 3 発破制約条件

	制 約 条 件	杭心～対象物までの距離	許容振動速度
①	RCライニングに損傷を与えないこと	3 m	68mm/sec ^{注1)}
②	隣接深礎杭坑内の作業員に対して安全であること	7 m	20mm/sec
③	地上既設建物内のコンピューター等の機材に有害な振動を与えないこと	30 m	10mm/sec

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

弾性論より、 $V_a = \frac{\sigma_a \cdot c}{E} \cdot \frac{1}{F} = \frac{20 \times 4.0 \times 10^5}{2.6 \times 10^5} \times \frac{1}{3} = 10.3 \text{cm/sec}$

ここに、 σ_a : コンクリートの引張強度 (3 日) 20kgf/cm²
 ρ : コンクリートの密度 2.45 × 10⁻⁶kgf・sec²/cm⁴
 c : コンクリートの弾性波速度 4.0 × 10⁵cm/sec
 E : コンクリートの弾性係数 2.6 × 10⁵kgf/cm²
 F : 安全率 (= 3)
 V_a : 許容振動速度

従って、①に対する許容振動速度として68mm/secを採用。

③ボルダー層は、将来本杭の外殻となる RC ライニングを逆巻き工法にて施工し、主に発破により掘削する。

発破に関して、Table 3 の制約条件を満足する斉発量の設定に際しては現位置発破試験やシンガポール地下鉄工事の実績から、つぎの発破振動特性曲線を設定し、最大斉発量を600gとした。

$$V = 163.2 W^{4/3} D^{-0.7}$$

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

④掘削後、鉄筋の一括組立て。

⑤深礎杭1本あたり縦シュート (φ250鋼管) 2本を使用し、深礎杭1本あたりのコンクリートを連続打設する (最大打設量1800m³)。

Table 4 に示す温度管理値に対し、種々の配合試験、温度試験および解析を行い、Table 5 の配合を採用した。

実工程は Fig.5 のとおりである。12本の深礎杭をほぼ並列で施工し、約12ヵ月で全深礎杭を完成させた。

2-3 設計概要

杭本体の設計は OVE ARUP AND PARTNERS

Table 4 コンクリート温度管理値

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

(英)によるものである。基本的な設計内容は Table 6 に示すとおりであり、摩擦杭として設計されている。各深礎杭の設計荷重を Table 7 に示す。

§ 3 . 連続地中壁設計土圧

わが国において円形立坑に作用する土圧に関する研究成果は少ない。

また、当該構造物に類似したものでわが国で一般的に利用されているライナープレートによる土留めにおいては、その設計土圧としてある深度から一定値となるケーソン土圧を準用している。しかしケーソン土圧自体、多数の実測値はあるものの明確な結論を出すには至っていないのが実状である。

Table 5 コンクリート配合

配合	σ_{28} (kgf/cm ²)	セメント種類	配 合					スランプ ^{a)}	打設温度	クーリング
			C	W	W/C	A _r	S			
A	300	耐酸セメント	270	155	0.57	1080	909	100 200	28℃	プレクーリング
B	300	低熱セメント	330	165	0.5	—	—	—	20℃	プレクーリング

注：配合Aは採用配合、配合Bは特記仕様書に規定された配合。打設温度20℃を確保するためには莫大な設備が必要。

Table 6 深礎杭設計内容

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)。
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。 許容鉛直支持力 ≤ $\frac{\text{極限周面摩擦力}}{2.5}$ 原設計時には極限周面摩擦応力度 33 tf/m^2 を採用したが、施工時に原位置周面摩擦試験を行い、 45 tf/m^2 を確認し杭長を短縮。
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。

