

都心部における街路交差点立体化の実例

“The Treatment of the Intersection of Archer and Ashland Avenue”, A Report by Bureau of Street Traffic City of Chicago, Illinois. Traffic Engineering, Vol. 30, No. 1, Oct. 1959.

シカゴ市では、アーシャー通りとアシュランド通りの交差点に直進車線専用のオーバーパスを建設し、1958年9月から交通開始をしたが、オーバーパスの必要性、構造物の概要、事業の効果、オーバーパス応用のさい注意すべきこと等について報告している。

都市の街路網には数多くの交差点がある。交差点では交通量が多いほか、左右折交通があり、歩行者も多いので、街路網の完全を保たしめるには、路線上に生じている交差点の隘路を解決することが根本的な問題である。しかし、用地は非常に高価なので巾員を増すことによつて交差点の容量を増すことは経済的に困難である。それゆゑ、別の方法によつて交差点の容量を増し、需要を満たさねばならなかつた。

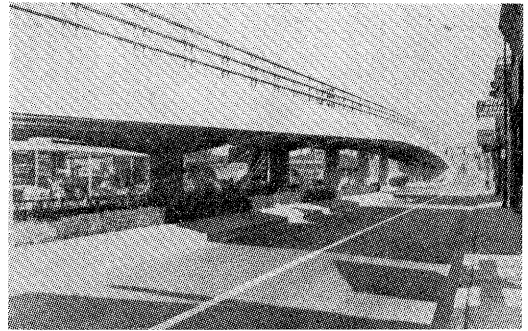
このような革新的な事業の例としてシカゴ市南西部のアーシャー通りとアシュランド通りに設けた直進車線専用オーバーパスがある。

この施設はアーシャー通りの直進通過交通をアシュランド通りの上を通すオーバーパスによつてさばくもので、構造物は巾 24 m のアーシャー通りの中心線に沿つて円柱型のピヤーを立てた写真-1のような形のもので、橋の下のアーシャー通りの有効巾員を最大にするものである。橋の断面は下路式プレートガーダー、表面はアスファルト舗装である。構造物の全巾は 7.2 m (走行 2 車線) で中央に巾 0.3 m の分離帯がある。構造物に取りつく道路には 2 車線と駐車線 1 車線が両側にあり、この巾は 18 m である。ピーク時には駐車禁止を行い 9 m (2 車線) のアプローチを効果的にしている。オーバーパスの上を走る交通量はピーク時で一方向 1 200 台を数えているが、交通の混乱は生じていない。

オーバーパス建設以前はアーシャー通りから左折する交通が多いので、信号を三相式にし、市で広く採用している 65 sec サイクル系統式とは異なつた 85 sec サイクルにしなければならなかつた。そこでアシュランド通りに開放される時間が少なく、交差点全体の容量を低下させていた。このように容量の小さいことと近くの交差点の系統式信号と調和していないためにピーク時には車が長蛇の列を作つていた。

オーバーパス建設後は、地表の交差点はアシュランド通りの交通とアーシャー通りの左右折交通およびバスだけを処理すればよいので信号は二相式 65 sec サイクル

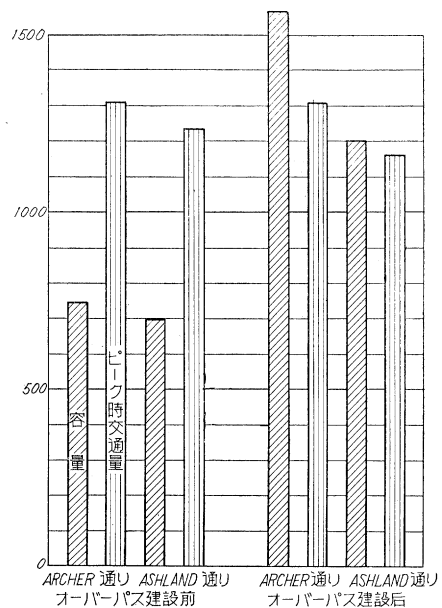
写真-1 アーシャー通りの直進交通専用オーバーパス



にでき、アシュランド通りでは、信号青が1時間 1300 sec から 2090 sec に増加し系統式が完全に維持できる。その結果、交差点の容量は倍増し自動車の遅滞も解消した。図-1 はオーバーパス建設前後の交差点の容量と交通量を示したものである。

オーバーパスの建設によつて交差点の事故は 39% 減少し、特に追突事故は 59% 減少した。歩行者の事故もまた減つている。

図-1 改良前後の交通容量, 交通量比較図



街路網は交通をさばくだけでなく、これに面する土地利用と両立しなければならない。問題の多い交差点は大部分商業地域にあることを思えば、オーバーパスは交通問題を解決するだけでなく、その地域的美観に貢献し、これに面する土地建物の価値を高めるものでなければならない。またこの構造物は周囲の建物と調和するように設計されねばならない。ある設計者は構造物の下のスペースを店舗か駐車場にして賃貸することを提案している。都市の計画技術者はすぐれた設計で美術的なオーバーパス

すが、その付近の土地利用の価値を増加するよう努力している。(植村 元榮)

桁を構成するコンクリートと鉄筋 (または P C 材) におけるひずみの関係

“The Relation Between the Strains in the Concrete and the Steel in Reinforced and Prestressed Concrete Beams.”, by *Evant, R.H., & Alan William*, Magazine of Concrete Research, Vol. 11, No. 32, July. 1959.

