

鋼製フローティングケーソンによるニューマチックケーソン工法の施工

Construction of a Pneumatic Floating Caisson Method

小倉 正*
Tadashi Ogura黒田 荘輔**
Sosuke Kuroda佐藤 靖彦***
Yasuhiko Sato平野 舜一****
Shunichi Hirano

要 約

神戸市の摩耶埠頭で施工された神戸市港湾局の港湾幹線道路、灘浜大橋の橋脚基礎工事は、鋼製フローティングケーソンを使用したニューマチックケーソン工法が採用された。本工事は、海底面の地盤改良、鋼製ケーソンの海底面への着底、沈下掘削中の周辺外力によるケーソンの挙動把握等の不確定要素の多い中での施工であった。地盤改良、着底の問題に関しては過去の施工データを検討して、沈下計算、支持力計算を行い、実際の施工結果との比較、検討を行った。ケーソンの挙動把握に関しては、各種測定計器を設置し、ケーソンに加わる外力を測定して、施工に反映させた。本報告では、フローティングケーソンの海底への着底に関する施工計画および施工結果と、その後の沈下掘削経過、計測管理のシステムを紹介するとともに、ケーソンおよび周辺地盤の挙動の計測結果とその考察について述べる。

目 次

- §1. はじめに
- §2. 概要
- §3. 鋼製ケーソンの着底について
- §4. 沈下掘削
- §5. 計測管理
- §6. まとめ

§1. はじめに

港湾幹線道路は、神戸市の六甲アイランドから摩耶埠頭を経てポートアイランドにいたる10.5km、4車線の高架式幹線道路である。工事は昭和47年度より着工され、両端の7.5km部分は完成しているが、摩耶埠頭および摩

耶埠頭の東側3.0kmの間が未完成区間として残っている。(Fig.1)。今回施工される灘浜大橋は、摩耶埠頭と第1工区を連絡する全長400mのV型鋼製ラーメン橋である(Fig.2)。当社はこのうち、摩耶埠頭第4突堤北端における灘浜大橋のP1橋脚基礎の施工を担当した。施工方法については、水路幅が260mと狭く工事範囲を制約されるので、築島形式は採られず、比較的狭い範囲で施工可能なフローティングケーソン工法が採用された。また地盤支持力の確認が容易に行えることからニューマチックケーソン工法が採用された。工事箇所的位置はFig.1、橋梁完成予想図はFig.2に示すとおりである。以下に工事の概要と施工における留意点ならびに計測への取り組みについて述べる。

§2. 概要

2-1 工事概要

工 事 件 名：高羽～摩耶橋梁下部工事

*関西(支)阪高東灘(出)副所長
**関西(支)土木部工務課長
***技術研究所地質研究課
****技術研究所技術部長

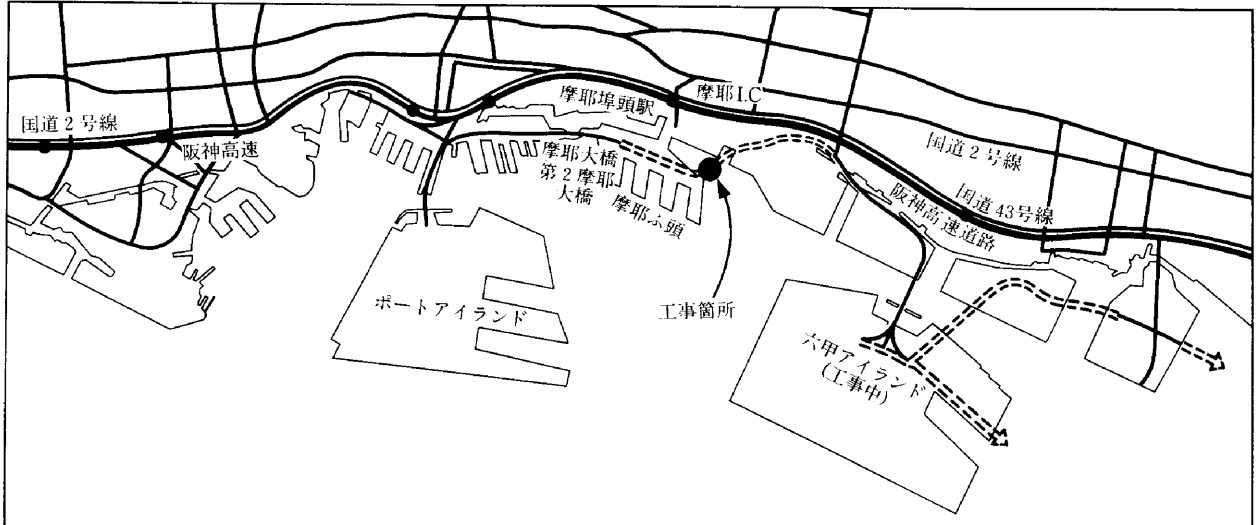


Fig.1 工事箇所位置図

企 業 先：神戸市港湾局
 工 期：自 平成元年3月30日
 至 平成2年7月26日
 橋梁基礎寸法：ケーソン部 16m×28m×19.4m
 橋 梁 部 7 m×18m×13.5m
 コンクリート：6,418m³
 鉄 筋：523t
 鋼製ケーソン：重量365t 高さ11.5m
 沈下掘削工：掘削深度21.4m 土量9,770m³
 地盤改良工：置換砂工7,740m³
 サンドコンパクション工 φ1,200
 L=8.6m n=116本
 ピッチ 1.4×1.4m 改良率 65%
 橋脚の構造図は Fig.3 に示す。

2-2 地質概要

土質柱状図を Fig.4 に示す。当該地点の水深は約10mあり、地層は海底面から約8 mまでが泥土、砂質土、粘性土からなる沖積層で、その下部は本ケーソンの支持地層である洪積砂層で構成されている。

2-3 施工手順

沖積層は軟弱であり、鋼製ケーソン着底時および初期

沈下時には支持力不足が予想されたため、床掘り、砂置換およびサンドコンパクションパイルによる地盤改良を行った。砂置換で厚さ4.0mのマウンドを造り、ケーソン刃口設置部に深さ8.6mのサンドコンパクションパイルを施工した。地盤改良状況を Fig.5 に示す。サンドコンパクションパイル完了後、海底面が0.5~1.5m盛り上がったため浚渫除去し、その後床均しを行った。

鋼製ケーソンは工場において組立て製作した。鋼製ケーソンの総重量は鋼材、足場、鉄筋および艀装を合わせると約560tfであった。鋼製ケーソンは3000tf吊りフローティングクレーンで台船に積み込み、現場まで曳航した。現場に着くとフローティングクレーンで鋼製ケーソンを台船から吊り上げ、仮棧橋内の所定の位置に着水させた。Photo 1 に鋼製ケーソン吊込状況を示す。

次にコンクリート打設を行い、海底面にケーソンを着底させた。その後、沈下掘削、コンクリート打設を順次進め、設計深度に達してから地耐力試験で支持力を確認し、中詰コンクリートを打設した。Fig.6 にケーソン据え付け、着底、沈下掘削の施工手順を、Fig.7 に工程表を示す。

