

T-0011/44

土木研究所資料
第 476 号

東京湾沈埋トンネルに関する資料(1)

昭和44年5月

建設省土木研究所

ま え が き

東京湾を一周する環状道路の構想は、昭和15年の土木会議に提案されたのが最初であるといわれる。その後、この構想は戦中、戦後のため中断されていたが、昭和34年に至って、松永安左衛門氏を委員長とする産業計画会議が、ネオ・トウキョウ・プランの基礎として、“東京湾2億坪埋立についての勧告”を公表し、次いで、昭和36年には、高潮と交通の解決策として“東京湾に横断堤を”というレコメンデーションを発表した。

これが直接の動機となって、昭和37年度から建設省の直轄調査が始まり、昭和40年度まで、合計51,000千円の予備調査が行なわれた。

昭和37年度	予備経済調査		5,500	千円
昭和38～40年度	湾口架橋の可能性調査			
	としての地質調査		31,171	
	海洋気象調査		2,350	
	計画線予備調査		4,145	
	湾口部船舶航行調査		3,550	
	その他		4,284	
		合 計	51,000	千円

この結果、調査対象路線として、下記の約185 Kmがとりあげられることとなった。

「湾岸道路」(横須賀—横浜—東京—千葉—富津)	約160 Km
「湾口横断道路」(富津—走水)	約10 Km
「川崎・木更津横断道路」(川崎—木更津)	約15 Km
計	約185 Km

又、調査体制としては、

関東地建が、「湾岸道路」計画に関する一般調査を〔道路計画第二課の他、

昭和42年度からは、首都道路調査出張所を設置〕
土木研究所は、主として、渡海部分の調査研究を、

{	昭和38年～40年度	……地質研究室	}
	昭和41年度	……トンネル研究室参加	
	昭和43年度	……振動，施工，化学各研究室参加	
	昭和44年度	……土質，機械各研究室参加	

担当することとなった。

ここにまとめた資料は、主として、トンネル研究室が担当して昭和41～
43年度間に実施した東京港第一航路部を横断する沈埋トンネル計画に関す
るものである。

昭和44年5月

トンネル研究室

(前室長)	村	上	良	丸
(研究員)	水	谷	敏	則

目 次

昭和 4 3 年 度 報 告 書	1
昭和 4 2 年 度 報 告 書	2 5
昭和 4 1 年 度 報 告 書	3 5
付 録	4 5

昭和43年度 報告書

道路事業調査費

東京湾環状道路調査

水底トンネルに関する調査「沈埋工法調査」

1. ま え が き

東京湾環状道路調査のうち水底トンネルに関する事項については、昭和41年度に関東地建から委託をうけて以来、沈埋工法に関する文献調査を中心に水深と構造体断面の寸法に関する試算等を行なったが、昭和42年度には、主として、沈埋トンネルの断面規模（車線数）が工費におよぼす影響を調べた。

昭和43年度は、東京港水路部を対象として沈埋トンネルの断面寸法決定のための基礎的試算を中心とし、更に、44年度以降に行なう室内実験用の水槽設備並びに水中作業状況監視のための水中テレビ装置の検討に着手した。

2. 昭和43年度に行なった調査項目とその目的

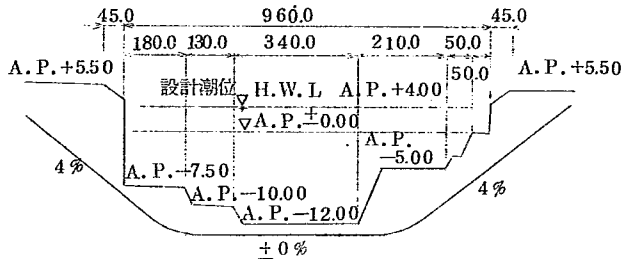
前年度に行なった2, 3, 4及び6車線断面の沈埋チューブに関する試算結果から、東京港水路部（水路巾960m, 航路水深最大AP-12m）に対しては、段階建設の可能性を考慮しても、需要交通量から、初期建設には、6車線チューブが必要であり、且つ、妥当な建設費がえられる目安がついたので、本年度は、これに対する断面決定のための試算を行ない、同時に、関東地建に於て、この算定断面に対する現地条件を加味した所要建設費の試算を実施した。

即ち、当所に於ては、まず、6車線チューブとして必要且つ十分な断面形状決定のための試算を行なった後、その断面について、地盤反力係数の変化による配筋量の検討、及び、地震時応力についての検算並びに、チューブ縦方向についての応力試算等を行なった。

又、次年度から実施する室内実験のための施設として、水槽の建造に着手し、併わせて、水中テレビの検討にも着手した。この他、最近、鉄道（多摩川の京葉線羽田トンネル）、地下鉄（大阪市堂島川トンネル及び道頓堀川トンネル）に於ても、沈埋トンネルの建設に着手したので、これらとの技術情

3. 6車線沈埋チューブ断面試算

図一 1 計画縦断面



採用した仮定事項の主なものは、下記の通りである。

鉄筋コンクリート：単位重量 2.4 t/m^3 ，許容応力

$$\sigma_c = 100 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_s = 1,600 \text{ kg/cm}^2$$

土 砂：水中重量 1.0 t/m^3 ，水中土圧（静止）係数 0.5

海水比重： 1.025

埋戻土砂厚：実際の埋戻土砂厚は、最大 1.5 m とするが、試算に当っては、

海底土砂の移動を考慮して、 8.5 m 厚を採用

保護層：防水膜は瀝青系 5 cm 。頂版上には、更に 10 cm 厚の鉄筋コンクリート層、底版下には、 9 mm 厚鋼板を仮定。

又、換気ダクト断面積は 12 m^2 以上、施工余裕巾として、車道空間 20 cm 監査通路 10 m （換気ダクト 0 ）を考慮し、エレメントの乾舷は ± 0 （仮隔壁重量無視）、沈設後の浮上り安全率 1.1 （車道部バラスト）とした。

① 交通空間決定のための試算

トンネルは、四周が閉塞された限定断面の構造物であるため、道路交通にとっては、オープンな一般道路部に比べて、かなりの圧迫束縛感をうけるものであることはやむをえない。この点では、出来る限り車道空間を広くし、自然光に近い照明を施す必要があるが、一方、トンネルは、多大の建設費と維持費を要するものでもある。従って、トンネルは路線性格に見合った必要最少限度の交通空間を有し、且つ、十分なる維持運営と防災施設の設置が可能な断面としなくてはならない。

こうした観点から図-3に示す建築限界のうち、側帯巾 S と監査用通路 M の建設費に及ぼす影響を求めるための表-1に示す7ケースについて、所要断面寸法の算定を行なった。

尚、換気ダクトは、前年度の試算結果から、車道空間の上、又は下におくタイプより、側方におく方が有利であることが判明したので、図-4のような配置とし、片側 12 m 以上の空間確保を図った。

乾舷 ± 0 とした時（仮隔壁重量無視）の所要断面の試算結果から求めたコ

図-3 建築限外図

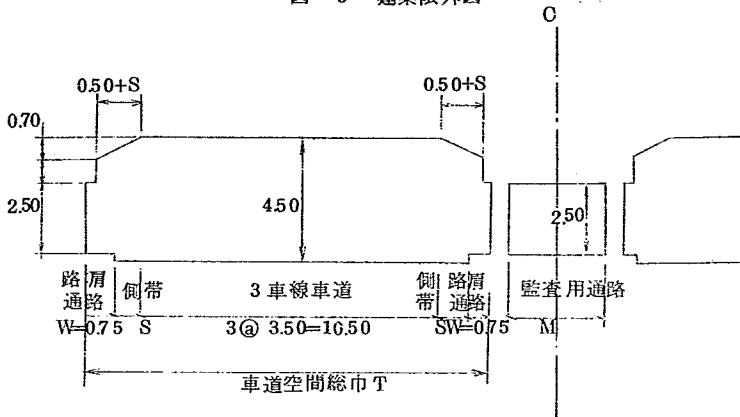
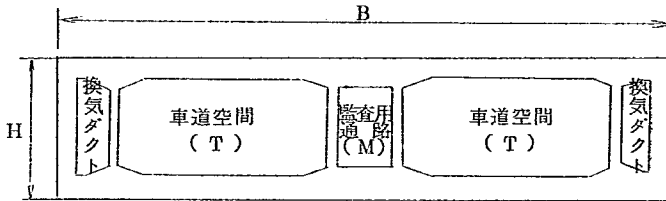


表-1 交通空間決定のための試算ケース

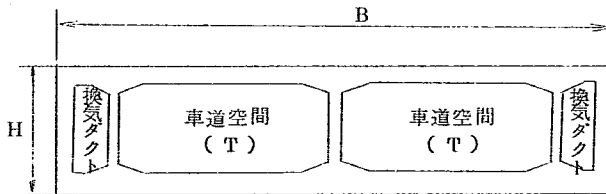
ケース	車 道 空 間				監査用通路 ($M+0.1$)
	車 道 (A)	側 帯 ($2S$)	路肩通路 ($2W$)	車道空間総幅 ($T=A+2S+2W+0.2$)	
1	10.5^m	$0.25 \times 2 = 0.5^m$	$0.75 \times 2 = 1.5^m$	$12.5 + 0.2 = 12.7^m$	$4.0 + 0.1 = 4.1^m$
2	"	"	"	"	$3.5 + 0.1 = 3.6^m$
3	"	$0.50 \times 2 = 1.0$	"	$13.0 + 0.2 = 13.2$	"
4	"	$0.75 \times 2 = 1.5$	"	$13.5 + 0.2 = 13.7$	"
5	"	$0.25 \times 2 = 0.5$	"	$12.5 + 0.2 = 12.7$	0
6	"	$0.75 \times 2 = 1.5$	"	$13.5 + 0.2 = 13.7$	0
7	"	$1.00 \times 2 = 2.0$	"	$14.0 + 0.2 = 14.2$	0

図-4 断面構成図

監査用通路のある場合



監査用通路のない場合



ンクリート量，チューブ総高 H ，全総巾 B 及び排水量は，表-2の通りである。又，この結果から各ケース別のコンクリート所要量を図示したものが図-5である。

建設工費に最も影響するものは，構造体に使用する材料の量である。本例では，構造体の主力は全て鉄筋コンクリートであり，且つ，その総重量は，乾舷0としているので，総排水量であらわされる。従って，排水量順位が概ね工費順位に一致するといえよう。（表-3）

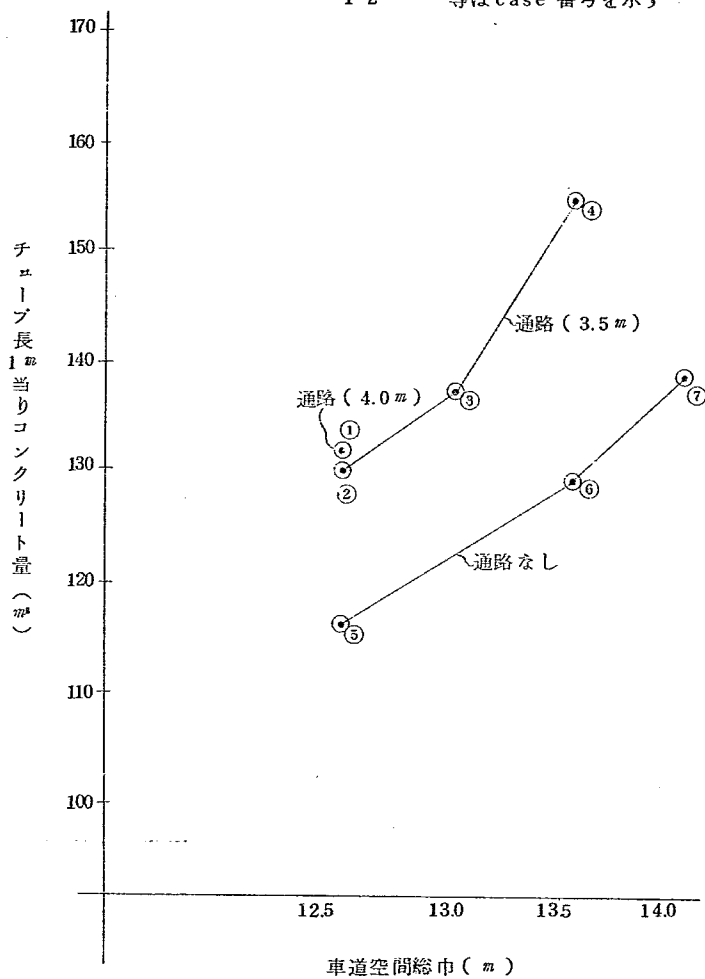
又，コンクリート使用量の変化を直接図示した図-5によれば，監査通路のないケース5のコンクリート量が著しく小さいこと及び，全通路（3.5 m）を設けたケース4のものが著しく大きいことが判る。そして，それ以外の諸ケースのコンクリート使用量は，概ね $130 \sim 140 \text{ m}^3/\text{m}$ の範囲となって

表-2 交通空間決定のための試算結果一覧表

監査用通路巾員		4.00 m	3.50 m	監査通路なし
車道空間総巾	交通空間形状	(ケース 1) 12.50 4.00 12.50 車道部 通路 車道部	(ケース 2) 12.50 3.50 12.50 車道部 通路 車道部	(ケース 5) 12.50 12.50 車道部 車道部
	交通空間形状	(ケース 3) 13.00 3.50 13.00 車道部 通路 車道部	(ケース 4) 13.50 3.50 13.50 車道部 通路 車道部	(ケース 6) 13.50 13.50 車道部 車道部
12.50 m	交通空間形状			
	チューブ1m当りコンクリート量	132.24 m ³ /m	130.41 m ³ /m	116.31 m ³ /m
	チューブ総高/総巾	8.45 m/37.90 m	8.45 m/37.40 m	8.25 m/34.20 m
	チューブ100m当り排水量	32,026 t	31,603 t	28,215 t
13.00 m	交通空間形状			
	チューブ1m当りコンクリート量		137.30 m ³ /m	
	チューブ総高/総巾		8.65 m/38.40 m	
	チューブ100m当り排水量		33,216 t	
13.50 m	交通空間形状			
	チューブ1m当りコンクリート量		155.41 m ³ /m	129.05 m ³ /m
	チューブ総高/総巾		9.45 m/39.80 m	8.675 m/36.00 m
	チューブ100m当り排水量		37,611 t	31,230 t
14.00 m	交通空間形状			
	チューブ1m当りコンクリート量			138.68 m ³ /m
	チューブ総高/総巾			9.025 m/37.10 m
	チューブ100m当り排水量			33,483

図-5 各ケース別コンクリート所要通変化図

1 2 等はcase 番号を示す



いる。

次に工費にひびく要素としては、チューブ総高Hである。即ち、これが大きくなると、ドライドック、トレンチ溝、曳行水路等の所要水深が増し、掘削、浚渫量に及ぼす影響は、総巾の増大よりはるかに大きい。この観点からの順位も表-3に掲げてある。

表-3 排水量(コンクリート量)総高の順位

順 位	排水量(コンクリート量)	総 高 (H)
1	ケース⑤ (1 1 6.3 1 m^3)	ケース⑤ (8.2 5 m)
2	" ⑥ (1 2 9.0 5 m^3)	" ①及び② (8.4 5 m)
3	" ② (1 3 0.4 1 m^3)	—————
4	" ① (1 3 2.2 4 m^3)	" ③ (8.6 5 m)
5	" ③ (1 3 7.3 0 m^3)	" ⑥ (8.6 7 5 m)
6	" ⑦ (1 3 8.6 8 m^3)	" ⑦ (9.0 2 5 m)
7	" ④ (1 5 5.4 1 m^3)	" ④ (9.4 5 m)

以上により、コンクリート量及び総高の面から、明らかに不利であるケース④及び⑦は検討対象から除外出来よう。

工費の面で最も有利なのは、監査通路(M)を有しないケース⑤であるが、一般に延長1kmをこえる水底トンネルで監査用の通路がないことは、維持、保守、交通事故の処理並びに防災の面からは、若い支障をきたすことゝなろう。従って、工費を著しく増大させない限度で、監査通路を設置することが最も望ましい。この意味で、検討対象は、ケース①、②、③にもほられるものと思われる。

一方、車道空間の総巾を広くすることは、自動車走行上の快適感をますものであるが、それは同時に車速の上昇となり、強力な照明と非常に高度な事故対策施設を必要とするため、その施設費は急上昇する。しかもこうした多

額の投資を行なっても、高速走行に伴う不慮の事故は不可避であり、そのような事故は水底トンネル自体に致命的な損傷を与える危険もある。従って、自動車専用道路のトンネルであっても、通常 $60 \sim 70 \text{ km/h}$ 程度の速度制限をかけ、更に、車線変更による追越禁止措置や、交通量の増大に伴って、車種別の通行車線を指定する必要も生じてくる。一般に、道路の交通容量を最大にする走行速度は 50 km/h 程度であることより、一方向3車線の道路では、故障車があっても、概ね2車線は確保出来るので、側帯巾は 0.25 m あれば十分と考えられる。

以上の観点から、ケース①ないし②がトンネル断面として最適であると結論出来る。従って、本例の場合、 3.5 m 巾の監査通路を有するケース②を以下の検討対象として採用することとした。

② 断面に及ぼす地盤反力の影響

常時荷重に対する断面算定を行なうに当たっては、

i) 設計断面位置と採用設計荷重

ii) 基礎地盤の反力

の2点を検討する必要がある。

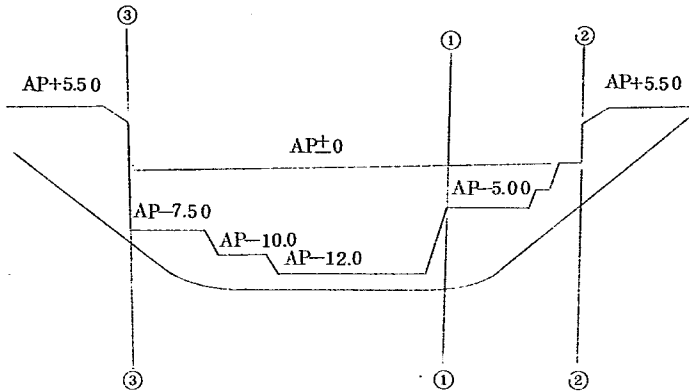
i) に対しては、図-6に示すAP-1 2.0 m の航路水深最大区間 (340 m) で水底部を設計し、護岸線②-③及び③-④の位置でチェックすることとした。尚、水底部の設計荷重としては、チューブ頂版上の埋戻土厚は、最大 1.5 m 以下とするが、①-①部の両側端部では、海底土砂の移動が考えられるので、最悪状態として前述の通り 8.5 m の土砂厚で設計した。

結果は、水底部も陸上部も躯体の部材厚を変更する必要はなく、配筋量だけの調整で解決出来ることがわかった。

ii) に対しては、地盤反力の影響を見るため①-①位置について支持力係数 $K = 0.5, 2.5$ 及び 5.0 kg/cm^2 の3ケースについて試算した。

結果は、図-7に示す通りで、底版に若干の影響(表-4)が出るだけで、配筋量の修正で納まる程度であるから、多大の工費を必要とする杭基礎や、

図-6 設計断面位置



現地盤の改良を行なって反力係数 K を増大させるより、砂の噴入により、エレメント底面と現地盤の間を十分に充填する方法で十分であると考えられる。

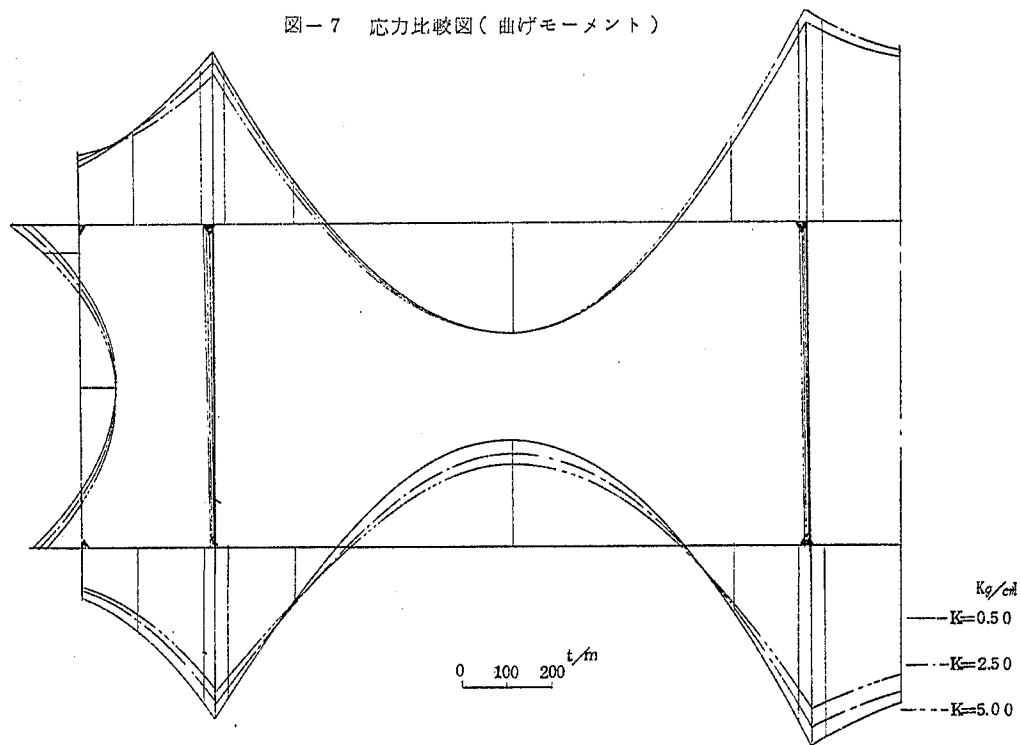
③ 地震荷重に対する考察

沈埋トンネルに対する地震荷重を如何にとるべきかについては明らかでないが、一般には、地上構造物より地下構造物の方が、地震に対しては、はるかに有利であるといえる。例えば、東京や大阪の地下鉄構造物は、数多くの地震を経験しているが、それによる直接的な被害は全くない。又、沈埋トン

表-4 地盤反力係数の変化に伴う底板主要点の曲げモーメント

断面 K値	端部①	中央点②	端部③
0.5 kg/cm^2	421 t.m (100)	231 t.m (100)	111 t.m (100)
2.5 "	383 " (91)	201 " (87)	99 " (89)
5.0 "	345 " (82)	173 " (75)	90 " (81)

図-7 応力比較図(曲げモーメント)

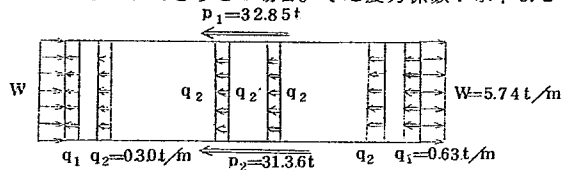


ネルでも、米国サンフランシスコ Posey Tube, Webster Street Tube ,
わが国の安治川トンネルなどは、特別な耐震設計を行っていないが、全く
異常はない。

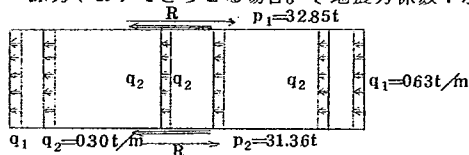
しかしながら、何分被覆土厚の薄い、しかもかなり水圧をうけている水底
構造物であるから、躯体にクラックが入ったり、接合継手部に損傷が出ると
漏水発生のおそれがある。勿論、こうした漏水そのものは、躯体に大損傷で
もない限り補修可能であるから大した心配はないと思われるが、最近施工の地
震帯中の沈埋トンネルであるカナダの Deas Island トンネル、サンフランシスコの
BART チューブ等では、地震時荷重について若干の仮定を行なって、チューブ応力
の検算を行なっている。従って、これらを参考にして、今回は次の4ケースの地震力
に対して、発生反力の状況を組み合わせて全部で9通りの場合について試算を行なった。

ケースA 水平及び鉛直慣性力による応力

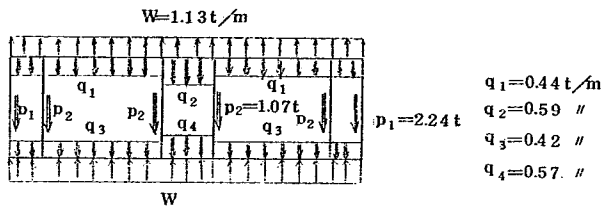
(A-1-1) 水平方向慣性力 (p_1, p_2, q_1, q_2) を両側壁の土圧
(W) でとらせる場合。〔地震力係数：水平 0.25g〕



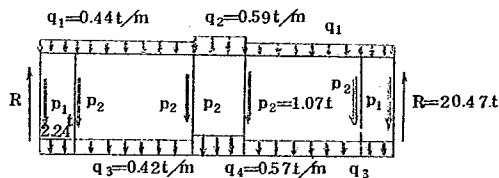
(A-1-2) 水平方向慣性力 (p_1, p_2, q_1, q_2) を頂、底版の周面摩
擦力 (R) でとらせる場合。〔地震力係数：水平 0.25g〕



(A-2-1) 鉛直方向慣性力 ($p_1, p_2, q_1, q_2, q_3, q_4$) を頂、底版
の土圧 (W) でとらせる場合。〔地震力係数：鉛直
0.125g〕

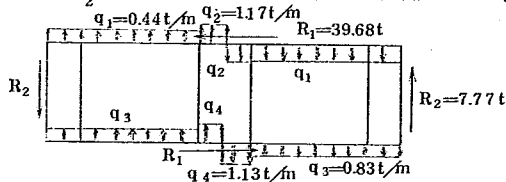


(A-2-2) 鉛直方向慣性力 ($p_1, p_2, q_1, q_2, q_3, q_4$) を両外側壁の周面摩擦力 (R) でとらせる場合。〔地震力係数：鉛直 0.125g〕

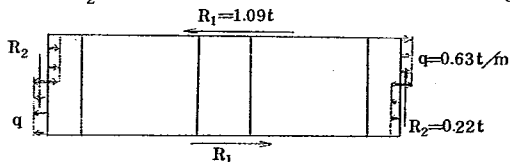


ケースB 回転慣性力による応力

(B-1) 頂、底版に回転慣性力がおこり、その反力を周面摩擦力 (R_1, R_2) でとらせる場合。〔地震力係数 0.25g〕

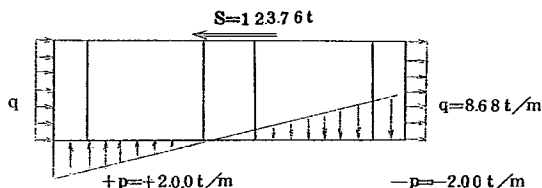


(B-2) 両外側壁に回転慣性力がおこり、その反力を周面摩擦力 (R_1, R_2) でとらせる場合。〔地震力係数 0.25g〕

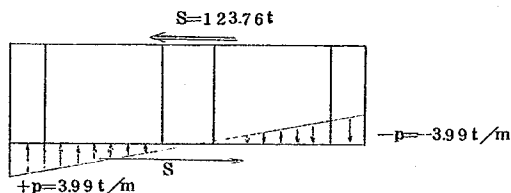


ケースC 頂版上の被覆土の水平移動による応力〔Deas Island T. 方式〕

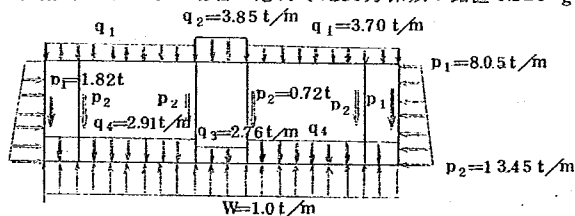
(C-1) 両側壁の土圧 (q) 及び底版の土圧 ($\pm p$) で反力をとらせる場合。〔地震力係数：水平 0.25 g〕



(C-2) 底版の周面摩擦 (S) 及び底版の土圧 ($\pm p$) で反力をとらせる場合。〔地震力係数：水平 0.25 g〕



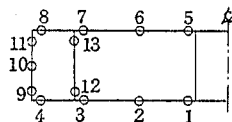
ケースD 土を流動体とみなした場合の応力〔地震力係数：鉛直 0.125 g〕



結果は表-5 の通りである。即ち、ケースCの場合に隅角部 (4, 8, 9, 10 の諸点) の曲げモーメントが、常時の時より、50%以上大きくなるので、配筋について、再検討が必要であることが判った。

尚、地震荷重としては、以上の他に、BARTチューブで採用した地震波形に基く、縦断方向の検討が今後必要である。

表-5 曲げモーメント対比表



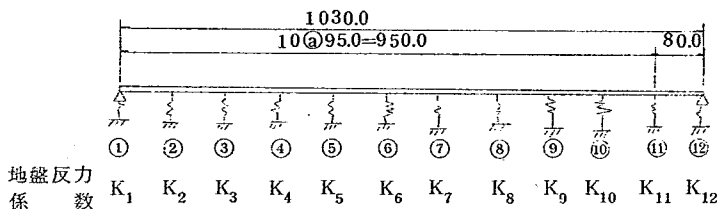
ケース \ 各点			4 3 2 1													
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
常時荷重			437.7	230.9	372.4	110.8	435.7	237.2	381.0	120.3	110.8	66.0	120.3	34	8.2	
地震荷重	ケース A	水平方向	①	1.2	0.6	2.4	18.5	1.3	0.6	0.9	20.3	18.5	13.0	20.3	14	0.9
		②	0.4	0.2	0.9	9.3	0.2	0.3	0.7	14.0	9.3	1.6	14.0	0.7	3.4	
		鉛直方向	①	9.4	6.2	9.1	0.9	9.2	6.0	8.8	0.9	0.9	0	0.9	0.3	0.3
		②	5.6	3.6	5.3	0.6	5.9	3.8	5.6	5.3	0.6	0	0.6	0.2	0.3	
	ケース B	①	11.1	5.7	13.7	※53.6	11.7	6.0	8.8	53.1	※53.6	0.2	53.1	※8.8	※8.8	
		②	0.01	0	0.1	1.4	0.01	0	0.1	1.4	1.4	0	1.4	0.4	0.4	
	ケース C	①	12.2	7.1	15.3	50.2	3.7	2.8	9.3	※115.0	50.2	※22.7	※115.0	※14.0	※14.5	
		②	20.8	12.1	38.0	※166.7	3.9	2.8	28.5	※166.7	※164.1	1.3	※164.1	※28.2	※28.5	
	ケース D		56.0	29.8	43.2	42.2	55.6	30.5	44.9	39.7	42.2	26.0	39.7	0.3	0.8	

(注) ※は常時M値の50%以上のもの。

④ 縦断方向応力の予備検討

横断面の応力の他に、縦断方向の応力を検討するには、地盤反力の変化、不同沈下、温度変化及び地震時応力について行なわねばならないが、本年度は、予備検討として、地盤反力をエレメント相互の継手部に集中させた図-8に示す弾性床上の梁として解析した。

図-8 縦方向応力計算のためのモデル



ケース 1 鉛直地盤反力係数一定の場合 ($K = 0.5 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$)

$$K_1 = K_{12} = \infty$$

$$K_2 \sim K_{11} = 0.5 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$$

ケース 2 鉛直地盤反力係数変化する場合

$$K_1 = K_{12} = 5 \text{ kg/cm}^2$$

$$K_2 \sim K_4, K_9 \sim K_{11} = 0.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$K_5 \sim K_8 = 0.05 \text{ kg/cm}^2$$

即ち、沈埋区間全長にわたって地盤反力係数が一定な場合と変化している場合では、たわみ量に若干の差が出るが断面力としては大差ないことがわかった。

又、両端支点部付近に極端に大きな断面力を発生するが、これは被覆土厚が大きいためである。従って、実際には、陸上部分の埋戻厚はへらす方向で、検討し、水中部分と極端な変化がないように配慮する必要がある。

又、この方法で縦方向の所要鉄筋量を算定するためには、地盤反力点の数をもっとふやして再計算する必要がある。

図-9

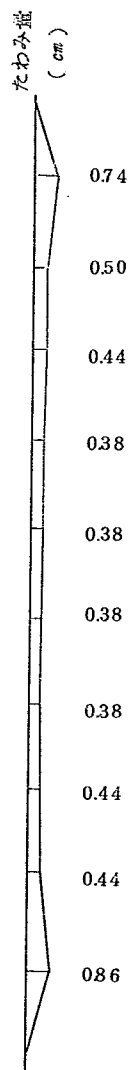
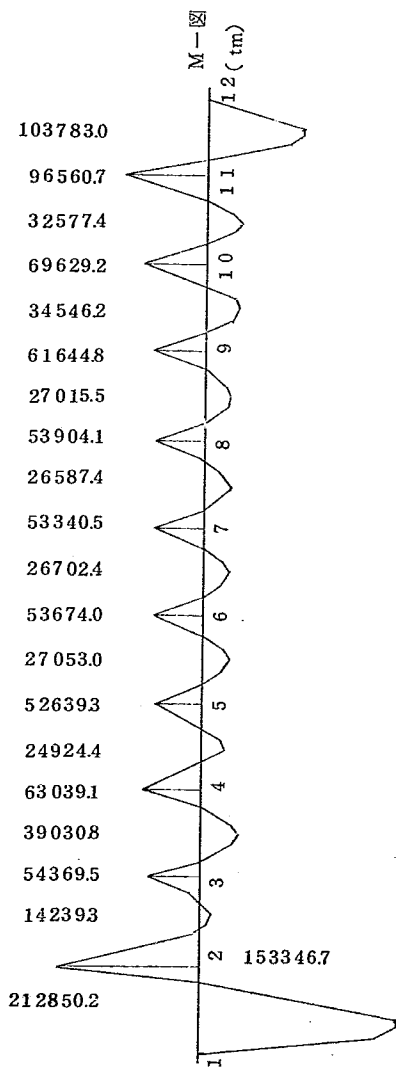
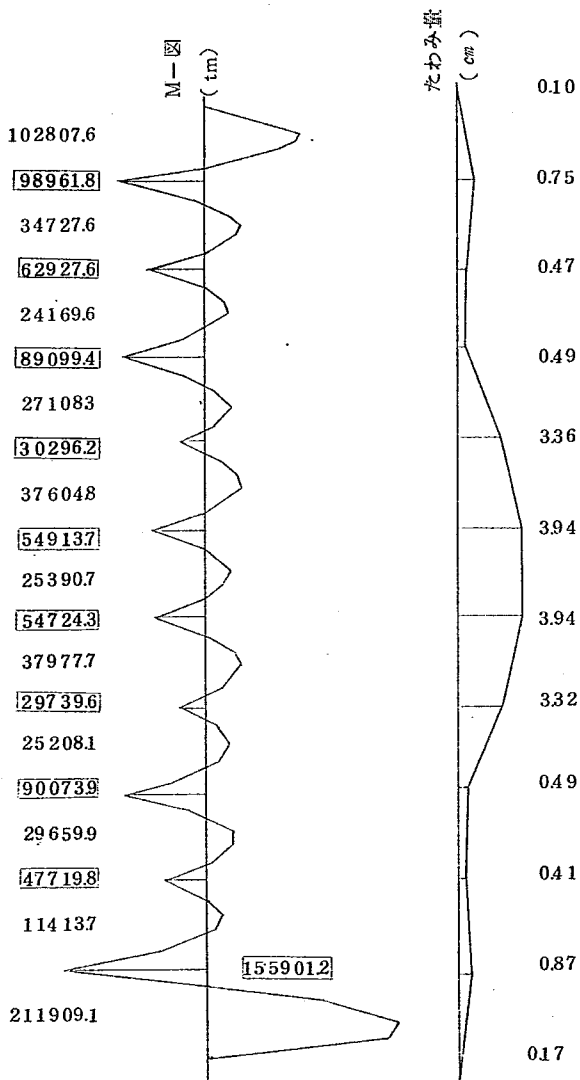


図-10



⑤ エレメントの乾舷量についての考察

沈埋チューブの各エレメントは、最終的には浮力より重くして沈めなくてはならず、完成後の比重は、1.1程度にする必要がある。一方、3～4万トンに近いエレメントをドライドックから、トンネル位置まで曳行して行くには、浮かす必要がある。

従って、エレメントをドライドックでつくる場合、始めから浮力より若干重くつくって、フロート乃至浮クレーンで吊って曳行し、そのまま沈設する方法と、始めは浮力より軽くつくって、若干の乾舷をとり、トンネル位置まで曳行した後、水又は砂利等のバラストをエレメント内部又は外側に加えて沈設する方法の2通りがある。

後者の場合は、普通、乾舷量を10cmにとっているが、本例に於ては、かくするためにチューブ総高を40cm高くする必要がある。逆に、浮力より重くつくれば、チューブ総高は更に低く出来るが、排水並びに道床厚の面からは、提案断面高8.45mは、略、縮減出来る限界高であり、仮隔壁等の追加重量を考慮すれば、概ね浮力より100～200t程度重くなる見込みで、沈設最適重量になるものと思われる。

4. 今後の検討事項

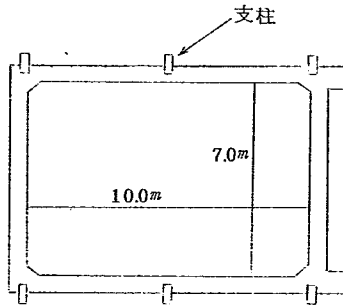
① 基礎地盤造成工夫

底巾40mに達するエレメントの全底面を地盤に密着させるためには、特殊な工夫がいる。

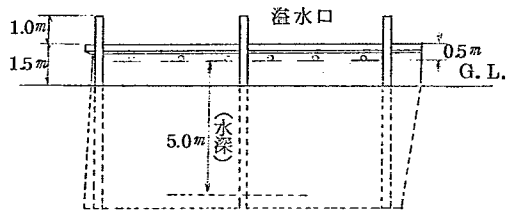
今回の地盤反力の影響検討から、この部分は、特に大きな支持力は必要としないが、空洞は残さないようにする必要がある。現在までの所、最も信頼度が高く、経済的な施工方法として、砂噴入工法が広く採用されているが、これは1940年にオランダのマーストンネルで成功し、Christiani & Nielsen 社の特許工法となっていたため、施工方法の細部については、発表されたデータはない。このため、砂の噴入方法、順序とその充填度を確認する方法についての室内実験が必要である。

図一 1 1 沈埋工法実験水槽

(幅) (長さ) (深さ)
 $7.0\text{ m} \times 10.0\text{ m} \times 5.5\text{ m}$ [水深 5.0 m]



(平面図)



(正面図)

この実験のために、はじめにのべた図-11のような実験水槽を建造した。

② 水中作業監視テレビ等

水深20m以下の濁った海底でのエレメントの接合状況の確認を潜水夫だけに頼ることは危険である。このため優秀な水中テレビや、反響音による測定装置(echo apparatus)の開発が必要である。

昭和 42 年 度
道 路 事 業 調 査 費 報 告 書

東京湾環状道路調査

昭和 43 年 10 月

建設省土木研究所

XII 東京湾環状道路調査

水底トンネルに関する調査

トンネル研究室

1. 調査目的

首都東京を中心とした東京湾周辺地域は、産業の立地条件に恵まれているため、わが国最大の工業地帯である京浜・京葉工業地区がひらけているが、何分その歴史が古いため、現在各所に、かなりの隘路があらわれており、その打開には、計画的開発の必要があることが、強く認識されている。

この東京湾開発計画の一環として、東京湾横断道路計画を含む東京湾環状道路の構想は、昭和15年の土木会議に始めて提案されて以来、戦後は、ネオ・トウキョウプラン、丹下プラン、産業計画会議案、更に、首都圏整備委員会案等が出ている。

建設省に於いてもこうした情勢に対処して、主として関東地建が中心となつて、東京湾々口部での横断架橋を含めた沿岸を一周する道路計画立案のための各種調査を、昭和37年度から実施しているが、昭和41年度からは、湾口部架橋だけでなく、水底トンネルを含めた湾横断道路建設の技術的可能性についての調査にも着手することとなり、そのうちの水底トンネルに関する分が、総額300万円(内旅費6万円)で、土木研究所に依頼され、トンネル研究室が担当した。以下は、その報告である。

2. 調査経緯

調査目的からして東京湾を横断する水底トンネルの技術的可能性を明らかにすることに重点がおかれるが、同時に、この湾の北部沿岸は、東京、川崎、横浜といった過密地域で、しかも荒川、多摩川等の大河川河口部にあたる他、港湾地区にもなっているため、橋梁のみでなく、トンネルによる道路築造も当然検討されねばならない。