この論文はコンクリート桁で母材コンクリートと補強に用いた鉄筋 (あるいは P C 材) に生ずるひずみとスリップを X 線写真を用いて調べたものである。

測定にはコンクリートの強度、鉄筋 (あるいは P C 材) の径や種類、プレストレスの大きさ、荷重方法などを種々変えた 17 本の桁 (長さ 6 in, 断面 6×4 in) を用意し、鉄筋 (あるいは P C 材) に白金のマークを取りつけ、荷重が作用するとその半分は鉄筋とともに、他の半分はコンクリートとともに移動するようにする。この桁に対する荷重の前後に撮影した X 線写真から、ゲージ長の変化および鉄筋とコンクリートとの間のスリップを知る一方、コンクリートの表面ではデメック (Demec) ひずみ計によつてひずみを測定する。

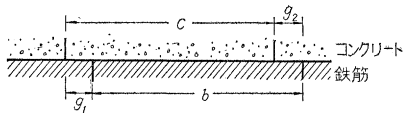
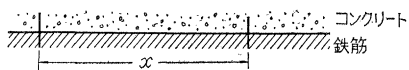
このようにして求めた測定結果の検討から次のようなことが報告されている。

鉄筋とコンクリートとの境界面におけるスリップとコンクリートのひずみと鉄筋のひずみとの間には次の関係が成立する。

$$\epsilon_s = \epsilon_c + (g_2 - g_1) / x \quad (\text{図-1 参照})$$

図-1

載荷前



載荷後

二点間における鉄筋のひずみがコンクリートの極限引張ひずみより大きいのに、ひびわれが生じないというときには、スリップが生じており、 $\epsilon_s < \epsilon_{cmr} + (g_2 - g_1) / x$ (ϵ_{cmr} : コンクリートの極限引張ひずみ) という関係が成立している。 $\epsilon_s \geq \epsilon_{cmr} + (g_2 - g_1) / x$ という条件になったときにはひびわれが発生する。スリップが大きいたまには、鉄筋におけるひずみはコンクリートへあまり伝えられないので、ひびわれは生じにくい。

鉄筋コンクリートの表面におけるひずみと鉄筋との境界面におけるひずみの比較から、コンクリートのひず

みは断面を横切つて一様な分布を示さず、表面におけるひずみは内部におけるものより小さくなり、鉄筋とコンクリートとの境界面において最大となる。表面に対する境界面のひずみの比は極限荷重 116%, 極限荷重の 90% で 108% となる。P C 桁においてはひびわれの巾が小さく、コンクリートのひずみは断面を横切つて一様に分布している。

破壊断面における鉄筋の最大ひずみ (A) と鉄筋の位置におけるコンクリート表面の平均ひずみ (B) との比 $F(A/B)$ は、ボンドの性質がすぐれた鉄筋に対してはより大きく、ボンドの性質を改善し、スリップを小さくすると F の値は大きくなる。

F の値はプレストレスの大ききには左右されない。

荷重が大きくなるとともにひびわれの巾と鉄筋のひずみは増加し、ひびわれの位置における鉄筋の局部的なひずみの値はコンクリートの平均ひずみが増加するよりもさらに大きな速度で増加する。すべての荷重条件に対して F の値は荷重の増加とともに大きくなる。またこの F の値は破壊断面が曲げモーメント図のピークの位置に生ずるときにも大きくなる。(国広 哲男)

ダム コンクリートの強度

“Appreciation de la qualité du béton”., par *Stucky, J.P.*, Bulletin Technique de la Suisse Romande. 84 année No. 15, 19 Juillet 1958. p. 255~262

コンクリートの特性は供試体の圧縮強度によつて示すのが普通である。この場合問題となるのは、第一に、限られた大きさの供試体を用いることであり、第二は、構造物は 2 軸あるいは 3 軸の応力を設けているのに対し、供試体は 1 軸圧縮応力状態で試験されるのが普通であることである。

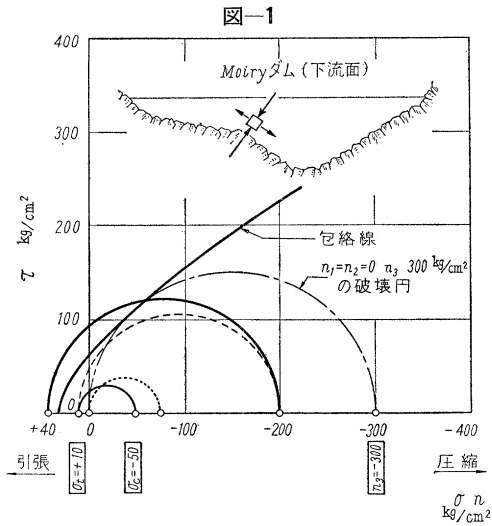
スイスで従来用いられていた立方供試体は、載荷板による横方向変形の拘束と、供試体の大きさが小さいことのために実際のダムの強度とは異なるものになると考えられていた。そこでこれを避けるためには横方向の拘束については、打込みが容易で試験時の応力分布がよく、構造物から採取したコアとの比較が容易な円筒供試体を採用し、その高さ と直径の比を 1.5~2.0 とし、供試体の大きさはその影響が小さい 30 cm 以上の大きさとする必要があつた。

以上のような理由にもとづいて、Grand Dixence, Moiry, Malvaglia の三ダムでは 30φ×45 cm (重量 80 kg) の供試体を用いた。これを実験室で養生し、ダムから採取した同じ寸法のコアと比較した結果によれば、1 カ月で 5~15%, 2 カ月で 10~20%, 1 年で 30% コアの方が大きく、例外的な場合を考えても 1 年以上たてばコアの方が大きくなると考えてよいことがわかつた。

骨材の影響については、供試体のは 60 mm 以上の骨

材をのぞくと 5~10%, 30 mm 以上のものをのぞくと 15~20% 増大するが 120 mm 以上のものをのぞくことによる差は見られなかつた。

応力が 3 軸状態であることによる弧度の変化については、従来ほとんど知られていない。ただ供試体で側圧を加えた場合には増大することがわかつており、これは、Mohr の円によつて説明される。1 軸圧縮強度 250 kg/cm² のコンクリートに側圧が 10 kg/cm² 加わると、圧縮強度は 1000 kg/cm² となる。このとき、軸方向に働いている応力が 100 kg/cm² とすると、安全率は 2.5 から 10 に増大したことになる。そこで、側圧を受けている状態と等しくなっているダム内部では、その安全率は供試体による試験結果より大きいことになる。



