

鋼殻鉄筋コンクリートケーソン沈設工法
 (熱海市第二浄水管理センター建設工事)
 による下水処理場建設の技術的研究
 SEWERAGE PLANT CONSTRUCTION (CONSTRUCTION
 OF ATAMI CITY'S NO. 2 SEWERAGE PLANT) BY
 PREFABRICATED CAISSON PLACED METHOD

中 本 至*

By Itaru NAKAMOTO

はじめに

昭和 55 年度から熱海市第二浄水管理センター建設工事が、熱海市の委託を受けて日本下水道事業団により着手されたが、その中で沈殿池、エアレーションタンクなどの下水処理施設一式を組み込んだ鋼殻鉄筋コンクリート製の「下水処理ケーソン」をドックおよび艀装岸壁で建造し、あらかじめ海中に築造しておいた基礎上に曳航・沈設するという、いわば「下水処理場の工場製作」とでも言うべき工法を用いて下水処理施設を完成させた。

本工事では、施設のプレファブリケート工法という特殊性から、処理施設の機能設計に新しい工夫を取り入れるとともに、海中基礎の築造、鋼殻の製作、軽量コンクリートによる鉄筋コンクリートケーソンの浮上打設、曳航・沈設工事、流入・放流管の海中接合、プレハブ工法による建築上屋の建設等々、計画、設計および施工の多方面にわたる新しい技術を採用した。

ここでは、軽量コンクリートの配合設計(ポンプ圧送性を含む)および軽量コンクリート浮上打設工法、基礎モルタル注入工法の三点について、その研究成果を述べるものである。

1. 鋼殻鉄筋コンクリートケーソン沈設工法を採用した理由

熱海市の下水処理施設は、昭和 40 年に錦ヶ浦処理場

* 正会員 建設省都市局 下水道部長(元日本下水道事業団計画部長)
 (〒100/東京都千代田区霞が関 2-1-3)

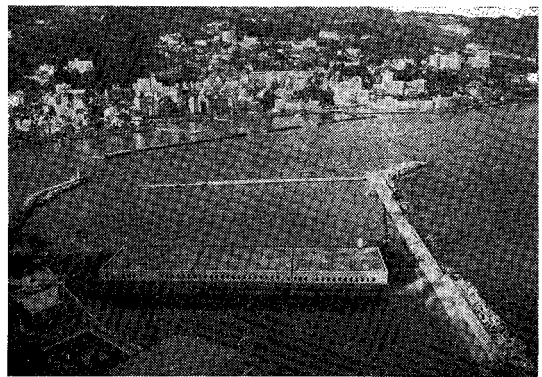


写真-1 熱海市第二浄水管理センター全景

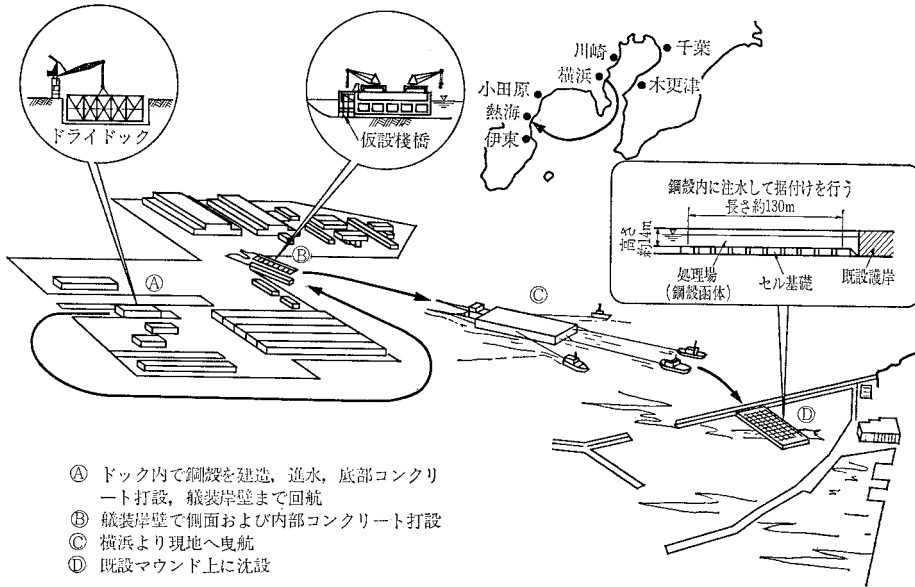
(第一浄水管理センター)が能力 24 000 m³/日 で供用を開始した。その後、処理区域の拡大、使用水量の増大等により昭和 60 年には処理能力を越えることが予想された。

このため、第二浄水管理センターの建設計画が立案された。熱海市は急峻な山が海岸線に迫り、陸上に適地を得ることができないために第一浄水管理センターの沖合を埋立造成して用地を確保することになった。

しかし、埋立工事が完了した時から在来工法で建設を開始したのでは昭和 60 年の処理場運転はむずかしく、このため護岸工事と併行して処理場を建設し、埋立工事完了前に通水稼働させる方式の開発が強く要望された。

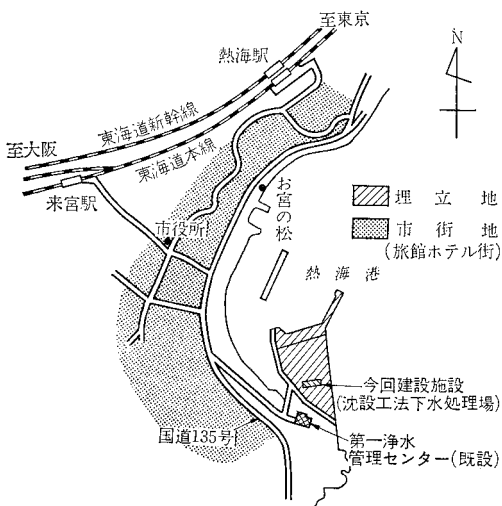
第二浄水管理センター建設工法の決定に要求された条件は、

- ① 埋立工事と併行して処理施設の建設ができること。
- ② 工期が短く早期通水が可能なこと。
- ③ 観光地である周辺環境を考慮して、現地作業が少



図一 鋼鉄鉄筋コンクリートケーソン沈設工法概念図

- ① ドック内で鋼鉄を建造，進水，底部コンクリート打設，艀装岸壁まで回航
- ② 艀装岸壁で側面および内部コンクリート打設
- ③ 横浜より現地へ曳航
- ④ 既設マウンド上に沈設



