

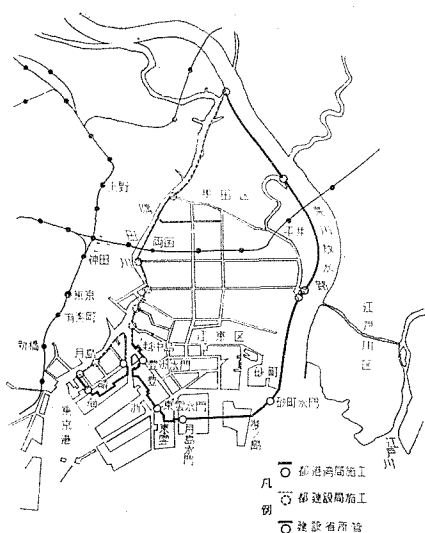
東京港海岸防災工事報告(その1)

東京都港湾局工務部 設計第二課長 宮 崎 敏 夫
 同 上 関 徳 雄
 同 上 小 林 良 久

1. ま え が き

図-1 に示す東京東部の墨田江東区一带のいわゆる江東デルタはその標高が干潮面 +2.0m 程度から -1.0m くらいまでの低地で、しかも年々地盤沈下になやまされ、東京0地帯と称されている。

図-1 江東地区外郭堤防計画平面図



この地区はおもに工場地帯として発達してきたが、多くの運河が縦横走しており、運河沿護岸のかさ上をくり返して今日まで外水の浸入を防いできた。しかし進行する地盤沈下のためこの方法のみに頼れない状況となったので、従来の各ブロックごとと護岸補強はある程度にとどめ、江東デルタの外郭を堤防でかこみ、かつ各運河口には水門を設けることによって異常高潮による浸水災害を防ぐ計画が決定されたのは昭和31年5月の海岸法施行前の昭和30年であった。たまたま外海に面する南側部分は東京港港湾区域であるため、この部分については海岸法を準拠法規として都港湾局が昭和32年度から堤防工事を開始したのであるが、その後伊勢湾台風の教訓を生かし法線その他の再検討にともなう計画変更などがあって、本格的には34年度事業をその緒として今日に至っている。

なお隅田川沿上流部については河川法により都建設局が施工中であり、荒川放水路側は建設省の所管である。

本文はこの「東京港特別高潮対策事業」の工事(その1)として、概要を全般的に説明するとともに、主としてはば完成をみている豊洲水門についてやや詳細な説明をするもので以後工事の進捗にともないその他の報告を逐次行ないたい。なお、この事業計画を立てるに当っては異常潮位推定、背後運河の流路解析および水質汚濁傾向、降雨による上昇内水の排除、設計波浪の推定、将来地盤沈下量など多くの問題があり種々の研究機関の協力を得て多くの研究を重ねているがなお未確定の点もあり公表は別の機会にゆずる。

参考までに事業費(江東地区港湾局所管分)は防潮護岸 2070m, 防潮堤 3870m, 水門4カ所, 排水施設2カ所, 計60億円であって、昭和38年度竣工の予定である。また構造物の天端高は表-1のように決めている。

表-1 堤体天端高表

地区	天体 潮位	潮位 偏差	波 浪	地盤沈下 圧密沈下	維持天端高	備 考
江東	+1.8	3.00	0.5~ 1.50	0.6~ 2.50	+5.30~6.30	偏差は伊勢湾台風級の襲来を想定