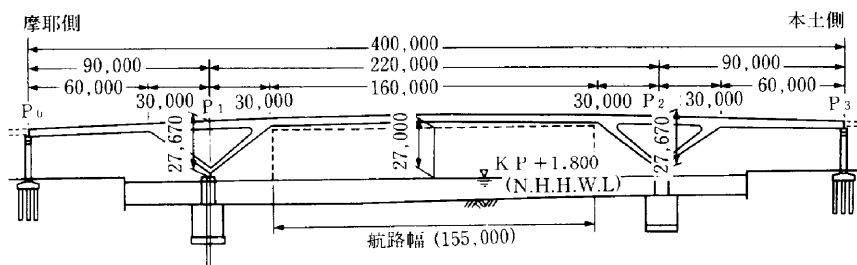


Fig.2 橋梁完成予想図



Photo 1 鋼製ケーソン吊込状況

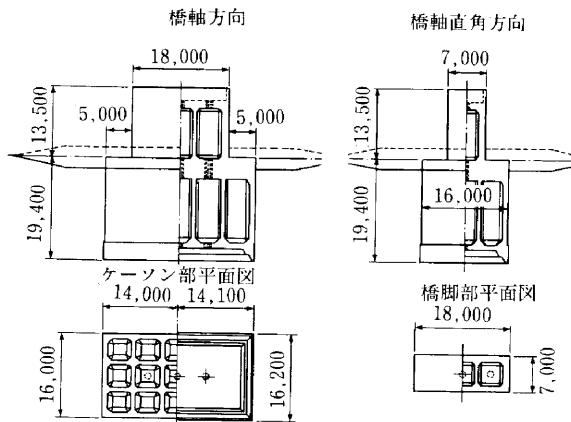


Fig.3 橋脚構造部

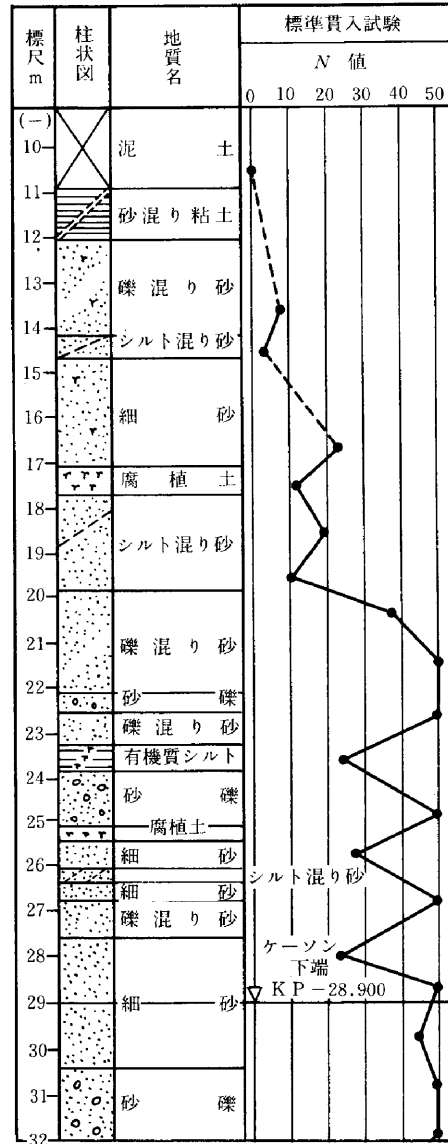


Fig.4 土質柱状図

2-4 施工管理, 安全管理

当工事は特殊な工事であり, 下記の点には特に留意して工事を進めた。

(1) 鋼製ケーソンの着底について, 地盤改良は施工してあるものの, 着底時の地盤への刃口の貫入量, 不等沈下等に対して充分な検討が必要であった。これについて

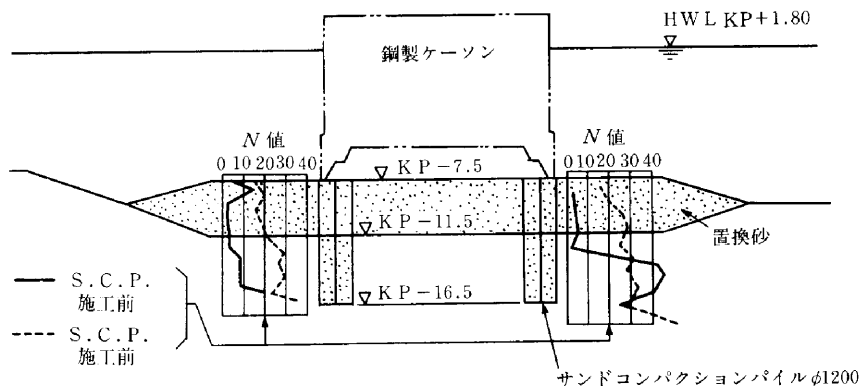


Fig.5 地盤改良状況

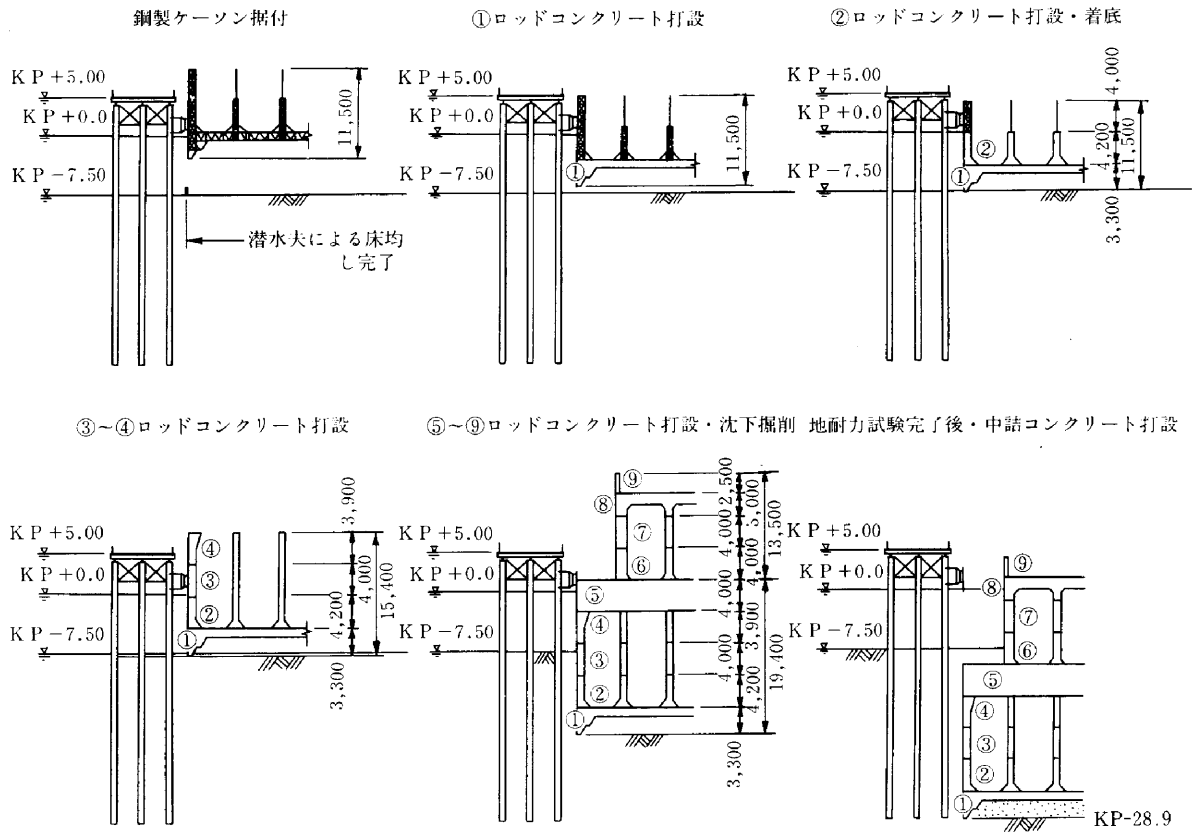


Fig.6 施工手順

工種	単位	数量	平成元年												平成2年							
			4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8			
準備工																						
床掘・運搬工	m³	8290																				
置換砂工	〃	7740																				
土質調査工	式	1																				
砂杭打設工	本	116																				
仮棧橋工	式	1																				
鋼製ケーソン製作工	〃	1																				
鋼製ケーソン運搬・据付工	〃	1																				
ケーソン設備工事	〃	1																				
ケーソン構築工	〃	1																				
ケーソン沈下掘削工	m³	9770																				
中埋コンクリート工	〃	805																				
ケーソン設備撤去工	式	1																				
仮棧橋撤去工	〃	1																				
後片付工	〃	1																				

Fig.7 工程表

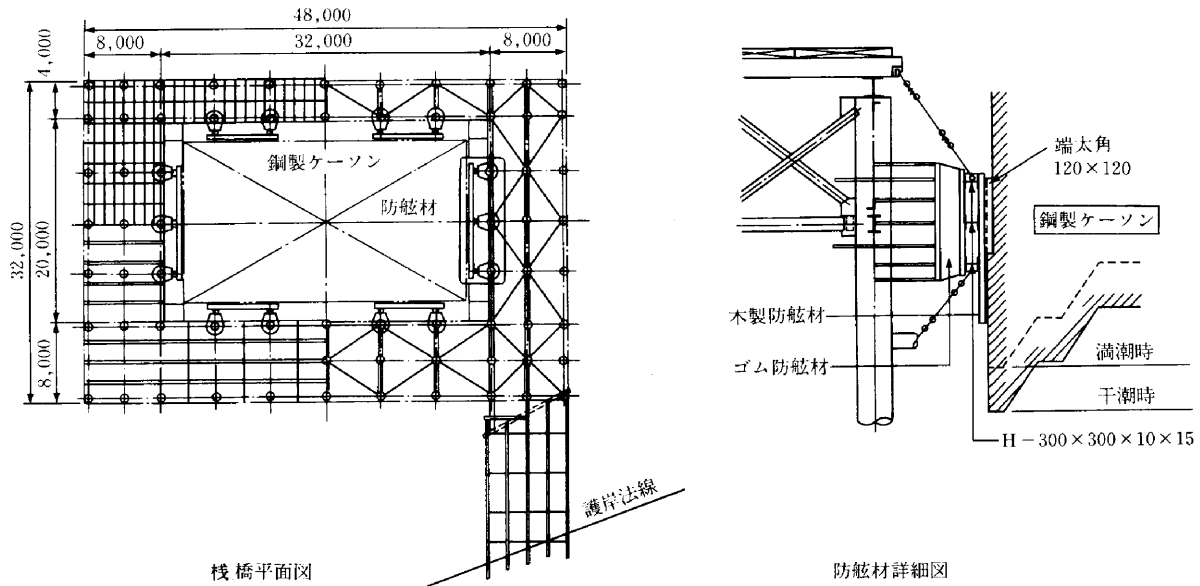


Fig.8 仮橋構造図

ては§3. で詳述する。