これに反して 図-1 のように圧縮と引張りとを同時に受けている場合は前述の場合より不利である。そこでこの部分には圧縮主応力のみについて考えてきた従来の場合より強度の大きいコンクリートを用いなければならない。Mauvoisin, Moiry のダムでは 10~15 kg/cm² の引張応力を生じているので、この場合には仮想応力 $\sigma^* = \sigma_c + 1.4 \sigma_t$ (それぞれ絶対値とする) を考え、 σ^* によつて安全率を考えている。

(林正夫・西沢紀昭)

カリバダム

“Le Barrage de Kariba,” par Coyne, A., Travaux, Vol. 43, No. 297, July. 1959.

アフリカ、ローデシヤ連邦のツァンベズ河のカリバ地点に堤高 125 m のアーチダムと平均年間総

発生電力量 80~90 億 kWh の発電所が急増する電力の需要に応じて建設された。貯水池の規模はきわめて大きく、長さ 280 km, 面積 5 180 km² におよび、これはジュネーブ湖の 9 倍に当る。貯水池の総容量は 1 600 億 m³ に達し、これは平均年間降雨量 700 mm を有する、フランス本土にほぼ等しい 520 000 km² の流域面積よりの平均年間総流出量の 4 倍に当り、ダム上部における 8 m の水位上昇によつて平均年間総流出量 420 億 m³ を吸収しえ、年間の総流量を完全に調整するという巨大なものである。この地方はモンスーン地帯に属し河川流量は乾季の 300 m³/sec より雨季の計画洪水量 4 500 m³/sec, 異常洪水量 8 500 m³/sec と大巾に変化するがこの流入量を発電所使用水量 1 130 m³/sec に調整する計画である。

ダムは高さ 125 m, 堤長 615 m の薄い二重曲線式のアーチダムでコンクリート量は約 100 万 m³ である。余水吐は洪水量の大きいことからダム跡端の洗掘される危険の考えられる前面越流方式を避け、満水面より 30 m 下にキャタピラゲートによるオリフィス式洪水吐 6 門を備え、洪水をダムより約 90 m 下流に落下せしめるように設計されている。

ダム本体および余水吐の型式はそれぞれ模型実験によつて定められた。

第 1 期工事として出力 100 000 kW の発電機 6 台を有する発電所が右岸に地下式で建設された。地下式を採用した理由は建設中の洪水の危険に備えたことと、緊迫した建設工程によるもので、このためダムと発電所の工事現場がそれぞれ独立し、相互の干渉なしに工事を円滑にすすめ得た。

カリバダムの建設でもつとも問題になつたのは大洪水の出る雨季を 2 回に渡り経過するためこれへの対策を建設工程にどのようにお任せむかということであつた。建設計画は 1957 年 7 月河川の締切りに着手、1958 年

