

世界最高のダム

“World’s Tallest Dam Rises in Switzerland”
by Waldo G. Bowman
Engineering News-Record, December 3, 1953
p.32~41

スイス南西部の海拔 2400 m の地点において世界最高の Grand Dixence ダムが昨年夏からコンクリート打設を開始した。このダムは現在世界最高の Hoover ダムより約 60 m 高い 281 m の高さで、コンクリート容積は Hoover の 2290 000 m³ に比し約 3 倍の 5770 000 m³ を有する。これに刺戟されてスイスの他の電力会社でも Hoover より 16 m 高い Mauvoisin ダムを作りつつある。この 2 つのダムは同じ流域にありながら、全くべつべつに計画されたもので、発電所は両方とも Fionnay 溪谷に作る計画である。

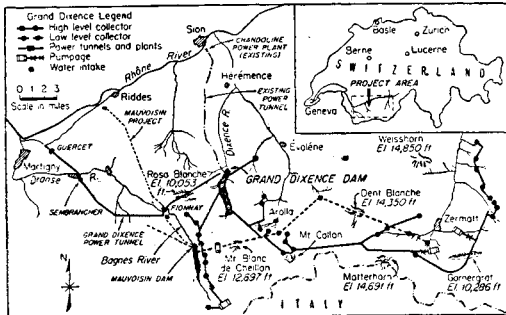
Grand Dixence ダムの工事は 1951 年に始めたが 2 ヶ年間は付替道路、仮設備等に費した。このダムは 3 段階に分けて建設する。すなわち、

- 第 1 期 基礎よりの高さ 178 m まで
- 第 2 期 203 m まで
- 第 3 期 281 m まで (全高)

であり、第 1 期におけるダムコンクリートは 1800 000 m³ である。

Grand Dixence の貯水池の水は 図-1 に示すよう

図-1



THE GRAND DIXENCE PROJECT is spread over the region of high Alpine peaks dominated by the famous Matterhorn and dropping to the Rhone River valley. Its water collection facilities coordinate with those of the neighboring Mauvoisin project.

に 1 本は東方から、他の 1 本は西方からトンネルによつて貯水池最終水位標高 2 364 m で流入する。東方のものは Arolla と Zermatt の 2 溪谷から年間 $2.58 \times 10^8 \text{ m}^3$ の水を供給するが、そのうち $0.94 \times 10^8 \text{ m}^3$ はポンプによつて揚水する。トンネル全長は 80.5 km で 21 個の取水口をもつが、第 1 期では Arolla 溪谷のもののみを行うので 8 個の取水口と 19.0 km のトンネルとなるわけである。西方のトンネルは 23.0 km で 9 個の取水口を持ち、Bagnes 溪谷から $1.17 \times 10^8 \text{ m}^3$ の水を、半分は自然流下で半分はポンプで流入させる。

この Bagne s 溪谷の水は Mauvoisin 計画の流域に属するので、この水量を帰さねばならないが、この水の交換は経済的に行われた。すなわち、図-1 に示すように Grand Dixence 貯水池は標高が高いために、Bagnes 溪谷の高い標高の水を取る代りに、標高の低い Mauvoisin 貯水池は Arolla 及び Zermatt 溪谷のなかの比較的標高の水を取ることができる。

その他の 1 本の小トンネルも加えて、Grand Dixence 貯水池は約 $4.0 \times 10^8 \text{ m}^3$ の水を集め、水路によつて $45.3 \text{ m}^3/\text{sec}$ の流量を 3 つの新発電所へ送ることになるが、そのほかに $10.2 \text{ m}^3/\text{sec}$ の水を現存の Chandoline 発電所にも送る計画である。新設 3 発電所は次のとおりである。

	トンネル長	落差	水車(1台につき)	台数
Fionnary	8.53 km	872 m	75 000 HP	6 台
Sembrancher	12.71 km	758 m	65 000 HP	6 台
Gouercet	4.51 km	265 m	36 500 HP	4 台

3 発電所の合計は 1 000 000 HP で年間 $1.67 \times 10^9 \text{ kWh}$ の電力を発生する。

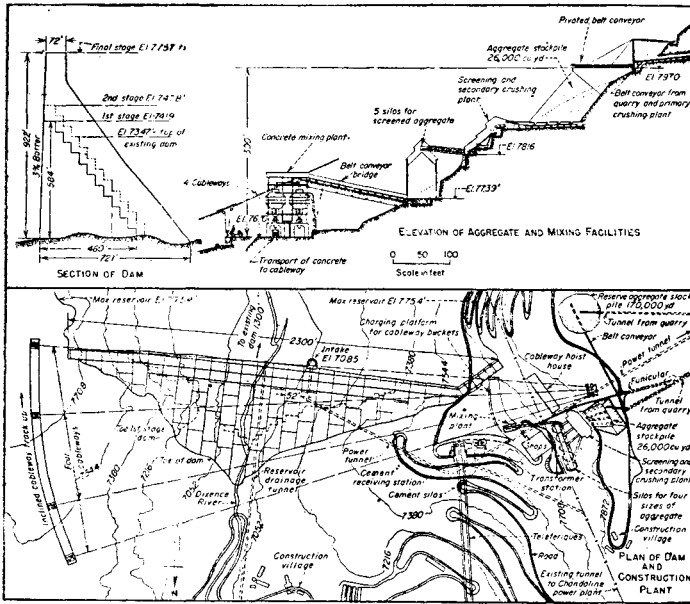
ダムは重力式で、設計、施工ともに普通のとおりであるが、横方向収縮継手間隔は 15.8 m、縦方向は最大 40.2 m である。花崗岩の表面層が風化しているために、掘削量は 516 000 m³ にのぼった。