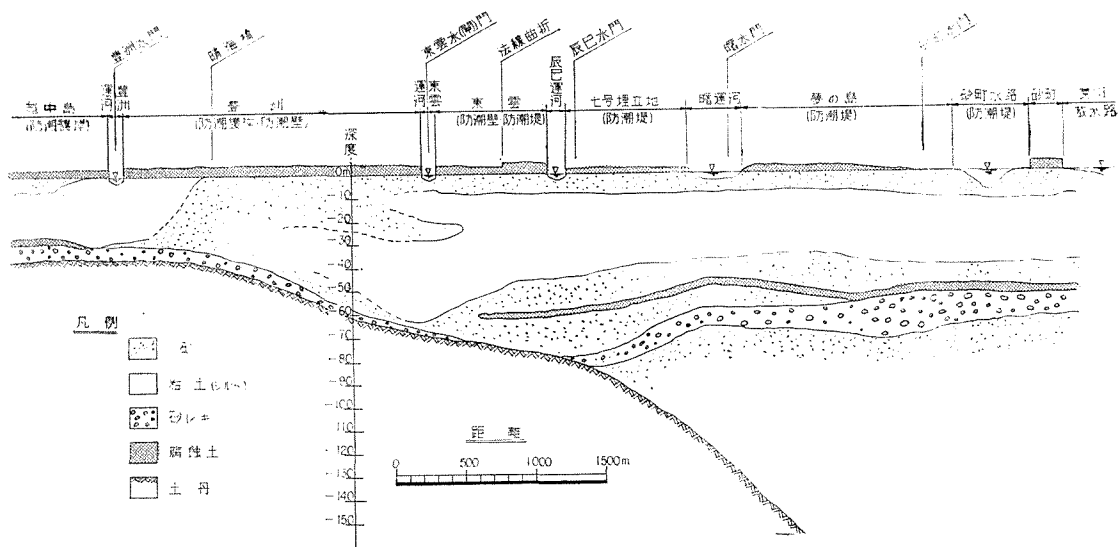
2. 基礎地盤

(1) 地質一般

図-2 は施工法線に沿って行なった数カ所のボーリング結果を展開図の形にまとめた地層断面図である。このデルタ地帯は古代山手台地溪谷溺れ谷の大きな湾入があったところに利根川、荒川系統の運搬土砂が堆積して厚い沖積層を形成したものと考えられ、その末端海岸線すなわち防潮堤施工法線はきわめて軟弱な層の連続であり第3紀層といわれる土丹は豊洲越中島地区で-35.0m付近に出現するが他はいずれも深く夢の島、砂町では-150~-200m 付近に下っている。全般的成層状態は豊洲運河越中島地区、豊洲地区、其他地区に大別して、大体上部砂層、中部粘土層、下部砂あるいは礫層、土丹層の順となっており、一部東雲運河付近は中部粘土層の間にレンズ状の砂層はさまっている。晴海橋付近のみはかなり密な砂がほとんど地表に現われ、隣接石川島播磨重造船工場から豊洲石炭埠頭にかけての浅い洪積層の一部と考えられる。

上部砂層は全般にシルト粘土を30~50%ふくみ粒子は細かくきわめてゆるいもので大きい支持力は期待できない。上部砂層の下には 30~40m の厚さをもつ中部シル

図-2 外郭堤防のり線地層断面図



ト粘土層があるが、これは構造物の築造によってかなりの圧密沈下が予想され、かつせん断強度も小さく最も注意を要するところである。これらの下部は豊洲越中島地区で-30m、東雲砂町で-40~-50m 付近に締った礫層または砂層が現われる。この礫層は東京礫層と呼ばれ強大な支持力を有し洪積層と推定される。この地帯の特色としてこの砂礫層の上部または中央部に薄い腐食土層が各所にみられる。従来これが沖洪積層の境界と考えられているが、たまたま土中 C_{14} の測定による年代推定法が発見されたので、この方法によって測定した結果、この推定に誤まりのないことが裏付けられた。別項に概算年数の測定結果を参考に掲げておいた。

この砂礫層は第一滞水層であって法線付近ではかなり豊富な水量が期待できる。砂町夢の島地区ではこの下に100m 以上の厚さを有する複雑かつ微密な砂層が続きた土丹層は非常に厚く、その間-400~-500m 付近に滞水砂層を有する。

(2) 沖積層の性質

a) 物理的性質 Index Property に関する特色は L. L. が 40~130% とかなり大きい巾に変化するに対し P. L. は 20~50% とその巾は小さく、かつ自然含水比に対し L.L. が下まわる傾向を全般的に有している。特に-15~-20m 付近までの粘土層に明白に現われる。これは一つの特性と思われるが、きわめて鋭敏であること、あるいは比較的粒径の大きいものが多く少量の含水状態で液状になることなどの理由によると推定される。

b) せん断力 上部砂層は N1~5 程度で loose なものであることは前述のとおりである。問題のシルト質粘土層は $q_u/2$ 法によれば

豊洲水門 $C=1.0+0.14Z \text{ t/m}^2 (Z: -3.0\text{m}=0)$ 運河内
東雲水門 $C=1.5+0.125Z \text{ t/m}^2 (Z: -40\text{m}=0)$ //

辰巳水門 $C=2.5+0.13Z \text{ t/m}^2 (Z: -6.5\text{m}=0)$ 陸上
砂町水門 $C=1.6+0.17Z \text{ t/m}^2 (Z: -8.0\text{m}=0)$ 海中
と深さに対しそれぞれ増加傾向を有している。