図-1 ダム平面図および下流面展開図

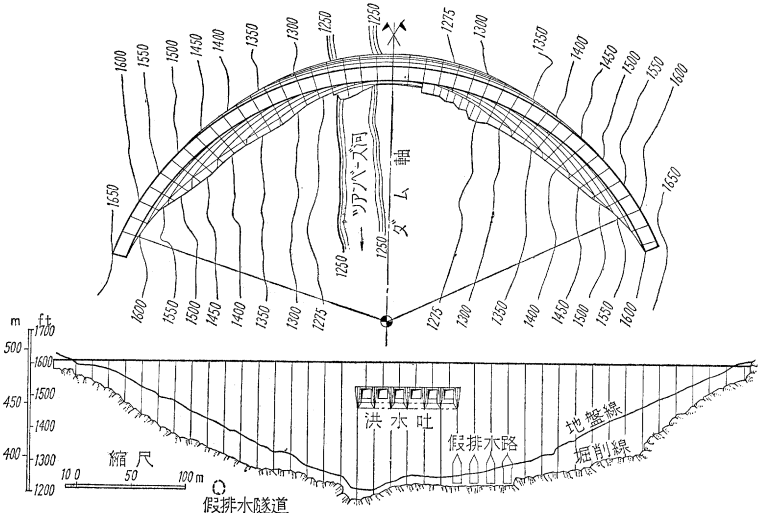


図-2 ダム洪水吐断面図

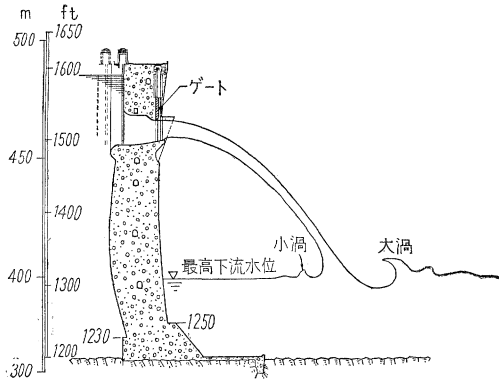


図-3 第1期縮切り工事

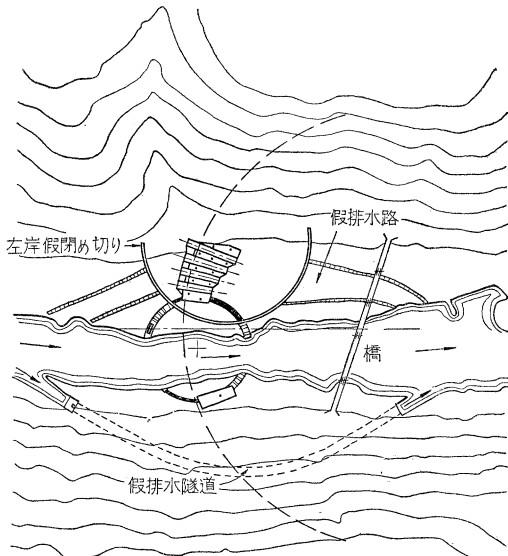
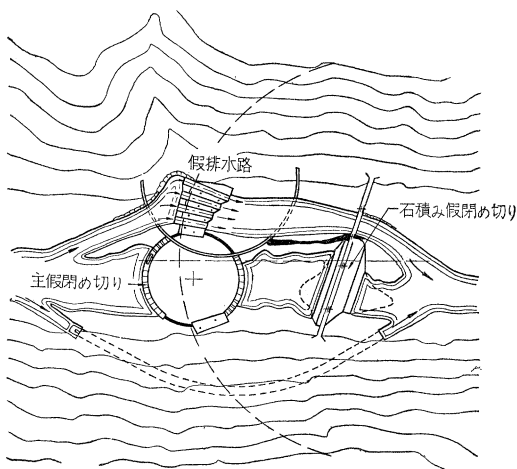
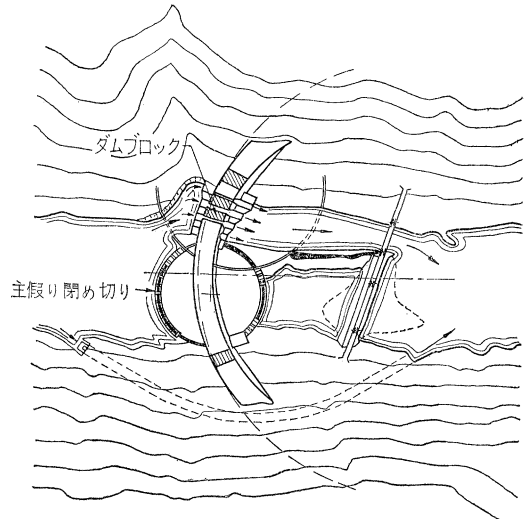


図-4 第2期縮切り工事



中に 1959 年の総流量をすべて貯水できるところまでダムを打ち上げるように定められた。この工程は 図-3, 4, 5 のように 3 期に分れ, まず左岸に半円形アーチの仮

図-5 第3期縮切り工事



縮切りを建設し, この部分に仮排水路を備えた本体を打設し, ある高さまで打ち上がると, アーチを破壊して流路を変更し (第 1 期), これをアバットとして河川中央に円形アーチを建設して本流を縮切り, さらに右岸に仮排水トンネルを建設し (第 2 期), これらにより排水を行ないつつダム本体全体を設計する (第 3 期) というものである。ダム建設過程において 1958 年 9 000 m³/sec に達する異常出水にあい仮縮切りアーチを越流することもあったが工事は順調に進められた。カリバダムは貯水池規模の大きいこととともに, このような洪水量の大きい大河にダムを建設する場合の施工例として興味ぶかいものである。 (安芸 周一)

等方性乱流の渦拡散係数

“Eddy Diffusion in Homogeneous Turbulence.,”
by Orlob, G.T., Proc. A.S.C.E., Vol. 85. HY 9.

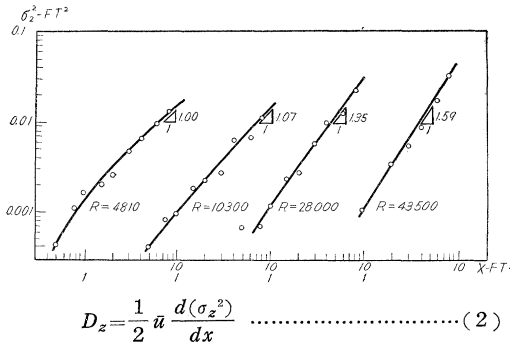
大気中の煙や海洋での海水の拡散現象を調べると, その乱流拡散係数は乱れの規模によつて異なることが知られている。本論文は, 拡散係数 D_z , 乱れの尺度 L_a , エネルギーの逸散率 E との間 Kolmogoroff の相似仮説が成り立つことを簡易な実験から巧妙に示している。

底面のきわめて粗い巾が広く浅い開水路流の上層は 2 次元の等方性乱流と考えられる。この流れ上の一点でポリエチレンのうすい小円板を落し, 下流 x の距離で集片装置にうけとめ, 流れに直角方向の移動距離の標準偏差 σ_z を求める。集片装置の位置 x と σ_z の間には次の関係が成り立つ (図-1)。

$$\sigma_z^2 = mx^n \dots\dots\dots (1)$$

ところで薄片の運移はブラウン運動と類似なものと考えられるから, Einstein の分子拡散方程式を適用すれば, 拡散係数 D_z は σ_z により次のように表わされる。

図-1



従つて、拡散係数 D_z と x との関係は

$$D_z = \frac{1}{2} \bar{u} n \left[\sigma_z^2 / n \right]^{n-1} \dots\dots\dots (3)$$

となる。 n は原点近くでは 3.0 に近く (σ_z を長さの単位とするときの相似仮説の成立を示しており)、下流になるにつれて 1.0 に近づき拡散係数が一定となる。

また、Taylor の乱流拡散の理論から拡散係数は Lagrange の相関係数 R_ζ を用いて

$$D_z = \overline{w'^2} \int_0^x R_\zeta d\xi \dots\dots\dots (4)$$

である。ここに $\overline{w'^2}$ は乱れの強さを表わす。一般に相関係数は $R_\zeta = e^{-k\zeta}$ と近似されるから、式 (2) と (4) より

$$\sigma_z^2 = \frac{2\overline{w'^2}}{K} \left[\frac{K}{\bar{u}} x - \left(1 \times e^{-\frac{k}{\bar{u}} x} \right) \right] \dots\dots\dots (5)$$