3-1 研究成果および基準

円形立坑に作用する土圧に関する研究にはランキン土圧と同様に、土中の各点の塑性平衡の状態を想定した理論(Westergaad, Terzaghi, Berezantzev等)、クーロンタイプの土塊の滑りを考えた理論(Steinfeld, Karafiath等)、また上記の研究がφ地盤を対象としているのに対し、クーロンタイプの土塊の滑りの仮定をφ=0の地盤にも適応させたPrater¹⁾が知られている。また、基準としては米国海軍基準(NAVFAC)が砂質土および粘性土における土圧について述べている。しかし、これらの理論には解析上の仮定が含まれ、実測値との比較による検証が十分になされているものではない。特に粘性土においては算定手法に不明な点が多い。

3-2 設計採用値

当該地盤が軟弱な海性粘土を主体とする沖積層であることから、深部における土圧分布は明確ではない。しかし、連壁下端まで深さに比例して増加する静止土圧では過大設計になると思われた。ここでは、①わが国においてケーソン、あるいはライナープレートによる深礎杭掘

削で、粘性土地盤においても一般的であり、多くの実績を有する、②Praterの研究によれば粘性土(φ=0)においても砂質土と同様に深部土圧の低減が可能であること、以上の点を根拠として、ケーソンや深礎杭の現行の設計指針²⁾³⁾に従いFig.10の一点鎖線の分布を設計土圧として採用した。

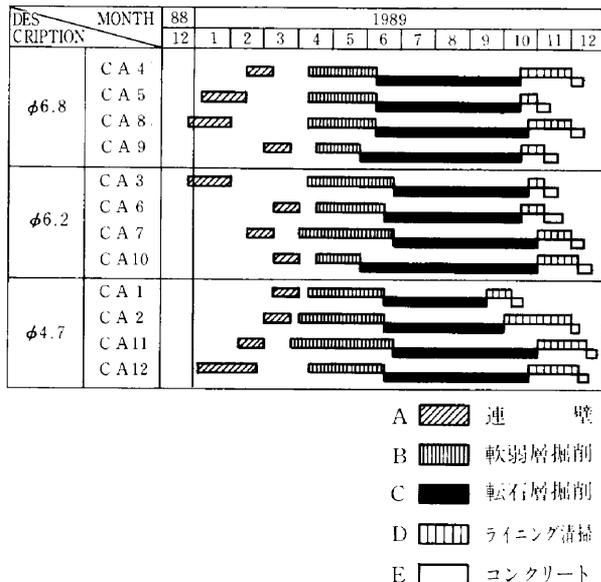


Fig.5 実施全体工程

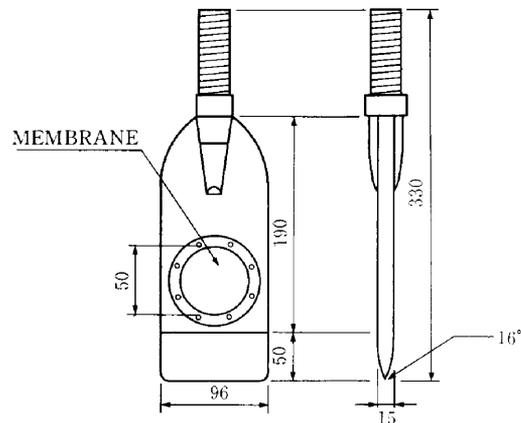


Fig.6 板状全土圧計(T.P.C)概略図

Table 7 設計荷重

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 (φ 4.7m)	8000tf/本	6000 t・m	± 174tf/本	100tf/本	45mm
CA 3, CA 6, CA 7, CA 10 (φ 6.2m)	13500tf/本	6950 t・m	± 1473tf/本	380tf/本	50mm
CA 4, CA 5, CA 8, CA 9 (φ 6.8m)	16300tf/本	10060 t・m	± 1770tf/本	456tf/本	60mm

ただし、山留めは三角形土圧（静止土圧）にたいしても、極限において抵抗可能な構造とした。

3-3 土圧測定

前述のとおり円形立坑に作用する土圧に関する研究は充分ではなく、特に粘性土に関しては不明な点が多い。本工事では安全性の確保および円形立坑土圧の把握を目的として海成粘土に対する土圧測定を実施した。