こうした意味で、今回の調査では、主として、下記の事項を取上げた。

- ①水底トンネルに関する文献の集収
- ②東京湾横断に当って考えられる水底トンネルの検討

③沈埋工法を表現する模型の製作

④沈埋チューブ断面設計のための予備計算

このうち、①については、土木研究所資料第271号「沈埋式トンネル工法資料」及び第280号「水底トンネルに関する外国文献(1)」にまとめてあるので参照されたい。

3. 横断路線の位置検討

東京湾を横断する路線位置は、

①交通経済的に見て利用効果が大であること

②水路巾が短いこと

③水深が大きくないこと

④航路の支障にならないこと

⑤水理的な悪影響を発生しないこと

⑥地質、土質的な条件が酷でないこと

等の観点から選定すべきであるが、同時に、これらの条件の全てを満足する路線は、事実上えられないであろう。しかしながらここでは産業計画会議が横断堤として提案した川崎-木更津線と、架橋を検討している横須賀-直津の湾口狭く部にについて、首都圏整備事務局が作成した水深図を基に若干のルートを検討した。

(1)川崎-木更津ルート(図-1及び2)

産業計画会議が横断堤として提案した位置であるが、水深は図-2(a)に見る如く、概ね20~28mの間で、殆んど平坦であり、この下に凡そ10m~30m位の厚さの粘土層が沖積しているものと思われる。兩岸部分の埋立計画を考慮しても、水路部の延長は、13km以上に達し、沈埋チューブの天端を、航路水深を考慮して、-30mにすれば、ボータルからボータルにまでは、13.8kmに達する。

このルートは交通経済的には、図-1から明らかな如く最も優れており、その需要度は極めて高いと思われる。

技術的には、シールド工法より沈埋工法による方が、施工が安全、確実で、且つ、工期も短縮出

来ると思われる。又、大きな交通需要に対応するための6車線チューブの建設も可能である。そしてこの程度までの水深は、既にHyperion, BART等の沈埋チューブで経験済みのもので、わが国の造船並びに港湾技術からして現状でも施工可能のものと思われる。唯、道路トンネルとして、築造する場合は、最小2箇所以上の人工島をつくり換気塔とする必要がある。この換気塔の数によつて換気ダクトの断面積が変わる。即ち、チューブ自体の断面の大きさがきまる。従つて、この両者の経済的組合せが一つの重要な研究テーマとなる。

橋断堤と組合せることは、技術的には、設計の一様性を破ることであるため、別途慎重な検討が必要である。

更にこの東京湾地区は、わが国でも、最も大きな地震が起る可能性のある地区であるから、沈埋チューブ

の耐震性、殊に、換気塔等との継手部分の防水工法については、入念な実験的研究が必要である。

施工法自体としては、水深5.5m延長5.2kmに達する英仏海峡に提案されている沈埋工法(工費1,000億円のオーダー)に比べれば、殆んど問題となることは何もないといえよう。

(2)横須賀—富津ルート(図-2及び3)

これは、東京湾が最も狭くされた所であり、それだけ潮流も大きく、又、船舶の集中航行もはげしい所で、最大水深は60~80mに達している。

この部分には、旧海軍の要塞であつた第1,第2,第3の3つの人工海堡がある。この海堡が如何なる材料から成り立っているかということと、その安定度については今后十分調査して、立坑として利用出来るか否かの判定をする必要があるが、水理並びに航路的には、この位置附近に換気塔を設けることは支障ないと考えられる。よつて、現段階でのルート選定には、こうした海堡附近に換気塔を設けるという前提を採用した。

その結果は、図-2(a)(b)-(e)に示した第1案から第4案までの4つの案であるが、延長は、何

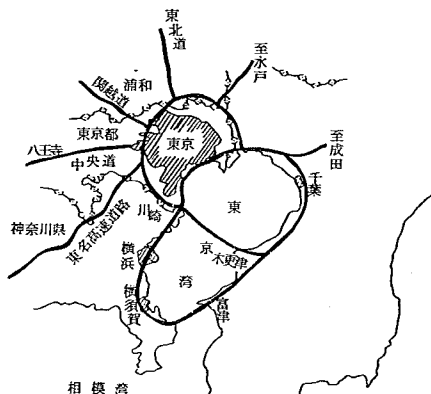


図-1 東京並びに東京湾を中心とした高速道路網計画案

も9.4km~10.1kmの間であり、換気塔間最大距離は、第1案及び第4案の約5kmである。これが第2案及び第3案では、2.5km程度となるため、この場合の換気計画は容易である。前者については、人工島による換気塔の建設が、水理乃至航路上から不可能の場合には、換気専用のトンネルを、交通用トンネルに平行して掘る必要が起る。

尚、このルートに対しては、水深、航路状況から見て、沈埋工法は殆んど採用出来ないで、関門国道トンネルと同様に水底地盤を掘進することとなり、地質の確認が大切である。

この場合、横須賀側の深部は、古東京川の河底にあたり、10数米に対する砂利層があらうと推定されているので、トンネルの施工基面の決定が重要な問題となる。

掘進工法であるから2車線トンネルを2本以上つくることとなり、内径10~11mの円形が基調となる。

施工に当つては、パイロットトンネルによる地質の確認、注入、凍結工法の大々的採用、ボーリングマシンによる無発破工法の開発等が望まれる。

しかしながら青函鉄道トンネルの水深150m

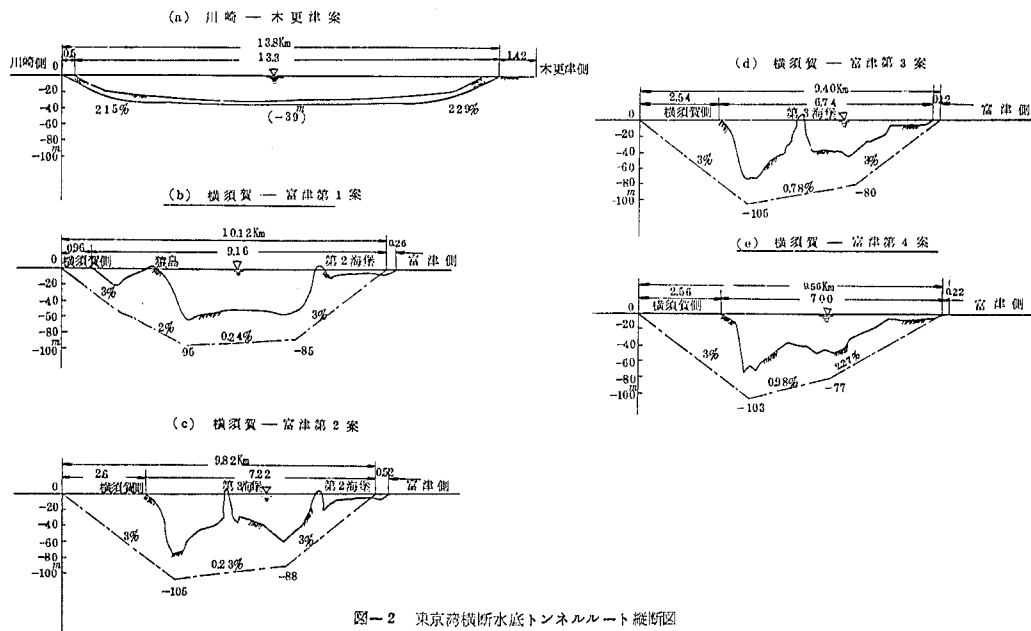


図-2 東京湾横断水底トンネルルート縦断面図

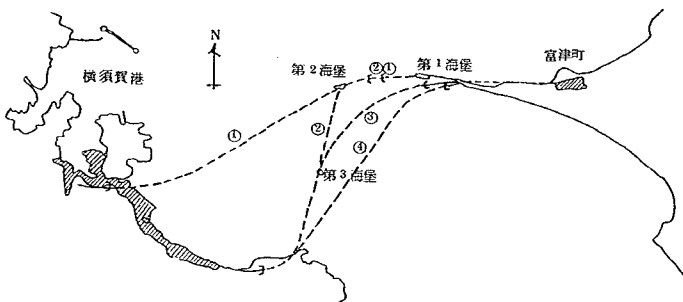


図-3 葛口部水底トンネルルート位置

(施工深250m)延長37Km,推定断層数,10本以上に比べれば,はるかに技術の問題点は少ないと思われる。

4. 沈埋工法解説用模型

沈埋工法を採用した最初の例は,ボストン市の下水道Shirley Gut サイフォン(外径2.6mの鋼管,内側螺旋巻き)で,1893-4年にかけて施工されている。次いで,1906年から1910年にかけて,Detroit-Windsor鉄道が,Detroit河を横断するのにこの工法をつかった。

わが国でも,沈埋工法としては,極めて特殊なケースである単函工法のものが,大阪市の安治川の羽田トンネルで全線ものが採用された。

沈埋工法には次のような特長があるため,港湾埋立地とか,人口稠密な河川下流地域での道路,鉄道,下水道等の建設に際して,水路横断施設として,大いに利用すべきものであり,川崎-木更津の横断ルート以外にも東京湾環状道路の北半分を構成する横浜,川崎,東京の部分については,これに適する区間が多いと思われる。

しかるに,沈埋工法については,現在,主として米国東部で採用されている円形の溶接したスチール管を基本型としたものとヨーロッパで採用されている矩形の鉄筋コンクリート断面によるものとの2通りの型式があり,施工方法もかなり

異っている。これを説明するために,図-4(a)及び(b)に示すような6車線(3車線×2)断面のチューブの1/200の模型を真鍮材でつくった。この模型は,写真に示す通り左側の円形断面については,チューブの沈降作業に使うリフティングバー(デロング型)を,又,右側の矩形断面に対しては,オランダのニールセン社が開発した砂注入工法を行う作業設備一式を表現した。同時に,米国のフードプレート,ダムプレート及びシートパイルによる継手空間に,水中コンクリートを打設することによって行なう接合方法と,ヨーロッパ式のゴムガスケットと連結棒を使い,水圧を利用して接合する方法の両方が表現出来るようにした。

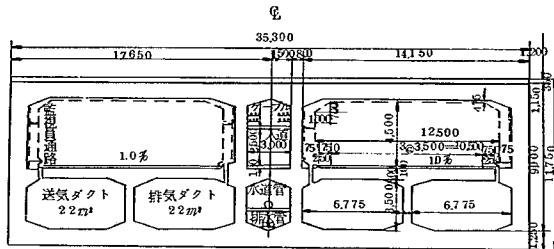
5. 沈埋チューブ断面の予備計算

道路用の沈埋チューブは,既に20例以上施工されており,3車線×2の断面例もあらわれているが,大半が2車線乃至2車線×2=4車線断面のものである。又,航路水深は概ね20m以下で14~15mのものが大半である。

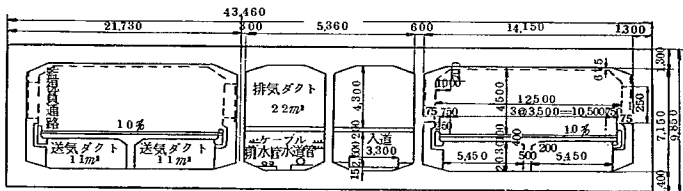
従つて,今回は断面を3車線×2=6車線とし,図-4に示す如く矩形については,A,B2種とし,これと円形の3種類のものについて,夫々,水深10m,20m,30mの時の曲げモーメント等(円形断面については,更に軸力と剪断力)を求めて見た。

その結果は,図-5,6,7の通りである。

(a) 型 式 A



(b) 型 式 B



軌路水深	A	B	C	D	E
1.0m	17,300	750	17,700	23,900	34,300
2.0m	17,300	750	17,700	23,900	34,300
3.0m	17,400	800	17,800	24,000	34,400

(c) 円 型

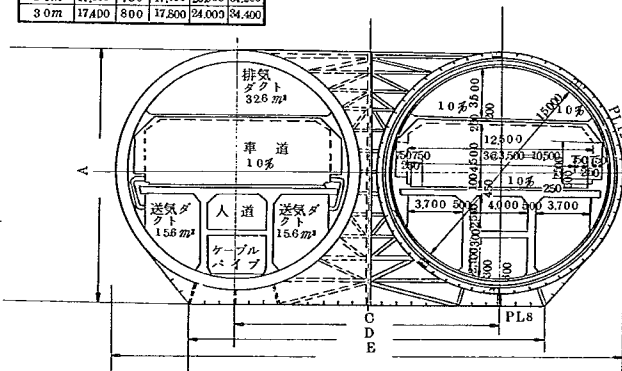


図-4 数種の6車線沈埋チューブ断面型

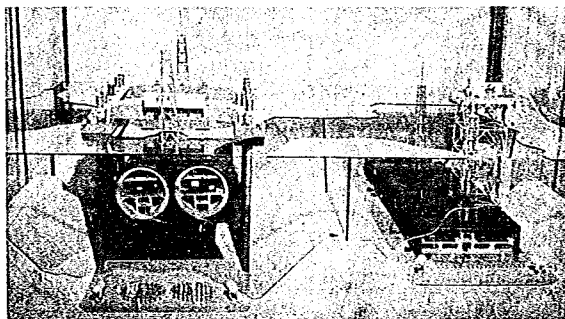


写真 沈理工法解説用模型

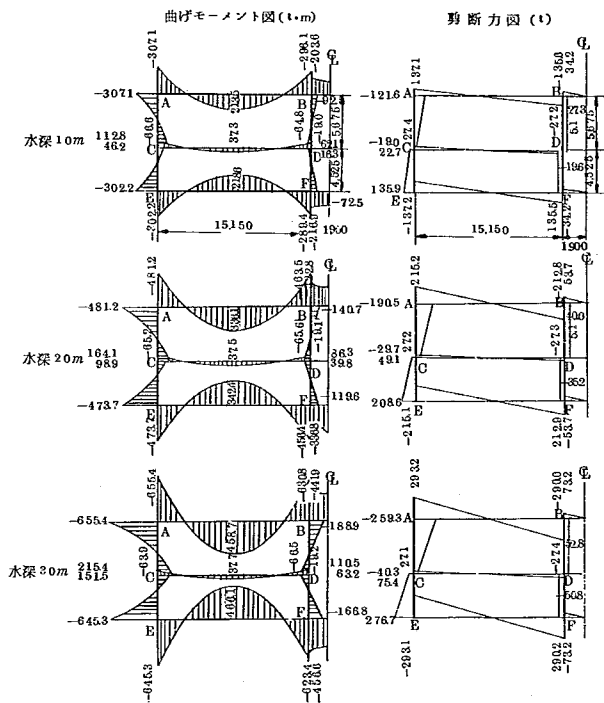
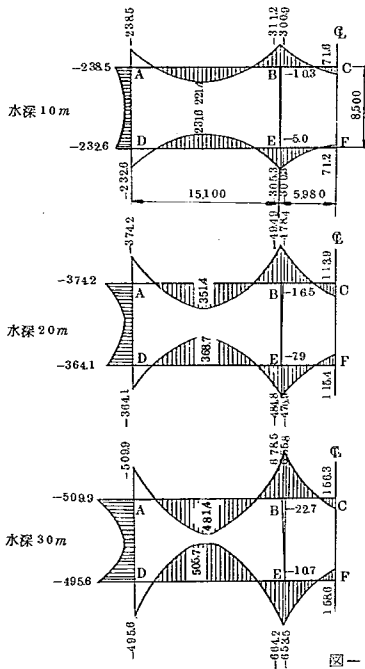


図-5 型 式 A

曲げモーメント図 (t-m)



剪断力図 (t)

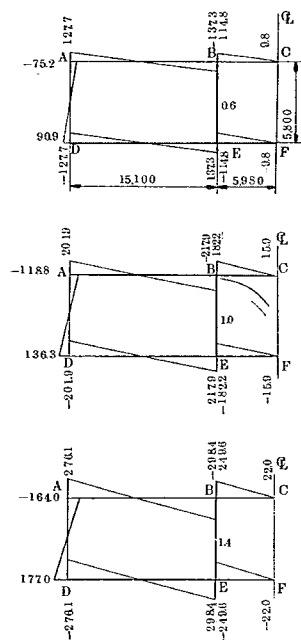


図-6 型式 B

6. 問題点

水底トンネルの築造方法は、既述の通り(A)、水底地盤を掘進する工法と(B)、造船台乃至ドライドックでつくつたトンネルセクションを構成するチープを数設位置まで曳航してきて、予め浚渫しておいたトレンチ溝に沈め、水中で、既設部分と接合してトンネルをつくつて行く沈埋工法の2通りに大別される。

(A)掘進工法

軟弱地盤で、出水がかなりあつても、その水圧が低くければ、圧気シールド工法が有力手段となるが、人間がこの中にはいつて作業する場合、せいぜい3気圧までといわれている。従つて、施工深度が、水深で20m以下になると、この方法は困難である。将来は、より高圧下での作業の無

人化を開発しなくてはならない。

現況では、これ以下の水深に対しては、注入乃至凍結工法によつて、作業可能な限度にまで出水の処理をし、耐圧・防水セグメントを使用して覆工する方法がとられている。

その対策規模をどの程度にするかは、最終的には、パイロットトンネルによつて確定しなくてはならない。

(B)沈埋工法

沈埋工法自体は、設計、施工共（施工には若干の熟練は必要と思われるが）殆んど問題となることはないと思われる。

唯、水底下のごく浅い所に埋設される極めて軽（比重は、1.1程度）剛な、しかも、非常に細長い構造物であるため、地盤時における挙動に対

して危惧されている。殊に、地盤性状が変化している所とか、水上まで、突出する換気塔との接手部分とかについては、明らかに耐震性を考慮した防水構造を採用しなくてはならない。

これについては、今後十分な実驗研究が必要である。

③長大道路トンネルの換気と保安

地震時にどの程度の影響をうけるかの問題は残っているが、水底トンネル自体の建設は、掘進、沈埋、何れの工法によつても、東京湾程度の規模なら可能である。

しかし、道路トンネルとして築造する場合には、1リ～1.3Km程度のかかなり長いトンネルとなるの

で、換気と保安が重要な問題となる。

殊に換気については、トンネル勾配の他に、自動車の種類、積載量、速度等によつて発生有害ガス量に著しい変動があるため、その実体を明らかにし、将来動向を確実に把握しておく必要がある。それは、丁度40年前、ニューヨークのホーランドトンネル(2.6 Km)を、最初の完備した自動車トンネルとして完成させるため、COガスについての徹底的な調査研究が行われたことに匹敵するものと思われる。

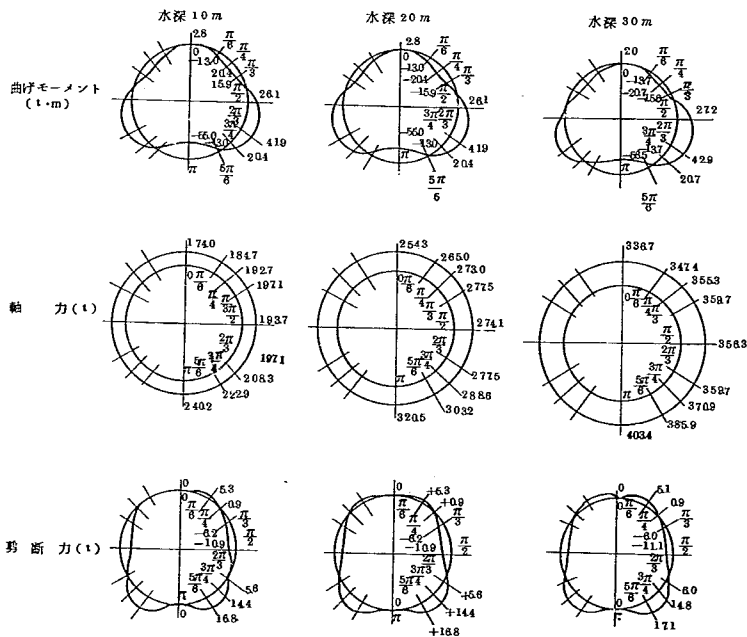


図-7 円形断面

昭和 41 年度

地方建設局依頼調査試験報告

昭和 42 年 6 月

建設省土木研究所

試験調査

2. トンネルに関する試験調査

2.1 沈埋トンネル調査

トンネル研究室

1. ま え が き

昭和41年度には、関東地建からの依頼で、東京湾を横断する水底トンネルの技術的可能性についての予備的な検討を試みた。即ち、湾口部(堤須賀-富津間約5Km)については最大水深が60~70mで起伏にとみ、洪積地帯であるため、最小土被り30~40mを有する掘進トンネル(延長約10Km)が、また、湾中央部の川崎-木更津間約14Kmは、沖積地帯で水深は、略27~28mと一定しているため、沈埋トンネルが夫々有力な工法手段であることを明らかにした。

本年度は、このうち沈埋トンネルに関する基本的な事項の調査を実施した。

2. 調 査 目 的

沈埋トンネルとは、沈埋工法によって水底に建設されるトンネルのことで、Prefabricated subaqueous tunnel(組立式水底トンネル)と呼ばれる。即ち、トンネルの水底部分を若干の区間に分割して造船台とかドライドックで建造し(トンネルエレメント)、その両端に仮の隔壁(burkhead)を取付けて、水に浮かし、現場まで曳航してきて、予め、浚渫しておいた水底の溝(trench)の中に沈設し、既設部分と水中接合して、図-1に示すような要領

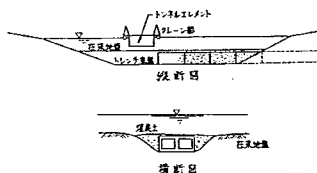


図-1 沈埋工法説明図

で、水底トンネル部分を順次組立て、行く工法のこと、trench methodともいわれる。

この工法が始めて採用されたのは、Boston港内の下水道管敷設工事(Shirley Gut Siphon)の時で、航路水深7.6m、水路巾9.6mの区間に、外径2.6m、長さ14.6m(1本)と20.7m(3本)の鋼管4本を敷設、水中でつないで1894年完成した。

鉄道用としてはMichigan Central鉄道がDetroit河を横断するのに採用したのが最初で、1906~1910年にかけて施工されている。これは複線鉄道チューブで航路水深14.6m、水深巾790mで、沈埋区間長は813mに達している。道路トンネルとしては、1925~1928年にかけて施工されたサンフランシスコ湾岸のOakland-Alameda間を結ぶPosey tubeが最初で、円形2車線チューブであり、敷設された箇所の航路水深は18.0m、沈埋部延長は730mに達している。ここは世界中でも最も有名な地震帯で、附近には活断層も確認されている地域であるが、この沈埋トンネルは既に40年間に亘って無事供用されていることは注目値する。表-1は、現在までに供用されている道路用沈埋トンネルの一覧表である。

大規模な沈埋トンネルの施工例を上げるとまず最大水深の例としては、1959~1960年にかけて施工されたロスアンゼルス市の下水放流口(Hyperion)工事がある。これは太平洋中に、陸岸から約8Km突出され、最大水深は6.1mに達している。外径3.65mの鉄筋コンクリート管(1エレメント長585m)を特殊な海上足場や無人の沈設作業艇を使っ

表-1 水底トンネル(沈埋および開削工法による)

順	トンネル名	所在地	延長(m)	車道 巾目(m)	換気 方式	換気量 m ³ /s/人/2車線	竣工 年度
1	Posey	米。カリフォルニア州	1,080	7.0	横	490	1928
2	Detroit-Windsor	米。一 加	1,565	6.7	横	300	1930
3	Bankhead	米。アラバマ州	950	6.4	半 横	270	1940
4	Maas *	和。ロッテルダム	1,070	2@6.0	横	170	1941
5	安 治 川 *	日。大 阪	81	2@4.5	縦	150	1944
6	Washburn	米。テキサス州	894	6.7	半 横		1950
7	1 st Elizabeth R	米。ヴァージニア州	1,021	6.7	半 横	350	1952
8	Baytown	米。テキサス州	918	6.7	半 横	310	1953
9	Almendares *	キューバ。	216	2@6.7	半 横	330	1953
10	Velsen *	和。ベルゼン	768	2@7.1	横	340	1957
11	Hampton Roads	米。ヴァージニア州	2,280	7.0	横	170	1957
12	Baltimore Harbor	米。メリーランド州	2,332	2@6.7	横	170	1957
13	Havana 湾 *	キューバ。	737	(4車線)			1958
14	Deas Island *	加。ヴァンクーバー	658	2@7.3	半 横	360	1959
15	Rendsburg *	独。キール運河	640	2@6.8	縦	220	1961
16	2 nd Elizabeth R	米。ヴァージニア州	1,280	6.9	横	320	1962
17	Webster Street	米。カリフォルニア州	1,018	7.3	横		1963
18	羽 田 *	日。東 京	300	2@7.7	縦	500	1964
19	Coen *	和。アムステルダム	1,283	2@7.3	半 横	160	1964
20	Baltimore channel	米。チェサピーク湾	1,750	7.3	横	240	1965
21	Thimble Shoal	米。チェサピーク湾	1,650	7.3	横	250	1965
22	IJ *	和。アムステルダム	1,125	2@7.0	横	150	1965
23	Lafontaine *	加。モントリオール	1,390	2@11.6	半 横	360	1967

* 短型断面

て敷設した。交通用トンネルとしては、現在サンフランシスコ湾を横断する地下鉄(複線)用のBARTチューブ(沈埋部延長5.8Km、軌道面最大水深4.1m)が施工中である。最大断面の例としては、アントワープのScheldt河に、図-2に示すような鉄道と道路(6車線)の併用チューブが建設中であり、図-3は、1967年に完成したモントリオールのLafontaineトンネル(セントロー

レンス河)で、P.C.コンクリート構造である。

かくのごとく、沈埋工法は最近10年間に長足の進歩を遂げており、港湾地区とか河川水路横断には、橋梁や、シールド工法によってかわりつつあるが、その主な理由は、次の2点であると思われる。

① 適当な安定勾配で、オーブントレンチの掘削が出来る所なら建設可能である。即ち沈埋チューブ自体の比重は通常1.1程度であ

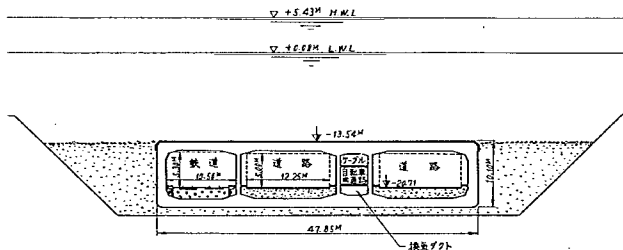


図-2 Scheldeトンネル (アントワープ) 横断面

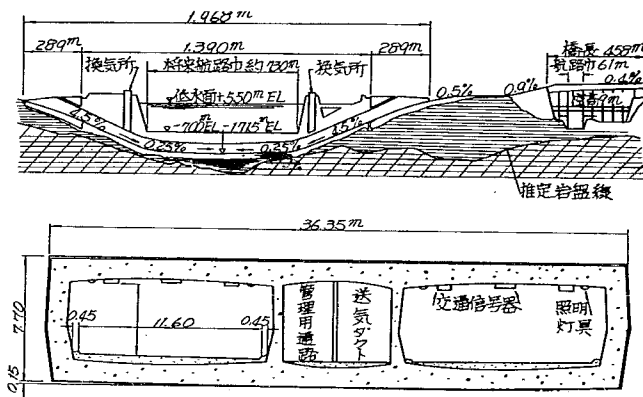


図-3 Louis-Hippolyte Lafontaine トンネル
(カナダ、モントリオール)

1967年3月供用

トンネル部工費、55百万カナダドル
(約183億円)

るから、浸透土砂重量より小さく、従って地盤支持力は全く問題とならないので、軟弱地盤に対しても施工可能である。

② 圧気を必要としないので、トンネル上の土被り厚は考慮しなくてすむため、トンネル位置を最も浅く出来る——即ち、トンネル全長を最も短くすることが出来る。

しかるに、わが国では戦時中につくった大阪の安治川トンネルと戦後は首都高速道路の羽田トンネルの2例しかなく、しかも何れも長さ49mの単函にすぎないため、水底で接合組立てを行なう真の意味での沈埋工法の経験は、まだない状態である。

従ってこの調査目的は沈埋工法に関する諸外国の実績資料を収集解析し、我が国でこの工法を採用する場合の技術的な問題点を抽出し、模型実験等を通して解明した上で、沈埋工法の適用性を確立しようとするものである。

東京湾環状道路が経過しなければならぬ東京港水路部とか、多摩川、荒川等の河口部横浜港内等に対しては、当然この沈埋トンネルは、橋梁と対比すべき有力な工法手段と考えられる。

3. 調査内容

前述の通り、わが国では、沈埋トンネルの本格的な施工例はまだないため、調査方法はまず第1に文献調査を中心とし、更に、わが国独特の問題として、地震時の挙動に関する予備的な調査に着手した。また、道路用沈埋トンネルの規模を明らかにするため、東京港水路部を例にとって断面寸法についての試算を行なった他、断面決定の大きな要素となる換気方式に関連する室内実験にも着手した。即ち、

① 羽田トンネルへの強震計の設置

首都高速道路公団と協議し、同公団によって羽田水底トンネルに強震計を設置し、データの収集を行ない、その成果を構造（振動）研究室に於けて、解析する手筈を整えた。

② 文献調査

Deas Island T, Lafonetaire T, Chesapeake Bay Bridge Tu-

nnel 計画, BARTD Contract Book等の文献のほん訳を行なった。

③ 交通風に関する模型実験

水底トンネルの縦断線型は、山岳トンネルと違って凹型となるため、自然風による換気は殆んど期待出来ないと言われ、Holland T. 以来、横流式の高価な人工換気方式が採用されていたが、最近の延長1km未満の水底道路トンネル（Schelde, Coen, IJ, B-eneiux等）では殆んどが半横流方式乃至、縦流方式に代りつつある。これは交通方向が分離されたトンネルでは自動車のピストン作用による交通風の影響が大きいため、かくすることにより沈埋チューブの断面寸法が縮小出来るのみならず換気設計の合理化と経済化に著しく寄与するものであるが、わが国では、この交通換気に関する実験資料が殆んどないため、既設の実験風洞内を走行する模型車輛をつくって、この室内実験に着手した。（写真参照）



交通換気実験装置

④ 断面試算

道路用沈埋チューブの断面規模を推定するため、東京港水路部（延長930m、航路水深12m）を対象にして、2, 3, 4, 6, 6車線チューブの断面を次の条件下で試算した。

1) 内容 断面

車道の建築限界は、2車線（4車線）および3車線（6車線）に対して夫々、図-4(a)および(b)を適用する。歩道は、方向分離の時は、巾2.5m×高2.5m、対向利用の時は、巾4.0m×高2.5mを基準とする。

換気ダクト最小断面積は、2車線車道およ

び3車線車道に対し、夫々8㎡および12㎡とする。

断面構成は

2	車線に対しては、内型および矩型
3	“ 矩型
4	“ 矩型
6	“ 矩型とし、両側歩道の場合と中央歩道（換気ダクトは車道版下）の2ケース

の6通とした。

ii) 設計荷重

設計潮位（AP+4.0m）航路水深（AP-12.0m）および被覆厚（最小1.5m）は図-5の通り、また、使用材料の単位重量は

鋼材	7.85t/㎡
無筋コンクリート	2.30t/㎡
鉄筋コンクリート	2.40t/㎡
土砂および覆工材（水中）	1.00t/㎡
海水	1.025t/㎡

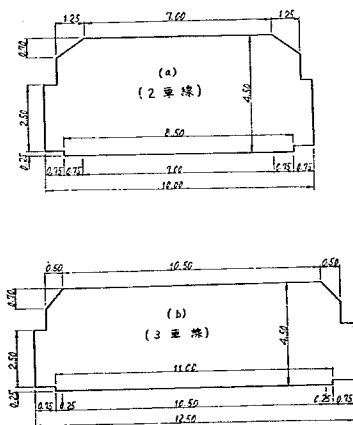


図-4 車道建築限界図

iii) 許容応力度等

コンクリート

曲げ圧縮 $\sigma_{cs} = 100 \text{ Kg/cm}^2$

せん断

腹鉄筋のない場合 $\tau_{a1} = 8 \text{ Kg/cm}^2$

腹鉄筋のある場合 $\tau_{a2} = 22 \text{ Kg/cm}^2$

附着（異形鉄筋） $\tau_{ca} = 18 \text{ Kg/cm}^2$

鉄筋（異形、丸鋼）

水に接する側 $\sigma_{sa} = 1000 \text{ Kg/cm}^2$

水に接しない側 $\sigma_{sa} = 1800 \text{ Kg/cm}^2$

水平土圧係数

0.5

地盤支持力係数

1.0Kg/cm²

iv) 試算結果

以上による試算結果は図-6(a)~(f)に示す通りである。

4. 今後の問題点

わが国でこの工法を採用する場合、究明しなければならない主な問題点として、次のような項目が考えられる。

- ① 施工箇所条件と概算工費の関係
- ② 土質条件との関係、殊に、陸上部との接続部分に生じる不同沈下の問題
- ③ 地震時の挙動、殊に軟弱土乃至砂質土の流動化問題とその対策
- ④ 基礎の敷砂厚さとその吹込み工法に関する調査研究
- ⑤ 防水被膜に関する研究
- ⑥ コンクリートの収縮亀裂対策等

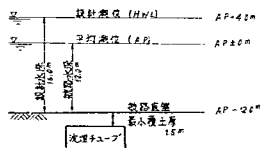
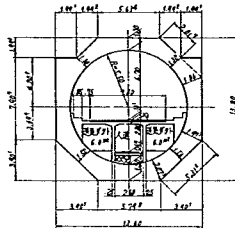
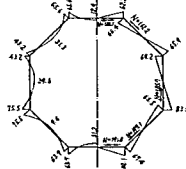


図-5 設計水深

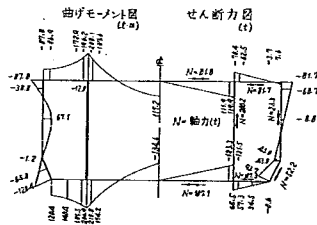
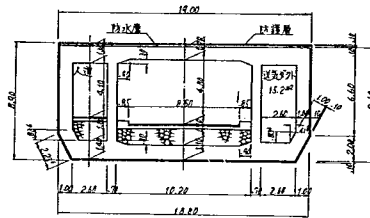
図-6 断面寸法試算結果



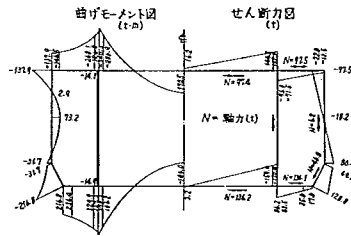
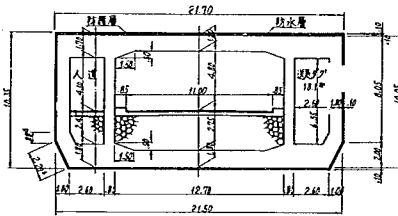
曲げモーメント図 (t-m) せん断力図 (t)



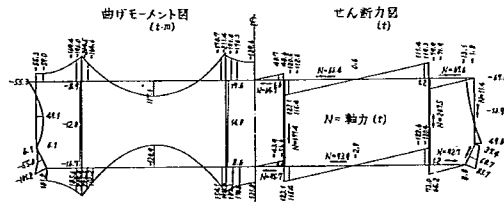
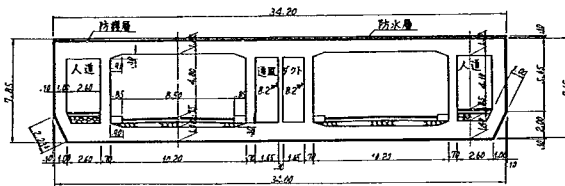
(a) 円形2車線チューブ



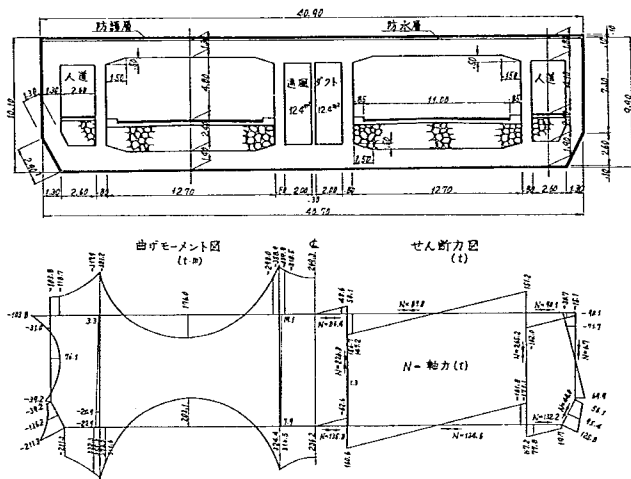
(b) 矩形2車線チューブ



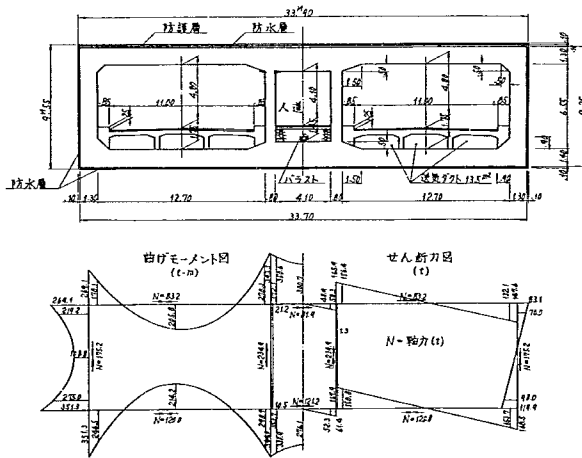
(c) 矩形3車線チューブ



(d) 矩形4車線チューブ



(e) 矩形6車線チューブ (A型)



(f) 矩形6車線チューブ (B型)

付 録

• 沈埋チューブ検討会	47
• 東京湾環状道路調査連絡会	85
• 東京湾横断道路沈埋トンネルの計画	113
• 沈埋トンネル	143
• これからの水底トンネルの方向	151
• 参考文献一覧	167

沈埋チューブ検討会

議 事 録 (1)

昭和43年5月

建設省土木研究所

トンネル研究室

ま え が き

東京湾環状道路の一環として、東京港水路部等に対しては、水底トンネルを建設する必要があるが、その場合、考慮の対象となる沈理工法については、わが国ではまだ、本格的な施工実績がないため、これに関する勉強会を昭和42年12月より土木研究所トンネル室が中心となつて実施している。これはその第5回までの議事録をまとめたもので、現在までの主たる参加機関は、道路局道路企画課、関東地建第二計画課、全首都道路調査出張所及び土木研究所のトンネル、振動、土質、土工等の各研究室と、関係コンサルタント（橋梁、福山）であるが、検討内容の進展に伴つて、部内・外からのメンバーの増強をはかる予定である。

トンネル研究室長 村 上 良 九

単径間沈埋チューブ応力の予備計算

特記仕様書

1 概要

この業務委託は、一定航路水深 ($H=12\text{ m}$) 下での2車線及び3車線断面の単径間沈埋チューブの経済的設計の基礎資料とするため主要点における応力の算出を行う作業である。

2 納期 昭和43年3月25日

3 内容

(1) 骨組断面基本型

円型：2車線

矩型：2車線及び3車線

(2) 車道及び歩道空間、換気ダクト、排水溝等の所要断面は、別途指示する。

(3) 設計航路水深：12 m

(高潮位水深 被覆土厚さについては、別途指示する)

(4) 下記事項については、計算作業着手前に承認をうけるものとする。

- ① チューブ断面諸元の仮定と、計算用骨組の形状寸法
- ② 使用材料(鋼、コンクリート、土砂等)の重量、許容応力度等
- ③ 誘導された計算基本式
- ④ その他、判断を必要とする重要事項

(5) 作業の進行状況を随時連絡すると共に、作業途上で発生した問題については速やかに報告し、指示をうけるものとする。

4 報告書

(1) 報告書には、下記のものを含むものとする。

- ① 採用断面の一般図
- ② 計算に使った骨組図上に、算出された曲げモーメント(M)、軸力(N)及び断面力(S)を記入した断面力図とその算出基本式
- ③ 上記断面力に対応する断面主要点での発生応力値
- ④ チューブ縦方向に対する配慮
(端部隔壁重量とチューブ長の関係、進水時応力等)

(2) 車道及び歩道空間、換気ダクト、排水溝等の所要断面は、別途指示する。

(3) 設計航路水深：12 m

(高潮位水深 被覆土厚さについては、別途指示する。)

複径間沈埋チューブ応力の予備計算

特 記 仕 様 書

1. 概 要

この業務委託は、一定軌路水深 ($H=12\text{ m}$) 下での4車線及び6車線用の複径間断面の沈埋チューブの経済的設計の基礎資料とするため主要点における応力の算出を行う作業である。

