



T-0004/42

土木研究所資料

第 271 号

沈埋式トンネル工法資料

昭和 42 年 3 月

建設省土木研究所

沈埋式トンネル工法資料

道路部長 伊吹山 四郎

トンネル研究室長 村上 良丸

目 次

1. 沈埋工法	1
2. 沈埋式トンネルの得失	2
3. 沈埋式トンネルの例	3
4. 沈埋式トンネルの最短長	6
5. 沈埋工法の利用出来る地盤	7
6. トンネルエレメントの設計	10
6.1 トンネルエレメントの断面形状	10
6.2 トンネルエレメントの寸法および個数	14
6.3 トンネルエレメントの重量	15
6.4 トンネルエレメントの被覆厚	16
6.5 トンネルエレメントの構造計算に当って注意すべき点	17
6.6 矩形トンネルエレメントの構造計算	19
6.7 円形トンネルエレメントの構造計算	22
6.8 地震荷重	24
6.9 温度応力その他	26
7. トンネルエレメントの製作	27
8. トンネルエレメントの曳航	29
9. 浚渫および敷き砂	31
10. 杭および支承台	34
11. 沈 設	39
12. 連 結	41
13. 埋戻し	44
14. 工 費	45
15. 英仏海峡連絡トンネルとして提案されている沈埋工法	47
(附) 参考文献	55

沈 埋 工 法

1. 沈埋工法

水底トンネルを建設する場合には、関門国道トンネルのように、水底より深い岩盤中を掘削するか、あるいは水底に推積した土砂の中をシールド工法で掘進するか、または水流を半分ずつ締切り潜函工法で建設する方法等がとられているが、これらは、いずれも地山を掘削して、その現場においてコンクリートを打設するものである。そしていまから述べようとする沈埋工法は、建設しようとするトンネルの各部分を、ドライドックで製造し、図-1に示すようにこれを水に浮かせて、現場まで曳航し、あらかじめ掘削しておいた水底の溝の中に沈設して組立てるものである。したがって在来のトンネル工法とは全く異質なものであって、水中で組立てるため Prefabricated subaqueous tunnel (組立式水底トンネル) と呼ばれている一種のプレハブ工法である。また、あらかじめ掘った溝 (trench) の中に沈設するので、トレンチ工法 (trench method) ともいっている。

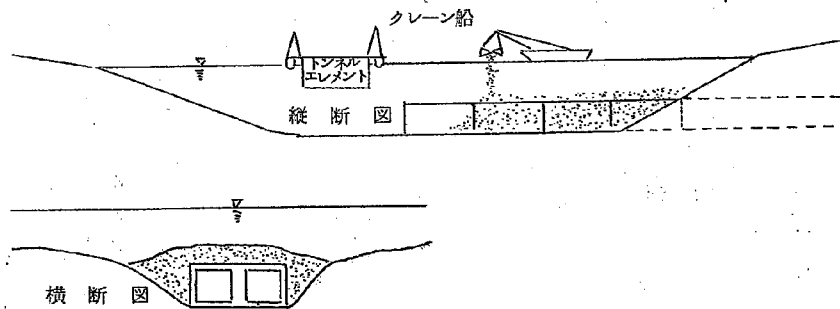


図-1 沈埋工法

いままでのところ、わが国では、大阪市の安治川トンネル、東京の首都高速1号線およびモノレールの羽田海底トンネルの3例しかないが、後述するように、この方法は、在来の工法にくらべて、数多くの有利な点をもっている。

殊に軟弱地盤に対して優れた工法であるため、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利用される可能性が高まっていると思われる。

2. 沈埋式トンネルの得失

まず、この工法の特徴であるトンネルのプレハブ化から、次のような利点があげられる。

- (1) トンネルの覆工は、ドライドックなどで製造されるから、在来のトンネル工事のように限られた空間で作業するものに比べ、均一で品質の良いトンネルができる。水密なコンクリートの施工、精確な配筋のされた覆工が可能である。
- (2) 半製品を運んできて、組立てるのであるから、現場の作業時間が短くてすむ。
- (3) トンネルチューブのエレメントを2本以上同時に製造できるようにドックの容量を大きくすれば、工期を短縮することができる。
- (4) また、このようにして製作された巨大なしかも重量の大きいトンネルチューブも水に浮かせて曳航するから、安全かつ容易に取り扱われる。
- (5) そして、水底に沈設するものであるから、他のトンネル工法ほど、地質のいかんによって施工の困難さが左右されることがない。
- (6) 浮力を受けた状況にあるから、地盤へかかる荷重は極めて少ない。従って地盤支持力は問題とならないので軟弱地盤でも心配ない。
- (7) 水底に沈めるものであるから、船舶の航行に必要な深さをとれば良い。従って、浅くすることができ、トンネル全体の延長を短かくすることができる。
- (8) シールドのような圧気中の作業を必要としない。また、シールドでは土質や、土被りの厚さによって空気の漏洩のおそれがあるが、沈埋式ではその危険は全くない。

以上を要するに、流速がゆるやかで、水深が適当であり、岩礁等のない水底条件であれば、この工法は容易であり、良好な施工条件の下では、シールド工法などにくらべはるかに低廉な工費で実施できる。

しかし、この工法を採用することが適切でない場合もある。すなわち、

- (1) 水流が早い場合には、沈設作業が当然困難となる。すなわち、沈埋工法は、水流のゆるやかな湾内あるいは河川に適しており過去の実例もまたそのような場所に多く用いられている。しかし、最近の例では、外海の水深60米位の所に敷設された例（ロスアンゼルス港の下水放流口であるHyperion トンネルは、1959年から1960年にかけて施工されたものであるが、延長約8kmに及び太平洋中に敷設されている。）もあり、又、後述するように、英仏海峡トンネル用としての提案も出される状況になっている。
- (2) 狭い水路で、しかも船舶航行のはげしいところでは、作業困難となる。特に霧が深いところでは、航行船舶と作業中のトンネルチューブが衝突するおそれもある。この点シールド工法のような水底下を掘進する工法より劣る。
- (3) トンネルチューブ沈設時の天候は、作業上極めて重要である。従って、施工時期を天候の安定している季節に選定する必要がある。

3 沈埋式トンネルの例

前述のように、わが国においては、3例にすぎないが、諸外国をみると、鉄道、道路等の各分野にわたって数多く建設されている。

特に多いのはアメリカで、オランダがこれに次いでいる。しかもアメリカでは、最近の水底トンネルは、ほとんどこの方法で建設されている感がある。表1は、沈埋工法で建設された道路トンネルの例である。その他、工事中的のものとして、オランダでは、アムステルダム港のSchelde 河の下に、2本（506mと820m）の6車線トンネルが、又、ロッテルダム港のNew Meuse 河の下に、Benelex トンネル（795m）がある。更にカナダのモントリオール港では、全長1390mうち沈埋部（770m）のP. C工法を採用した6車線道路トンネルであるLafontaine tunnel が施工中である。

表-1 沈埋工法で建設された道路トンネルの概要及びそのトンネルエレメントの型式(形状、寸法および本数)

施工 順番	トンネル名	国名	場 所	延長(内沈) (m)	車線 数	車 道 (m)		最急 勾配(%)	工 期	工 費 (M \$)	沈 埋 管 (トンネルエレメント)					水路巾	航 路 水 深 (m)
						巾	高				函 形	外径 (m)	長さ(m)	本数(本)	材 料		
1	Posey tube	米	Oakland-Alameda Calif.	1,080 (730)	2	6.9	4.5	4.6	1925 ~1928	4.5		11.3	62 49	11 計12	鉄筋コン クリート管	約190m	18.0m
2	Detroit-Windsor	米+加	Mich-Canda, DetroitRiver	1,570 (675)	2	6.7	4.1	5.0	1928 ~1930	23		9.5	67 76	1 計8	鋼 管	750m	約14m
3	安 治 川	日	大阪市安治川	81 (49)	1	4.5	4.5		1935 ~1944	260万円			49	1			
4	Maas	オランダ	Rotterdam Maas River	1,073 (580)	4	6.0	4.2	3.6	1938 ~1941	8		24.8 ×8.4	60	9	函	560m	12.0m
5	Bankhead	米	Mobile, Ala. Mobile River	950 (610)	2	6.4	アーチ (4.1)	6.0	1939 ~1940	4		9.5	298/ 255'	5 計7	鋼 管	335m	13.7m
6	Washburn	米	Pasadena, Tex. Houston Ship Channel	902 (458)	2	6.7	アーチ (4.1)	6.0	1948 ~1950	7		9.5	114	4	鋼 管	465m	13.7m
7	1st Elizabeth River	米	Norfolk-Portsmouth, Va. Elizabeth River	1,036 (641)	2	6.7	4.3	5.0	1950 ~1952	163		9.5	91.5	7	鉄筋 コンクリート管	663m	約10m
8	Baytown	米	Laporte-Baytown, Tex.	918 (780)	2	6.7	アーチ 4.3	5.8	1949 ~1953	8.6		10.5	86	9	鋼 管	約760m	12.2m
9	Hampton Roads	米	Hampton-Norfolk, Va.	2,280 (2,100)	2	7.0	4.3	4.0	1954 ~1957	195 橋を含む		11.3	91.5	23	鋼殻と コンクリート巻き	5.6km中 1.2kmが深い	11~21m
10	Baltimore Harbor	米	Fairfield-Canton, Md. Potapasco River	2,332 (1,920)	4	6.7	4.3	3.5	1955 ~1957	36		21 ×105	91	21	鋼殻 コンクリート巻き	1,550m	15m
11	Deas Islands	加	Vancouver Fraser River	658 (629.4)	4	7.3		3.5	1956 ~1959	165		23.9 ×7.2	104.9	6	鉄筋コンクリート	約610m	13m
12	Rendsburg	ドイツ	Kiel Canal Nord-Ostsee-Kanal	640 (140)	4	6.8	4.5	4.0	1958 ~1961	12		20.2 ×7.2			鉄筋コンクリート	約120m	約14m
13	2nd Elizabeth River	米	Norfolk-Portsmouth Va. Elizabeth River	1,281 (1,130)	2	6.9	2.2	4.5	1960 ~1962	23		11.1 ×11.2	93	11	鋼殻 コンクリート巻き	460m	13.7m
14	Webster Street	米	Oakland-Alameda calif.	1,021 (732)	2	7.3	4.6	4.8	1959 ~1963	17		11.2	61	12	鉄筋 コンクリート管	約330m	約18m
15	羽 田	日	東京首都高速1号海老取川口	300 (56)	4	7.7		4.9	1963 ~1964			20.1 ×7.4	56	1	鋼 函		
16	Coen	オランダ	Amsterdam, North Sea Canal	1,283 (587)	4	7.2	4.5	3.5	1961 ~1964	125		23.3 ×7.7	90	6	鉄筋 コンクリート		22m
17	Baltimore Channel	米	Cape Charles-Norfolk va. Chesapeake Bay	1,660	2	7.3	4.3	4.0	1960 ~1964	}		幅 11.28	61	18	鋼 殻		15m
18	Thimble Shoal	米	Baltimore Channel	1,750	2	7.3	4.3	4.0					61	19	コンクリート巻き		"
19	I J	オランダ	Amsterdam North Sea Canal	2,500 (1,125)	4	7.0	4.2		1962 ~1967	39.5		巾25	30		鉄筋 コンクリート		13m
20	Havana 湾	キューバ	Havana 市の新旧 市街連絡	737 (520)	方向分離				1955 ~1958				111 90		プレストレスした 弓形断面	約300m	14m

表-2 (C. A. Pequignot 編 Tunnels and Tunnelling より)

	トンネル名	位 置	用 途	ポータル間 の長さ (m)	横断水路 巾 (m)	組立区間の長さ		チューブのタイプ	航路 水深	施 工 年 度	
						1エレメント	全 体			着 工	完 成
1	Hyperion	Los Angeles	下水放流口	—	海中へ 約 8 km	58.5 m	—	直径 3.65 m のコン クリート管	60 m	1959	1960
2	Detroit River	Michigan/ Ontario	Detroit— Windsor 間の鉄道	2,552 m	約 790 m	80 m	81.3 m	内径 7.1 m の鋼製双 設管の内側に、径 4.15 m のコンクリ ートチューブ、外側 に、1.69 m × 2.45 m の短形断面がコン クリートで打設され ている。	14.6 m	1906	1910
3	Shirley Gut Siphon	Boston	下水道	457 m	9.6 m	14.6 m 20.7 m		外径 2.6 m の鋼管、 継瓦 3 層巻き、内径 1.9 m	7.6 m	1893	1894
4	Harlem 河	New York	地下鉄	—	329 m	61 m 67 m	329 m	巾 2.32 m × 高さ 7.5 m 4 ヶの部分円 (内径 5.8 m) の鋼チュー ブを緊結し、水中コ ンクリートで固めて いる。	7.6 m	1911	1914
5	Liljesholm- sviken	Stockholm	地下鉄	—	160 m	124 m	—	プレストレスした矩 形断面	7.0 m		
6	Friedrichs- hafen	Berlin	Spree 川の 底の歩道	120 m	—	40 m 80 m	120 m	外側 6.4 m × 3.7 m 内側 4.9 m × 2.4 m の短形鉄筋コンクリ ート	2.7 m		1927

更に、米国では、サンフランシスコ湾を横断する沈埋工法による地下鉄工事（BART Trans-Bay Tube）が始まっており、沈埋区間の延長は、約 5.8 km、最深部のレール面は、海面下約 41 m に達する予定で、地震を考慮した設計が採入れられている。

