

土 木 研 究 所 資 料

第 4 1 0 号

水底トンネルに関する外国文献 (2)

昭和 4 3 年 1 0 月

建設省土木研究所

ま え が き

沈埋式水底トンネルの施工例は、近年急速に増加してきたが、細部の詳細については、トンネル毎に特殊な工夫をこらしているため、まとまった報文は数少ない。これらのうち、4車線道路トンネルを鉄筋コンクリート函体で製作する方式を確立し、地震荷重を考慮する端緒をひらいたのが、このDeas Islandトンネルで、カナダのバンクーバー市のフレーザー河に1956～1959年にかけて建設されたものである。筆者はカナダのコンサルタントPer Hall氏、Christiani & Nielsen社のTroels Brøndum-Nielsen氏及びH. R. Kivisild氏の3氏で、計画、調査、設計の各段階を詳述し、初期の建設状況にふれた興味深い論文であるので、その全文を訳出した。

村 上 良 丸

水 谷 敏 則

Paper 1436

Nov. 1957

Journal of the
STRUCTURAL DIVISION
Proceedings of the A.S.C.E.

Deas Island Tunnel

Per Hall.

Troels Brøndum-Nielsen

H.R.Kivisild

目 次

概 要	1
まえがき	5
歴史的背景	6
交通需要の現状と将来	7
現在ルートと交通量	7
将来ルートと交通量	7
横断位置及びハイウェイとの連結	8
Port Mann 案	8
Annacis 島案	8
Tilbury 島案	8
Deas 島案	9
横断施設の設計を支配する物理的条件	10
地形	10
土質条件	10
河川水理	11
気候	12
設計条件	12
一般	12
橋梁	15
トンネル案	15
トンネル	16
一般	16
断面に関する意見	17
現地調査	18
地質調査	18
水理調査	19
模型実験	20

Deas Island トンネルの概要	21
トンネル区間の設計	22
概設	22
不同沈下	24
耐震設計	25
浮揚力に対する安全率	25
アプローチ構造物	25
概要	25
設計に影響のある箇所条件	26
構造設計	27
換気用建物	31
施工	31
アプローチ及び換気所の施工	32
トンネルの施工	33

概 要

ディーズ島 (Deas Island) トンネルはブリティッシュコロンビア州バンクーバーの近くのフレザー (Fraser) 川を横断する第二のハイウェイに対する緊急な必要性からブリティッシュコロンビア有料道路・橋梁公団 (British Columbia Toll Highways and Bridges Authority) の手で目下建設途上にある。この第二の横断路を作ることになったのは州政府当局によって提出された報告書によるもので、それには、既存の施設では容量に限界がきており、大バンクーバー地域の商業、工業、住宅等の土地利用の増大に対処するためには横断路線を増設する必要があると報告されている。

1953年に作成されたこの報告書に従って、各種横断道路の研究をしている土木系会社数社による報告書が提出された。それには、交通様式の発展及び経済性を考慮すれば、Ladner の近くのディーズ島に水底トンネルを建設するのが、非常に望ましいことが示されており、自動車交通の処理に最大の効果を発揮し、河川の流れや水上交通に対して最も障害の少ないようにトンネルの設計がなされている。

陸上で構築したトンネルエレメントを沈設することによる水底トンネルの建設はよく知られており、既に多くの長大トンネルがこの方法で作られている。ディーズ島トンネルのモデルとなっているマーストンネルは均一で信頼性の高い支持を得るためにエレメントの下にジェットで砂を充填しており、矩形断面を採用した初めてのトンネルである。矩形断面が円形断面より勝る主な点は、より浅いトンネルを建設できるということであって、従って浚渫量が減少し、トンネルの縦断勾配を緩くすることができる。

トンネル設計の第一段階として、構造設計と施工計画の立案のための資料を得るために、詳細な現地調査が行なわれた。動的貫入試験や透水性測定と共に、14ヶ所でボーリングが行なわれた。また、潮汐記録、流速・流量の測定、塩水の浸入量の測定、河床搬送土砂の測定等の調査が続けられており、これらの調査はデルタ地帯や感潮河川では極めて重要である。沈設前後にエレメントに作用する流水力を調べるために、現地調査に加えて水理模型実験が行なわれた。その結果、水平力に関する既往の計算が検証され、トンネルを仮支持台上に設

置したときに、その下を流れる流速についての資料と共に、鉛直力に関する知識をさらに得ることができた。

概略、このトンネルは北側ルールー島 (Lulu Island) 方の 1,800 フィート (540 m) のアプローチとプレキャストから成る 2,100 フィート (630 m) の水底トンネルと南側ディーズ島方の 1,100 フィート (330 m) のアプローチとから構成されている。アプローチは土砂の崩壊や水の浸透から路面を守るために溝形のコンクリート構造となっており、またほとんど水位以下にあるので浮上りを防ぐために地中に片持版が張出してある。アプローチは通常のハイウェイの高さから水底トンネルの高さへ交通を安全かつ迅速に導くように、また地下水や周辺地域の出水がトンネル内に流入しないように設計されている。

水底トンネルは、各々が凡そ長さ 344 フィート (105 m)、幅 76 フィート (23 m)、高さ 25 フィート (7.6 m) の 6 個のエレメントで作られている。この鉄筋コンクリート製のエレメントは、全面を防水膜で覆われており、沈設後その中に幅員 12 フィート (3.6 m)、クリアランス 14 フィート (4.2 m) の車線が 4 本作られる。車道は縦方向の隔壁で 2 車線ずつに分離され、その両側にはトンネル全長に渡って換気ダクトが設けられている。

水底トンネルは沈設後エレメントの下に噴射充填された砂上に支持される。トンネルが露出したり、さらには、その下部を掘られるような洗掘の発生を防ぐために、トンネル付近の河床・河岸は保護される。トンネルの中で最も突き出ている換気所は、アプローチと水底トンネルとの結合部となる構造物で、河川に対しては土砂や水を支えてダムのにき役割をし、さらに主換気ファンや換気、照明、交通の制御等に必要な設備を収納するよう設計されている。

トンネルは第 3 地震地帯 (Zone 3) に位置しているので、地震力を考慮した設計が必要である。調査及び理論により、土がトンネルに加える地震力の最大値は、重力加速度の 21% が限度であることが判り、これを用いてトンネル各部を設計している。溝形のアプローチの設計は、その形状と周辺の土の性質上極限設計法に基づいている。換気所の設計は、その扶壁が上流側にある個所を除いて扶壁式ダムの設計を応用したものであり、これら扶壁の配筋を詳しく研究することにより鉄筋量・コンクリート量の大幅な節減ができた。

エレメントの設計は、閉断面についてはモーメント分配法に依っており、また

沈設時に発生する縦方向の曲げモーメントも考慮してある。この設計の特徴は、約250フィート/日(75m/日)の割合で河床を流下する砂堆によって発生する偏載荷重を考慮していることである。この砂堆は幅15フィート(4.5m)、長さ500フィート(150m)にも達するため、水底トンネルの構造上の安定性を考慮するうえで重要なものである。

エレメントは河岸を掘削し、ウェルポイントによって排水したドライドックの中で作られる。アプローチも同様にウェルポイントで排水したオープンカット内で作られる。ルールー島側アプローチ部の掘削は、掘削状況に応じて排水したうえで、ドラグラインを使ったドライ作業で行ない、ディーズ島側の掘削は、その地域を堤防で囲って排水したうえで、ポンプ浚渫で行なっている。また換気所も排水したオープンカット内で建設される。

エレメントが6個とも構築されて、バルクヘッドが取付けられると、河川とドライドックとを結ぶ水路が掘削されて、ドライドックは水で満たされる。浮上したエレメントは巖装埠頭へ、そしてさらにそこから沈設地点へと曳航される。沈設時に必要な装置をエレメントに取付けている間に、一基のエレメントを設置する分だけ河床を浚渫し、エレメントの下面に取付けた仮支持台を支える砂利ベッドを作っておく。河川の流量が少ない時期を選ぶとともに、溝の両側の法面を緩くすれば、エレメントを沈設するのに必要な期間だけ溝を維持しておくことが可能である。

仮支持台が河床に着いてから、河底に碇着されたケーブルや、仮支持台が取付けである水圧ジャッキを使って、エレメントを正確な位置に設置する。

エレメントの両端部には突出した鉄筋コンクリート製のカラー、ゴムガasket、及び水圧で作動するフックと受け金(hook and eye)からなる連結装置が設けてあり、既設エレメントと密着できるようになっている。従って連結後、隣接エレメントのバルクヘッドとの間の水を排水して、作業員が入ることができ、防水膜や鉄筋及びコンクリートをつないで、2つのエレメントの結合を完成させる。エレメントが設置されると、ジェットでその下に砂充填が行なわれ、浚渫した溝は埋戻され、洗掘や浮上りを防ぐための保護層が設けられる。

現時点において、建設は計画通り進歩しており、今後の作業に支障をきたすような目立った障害は見受けられない。

ま え が き

ディーズ島トンネルの計画と設計について述べる前に、フレザー川を横断するこのハイウェイの建設を必要とした要因について概観してみよう。

このトンネルは、フレザー川を横断する第二のハイウェイに対する緊急な必要性から、ブリティッシュ・コロンビア有料道路・橋梁公団の手で、目下建設途中にある水底トンネルである。

カナダ・ブリティッシュ・コロンビア州バンクーバー市は、現在人口35万人、隣接するニューウェストミンスターを含めた地域は、近年、年5%に及ぶ人口増加率を示す北米きっての発展地域であり、今や州全体の半数を越える65万人の人口を持つに至っている。この写真が示すように、バンクーバーは東と北



Fig 1(a) Vancouver 市の俯瞰航空写真

を高い山に囲まれ、西はジョージア海峡に面する美しい自然に恵まれている。その位置からして、バンクーバーは目的の如何を問わず、東と南からの交通のカナダ西岸におけるターミナルとなる。Fig 1 (b)によれば、陸路この町へ至る