2. 結 構 全 前

3. 内 容

(1) 骨組断面基本型

矩型 ; 4車線及び6車線

(2) 以 下 全 前

沈埋チューブ検討会（第1）メモ

1 日 時： 昭和42年12月18日（月） 1000～1300

2 場 所： 福山コンサルタント会議室

3 出席者：

（本省） 山根

（地 建） 金安、倉島、布施、上田

（土 研） 村上、立石

（コンサルタント） 住友、村上（学）

4. 検討事項：

4-1 検討会の趣旨

- ・沈埋チューブについての勉強会
- ・当面は、計画、設計面での基礎的事項の検討評価
- ・メンバーは、必要に応じ、逐次追加

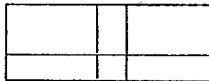
4-2 これまでの成果

- ・前年度（S.41）土研トンネル研究室で行った予備調査の概要説明（土研：村上）

（内 容）

- ・6連続トンネル
- ・換気区間長1Km、横流式
- ・断面3種類

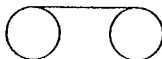
(1)



(2)



(3)



- ・水深 3種類：10m、20m、30m

4-3 東京湾々岸道路の構想概略(倉島)

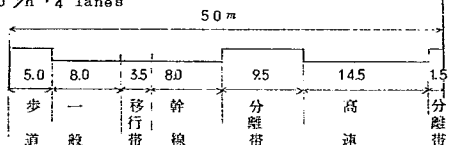
・路線性格と機能

- ・東京外かく環状道路及び鹿島線の一部(高速国道)
- ・15号-環7-習志野間を結ぶ幹線街路(一般国道)
- ・港湾、臨海工業地帯へのサービス(一般街路)

・道路規格

高速部	A-2	100	Km/h	6 lanes	沈埋 対象部
幹線部	C-2	60	Km/h	4 lanes	
一般部	D-2	40	Km/h	4 lanes	

・道路敷巾 100 m



4-4 試算に採用する基本条件

① 水深関係

東京港水路部

(都、港湾局側意見)

$$\frac{V}{\sqrt{H}} \text{ 異常 } H, W, L \quad AP+5.1m$$

$$\frac{V}{\sqrt{H}} \text{ 異常 } H, W, L \quad AP+2.1m$$

$$\text{平均最高潮位、} H, W, L \quad AP+2.1m \quad \frac{V}{\sqrt{H}} \quad AP \pm 0m$$

$$\text{異常最高潮位} \quad AP+5.1m \quad \frac{V}{\sqrt{H}} \quad AP-1.2m$$

$$\text{埋立地盤高} \quad AP+4.0 \sim 4.5m$$

$$\text{最大波高} \quad \text{約 } 1.0m$$

$$\text{被覆厚 } d$$

沈埋チューブ

[注: $AP \pm 0 = TP - 1.13m$]

港湾の意見 $5 \sim 6m$

- ・但し、適当な保設材を使用するなら縮少して可、
- ・鉄道建設公団と歩調をあわせること。

今回の試算

$$d = 1.5m \quad (\text{土研で最近の施工例をあつめる})$$

但し 1例のみ $d = 3.0m$ で行う。

② 延長

$$\text{海岸線間隔} \quad 930m$$

$$\text{従つて、換気塔間隔は約 } 1Km$$

$$\text{水路巾は、中心部 } 300m \text{ とするも、大井側は、水深 } 12m \text{ 岸壁を考慮 (都港湾局)}$$

$$\text{最急勾配: } 4\% \text{ とする}$$

$$\text{斜路部延長 (見込)}$$

地盤 水深 d チューブ高
 $4.5m + 12m + 15m + \text{約} 7m = \text{約} 25m$

4%勾配所要長 約 630m

切込高 10m までオープンとすれば、斜路トンネル部 $15m / 0.04 = 400m$

③ 換気計画

- トンネル部総長 $400m + 930m + 400m = 1700m$
- 換気所（両海岸線位置）間々隔 約 1,000m
- 故に、最大換気区間長 500m
- 半横流方式
- 単位換気量

実台数最大 1,500台/時/車線として

$150m^3/\text{秒}/\text{Km}/\text{車線}$

- 所要ダクト断面積（最小）

ダクト内風速を一応 $20m/s$ とする

2車線（500m） $150m^3/s/Km/\text{車線} \times 0.5Km \times 2\text{車線} = 150m^3/s$

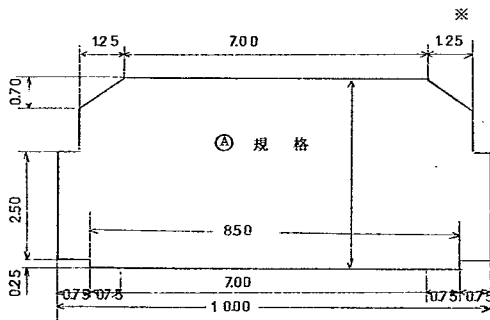
$$150m^3/s \div 20m/s = 7.5m^2 \quad \boxed{8m^2}$$

3車線（500m） $150m^3/s/Km/\text{車線} \times 0.5Km \times 3\text{車線} = 225m^3/s$

$$225m^3/s \div 20m/s = 11.25m^2 \rightarrow \boxed{12m^2}$$

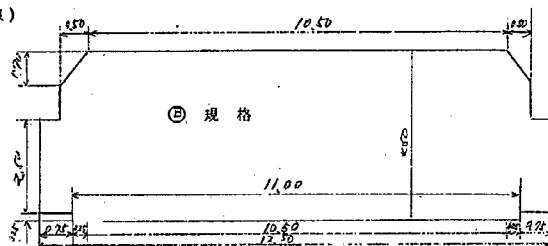
④ 車道建築限界

（2車線）



※ 新・旧規格について検討のこと。

(3車線)

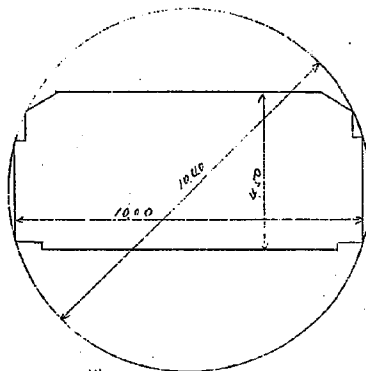


⑤ 試算で検討する断面

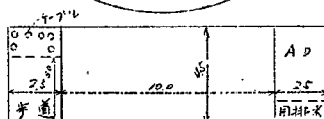
(注) 車道天井板余裕高 最小 0.30 m (別図の通り)

6. 配 置 試 案

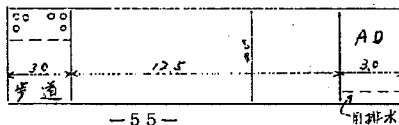
① 19型2車線



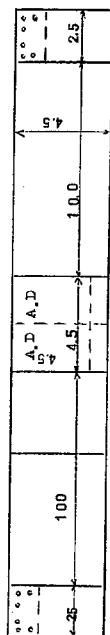
② 矩型2車線



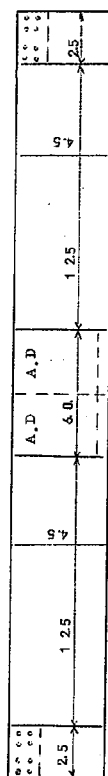
③ 矩型3車線



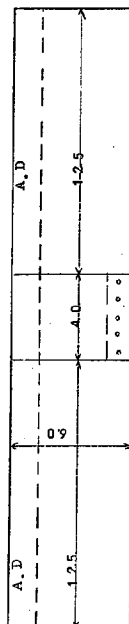
④ 矩型 4 車線



⑤ 矩型 6 車線



⑥ 矩型 6 車線



⑤ 次回検討事項

- ・ 次回は1月中旬を目標
- ・ 試算用骨組断面
- ・ 採用荷重(完成時)

沈埋チューブ検討会資料

設 計 単 位 重 量 (t/m ³)										43-1-19 43-2-29
	鋼 道 路 橋 設 計 示 書 (道 路 協 会)	鉄 筋 コ ン ク リ ー ト 標 準 示 方 書 (土 木 学 会)	羽 田 海 底 ト ン ネ ル (首 都 公 団)	京 葉 線 羽 田 ず い 道 (鉄 建 公 団)	4 1 年 度 検 討 時 (ト ン ネ ル 研 究 会 C)	外 国 文 献	コ ン ク リ ー ト 研 究 室 意 見	土 質 工 学 ハ ン ド ブ ッ ク	本 四 連 絡 橋 下 部 設 計 指 針 (解 説) (土 木 学 会)	備 考
鋼 材	鋼 鋼 端 鉄 材 7.85		SS41,SD 54 7.85	SS41,SM41 7.85					7.85	7.85
鈔 鉄	7.25								7.25	
セメントモルタル	2.15		1.85						2.15	2.15
無筋コンクリート	2.35	2.30~2.35米	2.30 (仮設時2.35)	2.35	2.35		2.40		2.35	2.30
鉄筋コンクリート	2.50	2.40~2.50米	2.40	2.40	2.50		2.40		2.50	2.40
PSコンクリート							2.40			
歴 骨 飾 装	2.30				アスコン 2.40				歴骨材 1.10	
土 砂			(10) 1.6	砂質土 (0.8) シルト (0.6)	砂 (10) 1.6	土 (112) 1.92			飽和土砂 1.60~2.0	()内は水中単位重量
特 砂 石				(10)			1.60			
特殊 製 土			(15) 「比重3.05」	(10)		「比重4.2」 ²⁾				
海 水			1.02	1.025	1.025	5			1.03	1.025
埋戻し上の内部摩擦角(φ)及び水平土圧係数(k=Ph/x, h)										
			(φ=15°) K ₀ =0.5 1.0	砂 φ=30° K _A =tan ² ($\frac{\pi}{4}-\frac{\phi}{2}$) =0.333	φ=35° ³⁾ K=0.27 ¹⁾³⁾			壓入体が全く 変位しない硬 造物で ゆるい砂 K ₀ =0.50 締つた砂 K ₀ =0.70		

* 昭和42年版解説

注 1) 米国東部 円形断面チューブの場合

2) Webster Street, T.

3) Baytown, T.

沈埋チューブ検討会（Ⅷ2.）メモ

1. 日 時 昭和43年1月19日（金）1200～1600

2. 場 所 関東地建会議室

3. 出席者

（本 省） 山根、田尻

（地 建） 金安、倉島、上田、中村、新井、市川

（土 研） 山村、栗林、村上、立石

（コンサルタント） 住友、村上

4. 検討事項

4-1 都、港湾局の成果引継ぎ：1月30日の予定（時間、場所は未定）

4-2 スケジュールの打合せ（説明：土研、村上）

Ⅷ1：42-12-18 ① 湾岸道路の構想

② 設計基本条件

Ⅷ2：43- 1-19 ① 設計荷重

② 骨組断面

③ 基本計算式

④ ホン沢資料の検討

Ⅷ3：43- 2- 上 ① 第1回試算結果の検討

② 許容応力度（常時、特殊時）

Ⅷ4：43- 2- 下 ① 第2回試算結果の検討

② 特殊時（地震時、架設時等）の検討

Ⅷ5：43- 3- 中 ① 試算結果の総合検討（最適断面の選出）

② 設計示方書提案

Ⅷ6：43- 4- 上 ① 概算工費算定の設計着手

② 設計示方書第1次原案

Ⅷ7：43- 5- 上 ① 設計示方書第1次原案

② 施工方法の検討

Ⅷ8：43- 6- 上 ① 設計示方書原案のまとめ

② 概算工費算定の予備検討

Ⅷ9：43- 7- 上 ① 成果の総合検討

（討 議）

この時点での算出工費の精度は、最小限、例えば、150億円とか200億円と言った程度（50億円オーダー）でなくてはならない。

4-3 縦断線形（地建築）の検討

- ・縦断勾配の5%は、真に止むをえない場合に限定すべきで、好ましくない。
- ・13号埋立地側は、設岸の計画埋入深が $AP \pm 0.4$ m故、これをコントロールポイントにして、勾配の緩和、トンネル延長の短縮が図れる。
- ・大井埠頭側については、平面図と併わせて記載し、岸壁計画深が $AP - 1.2$ mの場合は勾配5%がさげられないことを明らかにした上で、港務局側に計画深の再考を求める。

4-4 ホン訳資料

水底トンネル計画上に参考とすべき文献中、年度内にホン訳しておくものの選出

- ① BARTD Contract Book
- ② Lafontaine Tunnel
- ③ Chesapeake Bay Bridge - tunnel
- ④ Transportation and Parking for Tomorrow's Cities
- ⑤ その他（佐友氏の資料）

4-5 設計荷重

- ・鋼造路橋設計方書、鉄筋コンクリート標準示方書、首都高速羽田海底トンネル、京葉線羽田トンネル、都営地下鉄、文献資料等の諸数値を参照して、今回の試算には下記数値を使用する。

① 材料の単位重量

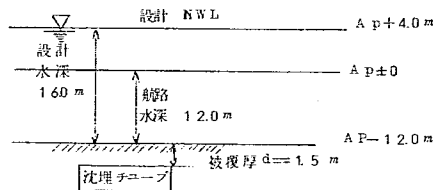
鋼材	7.85 t/m ³
セメントモルタル	2.15 "
無筋コンクリート	2.30 "
鉄筋コンクリート	2.40 "
土砂（水中）	1.00 "
特殊覆土材（水中）	
海水	1.025 "

② 埋戻し土の水平土圧係数

（静止土圧係数） 0.5

4-6 設計潮位及び水深

- ・東京港における既往最高潮位（ $AP + 4.12$ m、大正6年）を勘案して計画HWLを $AP + 4.0$ mとする。



4-7 許容応力度

- 水中構造物である点を考慮して、第1次試算には次の値を採用する。

鉄筋の許容引張応力度 1000 Kg/cm^2

コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 100 Kg/cm^2

4-8 基本計算式

- 福山コンサルタント所有の平面構造物解析用プログラムの説明並びに今回の沈埋チューブ断面の1つについて行つた計算結果の説明（別添資料）

4-9 骨組断面

- 別添資料 図1～6までの6種類の断面のうち第1回試算としては、

断面巾最大の 図-1
 中央タクト方式の 図-2
 断面巾最小の 図-5

の3種類について、重点的な検討を行う。

4-10 次回検討会日時

2月8日（木） 午後

沈埋チューブ検討会（第3）メモ

1. 日 時 昭和43年2月8日（木） 1200～1600

2. 場 所 日比谷・松本楼

3. 出席者

（本省） 山根（退席） 田尻（途中退席）

（地 建） 金安、倉島、布施、上田、中村

（土 研） 伊吹山、村上（良）、立石

（学識経験者） 長（信州大）

(コンサルタント) 住友、福山、村上(学)

4. 検討事項

4-1 前回検討会(第2)メモの確認(土研、村上)

・山根技官より

① 本件に関連する5カ年計画について、大蔵との折衝のため、中座するが、若干の事業費を要求する予定である。

② チューブを増設して行く段階建設の可能性を検討されたい。

・布施技官より

設計重量に使う各種材料の単位荷重については、土木学会で「本四連絡架橋、下部構造設計指針」の時に採用したものがあるので参考されたい。

4-2 配布資料の説明(土研、村上)

・ほん訳資料リスト

・水底トンネル(ほん訳)……矩型R、Cタイプのもの、大阪市港務局訳

・水底トンネルの世界的分布状況図

4-3 第1回試算結果の検討

(住友、村上(学)説明)

① 試算対象断面

図-1' : 人道両側、換気ダクト中央、車道3車線×2(断面巾 40.1m)

図-2' : 人道中央、換気ダクト車道天井、車道3車線×2(断面巾 37.1m)

図-5' : 人道及び換気ダクト1片側づつ、車道2車線×1

② 断面概略寸法採用の考え方

・施工時の取扱いを考慮して、自重と浮力は概ねバランスすることを目標に高さを調整する。

・高さを大きくすることは、トレンチ面で、若干の損はあるが、沈設後の浮上安定のためのバラスト荷重の打設とか、路面縦断曲線の挿入、排水勾配等の処理の面で有利である。

③ 設計細部について

・防水カバーを頂面及び側面に施工する。

厚さは、一応10cm(2.3t/m²)とする。

・水筒の鉄筋カブリは、鉄筋中心までの最小距離を10cmとする。

・側壁の厚さは、より大きくした方が、配筋上有利ではないか。

・自重の増加をさげ、底版下への砂注入を考へて、図-1'、5'については側壁下部

に傾斜をつけた型式について試算する。

- ・地盤の支持力係数は 1 kg/cm^2 として試算する。

④ 円形断面について

- ・施工時応力が問題である。
- ・次回以降、既往例等に基づいて検討する

4-4 次回予定 2月29日(木)

沈埋チューブ検討会(第4.)メモ

1. 日 時 昭和43年2月29日(木) 1200 ~ 1600

2. 場 所 日比谷、松本楼

3. 出 席 者

(本省) 山根 田尻

(地 建) 金安 倉島 布施 上田 中村

(土 研) 村上(良) 栗林

(コンサルタント) 住友 福山 村上(学)

4. 検討事項

4-1 前回メモ(第3)の確認(土研、村上)

- ・「図-2' (2③3車線、人道中央)の換気ダクトを車道天井部に設けているのを、車道床板下に移し、F.H.を上げて、トンネル延長の短縮をはかる。」を追加

4-2 配布資料の説明(土研、村上)

① 設計単位重量銅へ

(本四連絡橋下部、設計指針の分追加)

② 東京港内 沈埋チューブ部の橋断模型案

- ・前回までのチューブ断面試算結果より、最深部道路 F.H. は、概ね $A P - 2.000 \text{ m}$ とすることが出来る。
- ・斜路最急勾配を4%とした時、13号埋立地側については、平面街路との支差状況を Check する必要あり
- ・大井埠頭側については
港湾隅と折渉する他、京葉線との交差部附近については、平面線型との取合せを検討する。

・延長は㊤案 1,120 m までは、短縮出来ないであろうが㊤案 1,500 m 以内には、
詰められそうである。

・排水、及び、橋断面線部での側荷重とその対策については、尚研究の要あり、

4-3 第2回試算結果の検討

(説明：佐友、村上(学))

① 試算対象図面

図-1' 2 @ 3 車線 40.9 m × 10.2 m

図-2' 2 @ 3 車線 33.9 m × 9.55 m

図-5' 1 @ 2 車線 19.0 m × 8.9 m

② 断面概略寸法採用の考え方

・前回は、自重、浮力は概ねバランスすることを目標としたが、今回は、乾 乾 10 cm 程度を目標としている。

③ 試算結果

・概ね、満足すべき応力状態がえられたので、これを参考として、次回までに、1 @ 3 車線、2 @ 2 車線の試算を行う。

④ 何れの場合も、道路 P_{H_1} が低くすぎる。従つて、建築限界上の余裕高は、当初打合せ通り、30 cm とする。

⑤ 道床部分に入れるバラストコンクリート量を算出し、浮上安定度を求める。

⑥ 防水層を底板下まで施工するのが良いか又は、この部分を銅板とするのが良いかを検討する。

4-4 次回予定

3月22日(金) 千葉支所

・試算成果のとりまとめ

・沈埋チューブに関する資料の整理

沈埋チューブ検討会(第5.)メモ

1. 日 時 昭和43年3月22日(金) 1230 ~ 1530

2. 場 所 土木研究所, 千葉支所会議室

3. 出席者

(本省) 山根輔佐 田尻係長

- (地 建) 神谷部長、金安課長、布施出張所長、倉島補佐、中村係長、上田係長、市川係長
- (土 研) 伊次山支所長、市原部長、村上室長、伊勢田室長、山村室長、近藤室長、栗村専門官
- (コンサルタント) 住友技術士、村上(学)技術士

4. 検討事項

4-1 一般

- ① 支所長あいさつ
- ② 沈埋チューブ検討会のこれまでの経過概要説明
(村上室長)——資料
- ③ 前回メモ(※4)の確認

4-2 沈埋工法に関する資料の整理一覧表の説明(村上室長)——資料

4-3 鉄道建設公団京葉線京浜運河部沈埋チューブと、外環京浜運河橋との相対位置問題(岡東地蔵、資料)

- ・沈埋チューブと運河橋ケーソンとの純間隔が2.3mしかないが、施工時の影響如何。
- ・常識的には、無影響と思われるが、道路側の計画を、鉄建公団に伝え、諒解させておく必要あり。

4-4 試算成果の検討

- ・配筋に関する基本的な方法を資料(※5.)の附図-Aに示す。
- ・図-2(矩形6車線)、図-3(矩形4車線)は、車道空間とチューブ内空の大きさが、概ねバランスしているが、それ以外は、一般に、チューブ内空の方が過大であり、殊に図-4(矩形3車線)の場合に於て、その傾向が著しい。
- ・図-4の型式は、段階建設時には、かなり重要な対象要素となるから、再計算の要あり
- ・完成時の浮上安定計算がなされていない。
- ・資料(※5.)に示された「結び」及び「問題点」については、尚、吟味が必要である。
- ・例えば、「結び」の⑧、「問題点」の①②等は、誤解のおそれがある。

東京湾環状道路調査に関する会議々事録

1. 日 時 昭和45年3月22日(金) 1230 ~ 1800

2. 場 所 土木研究所千葉支所会議室

3. 出席者

(本省) 山根補佐、田尻係長

(関東地建) 神谷部長、金安課長、布施出張所長、倉島補佐、中村係長、上田係長、市川係長

(土研) 伊吹山支所長・市原部長、(水産部長、芥川部長) 村上室長、伊勢田室長、(山村室長) 近藤室長、栗林専門官、(岡本室長、桑垣室長)

4. 議題及び討議内容

(1) 沈埋チューブに関する検討

(別紙 : 沈埋チューブ検討会(45)メモ)

(2) 昭和42年度調査状況の概要報告

① 地質関係(岡本室長)

ⅰ) 音波探査の追加資料による補足解析

ⅱ) ボーリング調査

α) 温度検層(湧水帯の把握)

β) コア力学試験

等の結果のうち、代表例について説明

ⅲ) 沖積地質調査

② トンネル関係(村上室長)

ⅰ) 東京湾港地内を対象とした、沈埋チューブの形状並びに応力に関する研究

ⅱ) 沈埋工法に関する外国資料のほん訳と整理

ⅲ) 交通風に関する室内実験

③ 関東地建関係(金安課長)

ⅰ) 経済調査(土地利用計画調査及び将来交通量推計)

2,700千円

ⅱ) 地質調査

5,900千円

海 上 : 湾口3本、川崎~木更津 2本
陸 上 : 湾口1本、湾岸道路1本
物理検層

ⅲ) 測量調査

6,100千円

{ 深浅測土 (湾口部) 1.2 1.5 Km ² { 予備路線設計 (湾岸道路～鹿島線 5 Km)	
IV) 海洋気象調査 (風、地震の既往資料整理)	4,800千円
V) 船舶航行調査 (東京商船大学へ委託)	1,700千円
VI) 出張所経費	1,270千円
計	8,700千円

(3) 今次5ヶ年計画における調査工程の検討

(現時点で想定されるごく概略的な見通し)

① 湾岸道路

i) 富津～千葉

千葉県開発局で実施中の埋立工事に伴う50m道路を利用

ii) 千葉(稻毛乃至稲敷)～大井

今次5ヶ年計画調査の主眼部分となる。

東陽東自動車道との関連あり

iii) 大井～横浜

羽田空港、横浜港等の問題あり、昭和50年頃までの長期的調査となろう。

iv) 横浜～横須賀

南横浜バイパスについては、道路公団が調査着手予定ヶ谷地区改良工事着手(直轄)

② 湾口部及び川崎～木更津港については、昭和46年度までに、橋梁、トンネル、築堤及びそれらの組合せ案等に関する概略的設計積算を行い、経済調査を含めた総合的な比較検討が出来るようにしたい。このためには、本格的な調査試験に先立つて、パイロットスタディー的なことが必要となろう。

③ 本省、地場、土研の協力体勢

i) 儀礼的な大会議組織より、実質的な連絡会方式とし、議題内容により地場局長、土研所長、本省企画課長等にも参加して貰う。幹事研究室は一応トンネルとする。

ii) 更にトンネル、橋梁、築堤等についての分科会を設ける。この場合の幹事研究室は、夫々、トンネル、橋梁、施工とする。

(4) 昭和43年調査内容

① 項目区分(5ヶ年計画)

i) 地質調査……地質

ii) 橋 梁 調 査 ……基礎、耐風、耐震、材料構造

iii) ト ン ネ ル 調 査 ……トンネル、耐震、化学

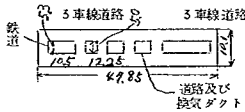
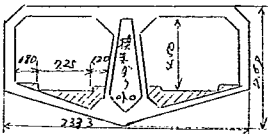
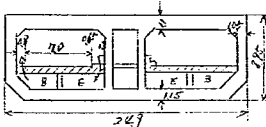
iv) 盛 土 調 査 ……土質、施工

但し、昭和43年度は、ii)の項目がなく、「基礎」を地質調査の中で行う。

② 43年度土研でとり上げる事項

i) 地 質	: 一般的調査、音波探査方法の改善	5,500千円
基 礎	: 軟岩等の3軸試験	2,500千円
	くりかえし3軸試験等による調査	
ii) トンネル	: 沈埋工法、掘進工法	11,250千円
耐 震	: 沈埋チューブの耐震性の予備検討	3,500千円
化 学	: グラウト材料試験	1,200千円
iii) 施 工	: 築堤施工の予備検討(限界盛土高等)	2,400千円
土 質	: 土質調査	3,150千円
		29,500千円

トンネル名 (著者名)	位置 (所 属)	航 路 水 深	長 さ
1 Aage Brink	Christiani & Nielsen (Technical Manager)	① 現在の方法施設でも、30~45m までの水深なら問題なし ② 英仏海峡(水深50m)、デンマー クのGreat Belt海峡(4車線道 路、複線鉄道併設)の予備検討の経験 あり	
2 J. O. Bickel	BARTの設計者 (P. B. Q. D社)	① Hyperion 60m延長8kmの施 工例 ② BART(5.6km)の例	
3 Coen	(オランダ) アムステルダム 北海運河(1967年開通) 総工費 約 65億円 (運河括弧を含む)	航 路 水 深 15.5m, 13m 巾 100m, 260m トンネル最深部 -22m	沈埋部 540m 坑口(換気所)間 587m 斜路部 { 300m 396m (内約半分にスクリー ン)
4 I, J (Y)	(オランダ)、アムステルダ ム、Y河(1957年着工、 1967年開通) 海軍の施設を移転 総工費 約150億円	主航路 { 水 深 112m 巾 129m 将来、中央部を { 水 深 12.5m 巾 50m に拡張	トンネル部1039m 斜路を含めた全長 約1800m 最大深 -20.3m
5 そ の 他		C. A. Pequignat ① 沈埋が岸邊かは地質で ② 沈埋か橋かは水深できまる ③ 水深70m、170m、275mで の沈埋チューブが提案されている ④ 既往最深例(交通用BART 27m、 非交通用Hyperion 60m)	

	断面形状と寸法	縦断形と被覆土厚
1 Aage Brink	① 道路用としては、冠形が基本 ② 近代道路トンネルとしては 3車線×2 又は、 (2車線+2m停車帯)×2 ③ 2車線3チューブは、沈没トンネルとしては、ピーク流が明確な所以外には不適 ④ 最大断面例(アントワープのScheldet) 	① 被覆土がなくても、沈没によって致命的な打撃をうけるとは思わない。(多少の修理は必要だがカバーがなければその修理が容易だし、多少のカバーがあれば、被害は殆んど皆無だろう) ② 砂の害はあるから、約10cm厚のRC保護層をかぶせるのがよい。その他、上隅に丸味をつけたり、沈没作業用につけたフック、アイ等はきれいに切断する ③ 将来、水深を大きくするしゅんせつがある所では用心のため、30~60cmだけ深くしておく。 ④ 斜路部は、重車輦の率を考慮してきつかなるべく急勾配にし、オープンカット型式にする方が普通は、経済的である。 ⑤ 縦断カーブの変化に対してはチューブは直線部のものを使い道床バラストの厚さで調整する(Benelux トンネルでは、水平、垂直のカーブをつつた
2 J. Quickel	① 鋼材が有利な所(米国東部)では、円型スチールシールド方式が採用されている。 —— 道路トンネルとしては2車線が限度 ② 4車線乃至それ以上では箱型R、C方式となる	① チューブ着床后、良質の砂又は砂利でチューブ側面を約3m埋戻す。 ② その上に、砂、シルト質砂、砂質粘土等の埋戻土をのせる ③ チューブ頂板上にはこの埋戻土を最小1.5mおけば、どんな集中荷重に対しても安全である
3 Coon	 換気ダクトは、通器にも使われ、90m毎のドアで車道と連絡	最大勾配 3.5%
4 I J (Y)		① 最大勾配 3.5% ② 埋戻土は、河底土と同じ経いものを使う(基礎にかかる重量をへらすため)
5 その他		G. S. Dodds Boston 港(水深12m)で、航空母艦が、沈没チューブ(径50ft 覆土厚10ft)上で座礁した。 スチールチューブに、約3inの変形が出た。

区 分	土 質 調 査	沈設作業のための調査	コンクリートエレメント	
			設	計
1 A. Brink	① 沈埋部の地盤支持力は殆んど問題でない。(沈設後の比重は1.1程度だから) ② 圧密途中のような地盤の時は、一緒に沈下する。 ③ 断層があればその影響は考慮しなくてはならない ④ 岩盤の時はしゅんせつ費が余計かゝる ⑤ アプローチランプ部では、浸透性、間隙水圧、支持力の調査が大切、特に周囲の既設構造物への影響調査が重要	① 潮汐パターン、比重調査 ② 流水力(流水の状態)調査(場合によっては、室内モデルテストが必要) ③ しゅんせつ作業は手早く行い、沈設作業直前に完了させる。しかし、この間のトレンチ底への土砂の沈着状況についての調査が必要	① 沈設用バラスト荷重があまり大きくならない程度(普通必要を負の浮力は200t程度)の乾砂にする(10~15cm) ② エレメントの長さは、概ね90m位となっている。 ③ 最近では、コンクリートの硬化収縮や完成後の温度応力のことを考慮して、18m程度的小ビースに分割してつくり、その5ビースをプレストレストスケープルで一体につないで1エレメントとし、沈設後のプレストレスを解放する方法がとられている(要研究問題) ④ 道路用トンネルの大半は鉄筋コンクリート造りであるが、La fontaine TはP、Cでつくられた。 ⑤ T、C中のクラックは好ましくない。鉄筋の許容応力を低くすること、異形鉄筋の採用、Øピンチの検討が大切 ⑥ 異常荷位等に対する許容応力を高めることは良いがどの程度にするかは研究問題である。	
2 J.O. Bickel	① 水底部分では、埋戻土のみの土圧を考える。 ② 普通のセレクトした埋戻土の静水圧係数は0.27と仮定する ③ 湿った土の空中重量 ④ 水中での重量		① エレメントは、数インチの乾砂で浮かして、トレンチ上まで曳行し、バラストを加えて沈降させる場合と始めから沈むようにしておいて、舟で、つって持つて行く場合の2通りがある。 ② 鉄筋コンクリートが普通である ③ 3車線×2のような市広いトンネルでは、P、Cが有利になることもあるが、浮力の関係上マッキングなものになり、且つ、P、S力にも限度があるため、賛否両論がある。 ④ Havana港の沈埋チューブは、P、S工法を使つたが漏水止めのため4mmの鋼外皮をつけている ⑤ 許容応力: 構造用鋼の引張=1400kg/cm ² 鉄筋引張=1260kg/cm ² 、コンクリートの圧縮=97kg/cm ²	
3 Coen			① 90mエレメント6ヶ ② ドック内で浮上 ③ 各エレメント内には、大バラスト用の木製タンク	
4 I J (Y)	① 深さ32mの場所打ち杭(Bado-Salzgitter工法)でチューブを支持した(沈埋部730m) ② 137m間には、ニューマチックケーソン		① エレメントは、9ヶ(69m~92m) ② 各エレメントは、5ブロックからなる	
5 そ の 他		Pillai: 流水力は非常に大きいことがあり、多数のクインチを上手にコントロールする必要がある	B. L. Clark: 米国で約240mの長さのものを鉄筋量を種々かえてつくり、コンクリートの収縮及びクラック状態の研究が行われたが、異形鉄筋量がある量以上になるとクラックは全く発生しないことが判つた。	

	コンクリートエレメント (続)	
	水	密 被 膜
1 A. Brink	① 水密被膜をつかう時の許容ヒビワレ巾は2〜3mm(この時の鉄筋量は2〜3倍程度か?) ② 水密被膜を使わなかつた交通用チューブは、まだない。 ③ スチール被膜の例(型枠の代用にはないが、高低、欠陥があると、漏水し、その箇所発見は殆んど不可能)この場合でも頂版上には、10cm厚の鉄筋コンクリート被覆層は施工される。 ④ ガラス繊維等を補強したアスファルト被覆を数層重ねたものを使つた例(損傷しやすい。それを防ぐために、コンクリート防護層をつけるとそれを固定するためのアンカーボルトが弱点になり、結局、重量をさすだけで効果はない。) ⑤ エポキシ、合成ゴム等の新材料の開発がなされる ⑥ 入念な応力計算、正しい配筋、剛なコンクリート、適切なプレストレスの取入等によりやがて水密被膜は不要の時代がくるだろう。	
2 J.O. Bickel	① Maas トンネルは外型枠に使つた鋼外皮でつつまれている。 ② Havana 港のP、Cチューブには6mm厚の鋼外皮 ③ Deas Island では、底版は鋼板、側面及び上面にはアスファルトの防水膜(最大6枚重ね)……沈降作業中の損傷を防ぐため側面は木矢板で、頂面は、鉄筋コンクリート層で防護 ④ 生地の異なる層とか、熱いアスファルト(コールタール)の上を歩く時は細心の注意 ⑤ 木綿繊維からグラスファイバーへ、更に、エポキシとか、シートにビニールのプラスチック材を使つたもの等が研究されている。	
3. Coon	① 全周をアスファルト防水材でつつむ、従つて底版と数コンクリートの間には、ろう引き紙を入れて離れやすくする。 ② 3層からなる。取付金具は全部で12400ヶ	
4. I J (Y)	① 水面下3m以下には防水被膜 ② ケーソン及び沈埋部は、底面及び側面に、8mm厚の鋼外皮使用 その他の防水被膜は10cm厚の鉄筋コンクリート乃至鋼瓦で防護	
5. その他	K. W Innes : Deas Island T, Lafontaine T 共、収縮接手ク所に若干のしみ出しが認められ、水密被膜がなければこれをもつとまずと思ふ。	

	コンクリートエレメント (続)	
	エレメントの製作	組 手
1 A. Brink	① ドライドックで建造 ② 仮隔壁の取付、水密板、防護層の打設、継手部の仕上げ ③ 位置の検調適用ジャッキ (垂直及び水平) と仮支台の取付け ④ 以上の作業が終了所でドックに水を入れ浮上させて、係留地に曳行され、そこで沈降装置がとりつけられる	① エレメントの端部には、正確に仕上げたスチール枠をとりつける ② 一方のエレメントのスチール枠には、15 cm×15 cm程度の正方形のゴムのガスケットをボルト付けし、相手側のスチール枠に接触する部分には、三角形の突起をつける。この部分のゴムは、より柔軟なものとする。 ③ このゴムガスケットは、理論水圧が全部がかつても破れない強度とする。
2 J. O. Bickel	① 造船台には不適、ドライドック又は、仮の大水槽の中で建造 ② 収容クランクを防ぐ、厳密なコンクリート管理が大切	① チューブ端の仮隔壁は、普通鋼製であるが木やコンクリートのこともある。 ② ゴムガスケット、自動連結器及びジャッキの操作は、上に同じ
3 Coen	① 1エレメント90 mを約14 m長のブロックにわけ、各ブロック間には、鉄筋部12 mをのこし、両側のコンクリートブロックが硬化収縮後、打設する	
4 I J (Y)	① ドライドックはトレンチ位置の西約5 km ② 各エレメントは、3つのブロックからなり mack jt と呼ばれる継手がある。	① mack jt の下にゴムチューブが敷いてあり、エレメント内部から、セメントグラウトしてふくらませる。 ② mack jt の所では、鋼外皮にヒダがあるので、若干フレキシブルである ③ ベローズ継手を皮つて、可動にし、陸揚げ手にした所がある。
5 そ の 他		

	コンクリートエレメント（既）	
	沈	降 準 備
1 A. Brink	① 沈降装置 : 2つの円型浮クレーン、ポンプーン、測量並びにエレメントへの出入 格(司令室)、エレメント内のバラスト用水タンク ② 附帯施設 : 係船柱、アンカー施設(バラストをつめた状態でエレメントを、流水力に打勝つて、正規の位置に係留する) ③ 司令室と各ウインチとの連絡通信網、(各ワイヤーに発生する応力が自動的に司令室に伝えられるようにする。)	
2 J. O. Bl	① エレメントが浮く時は、曳行し、バラストを加えて、トレンチ内に沈降させる。 このため、エレメント内に、仮のバラスト用隔壁を設けたり、水上から、エレメント内に人が出入するための腰状の塔を設けたりする ② エレメントが、浮かない時は、ポンプーンやバーヂによって、吊つて持つて行き、トレンチ内にそのまま沈没する。	
3 Coen	トレンチ底及び河底にもアンカーを設け、陸上部にウインチを据え、4本のケーブルを操作して沈没	
4 I J (Y)	① 約200トンの負の浮力を与えて沈降させる ② 双子ポンプーンに4本のスバッドがついた沈降用作業船を使用(杭基礎の施工にも使用) ③ 各杭の上端には、64mm厚の鋼スリーブがつけられる。	
5 その他		

	コンクリートエレメント(続)
	沈 降、整 合、着 床 作 業
1 A Brink	① 沈降作業時間は、数時間である ② エレメント内の水バラストの加減(パイプ、バルブポンプ)、浮力に打かつ沈降荷重、約200t/エレメント ③ 上下動用ウインチ(最終4台)で、沈降し、継手枠間距離数インチの所にセットする。 ④ エレメント内部から操作する仮支台上の垂直及び水平調整ジャッキを従つて、仮隔壁に設けているカンプラーを相手側のfitting 装置に結合させる。 反響音聴装置(echo-sounding apparatus) ⑤ 隔隔壁間の水をポンプで吸出せば、全静水圧力が発生して継手は密閉される。 ⑥ エレメントの頂版上を自走する砂注入装置により、エレメント底とトレンチ底との間に砂が吹込まれる。 ⑦ 仮支台のジャッキ解放時の沈下量は、普通6mm以下である ⑧ エレメント比重が1.1になるようにバラスト積を行う。 砂基礎の最終沈下量は15mm以下 ⑨ 継手を内側から完成する
2 J.O Bickel	同 上
3 Coon	ゴムガスケット、連結器、砂注入方式
4 I J (Y)	① 各枕頭のキャップを正確に定めることは出来ないで、継手部の下の所にアゴをつけ、水圧ジャッキが当たるようにして高さの調節をする。 ② 既設チューブ端から水平約2m、垂直約50cmの所まで下けると微調節しながら既設チューブから8cmの所まで近づけ連結する。 ③ 連結器に250tの引張力を与えるとゴムのガスケットが約2.5cm収縮し、仮水密が完成する。 ④ 隔壁内の水を、小量づつ、抜いて、ガスケットにかゝる全水圧が900tになるようにする(ゴムの収縮量6cm) ⑤ こゝで継手間にあるフレシネージャッキをきかせ、それ以上の圧力が、ゴムガスケットにかゝらないようにする。 ⑥ 隔壁のマンホールを開け、水を抜き、恒久圧を完成する。
5. そ の 他	

