

T-0010/44

土木研究所資料

第416号

水底トンネルに関する外国文献(4)

昭和44年1月

建設省土木研究所

ま え が き

こゝに紹介する沈埋式水底トンネルの資料は、次の5つで、その中、始めの3つは、Lafontaine T.、次は、Deas Island T. 最後のものは、沈埋工法についての討論に関するものである。即ち、

I-1 Louis - Hippolyte Lafontaine Bridge - Tunnel

カナダの首都モントリオール市のセントローレンス河横断に新設されたこのトンネルは、カナダ横断道路の一環で、今世紀最大のPCコンクリート構造物といわれ、同市で開催された万国博に間に合わせて1967年3月に供用されたものである。

この報文は、このトンネルの設計と施工監督を担当したコンサルタント Per Hall associates 社の資料を訳出したものである。

I-2 ラフォンテーヌ トンネルの設計及び施工の詳細

「The Dock & Harbour Authority」誌 (vol. XLVI No. 535, May 1965) に発表された同トンネルの設計及び施工計画の詳細部をのべた紹介論文で、Per Hall 社の Armand Couture 氏が執筆している。

I-3 セントローレンス河での永成砂礫土堰堤

ラフォンテーヌトンネル建設用のドライドック造成のため、トンネル予定地の一部を含めて、セントローレンス河の一部を締切り、約28エーカーの工場敷地をつくった。その際、この河に堆積している till と呼ばれる氷成砂礫土を掘削し、これを end-dump 方式で、巻き出して締切堰堤をつくり、ウエルポイントを併用して、成功した工事報告である。

「Canadian Geotechnical Journal」誌 (vol. II, No. 3, Aug. 1965) に、F. H. Sutcliffe 氏が発表したもので、短型コレクリートエレメント方式で最も問題となるドライドックの建造についてのべたものである。

II Deas Island トンネル

Deas Island トンネル全体に関する計画は、第410号に Per Hall 氏の論文として紹介したが、これは、実際にトンネル部分の設計と施工を担当した Christiani & Nielsen 社の、G. KJERBOL 氏と P. TRYDE 氏が同トンネルの竣工報告書としてまとめた論文である。

III Recent developments in the design of submerged tunnels

- discussion -

これは、*The Structural Engineer* の誌 (Feb. 1966年) に発表された Aage Brink 氏の論文 (280号参照) に対する公開討論で、同誌 Aug. 1966年に掲載されたものゝ全訳である。沈埋トンネルの第一級技術者達の考え方と問題点の把握の仕方が、よく表われている興味深い論文である。

昭和44年1月

トンネル研究室長

村 上 良 丸

〔 Per Hall Associates 社提棋 〕

Louis-Hippolyte Lafontaine Bridge-Tunnel

(MONTREAL)

公式には、1967年3月1日に供用された Louis - Hippolyte Lafontaine Bridge - Tunnel 施設は現在、モントリオールでセント・ローレンス河の河底を横断するカナダ横断ハイウエー (Trans - Canada Highway) の6車線道路を形成している。

70000000カナダドル (約233億円) のこの事業には、主航路下のトンネル本体、副水路をこえる橋梁、3マイル (約4.8Km) の6車線道路及び、他の高速道路との主インターチェンジ2ヶ所の建設が含まれている。

この事業の技術部門は、3つのコンサルタント社 - Brett & Queller, Lalond & Valois, Per Hall Associates - のジョイントベンチャーによって遂行された。このジョイント・ベンチャー (共同企業体) 内で、Per Hall 社が責任をもって担当したのは、この横断施設中の水底部分 (トンネル) の設計と、特殊工法の監督であった。

完成した横断施設は、各方向3車線の交通路を有する2本のチューブからなる単一短形断面である。

プレストレスコンクリートの7ヶのトンネルエレメントと換気塔の基礎部のうちの1つが、1ヶ所のプール (basin) 内でつくられ、浮上曳行して、予め準備しておいたトレンチ内に設置した。その間モントリオール港への海洋航路の船舶の航行は、常に確保されていた。

2, 3 の統計的事項

構造体及び掘削関係

コンクリート	297,000 yd ³	(227,000 m ³)
PC鋼材	6,360 トン	
アスファルト防水膜	900,000 ft ²	(83,500 m ²)
浚渫土量	2,500,000 yd ³	(1,910,000 m ³)
その他の掘削量	土 2,300,000 yd ³	(1,760,000 m ³)
	岩 60,000 yd ³	(46,000 m ³)
トンネル埋戻	土 1,400,000 yd ³	(1,070,000 m ³)
	石 330,000 yd ³	(252,000 m ³)

電気及び機械関係

12,000 ボルトの2電源 — Hydro-Québec, 全容量 6,000 KVA

合計容量 1600 KVA の予備発電機 4 台

合計容量 120 KVA の非常用バッテリー 2 組

各換気所 4 台 計 8 台の送風機, 合計容量 3,200,000 ft³/min

(90,500 m³/min = 1,500 m³/s)

各換気所 4 台 計 8 台の排風機, 合計容量 3,400,000 ft³/min

(96,500 m³/min = 1,600 m³/s)

最大照度 100 ft-Candles (1076 lux) (入口部)

最小照度 12 ft-Candles (130 lux) (内部)

アプローチ斜路部の加熱区間 600 ft (180 m) 以上

設備

両チューブ間の出入用ドア : 300 ft (90 m) 間隔

消火器、砂、電話を納めた消火箱 : 200 ft (60 m) 間隔

火災感知器

CO 検出器

透過度指示計

サービス車

司令室から交通チューブを監視するためのテレビカメラ 14 台

各車線毎の赤と青の交通信号燈及び、1 車線が閉塞された時、車線変更を指示する矢印燈

全ての操作は、北側換気塔の司令室から行われる。

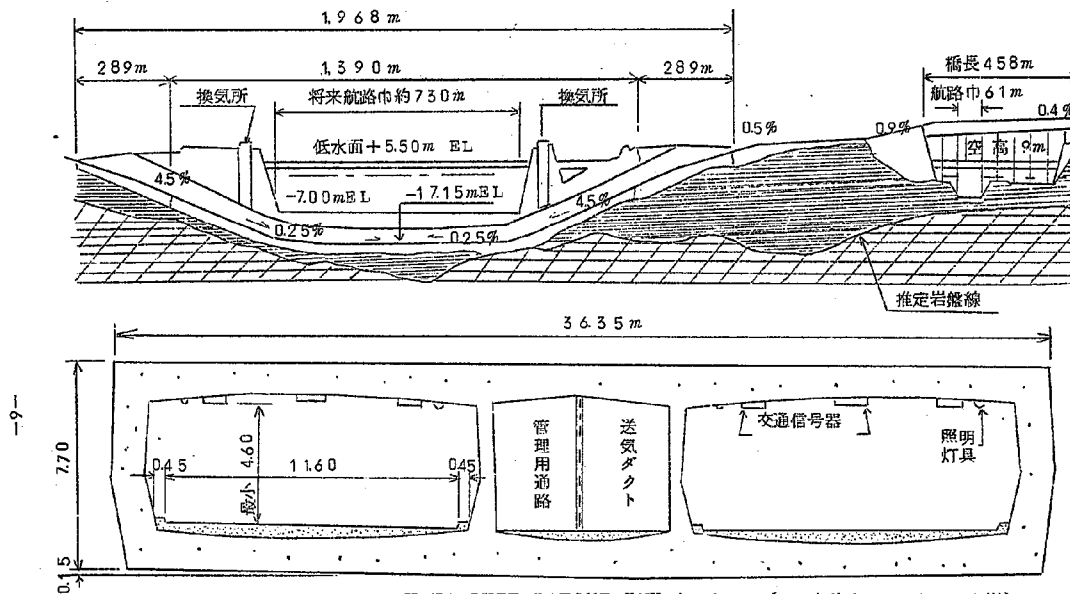


図-1 Louls - HILFOLYTE LAFONTAINE トンネル (モントリオール, ケベック州)

トンネルの型式	: セント・ローレンス河沈埋トンネル	工 期	: 4年間、1967年3月供用開始
構造物の長さ	: 6,457ft (1968m)	工 費	: 55,000,000カナダドル (トンネルのみ) (183億円)
トンネルの長さ	: 4,561ft (1390m)		
道 路	: 各方向3車線 計6車線	換 気	: 半横流式

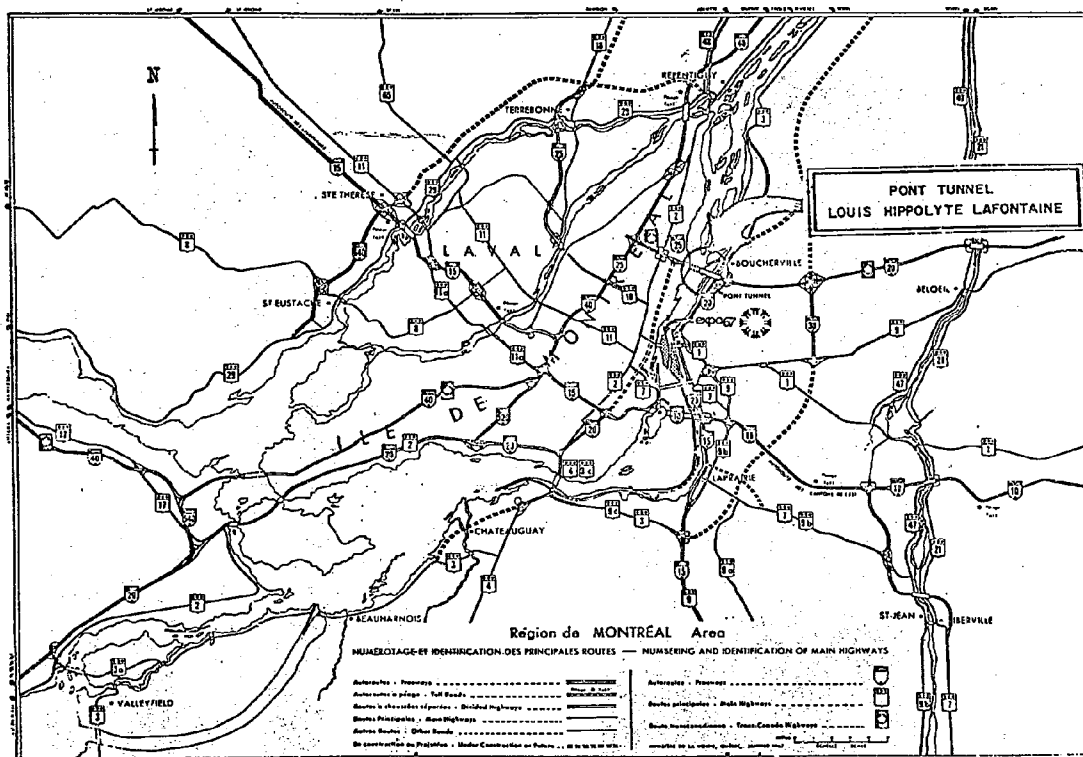


图-2 位置图

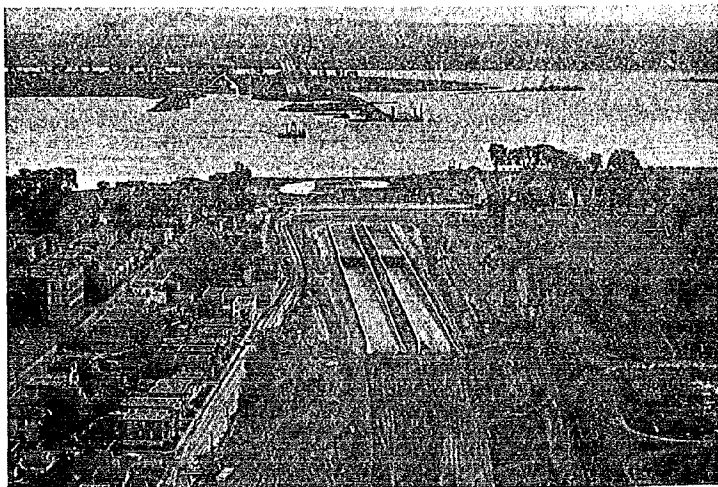


写真-1 Lafontaine トンネルのアプローチ全景

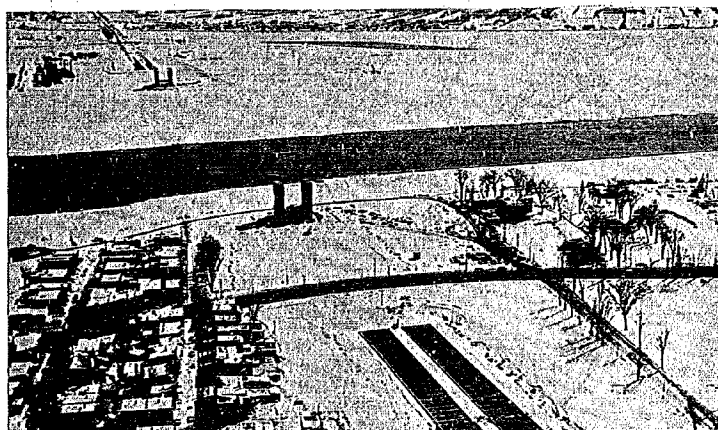


写真-2 完成時（1967年3月）の全景

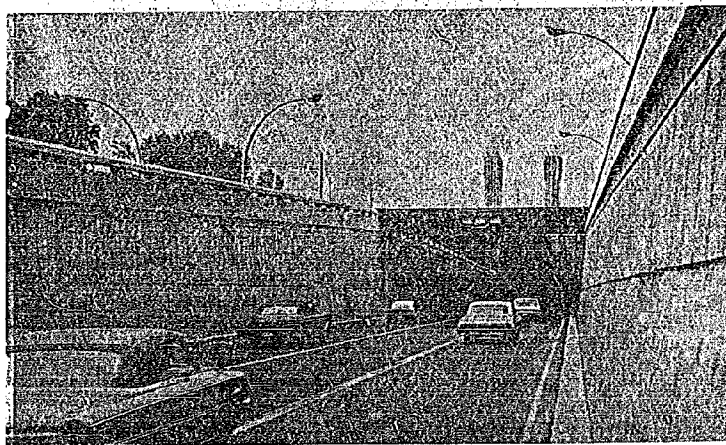


写真-3 北側アプローチのトンネル入口部

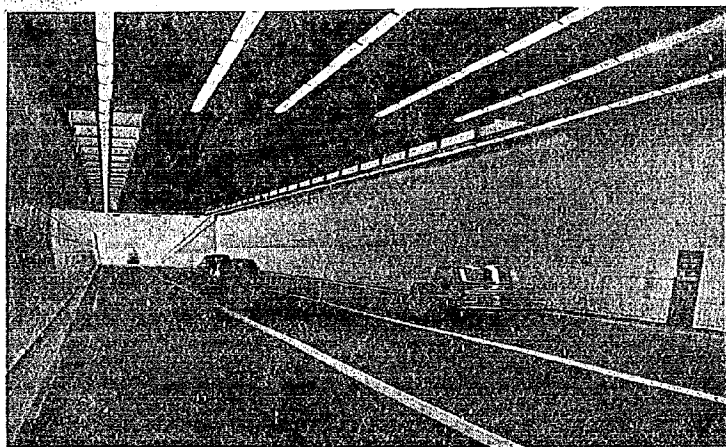
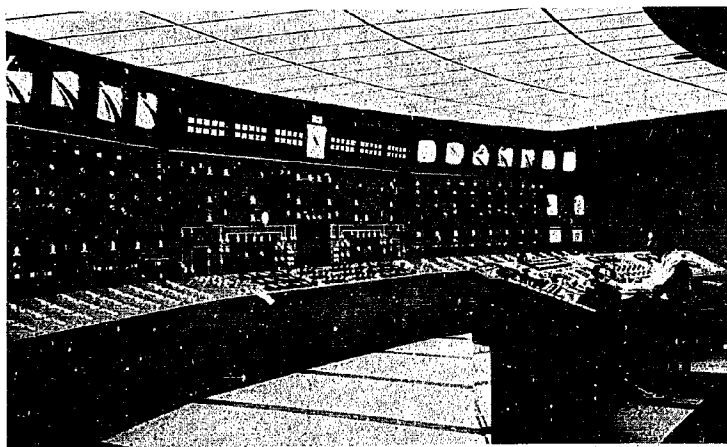
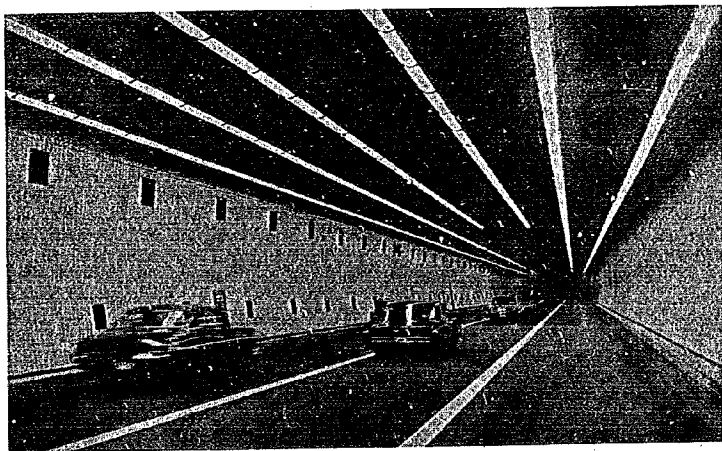