道路以外の沈埋トンネルの著名なものは、表-2 の通りである。

4. 沈埋式トンネルの最短長

沈埋式トンネルの有利な点の一つは、沈設するものであるから、水底を掘進するものにくらべ浅い位置にあるためトンネル全体の延長が短くてすむことである。

しかし、トンネルの上に少なくとも航路深を確保しなくてはならない。

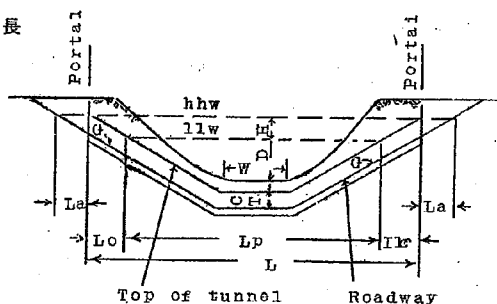
いま、沈埋トンネルとしたばあいその最短長を考えてみると、図-2 において、 W を航路の底幅、 D を干潮時（河川なら低水時）における水深、 Q をトンネル上の盛土の最小厚（普通 1.5 m）、 H を高潮時（高水時）と干潮時（または低水時）における水位差、 T を基準高とトンネル頂部との鉛直高（円形道路トンネルでは 7.5 m 位）、 G を最急こう配、 LP を沈埋部の長さ、 L_c を開削または潜函等で施工する部分の長さ、 L をトンネルの坑門から坑門までの全長とする。

トンネルの坑門は、大体、トンネルの頂部が高水位面と交わる点にあると考えられる。

沈埋工法では、ドックとか沈設のための設備費が大きいの、沈埋部分の長さが長くなっても費用は、著しい増加はしない。したがって、現場施工部門をできるだけ短かくし、沈埋部分をできるだけ長くした方が有利である。

しかし、トンネルチューブを浮かし、沈設するには、ある程度の水深が確保されていなくてはならない。従って長くしようにも、図に示すように低水位面がトンネルの頂部と交わる点までが限度であることは、容易に想像されよう。

図-2 最短長



そうすると、図-2から、

$$L_p = W + \frac{2(D+G)}{G} = W + \frac{2(D+1.5)}{G} \quad (1)$$

$$L_c = \frac{H}{G} \quad (2)$$

従って、

$$L = L_p + 2L_c = W + \frac{2(D+H+1.5)}{G} \quad (3)$$

これを実際のトンネル (Baytown トンネル) にあてはめてみると、

	実際値 (m)	計算値 (m)
L_p	779	737
L_c	138	189
L	917	926

たゞし、 $W=213m$ 、 $D=1.4m$ 、 $H=5.48m$ 、 $G=5.824\%$ である。

この場合、かなりよく適合する。この長さは、シールド工法によるものより短かいことは言うまでもない。

5. 沈埋工法の利用できる地盤

沈埋式トンネルは水中にパイプまたは矩形の管を置いたようなものであるから、当然浮力を受ける。

沈埋管の m 当り重量は、次の表-3 のように 2 車線あたりにすると、大体 $80 \sim 120 \frac{tn}{m}$ 、平均して $100 \frac{t}{m}$ とみなされる。

表-3 トンネルエレメントの m 当り重量

トンネル名	エレメント重量 (k)	エレメント長さ (m)	m 当り重量 ($\frac{k}{m}$)	摘 要
Posey Tube	5,500	62	89	車線数 2
Maas Tunnel	14,500	60	242	" 4
Baytown Tunnel	8,560	86	100	" 2
Webster Street Tunnel	5,500	61	90	" 2
Deas Island Tunnel	18,500	104.9	176	" 4

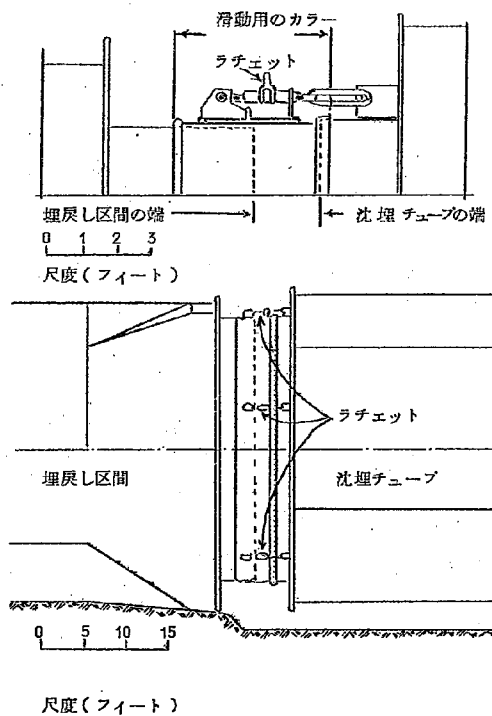
しかし、いま 2 車線トンネルを外径 10 m の円と仮定すると、断面積は 85 m^2 となり、1 m あたりの浮力は 85 kN であるから、大部分の重量は浮力で受けもたれることになる。

従って地盤にかかる荷重は、重量とこの浮力との差に、トンネル上部に盛土される土の重量を加えたものとなる。接地幅を 10 m とすると、1 m あたりの荷重は、 $2 \frac{k}{m}$ という小さい値になる。一般には、トレンチで取除かれた水底地盤の土の重量の方が、このトレンチ内に沈設するトンネルエレメントの重量（通常、比重は 1.1 程度）より大きいのが普通であるから、地盤支持力は、殆んど問題とはならない。しかし、水底地盤そのものが最近の生成物で全体として沈降過程にある時は、その中に作られる沈埋トンネルも、数年にわたって沈下をつづけることになるので、その対策は、別途の観点から処理する必要がある。

又、開削工法あるいは潜函工法で施工された斜路部との接合点で、不等沈下がおこる心配もあるが、これは道路と橋梁との接合部に生じる問題と同じものである。実際に施工されているものをみると、図-3 のようにスリーブ（さや）をラチェット（つめ車装置）で締めている程度で、後刻この囲りはコンクリートで囲むのが普通である。

ただ、後述するように、2nd Elizabeth River Tunnel では、接岸部の最初のトンネルエレメントの地質が、軟弱な有機質のシルトであったため、土を入れかえ、木杭を打った例がある。

図一三 エリザベス河底トンネルのボーツマス側の沈埋トンネル部の最終区間の
岸側の継手には、その区間の外側に、滑動出来るスリーブがついている。
設置時には、このスリーブは、トンネル区間の上に引き戻されており、後
刻、接合を完成させる時にははずされる。



6. トンネルエレメントの設計

沈埋工法で製作、組立するトンネルチューブの個々のピースをトンネルエレメントと呼ぶこととし、以下その設計について述べてみる。

6.1 トンネルエレメントの断面形状

トンネル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。このために採用される形状としては、表-1で見ると、円形と、矩形の2通りがあり、大ざっぱに言えば、ヨーロッパでは、矩形が多く、アメリカでは円形が多い。

図-4は、2車線の円形トンネルの例として、Baytown Tunnel の断面を示した。

また、図-5は、4車線の矩形トンネルの例として、Maas Tunnel の断面を示した。

一方アメリカの Baltimore Harbor Tunnel は、円形の2車線トンネルを2つ合わせた図-6のような断面をとって4車線道路にしている。

このように円形断面と矩形断面があるが、この両者の得失を比較してみると、次のようになる。

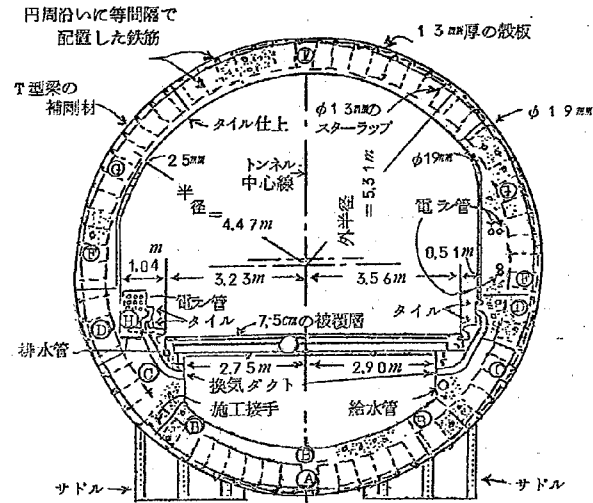
- (1) 円形断面は矩形断面に比べ水圧に対する強度が大きい。
- (2) 同じ車線数のトンネルでは、円形断面の方が矩形断面より高さが高くなる。

したがって航路梁を確保するためには、溝の掘削部が深くなり、トンネル全長が幾分長くなる。

なお円形断面の変形として、図-7、図-8の形状の実例がある。

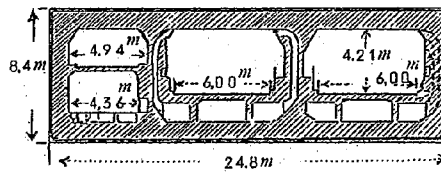
図-7は、Bankhead トンネルの断面であって、八角形をなしている。これは、図-4の Baytown トンネルの鋼殻板 (shell plate) の外側をさらにコンクリートで包んだものである。この場合、鋼殻板の内側のコンクリート厚は薄くなっている。

図-4 Baytown トンネルの断面



④等のように円でかこんだ文字で示す順序でコンクリートを投入した。

図-5 Maas トンネルの断面



図一六 Baltimore Harbor トンネルの断面

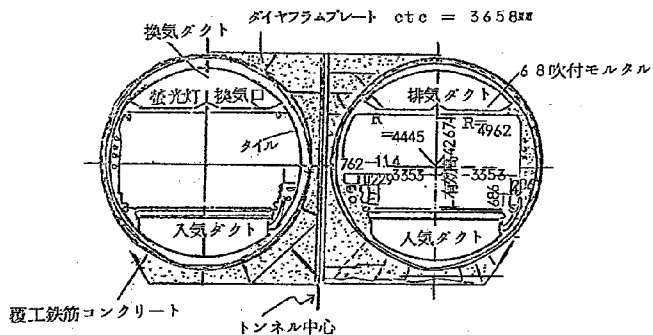


図-7 Bankhead トンネルの断面

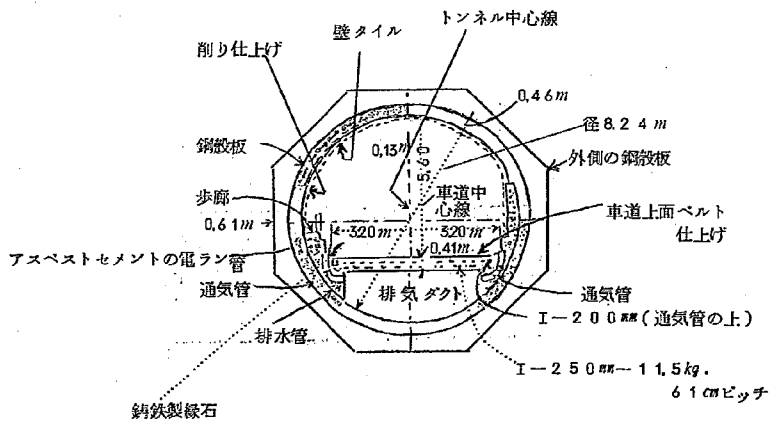


図-8 Thimble shoalトンネルの断面

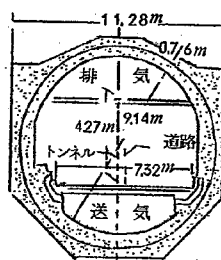


図-8は、Thimble Shoal トンネルの断面で、コンクリートの外被が、8角形を少し変えて、10角形としている。

このように円形をさけたのは、沈設の際、トンネルエレメントの上を作業場とする便宜と、水底におけるすわりの良さを考えてであろうと思われる。

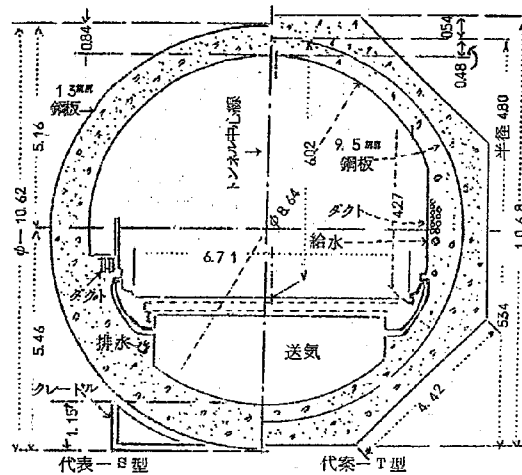
Baytown Tunnel では、図-9の Type - S の円形と Type - T の 8角形との比較入札を行なった結果、円形トンネルがコンクリート量で 6,200 m^3 (7.25%) 減、鉄筋 32 km (4.5%) 減となり、構造材が 856 km (25%) 増で、差引き、工費で 15% 安くなったと説明している。

この差は、単に材料費が少なくなったばかりでなく、S型の方が構造が簡単で、外殻の鉄板の溶接費が少なく、また T型では外型枠が必要であり、外被のコンクリートを水中コンクリートで打つので、この工費は、悪天候等による施工のおくれを考えると馬鹿にならない。

安定の点では、図-9の S型でわかるようにセンターをずらして重心が下に行くよう、クラウンとインバートとのコンクリートの厚さをかえることと、三角形のすわり台 (クレードル) を設けることによって解決している。