	道路トンネルとしての内部設備			
	換 気	照 明	音 響	排 水
1 A. Brink	① 長大トンネル——横流式 ② 900m以下の1方向トンネルでは交通換気が十分、但し、渋滞等の異常交通状態や対向交通使用時とか火災のことを考えて換気設備（半横流式）を準備しておく ③ ポータルに換気所をおくサツカルト方式とかジェットファン方式は有効である。 （ある長さ以上では緊急用として、半横流式を準備）しておく	① 商店区間として、斜路部に日除スクリーンをかける	① 遮音工が実用化しつつある	① 取付斜路からの排水は、ポータルでとる ② 換気所にも貯水槽とポンプ場を設ける ③ トンネル最深点に小貯水槽とポンプを置き、洗浄水を汲上げ、換気所乃至ポータルの貯水槽におくる
2 J. o. Bickel				
3 A. Coen	① 両ポータル換気：半横流式（最大風速22.5m/s） ② 主ファン250HP×4=1000HP 副ファン100HP×2=200HP ③ 通常の交通状態では交通換気のみで十分 渋滞乃至、片側のチューブを閉鎖（維持工事等）して、残りの車道を対向交通に使う場合を考えて設計 ④ スモークメーターで運用	① 標準照度100ルクス ② 商店区間のスクリーン長145mと180m ③ 側壁、側溝、歩道を最も明るくする ④ コンクリート舗装壁は白色、天井は暗色	① 天井に吸音材 ② 側壁を傾斜させて、音が天井に向うようにしている。	① 両坑口換気所及びトンネル中央部に排水施設
4 I. J. (Y)	① 横流方式：299m—580m—553mの3区間 ② 1ダクト1ファン：105~134m ³ /s/ファン ③ 予備ファンはないが、部品の取換えは50分以内で完了	① 天井側の連続蛍光灯照明 ② 路面4.65フィート、燭光 側面4.65フィート、燭光 ③ 入口部70mにアルミニウムルーバー	① 天井吸音材、黒色、乃至、濃青色	
5. そ の 他				

	斜 路 部	耐 震 設 計
1 A. Brink	① 水底チューブの間隔には、建物が建てられる ② この建物には、換気、受電、ポンプ等の設備が納められ、管理所となる ③ 陸上斜路部は、オープン斜路、現場施工トンネル、沈埋チューブ工法の三者を十分比較検討してきめる ④ オープン斜路の場合は、工事中の支持、完成後の浮上防止の二重目的を有する杭を使うことが多い ⑤ オープン斜路、現場施工トンネル部、建物沈埋チューブの間には、不同沈下が発生するから、入念な土質調査と対策が必要	
2 J. O. Bickel		① 地震力に基く、基岩中の剪断波とその上についでいる軟弱な沖積層中の剪断波の間の関係は殆んど知られていない。(BARTでは1959年以來、1本のボーリング孔中に、基岩、粘土及びbay mud 層中に夫々1ヶづつの地中地震計を埋めて、観測している。) ② 土の弾性的な諸性質は原位試験により、動力学的な状態については、不揮散試験による室内実験で確かめらる。 ③ その結果、地震による土中の剪断応力は小さく、土の液状化は生じないことがわかった。 ④ トンネル側方方向の剪断波に対しては、土が液状しないかぎり、チューブは土と一緒に動き、その時の断面応力は小さく、無視出来る。 ⑤ トンネルの縦断方向では、沖積層の厚さが変化していると、振巾(軟弱層の厚さに比例する)も変化し、縦断方向の剪断力を生じる。 ⑥ この力は、BART では500mにつき、10~15cmの引張り乃至圧縮を生じると見做された($\frac{1}{2}$ in 厚の鋼シエルを採用した理由)
3 Coen		
4 I J (Y)	ウエルポイント使用	
5 そ の 他		

表 - 1 水底（円型）トンネル
（シーールド及び普通工法による）

トンネル名	所在地	延長 (m)	車道 巾 (m)	換気 方式	換気量 m ³ /S/Km/本	竣工 年度
1 Old BlackWall	英、ロンドン	1920	468	半横	?	1897
2 New BlackWall	英、ロンドン	1103	410	?	?	1965
3 Roth rlithe	英、ロンドン	1502	468	?	?	1908
4 Holland	米、ニューヨーク	{ 2608 2551	410	横	545	1927
5 Mersey	英、リバプール	{ 3224 (支) 980	1100* 580	半横	370	1934
6 Anvers Schelde	白、アントワープ	1768	475	横	280	1933
7 Sumner	米、ボストン	1717	455	横	?	1934
8 Lincoln	米、ニューヨーク	2255	455	横	320	1937
9 Lincoln	米、ニューヨーク	2504	455	横	320	1945
10 Lincoln	米、ニューヨーク	2442	455	横	320	1957
11 Queens Midtown	米、ニューヨーク	1912	440	横	350	1936
12 Queens Midtown	米、ニューヨーク	1955	440	横	350	1940
13 Brooklyn Battery	米、ニューヨーク	2779	450	横	350	1950
14 Brooklyn Battery	米、ニューヨーク	2779	450	横	350	1950
15 関 門	日、下関一門司	3441	250	横	250	1958
16 Callahan	米、ボストン	1547	440	横	370	1961
17 Dartford	英、ロンドン	1429	440	?	?	1963
18 Tyne	英、ニューカッスル	1670	250	?	?	1967

* Mersey のみ4車線。他は全て2車線

表 - 2 水底トンネル

(沈埋及び開削工法による)

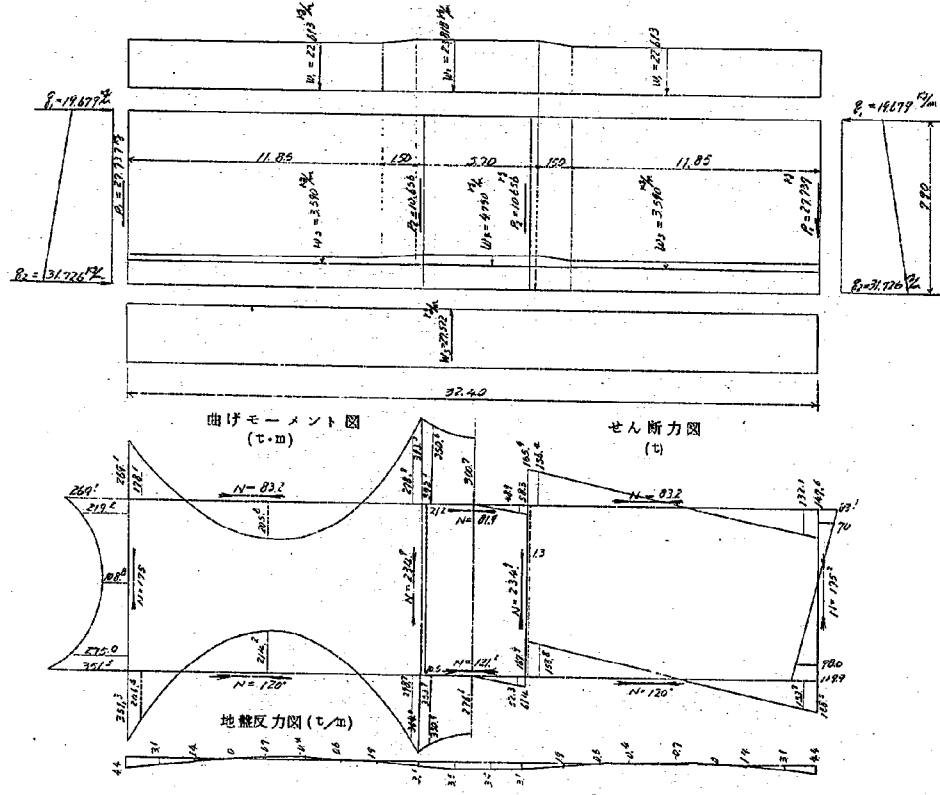
順	トンネル名	所在地	延長 m	車道 数	換気 方式	換気量 m³/s/24h	竣工 年度
1	Posey	米、カリフォルニア州	1080	70	横	490	1928
2	Detroit-Windsor	米 加	1565	67	横	500	1930
3	Bankhead	米、アラバマ州	950	64	半横	270	1940
4	Maas *	和、ロッテルダム	1070	2040	横	170	1941
5	安 治 川 *	日、大阪	81	2045	縦	150	1944
6	Washburn	米、テキサス州	894	67	半横	9	1950
7	1st Elizabeth R	米、ヴァージニア州	1021	67	半横	350	1952
8	Daytown	米、テキサス州	918	67	半横	310	1953
9	Almendares *	キューバ	216	2047	半横	330	1953
10	Veisen	和、ベルゼン	768	2071	横	340	1957
11	Hampton Roads	米、ヴァージニア州	2280	70	横	170	1957
12	Baltimore Harbor	米、メリーランド州	2532	2047	横	170	1957
13	Havana 湾 *	キューバ	757 (4減)	?	?	?	1958
14	Deas Island *	加、グアンターパー	650	2073	半横	340	1959
15	Ronsburg *	独、キール運河	640	2048	縦	220	1961
16	2nd Elizabeth R	米、ヴァージニア州	1280	69	横	320	1962
17	Webster street	米、カリフォルニア州	1010	73	横	?	1963
18	明 田 *	日、東京	500	2077	縦	500	1964
19	Coen *	和、アムステルダム	1203	2073	半横	160	1964
20	Baltimore Channel	米、チエサピーク湾	1750	73	横	240	1965
21	Thimble Shoal	米、チエサピーク湾	1650	73	横	250	1965
22	I J *	和、アムステルダム	1125	2070	横	150	1965
23	Lafontaine *	加、モントリオール	1390	2016	半横	360	1967

* 矩型断面

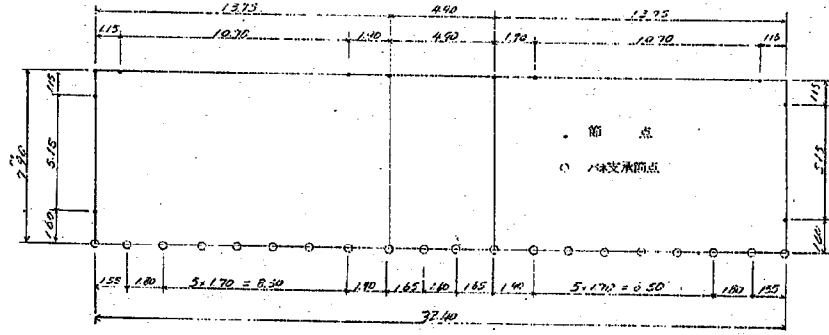
表 一 五 沈 埋 工 法 比 較 表

項 目	米 国 方 式	ヨ ー ロ ッ パ 方 式
断 面 基 本 型	円 型	矩 型
構 造 材 料	鋼 材	鉄筋コンクリート
防水被膜	銅 板	アスファルト系 防水 膜
継 手 部 造 成 法	フードプレートと 水中コンクリート	ゴムガスケット
基 礎 敷 均 し	大型鋼製足履(ス クリード)による 砂利敷均し	砂の吹込み
曳 行 、 沈 設 方 法	総 幅 50~50cmで 曳行し、ポケット 部に砂利バラスト を入れて沈設	総 幅 10cm程度で曳行し、水上まで達する 作業員の出入格を造つて、エレメント内に 入り、水バラストを加えて沈設、又は、始 めから 200~500t 程度浮力より重いエレ メントをつくつて舟で吊つて持つて行き沈 設。

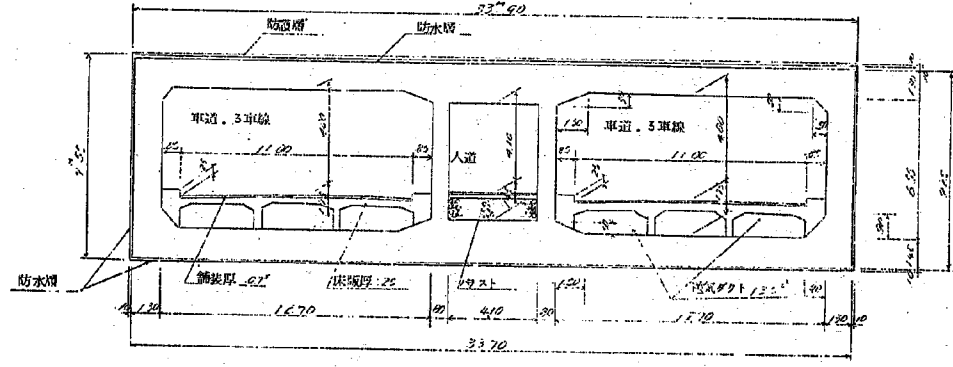
荷重図 (チユープ自重+水+土)



ラーメン軸線及節点位置図



矩形の束線チューブ断面図 S=1:200



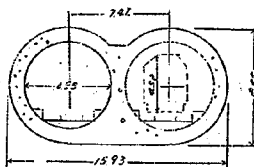
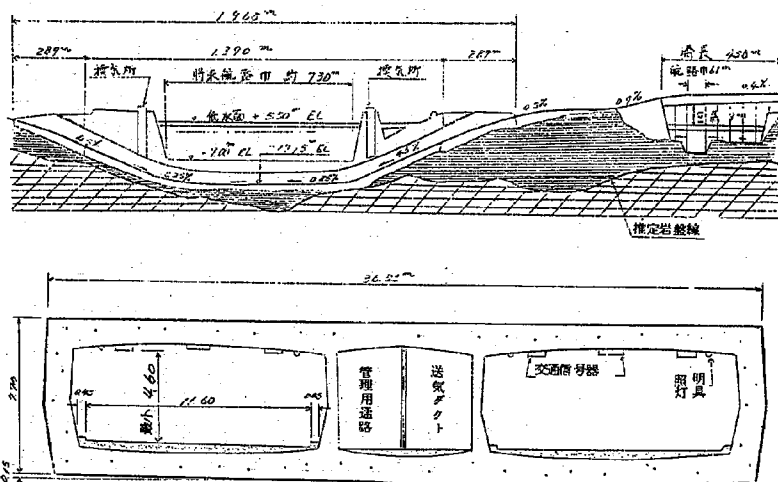


図-2 英仏海峡沈埋チューブ
標準断面
(Tunnel Group 案)

図-6 Louis-Hippolyte Lafontaine トンネル
(カナダ、モントリオール)

1967年3月供用
トンネル工事費、55百万カナダドル
(約183億円)



東京湾環状道路調査連絡会(所内)

—昭和43年度第1回議事録—

昭和43年12月

建設省土木研究所

トンネル研究室

東京湾環状道路調査連絡会(所内)議事録

1. 日 時 昭和43年11月14日(木) 14.00～17.00
2. 場 所 千葉支所会議室
3. 出席者 福岡所長、伊吹山支所長、永盛部長、岡本(地質)、村上(トンネル)、
吉田(基礎)、栗林(振動)、近藤(化学)、伊勢田(施工)、田中(機械)
各研究室長 矢部(土質)、水谷(トンネル)、坂本(海岸)各研究員
高田(企画)補佐 (本省) 山根補佐

4. 議 題

- (1) 昭和43年度調査の中間報告
 - a. 進捗状況
 - b. 問題点(特に変更事項)の整理
 - c. 昭和43年度の今後の予定
- (2) 昭和44年度以降の調査計画概要
- (3) 耐震設計等に関する資料

5. 討議内容

各研究室長より、夫々の担当調査事項につき、議題の趣旨に則つた概況説明があり、質疑討論が行われた。

- (1) 地質研究室(岡本室長)…………… 資料1

選定されたボーリング地点の説明について、現在、関東地建が実施中のボーリング孔の一部を使って、地質研究室が行つた孔内試験(温度検層並びに音波検層)並びにスパーカーによる音波探査実施結果についての説明あり。

(音波探査成果例の判読についての質疑あり。)

- (2) トンネル研究室(村上室長)…………… 資料2

沈埋かん工法関係

- ① 東京港第1水路部(大井埠頭～13号埋立地間)に実施する沈埋かん設計に関する基礎的試算の進行状況
- ② 沈埋トンネルに関する技術指針作成作業の進行状況
- ③ 施工方法に関する実験施設の建設状況等

掘進工法関係

ニツ小屋トンネル（福島、国道13号線旧道）を利用しての裏込材料（発泡モルタル）及び地山透水係数の調査

（吉田室長：水中テレビ（水資源公団）、止水材料（本四事務所）については、他機関でも研究開発につき参考とするのが良いであろう。）

(3) BART チューブの耐震設計について（水谷研究員）……………資料3

サンフランシスコ港横断地下鉄（BART）の工事は、現在進行中であるが、1960年にP. B. T. Bコンサルタントが出した技術報告書のうち、耐震設計を扱った補遺編の内容を説明

（福岡所長：沈埋かん底に敷かれる砂の流動化が問題であり、これに関する調査研究と対策が大切である旨の指示あり。）

(4) 基礎研究室（吉田室長）……………資料4

ロータリーオイルサンプラーと振動式簡易水中ボーリング機の説明

(5) 振動研究室（栗林室長）……………資料5

理論解析手法についての検討状況の報告と地中地震計試作費の予算不足（当初2,000千円→必要2,600千円）に対する措置要望

（予算については、別途事務処理を行う。）

(6) 化学研究室（近藤室長）……………資料6

漏水防止のための注入用薬液の室内試験計画の説明

（福岡所長：TACS（竹中工務店研究室開発）工法の紹介あり）青函トンネル調査道坑では毒性のため不評——岡本室長）

（材料学会における同社の発表内容の概況説明——村上室長）

(7) 施工研究室（伊勢田室長）

築堤に関する問題点の説明

（福岡所長：基礎部分の液状化現象の調査と対策、八郎潟が参考となる点等を指摘）

(8) 土質研究室（矢部研究員）……………資料7

文献調査及び動的試験方法に関する予備調査の説明

（耐震設計の基礎をなすものは、土質調査殊にその動的試験結果であるから、この面の早急な研究成果を強く要望）。

(9) 機械研究室(田中室長)

来年度以降とり上げる研究項目について説明

(基礎致砂噴射注入工法、echo apparatus による施工精度検査法等の開発問題)

00 その他

① コンクリートの品質管理問題点が大きいのので、コンクリート研究室にも参加して貰う。

② 印刷資料としてトンネル研究室より

・沈埋チューブ検討会議事録 (1)

・水底トンネルに関する外国文献 (2)

東京湾環状道路地質調査

昭和43年度

中間報告

地 質 研 究 室

小 テ ー マ	進 行 状 況	今 後 の 予 定
孔 内 試 験 音波伝播特性	○ 底16, 21孔音波検層 ○ 同 波形、反射特性の解析及音波探査結果との比較	○ 底19孔音波検層 ○ 同解析、音波探査との比較 ○ データレコーダーによる波形記録と解析
音 波 探 査 ——軟弱泥層分布 地域での——	○ 大井川埠頭～13号地及川崎沖海域での音波探査実施 ○ 最適測定条件の把握	○ ま と め
軟弱層の地質調査		○ 底20, 21孔のコアの微生物、重鉱物、構成粒子の種類、構造などの分析
印 刷 物	○ 土研資料底413 軟岩ボーリングのまとめ方 試案（印刷中）	○ 土研報告 東京湾口とその周辺の地質
購 入 機 械	○ データレコーダー	

I 地質調査計画

湾口（富津～観音崎）及湾央（川崎～木更津）の各横断部のボーリング地質調査実施に当つて、ボーリング地点の選定、コア室内試験及孔内諸試験内容とその段取りなどについて、関東地建と協議した。

II 孔内試験

(1) 温度検層：本検層は、孔内水温の異状から、孔内の湧水、逸水、泥水浸入状況、水の流動、透水層、孔壁萌境などの位置、状況を知ることを目とする。

地質研究室では、昨年度は磯根岬および $\phi 9 \sim 13$ の海上ボーリング孔について温度検層を行い、測定をボーリング作業行程とうまく結びつけられ、ボーリング地質調査の上で効果を上げ得る見通しが得られた。

そこで今年度は、関東地建の実施するボーリング工程に組み込み、測定を外注し、土木研究所がその指導に当ることとした。

測定は、工期および工程の部分により、 $\phi 20$ （川崎沖）の東京磯層を中心とする砂礫層での測定にしばつて実施した。そして測定に当つては、毎日掘削終了後1～2時間後および翌朝掘削開始前の2回実施した。

(2) 音波検層：13号埋立地（ $\phi 16$ ボーリング）及湾口と湾央で各1孔について、土木研究所が、放電式連続速度検層装置を用いて、音波検層を実施することとし、既に $\phi 16$ 及湾央部の $\phi 21$ の各ボーリング孔で測定を実施した。

$\phi 16$ に関しては、測定結果とその解釈及説明を図1及表1に示す。本孔の地質は、P波速度と受振波形の周波数特性を中心に、放射能及電気の各検層を合せ考えることによつて、I～V層に区分される。これらの区分には、土質工学的区分と対応するものと、そうでないものがあり、沖積軟弱層内は、IとIIの境界が良く対応し、IIIとIVにも対応性がありそうである。又音波探査の顕著な反射面は、IとII及 V_1 と V_2 の境界に相当する反射係数の大きい面にそれぞれ一致する。そして音波検層及 $r-r$ 検層を介して、ボーリング地質調査結果とのむすびつきを可能にしている。

$\phi 21$ ボーリング孔の結果については、目下整理中である。

III 音波探査

大井埠頭～13号地間および川崎沖の各海域～浅海の軟弱層が厚く堆積する海域で音波探査を試みた。

探査は日本海上工事KKに依託し、当社の所有する放電式音波探査機（小型軽便型釣舟

程度の小型舟にて探査可能)を使用した。

測定は、測量を伴わず、ほぼ同じ海域で、測定条件を種々かえて、このような海域で、最も適した測定方法を求めることを主眼とした。

測定条件は、発振エネルギー及音圧波形に關係する放電回路の電圧、コンデンサー容値、放電々極の形及間隔などの変化；S/N、反響などの適正条件を見出すための受、発振器の相対位置の変化；受振波入力を増大するための受振周波数及受振器の種類を選択などがあげられる。

以上の結果次のような結論が得られた。

大井埠頭～13号地海域では、T-P15m 及 T-P50mに顕著な反射面が認められ、ボーリング調査結果とも良く対応する。これらの結果を得るためには、

I) 探査を浅層と深層の2回にわけて実施し、浅層探査には、発振エネルギーは小さいが分解能が良い方が良く回路定数は、10KV・1 μ F;50joule 程度が良い。

深層(40～50m以下)に対しては、発振エネルギーを増す必要があり、分解能は多少犠牲にしても、10KV・8 μ F;400joule 程度が良好である。

II) 受振周波数帯域は、300～3000C/Sが妥当であり、受振器は平型チタニウム素子群からなる形式のものが適している。

III) 発、受振器間隔のちがいは、当海域では、ほとんど差は認められない。

IV) 当海域の検査に当つては、船舶の航行はげしくこれに伴うNoise が異状に大きいため、早朝、深夜などの、航行が少ない時間帯を選ばなければならない。

川崎沖海域については、

I) 回路定数は、浅層構造に対して10KV・4 μ F;200joule、深層構造に対しては10KV・8 μ F;400joule 程度が妥当である。極く浅層の探査にはやはり10KV・1 μ Fも必要である。

II) 他の条件は、大井埠頭海域と同じである。但し、船舶の航行に対する配慮は大井埠頭ほどする必要はない。

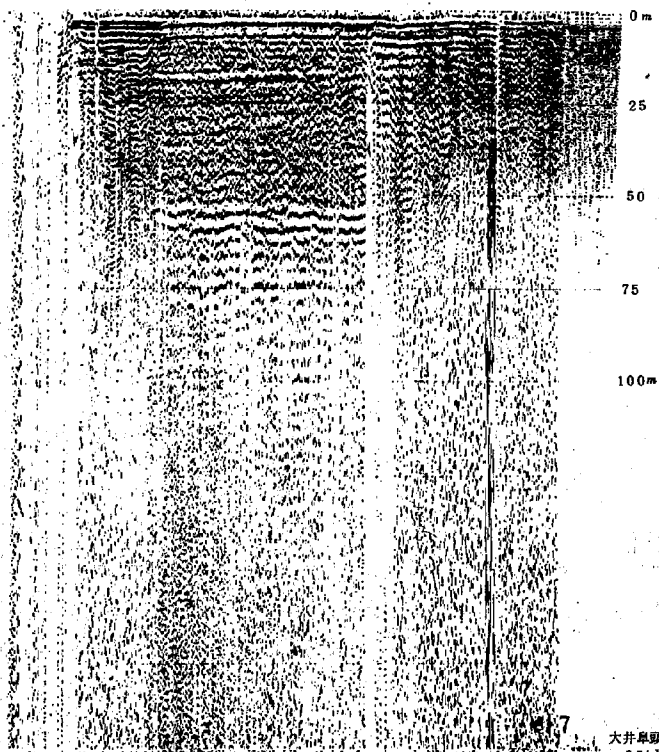
IV 地質調査結果整理の様式

ボーリング地質調査日報及結果整理の様式の試案を作成し、関東地建と協議の上、今年度実施中の調査に適用し、目下使用中である。またこれらの様式と記入方法の説明を土研資料にまとめた(印刷中)。

85 kV 8 μ F 新型ガン使用

17

9



0 m

25

50

75

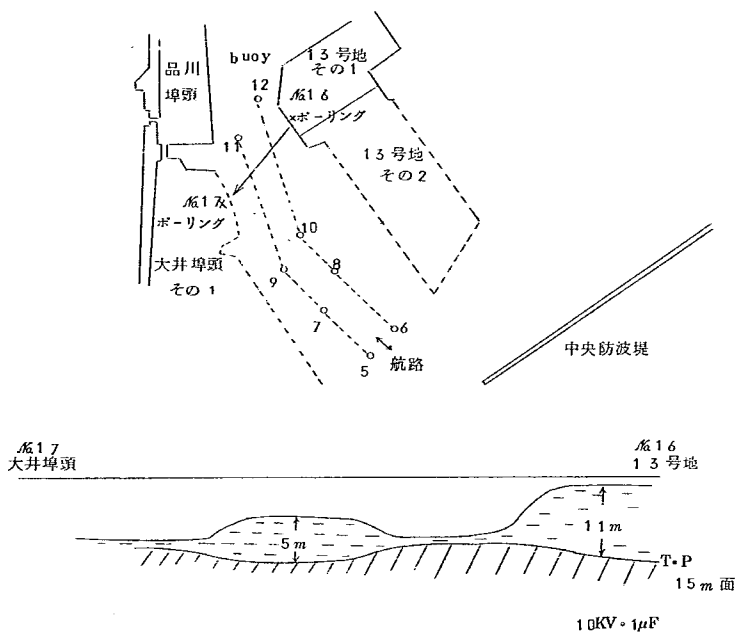
100 m

$\frac{I}{II}$

$\frac{V_2}{V_1}$

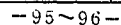
大井卓頭海城
8.2 kV · 8 μ F

大井埠頭海域音波探査



№ 16 ポーリング (13号埋立地)

尺度 音浪檢尺



東京湾横断道路地質調査 A16ボーリング(13号埋立地)				物理検査結果の説明及び解釈				地質調査結果との比較						
尺 度		音 波 検 査		取 射 能 検 査		取 射 能 検 査		地 質 柱 状 図		コ ア 室 内 試 験		尺 度		
深 度 T.P. 深 度	P波速度 V	傾角及び周波数	反射特性 (波の透過) $R_{12} = \frac{A_1 - A_2}{A_1 + A_2}$ $A_1 = \frac{P_1 - P_2}{P_1 + P_2}$ $A_2 = \frac{P_2 - P_3}{P_2 + P_3}$	動弾性係数 $E = \frac{100 \times 10^3 (1 - \nu^2)}{\epsilon}$ $\epsilon = \frac{\Delta V}{V}$ $\nu = \frac{1 - 2\beta}{2 - \beta}$	密度 ($\rho = \gamma / g$) $\rho_{\text{Test piece}}$	間 隙 比 $\beta = \frac{V_1 - V_2}{V_1 + V_2} \times 100$ $\beta = \frac{V_2 - V_3}{V_2 + V_3}$ $\beta = \frac{V_3 - V_4}{V_3 + V_4}$	$\beta = \frac{V_1 - V_2}{V_1 + V_2} \times 100$ $\beta = \frac{V_2 - V_3}{V_2 + V_3}$ $\beta = \frac{V_3 - V_4}{V_3 + V_4}$	成層、成層 状、成層 型	成層組成 成	自然含水比、 含水率、 含水率	比 重 指数、 比 重 指数	比 重 指数、 比 重 指数	比 重 指数、 比 重 指数	
0														
10	C.P. 5m V: 1,500 ~1,580 m/s													
20														
30														
40														
50														
60														

* 地層区分は物理検査結果に基づき、地質調査結果とは独立のものである。

* 説明文は、点検区間の説明なきものは、実線区間共通の説明である。

東京湾選状道路調査

進歩概況

(A) 沈埋工法(7,458千円)

(1) 設計関係

① 東京港第1水路部用沈埋チューブ概略設計

I) 4月: 2, 4, 6車線(6ケース)断面骨組試算(土研)

〔沈埋チューブ検討会議事録(1)〕

II) 7月: 上記6ケースについて工費積算

S. 44年度予算要求資料(関東地建)

〔位置及び縦断面〕

III) 9月: 第1期工事として、6車線チューブを100m巾道路の中央部に設置する

方針が決定

IV) 11月: 6車線チューブ断面算定計算開始(土研)

V) 11月: 実施設計原案の作成作業開始(関東地建)

② 沈埋トンネル設計指針作成作業

I) 土木学会トンネル工学委員会内に部会設置

II) 耐震設計について

〔BARTの技術報告書 邦訳〕

〔Deas Island Tレポート〕

〔Lafontaine Tレポート〕 等

(2) 工法関係

① 実験槽工事着工(10-25) 大正建設 (3,480千円)

② ゴムガスケット止水性予備実験 (10月より)

③ 水中テレビによる水中作業監視法の開発 (44年1月より)

④ 実験用モデルチューブ製作

(B) 掘進工法(2,750千円)

(1) 裏込材料の研究

エアモルタルの性能 ————— ニッ小堀トンネル

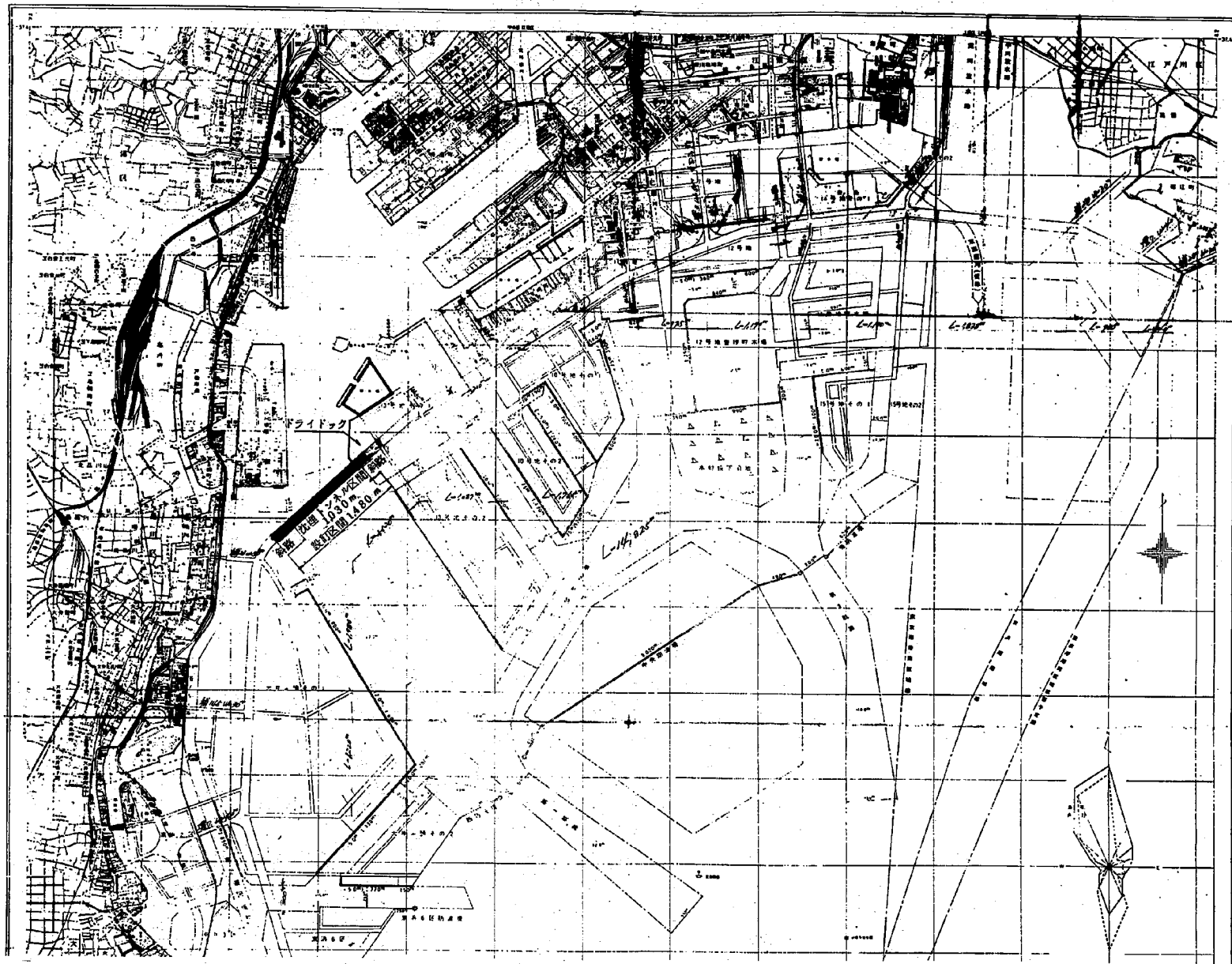
(11.12~11.17)

(2) 地山透水性調査

ニツ小屋トンネル (1115~1210)

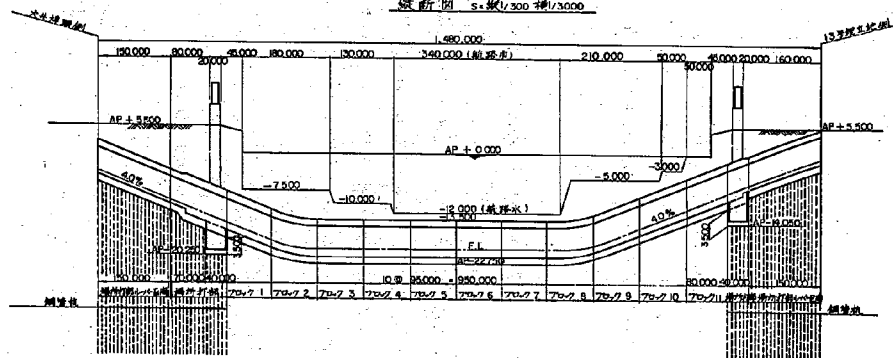
地山透水係数測定

地山固結並びに止水のための注入材料研究

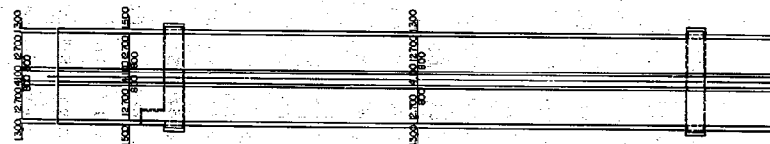


東京港沈埋17ル6車線一般図

縦断面図 S:横1/300 縦1/3000



平面図 S:横1/500 縦1/3000



BARTチューブにおける耐震設計

(Trans-Bay Tube Technical Supplementより抜粋)

トンネル研究室

(概要)

BARTチューブはサンフランシスコ・オークランド間でサンフランシスコ湾を横断する鉄道用トンネルであり、その水底部約5.8 Km が沈埋トンネルで作られている。このトンネルは、断面略 14.6×6.6 m、長さ略110 mのトンネル・エレメント57個からできている。このトンネルの建設に先立ち、P.B-T-B コンサルタントが行った地震時応力の解析についてその概略を述べる。

(建設地点の地質)

G. W. Housner 博士 (カリフォルニア工科大学地盤工学教授) の報告書 (1960年5月27日) によれば;

サンフランシスコ湾は、北西から南東に平行に走る2つの大活断層 (San Andreas 断層、Hayward 断層) に挟まれている。このために、地震変動はこれら両断層に集中して発生することになり、これら両断層間にある小断層はほとんど或は全く活動していないと考えらる。従つて、断層の活動によつて直接チューブが破壊される恐れはないと判断できるであらう。

サンフランシスコ湾には、頁岩の岩盤の上に粘土・シルト・砂からなる厚さ15~80 m程度の軟弱な湾泥 (Bay Mud) が堆積している。

F. J. Converse 教授 (カリフォルニア工科大学土質工学教授) の報告書 (1960年6月21日) によれば;

この湾泥の不攪乱試料について動的試験 (液状化テスト、沈降テスト、動的せん断疲労テスト、動的応力-歪曲線) を行つた結果、予想される地震時に湾泥は液状化を起したり、破壊したりせずに変形すると判断できる。

Housner 博士、Converse 教授の報告書によつて、チューブに重大な影響を及ぼすのは地震波による弾性的な変形だけであることが判つた。

現地調査として、上記の不攪乱試料の採取の他、せん断波発生器によるS波伝播速度の測定、ダイナマイトの爆発によるP波伝播速度の測定等の物理探査を行い、合わせて、湾泥の中に

地震計を設置した。

(設計地震)

サンフランシスコ湾で発生した大きい地震として、1906年にSan Andreas断層で発生したマグニチュード8.25の地震がある。将来これ以上の地震が起つてもSan Andreas断層の長さが幾分長くなるだけであり、その地点は建設地点から略160 Km 以上も離れているために、建設地点にはそれ程大きい影響は現われないと考えられる。

そこで設計地震としては、このSan Andreas断層沿いにマグニチュード8.25の地震が発生した場合を想定し、このとき、建設地点に及ぼす影響力を「設計スペクトル」という形で表現することになっている。

この設計スペクトルとは、Housner 博士が過去の地震記録に基いて作つたもので、構造物に影響の大きいS波だけを対象にしており、ある波長について振幅が最大のものを採つてグラフにプロットしたものである。

(土の設計縦断面図)

1 100 ft (30m) 厚の泥土層

泥土層の諸特性は現地調査の結果により。

$$V_s = 240 + 6d \text{ (ft/sec)} \quad : \text{S波伝播速度}$$

$$V_p = 4500 \text{ ft/sec} \quad : \text{P波} \quad \# \quad \#$$

$$\delta = 98 + 0.17d \text{ (lb/ft}^3 \text{)} \quad : \text{単位重量}$$

$$E_s = -372,000 + 68,500d \text{ (lb/ft}^2 \text{)} \quad : \text{弾性係数}$$

$$G_s = -125,000 + 23,000d \text{ (lb/ft}^2 \text{)} \quad : \text{剛性} \quad \#$$

$$\sigma = 0.491 \quad : \text{ポアソン比}$$

ここに d : 泥土層表面からの深さ ($d=20 \sim 80 \text{ ft}$)

2 50 ft (15m) 厚の堅固な沖積層

3 頁岩の岩盤

(チューブに及ぼす影響)

1 横断面内水平及び鉛直方向変形

チューブ軸と平行に伝播するS波(設計スペクトル)によつて、軸方向に正弦波形状に変化する分布荷重 P が作用し、チューブが梁として曲げモーメント、せん断力を受ける。弾性基礎上の梁として計算している。

鉛直方向変形のときは設計スペクトルから得られる振幅の $2/3$ をとっている。

2. チューブに作用する土圧の影響

1. で作用した荷重 P の分布（横断面内の分布）と梁としてのせん断力の分布とが不一致のために、チューブはリングとしての周辺曲げモーメント、せん断力、軸力を受ける。

3. 縦断面内水平方向変形

チューブ軸に対して S 波が斜めから作用するとき、チューブのある部分は引張られ、ある部分は圧縮されるという "push-pull" 効果によつて、チューブは柱として引張力、圧縮力を受ける。

4. チューブに作用する横断面内加速度力

1～3 の場合作用する S 波は単一の波長のものだけであつたが、幾種類もの波長の波が重なり合うと一般には互に打消しあう傾向にある。しかし、この重なり合いが偶然に大きい衝激となつて作用する場合がある。この場合、チューブの慣性力（質量）の分布と反力としての土圧の分布とが不一致のために、チューブはリングとしての周辺曲げモーメント、せん断力、軸力を受ける。過去の記録によれば、地盤の最大加速度は $0.33g$ であるが、設計地震に対して周期の 0.2 秒で $0.66g$ であると仮定した。

（結 論）

チューブは、外径 35 ft (10.7 m) 内径 29.3 ft (8.9 m)、ヤング率 $3 \times 10^6 \text{ ksi/in}^2$ ($2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$)、ポアソン比 0.15 のコンクリート製パイプであり、泥土層中深さ 60 ft に位置していると仮定して応力の算定を行つている。