写真-4 トンネル入口のルーバー区間



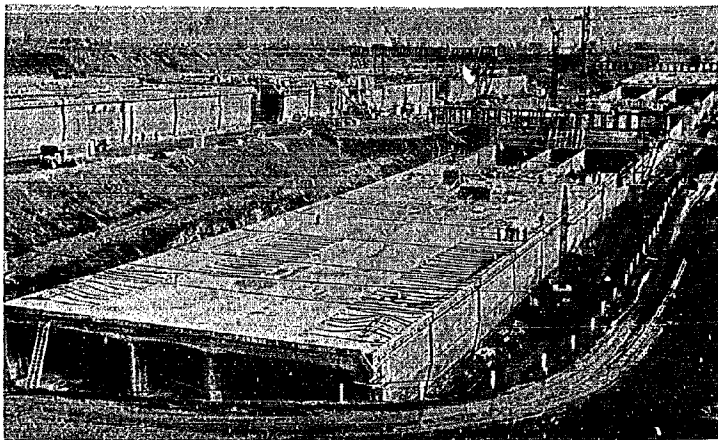
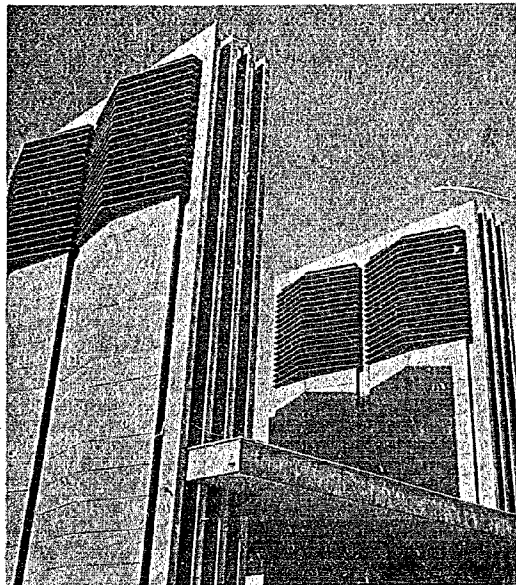




写真-9 製作ヤード内で浮上させる直前の完成したトンネル
エレメント群と北側換気塔の基礎部



写真-10 浚渫したトレンチの所へ運び、沈設するための
続装直前の製作ヤード内で浮上したトンネルエレメント群

"The Dock & Harbour
Authority" vol. XLVI
No. 535, May 1965より

The Louis Hippolyte
Lafontaine Tunnel
(ラフォンテーントネル)

設計及び施工の詳細

Armand Couture,
(修士, コンサルタントエンジニア
Per Hall 社々員)

2年前に、ケベック (Quebec) 州道路局は、カナダ横断ハイウェイ計画の一部として、St. Lawrence 河の底に、トンネルをつくることを決定した。それから6ヶ月のうちに、第1回の施工契約書の準備が出来て、公開入札者 (Public tender) が呼ばれた。L. H. Lafontaine トンネルは、1848～51年のカナダ連邦 (United Canada) の首相で、Boucherville 近くで生まれた Louis Hippolyte Lafontaine 卿にちなんで命名されたが、このトンネルが、橋梁—トンネルの複合体からなる河川横断施設の主要部分を形成している。計画をねり、技術的な仕事を監督するために、州当局は、3つのコンサルタント社を雇用した。: Brette & Quелlette, Lalonde & Volois, Per Hall Associates の3者で、互に協力して、この事業に従事している。

この工事には、Montreal 側では、Hochelaga Street との大インターチェンジや、St. Lawrence 河の北支川と航路の下の Lafontaine トンネル、及び、Boucherville島でのインターチェンジと St. Lawrence 河の南支川を越す橋梁及び、Jacques — Cartier での新63ハイウェイ、並びに地方街路とのインターチェンジ等を伴う4マイル (6.5 Km) の Canada 横断ハイウェイが含まれている。

Lafontaine トンネルは、トレンチタイプの水底矩形コンクリートトンネルといえるものである。トレンチ工法では、トンネルをセクションに分割して予めつくっておき、后日、それを浮かして、トンネル線上の最終位置に曳行し、河底に準備しておいたトレンチの内に沈降させる必要がある。

トレンチタイプのトンネルは、円形又は八角形で、そして、時には矩形でつくられる。アメリカ人は、円形タイプを開発し、建設しているが、一方、ヨーロッパ人や、カナダ人は、矩形タイプをつくっているのは、興味深い観察事項である。円形チューブには、2車線しか収容出来ず、もし、2車以上必要なら、チューブを平行してつくることが、慣例になっている。矩形断面では、同一構体内に、所要の車線数をおさめうる巾で、普通つくられる。

円形チューブには、そのまわりにおく埋戻土によって、容易に支持されるといふ長所と、掘進工法が同時に使われている場所では、掘進トンネルと同じ断面に出来るという長所があり、一方、矩形チューブは、多車線の横断施設により一層適しており、トレンチをより浅く出来、従って、与えられた航路クリアランスに対して、縦断線形をより高い所にとりうる。

Lafontaine トンネルの縦断線形は、航路上必要なクリアランスからきめられている。この場合、 $4\frac{1}{2}\%$ という許容最大勾配によって、水路のどちら側でも、トンネルの長さがきめられている。このトンネルのプレハブ部分の長さは、2つの基本的な考え方に基いている：即ち、現在の航路に支障を与えないように維持することと、河川水理上の観点から許しうる最大制限条件の必要からである。詳細な経済比較調査から、Lafontaine トンネルは、南端の1504 ft (459 m)の場所打ち区間と、全長2520 ft (768 m)の7ケのプレキャストエレメント区間、並びに、北端の537 ft (164 m)の場所打ち区間に分けられた。

道路局からは、この横断施設が、1966年には完成するように求められた。冬の期間にやれる作業の数には制限があるので、工程は、スタートから綿密に樹てねばならず、作業は次のようにわけられた：

1. 1962年10月から1963年6月まで(8ヶ月間)：現地調査と計画準備乃至予備計画 (avant - Project)、第1回の公開入札。
2. 1963年7月から、1964年3月まで(8ヶ月間)：Bouchervillle 島への進入路工事とドライドックの施工。

この段階では、同時に、構造物の詳細設計が行われた。

3. 1964年3月から1965年1月まで(10ヶ月間)：トンネルコンクリート構造物の施工。
4. 1965年4月から、1965年12月まで(8ヶ月間)：プレキャストエレメント(沈埋函)の設置。
5. 1966年1月から、1966年10月まで(9ヶ月間)：電気並びに

機械設備の設置： 換気構造物の完成と内部仕上げ

着手から完成まで全部で4年間であるが、そのうち建設工事は、 $3\frac{1}{2}$ 年である。

南端部の場所打ち区間を施工するためと、7ケのエレメントを築造（プレキャスト）するために、28エーカー（11.4 ha）のドライドックを90 ft（27 m）に達する深さでつくらねばならなかった。ドライドック地域境界内の浚渫作業は、堤防の建設と同時に行われた。全部で、210万 yd³

（160万 m³）の土を動かさねばならなかった。（掘削土110万 yd³（84万 m³）、盛土100万 yd³（76万 m³）。65万 yd³（50万 m³）の掘削は浚渫により、残りはドライドックの水位を下げて、ドライ作業で掘削した。この工事段階は冬だったため、特に困難だった。堤防の下の方の河床の水位をコントロールするために、ドライドックの全周にわたって、元の河床の高さの所に、一連のウエルポイントシステムを設置した。このウエルポイントシステムには、砂の芯（ウエルポイントのまわりの炉過砂柱）の内部に、中心間隔8 ft（2.4 m）でおかれた真空ウエル（Vacuum well）があり、収集パイプ（Collector pipe）に連結され、そのパイプの中には、水柱で15 ft（4.5 m）から20 ft（6 m）の減圧をする真空ポンプがおかれている。このウエルポイントは、ジェットで打込まれた12 in（30 cm）のケーシングの中に陥ろされ、ウエルポイントのまわりの空隙を砂で充填して、ケーシングを引抜く。掘削がより深くなる上流側の堤防沿いには、2列目のウエルポイントが設けられた。

このウエルポイントシステムに加えて、開渠と地下の有孔排水管によって、浸透してきた水があつまられる。

合計2500 USGPM（2500米ガロン/分=9500ℓ/分=9.5 m³/分）の水をポンプ排水し、ドライドックの中に水がたまらないようにしている。これは、降雨に対して必要なポンプ容量、即ち、この4倍乃至10000 USGPM（10000米ガロン/分=38000ℓ/分=38 m³/分）に

比べると、非常に僅かな水量である。ドライドックの内側斜面と床部は、碎石を使って浸蝕防止をしている。

1964年3月には、困難な冬の仕事が終わって、ドライドックの足場 (platform) が完成し、トンネル中心線沿いに必要な追加掘削が6月までつづいた。足場の高さ (platform level) は、エレメント (沈埋かん) を浮かすようにするため、低水位面以下30 ft (9.2 m) の所にセットしたが、溝は、更に、55 ft (16.8 m) の所まで下げられた。

矩形型コンクリートトンネルは、その上にのせる埋戻土とは無関係に、それ自身の安定性 (Stability) を確保するために、排除する水より大きな目方を有していなくてはならない。一方、トンネルのプレキャスト部分は、浮上のためには、排除した水より軽くななくてはならない。この2つの条件 (criteria) を満足するためには、沈埋区間 (Section) の沈設が終わってから、ある量のコンクリートを、その区間に打設しなくてはならない。

それ故、沈設後、築造される車道の下に、大量のコンクリートが打たれる。沈埋かん (section) の寸法や、コンクリートの単位重量は、厳密な精度で測定 (set) しなくてはならない。

2種類の代表断面、即ち鉄筋コンクリート断面とプレストレス断面の2つが詳細に調べられた。この構造物にかかる外部荷重は、4~8.000ポンド/ft² (195~390 t/m² = 19.5~39 kg/cm²) である。スラブに生じる高いせん断力のため、鉄筋コンクリート設計では、隅角部にハンチが必要となり、構造物の全高をまし、30 ft (9.15 m) にも達することとなる。このことは、構造物を沈めた時の排水量を、より大きくすることとなり、従って、負の浮力をとるためのコンクリートバラストを追加させることとなる。

プレストレストコンクリート設計では、その断面が最小のコンクリート量になった。マスコンクリートにプレストレスを加えねばならないため、非常に大量のプレストレス用鋼材が必要となり、又、載荷重が構造物部材の自重

の1.2倍にも達するため、有効にプレストレスすることが難しかった。こうした状態の下で、プレストレス用鋼材 (prestressing steel) は、部材のミドルサード内、乃至、その附近に入れねばならない。プレストレスの効率をまし、従って、実質的には、所要鋼材の量をへらすために、始めは存在していないプレストレスによって打消すべき外部荷重を、天井板と底板をその中央点で結んだ仮緊張索 (繩) を使うことで発生させた。こうした緊張索を使って、部材の無筋面に、破壊をおこすような過度の応力の反転や、クラックをおこさせることなく、フルプレストレス力をかける。この方法を使うと、プレストレス案の方が、普通の鉄筋をつかう沈埋かん (section) より、単位長当りで若干経済的であることが判った。プレストレス沈埋かんの方が、5 ft (1.5 m) 浅い函に出来、その結果、より浅いトレンチになり、トンネルがより短くなるので、こうした理由から、プレストレスによる設計の方をえらぶことになった。

この種の構造物に適用出来るものとして、設計に使った規程 (code) は、C、S、A、標準示方書 A 135-1962である。この規程によって、コンクリート応力については、次の基準が設けられた：

1. 作用荷重 (working load) に対して、コンクリート中には、引張 (tension) は生ぜず、5000 Psi (350 kg/cm²) のコンクリートを使う時、最大圧縮を $0.4 f'_c$ とする。
2. 一時的な荷重に対しては、 $\sqrt[3]{f'_c}$ の引張り及び $0.55 f'_c$ の圧縮とする。

これは、この種の施工に、プレストレスをつかうことになれていないのと、トンネル完成后に、ケーブルにふれることが出来ない点を考慮して、規程を控え目に解釈している。この構造物は、腐蝕をうける環境中におかれると考えられた。それで、プレストレスすることにより、コンクリートの水密性を増加するが、それでも尚、この構造物は、防水膜をつかって、外側から防護されている。

作用荷重としては、100年に1回おこる最高水位に相当する静水頭が採用された。トンネルのトレンチを部分的に埋戻さねばならない所では、その荷重は、隣接する河床の高さまで埋戻されたトレンチとして算出した。縦方向では、曲げモーメントに抵抗するごく少量のプレストレスだけが必要である。均一なプレストレスを行うために、最小200 psi (14 kg/cm^2) のコンクリート応力が必要であるときめた。この縦方向プレストレスは、曳航及び沈降作業中に縦方向の強度を必要とするプレキャストエレメント（沈埋函）にのみ加えている。

現場施工区間に対しては、縦方向には、普通の鉄筋工法を使った。

③ 外側からの防水工法

コンクリート函は、入念な処理をした水平打設継手とポリビニールの遮水板をとりつけた鉛直打設継手によって、水密につくられている。しかしながら、経験によれば、収縮クラックと、鉄筋の周囲及び継手の遮水板の周囲からの部分的な滲透水のため、外側からの防水膜がぜひ必要であるとされている。基礎版には、スラブとしても働く鋼板（steel skin）が使われている。トンネルの壁及び屋根は、埋戻しの直前乃至ドライドックに水をはる前に、組立式のアスファルト膜をつかって水密加工する。

① 収縮クラックを出来る限りさけるために、4561 ft (1390 m) の構造物を長さ約50 ft (15.2 m) の92の区間に分割した。こうした区間は、2 ft (0.6 m) 巾の施工継手を設けてつくられる。———この継手は、初期収縮がおこった後に、そして、コンクリートの温度が45°Fから56°F (7°C~13°C) の範囲に冷えた後、填充される。このやり方に加えて、非常に嚴重な諸要求によって、コンクリートの収縮がコントロールされる；

1. 型枠の所に到着した時のコンクリートの温度は、50°F (10°C) から70°F (21°C) でなくてはならない。

夏期には、水でコンクリートが冷された。

2. 水和熱をへらすために、Type 2 セメントを使わねばならぬ。

3. 水——セメント比は、0.50 以下にせねばならない。

4. 強度の変化係数は、1.25 以下でなくてはならない。

合計 250,000 yd³. (19 万 m³) のコンクリートを約 7 ヶ月間で打設しなくてはならない。

プレストレスの設計には、特別な配慮が必要である。契約用の図面には、カナダで普通使われている 2 つのプレストレス方式 —— Freyssinet 方式と BBR 方式が完全に詳細にかゝれた。その他の方式は、その案が、応札時に、ひとまず承認されれば、許されることになった。規格にはアンカーヘッドの設計、アンカーヘッドのまわりの配筋、骨組の隅角部でのケーブルの配置等のような項目のことが入っていないので、このようなやり方が必要であった。150,000 lb のアンカーヘッドが含まれている場合、それらの細部は重要であり、更に、使用されるプレストレス用鋼材の量は、各方式で異なり、前以って決定しておかねばならなかった。事実、当初には、3 つの方式が承認されたが、どの応札者も全て、図面に示された案に基いていた。構造物のうち 402.4 ft (123.0 m) は、Atlas-Winston, Janin 社が、BBR 方式でつくり、537 ft (164 m) は、Simard and Freres 社が、Freyssinet 方式でつくる。