図-6は、円形トンネルを2つ並べて4車線の道路トンネルとした Baltimore Harbor Tunnel である。

図-9 Bay town Tunnelの比較設計



6・2 トンネルエレメントの寸法および個数

表-1に見る通り、トンネルエレメントの長さは、4.9～11.1mの範囲にある。

これは、浮遊・曳航・沈設の際の取扱いやすさ、強度およびドックの大きさ等によってきまるもので、この程度の長さが、強度上、製作上また取扱い便宜なためと考えられる。

トンネルエレメントの個数は、水流の巾とこのエレメントの長さによってきまり、表-1に示すように、安治川、羽田トンネルの1本は別として、4本、6本、12本という程度のものから、Hampton Roads の23本まである。

安治川、羽田トンネルの1本というのは、沈埋トンネルとしては、例外であって、わが国には、諸外国の沈埋式トンネルのように、幾つものトンネルエレメントを水中でつないだ工法の経験は残念ながら、まだない。

次に、トンネルエレメントの断面の寸法であるが、表-1に示すように、2車線の円形トンネルでは、外径9.5mから11.3mの間にある。

円形トンネルを2本組合わせた、Baltimore Harbor Tunnel は、市21 m, 高さ10.5 mとなっている。

矩形のトンネルは4車線のものが多く、表-1に示すように、高さ7.4 mから8.4 mで、幅は20.2 mから24.8 mの間にあり、矩形トンネルの方が高さが2 m以上低い。

6.3 トンネルエレメントの重量

トンネルエレメントの重量は、当然浮力との関係を、進水、曳航、沈設および盛土被覆後を通じて考えなくてはならない。

次に表-3に、トンネルエレメント全体の重量および1 mあたり重量を示した。

表-3 トンネルエレメントの重量

トンネル名	トンネルエレメントの重量	排水量(ton)
Posey Tube	5,500 ton, 沈設時に注水	7,261
Maas	浮力より重いので、両側に浮きタンクを付け曳航 14,500 ton	
Ist Elizabeth River	浮力より100 ton重い	
Baytown	8,560 ton 浮力より440 ton 重くする必要あり	
Webster Street	5,500 ton, 沈設時には水を入れ180~270 ton 浮力より重くした。	7,900
Thimble Shoal Baltimore Channel	浮力より100~150 ton 重い。	21,000
羽田海底	鋼重 737.4 t, 沈設時底壁コンクリートの一部および保護コンクリート打設后 4,553.5 t, 注水して浮力より100 t 重い	8,429.3
Baltimore Harbor	浮力より100~150 ton 重い	21,000
Deas Island Tunnel	18,500 ton 沈設のために水を填充する	

この表でわかるように自重は浮力と殆んどバランスしており、大体浮力の80%程度の重さで浮遊させ、沈設には、これに水を注入したり、砂をのせたり、コンクリートを打ちたしたりして沈めるのが普通である。従ってこれらの大重量物を非常に容易に取り扱える。

また、水底に対する荷重も、非常に小さくなっており、ほとんどその上の盛土の重量のみと考えてよい程度である。

6・4 トンネルエレメントの被覆厚

トンネルエレメントの被覆厚のすべてが水圧、土圧に対して強度を保つためのものとは限らない。

施工計画によって、強度をうけもつ部分は異なっている。これについては、次の強度設計の項で述べるが、トンネル被覆の主要の厚さは次の表-4のようになる。

表-4 トンネルエレメントの被覆厚

トンネル名	鉄筋コンクリート ライニング厚 (cm)	殻 (スチールシエル) (mm)	外被 (ジャケット) (cm)	合計 (cm)
Posey Tube	75		なし	75
Detroit Windsor	45	13	シエルの外に最小厚 60, 8角形	95
Bankhead	45	9.5	" "	95
Baytown	クラウンで81, 底部で 113	12.5	なし	クラウン81 底部 113
Hompton Roads			シエルの外に最小厚 60	
Baltimore Harbor	50 一部60 (Canton側)	3.2	6.25 Pneumatic mortar	
Deas Island	60 ないし 85	6.3	なし	
Webster Street	75			
羽 田	鋼筋 110		被覆コンクリート 30	140

すなわち、75 cm ~ 1 m 40 cm の間にある。

6・5 トンネルエレメントの構造計算に当つて注意すべき点

トンネルエレメントに加わる荷重は、通常、

- (1) トンネルエレメントの自重
- (2) 水 圧
- (3) トンネルエレメント上の盛土被覆の鉛直および水平土圧
- (4) 地盤の反力

である。

(1) の自重も(2) の水圧も容易に計算できることは言うまでもない。

(3) の盛土被覆も、通常均一な材料で盛土するから、これも計算にのる。また、(4) の地盤反力も浚渫した溝に砂のクッションを設けることにより、均一とするように工作するのが普通である。

したがって通常の山トンネルの場合に比べて荷重条件は、計算にのりやすい。

ただ注意すべきことは、施工中の各段階および沈設後で、おのおの荷重条件が異なってくるから、当然各段階において強度を調べておく必要がある。

たとえば、

- (1) ドックの船台上の強度

これは、スチールシエルそのものが自立する強度をもっていなくてはならないから、円形であれば補剛材としてT型鋼を適当な間隔に溶接する等の必要がある。

また、コンクリートを打設するとすれば、長手方向にも横断方向にも曲げモーメントが生じないように、一様に限られた高さずつ打ちたして行くようにしなくてはならない。

- (2) 浮遊および沈設中の強度

曳航中は当然、水圧をうける。

また水流があればその水圧もうける。Posey Tube では、この値を各エレメント80 ton としている。

水圧は、水位の変動とともに変化し、満潮と干潮とで、水圧も浮力も異なってくる。また感潮河川では、水の比重も変わることがありうるわけで、これも考えに入れておかななくてはならない。

沈設の際、どこまで施工されているかによって、この荷重を受持つ部分の考え方が異なってくる。例えば、図-10 のニューヨーク市の地下鉄の

Harlem River トンネルと Michigan Central 鉄道トンネルでは、スチールのシエルと外型枠の間にコンクリートを打ち沈設した後、スチールシ

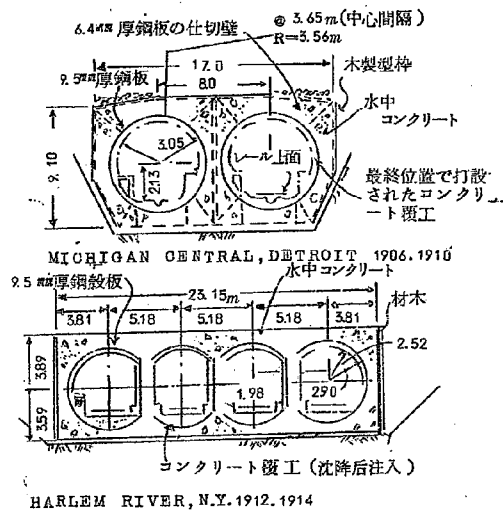


図-10 Harlem River トンネルと Michigan Central トンネルの断面

エルの内部のコンクリートを打設している。

この場合、コンクリートライニングは、内部仕上げのようなもので、当然強度計算には入れていない。

一方、Detroit-Windsor, Bankhead, Pasadena, Mass および State Street 等のトンネルでは、スチールシエルの形で現場に曳航して行き、浮遊中に鉄筋コンクリートのライニングを打設している。

そして、外被(ジャケット)のコンクリートは、沈めるに必要な重量となる程度まで打って、残りは沈設後水中コンクリートで打っている。したがって、外被コンクリートは構造計算に入れず、鋼構造および鉄筋コンクリートライニングがすべての荷重を受け持つものと考えている。

羽田トンネルの場合、鋼函が外力をすべて受け持ち、天井、側壁、底盤のコンクリートは浮力に対するウエイトを考えている。

円形断面の場合は、殆んど曲げモーメントを受けず、圧縮となる。この点、鉄筋コンクリート構造物として円形のトンネルエレメントが特に有利となる点である。一方、矩形断面では、曲げモーメントが発生し、水深が増すにつれて増大する。

(3) 沈設後の盛土被覆の際の強度

沈設後の盛土被覆は、次の3つの段階に分けられる。

- (i) 盛土を置いた直後は、盛土はまだ緩んだ状態にある。つまり、低い安息角を持ち、その側圧係数 C_p は最小0.50である。この状況では、側圧の増加は、トンネルに対するモーメントを減ずるから、危険ではない。
- (ii) 第2段階で、盛土は圧密され、その内部まさは増加する。この場合には、盛土の重量が直接トンネルにかゝるから、側圧が減って大きなモーメントがかゝり、最も危険となる。

Baytown Tunnel では、この状態で C_p をまさは角 35° に対して0.27として計算した。

- (iii) 最終段階では、盛土の圧密が終わり、盛土全体が弾性の連続体となる。この状態では、(ii) よりも、はるかに楽な状況となる。

なお、被覆盛土としては、カウンターウエイトおよび流水による洗掘防止のために、比重の重い材料を用いることがある。

この場合は、当然その水中における重量を用いて設計すべきである。

Webster Street トンネルの鉋滓の比重は、平均4.2、羽田トンネルの鉋滓の比重は3.85、水中における重量は $1.3 \frac{t}{m^3}$ と仮定した。

6・6 矩形トンネルエレメントの構造計算

矩形トンネルエレメントの計算例として羽田トンネルの例を少し詳しくのべる。

羽田トンネルのトンネルエレメントの構造概要は、図-11に示すとおりである。

エレメント本体は、水中で両岸のケーソンに支承された構造物として考えている。

羽田トンネルの場合、浮力に対する安全率は1.05、比重はコンクリート2.3、海水は1.02としている。

温度変化、地震の影響に対しては、単純支持しているので、両端のケーソン

仕 様

全長	5598m
全巾	20100m-20581m
全高	7400m
重量	7374t
吃水	630m

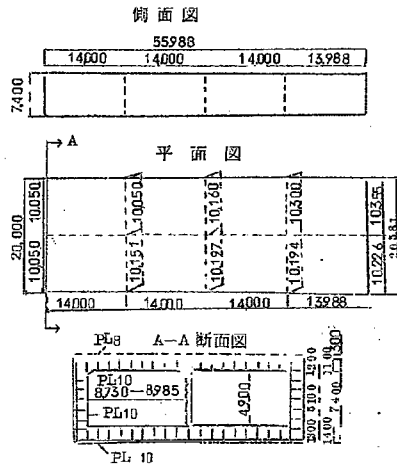


図-11 羽田海底トンネルの構造概要

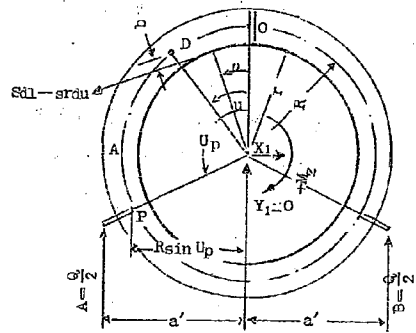


図-12 円形トンネル元素の支持条件

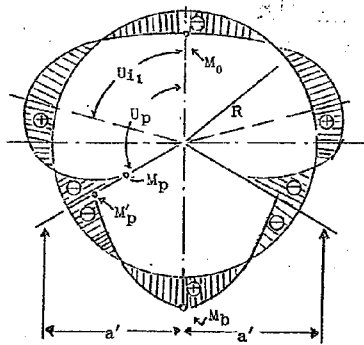


図-13 円形トンネル元素のモーメント図

に等分に作用するものと考えた。

活荷重の衝撃係数は、コンクリート橋の場合と同じく次の式を用いた。

$$1 = \frac{7}{20 + \ell}$$

設計荷重としては、高潮により函内部に満水した災害の場合を考え、許容応力は、鋼とコンクリートとの合成を考えて80%増しとした。

また、2軸方向の合成応力については、許容応力を50%増しとした。

その他は、すべて鋼道路橋設計示方書、溶接鋼道路橋設計示方書、コンクリート標準示方書によっている。

鋼材はSS41 およびSV34、コンクリートは $\sigma_{28} = 250 \text{ Kg/cm}^2$ 、セメント量 350 Kg/m^3 以上とした。

設計々算の結果は、次のごとくである。

(a) 長手方向の計算（単純ばりの計算を行なった）

常時荷重の場合（uはupper, ℓ はlower）

曲げモーメント 16270 t.m

$$\sigma_u = -831 \text{ Kg/cm}^2, \quad \sigma_\ell = 728 \text{ Kg/cm}^2$$

常時で活荷重のない場合

曲げモーメント 13140 t.m

$$\sigma_u = -671 \text{ Kg/cm}^2, \quad \sigma_\ell = 588 \text{ Kg/cm}^2$$

(b) 断面方向の計算

荷重および部材応力：曲げモーメントおよびせん断力は、中央に柱のあるボックスラーメンとし、たわみ度法によった。

応力の計算：

常時荷重の場合（oはout, iはin）

$$\text{上床 } \sigma_o = -874 \text{ Kg/cm}^2, \quad \sigma_i = +726 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{側壁 } \sigma_o = -893 \text{ Kg/cm}^2, \quad \sigma_i = +93 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{下床 } \sigma_o = -561 \text{ Kg/cm}^2, \quad \sigma_i = +760 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{中間壁 } \sigma = -830 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (compression のみ)}$$

常時荷重で活荷重のない場合

$$\text{上床 } \sigma_o = -730 \text{ Kg/cm}^2, \quad \sigma_i = +898 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{側壁 } \sigma_o = -584 \text{ Kg/cm}^2, \quad \sigma_i = +405 \text{ Kg/cm}^2$$

下床 $\sigma_0 = -522 \text{ Kg/cm}^2, \sigma_1 = +545 \text{ Kg/cm}^2$

中間壁 $\sigma = -1130 \text{ Kg/cm}^2$, (compression のみ)