この河のダム地点附近には適当な骨材がないので、西方の隣の谷まで 1 哩の長さの径 4 m のトンネルを掘削して、そこに石切り場を作った。60 cm 間隔の鉄棒の間を通つた碎石は、 $400 \text{ m}^3/\text{hr}$ の能力を持つ第 1 次破碎設備で最大径 12.5 cm に砕き、トンネル中を巾 90 cm のベルトコンベヤでダム地点に運び、ここで $20 000 \text{ m}^3$ のストックパイルに入れる。そこから長さ 30 m のベルトコンベヤによつて篩分、洗浄、第 2 次破碎設備に持つてゆく。この設備も $400 \text{ m}^3/\text{hr}$ の能力を持ち、骨材を 0~3 mm、3~6 mm、6~40 mm、40~125 mm の 4 種に分ける。篩分けられた骨材はそれぞれ $3 480 \text{ m}^3$ の容量をもつ鉄製サイロに入れる。サイロは、3 つは粗骨材用、2 つは砂用である。

セメントは標高 512 m の Sion の駅から標高 2 340 m のサイロまで 17.7 km の長さの索道で運搬する。セメントサイロは 900 t の容量を持ち、索道の能力は 50 t/hr である。第一期工事で 315 000 t、全体で 1 100 000 t のセメントを必要とする。

コンクリート打設能力は $248 \text{ m}^3/\text{hr}$ で設計したが、条件のよいときには $300 \text{ m}^3/\text{hr}$ が可能である。バッチャープラントは 2 台で、それぞれミキサ 3 台を有している。ミキシングプラントとケーブルクレンとの間の運搬はトラックで行う。20 t ケブルクレンのバケット容量は 6.1 m^3 、スパンは 869 m で左岸固定、右岸走行路上を 4 基のタワーが走る。地形の関係から掘削量を減少させるために、長さ 310 m のこの走行路は上流に向つて 35% の上り勾配を附しており、その上をギヤーをかけ合わせながらタワーが走るようになっているが、これはケーブルクレンの構造としては新機軸である。走行速度 2.44 m/sec 、上下速度 5.18 m/sec

図-2



HUGE DAM REQUIRES comparably large construction plant to mix and place its 7,540,000 cu yd of concrete. The dam will be built in three stages on a schedule calling for its ultimate 922 ft height to be reached in 1966.

を同時に行うことができ、10時間ずつ2交代で1日4960 m³を運搬できる。

アルプスの山中高くこのような切り立つた箇所に構造物や施設を作るとは困難かつ危険な仕事であり、常に雪崩や落石に注意していなければならない。

この地方では作業のできるのは1年間にわずか5ヶ月であり、工事完成までには実に15年の歳月を要する。(建設技術研究所 梅田昌郎)

スタラップをもたない T 型ばりの 斜引張強度

“Diagonal Tension in T-Beams without Stirrups.”

By Phil M. Ferguson and J. Neils Thompson

Journal of the ACI, March 1953
pp.665~675

この研究はスタラップをもたない T 型ばりに限られ主なる目的はコンクリートの圧縮強度および肩付 (Shoulder) によつて拡大された腹部断面積の変化が斜引張強度におよぼす影響である。

鉄筋コンクリートばりの斜引張強度は多くの因子に関係するが、この因子をできる限り少なくし、引張鉄筋量はきわめてわづか変化させた。

試験した“はり”の断面は図-1に示すように7種類で、コンクリートの圧縮強度は 220 kg/cm² から 461 kg/cm² まで変化させた。鉄筋は異形鉄筋を用い附着破壊の可能性があるので鉄筋の端に鉄鉋を溶接し

て補強した。

このようにしてつくられた 24 個の“はり”の試験を行い破壊の状況、腹部巾の拡大と有効腹部断面積の関係、ずれカスパンと有効高さの比 (Shear-span depth ratio) の影響等について研究した。

すべての“はり”は中立軸を横切る斜引張りひびわれによつて破壊した。多くの場合破壊する前に中立軸附近に斜引張りひびわれの細かい線があらわれ、荷重の増加によつて微細なひびわれの中の1つがひびわれの巾と長さを急激に拡大するか、または大きなひびわれが新しく“はり”の両端から突然あらわれて破壊した。

最大ずれ応力度 v は一般の計算式 $v = V/b'jd$ によつて計算し $j = 7/8$, b' は鉄筋の直上の巾をとる。破壊するときの斜引張り強度は $v = 145 + 0.02f_c'$ で示され、計算値と実験

値は2個だけ10%以上異なるのみで他は全くよく一致した。

図-1

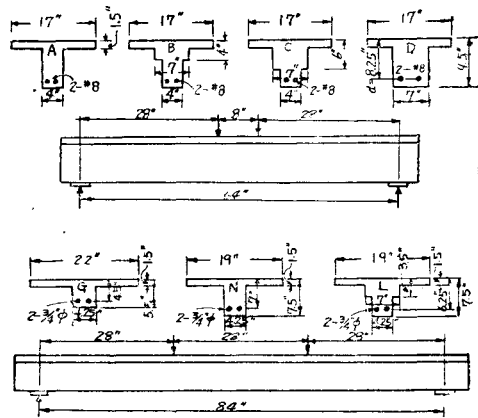
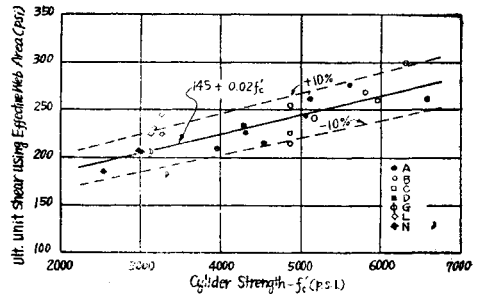


図-2



肩付 (Shoulder) によつて拡大された腹部断面面積増加の影響は有効腹部断面面積として $b'jd$ に $0.3d$ 以下の拡大部分の断面面積を加えれば充分である。有効腹部断面面積の計算例を表-1 に示す。また有効腹部断面面積によつて計算した結果を図-2 に示す。

