

運輸省オニ港湾建設局 京浜港工事々務所

正会員 酒見尚雄

正会員 ○ 神保信雄

1 概 要

東京湾沿岸およびこの近郊で生産され、輸出に向けられる各種の外貿貨物量は年々増加の一途をたどっており、既往の港湾施設を利用するだけで十分な荷さばきを行うことができなくなっている。このことは現在東洋一の港湾機能をもつといわれる横浜港にも、当然のことながら波及してきていて、本港についても再び新しい能率のよい「みなと」を築造する必要にせまられることと相なった。しかし、すでに築港以来百数十年の歴史をもつ横浜港としては、既設の陸域と接することができ、かつふ頭用地として適切な場所を容易に見出すことは不可能に近い状態となってきた。このため、新しいふ頭を建設する場所として、地盤条件の悪いことは覚悟のうえで、同港のほぼ中央部に残されていた水域（泊地および検査鋪地として利用されていた場所）をえらび、ここに総面積2,200,000 m²の島式のふ頭用地を造成し、外貿関連のけい船岸および荷役関係の施設を築造することになった。

この大黒ふ頭は、かつての横浜港の外防波堤（北堤および神奈川堤）を埋設する様な形をとり、同港の外側（沖の方へ）に広がり築造する計画になったため、これを波浪等から防護するために、同ふ頭の南東側の沖約1250 m地奥の場所に、延長1,614 mの外かく防波堤（大黒防波堤）を併せて築造することになった。図-①はこの大黒ふ頭を築造する場所と、このふ頭内に設けた各種のけい船施設の設置位置を示すものである。

これらの施設のうち、外かく防波堤および船溜り防波堤と、-4.5 m岸壁、-7.5 m岸壁等の小型船用の岸壁の築造は国（運輸省オニ港湾建設局京浜港工事々務所）の直轄工事として施工し、-12 m岸壁（コンテナバース）や、-10 m岸壁（ライナバース）等の大型船用の岸壁の築造工事は、京浜外貿埠頭公団が、また、同ふ頭用地の造成や、港内の既往の陸域と連絡するための道路や、水路を横断するための橋梁等の架設工事は、横浜市の港湾局が、それぞれを分担して施工するもので、目下これらの各工事は、日夜をわかつた完成目標年次の昭和51年3月末を目指し、鋭意努力が払われ華々しく実施しているものである。

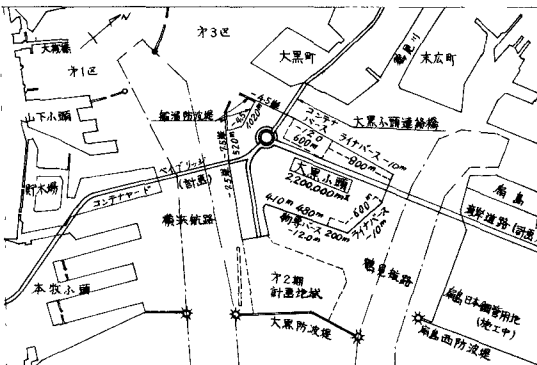


図-1 横浜港大黒ふ頭位置平面図

なお、本ふ頭を建設する地域は前述した様に、いまいで海面であったため、港内とは云え、昔からの漁場で、漁業権の設定されていた場所であったため、これの消滅にともなう補償交渉が行われ、かなり困難な交渉となった。しかし、約34年有余にわたる交渉の結果、昭和46年11月によりやく、これの妥結をみる事ができ、同年12月中旬より本ふ頭の工事に着手することができるようになった。

大黒ふ頭内の第一期工事区域内に建設するけい船施設は、-12 mコンテナバース2バース、同物専バース2バース、-10 mライナバース11バース、-7.5 m内貿バース

4バース、および-4.5 m外貿関連小型船バース17バース（1,020 m）の各種で、これらの全部が竣功した場合に取扱える貨物量は内外貿合せて約1,130万トン程度になるものと予測されている。なおこの時における横浜港の取扱い全貨物量は約1億4,300万トン程度に達する伸びを示すと考えられている。