第 1 の場合での、各ケーブルは、径 0.276 in (7 mm)、235,000 psi (16,500 kg/cm²) の鋼線 48 本からなっている。第 2 の場合では、各ケーブルは、径 $\frac{1}{2}$ in (12.7 mm)、270,000 psi (19,000 kg/cm²) の鋼より線 (strand) 7 本からなっている。どちらの場合も、ケーブルは特別製作のリール上で組立てられ、捲かずにクレーンで現場に設置される。

所要アンカーヘッド数をへらすために、壁及び底版のケーブルは連続させ、下端隅角部での 90° の屈曲 (bent) を、アンカー点と考え、そのケーブルに両端からストレスをかけた。全部で 6,500 トンのプレストレス用鋼線が必要で、このことは、このトンネルをして世界最大のプレストレス構造物

たらしめている。

エレメント（沈埋函）の組立

プレキャストされた各エレメントは、縦方向にプレストレスされて一体に結合されている50 ft（15 m）の長さの7つの区間からなっている。エレメントの各端には、このエレメントを水底で組立てられるように、構造物のまわりに、外にのび出ているカラーがつけられている。エレメントを潜水艦のようにするため、仮隔壁を各端につけ、それから、ドライドックに水を満たし、河川水路近くの堤防をとりのぞく。各エレメントは、32000トンの目方があり、丁度、大西洋横断の中程度の船舶と同じである。

次の段階の施工が最も難かしい；即ち、トンネル用のトレンチを浚渫し、 $\frac{1}{4}$ in（6 mm）の誤差範囲でエレメントを設置する作業。このトレンチを掘削するために、90 ft（27 m）までの掘削深度を有する浚渫船が必要である。浚渫すべき土は硬く、且つ、その作業は、1シーズン以内で行わねばならない。この浚渫作業は、36 in（91 cm）のサクシヨン式浚渫船 Hydro - Quebec 号を、この作業用に特別に改造して行うことになるだろう。というのは、現在のこの船の掘削深度は、55 ft（17 m）しかないからである。これを改造して、この難しい作業に適うようにする主な変更が行われている。こうした改造技術は、それだけで、重要な企画である；例えば、浚渫用ラダー（ladder）を55 ft（17 m）まで増すとすれば、それで、重量は略2倍になる。

トレンチ掘削が終ると、エレメントをその最終位置へウインチで引き出し、碎石バラストを加えて、トレンチ内へ沈める。その間、フロート装置上に乗せられていて、エレメントの4隅に連結されているウインチをゆるめて行くことで、コントロールを行う。次に、トレンチ内でエレメントを、エレメント内から油圧ジャッキで動かす4本の鋼柱の上にのせる。それからエレメントの底とトレンチの間にのこっている空隙は、水——砂の混合物の注入で埋められ、十分、締った砂基礎が作り上げられるように、噴入される。次いで、

この鋼柱を解放し、構造物は、注入された砂の上に一様に据わることとなる。

設置されるエレメントを、既設のエレメントと接着するように持ってくる
と、このエレメントのカラーについているゴムのガスケットが、隔壁の間に
ある空隙を密閉するような働きをする。この空隙の排水をすると、エレメン
トの他端に作用している静水力が、新しいエレメントを既設のトンネルに向
けて、9,000tの推力で押しつけることになる。これで密閉 (seal)
が完成し、次いで、継手が内側から、他の全ての施工継手と同様な方法で固
めることが出来る。カラーと、ゴムガスケットは、そのまま残るが、それは
最早、恒久構造物の一部をなすものではない。

完成に当っては、このトンネルは、一般交通に対して若干の利点を有する
ことになろう。入口には、日除スクリーンと高照度の照明を散けることによ
って、照度の漸減をはかり、眼の快い順応が出来るようにする。トンネルの
壁には、陶製タイルをはり、傾斜させて、音波を、屋根の方へ反射させ、そ
こにある防音天井が、騒音を吸収することとなろう。この傾斜壁面は、亦、
固定ボックス (fixture) からの光りの投射角を増加することになって、
下の方の照明状態をより良くすることにもなる。非減衰性の (standing)
の音波をなくすために、横断面は、平行面をさけるように配置する。最後に
アプローチの斜路は、電氣的に加熱され、Lafontaine トンネルの容量は、
夏も冬も、6車線全部のものとなるであろう。

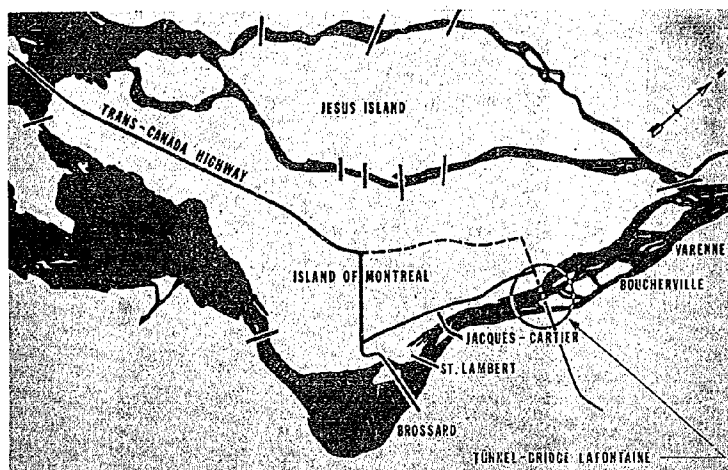


Fig 1 - Lafontaine トンネルの位置を示す地図

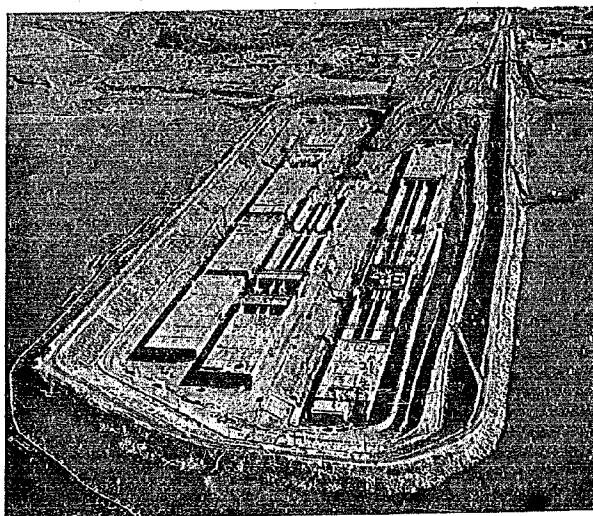


Fig 2 - 1964年秋のドライドックを示す；この写真に準拠、
南側の現場打ち区間及び7ヶの沈埋函がはっきり見える。

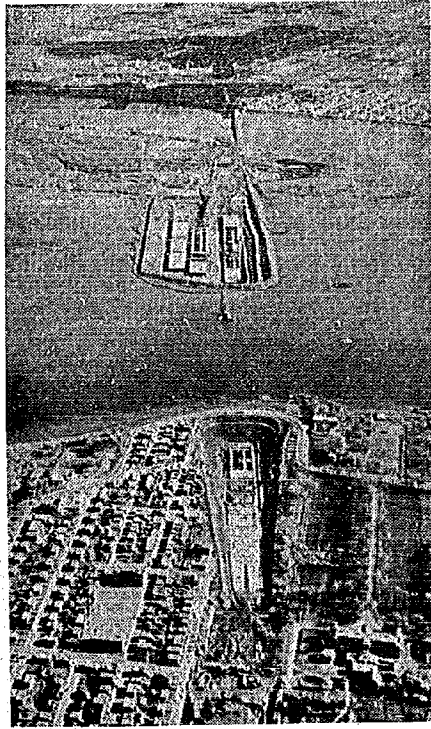


Fig 3 - トンネル全体の計画と、トンネルへのアプローチ道路の施工計画の関係でのドライドックを示す。

A Till Gofferdam in The
St. Lawrence River

(セントローレンス河での氷成砂礫土堰堤)

Louis - Hippolyte Lafontaine

トンネルのドライドック建設用

F.H.Sutcliffe

Canadian Geotechnical Journal

vol. II, no.3, August 1965より

要

旨

この論文は、St. Lawrence 河の中に氷成砂礫土を投入してつくった堰堤によって囲まれたドライドックの設計、施工及び出来ばえについてのべている。選ぶべき設計と、適切な氷成砂礫土 (till) をえらぶ方法が論議されている。施工方法としては、堰堤下の河床を通しての洩水を防ぐために行った2段階のウェルポイントのことだけをのべている。建設中及び建設後にとられたコントロール方法と観測についてはとくに、強調されている。

結論として、水中に投入された氷成砂礫土の堰堤は、安定した、且つ、不滲透性の土塊を形成しうることがわかった；しかしながら、サーチャージをかける時は、水底下の氷成砂礫土中の間隙水圧が、十分消散出来るようにゆっくりとかけるように注意しなくてはならない。

モントリオール (Montreal) 市でのセントローレンス河 (St. Lawrence River) 横断施設である Sir Louis Hippolyte LaFontaine 橋—トンネルの建設に関連して、28 エーカー (113,000 m^2 ÷ 35,000 坪) の河床が、土堰堤で囲むことで、巨大なドライドックにかえられた。このドライドックは、セントローレンス河の中に約 2,000 ft (600 m) 近くものびており、最深点では、水面下 90 ft (27 m) まで掘削された。これは、現場打設トンネルの大部分の施工が出来るようにするのと、更に、後で進水させ、河を横切って沈設しなくてはならない7ヶのトンネルエレメントの築造が出来るようにするために必要であった。

土 質 状 態

ボーリング孔から、河の底は、有機物の痕跡を含む細砂とシルトによって、約 20 ft (6 m) の厚さで出来ているのが判った。この地層中には、砂利と

ボーリング孔 7	試料		K ($\frac{cm}{sec}$)
	深 度	N 値	
水面高 20.6'			
EL 15.0'			
河床	19'		
シルト質砂及び砂利	24'	35	3×10^{-5}
	29'	23	6×10^{-5}
非塑性の灰色シルト	34'	40	2×10^{-4}
僅かに塑性のある灰色シルト極細砂を含む	39'	55	
砂、シルト若干の砂利 (TILL, 水成砂礫土)	59.5'	126	
	44'		
	49'	160	
砂、シルト若干の粘土分砂利 (TILL)	54'	156	
	59'		
岩 60°66"			
74°76"			
URICA 層頁岩	71'		

ボーリング孔 10	試料		K ($\frac{cm}{sec}$)
	深 度	N 値	
水面高 21.1'			
EL 15.0'			
河床	19'		
シルト質砂及び砂利	23'		
	26'		2×10^{-5}
	28'		
灰色砂シルト気あり	33'	35	1×10^{-5}
	36'		
非塑性シルト	38'	45	3×10^{-4}
を含む灰色砂	41'		5×10^{-4}
	43'	69	
化石痕を伴う灰色のシルト質砂	48'	73	2×10^{-4}
	51'		5×10^{-4}
	53'	162	
灰色のシルト質砂	57.5'		2×10^{-4}
シルト質細砂粘土質シルト層	58'	147	
	62'		

N = 貫入抵抗 — 打撃回数 / フィート

K = 透水係数 — cm / sec

Fig. 1 代表的なボーリング孔

砂の薄い水平層が点在している。若干のボーリング孔では、標準貫入試験によって、平均して40打撃1ft位のN値をえたが、これは、このシルトと砂が非常によく締まっていることを示したものである。この層の下には、頁岩の上に、約5~10ft (1.5~3m)の厚さの玉石まじりの密な氷成砂礫土層がある。2本の代表的なボーリング孔の成績表をFig.1に示している。

1本のボーリング孔は、上層の砂とシルトの中に、圧力ガスのポケットが存在することを示した。分析の結果、このガスは100%メタンガス(沼沢ガス Swamp gas)であることが分った。現場で行った水頭降下透水試験の結果では、上層の 10^{-2} cm/sec から、氷成砂礫土中の 10^{-4} cm/sec まで変化することが判った。

ドライドックの最終位置と寸法が決ってから、提案された堰堤の周辺沿いに、100ft (30m) 毎に、ボーリングを行い、粒経曲線を求め、透水試験が行われた。この詳細なプログラムは、全上昇流水頭を伝達し、掘削を難かしくするような連続した透水層が、この地域にあるかどうかを調べるために行われた。更に、一様なシルト層は、容易に液状化し、パイピング現象を発生するものであった。

上述の状態は、共に提案された堰堤沿いに、いろいろな所で存在することが、この調査で判り、ドライドックの設計に考慮せねばならなかった。

ドライドックの設計

ドライドックの設計には、上述の入手出来た情報と共に、次のことが考慮された；

1. 浚渫土の心土(Coar)とシートパイルの遮断壁(Cut-off wall)を有する岩石堤(Rock Berms)

トンネルエレメントをつくって、進水させるためには、河床から、略 $1,000,000 \text{ yd}^3$ (720,000 m³)の土砂を浚渫することが必要だったので、堰堤にと

の土砂を使用することが考えられた。この案は、次の理由で廃案となった。

(a) 水を使って、浚渫土砂を置くため、細粒分の損失率が高くなり、低廉材料の長所が潰殺される。

(b) 細粒分の損失は、航路に好ましくないぬかるみをつくることになる。

(c) 細粒分がなくなって、より粗粒分の沈着物となると、堰堤を許容限度以上に透水性の高いものにする。

(d) 堰堤の心に、シートパイルの遮水壁を使うことは、必ずしも有利ではないことが判った。高いN値は打込みが困難で、恐らく、ジェット水を必要とするであろうことを示した。そして、ジェット水を使えば、シートパイルの周りは、透水性の層になる。シートパイル打ちの高い費用と、現在の河床より、不透水性をどの程度改善するかについて疑問があることのために、この案は拒否されることになった。

2. 遮水トレンチを有する氷成砂礫土の堰堤 (Glacial Till Dyke)

適当な現場への曳航距離の所に、よい粒径の氷成砂礫土(A)の掘り出せる採土場があった。そして、この砂礫土(A)は、提案されている水面下の堰堤用に適していると思われる。一般に、より細粒の土砂である氷成砂礫土(B)が現場のすぐそばでえられ、標準的な締固めをすれば、水面以上の部分に使うことが出来るだろう。

堰堤下の河床からの洩水を防ぐために、土質調査で高い透水性を示した所では、堰堤の中心線沿いに、河床を浚渫して、溝を堀る。この溝は、堰堤をつくる時に、氷成砂礫土で充填する。

この方法には、1つの重大な弱点がある。河床にある透水層を、浚渫の時に見落して、氷成砂礫土堰堤に遮水をしないと、ドライドックの排水後の補修が、困難で金がかかる。これが、ドライドックの建設に、次の方法を選んで設計させることになった理由である。

3. ウェルポイントを使った氷成砂礫土堰堤

(Fig 3. 4)

最新のボーリングの結果から、堰堤の内側に一連のウェルポイントを設置することが、掘削法面の安定を確保するのと、法面から出てくる前に洩水の大部分を、法面からなくすために必要であることが判った。ウェルポイントで、必ずしも全ての洩水が除去されるわけではない。というのは、土の成層状態が変化しているの、非実用的となるからであり、かなりの部分を、内側の脚部沿いの周辺排水パイプにとどくようにしておけば安全であろう。

3つの理由で、ドライドックの若干の断面では、2段のウェルポイントが必要だった：

- (a) 透水層の合計厚さから、
- (b) 不透水性の粘土層が、独立した水平な透水層の中にあるため、
- (c) 小段や上段のウェルポイントが設けられる河床高の面には、重要な変化があるため、

使用した氷成砂礫土の粒経曲線を Fig.2 に示す。テストの結果は、氷成砂礫土 B は、殆んど凝集力がなく、水中に投入すると、極端に分散することを示した。従って、氷成砂礫土 B の使用は、堰堤の水面より上の部分にだけ限定するように厳重に規定した。

より深い水深では、設計上要求されたよりも、もっとフラットな勾配にしたが、これは、施工が大型平底船かトラックによることを予期したものである。堰堤の川側に対しては、こうしたよりフラットな斜面は、滲透水路長を増したまゝにすることとなる。