図二 建設予定地位置図

なく建設公害を最小限にできること。

- ④ 経済的で安全なこと。

以上の条件に適合する工法として，施設全体を他の場所で建造し，現地に曳航・沈設する鋼鉄鉄筋コンクリートケーソン沈設工法を採用した。

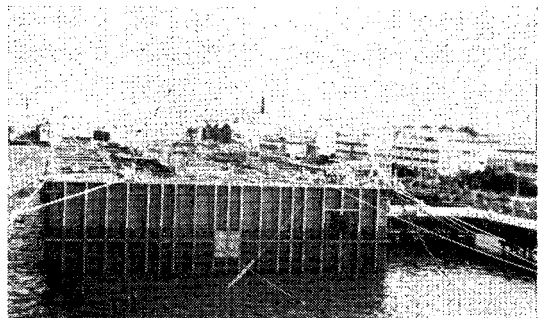
2. 工法の概要

(1) 建設の手順

建設の手順は，大略次のようである。

- ① 横浜の造船ドックにおいて，長さ 129.25 m，幅

- 41.25 m，高さ 13.9～14.4 m の鋼殻函体を製作する。
- ② 鋼殻函体の中に底版軽量コンクリート（厚さ 1 m）を打設する。
- ③ 造船ドックに注水し鋼殻函体を進水させ，タグボートにより艀装棧橋へ回航・係留する。
- ④ 艀装棧橋において鋼殻函体の中に下水処理施設の躯体軽量コンクリートを浮上・打設する。
- ⑤ 躯体軽量コンクリートを打設後，タグボートにより下水処理パージとして現地へ曳航する。
- ⑥ 現地の海底にあらかじめ築造しておいたコルゲートセル基礎上に潮位差を利用して沈設し，ジャッキにより仮支持する。
- ⑦ 鋼殻函体とコルゲートセル基礎天端の間に基礎モルタルを注入し，函体周辺の押え盛土，建築上屋の建設，流入渠・放流渠の接続，機器類の据付けをし通水・稼動する。
- ⑧ その後，護岸の開口部を閉じて鋼殻函体周辺を埋め立てる。