(1) 土圧測定方法

一般的に壁面土圧の測定は土圧計を構造物壁面に設置することによって測定される。わが国における山留め構造物に作用する土圧の測定ももっぱらこの方法による。

これに対して最近、土中の原位置水平応力を求める試験が精力的に行なわれるようになってきた。これは主に土の挙動をより正確に予想したり、応力と変形の問題を研究したりする上で、より正確な静止土圧係数 K_0 の測定が必要となってきたことによるものである。

現状での原位置水平応力測定方法のうち利用頻度の高いものとしては、以下の3種類の方法がある。

- ① Hydraulic Fracturing (H.F) 法
- ② Total Pressure Cell (T.P.C) 法
- ③ Pressure Meter (P.M) 法

当該工事においては壁面土圧計の採用が技術的に困難と判断されたことにより、この原位置水平応力測定方法についての検討を行い、土圧の経時変化の測定が必要であることなどから T.P.C法を採用した。T.P.C法は薄型の板状全土圧計 (Fig.6) を地中に鉛直に挿入し全水平土圧を測定するものである。

(2) T.P.C法の問題点と有用性

T.P.C法の問題点として以下の点がある。

①土圧測定板（以下ブレードと呼ぶ）挿入に伴う地盤の乱れ

T.P.C法を用いる場合、薄板とはいえ、ある厚さをもったブレードを強制的に土中に挿入することによりブレード面の土の剪断変形、水平方向への圧縮変形を生じる。この土の乱れによる影響を如何に処理すべきかが問題となる。

また過剰間隙水圧が発生する粘性土地盤では測定時までの圧密現象（乱れによる過剰間隙水圧の発生と消散）も大きな問題となる。

現在では過剰間隙水圧の消散をまって水平土圧とすることが多いが、これはブレード挿入による乱れの領域が小さく、その影響が小さいと判断できると考えられるためである。田中ら⁴⁾の報告によれば、わが国の沖積粘土における測定において過剰間隙水圧の消散に要する時間は約1日程度である。

②ブレードの設置位置

もう一つの問題点は施工上、ブレードの設置位置が山留め壁からある程度離れている点である。すなわち、壁面から離れた位置での土圧測定値が壁面への作用土圧と見なせるか否かである。

T.P.C法による測定土圧と壁面土圧との比較を行なった報告が少ないため、実測値から判断することは難しいが、田中ら⁴⁾の報告によれば円形立坑の壁面から2 m程度離れた位置での T.P.Cによって測定された土圧と壁面土圧計による土圧とは良く一致している。

反面、福岡⁵⁾は擁壁壁面土圧と壁面から1~2 m離れた位置での T.P.Cによる測定土圧とは2~4割の誤差を推定している。これは壁面土圧の実測値との対比がないこと、また平面歪問題としての理論解であり、軸対称下にある土のアーチング効果が評価されていないことから当該工事への適用には若干難があるように思われる。この問題に対するひとつの検討手法として土屋ら⁶⁾が提案している厚肉円筒理論に基づく円形立坑に作用する土圧算定式が考えられる。

この算定式に基づいて、壁面からの距離と地盤内水平応力の関係を求めたグラフが Fig.7である。これより壁面から2 m程度以内での測定土圧は、ほぼ壁面土圧と見なしてもその誤差は小さいと判断できる。