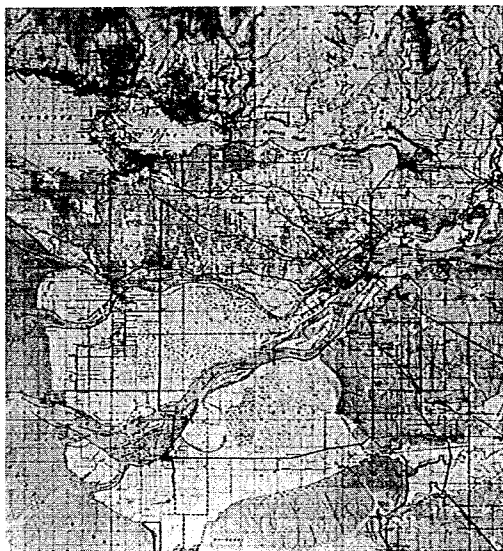


Fig 1(b) 地形図

手段は限定されていることがわかって。即ち、大部分の交通は、市への出入を、南及び南東側よりせざるを得ず、従ってフレーザー川の支流を少なくとも1回は横断せねばならないのである。

歴 史 的 背 景

1903年、ニューウェストミンスターに鉄道と道路の併用橋が作られたのが併用橋が作られたのが、この川の恒久横断路の最初である。続いて1912年、デルタ地帯の住民の要請により、橋の代用としてフェリーボートが、Ladnerに設けられた。

ニューウェストミンスター橋を通る交通の増大は、1925年当時で、既に何らかの形で交通路を増さねばならないことが明白になっていた。これに鑑み、州政府は、2つの橋梁会社の協力によって、将来の路線の開発への第1歩を踏み出した。しかし、ディーズ島での横断計画の予備的な調査のみで、その後政府

援助が打ち切れ、計画は1933年挫折してしまった。だが結局、1937年、バトロ橋が完成し、ニューウェストミンスター橋の道路部分がつけ換えられ、ピーク時一方向3000台/時の交通をさばくことが可能となった。1953年までに、この路線も飽和状態に達したため、将来のハイウェイと、河川横断を決定するための研究が開始された。この研究報告は、ハイウェイ交通問題の当面及び長期の解決の方向を示し、現在の交通事情の逼迫からして、大バンクーバー地域の商業、工業、住宅等の土地利用の増大に対処するためには、フレーザー川横断路線を増設する以外にはないことを指摘している。

交通需要の現状と将来

現在ルートと交通量

現在のところ、フレーザー川を横断する南北径路は、僅か2本にすぎない。そのうち主ルートは、バラード半島と本土下流域とをニューウェストミンスターの所で結んでいるバトロ橋である。半島内では、キングスウェイとグランビューの両ハイウェイがこの橋につながり、バーナビー経由でバンクーバーの中心街に通じており、一方Coquitlam Roadが、ニューウェストミンスターの東部に通じている。第二の横断路は、No 10 ハイウェイのLadner-Woodwards間のフェリーで、このNo 10 ハイウェイは、この町から直接南へ出る唯一のハイウェイである。2つの路線のうち、バトロ橋が交通量の96%をさばくのに対し、フェリーはわずか4%を受持つにすぎない。

将来ルートと交通量

過去5年間、交通量は年12%の割合で増大している。人口増加量から推定した自動車台数の増加予測によれば、20年以内に、川を横断する交通量は、日平均10万台に至るであろうとされている。その時のピーク交通量は、一方向1万台/時を越え、そのために少なくとも、もう3本の4車線横断路が必要となろう。

かような状態のもとで、膨大な交通量をさばき、かつその一部を現道へ振分け得る新路線を、比較的人口の少ない地域に開発することが賢明な策であると思われる。

現在のバトロ橋はフレーザー川南岸の橋畔地区の発展を促進した。したがっ

て、将来バンクーバの中心街に近接した南岸一帯の効果的な開発を促すためには、次の横断路は現在のものから相当離して造るべきであろう。これは、この地区の交通問題の最善の解決策と思われる1本の放射路線を、バンクーバーの放射道路網に加える一段階となるであろう。

横断位置及びハイウェイとの連結

横断ルートとしては次の4つが考えられた。即ちポートマン、アナシス島、チルベリー島、ディーズ島の4ヶ所である。これらの横断点は、その中間のものに比べ、より短かく、経済的であろうという理由で選ばれた。

Port Mann 案

バトロ橋より上流約4マイル(6.4km)のPort Mann附近に適当な横断地点がある。この箇所は、フレーザー河下流での第三番目の主横断路線に最近決定された。

Annacis 島案

Annacis 島での横断施設の建設には、かなり金がかかるという問題がある。この地点での橋梁は、この島の産業発展に必要な港湾施設をつくるため、河岸のクリアランスを確保するのに、全河巾を1スパンで越えねばならない。このためには、主径間1,600フィート(480m)の吊橋を採用せねばならない。トンネルは、両側のアプローチが非常に高い地盤からくるため高価になるだろう。この高さまで上るにしても、又は迂回するにしても、長い、高価なアプローチが必要となる。

Tilbury 島案

3番目の横断可能ルートは、Tilbury 島案である。この地域の地勢条件から、横断施設に連結するハイウェイは、ルールー島とデルタ地帯の両方で泥炭地(Peat bog)を通ることになる。これは本線及び取付道の建設費を高くするであろう。こうしたルートでは、この付近が悩まされている周期的に発生する濃霧のために交通が難渋するであろう。濃霧の際、船舶がしばしばTilbury島の所のフレーザー河の深みに投錨する事実を考えると、この付近の水面に橋脚や換気塔をたてることは感心出来ない。従って、これらの構造物を水路から

十分離して作るためには、橋の径間やトンネルの延長を十分大きくしなくてはならず、その結果、建設費は高くなる。

アナシス島案とチルペリ島案は、建設費が相対的に高いことと、更に大事なこととして、2番目の主横断路としては、その位置が既設パトロ橋に近すぎることを考慮して、この時点では、除外されることになった。

Deas 島案

4番目の可能位置は、Deas Islandである。

このルートは、既述の放射道路網中、最西端の放射線である。

この横断施設とそれに接続する幹線道路とは、開発用の新しい地域を提供することになるので、大バンクーバー地域の発展の様相を一変させるように思われる。デルタ地帯は農業用に確保されていると考えられているが、整備された郊外地並びに工業開発のことを真剣に考慮すべきであると思われる。

地域計画と土地利用に関する現在の考え方の再考の必要性は、Richmondで現在進行している発展に示されている。即ち、ここも農業用にリザーブすると考えていた所である。

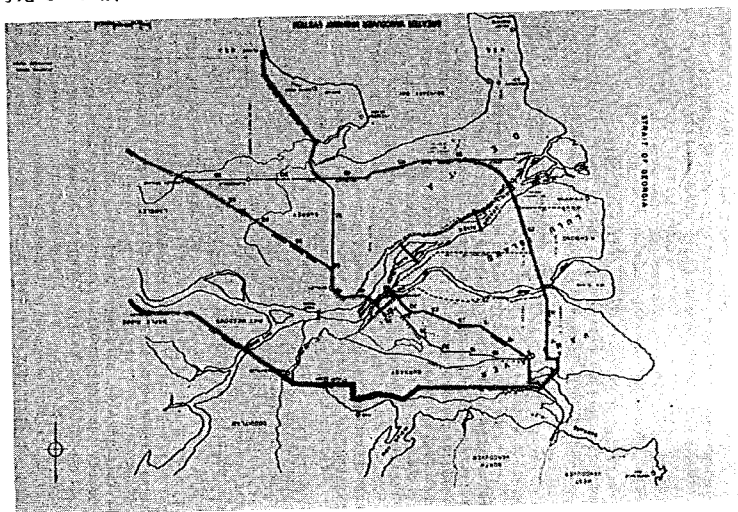


Fig 3 放射道路網を入れた地図

Fig 3 にバトロ橋を通る現ルートと、ディーズ島を通る提案ルートの走行時間を示す。この時間々隔はバンクーバー中心街にえらんだ一地点からプロットしたもので、5分毎の走行距離を示している。こうした間隔を求めるために、車の平均速度は、バラード半島内では、径路を問わず、 32km/h (20mph)、Pattullo橋南側では 56km/h (35mph)、更に、Oak Street 橋南側では 64km/h (40mph)と仮定している。これによれば、バンクーバとWhite Rock、米国、Delta、Cloverdale、Langlay 間の自動車旅行では、新路線による方が早いことがわかる。

この路線からは、湾の国境線地区へすぐ行けるので、多くの観光客が利用するであろう。

要するに Deas Island 島に横断路を建設することは、大バンクーバー地域に理想的な道路網を開発すると重要な第一歩となるであろう。この横断施設に連結されるルートは、Pattullo 橋を通らざるを得なかった交通の相当部分を吸引し、新しい開発地域を提供することで、地域開発の道を開き、将来にわたって交通のより良い均等配分を確保するであろう。

横断施設の設計を支配する物理的条件

地形

ディーズ島横断施設とその取付道路網の予定地区は、非常に平坦な低地で樹木も殆んどない。Annacis 島下流から河口に至る川ぞいの土手が、Lulu 島とデルタ地帯を洪水から守っている。この土手は、ほぼ全線にわたって、地上6フィート (1.8m) の高さになっている。ルールー島で約3フィート (0.9m)、デルタ地帯で約12フィート (3.6m) の厚さの大きな泥炭層があることが報告されている。幸いにもディーズ島路線は、ルールー島でのみこの層を横切るので、建設上の大きな障害は避けられる。

土質条件

予備調査段階でえられたボーリングの記録では、砂、シルト、粘土から成る雑多な土質構造である。締りの発生でも、又、その度合でも、地層の一様性は殆んど認められない。砂は極めてルーズであった。このような条件下では相当

な沈下が生じることが予想された。

ここでは、トンネルをつくっても、基礎地盤には、あまり大きな荷重は与えないであろうと考えられた。しかしながら、工事中トンネルセクションを沈設するために浚渫した溝が、施工中に埋設しないように、側面の法勾配を緩くするか、又は、上流側に補助溝を掘る必要があるように思われた。

一方、土質条件から、この箇所に橋をつくることは、圧縮性の地盤上の重い橋脚が、不等沈下をうけることになるので、好ましくないと思われた。こうした沈下は、設計に予想せねばならない、又、架設時に修正せねばならない上部構造の動きを招来する。