- (2) 鋼製ケーソン着底時の平面的な位置決めに関しては、栈橋に取り付けたゴム防舷材と、H鋼とバタ角を組み合わせた防衝パネルを設置して、これをガイドとしてほぼ設計通りの位置に着底させることができた (Fig.8 参照)。
- (3) 今回のケーソンはフリクションカットが付いており、沈下のためには摩擦力が低減されるので有効であるが、その反面、周辺地盤の緩み、エアブローの発生を懸念しなければならず、函内の圧力管理には細心の注意を払った。
- (4) 「酸素欠乏症等防止規則」では圧気工事を施工する場合、半径1km以内の井戸、地下室等の調査が義務付けられている。神戸地区の場合、過去に酸欠事故は発生しておらず、地質から判断してほとんど問題はないと考えられたが、事前に監督署および企業先と協議した結果、調査は必要であるとの回答を得た。調査に先立って、過去の神戸市の井戸調査記録を閲覧して、半径1km以内の現在も使用されている10箇所の井戸を選び出した。また NTT の人孔を9箇所、摩耶埠頭内の電気人孔を8箇所、生コン会社の井戸1箇所、神戸製鋼所のピット3箇所についても調査することにした。以上の31地点については、1カ月に1回異常の有無を確認することとした。この31地点以外に、より詳細な調査を実施するため現場より400~650mの範囲で5箇所の観測井戸を掘ったところ、高濃度のメタンガスが地中に存在しているのが確認された。このため、ケ

ーソンの圧気期間中、この5箇所の観測井戸については毎日酸素、メタン濃度を測定することにした。幸にも工事期間中、井戸、人孔、観測井戸ともに異常は認められず、無事工事を完了させることができた (Fig.12 参照)。

- (5) 高圧下の作業について

当工事は理論気圧で 3.07kgf/cm^2 (301kPa) の圧気が必要な工事であり、実際には最終沈下掘削完了時で 3.2kgf/cm^2 (314kPa) の圧力を必要としたため、函内の作業時間管理、減圧時間管理を厳しく行ったが、潜函病は7名発生した。いずれの発症者もホスピタルロックで再圧治療の結果、全快した。

§3. 鋼製ケーソンの着底について

鋼製ケーソンの着底は、当工事の中で最も重要なポイントである。着底が無事完了すれば、以後の沈下掘削は陸上でのニューマチックケーソン施工と同様であり、海中での仕事という点を除けば、特に問題はないと考えられた。しかし、着底時点でケーソンが大きく傾くなどの状況になれば、以後の修正に多大な費用と時間を要し、工事の順調な続行は望めないことになる。このため以下のような検討を行って、施工に望んだ結果、充分満足できる着底結果を得ることができた。