(3) 測定要領

T.P.Cの設置位置を Fig.8 に示す。

T.P.C設置要領は以下のとおりである。

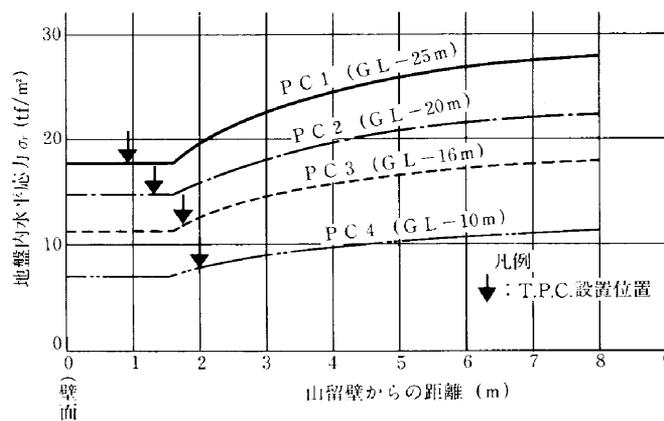


Fig.7 壁面からの距離と水平応力の関係

- ① T.P.C設置深さから50cm上がりの深さまでボーリング ($\phi 125\text{mm}$ 以上) する
- ② T.P.Cを設置用ロッド先端に取り付けロッドを継ぎながら孔底にセット

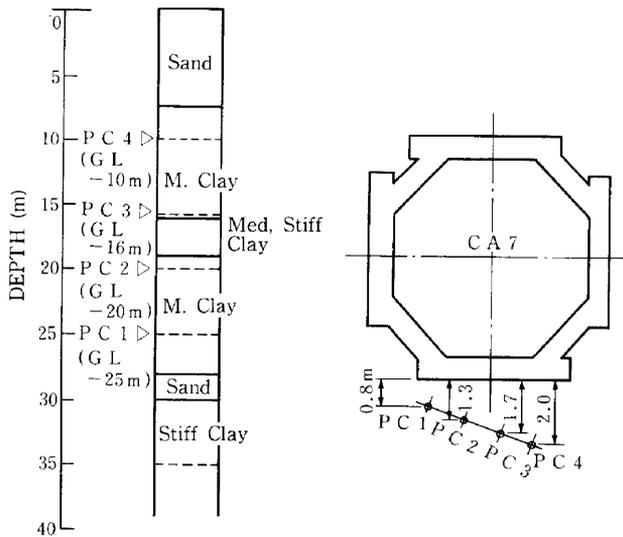


Fig.8 T.P.C配置図

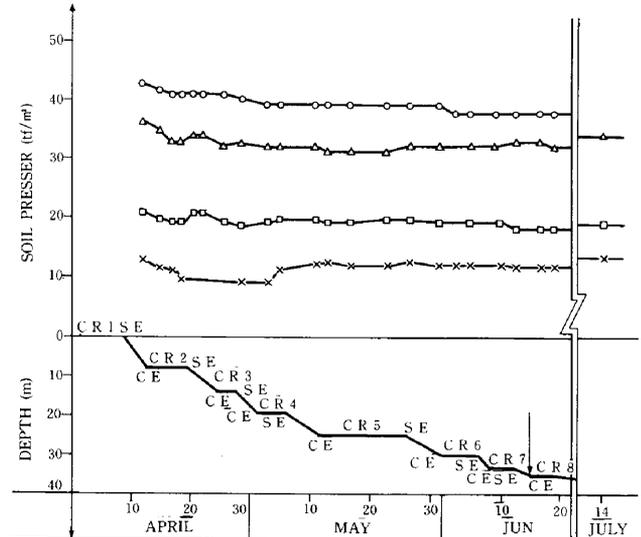


Fig.9 土圧強度の経時変化
(掘削状況と土圧強度の関係)

③ T.P.Cを50cm土中押し込み

④ボーリング孔のセメントベントナイトによる充填

(4) 測定結果および考察

①土圧の経時変化を見ると、掘削に伴い若干の強度低下(最大30%程度)が見られるが、1ヵ月~2ヵ月程度でほぼ元の値に回復する (Fig.9).

②土圧強度は深度15mまでは設計値と一致しているが、それ以深は深さとともに増加しており、その値はほぼ静止土圧と一致している (Fig.10).