河川水理

横断予定地点は、フレーザー川の流量にかなりの影響がある感潮部分に完全には入っている。予備調査の資料によれば、Lander入江での平常潮位は約6～8フィート(1.8～2.4m)で、実際の水位は、河川水量の変化の影響から約11フィート(3.3m)にまでなることを示している。横断地点より約60マイル(96km)上流のHope、B.C.での河川流量は、冬期は少なく、約600m³/s、最小では340m³/sであるが、春の融雪時には、15200m³/sに達した記録がある。この流量は、Hopeより下流の種々の湖水からの流出量によって増加するが、Fraser川の北及び中央の支川によって、分散されている。潮流がこの流量に加って重要な毎日の変化をひきおこす。潮汐作用によって川の流速の最大は、2.1m/sになったり、逆流の場合は0.9m/sになったりする。河中の流れは、河床土の性質と組合さって、かなりの沈掘、推移作用をひき起す。土砂の一部は浮遊して移動し、河床に積って、水路に沿いに砂丘を形成する。こうした砂丘は巾15フィート(4.5m)、長さ500フィート(150m)に達し、一日、250フィート(75m)の割合で流下するであろう。

この一般的な河床変動の他に、制限された水路では、通常、高水時に、屈曲部の外側や橋脚の下流側に沈掘が生じるし、又、水路中の拡大した所では、堆積を生じることがある。しかしながら、この通常の沈掘は、極端な流量変化と河床土の性質から、Fraser川の河口部に著しくおこるであろう。沈掘の悪影響を避けるべき場合には、流水中に設けられる構造物の周辺には、河床保護の措置を考えるべきである。

堤防や護岸で規制されているので、川は自由な蛇行はできないが、浸蝕の様相は季節によって変化する。Deas 島の裏で流れをせきとめたり、Annacis 島の裏で、Annacis 水路の一部をせきとめたりすると、又、Pattullo 橋の橋脚の施工のような川にとっての障害は、重大な流路の偏りを生じる。

多年にわたって得られている公式な水深調査図によれば、島の周辺の局部的洗掘や、洪水時の高い砂堆の移動による一時的な水深は別として、洪水時の最大洗掘の様子がよくわかる。しかしながら、この等深線は、一般的な最大洗掘線の形態を実に正確に示しているものであって、その形態は、他の河川や模型実験から一般に得られる結果と一致している。

この横断路の河底におく構造物には、特別な防護措置が必要な事は明らかであった。現在の計画では、トンネル地点から、上下流約 1,400 フィート (420 m) の間の堤防の防護と、トンネルの中心線から上流 150 フィート (45 m)、下流 200 フィート (60 m) の間の河床防護を考えている。

気候

この気候は比較的温暖で、かつ非常に高湿である。過去 38 年間の平均最高気温は 80 F (26.7°C)、全最低気温は 15 F (-9.4°C) である。1 月が最も寒く、平均日気温の最低及び最高は、夫々、32 F (0°C) と 41 F (5°C) である。冬期の低温にもかかわらず、年間約 200 日の無霜日がある。この気候の温和さから、目に見えるような結氷は、まれな低温時以外には、Fraser 川の下流域には生じない。Ladner 地区の平均年間降水量は、36.45 インチ (925 mm) で、11 月から 3 月にかけて 16.4 インチ (416 mm) の降雪がある。降水の最大は、11 月、12 月、1 月におこり、最小は 7 月と 8 月である。

東風が卓越し、平均最大風速は、10 mph (4.5 m/s) である。しかしながら、太平洋から吹く強風は、ハリケーン級の威力がある。これはめったにないが、平穩期のことがある。

設 計 条 件

一般

フレーザー川南支川の舟運は、増大することが予想されるので、いかなる横

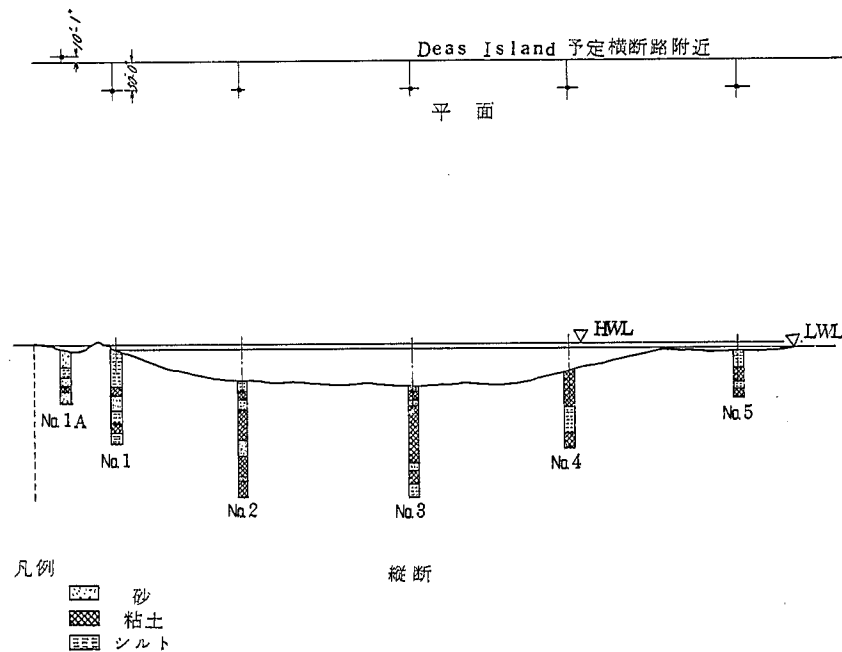
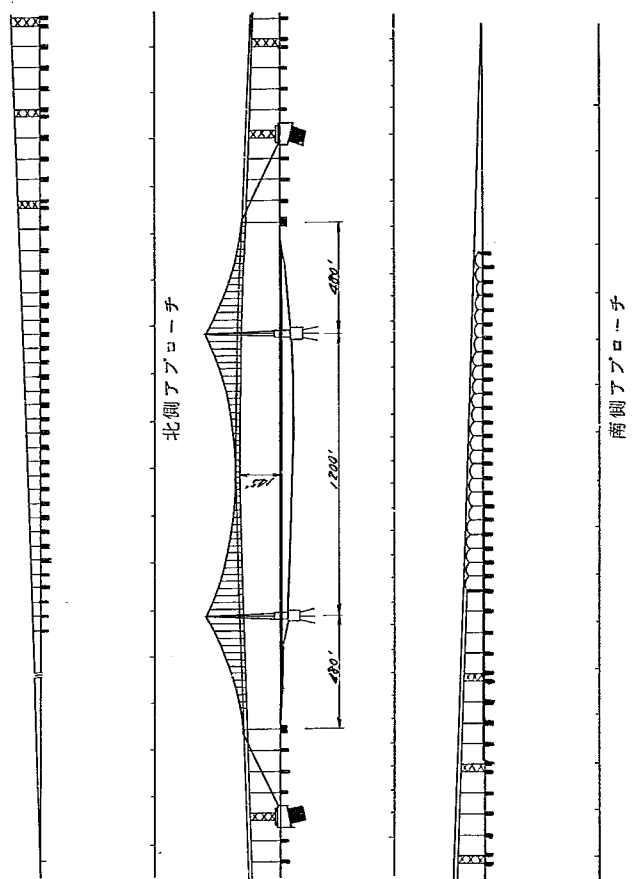


Fig 5 2 土質状況 (予備調査)

断精造物も、船舶の航行を妨げることは許されない。現在の航路は、低水位下
 22フィート(6.6m)にすぎないが、将来は、これを26フィート6インチ(7.95m)
 にする予定である。又、航路巾は、現在はずか300フィート(90m)である
 が、逐年若干づゝかえて行ければ、経済的である。それ故、Deas 島につくる
 横断構造物は、1,200フィート(360m)以上の水路巾と、その全巾にわたって、



高水位上145フィート(43.5m)のクリアランスがとれるようにせねばならぬであろう。

初めの調査では、高い所を通る橋梁と河底トンネルとでは、いずれが交通及び投資額並びに管理費の面で、最も適したものであるかを決定することが出来なかった。この問題をとくために、橋梁とトンネルの比較設計が研究の初期段階で行なわれた。

橋梁

Fig 6 2に示すような、主径間1,200フィート(360m)、側径間各480フィート(144m)の吊橋を検討した。この橋は縁石間48フィート(14.4m)巾員の4車線車道と、下流側に15m巾員の歩道1本を有するように設計された。

最急勾配3.5%以下で、航路上145フィート(43.5m)のクリアランスをとるために、両側のアプローチの長さは、夫々、約4,000フィート(1,200m)が必要となり、橋の全長は10,000フィート(3,000m)以上となった。

この論文の目的からして、吊橋の上部構造の設計の詳細に立入る必要はないであろう。軟弱な三角洲上での主橋脚や、アンカー用橋脚の設計と施工には、いろいろな問題が出るし、その中には、予想されるこうした構造物の相当な量の沈下の問題がある。こうした沈下は、大きなもの(high order)だけであるが、恐らく橋脚掘削施工中の過載荷重によって急速に発生するであろう。将来の沈下は比較的小さく、ケーブルの調整で修正出来よう。橋梁及びそのアプローチは、明らかに経済的であると思って検討したにもかかわらず、その建設費は2,000万ドル(72億円)にも達する事がわかった。トンネル案と比較するための現実的なベースになるこの金額には、この調査以後におこった鋼材の値上りによって3~400万ドル(10~15億円)追加するのが安全だろう。

トンネル案

Deas 島横断路での物理的条件は、沈埋工法によるトンネルの建設に有利である。

Fig 6 3に示すように、このコンクリート構造物は、オープンのアプローチと、換気用建物及び岸で製作した6つのエレメントでつくる水底トンネル部分とからなっている。見積り工費では、このタイプのトンネルを完成し、自動制御の装置をするには、約1,700万ドル(61億円)で、橋梁費より15%節約

されることがわかった。既述の如く、鋼材費の連続的な値上りは、コンクリートのトンネルに有利な方向で、この工費差を拡大している。管理費及び維持費

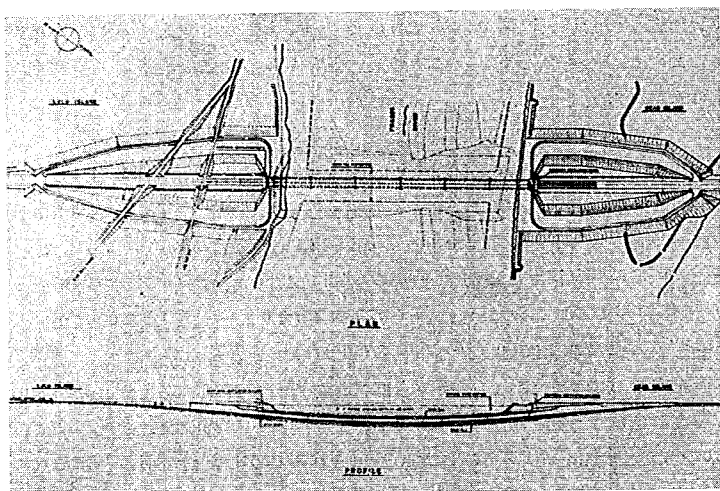


Fig 6 3 トンネル一般図

は、橋もトンネルも同程度である。

トンネル

一般

岸でつくったエレメントの沈設による水底道路トンネルの建設はよく知られており、既に多数の大トンネルがこの方法で作られている。ロッテルダムのマース河底道路トンネル（1938～1942年）がつくられるまでは、（このトンネルもブレイハブのエレメントでつくられたが）この種のトンネルはすべて、円形が八角形断面で設計されていた。