表-1 Proposed Effective Web Areas

Series	b' (in)	d (in)	$b'd$ Sq. (in)	Shoulder depth, (in)	Shoulder depth minus $0.3d$ (in)	Extrashoulder width (in)	Effective Shoulder Area (Sq. in)	Total effective Web (Sq. in)
A	4	8.25	33.0	Slab	0	—	0	36.0
B	4	8.25	33.0	4	1.52	3	4.56	37.6
C	4	8.25	33.0	6	3.52	3	10.60	43.6
D	7	8.25	57.75	Slab	0	—	0	57.8
G	4.25	4.5	19.12	Slab	0.22	2.75 Ψ	0.60 Ψ	19.7
N	4.25	7	29.75	Slab	0	—	0	29.8
L	4.25	6.25	26.5	3.5	1.62	2.75	4.45	31.0

ずれ破壊強度 v とコンクリート強度 f'_c の関係は f'_c が大きくなるに従つて v も大きくなるが、一般に v/f'_c は非常に小さく、 f'_c が 280 kg/cm^2 以上においては v/f'_c は小さくなり、 f'_c が 210 kg/cm^2 近くになると v/f'_c が大きくなることは注目すべきことである。ACI Building Code は作用ずれ応力として $0.03f'_c$ を許容しているがこれは高強度コンクリートに対する安全率をいじむしく低下せしめる結果になる。例を表-2 に示す。

表-2

f'_c (psi)	ACI Allowable, (psi) ($0.03f'_c$)	Ultimate v , (psi)	Ultimate/Allowable
2 500	75	195	2.60
3 000	90	205	2.28
4 000	120	225	1.87
6 000	180	265	1.47

この研究によつて明らかにされた実用的問題は次の3点である。

(1) ACI Building Code で許容されている“ずれ応力度” $0.03f'_c$ (スタラップを用いないとき) はこの型の部材に高強度コンクリートを用いるとき、安全率をきわめて小さくする結果になる。

(2) “ずれ応力度”の計算に用いる有効腹部断面面積は中立軸下側の拡大された腹部あるいはハンチの断面面積を考慮せねばならない。すなわち肩付高(shoulder depth) から $0.3d$ を差し引いた部分が有効となり、中立軸の部分が拡大されていると仮定して計算する。

(3) 単純ばりの支点附近の斜り張り 応力の状態は支点から相当はなれた部分と同じように働かない。実験室の実験においては荷重が完全に支点到集中するために支点附近はさらに強化される結果となる。

(早大理工学部 神山 一)

連続溶接レールに関する特別委員会の報告

American Railway Engineering Association
Bulletin 507 Vol. 54, No. 507, Feb. 1953

連続溶接レールについてはさきに Proc. AREA

Vol. 53 においてガス圧接による方法が記

されている。このガス圧接による方法が非常に優秀であることは、11年間に行われた25 000の圧接箇所のうちレール端面の清掃不十分による2箇所の失敗例を除いて他は何らの支障を呈していないというような例のあることから判断される。過去の経験によれば電気圧接でも十分優秀な結果がえられたが、ガス圧接の方が現在のところはるかに経済的のようである。

ガス圧接に要する費用は、連続作業で行える圧接箇所の数と盛り上つたレール面の処理量に主としてよるものであるが1952年

に Chicago & Northwestern 鉄道で4 078 箇所ガス圧接を行つた結果によると1箇所当り4.47人時、11.77ドルを要している。

連続溶接レールの軌道マイルは表-1 に示すとおりであるが計 247.5 マイルのうち 38.9 マイルはトンネル内であつた。

表-1

年	軌道マイル	連続レールの最大長は 19 812 ft 最大勾配 1.6%, 最大曲率は 12°30' である。
1933	1.16	連続レールが敷設されたときのレールの温度は、28°F (-2.2°C) から 130°F (54.4°C) にまで及んでいた。しかしながらできれば連続レールの敷設は夏季に行うのがよいと思われる。調査の対称になつた 24 の鉄道のうち 15 の鉄道は連続レールの敷設される前に何も特別の準備がなされなかつた。残りの 9 つの鉄道のうち 1 つの鉄道は新しいタイプレートを敷いたりしたが 8 つの鉄道は軌道表面を整備しそのうち 3 つの鉄道は残存寿命が各 3 年 5 年及び 10 年の枕木を全部とりかえた。保線の上から注意することは次のようなことである。すなわち道床更換, 全面的枕木更換等を行うのはなるべく連続レールが敷設されたときと同じ温度のときか、またはそれより低温度のときに行うのが望ましい。もし敷設時より高温のときに以上の作業をすときは挫屈に対する注意を怠つてはならない。この注意は部分的な枕木更換の場合にも応用される。また数箇の連続した枕木のスパイクを一時にとることもさけな
1934	0.95	
1935	4.06	
1936	1.52	
1937	31.23	
1939	6.04	
1942	5.48	
1943	6.29	
1944	12.88	
1945	4.81	
1946	3.91	
1947	18.70	
1948	29.93	
1949	33.05	
1950	50.25	
1951	37.24	
合 計	247.50	

ければならない。

連続レールの破損箇所を切り去るのはレール鋸によつてやるのがよい。連続レールはほとんどの場合引張応力を有しているといつてよいから、連続レール敷設時の温度よりずっと低い温度のときに破損箇所を更新するときは、温度が敷設時の温度に近くなつた機会に少し短かめのレールで更新し、圧縮応力がレールに生じないようにしなければならない。レール敷設時の温度は常に記録がとられ保存されていることが望ましい。敷設時の温度をレールにペンキで書いておくこともまた望ましい。絶縁ジョイントに隣接する部分は 39 ft より短いレールを使用し適当な維持作業を容易ならしめるべきである。今日まで脱線により招来された異常に好ましくない経験などというものは存在しない。トンネル以外の軌道の連続レール使用上の経験によれば連続レールを採用したための利益は保線費で約 25% にものぼるといわれる。

(鉄道技術研究所 樋口芳朗)

ペンストック内の高流速試験

“High Velocity Tests in a Penstock”
by Maxwell F. Burke
Proc. of ASCE, Vol. 79, Separate
No. 297, Oct. 1953.