辰巳水門でやや大きい値を示しているのは既設埋立地内にある結果であろう。東雲水門カ所の下部粘土層は、 $C=10\sim11 \text{ t/m}^2$ でかなり大きい。下部砂礫層は $N=50/10\text{cm}$ 以上である。

c) 圧密特性 粘土層については一般の軟弱沖積層にみられる値を示しているが、やや C_c が大きい傾向を有し圧密の進行は多少早いと思われる。

d) 生成年代 自然界には古代より一定の割合で宇宙線によって半減期 5600 年の放射性炭素 C_{14} が作られ、できた C_{14} はただちに酸素と結合して炭酸ガスとなり空气中に存在する。対流圏の植物は年々空気から規則的に炭素有機物として保存し、大気中の炭酸ガスは自然界の水圏植物圏にあるこれらの炭素と入れ換り C_{14} もこれらの炭素中にふくまれていることになる。このように大気中の炭素と交換しうる自然界の炭素貯蔵庫として生物および腐食土が考えられる。すなわちおのおの貯蔵庫の C_{14} の量は、各庫と空气中炭素の交換が C_{14} の半減期と比較してどの程度の速度で行なわれているかによるわけである。この原理から逆に地中から採取した試料中の腐食土の C_{14} 濃度を測定することによって、その植物が活動していた時代の大気炭素中の C_{14} の濃度を知り、従ってその試料の生成年代を算定することができるのであるが、この推定方法によりこの地帯の敷地点各深度から採取した含有腐食物試料を分析実験した結果、例えば砂町地区-44m 腐食土生成年代は 12300年±230年 であることが判明した。従ってこれが一応沖洪積層の境界と考えてよいと思われる。なおこの試験は学習院大学理学部木越教授に依頼したもので方法の詳細は省略する。

3. 豊洲水門

(1) 計画概要

江東デルタ地帯はすでに述べたごとく大小の工場群のみならず、江戸時代の昔よりいわゆる木場と称せられる材木の集散地でもあるので、運河が縦横に発達している。このためデルタ地帯を大きく外郭堤防でかこうようにすれば、運河と外海との連絡口に通船用の水門が必要となってくる。水門の建設上問題となるのは、対称とする船舶の種類と大きさ、通行量ならびに平時における水門カ所の流速である。昭和31年9月の調査結果では、豊洲水門においては次のようなデータとなっている。

1日平均舟航数	139	(イカダをふくむ)
1時間当り最大舟航数	39	
通航船型	50t 以下	47.5%
	100t 未満	8.0%
	150t 未満	11.5%
	150t 以上	4.7%
	イカダ	20.8%

なお水門予定地点における船舶の航行速度数は、流れのない時で独航船、ハシケなどがおおむね6ノット、イカダは3ノットであったが、イカガ曳航上水門通過時の速度は1ノット以上とすべきこと、すなわち水門での流速は、2ノット以下におさえることが必要となった。またこれらの船舶で最も空間占用高の高いものは地内にある造船所で建設される作業船を除いては200tハシケに藁あるいは塵芥の類を積載した時で水面上約3.2mとなる。これらのデータから、豊洲水門の規模を次のように定めた。

水門巾員	18m×2連
水門しきい高	-3m
上方空門	A.P.+6m

(2) 設計外力

豊洲水門は隅田川と豊洲運河とを結ぶ地点に建設される水門であるが、地形上異常高潮のほかは波浪の影響はほとんど考えられない。また江東地区の水門は平時に開放しておき、異常高潮が予想される場合にのみ操作することが原則で、操作水位はA.P.+2.0mであり、また閉鎖と同時に内水排除のためのポンプを駆動する予定となっている。これらの観点から外水圧のみならず内水位が外水位より高くなる場合、すなわち逆水圧を想定することとした。設計外力は次のとおりである。

異常高潮時の外水圧	A.P.+4.8m
異常波の影響	0.5m (静水圧)
異常内水位	A.P.+1.5m
逆水圧時の外水圧	A.P.+1.5m
“ “ 内水位	A.P.+2.5m
地震力水平震度	0.2

(3) 工事概要

豊洲水門は昭和34年7月に着工、昭和36年3月に門扉関係と水門躯体関係工を完了し、取付堤、門扉操作関連工事について目下完成を急いでいるものであるが、以下その概要についてのべる。