(c) 外板の局部応力 $\sigma = (\frac{E}{t}) p k$ で示される。

t : 板厚 (cm), p : 荷重 ($\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$), k : 係数

常時荷重の場合

上床 $\sigma_1 = \sigma_2 = 800 \text{ Kg/cm}^2, \sigma_3 = \sigma_4 = 570 \text{ Kg/cm}^2$

底版 $\sigma_1 = 38 \text{ Kg/cm}^2$... 断面方向 $\sigma_2 = 19 \text{ Kg/cm}^2$... 長手方向

$\sigma_3 = 272 \text{ Kg/cm}^2$... 断面方向 $\sigma_4 = 10 \text{ Kg/cm}^2$... 長手方向

側壁 $\sigma_1 = \sigma_2 = 990 \text{ Kg/cm}^2, \sigma_3 = \sigma_4 = 770 \text{ Kg/cm}^2$

常時で活荷重のない場合: 床版のみが変化して,

$\sigma_1 = 1044 \text{ Kg/cm}^2$... 断面方向, $\sigma_2 = 520 \text{ Kg/cm}^2$... 長手方向

$\sigma_3 = 746 \text{ Kg/cm}^2$... 断面方向, $\sigma_4 = 218 \text{ Kg/cm}^2$... 長手方向

(d) 応力の合成

応力合成は, $\sigma_s = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \sigma_2 + 3Z^2}$ で示される。

σ_s : 合成応力 σ_1 : 長手方向の応力, 桁の応力と局部応力の和

σ_2 : 断面方向の応力, ラーメンの応力と局部応力の和,

Z : せん断力 影響が少ないので無視する。

架設中の応力については省略する。参考文献を参照されたい。

6・7 円形トンネルエレメントの構造

沈埋工法では, 円形トンネルの場合に限らず, 沈設した後, 底面を砂で填充すれば, 弾性床上の梁の状況になるから, 長手方向の曲げ応力は非常に小さくなる。しかし, ドックで建造する場合とか, 沈設して埋戻すまでの段階で底部に支持棒 (クレードル) を置く場合には, その支持状況を考慮した構造計算が必要である。

Baytown トンネルシエルについての計算は次のようになされた。図-1.2のように, 垂直軸に対し, 60° の方向で支持されているリングガーターの付いたシリンダーを考える。

いま, リングの頂点で切れており, リングの軸に X_1, X_2, M_2 が働いているとする。しかるときは,

$$S = \frac{Q \sin V}{\pi r}$$

ただし,

Q:せん断力によって一つのリング荷重に伝達される全荷重

S:パイプのシエルとリングとの間の円周単位あたりのせん断力

いま M_0 を D に関して, OD 間の外力によるモーメントとすれば, これらのせん断力によって生ずる M_0 の値すなわち M_0 は

$$M_0 = \frac{Q}{\pi} \left[\frac{U}{2} \sin U - \frac{I}{R} (1 - \cos U) \right]$$

また, 対称であるから $Y_1 = 0$ である。

$$\text{更に, } X_1 = \frac{Q}{\pi} \left(\frac{I}{R} - \frac{S'}{R} \sin U_p - \frac{1}{4} + \frac{1}{2} \sin^2 U_p \right) \dots\dots\dots (1)$$

$$M_z = \frac{QR}{\pi} \left[\frac{I}{R} - \frac{S'}{R} \left(\frac{\pi}{2} - \frac{U_p}{2} \right) + \frac{1}{2} \cos U_p \right] \dots\dots\dots (2)$$

○ リングの頂点のモーメントは

$$M_0 = \frac{QR}{\pi} \left[\frac{1}{4} - \frac{1}{2} \sin^2 U_p + \frac{S'}{R} \left(\sin U_p - \frac{\pi}{2} + \frac{U_p}{2} \right) + \frac{1}{2} \cos U_p \right] \dots\dots\dots (3)$$

頂点での軸力は,

$$N_0 = X_1 \dots\dots\dots (4)$$

支持点より上の部分 ($U = 0$ から $U = U_p$ まで) では,

$$M_1 = M_0 + N_0 R (1 - \cos U) + M_S \dots\dots\dots (5)$$

$$N_1 = N_0 \cos U - \frac{QU \sin U}{2\pi} \dots\dots\dots (6)$$

支持点より下の部分 ($U = U_p$ から $U = \pi$ まで) では,

$$M_2 = M_1 + \frac{QR}{2} \left(\frac{S'}{R} - \sin U \right) \dots\dots\dots (7)$$

$$N_2 = N_0 \cos U + \frac{Q \sin U}{2} \left(1 - \frac{U}{\pi} \right) \dots\dots\dots (8)$$

支持点のすぐ上のモーメントは, $U = U_p$ として,

$$M_p = M_0 + N_0 R (1 - \cos U_p) + M_S \dots\dots\dots (9)$$

○ 支持点のすぐ下のモーメントは

$$M_p' = M_p + \frac{QR}{2} \left(\frac{S'}{R} - \sin U_p \right) \dots\dots\dots (10)$$

リングガーターの底のモーメントは, $U = \pi$ として,

$$M_D = M_1 - \frac{QS'}{2} \dots\dots\dots (11)$$

となる。 これらを図示すれば, 図-13 のようにモーメントが変化する。

モーメントが極大となる U_1 は,

$$U_1 \cot U_1 = \frac{2S' \sin U_p}{R} \sin^2 U_p - \frac{1}{2} \dots\dots\dots (12)$$

を解くことにより求められる。

この U_1 を (5) 式に代入すれば, 最大モーメントが求まる。

また, 下方のモーメントの極大値は

$$U_{12} = \pi - U_{11} \dots\dots\dots (13)$$

に表わされる。 U_{12} が U_p より小さいと、図-13のように、モーメントの極大の点は表われない。

なお、種々の段階に対しては、荷重を分解した場合の応力をあらかじめ表示しておき、これを合成する方法が用いられた。

6・8 地震荷重

沈埋トンネルに対する地震荷重をどのように取るべきかについては、明らかにされていない。

地上構造物が、地上高が高くなるにしたがって、地震の際の震度を高く考えることから言えば、逆に地下構造物に対する震度は低くにとって良いものと思われる。

沈埋式トンネルではないが、地下鉄で、地質の悪い場合と土被りの浅い場合などに、吟味する方式として、鉛直土圧強さ W_0 に対し

$$W_0 = W (1 + K_v)$$

ここに、 K_v : 鉛直震度

横土圧は、 K_h を水平震度とすると、

$$\phi_0 = \phi - \tan^{-1} K_h$$

ここに、 ϕ_0 : 地震時の土のまさつ角

ϕ : 平常時の土のまさつ角

が用いられるが、兩岸取付部では参考となる。

沈埋トンネルでは、地震荷重を考えていないのが大部分である。たとえば、サンスランシスコに近い、Posey Tube, Webster Street Tunnel でも、地震に関する顧慮は見られない。

地震に対して考慮を払っているのは、Deas Island Tunnel と1966年4月に着工したSan Francisco Bay Area Rapid Transit DistrictのTrans-Bay Tubeの2つである。後者のBART tubeでは1906年のサンフランシスコの大地震以上の震動にも耐えうるように設計するため、サンフランシスコの湾底に地震計を取り付け計測中であるという。

即ち、サンフランシスコ湾の東側と西側には2つの大きな断層が通っており、その西側のものであるSan Andreas断層沿いの滑動がマグニチュード8.3という1906年のサンフランシスコ大地震をひきおこしている。しかしなが

ら選定された路線上には、大きな震央の記録はない。断層運動によるチューブの変位はない見込みであるが、地盤の変形影響は、その地盤が均一だと緩和されると考え、大半の地震力をチューブに伝えることなく吸収してしまう沖積層の中に、チューブを設置することを心掛けている。具体的な設計上では、端末部に当る換気用立坑（ケーソン基礎）との接合部に水平10 cmと垂直5 cmの変位を考慮している。

Deas Island Tunnelでは、次のような考察のもとに極限設計の考えの下に設計したとのことである。すなわち、

- (1) 地震の際、応力の変動は急激におこるから、水は土粒子の間隙から逃れ去ることはできない。
- (2) 従って、応力の変動は過大な間隙水圧となる。
- (3) 理論的考察によれば、0.21g以上の加速度を持つせん断波は、土の組織を破壊し、それ以上に強い加速度を持つせん断波を伝えることはできない。
- (4) ゆえに、地震の影響は0.21gが最大である。

従って、設計には

- (1) トンネル上の盛土重量の0.21に等しいせん断力がトンネルの上面に作用する。
- (2) また土の組織が破壊した場合、土と同じ密度の流体がトンネルの表面に流体圧を作用する。

と考えた。

しかし、この場合でも、地震に対して弱点となると思われる継手部において、特にフレキシブルな構造とすることはなく、他のトンネルと同様に剛結合としていることに注目すべきである。

6・9 温度応力その他

沈埋トンネルの温度応力を取扱う問題は大変むづかしい。現在までにつくられた沈埋トンネルは、何れも、その水中部分には、膨脹継手はないが、このために有害な影響が生じたという例もまだないものである。道路トンネルの場合、換気されることで、自動車の熱による温度上昇が著しくならずすむのが普通であるが、火災等の異常事態に対して如何考えるかの問題が残されている。

沈埋トンネルで最も重要なことは、水密性である。従って、割れ目とかクラックは可能な限り最小のものでなくてはならない。後述する通り、水密性をうため、鋼板で完全に被覆したり、アスファルト材による水密被膜を使ったりする方法が、とられているが、基本的には、クラックの最小な良質の鉄筋コンクリートをつくることである。このためには、鉄筋の許容張力がある程度低くとったり、使用鉄筋の配筋間隔に入念な注意を払ったりする必要がある。又、まだ例は少ないが、プレストレスング工法もクラックを最小にする有力な手法と考えられる。その他、スチールケーシングを採用する場合は、その腐蝕を防止し、且つ、鋼板の厚さを節約するため、BART トンネルでは、大規模な、電気防蝕 (Cathodic Protection) 工法が計画されている。

7. トンネルエレメントの製作

前述のようにトンネルエレメントは、ドックで製作される。これが沈埋式がトンネルのプレハブ化だといえる長所でもある。

この製作のためのドックは、現場の近くに、利用できる造船所のドックがあれば、これに越したことはない。

しかし、距離が離れていても水深があれば、時間をかけて曳航すれば良い。極端な例として、Bay townトンネルのように180 Kmも離れたドックで製作し、48時間も掛かつて現場へ曳航した例もある。また Hampton Roads トンネルでは、400 Km離れた場所で製作されている。

もし、利用しうる手頃なドックがない場合には、現場近くに簡易なドックを臨時に建設して、使用すればよい。

この例は、I. J. トンネル、Deas Island トンネル、Webster Street トンネル等と案外多い。

これらのドックは、その工事が終われば埋めてしまうものであるから、できるだけ簡単で、工費が安く上がるように考えられている。

I. J. トンネルと Webster Street トンネルの仮設ドックは、いずれもトンネルエレメントを2個同時に縦にならべて製作できる規模であり、Deas Island トンネルの仮設ドックは、トンネルに必要な6個のエレメントを製作できる大きさであった。

この Deas Island トンネルのドライドックは、底面が、633ft×384ftであり、上層のシルト層をドラグラインで取除いた後、サクシヨンドレッジで浚渫し、川を遮断し、排水した。また、水位は二重のウエルポイントで、ドライドックの底面より最小2.1 m下げた。

図14は、Webster Street トンネルのドックの平面図である。この図の右側にコンクリートのパッチングプラントを敷け、左側は型枠および保護枠の置場とした。全面積は52,500m²である。仕上り深さ12m、掘削量は80,000 m³ エレメントとエレメントの間隔は10m、ブーム長24mのクレーン2台、排水用に径250 mmの50 HPポンプ2台を備え、排水時間は16時間、他に漏水排水用の50 HPポンプ1台を使用した。

ゲートは、シートパイルにガーダーを溶接し、ゴムでシールした縦13 m、幅17 m、重量70 ton のゲートがあり、浮きクレーンで操作される。

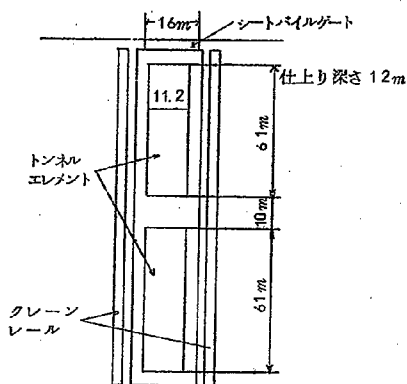


図-14 Webster street トンネルのドック

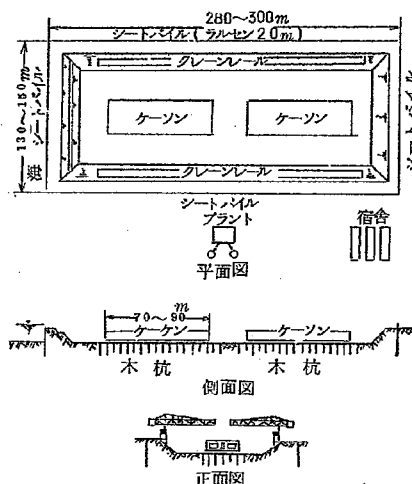


図-15 トンネルのドライドック

トンネルエレメント ($9.0\text{m} \times 24.80\text{m} \times 7.50\text{m}$) を縦にならべて同時に製作することができるようになっている。