写真一 2 コンクリート浮上打設中

(2) 本工事の技術的特徴

本工事の技術的特徴は大略次のとおりである。

- ① 高強度の軽量コンクリートの土木分野への応用。
- ② 軽量コンクリートのポンプ圧送：スランブ 12 cm

の高強度軽量コンクリート、計24 000 m³を流動化剤を添加しスランブ約 20 cm にしてポンプ圧送した。

- ③ コンクリート浮上打設：鋼殻函体の構造、強度、変形、吃水、打設量などを検討した結果、打設ブロックを計 54 個とし、打設順序を設定したうえで約

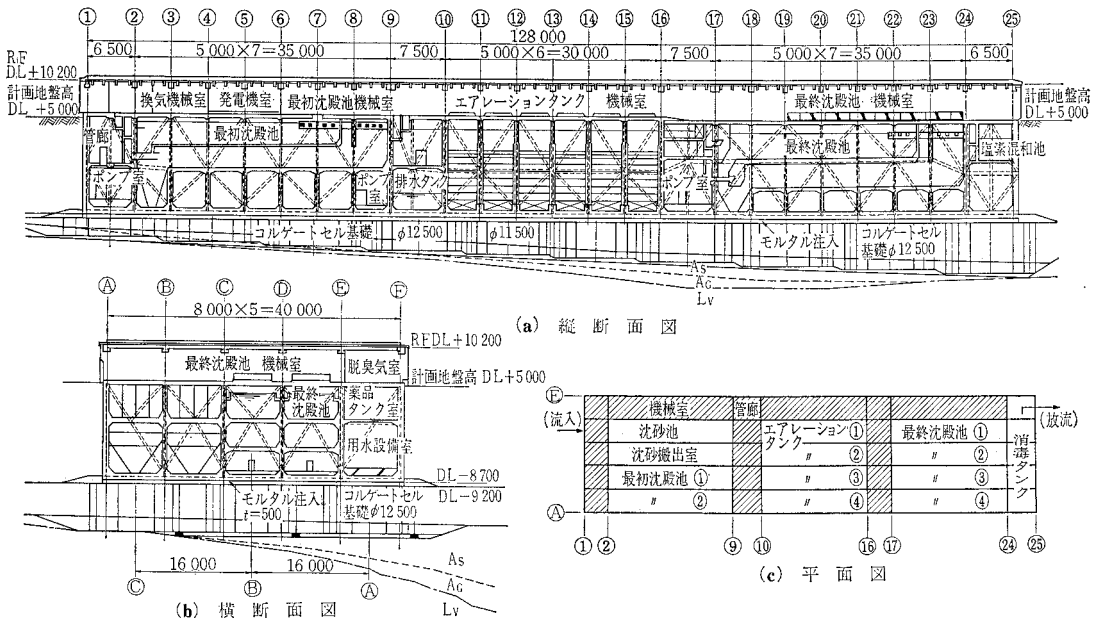


図-3 処理施設全体図

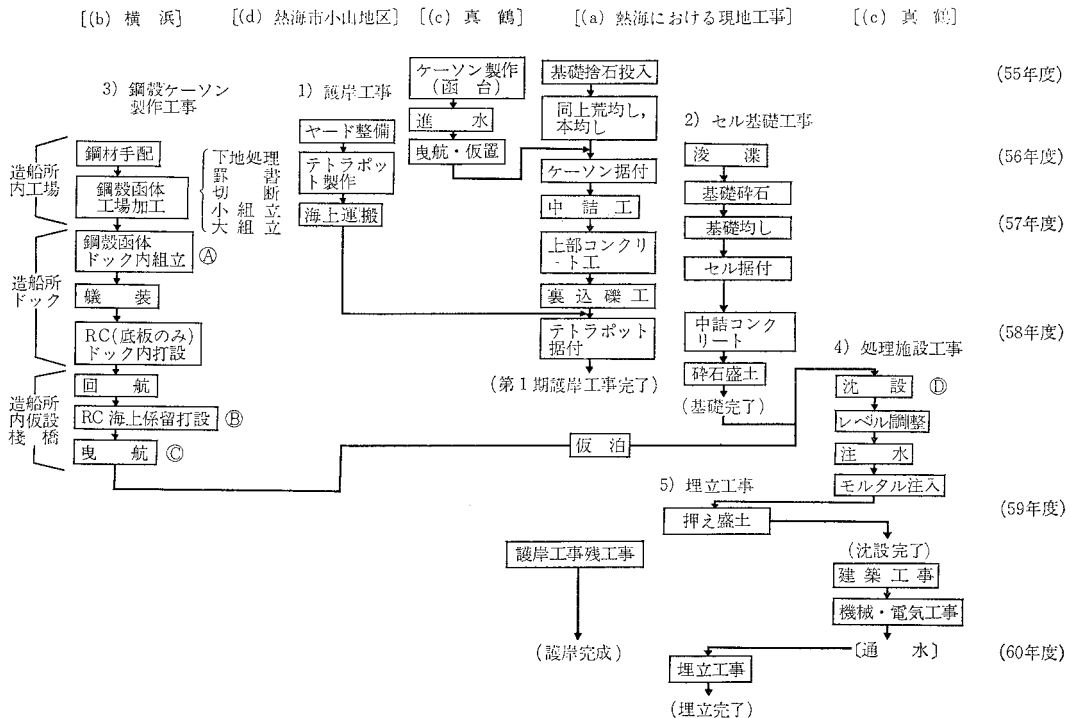


図-4 建設順序図

19 000 m³ のコンクリートを浮上打設した。

- ④ 基礎モルタル注入工法：コルゲートセル基礎天端にセットされた仮支承上に油圧ジャッキにより点支持された鋼殻函体とセル基礎の間にモルタルを注入し、最終的には面支持とする。
- ⑤ ナイロン布袋の中にモルタルを注入するモルタルパッカー工法。
- ⑥ 熱電対計測管およびレッド併用によるモルタル注入管理方法。

3. 軽量コンクリート浮上打設

(1) 軽量コンクリートを採用した理由

軽量コンクリートを採用した理由は大略次のとおり。

- ① 設置場所が観光地に位置することを考えて、現地据付け後の工事量を極力少なくする。
- ② 曳航時計画吃水は 9.9 m が限界である。
- ③ 曳航時点に鋼殻函体に可能なかぎり大きい剛性を与える。

以上の条件よりココンクリート全量 24 000 m³ を普通コンクリート ($r=2.5$ t/m³) で施工すれば 艀装重量を含めて所要吃水 11.9 m となり、計画吃水 9.9 m を越えることになる。また 9.9 m に納めようとすれば 18 700 m³ のコンクリートしか打設できず、その結果、上床版および壁上部がなく、剛性の小さい状態で曳船する必要が出てくるとともに、現地沈設後に 5 300 m³ のコンクリート打設工事が残ることになる。

また、現地ではコンクリートの供給をすべてバッチャープラント船のみで実施しなければならず艀装岸壁での施工に比較して工事費の増大となる。

以上の理由により本工事においては軽量コンクリートにより、バージ本体全部を艀装岸壁で完成させる方式を採用した。

近年軽量コンクリートが土木構造物へも採用されはじめている。本工事規模の構造物へ採用された例は少ない。したがって、本工事での軽量コンクリートの採用決定に際しては種々の理論的検討ならびに実験結果に基づいて慎重に決断した。

(2) 軽量コンクリートの配合設計

a) 設計条件

本構造物の主材料としてのコンクリートは次に述べる諸条件を満足するように決定した。

- ① 単位体積重量 $r \leq 1.90$ t/m³
- ② 水和熱の少ないセメントの使用。

③ 設計基準強度 $\sigma_{28} \geq 300$ kg/cm²

④ ポンプ圧送性。

前述したごとく、19 000 m³ のコンクリートを打設した後、艀装を含めた全重量に対し、吃水を 9.9 m に抑えるためには鉄筋コンクリートの単位体積重量を 2.05 t/m³ 以下にしなければならず、コンクリート自身の単位体積重量は 1.9 t/m³ 以下にする必要がある。

部材厚さ 500~900 mm の壁部材が格子状に複雑に組み合わされた構造であるため水和熱、乾燥収縮に起因するクラックの発生が予想された。この対策として検討の結果、高炉セメント B 種を採用し、かつ単位セメント量をできるだけ少なくすることで対処することにした。高炉セメント使用の場合、通常設計基準強度は材令 91 日に規定されるが、今回は浮上打設で早期強度を必要とすることから 28 日で規定し、構造上から要求される強度として $\sigma_{28} \geq 300$ kg/cm² とした。

複雑に組み合わされた壁体に、19 000 m³ のコンクリートを 10 か月で打設するためにはポンプ圧送が必要であるため、流動化コンクリートの使用を決定した。

(2) 示方配合の決定

配合設計、試験練の結果は表-1~6 に示すとおりで

表-1 設計条件 (試験練り時)