位置 東京都江東区深川豊洲1丁目、同区越中島町間
豊洲運河北口

水門々扉 複葉ローラー ゲート、2連

基礎工法 ニューマチック ケーソン工法

水門主要寸法 有効巾員 18m、敷高 A.P.-3.0m
門柱天端高 A.P.+12.5m

基礎潜函寸法 12m×47m×26.5m 1基

沈設深度 A.P.-30m

築島寸法 長 92.5m、巾 29.0m、締切天端高
A.P.+2.5m

基礎潜函すえつけ高 A.P.+0.5m

主要工事数量

基礎潜函：掘削土量 18100m³

コンクリート構築 6150m³、中埋 880m³

鉄筋 430t

門柱(3基)：コンクリート 1560m³、鉄筋 35t

門柱間連絡人道橋：P.S. コンクリート桁、2連

写真-1 豊洲水門(工事中)

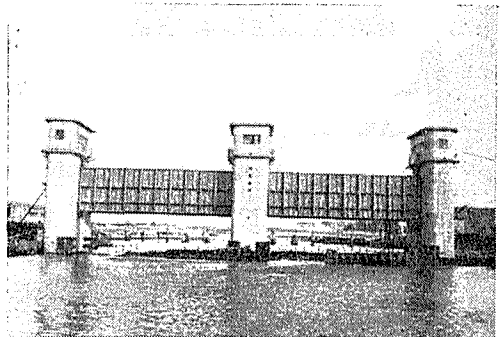
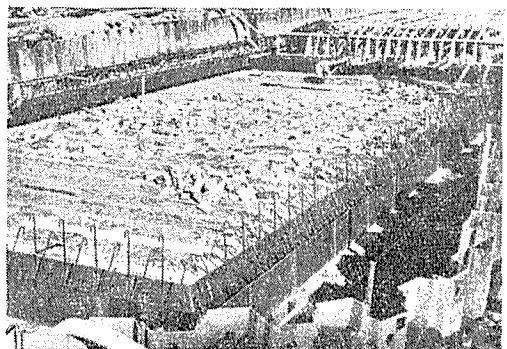


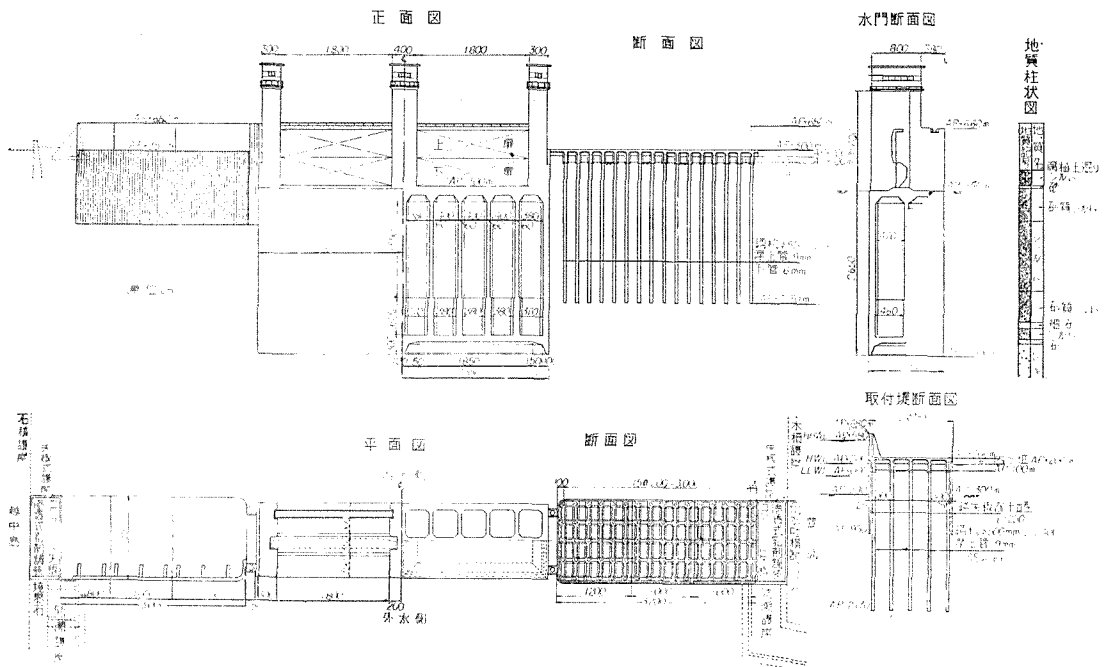
写真-2 双口のすえつけ



a) 門 扉

①型式形状寸法：豊洲水門の扉高は9.5mとしたが、門扉としては、本来1枚扉が望ましいのであるが、巻上時の下端高をA.P.+6.0mにおさえると、門柱高が長大

図-3 豊洲水門構造図



となるので複葉型式を採用した。門扉高 9.5m の上下扉の割合は、上段扉 5.075m, 下段扉 4.625m, 閉鎖時天端高は A.P.+6.5m である。

②巻上方式：スパン 18m の門柱間に、巻上機すえつけのための橋梁を設けることは、その構造が大となり、また工費も要するので、各門柱上に 1 門について 2 台の別の巻上モーターを用い、これをパワーセルシで同時起動し、減速はサイクロ減速機を使用した。またカウンターウェートを 使用しない型式としたので門扉は休止装置を設備した。

