

朝霞第二立坑ケーソンの施工報告

—深度 60m 級ニューマチックケーソン施工での留意点—

Constructing a Caisson for the ASAKA No. 2 Vertical Shaft
(Issues to be Considered When Constructing a 60-meter-deep Class Pneumatic Caisson)

中村 哲世士^{*1} 清水 昌次^{*2} 齊藤 香葉絵^{*3} 村中 将飛^{*4}
Noriyoshi Nakamura Shouji Shimizu Kanae Saitou Hirotaka Muranaka

【要旨】

近年、地下構造物の大深度化が求められており、その建設工法には、他工法と比べて近接構造物や地下水環境を含めた周辺地盤への影響が小さく、工期、工費の面でも優位となるニューマチックケーソン工法が採用されるケースが多い。

本稿は、昨年取り組んだ深度 60m 級の大深度立坑ケーソン工事を通して確認した、今後のケーソン工事で活用可能な 3 事項について報告するものである。①沈下促進工として摩擦低減塗装工法を 1 ロットから併用した結果、沈設完了時の周辺地盤の変状(沈下)量を、躯体フリクションカットによる地中空洞体積から算出された予測沈下量の 1/5 程度に抑えることができた。②N 値が比較的小さく強度定数(C, ϕ)が大きい飽和地盤では、地盤のコンシステンシーが重要となり、自然含水比(w_n)が液性限界(w_L)を超える場合には、強度定数から算出される支持力が施工時に得られなかった。③沈設完了後に実施する中埋めコンクリートの施工では、管内圧力により減少するコンクリート体積を補足する数量で施工することにより、作業室内を完全に充填できた。

【キーワード】 大深度ケーソン、摩擦低減塗装工法、コンシステンシー、中埋めコンクリート打設量

1. はじめに

地下構造物を建設する手段として、近接構造物が存在する場合や目的構造物が大深度に建設される場合には、地下水環境を含めた周辺地盤への影響が小さい点、工期や工費の面で有利な点を踏まえてニューマチックケーソン工法が採用されることが多い。

しかし、ニューマチックケーソン工法にも、大深度に伴ういくつかの課題が考えられる。筆者は深度 60m 級の立坑ケーソンの施工に際し、下記の 3 点に留意して工事を進めた。

(1) フリクションカットで生じる地中空洞に伴う周辺地盤の変状

一般に実施する周面摩擦の軽減の目的で躯体外面に 5cm 程度の段差(フリクションカット)を設けることは、施工に伴い周面地盤中に地中空洞を形成することとなり、鋼矢板引抜跡の地中空洞が自然に塞がることにより地表面が沈下する状況¹⁾と同様の現象が生じることが推測されるため、大深度化に伴う影響は軽視できない。

(2) 施工時の地盤安定の検討

本工法では一般的に、過去の実績等により深度 40m 以浅の範囲で土質・深度別に設定された周面摩擦力度の表²⁾を用いて沈下関係を検討するが、40m を超える領域では、設計者がこの表を参考にして沈下関係を検討していた。また、2016 年に発行された「大型・大深度地下構造

物ケーソン設計マニュアル」には近似式が示された³⁾ため、設計者により周面摩擦力度の評価方法が異なることが考えられる。また、本工法で最も避けるべき事態は沈下の制御が困難(沈下力の増加や沈下抵抗力の低減で対応が困難な状態)となることであり、これを回避するために、最終沈下段階で沈下力が十分確保できるように躯体重量の増大や摩擦低減工法の併用が設計される場合がある。躯体重量の増大は、沈下抵抗力が比較的小さい初期沈下の段階では、刃口で支持すべき荷重(総沈下力ー総沈下抵抗力)が過大となる場合があるため、施工時の安全確保のためには、事前の安定計算(支持力計算)と施工時の地盤の確認が極めて重要となる。

(3) 中埋めコンクリートの確実な充填

大深度化に伴い最終段階の管内圧力も大きくなるが、この圧力は断気後に復水する地下水圧に等しい。完成後の底版漏水等の機能的欠陥を防止するためには、最終圧気作業となる中埋めコンクリート工で作業室を完全に充填・閉塞することが求められる。また、コンクリートは空気が材料の一部として構成されているため、地上から作業室に圧送されるコンクリートは、理論上、圧気環境下で空気が圧縮される分だけ体積が減少してしまう⁴⁾。したがって、作業室内を完全充填するためには、体積減少を考慮した上で作業室を充填に要するコンクリート数量を計画して施工することが重要と考えられる。

1. 首都圏土木支店 武蔵境作業所 2. 首都圏土木支店 安全環境部 3. 首都圏土木支店 吾嬬ポンプ作業所
4. 名古屋支店 17 御高充填 1 期作業所

2. 朝霞第二立坑築造工事の概要

本工事は、首都東京の将来にわたる安定給水確保の観点から、既存の朝霞一上井草線を二重化する事業のうち、朝霞市膝折地区で送水管（φ2600mm）用の発進・到達立坑（朝霞第二立坑）を築造するものである。

ニューマチックケーソンとしては、沈設深度および作業気圧において、我が国で10位程度の規模であった。

- ① 工事名：朝霞市膝折地内から練馬区大泉学園町四丁目地内間送水管(2600mm)用立坑築造工事
- ② 発注者：東京都水道局
- ③ 工事場所：埼玉県朝霞市膝折地内
- ④ 工期：H28年7月1日～H30年3月9日
- ⑤ 概要：外径13.8m、側壁厚1.6m、躯体高59.3m、掘削面積149.6m²、最大作業気圧0.50MPa、作業室容積262.5m³、コンクリート3,670m³、鉄筋308.1t、中埋めコンクリート263m³、掘削土量8,747m³