1 について

チューブ軸方向については（3 についても同様であるが）地震時だけに応力が発生すると考えられる。（不等沈下は考慮していない）

波長 360 ft 、振幅 0.01854 ft のとき曲げモーメントが最大

$$M_g = 92.8 \times 10^3 \text{ ft} \cdot \text{kips} \quad (128 \times 10^3 \text{ t} \cdot \text{m})$$

$$f_c = 30.2 \text{ psi} \quad (21.2 \text{ kg/cm}^2) \quad \text{：曲げ応力}$$

波長 255 ft 、振幅 0.01144 ft のときせん断力最大

$$V_g = 19.8 \times 10^3 \text{ kips} \quad (899 \text{ t})$$

$$\text{平均せん断応力} = 48.0 \text{ ksi/in}^2 \quad (3.4 \text{ kg/cm}^2)$$

2について

周辺応力については静的応力と重ね合わせる必要がある。

	チューブ頂部		水平端		チューブ底部	
	M	N	M	N	M	N
動的荷重 D	26950 (3.726)	5200 (2.359)	-37060 (5.124)	-16,160 (7.330)	34300 (4.742)	-5200 (2.359)
静的荷重 S	49,310 (6.817)	-102,190 (46.35)	-50,270 (6.950)	-117,300 (53.21)	48,110 (6.651)	-105,970 (48.07)
D/S	0.547	0.051	0.738	0.137	0.713	0.049

$$M: \alpha_s \cdot f t \quad (t \cdot m)$$

$$N: \alpha_s \quad (t)$$

3について

他の応力と重ね合わせる必要はない。

$$(\text{引張 or 圧縮力}) = 192 \alpha_s / \text{in}^2 \quad (13.549 / \text{cm}^2)$$

4について

いくつかの波が偶然に重なり合つて発生したものであり、他の動的応力と重ね合わせる必要はない。

チューブ頂部		水平端		チューブ底部	
M	N	M	N	M	N
5380 (0.744)	-1090 (0.494)	0030 (0.000)	5,100 (2.31)	-5,560 (0.769)	1090 (0.494)

$$M: \alpha_s \cdot f t \quad (t \cdot m)$$

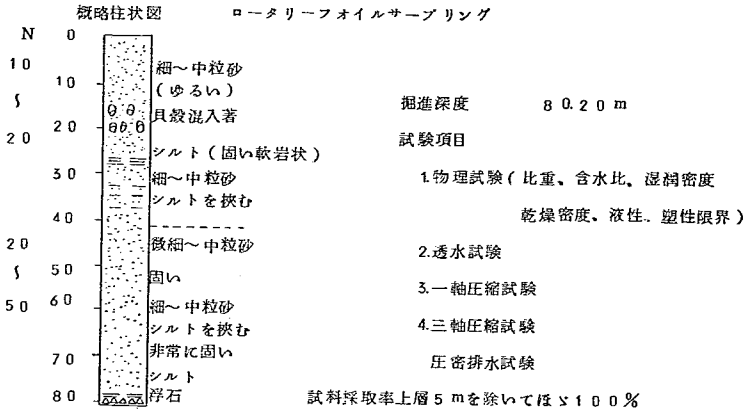
$$N: \alpha_s \quad (t)$$

土圧によつて生じる周辺モーメント(2について)を除けば、他の地震力は実用設計上何ら影響を及ぼさないことが判つた。

予備計算に用いられた地震時の剛性係数についての仮定等は十分安全側となつており、今後のさらに詳しい調査により緩和することができるであろう。これらを考慮すれば、地震荷重によつて鉄筋量やコンクリート量が増したとしても静的荷重だけの設計と比べてほんの僅かであろう。

東京湾資料

◎ 首都道路-船橋市日の出町地先



◎ 振動式簡易水中ボーリングについて

$\phi = 200 \text{ mm}$ $\ell = 5.00 \text{ m}$ (15 ~ 20 mに延長可)

貫入方式、水密性振動式タイ打機 (電動)

サンプラーチューブ 二重管式 外管-保護管

内管-二ツ割式サンプラーチューブ

重量 約 200 Kg

○ 施工可能水深 (30 mまで経験あり)

開発先: 八幡製鉄株式会社建材開発部

相模原研究開発室

- 109 -

43年度東京湾関係調査計画

43.11.14

化学研究室

海中掘進工法のうち

止水材料に関する試験調査

海底トンネル掘進にともなう漏水防止のための注入用薬液に関する試験を実施する。

調査年度 43年 44年

計画額(千円) 986 1000

試験用材料

水・ガラス系 LW、ハイドロツク、ケミジェクト
 アクリル酸塩系 アロン、A-40、A-41、A-42
 アクリルアミド系 日東SS、日東SS30R、スミソイル、スミソイルL
 リグニン系 サンクラウト
 尿素系 ユリロツク、ユリロツク2号

試験項目 43年度

ゲルタイムの調節方法

使用時の粘度変化

混合水の水質の影響

昭和43年度工程表

調査名	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3
止水材料に関する試験調査	文献調査						試験準備					
							器材発注		試験			
				六甲トンネル調査			青函トンネル調査				結果整理	

東京湾環状道路連絡会資料

土質研究室

I 43年度の調査予定 (予算 533,000円)

1. 文献調査

a 沈埋式トンネルの建設計画に関して実施された土質調査ならびに土質試験に関する文献の整理

b 土の液状化に関する文献調査

c 土の動的挙動ならびに動的試験法に関する文献調査
動的三軸試験、動的直接せん断、振動試料に対する貫入試験

2. 動的せん断試験の予備実験

動的三軸試験機を用い、細砂、シルト、粘土についてくり返し荷重による応力—ひずみの関係を求める試験法および液状化現象を調べるための試験としての妥当性をチェックする。

II 44年度以降の調査予定

1. 現地のボーリングおよび乱さない試料の採取

2. 採取試料に対する動的せん断試験

3. 海底地盤の乱さない試料を採取するサンプラー(サンドサンプラー)の製作
砂の相対密度測定ならびに動的試験用の試料採取に使用

4. 動的せん断試験機の製作

5. 動土圧計、動間げき水圧計の開発

6. 大型振動台による振動実験(土圧ならびに間げき水圧の測定)

土木学会講習会テキスト抜刷

東京港横断道路沈埋トンネルの計画

布施 洋 一

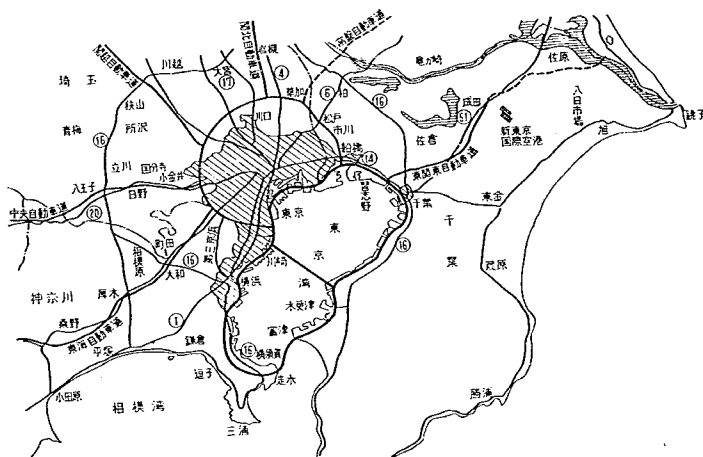
東京港横断道路沈埋トンネルの計画について

布 施 洋 一*

ま え が き

東京湾周辺地域は、首都東京をはじめとして川崎、横浜、横須賀、船橋、千葉、木更津などが相接して位置し、わが国の政治、経済、産業、文化の中核であるとともに国際交流の場ともなっている。そのうえ大規模な埋立、基幹産業の立地、港湾などに有利な条件を備えているため、新しい埋立を中心に飛躍的な開発が進められている。すなわち、昭和40年度から50年度までに約1億 m^3 の埋立地が造成される予定であり、具体的には港湾、臨海性工業、都市再開発などの諸施設が計画され、建設されている。しかしこれらの円滑な発展には、これらの各施設を相互に連絡するとともに、背後地との交流に対する集散機能をうけつつ関連交通施設が必要不可欠であり、その主軸として東京湾環状道路が計画された。

現在東京湾環状道路として計画の対象となっている路線は、図—1に示すように、横須賀から横浜、東京、千葉を経て富津付近にいたる延長約160kmのいわゆる「湾岸道路」、湾口部において三浦半島と房総半島を連絡する海上延長約10kmの「湾口部横断道路」および湾中央部において対岸を連絡する「川崎木更津横断道路」であり、昭和37年度から建設省において調査が進められているが、これらのうち湾口部横断道路および川崎木更



図—1 東京湾環状道路位置図

* 建設省関東地方建設局・首都道路調査出張所長

津横断道路には世界最大級の長径間吊橋または海底トンネルが計画されることとなろう。湾岸道路については、埋立にあたってその造成地内に極力その用地を確保することとしているが、とくに東京～千葉間については、埋立の進捗、立地企業の活動、広域港湾としての港湾施設の整備、新東京国際空港の建設などとの関連から早急に着工する必要があり、現在工事実施のための本格的な調査が行なわれている。

ところで湾岸道路が東京港第一航路を横断する箇所については、横断方式に関する検討を行なった結果から沈埋トンネルが最適であると考えられ、これまでに試算設計および予備設計が行なわれてきている。しかし、設計の段階としては現在のところまだ初期的な段階であって、最終的な計画はまとまっておらず、とくに施工計画についてはほとんど未決定である。したがって具体的な計画については今後行なわれる概略設計および実施設計の結果をまたなければならないが、以下本文においては、まず東京港横断道路沈埋トンネルの計画の概要を述べ、ついでとくに問題となる施工について海外の施工例をとりあげながら考えられるいくつかの案を紹介し、最後に現時点における問題点についてふれることにしたい。

1. 位 置

東京港横断道路沈埋トンネルは、総幅 100m の東京湾環状道路が東京港第一航路を横断する箇所に建設されるもので、その位置を図-2 に示す。すなわち、東京港第一航路の北端近くでこれを横断し、対岸の東京都大田区大井埠頭その1と江東区13号地その1とを連絡する計画である。なお、計画地点の奥は従来の東京港であり、戦前からの芝浦、日の出、竹芝の3埠頭および戦後建設された晴海、豊洲、品川などの埠頭がある。

ところで大井埠頭および13号地は、東京港の港勢の増加に対処するために造成された埋立地であって、両地区とも港湾機能としては外貿を主体とし、大井埠頭その1には京浜外貿埠頭公団による外貿コンテナバースおよび外貿定期船リースバース、13号地その2には外貿定期船リースバースがそれぞれ計画されているが、とくにコンテナバースについては、昭和44年には1バース、昭和50年には8バースが供用開始される予定となっている。また大井埠頭その1には、新幹線ヤード、鉄道貨物駅などが計画されており、これらは昭和48年には完成する予定である。

このように大井埠頭は比較的早い時期にその活動を開始するみこみであるが、現在のところこれと背後地との連絡路はきわめて弱体である。この意味からこの沈埋トンネルの建設は緊急を要し、これが完成の頃にはその効用は非常に大きいものとなろう。



図-2 東京港横断道路沈埋トンネル位置図

2. 自然条件

(1) 地質

計画地点付近において横断道路計画のために実施されたボーリングは、図-3 に示す位置において昭和39年度に東京都が実施した3本と昭和43年度に建設省が実施した2本の合計5本であり、この結果から推論される地質は表-1 に示すとおりである。また想定される地質断面図は図-4 のとおりであって、沖積シルト層、洪積砂礫層および第三紀泥岩（土丹）がとくに優勢な分布を示している。

表-1 計画地点付近の地質

	岩 相	N 値	q_u	C	ϕ	記 事
第四紀	沖積ヘドロ層	0	—	—	—	分布は局限される 均質で厚い
	砂礫層	40~100	—	—	—	
	シルト層	0~2	0.5~1.6	0.2~0.6	0	
洪積層	砂礫層	100以上	—	—	—	連続性に富む 所によりシルトを挟む
第三紀層	泥岩層 (土丹)	100以上	27~36	10±	15~25	固結泥岩

まず最上位のヘドロ層は海底に堆積した暗灰色の流動性に富むシルト～砂質シルトから成っており、粒度組成はきわめて不均質である。厚さは場所によってかなり差異があるが、大井埠頭側では下位に分布する砂～砂礫層の上に1~2m堆積しており、13号地側ではシルト層の上に直接分布していてその厚さは2m前後であるが、下位のシルト層との境界が不明瞭であるため正確な厚さは判明しない。なお、この層の自然含水比は200%以上であろうと推定される。

沖積砂礫層は大井埠頭側にかぎって分布し、図-4 から明らかなように東方に向けて急に厚さを減じ、航路付近で消滅する。厚さは大井埠頭で7m程度であるが、岩相に非常に変化が大きく、砂や粘土をも混じえる。N値は一般に40~50以上を示すが、マトリックスの多い部分では10程度のところもある。また、地下水位より下に分布しているため地下水を含んでおり、掘削に際しては湧水現象を伴うおそれがある。

沖積シルト層はこの地域の沖積層の主体をなす地層であって、上位数mを除けばきわめて均質である。N値は一般に非常に低くて0~2程度であり、先行荷重 P_0 は 1.5 kg/cm^2 、粘着力 C は $0.2 \sim 0.4 \text{ kg/cm}^2$ 、内部摩擦角 ϕ は 0° 、圧縮指数 C_c は1.3であって、圧密進行中の地層と考えられる。なお大井埠頭側では、前述の沖積砂礫層のために圧密が進行しており、N値は4~6、 P_0 は 2.5 kg/cm^2 、 C は $0.3 \sim 0.6 \text{ kg/cm}^2$ 、 ϕ は 0° 、 C_c は $0.9 \sim 1.1$ を示している。また下位の洪積砂礫層と接するあたりでは、N値、 P_0 および C が急激に増加しており、圧密

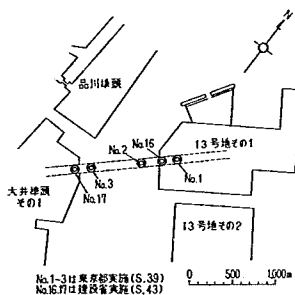


図-3 ボーリング位置図

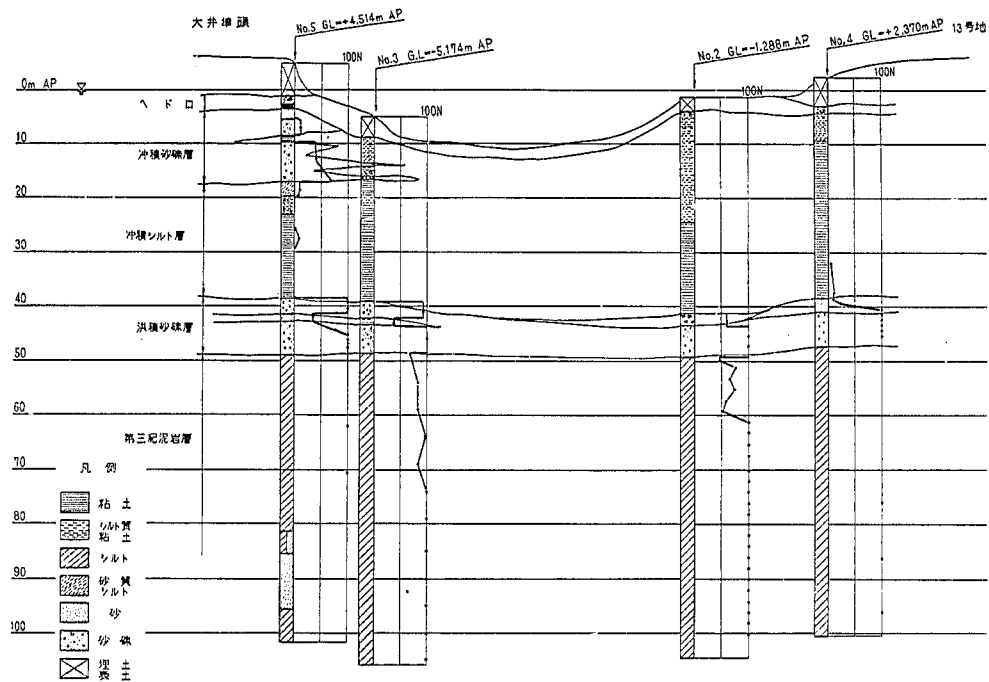


図-4 地質断面図

がかなり進行し、ところによっては完了に近い状態にあるものと考えられる。層厚は 20~30m である。

洪積砂礫層は一般に東京礫層と呼ばれているものであり、この地域を通じてほぼ水平な分布をしている。層厚は 5~10m で、西方に向かって漸増する。N値は 100 以上を示すが、被圧地下水を含んでいることが認められているので、崩壊を起こすおそれがある。

第三紀泥岩は青灰色の凝灰質泥岩であり、N値は 100 以上、C は 10 kg/cm^2 前後、 ϕ は $15 \sim 25^\circ$ を示す。

ところで、東京港第一航路を横断する沈埋トンネルで直接該当するのは海底から AP-25~30m までの範囲であるから、トレンチの施工などにおいて最も問題となる地層は沖積シルト層である。そこでこの沖積シルト層について若干補足をしておくと、土質的な諸定数は表-2 に示すとおりであり、工学的性質の特徴としては次のような点があげられるであろう。

表-2 沖積シルト層の諸定数

	大井埠頭	13 号地
土粒子比重 G_s	2.72~2.72	2.65~2.69
単位体積重量 $\gamma_t \text{ g/cm}^3$	1.43~1.57	1.40~1.60
含水比 $W\%$	70~100	70~120
液性限界 $W_L\%$	70~90	60~110
塑性限界 $W_P\%$	32~43	30~45
間隙比 e	2~2.6	2~3
圧縮指数 C_c	0.8~1.2	0.8~1.4
先行荷重 $P_0 \text{ kg/cm}^2$	1.4~3.0	1.2~1.5
圧密係数 $C_\alpha \text{ cm}^2/\text{day}$	$0.4 \sim 2 \times 10^3$	$1 \sim 2 \times 10^3$

- ① 液性限界が自然含水比にきわめて近い。このことは自然状態に近い条件で繰り返した場合に流動化しやすいきわめて不安定な土であることを示す。
- ② 大井埠頭側は 13 号地側に比べて圧密が進んでいる。これは上位に存在する沖積砂礫層の荷重によるものであると考えられるが、このことは大井埠頭側と 13 号地側とでは地盤沈下の異なった挙動を起こす可能性を示している。
- ③ 13号地側に比べ大井埠頭側は一般に c 、 q_u ともに大きい。これは圧密の進行の程度が進んでいるためと考えられる。
- ④ 下位の洪積砂礫層に接するあたりの 4~5m はN値、 c 、 q_u ともに大きくなっており、上~中部の 1.5~2 倍の値を示す。

以上計画地点付近の地質の概要を述べたが、今後工事の実施までには、さらに詳細なボーリングを行なうとともに、音波探査、地震探査などによる調査をも検討する必要がある。とくに問題となる沖積シルト層については、掘削にあたっての法面の軟弱化、流動すべりの発生などを検証するため、大規模な現場実験を行なう必要がある。

(2) そ の 他

1) 潮 位

計画地点付近における潮位は次のとおりである。

さく望平均満潮位	AP+2.07m
さく望平均干潮位	AP+0.02m
平均潮位	AP+1.18m

2) 潮 流

東京港における総合的な潮流観測の実績はないが、東京都水産試験場が昭和 31 年 3 月に観測した結果によると 33 cm/sec であり、海上保安庁水路部が昭和 25 年 10 月および昭和 37 年 4 月に観測した結果はそれぞれ 62 cm/sec および 43 cm/sec であった。また模型実験の結果では、大潮時最大で 35~70 cm/sec の範囲と考えられ、流向は航路とほぼ平行である。

したがって計画にあたっては、1 ノット程度の潮流をみこんでおく必要があろう。

3) 波 浪

実測の結果によると、東京港における荒天時の沖波の最大波高は 1.5 m 程度であるが、防波堤の計画には風速 35 m/sec で波高 3.75 m、周期 7.5 sec という値が用いられている。

3. 航 路 条 件

(1) 航 路 計 画

計画地点付近における東京港第一航路の計画は図-5 に示すとおりであって、航路幅 300 m、水深 AP-12 m であるが、この図からも明らかなように計画道路と計画航路とが約 65° に斜交しているため、計画道路沿いでは航路幅は約 340 m、水路幅は約 960 m となり、その断面は図-6 に示すとおりである。

東京港横断道路沈埋トンネルを計画するにあたっては、完成時には当然計画航路に抵触しないようにする必要があるが、施工時には航路の切りまわしが生じるので、この点については関係方面と打合わせのうえ十分検討する必要がある。

(2) 船 舶 航 行

東京港第一航路は大井埠頭に入出する 40,000 t 級の船舶を対象として計画されているが、計画地点付近においては、この奥の水深が AP-10 m であるため 20,000 t 級程度の船舶がその対象となる。

計画地点付近を通航する船舶の隻数については直接調査した資料はなく、昭和 42 年に芝浦埠頭の突端で小型船のみを調査した結果から推定すると、ここを通航する小型船は 1 日 750~800 隻である。また 1,000 t 以上の中型船および大型船については、昭和 42 年の年間通航隻数は約 60,000 隻であり、そのほとんど大部分は 1,000~3,000 t 級の船舶である。

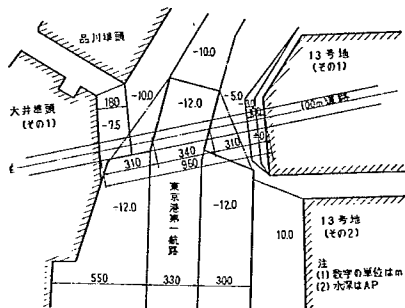


図-5 計画航路平面図

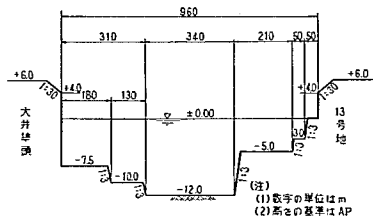


図-6 計画航路断面図

このように計画地点付近においては小型船が大勢を占めているが、小型船は休祭日には大幅に減少する傾向がみられるので、施工計画にこの点を考慮する必要がある。

4. 航路横断方式の検討

東京港第一航路を横断する道路の方式を決定するための資料を得ることを目的として、昭和39年度に東京都港湾局によってトンネル案および橋梁案のそれぞれについて予備的な設計が行なわれた。その概要は次のとおりである。

(1) 前提条件

道路規格	高速自動車国道等構造基準(案)による高速4級
設計速度	60 km/h
車線数	6車線(歩道および監視員通路を設ける)
計画交通量	1,500 台/時/車線
大型車混入率	30%
主航路幅員	300m
主航路水深	AP-12m
最小中央経間	600m
ケタ下高	AP+50m
高度制限	約 AP+110m

(2) トンネル案

1) 施工法の検討

水底トンネルの施工法としては、素掘、締切、潜函、シールド、沈埋などの工法がある。

まず素掘工法については、前述の地質状況からも明らかなように、計画地点においては基盤としての岩盤が得られないため不可能である。また締切工法では締切堤を築造する必要があり、潜函工法では築島を行なう必要があるため、いずれも船舶航行の障害となり、かつ水路幅約1,000mにわたって締切堤を築造し、または築島を行なうことは著しく不経済である。したがって、計画地点においてはシールド工法または沈埋工法しか考えられない。

次にシールド工法については、船舶航行にまったく障害を与えないという大きな利点がある。しかし、圧搾空気中の作業であること、地質の状況からみて圧搾空気の噴出によって地盤が攪乱されるのを防ぐためには土被りはシールドの直径以上に必要があり、このためトンネル延長が沈埋工法に比べてかなり長くなること、6車線とするためには断面の大きさをみて2車線ずつ3本とせざるをえないこと、2車線でも断面は直径11m程度を必要とし、このためセグメントの費用が膨大となることなどの理由から、この場合にはシールド工法は有利な工法とはいえない。

そこで東京港横断道路トンネルとしては、沈埋工法に重点をおいて検討が進められた。

2) 沈埋トンネル

① 延長 2,865m

内沈埋トンネル 1,080m

② トンネル断面 円形断面と矩形断面が考えられるが、この地域では比較的容易に既設のドックが利用できる

ことをも考慮して、ここでは円形断面をとりあげることとした。また6車線の場合、3車線チューブ2本にする案と2車線を双設したチューブ1本と2車線チューブ1本とを組合わせた案とが考えられるが、3車線チューブの場合には断面が内径で14~15mとなるため換気ダクトが必要以上に大きくなって不利である。このため、後者の案をとることとし、

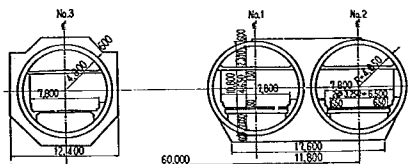


図-7 沈埋トンネル案断面図

図-7に示すような断面を設定した。

- ③ 沈埋チューブ 長さ90mのチューブ12個で1,080mとした。チューブの外殻は厚さ9mmの鋼板で、チューブ1個あたりの鋼材重量は約1,500t、コンクリートは約9,600m³である。
- ④ 縦断線形 計画航路水深AP-12mから最小2mの土被りをとることとし、縦断勾配は最大4%とした。
- ⑤ 人道・自転車道 車道チューブとは別個に専用トンネルを設けることとし、エレベーターで昇降処理を行なうものとしてシールド工法で計画した。
- ⑥ 換気 安全確実な横流式を採用した。
- ⑦ 施工法 沈埋区間については、後に述べるいわゆる米国式の施工法によることとし、陸上部については圧気潜函工法と開削工法を併用することとした。

(3) 橋梁案

- ① 延長 3,293m
内吊橋 1,012m
- ② 構造形式 最小中央径間600mを確保するため、吊橋を採用した。
- ③ 径間割り 全長1,000m程度の吊橋においては、中央径間長を500m程度にするのが最も経済的であるが、航路条件から図-8に示すように中央径間606m、側径間各203mとした。
- ④ サグ 最適サグ比は1/10程度であるが、高度制限およびケタ下高によって上下を制約されているため、47mとした。
- ⑤ 吊構造部 高度制限およびケタ下高の制約からできるだけケタ高を小さくする必要があり、このためにはボックス、変断面トラスなどすることが考えられるが、ここでは一般的なトラス断面を用いることとした。また車線構成については、図-9に示すように上路に車道6車線、下路に人道・自転車道を設けることとした。
- ⑥ 下部構造 支持層をAP-59mとし、水平震度を0.3として設計を行なったが、地震力の影響がきわめて大きく、主塔基礎が1基約6万m³、アンカー基礎が1基約27万m³という膨大な体積となった。施工は軟弱地盤に有利なエアードームケーソンを用いることとした。

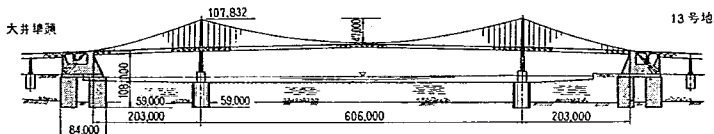


図-8 吊橋案一般図

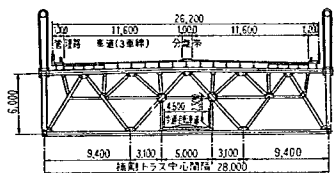


図-9 吊橋断面図

(4) トンネル案と橋梁案の比較

まず吊橋案についてみると、上部工については種々の制約のため通常の吊橋とはかなり異なる条件をもっているが、一応設計可能であった。ところが下部工については地震力、地盤条件などのため難問題が多く、とくにアンカー基礎は設計不可能ともいうべき感じであり、工費も莫大となった。

これに対し沈埋トンネル案では、今後検討すべき点は残されたが本質的な問題点はなく、また工費の点でも吊橋案の約 55% であったため、東京港横断道路計画としては沈埋トンネルが最適であるという一応の結論が得られた。

5. 沈埋エレメントの断面形状の検討

(1) 東京湾環状道路の断面構成

東京湾環状道路の大井埠頭から市川までの間は道路幅員 100 m であり、6 車線の自動車専用道路と 8 車線の一般道路を併設計画することとしているが、現在考えられている断面構成案は図-10 に示すとおりである。

すなわち、自動車専用道路は道路幾何構造要綱案 A-2（設計速度 100 km/h）によるものとし、6 車線の完全規格をとる。一般道路は同要綱案 C-1（設計速度 80 km/h）によるものとし、自動車専用道路とは 10.5 m の外側分離帯によって完全に分離する。車線は片側 4 車線を一方通行とし、2 車線ずつに区分してその間に幅 3.5 m の分離ゾーンを設ける。この分離ゾーンは外側と内側の各 2 車線をトリップ長に応じて要求されるスピードの区分に従って使いわけさせるとともに、ランプおよび交差点部分における交通の円滑な処理を目的としたものであって、必要に応じて分離帯として車道より高い構造とするかあるいは車道と同じ高さとしてマーキングを施すかのいずれかとする。なお交差点部分については、内側の 2 車線は立体交差、外側の 2 車線は平面交差として計画している。

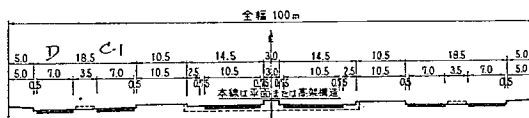


図-10 100 m 道路の断面構成案

(2) トンネル断面の組合わせ

東京港横断道路沈埋トンネルの場合、前述の道路の断面構成からみて単一のトンネル断面で処理することは不可能であろう。したがって複数のトンネル断面を組合わせる必要があり、組合わせとしては図-11 に示すような案が考えられる。

そこでこの断面組合わせ案の要素となっている 6, 4, 3 および 2 車線の各断面をとりあげ、水深 12m のもとにおけるそれぞれの最も経済的な断面形状を見出すことを目的として試算を行なった。

(3) 断面形状の試算

1) 対 象

沈埋トンネルの基本的な断面形状としては、大別して円形と矩形がある。円形断面は主として米国で用いられ、構造材料として鋼材を使用しているのに対し、矩形断面は主として欧州で用いられ、構造材料として鉄筋コンクリートを使用している。しかし円形断面は、曲げモーメントをほとんど発生しないこと、既設のドックで製作できることなどの長所もっているが、車線数が多くなると断面に無駄が生じ、路面高が低くなってトンネル延長が長くなるという欠点があり、矩形断面は比較的容易に車線数を多くとることができる反面、製作に大規模なドライドックを必要とするなど、それぞれ一長一短をもっている。

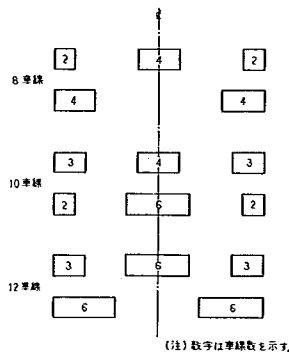
ここではこれらの要素を勘案し、6, 4 および 3 車線については矩形断面、2 車線については円形断面および矩形断面として、次の 6 ケースについて試算を行なうこととした。

ケース—1 矩形 6 車線 (2 方向) (人道・自転車道両側)

- 2 6 車線 (2 方向) (人道・自転車道中央)
- 3 4 車線 (2 方向)
- 4 3 車線 (1 方向)
- 5 2 車線 (1 方向)
- 6 円形 2 車線 (1 方向)

2) 試算の前提および仮定

- ① 幅員構成 車道 3.5m/車線
 - 側帯 0.75m (1 方向 2 車線)
 - 0.50m (1 方向 3 車線)
 - 人道・自転車道 高 2.5m
 - 幅 2.5m (方向分離)
 - 4.0m (対向)
- ② 車道の内空高 余裕高 0.3m を見込み 4.8m とする。
- ③ 換気ダクトの断面積 8m^2 以上 (1 方向 2 車線)
 12m^2 以上 (1 方向 3 車線)
- ④ 水 深 AP-12m
- ⑤ 潮 位 AP+4m
- ⑥ 最小土被り 1.5m
- ⑦ 防 水 層 厚 10cm (全周)



図—11 トンネル断面の組合わせ

⑧ 防 護 層 厚 10cm (頂版上のみ)

⑨ 設 計 荷 重 自重、水圧および土圧とし、地盤荷重、施工時荷重などは考慮しない。

⑩ 乾 舷 10~15cm

⑪ 土圧および地盤支持力 水平土圧係数 0.5

地盤支持力係数 1.0 kg/cm²

⑫ 許容応力度 コンクリート 曲げ圧縮応力度 100 kg/cm²

せん断応力度 8 kg/cm² (腹鉄筋なし)

22 kg/cm² (腹鉄筋あり)

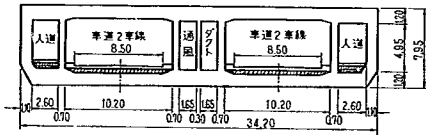
付着応力度 18 kg/cm²

支圧応力度 90 kg/cm²

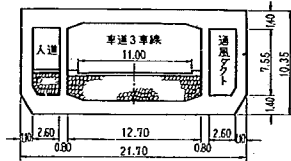
鉄筋 (異形丸鋼) 外側 1,000 kg/cm²

内側 1,800 kg/cm²

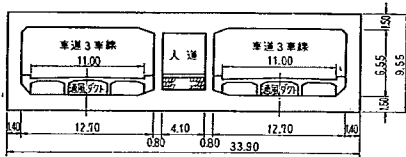
⑬ プレストレス 考慮しない。



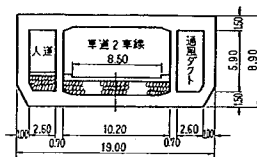
ケース-3



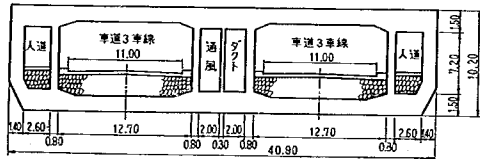
ケース-4



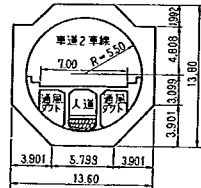
ケース-2



ケース-5



ケース-1



ケース-6

- 注 1) 側面および底面には防水層 10cm を含む。
2) 頂面には防水層 10cm および防護層 10cm を含む。

図-12 トンネル断面の試算結果

表-3 トンネル断面の試算結果

	ケース-1 矩形 6 車線	ケース-2 矩形 6 車線	ケース-3 矩形 4 車線	ケース-4 矩形 3 車線	ケース-5 矩形 2 車線	ケース-6 円形 2 車線
寸 法						
幅 (m)	40.90	33.90	34.20	21.70	19.00	13.60
高 さ (m)	10.20	9.55	7.95	10.35	8.90	13.80
重 量 (t/m)	470.5	371.7	311.7	329.9	245.0	218.4
材 料						
コンクリート (m ³ /m)	161.3	125.2	102.7	86.0	63.5	68.2
鋼 材 (t/m)	—	—	—	—	—	10.5
鉄 筋 (t/m)	43.3	36.2	30.0	22.0	18.2	7.6
水面からの深さ						
エレメント底面 (m)	23.7	23.0	21.4	23.9	22.2	27.3
車 道 面 (m)	19.6	19.6	19.3	19.5	19.4	21.5
内 空 容 積 (m ³ /m)	243.9	186.6	155.7	126.9	96.4	95.0
浮 力 (t/m)	424.1	331.8	276.6	228.1	171.2	164.0
浮力に対する安定度	1.11	1.12	1.12	1.45	1.43	1.33

4) 試算結果

上記の前提および仮定にもとづいて各断面について繰返し試算を行ない、図-12 および表-3 に示す結果を得た。また計算結果の一例として、矩形 6 車線断面 (ケース-2) の荷重、曲げモーメント、せん断力などを図-13 に示す。

なおこの試算結果については、乾舷 10 cm 程度を目標としたためこれによって断面が支配されたいきらいがあること、鉄筋の許容応力度を低くおさえたためコンクリート体積に対して鉄筋量が多いこと、3 および 2 車線断面では浮力に対する安定度が大きすぎるなどが問題点として指摘される。

6. 現時点における計画の概要

東京湾横断道路沈埋トンネルは、前後の道路の幅員構成、予測される将来交通量などからみて、最終的には 10～12 車線を必要とすると考えられるが、これを一時に施工する必要はなく、段階施工方式をとることが明らかに有利となろう。現在のところ、第 1 段階として中央に 6 車線、第 2 段階として両側に各 2～3 車線をそれぞれ施工するものとして計画を進めているが、ここでは未確定な要素の多い第 2 段階については割愛し、第 1 段階として計画されている 6 車線について述べることにする。

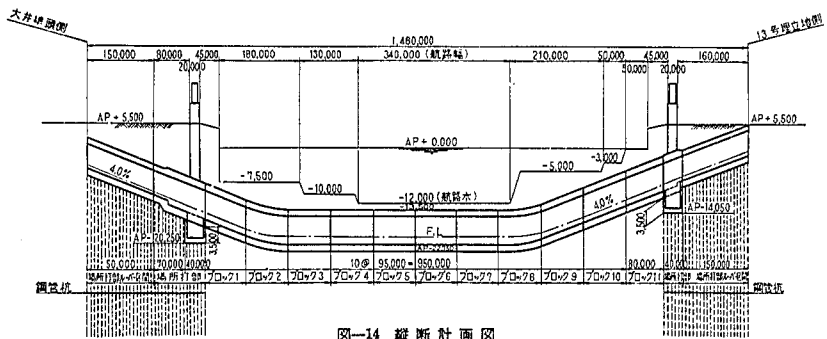
(1) 延 長

沈 埋 区 間	1,030 m
開 削 区 間	大井埠頭側 260 m
	13 号地側 190 m
計	1,480 m

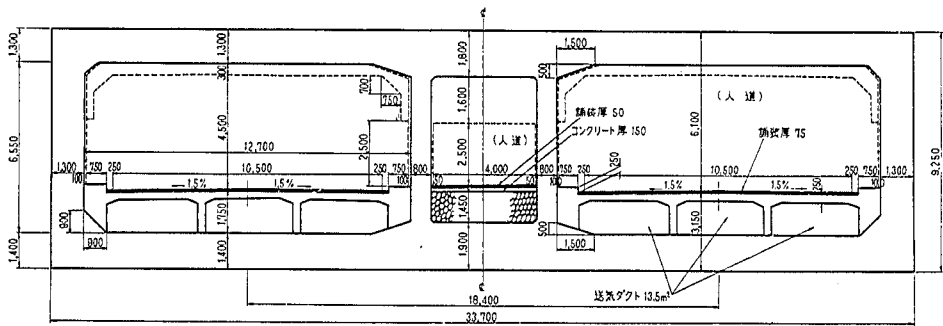
(2) 線 形

計画区間の平面線形は直線であって、計画上とくに問題はない。

縦断線形については、図-6 に示されている航路の条件、大井埠頭側における鉄道との交差、13号地側における 2 本の道路との交差などによって制約され、種々検討した結果、設計速度 80 km/h、最急勾配 4% として



圖—14 縱斷計面圖



圖—15 計圖断面圖

図-14 に示すように設定した。すなわち、土被りは保護層を設けることを前提として最小 1.5m とし、沈埋エレメントの底面の最深は航路水深 AP-12m から土被りおよびエレメントの高さをとった AP-22.75m とした。なおこの縦断線形は、第1段階の施工においては問題はないが、第2段階の施工時における航路の切りまわし如何によって若干変更される可能性がある。

(3) 沈埋区間

1) 断面形状

前節で述べた沈埋エレメントの断面形状の検討結果からみて、車線数が多いほど断面効率は向上することが明らかであるから、ここでは6車線を1断面で処理することとし、その断面形状は前節のケース-2、すなわち両側にそれぞれ一方3車線の車道、中央に人道・自転車道を配置し、路面の下に換気ダクトを設けた矩形断面を採用することとした。断面の詳細を図-15 に示す。なお埋立地にかかるエレメントについては、海底部とは荷重条件が異なるので、別途断面の試算を行なって断面の補正を行なっている。

2) 配置

沈埋部と開削部との連結を空中作業で行なうという方針のもとに、大井埠頭側、13号地側ともに沈埋部を埋立地内に追いつくこととし、縦断的にみて沈埋エレメントの引きこみ作業ができる範囲内という観点から両側それぞれ 35m ずつとって、水路幅 960m に 70m を加えた 1,030m を沈埋区間とした。またこの 1,030m に対する沈埋エレメントの配置計画は、エレメントの長さと同数の関連で無数に想定されるが、ここでは長さ 95m のエレメント 10個を大井埠頭側から 13号地側に向かって配置し、最も 13号地寄りには長さ 80m のエレメント 1個を配置することとした。

3) 主要材料等

沈埋エレメント本体のコンクリートは約 13 万 m^3 、鉄筋は約 3.5 万トンであり、トレンチのための後遺量は約 150 万 m^3 である。また、沈埋エレメント 1 個の重量は約 4 万 t である。