区 分	ベースコンクリート (工場出荷時)	流動化コンクリート (流動化剤投入後ただし運搬ロスなし)
設計基準強度 σ_{28} (kg/cm ²)	300	300
ス ラ ン プ (cm)	14.5±1.0	18±2.5
空 気 量 (%)	7±1	6±1
単位体積容量 (t/m ³)	1.9	1.9

表-2 使用材料

セメント	普通ポルトランドセメント 高炉セメント (B 種)	備 考
細骨材	富津産山砂	あと添加用高性能減水剤
粗骨材	人工軽量粗骨材	
混和剤	遅延型 AE 減水剤	
流動化剤	NP-20, NP-10	

表-3 実験ケース

ケース No.	要 因	セメントの種類	流動化剤	混和剤の添加量	水セメント比 W/C (%)
1	$\sigma_c \sim C/W$	普通ポルトランドセメント	NP-20	遅延型 AE 減水剤 C×0.25%	50
2		〃	〃	〃	45
3		〃	〃	〃	40
4	遅延型 AE 減水剤 C×0.35	〃	〃	C×0.35%	45
5	NP-10	〃	NP-10	C×0.25%	45
6	$\sigma_c \sim C/W$	高炉セメント (B 種)	NP-20	〃	50
7		〃	〃	〃	45
8		〃	〃	〃	40

表-4 試験練り配合

ケース No.	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 S/C (%)	単位量 (kg/m³)					流動化剤* (l/m³)
			水	W	セメント C	細骨材	粗骨材	
1	50	46	157	314	836** (319)	585 (375)	0.785	1.514
2	45	45	158	351	802 (306)	585 (375)	0.878	2.514
3	40	44	160	400	765 (292)	579 (371)	1.000	2.400
4	45	45	153	340	812 (310)	591 (379)	1.190	2.457
5	45	45	158	351	802 (306)	585 (375)	0.878	(NP-10) 0.857
6	50	46	157	314	831 (317)	582 (373)	0.785	1.514
7	45	45	156	347	802 (306)	585 (375)	0.868	2.086
8	40	44	158	395	765 (292)	579 (371)	0.988	2.857

注：① * 印、流動化剤； { NP-20.....120 cc/C=100 kg, sl=1 cm
(AE 剤を含む場合もある) } NP-10..... 60 cc/C=100 kg, sl=1 cm
② ** 印、容量 (l)。

ある。

以上のデータから、品質管理および施工性を考慮してセメントは高炉セメントB種使用で、単位体積重量 1.9 t/m³ 以下、水セメント比 45%、配合強度 360 kg/cm² (標準偏差 $\sigma=24$ kg/cm² より) 以上、流動化コンクリートのフロー値約 350 mm×350 mm、単位セメント量 340~350 kg/m³ (ポンプ圧送性より) の各条件を満たす配合として、ケース No. 7 を採用した。

e) 品質管理

土木構造物に対する軽量コンクリートのポンプ圧送・

打設という、過去に事例の少ない工事であり、試験項目に従った厳しい条件でコンクリートの品質管理にあたった。管理表を表-7 に示す。

(3) 軽量コンクリートのポンプ圧送性の検討

建築の分野においては、軽量コンクリートのポンプ打設がしばしば採用されているが、土木構造物においては少ない。これは価格の問題、重量軽減の絶対条件である構造物が少ないこと、および土木構造物に使用される軽量コンクリートは建築のそれに比較して硬練りであるため、ポンプ圧送時の抵抗が大きく高圧圧送となり、練り混ぜ

水が骨材の中に入り込みますます硬くなり、悪循環となる等の理由によるもので、その結果あまり使用されたとはいえない。

しかし、本工事においては軽量コンクリートの採用が与条件であり、かつ大量のコンクリートを短い期間で施工するためにポンプ圧送方式が不可欠であることから、試験により圧送性能を確認することにした。

a) 圧送試験の計画

ポンプ圧送能率の阻害要因としては

① 流動性能

表-5 まだ固まらないコンクリートの性質

ケース No.	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 S/C (%)	要因	ベースコンクリート AE 剤量	ベースコンクリートの性質					流動化時スランブ増加量 (cm)	流動化コンクリートの性質				
					スランブ (cm)	フロー値 (mm × mm)	空気量 (%)	容重 (t/m³)	温度 (°C)		スランブ (cm)	フロー値 (mm × mm)	空気量 (%)	容量 (kg/l)	温度 (°C)
1	50	46	$\sigma_c \sim C/W$	2A	14.4	277×285	7.4	1.853	17.0	4	17.7	320×315	6.0	1.881	17.0
2	45	45	"	2.5A	13.6	279×283	6.6	1.871	17.8	6	20.3	400×391	6.5	1.874	17.8
3	40	44	"	4A	15.1	296×296	7.1	1.876	17.8	5	21.3	395×395	6.5	1.885	17.5
4	45	44	遅延型 AE 減水剤 C×0.35% NP-10	2A	13.7	267×271	7.2	1.864	17.5	6	18.5	345×328	6.2	1.892	17.5
5	45	44		3A	16.3	295×294	7.4	1.862	17.9	4	19.6	375×367	6.4	1.873	17.9
6	50	46	$\sigma_c \sim C/W$	2A	15.6	304×302	7.3	1.843	17.0	4	18.3	332×321	6.4	1.867	17.0
7	45	45	"	3A	14.4	274×277	7.6	1.852	17.2	5	18.7	344×345	6.5	1.855	17.3
8	40	44	"	4A	11.2	247×251	6.2	1.890	17.8	6	19.5	344×329	6.4	1.867	17.8

表-6 圧縮強度試験の結果

ケース No.	7日強度 (kg/cm²)				28日強度 (kg/cm²)				91日強度 平均値
	1	2	3	平均値	1	2	3	平均値	
1	252	255	258	255	374	359	378	370	—
2	284	288	295	289	401	382	397	393	—
3	340	341	339	340	435	448	435	439	—
4	308	308	307	308	427	432	414	424	—
5	309	321	308	313	416	420	406	414	—
6	157	159	159	158	337	344	345	342	424
7	188	183	185	185	369	362	371	374	454
8	209	216	211	212	392	402	405	400	492