2 施工地域の土質

大黒ふ頭地域の海底地盤の土質は相当軟弱で、構造物の建設に適さない地盤であることは、かなり以前から知られていた。しかし新しいふ頭用地の選定にあたり、種々検討を行った結果、軟弱地盤の処理に対しては、近年発達した各国各地で施工され、数多く実績の示されているいくつかの改良工法により、これを改良することが可能であると判断し、貨物の荷役や運送等の便を考慮して、当該地域がふ頭用地を造成するに最も適した場所であると考えられ、オ一の候補地に選定された。従ってこの決定と同時に当該地域内の、各所にボーリングを実施し、この海面下の土質が適確に判断できる標にした。図-②はこのとき実施した-45m岸壁および-75m岸壁法線上のボーリングから得られた土の柱状図を連ねて、作成した土戸図である。なおこのとき、同時に海底土の地表面までの深さを知るための深浅測量や、海底面下にタイ積している軟弱土の厚さ、同軟弱土の強さ、圧密度、物理的性質等に関する試験を実施し、この軟弱土に対する種々の性質を明らかにした。

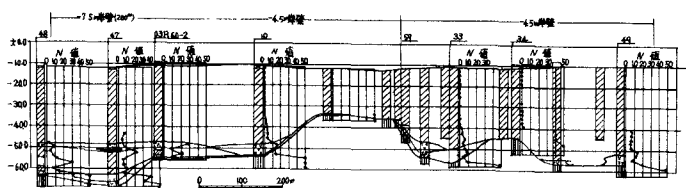


図-② 大黒ふ頭-45m岸壁、-75m岸壁法線上の土戸図

この結果より、本地域にタイ積する軟弱土層を、タイ積したままの自然の状態を利用して構造物のつくれるところは、このふ頭を計画した地域内では、この東北端のごくわずかなところだけで、大部分の場所は、このふ頭法線をどのような形に直しても、ここにつくる構造物の建設に先立ち、海底の軟弱地盤を何らかの方法で改良してからでない限り、この地盤をそのまま用いることは不可能であることが判明した。なお図-③からもわかるようにこの地域の水深は浅いところで、-8m~-9m、深いところは-16m~-18mにもおよぶところがあることがわかった。しかもそのうえ前述の軟弱土の厚さは、うすいところで4m~5m(-20m程度)、厚いところは45m~50m(-60m程度)にもおよぶところがあり、大変やっかいで、費用のかゝる難工事の予想される場所であることがわかった。

この結果より、本地域にタイ積する軟弱土層を、タイ積したままの自然の状態を利用して構造物のつくれるところは、このふ頭を計画した地域内では、この東北端のごくわずかなところだけで、大部分の場所は、このふ頭法線をどのような形に直しても、ここにつく

	ふ頭用地および岸壁築造区域	外かく防波堤築造区域
地表面の深さ(水深)	-10m ~ -16m	-15m ~ -18m
軟弱土層の厚さ	30m ~ 50m	8m ~ 50m
軟弱土の強さ	$C=0.14+0.03Z(t/m^2)$ (-10m基準)	$C=0.11+0.013Z(t/m^2)$ (-17m基準)
軟弱土の圧密降伏強さ	$P_y=0.77+0.05Z(t/m^2)$ (")	$P_y=0.38+0.048Z(t/m^2)$ (")
軟弱土の土かぶり重量	$\gamma_z=0.58Z(t/m^3)$ (")	$\gamma_z=0.48Z(t/m^3)$ (")

表-1 大黒ふ頭に築造する構造物の基礎地盤の土質条件

上記の表の値より、この地域の軟弱土の性質を判断すると、この種の土は、現在受けている土かぶり重量より大きな荷重を過去に受けていたのではないかと想定される。このことは、この土の一軸圧縮強度(σ_u 値)と深度との関係からも、これを裏付けるような結果が示されている。したがって、この軟弱土を改良し、この軟弱土の強度を増加させるためには、かなり大きな荷重(大量の載荷用土砂)が必要になると考えられ、この軟弱地盤の改良は相当やっかいで、むずかしい工事になるのではないかと予測された。しかも、本地域の軟弱土層のタイ積土層厚が予想以上に厚いため、本地域の工事は完了してからも、なお相当長時間にわたり、圧密地下のつく土質で何回か直しか必要になる土層の場所ではないかと考えられた。