3. 周辺地盤への影響管理

3.1 概要

本立坑外面の1ロットと2ロット打継部には、5cmのフリクションカットが設けられており、沈設完了時に算定されるフリクションカットによる地中空洞体積は110m³であったため、事前に影響範囲と予測沈下量を算定して、施工中に沈下観測を実施した。

なお、影響範囲内に位置する構造物には、できるだけ地盤変状の影響を受けないよう下記の対策を講じた。

- ① 防音ハウス基礎：直接基礎構造を杭基礎構造に変更。
- ② 防護鋼矢板：鉄筋コンクリートで頭部を連結補強して剛性を向上。
- ③ 摩擦低減効果確保を主目的として、躯体1~7ロット外周面に施した摩擦低減塗装工法にも、地中空洞の崩壊抑制効果を期待した。

3.2 周辺地盤沈下防止対策

道路土工 仮設構造物工指針¹⁾に基づく影響範囲（図-1参照）と、沈設完了時の地中空洞の体積から地表面沈下量を算出した。算出された最大沈下量は立坑側壁外面位置で49mmであった。これを踏まえて、掘削影響範囲内から範囲外に渡る領域の、工用地内（擁壁部、防音ハウス支柱位置）と市道部、県施設境界部に測点を設けて定期的に沈下測量を実施する計画とした。

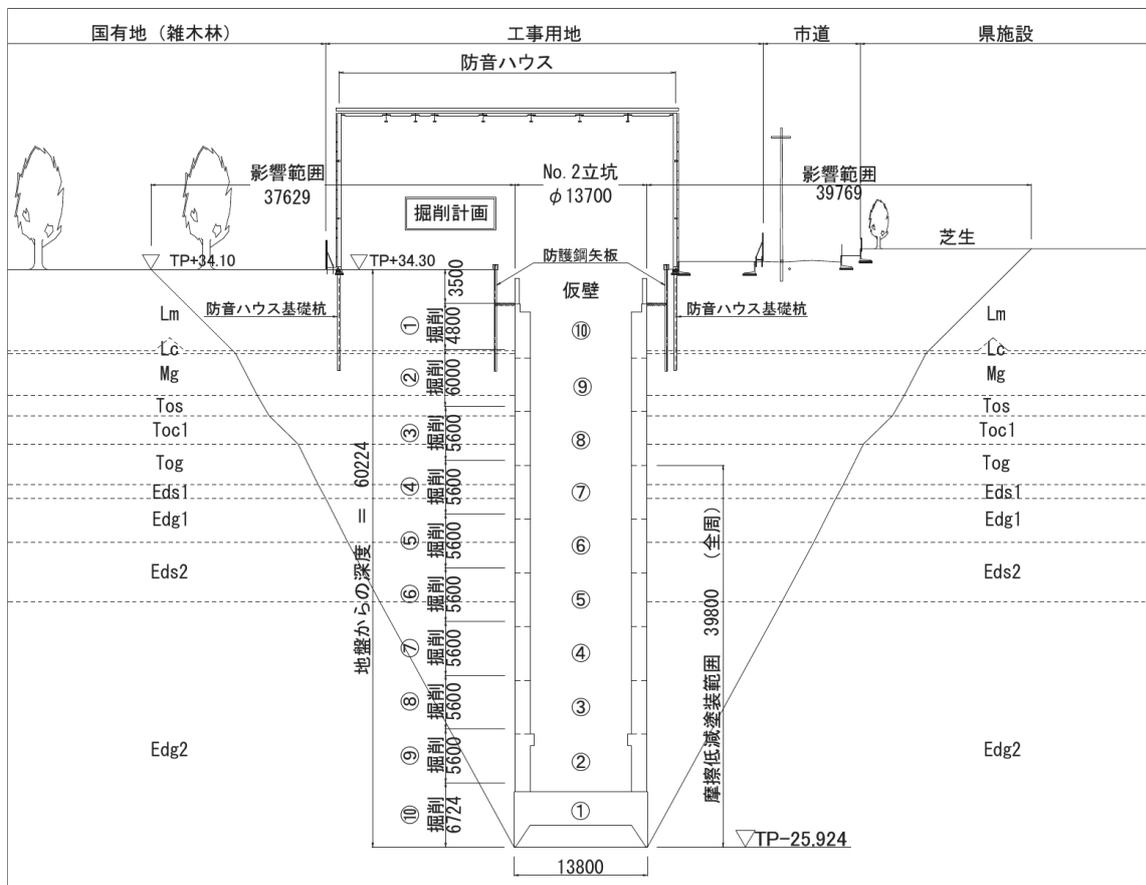


図-1 掘削影響範囲検討図

影響範囲内の構造物基礎の影響低減対策として、防音ハウスには柱下部にH鋼による支持杭を計画し、防護鋼矢板には、共同溝設計指針⁵⁾に従って、計画GL面より40cm突出させた鋼矢板頭部を、断面50cm×50cmの鉄筋コンクリートで巻き立て連結補強した。基礎杭、防護鋼矢板の先端はMg層に貫入させた。(図-1参照)