この種の機構では、ワイヤロープの伸び、電気機械的な誤差が、操作を重ねるうちに累積して、門扉の傾斜をまねき、2 台の巻上機の同時起動に故障を生ずる恐れがないわけではないことであるが、これが発見匡正には、ワイヤロープ巻取りドラムに直結する開度指示器のみでは精度が不足であるので、豊洲水門においては、別に門扉傾斜計を取付け、操作室において傾斜を知り傾斜を匡正し得るようにする予定である。

③機械室：各門柱上に 1 棟ずつ計 3 棟の鉄筋コンクリート造機械室を設け巻上関係機器を格納した。

④現場すえつけ：門扉は現場の状況により、上下扉とも約 10 ブロック程度に分割陸送、現場で接合組立てを行った。

⑤遠方操作：強風下に高い機械室に向いて操作しなくてもよいように、扉の近くに別棟の遠方操作室を設けることとした。この操作室の設備の概略を述べると（受配電設備）台風時の停電に備えた予備発電機、スピーカ

ー設備、ならびに運転状態を表示する上下限表示ランプ、開度計、傾斜計、その他内外水位観測のための自記水位計、自記風速風向計、気圧計、信号関係機器のスイッチなど組込んだ盤である。なお中央門柱機械室における直接作動、遠方操作ともに押ボタン式開閉である。

b) 軀体

水門建設地点の地質は図-3 に示すように軟弱なシルト層で A.P.-29m 付近に洪積砂礫層がある。基礎構造の選択にあたって、地盤改良をふくめて、種々の工法が考えられるが、技術的、場所的になりに問題があるので、堅地盤が適当位置にあることから、基礎は 1 基のニ

図-4 豊洲水門施工位置平面図

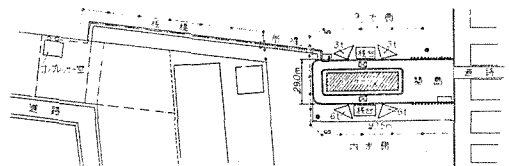
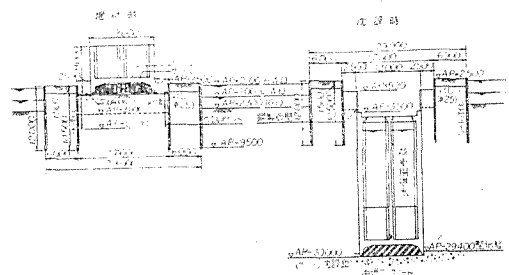


図-5 豊洲水門築島断面図



ユーマチックケーソンとすることにした。

①締切および築島：ケーソンの沈設は築島によった。その概略は図—3に示すように鋼矢板の二重締切の間に粘土質土砂を填充、天端はA.P.+2.5mとし、締切内部はA.P.—3.0mまでしゅんせつして河底表面の浮泥を除去して、A.P.+0.5mまで砂と置換えた。

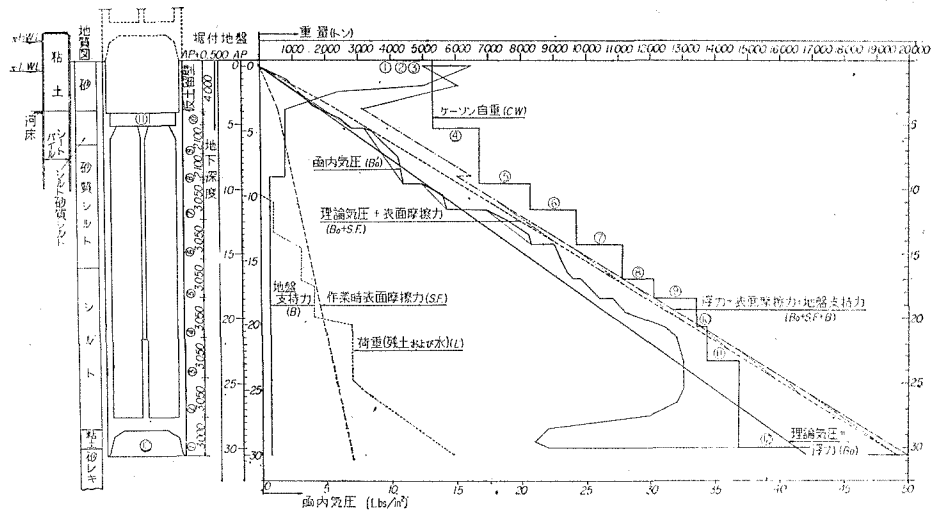
②刃口のすえつけ：大型潜函であるので、刃口のすえつけから作業室の構築までの間、すえつけ面の圧密沈下は、過大応力を生ずるおそれがあるので、ウェルポイントを設置して、置換砂の十分な締固めを行なった。