このドックの工費は、2億7千万円であつた。また、このドックでトンネルエレメントを製作するサイクルは、70日であつた。

図15は、IJトンネルのドックの見取図である。ドックの周囲に防水のためランセル型の20mのシートパイルを打ち込み、内部の掘削をしている。

法面は1割のこう配で、なんらの保護用材料も用いていない。基礎は、沖積層で支持力が少なく、エレメント完成時の圧力は 7t/m^2 であるから2m間隔に径20cmの木杭を打ち、その上に基礎コンクリートを打っている。

この基礎コンクリートと躯体との間には、砂を敷き、ルーフィングを置いている。これは浮上の際、躯体と基礎コンクリートとがくつつかないようにするためである。

図15に見るように、幅150m、長さ300mのドックの中に、Webster Streetトンネルと同じように、2基の

また、図1.5で見るように、ドックの両側に2基の5tのガントリークレーンを設け、作業を行なっており、コンクリートプラントも側方に設けている。

そして、ここでは、締切りゲートはなく、浮上させ、曳航する場合には、水に面した方のシートパイルを引抜き、土砂を浚渫して航路を作り、曳航引出し後、再びシートパイルを打ち、裏込め土砂を築造してから、排水するという万全上りの工法がとられている。

8. トンネルエレメントの曳航

トンネルエレメントを曳航する前に、ドライドックで、エレメントの両端に水密な隔壁を設ける。この隔壁は鋼板を内側からIビームで支持したもので、水圧に耐へ、水密でなければならない。

これが完成すると、ドライドックに水を満たし、トンネルエレメントは浮上する。前述のような重量と浮力との関係から、普通80%位が水中に没している形となる。

ただし、船の機装のように、骨組だけで一度進水して、曳航し、仕上げ場でほとんど浮力近くまでコンクリートを打ち、現場まで曳航し、さらにコンクリートを打って沈める方法をとることが多い。

図16は、Baltimore Harborトンネルの例であつて進水時は、(a)の情況で水深8'6" (2.6m)であり曳航は、(c)の情況、すなわちほとんど水没の情況である。

また、Maasトンネルのように、エレメントが仕上がった情況では、浮力よりも重く、両側に空気タンクをかゝっている場合もある。

いずれにせよ、80%程度まで水没するとなると、水深8m位であるから干潮で水路が浅くなると底がつかえるおそれのある場合も考えられるから、これらをにらみ合わせて、コンクリートの打ち足し、潮待ちを考慮しておく必要がある場合もある。

写真①は羽田海底トンネルのエレメントの進水の状況である。

図一17は、羽田海底トンネルの曳航経路である。羽田トンネルでも鋼面の形で曳航し、現場近くの係留岸壁に仮泊させたのであるが、ドックからの曳航は朝6時にドックを出航して、11時に現場付近に到着、潮待ちして16時30分出航、現場到着18時であつた。

羽田の場合120HPの係船4隻を用意したが、狭域部を除いては2隻で曳航し、

他の2隻は方向転換のために備えた。曳航速度は $3 \sim 3.5 \text{ Km/h}$ であつた。

曳航速度は、他の例でも大体 $2.7 \sim 4.6 \text{ Km/h}$ の範囲のおそい速度である。

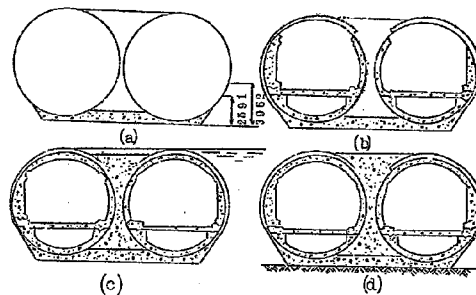


図-16 バルテモアハーバートンネルの打設の順序

勿論、天候の影響が大きく、羽田トンネルの場合、係留岸壁から埋没場所への曳航の際、台風の影響が出発時間を2時間おくらせたり、水位が平均して40～50cm高かつたりして、関係

者の苦労は大変なものであつた。

また、Deas Islandトンネルの最初のトンネルエレメントの曳航は、濃い霧と風をともなつた雨の中で、13.5時間苦闘の中に実施された。これは、このトンネルが、潮の関係で沈没時機が限られていたためであつた。前述のドライドックが6個のエレメントを同時に製作するようになっていたのも同様の理由である。

沈埋工法は、本来水流のあまり早くない内海とか、河底に使われるから水流の影響は

注：曳航距離は約20Kmである。

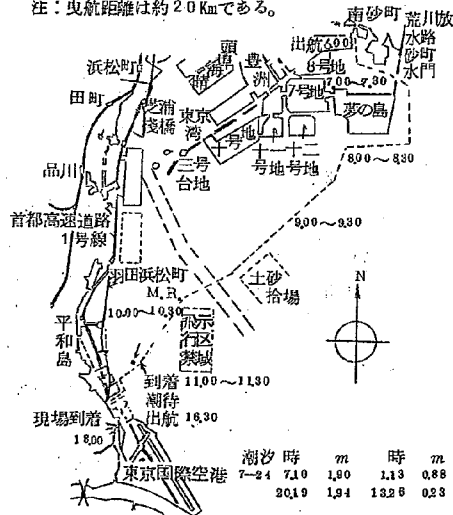


図-17 羽田トンネルの曳航経路

あまりないのが普通である。

しかし、羽田トンネルの場合は、エレメント1個であるから沈設のため現場位置にもつて行く直前の状況は、海老取川を一部せき止めたような形になり、この時の曳航計画速度 $2 \sim 5 \text{ cm/sec}$ に対し、 20 cm/sec 程度になった。

曳航して係留岸壁に仮泊中の作業としては前述のように、重量を増すため、および安定を増すため、あるいは保護のためのコンクリートの打ち足しの他に沈設に必要な諸設備の取り付けを行なう。

特に大切なのは、位置測定用のマストないしは塔である。これはトンネルエレメントの両端に立て、トンネルが沈設しても水面上にその先端が出る高さになる。

Posey Tubeの場合、根元で 15 cm 、先端で 7.5 cm のパイプで、両端の2本はトランスで結び、エレメントからストラッドで支えた。そして、トンネルエレメントが計画の縦断こう配で傾いていても鉛直となるように立て、没下状況が明らかになるよう標尺を描き、灯をつけた。

また、沈設後は取扱うから、水中で潜水夫が容易に取外せるような簡単な構造とするように工夫されている。

その外に、必要に応じ沈設後のエレメント内の作業を行なうための水面からマンホールへ達する内径 7.5 cm のマンホール用パイプおよびバラスト用のパイプを設けているのが普通である。

また、トレンチの敷砂用の砂ポンプ等の設備もこの時期に設備される。

9. 浚渫および敷砂

通常の場合、沈埋式トンネルは、砂層や粘土層のような柔らかい水底に建設されるので、浚渫は容易に、しかも安価に施工される。

通常、柔らかい上層をサクシオン・ドレッジで取り除き、下の部分はクラムシエルで除く。

羽田トンネルの浚渫量は、 $46,000 \text{ m}^3$ であり、AP-9.00m以下の地盤はかなり硬かつたのでバケット容量 2.0 m^3 および 1.5 m^3 のグラブ式しゅんせつ船2隻を用いた。

この浚渫した溝に、泥がたまるおそれがあるので計画より 22.2 cm 深く浚渫した。

このことは、どのトンネルでも気を使つたところであり、沈設の直前にその

トンネルエレメント1基分づつ浚渫するのが普通である。

水流のあるところでは、丁度ポケットのようなものが水底にできるから、こゝで流速が落ちて泥がたまりやすい。また、軟弱な土質であるから、両側の斜面から泥が落ちこむことも多い。

Posey Tubeでは、このため1m²のバケットのついたデリック船と、径200mmのサンドポンプ船を常時使用したとのことである。

Deas Islandトンネルでは、試験時に溝を掘り、シルトで塞がる状況を音響探知機で測つて、実際の場合の埋め戻される程度を予測した。

法こう配は、土質によるが、粘土層であつたWindsorトンネルでは、始めの設計で1割にしていたが、施工の結果急こう配でも持つことが分つたので5分に変更したとのことである。

これらとは逆に、Baltimore Harbortンネルでは、非常に固い岩が出て来て難渋した。この場合、水深24mの所に石灰を含んだ低品位の鉄鉱の層があり、しかも船舶の通行がはげしいため、水中発破をかけるわけにもいかなかった。

それで、浚渫船のブームの端のバケットの位置に17tonのたがねを吊し、くりかえし岩層に落下させ、岩を削り取り、その後をバケットでさらう方法により処理した。

敷き砂は、溝の表面の不陸をならし、また支持力を一様にするために敷かれる。

厚さは60～90cmであるが、これに2つの方法がある。一つは、トンネル沈設前に敷く方法で、Posey Tube、Baltimore Harbortンネル、Thimble ShoaltンネルやBaltimore Channelトンネル等のアメリカの沈埋式で使われている。

もう一つは、トンネル沈設の際、トンネルの端を支持台で受けておいて、トンネルと水底の間の隙間に砂を吹き込む方法で、ヨーロッパ方式とも言える。

最初の実際に砂を敷きつめる方式では、前述のような水流の関係もあり、平坦に敷くことが難しいから、水面から定規(スクリード)をおろして、この定規をトンネルの縦方向に動かすことによつて均らす方法がとられている。

これは、丁度、水底の溝の幅だけ離れた2隻のボンツーンからなつており、両端横方向には、つなぎの浮きがついているので、Thimble Shoaltンネル

の場合、長さ57.6m×幅18mの矩形のドーナツ形であつた。

内幅は、10.8mつまり溝の幅と一致しており、スクリーンは、車輪付きのガーダーからケーブルで吊り上げられ、車輪は、はしけのように敷かれたレールの上を走らうになつてゐた。

このレールは、トンネルのこう配に合わせて、調整できるように工夫されてゐた。それでガーダーがこの傾いたレールの上を前後すると、スクリーンが、溝の面を設計どおり均らすようになる。

これをくりかえして進んで行くわけであるが、はしけを水面に浮かせておくと、干満によつて高さが変わつてしまうので、均し作業中は、はしけは、水平にも鉛直にも動かないようにアンカーをとり、四隅におもりを付け、水面下に保つようにした。

いま一つの砂を沈設後充填する方法は、Maas トンネルの建設に際し開発され、特許となつた工法である。

この方法では、トンネルエレメントの両端をコンクリートの支承台で一度受けて、水圧ジャッキで、鉛直および左右の位置を調整する。この情況では、まだ水底トンネルエレメントの間には隙間がある。図-18に示すような装置でその隙間に、サンドポンプと圧縮空気のジェットで砂を充填する。パイプは、トンネルエレメントの横を通つて、底の下まで下げられるようになつており、先に曲がりがついており、砂をエレメントの底に向けることができる。サンドポンプの吐口は30cm、ジェットの噴出口は5cmであつた。

なお、これだけでは、水が砂の中にとじこめられたままになるおそれがあるから、サクシヨンパイプを設け、これをあちこち動かして、充填が完全かどうかチェックし、水がたまつてゐる場合は、この水を吸い出すことにより十分砂を充填する作業に役立たせた。

この方法は、Maas トンネル以降、Deas Irland トンネル、Coen トンネル、IJ トンネル等のアメリカ以外のトンネルで盛んに用いられている。

しかし、アメリカでも、Webster Street トンネルでは、この方法を用いている。そしてこの方法により砂がしつかり詰まつたので、破壊式の支承台による沈下は10cmの計画であつたが僅かに2.5cmで落ち着いたと報告している。

地盤が軟かい場合にも問題がないわけではない。土質によつては、沈下とは逆に盛り上りの問題もおこる可能性がある。

浚渫によつて、土の荷重が除かれると、溝の底が荷重の解放で盛り上がる。トンネルエレメントは、前述のように浮力より僅かに重い程度で沈設するから取除いた土砂よりも軽いのが普通であるため、この盛り上りが影響をおよぼすおそれがある。

トンネルエレメントを沈設し、もとの水底面まで埋戻しても、掘削面の荷重状態は、トンネルの両側では掘削面とほとんど同じ状態になるが、トンネルの下では荷重が小さい。したがつて、トンネルの側面で、下向きのまさつ力を生じ、トンネル上の盛土でも、側壁と同じ鉛直面でせん断力を生ずる。

Deas Island トンネルでは、これを考慮して地盤の反力の分布をさまざまに仮定して、トンネルエレメントの設計を行なつた。

Bay Town トンネルの調査では、砂もしくは粘土地盤であつたが、この徴候はなく、また Ist Elizabeth トンネルは、大部分砂で、こゝでは盛土高と盛土材料を適当にえらぶことにより、バランスさせたと述べている。

ただ、取付部のシルト層でこの心配があつたので、調査したところ、掘削中に盛り上がりがおこり、すぐ固まるということが明らかにされた。これは多分にシルトの透水性が関係するから、十分に土質調査をする必要がある。

もし、盛り上りが予期されるなら、工期が許すならば掘削後放置すれば良いと理論的には言える。

10. 杭および支承台

沈埋式のトンネルでは、トンネルエレメントは浮力とほぼ釣り合うから、もし地盤が平坦にならされ、その軽い重量を支える支持力があるならば、支持杭の必要性はほとんどないと言える。