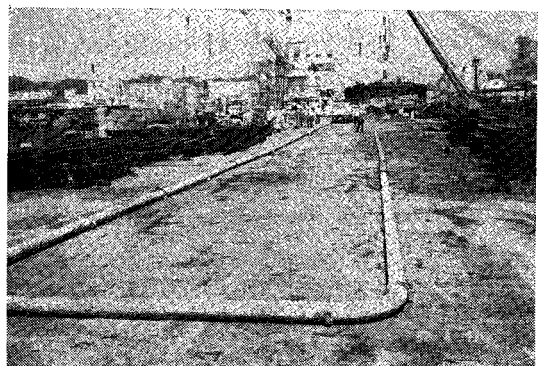


写真-3 圧送試験配管状況

表-7 軽量コンクリート打設時の管理目標

項目	規格値	管理目標値	頻度	備考
スランブ (現地到着時)	12±2.5 cm	12±2.5 cm	1. 回/150 m ³ 2. 1車ごとの目視検査	
エア量 (現地到着時)	—	7.0±1.5(%)	1回/150 m ³	
圧縮強度 (現地到着時)	$\sigma_7 = \sigma_{28} = 300 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_7 = \sigma_{28} = 360 \text{ kg/cm}^2$	各 3本/150 m ³	σ_7 は σ_{28} の推定に用いる テストピースは 100φ×200 h
圧縮強度 (筒先)	"	"	"	"
単位容積重量 (筒先)	1.9 t/m ³ 以下	1.9 t/m ³ 以下	生容重 回/150 m ³	

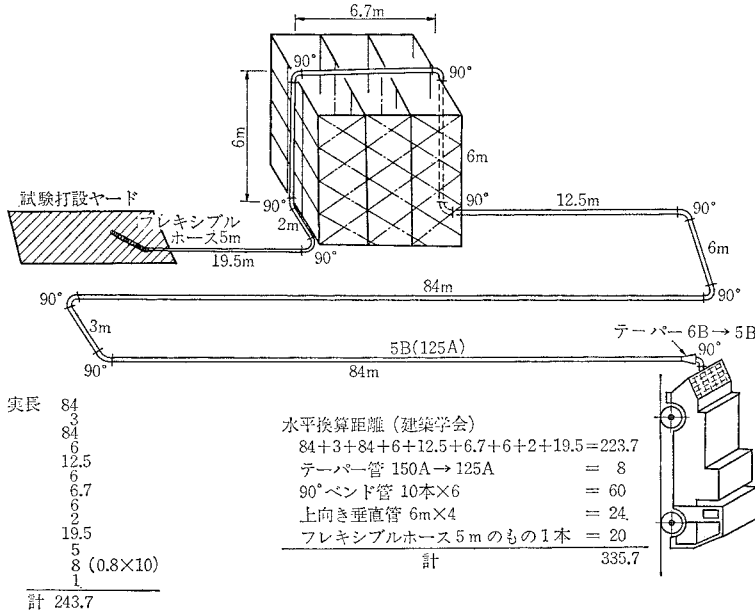


図-5 圧送試験配管状況 (配管径 5B (125A) 管)

- ② 配管内面の粗度
- ③ 配管の線形と延長
- ④ ポンプ能力

等があげられる。過去の実績からスランブを大きくするのが最も早い解決策であることは明らかであるが、早期強度および最終強度と水密性を要求される構造物であることから、単位水量を大きくすることで解決することは適切ではない。かかる理由から、前項で述べたように、流動化コンクリートを使用し一時的に流動性を高くする方法の採用を決めた (配合については前項で述べた)。

配管内面の粗度については滑らかな方が良好な結果が出るのは明らかであるが、試験に際しては意図的に新品をさけ使用中のものをを用いることにした。

ポンプの能力については、理論と過去の実績から、圧送量 85 m³/h 級以上が必要であろうと予想された。

試験計画立案にあたっては実際に施工する時の配管線形および延長を基本とし、それに若干の余裕を加え 図-5、写真-3 に示すごとく管径 5B の配管を実長 244 m とした。これは日本建築学会式によれば水平換算距離 336 m に相当する。

コンクリートの示方配合は前項で述べたごとくケース No. 7 を基本案として採用した。ここでは、コンクリートが 10 か月にわたることから、夏期用、冬期用として遅延型 AE 減水剤の量により配合 A (C×0.25%)、配合 B (C×0.35%) の 2 種類 (表-8) として圧送試験を実施した。実験に使用したコンクリートポンプ車の仕様を 表-9 に示す。

b) 圧送試験結果

試験は設定吐出量に対するエンジン回転数、主油圧力測定実吐出量、およびその時の最大管内圧力を測定し、コンクリートの配合、配管長、コンクリートポンプ車の

表-8 コンクリートの示方配合

区分	粗骨材の最大寸法 (mm)	スランブの範囲 (cm)	空気量の範囲	水セメント W/C (%)	細骨材率 S/a (%)	単 位 量					備 考
						水 W(kg)	セメント C(kg)	細骨材 S(kg)	粗骨材の絶対容積 (L)	混和剤 (g)	
配合 A	15	12±2.5	6±1.0	45	45	156	347	802	375 (606 kg)	868	C×0.35% (3A)
配合 B	15	"	"	"	"	152	338	811	378 (613 kg)	1183	C×0.25% (2A)
備考	(出荷) 14~16 cm	(出荷) 7.5%					高圧セメント (B種) $\rho=3.06$	富津産 $\rho=2.62$	$\rho_A=1.165$ $\rho_B=1.62$	遅延型 AE 減水剤	