こうした断面を選んだ特別な理由の1つは、これらの断面がトンネルの下に砂を充填するのによく適合していたからである。

このタイプの円型及び八角型トンネルに対する注目すべき例外は、ニューヨークの Harlem トンネルで、これは巾 76 フィート (22.8 m)、高さ 25 フィート (7.5 m) の矩形であった。このトンネルは 1913 年から 14 年にかけて、プレハブのエレメントを一行に並べて沈め、連結してつくった。この Harlem トンネルは、充填砂の上のっているのではなくて、トンネルとトレンチ溝底の間の空隙は、水中打設のコンクリートを充填したものであった。

Maas トンネルは充填砂の上にのせてつくった最初の矩形断面トンネルである。又、Christiani & Nielsen 社が、トンネルの下に充填砂を噴込んで、一様で信頼性の高い支持層をつくる方法を開発した。Deas Island トンネルの設計も、これと同じ原理によっている。

断面に関する意見

矩形断面 (Fig 7 2 参照) は多くの利点を持っているが、その中でも、次の点は主も重要である：

円形断面の直径は道路巾員で済まる。従って、断面の高さは道路の垂直クリアランスに必要なものより高くなるのが普通である。これは水深とトンネル上部の防護層の厚さが与えられると、円形断面の場合の道路面のレベルを、矩形断面の場合に必要なレベルにより低くせねばならないことを意味し、その結果、アプローチがより長くなり、工費がかさむことになる。

2 車線以上が必要な場合には、もし全

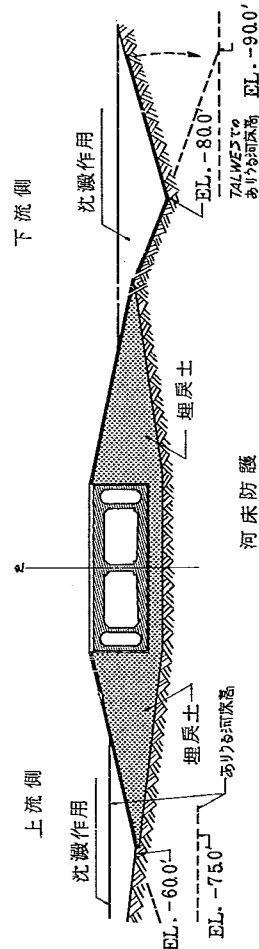


Fig 7 2 設置されたたトンネルの矩形断面

車線を同一円断面内におさめようとすれば、この不利は、一層決定的となる。それ故、このタイプの4車線トンネルは、2本の独立した2車線チューブとして設計されるべきであろう。しかしこうしても、トレンチの巾は、1ケの矩形断面の場合に比べてかなり広くせねばならない。又、2本の道路間の距離も1ケの矩形断面の場合より大きくなり、従って、道路に平面曲線を入れない限り、アプローチの巾もかなりのものとなる。しかしながら、こうした解決法は交通上からは、不満足なものである。

さらに、トンネルが別個の平行した2本のチューブより成っている場合には、非常退避用乃至維持作業員の隣のチューブとの出入用の扉を設けることは出来ない。

現 地 調 査

構造設計に使うと同時に施工方法立案のための資料を得る目的で、詳細な現地調査が行われている。14本のボーリング、並びに動的貫入試験、透水性の測定が行われた。潮汐記録、流速並びに流量測定からなる水理調査と、塩水侵入及び河床移動の測定が続けられている。

地質調査

ボーリングはトンネル予定線の附近、アプローチ地区及び6ケのトンネルエレメントをつくるのに必要なドライドック地域で行われ、Ripley & Associates (コンサルタント) 社が指導した。

ボーリング孔には4インチ(10cm)のケーシングが入れられ、試料は径2インチ(5cm)又は3インチ(7.5cm)の薄肉開口型のサンプラーで採取された。地表面下の心土(Subsoil: 表土と基岩の間の土層)は、ルーズな砂とシルト層からなっている。それ故、試料が薄肉開口型のサンプラーチューブから滑落するのを防ぐため、ボーリング孔内に、比重の大きな液状のボーリング用粘土を入れる必要があった。

揚水試験(Pumping test)は、実は、地下水位の微少低下をはかるのであるが、砂層の透水性を求めるために実施された。更に、ケーシングを使ったボーリング孔内で、ケーシング内の水頭を上げ、その水位の連続的な低下を観察

する現場透水試験も若干実施した。

貫入試験 (Penetration test) は、Terzaghi & Peck氏が“*Soil Mechanics in Engineering Practice*”の中でのべている標準貫入試験に従って行われた。

水理調査

この地点での河川挙動の詳細な既往記録が何もなく、完全な水理調査を始める必要があった。少くともまる1年にわたる水位の連続記録を得るため、計画地点附近に、恒久的な水位記録所を設けた。こうした記録は、流速の測定と共に、トンネルや、河床及び堤防の防護設計と施工作業の立案上、非常に貴重なものである。

トンネルエレメントを設置するために掘削せねばならないトレンチに対する沈泥作用の正確な資料を得るため、川の中に試験的なトレンチが掘られた。定期的な測深で、沈泥作用の速度に関するデータがえられ、施工中、安定を保つに必要な法勾配がわかった。こうした沈泥作用の研究から、トレンチの側面法勾配は、上流側1:8、下流側1:6とすれば、十分長期安定であることが

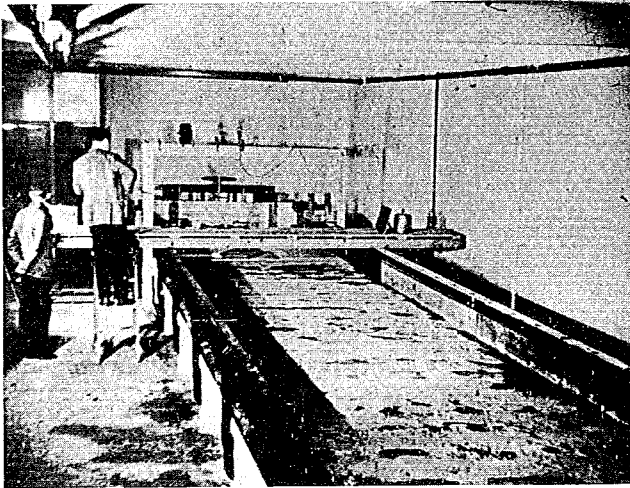


Fig 8 3 (a) 実験水路

わかった。

塩水侵入測定が行われ、楔状の塩水があることがわかった。水中に塩水があることから、腐蝕作用の可能性と同時に、トンネルエレメント沈設時に及ぼす密度の大きな水の影響も考慮する必要を生じた。

模型実験

トンネルエレメントに作用する沈降前後の外力 (drag force) を求めるために、水理模型実験が行なわれた。この模型実験は、デンマーク工科大学 (Technical Univ. of Denmark) の水理実験室で実施され、巾 72 フィート (2.2 m)、長さ 50 フィート (15 m) の実験用水路内で行われた。

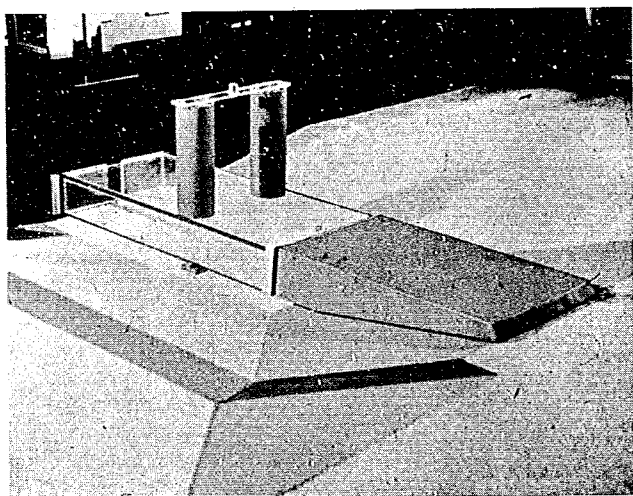


Fig 8 3 (b) Plexi-glass 製模型

縮尺 1 : 70 のプレキシガラス (plexi-glass : アクリル酸ガラスの一種) 製のトンネルエレメントの模型を水路内に置き、それに作用する全ての力とモーメントをスプリング式検力計 (spring dynamometer) 又は、歪ゲージ式応力測定器 (Strain gage dynamometer) で測定した。

その結果、水平力の予想計算値の確認が出来、更に、垂直力 (エレメントが

が浮いている時の下向きの力と、トレンチ底部近くに来た時の上向きの力) に関するより詳しい知識が得られ、同時に仮支承台 (temporary foundation) 上に乗っている時のトンネルの下の流速に関する情報がえられた。

Deas Island トンネルの概要

トンネルの縦断は、オープンのアプローチ区間と一緒に Fig 6 3 に示す。この図面から、アプローチの両端を堤防のすぐそばまで伸ばすことによって、トンネル本体の長さを最小限にしていることがわかる。このような配置にしたことで、トンネルの換気、照明、点検がかなり容易になっている。又、自動車の走行と点検を、より容易にする目的で、平面曲線は全く使っていない。

トンネル本体は、岸で製作されたエレメントからなり、これを浚渫したトレンチ内に一列に沈め、連結してつくる。設置がすむと、トレンチは砂で埋戻され、防護層をかぶせる。この防護層は Fig 7 2 に示すように、トンネルの上にもかける。この層は洗掘を防ぐために、中心線の上流側 75 フィート (23 m) にわたって設計し、施工する予定である。この防護層及び堤防の保護工事の目的は、トンネルの下が掘られるのを防止し、乱流をへらすことであり、こうしないと、河川断面に変化を生じるおそれがある。この防護工事の設計はまだ研究中である。