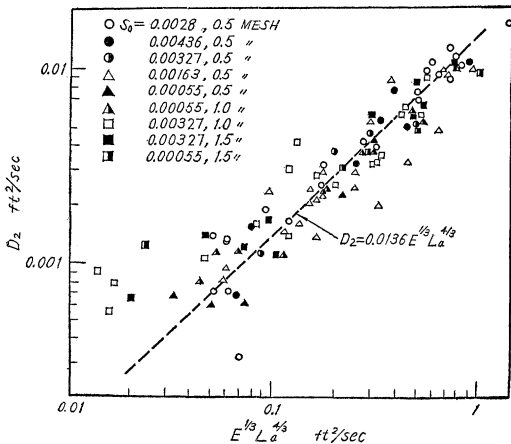
の関係式を導きうる。 σ_z^2 と x の関係が種々実験で求められているから、式 (5) より直接測定しなかつた $\overline{w'^2}$ および K が計算され、それから乱れのうずの大きさ L_a も

$$L_a = \bar{u} \int_0^\infty R_\zeta d\xi = \frac{\bar{u}}{K} \dots\dots\dots (6)$$

により与えられる。単位質量あたりのエネルギーの逸散率は等方性の乱れでは $E = \bar{u} g S_e$ である。

分子拡散と乱流拡散の相似を考えれば、動粘性係数 ν を D_z とおきかえ Kolmogoroff の相似仮説は

図-2



$$D_z(\infty) = \text{const.} E^{1/3} L_a^{4/3} \dots\dots\dots (7)$$

と書き表わせる。図-2 にみるごとく、実験結果はよくこの関係の成立つことを示している。(日野 幹雄)

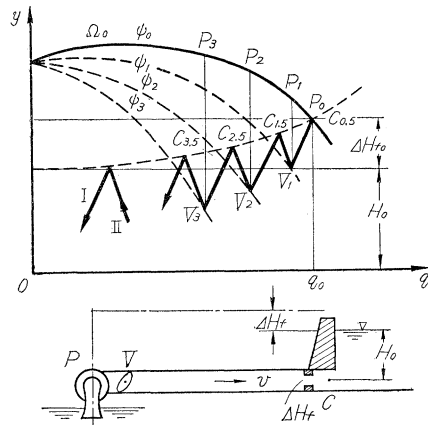
ポンプによる水撃圧の図式解法

“Water Hammer Caused by Pumps”, by Jaeger, C., Water Power, Vol. 11, No. 7, July. 1959.

ポンプによつて給水管路に発生する水撃圧は、従来水道やかんがいの水路系の設計に重要な問題であつたが、近年新鋭火力発電所の冷却水循環系統に大容量のポンプが用いられるようになり、また大規模な揚水発電施設も計画されるようになって、この分野に新たな問題が提起される傾向にある。もとより、ポンプによる水撃圧の問題は 1930 年以來 Schnyder, Bergéron, Angus, Jaeger, Gangenberger, Parmakian, Binnie らの研究によつて多くの問題が解明せられており、それらのすぐれた著書論文を直接参照理解するにしくはないが、Jaeger 氏が Water Power 誌に集約せる本文は、ポンプによる水撃圧に関しておよそ考えられるさまざまな事例を図式解法にもとづいて系統的に論じており、その簡潔要を得た内容は一読して設計計算上の基本を会得しうる妙がある。

ポンプによる水撃圧図解法の基本は、図-1 に示すごとく、流量と圧力の状態を与える $q-y$ 座標面上における水撃圧の特性直線 I および II であり、これに対する境界条件としては、次の 3 点を使用する (図-1 および図-2 参照)。

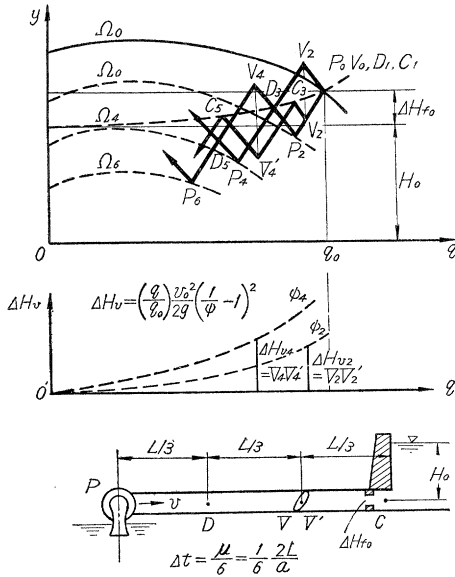
図-1



(1) ポンプ P に対する境界条件として回転速度一定のポンプ特性曲線群 Ω_i 、およびポンプ慣性方程式 $4\Omega = \frac{M_i}{I} \Delta t$ (Ω : 回転速度, M : トルク, I : 回転部の慣性モーメント)。

(2) 管路出口端 C に対する境界条件として $y = H_0 = \text{const.}$ の水平線(管路の摩擦損失を考慮に入れるときは、これが C 点に集中して存在するものと仮定して、 ΔH_f の放物線でおきかえる)。

図-2



(3) 閉塞するバルブVに対する境界条件として、バルブによる抵抗損失放物曲線群 ψ_i (時刻 i における開度 ψ_i に対するバルブ損失水頭は $\Delta H_{v_i} = \left(\frac{q}{q_0}\right)^2 \frac{v_0^2}{2g} \left(\frac{1}{\psi_i} - 1\right)^2$) 本文において図解法を適用解明せるケースは次のとおりである。

(1) 慣性モーメントの大きなポンプへの入力遮断事故、しかもゲートまたはバルブが閉塞しない場合 (いわゆるポンプ トリップ)。

(2) ポンプをもつた管路内のゲートまたはバルブの緩閉塞による水撃圧。バルブの位置がポンプに近い場合、管路出口端にある場合、および管路の中間に設けられている場合の各ケースについて。