3-1 ケーソン着底時の条件

- (1) ケーソンをレベルにする。このための最低条件として置換砂の表面は $\pm 10\text{cm}$ 程度に仕上げなければなら

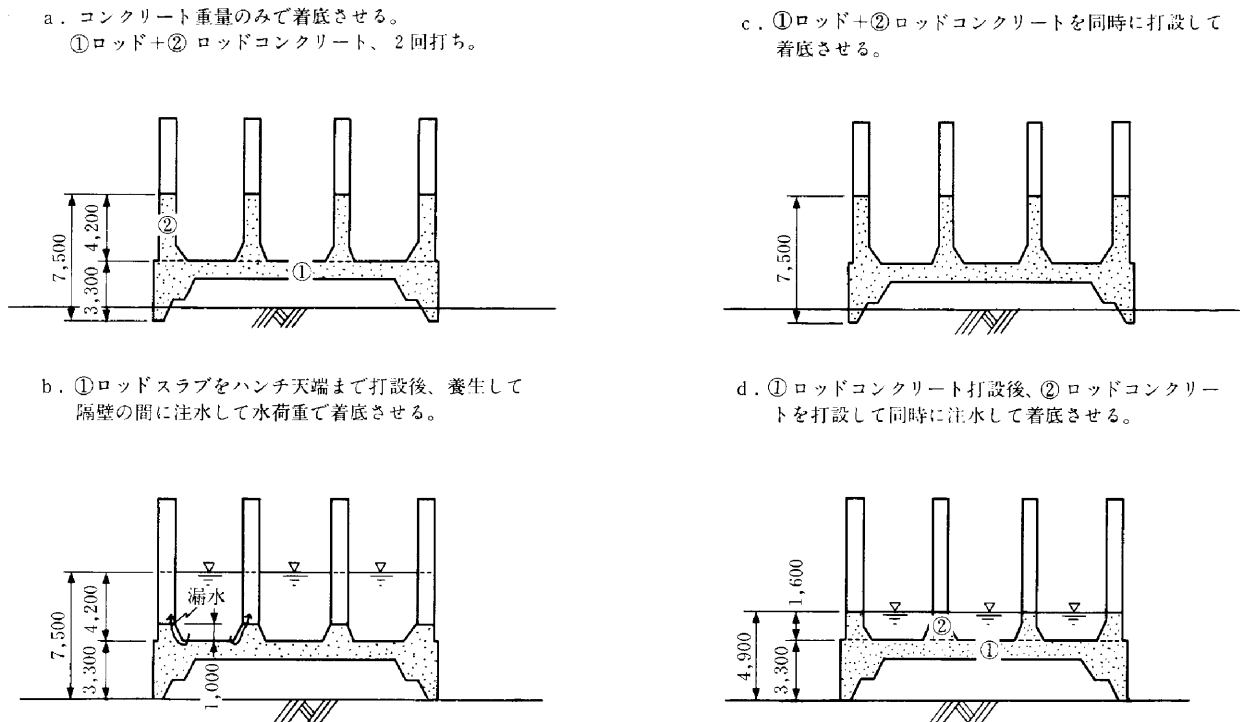


Fig.9 鋼製ケーソン着底方法

ない。

- (2) 着底時、ケーソンが過沈下を生じないと同様に、極端な不等沈下も発生しない。
- (3) 着底時、潮位の干満で着底したり、浮き上がったらない。
- (4) 平面位置で設計通りの地点に着底させる。

3-2 上記の条件を満足する施工方法

- (1)-1 水荷重により着底させる場合、ケーソン自体は荷重水の注水によって沈下していくが、隔壁間に連通管を設置することにより、水面はどの位置でも同じレベルになり、ケーソンはほとんどレベルの状態に着底へと向かう。
- (1)-2 コンクリート重量による着底の場合は、水荷重の場合の様に容易にレベルを確保するのは難しいが、2台のポンプ車でバランスを取りながら打設することによって、支障ない程度のレベルは保つことができる。
- (1)-3 サンドコンパクションパイル完了後、海底面は0.5m~1.5m盛り上ったため、仮棧橋完了後、ガット船により設計高さまで浚渫除去した。その後、潜水夫によりウォータージェットを使用して±10cmの精度で、床均しを行った。
- (2) 刃口直下の地盤にサンドコンパクションパイルを打設して支持力増加を図った。この方法以外に砕石マウンドを造成する方法、置換砂をバイブレーターにより

- 締め固める方法等があるが、実績もあり最も確実と思われるサンドコンパクションパイル打設を採用した。
- (3) 着底後、満潮時に浮力以上の重量がケーソン自体に必要となる。このため、潮位の上下と沈下重量の可不足、沈下重量の増加速度を綿密に計算しなくてはならない。
- (4) 2-4 (2)で述べた方法によった。

3-3 着底方法の決定

鋼製ケーソンの海底面への着底は、浮力に打ち勝つだけの重量をケーソンに載荷することによって沈下させて行き、最終的に着底させるものである。一般的には水荷重又はコンクリート重量でケーソンを着底させている。今回は Fig.9 のように4通りの方法を検討してみたが、最終的には a 案を採用した。各方法の長所、短所を以下に述べる。

(1). a 案

コンクリートは打設完了すれば除去が困難なため、大きく傾斜するなどした場合、修正に多大な手間がかかる。しかし成功した場合はこの方法が最も短期間で施工を完了でき、工費も安く収まる。なお、着底時に刃口部、スラブのコンクリート強度を確保する必要がある。

(2). b 案

水の重量で着底させるので、もし着底時に異常が発生した場合は、水を抜いて対処することができる。この場

合、干潮時には着底、満潮時には浮き上がるという事になる。しかし、この方法で問題になるのは、ハンチ部の鉄板とコンクリートの間はブリージングなどにより付着を完全にすることは難しく、小さな隙間ができてしまう可能性があり、荷重水が壁内に漏水してくる恐れが多分にある。漏水した場合、止水の手間は膨大なものになる可能性がある。

(3). c案

重量的には着底可能で工期短縮にもなるが、a案で述べた問題以外に、また固まっていない状態のコンクリートが着底することになるため、刃口部の鋼殻に過大な応力が発生したり、鋼殻全体のたわみやひずみを生じてしまう可能性がある。この方法で着底した実績は過去にかなりある様であるが、今回の場合ケーソンがかなり大きいため、実際にこの方法で着底した場合、どのような状態になるのか定量的な予測が困難である。

(4). d案

1 ロッドスラブ打設後、1週間して2 ロッド目の壁のコンクリートを打設するが、この時水荷重を併用して着底させる。ただし、壁のコンクリートレベルと水荷重のレベルは同レベルとする。この条件で満潮時でも浮き上がらないためにはスラブ天端より1.6m まで壁のコンクリートを打設して、同レベルまで隔壁内に注入すれば可能である。この状態の場合水荷重を除去すれば、満潮時は着底しない状態となるので、異常事態発生時でも何らかの対策は可能である。

(5). a案採用の理由

以上4案を比較検討した結果、下記の理由で a案を採用することにした。

- ① 施工の手間が最も少ない。
- ② サンドコンパクションパイル打設後の調査ボーリング結果 (Fig.5) より、所定の目標 N 値=20ほどの部分でもほぼ確保できていると考えられた。
- ③ 着底時、砂はクッションの役目を果たすと考えられ、刃口は砂面へ貫入することにより地盤となじむ。
- ④ 潜水夫による海底面の床均し精度が±10cmの範囲に収まっていた。
- ⑤ ②、③、④の理由により着底時において、海底面の問題で大きく傾くことはないと判断した。そして、コンクリート打設を丁寧に行うことでケーソンはある程度水平に保つことができると考えた。もし、傾いたとしても沈下掘削で修正可能な範囲であろうと考えた。

3-4 着底の経過

(1) 第1 ロッドコンクリート打設

第1 ロッドコンクリート打設だけでは着底しないので、この段階で海底面の不陸の状態を確認することにした。潜水夫に刃口と海底面の間隔を確認させたところ、どの位置でもほぼ等間隔 (干潮時で約80cm) であり、大きな不陸はないことが確認された。その結果より、当初の予定通りに着底させることにした。

(2) 第2 ロッドコンクリート打設 (着底)

鋼製ケーソン着底日11月14日の潮位と吃水、コンクリート打設量の関係を Fig.10 に示す。第2 ロッドコンクリートは7:00に打設開始して、ポンプ車2台で約100 m³/hrの打設速度で打設していき11:15の約430m³打設した段階で着底した。この時点で吃水は8.6mであった。