この一文は現場のペンストックについて Reynolds 数の比較的大きな範囲にわたつて摩擦抵抗係数を実測し、これと Nikuradse の実験結果との比較を行い、あわせて流速分布の測定結果を Prandtl 及び Karman の速度分布式と比較したものである。実測の対象となつたダムは、Los Angeles Flood Control District にある洪水調節用の San Gabriel Dam で、その放流用ペンストック 4 本のうち内径 51" 1本, 123" 2本の鋼管について測定が行われた。これらのペンストックはいずれも 0.005 の勾配で管口より 860' つづいてベンチュリ・メータに連結し、次いでこれより下流へ 300' のびて放流端のニードル・ヴァルヴに至つている。このベンチュリ・メータより上流 500' 及び 700' の直線部を試験区間と定め、この区間両端の圧力差を測定して抵抗係数を求めたものである。管壁の溶接部を研磨し、また管の内面にエナメル塗装を行つたりして、壁面を特に滑らかにすることに留意した。

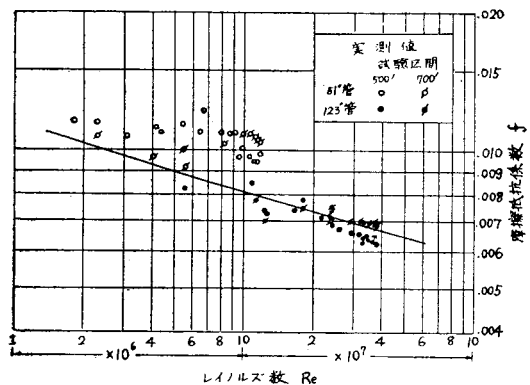
この種の実測データの精度は流量の測定結果に左右されるものであるから、ベンチュリ・メータの検定は特に綿密に行い、試験に先立ち長期間にわたつて 3 通りの方法でベンチュリ係数を決定した。その方法の第 1 は放流を行つて貯水位の低下から流量を求める方法、その第 2 はフルオレッセインを注入して放流水脈にグリーンの螢光色を与え、これを追跡して平均流速から流量を求める方法、その第 3 はピトー管で流速分布を測定してこれより流量を求める方法であつた。

さて、摩擦抵抗試験は放流端ニードル・ヴァルヴの

開きをいろいろに変えて流量を調節することにより、平均流速 6~50 ft/sec, 流量にして 100~4 100 cfs Reynolds $2 \times 10^6 \sim 3.8 \times 10^7$ の範囲にわたつて実測を行つた。試験の結果得られた Manning の n の値 (ft. 単位) は流速の増加ともなつてわずかに減少する傾向にあるが、51" 管について 0.0090~0.0098 平均 0.0095, また 123" 管について 0.0086~0.0099 平均 0.0090 の値を示すという結果が得られた。これらの平均値は、塗装鉄管に対する n の値を下まわり真鍮管やガラス管に対する値の範囲の下限に属するものであつた。

実測結果より算出せる摩擦抵抗係数 f と Reynolds 数 Re との関係をプロットすれば 図-1 のようにな

図-1



る。Karman によつて誘導せられた滑らかな管に対する摩擦抵抗係数と Reynolds 数との関係式は

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = A + B \log (Re \sqrt{f})$$

であつて、Nikuradse は彼の実験結果からこの式中の常数の値を $A = -0.8$, $B = 2.0$ と定めた。図-1 中の直線はこの関係式を示すものである。ところで 123" 管に関する実測点がこの関係曲線のまわりにかたまつていて特に系統的な偏差の傾向が認められないことから、この実測の範囲内において 123" 管は明らかに滑らかな管として働いているものと考えられる。 B なる常数は滑面及び粗面のいずれの管路についても一定の常数と考えられるから、Nikuradse の求めた 2.0 なる値は当面の 123" 管に対しても十分満足なものであると考えてよい。それゆゑ B に対してこの 2.0 なる値を用いて実測結果から A の値を算定したところ -0.66 となつた。この値は Nikuradse の求めた -0.8 に相当するものでその差はきわめて僅少である。以上の結果は、従来の滑らかな管に対する摩擦抵抗係数の実験の範囲が $Re = 10^5$ 程度までであつたのをさらに拡張して、 $Re = 3 \times 10^6 \sim 3.8 \times 10^7$ の値に及ぶ範囲にまで滑らかな管の摩擦抵抗式があてはまることを立証した。

次に 51" 管についての実測結果は 123" 管の場合

と明らかに異なり、それは滑らかな管の関係曲線から分れて水平に向い、 R_0 に無関係に f が一定となるような傾向を示している。これから、Nikuradse の実験結果に従えば、少なくとも Reynolds 数のかなり高い値においては、非常に滑らかな壁面をもつ 51" 管も粗い管として働らくものであると考えられる。Nikuradse の求めた粗い管に対する摩擦抵抗式 $\frac{1}{\sqrt{f}} = 1.74 + 2.0 \log r_0/e$ なる関係が当面の 51" 管についても成立つものとするれば、 f の測定値の平均 0.01054 を用いて、上式から粗度の高さ e は 0.0025" となることがわかる。一方 profilometer を用いて管軸方向の壁面の凹凸を測定したところ、壁面の起伏の最大のかたよりが大体上記 e の値に相当するものであり、かつ凹凸の状況が 51" 管 123" 管の両者について同様であることから、上の e の値を用いて逆に 123" 管が粗い管として働らく f の値を算定すれば 0.0090 となる。ところが実験結果によれば図に見られるとおりの 123" 管に対する f の値はこの 0.0090 の値に達しても水平とならず、滑らかな管に相当する曲線にそつて減少しつづける。このように、2本の管路から得られた実験結果を Nikuradse の粗度法則に関係づけることができなかつたことは、実験結果が矛盾しているものであるか、あるいはこの実験の対象となつた管路のように波状に起伏した壁面に対しては別の法則を導かねばならぬことを物語っている。

最後に、51" 管について直交する 2つの直径上を働らくピトー管によつて流速分布を測定し理論曲線との比較を行った。ピトー管からの動、静圧を記録装置へ伝達するには、普通用いる水柱による方法でなく、窒素ガスを用いた。Karman 及び Prandtl の理論分布曲線を積分した全流量と、このピトー管で測つた流速分布から求めた全流量とを比較した結果は、前者が実験値よりも 1.7~5.0%, 平均して 3.3% 大きく、後者が実験値よりも 0.05% 小さく 3.2% 大きく、平均して 1.4% 大きい流量を与えることを示し、理論と実際面へ適用し得る妥当性を示した。

(電力中央研究所 千秋信一)

世界最大の吊橋

—メッシナ海峡橋の計画—

"Messina Strait Suspension Bridge
to span 5 000 ft."