(3) ポンプへの入力遮断と同時にゲートまたはバルブが緩閉塞する場合および急閉塞する場合。バルブの位置は前項と同じ3ケースについて。

(4) ガイド ベーンが働化するポンプにおける水撃圧。

(5) 回転部の慣性モーメントが無視され得るほどに小さいポンプにおける水撃圧。

図解法の一例を図-1および図-2に示す。図-1はポンプに近いバルブが緩閉塞する場合の水撃圧計算、図-2はポンプ入力遮断と同時にポンプより2/3点のバルブが緩閉塞する場合の水撃圧計算で、いずれも管路の摩擦損失を考慮に入れている。この例をもつてして他のケースの解法もおおよそ類推されよう。(千秋 信一)

密度流の境界面の摩擦抵抗

“Frictional Resistance at the Interface of Density Currents”, by Bata, G. L., 8th Congress, I.A.H.R., 1959.

密度流において上層にくらべてその厚さが非常に薄い下層が運動する場合、2層の境界面に働らく摩擦抵抗を理論的にとりあつかい、あわせて実験結果と比較したものである。

基礎微分方程式は次の三つである。

$$u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p_d}{\partial x} + \nu \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} = 0 \dots\dots\dots(2)$$

$$\frac{\partial p_d}{\partial y} = 0 \dots\dots\dots(3)$$

図-1

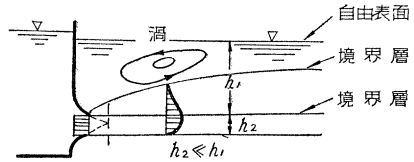
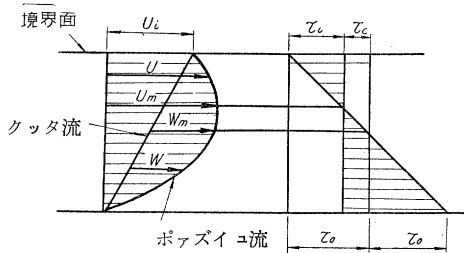


図-2



ここで、 x :境界面にそつた上層の先端よりの距離、 y :境界面より上向に測つた距離、 u, v : x, y 方向の流速、 p_d :動圧、 ν :動粘性係数、である。

上層が動かないときは、 $y \rightarrow \infty$ で $u=0$ となるから、 p_d は静水圧分布となる。また境界面では $y=0$ で $u=u_i(x)$ $v=0$ である。ここで境界層は上層のみに発達すると仮定する (図-1,2)。

上記の境界条件より次のいくつかの方法で微分方程式をとき、その解を比較している。

(1) Shvet の近似解

δ を境界層の厚さとするとき、速度分布を $u/u_i = 1 - y/\delta$ と仮定し、基礎式に代入して $\tau_i/\rho u_i^2 = -0.516 \sqrt{\nu/u_i x} = -0.516/\sqrt{R_x}$ を得ている。同様の方法を Kármán の運動量方程式に適用したときには、 $\tau_i/\rho u_i^2 = -0.422/\sqrt{R_x}$ となる。

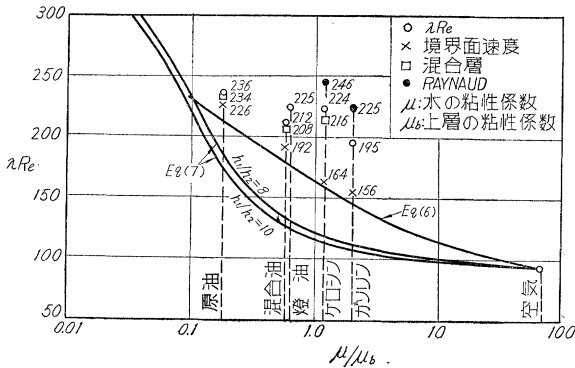
(2) Pohlhausen の方法

u/u_i を y/δ の多項式として表わし、境界条件、基礎式を用いて近似解を得たもので、 $\tau_i/\rho u_i^2 = -0.427/\sqrt{R_x}$ となる。

(3) その他の近似解法

Blasius の境界層の速度分布を Kármán の運動量方程式に代入したもので、 $u/u_i = 1 - \sin \frac{\pi}{2} \cdot \frac{y}{\delta}$ のとき、 $\tau_i/$

図-3



$\rho u_i^2 = -0.422 / \sqrt{R_x}$ となる。

(4) 精密解

Blasius, Hartree の方法に従つて流関数 ψ を $\sqrt{\nu x u_i}$ $\times f(\eta)$ とおき、さらに $\eta^* = \eta / \sqrt{2}$ と書きかえると、
 $f^* f^{*''} + f^{*'''} = 0, f' = f^{*'} = \frac{u}{u_i}$ (4, 5)
 というよく知られた形の微分方程式をうる。これを $f^*(0) = 0, f^{*'}(0) = 1, f^*(\infty) = 0$ という境界条件のもとに、数値積分を行なつたものである。このとき、 $\tau_i / \rho u_i^2 = -0.4435 / \sqrt{R_x}$ となる。

上記の方法はいずれによるもかなりよく一致しているが、ここではさらに境界面にそつてせん断力を積分することにより全せん断力を求めている。 λ : Darcy の全抵抗係数、 $R_e = 4 \bar{u} h / \nu$ (\bar{u} は平均流速) $M = h / L \cdot \mu_b / \mu \cdot \rho_b / \rho$ とするときは λ, R_e, M 間に

$$\frac{(384 - \lambda R_e)^{3/2}}{4 \lambda R_e - 384} = \frac{31.2}{\sqrt{R_e M}} \text{(6)}$$

$$\lambda = 384 \frac{3 + \frac{h_b \cdot \mu}{h \cdot \mu_b} \cdot \frac{1}{R_e}}{3 + 4 \frac{h_b \cdot \mu}{h \cdot \mu_h} \cdot \frac{1}{R_e}} \text{(7)}$$

の関係があることを示した。添字 b は上層における値を示す。

種々の液体に関して M.I.T. などによつてすでに発表されている実験値と理論値の関係は 図-3 に示されている。これらのことから結論として、 λ は $R_e, 2$ 層の水深、粘性、密度に関係することを示した。(権貝 博美)

交通事故と走行速度との関係

“The Speed Factor in Highway Accidents”, by Prisk, C.W., Traffic Engineering. August. 1959.