堰堤のドライドック側では、図面に示されたもの以上にフラットな斜面にすることは許されない。というのは、ウェルポイントの設置に邪魔になり、更に、不透水性の被覆工 (blanket) で掘削斜面の内側を覆うことにより、滲透圧を

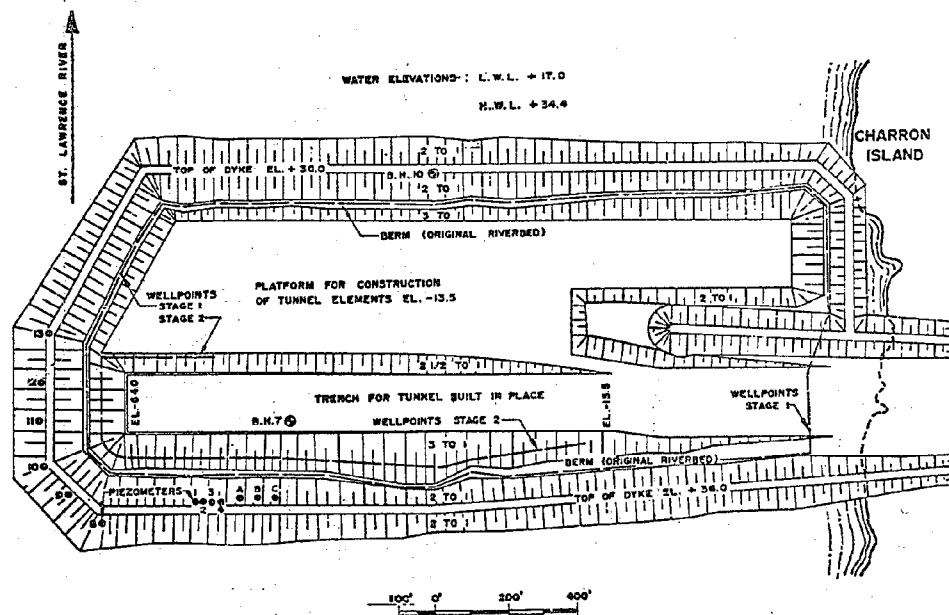


Fig. 3 ドライドックの平面図

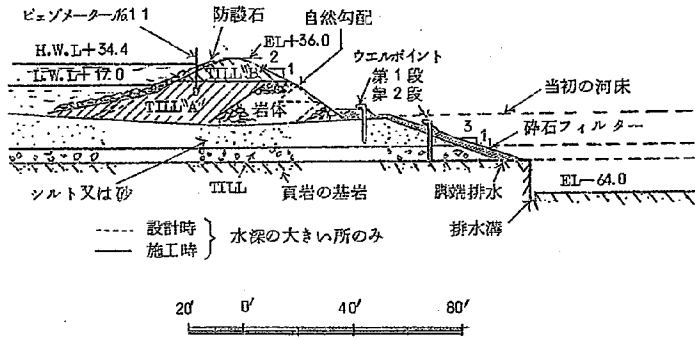


Fig. 4a ドライドックの横断面

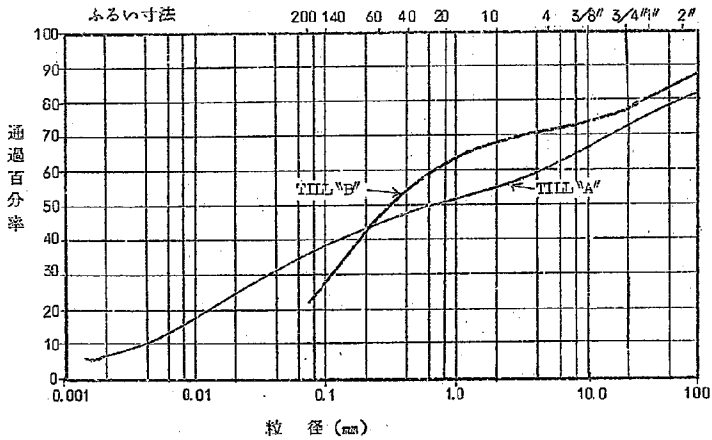


Fig. 2 till (水成砂礫土) の粒径曲線

軽減するのを、妨げることになる。施工者は、この斜面をコントロールする必要がある、良い結果を上げるためには、平底船でダンプしてつくる夫々10ft (3m)の高さの2つの小さな岩小段を使用することが推奨された。

施工者は、陸上装置だけを使って、より高い単一小段をつくることを申出た。そしてこれは、堰堤の外側に、よりフラットな勾配をのとしておくことで承認された。岩小段と氷成砂礫土の間の移行地帯については、規定しなかった。というのは、氷成砂礫土Aは、良い粒度組成になっており、それ自体が移行帯、乃至、フィルターになっているからである。

示様書では、水面上におかれる氷成砂礫土の締固めには、タイヤ巾1インチ当り、最小325ポンドの圧力(147Kg:58Kg/cm)を発生する空気タイヤローラー4列を、1層厚さ6in(15cm)毎に通すことで、締固めることを要求している。

氷成砂礫土堰堤の内側斜面には、より大きなサイズのもののがのこり、舗装体を形成するので、保護工は必要としない。川側の斜面は、流水力や嵐、水による波、及び舟航のある季節では、そこを通る大きな船からくる波に抵抗しうるように設計した防護体(armour Stone)で保護されることになった。

ドライドック地域内にあるシルトと砂の河床内の掘削法面は、斜面上部での2ft(0.6m)厚から、脚部での5ft(1.5m)厚まで増加している粉碎した岩、即ち、頁岩乃至石灰岩のフィルターで保護されており、最終勾配3:1に仕上げられる。洩水がそんなにばげしくはないと思われるドライドック内の場所では、より急な法面にしてよい。

ドライドックの建設

同時に開始される最初の作業は、ドライドック地域内の浚渫と堰堤の建設である。

シルトと砂の固い締め具合のため、浚渫をするのに、若干の困難に出会った。

そして、結局、堰堤の締切りをするのに、その地域をのこさねばならなかった。即ち、排水してドライにするまで、堀削しないで残した。浚渫土砂は、De Charron の沈澱池に捨てられた。そして、この池の中で分離された土砂は、後日、トンネルの周囲の埋戻土に使いうる選別粒徑土として残しておけた。

堰堤建設用に氷成砂礫土をつかうことをきめるに先立つて、粒徑曲線、最適含水量試験 (Proctor) 及び自然含水比の測定が、使用土砂 100,000 yd³ (7,650,000 m³) 毎に、借地したビットから採取して実施された。

水面上 3 ft (0.9 m) までの堰堤部分は、まき出し方式 (end - dumping method) でつくられた。15 ft (4.5 m) 以下の水中とか、流速が略 3 ft/s (1 m/s) 位ある所では、斜面は非常にフラットになり、場所によっては、10~12:1 にまでなる。より深い水中での内側斜面は Fig. 4a に示すような岩小段をつくることで、コントロールされた。

浚渫が終り、堰堤で締切られるとすぐ、氷成砂礫土 B を使って標高 3.60 ft の所までの工事が行われ、冬の数ヶ月間、氷による洪水がないようにした。大きな石は、外側に押し出し、最もひどい状態にさらされる位置に、後で投入する防護石層 (armour stone) と一緒になって、捨石 (riprap) として働くようにした。

堰堤及び浚渫法面の安定を保つために、ドライドックの排水は、24 時間当たり 12 in (30 cm) から、最高 18 インチ (46 cm) までの割合で行われた。洩水は、1 日にポンプでくみ出される水量と水位低下を測ることで推定され、平均して 1 分間当たり 2,000 ~ 2,500 US ガロン (7,600 L ~ 9,500 L) であった。

水面が以前の河床の高さに達した時、第 1 段のウエルポイントの設置を始めた。これは、中心間隔 8 ft (2.4 m) で 655 本のウエルポイントからなっており、洩水の極端な中間位置には、71 本のウエルポイントが追加されている。

それから第2段階では、全部で240本のウェルポイントが打たれた。

各ウェルポイントは、12インチ(30cm)径のスチールケーシングを、所要点の高さの下2ft(0.6m)まで打込み、ジェット水を使ってケーシングをきれいにし、砂でウェルポイントを取りまく。それからケーシングを引き抜き、各ウェルポイントを、別々に水がなくなるまでポンプテストする。

ドライドック中の堀削の大半は、浚渫で行われ、従って、氷成砂礫土と岩のより深い所の堀削だけを残しておいて、ドライ状態で行うものと思われていた。しかしながら、相当量のシルトや砂がのこって、堀削せねばならなくなり、しかもこの土砂には、浸透、凍結、融解、並びに、若干の洩水とガスポケットがあったため苦労した。春の雪解けと排水システムの最終設置に続いて、堀削が終了し、水締マカダム面を有する足場(platform)と溝(trench)がつくられ、この上で、トンネルエレメントと場所打ちトンネルが築造されることになった。

ドライドックのてきばえ

堰堤がその最終高さに完成する少し前に、そして、排水作業がまだ行われていた時に、ごく僅かな滑動が、河側に生じた。こうした地表滑動は、堰堤全体の安定を危険にするようなものではなかった：しかしながら、積上がり(surcharge)を最小限にして、施工速度を落し、堰堤のまわりのいろいろな場所に、前以って設置しておいたピエゾメーター(水圧計)で絶えずチェックした。ピエゾメーターの位置は、Fig. 3 に示されており、No. 1のピエゾメーターの読みが、Fig. 4 bに示されている。下流側の堰堤にも、4本のピエゾメーターが設置された；しかしながら、その読みは、ドライドック内の水位と非常によく一致しているので、明らかに、その読みは、内側の水位をつたえるものであった。従って、このピエゾメーターの読みとりは、とり止めになった。

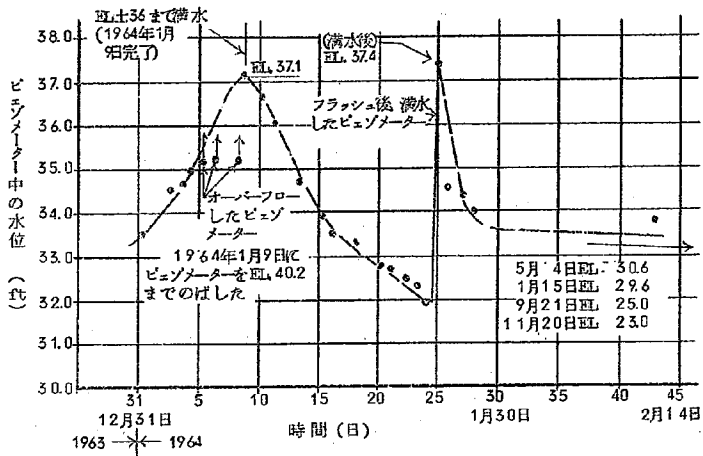


Fig. 4b No. 1-1 Piezometer reading

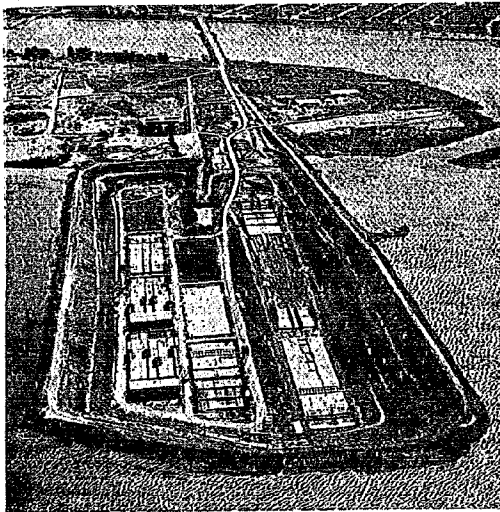


Fig. 5. Construction of tunnel in completed dry dock

氷成砂礫土は、30 ft (9 m) の水深下に投入され、他の場所よりも余計に飽和するようになっていたため、この滑動した地域では、間隙水圧 (pore pressure) は、非常に高くなっていた。更に、工程がつまっていたため、水面以下の氷成砂礫土の投入直後、その間隙水圧の消散が出来るだけの時間をおかずに、16 ft (5 m) 厚の頂部氷成砂礫土層がしきれ締固められる。

ウエルポイントは、两段共、絶えず操作され、囲い内から、平均 1,800 US ガロン/分 (6,800 L/分) を汲み出していた。ドライドックの周長合計は、6,000 ft (1,800 m) で、洩水係数は 1/3 US ガロン/分/ft (4.15 L/分/m)、これは全て堰堤下の河床を通して生じていた。ウエルポイントは、システムの最速点で 15 ft (4.5 m)、ポンプの所で 22 ft (6.7 m) の真空度を維持しており、洩水の大约 7.5% を集めるもので、残りは、補助排水管や開溝で処理された。

掘削斜面のベースの所の開溝が、洩水によって運ばれてきたシルトで埋った所が 1ヶ所あった。堰堤の下が掘られるのを防ぐために、このシルトには、4 ft (1.2 m) 厚の砂と 2 ft (0.6 m) 厚の碎石のカバーをした。

堰堤の維持は比較的僅かですんだ。ピエゾメーターの連続観測から、間隙水圧が時間と共に除々に下ることが判った。又、ドライドックの外端での規則的なサウンディングによって、水流とか、通過する船舶からの波による侵蝕はないことが判った。堰堤の内側斜面に設けた傾斜杭 (stake) は、異常な動きは何も示さなかった。

結 論

上述のドライドックの設計、施工及び観測から、流水中に投入した氷成砂礫土でつくった堰堤が、安定した不透水性の土塊 (mass) を形成しうることがわかった。周長 6,000 ft (1,800 m) のどの点からも、氷成砂礫土堰堤本体を通しては、測定出来るような水は出てこなかった。そして、大半の洩水

は、以前の河床の所の砂と砂利の層のある地帯に集中していた。

このような堰堤の建設に使う氷成砂礫土を選ぶことについて、詳細な仕様書をかくことは困難である。氷成砂礫土のAとBは、共に仕様に適っていたが、氷成砂礫土Bは、水中に投入した時、完全に分散してしまい、安定して締った土塊をつくらないことが施工中にわかった。それ故、氷成砂礫土は、その土砂を前以って検定するために、実物テストを行って、実際の検査結果から選定することが推奨される。

又、こうした氷成砂礫土堰堤の施工中、積上りはゆっくりと行い、水面下の氷成砂礫土中の間隙水圧の消散時間がえられるようにし、堰堤中に部分的な滑動が起らないようにすることを推奨する。

高い浅水のあったシルト層の1ヶ所に、砂と碎石のフィルターでかこんだ1本の浅いウェルを設け、地表の排水系統に接続した。過度の浅水をコントロールする方法は、数本のウェルポイントの代りをしており、非常に効果的で、且経済的であることが判った。

謝

意

The Sir Louis Hippolyte Lafontaine bridge - tunnel 事業は、Department of Roads of the Province of Quebec (ケベック州の道路局) 当局が行ったものである。コンサルトエンジニアは、La Societe d'Ingenieurs - Conseils de Boucherville, モントリオールの3社からなるジョイントベンチャー、Brett & Quellette, Lalond & Valois, Per Hall & Associates (GEC Oグループのメンバー) である。

土質試験のプログラムは、Marcel Dufour氏の指導の下に、National & Sounding Inc. が行った。最終的な堰堤設計を選ぶ際、有益な援助をHarvard大学のArthur博士及びLeo Casagrande博士がしてくれた。

討

論

セントローレンス河の氷成砂礫土堰堤

R. J. Conlon (H. G. Acres & Company

Limited, Niagara Falls,

Ont. の土及び基礎の主任技師)

及び

T. J. Bradshaw (H. G. Acres & Company

Limited, Niagara Falls,

Ont. の地質技術部の上級技師)

水力電気の開発とか、治水工事及びこの著者が発表した場合のような特殊な応用の時にいくわす水をぬく問題に関する土木技術にとって、この論文は、かなり興味深いものである。著者がのべている投入埋土式の堰堤は、現在の施工法中で広く利用されている代表的なものである。普通、大面積の水を抜き、堰堤用に入手出来る場所に、あまりきびしい制限がない所では、この方式の堰堤の方が、区画式シートパイル (cellular sheet pile) とか木枠 (timber crib) をつけた堰堤のようなものより安くなる。全体の安定とバイピングに対する安全度の点で、基礎の条件も亦、比較的大きなベース巾と洩水路の長さから、普通、あまりきびしくない。洩水問題がおこる所では、著者がのべたウェルポイントシステムのような技術で克服出来る。