これは、本連壁の設計において台形分布は危険側であり、三角形分布を採用が妥当であったことを示している。

しかし、挿入式土圧計自体が現在研究途上であること、また、本測定はデータも少なく、連壁変位との相関が明らかでないこと等から直ちに結論を見いだすことは出来ない。今後さらに検討を加える必要がある。

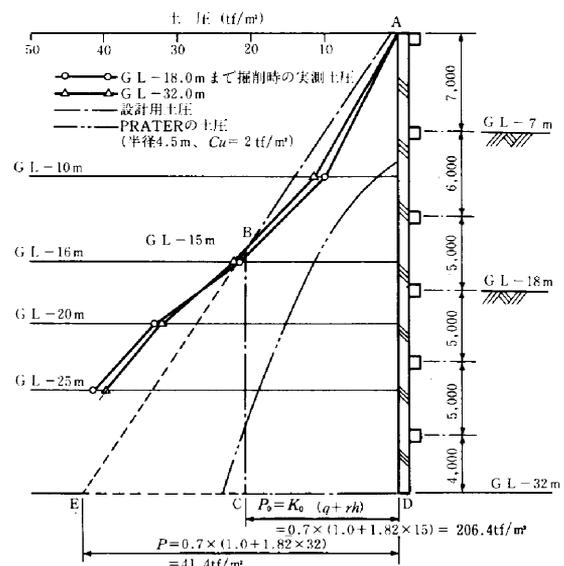


Fig.10 土圧分布図

§ 4 . 場所打ち杭の周面摩擦力

前述のとおり、当該深礎杭は摩擦杭として設計されており、最終的な杭長は深礎杭の掘削中に現位置周面摩擦試験を実施して決定した。

4-1 試験要領

周面摩擦試験は、逆巻き工法にて打設される1リフト2mのコンクリートライニングを12×200t油圧ジャッキにて載荷することにより、摩擦力を測定する現位置試験である。試験要領を Fig.11 に示す。試験は26リングについて実施した。

4-2 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であるため、載荷荷重は降伏応力には達していない。したがって従来行われている載荷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⁸⁾、および Vander Veen⁹⁾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。

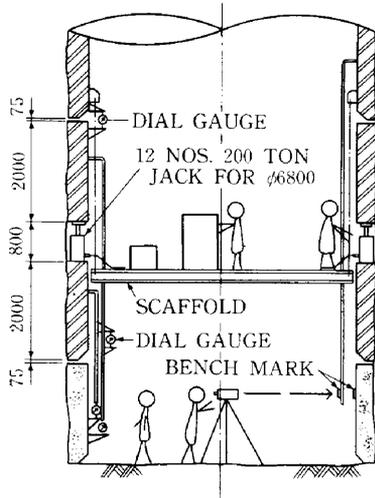


Fig.11 摩摩擦力試験要領図

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

$$P_y = 0.63P_{max}$$

ここに、 P_s : 載荷荷重 (tf)

P_{max} : 極限荷重 (tf)

P_y : 降伏荷重 (tf)

W_s : 沈下量 (mm)

W_y : 降伏時の沈下量 (mm)

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、片対数用紙を用いた図解法によって定式化している。

ここでは宇都らの方法によって試験結果を整理し、極限荷重や載荷荷重と沈下量との関係の推定を行った。Fig.12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。

Fig.13に極限荷重より求めた最大周面摩擦力度 τ_{max} と杭径との関係を示す。 τ_{max} は径の大きいものほど大きくなる傾向にある。いずれも設計極限周面摩擦力度 33tf/m^2 (320KN/m^2)を満足するため、設計極限周面摩擦力度を 45tf/m^2 (436KN/m^2)として、杭長の見直しを行った。その結果、杭長が約113m短縮された。