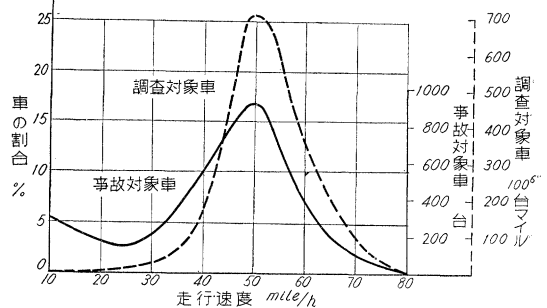
交通事故と自動車の走行速度とがどのような関係にあるかというのは、重要な問題である。この論文はこの問題について、11 州にわたる一級国道に設けられた総長 600 km に達する 35 の試験道路で行つた運転者 290 000 人に対するきき取り調査と、試験道路上で過去におこつた 10 000 にもおよぶ事故の報告とを解析して得た結果を述べたものである。

調査の対象となつた車の速度測定は 1 年を通じ代表値を示すから適当なシーズン週曜を選んで行つており、速度測定箇所から適当にはなれた箇所では、調査対象車に対しきき取り調査を行い、他の運転者の影響や交通の状況等について聴取している。

事故の報告については過去 (1958 年 6 月 30 日まで起こつたもの) 3,4 年間に起こつたものについてまとめている。

以上のデータから事故対象車と調査対象車の速度分布をグラフに示すと 図-1 のようになる。

図-1 調査対象車と事故対象車の速度分布



このグラフによると、

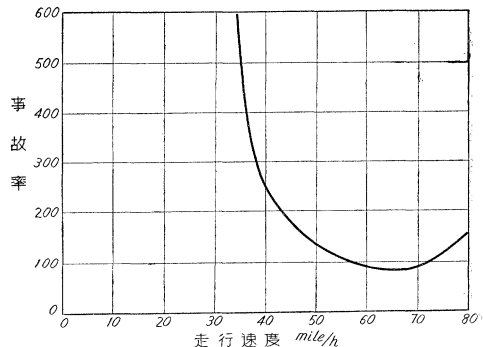
(1) 50 mile/h (=80.5 km/h) で走行しているのは調査対象車では 25% 強であるに反し事故対象車では 17% にすぎない。

(2) 調査対象車の方が事故対象車より早く走る車の割合が大である。

すなわち低速の自動車は、最新の規準でつくられた主要道路においては、調査の範囲では事故を起こしやすいといふことができる。

つぎに各走行速度における事故率をグラフに示すと 図-2 のようになる。

図-2 走行速度 (昼間) に対する事故率



注: 事故率とは 10³ 台/mile につき事故を起こした台数を示す。

これによると 65 mile/h (=104.7 km/h) が最も事故率が小さい。

なお、試験道路としては、設計が適切で線形勾配その他の諸条件が理想的なものを選んである。試験道路 35

箇所の内訳は 27 箇所が 2 車線，8 箇所が 4 車線であり乙車線道路のうち 22 箇所は 24 時間交通量が 5 000 台以下，4 車線道路では 6 箇所が 15 000 台以下である。

(三谷 浩)

ダカールニジェ鉄道のロング レール敷設条件

“Conditions de Pose de Voie Ferrée Sans Joint sur le Réseau Dakar-Niger”., par Josse, M.P., Revue Générale des Chemins de fer, Oct. 1959.

年間温度変化量の小さいアフリカの鉄道では，特に軌道構造の強化をせずに従来の軌道構造のまま長大レールを敷設した。敷設の初期に 2,3 の張出し事故を起こしたほかにはほとんど支障を生ぜず，敷設の進展はほぼ 180 km に達している。この報文は，こうした温度変化と軌道構造の特殊条件から決めた，アフリカ ダカールニジェ鉄道の長大レール敷設および保守基準について紹介したものである。

1. 理論的根拠

(a) レールの破断 レール鋼の破断強度 60 kg/mm^2 に対して，ボルト穴の影響，列車荷重の応力，レール組織の不均一等を考慮し，最大温度応力を 12 kg/mm^2 と定め，これに相当する 45°C を温度下降量の限度としている。

(b) 上向き座屈 マルチネ氏の式¹⁾を用いて，30 kg レール，メートルゲージ，キロ当たり 1 500 本の鉄まくら木（1 本の重量 40 kg），場合について計算し，安全なことを確かめてある。

(c) 水平方向への座屈 軌きように組んだことによ

る横曲げ剛性の増大は 0，道床横抵抗力は最悪の条件を考慮した軌道 1 m 当り 200 kg，発生しうる最大収量の正矢 5 cm として，マルテネ氏の式およびレイイ氏の式により，許容座屈軸力を計算し，これから許容温度上昇量を 30°C と定めている。

2. 敷設の基準

ダカールニジェ鉄道の 30 kg メートルゲージ区間では最高レール温度 60°C ，最低温度 10°C なので，前述の許容温度上昇 30° ，許容温度下降 45° の条件から， $10 + 45 = 55^\circ$ ， $60 - 30 = 30^\circ$ ，これに余裕を考慮して $35 \sim 50^\circ$ の範囲で長大レールの現場溶接を完成することに規定している。

3. 曲線の影響

軸圧力の半径方向の分力と，道床横抵抗力との釣合式から押出しの条件を考慮し，これを水平方向への座屈の安定とあわせて考慮して，半径 134 m までは安全であるとしている。ただし実際は半径 500 m 以下の曲線ではロングレールを敷設していない。

4. 施行の諸条件

ロングレール施行に際して留意すべき問題点，現場溶接時のレール温度条件，現場溶接のすすめ方，レール締結装置の緊締法，軌道狂の保守限度，作業制限，きそん時の処置について概括的に述べ，さらに座屈したときの処置の実例を簡単に記述してある。

参 考

1) Revue Générale des Chemins de fer, Oct. 1936.