By D.B Steinman,

Civil Eng. December 1953 pp 54~57

イタリア本土とシシリー島との間のメッシナ海峡は、横断するのに 2哩あり、深さ 400 ft に及ぶ所である。しかも激流、渦潮に加えて、火山帯による地震等の悪条件を有している。

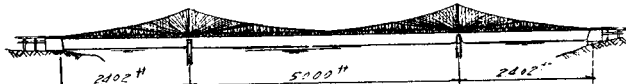
一方シシリー島はレモンの産地として欧州市場の最

大の所であり本土に対して、年間 250 000 貨車を送り出している。従つて、前記の悪条件を克服して架橋することができ、鉄道、トラック運送が可能になれば輸送量は増大し、海峡横断の時間が短縮され、船舶運送の激流による危険等も解消してくるわけである。また自動車道路としては、島の開発、観光に役立つわけであり、この橋を架けることは、長い間この地方の人々の夢となつていた。

本文は著書が 1950 年イタリア当局から依頼され、この橋について計画したものの概要を記している。

全体計画について 中央径間 5 000 ft, 側径間 2 400 ft, 主構間距離 $90'2\frac{5}{8}"$, 上部は二層式として上は自動車用、下は鉄道用路面とする。また橋脚は水面下 400 ft であり、中央径間、側径間、橋脚ともに世界最大のものとなる。これは George Washington 3 500 ft, Golden Gate 4 200 ft を越すものであり、3 径間全長 9 800 ft の新記録の橋長に対して、気体動力学的安定、地表抵抗、列車荷重のための撓み限界

図—1



が要求されるのである。従つて過去の架設の技術から建設の可能、不可能よりも、コストをいかに引き下げらかに重点をおいている。

部分計画について

1. 補剛トラスは、Florianopolis Bridge Type のものとする。2. 控ケーブルは橋脚より放射状にケーブルと連結する。3. 横構は上下二層の床組に取りつけ振り剛性を持たせる。4. 橋脚は水面下 400 ft のため Open Caisson Method とする。

補剛トラスは中央径間の 1/4 点、及び側径間の中央で 165 ft とし、普通示されている 1/40 と云う支間と構高比の代りに 1/30 として大なる構高を採用することによつて剛性が大になるようにしている。またこの補剛トラスは Florianopolis Bridge において、部材が節約できること、耐久性、撓みが小さい点の利益が明らかにされていることから採用した。また、このトラスと放射状の控ケーブルを組合わせることによりケーブルの上下、橋軸方向の変位を防ぐことができ吊橋の上下、振り振動に対して抵抗性を増大する。横構は前記のごとくすることにより風荷重に対する安定、振り剛性を持たせ、風速は設計に使用するものとしては最大の時速 100 mile にとり、暴風雨等に対しての安全を期している。

重量及び建設費 この橋に使用される総量は、コンクリート 567 000 cu yd, ケーブルワイヤー 46 400 t, 構造用鋼 74 500 t, 工費は約 60 000 000 ドルと見積られる。(早稲田大学理工学研究所 津野和男)

ニューヨークの交通整備計画

“ニューヨーク ヘラルド トリビューン紙、
1954年2月15日号より”

“Major Projects to Relieve Traffic Congestion in N. Y.”

マンハッタンの交通雑踏はすでに深刻な様相を呈し
ことにハドソン河横断交通は既設の橋梁、トンネルを
もつてしては飽和点に達している。この状態は当初の
見込みよりも7年も早く出現したのであるがその対策に
関してポート オブ ニューヨーク オースリティー
とトライボロウ橋梁トンネルオースリティーが従来の
対立を一擲して協同で調査研究を開始し、交通計画の
立案、建設事業の実施を早急に遂行することを共同発
表した。

計画の内容は下記のとおりであるがニューヨーク市
及びその周辺を含む大都市地域全体の交通計画の一環
として考察し、既設の交通施設及び建設中または計画
中の将来施設との関連を十分に配慮したところにこの
計画の意義が見出され、効果が期待されよう。

(1) ナロウズ橋の架設 ブルックリンとステート
ン島を結ぶ世界最長の吊橋（径間 4600'）であり、ニ
ュージャージーとロングアイランドの交通をさばき、
ニューイングランド、サウスウェスト間の通過交通を
通す側道の役割をはたす。

(2) 125番街の橋梁新設 125番街付近でハドソ
ン河を横断して北部マンハッタンの横断高速道路をト
ライボロウ橋、イースト河とハーレム河の河岸道路に
結ぶ橋梁であり、この橋はジョージワシントン橋の雑
踏を救済し、ニュージャージーの幹線道路とトライボ
ロウ—クイーンズ、ロングアイランドの交通を収容
する重要な使命を負うとともにウェストチェスター、
コネクチカット及びニューイングランドの諸幹線を通
る交通をも収容する。この橋と関連してマンハッタン
横断高速道路の新設も考慮されている。

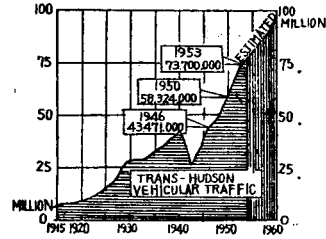
(3) ジョージワシントン橋の拡張 現在のジョ
ージワシントン橋の中員を6車線分だけ増加する。この
橋は現在すでに飽和状態にあるが建設中のガーデン
ステート公園道路、パリセーズ インターステート公
園道路が竣工すればさらに交通需要の増大が予想され
るので容量の倍増を計画している。