3 地盤改良工法の選定

大黒ふ頭を建設する地域の地盤の大部分の土質が、前述の様に、過圧状態でしかも軟弱なものであるため、改良工法を選定するにあたっては、各種の構造物を築造する予定地域のところで実施した、土質試験の結果や、その軟弱土のタイ積厚さ、水深、築造物の使用目的、竣工要望工期、工費（予算）、および完成後の沈下の可否等を勘案し、これに築造を計画している構造物の形式とを組合せて検討を行い軟弱土の改良工法を定めた。表-②は、築造する構造物別に分けて、実施したところの改良工法を示すもので、軟弱地盤の改良方法としては最もオーソドックスな置換工法と、圧密促進工法（サンドドレーン工法）が多用されていることがわかる。

構造物の築造区域	水 深	軟弱土厚	施工延長	採用した地盤改良工法
大黒防波堤大型函施工区	-16 ~ -18 m	45 ~ 55 m	約 600 m	敷砂まき出し自然圧密、軽量ケーソン構造
大黒防波堤小型函施工区	-14 ~ -16 m	8 ~ 15 m	約 620 m	床掘り置換え、良質山砂普通ケーソン構造
-4.5 m岸壁築造地区	-10 ~ -13 m	30 ~ 50 m	約 1,110 m	サンドドレーン工法、-24 mまで砂杭打込
-7.5 m岸壁築造地区	-12 ~ -16 m	40 ~ 55 m	約 300 m	同上 -35 mまで砂杭打込
船溜り防波堤築造地区	-10 ~ -16 m	25 ~ 50 m	約 600 m	無改良 構造物を深層基礎まで打込み対処
コンテナバース築造地区	-8 ~ -13 m	20 ~ 35 m	約 600 m	床掘り置換え、良質山砂使用
ライナバース築造地区	-7 ~ -10 m	5 ~ 7 m	約 800 m	無改良 一部自然圧密工法採用
物専バース築造地区	-13 ~ -16 m	40 ~ 55 m	約 480 m	サンドドレーン工法の予定打込み深さ未定
大黒ふ頭連絡橋築造地区	-6 ~ -10 m	30 ~ 50 m	—	床掘り置換え、良質山砂使用

表-② 大黒ふ頭内に築造する各構造物の基礎の地盤の改良に用いる工法一覧表

ここで実施した置換工法は、軟弱土の除去には大型（6 ~ 8 m²つかみ）グラブ式しゅんせつ船を用い、良質の地盤の出るところまで、法勾配1 : 2程度の傾斜面をつけて掘きくしたのちに、置換用の砂（主として、千葉県産の山砂＝浅間山のもの）を、3000 m³積みのバargeではこんでみて、この掘りあとの上に止めて底層1～2層に投入する方法により、密度の高い置換えのできるよう配慮した。

また、ここで施工したサンドドレーン工法は、いづれも砂の直径が50 cm、打込間隔が2.5 mの正方形配列のものとし、施工巾を65 m（法線並行方向）とした。載荷土の載荷盛土は、-4.5 m岸壁の方が+2.0 mまでを2回に分けて、-7.5 m岸壁の方は+6.0 mまでを4回に分けて載せるものとし、一段ごとの載荷の圧密が80%程度完了するまで（約120日間）放置してから次の荷重を載荷する方法をとった。

自然圧密工法をとったところは、軟弱土が厚くタイ積しているところか、或はあまり厚くないところかのいづれかで、軟弱土層が厚いところは置換え工法をとった場合、置換えの断面が漸次となり、工費が大幅に増大すると予想されたため、将来の沈下については相当に問題の残ることを覚悟してマウンド用の砂や割石を載荷重に用い、これより或る程度の圧密沈下を生じさせたのち、底中が広く中詰に海水を用いて荷重の軽減をはかるようにしてこの軟弱地盤の単位面積当りに作用する荷重を小さくする標にした、相多ユークは考え方をした大型ケーソンを据付てこれに対処するものとした。また軟弱土層のうすいところは、載荷用の土砂をあらかじめ3～5 m程度に捨込み、表面の軟らかい部分だけをおさえてしまう効果のみを考え、土砂もしくは砂岩・土炭岩等の、基礎用材を直接捨込む方法をとっている。

4 改良の効果と問題点

本地区の軟弱地盤の改良工事は、実施している間および、これの完了右頭初の設計通りに改良が行われているかどうかを、知るために本工事と併せて、これらの改良工事の管理調査試験を行うことにし、これらの地盤改