③構築、送気設備：作業室は2室で、シャフトは1室2本、計4本を設置した。送気設備は図—4のように周囲の状況から、コンプレッサー室から潜函位置まで約300m栈橋を利用し、エヤーパイプを布設送気を行なった。コンプレッサーは電動100HP(21.7m³/min)3台である。

④掘削沈下：図—4に示す位置に6~3tのデリック設備を行ない掘削した。潜函沈下構築実績工程に示すように、送気掘削開始より約170日で沈下完了、この間の掘削土量は18100m³であった。

この沈下の過程中、すえつけ面より約9m沈下(3ロット)した時、内側締切矢板が約25cm沈下、その後徐々に沈下をつづけ、沈下完了までに数度の補修を要した。これは内側矢板の位置が潜函に近かったため(2.5

図—6 豊洲水門基礎潜函沈下関係図



m)と思われる。

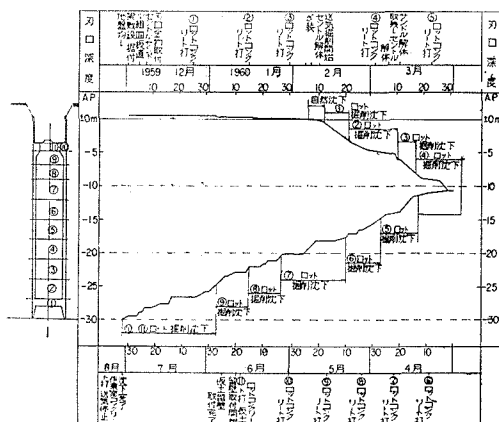
⑤構築コンクリート打ち：コンクリートは、すべて生コンクリートを使用、1回の打上高は約3mであった。特に作業室部のコンクリートの打込みは中断ができないので、手配は厳重に行なわれ、約780m³のコンクリート打ちを15時間で無事完了した。1~3ロットまでのコンクリート打ちは引続いて行なわれた。1ロット打ちあがりのコンクリート量は約600~690m³で所要時間は連続約12時間であった。

⑥水荷重、潜函の中詰め：水荷重はほとんど潜函の傾斜匡正的な意味で用いられ、沈設後の作業室は中詰めコンクリート填充、潜函空門部は土砂を填充した。沈下完了時における潜函の傾斜は長手方向47mに対し、3cmであった。

⑦仮土留壁：潜函上部床版面は沈下完了時の天端高A.P.—3.5mであるので、戸当り金物すえつけの正確を期し、締切矢板の安定を保つため、鋼製仮土留壁を取付けて沈下を完了した。

⑧土圧計、間引き水圧計：潜函沈下中と沈下後の土圧および水圧測定を行ない、今後の資料とするため、潜函の側面、底面に港施5型土圧計12個、港施7型土圧計16

図—7 潜函沈下構築、実績工程



写真—3 潜函構築状況

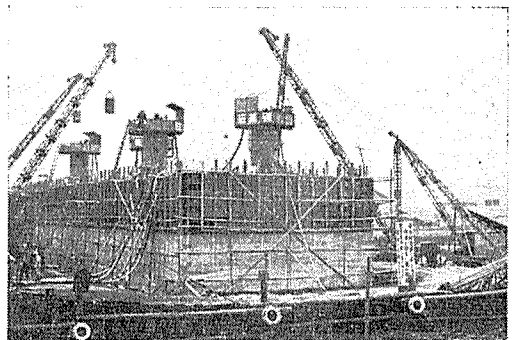
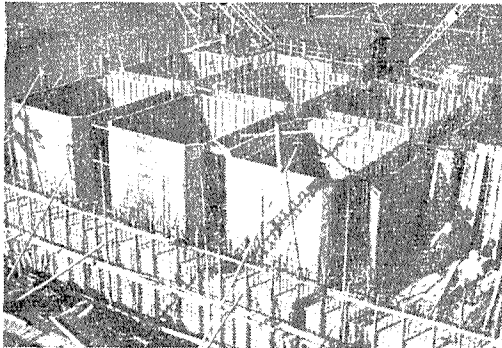