(4) マンハッタン横断高速道路の建設 マンハッ
タンを横断する交通量の増勢に対処し、中部の30番
街附近及び南部のホルランドトンネルからブルックリン
とマンハッタン橋に至る系統にそれぞれ高速道路を建
設する。

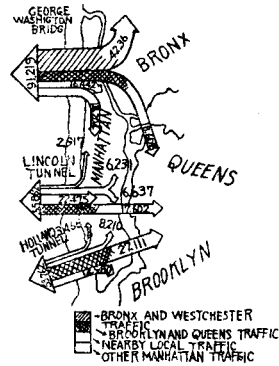
30番街の高速道路はリンカーントンネルの第三路線
の開通に備えるものであり、リンカーントンネルとク
イーンズ ミッドタウントンネルを連絡し、ウェスト
サイド及びイースト河高速道路を結ぶ機能をもつ。

南部の横断高速道路はキャナル街北方に配置し、*

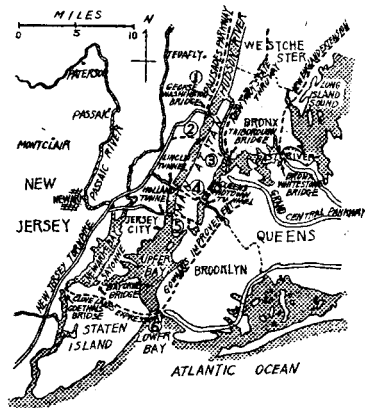
図一 ハドソン河横断交通量図表（各年）



図二 ポート オースリティーの3つの横
断路を経由するハドソン河東側の平
日交通の起終点別交通量図



図三



ニューヨーク港湾局とトライボロウ橋梁隧道局によつて 着手
される道路、橋梁建設計画図。大ニューヨーク地域内の調査
路線、既設路線、計画路線の関係を示す。両局は下記の建設計
画（工費概算 10 億ドル）の調査をただちに企圖すると表明し
ている。

- ① ジョージワシントン橋 ② 125 番街の地点におけるハド
ソン河横断橋梁 ③ 新設橋梁トライボロウ橋との間の連絡高
速道路 ④ 30 番街の横断高速道路 ⑤ キャナル街附近の
南部マンハッタン横断高速道路 ⑥ ブルックリンとステート
ンアイランド間のナロウズ橋（世界最長の吊橋）

*ブルックリン、ニュージャージー間の交通を収容する見
込である。

(5) 路外駐車場の整備 上記の諸計画に対応して

広大な路外駐車場の建設計画が考究されている。これは大都市の雑踏区域内には乗用車の進入を許さず周辺部に駐車して都心内部へは公共交通機関で出入するという従来の原則を考慮して計画されるであろう。

以上が計画内容の概要であるが市内の隘路の打解だけでなく周辺部諸都市の交通需要についての対策もあわせて研究する予定である。

計画の詳細については調査研究の結果が公表される今年の秋頃に細部の資料が公開される見込みである。この計画は2つの意味で重要である。第一は従来とかく意見の一致を見出し得なかつた2つの当局が合同で着手する段階に到達したことであり、第二はこれら両局は自ら経営を行う機関として設立されたものであり机上計画に終らず実施設計、建設及び運営に至るまですべて実現可能性を前提として作業を進めていることである。建設費の概算は約10億ドルと見積られている。建設期間は5年ないし10年、両局はそれぞれ管轄範囲を分担して建設運営することになるが全体計画の立案(調査研究を含む)に関しては当初から合同で作業する。各施設の優先順位、両局の分担範囲、財政計画等なお多大の研究を要する事項が残されているが多年の懸案がここに実現の緒口を見出したことは祝福されるべきであろう。(首都建設委員会事務局 中村滋)

切取部の水平排水による安定化

“Cuts Stabilized by Drilling Horizontal
Drains on Lookout Point Reservoir
Relocation work”

by Jack E. Newby

Civil Engineering, Oct. 1953, Vol. 23,
No. 10, p. 52.

土の安定に及ぼす水の影響はよく知られているが、米国 Oregon 州で行われた鉄道、州道の附替え工事の際、切取り法面の安定化に、水平排水工法 (horizontal drain method) を用いて非常に効果があつた。工期は 1950~1952 の間であつた。工事計画による切取りの高さは 20~200 ft, 長さは 160~2000 ft で多数の地じりが起つた。この地帯の北側の丘陵地帯は溶岩流及び地じりの堆積物より成る。この地じりは順々に起つて層を作り、非塑性的な土の層の間に非常に塑性的な土の薄層を、あるいは規則的に、あるいは不規則的に挟んでいる。この薄層は耐水性で地下水をたたえ、多くは岩盤からある距離のところにある。このような土質条件は、気候温暖、平均降雨量 1015 mm/年という気象条件とあいまつて地じりの主要な原因となっている。種々の調査及び試験の結果、4割勾配の法面でも不安定であることがわかつた。しかしこのような緩い勾配にすることは不経済である。小さな地じり地帯では、法尻の土を除去し、砂利を埋戻して排水を促して安定化するのが経済的であつた。大きな土塊のじりに対しては鉛直の井戸を掘つて地下水を汲み出す