着底時に浮力と沈下重量がつりあい、地盤反力=0の状態になるのは、以下の様な軀体重量の場合である。

コンクリート	2,686 tf (RCとしての重量)
鉄筋	48 tf (第3ロッドの鉄筋重量)
鋼殻	363 tf
艀装	11 tf
足場	41 tf
合計	3,149 tf

次に着底後の干潮から満潮へむけての浮力増加でケーソンが浮かび上がることがあってはならない。この関係を式で表すと次の様になる。(コンクリートの打設速度は100m³/hrとし、潮位の上昇速度は11cm/hrとする。)

$$100\text{m}^3/\text{hr} \times 2.3\text{tf}/\text{m}^3 = 230\text{tf}/\text{hr}$$

$$> 0.11\text{m}/\text{hr} \times 28\text{m} \times 16\text{m} \times 1.03\text{tf}/\text{m}^3 = 50.8\text{tf}/\text{hr}$$

(海水比重)

このような計算の通りに、ケーソンが着底後浮き上がることはなく、無事コンクリート打設を完了した。

3-5 着底結果

着底時の平面位置およびレベルを Fig.11 に示す。平面的には4~31mmのズレで、高い精度を確保できてお

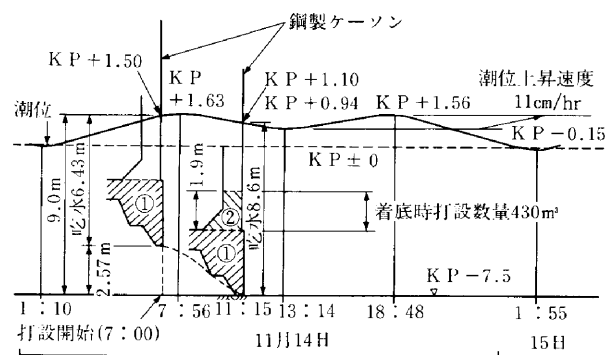


Fig.10 着底時の潮位、時間および沈下の関係

り、ゴム防舷材と防衝パネルによる位置決め方法は有効であったと言える。また不等沈下量は13cmであり、ケーソンは比較的レベルに保たれて着底した。一方、地盤への平均貫入量が14cmであり、当初2段刃口付近（貫入深度1.1m）まで貫入するのではと考えていたが、予想していた貫入量よりはるかに小さい値であった。これは、サンドコンパクションパイルが良く効いていたためと考えられ、着底時のケーソンの安全性は十分に確保できた。刃口貫入の大きさに関しては§5.で刃口反力の計測結果も含めて詳しく検討する。

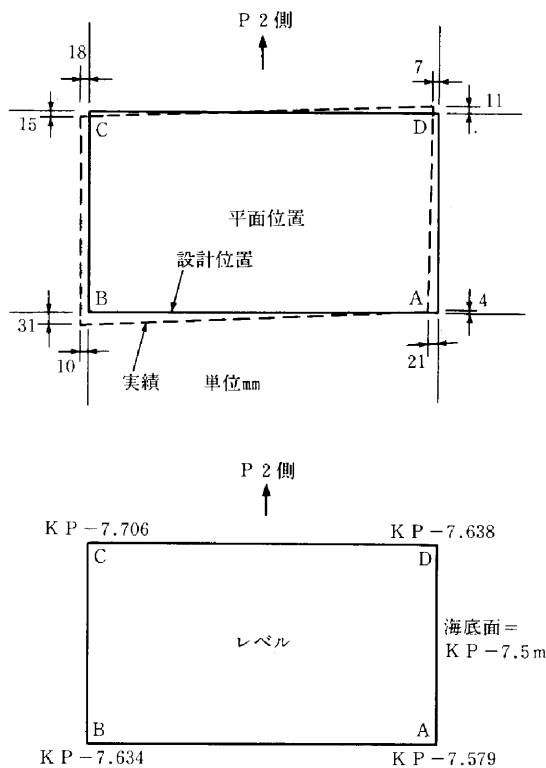


Fig.11 着底時の刃口位置

§4. 沈下掘削

沈下掘削は平成1年1月6日より送気を開始し、1月7日に函内配線、1月8日より函内バックホーを組み立てて、1月10日より本格的に開始した。掘削作業は1月末から2月初めにかけて構築作業の遅れにより一時手待ちになったが、その後大きなトラブルもなく5月10日に無事沈下掘削を完了した。その後地耐力試験を実施して、基礎地盤の支持力を確認した。中詰コンクリートは5月16日に打設して、翌5月17日シャフト内で異常の無いことを確認した後、断気した。

① 掘削稼働率

$$\frac{\text{潜函作業直数}}{\text{全工程直数}} = 0.78$$

$$\frac{\text{掘削直数}}{\text{潜函作業直数}} = 0.89$$

であり、ほぼ順調な施工状況であったことを示している。

② 1日当り沈下量

最小は0cm、最大は60cmで、全工期平均すると

$$\text{掘削日のみの平均} \frac{21.4\text{m}}{96\text{日}} = 22.3\text{cm/日}$$

$$\text{送気期間の平均} \frac{21.4\text{m}}{131\text{日}} = 16.3\text{cm/日}$$

(送気期間=掘削日+段取り+日曜+手待)

であった。

③ 作業時間帯

作業気圧が1.0~2.4kgf/cm² (98~235kPa)の間は、2回作業の後函外交替して2直作業だったが、2.4kgf/cm² (235kPa)を越えてからは、減圧時間の関係で、1回作業の後函内交替して2直作業とした。

④ コンプレッサー稼働台数 (150kW×3台)

コンプレッサーは3台設置したが、3台フルに回転したのは掘削初期のサンドコンパクションパイルの層を抜けるまでのブローの激しい時期と、4月20日過ぎから5月10日までの函内圧が高くなり、なおかつ砂層からのブローが激しい時期の2回であった。その他の時期は、ほとんど2台で作業可能であった。また夜間の作業休止時は、1台だけでも問題ない時期もあった。

⑤ 停電について

工事期間中、一度だけ停電となったことがあったが、予備の190PSディーゼルコンプレッサーを運転することで充分対処できた。なお、停電時間は約3時間 (AM5:00~AM8:00) であった。

⑥ 函内圧

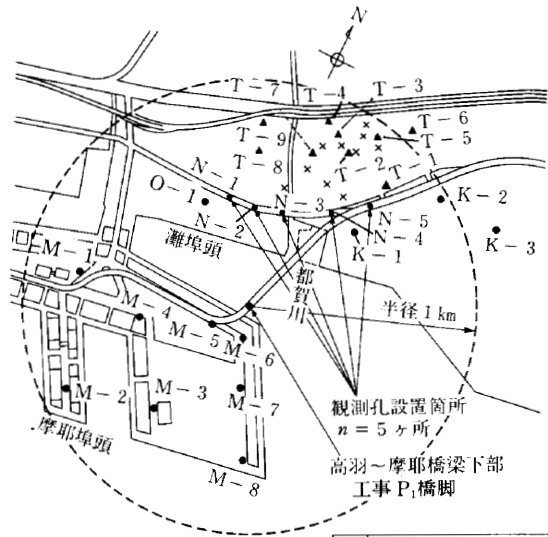
函内圧は、ほぼ理論気圧+0.1kgf/cm² (+9.8kPa)程度の値で最終まで推移した。全体的に砂質土のため送気量を増やしてもブローが多くなるのみで圧力は上がり、函内に水が溜まる状態となった。そこで、途中から4"の水中ポンプを設置して排水に努めたところ、函内掘削はほとんどドライな状態で作業可能となった。また、このことは揚圧力が減少するため、沈下抵抗力が減ることになり沈下促進にもプラスになった。