また、地中空洞の崩壊抑制効果を期待した摩擦低減塗装工法は、礫質土に接する躯体の1~7ロットの外周全面を対象範囲として施工した。(図-1、写真-1参照)



写真-1 摩擦低減塗装状況

フリクションカットによる空隙は、砂充てんとコンタクトグラウトを実施した。

砂埋戻しは沈設に伴い躯体周囲に溝孔が生じたタイミングに山砂を投入、または地盤控え材(山砂)を流用して埋め戻し、実績は、山砂投入24m³+地盤控え材流用26m³≒50m³であった。

コンタクトグラウトは、地盤とケーソン壁面間の空隙に地盤と同等以上の強度を有する充填材を注入するものであるが、沈下に伴い砂埋戻しを行うことを前提に、注入率は薬液注入工の「ゆるい砂」に対する注入率40.5%が設計となるため、本工事での設計注入量は44.55m³となるが、コンタクトグラウトの実績注入量は95.0m³であった。

3.3 施工結果

沈下観測は、1回/ロットの頻度で開始し、変状が確認され次第頻度を増す方針で実施した。6ロットの沈下掘削段階までは有意な沈下は観測されなかったが、7ロットの施工段階より立坑に近い範囲から徐々に沈下傾向が確認され、沈下完了後の最終測量結果は以下であった。

影響範囲外：沈下なし

影響範囲内：10mm以下程度の沈下 (予測の1/5)

また、防護鋼矢板の最終沈下量は10~13mm、立坑近傍の防音ハウス支柱の最終沈下量は5mmであった。

各観測点の最終沈下量を立坑中心からの距離と合わせて整理した結果を、図-2に示す。

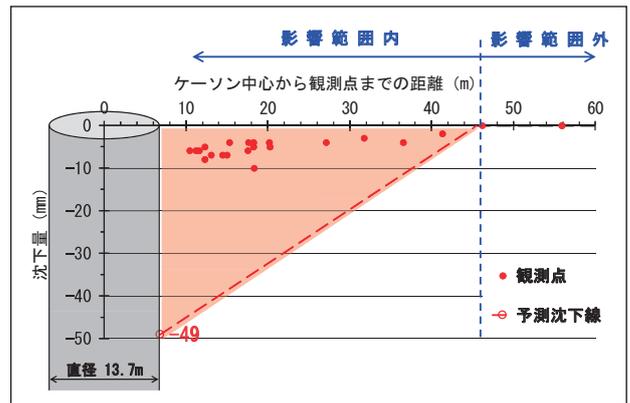


図-2 周辺地盤沈下分布図(沈下完了時)

3.4 考察

一般に潜函工法では、躯体外面にはフリクションカットによる段差が設けられるが、沈下に伴い空洞の埋戻しを行うものの、常には躯体周囲に溝孔が生じないため完全に埋め戻すことができない。そのため、残置された地中空洞は、鋼矢板引抜跡と同様に、時間経過に伴い周辺地盤が移動して塞がり、最終的に地表面沈下を招く事例が多い。(写真-2参照)



写真-2 ケーソン工事による地盤変状の事例

今回は、安全側に、フリクションカットによる空洞全部が地盤変状により塞がった場合を予測値としたが、設計の地中空洞容積110m³に対して、埋戻し砂の実績は50m³であり、地中に残置された地中空洞は約60m³となり、地中の不飽和礫層でグラウトがいくらか逸走したと仮定すれば95m³の実注入量は妥当な数量となる。したがって、施工に伴う地中空洞は、殆ど狭くならず地中に残置されていたものと推測された。

本工事で周辺地盤への沈下影響が予想の1/5程度の10mm以内に収まった要因として下記3点の効果が考えられた。

- ① できるだけ山砂を埋め戻した点

② 円形の防護鋼矢板頭部を連結補強して剛性を増した点

③ 摩擦低減塗装工法を1ロットから採用した点

この中で、本工事での特有の取組みであった③摩擦低減塗装工法の特性的概要を以下に説明する。

・1ロットから採用できる点

一般的な摩擦低減工法（滑剤注入やNFシート）は、配管やマガジンの配置の都合、2ロット以降の躯体面に摩擦低減を機能させる場合が多いが、当工法は1ロットから適用できる。

・機能させたい面にムラの無い効果が期待できる点

滑剤注入はコンタクトグラウト配管を利用し、構築ロット毎に数m間隔の吐出口を1段設けるため、ピンポイントとなる吐出口から吐出される滑剤の広がり方は明確でないが、本工法では沈設前に機能させたい躯体面に一様に摩擦低減材を塗布するため、ムラなく面的な摩擦低減効果が期待できる。

今回は、①、②の対策に加えて③を実施したことにより、沈下中に躯体に接した地盤面が乱されず、崩壊しにくい状況となり、地中空洞孔壁が自立したものと推察された。

4. 施工中の地盤検討

4.1 概要

設計の土質調査位置が立坑から 130m 程度離れていたため、着工前に、立坑との離隔 5m の位置で、土層分布と N 値を確認する目的で追加ボーリング調査（追加調査①）を実施した。追加調査①の結果の層厚、N 値と設計調査時の土質諸元を組み合わせ、土質モデルを整理して施工に利用した。（図-3 参照）