水底トンネルは、将来の水路に対して、トンネル上に次のようなクリアランスがとれるレベルに設置される。巾 1,400 フィート (420 m) に対して 31' - 6" (9.6 m)、巾 1,000 フィート (300 m) に対して 36' - 6" (11.1 m)、巾 700 フィート (210 m) に対して 40' - 9" (12.4 m)。

Fig 9 はトンネル断面を示している。4 車線で、各車線 12 フィート (3.6 m)、且つ 14 フィート (4.2 m) の垂直クリアランスを有する。縦方向の仕切壁で、2 本の 2 車線道路に分離され、この壁の側面には、音響効果を改善するために傾斜がついている。瀝青系の路面をえらんだ。その理由は平坦性、補修の容易さ、音響減衰特性のためである。2 本の換気ダクトはトンネル全長に通すが、車道チューブの外側に設置される。

トンネル本体は、夫々、約 344 フィート (105 m) の 6 個のエレメントからな

が浮いている時の下向きの力と、トレンチ底部近くに来た時の上向きの力) に関するより詳しい知識が得られ、同時に仮支承台 (temporary foundation) 上に乗っている時のトンネルの下の流速に関する情報がえられた。

Deas Island トンネルの概要

トンネルの縦断は、オープンのアプローチ区間と一緒に Fig 6 3 に示す。この図面から、アプローチの両端を堤防のすぐそばまで伸ばすことによって、トンネル本体の長さを最小限にしていることがわかる。このような配置にしたことで、トンネルの換気、照明、点検がかなり容易になっている。又、自動車の走行と点検を、より容易にする目的で、平面曲線は全く使っていない。

トンネル本体は、岸で製作されたエレメントからなり、これを浚渫したトレンチ内に一列に沈め、連結してつくる。設置がすむと、トレンチは砂で埋戻され、防護層をかぶせる。この防護層は Fig 7 2 に示すように、トンネルの上にもかける。この層は洗掘を防ぐために、中心線の上流側 75 フィート (23 m) にわたって設計し、施工する予定である。この防護層及び堤防の保護工事の目的は、トンネルの下が掘られるのを防止し、乱流をへらすことであり、こうしないと、河川断面に変化を生じるおそれがある。この防護工事の設計はまだ研究中である。

水底トンネルは、将来の水路に対して、トンネル上に次のようなクリアランスがとれるレベルに設置される。巾 1,400 フィート (420 m) に対して 31' - 6" (9.6 m)、巾 1,000 フィート (300 m) に対して 36' - 6" (11.1 m)、巾 700 フィート (210 m) に対して 40' - 9" (12.4 m)。

Fig 9 はトンネル断面を示している。4 車線で、各車線 12 フィート (3.6 m)、且つ 14 フィート (4.2 m) の垂直クリアランスを有する。縦方向の仕切壁で、2 本の 2 車線道路に分離され、この壁の側面には、音響効果を改善するために傾斜がついている。瀝青系の路面をえらんだ。その理由は平坦性、補修の容易さ、音響減衰特性のためである。2 本の換気ダクトはトンネル全長に通すが、車道チューブの外側に設置される。

トンネル本体は、夫々、約 344 フィート (105 m) の 6 個のエレメントからな

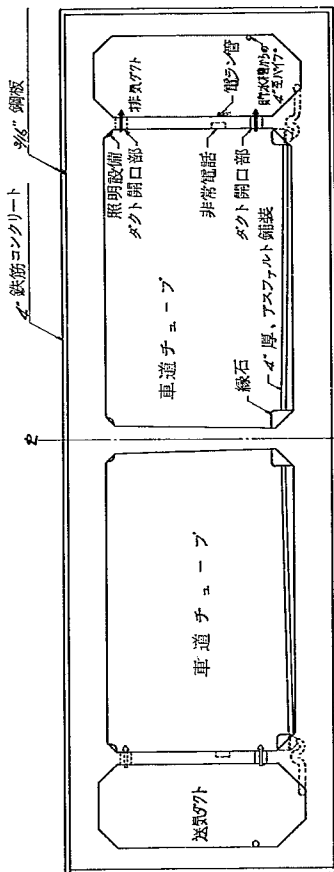


Fig. 9 矩形断面

っている。水底トンネルの全表面を包んでいる適当に保護された防水膜は、土中にある換気建物や擁壁の面に使用している同じ防水膜につながっている。

トンネルエレメントの防水膜は、底板下の $3/16''$ (4.8mm) 鋼板と壁及び頂部の大半に使った組立式 (built-up type) のアスファルト膜からなっている。尚、アスファルト膜の代りにトンネルエレメントの両端 11 フィート (3.3m) の間には、 $3/16''$ (4.8mm) 鋼板が使われている。防水膜は、底板下と頂版上では $4''$ (10cm) 厚の鉄筋コンクリートで、又、壁部では $4''$ (10cm) の木の板で保護されている。

トンネル区間の設計

概説

構造計算は、カナダの National Building Code に従って行われた。

トンネルにかかる荷重は次の通りである。

- a) トンネルの自重
- b) $6' - 0''$ (1.8m) の高水位に対応する水圧 (測量データ)

- c) トンネル上に埋戻した岩及び砂堆積物
- d) 地盤反力
- e) 摩擦力、即ち、トンネル下面及び外側の地盤の不同沈下によるトンネル外壁面に加わる垂直力

f) 地震荷重

通常荷重の a) ～ d) 項に対しては、その許容応力はカナダの National Building Code によった。

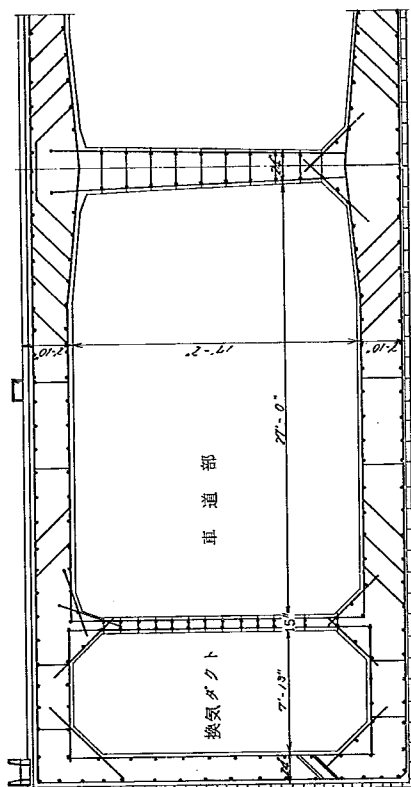
コンクリートの最小28日強度は、 $3,750 \text{ psi}$ (263 kg/cm^2)、又、鉄筋の許容引張応力は、 $20,000 \text{ psi}$ ($1,400 \text{ kg/cm}^2$) とする。車道部と換気ダクト間の壁の垂直鉄筋には高張力鋼を使ったが、他の鉄筋は全て普通鋼である。

地震荷重に対しては、後述するように、極限設計法を開発した。

プレキャストするトンネルエレメントの断面計算には、Hardy Cross のモーメント分配法を使った。

解析結果からトンネル全長にわたって同一断面にするのが適当であることと、トンネルの両端近くで微少な修正をするだけで、配筋も全断面に対して同じに出来ることがわかった。

主鉄筋には No 11 丸棒を使い、その最小間隔は、Fig 10 (b) に示すように、 $6''$ (15 cm) とした。縦方向配筋には、温度応力を緩和するため Code に示された最小鉄筋量に相当するように No 7 丸棒を使った。



トンネルエレメントの標準断面
Fig 10(b) トンネルエレメントの配筋

浮いているエレメントには、長手方向に曲げモーメントが生じる。この曲げモーメントは、バラストを適当な箇所におくことで、許容限度以下に出来るので、追加的な補強配筋の必要はないであろう。

不同沈下

底土調査によれば、予定トンネルの底版直下の地層は、主として圧縮性のシルトからなっている。それ故、この層の沈下の影響をかなり詳細に調べた。薄肉チューブサンプラーによる乱されない試料の採取が行われ、抽出試料について既述のような圧密試験 (Oedometer test) が行われた。

トンネル及び埋戻土の重量は、トレンチの浚渫土の重量より小さいので、トレンチの底は、溝を掘った時盛上り、トンネルを設置した後、若干の再圧縮を起すような動きをする。この予想沈下量は許容出来るものである。

サウンディングの結果巨大な砂丘が河底を流下しており、予定箇所の河川形状はしばしば変ることが判った。それ故、トンネルは縦断方向に交互に不同沈下をおこすような大きな荷重差をうけることが予想される。沈下計算から、起りうる沈下量は3~4インチ (75~10 cm) であることが判った。

埋戻土プラス20フィート (6 m) 厚の砂に対応する荷重を最大荷重として、又、埋戻土だけに対応するものを最小荷重とした彎曲状の載荷重をうけた弾性基礎上の梁とトンネルを考えると、亀裂を生じない断面の最大応力は約 $\pm 300 \text{ psi}$ (21 kg/cm^2) になる。

この応力はかなり高いが、トンネルの撓みは土の沈下で限定されているという事実から、この載荷状態はトンネルの崩壊を起しうるものではない。

Fig 6 3 及び 9 に示すようなかなりスレンダーなトンネル構造は、予想される沈下にクラックを発生することなく追従出来るように設計された。このためには、薄い断面を必要とするが、車道チューブの高さの範囲内に換気ダクトをおさめることで実現した。しかしながら、この配置の主な目的は、ドライドックとトレンチに必要な深さを減らすことであった。

トンネルの両側の埋戻土は、トンネル本体よりも大きな荷重をシルトに加える。これに相応する沈下差から、埋戻土と外壁間に垂直な摩擦力が発生する。

この力は、応力計算に考慮され、断面の弾性変形とそれに相応するシルトの沈下が等しいとして算出した。

耐震設計

建物の耐震設計に関する文献は、大部分、地上の構造物に関するものである。地表面下の構造物に関する情報は殆んどなく、一般には、こうした構造物は地上のものより地震中の被害は少ないと考えられている。

Deas Island トンネルは、Zone 3 地区にあるので、トンネルにかゝる地震の影響を徹底的に研究した。その結果、地震による剪断波の方が圧縮波より危険になると結論された。というのは、トンネルの外表面にかゝる剪断力は、横ゆれをおこすからである。