(立松 俊彦)

測量士試験および測量士補試験案内

1. 受験資格：年齢，性別，学歴，経験等を問わない。
2. (1) 試験科目：
 - A. 測量士試験 (イ) 三角測量，(ロ) 多角測量，(ハ) 地形測量，(ニ) 写真測量，(ホ) 地図編集，(ヘ) 応用測量。
 - B. 測量士補試験 (イ) 三角測量作業，(ロ) 多角測量作業，(ハ) 地形測量作業，(ニ) 写真測量作業，(ホ) 地図編集作業，(ヘ) 応用測量作業。(2) 試験方法 各試験は，いずれも筆記試験とする。
3. 願書受付期間：昭和 35 年 3 月 1 日から 3 月 25 日まで，郵送は 3 月 25 日までに着信したもの。
4. 試験日時および合格者発表：
 - (1) 試験日時
 - A. 測量士 昭和 35 年 5 月 28 日(土) 13.30 時
 - B. 測量士補 " 5 月 29 日(日) 13.30 時
 - (2) 合格者発表 官報公告のほか本人に通知する。
5. 試験地：札幌，旭川，釧路，青森，盛岡，仙台，秋田，前橋，東京，新潟，富山，長野，静岡，名古屋，大阪，松江，広島，山口，高松，高知，福岡，長崎，熊本，大分，鹿児島。
6. 試験手数料： 測量士試験 5 0 0 円
測量士補試験 3 0 0 円 (受験願書に収入印紙をはって納めること)
7. 受験手続：(1) 提出書類 受験願書 1 通，履歴書 1 通，整理票，写真票，受験票各 1 通。
(2) 提出先 東京都目黒区上目黒 7 の 1000 建設省地理調査所
8. その他：1. 測量士および測量士補の両方を受験するものはそれぞれ願書を出すこと，2. 願書受付締切後の受験変更は認めない，3. 試験手数料は受験を取消しても返還しない，4. 提出書用紙は，建設省地理調査所(前記)，同北海道支所(札幌市南 11 西 5)，同東北支所(仙台市元鍛冶町 30)，同関東支所(東京都千代田区永田町 1 の 1)，同北陸支所(富山市長江 117 の 1)，同中部近畿支所(名古屋市東区撞木町 1 の 5)，同中国支所(広島市霞町 1)，同四国支所(高松市六番町 1 の 2)，同九州支所(福岡市長浜町 3 の 25)，および各道府県土木部。5. 試験地における試験場は受験票送付のとき通知する。
(詳細は官報 2 月 1 日付 9930 号参照)

最新土木施工法講座

■ 進展する土木技術工法を始めて公開 ■

〔講座の概要〕

- 巻数 全 25 巻
- 体裁 A 5 判上製
- 定価 各冊平均 250 頁
各冊 300 円~500 円
- 刊行 1959年 5月~1960年
12月 完結

最新土木施工法講座

編集委員会

委員長 工学博士 青木 楠 男

★ 各巻分売自由 ★

▶ 全巻購読者に特典 ◀

(1961 年末迄の全巻購読者) 者に限り別巻を贈呈す

既刊発売書 (1960 年 2 月現在)

第1巻	路床・路盤施工法 谷藤・竹下・宇都宮・井上著	¥ 450	第19巻	コンクリート施工法 杉木六郎・堀松和夫著	¥ 400
第2巻	道路舗装施工法 谷藤・高橋・埴原・亀卦川著	¥ 720	第21巻	プレストレスト コンクリート施工法 猪股俊司著	¥ 420
第8巻	コンクリートダム施工法 小林 泰・望月邦夫著	¥ 500	第23巻	土木施工特論 磯崎伝作著	¥ 480
第14巻	鉄道保線施工法 根来幸次郎著	¥ 490	第24巻	工事管理とその実際 深谷・秋草・横田・中村著	¥ 500

全巻項目および執筆者

第3巻	橋りょう上部構造施工法	{ 田原中	第13巻	地下鉄道施工法	{ 清水島
第4巻	橋りょう下部構造施工法	多田	第15巻	鉄道工作物の設計と施工	仁杉
第5巻	基礎の施工法	石井	第16巻	港湾施工法 I	{ 比田 佐新妻
第6巻	河川施工法 I	{ 川村 宮内	第17巻	港湾施工法 II	{ 比田 佐新妻
第7巻	河川施工法 II	{ 川村 佐藤	第18巻	トンネル施工法	{ 加納 桑原
第9巻	砂防施工法	{ 矢野 谷口 谷	第20巻	鉄筋コンクリート施工法	伊東
第10巻	水力発電施工法	水越	第22巻	施工用土木機械	中岡
第11巻	上水道施工法	井深	第25巻	現場における応力の測定	高田
第12巻	下水道施工法	寺島	別巻	一般建設機械便覧	小林

防災工学

近刊予告

— 海岸と港湾の防災 —
工学博士 黒田 静夫 著
石 綿 知 治

◀ 2 月末日刊行予定 ▶

本書は前運輸省港湾局長、現日本港湾協会専務理事黒田博士の永年にわたる研究の集大成、
A 5 判・460 頁・上製函入・定価 980 円

東京都新宿区細工町15
振替・東京 194982 番

株式会社 山 海 堂

電話九段 (331)
9019・9058・9068