Lm 層～Lc 層は N 値が 1 と非常に緩く自沈層も確認されたため、発注者と協議して、刃口据付け前に礫杭締固め工法による地盤改良を実施した。

施工は、土質モデルより施工時の地盤安定の検討を行った結果を基に進めていったが、2 ロット沈下掘削作業中の、刃口が Mg 層と Tos 層の層境付近に位置する段階で急沈が生じた。Tos 層の地盤モデル（ $\gamma=17\text{kN/m}^3$ 、 $C=0\text{kN/m}^2$ 、 $\phi=29^\circ$ ）から算出すると地盤支持力は確保されていたものの、急沈後の掘削地盤面は水枕のようにふわふわした状態で、計算と現場が全く一致しない状況であった。

原因を特定するために、立坑外からボーリング調査を行い、今後の掘削地盤の中で比較的 N 値が小さい、Tos 層と Toc1 層の土質試料を採取して試験を実施した。（追加調査②）

土質試験の結果、三軸試験から得られた地盤の強度定数は地盤モデル設定値と比べて同等以上（ $\gamma=18\text{kN/m}^3$ 、 $C=32\text{kN/m}^2$ 、 $\phi=35^\circ$ ）であり、急沈の原因には結びつか

なかった。

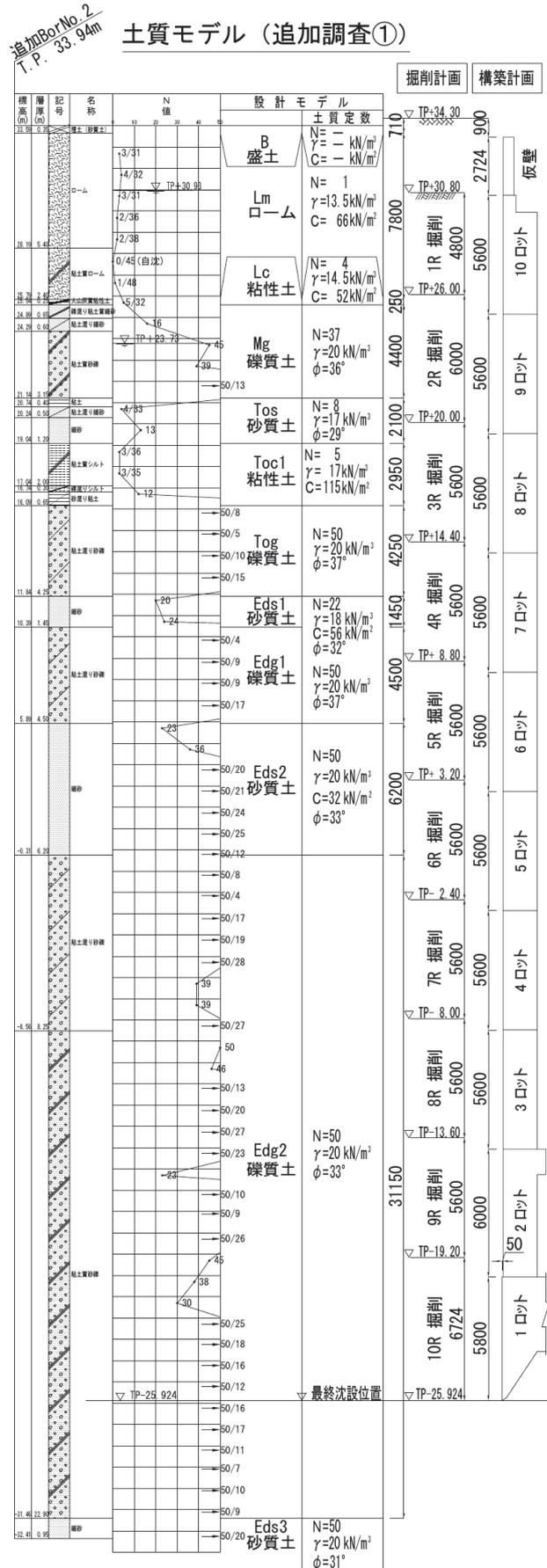


図-3 柱状図および築造計画図

しかし、物理試験結果からコンシステンシーを確認すると、Tos層、Toc1層の双方の地盤が飽和地盤で、自然含水比(w_n)が液性限界(w_L)を超えていることが判明した。これは、液状化しやすい地盤や鋭敏性の高い地盤を意味するため、函体沈下時に刃口先端圧力や振動などにより地盤が乱されて強度が著しく低減したことが推測された。

推測が正しければ、この土層での施工時の支持力は期待できないため、これらの地盤の安全施工には対策工が必要不可欠と考えられた。筆者は発注者と協議し、地盤改良工として、Tos層、Toc1層の刃口下8箇所ジェットグラウト系の改良体を造成し、の沈下力を支持させる対策(図-4参照)を講じて工事を進めた。