良工事を実施している会社とは別の、施工管理のみを専門に行う会社を選定してここに各種の測定を委託し、この調査等を実施させる方法をとった。

とくにサンドドレーン工法を採用した区域の管理は、砂ぐいの打込みが完了し次第、砂ぐいと砂ぐいの間の粘土のところに、各種の沈下計や間隙水圧計等の計測機器類を埋設して、載荷により発生する沈下状態や、間隙水圧等の変化の記録をとり、圧密の進行状況の判断とする資料とした。載荷重が規定通り載せ終わった右は、ドレーンパイプを打込んだ区域の内外にチェックボーリングを打って軟弱地盤の圧密状況や、強度増加の程度等の改良効果を確かめ、構造物本体を築造することの適否や安全性を検討し、これの建設が安全かつ合理的に進められるかを配慮した。良質な山砂を用いて置換を行ない地盤改良をした右は、置換砂の投入がすみ、落ちついてから、この中央部や法面部に標準貫入試験を実施して、その改良効果を確かめた。

この様板工法で調査した各種の結果を基に、サンドドレーン工法により軟弱地盤を改良した区域の改良効果を見ると、ドレーン用砂ぐいを打込んだ区域の沈下量は、調査結果の値と計算値が比較的良好に一致しているが、間隙水圧の消散速度は計算値より小さく出ている。(過圧密領域での圧密の場合)すなわち、このことは観測地盤の圧密荷重が計算時に考えていた荷重より余分にのせてしまったか、附近に載せられた荷重の一部の影響したことによる何れかではないかと考えられる。なお、ドレーン用砂粒を打込まない区域の沈下量は予測した以上の、相当大きい値になっていることが判明したが、しかしこの沈下量も載荷重が全部のせき終る頃には次第に計算値と一致してくる様になることがわかった。ただし、この区域内には始めから間隙水圧計を入れなかったため、載荷とともに種々に変化する間隙水圧の状況と対比させて沈下を解析することができず、この原因を追究することができなかった。したがって、この初期の沈下量をそのまま信用して解析すると、圧密初期におけるC_v値は20%程度にししないと、これに合わないことがわかった。しかしC_v値をもしこの様に大きな値にすると、この砂土のところにサンドドレーンを打っても、その効果はあまり期待できない土ということになり、かなり問題の多い心配要素を含む土質の地域であることになってしまう。ところが、砂ぐいを打込んだ区域内に埋設観測した間隙水圧の結果より、これの消散状況をみた場合、圧密の進行状況はほぼ正常で沈下状況も計算値に近い値であるうえ、載荷が完了した右実施したチェックボーリングにより確かめた、土の強さ(C_u値)は計算値以上になっている砂粒を打込んで改良した部分と、そうでない非改良部との差は明瞭で、ドレーン工法により改良した効果が十分発揮されて、当初設計した通りに改良のなされていることが確認できた。置換工法により改良した区域の効果については、これの沈下状況の測定と標準貫入試験の実施により、判定するものとしたが、これらの調査結果を基に、これの改良状況を見ると、置換部の沈下は載荷の初期には若干の沈下のみみられるものの、その右は全く沈下の発生はなく、N値は10~15程度になっている、当初期待した改良右の値中=30をほぼ満足できる値になっていることがわかった。次に、サンドドレーンや置換等の工法による改良を行わず、軟弱土の表面に直接土砂を捨て込んで圧密させる方法(自然圧密工法)をとったところや、砂ぐいを打込む必要のない箇所(岸壁の前面部や、埋立地の中に入る部分)に、直接荷重土をのせたところの状況は、このところの土が相当過圧密状態であるにも拘らず、載荷直右より、すぐ大きな沈下の発生していることが知れた。これは載荷土が軟弱な土の中にめり込み軟弱土を排除したが、載荷土が法面を形成する前に、小さなすべりが生じて、載荷盛土の形にならず広がってしまうため、これが沈下量として表れるのではないかと考えられた。したがって、今右はこの様な非改良部のところにも間隙水圧計を入れて、沈下測定と合せて対比較する必要があるものと考えられる。また圧密用の載荷土を載せる場合、計算では一季に規定の高さまで積み上げるものとして計算しているが実際には相当の日数をかけて載荷土をのせているため、載せるそばから軟弱土の沈下が始まり、載荷盛土の高さを検査する時右では、計算値以上に載荷重の載っていることになってしまうため、海中工事の場合応々にして、予想以上の載荷土が必要になったり、計算値以上の強度増加や沈下が生じたものと思われる。したがって、本地域内にタイ積する軟弱地盤は、これを何等の改良工法で処理すれば十分その効果が発揮出来る種類の土であることがわかった。