21%以上の重力加速度を持つ剪断波は、土——今の場合は、水で飽和したルーズな砂——の破壊をひきおこす。この土は、より強い剪断波を伝播することとはできない。

それ故、設計は、最大21%の重力加速度で行った。この加速度に対して、上置荷重の21%に等しい剪断力が、トンネルの天井に伝わりと仮定した。さらに外側壁の土圧は、砂の密度に等しい液体の圧力に相当する値まで増大すると仮定した。

土層の破壊条件に対応するこの荷重状態でトンネルを設計すれば、応力は鉄筋の降伏点やコンクリートの圧縮強度を越えることはない。

浮揚力に対する安全率

完成したトンネルに対する浮揚安全率は、最も不利な条件下で1.16である。施工中は、設計上での仮定との狂いを明らかにするため全荷重のチェックが行われよう。埋戻土と外壁の間の摩擦力を考慮に入れれば、浮揚安全率は1.28となる。

ア プ ロ ー チ 構 造 物

概要

アプローチは、普通の道路部の高さからトンネルの水底部の高さまで、速かに安全に移って行けるように設計すると同時に、地下水乃至周辺地域からの流水でトンネルが氾濫しないように防護しなくてはならない。

Fig 11.1 に示す Lulu Island 側の 1,800 フィート (540 m) のアプローチ

明るい日光から、トンネル内のより低い照度の所へ、円滑に移行するために日除けスクリーンが設けられる。これは、両側の道路部のアプローチの低くなっている部分にかけられる。更に、ポータルから420フィート(126m)の間は、両車道の間に通す中央壁は、トンネルの一方のチューブから排気ガスが他のチューブへ流れるのを防いでいる。

アプローチの構造設計には、機能的な要求に合致す

る最も有利な方法をきめるために、箇所条件の研究が行われた。考慮すべき 3 つの大きな条件があった。第 1 には、アプローチの周辺一帯は事実上水平で、川の平均水位よりは数フィート高いが、高水位以下である。第 2 には、既に Fig. 8-1 に示したように、土は主として、細砂とシルト質の砂で、シルトと粘

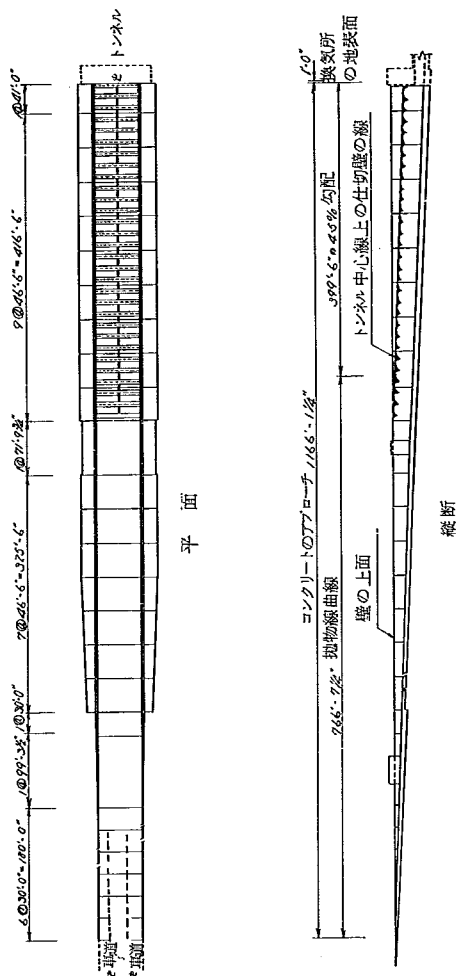


Fig 11.1 Lulu Island側のアブローチの形

土のレンズを若干伴っており、結果として荷重除去後の盛上りと同時に、基礎の高さが異なる構造物に不等沈下が生じる。第3には、地震動による土の流動が、構造物の破壊をひきおこす可能性がある。

川の氾濫に対する防護工の天端高は、水位変化の調査からきめた。余裕及び波とうねりに対する防護のために、1,000年に1回の確率である+9.0フィート(2.7m)という最大洪水水位データに3.0フィート(0.9m)を加えた。かくして、洪水によるトンネルの氾濫で失われる可能性のある人身大事故を最大限に防ぐためには、洪水防護工の高さとして、12フィート(3.6m)という数字をえらぶこととなった。

地下水位の観測によると、潮汐による地下水位変動の大きさは、川から離れるにつれて急速に減少することを示している。この条件から、十分な寸法の土堤なら、アプローチの側壁の天端高を最高水位以下に下げられるだろうという結論が出た。

構造設計

アプローチをオープンカットとして設計することは、或る種の遮断壁(cut-off wall)が必要で、且つ、オープンカットの側面勾配は、20°が限度であることから不経済であることがわかった。一方、普通の地盤面まで、アプローチを閉じたトンネルの矩形断面で通すことは不経済で、且つ、換気の問題をますことになる。結果として、コンクリートの溝型式(trough)が、物理的にも経済的にも、最もよく条件を満足するであろうと結論された。この構造の代表断面をFig 11.3に示す。

実施設計では、河水を防ぎ、従って、アプローチ壁での地下水位の変動をへらすために、土堤が使われている。この結果、コンクリート構造物にかかる圧力をへらし、壁体断面を幾分へらすことが出来る。この土堤は後方の接続道路まで延長され、その接続道路自体が閉合塚状のルートを形成しているので、最大出水に対しても完全な防御が出来るようになる。

地下浸透水や、土堤とコンクリート壁の間の地域からの雨水の流入は、換気所の両側にある集水槽に集められ、ポンプで川に排水される。同様に、車道の雨水も換気所の下集水槽に集められ、そこからポンプで川へ排水される。

コンクリートの溝は、車道を土砂崩れや漏水から守るように、土と水を防い

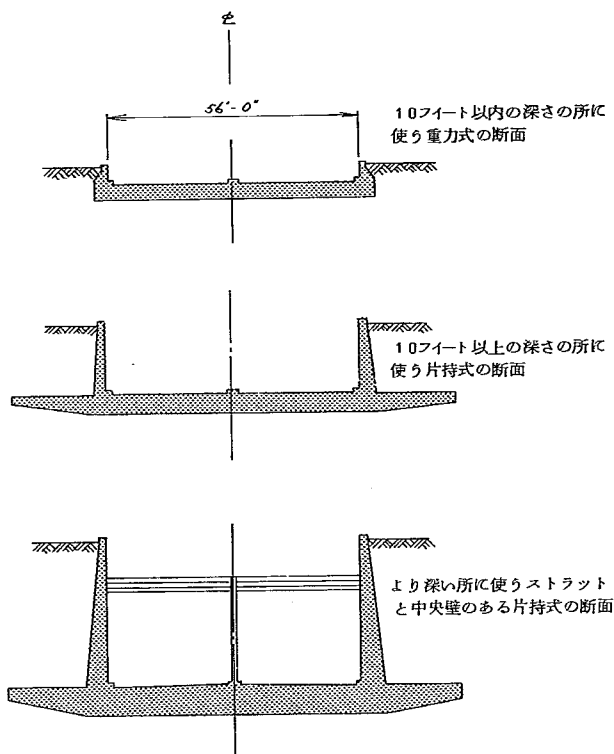


Fig 11.3 アブローチの断面

でいる。それは亦、その地域の高い地下水位面からくる浮揚力に耐えるように設計されている。

この溝 (trough) は、浮揚力に安全なように、土中に張出した片持版のついた鉄筋コンクリート断面として設計された。アブローチの深くなっている端部では、掘壁は中央の仕切壁を支え、且つ、土と水からくる大きな圧力によるモーメントを軽減するためにストラットを入れる。アブローチ構造物には、2つのタイプ区間があてられている。即ち、その1つは、浅い部分に使われてい

る重力式区間で、今1つは土中にのびている片持版を有する区間である。両タイプをFig 11.3に示す。

土質状態には変化があるので、アプローチの構造物を深い方の区間では465フィート(142m)、浅い方の重力式区間では30フィート(9.2m)の単体に分割する方がよい事が判った。これらの単体は全て楔で連結され、その継手は若干の移動が出来る伸縮継手となっている。構造物の外側全体は、アスファルトとガラス繊維からなる被膜材で防水されており、継手にはポリビニールの止水板が使われている。

主鉄筋の設計には、2つの通常状態と1つの特殊状態の3つの荷重状態を考慮した。最大の荷重状態は、イールドしない剛な構造物で、アプローチの両側の土砂が支えられている時で、且つ、水面が溝(trough)の天端に達した時に起ると仮定した。主働土圧だけの時と、低下した地下水位の時を仮定して、応力の反転状況をチェックした。第3の状態として、地震のショックの影響を考慮した。この状態は、土圧及び水圧を重力の21%にあたる水平分力で増加させ、更に、クイックサンド現象で土圧を増加させる。即ち、このクイックサンド現象は、内部摩擦角を 15° にまでさげると仮定した。

この3通りの荷重状態で、極限荷重理論(ultimate load theory)に基いて行った計算では、構造物全体は、適切な安全率になっていることを示した。

適当な寸法にして、剪断用配筋の必要をなくした。この種の構造物では、常に重要である2次配筋を、乾燥収縮と温度変化による力を考えると同時に、荷重を主配筋と底版に分布させるためのスラブに、縦方向の十分なたわみ強度を与えるように設計した。

重力式区間での2次配筋は1という摩擦係数を使って subgrade drag theory (路盤抗力理論)で設計した。しかしながら、大量の鉄筋をつかったこの構造物には、分散するクラックからの必要と、十分な引張強さを与えるためと、更に building code (建築物示方書)を満足させるために、より多くの鉄筋量が必要となった。

アプローチの安定性を慎重にしらべ、種々の新奇な特徴物の安全性を推定するために、若干の基礎的な研究が行われた。基本的には、この研究には、移動

が起る時の最低摩擦角の計算が含まれている。これはアブローチの各単体をつ
 つんでいる土塊の安定計算から推定された。摩擦角が 15° 程度までなら、ア
 ブローチの各単体の寸法は適切であることが判った。これより低い限界では、
 経済的に不利となるようである。