表-9 コンクリートポンプ車の仕様

ポンプ形式	油圧ピストン式
最大吐出量	85 m ³ /h
理論吐出圧力	43.4 kg/cm ²
最大圧送距離*	4B管…280m, 5B管…450m
適用最大骨材径	80mm
コンクリートシリンダー口径×ストローク	220×1400mm
ホッパ容量	0.45m ³
エンジン出力/回転数	195PS/2300rpm

注：*印、通常のコンクリートで、コンクリート条件はスランブ18~21cm, 単位セメント量 300 kg/m³ 以上。

組み合わせが実工事において支障なく機能するかどうかを確認することに主眼点を置いた。

測定結果を表-10, 11 に示すが、ここでは、水平換算距離 336m に対してポンプ圧送は可能であることが確認できた。ただし、設定吐出量 40 m³/h で主油圧は限界値 220 kg/cm² に達しており、その時の実吐出量は A, B 配合とも 30 m³/h 弱であった。この値は、目標とした 35 m³/h に対して約 20% 下回った結果となっている。この主因はポンプ圧送試験に使用した配管の粗度が荒すぎ、摩擦損失が大きくなったことであると考えられる。

ちなみに、今回の試験結果 図-6, 表-12 を用いて日本建築学会・ポンプ工法指針（案）の提案式により安定圧送距離を計算すると下記のごとくなる。

$$P = KL + \frac{1}{10}WH + 3KM + 2KN + 2KT$$

ここに、P：コンクリートポンプに加わる圧送負荷 (kg/cm²)

K：輸送管 1m あたりの管内圧力損失 (kg/cm²/m)

L：配管の実長（直管のほか、ベント管、テーパーなど）(m)

W：まだ固まらないコンクリートの単位容積重量 (t/m³)

表-10 設定吐出量、エンジン回転数、主油圧の測定結果

配合種別	設定吐出量 (m ³ /h)	エンジン回転数 (rpm)	主油圧 (kg/cm ²)
無負荷	20~50	1750	20
モルタル	20	1750	52
	30		69
	40		85
A 配合	20	1350	145
	30		185
	40		220
B 配合	20	1350	155
	30		195
	40		220

注：主油圧の最高設定圧は 220 kg/cm²。

表-11 測定実吐出量および最大管内圧の測定結果

配合種別	設定吐出量 (m ³ /h)	測定実吐出量 (m ³ /h)*	最大管内圧 (kg/cm ²)**
A 配合	20	14.6	28.6
	30	21.6	36.5
	40	28.0	43.4
B 配合	20	14.2	30.6
	30	21.0	38.5
	40	27.2	43.4

注：① *印、エンジン回転数が小さいため。
② **印、85 m³/h 級の理論吐出圧は 43.4 kg/cm²、最大管内圧は $\frac{43.4}{220} \times$ 主油圧。

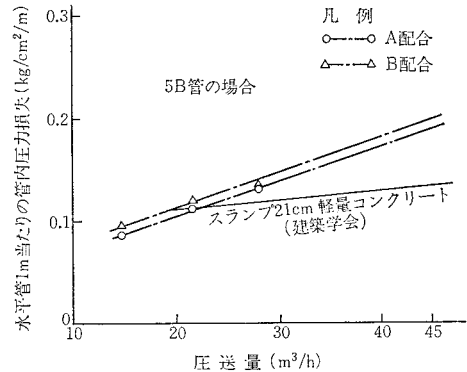


図-6 輸送管 1m あたりの管内圧力損失

表-12 水平管 1m あたりの管内圧力損失と圧送限界距離

配合種別	最大管内圧 (kg/cm ²)	水平管 1m あたりの管内圧力損失 (kg/cm ² /m)	圧送限界距離** (m)	実吐出量 (m ³ /h)
A 配合	28.6	0.085	510	14.6
	36.5	0.109	398	21.6
	43.4	0.129	336	28.0
B 配合	30.6	0.094	461	14.2
	38.5	0.118	367	21.0
	43.4	0.133	326	27.2

注：① *印、水平管 1m あたりの管内圧力損失=最大管内圧÷水平換算距離 (A=335.7m, B=325.2m)。

② **印、圧送限界距離=ポンプ車の理論吐出圧力÷水平管 1m あたりの管内圧力損失。

H：圧送高さ (m)

M：ベント管の長さ (m) (1本を 1m とする)

N：フレキシブルホースの長さ (m)

T：テーパー管の長さ (m)

よって、圧力損失 K は 図-6 の圧送量 45~50 m³/h に対する値 0.19 kg/cm²/m の場合 L=150m となる。

ちなみに、新品を用いた場合には大きめに見積っても K=0.15 とすれば十分であり、その場合には L=205m となる。

よって過去の実績、実験の両方から今回の施工に必要とする圧送能力（圧送距離 200m 以上、実吐出量 35 m³/h）は確保できると判断して施工計画を決定した。

実際の工事に際しては、打設後の配管内清掃を水とエアの併用により行ったので、全工期を通して実吐出量 30~35 m³/h が得られ、予定どおり軽量コンクリートの大量ポンプ打設を無事完了することができた。

(4) 浮上している鋼殻内への軽量コンクリート打設

ドック内で底版軽量コンクリート ($t=1.0\text{m}$, 約 5300m^3) で打設した鉄殻函体を艀装棧橋まで回航して、ここに係留し水処理施設としての躯体軽量コンクリート約 19000m^3 を浮上したまま打設した。

a) コンクリート打設ブロック割りおよび打設順序の決定

底版軽量コンクリートはドック内で打設し、剛性を高めた鋼殻函体にした後に浮上打設を開始する計画にした。よって、過去の同様建造物の施工経験から、ここで述べるようにコンクリート打設のブロック割りおよびその打設順序の決定には、変形をできるだけ小さくし、応力度の発生を極力押えることに主眼点を置いた。