§5. おわりに

本工事と同様な工事実績として、わが国においては地滑り対策の抑止杭工事があるが、深度80mにおよぶ大深度杭を短期間に同時施工した例はない。当社としても初めての経験であり、類似工事の実績を参考にし、また全社的な対応の上で本工事条件に適合した施工法を確立し、ほぼ計画通り工事を完了できた。

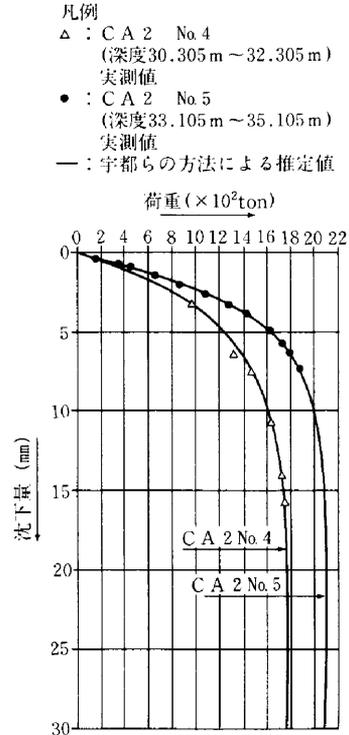


Fig.12 摩摩擦力試験結果例

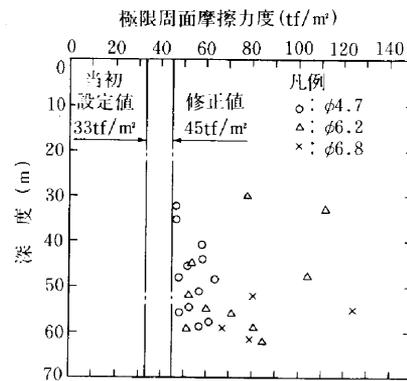


Fig.13 最大摩擦力と杭径の関係

本工事の計画、施工を通して以下の知見を得た。

- ①軟弱粘性土における円形立坑土圧は、ある深度以深で一定となる台形分布ではなく、静止土圧分布に近い三角形分布となる。
- ②現位置の静止土圧測定方法として T.P.Cの使用が可能と思われる。ただし、実施例は多くなく、今後の研究が望まれる。
- ③大口径杭の大規模な載荷試験に代わる試験法として、RCライニングをジャッキにて載荷する周面摩擦試験を実施し設計摩擦力以上が発揮されていることを確認し杭長を短縮できた。極限荷重や降伏荷重に達していない試

験値の整理法として、宇都らおよび Vander Veen の方法が有効であった。

参考文献

- 1) E.G.PRATEA : An examination of some theories of earth pressure on linings, Canadian Geotechnical Journal, Vol.14, 1977.
- 2) 社団法人日本道路協会, 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.
- 3) 日本道路公団設計要領, 第6編, 橋梁下部構造, 7. 斜面上の基礎杭, ライナープレートの設計, 昭和55年4月.
- 4) 田中誠一, 松岡誠, 渡辺博文, 岡部徳一郎: 現位置試験による K_0 の測定例, 第19回土質工学研究発表会, pp.81~82, 1984.
- 5) 福岡正巳: Total Pressure Cell による擁壁裏込め土の土圧に関する研究, 昭和58, 59年度科学研究費補助金(一般研究 B) 研究成果報告書, p.169, 1984.
- 6) 土屋幸三郎, 平尾淳一: 円形土留壁に作用する土圧に関する一考察, 第21回土質工学研究発表会, pp.1421~1422, 1986.
- 7) 土屋幸三郎, 平尾淳一, 芳賀孝成, : 円形土留壁に作用する土圧に関する一考察(その2), 第22回土質工学研究発表会, pp.1349~1350, 1987.
- 8) 宇都一馬, 冬木衝, 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.
- 9) C.van der Veen: The bearing capacity of a Pile, Proceedings of 3rd ICSMFE Zurich, vol.2,