方法が取られ一時的にじりを止めることはできたが、もつと経済的にかつ永久的な見地から、水平排水工法が試みられたのである。

この地帯の土は堅い玄武岩の岩維を混じており、このような土に水平な孔をあける機械として Hydrauger 及び Sullivan core drill machine, Model 12 B が選ばれた。Hydrauger は 5.2 HP の air motor で駆動される軽量級の機械で 5 ft ごとにロッドを継ぎたす。その利点は設置、移動の容易なことで、不利な点はケーシングを手、power winch またはプーリーで設置せねばならぬこと及び air compressor が必要なことである。工事中、この機械を改良し、どんな型のモーターでも据えつけられるようにした。掘進条件によつては、使用するロッドを Diamond drill A-rod, 同 N-rod 等の重いものに代えた。Sullivan 型の機械は 4 気筒のガソリン エンジンで駆動される。その利点はロッドと同様にケーシングを hydraulic head に挿入して設置できること及び動力によつてロッドの継ぎたし、引き抜きのできることである。不利な点は移動の困難なこと及び head と孔口の距離が長くなるので、ロッドに whipping action を生ずることである。hydraulic head は A-rod, N-rod をつけることができる。両方の機械はともに中空ロッドの中に水を噴射してビットの冷却、くり粉の排除を行う。

使用したビットは幾多の調査及び経験の結果、Tex. 州 Houston の Hughss Tool Co. 製 4 1/4" の三角錐型硬研磨ロータリーロックビット及び Calif. 州 Comton の H. C. Smith Oil Tool Co. 製 3 3/4" ロータリーロックビットが用いられた。これらは粘土、粘土及び崖維、硬い岩等に適し、前者のビットは塑性的な粘土において利点を有し、後者は硬い岩において利点を有する。両者とも改良を加えてビットにリブを溶接し、孔の直進性及びビットの取り出しの容易性をはかつた。ロッドもビットの柄のところで補強した。

孔のケーシングには、3/4 の点に径 3/8" の小孔を 1 ft あたり 6 個打ち抜いてあるパイプを用いた。これは電気メッキしたものと dip-black (防腐材に浸したものとある。パイプの径は 1 1/2"~2 1/2" で 1 1/2" のものを多く用いた。この工事では用いられなかつたが、プラチックのパイプは設置、小孔の打ち抜きの容易性、安価、腐食に対する抵抗性等ですぐれていると思われる。たいいていの場合、ドリル ロッドとビットを引き抜いた直後にケーシングを行えば、それほどの困難は認められなかつた。

この排水孔はケーシングパイプの丈夫な限り有効に働らくと筆者は考えている。ケーシングの寿命は土中の化学物質による。ケーシングが塞がった場合は水を噴射すれば容易に障害物を除去し得ると思われる。植物の根に対しては、地表に近い約 20 ft の間に集水用小孔をあげないでおけばよい。

この工事では延 2800 ft 以上の水平排水孔があげ

られた。孔の間隔、角度は地下水面の位置等によるが、原則として風化を受けてない岩盤まであける。しかし途中で大きな水脈にあつたり、上層の排水のために岩脈を掘ることが必要である場合はこの限りでない。孔の最大長さは 350 ft で、必要ならばもつと長く掘ることができた。孔の掘進とケーシング、設備、訓練、設備の改良等の一切を含む単価は平均 1 ft あたり 1.83 ドルであつた。しかし 1953 年初頭には、この種の工事の単価は 1 ft あたり 1.50 ドルまで下つた。これは工程になれたことと設備の改良とによる。掘進中遭遇した土の種類、必要な機械の移動距離等により、1 ヶ月あたりの単価は 1 ft あたり最小 1.00 ドルより最大 2.00 ドルと変つた。

以上の工事の結果、切り取り部における多くの地じりの阻止に成功した。その一、二の例を挙げれば、次のごとくである。この地じり地帯では $5 \times 10^8 \text{ yd}^3$ 以上の土塊がじり出し、竖井戸より地下水を汲み出し、一時的に地じりを止めた。さらに永久的対策として排水トンネルを掘つたが途中で中止し、その先端でより経済的な水平排水工法に切り替えられ、16 の排水孔があげられた。これによりトンネルのみの排水量 16 gal/min であつたのが 60 gal/min まで増加し、平均 45 gal/min を排水して地じりは止り、竖井戸よりの地下水汲み上げの必要がなくなった。また他の例では水平排水により地下水面は約 40 ft 低下し、竖井戸よりの汲み出しは放棄され、排水トンネルの要もなく、かつ地下水面の急激な低下により、ただちに約 6' の圧密沈下を生じた。

本工事で採られた水平排水工法は地下水圧の低下に伴う偉大な影響を有し、場合によつては Seepage foree の方向を駆動より抵抗へと変え、法面の安定化のための一工法として効果のあることが判明した。

(東大大学院 曾根 学)

井戸スクリーンの流量に及ぼす影響

“Effects of Well Screens on Flow into Wells.”

By J. S. Petersen et al.

Proceedings A. S. C. E., Vol. 79, Separate No. 365, 1953.

井戸スクリーンが液体にだけ囲まれている場合の、スクリーンを通過する際とスクリーン内部における損失水頭の理論的解析を次の仮定の下に行つてみる。

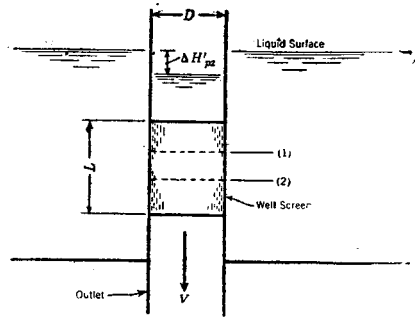
- (1) 流れに直角な方向の加速度が 0 である。
- (2) スクリーンの横断面で速度変動が存在しない。
- (3) 流れに対する抵抗が存在しない。

図-1 で長さの増加 dL に対する流量の増加 dQ はエネルギー及び連続方程式を利用して

$$dQ = C_c A_p \pi D V / \sqrt{2g \Delta h_{pz}} dL \dots\dots\dots (1)$$

と表わされる。ここに Q : スクリーン内部のある断面における軸に並行な流量, C_c : 収縮係数, A_p : スク

図-1



リーンの開口面積の全表面積に対する百分率, D : スクリーンの直径, g : 重力加速度, Δh_{pz} : スクリーン内外の圧力水頭差, L : スクリーンの開口部分の長さである。