写真-4 潜函鉄筋コンクリート工



個、スウェーデン式間引き水圧計7個を設置した。これらについては、運研市原博士の御指導を受けた。測定結果については、現在整理中である。

⑨地耐力試験：設計沈下深度において地耐力試験を行なったが、 150 t/m^2 以上の値を得て、設計荷重 35 t/m^2 に対し十分安全であった。

⑩門柱その他：中央門柱巾 4 m 、端門柱巾 3 m で中空部分はない。A.P.+ 0.5 m 以下は角型であるのでこの部分には角型ゴム防舷材を、上部は本防舷材をあわせて使用した。

なお、防衝杭、漂流物の衝突緩衝装置については現在検討中である。

c) 取付堤防

水門はいうまでもなく扉部、躯体および基礎、取付堤防（運河内の躯体と埋立地間）の3者に大別されて一体となるわけであるが、一般に取付部のクラック、その他の事故が少なくないことに鑑み、われわれはできる限りこれを避けるところに設計施工の目標をおいたが、豊洲水門においては、躯体門扉のほぼ完成をまって引続き取付堤防が設計される際つぎの制約が前提となった。

- (1) 躯体は函塊基礎を支持層につけているため将来沈下はきわめて少ない。
- (2) 取付堤を同様- 30 m まで函塊構造とすること、あるいは支持杭型式とすることは工費がかさむ。
- (3) サンドドレインなどのプレロードによる強制圧密は舟行量多く、かつ取付部が民間物揚場または倉庫となっている関係上不可能である。またできるだけ巾員を小として既設水際線の減少を来さないようにする必要がある。

採用した構造は図-3に示す。われわれはこれを「二重隔壁式さん橋型堤防」と称しているが、この考えに至った経過を簡潔書きすれば次のとおりである。

①巾員を狭く、かつ運河機能を阻害しないためには法部を隔壁式の矢板によって直とし土砂を中詰することが例の多い構造であるが、水門操作室その他上載施設から要請される巾員約 13 m では異常時の水平抵抗力が不足しすべり破壊を起こす。従って水平力はすべて基礎杭に

依存する必要があった。

②不等沈下に対しては支持杭が好ましいが鉛直荷重は異常高潮時、地震時とも $15\text{--}20 \text{ t/本}$ 程度で直摩擦杭で十分であり建設費安く、かつ negative friction の問題もない。多少の不等沈下については目地部の工夫で足りる。

③内外水側各矢板は杭頂部を埋込んだ版で連結する。この場合フラットスラブあるいは一般連続版では不経済となるので縦横に格子版の桁を配したが、内部土砂円弧すべり崩壊を防ぐため、安全率 1.5 程度では中詰土砂天端高を $+1.5 \text{ m}$ に抑えねばならない。底版をこの位置におけば版上の埋戻し土砂重量が地震時の負担となり、かつ総体の重量を増して沈下を促進する。従って中詰土砂を $+1.0 \text{ m}$ に仕上げ、上部所要高 $+3.0 \text{ m}$ （外水側胸壁 $+6.80 \text{ m}$ ）に桁および版をおき、その間は中空とする。この結果、上部舗装は不要である。

④これにともなって止水効果に若干不安が残るが矢板はすべて鋼矢板を使用し、外水側矢板背面には補強を兼ね鉄筋コンクリートのカーテンを設ける。

⑤杭は所要長さ、継手、1本当り水平力（この構造では異常高潮時 11.5 t 、地震時 3.5 t ）の関係から鋼管を使用した。桁下中空部分は防食鉄筋コンクリートを巻く。

⑥施工箇所は運河水面であるが、特に豊洲側は不等沈下しやすく将来天端せり持ちの状況を呈すると思われるので豊洲越中島側とも堤体を3ブロックに分け、かつ地部は図-8の構造とした。

⑦この堤体は構造上それ自体独立の形をなしているが、水門躯体との接触部は特に不等沈下による障害が起こりやすい箇所であるためアスファルトマステックを中詰した二重矢板を角状に突出させて突合させた形とする。