しかしながら、埋土式堰堤のこの好ましい特徴も、重要な堰堤の設計と施工方法を請負者の考え方に、完全に一任させるものではない。こうした特徴は、開発計画やコントロール計画の必須部分として扱われるべきものであり、借地々区、掘削、トンネル等から入手出来る土砂の費用を使って、施工状態、特に、河川水流状態と締切状態、隣接する付替水路トンネル乃至開水路からの堰堤面沿いの流水による洗掘等を設計しなくてはならない。

主川の流れをかえる堰堤の場合には、付替水路乃至付替トンネルの長さは、堰堤用土を水中に堆積させる時に出来る勾配で済む。それ故、施工前に、こうした勾配を推定するための基礎データを手に入れておくことが大切である。著者が認めているように、埋土材 (fill material) を水中に堆積させる時の推定勾配は、土の性質で大巾に変化するものである。この問題についての多くのデータが、多数の実務技術者 (practicing engineer) によって、次々と、えられており、最も有名な貢献をしたものとして Adams 氏と Bazett 氏 (1963年) のものがある。

著者があつかった多くの一般型式の堰堤は、討議者の会社が関係した種々の

事業に採用されている。これらの大半は、ロックフィルの本体と、それから単一横断面の代案よりも、投入式不滲透性シール土を有する主付替堰堤であった。初期の水路締切り効果を出せるためには、普通、end - dump方式のロックフィル (rockfill) が、使われ、その後で、フィルターゾーン (filter zone) と不滲透性シール土を、このロックフィル体の側面から投入して設置する。堰堤が普通水位面 (prevailing water level) 以上に立上ると、堰堤を最終の高さまで上げるのに必要な残りの盛土は、通常の方法で、ドライ作業で積み締められる。下部からの洩水を抑えるための特殊な測定が必要になることがよくあり、工程が許せば、堰堤の中間の高さの所から、この測定を行うと有利である。

場合によっては、主ロックフィル体の上流側に、2 次的なロックフィル体をおくことがあるので、投入する不滲透シール材の敷掛けが制限されることがある。極端な場合には、この2つのロックフィルの盛土体は、殆んど同じ高さになり、その間に非常に弱いシール土材がつかまれる。脚部盛土の使用には、いくつかの利点がある：(1) 不滲透性シール土材の横方向への拡散をはっきりと制限する。従って、付替トンネルを、十分なスペースが確保出来るという、より確かな保証の下に計画出来る。(2) このシール土材の性質によって、堰堤におくべき全土量を減らしうる。(3) このシール土材の脚部 (toe) に洗掘防止工を行うと、堰堤と付替水路乃至トンネルの入口又は出口の間の距離を短縮出来る。(4) 条件が許せば、脚部盛土の前面に、シール土材を投入方式でおくことが出来、2つのロックフィル体の間の空隙を排水し、主シールとフィルターゾーンを、ドライ状態で設置し、堰堤全高の施工を行うことが出来る。

表1は、討議者の会社が関係している重要なダンプフィル (dumped-fill) 方式の堰堤のいくつかを示したものである。シール材を形成する土にいろいろなものが使われているのに気付くであろう。Manicouagan 2 では、堰堤下流

側に、この目的で、砂と砂利の厚い層が使われている。シルト質の砂は、水中に堆積させる時、非常にフラットな斜面になるのが判っているので、シルト質の砂よりも、経済的に入手出来る別な土材だけを、このシールにえらんだ。上掲の堰堤の成績は、概して、満足出来るものである。排水作業の時に、ごく僅かな困難が起ることがよくあった。そして、それは、透水性の河床土を通しての洩水、乃至、シールそれ自体の中の非連続性のための橋台の周辺からの洩水に悩んでいた。こうした小さな障害は、追加シール土材の局部的投入によって除去される。

表-1

事業名	シール土	設置中の最大水深(ft)
McArthur Falls, Winnipeg River, Manitoba	高い塑性の粘土 (Lake Agassiz)	40
Bersimis No1, Bersimis River, Quebec	氷成砂礫土	15
Lake St. Anne, Toulmestone River, Quebec	"	"
Lady MacDonald & Clarabelle Lake Cofferdams, Ontario *	軟質粘土	25
Kelsey Generating Station, Nelson River, Manitoba	粘土	70
Grand Rapids Generating Station, Saskatchewan River, Manitoba	氷成砂礫土	10
Manicouagan 2, Manicouagan River, Quebec	砂と砂利	60

* 弱いシール土材だったので、脚部盛土を採用した。

最大限の経済性を発揮させるためには、始めの設計は簡単にしておくが、測定がまっさきに開始出来るように準備しておいて、排水することが必要である。

というのは、著者がのべた場合のように、実際に遭遇する洩水量によって、ある程度まで、ウエルポイントの実本数をコントロール出来るからである。

参 考 文 献

Adams, J. I., 及び Bazett, D. J., 1963

Till cofferdam dumped in water.

Engineering Journal

II

Deas Island Tunnel

(CN POST No47より)
1959年11月

Christiani & Nielsen A/S

Vice President G. KJERBOL

Chief Engineer P. TRYDE

Vancouver は、カナダの南西部にあたる British Columbia 州最大の都市であるが、西は、Georgia 海峡に、北と東は高い山に、とりかこまれており、さらに、南は Lower Fraser 河が流れていて、圍境になっている。Vancouver と、カナダ及び U. S. A. 東部との間の道路交通は、ごく最近まで、Lower Fraser 河を渡るのに、Pattullo 橋 (fig. 2 参照) と、Deas Island での、航送船 (フェリー) 施設しかなくて、殊に、後者は、極く限られた容量しかなかった。最近の、自動車交通の、猛烈な増加は、これらの横断施設を共に、不適切なものとしている。

この交通問題について、Christiani & Nielsen 社が関心をもったのは、10 年前に、非常に企業心のある、George Massey 氏によって、もたらされたのが最初である。彼は、Vancouver の近くの小さな町に、機械工場をもっていた。Massey 氏は、Hatterdam の Maas 河底トンネルに関する記事を読み、同じようなトンネルが、Fraser 河の底にも、出来るのではないかということを見つけたと書きおくってきた。Massey 氏との文通は、その地点についての問題を調べるために、Lassen - Nielsen 氏が現地に行った 1955 年まで数年間続いた。この調査の結果として、Christiani & Nielsen 社は、Foundation of Canada Engineering Corporation 社 (Fenco) と提携することを決めた。この社の実務担当副社長が Per Hall 氏である。

かくて両社は、今日では交通問題のより詳細な研究に共同でとりくんでいる。新しい恒久的な横断施設の出来そうな多数の地点が調査された。そして、橋とトンネルの両方の提案が行われた。Fenco 社の方が橋の方を、Christiani & Nielsen 社がトンネルの方を担当した。こうした調査研究の結果、最良の解決は、Deas Island でのトンネルであろうということになった。この調査研究の結果は、British Columbia Toll Highways and Bridge Authority に出された報告書の中にまとめられている。

Authority (当局) は、この報告を徹底的に検討した上で、Deas Island

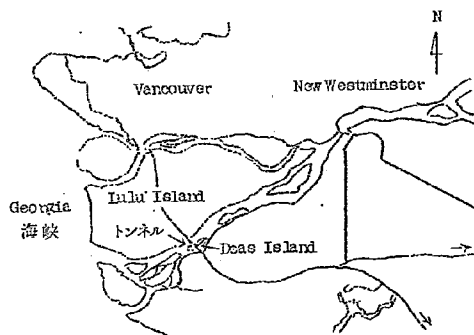


Fig. 2 Vancouver 地区の地図

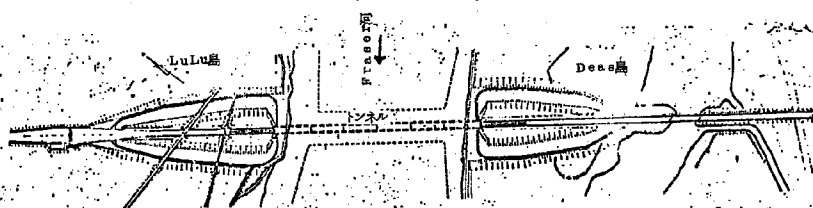


Fig. 3 トンネル及びアプローチ道路の平面図

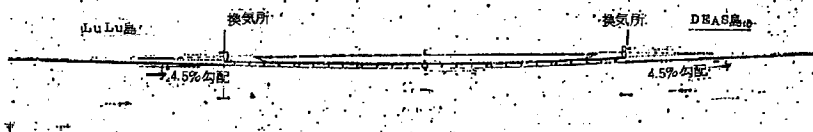


Fig. 4 縦断図

て Fraser 河の底を通るトンネルの詳細な設計と施工管理を、christiani & Nielsen 社と Fenco 社に委託した。作業は、両社の間で、christiani & Nielsen 社は水底トンネルの設計を、又、Fenco はアプローチの設計を分担することになった。

橋よりむしろ、トンネルを選ばせるようになった要因は、次の通りである：

トンネルは、河川航行に何の支障も与えない。——この場合、Vancouver 近くにある New Westminster へ深海用船舶が通っている。航行上の要求を満たすには、橋は非常に大きなスパンと、大きな鉛直クリアランスにしなければならない。

Fraser 河下流域の土質条件は、橋脚の設計を極端に難しくするものである。というのは、一部は不等沈下の危険であり、又一部はかなり大きな洗堀と、河川の堆積沈澱作用のためである。

Deas Island での兩岸地域は、極端に平坦で、低地であり、殆んど開発されていない。トンネルの最低点は、この地域の下約 78 ft (24m) の所にある。一方、可能性のある橋梁に対する取付道路は、約 156 ft (48m) 上げることが必要だろう。かくして、トンネルによる方が、ガソリンの消費量を相当節約することになる。

土質状態と河川水理

詳細な土質調査が、トンネル線上で、川の中と盛土部の両方で行われた。2 インチ (5cm) 及び 3 インチ (7.5cm) 径の不攪乱試料がとられた。堆積土は、ルーズな砂とシルトからなっていたので、試料が採土器 (サンプラー) から滑り落ちないようにするため、ボーリング孔に、ボーリング用粘土 (drilling mud) を使う必要があった。

排水計画の観点から、広範なポンプテストが、砂層の透水度を求めるために行われた。

現地では、川の中で8 ft(2.4m)までの潮汐変化がある。流出の少ない時期には、流れの方向が逆転する。最大流速は、約7 ft/s(2.1m/s)である。非常に大きな季節的な bed load(河床荷重)がある。そして河床の砂は、水路沿いに砂丘を形成する。こうして砂丘は、15 ft(4.5m)の巾と500 ft(150m)の長さになり、1日250 ft(75m)まで位のスピードで、下流に向かって動く。

現場で、いろいろの水深や、流速、塩度について、広範な測定が行われた。塩水が、大平洋から楔状になって河床沿いに押込んでくる。水の密度は、塩分度に関係しているから、この塩水楔は、トンネルをロッテルダム(Maas)トンネルと同じようなトレンチタイプでつくる時には重要な問題となる。室内実験は、単なる土質試験だけでなく、水力模型テストも行われた。——その中には、British Columbia大学の水力実験室で行った河床荷重(bed load)テストや、沈降作業中にトンネルエレメントにかかる流水圧を決めるために、デンマークの技術大学で行ったテストが含まれている。後者のテストは、理論的にえられた値を確認しており、かなり本質的な、鉛直荷重に対する値を含んでいた。

更に、試験的なトレンチが河床に掘られ、こうしたトレンチが、シルトで埋まるのを反響音探査(echo sounding)によって測定し、トンネルエレメントを沈めるべきトレンチでの埋り方の速さを推定した。

春には、山の雪がとけ、河水の流出量が非常に大きくなる。(春の雪どけ出水)：この時期には、水流も河床荷重も共に、沈降作業を不可能にするものである。それ故、トンネルの沈降には、冬の時期を当てるべきである。

一般概要

トンネルの一般概要は、Fig 3 に示されている。平面曲線は、交通上の見解及び、監視を容易にする目的で、トンネルでは、さけられてきている。

Fig 4 はトンネルの縦断形を示すものである。道路は、ほとんど川の堤防

のすぐのところから、オープンのアプローチになっていることに注意されたい。かくして、トンネル自体の長さを、2,160 ft (660m) に制限することが出来た。この配置は、換気と照明の運転費を相当に節約するものである。川の各岸には、アプローチとトンネル本体との間の移行区間に換気用建物がある。トンネルの最大勾配は、4.5 ‰ である。トンネル上の航路深は、干潮時で42 ft (12.8m) であり、トンネルは河床を横断して掘ったトレンチ内に沈められる。

各エレメントは沈降された後、後述するように、その下の空隙に砂が吹込まれる。砂利と岩の盛土材で防護された砂の盛土をトンネルの両側におき、トンネルの頂部は、岩の保護層で防護する (Fig. 5 参照)。トンネルの両側の河床を、洗堀から防護するために、河床の防護には、縦方向にも、横方向にも、節がついている既製の鉄筋コンクリートのマットレスがあてられた。こうしたマットレスは、ステンレス鋼で補強されている；これは、河を横断して、連続しているカバー (blanket) として敷かれ、岩の盛土によって、位置を保つように押えられた。堤防にも、トンネル中心線の上下共、同じような防護工がとられた。

トンネルは鉄筋コンクリートでつくられた。Fig. 6 はトンネルの横断面を示す。矩形断面は、円形断面より好ましい。というのは、円形の場合の直径は、道路の巾によってきまり、従って、その高さは一般に、垂直クリアランスの目的で必要な値より大きくなるからである。それ故、与えられた航路クリアランスに対して、円形断面の道路の基準面は低くなり、従って、深くなり、長くなり、一層、金のかかるアプローチをとり扱うことになる。

以前は、一様で、コンパクトな基礎を確保することに伴う困難が、矩形断面の採用を妨げていたが、Christiani & Nielsen社が、Maas トンネルに関して、既に解決しているので、この事は最早問題ではない。

このトンネルは4車線を有しており、各車線の巾は12 ft (3.65m) である。

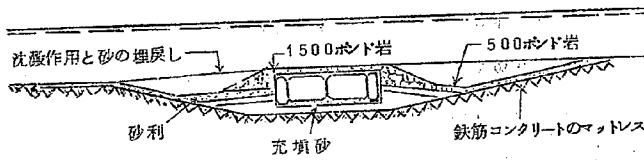


Fig. 5 横断面、河床防護法を示す。

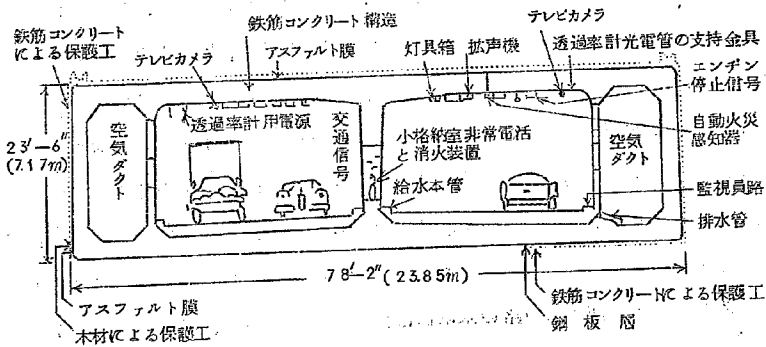


Fig. 6 完成したトンネルの横断面

トンネルの垂直クリアランスは、14 ft (427m) である。北行きの交通用の2車線は、南行きの交通用のチューブと、長手方向の壁で分割されていて、その壁の側面には、トンネル内の音響を改善するために、傾斜がついている。瀝青系の路面を採用したが、その理由は、平坦性、修繕の容易さ及び騒音を下げる性質からである。

トンネル全長にわたって通っている2本の換気ダクトは、車道チューブの両側におかれている。この配置によって、トンネル全高を23 ft 6 in (7.16m) におさえることが出来た。この高さが小さいことが、おこりうる不同沈下、トンネルがクラックを発生することなしに、或程度追従しうることとなる。トンネルの浅い断面の今一つの重要な長所は、トンネルエレメントをつくるドライドックの深さを、それだけ限定出来ることで、このことは、経済的に大いに重要なことである。