【決定のための与条件】

- ① 応力度および変形の計算は鋼殻とコンクリートの複合体として行う (ただし、コンクリート打設を予定しているものより一段下のリフトまでの剛性を考慮する)。
- ② 浮上打設中に生ずるコンクリートの引張応力度は 15kg/cm^2 以下とする。
- ③ 打継ぎ目の位置は、壁、床、ハンチの構造を考慮する。
- ④ 生コンの供給能力の限界から、1回の打設量を約 600m^3 とする。
- ⑤ 横断方向には打継ぎ目を設けず1回の打設で完成する。
- ⑥ 長手方向は分割施工を可とするが、分割数はできるだけ少なくする。
- ⑦ 長手方向は左右対称位置のブロックを打設することにより、変形、応力度の発生を押えらるとともに、全体傾斜を少なくするよう考慮する。
- ⑧ 高さ方向の最大1リフトを 3.5m 以下とする。
- ⑨ 上下のリフトの鉛直打継ぎ目の位置は必ずずらすものとする。

b) 最適ケースの決定

以上の与条件を満足する分割数と打設順序の最適組合せを決定するために組合せケースを10ケース設定した。次に、設定された各ケースに対し、長手方向に断面が変化した梁に、打設されたブロックの生コン荷重が下向き荷重として作用し、長手方向の浮力が上向き荷重として作用するものとして、コンクリートの応力度、鉄筋の応力度、たわみ量を電算を用いて試算した。その結果、長手方向に9分割 (A, B₁, B₂, C₁, C₂, D₁, D₂, E₁, E₂)、高さ方向には底版部を除いて6分割 (㉑~㉖) し計54ブロックに分割し、決めた一定の打設順序で施工する方法が最適であると判断した。

採用したケースでの計算結果から、長手方向中央点におけるたわみの変化について参考のために記載すると、表-13 のようであった。

表-13 函体のたわみ量

浮上打設開始前	7
㉑-E ₁ E ₂	12
㉒-D ₁ D ₂	23
土 間	-19
㉓-B ₁ B ₂	-9
㉔-C ₁ C ₂	-6
㉕-C ₁ C ₂	-4
曳軌直前	4

注：① ⊕ 上ぞり、⊖ 下ぞりを示す。

② 単位は mm。

c) 施工結果についての検討

前項で決定した組合せに従い施工を進めたが、各段階での応力度 (鉄筋計により計測)、ならびに変形量は、すべて予想値を下回り、良い結果を得た。

その理由としては、① 鋼殻と鉄筋コンクリートの複合体として設定した剛性が実際にはもっと大きかった。② 各打設段階において打設中のブロックと同一リフトにある鉄筋コンクリート部材は、ある程度強度が発現しているにもかかわらず、計算上は無視した荷重としてしか考慮しなかったことなどによるものと思われる。

材令と弾性係数の評価、鋼殻材と鉄筋コンクリート部材との複合抵抗性能等々をどの程度まで真実に近く想定できるかは難しい問題である。できるだけそれらを近づけることにより合理的なブロック割り、打設順序の採用ができるので、今後も研究を続ける必要があると考えている。

4. モルタル注入工法

本下水処理施設のセル基礎に対する地震時最大反力は 35t/m^2 に達する。この反力をセル基礎に滑らかに伝達することを目的として平均 500mm 厚さの注入モルタルによるクッション層を計画・実施した。

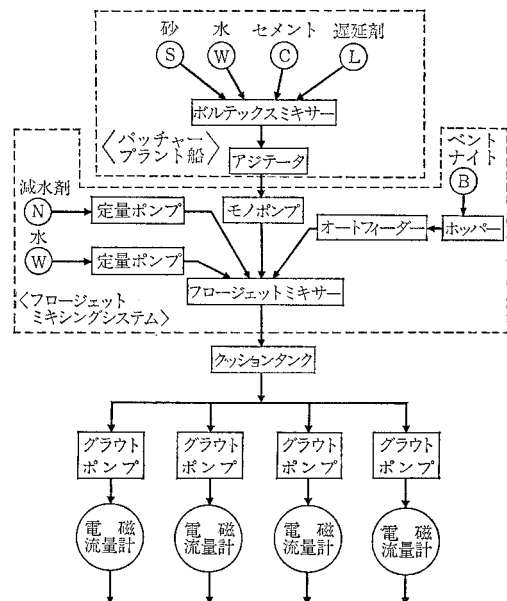


図-7 ベントナイトモルタルプラントフロー図

表-14 モルタル配合表 (1 m³ あたり)

単位水量 W(kg)	単位セメント量 C(kg)	単位ベントナイト量 B(kg)	単位細骨材量 S(kg)	混和剤 (kg)	減水剤 (l)
589	275	50	780	1.375	2.75

この工法の採用にあたっては、注入作業中に材料分離を起こさず、かつ流動性の良いモルタルの配合設計、充填率の確認方法、そして、注入モルタルの漏洩による海水汚濁防止と、ロス率の減少等を目的とした施工法の検討が課題であった。

(1) 注入モルタルの配合決定

前述したごとく注入モルタル層へは最大 3.5 kg/cm² の反力が予想されるので、安全率を 3 として設計基準強度を 10.5 kg/cm² と設定した。配合設計の参考のために過去に実施された沈埋トンネルの実績を調査したが、その設計基準強度は 2~3 kg/cm² と小さいため、試験により配合設計を行うことにした。

配合を決定するために設定した条件は下記のとおりである。

- ① 設計基準強度 10.5 kg/cm²
- ② フロー値 13~18 s (過去の実績より)
- ③ ブリージング率 15% 以下

試験練りおよび実験水槽における注入試験の結果から、表-14 に示す配合を決定した。

(2) 充填率の確認方法

モルタルの注入は、底面積約 30 m² に 1 本設置された直径 65 A の注入管を通して 4 本同時に函体上面から施工するように計画した。参考のために 図-7 にその流れ図を示す。

注入されたモルタルが、その使命を完全に果たすためには約 500 mm の空間に密実に充填されていなければならないが、目視による確認は不可能であり計器により検出した。