⑦ エアブローについて

エアブローは当初サンドコンパクションパイルの層(H=8.6m)を抜けるまでは、ケーソン周囲に激しく発生していたが、この層を抜けた時点でほぼ収まった。これは刃口が地山に貫入したためと考えられる(3月初)、その後1ヶ月程度はおだやかな状態が続いたが3月末頃(沈下量14.5m)より、100m~300m離れた所までエアブローが発生し出した。このエアブローは量が増減しながら沈下掘削終了まで続いた。幸いにもこの範囲より遠方にはブローは発生せず、灘浜の観測孔、新在家地区の井戸にもエアブローは観測されなかった(Fig.12参照)。

⑧ 沈下掘削の推移

沈下掘削は、特に大きなトラブルも発生せず順調に推移した。



凡例	
● M	摩耶埠頭内電気入孔
● O	小野田レミコン井戸
● N	観測孔
×	既存井戸
▲ T	NTT入孔
● K	神戸製鋼所ビット

Fig.12 観測井戸の位置

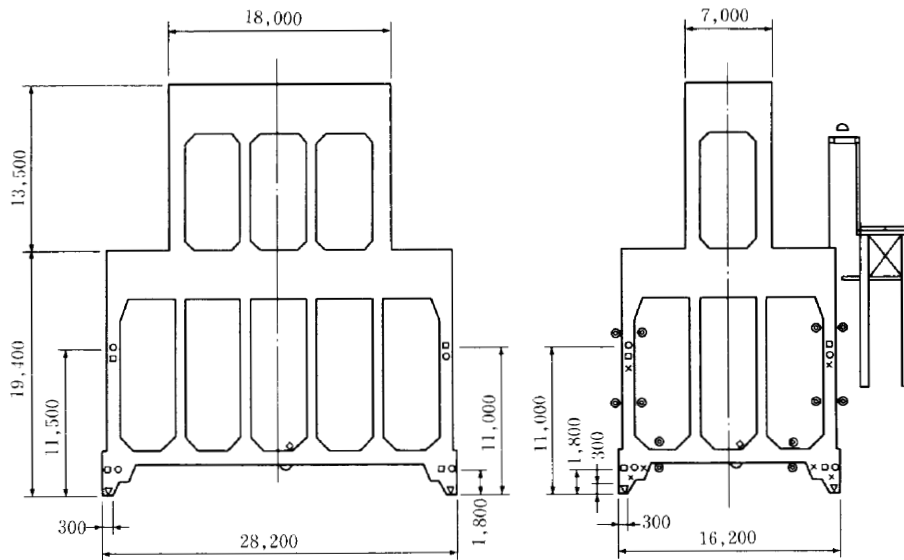
§ 5. 計測管理

本工事ではケーソンの沈設精度が要求されたことから、沈設時の安全管理および施工管理のために計測器を設置した。また、計測によって今後の設計・施工に反映できる資料を得ることも目的とした。

5-1 計測方法

ケーソンには Fig.13 に示すように、傾斜計、刃口反力計、沈下計、側圧計、周面摩擦計、間隙水圧計、鉄筋計および函内気圧計の計42点の計器を取付けた。それぞれの計器の目的は、沈設作業にともなう沈設精度の確保、沈下量の管理、ケーソン側壁に生ずる摩擦力、刃口反力

分布およびケーソンの内部応力の把握、作業室内の気圧の管理などである。施工管理および安全管理には、ケーソン本体に作用する外力とケーソンの深さ位置、姿勢をリアルタイムで把握できるシステムが望ましく、パソコン2台を使用して、1台は各計器の自動計測を行い、もう1台で計測結果をリアルタイムで図形処理して画面に表示させる方法を採用した。計測結果は日報としてプリンター出力して、現場での施工管理に役立てた。



計測器	数量	記号
刃口荷重計	4	▽
周面摩擦計	8	□
土圧計	8	○
間隙水圧計	6	*
鉄筋計	12	●
傾斜計	2	◇
函内気圧計	1	∩
ワイヤー式沈下計	1	∩

Fig.13 計測器取付位置

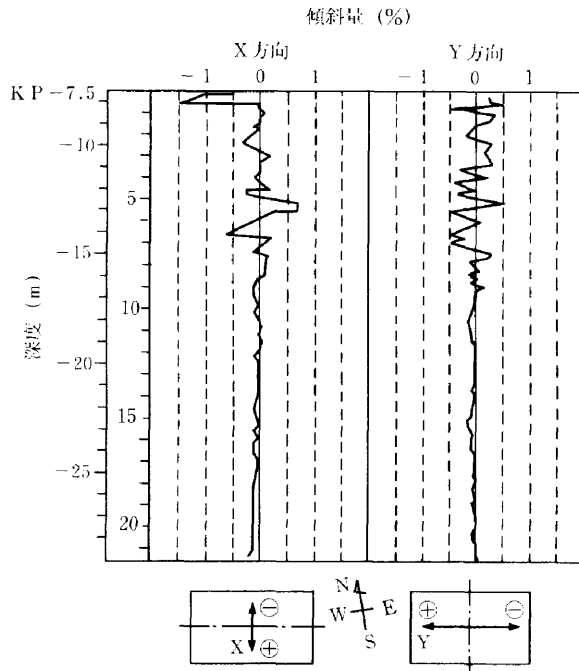


Fig.14 刃口深度と傾斜量

5-2 計測結果

(1) 沈下姿勢

刃口深度と傾斜量の関係を Fig.14 に示す。傾斜量は沈下初期に大きく、姿勢制御の掘削により大きく変化している。しかし、刃口が KP-15m を通過すると傾斜量の変動は小さくなり、最終的には短辺方向（橋軸方向）で0.2%（不等沈下量約3.2cm）、長辺方向（橋軸直交方向）で0.1%（不等沈下量約2.8cm）の傾斜量となった。この結果は、沈下初期においてケーソン側方の拘束力が小さいため、姿勢修正のための掘削が可能であるが、ある程度の深さになると姿勢制御が難しくなることを示しており、着底時に生じた傾斜は早期に修正しておくことが重要である。

(2) 周面摩擦力と刃口反力

刃口深度と周面摩擦力および刃口反力の関係を Fig.15 に示す。図中の計画摩擦力は道路橋示方書で示された値である。フリクションカット部の周面摩擦力は全体的にばらつきが大きく、深さ4.0mまでは約0.5~1.0tf/m²（4.9~9.8kPa）と計画値を下回っていたが、深さ5.0m~10.0mでは2~4 tf/m²（19.6~39.2kPa）と計画値を上回っていた。そして、深さ10m以上ではおおよそ計画値に近かった。それに対し、フリクションカットより上部の周面摩擦力は比較的安定しており、深さ7.0mまでは計画値にほぼ近い分布となった。また4.0m以深では、フリクションカットより上部の周面摩擦力は、フリ