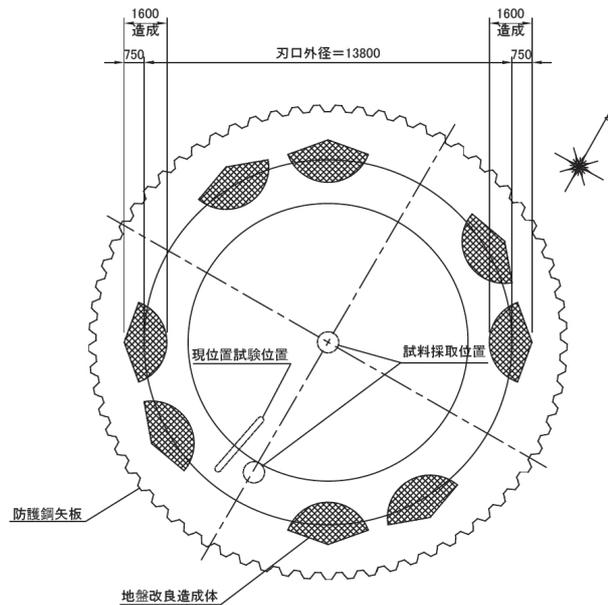


図-4 地盤改良の配置と試料採取位置、現位置試験位置

なお、発注者より、Tos層とToc1層の強度特性が、推測通り、施工時に低減するか否かの確認を求められたため、地盤改良の対策を講じた後の沈下掘削段階において、函内採取試料による土質試験と現位置試験を実施して、施工時の掘削地盤の状況を確認した。(追加調査③)

4.2 追加調査③の方法

地盤改良後の施工時のTos層とToc1層の地盤調査は下記の2方法で実施した。

- (1) 作業室内で不攪乱試料を採取し、土質試験(物理試験、力学試験)を行う方法。
- (2) 作業室内でポータブルコーン貫入試験を行う方法

(1)における試料採取(図-4参照)は、以下の手順で実施した。

ショベル及びスコップで採取地盤面の切出し → 採取位置の測量 → 試料採取器の地盤への静的な圧入(写真-3参照) → 試料採取器の掘出し・密封 → 試料の地上への搬出 → 試験機関へ搬送



写真-3 函内不攪乱試料採取状況(採取器の静的圧入)

(2)における現位置試験(図-4参照)は以下の手順で実施した。

ショベル及びスコップで試験地盤面の切出し → 試験位置の測量 → ポータブルコーン貫入試験(写真-4参照)



写真-4 函内ポータブルコーン貫入試験状況

4.3 追加調査③の結果

(1) 函内採取試料の土質試験

Toc1層に関する土質試験結果一覧表を表-1に示す。表中の、当初設計は、立坑位置から130m程度離れた設計土質試験結果、追加調査②は、急沈後の函外ボーリング採取試料の試験結果、追加調査③は、施工中の函内採取試料の試験結果である。

函内採取試料(刃口部)の試験結果は、施工時のケーソンの安定を満足しないものであった。

1) Toc1層について

Toc1層の強度定数に着目すると、 $C \approx 110 \text{ kN/m}^2$ は一般的には「非常に硬い」粘土層と判断された。

しかし、コンシステンシーに着目すると、当初設計では「自然含水比(w_n) < 液性限界(w_L)」であったが、追加調査②、追加調査③では、ともに「自然含水比(w_n) > 液性限界(w_L)」であり、液性区分であった。

Toc1層の鋭敏比について追加調査②, 追加調査③の結果から整理する. 鋭敏比は不攪乱試料と練り返した試料の一軸圧縮強度比であるが, 追加資料③では, 既に施工の影響を受けていることが予想された.

そこで, 施工前に採取した追加調査②の試験結果を不攪乱試料の試験結果とし, 追加調査③の試験結果を施工の影響を受けた攪乱試料の試験結果として整理した. なお, 追加調査②では, 一軸圧縮試験を実施していなかったが, 一軸圧縮試験は三軸UU試験で側圧=0とした場合と同じ条件となる点と, $C=qu/2$ の関係により, qu の比較も C の比較も同じ結果が導かれる点より, qu 値を C 値に変換して鋭敏比を整理した.

C 値で整理した完全に練り返した鋭敏比は, 中央部, 刃口部それぞれで約30であった. これより, Toc1層は鋭敏性が非常に高い粘土であることが判った.

同様に, 施工による乱れを整理すると以下となった.

$$St \text{ (中央部)} = 108.2 \div 83.7 = 1.3$$

$$St \text{ (刃口部)} = 108.2 \div 31.2 = 3.5$$

これより, 施工時の試料採取位置では, 施工の影響により粘着力が1/1.3~1/3.5に低下した結果となった.

表一 土質試験結果一覧表 (Toc1層)