運動量方程式を断面 1 及び 2 で、スクリーン内部の流れに適用すると

$$Ar (h_{pz,1} - h_{pz,2}) = -\rho (Q_1 V_1 - Q_2 V_2)$$

がえられる。ここに A : スクリーンの横断面積, τ : 比重, h_{pz} : スクリーン内部の圧力水頭, ρ : 密度, V : スクリーン内部の軸に並行な平均流速であり、添字は図-1 の各断面に対応するものとする。上式の両辺に A を乗ると、

$$-A^2 g \Delta h_{pz} = d(Q^2)$$

となる。スクリーンの外表面上の圧力水頭が一定であると仮定すれば、

$$\Delta h_{pz} = -h_{pz}$$

$$d(\Delta h_{pz}) = -\Delta h_{pz}$$

が得られるから、

$$d(Q^2) = A^2 g d(\Delta h_{pz})$$

積分して $Q^2 = A^2 g (\Delta h_{pz} - \Delta h_{pz}') \dots\dots\dots (2)$

ただし $Q=0$ のときの Δh_{pz} の値を $\Delta h_{pz}'$ とする。

両辺を L で微分すると

$$\frac{dQ}{dL} = \frac{A^2 g}{2Q} \frac{d(\Delta h_{pz})}{dL} \dots\dots\dots (3)$$

(1), (2) 及び (3) を組合わせると次の関係がえられる。

$$\frac{C}{D} \frac{dL}{dL} = \frac{d(\Delta h_{pz})}{\sqrt{(\Delta h_{pz})^2 - \Delta h_{pz} \Delta h_{pz}'}} \dots\dots\dots (4)$$

ここに $C=11.31 C_c A_p \dots\dots\dots (4)$

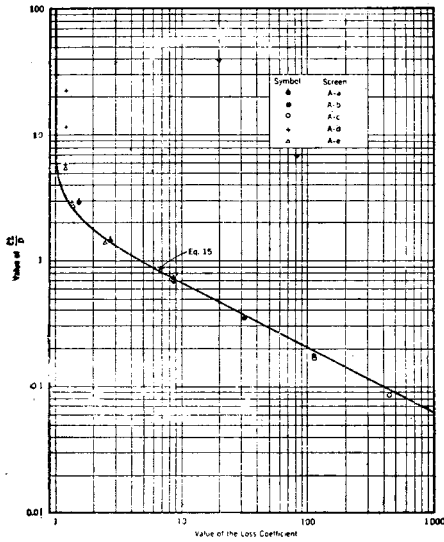
(2) の関係を使つて上式を積分すると

$$\frac{\Delta h_{pz}}{Q^2} = \frac{\cosh\left(\frac{CL}{D} + 1\right)}{\cosh\left(\frac{CL}{D} - 1\right)} \dots\dots\dots (5)$$

この式に含まれてゐる 2 つの量, $\frac{\Delta h_{pz}}{Q^2/Ag}$ 及び $\frac{CL}{D}$, の関係を図示すると図-2 の理論曲線が得られる。

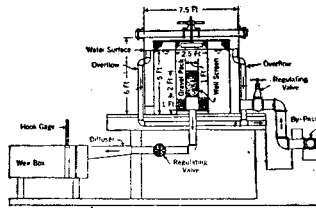
(5) 式の妥当性をきめるために、実験室で製作されたスクリーンを使い図-3 に示す実験装置で実験が行われた。このスクリーンの開口は薄刃オリフィスとしての必要条件をほぼみたすものであり、Von Mises

図-2



の収縮係数の使用を可能ならしめるものであった。実験値と理論曲線とは実験範囲内では大体一致していた(図-2)。両者の不一致が実験範囲の両端で認められたが、(5)式を導いた時の仮定を検討し実験値を修正した結果両者の一致が得られるに至った。

図-3



次に著者等はスクリーンと砂利のある一定の組合せを使用するとき予期される損失水頭を決定する際に(5)式の使用を可能ならしめるスクリーン係数 (C_s) をきめるため市販スクリーンの試験を行った。すなわち、市販スクリーンについての実験結果からスクリーンの損失係数 ($\frac{\Delta h_p z}{Q^2 2g}$) をきめ、次に図-2の理論曲線から CL/D を求め、 $C=11.31A_p C_s$ なる関係を使ってスクリーン係数 (C_s) を決定した。 C_s は(4)式の C_c に置換わつたものであり、砂利による A_p の減少因子も包含したものである。(5)式から得られる設計基準は次のように要約できる。

スクリーン損失を最小にするには、 CL/D を6より大きくせねばならない。また CL/D が6より大であれば、スクリーン損失は砂利の寸法と無関係である、ある一定流量に対する実際の損失水頭はスクリーンの直径にのみよるものである。

(国立公衆衛生院 松本順一郎)

基礎工学 共立全書

A. E. カミングス著

B 6判 170 頁 上製

京大助教授 松尾新一郎訳

定価 280 円 ㊦ 30 円

基礎の設計・施工に関する多年の経験と、土質力学及びそれを基礎の問題に適用する該博な知識をもつている著者が、広く一般に役立つように、難解な問題をも明解に記されたもので、類書の少ない現在、土木・建築関係者にとって必読の好文献である

主要目次 概論・スプレッド基礎の用法・マット基礎の用法・ケーソンまたはピヤー基礎・抗打ち基礎・基礎地盤の応力分布・圧密の理論・構造物沈下の主要原因・基礎形式の選定・支持工とアンダーピンニング・矢板と囲堰・地盤注入法・文献・附録・索引

土木工学便覧
編集委員会 編

土木工学便覧 改訂版

A 6判 420頁 上製
定価 380円 ㊦ 30円

芳賀公介 著
杉山光郎

コンクリート用骨材

土木技術
双書

A 5判 90頁 並製
定価 150円 ㊦ 30円

武居高四郎著

土木施工法

A 5判 300頁 上製
定価 480円 ㊦ 40円

東京都神田局駿河台 3

共立出版株式会社

振替口座東京57035番