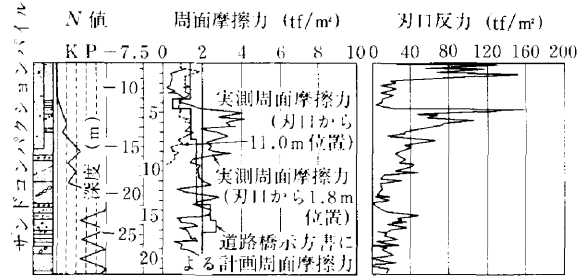


Fig.15 周面摩擦力と刃口反力の深度分布

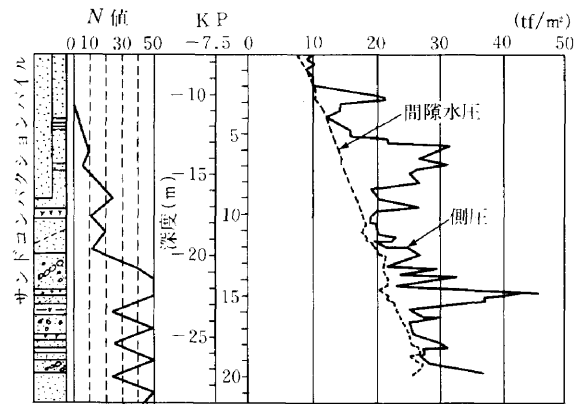


Fig.16 側圧と水圧の深度分布

クションカット部のそれを下回っており、フリクションカットの効果を確認することができた。

刃口反力は海底面から1.5mの深さで約150tf/m²（1471kPa）、深さ5mで約160tf/m²（1569kPa）となっており、それぞれ④ロッド、⑤ロッドのコンクリートを打設した時に発生していた。このように大きな刃口反力が発生したのは、コンクリート打設による沈下荷重の増加に対して、改良地盤の剛性が十分に高かったためと考えられる。

(3) 側圧と水圧

Fig.16 に側圧と水圧の深度分布を示す。ここで、側圧とは（水圧+有効土圧）である。水圧は多少のばらつきがあるものの、ほぼ静水圧分布に近い値が観測された。有効土圧は深さ7m付近と15m付近とで大きな値を示していた。その分布形は周面摩擦力の分布と類似していることから、有効土圧と周面摩擦力とにある程度相関があるものと推測される。

(4) 沈下関係

Fig.17 に計画および計測による実績の沈下関係図を示す。全工期にわたって沈下重量が沈下抵抗力を上回っており、最終沈下時まで順調な沈下状況であったことが、この図からわかる。

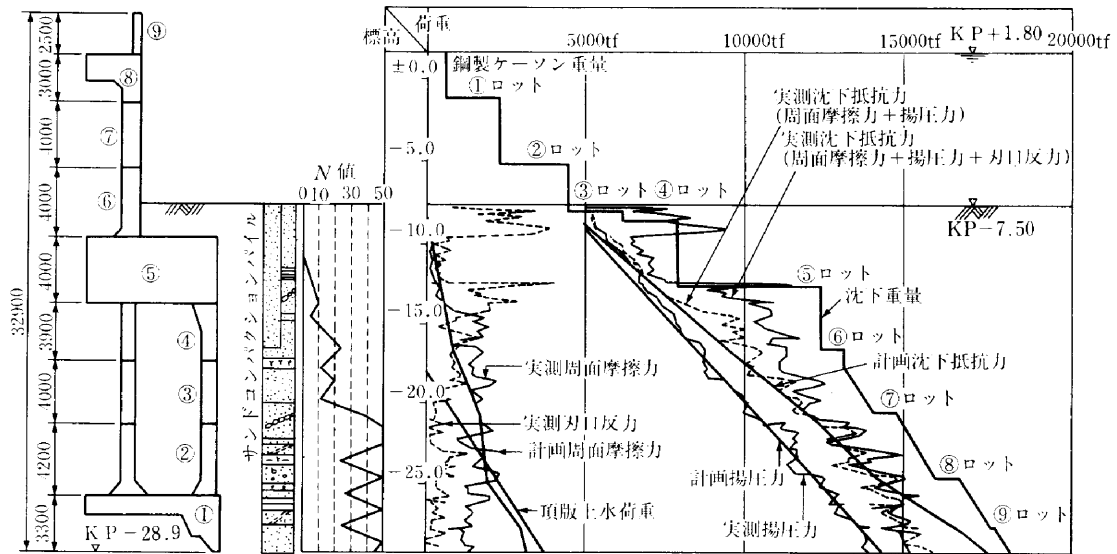


Fig.17 ケーソン沈下関係図

(5) 鉄筋応力

鉄筋応力は⑥ロッドコンクリート打設以降にはほぼ安定した値が観測された。その最大値はスラブ部で190 kgf/cm² (18.6MPa) の圧縮応力、側壁中央部で340 kgf/cm² (33.3MPa) の圧縮応力であり、許容値に対して十分小さな値であった。

5-3 刃口反力に関する考察

本工事では、サンドコンパクションパイルによるケーソン据付地盤の地盤改良を行ったが、その際、改良後の地盤の強度が幾らになるのかが問題となる。今回は刃口支持力20tf/m² (196kPa) を目安とし、2段目刃口までの貫入を想定して支持力公式により改良後の N 値は20 を目標とした。

着底時のケーソンは安定した状態にあったが、計測結果によると③ロッドコンクリート打設後で刃口反力は約70tf/m² (686kPa) (貫入量20cm)、④ロッドコンクリート打設後で130tf/m² (1275kPa) (貫入量30cm) と予想より大きく、貫入量も小さく収まった。チェックボーリングによるとサンドコンパクションパイル施工後の N 値はほぼ20程度と目標値通りであったので、この予測値と実測値との差は支持力推定の段階に原因があると考えられる。

刃口支持力を求める方法としては、N 値から内部摩擦角 φ を経験式等を用いて求め、支持力公式で極限支持力を推定するのが一般的である。ここで、実測値との相違を与えているのは、N 値から φ を求める時と支持力公式による算定時との両方で考えられるため、両者について以下の検討を行った。

Table 1 N 値から換算した φ の計算結果

N 値と φ の関係		N 値=20での φ
① Dunham ¹⁾	$\phi = \sqrt{12 \cdot N + 15}$ (粒度一様丸い粒子)	30.5°
	$\phi = \sqrt{12 \cdot N + 25}$ (粒度がよく角張る)	40.5°
	$\phi = \sqrt{12 \cdot N + 20}$ (粒度が二様角張る) 粒度よく丸い粒子	35.5°
② 大崎(建築学会) ²⁾	$\phi = \sqrt{20 \cdot N + 15}$	35.0°
③ 道路橋示方書 ³⁾	$\phi = \sqrt{15 \cdot N + 15}$	32.3°
④ 落合 ¹⁾	N 値, φ, 上載圧 p との関係 ($p = 5tf/m^2$)	41.5°
⑤ 国鉄建造物設計標準 ⁴⁾	$\phi = 1.85 \left(\frac{N}{\sigma_v + 0.7} \right)^{0.6} + 26$	36.0° ($\sigma_v = 0.5kgf/cm^2$)

a) N 値からの φ の推定方法

N 値から内部摩擦角 φ を推定する式は Table 1 のように幾つか提案されている。

これらの式の内、設計で一般に使われるのは大崎、道路橋のようである。φ の拘束圧依存性も指摘されており、落合、国鉄の式の場合、上載圧を考慮して内部摩擦角が求められている。Table 1 には各式による φ の値の違いについて N 値=20として比較を行った。