トンネルエレメントの外周には、防水膜がつけられる。底では、この防水膜は3/16 インチ (48mm) の熔接鋼板になっている。頂部と側部には、アスファルト膜を使い、熱したアスファルト中で、グラスファイバーで補強した4層のアスファルト膜からつくられている。隣接構造物と連結させねばならないトンネルエレメントの端部では、底部、頂部、側部共、防水膜は1/4 インチ (63 mm) の鋼板からなっている。鋼板膜は、又、埋込まれたボルト類によって貫通されている防水膜の所全部に使われている。防水膜は、底部と頂部では4インチ (10 cm) の鉄筋コンクリートと、鋼の根太で、壁にとりつけられた木板で防護されている。木材の防護層と、アスファルトの防水膜の間の空隙は、おがくずを入れたセメントグラウトで充填する。これは、セット後は、破片が出てても防水膜を傷めない程度の弱いものである。

設 計

構造設計は、カナダの National Building Code によって行つた。

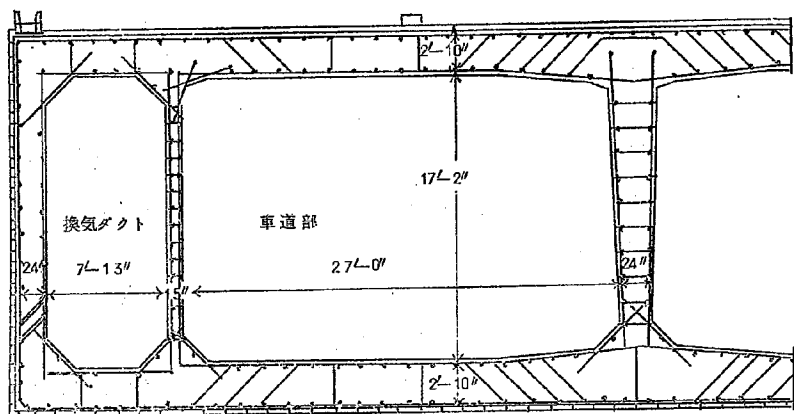


Fig. 7 横断面、標準配筋を示す

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. 水圧（水面変化）
- c. トンネル上にのせる Rock fill（岩石埋戻）と捨砂
- d. 土の反力
- e. 摩擦力、即ち、トンネルの下と側方の地盤の不同沈下からくるトンネル外壁に加わる鉛直力
- f. 地震荷重

最少 3,750 psi (263 Kg/cm²) の 28 日強度と、20,000 psi (1,400 Kg/cm²) の許容鉄筋引張応力を規定した。

曲げモーメントの分布は、Hardy Cross 法によって算出した。多数の断面形を解析し、それぞれについて、多くの荷重の組合せを考慮した。

所要の計算作業量をへらすために、いくつかの単位載荷重状態を選んで、それに対して、曲げモーメントと軸力を算出しておいた。従って、任意の特殊な荷重の組合せに対応する内部応力は、関連分を重ね合わせることで、容易に算出できた。計算とチェックの両方に役立つ多数の公式をプリントしておくことで、この計算作業は、さらにへらされた。

これらの計算から、トンネルの全長にわたって、一様な断面をとるのが適当であること、そして、堤防附近で、ごく僅かな変更をするだけで、全断面にわたって、一様な配筋が出来ることが判った。

主鉄筋は、No 11 bar (1.41 インチ=36mm 径)、縦方向配力筋は、No 7 bar (0.875 インチ=22mm 径) からなっている。鉄筋は全て、異形丸棒 (deformed bar) からなっている。代表的な配筋を Fig. 7 に示す。

縦方向の曲げモーメントは、曳航して出す時と、沈降させる時に、トンネルエレメントにおこる。こうした曲げモーメントは、適切な沈降用バラストによ

って、許容出来る限度内に納めたので、附加的な配筋を必要としなかった。

土質の室内テストから、トレンチの液滲によって生じる無荷重状態の結果として、底面がある程度、盛り上がる事が予想された。トンネルエレメントをトレンチ内に設置し、両側に埋戻しをした時、トンネルの下に直接かかる荷重は、既に、始めにうけていた荷重及び、始めの荷重に相当するトンネル側方の荷重層による荷重より小さい。それ故、不同沈下が起って、その結果、トンネル壁に垂直下向きの摩擦力と、それに対応する垂直な剪断応力が、トンネルの外側の垂直面内のトンネルを覆っているカバー層内に発生することが予想される。これらの応力は、トンネルの設計に考慮され、トンネル断面の弾性変形は、不同沈下に対応すると仮定して計算された。計算は、トンネル下の土の反力の分布が変化していると仮定して行なった。

河床荷重は、垂直荷重にかなりの変化をひきおこす。トンネルを、保護用岩層プラス20 ft (6 m) の砂層に対応する荷重を最大とし、保護用岩層だけに対応する荷重を最小とするような正弦曲線荷重をうける弾性基礎上の梁として解いた。

このトンネルは、かなりの地震活動をうける地域におかれる。それで、トンネルにかかる地震の影響を研究する必要がある。

構造物の耐震設計に関する文献は、主として、地上の構造物に限られている。地下構造物に関する情報は殆んどない。しかしながら、後者は、前者より地震被害が少ないだろうと一般に思われている。

地震をうける構造物の普通の設計方法は、その構造物のあらゆる部分に、水平加速度を適用することである。普通採用している加速度の大きさは、重力加速度の10%であるが、この値は、構造物のタイプと位置で変る。

地震時の応力変化は非常に早いので、土の間隙から、水が逃げ出せない。従って、応力の変化から、過大な間隙水圧が発生する。重力の21%以上の加速

度を伴うせん断波は、土に破壊をおこすことが、理論的な考察から判った。そして、このことは、それ以上強いせん断波を伝達出来ないことである。

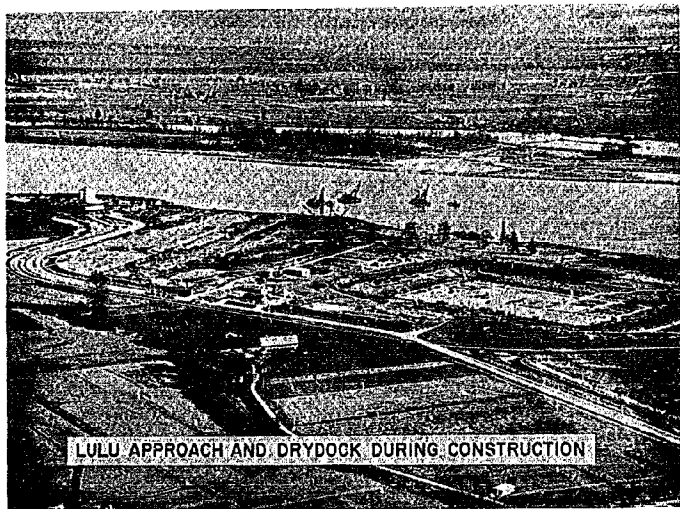
故に、設計は重力の21%の最大加速度に基いて行った。この加速度に対して、上にのっている荷重の21%に等しいせん断力が、トンネルの天井に伝わりと仮定した。更に、トンネルの外側の壁にかかる土圧が、砂の密度に等しい密度の液体からの圧力に相当するまで増加する。土の層の破壊状態に対応するこの載荷状態に対して、応力が鋼の降伏点と、コンクリートの圧縮強度のどちらにも超過しないように、トンネルを設計した。

トンネルの浮揚力に対する安全率は、最も不利な状態下で1.16である。荷重は全て、設計時の仮定からの偏倚を明らかにするために、施工中チェックされた。埋戻土と外壁の間の摩擦力を考慮に入れば、浮揚力に対する安全率は1.28となる。

施 工

トンネルエレメントは、川の北側のトンネル線の近くに、特別に浚渫したドライドック中でつくられた。水底トンネルは、6ケのエレメントでつくられる。各エレメントは、長さ344 ft (105 m)、巾78 ft (23.8 m)、高さ23 ft 6 in (7.16 m)、目方は約18,700トンである。ドライドックの底部は、6ケのエレメント全部が、同時に納まるように、633 ft × 384 ft (193 m × 117 m)の面積とした。(Fig. 8 (省略)及び9参照)。ドライドックは、上の方のシルト層をドラグラインで取除き、ドライドックの周りの堤防に使った後サクショ式浚渫機で浚渫した。浚渫が終った所で、ドライドックと川を連絡している水路をふさいで、ドライドックの排水をした。ドライドック全面積中の地下水位を、2段階のウエルポイントシステムを使って、ドライドックの底面より最少7 ft (2.1 m)下げた。

川の両側のアプローチ部は、排水した掘削の中に場所打ちで施工された。



LULU APPROACH AND DRYDOCK DURING CONSTRUCTION

Fig.9 現場の航空写真

(Fig. 10(省略参照))。川の堤防の近くの掘削の深い部分は、水面下約 50 ft (15 m) になり、ここでは、4 段のウエルポイントシステムが必要であった。川の北側では、掘削はドラグライン、スクレーパー、ブルドーザーで行われた。一方、南側では、上層 20 ft (6 m) の土は、サクションドレッヂでとり除かれ、それ以下は、スクレーパーとブルドーザーで行った。この掘削には、ウエルポイントシステムに、深部用のウエルポンプをつけ、約 100 ft (30 m) の深さの荒砂層がとれるようにした。

トンネルエレメントには、その各端から約 3 ft (0.9 m) にわたって、仮隔壁をとりつけた。(Fig. 14 参照)。換気ダクトは、仮壁をつかって、多数の水バラスト室に分割された。電動ポンプ、パイプ、バルブ等からなる水バラスト装置システムが、各トンネルエレメントの内部に設置された。このシステムを使って、全バラスト室に水をポンプで出し入れ出来た。この水は、端部のバルクヘッドからポンプで出し入れされた。ドライドックに水を入れる前に、エレメントが浮上しないように、十分な水をバラスト室に入れた。ドライドックに水を入れる時には、川とドライドックの間の水路は浚渫された。それから、各エレメントを順にドライドックから持出した。即ち、バラスト水を低潮の時にポンプ排水したので、エレメントは、潮が入ってくるのと一緒に浮上った。それから、エレメントをつなで引き出し、4 隻の互につなぎ合わせたハシケからなる艀装船 (rig) に係留した。(Fig. 11 及び 12(省略参照))。エレメントを、ハシケ上においたウインチをつかって、沈降作業中、沈められるように rig からエレメントを 3 点吊りする配置にした。設計では、始めは、トンネルエレメントの上においた 4 本の垂直シリンダーを使う予定だったが、鋼板の不足のために、こうしたシリンダーの施工が困難になった。それで、ハシケで遅延なしに出来るように、上述の配置に設計変更した。艀装用の仮棧橋で、各エレメントに、2 本の測量塔 (alignment tower)、2 本の出入塔 (access

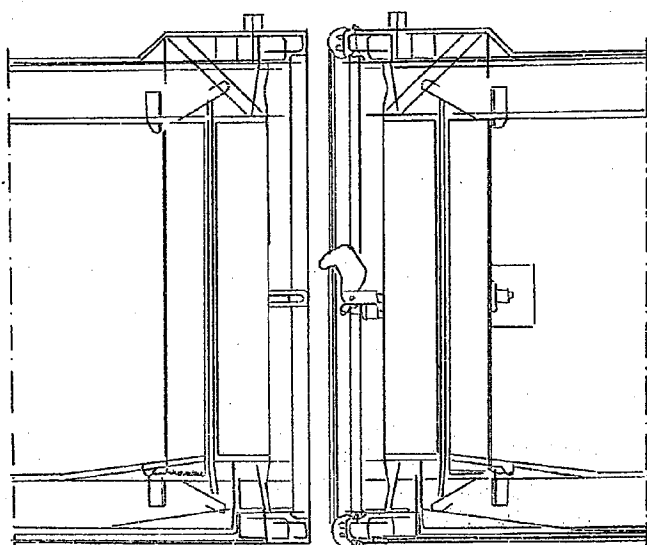


Fig. 14 トンネルエレメント間の継手

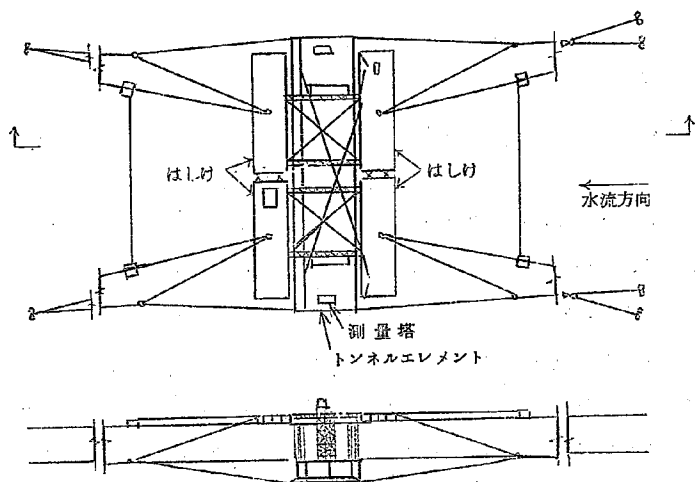


Fig. 11 トンネルエレメントの沈降作業

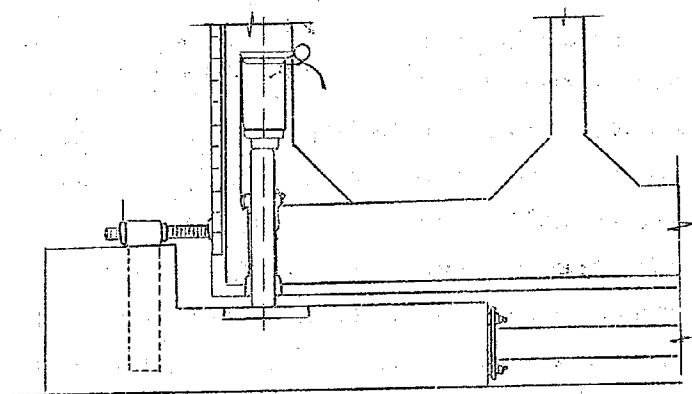


Fig. 13 仮基礎用ブロック

shaft)等を取りつけた。測量塔と出入塔は、エレメントが沈降後、水上まで出るに十分な高さにしてあるので、沈降中も沈降後も、エレメント内部への出入が出来る。2つの測量塔のうちの1つに、司令室(control room)をおきそこから、全ての沈降作業を指揮した。又、そこで、特別に設計した機器をつかって、エレメント位置を正確に出す測量が行われた。

各エレメントの下には、4つの仮基礎ブロックが吊下げられた。各エレメントは、順に、河中におけるそのエレメントの最終位置の上まで、ワイヤーで曳航された。これに対応する河底のトレンチ部分は、始めに浚渫されていた。エレメント及びrigの水平方向の位置(alignment)は、ハシケ上におかれたウインチで調整され、ケーブルによって、河底に打込まれたオランダの特許方式のアンカーにつながれた。司令室は、全てのウインチと電話連絡されている。水バラストシステム中のポンプやバルブは、司令室から遠隔操作された。又、いろいろなバラスト室中の水の深さを司令室で記録した。沈降は、この一時的なバラスト室へのポンプ注入と同時に、エレメントを吊っている4本のウインチからの送り出しの影響をうけた。エレメントがトレンチ内に沈むと、エレメントの下に吊っていた4本の仮基礎ブロックが、正確に、定規でならした砂利床上に落着く。それから、この仮基礎を解放して、トンネルの位置を、水平及び垂直の両方向について調整する。垂直方向の調整には、銅ピストンが配置されていて、4つの基礎ブロック上のエレメントの底に挿入されている。(Fig 13参照)。こうしたピストンは、油圧ジャッキで、トンネルエレメント内部から操作され、そのジャッキのうちの2つは、相互に連結されていて、トンネルを幾何学的には、3点だけで支持するようになっている。この装置によってエレメントを1/8インチ(3mm)の精度で、据えることが出来た。

トンネルエレメント間の継手は、次のようにして施工された：沈めた直後に、トンネルエレメントを、既に設置されたエレメントに向けて押しつけた。後か

らのエレメントの端面の外縁には、前のエレメントの、何もついていない端面に押しつける目的で設計したゴムのガスケットがついている。2つのエレメントは、そのうちの1つのエレメントにあるフック装置をつかって、そのエレメントの内部から、油圧で操作して、150トンの力で、互に引寄せ合う。(Fig 14 参照)。仮隔壁の一方にあるバルブを開くことで、2つの仮隔壁間の継手部屋の中の水圧が減少する。かくして、トンネルエレメントは、水圧で、互に押合うこととなる。この水圧は、約3,000トンに達し、設置されるエレメントの自由端の方に作用する。それから、継手部屋から水をポンプで排出すると、直ぐ仮隔壁のドアを開けて、一方のエレメントから、他方のエレメントへ出入することが出来る。