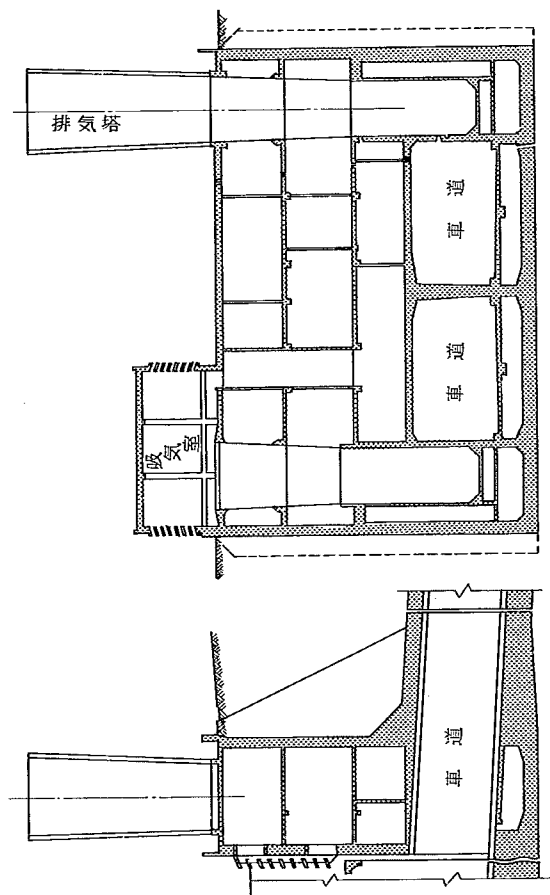


Fig 11.4 (a) 換気用建物の断面

換気用建物

換気用建物は、トンネルの主ファンと換気、照明、交通のコントロールに必要な装置を納めるように設計される。

この換気所は亦、川に対してダムのような働きをしており、水と土砂を防いでいる。既に述べたように、アプローチを比較的短い単体に分割することが必要だと考えられた。同じ考え方から、換気所は自立構造でつくられる。したがって、換気所はスラブ上にのったダムのような作用をする。

換気所はトンネル全体の中で最も突出た部分であり、換気塔だけは、かなり遠方から見えるものである。それ故、外面の設計のうち重要な部分には建築学的な考慮が払われている。換気所建物の頂部の空気吸入室は、主として、換気上の要求に基いて設計され、この換気上の要求は、オープン区間の壁の部分やルーバーの特性を支配するものである。しかしながら、ルーバーの実際の形は、美観からえられた。

換気塔の設計では、基本的事項はファンの設計できめられたが、細部は、構造物に快感を与えるように配慮された。

換気所の川側の壁は土砂と水に耐え、3本の縦方向のフレーム上についている。このフレームはトンネル区間の内部仕切壁と一直線になっている。これらのフレームは、扶壁式ダムの扶壁と全く同じ働きをし、同じ方法で設計される。扶壁式ダムの場合と同様に、モーメントを求めることにより、主応力の方向と大きさを決定することの方が重要であった。

ダムの扶壁と、ここに使ったサポートの間の基本的な違いは、その位置が上流側にあることである。大部分が引張りになる。配筋の詳細な研究によって、鉄筋とコンクリートの量を大巾に節減出来た。高い剪断力のために、扶壁の殆んど全ての場所に引張力が発生するので、Fig 11.4 (b) に見るように、配筋は、普通の梁の配筋と異っている。



Fig 12 (a) は、完成後のトンネルの航空俯瞰写真である。

Fig 12 (b) には、鉄道や道路の仮位置や、トンネルエレメントを建造するドラ

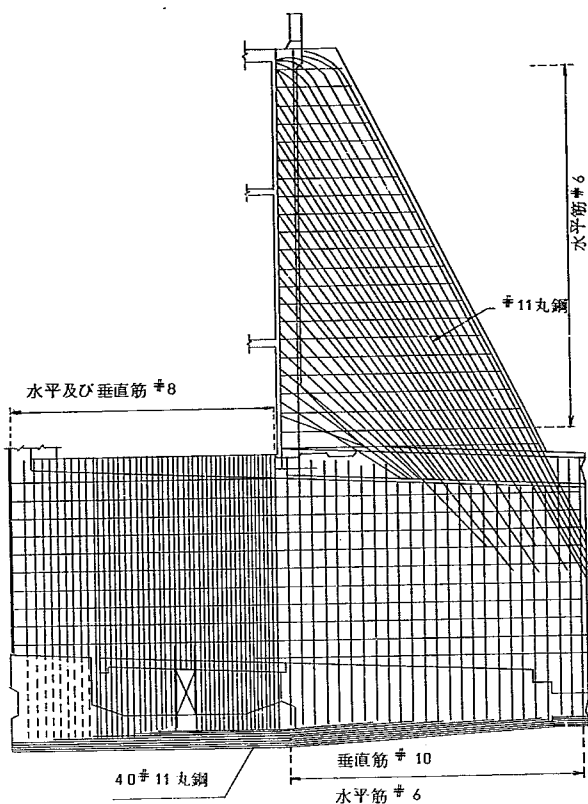


Fig 11.4 (b) 換気用建物の扶壁の断面

イドックの位置を示す工事箇所配置が出ている。

アプローチ及び換気所の施工

アプローチ用のピットをオープンカットで掘ることと、ウェルポイントで水位を下げるのが有利であることが判った。

この段階の施工は、Fig 12.1に見る通り、既に完了している。地盤状態に対する吾々の推定が正しかったことが立証され、排水作業が計画どおり完了し

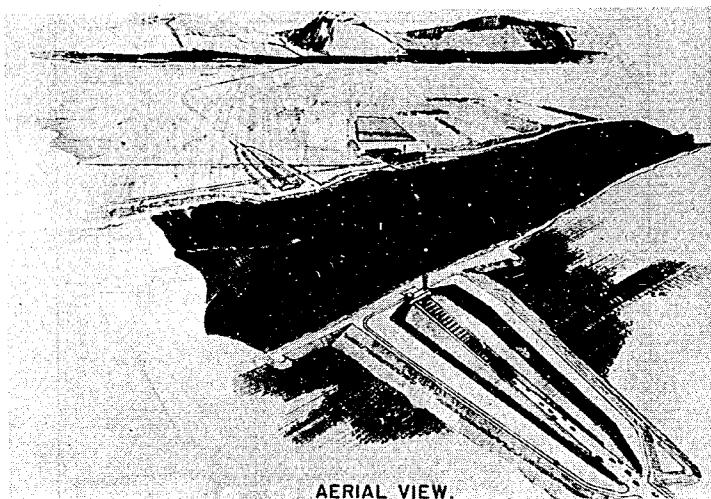


Fig 12 (a) 建築学的透視図

た。アプローチと換気用建物の施工後は、埋戻しの進行に伴って、水位が徐々に上昇するであろう。この途中の施工のあらゆる段階で、過大な土圧と、危険な浮揚力をさけることになるだろう。この事は、特に換気所に隣接するトンネルエレメントの設置時に大切である。即ち、この時には、換気所の川側の埋戻土砂が取除かれることになるからである。実際には、この段階では、アプローチと換気所は、浮き上りの危険をさけるために注水されるだろう。トンネルが換気所の下部構造体に連結され、全部の埋戻しをしたら、これらの構造物はポンプ排水されて、再びドライになるだろう。

トンネルの施工

6個のプレキャストのトンネルエレメントはFig 12 (b)に示すように、トンネル線の西1,500フィート(450m)の所の堤防に設けられたドライドックでつくられる。ドライドックは、サクシオン式ドレジャーマットを使って、24フィート(7.3m)の深さに掘られ、その底と1:5の堤防は、ウェルポイントで水位が下げられた後、グレーダーとドラグラインで成形された。底部は12インチ

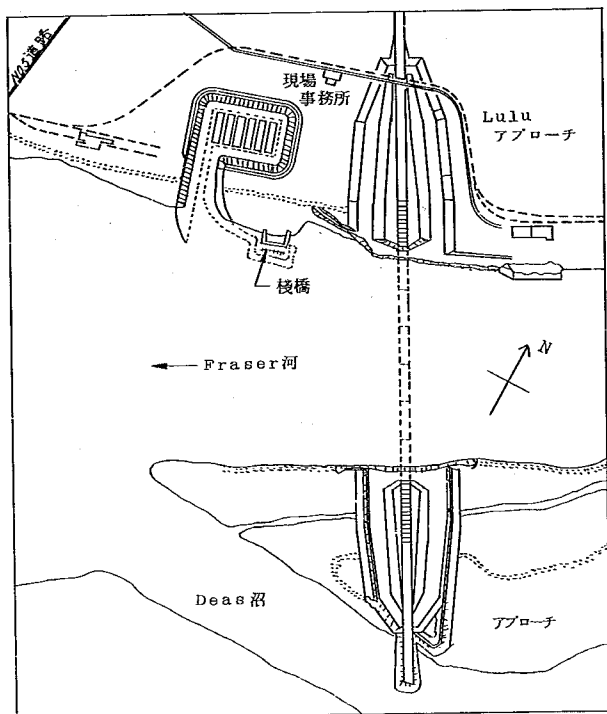


Fig 12 (b) 工事箇所の配置

(30cm)厚のつき固めた砂利層で覆われる。ドライドックは、Fig 12 2 (a)に示されている。

トンネルエレメントは、その両端に水密な仮隔壁がとりつけられ、ドライドック内で浮いた時には、約12インチ(30cm)の乾舷となる。全部のエレメントが完成すると、ウェルポイント設備は撤去され、川からドライドックまでの水路が浚渫される。それから、エレメントはドライドックとトンネル線の間にある舢装棧橋まで引索で曳航される。ここで河底のトレンチの浚渫にあわせて、

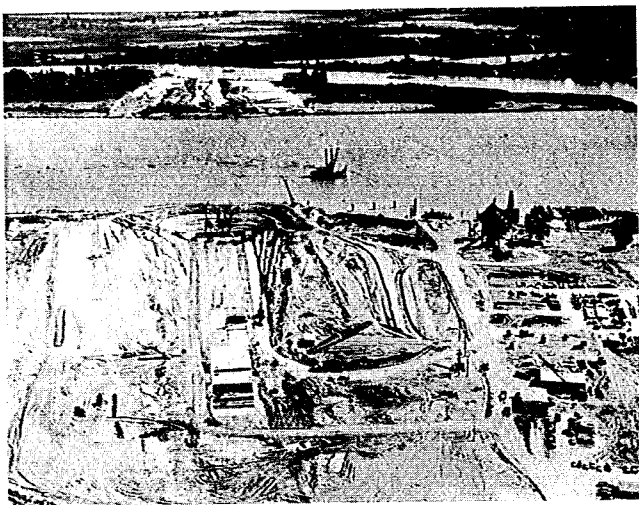


Fig 12.1 Lulu側アプローチの工事進捗写真



Fig 12.2 (a) ドライドックの写真

沈降装置が1エレメントにとりつけられる。

このトレンチ内には、トンネル底の完成高より約4フィート(1.2m)下った所に4つの砂利床を敷く。それから、各トンネルエレメントを浮かせて、トレンチ内の所定位置に沈め、そこで、エレメントの下に吊ってトレンチまで運んできたFig 12.2 (c)に示すような4個のブロック上に、このエレメントをの