事実、アメリカの多くのトンネルでは、基礎杭は、地質が特に悪い一部に使われているにすぎない。

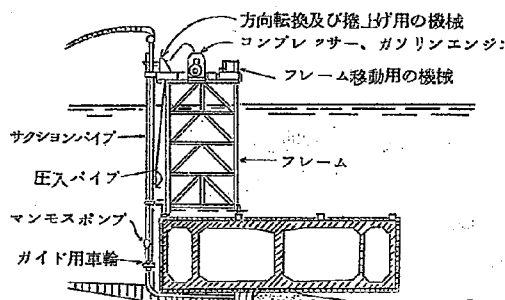
たとえば、2nd Elizabeth River トンネルでは、Portsmouth 側の接岸部の一番目のエレメントの基礎は有機物のシルトで軟弱であり、もしこれを取り除くために深く掘ると、法崩れのため、鉄道岸壁を危険にするおそれがあつた。

しかし、危険を承知で早急に砂で置換したが、この砂を投入しただけでは締め固まらないこと、さらに 1.2 ~ 1.5 m のシルト層が残つていることがわかつた。

それで、図-19 のように木杭を、裏込めの砂およびシルトを通して、その

図-18

砂の填充方法。サンドポンプと圧縮空気のジェットで行なう。またサクションパイプをあちこち動かして、填充が完全かをチェックし水がたまっている場合は、この水を吸い出して、砂をつめる作業をする。



下の泥灰に達するまで打ち、砂を固め、荷の下の泥灰に伝えるようにした。

この場合、杭の頭をトンネルの底面に一致させるのは難しいので、30cm下で止めた。杭打ちの振動により砂もしまり、支持力も得られた。杭は横断方向に9本、1.2m間隔で、トンネル軸方向に7.8m、外側から内側方向に打った。

このトンネルのNorfolk側の接岸部でも同様な問題があつたが、この場合は、パイロプロテション工法で処理され、杭打ちは実施していない。

ところが、最近のヨーロッパの沈埋式では支承台の下に杭を打つ例が見られる。IJトンネル、ロッテルダムの地下鉄のトンネルがその例である。

図-20は、IJトンネルの基礎杭および支承台であるが、このように、1つのトンネルエレメントが4点で支持される。

基礎杭を採用した理由は、河底部のシルトが殆んど支持力がなく、従つて長期間にわたつて圧密沈下をするおそれがあること、その他、岸壁から、30m位しかはなれていない所を通る部分があるため、浚渫で、この岸壁に被害をおよぼすことをおそれたためである。

この基礎杭の支持力は、トンネルエレメントが浮力と重力とがほぼ均衡しているから、沈設後の埋戻し土の重量に対して支持できるだけのものと考えている。

図-21は、この基礎杭および支承台の工法を示すもので、現場打ちの鉄筋コンクリート杭である。リバースサーキュレーション工法で行ない、最長杭は、水面下80m、実長55mに及ぶ。

施工にあつては、厚さ13~16%のケーシング8mものを、ビットで水中掘削しながら圧入して連結して行く。

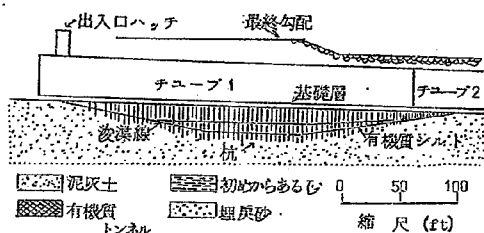


図-19 杭による基礎の補強。杭頭を正確にそろえることは不可能と考えて、トンネル底面より30cmにしてある。

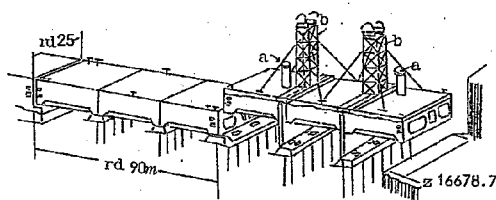


図-20 IJトンネルの基礎および支承台

所定の層に杭の先端が達すると、泥土を排除し、水中コンクリートを打設し、ケーシングを引抜く。杭の総数は200本である。

支持台は、図-21のように、ニューマチックケーソンで造られた。

また、ロッテルダム
の地下鉄トンネルでは
約500本、長さ15m
のコンクリート杭で、
直接トンネルを受けて
いる。しかし、これでは、
杭の先端の高さを
トンネルの下端に密着
させるのが難しいので
図-22のような特殊
な装置を使い、支承台
にトンネルエレメント
を乗せてから、アルミ

粉を混入したモルタル注入でトンネルの下端に密着させる。

アメリカでも、Webster Street トンネルでは、トンネルエレメントの端部に杭が設けられている。

ただし、これは前述のように、支承台を受けるものではなく、破壊式の支承台でトンネルエレメントを仮にささえ、その重量によつて破壊されることを予定している木製の枕を支持するもので、中心間隔3.6mで2列に8本のパイプの杭を打っている。

このように基礎杭を打つようになつたのは、基礎の土質にもよるが、一つは

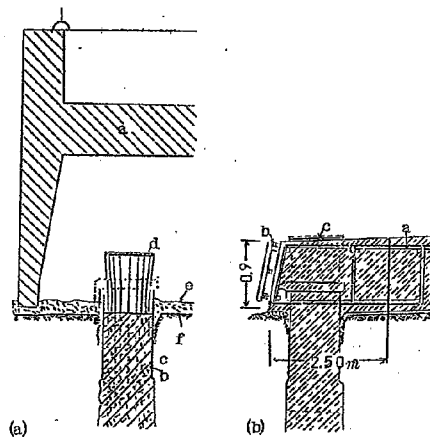


図-21 IJトンネルにおける支承台の建設工法

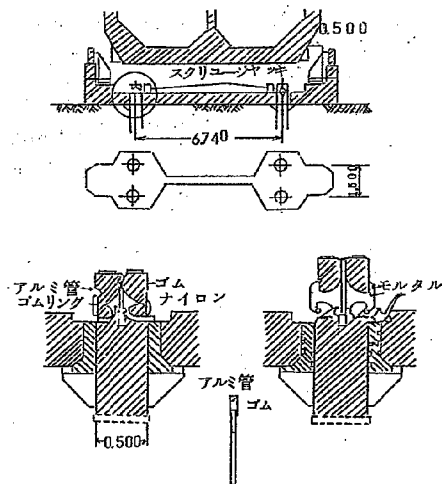


図-22 コツテルダム地下鉄の沈埋管固定装置。スクリージャツキにより一度位置を正確にしてから、コンクリート杭の頭部につけたこの特殊装置に陸上よりアルミ粉混入のモルタルグラウトを行ない、モルタル注入圧によって沈埋管の底面に密着させる。オランダの特許

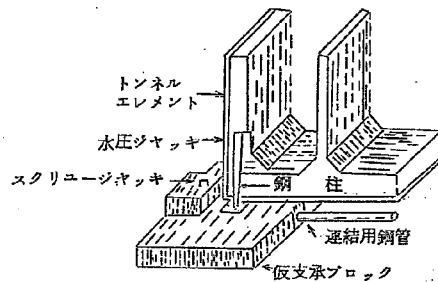


図-23 Deas Island トンネルの支承ブロックと調整装置

これによつて正確な施工を実施するためであらう。

ヨーロッパ式の沈設後、砂を填充する方式では、トンネルエレメントを砂の厚さだけ高く支えておかななくてはならない。したがつて、どうしても支承台が必要になる。

そして、この支承台は、同時に水平および鉛直位置の調整用装置を備えておく必要がある。図-23はDeas Island トンネルの支承台で、ジャッキでこの調整をする。この支承台は沈設の際、トンネルエレメントの下面に吊り下げられており、砂を填充して落ちつくと、この仮受台およびジャッキは、はずされる。

これは前述のIJTトンネル等の支承台とは異なる点である。この左右の支承台はタイロッドで結合されており、垂直用ジャッキはエレメント内部から水圧で操作できる。水平方向のジャッキは、もしエレメントが下向きの力が少しでもあれば、必ずエレメントが動き、支承台が動くことはない。精度は 3mm まで期待されるということである。

この支承台は、正確な深度に置かれた砂利の枕の上に乘せられる。

1.1. 沈 設

沈設のための荷重に、水、あるいは、あらかじめ砂その他の材料を積んでおいて、これに水を含ませる、あるいはコンクリートを打ち足すといった方法がとられる。

前述の Baltimore Harbor トンネルでは、図-16の(c)から(d)のようにコンクリートを打設して沈設したのである。

羽田トンネル、Deas Island トンネル、Maas トンネルは、水、Posey Tube は砂に水を加えている。

沈設に際して、羽田トンネルのように重量を浮力より少し重くして、重力により沈設する方法と、浮力を残しておいて、水中にアンカーを設けて、エレメント上のウィンチで水中に引き込む方法とがある。

吊り下げのクレーンは、重量に対して十分の余裕をもっていなくてはならない。羽田トンネルの場合、100 tonの荷重に対し、図-24のように3隻で総計310トンのフローティングクレーンを準備した。

ロッテルダムの地下鉄トンネル、Deas Island トンネル、Goen トンネル Thimble Shoal トンネル等では、図-25のようにトンネルエレメントを挟んで4隻のバージを置き、相対するバージをトラスで連結し、トンネルエレメントを吊り下げる方式を採用した。

この際、このバージの位置を決めるには、水中に設けられたアンカーによる。このアンカーは、当然水流による力、通航する船舶の立てる波のうねりにも耐えなくてはならない。

Posey Tube の場合、この波のうねりで、檣の滑車が完全にこわされ、1時のワイヤロープが切れた事故があった。

このアンカーを使って、バージ上のウィンチにより前後、左右の位置を調整し、所定の位置にきたら、トンネルエレメントの重量を調整して吊り下げる。

IJ トンネルは、これの逆で図-26に示すように下に引き込む方式である。すなわち、ワイヤを基礎盤の滑車に通じ、ウィンチで引いている。こうすると、エレメントは、まちがいなく、基礎盤に向うことになって、甚だ具合がよい。

エレメントの浮力は200 ton、ウィンチは30 PS×4台で1台のウィ

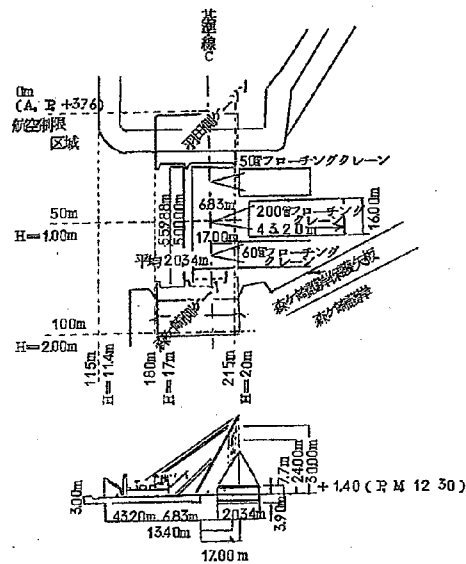


図-24 羽田海底トンネルの沈設用クレーン

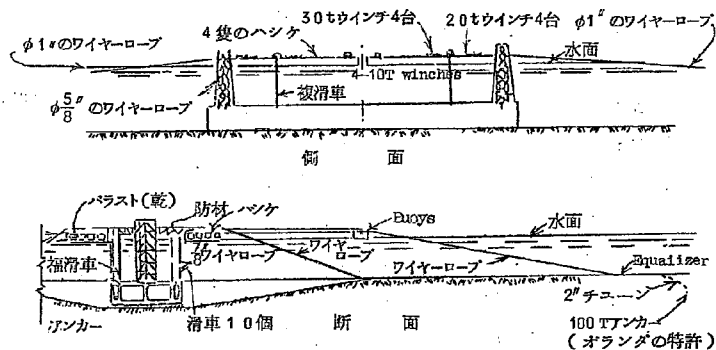


図-25 Deas Island トンネルの沈設

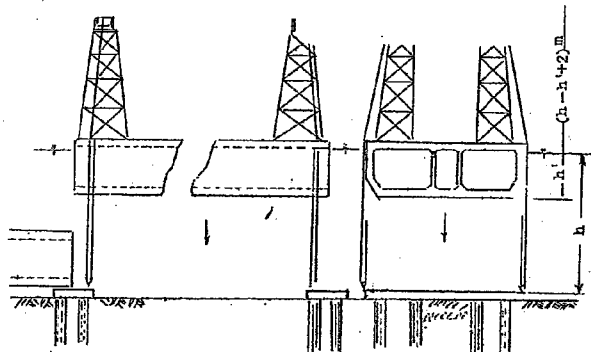


図-26 IJトンネルの沈設

ンテの力は50tonであるから、水中アンカーとエレメントの間には滑車（3車×3車）を入れ、エレメントへの影響および沈設速度を緩和した。このことは、前述の図-20においても、わかるが基礎枕基礎盤のしっかりしたものがあって、初めて可能である。

12. 連 結

接手構造および連結方法にもアメリカ式とヨーロッパ式とは全く異なっている。

アメリカ式では、Windsor トンネル、Thimble Shoal トンネル、Baltimore Channel トンネルの多くのトンネルにおいて、トンネルの端に1mのカラーがついており、それから沈設されたトンネルには、下半円のフードが突出しており、浮いているチューブには上半円のフードがついていて、後者を沈設した場合に重なるようになっている。このあとピンで結合する。この半円のフードは、カラーから45cm突出している。

このフードがカラーに重なって、完全な円を形づくりと、スプリングラインで鋳物のピンとソケットで結合する。さらに潜水夫が、フードの周囲に設けられた4個のラチェットジャッキで、両エレメントをしっかりと結びつける。