(4) 換気塔

1) 所要換気量

交通量を 1,500 台/時/車線とし、その 30% が大型車（ディーゼル）である想定して、CO 許容度を基準とするスイス方式および透過率許容度を基準とする日本方式によって所要換気量を求めると表-4 のとおりである。なおこの計算は、水平区間を 630m、4% 勾配区間を大井埠頭側、13号地側とも 260m と仮定して行なった。

この結果からみて、1方向3車線あたり 600 m^3/sec を目安とし、半横流式の機械換気を行なうものとして $\phi 3m$ のファン 6 台を計画することとした。

2) 換気塔の概要

大井埠頭側、13号地側とも沈埋部の終端に接して換気塔を計画することとし、取付道路とは独立した構造とした。換気塔の大きさについては、沈埋エレメントの断面およびファンの形状からみて幅 38m、長さ 20m あれば十分であるが、換気塔自体の安定上の要求から基部は幅 38m、長さ 40m とし、支持層に達する杭基礎を用いることとした。大井埠頭側および 13号地側の換気塔のコンクリートは約 1.3 万 m^3 および約 1.2 万 m^3 、鉄筋は約 3.3 千 t および約 3.2 千 t である。

表-4 所要換気量の試算 (1方向3車線)

大型車混入率		20%	30%
計算方式		479	596
ス イ ス 方 式		479	596
日 本 方 式	透過率 50%	592	860
	“ 40	430	622
	“ 30	317	457

(5) 取付道路

大井埠頭側は 220m, 13 号地側は 150m でいずれも最急縦断勾配は 4% であるが, 照明の漸変をはかるため両側とも 150m にわたってルーバーをかけることとした。したがって純然たる鉄筋コンクリート函型断面の場所打トンネルは大井埠頭側の換気塔から 70m だけである。構造的には, ルーバー区間において浮力に対抗する措置が問題となった。大井埠頭側および 13 号地側の取付道路のコンクリートは約 3.3 万 m^3 および約 2.0 万 m^3 , 鉄筋は約 9.5 千 t および約 5.6 千 t である。

7. 施 工 計 画

沈埋トンネルの施工法としては, 大別すると米国方式と欧州方式とがあり, 前述の断面形状の差異, すなわち米国方式は鋼製円形, 欧州方式は鉄筋コンクリート製矩形という点とも関連して, 施工法もいくつかの点で異なっている。これは沈埋工法の発展過程の歴史的な背景によるほか, 鋼材事情, 自然条件などにもよるものである。施工上の主な相異点をあげると次のとおりである。

- ① 沈埋エレメントの製作 米国方式は既設船台で行ない, 欧州方式はドライドックで行なう。
- ② 曳航・沈設 米国方式は乾舷 30~50cm で曳航し, エレメント外側のポケット部に砂利・バラストまたは水中コンクリートを入れて沈設する。欧州方式は乾舷 10cm 程度で曳航し, エレメント内に水バラストを入れて沈設する。
- ③ 継手部 米国方式は外側にフードプレートを取りつけ, この間に水中コンクリートを打設する。欧州方式はゴム製のガスケットを用い, 水圧を利用して接合する。
- ④ 沈埋エレメントの支持 米国方式はトレンチ底にあらかじめ砂利を敷き, 大型鋼製スクリッドで正確に均した後, この上にエレメントを直接置く。欧州方式はエレメントを仮支承台で一旦支えた後, トレンチとエレメントとのすき間に砂を吹きこむ。なお地盤が軟弱な場合には杭基礎を併用している。

ところで, 東京港横断道路沈埋トンネルの施工法については最終的にはまわっており, 今後米国方式および欧州方式の特色を比較検討しながら施工計画を固めて行く必要があるが, 現在のところ第 1 段階として 6 車線矩形断面を計画しており, その施工については欧州方式を基本として検討を進めているので, 以下においてはこれを中心に述べることにする。

(1) ドライドックの築造

1) ドライドックの規模

まずドライドックの規模が問題となるが, これには同時に何個の沈埋エレメントを製作するかということがきめ手となる。同時に多数のエレメントを製作できるドライドックを築造すれば工期は減少するが工費は増し, 小さいドックではその逆となる。本計画では, 全体でエレメントが 11 個あるのでこれを 3 サイクルで処理することとし, 同時に 4 個のエレメントを製作できるドックを計画することとし

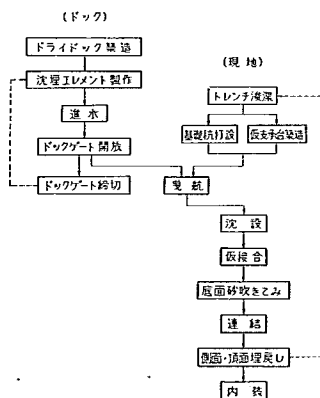


図-16 施工計画の一例

た。

この点について諸外国の例をみると、最大の規模のドックはベルルクストンネルの場合で、全体8個のエレメントを1サイクルで製作できるものを築造しており、次いで大規模なものとしては、ラフォンティンネルの場合の7個、ディーズアイランドトンネルの場合の6個などがあげられる。一般には2~5個程度のエレメントを製作できるものが多い。なお大きなドライドックが得られない場合には、ティンクスタットトンネルのように大小のドックを用いて流れ作業式に処理している例もあり、また仕上げ用棧橋を併用している例もある。

2) ドライドックの位置

ドライドックはできるだけ施工箇所に近いことが望ましいが、遠くても施工箇所までの水深が十分確保されているならば時間をかけて曳航すればよい。しかし、米国方式の場合にはベイトウントンネルやハンプトンロードトンネルのようにかなり遠くから曳航した例もあるが、欧州方式ではほとんどの場合施工箇所近くにドックを築造している。

本計画の場合、13号地その1の北西部を使用する案および13号地その1と13号地その2との間の水路を利用する案が考えられたが、現在のところ施工箇所に接近している前者の案で計画している。

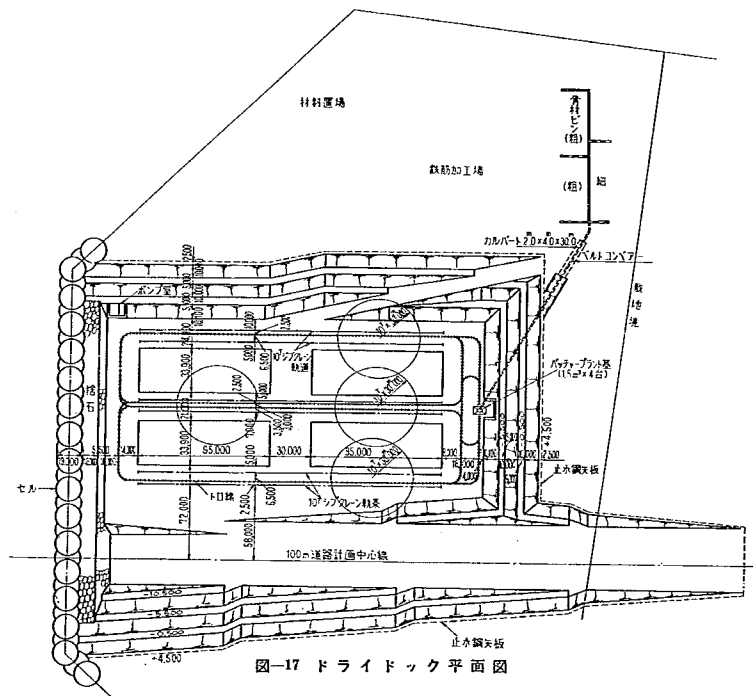


図-17 ドライドック平面図

3) ドライドックの概要

現在 13 号地その 1 を予定して計画しているドライドックは、図-17 に示すように横約 350 m、縦約 200 m の約 7 万 m³ であって、東京港第一航路との境界には鋼矢板による締切りを行ない、内部は AP-10.55 m まで掘削する。沈埋エレメントを製作する部分には、1 エレメントにつき $\phi 500$ mm、長さ 30 m の鋼管 300 本を打設し、その上に厚さ 40 cm の基礎コンクリートを打設する。またこの周りには、10 t 吊、リーチ 30 m のジブクレーン 4 基を配置するほか、コンクリートプラント、軌条などを計画している。

ドライドックで問題となる排水については、現在までの地質調査の結果では未解明な点もあるが、ここではドックの全周にわたって 4 段に鋼矢板を打ちこむこととし、あとは排水ポンプを設備して透水に備えることとしているが、場合によってはウェルポイントなどの処理を併用することも考えられる。

また製作したエレメントを浮上させて曳航する場合には、東京港第一航路に面した締切り鋼矢板の一部を所要幅だけ引抜き、土砂を浚渫して航路を確保するという方法を考えている。エレメントを曳き出した後には再び鋼矢板を打ちこんで再締切りするが、この方法は欧州で広く行なわれている方法であって、ゲートを設けるよりも経済的であるといわれている。

(2) 沈埋エレメントの製作

1) エレメント本体の製作

ドライドックが完成したら、型枠組立、配筋、コンクリート打設を順次行なってエレメント本体を製作する。この際、鋼板または置青材料などによる防水層をも施工する。なお沈埋トンネルは浮力をうまく利用しているのが、エレメントの重量が正確でないと破綻をきたすおそれがある。一般には重量の誤差は 1% が目途とされているが、このためにはコンクリート、鉄筋などの品質管理を十分に行なう必要がある。

本計画では、ドライドックに設けたパッチャープラントによって 1 日 1,000 m³ 程度のコンクリートを打設することを計画しているが、エレメントの製作は全体工期を支配する大きな要因なので、施工継手、打設順序などを検討のうえ合理的、経済的な施工計画を作成する必要がある。

2) 施工継手

コンクリートの打設にあたっては、乾燥収縮によるひびわれを防止する必要がある。このため一般には 15~30 m ごとに施工継手が設けられているが、テングスタットネルのように施工継手を有しない例もある。施工継手としては幅 1 m 程度あけてコンクリートを打設し硬化後にこの部分を打設する方法と、図-18 に示すアイトンネルのモックジョイントのような特殊な細工を行なう方法とがあるが、本計画においては現在のところ結論は得られておらず、今後の検討事項である。

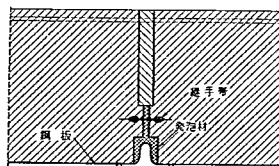


図-18 モックジョイント
(アイトンネル)

3) 曳航・沈設の準備

エレメント本体が完成したら、中に沈設用の水タンクを設け、両端にはバルクヘッドをとりつける。バルクヘッドとしては鉄筋コンクリートが用いられている場合もあるが、一般には I 型鋼などで補強された鋼板が用いられていることが多く、本計画でも鋼製バルクヘッドを考えている。

またエレメントの浮上に先立って、位置測定用のマストまたは塔、沈設後のエレメント内の作業を行なうために水面上からエレメント内に通じている直径 75 cm~1 m 程度のマンホール用パイプ、水バラストを操作するためのパイプなどを設けることが一般に行なわれているが、これらは沈設作業完了後には容易に撤去できるような簡単な構造にしておく必要がある。

(3) 浚 渫

沈埋トンネルは通常軟質な地層に建設されるので、トレンチの浚渫は容易な場合が多く、一般にはポンプ船を主体とし、地質が固い場合にはグラブ式掘削機を併用している。本計画の場合も、前述の地質条件からも明らかに地質はかなり軟質であると考えられるので、原則的にはポンプ船を使用することを計画しており、船舶航行上の制約、浚渫土の処分などを考慮するとバジョーディング方式をとることが一つのすぐれた方法であると思われる。

またトレンチの浚渫を計画する場合、その法面勾配をいくらにとるかが浚渫量に大きく影響する。これまでの施工例では 1:1.5~1:5 程度の法面勾配がとられており、まれにはコンクリートで法面を保護した例もあるが、本計画では東京湾における実績などから判断して 1:3 の法面勾配で計画している。しかし工事の実施までには、現場試験などによってこの点を確認する必要がある。1:3 の法面勾配で沈埋エレメントの底から 60cm 程度掘り下げたものとする、トレンチの浚渫量は約 150 万 m^3 となり、1 サイクルに 4 個のエレメントを施工するものとして 1 日 5,000~10,000 m^3 程度を処理すればよいであろう。なお浚渫作業にあたっては、予想と異なる地層と遭遇するおそれがあるので常に万全の対策を講じておく必要があり、また潮流、航行船舶などの影響によってトレンチの底に泥がたまるおそれがあるので、この点についてもあらかじめ現地試験で確認しておく必要がある。

このほかトレンチの浚渫に先立ってあるいは平行して、施工時における航路の切りまわしによって生じる航路浚渫を行なう必要があるが、この浚渫量は航路の切りまわし如何によってはトレンチの浚渫量を上回ることも予想される。

(4) 基礎杭の打設

沈埋エレメントは通常浮力とほぼ釣り合うから、トレンチの底が正確に水平に均され、かつその軽い重量を支えるだけの支持力があるならば、基礎杭の必要性はほとんどない。事実米国方式の沈埋トンネルでは、地質がきわめて悪い場合を除けば基礎杭はほとんど使用されていない。ところが最近の欧州方式の沈埋トンネルでは、基礎杭を打設する例が多くみられるようになった。これは長期間にわたって生じる圧密沈下を防ぐとともに沈埋エレメントを正確に支持することを主眼としていると考えられる。

ところで基礎杭を用いる場合、杭頭と沈埋エレメントの底とを正確に密着させることがむずかしい問題であり、これまでの施工例ではいろいろな特殊な方式が行なわれている。たとえばアイトンネルでは、直径約 1m の場所打杭を用いており、最大杭長は 55m にも達しているが、基礎杭と接する部分のエレメント底にはあらかじめ図-19 に示すような調節可能なフーチングをとりつけておき、沈設後にエレメント内からグラウトすること

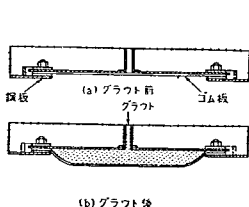


図-19 調節可能なフーチング
(アイトンネル)

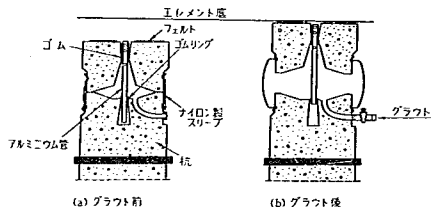


図-20 可動ヘッド (メトロトンネル)

によってこのフーチングのゴム板を押し上げて杭頭に密着させている。これとは逆にメトロトンネルでは、直径 50 cm、長さ 15 m のコンクリート杭の杭頭に図-20 に示すようなナイロン製のスリーブからなる可動ヘッドを設けておき、このスリーブ内にグラウトすることによってヘッドをエレメント底に密着させている。またティンクスタットトンネルでは、長さ 22 m の木杭の上に沈設に先立ってナイロン製の袋を敷いておき、沈設後の袋内にグラウトする方法が行なわれている。

本計画においては、支持層に達している換気塔と吹きこんだ砂によって支持される沈埋区間との間を緩和する意味から、現在のところ端部に近いエレメントには基礎杭を用いることを計画しているが、前述の地質条件からみて大井埠頭側と 13 号地間で沈下の度合いが異なることも予想されるので、全長にわたって基礎杭を用いることを検討する必要がある。基礎杭の本数、施工方法、エレメント底との密着などについては、今後の検討事項である。

(5) 仮支承台の築造

欧州方式の沈埋トンネルでは、基礎杭を使用するしないにかかわらず原則的には砂の吹きこみを行なって支持層を設けるので、沈設時には沈埋エレメントをトレンチの底から仮に高く支えておく必要があり、このため何らかの仮支承台が設けられる。そしてこの仮支承台には、水圧ジャッキまたはスクリュージャッキを主体とした調整装置がとりつけられていて、遠隔操作によってエレメントの位置の調整が行なわれる。

仮支承台の構造については、これまでの施工例をみても千差万別であって、大別すると沈設に先立ってエレメント底にとりつけておくものとトレンチの底に築造するものがある。なお前者はトレンチの底に正確に敷均した砂利ベッドの上に支承台をのせる構造であるが、後者については杭の上に支持梁を載せたもの、ニューマティックケーソンによって強固に築造したもの、水中コンクリートで正確にブロックを築造したものなどがある。

本計画では、現在のところ杭を主体とした仮支承台を考えているが、これを正式に採用するか否かについては施工試験を行なって判断することにしていく。

(6) 曳 航

まずドライドックに注水して沈埋エレメントを浮上させる。一般にはエレメントの重量は浮力よりもやや軽くなるように計画されるのでそのまま浮上するが、エレメントの重量が浮力よりも大きい場合には、フロートをつけて浮力を増す方法が普通とられている。

浮上したエレメントは仮固定し、次いでドライドックの締切りを必要幅だけ開放してここからエレメントを曳き出し、曳船を用いて所定の沈設地点まで曳航する。

本計画では乾舷 10 cm 程度で計画しており、大半が水中に没する形で進水させることとなるので曳航抵抗はかなり大きくなるが、曳航距離がきわめてわずかであるから、曳航速度を大きくする必要はないであろう。地点または場合によっては、陸上からのウィンチ操作や水中アンカーなどを補助的に使用することも有利と考えられる。

(7) 沈 設

沈埋エレメントが所定の位置まで曳航されたら、引続き沈設の作業にかかる。沈設の方法については、これまでの施工例からみてもいろいろな方法がとられているが、大別するとエレメントが浮力より軽い場合については、荷重をかけて吊り下げの方法と水中アンカーを用いて引き下げの方法とがあり、エレメントが浮力よりも重い場合にはフロートなどによる付加浮力をきって吊り下げの方法がある。

まず荷重をかけて吊り下げの方法は、現在までのところ最も多く用いられているが、沈設のための荷重としては、あらかじめエレメント内に準備した水タンクまたはエレメント自体に注水すること、あらかじめ砂その他の

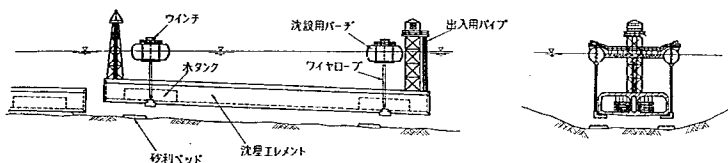


図-21 沈設エレメントの沈設（クレーンバージ）

材料を積んでおいてこれに水を含ませること、コンクリートを打ち足すこと、碎石などのバラストを搭載することなどの方法がとられており、またエレメントの吊り下げには、一般のクレーン船を使用する場合もあるけれども、多くの場合には 2~4 隻のバージをトラスなどで連結した沈設用バージを用いている。

水中アンカーを用いて引き下げる方法は、エレメントの4隅にとりつけたワイヤを水中の埋設アンカーの滑車に通し、これをエレメント上のやぐらに装備したウィンチでまきしめて沈設させるものである。この方法はアイトンネルで行なわれているが、正確に所定の位置に引きこめるという利点がある反面、強固な埋設アンカーを必要とする。なおハイネンホルトトンネルのように、水荷重と水中アンカーを介してのワイヤ操作とを併用して沈設を行なった例もある。

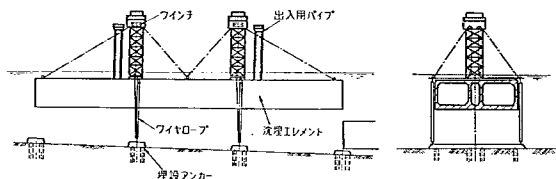


図-22 沈設エレメントの沈設（アイトンネル）

エレメントが浮力よりも重い場合については、荷重をかける代りに付加浮力を取り除くという点が異なるだけで、あとは荷重をかけて吊り下げる方法と同様にして沈設される。

沈設の具体的なやり方としては、まず沈設しようとするエレメントをすでに沈設されているエレメントの端面から 2~3m 程度離れた位置に向かっておろし、これが仮支承台の支承面から 50cm 程度の高さまで達したらおろす作業を一時中断し、次いで連結用フックによってこの両エレメントを連結できるだけの近さになるまで縦方向に移動させ、最後に斜かに仮支承台の上におろすという手順がとられている場合が多い。また沈設後のエレメントの重量については、一般に浮力の 1.1 倍程度が目安とされている。

本計画においては、荷重をかけて吊り下げる方法を基本とし、荷重としては自由水の影響をも勘案して水タンクによる水荷重を用いて沈設を行なうことを考えており、沈設後の荷重としてはエレメントの内底に碎石バラストを入れることを計画している。またエレメントの吊り下げについては、エレメントが11個もあるので沈設用バージを建造して使用することを検討しているが、エレメントの幅が大きいため、これに伴う構造的な問題に対処するとともに安定した沈設を行なうためのきめ細かい計画が必要となろう。

(8) 仮 接 合

沈設エレメントが仮支承台にのせられたら、連結用フックによってすでに沈設されているエレメントと連結

し、仮支承台にとりつけられている調整ジャッキによって上下および左右の位置を微調整しながら、連結用フックにとりつけたジャッキによって仮支承台上のエレメントを引きつける。なお位置の微調整にあたっては、エレメント上にとりつけられている塔またはマストによって位置を確認する方法が一般に行なわれているほか、音波を利用した装置を使用している例もあるが、現実には潜水夫からの連絡によって微少な調整を行なっている場合が多いようである。

ところでエレメントの端部には、ドライドックにおけるエレメント製作時にあらかじめゴム製の帯状のガスケットがとりつけられているので、連結用フックによって引きつけた際には両エレメントはこのガスケットを介して接合される。次いで両エレメントのバルクヘッド間の水を、あらかじめとりつけておいたバルブを通じて排除する。すると新たに沈設したエレメントは、その自由端に作用する水圧によって前に沈設したエレメントに押しつけられ、両エレメント間は完全に止水される。これで仮の接合が行なわれたわけで、以後はバルクヘッドに設けられている扉を通じてエレメント内を通行できることとなる。なお一般には、ガスケットにかかる圧力が水圧の1.5倍以上あれば止水は完全であるといわれている。

本計画においても、基本的にはガスケットを用い水圧を巧みに利用して接合する方針で検討を進めているが、細部についてはいろいろと未解明な点が残されている。なお、エレメントの自由端に作用する水圧は約6,000tである。

(9) 砂吹きこみ

仮接合が完了したら、トレンチ底と沈埋エレメント底とのすき間に砂を充填する。一般には、エレメントの上面に移動式の架台を設置し、これに先端がすき間に曲がりこんでいる旋回可能なパイプをとりつけ、このパイプを通じて砂を吹きこむことを行なわれるが、その一例を図-23に示す。パイプは通常サンドポンプによって砂を送るパイプと、水が砂の中に閉じこめられたままになるのを防ぐために水を吸い出すパイプからなっているが、場合によっては堆積したヘドロなどを処理するためジェットを併用することもある。なお基礎杭を用いる場合には、この作業に先行してまたは平行して、杭頭とエレメント底とを密着させるための処理を行なう必要がある。

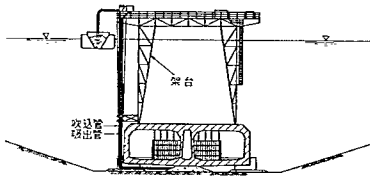


図-23 砂の吹きこみ（クートンネル）

砂の充填が完了したら、仮支承台の調整用ジャッキをゆるめて、これまでこのジャッキで仮に支えていたエレメントの重量を充填した砂に支持させる。

本計画においては、基礎杭の使用については結論が出されていないけれども、現在のところこの砂の吹きこみを基本として検討を進めている。しかし施工の詳細については、特許権の関連もあってこれまでほとんど明らかにされておらず、今後工事の実施までに種々の実験や試験を重ねて行く必要があろう。

(10) 連 結

沈埋エレメントが充填した砂に完全に落着いたところで、恒久的な継手を施工して前に沈設したエレメントと新たに沈設したエレメントとを完全に連結する。

連結の方法としては、マーストンネルのように米国方式のトンネルと同様な方法、すなわち鋼製フードプレートと水中コンクリートによって施工したものもあるが、最近では、ゴムガスケットを用いて仮接合したエレメントの内部から、両エレメント端の鉄筋または接接板を溶接または添接し、場合によってはさらに防水膜をとりつ

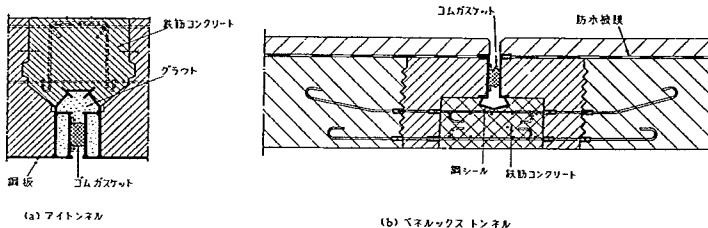


図-24 継手部の構造

けた後、継手部にコンクリートを打設するという方法が広く行なわれている。この連結方法による継手構造の一例として、アイトンネルおよびベネルックストンネルのものを図-24 に示す。

本計画においては、潜水夫や水中コンクリートを用いずにエレメントの内部から恒久的な連結を行なうこととしており、その構造については基本的にはおそらく図-24 のような形となろう。しかし詳細については今後の検討をまたなければならず、とくに耐震上の観点からの補強的な措置を検討する必要がある。

また沈埋区間の両端のエレメントと換気塔との連結については、現在のところ部分的な締切りを行なって気中状態で特殊な継手を施工することを検討している。

(11) 埋 戻 し

恒久的な連結が完了したら、トレンチの埋戻しを行なう。これは沈埋エレメントの保護と浮上防止のためである。埋戻しには、ディーズアイランドトンネルのように重い材料を用いている例もあるが、一般には付近の土砂が用いられている。

本計画においても経済性の見地からできるだけ付近の土砂を用いて埋戻すことを計画しているが、耐震上の問題とも関連するので、埋戻し材料については今後さらに研究する必要がある。

(12) 内 装

以上のような過程を経て、沈埋エレメントが順次連結され延びて行くが、エレメントの連結がある程度先行したらこれを境って内装を行なう。内装については一般のトンネルと異なるところはなく、壁面、路面をはじめとして換気、照明、排水、防音、交通管理、防災などに必要な諸設備、公共添加物などを逐次施工する。

なおアイトンネルでは、埋戻しおよび内装の結果によってエレメントが沈下することを危惧してこのための対策を講じているが、この点についても一応検討しておく必要がある。

(13) 換気塔および取付道路

本計画においては、換気塔はこれに連結される沈埋エレメントの沈設に先立って施工することとし、取付道路は全体施工計画との斉合をはかりつつ施工することとしている。また施工法については、一般には潜函工法または開削工法がとられている場合が多いが、ここでは換気塔、取付道路とも開削工法を用いることとして計画を進めている。すなわち、まず鋼矢板で締切りを行なってその内部の土砂を掘削し、必要ならばウエルポイントなどを併用してその内部の排水を行なう。次いで気中状態で基礎杭、サンドクッション、均しコンクリートなどを施工した後本体を築造し、最後に埋戻しを行なう。

8. 問 題 点

沈埋トンネルはわが国ではほとんど未経験な分野であるため、東京港横断道路沈埋トンネルの計画にあたってはいろいろと問題点が多い。これらの問題点の一部については前述の施工計画において若干ふれたが、以下においては、主として6車線矩形断面を対象とし、現時点において問題となっている点ないしは今後の検討を要する点について概括的に述べてみたい。なお便宜上、設計に関する問題点と施工に関する問題点とに分けて述べることとする。

(1) 設計に関する問題点

沈埋トンネルの設計に関しては、より経済的、合理的な構造、寸法とするためには以下に述べるような問題点があり、とくに地盤、不等沈下などについては今後の調査研究が必要であるが、施工に比べると重大な問題点は少ない。

1) 内空断面

沈埋エレメントの断面形状は当然必要な内空断面を確保するものでなければならない。したがってこの内空断面の大きさは工費に直接影響するので、車道、人道、自転車道、監視員通路、換気用ダクト、安定用バラストや公共添加物を収容する空間などそれぞれについて必要最小限となるよう慎重に再検討する必要がある。

2) 縦断線形

一般に水底トンネルの工費は非常に大きいので、できるだけトンネル延長を短くすることが望ましい。このためには、まずなるべく浅い位置にトンネルを計画する必要がある。これには土被りの厚さが大きく影響する。現在のところ土被りは1.5mとして計画しているが、防護層を設けることによって土被りをほとんどとらない例もあるので、今後船舶航行や航路の条件を検討して最終的に決定する必要がある。また、縦断勾配を大きくとればトンネル延長は短くなるが、現在考えている設計速度 80 km/h、最急勾配 4% は計画上の最低限と考えられるので、計画航路断面、陸上における道路や鉄道との交差などを考慮し、この範囲内で最適な縦断線形を計画する必要がある。なお縦断線形の設定にあたっては、縦断曲線の処置についての比較検討が必要である。

3) 沈埋区間長

現在のところ沈埋区間を 1030 m とし、両側に換気塔および場所打トンネルを設けることとして計画しているが、一般に沈埋トンネルでは、ドックや沈設のための設備費が大きいため沈埋区間長が長くなっても工費はあまり増加しないといわれているので、縦断線形、施工法などを勘案のうえ、沈埋区間長を最終的に決定する必要がある。

また沈埋区間を何個のエレメントで構成するかについては、ドライドックの規模、船舶航行に及ぼす影響、施工性、エレメントの縦断設計などを総合して計画すべきである。

4) 常時荷重

沈埋エレメントに常時作用する荷重は、エレメントの自重、水圧、土圧および地盤反力であるが、これらそれぞれについて明確に把握する必要がある。このためには、エレメントに使用する材料の比重、潮位、海水の比重、地質の物理的または工学的性質などについて調査検討を行なう必要がある。

5) 地震の影響

これまでに施工された沈埋トンネルではそのほとんどが地震の影響を考慮しておらず、わずかにディーズアイランドおよびバートの両トンネルにおいて地震に対する配慮がはらわれている程度であって、確固たる耐震設計法を得るにはいたっていない。

しかしわが国は世界有数の地震国であり、中でも東京湾周辺地域は地震の頻発する地域であるから、沈埋トンネルに及ぼす地震の影響について十分な調査研究を行なう、あらゆる角度からその安全性を確認しておく必要がある。具体的には、地震記録、地盤の応答スペクトル、地震時における地盤または周囲の土の諸常數および安定性、地震エネルギーの地中への逸散などについて調査研究を行なうとともに、構造物および地盤をモデル化した振動解析や各種の耐震実験を行なう必要がある。

6) 温度変化の影響

沈埋トンネルにおいては温度変化の影響は小さいといわれているが、温度変化による沈埋エレメントの応力、基礎杭を使用した場合の杭とエレメントの接合などについて検討しておく必要がある。

7) 施工時応力

ドライドックにおける製作時、ドックに注水して浮上した状態、曳航中、沈設の過程、仮支承台で支持された状態、吹きこんだ砂で支持された状態、埋戻しの過程など、施工の各段階ごとの沈埋エレメントの応力について検討する必要がある。

8) 許容応力度

沈埋トンネルに付与すべき安全度をいかにとるべきか、換言すれば許容応力度をいかに規定すべきかという問題は、計画全体に非常に大きな影響を与えるものであって、検討すべき大きな問題点である。とくに鉄筋およびコンクリートの許容応力度については、沈埋エレメントの水密性を確保するうえで重要なきめ手となるので、施工実績、実験結果などを勘案して慎重に決定する必要がある。また、地質、温度変化、異常潮位などの異常時荷重による応力や施工時における応力に対して許容応力度をいかに規定すべきかも重要な問題点である。

9) 地盤支持力

沈埋トンネルには浮力が作用するので、地盤にかかる荷重は沈埋エレメントの重量とエレメント上の被覆土の重量を加えたものから浮力を差引いたものであって、一般にはかなり小さい値となる。また、エレメントでとり除かれた土の重量よりもエレメントの重量の方が小さいのが普通であるから、地盤支持力はほとんど問題とならない。したがって一般には吹きこんだ砂で十分支持されるが、地盤沈下が予想されたり、地盤が不均質であったり、沈埋区間と塔気塔との連結部のように不等沈下のおそれがあったりする場合には基礎杭の使用も考えられるので、エレメントを吹きこんだ砂で支持させるか、基礎杭で支持させるかの決定はきわめて重要な問題である。

10) 構造計算

前記の問題点を解決したうえで断面形状の設計ならびに沈埋エレメント1個および沈埋区間全長についての縦断方向の設計を行なうが、これにはエレメントの重量と浮力との関係、鉄筋コンクリート構造と鉄骨コンクリート構造の比較、プレストレスの導入などが問題となろう。なお断面形状については、隅角部の処理、無駄な内空断面の削除などを検討する必要があるが、また縦断曲線の処理方法、バルクヘッドの構造、エレメント端部の補強などについても今後の検討が必要である。

(2) 施工に関する問題点

沈埋トンネルの施工に関しては、以下に述べるようにそのほとんどすべての段階に問題点があり、今後の広範囲にわたる調査研究が望まれるが、とくに沈埋エレメントの沈設および連結については十分な検討が必要である。

1) 沈埋エレメントの製作方式

現在のところ沈埋エレメントは鉄筋コンクリート構造とし、ドライドックで完全に製作することとして計画しているが、既設のドックを使用して鋼殻を製作した後、これをドック外に繋留してコンクリートを打設してエレメントを完成させる方法との比較検討を行なう必要がある。これには、利用できる既設ドックの有無、その所在

地、そこから現地までの曳航、鋼設に要する鋼材量などを検討し、最終的には工費、工期を総合的に検討することが必要となろう。

2) ドライドック

ドライドックを新築する場合には、その位置および規模が問題となる。現在ドライドックを計画している13号地その1は、施工箇所に近いという利点はあるが、埋立がおおむね完了しているため掘削量が多いこと、地盤が軟いこと、工事完成後の施設の利用に難点があることなどの問題点を含んでいるので、港湾計画や埋立土地利用計画を勘案し、このほかに考えられる候補地と比較検討を行なう必要がある。またドライドックの規模については、現在4個の沈埋エレメントを同時に製作できるものを計画しているが、エレメントの個数、敷地の大きさ、航路の障害、全体工程などを考慮したうえ、規模の再検討を行なう必要がある。このほか、ドライドックの締切り、排水、機械設備などについても検討する必要がある。総じてできるだけ少ない費用で効率的なドックを計画するようつとめるべきである。

3) 沈埋エレメントの製作

沈埋エレメントの製作過程、とくにコンクリートの打設順序については十分検討する必要がある。これに関連して施工継手についても実験、試験などを含めた調査研究を行なう必要がある。また、コンクリートや鉄筋の品質、製作の精度などをいかにして管理するかが今後検討すべき重要な問題点である。

4) 浅 渚

トレンチの法面勾配は浅渚量に大きく影響するので、現地試験などを行なって法面の安定について検討しておく必要がある。同時にトレンチ底面のゆるみ、トレンチ底に堆積するヘドロの量などについても確認しておく必要がある。また、海面下 25m 程度の浅渚ができるポンプ船の調達、浅渚土の処分、施工歩掛りなどについても調査検討を行なう必要がある。

5) 基 礎 杭

沈埋区間全長にわたって基礎杭を設けるか否かについては問題が残されているが、多かれ少なかれ海中に杭を打設することは必要であるから、海中における杭の構造、打設方法、杭頭の調整方法などについて現地試験をおこなった調査研究が必要である。

6) 仮 支 承 台

仮支承台の構造、施工方法、エレメント調整用ジャッキなどの詳細について、施工試験などを通じて検討する必要がある。

7) 曳 航 ・ 沈 設

曳航に要する曳船馬力、曳航の方法、沈設のためのバージなどの作業設備、沈設の方法、沈埋エレメントの位置の調整方法などについて今後の調査検討が望まれるが、とくに沈設時における水バラストの操作およびワイヤ操作については、安定性を考慮した厳密な計画をたてる必要がある。

8) 仮 接 合

ゴムガasketの材質、形状などについては実験や試験を重ねて決定する必要がある。またガasketにかけられる圧力の大きさについても検討を要する。

9) 砂の吹きこみ

トレンチ底と沈埋エレメント底とのすき間への砂の吹きこみについては、室内実験、現地試験などを行なって吹きこまれた砂の均一性、エレメントを設置した際の沈下量などについて確認しておく必要がある。また施工の設備、方法などについて研究開発を行なう必要がある。トレンチ底にヘドロが堆積するような場合にはこれを除

去する方法を併せ検討しておく必要がある。

10) 連 結

継手部は地震、不等沈下などに対して十分な強度と水密性が確保されるものでなければならないが、このためどのような構造とすべきかという問題はきわめて重要な問題点であり、この点に関する格段の研究開発が望まれる。とくに沈埋区間と換気塔との連結部については、特殊な継手を開発して用いる必要がある。

11) 埋 戻 し

トレンチの埋戻しに用いる材料、航路に対する防護層などについて調査研究を行なう必要がある。

12) 防 水 層

沈埋トンネルにおいては水密性の確保が最も重要な事項の一つであり、一般には鋼板で被覆したり瀝青材料または合成材料による被膜を用いたりしているが、この選択はきわめて重要な問題であって、慎重に検討のうえ決定する必要がある。

13) 作業足場

施工の大部分は海上作業となるので何らかの海上作業足場が必要である。これにはバージ方式と足場方式が考えられるが、いずれを使用すべきかについては作業の内容、航路との関係、工費、工期などから慎重に判断すべきであろう。またこれに関連して、埋設アンカーや沈設アンカーについて検討する必要がある。

14) 検 査 方 法

計画地点の海中では、潜水夫または水中テレビなどによって肉眼で事象を確認することは不可能である。したがってトレンチの復旧、仮支承台の築造、沈設、仮接合、砂の吹きこみ、埋戻しなど海中で行なわれる作業すべての検査および確認の方法について研究開発を行なう必要がある。また位置を確認するための測量台の配置については、船舶航行との調整をはかりつつ計画する必要がある。

15) 航路との調整

計画地点は航行船舶の多い水域であるから、工事中においても航行の安全を確保する必要がある。現在のところ往復航行の場合には 300m、往復分離航行の場合には各 150m の航路幅を確保することとして計画しているが、工事のために占有する水面の大きさを検討したうえ、確保すべき航路の位置、幅、水深などについて関係方面との調整をはかることが重要な問題点である。またこれに関連して、航路標識、航行規制などについて検討する必要がある。

16) 工 程 計 画

海象、気象、船舶航行などの条件を正確に把握し、これに対応した施工法および施工機械の研究開発を含めて合理的な工程計画についての詳細な検討が必要である。

あ と が き

東京湾環状道路が東京港第一航路を横断する箇所に計画されている沈埋トンネルは、矩形断面の沈埋トンネルとして世界最大級のものであり、東京湾周辺地域の飛躍的な開発を背景にその早期建設が望まれている。しかし前述のように今後解明すべき幾多の問題点が残されており、それも単に道路工学ないしは構造力学の範囲にとどまらず、港湾、船舶などの工学の分野にもおよんでいるので、広く技術の総智を結集して着実な前進をはかって行きたいと願っている。

「道路」昭和43年8月号抜刷

沈 埋 ト ン ネ ル

村 上 良 丸

沈 埋 ト ン ネ ル

村 上 良 丸

ま え が き

水底トンネルの歴史は 4,000 年の昔にさかのぼる。
 “歴史の父”といわれる古代ギリシアの史家 Herodotus の記述によれば、古バビロニア王国 (B.C. 2800 年～B.C. 1750 年頃) の首都バビロンにはユーフラテス河をはさんで、Jupiter Belos の神殿と Selaglio とよばれる王宮が対峙していたが、この両者は長さ 925 m のトンネルと同長の石橋の二つで結ばれていたという。このトンネルの断面は幅 4.6 m、高さ 3.7 m (単線鉄道トンネルの断面に近い) もあり、アーチ型に煉瓦で巻立てられていたと伝えられる。これらの工事はユーフラテス河の当時の平水路幅は 185 m 位だったと想像されることから、恐らく高水敷部分を利用して水路の切りかえを行ない、ドライワークで開削し、煉瓦でトンネルを築造した後、この地方に豊富な天然アスファルトで水密シールをした上で、埋戻しをして完成したもの (開削埋戻工法) と推定される。

水底トンネル建設の記録はこののち久しく途絶していたが、1842 年に Brunel 父子がロンドンのテムズ河底にシールド工法でトンネルを建設したことによって、欧米の各地で水底トンネルが建設され始めた。その主力はシールド工法であったが、堅い岩盤の水底トンネルでは山岳トンネルと同様に、削岩一発破による普通工法も採用されている。イギリスの水底鉄道トンネルである Severn (L=7.25 km, 1873 年～1886 年) とか Mersey (L=4.8 km, 1880 年～1886 年) はこの工法で掘られた初期のものである。わが国でも開門トンネルは鉄道がシールド工法 [L=3,614 m および 3,604 m, 昭和 11 年 (1936 年) 着工, 昭和 17 年および 19 年 (1944 年) 竣工] で、道路は普通工法 [L=3,461 m, 昭和 14 年