トンネルエレメントが沈設されると、砂がエレメントの下スペースに射入される。この砂の射入は、特許の方法によって行われ、一様で、緊密な砂層が確保される。Deas Island トンネルで使ったシステムは、Maas トンネルについて開発したシステムの改良されたものである。砂の射入は、トンネルエレメント上のレール上を動く鋼製ガントリー (gantry) を使って行われ、水面上の足場が用意されていた。(Fig 15 参照) このガントリーは、エレメントの下位置までのばせる1本の射入パイプと2本のサクションパイプからなるパイプシステムを支持する働きをしている。射入パイプを通して、砂と水の混合物が、ポンプで送られる。この装置には、砂が置かれた場所をはっきり示す装置がついているので、このパイプシステムを、その情報に基いて、はずして移すことが出来、一様で緊密な砂層が、トンネルエレメントの下全体に得られる。砂の射入が完了した所で、4つのピストンのジャッキを解放し、トンネルエレメントの重量を砂に伝える。

トンネルエレメント間の恒久継手は、内部から防水膜をつなぎ、突き出ている鉄筋を熔接し、コンクートを打設し、防水膜の外側のスペースに、グラウ

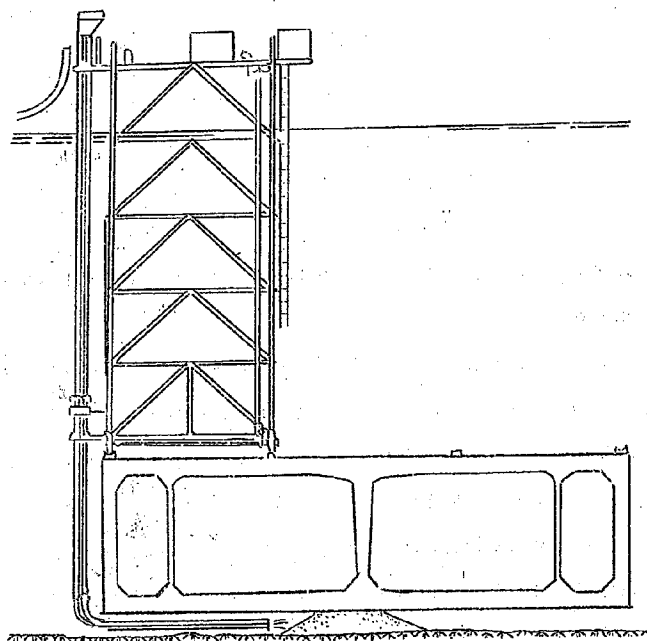


Fig. 15 砂射入作業用台車

トすることで、つくられる。天井の継手の打設は、下から行わねばならないので、難しかった。それで、この部分の作業には、Colcreteを使った。まず、継手に筋骨材を吹込み、それからグラウトした。かくして、エレメントの恒久継手に関する全作業は、潜水夫とか、トレミーコンクリートを使わず、又、圧縮空気中での作業なしに行われた。エレメントの恒久的な接合は、問題となるようなトンネルの不同沈下が終るまでは、始めなかった。

一番端のエレメントと、堤防上の場所打ち構造物との間の一時的な継手は、次のようにしてつくった。(Fig. 16 参照) :

掘削部に水を入れた時のアプローチ構造物の浮上りをさけるために、アプローチ構造物の内部にも同時に水を入れた。この水は、アプローチの外端の周りの最終埋戻しが完成するまで、ポンプ排水しなかった。掘削部に注水し、アプローチと川との間の締切を除去してから、トンネルエレメントの端を、ゴムガasketのついた土台(sill)の上に下げた。両側の壁の周りど、天井の上の継手は、ゴムガasketのついた木枠で、一時的に締めつけた。それから、その継手の下に、砂を射入し、その後、内部の水をポンプ排水しれ。

種々の新しい施工方法が、Dees Island トンネルの工事中に初めて使われた。例えば、吊下げた基礎ブロックとか、水圧によるゴム継手の止水等である。

技術的な設備

トンネルの換気には、 $1,000,000 \text{ ft}^3/\text{min}$ ($28,300 \text{ m}^3/\text{分} \div 470 \text{ m}^3/\text{sec}$) の能力のある4台の軸流ファンを用意した。換気方式は、半横流式である。新鮮な空気を供給し、汚れた空気を、車道チューブ沿いに位置している空気ダクトを通して排出した。1台の新鮮な空気用のファンと、1台の排気用ファンを各換気所に設置した。

換気は、通常は、7日まきの自動プログラムタイマーでコントロールしている。一酸化炭素濃度と見え方を、トンネルの種々の地点で、一酸化炭素検出器

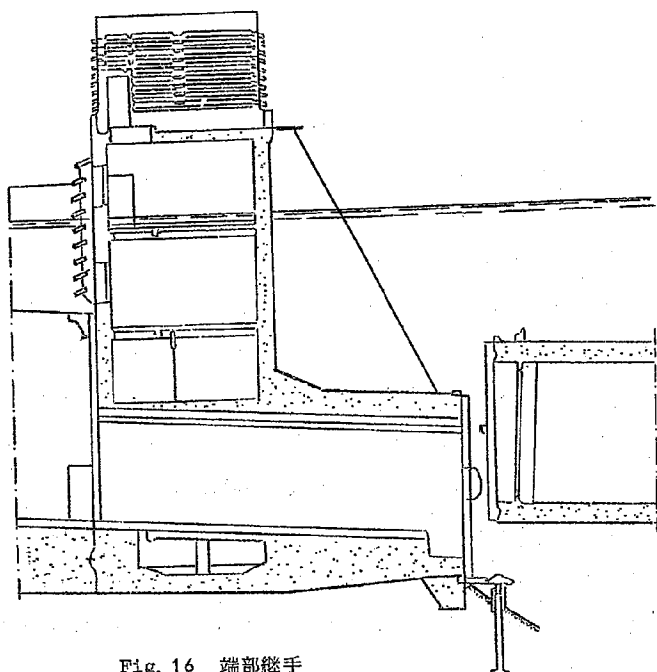


Fig. 16 端部継手

と見え方測定器 (visibility meter) で測定している。許容 00 濃度を超過したり、見え方が低下すれば、自動的に、換気の強さが増す。トンネル内の火災の場合には、火災感知器が自動的に、換気系統を火災時換気に切り換える。換気系統は、換気所の一方に設けられている司令室から、手動で操作することも出来る。

トンネルは、特別な防水性の固定函内に入れた蛍光灯で照明されている。照明強度は、プログラムタイマーで、自動的にコントロールされる。トンネル外部の異常な明るさの場合には、光電管で、自動的に、トンネル内の照度を調整する。照度も又、司令室から、手動でコントロール出来る。

入口ポータルの最大照度は、85 ft-candle (915 ルックス) である。この照度は、各入口から 720 ft (220 m) の区間で除々に下って 5 ft-candle (54 ルックス) にまでなる。直射日光の明るさから、トンネル照明まで、除々に移行させるために、ポータルの外側のアプローチ上に、アルミニウムのルーバーをおく：このルーバーは、直射日光が、車道に入らないようにしている。

トンネル用の電力は、2つの独立した電源から供給されている。通常の給電線が切れれば、自動切換器が働いて、別な電源につながる。トンネルには、ニッケル-カドミニウムのアルカリバッテリーで動かされる発電機と、ディーゼル発電機からの非常用給電装置が備えられている。

トンネルには、スプリンクラー装置がついている。消火栓と CO₂ 消火器が、短間隔でおかれている。

アプローチからの雨水は、主として、換気所の水槽でとるように導き、一方、トンネル内に入った水は、川の中央点にある貯水槽に導かれる。この水は、水位の変化で自動的に起動したり、停止したりする排水ポンプで、水槽から排出される。

・トラフィックカウンターが、入口と出口のポータルに設けられている。これらのカウンターからの信号は、司令室に記録される。

超過高指示計を、アプローチの始点に設置している。もしも車が、最大許容高以上のものをつんでおれば、信号が自動的につき、トンネルに入れないことを運転者に警告する。十分すぎる位の自動化をトンネルに施しているが、尚、ピーク時には、司令室に1人の監視員を置いている。トンネル内の14台のテレビカメラと、司令室の2台の受信器からなる限定回路テレビシステムが、交通監視用に設計されている。監視員は、司令室から交通信号を操作することが出来、又、トンネル内の拡声器を使って、司令の伝達出来る。

「エンジン停止」の電気信号が設けられていて、それによって、交通が停止している時、一酸化炭素の発生を抑制するために、運転者に、エンジンを止めるように伝えることが出来る。車道チューブ内には、短間隔で、非常用公衆電話が置かれている。

トンネルは、1959年5月23日に交通に開放され、その翌日には75,000台通った。開通式は、1959年7月15日に行われ、Queen Elizabeth II世陛下が公式に、このトンネルを開通された。

このトンネルの主要工事には、次の業者が参加した；

Narod Construction Ltd. & Dawsch & Hall Ltd,
Peter Kiewit Sons Co. of Canada Ltd,
Raymond International Co. Ltd,
B. G. Bridge & Dredging Co. Ltd,

完成した水底トンネルの設計は、Troels Brondum - Nielsen (主任技師)の指揮下で、CopenhagenのChristiani & Nielsen社の設計事務所で行われた。

VancouverでのProject Managerには、Christiani & Nielsen社の主任技師O. H. Bentzenが当たった。

Recent developments in the design

of submerged tunnels

—— discussion (討議) ——

(註)

The Structural Engineer 誌 Feb. 1966 に発表された Aage Brink 氏の
 の標記論文(土木研究所資料第 280 号に訳文あり)に対する討議で、同誌
 Aug. 1966 に掲載された。

Mr. A. Pillai (准会員) は次のように言っている。即ち、カルバートを曳行する小工事にたずさわったが、ウインチを同調させるのが大変で、定位置にセットする時に、太綱を切ったことがある。全ウインチを同調させるのにどんな管理をしているのか？

Mr. Brink は次のように答えている。どのウインチマンも、電話で、司令室 (control room) と結ばれており、太綱乃至係留用具の歪は全て、司令室に記録されているので、エレメントが僅かでも片側又は、反対側に動けば、関係しているウインチマンに、適切な指図が行くようになっている。

大洋航路船のトン数に匹敵するトンネルエレメントを強い流れのある川で、上手に操縦するには、水平力及び垂直力が驚く程高いので、広大なモデル試験をしなくてはならない。

Mr. H. E. Manning (会員) セクションの長さが知りたい。

Mr. Brink 初期のトンネルでは、長さは約 150 ft (45 m) だったが、現在では、大略 300 ft (90 m) の長さでつくるのが、殆んど標準になっている。

委員長 こうした作業深度では、大きなトンネルエレメントが据付けられる前に、トレンチが部分的につぶれるというような危険があるのかどうか。

Mr. Brink 浚渫作業はたしかに、最も重要な問題である。浚渫そのものでは、普通の航路溝を浚渫する場合の困難以上のものはない。しかし、通常の浚渫設備で使われているよりも、かなり深く浚渫することが、普通必要である。Schelde トンネルは約 100 ft (30 m) の深さまで掘った。そして、相当な金をかけて、余分な長さのラダー (ladder) のついた浚渫船を準備しなくてはならなかった。

沈没の問題もあり、十分な研究と予備的な調査と試験が必要である。

Mr. Kenneth Severn (名誉員) トンネルを水から守る問題について論じ

たい。筆者はその論文中で、溶接したスチールでかこい、更に、その溶接にキズがあれば、アスファルトの皮膜 (membrane) をかぶせ、その上に、そのアスファルト皮膜をコンクリートで保護したような鉄筋コンクリート製のトンネルというどちらかといえば、ぞっとするようなものを考えているようである。恐らく、これは誇張であろうが、私にとっては、トンネルを水から守るのに、こんなに金をつかわねばならないということは、驚きである。

技術者が覚悟しておく危険は何かという疑問があるようである。静水圧下の鉄筋コンクリートトンネルに、何等かの欠点があれば、遙るかに悪い状態であられるであろう。

私は、通常の応力をうけるコンクリートのクラックは、トンネルを水密にするのに特別な困難さを生じるものではないと考えている。このクラックは、引張帯に限られることは勿論であり、又、腐食に関連して通常出会う問題は、水中ではおきない。

私が、認める限りでの主な心配は収縮であり、恐らく温度応力であろう。私の国には、6インチ (15 cm) の水を恒久的にうけている屋根があるが、それは、完全に水密のまゝであると信じている。従って、私は、コンクリートのトンネルは、その周りに、何らの水密被膜を設けなくても、事実上、水密性を保つだろうと期待している。(そして、これについて、筆者の意見を求めている。)

私は、トンネル内の温度に及ぼす新しい換気方式の影響についての筆者の見解を求める。筆者は、その論文中で、外気の温度が、十分、一定に保たれていても、トンネルは熱くなりがちであると述べている。新しい換気方式は、この問題を軽減するのか、それとも悪化させるのか？

Mr. Brink は、次のように答えている。換気については、トンネルの換気に用いられる空気は、勿論、換気所の煙突を通して入ってくるにせよ、又は、

トンネルのポータルから入るにせよ、外気からくるのは当然である。従って、筆者は、トンネルに吹き込まれる空気の温度と周辺地域の温度の間に大きな差があるとは思わない。

水密性については、論文中で、何時か、誰かが、被膜なしでトンネルをきつとつくるだろうとあえて論じたつもりである。筆者は、確かに大きな道路トンネルではないが、Durban港で、サービス用の12 ft 径のトンネルで、実際にこれを行った。それは、長手方向にプレストレスされ、被膜はないが、完全に水密である。今は、被膜なしで、誰かが、トンネルをあえてつくったかどうかは、筆者は全く知らない。

モントリオールのトンネルで行ったように、プレストレスを加えることが出来よう。但し、このトンネルは、被膜を有していた。しかし、被膜がなくても、恐らく、十分水密だったろう。トンネルの計算では、被膜を用いることにしても、コンクリートのひびわれやクラックの寸法を最小にするには、多くの困難がある。

鉄筋のタイプや配列について、十分考慮を払えば、普通、遭遇する水圧によるが、被膜なしで、トンネルをつくり上げても、大きな危険をうけないですむ位の寸法にまで、ひび割れを、最終的にへらしうると筆者は信じている。

Mr. B. L. Clark (会員) は、次のように言っている。即ち、収縮乃至膨脹接手のない編成の所謂 'disciple' として、伸縮接手なしで、事実上連続している構造物の方に興味がある。私は、長区間にわたってのコンクリートの収縮で、どんな種類の応力が経験されたかについて疑問をもっている。長区間にわたって注入すれば、それは、1つの連続した膜になる。私は、構造物が高温範囲にはさらされないとして、収縮応力に対して筆者が適当と考えている鋼の量をしりたい。普通、クラックの発生を非常によく抑制する異形鉄筋 (deformed bar) の使用がのべられている。

米国には、長区間一約800 ft (240 m) にわたって、鉄筋量をいろいろとかえて使った、非常に興味深いかなりよく似た構造物である。種々の異形鉄筋量を有するコンクリートの収縮及びクラックの状態が研究され、ある量(%)以上では、クラックは全く発生しないことがわかった。

筆者がのべているように、収縮応力に対して、入念な対策を樹てゝおけば、このタイプの構造物を被膜なしでつくることが出来る。私は、筆者が何か観測したことがあるかどうかを知りたい；もしあれば、どんな応力を経験したか、又、こうした構造物に入れるには、どの位の鉄筋量が合理的と考えているのか？

わが国では、アスファルトの被膜をやめて、洩水がないような地下室をつくり、と常に試みられている。というのは、筆者がその論文中で言っているように、一度水がもれると、その水が出てきた場所を見つけるのが非常に困難だからである。被膜なしで、適切な収縮用鉄筋を使って、非常に深い地下室をつくる事が出来れば相当な効果がある。

Mr. Brink は、次のように答えた。接手での応力についての数字は知らない。種々の温度差に対して、可能な膨脹及び収縮を計算すれば、勿論、その応力を算出出来る。Deas Island トンネルは、一本石 (monolithic) になっている；問題となるような洩水は何もない。