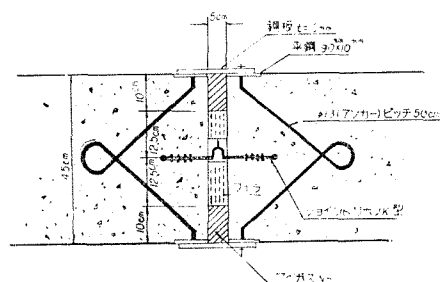
以上のうち杭の水平抵抗については未解明の分野も多く設計に当ってはきわめて大胆な仮定をおいたのであるが、越中島側一部施工済みの杭について行なった水平抵抗試験の結果は大略つぎのようなものであった。

④設計上の仮定：使用方程式 Y.L. Chang

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = 0: \text{地上部分}$$

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -Esy: \text{地中部分}$$

図-8 伸縮目地詳細図



Soil modulus は $Es=kd$ とし, Hopkins に従って Very soft silt or clay の場合をとり $k=2.0\text{kg/cm}^2/\text{cm}$

b 設計荷重 11.5t/本に対する計算上の自由杭頂部変位量 2.5cm (構造上は頂部拘束で変位量 0.9cm)

©実験による変位量 3.3cm (水平力試験 杭2本)

d 実験結果を利用した逆算値 $k=1.16\text{kg/cm}^2/\text{cm}$
実験ではストレインゲージをつけていないが、この場合のたわみ量0点は地表下 -4.60m である。なお杭の水平抵抗については弾性抵抗層の範囲、群杭の水平抵抗その他疑問のあるところであって、今後の検討を予定している。

4. 堤防構造の概要

各水門間を結ぶ防潮堤防は地理的条件により、既設埋立地前面法線はL型棚式護岸、陸上部は主としてL型胸壁を採用し、なお東雲前面から夢の島にかけては港湾修築計画による新埋立地(+5.0m)上に埋立工事と併行して防潮土えん堤を建設する予定で、護岸、胸壁の大部分はすでに施工済である。

陸上L型胸壁の水平抵抗はすべて底板基礎遠心か鉄筋コンクリート直杭に依存する型式であるが、施工杭についてその水平抵抗試験を実施して結果、前記 Chang の式を用いる際の Soil modulus k はほぼ Hopkins の提案する数値が実際によく合致していると思われる。水平力はいうまでもなく杭上部でのみ吸収されるため施工箇所豊洲、東雲の陸上部は粘質埋立土のみがほとんど抵抗部分を占めることになるが、計算上は very soft silt or clay として $k=1.3\text{kg/cm}^2/\text{cm}$ を使用した。計算上の頂部変位量10~15mm (杭1本当たり設計水平力1.8~3.0

t) に対し杭15本についての実測地は特に頭部付近土砂に硬軟がない限りほぼ同値を示している。なお陸上部のうち法線が道路を横断する箇所についてはかさ上工法あるいは門扉工法によっているが詳細は別の機会にゆずる。

5. あとがき

江東地区と称せられる隅田川と荒川放水路の間にはさまれた面積 43km^2 の地帯は、常住人口 70 万、年間生産額 2000 億円を上まわる古くからの工業地帯であるが、大阪、尼ヶ崎、新潟と並んで地盤沈下の激しいところであり、大正 6 年 10 月 1 日に発生した高潮は潮位 A.P. +4.21m と推定され、昭和 24 年のキティ台風(潮位 A.P. +3.15m) で実に 500 億円の被害を蒙ったのである。

しかもこの地区は現在もなお地盤沈下が年々進行中であり、はなはだしい所では 1 年間に 15cm にもおよんでいる。この地盤沈下の主因はぼう大な地下水の汲上げにあるといわれ、現在汚水の還元による工業用水道の建設が開始され、また工業用水汲上げの規制が行なわれるようになったが、顕著な効果はまだ現われていない。このため従来より高潮対策事業として、まえがきのとおり地区内の各ブロックを輪中式堤防により囲繞する工事が進められていたのであるが、昭和 34 年の伊勢湾台風の貴重な教訓を生かし、急ぎこの計画の再検討を行ない、かくて外郭堤防方式に変更し、昭和 34 年度下期よりこの新しい計画のもとに工事が実施されている。

この報告に取上げた外郭堤防港湾担当工事の大部分は目下進行中であり、本文には十分な資料を載せ得なかったが、現在もなお調査研究中のものもあり、別の機会においてさらに詳細を報告することに致したい。