(1939 年) 着工, 33 年 (1958 年) 竣工] で建設されている。

この他に水底トンネルの建設方法にはここで述べる沈埋工法という独特のものがあるが、これらの種々の工法を使って 前世紀の後半から 現在までの約百年間に、鉄道、道路、上下水道、ガスパ路等の数多くの水底トンネルが世界各地で建設され続けている。たとえば戦前の古い記録であるが、1937 年当時ニューヨーク市内にはハドソン河に 10 本、ハーレム河に 9 本、イースト河に 28 本の水底トンネルが出来ていたという。

現在供用されている著名な水底道路トンネルは表-1、2 に示す通りで、前者はシールド並びに普通工法によつたものをして示しており、すべて円型であり、また Mersey 以外はどれも 2 車線である。後者は沈埋工法 (開削埋戻工法の Velsen を含む) によつたものをして示している。

1. 沈埋工法の歴史

沈埋工法というのはトンネルの水底部分を 100 m 前

表-1 水底 (円型) トンネル (シールドおよび普通工法による)

No.	トンネル名	所在地	延長 (m)	車道幅員 (m)	換気方式	換気量 (m ³ /h km/m)	竣工年度 (年)
1	Old Blackwall	英, ロンドン	1,920	4.88	半横	?	1897
2	New Blackwall	英, ロンドン	1,103	6.10	?	?	1905
3	Rotherhithe	英, ロンドン	1,502	4.88	?	?	1908
4	Holland	米, ニューヨーク	2,608 2,551	6.10	横	345	1927
5	Mersey	英, リバプール	3,225 (4) 3,225 (2) 320	11.00 [*]	半横	370	1934
6	Anvers Schelde	白, アントワープ	1,768	6.75	横	280	1933
7	Sumner	米, ボストン	1,717	6.55	横	?	1934
8	Lincoln	米, ニューヨーク	2,255	6.55	横	320	1937
9	Lincoln	米, ニューヨーク	2,504	6.55	横	320	1945
10	Lincoln	米, ニューヨーク	2,442	6.55	横	320	1957
11	Queens Midtown	米, ニューヨーク	1,912	6.40	横	350	1936
12	Queens Midtown	米, ニューヨーク	1,955	6.40	横	350	1940
13	Brooklyn Battery	米, ニューヨーク	2,779	6.50	横	350	1950
14	Brooklyn Battery	米, ニューヨーク	2,779	6.50	横	350	1950
15	関門	日, 下関-門司	3,461	7.50	横	230	1958
16	Callahan	米, ボストン	1,547	6.60	横	370	1961
17	Dartford	英, ロンドン	1,429	6.40	?	?	1963
18	Tyne	英, ニューカッスル	1,670	7.30	?	?	1967

* Mersey のみ 4 車線, 他は全て 2 車線

表-2 水底トンネル（沈埋および開削工法による）

No.	トンネル名	所在地	延長 (m)	断面形状 (m)	掘削 方式	トンネル 断面 (m ²)	竣工 年度
1	Possey	米、カリフォルニア州	1,080	7.0	掘	490	1928
2	Detroit-Windsor	米、ミシガン州	1,565	6.7	掘	300	1930
3	Bankhead	米、アラバマ州	960	6.4	半掘	270	1940
4	Mas*	和、ロンドンダム	1,070	2@6.0	掘	170	1941
5	芝罘川*	和、大 阪	81	2@4.5	掘	150	1946
6	Washburn	米、テキサス州	894	6.7	半掘	350	1950
7	1st Elizabeth R.	米、バージニア州	1,021	6.7	半掘	350	1952
8	Baytown	米、テキサス州	918	6.7	半掘	310	1953
9	Almendares*	キ、キューバ	215	2@6.7	半掘	330	1953
10	Velsca*	和、ベルゼン	768	2@7.1	掘	340	1957
11	Hampton Roads	米、バージニア州	2,580	7.0	掘	170	1957
12	Baltimore Harbor	米、メリーランド州	2,332	2@6.7	掘	170	1957
13	Havana 湾*	キ、キューバ	737	(4車線)	?	?	1958
14	Dear Island*	独、バンクーバー	658	2@7.3	半掘	350	1959
15	Rendsburg*	独、キール運河	640	2@6.8	掘	220	1961
16	2nd Elizabeth R.	米、バージニア州	1,580	6.9	掘	320	1962
17	Webster Street	米、カリフォルニア州	1,018	7.3	掘	?	1963
18	羽 田*	和、東 京	300	2@7.7	掘	500	1964
19	Coen*	和、アムステルダム	1,283	2@7.3	半掘	160	1964
20	Baltimore Channel	米、チェサピーク湾	1,750	7.3	掘	240	1965
21	Thimble Shoal	米、チェサピーク湾	1,650	7.3	掘	250	1965
22	IJ*	和、アムステルダム	1,125	2@7.0	掘	150	1965
23	Lafontaine*	加、モントリオール	1,390	2@11.6	半掘	360	1967

* 矩形断面

後の区間（セクション）に分割して、これを陸上のドライドックとか造船台の上で造り、概ね完成した所で、その両端に仮の水密隔壁を取付けて水上に曳出し、敷設現場まで曳航して行つて、予め浚渫しておいた水底の溝（トレンチ）の内に、適当なバラストを加えて沈める。この個々のセクションのことをエレメントと呼んでいるが、先に沈めたエレメントと後から沈めるエレメントを水中で連結し、両者の間の2枚の水密隔壁を除去してトンネルの通路部を完成し、エレメントの外側に土砂を埋戻して順次トンネル延長を伸ばして行く工法で、prefabricated subaqueous tunnel（組立式水底トンネル）と呼ばれる水底トンネル独特のプレハブ工法である。

こうした工法の原始的な考え方はかなり古くからあったようである。即ち1854年にミラーという人が「海底街路」というパンフレットを出したことが前世紀のトンネルの大家 Drinker 氏（米フィラデルフィアの人）の本（“Tunneling, Explosive Compounds and Rock Drills” 1876年初版, John Wiley & Sons 社）に出ており、「数ある乱暴な設計案の一つ」として、「鑄鉄パイプに錠をつけて水底に沈める」話が紹介されている。

また Archibald Black という人の“The Story of Tunnels” という本にはセズミルという人が1857年4月4日付の“Scientific American 誌”に「水底往来」という名で鉄筒に錠をつけて水底に沈設する方法を提案したことが出ており、更に1867年にはロンドンの“The Engineer 誌”に J.J. Mories という人が沈設したパイ

プからポンプで排水する方法が出ていることを紹介している。

非常にユニークな工法として“水中浮游トンネル”というのがある。これを始めて考えたのは北シリアのアレッポ市の土木局長だったハッゲンという人で、最近架橋の話題が出ていたボスフォラス海峡用として1870年にトルコ政府に提案したものである。彼の案は“直径3.1m、長さ3.6kmの錬鉄製連続パイプをつつて、その中を列車が通っても浮力を失わない程度にして、錠をつけて水中に浮かしておこう”という計画で、特別に模型まで造つたということである。同様な案は1872年にサンフランシスコ湾の横断用としても提案されたという。しかしこの水中に浮かすトンネルの工法はまだ実現されたことはない。ただし L.K. Edwards のトンネル等として研究は続けられているようである（土木学会誌

1968年4月号 Brown: “Dynamics of Flexibly Supported Tunnels and Other Roadbeds”（松浦抄訳）。

ところで Drinker 氏から“乱暴な設計”といわれた沈埋工法が、1876年には米国でトラウトワイン氏が特許をとり、更に1885年には Haden H. Hall 氏がシドニー港を横断する長さ約380mの水道管敷設工事に移動式ケーゾンの形で実用化に至つた。

今日行なわれている沈埋工法の最初のものは1893年から94年にかけて、H.A. Carson 氏が施工したボストン港内の下水道敷設工事であつた。これは航路水深7.6m、水路幅96mの区間に、厚さ9.5mmの鋼板を使った外径2.6mの鋼管を1セクション約16mで造り、現場まで曳行して行き、内部を煉瓦で巻いて（内径1.9m）、予め浚渫しておいた水底の溝の内に沈設し、土砂の埋戻しをして完成したもので、Shirley Gut サイフォンと呼ばれ、現在もなお使用されている。

交通用のトンネルに始めて一種の沈埋工法が採用されたのはニューヨーク最初の地下鉄が Harlem 河を横断する箇所に対してで、1901年から1902年にかけて施工された。このトンネルの水底部分は約190mで、地盤が軟弱だったため、当時流行のシールド工法の代りにまず水底をトンネルの上半分に対応する部分だけ掘削し、側壁になる所に杭を打ち、その上に鋼鉄で造つたトンネル上半分を沈設して屋根にし、溝の埋戻しをした後、これを防護体として、圧縮空気を使ってトンネルの下半分を掘削したものである。

これに対して1906年から1910年にかけてミシガン・セントラル鉄道会社がデトロイト河の横断に採用した沈埋工法は完全に本格的なものであった。すなわち水路幅約790m、最大水深14.6mの所に2本の並列単線鉄道トンネルを建設したもので、1セクション80mのトンネルエレメント10本が使用された。そのエレメント断面は内径7.1mの2本の鋼製チューブを内部に納めた

16.9m×9.5mの矩形コンクリート躯体からなっており、これを陸上で造って現場まで曳航して沈設し、土砂で埋戻した後、内部に溜った水をポンプで排水し、さらに内径7.1mの鋼製チューブの内側にコンクリートを巻立てて完成したもので、現在もお供用されている。

道路トンネルに沈埋工法が採用されたのはかなり後年であり、1925年から1928年にかけて施工され Posey チューブが最初である（最初の本格的なトンネルはニューヨークの Holland トンネルで、1927年に完成している）。地震で有名なカリフォルニア州の Oakland と Alameda の間を結ぶこの水底トンネルには全長1,080m、最大水深約18mである。対向2車線の道路トンネルであるため、外径11.3m、長さ61.9mの鋼製チューブエレメント12本を敷設現場から約10km離れた造船所で造り、進水させて（1エレメントの重量約5,000トン）現場まで曳行し、バラストを加えてトレンチ底に沈設し、潜水夫を使って水中連結を行なった後、この継目周辺に水中コンクリートを打って水密シーリングをし、仮隔壁を取り除き、内部をコンクリート仕上げしたものである。この工法の基本的な部分は今日でも米国方式の根幹をなしている。

なおこのトンネルの陸上部分は開削埋戻工法をとったが、この区間で防水のためベースコンクリート上に敷いたアスファルトがその上に打設されたトンネル躯体のコンクリートの凝固熱のため溶け、4.5mの縦断勾配と相俟って滑動しはじめたという事故が発生している。幸い多数のジャッキを使ってこの滑動を15cm程度で食い止めたという記録がある。

わが国でも昭和10年（1935年）に、大阪の安治川に長さ僅か49.2mに過ぎないが、幅員4.5m×2、高さ4.5mの車道と幅2.4mの歩道を有する単一の沈埋面が戦時中の苦しい事情の中で施工され、昭和19年（1944年）に開通している。このトンネルは両端に自動車（8台）と人（3,000人/時）を昇降させる立坑がケーソン上に据えられており、700m³/分の換気設備を有す

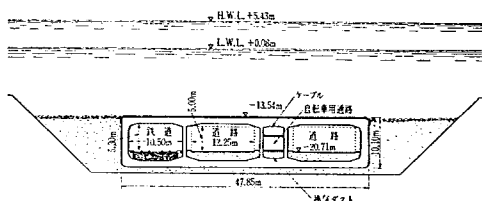


図-1 アートワープの新 Scheide トンネルの横断面 (チューブ頂部上には該運用埋戻しを行なっていない点に注意)

る全長81mのトンネルである。

オランダの Maas トンネルが矩形断面の沈埋チューブとして有名であるが、これは1938年（昭和13年）の起工であるから（竣工は1941年）、恐らく安治川トンネルが矩形断面を採用した世界最初の道路トンネルであろう。

2. 米国方式とヨーロッパ方式の比較

前述のように沈埋工法は前世紀末から今世紀初頭にかけて、主として米国で開発された新しい水底トンネルの建設方式であるが、オランダの Maas トンネルの成功以来、鉄筋コンクリートによる矩形断面の採用が可能となつたため長足の進歩を遂げ、表-2に見る通り水底道路トンネルの建設方式としてはシールド工法に代って主流を占める形勢にある。その主な理由は

- ① 沈設されるトンネルエレメントの比重は通常1.1程度であるから、トレンチ作業で除去される水底土砂の重量よりはるかに軽いのが普通である。したがって水底地盤の支持力は全く問題とならず、むしろ浅瀬の間からは地盤の堅い方が問題となる位軟弱地盤に適した工法である
- ② プレハブ型式であるから現場作業が短時間で済み、かつ全体を通じて均質なものができる
- ③ シールド工法のように圧縮空気を使う必要がないので、極めて衛生的で安全な工法である
- ④ 航路水深ないし将来の浅瀬水深にだけ確保出来れば良いので、他のどの工法よりはるかに浅い位置に設置出来るためトンネル延長を最も短縮出来る
- ⑤ 6車線ないし鉄道との併用といった大断面が経済的に施工出来る（図-1参照）

の点であろう。さらに沈埋チューブに加わる外力は地震力を別にすれば自重、水圧、埋戻土圧、僅かな地盤反力、コンクリートの温度応力の他は施工時の一時的な外力だけで、比較的に明瞭なものばかりであるため力学的解析が極めて容易

表-3 沈埋工法比較表

項 目	米 国 方 式	ヨー ロッパ 方 式
断面基本型	円 型	楕 形
構造材料	鋼 材	鉄筋コンクリート
防水鉄壁	鋼 板	アスファルト系防水膜
継手部造法	フードプレートと水中コンクリート	ゴムガスケット
基礎敷均し	大を鋼板定規(スクリード)による砂利敷均し	砂の吹込み
曳行、沈設方法	径30~50cmで曳行し、ポケット部に砂利バラストを入れ沈設	径10cm程度で曳行し、水上まで送る作業員の出入等を通つてエレメント内に入り、水バラストを加えて沈設、または曳行から200~300t程度浮力より重いエレメントをつくって吊で吊つて持つて行く沈設

である。また地震力の影響についても水底部分は殆ど無視出来るといわれている点などは大きな特徴であろう。

しかしながら構造方式は表-3に示すように、米国式とヨーロッパ式にはかなり大きな相異がある。その理由の大半は鋼材事情と工法の歴史的な開発過程に起因するものであるから、わが国で採用する場合にはその辺の関係を十分比較検討する必要がある。

原則的にいえることは円型断面は2車線の道路トンネル位までの断面が限界で、その場合でもF.H.が低くなるため、斜路を含めたトンネル全長が長くなる欠点はさ

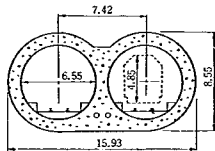


図-2 英仏海峡沈埋チューブ標準断面 (Tunnel Group 案)

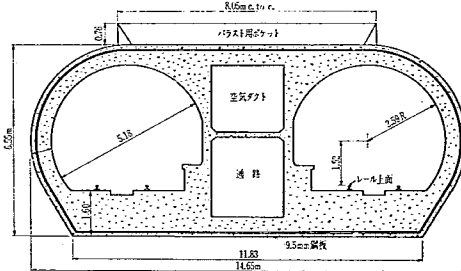


図-3 サンフランシスコ湾横断地下鉄チューブ (BART) の断面

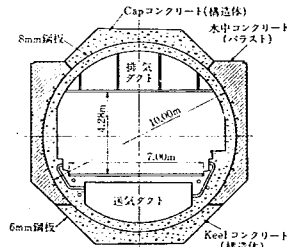


図-4 エリガベス河第2トンネル(米)の断面

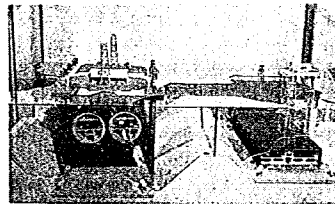


写真-1 沈埋工法模型(左は米国式、右はヨーロッパ式)

けられない。しかしながら曲げモーメントを殆ど発生しないので、力学的に有利であること、造船台上で製作出来ること等が長所であるから、単線鉄道用とか上下水道用等には極めて有効である。この型式は楕円形に変形して複線鉄道用に採用している例がある(図-2, 3)参照)。

水中継手方式としては米国式の水中共クリートを使うフードプレート方式より、水圧を巧みに利用するヨーロッパのゴムガスケット方式の方が優れており、米国でも現在施工中の BART チューブではこの方式に切換え

られている。

基礎の敷均し方式はトレンチの底幅が狭い間は米国式の大形大重量の鋼製定規(スクリード)を曳きつづて砂利を敷均す方法が採用出来るが、トレンチ底幅が20m以上にもなればヨーロッパのジェットによる砂の吹込み方式しかないといえるだろう。

沈設の方法は米国式は図-3 および図-4に示すように砂バラストないし水中コンクリートを沈設現場で投入出来るようなポケット部を予め躯体の外側に準備しているので、沈設するエレメント内に作業員はいって、水バ

ストを調整するヨーロッパ方式より優れているように思われる。この点ヨーロッパ方式を改善するには予め躯体を浮力より若干重く(200~500t)作ってブイをつけるとか、クレーン船で吊上げる方法を開発しなくてはならないであろう。

写真-1 は両者の断面(6車線道路用)並びに工法を模倣化したものである。

3. 沈埋工法の代表例

まず現在までに施工された水底地盤の最大水深を見ると、鉄道トンネルでは目下施工中のサンフランシスコ湾横断地下鉄の BART チューブ (San Francisco Bay Area Rapid Transit Tube) の 38m、道路トンネルでは Hampton Road (米) の 24m、Coen (オランダ) の 22m 等が深い方の代表であるが、最大水深の例はロサンゼルス の Hyperion 下水処理プラントの吐出管路である。これは太平洋の中に約 8km 突出し、最大水深は 61m に達している。

この施工には図-5 に示すような幅 37.4m、長さ 58m、厚さ 5.2m の海上作業台を使った。沈設する径 1.25m、長さ 53.5m のパイプエレメント (A) を、径 4.3m、長さ 65m の円筒状の鋼製の舟 (B) の下に取付けて曳行してきたものをこの作業台の下にひき入れ、舟 (B) に水を入れてパイプ (A) と一緒にトレンチ底に沈め、C のリモコン艇を使って既設のパイプエレメントと接合し(水中テレビで観測)、砂利の埋戻しを行なった後、舟 (B) とパイプ (A) を切り離して舟 (B) を浮上させる。かくして 1 エLEMENT の沈設が終わった所で、海上作業台の 4 本の脚柱(高さ 84m)を縮めて作業台

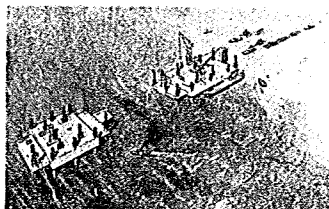


写真-2 英仏海峡沈埋チューブ施工想定図(左はトレンチ作業台、右は沈設作業台、後方に進行中のトンネルエレメントが見える)

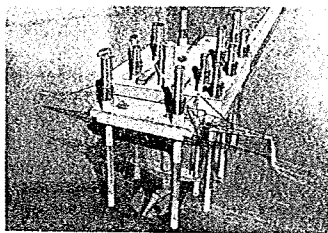


写真-3 英仏海峡沈埋チューブ用トレンチ作業台

を着水させ、浮かして次の沈設位置まで前進させる。新位置で再び脚柱を伸ばして作業台を水面上に出して固定した後、次のパイプエレメントの沈設作業に着手するのである。

英仏海峡用の沈埋チューブ(図-2)約 38km に対して提案されている装置はこれをより一層大型化したもので、トレンチ用と沈設用の 2 組の海上作業台からなっている(写真-2)。すなわち先行するトレンチ用作業台(写真-3)の下には写真-4 に示すようなリモコン式の無人掘削機がとりつけられ、浚渫土を吸上げて作業台上から突き出ている長さ 60m のブームの先端から海上に放出される(写真-3)。写真-5 はトンネルエレメントの沈設作業を示すもので Hyperion 方式を大型化したものである。この工法による英仏海峡沈埋トンネルの総工費は約 1,500 億円位と見積もられている。

現在施工中であるが、延長最大の鉄道トンネルは前記の BART チューブで、1 セクション長 82m~112m の範囲の 57 箇

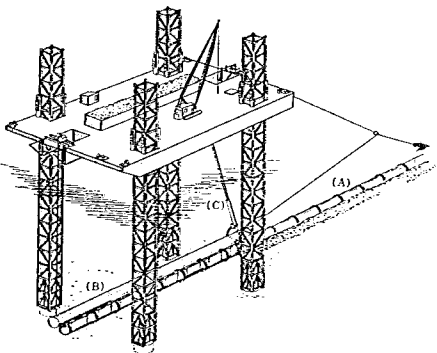


図-5 Hyperion 工事での海上作業台

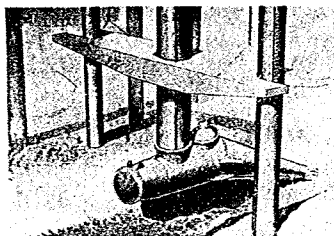


写真-4 トレンチ作業台から遠隔操作される削土吸込式沿板掘削機

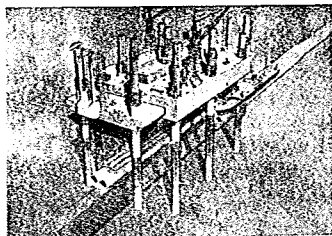


写真-5 英仏海峡沈埋チューブ用沈設作業台

のエレメントを使って総延長 5,830 m の水底部分を建設しようとしている。

矩形断面の道路トンネルとしてはオランダの Coen, IJ, カナダの Deas Island, Lafontaine 等が著名なものである。ことに Lafontaine (図-6) は 6 車線断面で、プレストレストコンクリートを使った点で非常に有名であるが、これらの詳細は別の機会にゆずることとする。なお 写真-8 は Coen トンネルの沈設作業の準備状況を示したものである。

む す び

水路の横断、ことに港湾地区で a) 舟運が多く、気象条件と重なって橋脚が多少とも船舶航行上の障害となる場合とか、b) 将来の港湾発展の面から過度な軌路幅と空高が要求され、事実上架橋が不可能となる場合、c) 兩岸の土地の利用開発が高度に進んでいて、アプローチ

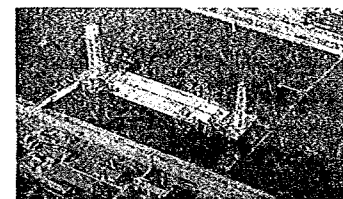


写真-6 Coen トンネルエレメント (オランダ) の沈設用軌装状況

の用地問題が支配的な場合等では明らかに橋梁よりトンネルの方が有利であり、更に軟弱地盤に適し、完成後は露とか台風といった気象条件にも左右されず、空襲による被害もないという長所を有しているので、港湾水路とか海峡の横断にはトンネルは極めて有力な手段であり、必ず橋梁と比較検討するべきものである。

中でも沈埋工法は作業船とか付属装置の最初の開発には多少の費用を必要とするが、一度これ等が出来上がればその後の工事は非常に安価となる。これがオランダでは橋梁に代つて沈埋トンネルが主流となっている主な理由と考えられる。

四面海に囲まれた海運国であるわが国でも港湾地区の輸送体系近代化のためにはこの工法が極めて有効であることは疑いない。その意味で鉄道建設公団が京葉線の多摩川河口部の横断に、また道路では東京湾環状道路の東京港水路部 (水路幅 930 m, 水深 12 m) に採用しようとしていることは大変意義深いものといえよう。

(建設省土木研究所
トンネル研究室長)

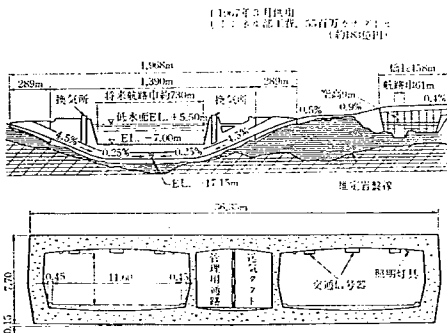


図-6 Louis-Hippolyte Lafontaine トンネル (カナダ, モントリオール)

座談会

これからの水底トンネルの方向

— 脚光あびる沈埋工法を中心に —

出席者

伊吹山四郎(司会)	建設省土木研究所 千葉支所長
村上良丸	建設省土木研究所 トンネル研究室長
大平拓也	日本鉄道建設公団 東京支社 環状線第二部長
仲田忠夫	首都高速道路公団 中央管理局管理課長
三好迪男	大阪市交通局 高速鉄道建設本部 建設部 第二建設事務所長
布施洋一	建設省関東地方建設局 首都道路調査出張所長 (発言順・敬称略)

伊吹山 今日おそろいの皆さまは、いずれも沈埋工法につきましては、わが国におけるご権威の方でございます。今後わが国でも、沈埋トンネルが盛んに使われると思うのですが、これから沈埋工法というものはどういうものかということ、沈埋トンネルの利点、それから現に計画、設計、施工されているトンネルの紹介。そして、わが国の千差万別な地域条件によります技術的な問題。最後に、これからどんな計画があるのか、あるいはどういう方向に発展していくか、というような問題につきましてお話ししたいと思います。

私の知っているのでは、わが国で沈埋トンネルは1本だけのチューブですが大阪の安治川、これが昭和17年、そのあとは仲田さんのお携わりになりました、首都公団の羽田トンネルというように、きわめて数が少ない、諸外国ではいかがでしょうか。

100年前の夢物語

村上 90年ほど昔(1870)ドリンカーという人が

トンネルの本を出していますが、その中に、数ある乱暴な設計案の一つということで、ミラーという人の「海底街路」という本の話を紹介している。これは鉄のチューブを海底におろして、そのなかを街路にしようというもので、1854年頃の話です。

また、1870年にはボスボラス海峡に沈埋トンネルを提案した人がいます。北シリアのアレッポ市土木局長のハッダンという人で、直径3mくらいの铸铁の管を3.6kmほどつないでそれにイカリをつけて水中に浮かしておき、その中を列車を走らそうというもので模型まで作ってトルコ政府へ売込んだそうです。この水中に浮遊させるトンネルはまだ実現していない土木技術の一つですが、可能性はあると思います。

実際に沈埋工法を使ったのは1893~4年にボストン港内で下水管を敷設したときが最初ようです。ジャーレイガットサイフォンとよばれ、水路幅96m、水深7.6mのところにと外径で2.6mの鋼管を沈めてつくったということです。ニューヨークのハ



伊吹山四郎先生



村上良丸先生



大平拓也先生

一レム川を地下鉄が横断するとき、屋根の部分だけを初歩的な沈埋工法で施工したという記録があります。

本格的な沈埋工事は 1906 年から 1910 年にかけてミシガン・セントラル鉄道がデトロイト川の横断に採用しています。

ここは水路幅が 790m、最大水深 14.6m で 2本の円形鋼管をつつの矩形コンクリート函 (16.9m×9.5m×80m 長さ) 内におさめて作った複線の鉄道トンネルです。

道路トンネルとしては 1928 年にできたサンフランシスコの近くのボーリチューブが最初です。 (注表 1)

伊吹山 そうしますと、非常に歴史は古いわけですが、世界的に見てどうなのでしょう。海外の事情については大平さんはいろいろごらんになったと思いますが。

シールド工法か、沈埋工法か

大平 私は海外といってもアメリカに行っただけで、アメリカにおける沈埋トンネルはいろいろ見てきましたが、主として勉強したのは現在サンフランシスコにおいて建設中の BART の沈埋工事です。これは沈埋トンネルとしては最新にして世界最大の規模のものです。 (注・図 1、写真 1) 一応、世界の沈埋トンネルについても浅く一通りの勉強はしました

表 1 世界における水底沈埋トンネル一覧表

トンネル名	場 所	延長 (m)	軌道水深 (m)	工 期 日・年	トンネル名	場 所	延長 (m)	軌道水深 (m)	工 期 日・年
デトロイト河 (鉄 道)	米国ミシガン州 カナダオンタリオ州間	814	14.6	1856 1910	レンラブルク (道 路)	ドイツ レンラブルク	140	13.7	1958 1961
ハーレー (地下鉄道)	米国ニューヨーク	329	7.6	1911 1914	第 2 ニリザベス河 (道 路)	米国バージニア州	1,130	13.7	1960 1961
フーバードリッヒ河 (歩 道)	ドイツベルリン	120	3.05	— 1927	ウエグスタストリート (道 路)	米国カリフォルニア州	732	18.3	1960 1962
ボージャイ (道 路)	米国カリフォルニア州	742	18.3	1925 1928	チヌサビーク河 (道 路)	米国バージニア州	3,410	15.3	1960 1963
デトロイトワインザー (道 路)	米国ミシガン州 カナダオンタリオ州間	670	13.7	1925 1930	リニホルメン (地下鉄道)	スウェーデン ストックホルム	160	6.9	1958 1963
安治川河底トンネル (道 路)	大 阪 市	49	約 6.0	1935 1939	ク (道 路)	オランダ アムステルダム	587	15.5	1964 1965
バンタヘッド (道 路)	米国アラバマ州	61,010	13.7	1939 1940	ワタルダムメトロ (地下鉄道)	オランダ ロッテルダム	1,010	15.0	1960 1965
マース (道 路)	オランダロッテルダム	587	11.9	1938 1941	羽田トンネル (道 路、モノレール)	海 老 取 川	56	3.0	1962 1964
ウラッシュバーン (道 路)	米国テキサス州	450	13.7	1948 1950	アイトンネル (道 路)	オランダ アムステルダム	1,125	13.1	1962 1967
ベータウシ (道 路)	米国テキサス州	780	12.2	1949 1953	ベネルク (道 路)	オランダ ロッテルダム西郊	794	16.0	1962 1967
ニリザベス河 (道 路)	米国バージニア州	640	10.4	1950 1953	第 3 シルム (鉄道および道路)	ベルギーアントワープ	500	1.5	1956 1958
バルチモア港 (道 路)	米国バルチモア	1,920	15.3	1935 1957	リムフィヨルド (道 路)	スウェーデン アールボルグ	510	10.0	1965 1969
ハンブルト港 (道 路)	米国バージニア州	2,090	11.0 ~21.4	1957	サンフランシスコ港 (鉄 道)	米国サンフランシスコ	5,830	約 28	1966 1970
ハバナ港 (道 路)	キューバハバナ	520	14.0	1955 1958	ラフォンテーヌ (道 路)	カナダモントリオール	767	15.3	1963 1966
ディーズアイランド (道 路)	カナダバンクーバー	630	12.8	1956 1959	大阪地下道 (道 路)	道 と ん 堀	25	土砂り 1m~2m	1968 1970



仲田 忠夫 先生



三好 迪男 先生



布施 洋一 先生

が、私から申し上げるまでもないことですが沈埋工法はアメリカとヨーロッパで、それぞれ特色のある形で発展してきたようで、アメリカ系とヨーロッパ系の沈埋工法とに大きく分けられます。

また、水底トンネルの歴史について考えてみますと、沈埋工法は 60 年の歴史ですが、シールド工法の方がさらに古く、約 130 年前に始まって、それ以来水底トンネル建設にはシールド工法が王座を占めてきました。沈埋工法が出現してからは、水底トンネル建設法の王座は沈埋工法にとってかわったといっても過言ではないと思います。

伊吹山 そうしますと、水底トンネルとしての沈埋工法が、なぜそんなに盛んになったかということですが、まず、沈埋工法の利点という問題、たとえば仲田さんのところで、羽田トンネルをおつくりになるとき、シールドでなくて、沈埋トンネルを使われたことについては相当ディスカッションがあったと思います。

仲田 沈埋トンネルに決めたという一つの大きな問題は、ご存じのようにオリンピックの問題があったのと、海老取川筋がふところが非常に深く、航路幅として狭いのにもかかわらず、そうとう大きな船の出入りがあるということ。あくまでも航路を確保しておかなければならないという問題も含めてケ

ーソン工法および開削工法と比較しましたが、けっきょく工費と工期、この二つの面で非常に有利である、ということから沈埋工法の採用ということになったわけですね。

伊吹山 三好さんのほうでも今度の計画についてはディスカッションがあったことでしょうね。

三好 私どもの場合（大阪地下鉄 6 号線）も、川幅自体は狭いのですが、堂島川という川は、雨が降れば洪水がある、それから台風がくれば高潮があるということで、河川管理上、豊水期というか、夏は

写真 1 サンフランシスコ BART の鋼殻の進水

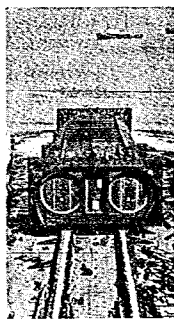
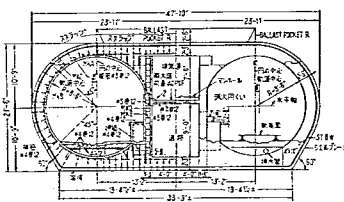
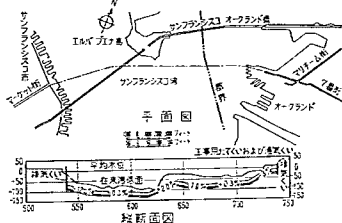


図 1 サンフランシスコ BART の沈埋トンネル概要



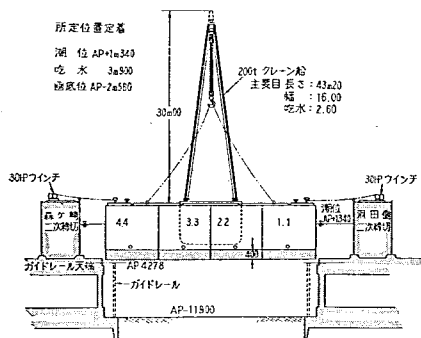


図2 羽田水底トンネル沈埋作業図

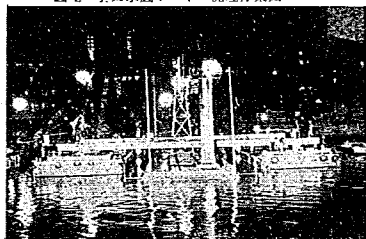


写真2 大阪地下鉄釜島川の沈没状況

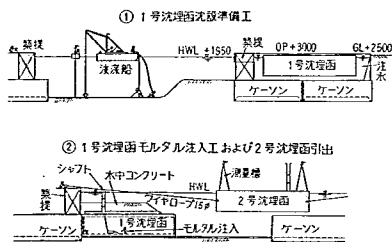


図3 大阪地下鉄沈埋工法施工順序

だめ、したがって洪水期だけ締切りをやれというような注文が付きまして、それも半分しか締切れないということになると、工期があれば3回締切りなどでもできるのですが、44年秋の開通という旗印を最初から掲げていましたので、どうしようもない。それからもう一つ、条件が羽田の場合と違うのは、川を斜めに横切っているので、ケーソンでやるとなると半分締切るにしても、長方形ではなく斜角のものををつくらねばいけない。せんに詰めれば工期の問題、それから締切り上の問題です(写真2、図3-5)。

伊吹山 つまり条件が悪いところでも使えるという利点があったわけですね。

三好 地質はいいのですが、地下水位が非常に高くシールドには不適という砂層のところですから。

伊吹山 布施さんのほうでもご研究なさったと思いますが…。

布施 私どもの場合東京第1航路が対象でして、いままでのお話しのものと比べて非常に水路幅が広く約1kmあります。したがって、当初水底トンネル案と、つり橋案が比較検討の対照に上がったわけです。その結果やはり原因としては、地盤の条件が非常に悪いということから、つり橋は事実上不可能という結論となり水底トンネルでいこうということで、今度はシールドと沈埋という比較が行なわれたわけです。ここで問題になることは、私どもの場合、水路幅が大きいことに加え、車線数が多いためシールドにすると非常に工費が高くなってくる。とくに円形断面を採用することが、非常に不利になる

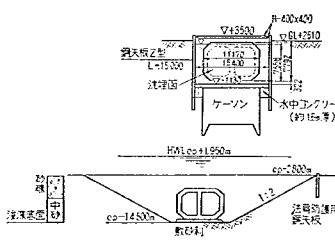


図4 大阪地下鉄沈埋面および渡瀬断面

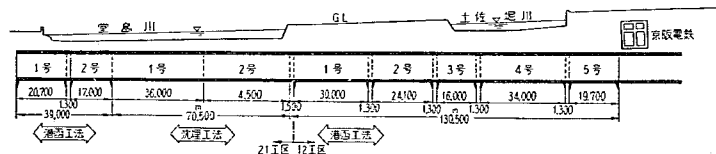


図5 大阪地下鉄6号線完成時の縦断面

という条件があるために6車線程度を考えた広い断面になると、どうしてもヨーロッパ系のものを基調とした沈埋工法以外には考えられない。そこで現在、沈埋トンネルにしばって検討しています(注6-8)。

経済性としてのメリットは？

伊吹山 そうしますと、採用されるとききたい同じようなことが、原因になっていると思うのですが、沈埋トンネルの利点は、とにかく工期の点からいっても、工費の点からも有利である、それから、地質がシールド向きでない、さらに断面がシールドでは非常にたいへんなところ、そういうところに沈埋工法を導入することで、そこらへんの難問も解決できる、というお考えがあるように思います。

それで工費ですがシールドでやった場合と、沈埋とでだいたいどのくらい違いますか。

大平 これはあくまでも仮定の問題ですが、私は沈埋工法の最大の利点は、シールド工法では考えられない水底下の浅いところにトンネルが建設できる点だと思います。シールドですと、その性質上どうしてもある深さの掘りが必要ですので、アプローチを含めての全体の水底トンネルが長くなる。しかもシールド工法は、掘進そのものが地質に非常に左右されるのに対して、沈埋工法は浅く設置できる上に、七から溝を掘るわけですから、地質に左右されるこ

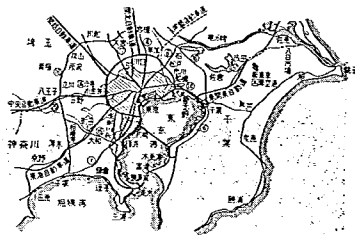


図6 東京湾環状道路位置図

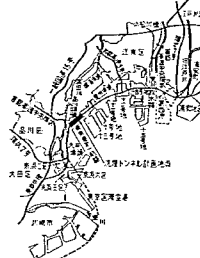


図7 東京湾橋断面道路沈埋トンネル位置図

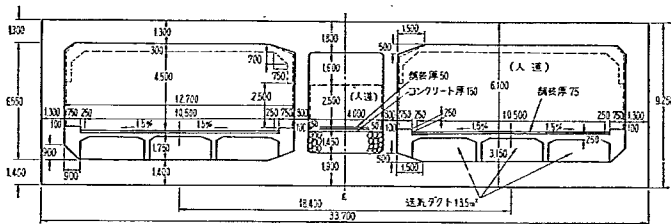
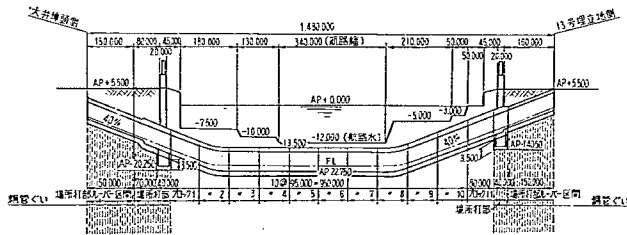