| 調査区分 | 当初設計 現場着手前 | 追加調査② 急沈後/函外 | | 追加調査③ 施工時/函内 | |
|----------------|----------------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| | | No.20 | Bor.No.3 | 函内採取土試験 | |
| 孔口標高 | TP+(m) | | | | |
| 試料番号 | | D-1-3 | 3Tr2 | 中央部 10-11-12 | 刃口部 25-26-27 |
| 採取深度 | GL-(m) | 17.700 ~18.550 | 12.500 ~13.500 | | |
| (採取標高) | TP+(m) | 17.887 ~17.037 | 18.750 ~17.750 | 18.680 ~18.480 | 17.830 ~17.630 |
| 本工事で区分 | | Toc1 | Toc1 | Toc1 | Toc1 |
| 一般 | 湿潤密度 ρ (g/cm ³) | 1.727 | 1.689 | 1.709 | 1.702 |
| | 自然含水 w_n (%) | 48.4 | 54.1 | 51.1 | 51.2 |
| | 飽和度 S_r (%) | 98.8 | 99.8 | 99.4 | 99.1 |
| コンシステンシー 特性 | 液性限界 w_L (%) | 56.3 | 51.2 | 47.2 | 45.1 |
| | 塑性限界 w_P (%) | 26.4 | 31.4 | 33.2 | 32.6 |
| | 塑性指数 IP (%) | 29.9 | 19.8 | 14.0 | 12.5 |
| 分類 | 地盤材料の分類名 | 粘土 (高液性限界) | 砂混りシルト (高液性限界) | 砂混りシルト (低液性限界) | 砂混りシルト (低液性限界) |
| | 分類記号 | (CH) | (MH-S) | (ML-S) | (ML-S) |
| 一軸圧縮 | 一軸圧縮強さ qu (kN/m ²) | | | 181 | 63.2 |
| | 一軸圧縮強さ qu (kN/m ²) | | | 159 | 56.7 |
| | 一軸圧縮強さ qu (kN/m ²) | | | 162 | 67.5 |
| | 平均 | | | 167 | 62.5 |
| | 練り返した qu (kN/m ²) | | | 6.3 | 7.5 |
| せん断 | 試験条件 | 三軸UU | 三軸UU | ※ $C=qu/2$ | ※ $C=qu/2$ |
| | 全応力 c (kN/m ²) | 115.7 | 108.2 | 83.7 | 31.2 |
| | φ (°) | 0.0 | 0.5 | | |
| | 有効応力 cd (kN/m ²) | | | | |
| 鋭敏比 の整理 | C 値の整理 (kN/m ²) | 乱されない試料 ① | 108.2 | | |
| | | 施工により乱れた試料 ② | 平均 $qu \div 2 =$ | 83.7 | 31.2 |
| | 鋭敏比 | 完全に練り返した試料 ③ | 練返 $qu \div 2 =$ | 3.15 | 3.75 |
| | | 施工時の乱れによる | ①÷② | 1.3 | 3.5 |
| | 完全な練り返しによる | ①÷③ | 34.3 | 28.9 | |

2) Tos層について

Tos層は設計調査では確認されなかった地層であった. 追加調査①で確認されたため, 設計の土質調査報告書に従ってN値よりTos層の土質モデルを次のように設定していた.

$$\gamma_t = 17 \text{ kN/m}^3, \phi = 29^\circ, C = 0 \text{ kN/m}^2$$

追加調査②でTos層の不攪乱試料を採取して物理試験,

力学試験を実施したが, その結果は次の値であった.

$$\gamma_t = 18.18 \text{ kN/m}^3, \phi = 35.3^\circ, C = 32.9 \text{ kN/m}^2$$

これより, 数値的には当初の土質モデルは安全側に設定されていたことが判った.

しかし, コンシステンシーに着目すると, 立坑付近で実施した追加調査②, 追加調査③ともに「自然含水比(w_n) > 液性限界(w_L)」であり液性区分となった.

Tos層が砂質土であることを考慮すると液状化の可能性の有無が関連する考えられるため, 粒度分析結果から液状化の可能性の有無を調査した. (図-5参照)

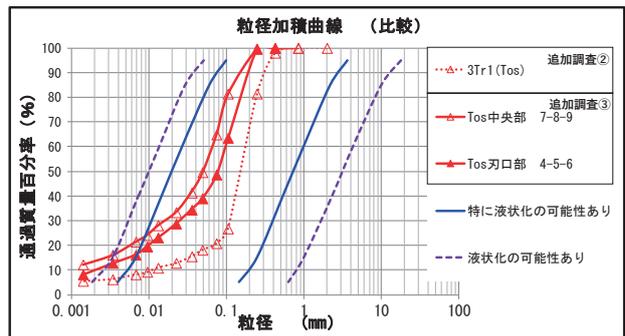


図-5 Tos層の粒度分布

上図より, Tos層は液状化の可能性のある粒度分布であることが判った.

(2) ポータブルコーン貫入試験

函内での土質試料採取では, 作業に必要な空間の確保を要するため, 施工の影響をより大きく受けていると思われる刃口際では実施できなかった. (図-6参照) そのため, 刃口際まで実施できる現位置試験としてポータブルコーン貫入試験を追加実施した.

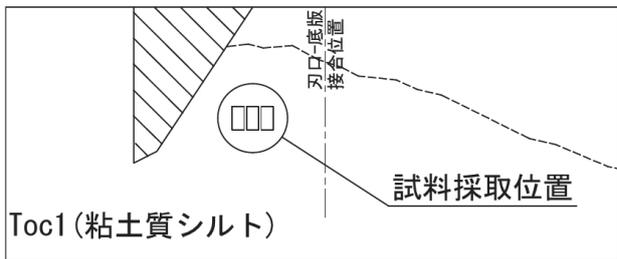


図-6 函内試料採取位置 (実績)

試験から得られるコーン貫入抵抗 (qc) と, 一軸圧縮強度 (qu), 粘着力 (C) の間には, 以下の関係があるため, ポータブルコーン貫入試験結果を利用すると, 簡易的に現位置の一軸圧縮強度 (qu) や粘着力 (C) の換算値を得ることができた.