このあと、図-27に示すようにシートパイルのナックルのようなみぞの

あるフランジを持っており、この間に半円形の鋼板をみぞに沿わせてすべり込ませ、この外型枠とカラーの間に水中コンクリートを打つ。

しかし、最近の Webster トンネルでは、沈められたエレメントの方に細長い穴を設け、新たに沈設されるエレメントの端に継ぎ棒を突出させておき、沈設中にエレメント 30 ~ 45 cm 傾けて、案内みぞに入れて、ゴムの止水装置が、前のエレメントのテーバー付のフランジをすっかりおおうようにする。この時、少しのくずれは、他端を上げて動かして調整する。

図-28 に見るように、この場合、先端は、水中用コンクリートの桶状の型枠の上に乗せ、後端は、臨時の破壊式の支承台の上におかれる。

つぎ手のコンクリート打ちは前と同様である。すなわち直ちに半円の外型枠を置いてコンクリートを打つ。

前述した枕の上にある破壊式の支承台は木製で、図-29 のような構造で、厚さは 10 cm あり、ある程度沈下させることによって、落ちつかせようとの考えである。

これに対し、ヨーロツバ方式は、水圧を利用して、いかにも巧妙である。最近の Oosen トンネル、IJ トンネル、Doas Island トンネル、ロッテルダム の地下鉄のいづれのトンネルにも用いられているが、図-30 に示すように、新たに沈設するトンネルの先端にフックが付けてある。

前のエレメントに新たに沈めたエレメントを、このフックで引きつけてできるだけ近くする。

エレメントの端には、ゴムガasket が付けてあり、この引けついで第1段の連結は完了する。IJ トンネルでは、2 本のフックで 250 トンの力で引きつけた。

これで第1段の止水がなされる。ところでこの2つのエレメントの間の水を隔壁にとりつけたバルブで抜く。そうすると、水圧で新しいトンネルは既設のトンネルに押しつけられ、完全に止水される。

この横圧力は 3,000 ton 程度であるから、止水も完全で、隔壁の扉を開いて通行できるようになる。

この仮接合が終わったところで、前述の敷き砂を行ない、水圧ジャッキをゆるめ、トンネルエレメントの自重を砂に伝へ、エレメントが完全にセットしたところで、恒久的な継手を施工する。

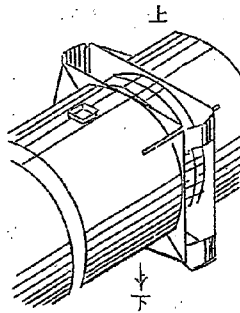


図-2.7 アメリカ式の継手。
 沈埋管の両端に四角の鉄板を溶接しておき、両端を合わせ、カラーを締めした後、鉄板の縁に合わせ半円形の外型枠の間に水中コンクリートを打つ。

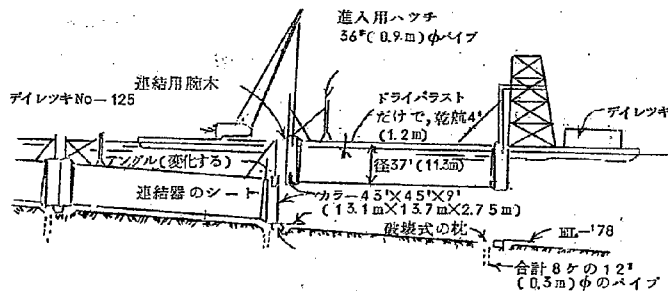


図-2.8 Webster Streetトンネルの沈設。
 一度、臨時の枕にのせ、あとで水中コンクリートを打つ。

まずエレメントの内部から防水膜を接合し、鉄筋を溶接し、コンクリートを打設する。

このトンネルが水压で押しつけられる時、トンネルは水平に移動する。I Jトンネルでは、このため、図-3.1のようにローラーの付いた重油で高さの調節できる仮支持点で支えておき、完全に横圧が働いたとき、調整フーチングにアルミ粉混入のセメントグラウトを注入して、永久支持点とした。

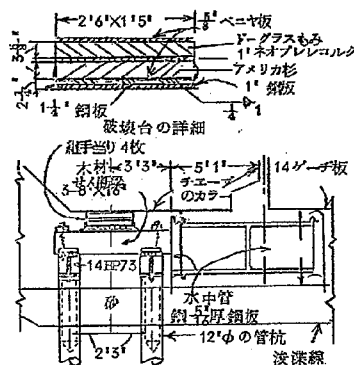


図-29 Webster Street トンネルの
当て枕。沈埋管をこのあて枕の上に
計画高より10cm高く置く。この当
て枕は破壊する。

ジョイントゴムに加わる圧力
は 15.6 Kg/cm^2 で、これは水深
20 m の水圧 2 Kg/cm^2 の 7.8 倍
にあたる。一般に水圧の 1.5 倍
以上あれば、止水すると言われ
ているから、止水は完全である。

このヨーロッパ方式は、自然
力を利用するばかりでなく、潜
水作業や、水中コンクリート作
業がほとんど不必要である点に
おいてもすぐれている。

羽田海底トンネルでは、トン
ネルエレメント1個のため、こ
れらの方法が使えず、複雑な方
法で止水した。

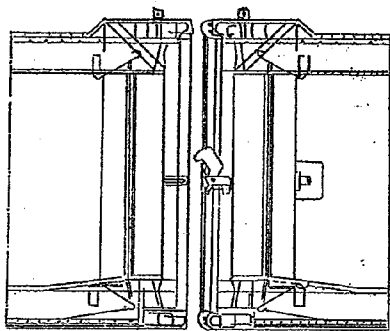
1.3. 埋 戻 し

埋戻しは、沈船とか碇に対するトンネルエレメントの保護と、浮上防止の
ために行なわれる。

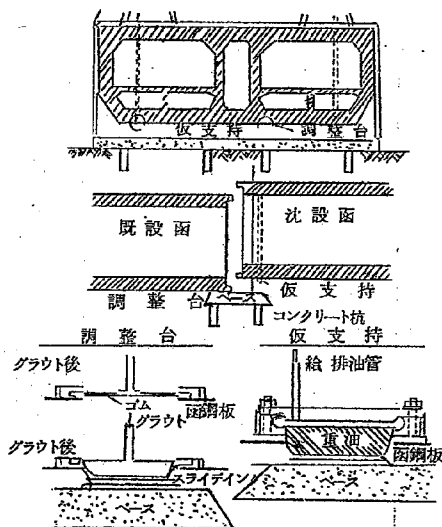
経済性からいえば、沈埋トンネルは浅い程、有利であるから、この被覆・
埋戻し厚も出来るだけ薄いことが望ましい。従ってトンネルチューブ本体として
は、構造強度上の必要厚の他に、上面に10cm厚の防護コンクリートを打設
することが推奨されている。こうしておけばこの面が水路底と同一高でも、
浚渫を考えてない所では、十分であり、又、浚渫を考えている所でも、その
最終計画水路底より0.3~0.6m程度低めておけば良いといわれているが、従
来の例の大半は、この埋戻し厚の最小を1.5mにとっている。

水流によるスコアとか、浮上防止のため、重い材料を用いる例も多いが、
付近の砂を利用する方法が安価であり、普通である。

Deas Island トンネルでは、スコアを防ぐためにトンネルの両側の半分
位の高さまで砂を埋め戻した後、砂利を敷き、縦横にジョイントのあるステ
ンレス鉄筋入のコンクリートのマットレスを置き、その上を捨石でおさえた。



図一30 Deas Islandトンネル
の継手



図一31 I. J.トンネルの調整装置

その状況は図一32の通りである。

1.4. 工費

交通用の水路横断施設を計画する場合、普通は、橋が採用される。その理由の大半は、維持運営費が安いことと、直接建設費も通常は橋の方が安いからである。

しかし、橋には、舟運に対する潜在的な障害と、アプローチ部分の土地開発、用地事情に伴う困難、更に、意義は薄れてきているが、戦時における弱点等の短所がある。

従って、交通用の水路横断施設として、トンネルが考えられる場合は、舟運のある河川の下流域とか、港湾地区であり、殊に、沿岸の開発程度が高く、人口密度が大きいような場合は、事業全体として、橋梁よりはるかに有利になることが多い。このため、オランダは、橋よりもむしろトンネルに力を入れており、米国でもニューヨークとかサンフランシスコでは、水底トンネルにかなりの重点がおかれている。

水底トンネルの建設方法としては、従来関門国道トンネルの

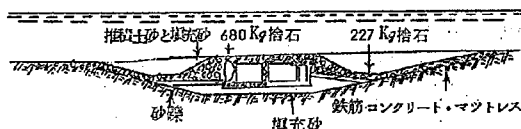


図-32 Deas Islandトンネルの河底の溝の断面

よりに普通の山岳トンネルと同一方法で、地盤処理をして掘進する方法と、圧搾空気を使ったシールド推進工法が主力をなしていたが、これらは何れも、地質条件に支配され、危険を伴っており、且つ、深度が大きくなるため、トンネル全長がふえ、工費も嵩むことゝなっていた。それに対して、ここに紹介した沈埋工法は、軟弱地盤にも適し、地震に対する安全性も高く、施工管理も確実に行えるという長所の他、施設の全長を最も短く出来るという利点があり、今後ますます改良発達して行くものと思われる。

なお、参考として、表-5および図-33は、既往の沈埋式道路トンネルの2車線あたり、 m あたりの単価を示したものである。

表-5 沈埋式道路トンネル2車線あたり、 m あたり単価

トンネル名	単価(千車線/ m)	トンネル名	単価(千車線/ m)
Posay Tube	1,500	Hampton Road Tunnel	3,070
Detroit Windsor Tunnel	5,250	Baltimore Harbour Tunnel	2,770
安治川トンネル	640	Deas Island Tunnel	4,630
Maas Tunnel	1,350	Rensburg Tunnel	3,370
Bankhead Tunnel	1,500	2nd Elizabeth River Tunnel	6,440
Washburn Tunnel	2,800	Wabster Street Tunnel	6,000
1st Elizabeth River Tunnel	5,750	Coen Tunnel	3,830
Baytown Tunnel	3,350	IJ Tunnel	6,800

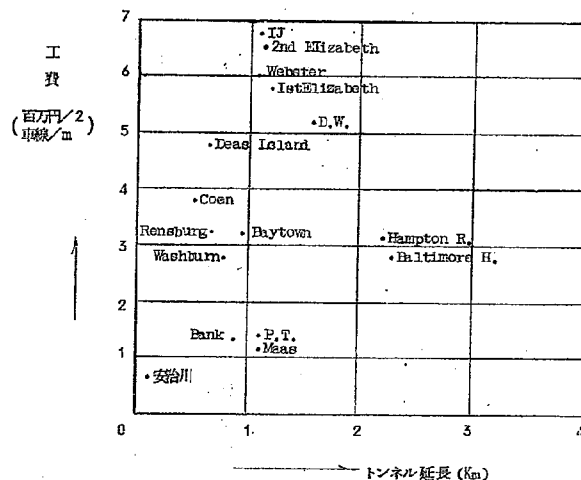


図-3-3 沈埋工法の単価比較

1.5. 英仏海峡連絡トンネルとして提案されている沈埋工法

(a) 英仏海峡連絡計画の歴史

英仏海峡連絡プランを始めて発表したのは、Mathieu というフランスの鉱山技師で、彼は、1802年に Napoleon や Charles James Fox から激励されている。(彼の案は、海峡の中央に人工島をつくり、ここを宿駅として、海峡を大型馬車でかけ抜けるものであったという。) はっきりした記録のある提案は、その翌年の1803年に、Motttray というフランス人が出したアイデアで、これは、チューブを海底に沈める原始的な沈埋工法であった。こうした15世紀以上も昔に出された案が、立坑を利用した水底掘進トンネルと、沈埋チューブの2つであったことは、大変興味深い。

19世紀前半の英仏海峡連絡計画の歴史上、最も注目すべき人物は、Thomé de Gamond で、彼はこの研究に約40年を費している。即ち水底に沈めたアーチ路とかチューブといった沈埋式のものから、列車輸送船まで検討しているが、彼が自信を以って、ビクトリア女王と、ナポレオン

三世に同日付けて提出した案は、海中に築島して、これから、立坑を下し（全部で13本）トンネルを掘進するという案であったが、どちらからも賛成はえられなかった。その後、彼は、更に、East NessとCalaisの間に橋をかけることも提案しており1867年まで、生涯をかけて、熱心に計画の推進を続けた。

1862年から1870年にかけては、列車輸送船の案をSir John Fowlerが推進している。又1865年から1867年にかけては、William Lowが前述のGamondやJames Brunleesと共同研究し、実際にこの地区の兩岸の地質調査をした結果に基く、水底トンネル掘進の具体策を提案している。更に、同じ頃、地質調査をした有名な人に、Sir John Hawkshawがいる。

こうした人達の努力によって、遂に1872年に、イギリスにChannel Tunnel Companyが、ついで、1875年にフランスにFrench Tunnel Companyが設立され、法律によって、試験、調査の権限を附与された。かくして、フランス側では、Sangatteにおろした立坑から、約2.4kmの導坑が、又、イギリス側では、3本の立坑がおろされ、そのうち、Shakespeare Cliff（断崖）の立坑からは、21m径の導坑が、1850m、Abbott's Cliffの立坑からは、870mの導坑が掘られた。（図-34参照）。イギリス側の導坑は、Beaumont大佐が設計したトンネルボーリング機（径2.13m）によって、白亜層の中を掘削したのであるが、結果は非常な好成績をおさめている。（この導坑は、現存しており、透水試験に使われ、更に、ドーバー海峡の下部白亜層におけるトンネルの機械掘進の経済的な可能性を実証しているものである。）最近のトンネル掘削機は、これを原型として、開発されたものである。