図8 計画図

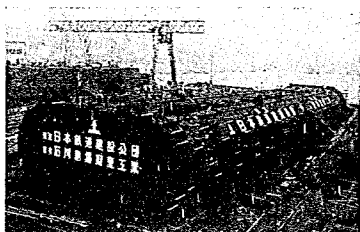


写真 3 冬摩川沈埋函銅殺

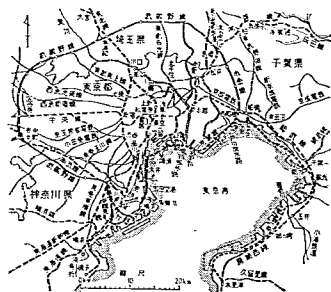


圖9 東京外環狀線略圖

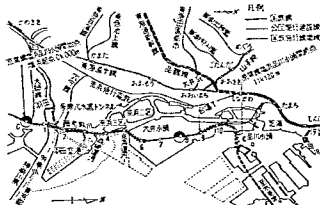


図 10 京葉線塩浜・品川埠頭間略図

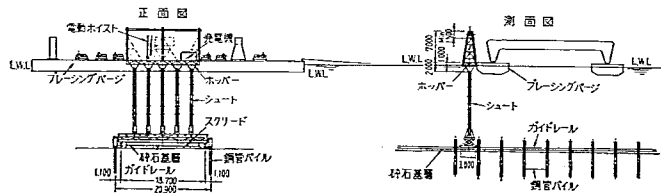


図 11 砕石基層敷きならし設備説明図

とが少なく、元来水底下ではきわめて軽いものですから、相当の軟弱地盤にも設計可能である。

私は水上交通とは、兩岸その他の条件に大いに影響されるとは思いますが、沈埋工法が経済的に有利な点は、トンネルを大に設置できるため、全体としての経済性が大きくもなっていると思います。適当な深さ々に設計されたシールドトンネルそのものと、沈埋トンネルその他のネットの工費の比較では、鉄道断面についていうと、シールドの方がはきりうまいのですが、全体としては適正になりました。シールドも無理をすればならぬ工法通りでもできませんが、そのためには注入その他の処置が必要で、結局高価のものになってしまうこととなります。また施工の安全性、確実性もこれも、正気による噴発事故、浸入事故、セグメントの継目からの漏水などに傾くシールド工法に比べれば、沈埋工法はすぐれていることとえます。

そんなに良いものをなぜやらなかったか？

伊吹山 そうしますと、非常に沈埋工法はいいわけですが、逆にそれらを考えますと、そんなにいいものをどうして日本でやらなかったのか、という感じがするのですが、そのへんはどうしたのでしょうか、食わずぎらいだったのですかね。

三好 いままでそれほど大きいというか、長い水底トンネルというものが考えられなかったのも、その必要がなかった。そのためクローズアップしなかったのではないかと思います。

村上 やはり日本の川は急流で、川幅がせまいため大船舶が通るような舟運はない。したがって航路からの制約がないため河川の横断はもっぱら橋りょうですんでいたのがいちばん大きな原因でしょう。

なお沈埋工法が本当に盛んになったのは、1950年以降です。それ以前の水底道路トンネルは15本くらいありますが、ほとんどがシールドか岩盤中の掘進工法をとっています。それが1950年以降になりますとシールドは2〜3本しかなく、沈埋工法によるものが17〜8本に達しています。

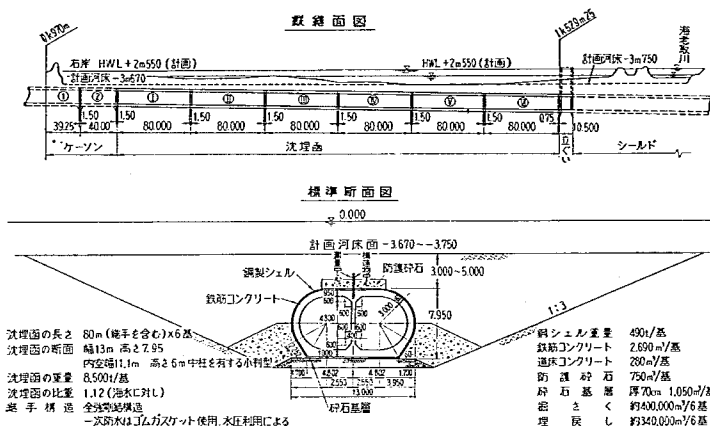


図 12 京葉線多摩川水底トンネル沈埋工事概要

三好 いまのお話を聞いて道路と鉄道の違いを感じたのですが、シールドですと、せいぜい大きいので 10m ぐらい。鉄道ならそれで十分だが道路の方は何車線という大きいものがある。そうするとシールドを並べるのは大変だし、それより大きい断面の箱を沈めたほうが、結果的には安くあがるということも一つの傾向ではないでしょうか。

伊吹山 沈埋が有利であるという条件が出てきたのですが、それでは実際問題として皆さんがやりになっている水底トンネルに沈埋工法をお使いになったという理由を、いさし計画と設計、施工の状況についてお聞きしたいのですが、羽田トンネルのときは大阪の地下鉄ですが、

ンで沈めて、川のなかだけ 70m の区間を沈埋面を二つに分けて沈めます。70m をいっきにという手もあるのですが、場所がちょっと制約されていて、函を造船所でつくってもってくるにしても、浮かしてくれば橋にぶつかるし、沈めてくれば底を引くずるといふようなことで、どうしても現地にドックをつくらなければいけない。つくるとすればすぐ橋の陸上部分に沈めたケーソンの上を使うとうまい。ところが、そのケーソン部分が 40m しかないの、70m を二つに分けて、35m のものを二つ沈めるということになり、いわゆる水中での圧着連接工法をはじめてやるようになったのですが、1号函がやっと沈みました。函の外側は 6mm の鋼殻で、埋め込みは鉄筋コンクリートで、複線の八角形の断面です。

伊吹山 大平さんの多摩川トンネルはいかがです。大平 鉄道建設公団は現在建設中の京葉線で三カ所沈埋工法の水底トンネルを考えています。周囲の

計画・設計・施工にあたって

三好 沈めるのはさきになったのですが、規模としましては、鉄道建設公団の多摩川トンネルをもう一つ縮小したような感じのものです。両側をケー

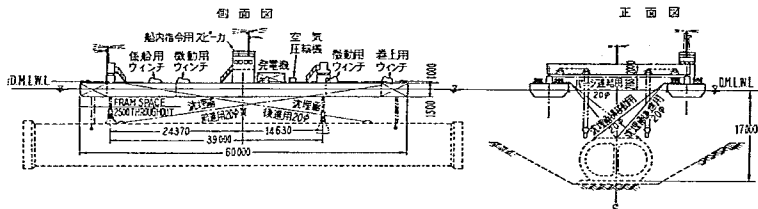


図 13 多摩川水底トンネルの沈設ページ

条件その他いろいろと検討しましたが、結果的には同じ複線鉄道の BART と非常によく似たタイプの沈埋工法になりました。

多摩川では約 80m を 6 本沈めて、480m。それから次に京浜運河といっていますが、そこにはやはり 80m を 4 本沈めて 320m。それから東京航路を横断するので、そこは約 700m から 900m ぐらい水路幅があり規模も大きくなりますが、なにしろ東京湾に出入する船舶の数が大変ですのでその点を十分検討した沈埋工法を考える必要があると思います。

設計について大略をいいますと、鋼板で鋼殻をつくり、沈設場所に近いところで構築して、沈設をするというタイプをとっています。たまたま現地付近にドライドックだとか、そういう設備がとてもしなければならないということ、遠隔地にそういうものを設けても、現地までもってくるあいだの、水路が浅くその波濤にばく大な費用を要するというような条件があったのがその理由です。それと耐震性の問題、地盤の沈下の問題など、いろいろなアンノーンの問題に對しまして、やはり鋼殻を使った沈埋函というのは、プラス・アルファの期待がもてるのではないかと、ということもあります(註 3、図 9-13)。

伊吹山 布施さんのほうの東京湾岸道路は……

布施 私どもの計画は、東京港の周りを一周するいわゆる東京湾環状道路という、大きな計画の一部を形成するもので、沈埋区間長は約 1,000m がみこまれています。

私どもの場合、計画上大きな制約になるのは、100m 道路という広い道路であることで、いちおう道路部分の幅員構成を 14 車線と考えています。この場合、一般に水路などで分かれていまして、その水路を隔てたあいだの交通需要が若干落ちるはずですが、この場合はそういうことがほとんど期待できませんので、大むね、同程度の車線数でつく必要があるかということから、非常に大きな幅員を通すことが前提になっています。現在のところ段階施工方式で、第一段階として、とにかく 6 車線をつくることで、だいたい固まってきています。

伊吹山 目前に迫っている、あるいは工事中の三つの計画について説明があったわけですが、それぞれの段階でいろいろ問題点というものがあると思うのです。ことに仲田さんは羽田トンネルでいろいろご苦心なさったようですのでそのへんを中心にお話願って、それから、またこれからやられる皆さん方が疑問に思っておられるようなところがありましたらお話ししたいと思います。

苦勞した底ならしと止水—羽田—

仲田 私どもがやりました沈埋函は、ご承知のように海中の橋りょう的な、いわゆる海中ビームのようなものですので比較にならないかもしれませんが、いずれにしても今後いちはん問題になるのは底ならしと止水ではないかと思っています。

では、どのように底ならしをしたらよいのかということですが、たとえば、外国のようにくいを打つのか、もし、くいを打たないとすれば、ただ波濤した底に、そっと置いてやるのかどうか、あるいは砂盤をつくる必要はないだろうか、あるいは砂盤のごぼごぼの程度は正されるだろうか、そういうような問題が底ならしのいちはんのポイントではなかろうかと思うわけです。

それから水止めの問題はおそらくゴムが使われると思いますが、ゴムのつき手をどう処理してやるか。たとえば圧着時、ゴムのつき手をどう保護したらよいのか、そのときにゴムが切れないだろうか、もし切れた場合に、2 段、3 段の手をどう打つかなど、ポイントになると思います。

それから 3 番目に、これは将来の土木技術の進歩のために、私はいまでも悩んでいるのですが、沈埋函自身のつき手の部分、あるいはその他の部分に、できるだけストレンゲージをつける必要があったのではないかと、私どもの函も沈んでいますがはたしてどのようなわみが起きているか、あるいは、どんな状態になっているかということが、ストレンゲージがないために、1 年にいっぺんぐらい潜水夫をもぐらせて点検している程度ではきりわからない。

もう一つ、私どものところでは薄い鋼板で周りをまいて、なかにはカウンター・ウェイトとしてのコンクリートしかないのですが、やはりその鋼板には電気防食によって防いではいませんが、逆にその電気防食のために逆電流が流れて、沈埋函の鋼板を食いはしないだろうか、やせほそっていきはしないだろうか、ということを目に心配しているわけです。やはりこれからのトンネルは鋼板を用いるならば、鋼板が型枠であって、鉄筋コンクリートがトンネルの本体になるのではないかと、私は考えています。

伊吹山 羽田トンネルの場合は 1 本ですが、底をならし、あとで埋めたんですか。

仲田 沈埋函の受け台よりも 60cm ばかりよけいに掘りまして、いちおう水中でならして受けたわけですから、あとは埋めていません。

伊吹山 三好さんのほうでやっておられます底ならしは？

三好 いちおう深渾して、そこに最初の計画では最大 80 mm の砂利を 60 cm の厚さに敷きならすということでしたが、鉄建公団さんの資料をいただいて、結果的には 2 号砕石という 10 mm から 30 mm のものを敷きならしました。幸いに、基礎地盤自体、N 値が 30 から 40 ぐらいの砂ですから支持力は十分あります。

砕石の投入は、ホッパー・台船をつくって、トレミー管を基礎面から 2 m 上までさげ、一カ所あたり何 m^3 入れるかを計算して、投入しました。

伊吹山 ならしは…

三好 ならしは外側にガイドレールをつくって、その上に三角形断面のブレードをおき、ジャッキで両側を引張るようにしましたが、潜水夫 2 人に楽に動かせるので、実質的には手で引きながら、ならしでいったようになっこうです。

設置上のポイントは基礎設計

伊吹山 ヨーロッパ系、アメリカ系という話がありました、いずれもアメリカ式で地ならしをおやりになっているようです。ちょっと振り返ってみてヨーロッパ式はどうでしょうか(註 4、図 14~15)。

大平 私が考えますに、沈埋面の設計上、施工上の問題の大きなポイントは基礎設計といえますか、基礎をどういうふうな設計で考えるか、そのやり方はどうか、というようなことになると思います。アメリカ系の沈埋面は一定設計どおりに砕石を主体にしたような基礎を敷き並べまして、その上にちゃんとのせればそれでいいのだという考え方、それからヨーロッパ系の特長としては、くい基礎を用いたものやら、杭ばりを用いたものやら、基層の砕石のならし方に沈埋面の底面そのものをしようずに使ったやり方やら、いろいろあると思います。

伊吹山 正確に据付けるといってはどうでしょう。

大平 私の考えでは、橋りょうのように正しく据えるには、やはり杭ばり式のもの設けてやれば、そのほうがいいのではないかと思います。大胆に考えますと、われわれはトンネルをつくっているわけで、それほど超精密に据える必要があるかどうかという点もある。もちろん、ずうたいの大きいものを水底に沈めるわけですから当然、施工エラーというものも考えているわけで、そのエラー程度でおさめれば、経済性の問題もありますので、十分ではないか。若干き間ができたります程度で、理想的なタッチをしてなくても、トンネルという点から考えてあとで注入をしたり、時間をかけての落着きを考えても、そう大きく沈下するわけではないし、この

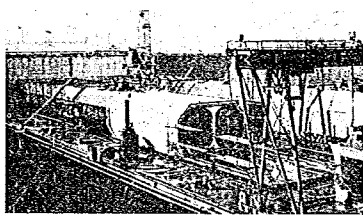


写真 4 メトロトンネル (オランダ) の仮ドック

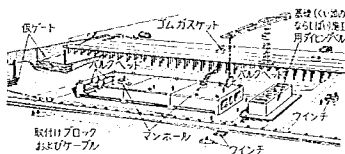


図 14 IJ トンネル (オランダ) の仮ドック

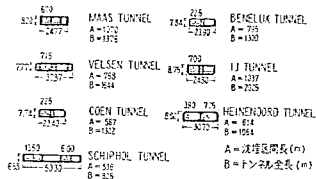


図 15 オランダにおける沈埋トンネルの断面

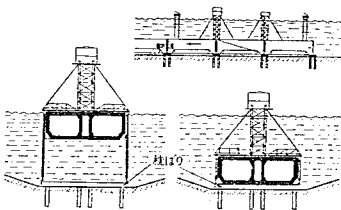


図 16 IJ トンネル (オランダ) の設置
ほうがよいのではないかと思います(註 15-18)。

伊吹山 実際にはどういう形でおやりになる？

大平 クリスチャン・ニールセンの砂の吹込みについても検討しましたが、(註 19、第 5) 多摩川の場合底面掘もそう大きくはないし、さきほどいったような考えでもあり、最初のことでもあるので、ともかく BART と同じようにまずはスクリッドした上に乗せようということになりました。このスタ

リードの仕方というのは、当初から非常に問題に
ていましていろいろ案を考えた末、どうも、走行
レールといいますか水中定規を設けて、その上を機
械でかきならせば、所定とおりできあがる。アトラ
ンダムに砕石を配って置いて、あとから定規でかき
ならすのは、どうも水底のことなのでやりにくいし
確実性がない。

ついでに供給と、かきならしを同時にやってし
まはないとまずいのではないかという結論に達した
わけです。

それで水中に走行レールを置いて、それにまたが
る定規であり、配給装置であるというような、底び
らきの、ちょうどボックスガードというようなもの
ですが、それの上からレミュー管で供給する。供給
された下のボックスガードが横に移動していけば、
それでまき出しながらかきならされていく。

現在、問題としているのは水中の走行レールの敷
き方、これをほとんどぐりの、手さぐり同然の状
況下でやらなければならないわけで、いかにして作
業を簡単な形に分解して、手さぐりでもいけるか
というような装置、並びにやり方に苦心しているわけ
です(註 20, 24頁)。

伊吹山 底ならしにいろいろ苦心なさって、レ
ールを敷く、という形になしたが、これは日本で
はじめて開発されたものですか。

大平 小規模な沈埋面ですが、ドイツでやった例
があると思います。

伊吹山 たしかに着実な方法とは思いますが
し、日本という国はほかの国のいろいろな技術を受
取して、改善するのが非常にうまいと思うのです。
ヨーロッパ式の吹き込みの方法ですが、これもそれ

なりの利点はあるのではないかと思います。そ
こらへん村上さんいかがですか(註 24頁)。

底ならしの方法はトンネルの種類によって

村上 アメリカでは浅深した溝(トレンチ)の底
に砂利を敷きならべる、いわゆるスクリード方式が
もっぱら採用されていますが、これは円形断面を基
調にして発達したためと思われます。40 年前に施
工したボーリチューブは円形だったので沈めたチ
ューブの上から砂利を投入するだけで底部までいき
わたり、地震地帯にもかかわらず現在までまったく
問題がないため、この方式に自信をもっているのだ
と思います。ところが円形だとひねれたり安定性が
悪いためエリザベス第2トンネルなどではジャケッ
トをつけて八角形断面にしています。それでも下の
幅は 5~6m くらいです。BART のような鉄道複
線トンネルで小判形にしても底幅は 10m 以内です。
これくらいの幅なら水底でも適当な規模の機械力で
砂利を敷ならすことはできるでしょうが4車線の道
路トンネルは底幅が 20m 以上になります。陸上
でも 25~26m の幅で、長さ 100m くらいの地面を平
らにならすのは容易ではありません。それで 1940
年にオランダのマーストンネルが施工されたとき、
クリスチャン・ニールセン社が沈埋面の底に砂をジ
ェットで吹き込む方法を開発しました。

この方法は長い間特許として多くの矩形断面の道
路用沈埋トンネルの施工に採用されてきましたが、
すでに特許はきれたときいています。6車線の道路
トンネルの幅は 40m くらいになりますし、鉄道
を併置した場合、幅 50m (新シエルデトンネル)のよ
うな例もありますが、こうした広い断面は矩形しか

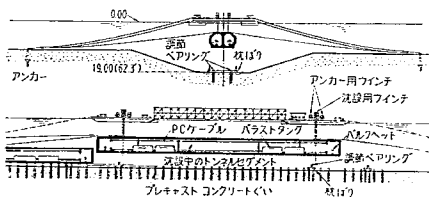


図 17 メトロトンネルの
沈設

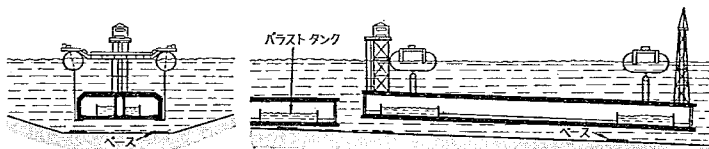


図 18 ベネルックス・ト
ンネル (オランダ) の設置

使えず、したがって底の数ならしもスクリッド方式ではまず不可能です。それで両端部のような大事な点数カ所に、くいとサンドベッドなどを設けてチューブの沈没位置の高さを調節したうえで底版下の空隙に砂をジェットで吹込み、同時にサクシオン管を使って砂の充填度を調べる工法が有効になるわけです。実践のないわが国ではこの実験が必要でしょう。

伊吹山 地質には関係ありますか。

村上 軟弱層では砂利より砂の方がなじみがよいと思います。一般に沈埋面の下の方が荷重強度が小さいので、あまり軟弱な地盤だと函の外側の盛土部が圧密沈下し、両底は盛上がるような形になるといわれます。普通ですと砂吹込み後の沈下は 2cm 以内といわれますが、長期的な圧密沈下が予想されるような所ではくい基礎が使われています。IJ (アイ) トンネルとかティンクスダット・トンネルがその例ですが、くい頭のそろえ方が問題で、ナイロンパックを敷いてその中にセメントを注入するような方法が工夫されているようです(註 21, 22)。

設計上のポイント“地震”

伊吹山 そうしますとトンネルの種類によって、アメリカ式のコンクリートの敷きならしと、ヨーロッパ式の吹き込みと、それぞれの適性があるということですね。そうするとまず基礎が固まって、その上に乗っける根本的な設計上の問題点としては、やはり大きいのは地震の問題ではないかと思いますが。

大平 いろいろ勉強したのですが、そう簡単に結論が得られるシロモノではございません。水底トンネルが地震上問題になるのは、そのくらの地震であれば地上の構造物はほとんどつぶれるのではないかと。そう考えますと水底のために、水没してしまうのではないかとということを念頭において、いわゆる水底トンネルの地震に対する問題を考えるとまず警戒しなければいけないのは水の対策で、やはりコンクリートの工作物というのは、どうしてもクラック

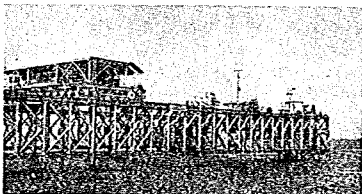


写真 6 サンフランシスコ BART のスクリッドバージ



写真 5 海上鉄構足場 (I.H.C. 式) によるパラナトンネル (アルゼンチン) の設置

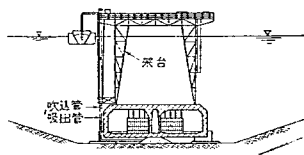


図 19 砂の吹込み (クートンネル)

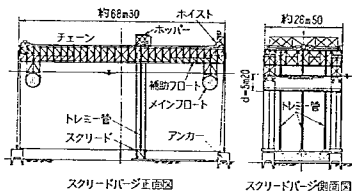


図 20 サンフランシスコ BART のスクリッドバージ

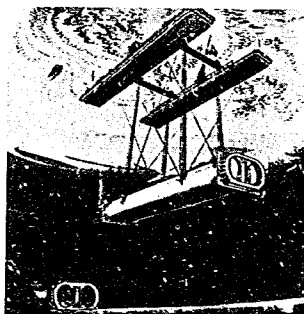


写真 7 サンフランシスコ BART の設置

が入る。アスファルト系、その他の防水被膜をいろいろやりましても、鋼材と比べますと、その強度と靱性はちょっと落ちるのではないか。ある程度がんばりながら、しかも内部本体のコンクリートにクラックが入っても、水が入る危険は少ないという点で非常にいい加減ない方ですが、われわれは「漏洩を使った沈埋函だからまず大丈夫です」と、こういっているわけです。

伊吹山 BARTなんか、サンフランシスコのそばで地震の多いところですね。そこへらんでどう考えてやっているのでしょうか。

大平 耐震設計にとり上げられたのは、おそらく BART がはじめてというくらい計算をして、設計に入ったようですが、結果的にみると、設計されていることは特別のことはなんにもないように思えます。

伊吹山 そこへら村上さんいかがですか。

村上 1960 年に P.B.Q. & D 社から BART チューブの技術報告書が出されましたが、その補道編にかなりくわしく耐震設計のことが述べてあります。

ここは 1906 年にマグニチュード 8.25 という大地震を受けているので長さ 5.8km の大沈埋チュー

ブの建設には非常に慎重で、現場近くの海底に地中地震計を設置して中小の地震を実測中であり、またハウスナーやニューマークといったアメリカの地震学の大家が解析と指導にあたっているようです。

報告書の中でハウスナー博士は、この付近では断層による地割れとかクイックサンドの土の流動化のようなことは起こらない。したがって地震せん断波（横波）による地盤中のチューブの弾性変形だけを考えればよいとしています。その異付けはコンパースという土質学者が実際に起こる地震の 10~100 倍くらいの振幅と振動継続時間を与えて土の動的試験を行なっています。

横断面の検討には 0.66 G という水平加速度を使っており、トンネル長手方向については波長 360ft、振幅 0.018ft という設計用の正弦波を与えてチューブに発生する“push-pull”効果の算定をしています。結論は地震による動的な影響はごくわずかで、静的な計算結果を少し修正するだけですと述べています。

なお、“push-pull”効果に対しては大平さんがいわれましたように鋼殻が役立つだろうと期待しており、特殊な点としては両端の換気用建物との接合部を水平 10cm、垂直 5cm の移動ができるような設計にしていることでしょう。

三好 水底ではないのですけれども地下鉄トンネルもあまりこわれたという話も聞かないので……

伊吹山 そうですね、地下鉄がこわれたという話は聞きませんね。ただ土質の方が、クイック・サンド現象ということを盛んにいっておられる。あるいはその土質の改良などが必要ではないかということをお心配されていますが、それほどのことはない。いずれにしろトンネルがこわれるようだったら、橋はもちろんこわれるというふうに思っているのではないかと思います。それともう一つは、これは極端ない方ですが、水が入ってもいいのではないかという考え方もあるわけですね。つまり台風があつて水が入った関門鉄道トンネルのように、そのあいだしばらく交通を止めておいて水をかき出す。橋だと落っこちてはしようがないけれどもね。あまり心配する必要はないということですね。しかしこの問題については、とにかく世界でもめずらしい地震国ですので、さらに研究の必要はあるかと思います。

つぎに、沈埋トンネル自身の構造というよな面で、なんかございますか。

接続の方法 “剛か軟か”

大平 私は問題点の一つに沈埋式というのは、やはりエレメントを水底でつないでいく関係から、そ

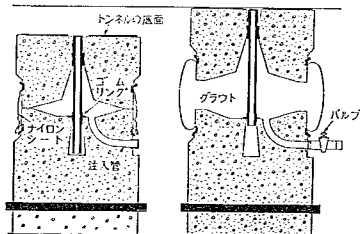


図 21 メトロトンネルのプレキャスト くい頭調整装置

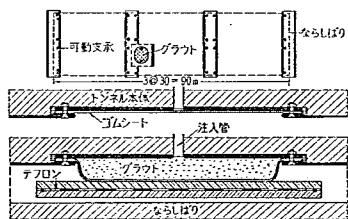


図 22 1J トンネルのならしり上の 調節ベアリング

のつなぎ方が基礎の問題とともにあると思います。剛につなぐか、柔らかにつなぐかというような点が一つの問題ではないかと思います。それで多摩川では地盤沈下とか地震の点とか、いろいろ勘案して、とくにフレキシブルにするよりは、全体をいちようなチューブと考えてしまったほうが総合成績としてすぐれているのではないかということで、剛につないでしまった注④ 23)。

伊吹山 設計上どうつなぐかということですが、一つのパイプにつないで考えたということですね。そこらへんはどうですか。

三好 私のところの場合は軟結合という考え方でやっています。

大平 ドッキングのしかたとしては、いろいろな方法が考えられると思いますが、いわゆるゴムガasketを使って、自然水圧でやるという方法が今後画期的な方法が考えられない限りは、いちばんすぐれているのではないかと。

大平の場合はゴムガasketそのものが最終まで残るのですか……注④ 24、25)。

三好 残ります。そのなかに念のためにもう一層ゴムプレートで二次止水も施します。それでフレキシブルですが継手のせん断に対しては内側にあとから鉄板を全周に溶接して補強しております。

伊吹山 外国ではどうですか。

大平 剛が多いではありませんか。

三好 長さが短く、地盤もよいから軟にしておいても大きな相対変位が起こらないのではないかと、ということですが、コストという問題も一つあるのです。構造物のジョイント自体を剛結にするためには圧着部は大体外にはみ出すようになくになる。そうすると、それにかかる力はかなり大きいので、そのための補強がそうとういる。その補強する1カ所あたりの費用が長くて短くても同じなので、函が長くなれば、メータあたり安くなるのですが、うちの場合のように短いと、かなり割高になるわけです注④ 25 8)。

伊吹山 そうしますと、剛にして軟にしても仲田さんのいわれた水止めの問題になるわけですね。

三好 そうですね。

伊吹山 ここらへんにもヨーロッパ式とアメリカ式とあるわけですが、ゴムを使うとしてゴムが切れたときにどうするかというようなこと。皆さんご苦心なさっている点がなんかございますか。

大平 やはり合成ゴムを使っています。ゴムのなかでは非常に信頼度が高いのですが、他の土木材料と同様にそのゴムが永久に水底下でもってくれるかどうかということ、非常に疑問があります。ゴムを

止水のための道具に使って、それでつなぎ方としては、止水されたなかで、完全に剛につなごうか、軟につなごうかというようなことがいちばん確実ではないかと思います。

現場までどうやって曳航するか

伊吹山 それでは曳航と沈設の問題ですが、仲田さんのほうで滞待ちをしてたり、現場で台風にあつたりで大分ご苦労なさったお話を聞きましたが……

仲田 私のほうではともかく造船ドックが別のところにあって引っぱってくるとき、ある程度は積装

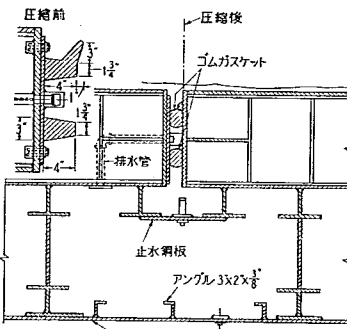


図 23 サンフランシスコ BART のゴムガasket

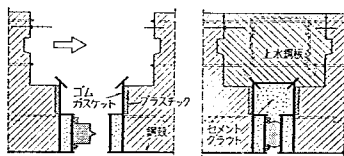


図 24 IJ トンネルのゴムガasket

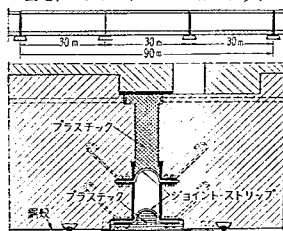


図 25 IJ トンネルの施工ジョイント

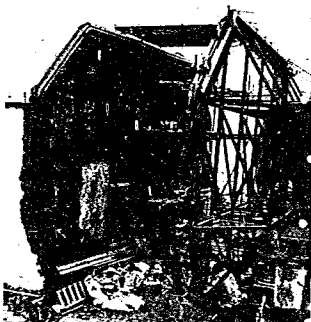


写真 8 メトロトンネルのゴムガスケット

して現地にもってきてから本体のコンクリートを打込みました。曳航の問題ですが、第一段階は、造船ドックから現場まで、どうやって引張ってくるかということで、私のときは2日ほど前に東京湾航路も含めて、東京湾内を横断して、音波、音響測定器で、いちおう曳航路と思われるところ全部の海底高の測定を試みたり、あるいは地形の問題をもう一度あらためて調べてみたりということでそういういいな心配があったわけです。

問題はいずれも、水といってもほとんど潮が関係しているところですから、やはり潮を利用する以外にはないのではないかと考えています。

鋼殻で引張ってくるときには 7m 42 のタッパに対して、吃水が 63cm ですから 1割に満たなかった。いちばんいやだったのは風荷重の問題と、それからもし浅瀬に乗上げたときに東京湾のヘド層との粘着力との問題、あるいは水門や護岸に対する接触、こわし、あるいは両体自身の溶接点のはがれというような細かい問題ですね。それと現地での施工についてコンクリート打設時の発熱の問題です。先ほども触れましたように、鉄路橋員が非常にふところがいかにネックになっていますので、そこをどう沈設するかということ、さきにおさめていますケーソンを、いかにしてのり越えておさめるかという問題があったという程度です。もう一つ考えられましたのは、沈設するときに少なくともあのふところの広い海老取川を遡進してしまう時期が、いわゆる水門の扉をおろすように遡進してしまうときがあるので、遡進してから水が逆に流れ出すときの潮流をどう扱うかという問題、その程度ですね。

伊吹山 羽田トンネルの場合はいろいろな条件がありましたね。いまの発熱はどこでも起こる問題で

ですが、それについて解決策はなにかありますか。

大平 とくに対策そのものとしては考えてないのですが、仲田さんにお聞きして、これはたいへんなことだと思っていますが、強制換気をして作業状態をよくしなくてはと思っています。BARTなどもとくで考えていなかったようです。たしかに、鋼殻そのもので止水しているのでコンクリートの発熱による収縮亀裂はあまり気にしていないのではないかと思います。浮いた状態でコンクリートをブロック別に打つのですが、浮いているものですから変形していくわけですね。施工段階におけるヘヤークラックあたりは BART でかなり見受けられましたね。発熱によると、収縮も影響しているのではないかと思います。

仲田 私がもう一つ考えますのは、沈設のときに自由水をどう扱うかということ、自由水の動きいかんによって沈設が予定のおり、ゆかないことにもなりますので、自由水の措置というのは、大事な要素ではなからうかと思えますね。

もう一つは一種の発熱を処理する形としては、私どもでは換気装置をつけてやりましたが上甲板はマンホール程度の穴ではなくて、思い切ってなかったほうがよかったのではないかという気がしています。もっとも構造的にはアッパーフランジとして設計されていましたが……。

伊吹山 埋め戻しの問題ですが、羽田は敷薄かなんか……。

仲田 あれはご承知のようにカウンターウェイトとしての考え方が一つあるのと、もう一つはわりあい大きな船の出入りもごさいますし、それからポンプ船とか起重機船などの出入りもある。また、錨で函をこすことがあるので、その阿方の予防の意味でわざわざ錨岸にしました。当初の計画は玉石程度と考えていたのですが、玉石の真比重と鋼材の真比重を比較したら雲泥の差がありますので、そこで錨岸にしたわけです。

伊吹山 三好さんのところは埋め戻しは……。

三好 私のところは沈めたあとでトンネルの上に 60cm の保護コンクリートを打って押えにする。側部は切込砂利で埋めてあとは河底面まで普通の土を使います。

伊吹山 いろいろ細かいことをお聞きするときにがないのですが、だいたい問題点というようなことを、お話し願ったわけですが、ではこれからの方向をうかがって終わりたいと思います。各機関ともそれぞれ現在おやりになっている以外にご計画があるのではないかと思います。まず大平さんのほうから。

今後の方向

大平 当面、いまお話しした3カ所の沈埋工事をかかえていまして、まず第1回の多摩川の経験を得てあと少しずつでも進歩した形でやっていきたいと考えています。さらにこの他で考えられることは、道路と同じように東京湾ですね。これをいずれかの地点で横断するというような鉄道を建設することが、当然近い将来に考えられるのではないかと、東京湾を横断するとなれば、やはり橋りょうよりは水底のほうがベターである。水底となればおそらく水深の点、その他地質の点から沈埋工法がいいのではないかと、BARTよりもっとスケールの大きなトンネルが、近いうちに日の目を見るようなことを予想しています。

伊吹山 布施さん、建設省のほうの関係は……。

布施 私どもは東京湾自体が埋立地を經由する路線になっていますために、水路がたくさんある。荒川や江戸川など1km程度の河川で橋りょうとトンネルの比較をやったことがあります。ただ、地質の条件というのが大きなヤメ手になるのと、われわれの場合は非常に幅が広いという条件がある。ですから荒川などをどうするかというと、橋りょうのほうが工費の点ではやや有利になるのではないかと思います。ただこの場合水路ですが、やはり港の前面というのが多い。今後考えられる地点は、羽田沖を通過する計画になっていますが、あそこは羽田の拡張計画との関連もあるので、どうしても上に出るわけにはいかない箇所がある。おそらくこのへんは沈埋が有力でしょう。

それから、さらに下っていきますと、横浜港の前面がある。そこもいま橋りょうを考えていますが、そこもいちおう候補として比較検討はできる。横浜のもう一つ下に根岸湾からまたさらに金沢のほうにいたる地点に水路があります。そこも候補というか、比較検討はできるでしょう。また千葉では主としてわれわれの計画している道路よりも、大むね海寄りのほうに大規模な港湾が計画されますので、直接水路になるところはごさいませんが、やはり京葉港とか、水更津港とかも検討の対象にはなるだろうと思います。

伊吹山 三好さんどうですか。いま東京湾の話ばかりだったのですが関西方面の利用価値は……。

三好 地下鉄のほうはいまのところこれという計画はないのですが、今後新淀川を横切る場合に、もし高架がアプローチの関係でむずかしければ沈埋という話も出てくるのではないかと、それから大阪湾岸道路といいますか、尼崎のほうから堺の方へ大阪湾

を横切って、直接結ぶというような話もございまして、それについてはやはり沈埋ということも一つの候補として上がっているようです。

伊吹山 私も一つ聞いていましては、名古屋で運輸省がやられる計画があるようですが、それから瀬戸内海へも島づたいで、かなり利用できるのではないかと聞いています。

そのほか技術的に、沈埋トンネルというのは、今後どうなるかということがあると思います。たとえば英仏海峡でも、沈埋工法というような案が出ています。そこらを村上さん、どうです。

水深100mまでは沈埋工法が有利

村上 英仏海峡は約38km、最大水深55mくらいで、昔からトンネル案、橋りょう案があり、トンネルボーリングマシンによる掘進調査も行なわれていますが、最近では350本くらいの沈埋函を沈設し4年半、1,500億円くらいで建設できるという話もあるようです。

沈埋工法が採用された最大水深は、交通用としてはBARTの約40m、下水管ではロスアンゼルス市のハイペリオン施設の約60m（長さ約8km、太平洋）という所ですが、経済限界としては水深100mくらいまで、それ以上なら水中浮遊トンネルの方が有利だろう、といわれています（註・図26、写真9）。

伊吹山 大平さん、深さの点ですが、いままでは

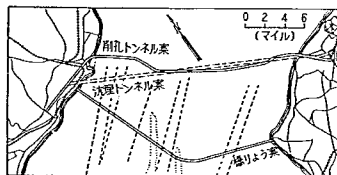


図26 英仏海峡計画ルート

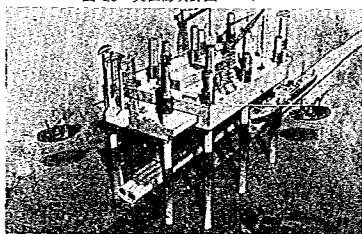


写真9 海上鉄橋足場を使用した波漠および設置要領（英仏海峡沈埋トンネル案）

50m 以下ですね。その点はどういう見通しですか。

大平 たしかに沈埋工法は、シールドでは到達できない深さもなんなくできる。どのへんまでが可能かについては、工法の性格で水面から水底下をいかにして掘るかという、経済的ベースといえますか、どの深さまで掘れるのかということ。沈設については深さの点はさして問題ではない。水圧に対抗する両体構造のほうもいくらでも強くできる。まあ沈埋工法が伸びると思いますか、それはかなり深いところまで経済的に可能ではないかと思います。

伊吹山 それからも一つ考えられますのは、日本は造船国で、船のようなものをつくるのが得意なのですが、外国の沈埋トンネルの要素が、長さが100m であるとする、もっと大きいものをつくれるのではないかという気がするんですが、たとえば200m というようなことは……

大平 私はやはりおのずと経済的な要素の長さが出てきそう気がします。といいますのは、われわれ土木工事というのは、やはり経済ベースが当然あるわけで、一見巨大なものを一挙にやってしまうことは、たいへん鮮かなようですが、よほどそうしなければいかんという、バウンダリー・コンディションがあれば別ですが、非常に大きなものを営々とつくって、一挙に沈めるという場合一時にその精力を集中しなければならないための設備、ならびに労務が経済ベースをくずしてしまうのではないか。たとえば東京湾を横断するような長い沈埋函を想定した場合でも、200m、300m というような巨大な沈埋函は長過ぎるのじゃないかと思ったりしていますけれども。

村上 BARTでいちばん長いのは11.6m でしたかね

大平 BART は全長 5,820m で、最長が 120m、

平均 100m ですか、平均ですが 200、300 m というのはたしかにできるのですが、やはり私はよほど施工法に画期的なものがあれば別ですが、単体として起工し、機械設備を使って沈設する場合、掘って埋めていくという、コンスタントに掘っていく方向から考えますと、あまり巨大化はしないのではないかと思います。

村上 たしかにそのへんのかねあいは問題になると思いますね。その他に、さきほど防水層として銅板を使う話が出ていましたが、円形断面だと殻構造として銅が主体となるため、かなり厚い板や十分な補剛材を使いますので溶接ひずみは小さくなりますが、矩形断面では鉄筋コンクリートを主体にしますので銅材を防水膜として使うのは経済的に限界があり、薄手のものになってしまいます。そのための溶接ひずみの修正とか長期的な腐食の問題、さらにそれを防ぐための電気防食の問題などたくさんあります。クラックのない立派なコンクリートが施工できれば防水膜は不要ですが、やはり巨大なコンクリート構造物ですらある程度の収縮クラックはさけられず、現在はグラスファイバー入りのアスファルト膜を数層かぶせる方法がとられていますがエポキシ樹脂などのよい防水材料の開発が望まれます。

伊吹山 そのへんは今後の問題ですね。要するに沈埋工法というものは将来の利用度におきましてもまた将来の技術的な開発という面におきましても水底トンネルの建設の手段として非常に興味のある工法で、今後ますます発展するであろうということになると思います。

そういう意味で、きょうの皆さんのいろいろなご議論は、今後の沈埋工法技術の発展のためにたいへん役に立つと思います。ありがとうございました。

参考資料一覧

1. 沈埋トンネル関係文献リスト
2. 水底沈埋トンネル一覧表(1)
3. 水中トンネル施工条件一覧
4. 沈埋函施工実績一覧図
5. 京葉線多摩川横断部分沈埋トンネル設計基準
6. 東京湾横断道路沈埋トンネル概略設計指針
7. 堂島川沈埋工法施工計画書
8. 堂島川1号沈埋かん圧着記録
9. 沈埋式トンネル工法資料
10. 水底トンネルに関する外国文献(1)
 - 1 1. " (2)
 - 1 2. " (3)
 - 1 3. " (4)