その結果は式によって φ の値は大きく異なっている。この中で、Dunham の $\phi = \sqrt{12 \cdot N + 25}$ と落合の式が大きな値を示しているが、大崎、道路橋の値は設計上の配慮から下限値を与えている。大崎の式の場合、N 値=20で φ=35°であった。

b) 支持力の推定

現在までに提案されている鉛直極限支持力公式は幾つかあるが、基本となるのは次式である。

$$q_d = \alpha c N_c + \frac{1}{2} \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q$$

ここに、 q_d ：地盤の極限支持力度 (tf/m²)

c ：地盤の粘着力 (tf/m²)

γ_1 ：基礎底面より下にある地盤の単位重量 (tf/m³)

γ_2 ：基礎底面より上にある地盤の単位重量 (tf/m³)

α, β ：基礎底面の形状係数

B ：基礎幅 (m)

D_f ：基礎の有効根入れ深さ (m)

N_c, N_γ, N_q ：支持力係数

ただし、 γ_1, γ_2 は地下水位以下では水中重量とする。

ここでは支持力公式の内、設計に用いられることの多い以下の式をとりあげ、Fig.18 にその支持力係数 N_γ, N_q を比較した。

- ① Terzaghi⁵⁾
- ② 道路橋示方書³⁾
- ③ 建築基礎構造設計指針²⁾
- ④ 国鉄建造物設計標準⁴⁾

Fig.18 を見ると、提案式によって支持力係数が異なり、内部摩擦角 ϕ が20°以上では Terzaghi の方が大きな値を示し、他の指針ではそれより安全側の値をとって

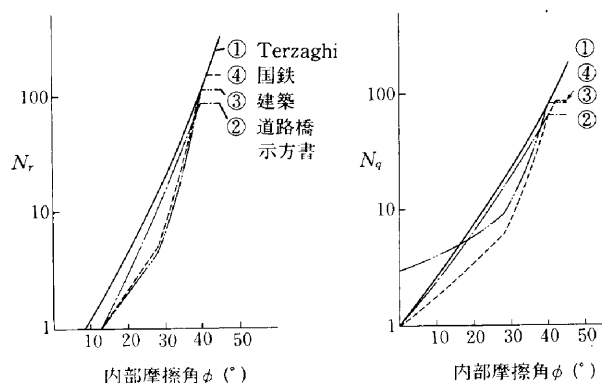


Fig.18 支持力係数の比較

Table 2 (a) 道路橋示方書による極限支持力の算定結果

ϕ	支持力係数		極限支持力 q_d (tf/m ²)		
	N_γ	N_q	$D_f=0\text{ m}$	$D_f=0.3\text{ m}$	$D_f=1.0\text{ m}$
30°	15	18	2.3	7.7	20.3
35°	37	33	5.6	15.5	38.6
40°	85	63	12.8	31.7	75.8
45°	85	63	12.8	31.7	75.8

大崎の式を使って N 値20で $\phi=35^\circ$ とした場合には、根入れ0.3mとして道路橋、Terzaghi式で算定される

Table 2 (b) Terzaghi による極限支持力の算定結果

ϕ	支持力係数		極限支持力 q_d (tf/m ²)		
	N_γ	N_q	$D_f=0\text{ m}$	$D_f=0.3\text{ m}$	$D_f=1.0\text{ m}$
30°	20	22.5	3.0	9.8	25.5
35°	44	41.4	6.6	19.0	48.0
40°	114	81.2	17.1	41.5	98.3
45°	320	173	48.0	99.9	221.0

いることがわかる。しかし、何れの式も ϕ に対して支持力係数は大きく変化し、支持力を推定する上で支持力公式の選定とともに ϕ の決定は重要である。

刃口支持力の推定に大きな影響を与えることが想定される ϕ の値および使用する支持力公式との差異について検討した結果を Table 2 に示した。計算は、砂地盤に刃口が貫入した状態を想定して、根入れが $D_f=0\text{ m}$, $D_f=0.3\text{ m}$, $D_f=1.0\text{ m}$ の場合について行った。ただし、 $c=0$, $\alpha=\beta=1.0$, $B=0.3\text{ m}$, $\gamma_1=\gamma_2=1.0\text{ tf/m}^3$ (9.8 kN/m³) としている。

支持力はそれぞれ15.5tf/m² (152kPa), 19.0tf/m² (186 kPa)となり、④ロッドコンクリート打設後の実測値130 tf/m² (1275kPa) に比べ小さな値となっている。さらに、道路橋の支持力式の場合、 $\phi=45^\circ$ としても刃口支持力は31.7tf/m² (311kPa)にしかならず実測値と一致しない。一方、Terzaghi式で根入れ0.3m、 $\phi=45^\circ$ の場合99.9 tf/m² (980kPa)となり、実測値に近い値となった。実際の ϕ の値を確認するために、ケーソン作業室内において刃口据付け地盤をサンプリングして三軸圧縮試験を行ったところ、 $\phi=40\sim 48^\circ$ であった。したがって、予想したよりも刃口の貫入量が小さく、測定された刃口反力が予想していた値よりも大きかった理由としては、地盤の内部摩擦角が実際には N 値から想定した値よりも大きかったことと、支持力の算定式が安全側で計算されていたことが考えられる。ただし、これらの点に関してはまだ未知な点が多く、今後同様な施工に対してデータ収集を行い検討を続ける必要がある。

§ 6. まとめ

鋼製ケーソンの着底および沈下掘削中のケーソンの挙動など今回の施工で注目された点は以下のとおりである。

- (1) ケーソン着底時には傾斜をなるべく抑えるため、海底地盤の不陸を±10cmの精度で床均しをした他、ケーソンをレベルに保つように慎重にコンクリート打設を

行った。また、過沈下を防ぐため刃口据え付け地盤をサンドコンパクションパイルによって地盤改良した。その結果、大きな不等沈下および、過沈下もなく着底させることができた。平面的な据え付け位置は、栈橋にゴム防舷材と防衝パネルを設置することによって、ほぼ設計通りの位置に着底できた。

- (2) 沈下掘削時には、全工期にわたって沈下重量が沈下抵抗力を上回っており、最終沈下時まで順調な沈下状況であった。また、掘削稼働率から見てもほぼ順調な施工状況であり、大きなトラブルもなかった。
- (3) エアブローはサンドコンパクションパイルを抜けるまでケーソン周囲に発生していたが、この層を抜けた後はほぼ収まった。300m以上の遠方についてはブローの発生はなかった。
- (4) ケーソン側壁で観測された周面摩擦力の大きさは、道路橋示方書の値とほぼ等しいものであった。また、フリクションカットの効果も確認できた。
- (5) 着底時および掘削初期における刃口反力の大きさは予想していた値よりも大きいものであった。

不確定要素の多い中での施工であったが、特に問題もなく無事竣工することができた。以上のような結果が、今後の同様な施工に対して少しでも役立てば幸いである。

最後に、本工事の施工にあたり御指導御協力を戴いた神戸市港湾局の皆様、土木設計部、労務安全部の方々に感謝致します。

参考文献

- 1) 土質工学会：土質調査法，昭和57年。
- 2) 建築学会：建築基礎構造設計指針，昭和63年。
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編，平成2年。
- 4) 土木学会：国鉄建造物設計標準解説（基礎構造物，抗土圧構造物），昭和61年。
- 5) 大橋勝弘，矢作 板：新体系土木工学45，基礎工（I）—構造物の基礎—，技報堂，1980。