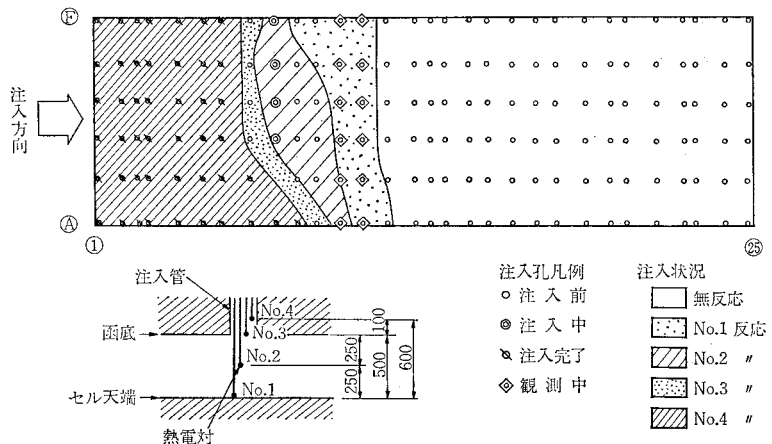
過去の実績等を参考にして、本工事においては注入している管の前方に 12 本の熱電対式計

測器を挿入し、モルタルと海水の温度差を利用して注入状況を把握する方式を採用した。この方法では、注入作業が 12 月下旬になったため、注入時モルタルの温度が 18~19°C、海水温度が 13~14°C となり、その差が 5~6°C と少なかったために到達モルタル量の少ない時点では、時には分布状況が熱電対のみでは確認できないことも生じたが、この場合には検尺 (レッド) を併用し確認した。

今後の課題として、さらに確実な方法の開発が望まれる。図-8 に検出装置の概要と注入モルタルの分布の一例を示す。

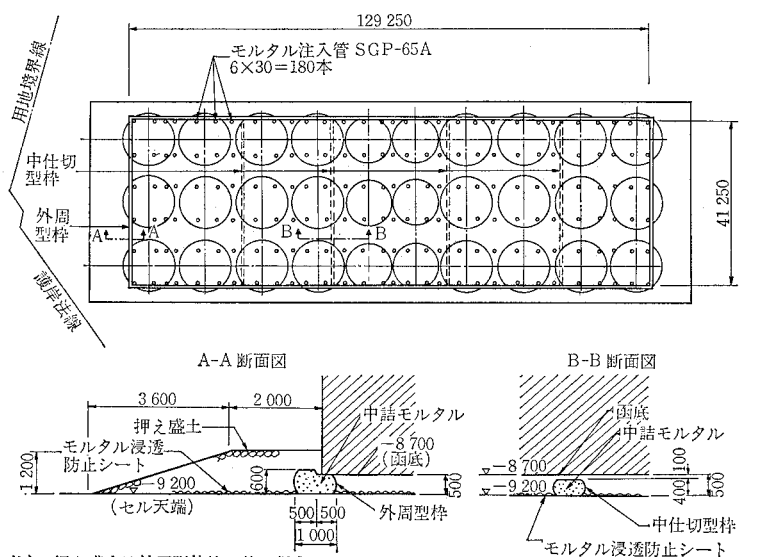
(3) 漏洩防止用締切工法

(1) 項で述べたごとく海水汚濁の防止とロス率の減少



(昭和 58 年 12 月 23 日 8 時 00 分)

図-8 モルタルグラウト注入状況管理図



注) 押え盛土は外周型枠施工後に行う。

図-9 モルタル漏洩防止対策

を目的として、本工事の計画にあたっては下記のごとき新しい方法を採用した。

注入したモルタルの漏洩については、函体底面から発生し、また、セル相互の間に充たした碎石層からも生ずることは、過去の同様な工事例からも明らかであった。したがって、函体底面の周囲を完全に締め切ることが重要な課題になった。その対策として、底面碎石層への浸透漏洩を防止するためナイロン製の布を全面に敷設し、側面からの漏洩防止対策として、あらかじめ水中にセットしておいたナイロン袋に鋼殻函体沈設後モルタルを注入し、膨張させる方法により 500 mm の空間を完全に締め切ることとした。

図-9 にその概要を示す。

これら工法の採用により、設計数量 2912 m³ に対し 9.5% 増の 3190 m³ にて海水汚濁もなく、完成することができた。この値は過去の締切工法に比べて非常に良い値であると考えられる。

あとがき

以上、本工事の技術的研究のいくつかについて記述した。

国土が狭く海にスペースを求めざるを得ない日本で、埋立工事と併行作業、急速施工、建設公害の軽減などの点を総合的に考えると、この工法は合理的であり、熱海市と同様の状況にある臨海都市の下水処理場その他施設の建設に有利な方式であると考えられる。

下水処理場の建設方式としては、世界で初めての試みであったが、関係各位の努力で無事完成することができた。将来同様な計画の立案にあたり、ここに報告した研究結果が参考にできれば幸いである。

終わりに、本工事の施工に関与された熱海市ならびに大成建設(株)、石川島播磨重工業(株)の関係各位に深く感謝の意を表する次第である。

(1984.12.19・受付)

卓越した技術を絆にサンフランシスコの地底深く結ばれた相互理解と友情。



●世界に広まる“技術の大林”の声価

大林組は、わが国の建設業者として初めて米国本土内の公共土木トンネル工事に参加。卓越した技術を絆に、たがいの人格と技能を信頼し合い、日米両技術陣による混成チームで予定を3ヵ月上廻るスピードで高品質の下水道トンネルを完成させました。この実績をもとに“技術の大林”の声価は、米国内にも広まりつつあります。

建設は未来へおくるメッセージ——

 **大林組**

東京本社 〒101 東京都千代田区神田司町2-3 番(03)292-1111
本 店 〒540 大阪市東区京橋3-37 番(06)943-1131