しかし、こうした成功も、英国軍部内におこった国防論（英国が、海によってヨーロッパ大陸から独立していた地位がおびやかされ、外敵がこのトンネルを通して、英国内に侵入してくるという論で、これに対して、心ある実業家や技術者は、その時は、水浸しにすればよいではないかと反論している。）におされ、まず1882年に、貿易省の命令で作業が中止され、次いでその翌年には、議会でこの計画の禁止を議決してしまった。勿論当時の英仏両国間には、国交上何の問題もなく、極めて良い親善関係に

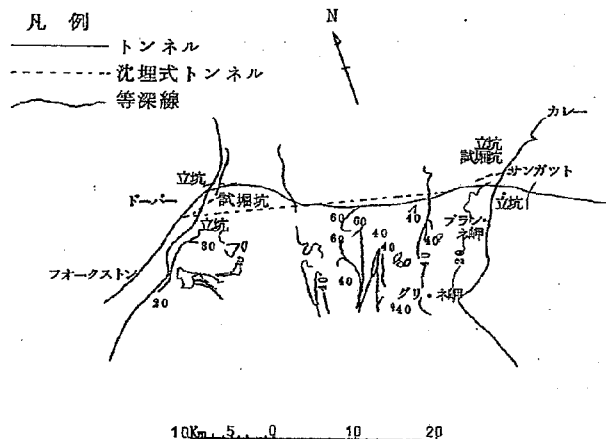


図-34 英仏海峡連絡トンネル計画位置図

あったにもかかわらずである。かくして、その後、数年おきに、この事業の復活の話はおきており、その間には Schneider, Hersey の架橋案が出たり、1905年にはフェリーの許可がおりたり、トンネル案が1906年に英国議会で再度否決されたりと騒ぎがあったが、第1次、第2次世界大戦で、中断されながらも、Channel Tunnel Coは依然として存続していた。

第2次大戦後、1953年に「鉄道ないし道路交通用の水底トンネルを建設し、運用することを可能にする条件の共同研究の遂行」のために「海峡トンネル研究グループ (the Channel Tunnel Study Group)」が設立された。そして、このグループの手で1958年から59年にかけて実施した本格的な地質調査に基づいて、1961年と1962年に技術的な報告が the Proceedings of the Institution of Civil Engineers に発表されている。

(b) 沈埋案の概要

前記の研究グループが海底を掘進するトンネルは、地質的には可能であるという結論を打出したのに対して、極めて、大胆な沈埋工法の案も発表

されている。鉄道トンネルとしての両者の路線位置は、図-34に示した通りで、延長は掘進案では、52.45km(水底部36.4km)沈埋案では、約47km(陸上部約11km)である。この図から明らかなように、最大水深は55mをこえないし、フランス側の海底は、平坦で、除々に深くなっている。唯、この海域には、両大戦による多くの沈船があるため、これを上手にさけないと、トレンチ作業に大きな支障が生じると思われる。沈設するチューブ断面は、図-35のような、メガネ型のもので、普通列車の他に、2階建になった自動車輸送用の貨車を通すことを考えている。このチューブエレメント1本の長さは、約150mで、全部で240本を予定している。埋戻し厚は、最小1.5mとしているが、これは、沈没船による被害の他に、海底の形を変えると、海流や海浜の状況に影響が出るおそれがあるからだ説明されている。

施工方法については、Frank Hoar博士が卓抜な設計をし、写真2~5に示すような透視図を発表している。

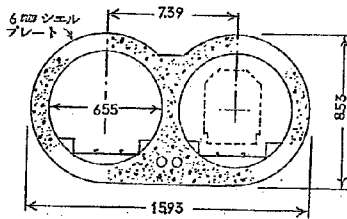


図-35 英仏海峡連絡鉄道用沈埋トンネル案のチューブ断面

即ち、写真2に示すような、縦にならんだ2組の作業用プラットフォームがあって、左側の先行するプラットフォームは、トレンチ作業を、後続する右側のものは、トンネルチューブの沈設と埋戻しを行うようにしている。こうした作業用のプラットフォームは、二重デッキになっていて、それぞれのデッキには、伸縮出来る円柱の脚

(spud) がついており、更に、下側のデッキの中に、約18m滑り込めるようになっている。かくして、2組の脚を交互に上下し、同時に上下のデッキを伸縮することで、このプラットフォームは、海底に沿って、歩くことが出来、且つ、どんな天候条件でも、作業台が、波をかぶったり、覆腹したりすることのないようになっている。

先行するトレンチ作業のプラットフォームは、写真3のようなもので、この下には、写真4に示すような、特別設計のCutterとSuction装置の

ついた潜水式の浚渫船 (dredger) が取付られており、プラットフォームのデッキ上で操作出来るようになっている。この潜水式浚渫船のカッターヘッドで掘削された土砂は、サクシヨンパイプで、プラットフォームのデッキまで吸上げられ、更に、写真3に示すような横に約60m張り出されたブームを経て、トレンチ溝に影響しないように、海中に放出される。これに続いている第2のプラットフォームは、写真5に示すようなもので、トレンチ溝の中に、砂利床を敷均すための延伸出来る水中管を有しており、この敷均し作業が終った所で、トンネルチューブのエレメントを潜航出来る曳船によって、曳行してきて、このプラットフォームの下側に入れ、滑車で、デッキから吊下げる。次いで、この潜航艇の艇内水を調節しながらチューブを正確に、トレンチ床部にまで、沈設するのであるが、その時期は、潮流の止った時を選ぶ。かくして、チューブがトレンチ床部に着床したら、既設チューブの仮隔壁との接合位置まで、(12, 連結)の項でのベタヨーロッパ方式によって近接させ、新しく沈設したチューブエレメントの隔壁についているフックを既設チューブの隔壁にあるアイピースにひっかけ、ジャッキを操作して、新しいエレメントを既設部の方に引きよせる。既設エレメントの覆工部の外端についているゴムのガスケットが新しいエレメントの部分に接着し、一次的な水密状態になった所で、このガスケットと両隔壁間に閉込められた水を抜くと、新しいエレメントは、その周辺にかゝっている外からの水圧で、既設チューブに押しつけられることになり、完全な止水が出来る。そこで、両隔壁を取除きチューブの内側からこのジョイント部の覆工コンクリートを打って、完成させる。最終段階としては、トレンチの埋戻しがあり、それが終った所で潜航艇が浮上し、次のエレメントの曳行、沈設作業にかゝる。

こうした工法による工費は、取付部分も含めて約1億ポンド(1,000億円)のオーダーであり、工期は4年半であると発表されている。

この案は、まだ技術的に未経験な難点があることと、一方、地質的に白亜層の掘進が可能であることが、判明してきたため、実現の可能性は遠のいているようであるが、この発想は、沈埋工法の発展に大きく寄与していることはいうまでもない。

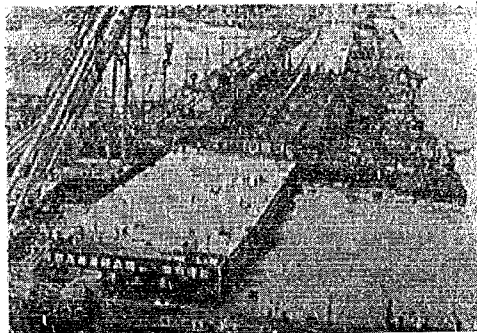


写真1. 施工中の羽田トンネル



写真2. 英仏海峡用沈埋トンネル建設作業想定図

左側の先行するプラットフォームは、トレンチ作業用のものである。(写真3、4参照)、右側の後続プラットフォームは、チューブセクションの敷設と埋戻し作業をするもので(写真5参照)、写真の右上には、次に敷設すべきチューブセクションが曳行されてきているのが見える。

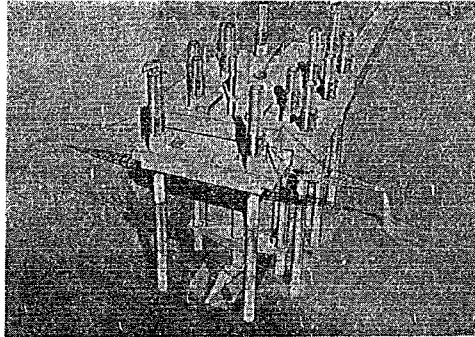


写真3 トレンチ作業用プラットフォーム

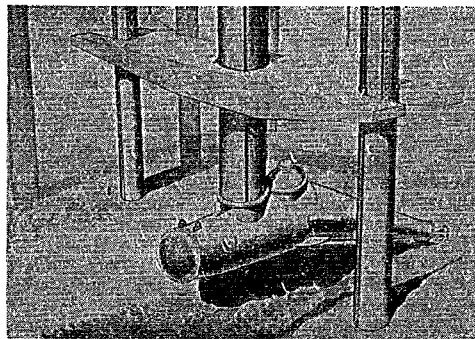


写真4 トレンチ作業用プラットフォームの下に取付けられたカッターとサクソン装置のついている潜水式浚渫船。

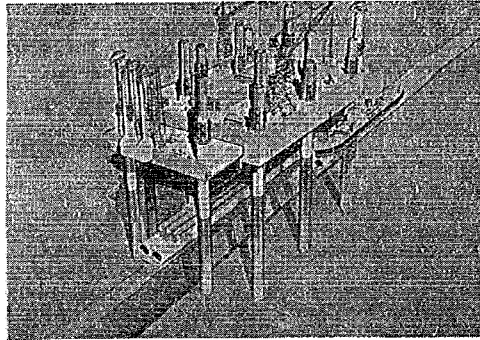


写真5. チューブ沈設用プラットフォーム

参 考 文 献

1. S.W.Gibbs, "Construction Methods on Oakland Estuary Tube", E.N.R., Vol.100, No.3, Jan. 19, 1928
2. "The Detroit-Canada Vehicular Tunnel", E.N.R., Oct.17, 1929
3. J.P.Van Bruggen, "Precision Devices for Sinking Tunnel Caissons", E.N.R., Nov.7, 1940
4. "Mobile Builds a Vehicle Tunnel For Gulf Coast Highway Traffic", E.N.R., Apr.25, 1940
5. "Bridge and tunnel promise traffic relief at Norfolk", E.N.R., Nov.16, 1950
6. S.Steuerman and H.Alden Foster, "Two precast subaqueous tunnels - Elizabeth River and Baytown tunnels compared", Civil Engineering, Dec. 1952
7. J.O.Bickel and M.P.Anderson, "New ideas mark design and construction of Baytown tunnel", Civil Engineering, Mar. 1951
8. S.A.Thoresen, "Bids Confirm 15 Percent Estimate Saving in Jacketless Tunnel Tube", Civil Engineering, Jan. 1950
9. "Specify New Circular Tubes for Texas Highway Tunnel", E.N.R., May 19, 1949
10. "Cross Hampton Roads - 7,000 ft of Tunnel + 10,000 ft of Approaches", E.N.R., Sept. 15, 1955
11. Singstad & Baillie, "Baltimore Harbor Tunnel - Twin tubes placed by trench method", Civil Engineering, Oct. 1955
12. "Swath Take Shape through Baltimore's Traffic Maze", E.N.R., Aug.8, 1957
13. D.A.Young, "Four-lane Rectangular Tunnel placed by trench method", Civil Engineering, July 1958

14. "Floated Sections Joined As River Tube", E.N.R., May 22, 1958
15. "Deas Island Tunnel - A Vehicular Trench Type Tunnel under the Fraser River in Canada", Civil Engineering and Public Works Review, Vol.55, No.647, June 1960
16. "Deas Island Tunnel", Construction Post, No.47, Nov.1959
17. "Le tunnel routier sous le canal de Kiel est achevé", Etudes Routieres, juillet 1961
18. G.J.Murphy, "Foundation problems on the Second Elizabeth River Tunnel", Civil Engineering, July 1963
19. H.M.Eichstaedt, "Construction engineering is vital in building a highway tube under water", Civil Engineering, Mar. 1962
20. P.E.Parker, "Vehicular Tube in San Francisco Bay", Civil Engineering, Apr. 1960
21. J.Peraino, "Two tunnels and four islands - Chesapeake Bay Bridge-Tunnel Project", Civil Engineering, Dec. 1963
22. E.Fink, "Der IJ - Tunnel in Amsterdam, Gesamtanlage und besondere Baumassnahmen," VDI-Z 107(1965)Nr. 3-Januar.
23. Herman Schorer, "Design of Large Pipe Lines", ASCE Transactions, Paper No.1829
24. J.M.Paris, "Stress Coefficients for Large Horizontal Pipes", E.N.R., Vol.87, No.19, Nov.10, 1921
25. H.A.Foster, "Formulas Facilitate Design of Ring-Girder-Supported Pipes", Civil Engineering, Sept. 1949
26. "Precast Tunnel Segments Are Biggest Ever", E.N.R., July 1, 1965
27. P.Hall, A.Couture and G.Earle, "prestressed Concrete in Subaqueous Tunnel Construction", Portland Cement Institute Journal, Aug. 1965
28. C.A.Pequignot "Tunnels and Tunnelling"

29. Aago Brink, "Recent developments in the design of submerged tunnels", the Structural Engineer, Feb. 1966
30. George J. Murphy & Donald Tanner, "The BART Trans-Bay Tube", Civil Engineering, Dec. 1966
31. 山 根 猛 土木施工
32. 「羽田海底トンネル」
33. 土質工学ハンドブック
34. 伊吹山 四 郎 「沈埋式トンネル」全建 No5~No. 6昭和41年5月, 6月
35. 伊吹山 四 郎 「沈埋トンネルの問題点」日本ダム協会昭和41年6月