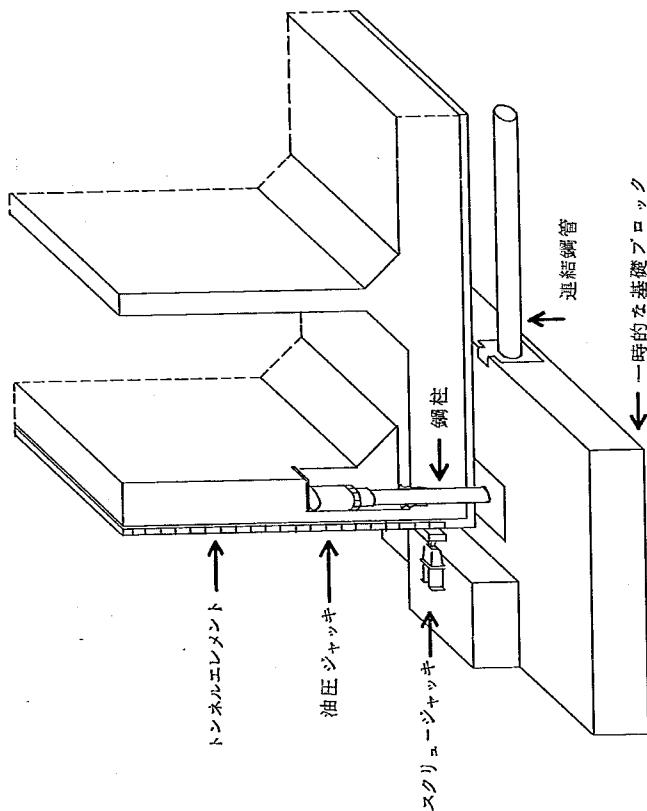


Fig 12.2 (c) 基礎ブロック

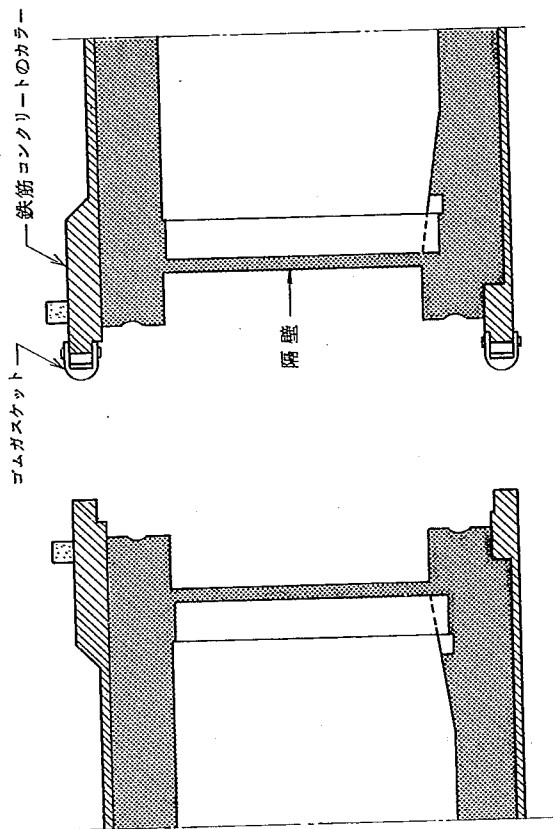


Fig 12.2 (e) 鉄筋コンクリートのカラー

せ、前述の砂利床上にセットする。それから、基礎ブロック上に立っている4
 ケの油圧ジャッキは、Fig 12.2 (d) に示すように、エレメントを垂直に、
 正しい位置に持ってくるために使われる。

トンネルエレメントの各端には、Fig 12.2 (e) に示すような外に出た鉄

筋コンクリートのカラーが付いている。隣接する2つのエレメント間の継手の一方の側には、ゴムのガスケットがカラーに取付けられている。トンネルエレメントが、油圧操作のフックとかけ金装置をつかって、互に圧着されると、ふくらんだゴムガスケットで水密になる。続いて、バルブを開いて隔壁間の水を抜けば、結果として、反対側の端に作用している約4,000 tonの全水圧が働いて、トンネルエレメントをしっかりと所定の位置に押づけることとなる。隔壁

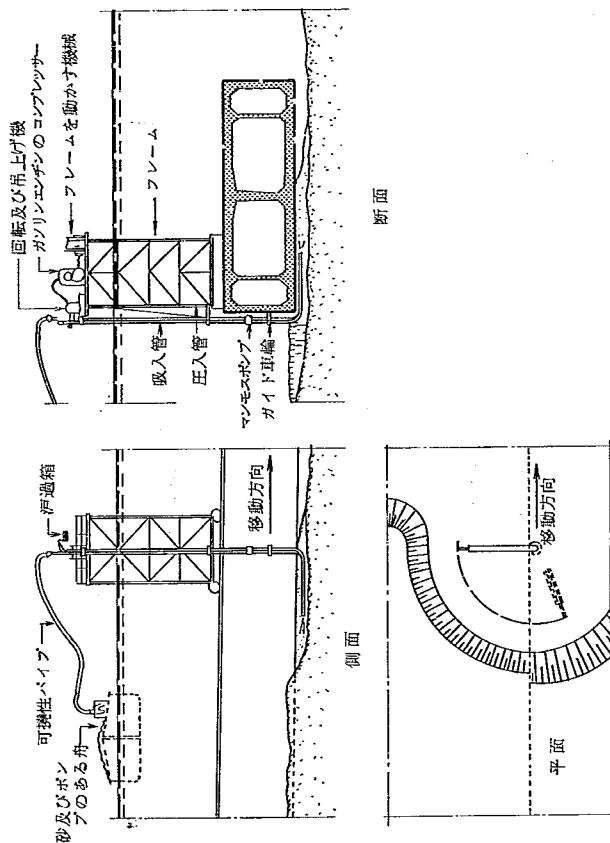


Fig 12.2 (f) 噴砂装置

のドアを通して、トンネルエレメントの内にはいり、エレメント間の継手をカラーの内側で施工することが出来る。

エレメントが設置されると、砂の充填が開始される。Fig 12.2 (f) に示すようなエレメント頂面の鉄筋コンクリート上のレール上を走行するフレームを使っ

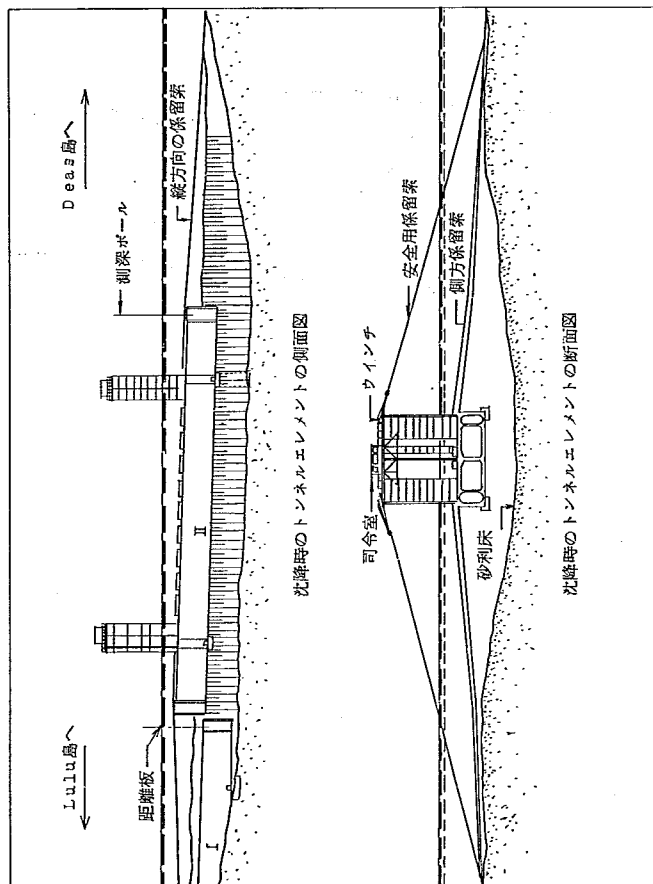


Fig 12.2 (d) 沈設作業の図解

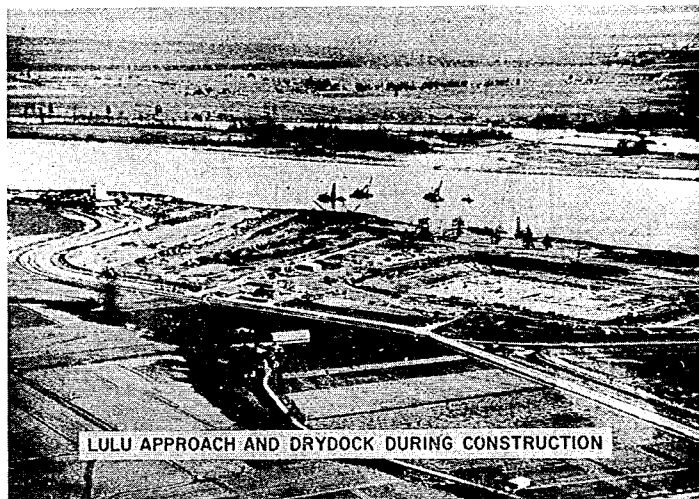


Fig 12.2 (g) 現場の航空俯瞰写真

て、砂がトンネルエレメントの下の際間に射出される。隙間の大半が砂で充填されると、沈降装置がはずされ、砂の射出が完了すると、トンネルの両側に添って埋戻しが行われる。トンネルの頂面には、トンネルの防護と浮上りに対する安全性をますために、捨石の層が置かれる。

換気用建物の所の構造継手は、全荷重下での不同沈下の大部分を起してしまうために、トンネルエレメントを設置し、埋戻しを行った後、2～3ヶ月たつまでは施工しない予定である。

Fig 12.2 (g)は、今日の所、全作業が満足に進行している現場を示すものである。