$$qu = qc/5, C = qu/2 \quad \therefore C = qc/10$$

刃口からケーソン中心を結ぶ直線上で、20cm間隔でポータブル貫入試験を実施した結果から、刃口付近の粘着力の分布整理図を図-7に示す。

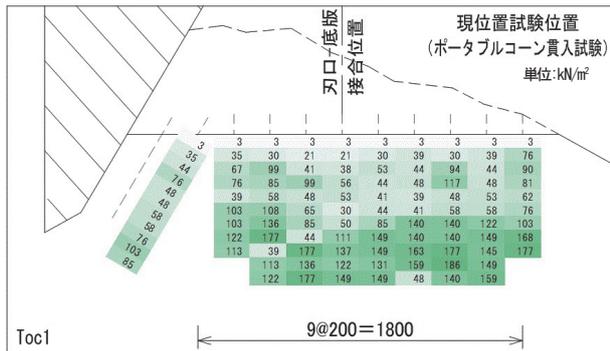


図-7 ポータブルコーン貫入試験による換算C値分布

図-7より、以下の事項が推測された。

- ・刃口先端高さ付近に深は現地盤の乱されない地盤程度の強度が保たれていた。
- ・函内試料採取位置より刃口に近い位置では、より小さい強度分布となっていた。

換算C値分布と試料採取位置の比較より、Toc1層の施工時には、刃口近傍で試料採取試験結果より、さらに強度が低減された部分があったと考えられる。

4.4 考察

- ① 自然含水比(w_n)が液性限界(w_L)を超える地盤では、不攪乱試料から得られた強度定数(C, φ)が、施工時に低減することにより、急沈を招いたものと考えられる。
- ② N値が急に小さくなる飽和地盤では、力学試験結果からだけでなく物理試験結果を踏まえて総合的に盤モデルを判断すべきと考えられる。
- ③ 試験結果が無い場合には追加調査を実施することが得策と考えられる。
- ④ ケーソン工事では、施工途中で地盤改良等の対策を講じる場合には、工程の遅れや対策工の費用増加など事業・工事への負担が大きくなるため、刃口据付け前に地盤に対する課題(追加調査、地盤改良)を処理しておくことが、コストや工程を踏まえて最も合理的になると考えられる。

5. 中埋めコンクリートの数量補正

5.1 概要

中埋めコンクリート工は、沈設完了後の作業室内にコンクリートを充填して、底版反力を支持地盤に伝達する構造を形成するため工程であるが、充填が不十分な場合、完成後に底版漏水等の機能的欠陥を招く恐れがある。

本工事の中埋めコンクリートの配合は、24-21-20BBで設計されていたが、JIS配合が基本となるため空気量は

4.5%であった。しかし、筆者は過去の実績より、品質的には空気量を2.0%配合とすることが適切であることを示し、事前に実機配合試験と圧気スランブ試験を実施して品質が適格であることを報告した上で、材料承諾を得て施工に適用した。

中埋めコンクリートの設計数量は作業室容積であったが、筆者は、コンクリートが空気を含んで構成される材料であることに留意して、地上で製造されたコンクリートが作業室内の圧力環境により体積減少が生じることを考慮し、作業室の完全充填に要する打設数量を計画して施工した。

5.2 中埋めコンクリートの数量補正の方法

中埋めコンクリート工の施工条件は、作業室容積262.5m³、函内圧力0.500MPaであったため、ボイルの法則(Boyle's law, 1661)を用いて表-2のように空気量の変化を整理して打設数量を算出した。

ここでは、ボイルの法則「温度が一定のとき、理想気体の体積は圧力に反比例する」の考えのもと、地上と作業室は同温度、圧力は絶対圧力として扱った。

表-2 中埋めコンクリート補正数量計算表

| | 地上 | 作業室 | 変化量 |
|----------------------------|---|-------|--------|
| ゲージ圧 (kPa) | 0 | 500 | |
| 絶対圧 (kPa) | 101 | 601 | |
| 空気量 (%) | 2.00 | 0.34 | -1.66 |
| 空気量 (ℓ/m ³) | 20.0 | 3.4 | -16.6 |
| コンクリート体積 (m ³) | 1.000 | 0.983 | -0.017 |
| 作業室容積 | = 262.5 (圧気m ³) | | |
| 必要コンクリート量 | = 262.5(圧気m ³) ÷ 0.983(圧気m ³ /地上m ³) | | |
| | = 266.9 (地上m ³) | | |

上表より、中埋めコンクリートの計画数量を266.9m³として施工する方針とした。

5.3 施工の結果

中埋めコンクリートは、函内圧力を0.500~0.510MPaの範囲に管理して施工した結果、作業室容積262.5m³、計画打設量を266.9m³に対して、実打設量は267.5m³であった。また、断気後のスラブシャフト内を観察した結果、シャフトとコンクリートの境に漏水は確認されなかった。(写真-5参照)



写真-5 断気24時間後のスラブシャフト内の状況

なお、断気後7日目よりスラブシャフト内のコンクリート面に少量の水が溜まる状況が確認されたが、コンクリートに埋め込んだ配線、配管を伝わって漏水したものであったため、止水処理を施した。

5.4 考察

- ① コンクリートは、理論通りに圧気環境下では空気量の減少分だけ体積が縮小したものと考えられる。
- ② スラブシャフト内に漏水が無かったことより、打設数量は作業室内を完全充填する適切な設定であったと考えられる。
- ③ 2017年に改定された日本圧気技術協会の積算資料⁹⁾の中で、中埋めコンクリートの標準配合が見直されたが、結果的に、採用した配合24-21-20BB(air=2.0%)と一致した。
- ④ 空気量を2.0%とする場合の各圧気環境におけるコンクリートの体積変化は表-3となる。