勿論、こうした難点をさける企てが行われたもっと新しい例のトンネルがある。例えば、Benelux トンネルは、じゅずつなぎになった真珠のようになっている；60 ft のセクションに分けられており、この接手には、鉄筋は全く通さず、300 ft の全体エレメントは、沈降作業用に、一時的にプレストレスされた。エレメントが接合されると、このケーブルは解放され、トンネルは1本のじゅずのように働く。Amsterdam の Coen トンネルは、各エレメント間は、フレキシブルな接手になっている。恒久的な接手には、水止め (water-stop) が鋳込まれている。

Mr. Brink は、後で、次のことを追加した—— Schelde トンネルに
対して、種々の設計上の仮定に基づいて行った若干の計算から、次のような応力
がコンクリートに算出された；

収縮から—— 3.5 Kg/cm^2 (50 ポンド/インチ^2)

温度から—— $17.5 \text{ \#}$ ($250 \text{ \#}$)

合計応力—— $21.0 \text{ \#}$ ($300 \text{ \#}$)

この収縮応力は、計画した施工法と、CEB (Comité Européen du Béton
；ヨーロッパコンクリート委員会) の推せんに基づくものである。温度応力は、
トンネルの両端が完全に固定され、 $1.75 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$ ($2.5 \times 10^5 \text{ ポンド/}$
 インチ^2) という弾性係数と、 $1.0 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$ という温度膨脹係数を仮定した
時のものである。構造物の最小厚さ 1.4 m に対する温度変化を、コンクリート
の中心で 5°C から 15°C の間であると仮定している。トンネルの端の移動の
可能性を考慮すれば、この温度温力は $\frac{2}{3}$ にへる。

クラック発生に関する最近の情報によれば、十分小さなクラック巾を保証す
る鉄筋量は、コンクリートの引張強度と鉄筋の被覆厚さで求められることは、
確かなようである。

“被膜のあるトンネルで許しうるひびわれ巾 $0.2 - 0.3 \text{ mm}$ について、鉄筋の所
要量は、 $0.2 - 0.3\%$ のようである。

Mr. K. W. Innes は、トンネルの水密化の問題について、興味をおぼえた点
を上げている。彼は、最近、Montreal の Lafontaine トンネルと Vancouver
の Deas Island トンネルの両方を見てきた。

Lafontaine トンネルは、プレストレス方式の施工で、彼が見た時は、ト
ンネルの約半分が洗んだ所だった。トンネル沿いの中心約 50 ft にわたって、
収縮接手の位置の所の横断方向のクラックから、トンネルの天井に少量の洩水
がおこっていた。

Deas Island トンネルでは、換気ダクトが外側にあり、そのダクト内を歩くことが出来、壁を検らべられる。縦の施工接手から、ある量の洩れが絶えずあるのが認められた。

これらのトンネルは共に、外側に、水密用の被膜がついており、もしそれがなければ、このトンネルは多少洩水がふえるかもしれないように思えた。

彼は、トンネル頂部への埋戻しの問題についての情報を求めている。論文中で、筆者は、トンネルを船の沈没とか、トンネル上をひっかく碇に対して、保護するために、水底トンネルは埋戻されねばならないという規定が、よくなされていると述べている。しかし、筆者は、これは、必要な設計条件ではないといっているようである。この点、どう評価しているのか？

この型式のトンネルでは、水平ジャッキが、トンネルセクションの整列に使われている。Mr. Innes は、最後にセットされるユニットの端面では、ユニットは、それ自身で整列しなくてはならないと見ている。水平圧力は——筆者が、その論文中で指摘しているように——、ユニット間の接手を排水すると、たしかに相当なものとなる。Mr. Innes は、水平ジャッキを、ユニットの整列に使った後、どのようにして、適切に保持しておくかについて尋ねた。

Mr. Brink は、埋戻しの問題については、船が、トンネル上に沈没することについて、心配しすぎる必要はないと思うと言った。飛行機があるにもかかわらず、人はやはり無線塔を建てている。トンネルは、たとえばカバーされていなくても、その上に船が沈没することによって、大きな被害をうけるとは、思わない。若干の修理をする必要はあろう。

港湾技術者が、それ以上に心配している問題は碇である。港湾の方で、トンネル上に、碇を降すことを許さなくても、船は、トラブルを起した時には、碇を降さざるをえない。即ち、たとえば、港湾長 (port captain) とか、その他の人が何といったとしても、碇を降すだろう。このことは、トンネルに、十分、

考えておかねばならない。約 4 in (10 cm) の鉄筋コンクリートの層をトンネル被膜の上にか、沈設用に使ったフックとか、アイ (eye) とか、その他の定着物は、何ものこさないようにする；こうしたものは、ガス切断し、滑らかにする。それとは別に、トンネルは普通、その側面を丸くしておく。普通、トンネルにとって、何の危険もないはずだし、又、碇をトンネルの上に降しても、船がその碇を失うと考える理由は何もない。最も悪い状態の時、どこか 1 点で、保護コンクリートが被害をうけるかもしれない。トンネルが埋戻されておらねば、修繕は大して困難ではない；カバーされておれば、被害をうける危険はない。

2 種類の水平ジャッキがある；1 つは仮基礎の突起上に圧着し、既設エレメントの方に新しいエレメントを引き寄せる前に、最終的な位置になるように調整する。もう 1 つの水平ジャッキには、フックがついていて、2 つのエレメントを最後の数インチに引寄せるのにのみ使い、横方向にも水平的にも整列した後、一方のエレメントのゴムのガスケットが、他のエレメントのフレームにふれるまで互に引寄せる。これは、形状の不規則性を許す程度の大きさの力で、行わねばならない。かくして、ゴムのガスケットは、恐らく約 1 インチか 2 インチ位、圧縮され、その結果、事実上、水密となるが、大きな圧力には抵抗出来ない。それから、接手室の中の水を抜き出す。静水圧がすぐあらわれ、エレメントを互に圧しつけ、この後は、調整は出来なくなる。

Mr. G. S. Dodds は、トレンチトンネルとシールドトンネルとの決定に関する筆者の見解を求めている。彼は、トレンチトンネルは、川の堤防間で施工出来るが、トンネルシールドは、アプローチの掘進にも使える場合のことを考えている。相対的な経済性についての答を望んでいる。

シールド掘進のトンネルか、トレンチトンネルかの計画を筆者が樹てねばならないことがあったか？そして、どんな要素がトレンチトンネルを有利とした

か？

トンネルにかゝる船荷重については、アメリカの最大の航空母艦の1つが、Boston 港にはいつてきた時にアメリカの大きな道路トンネルで起つたと Mr. Dodds はいっている。約 40 ft (12 m) の水深がトンネル上にあったが、その航空母艦は、トンネルの覆工上に、船首を後にして沈んだ。約 10 ft (3 m) のカバーがあったが、径 30 ft のスチールリングは、垂直に約 3 in 変形した。その情況は、当時非常に危険だった。その航空母艦は、潮が満ちた時、浮上した。

Mr. Brink は、シールドトンネルとして、トンネルをつくり始める必要がある場合が勿論ある。——英仏海峡トンネルは、恐らく、その適例であろうといっている。筆者の知る限りでは、この点では、費用の比較は何もない。完成したシールドトンネル工事とトレンチトンネルについて、費用の比較をしたが、トレンチトンネルの方が相当に安いことが分った。殊に、今までの所では、シールドトンネルは、常に円形なので、巾の広い道路の場合には、面積の浪費がある。更に、航路の下では、川の下を一層深い所で通らねばならず、又、圧縮空気シールドを使う場合には、吹出しを防ぐために、トンネルの上に、相当量の土が必要である。

川の兩岸に非常に高い堤防があつて、その堤防の下に長いトンネルを掘らねばならない所では、橋をかける方が良いのではないかと思う。

トレンチトンネルは、水運と横断道路交通の双方が、共に多い所で、大きな長所を有する。すぐさがれて、短いトンネルがつくれる。——ぜひ必要な深さ以上には、さがらなくてよい。——そして、すぐまた上れる。この場合、トレンチトンネルは、他の型式の横断路に比べて普通、有利である。

Mr. J. B. Holt は、Maas 以後につくられたトンネルについて、常に困っている問題についての疑問を上げている。即ち、Christiani & Nielsen の

砂挿入法による下詰めには、常に、1 m位の厚さの砂床がいる。

特殊なグラウト剤の開発で、この充填方法に代って、十分安くて、適当な強度特性を出しうる方法は、まだ、経験されないのか？

Brink氏は、その論文で、最終構造物の比重は、約1.1だけあれば良いと言っている。従って、この下詰めを生じる実際の圧縮応力は、たしかに非常に低い。

Holt氏は、砂の厚さは、全体の設置型式に大いに関係していると思っている。つまり、余分な浚渫を含んでいるであろう；持ってこねばならない砂の量も無視出来ないものとなる。

浚渫そのものは、たしかにm単位の厚さよりもっと、細かい精度で施工出来る。従って、例えば、こうした浚渫の限度を6~9インチ(15cm~23cm)にすることが出来れば、砂の代りに、例えば、流動性が調節出来て、ポンプで打設出来るセメント-粘土-砂の混合物を使うことは、経済的でないだろうか？
かくすれば、トンネルの上を全部トップギアで動かす必要がなくて、その代りに、トンネルの実際に動いた空隙から行うことになり、更に、トンネルの他の側から敷きひろげられるのではないだろうか？

現在、殆んど確定している砂敷き法に代るようなものが何か出ているか？

Mr. Brinkは、次のように答えている。自分は今まで1度でも検討されたような何か別の基礎型式があったとは思わない。Holt氏の示唆が不可能であるともいえない。Holt氏は、ギアをトップで云々ということをしているが、そのことは、実際には、かなり簡単なことである。次に、Holt氏は、トンネルの底を通して、トンネルの内側から、圧力注入とか、それと類似の材料のことをいっている。しかし、グラウトが孔を通して行われる時、そのグラウトに、どんなことが起るか殆んど知られていない。非常に多数の孔が必要になるだろう。Brink氏は、個人的には、100 ft (30 m)の水圧

に関しては、多数の孔があるということは良いことではないと思っている。こうした孔には、非常に精選されたパッキングやバルブ等を使わねばならないだろう。そのことは、たしかに出来るだろうが、そのコントロールは、不確実であると Brink 氏は思っている。孔のアイデアはあまり魅力あるものではない。

Gothenburg で、現在施工中のトンネルでは、Brink 氏の知るかぎりでは、エレメントの下に、セメントグラウトをする試みが行われている。最初のエレメントでは、孔は設けられず、グラウトは、側面から押込まれた。しかし、それ以外のエレメントでは、孔が設けられ、Holt 氏が示唆した通りに行われるだろうと Brink 氏はいっている。そうすれば、この方法が成功かどうか判るだろう。

Fig. 2 に関する A. E. Shrimpton (会員) 氏から照会に対する返答の中で、Brink 氏は、次のように言っている。水平には、カーブしているが垂直には、カーブはない。縦断曲線に対しては、直線のトンネルセクションを、常に取り扱うようになっていて、継手での方向の変化は、道路部のバラストの厚さを変えることによって、目立たないようになされている。トンネルセクション間には、鉄筋は入っていない。これらのセクションは、長手方向の動きに対しては、固定されたポータルで、又、横方向の動きに対しては、剪断楔 (shear keys) で、止められている。

(更に、Brink 氏は、次のように付け加えている；——実際には、Benelux トンネルの個々のトンネルエレメントには、水平と垂直のカーブがどちらもついているが、その後設計された Schelde, Aalborg, Heinenood のようなトンネルは、直線エレメントでつくられている。)

Henry Grace 氏は、筆者が、トンネルの実際の施工に関して、もっと多くの情報を発表しうるかどうかが尋ねている。竣工後の沈下はあったか？そうしたトンネルのうちには、著しい漏水が起ったか？もし起ったなら、それをコント

ロールするのに、どんな方法を採用したか？

Brink 氏は、あまり多くの情報はないと答えている。聴衆の1人が、Deas Island トンネルの換気ダクトの中の漏水のことを話した。どのトンネルにも漏水はある。しかし、決して危険なものではない。Maas トンネルには、かなりの量の漏水がある。しかし、その他のトンネルの大半は、最近つくられたもので、Brink 氏は、それらについては、あまり多くのことは、言えなかった。一方、これらのトンネルでの観察がつけられており、ここ10年のうちには、疑いなく、この問題について、もっと沢山の情報がえられるだろう。

砂充填直後に普通おこる $\frac{1}{2}$ in (1.3 cm) 以下の沈下が終ると、ジャッキをとりさるが、それ以上の沈下は予測されていない。

W. G. N. Goddes 氏(副会長)が、著者は、もっと詳細に、ユニットの両端につける一時的な隔壁のことをのべることは出来ないかと尋ねた。こうした隔壁は、ユニットを浮べて曳行して行き、それから、河床に沈めるのに必要である。思うに、こうした一時的な端部は、かなり大きな水圧に耐えねばならないし、又、有効にシールされねばならないだろう。このユニットが河床で、お互に連結された後、この隔壁は、かなり簡単に撤去出来なくてはならない。こうした一時的な構造物は重要であり、その建設に関する若干の詳細は、興味ある問題であろう。

Brink 氏は、隔壁に対しては、殆んど施工毎に別な型式が使われている。Gothenburg トンネルでは、隔壁は、鉄筋コンクリートアーチとしてつくられ、壁から壁にかけわたされていた。殆んど全ての場合、重い継手は、床から天井にかけわたされており、コンクリート中に、しっかりと埋め込まれた大きな鋳鉄製のブラケットに取付けられる。このブラケットは、後で、切断されたり、バラスト用コンクリート中に、埋込まれたりする。直立材の間には、鉄筋コンクリートのパネルか、又は、互の頂部に打込まれている重い木の梁のど

ちらかである。

明らかに、こうした隔壁は、出来るだけ早く、取りはずす必要があることに留意し、設計に考慮せねばならない。こうした隔壁に対する標準的な施工法はない。

C. A. Poquignot 氏は、筆者の将来への見通しと考えを尋ねた。これまでに、建設された乃至建設中の水底トンネルのうちで、最も深い交通用トンネルは、水深約 90 ft (27 m) である；非交通用チューブ (Hyperion 吐出口) のうち最も深いものは、水深約 200 ft (60 m) の所にある。それ故、横断型式の選択に当っては、十分な航路水深をとるための必要性は、支配的な要素とならないことは明らかである。沈埋チューブの方が、掘進トンネルより適していることが判っている箇所では、沈埋チューブと橋の選択が問題となる。橋の基礎工事費は、水深がますと、指数級数的に増大するので、沈埋チューブが橋より経済的になる深さが常に存在する。

最近では、240 ft (73 m)、550 ft (168 m)、900 ft (275 m) の深さでの沈埋チューブが提案されている。

予見しうる将来に於て、沈埋チューブが設置出来る深さの限度はどうであろうか？この限度を支配する要素は何だろうか？水圧に対するチューブユニットの設計とか、水密にするための継手の実現性、又は、少なくとも、継手をつくれる可能性があるのか、更には、ユニットを沈めることの困難さとか、潜水夫が、監視とか検査の作業が出来る最大の水深、乃至高水圧下でのコンクリートの有孔性、更には、発註者とか技術者乃至使用者の何れかともっている単なる偏見はどうか？

Brink 氏は、自分の会社は、(英仏)海峡トンネル計画を計算する関心をもったことがあると答えた。今でも、トレンチで海峡底に設置する沈埋トンネルを施工出来ると信じている。デンマークの Great Belt の横断に、6車線

の道路と複線の鉄道とその他のサービス施設を含めた非常に大きなトンネルの構想を提案している。それは、150 ft (45 m) まで下っているがこの深さは、望まれたものではなくて、この海峡の深さである。

河の横断と航路に関しては、船はどんどん大きくなって行くだろうし、その将来を見通し、より大きくなる吃水に備えねばならないだろう。古い港の大半は、大きな最新の船が入れられず、新しい岸壁をつくったり、長い運河等をつくったりすることは、全く不経済である。それ故、大抵の場合、どの深さにトンネルを設けるべきかは、かなり明白である。

可能性については、Brink 氏は、100~150 ft (30 m~45 m) まで下るのは、問題ないだろうと言った。非常に深く下げねばならない時には、トンネル式橋梁をつくることが考えられる。これはまだ、やられたことはないが、その考え方はある。