表-3 中埋めコンクリートの体積変化 (空気量2.0%)

| ゲージ圧 (kPa) | 0 | 100 | 200 | 300 | 400 | 500 | 600 | 700 |
|-------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 絶対圧 (kPa) | 101 | 201 | 301 | 401 | 501 | 601 | 701 | 801 |
| 空気量 (ℓ/m ³) | 20.0 | 10.0 | 6.7 | 5.0 | 4.0 | 3.4 | 2.9 | 2.5 |
| コン体積 (m ³) | 1.0000 | 0.9900 | 0.9867 | 0.9850 | 0.9840 | 0.9834 | 0.9829 | 0.9825 |

6. 結論

6.1 周辺地盤への影響管理

60m級の大深度ケーソンの施工において、躯体フリクションカットにより発生する地中空洞110m³が、地盤変状により埋まる場合の地表面沈下量は最大49mmと推測されたが、沈下量の実績は10mm以内（予測の1/5程度）に収まった。

地盤変状の低減に関しては、①できるだけ砂を埋め戻したこと、②円形の防護鋼板に頭部連結を施して剛性を向上させたこと、③躯体の1ロットから摩擦低減塗装工法を併用したことにより、沈下時に躯体に接する地盤が乱されにくかったこと、が効果的に機能したものと考えられた。

6.2 施工中の地盤検討

ケーソンの安定計算のために用いる土質モデルの設定は、土質試験の力学試験結果のみから強度定数を設定するのではなく、物理試験結果を踏まえて総合的に判断すべきである。

柱状図で急にN値が小さくなるような飽和地盤では、物理試験結果よりコンシステンシー特性を整理して、自然含水比(w_n)が液性限界(w_L)と同等か、超えるような場合には力学試験結果のC、φは施工時に得られない可能性があるため、試験で確認することが重要である。

柱状図で急にN値が小さくなるような飽和粘性土地盤では、鋭敏比を確認して、鋭敏比10以上の場合には、施工時に支持力が得られない層と判断する方がよい。

柱状図で急にN値が小さくなるような飽和砂質土地盤では、粒度分布を確認し、液状化の可能性がある場合には、施工時に支持力が得られない層と判断する方がよい。

6.3 中埋めコンクリートの数量補正

中埋めコンクリートは、理論通りに圧気環境下で体積減少するため、施工に際しては施工条件に応じて打設数量を補正すべきである。補正すべき数量は積算上のロス率4.0%未満であるため、設計上の数量は今後も作業室容積となると考えられるが、地下構造物の機能確保のためには適切に数量を補正することが必要である。

本工事の60m級大深度ニューマチックケーソンでは、上述した3項目を特に留意して工事を進めた。懸念された周辺地盤への影響を小さく抑えられたことは収穫であったが、土質の特性を見抜けなかったため急沈を招き、工事を中断して対策工を行わざるを得なかったことは反省点となった。中埋めコンクリート数量に関する考え方は今後も施工標準として活用したいと考える。

近年のニューマチックケーソン工法による公共工事では、大深度化が急速に進められている。大深度工事を含む今後のニューマチックケーソン工事に際し、今回の事例を参考にして頂ければ幸いである。

謝辞：60m級ケーソンの施工に際し、様々な場面でご助言、ご指導下さった東京都水道局西部建設事務所の関係者の皆様と、大型・大深度地下構造物ケーソン設計マニュアルや積算資料の解釈について詳細に解説して下さいいただいた日本圧気技術協会事務局の皆様へ紙面を借りてお礼を申し上げます。

【参考文献】

- 1) 日本道路協会：道路土工 仮設構造物工指針, p62, 1999.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編, p.325, 2017.
- 3) 日本圧気技術協会：大型・大深度地下構造物ケーソン設計マニュアル, p.19, 2016.
- 4) 細見孝治, 中村哲士, 豊田雅博, 直光太郎, 泉秀弥：ニューマチックケーソンの中埋めコンクリートについて, とびしま技報No.61, pp.27-34, 2012.
- 5) 日本道路協会：共同溝設計指針, p115, 1986
- 6) 日本圧気技術協会：ニューマチックケーソン工法積算資料, p.38, 2017.

Summary Recent years have seen growing demand for the construction of underground structures at ever greater depths. Of the techniques used to build these structures, the pneumatic caisson method has been often used not just because it has less impact on the ground surrounding adjacent structures, on the groundwater environment, and on other local aspects, but because it outperforms other methods in construction time and cost.

This paper presents the following three findings for future caisson construction, derived from last year's construction of a 60-meter-deep class pneumatic caisson for a vertical shaft: 1) a low friction coating method used from the 1st segment to accelerate sinking reduced the subsidence of the surrounding ground at the completion of installation to about one-fifth of the amount anticipated, based on the volume of the underground cavity of the friction-cut frameworks; 2) for saturated ground with a relatively low N value and sufficient strength parameters for which soil consistency (C, ϕ) is generally a critical factor, the ground failed to provide the load bearing capacity calculated as necessary for construction based on the relevant strength parameter in cases in which natural water content (w_n) exceeded the liquid limit (w_L); and 3) following completion of the installation, work to entirely fill the working room with concrete proved successful after assuming parameter values that compensated for the reduction in volume of volume concrete attributable to working room pressure.

Key Words : *Deep pneumatic caisson, Low friction coating method, Consistency, Filling quantity of concrete*