

橋梁に作用する衝撃的荷重の
非弾性的影響について

“Nonelastic Behavior of Bridges under
Impulsive Loads”.

by S.J. Fraenkel and L.E. Grinter.

Proc. of ASCE. Separate No. 185, Apr. 1953, p.1~20.

時間とともに変化する荷重が橋梁や他の構造物に作用しそれによる変形が塑性領域にまで進む時の問題を数値積分を用いて解いている。どのような橋梁が原子爆弾の作用で災害を受けやすいか、また原子爆弾に対する抵抗性は橋梁によりどう異なるかを決定している。まづ問題となるのはスパンの長短、質量の大小、ガーダーかトラスか、桁下空間の変化はどのように影響するか、ということである。スパン 50~519 ft の鉄道橋を対称とし、橋の中央の直上方 2000 ft で原子爆弾を破裂させて生ずる橋梁の永久変形を決定した。

損傷の定義 構造物の損傷の等級は、戦時か平時の相異、構造物の重要性、交通制限の可能性等々に関連して決まるものであるが、量的に比較するために次のように表示する。すなわち構造物の損傷の量的表示として、径間長と極大非回復撓度との比を用いる。この表示は床面の傾斜、トラスの形状を構成している三角形の極限における内角の変化、または塑性部材で結合された 2 剛体を延長した直線のなす極限における外角の変化等のような物理的要素に関連性をもち、また径間長と撓度との比は容易に決定できる利点をもっている。

解析方法 解析はまづ橋梁に作用する荷重の決定、ついで弾性領域内の運動、最大弾性的撓度の決定、最後に非回復撓度を発生する塑性領域内の運動の決定と順次進める。

荷重の決定 橋梁に作用する荷重を決定するには原子爆弾の破裂に関する基礎的現象を考える。原子爆弾の破裂は時間と破裂点からの距離との両者の函数であり、概略的には、破裂源の周囲に球面的に拡がる衝撃波として表示される圧力を発生する。時間とともに変わる空気の圧力は次式で与えられる。

$$p_s = (P_s)_{\max} \left(1 - \frac{t}{t_0}\right) e^{-t/t_0} \dots\dots\dots (1)$$

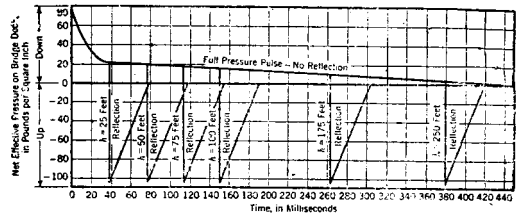
p_s : 時間 t における衝撃波の圧力
 $(P_s)_{\max}$: 衝撃波の最大圧力

t : 破裂状態の初めから測った時間

t_0 : 爆発波の継続時間

爆発点から 2000 ft の距離における衝撃波の最大圧力は 24 lb/in² で 図-1 の上の曲線に従い週期 0.45

図-1



sec で減衰する。任意時間の衝撃波の圧力は以上の資料で決定できる。

弾性領域内の運動 衝撃的に作用する荷重により橋梁には理論的には種々の弾性変形の型が振起されるが、現在は対称的な橋梁に一樣な荷重が作用する場合を取扱うのであるから、非対称の撓みに対応する偶数の調和型は除く、なおここでは弾性的変形の形状を静的撓み曲線に等しい、なお一層要約すれば振動の第 1 次型に等しいと仮定して簡略化する。中央に集中して作用する動的荷重に対し以上の仮定は実験的にその妥当性が明らかにされているから、等分布荷重の場合はより一層密接に静的撓み曲線に近似するものと考えてよい。なお問題を容易にするため便宜的に中央点の撓度を時間の函数として決定する問題を、橋梁をひとまとめにして一自由度系の運動—時間曲線を決定する問題におきかえ、これを解くのに Duhamel's Integral—もちろん他の方法でもできるが—を用う。時間とともに変わる衝撃波の圧力のように作用する外力の函数表示が数学的にうまくできかねる時は次のような積分、すなわち順次増加する表形式の積分として表示するとよい。

$$y_1 = y_0 \cos w \Delta + \frac{\dot{y}_0}{w} \sin w \Delta + \frac{F'}{mw^2} (1 - \cos w \Delta) \dots (2a)$$

$$\frac{\dot{y}_1}{w} = -y_0 \sin w \Delta + \frac{\dot{y}_0}{w} \cos w \Delta + \frac{F'}{mw^2} \sin w \Delta \dots (2b)$$

y : 中央点撓度 \dot{y} : 中央点の運動速度
 F' : 全作用荷重 m : 橋の全質量
 w : 基本型における橋の自然振動数
 Δ : 時間の間隔

(2a), (2b) を使用して弾性領域内の運動を取扱うのに橋梁の自然振動数と極限の弾性撓度を知る必要がある。

自然振動数を算出するには次式が便利である。

$$w/2\pi : \begin{cases} 12/\sqrt{\delta_{st}} \dots\dots \text{トラス橋} \\ 12.4/\sqrt{\delta_{st}} \dots\dots \text{ガーダー橋} \end{cases}$$

δ_{st} : 死荷重による撓度 (単位: 吋)

極限の弾性撓度を算出するには, 撓度が弾性領域から塑性領域に進むまで (2a), (2b) の積分を順次進める。

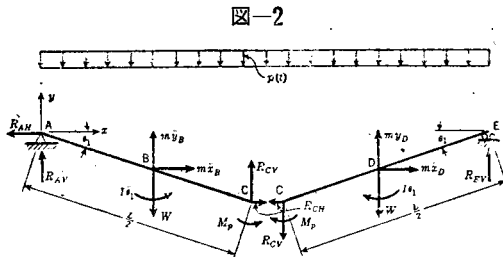
トラス橋の極限弾性変形を算定する順序は次のごとくである。

- (1) 部材の死荷重応力の決定。
- (2) 部材の降伏点応力に断面積を乗じた (圧縮材には挫屈を考慮し) Capacity の決定。
- (3) 算出された Capacity から死荷重応力を差引き各部材の Capacity の残りを算定する。
- (4) 等分布荷重に対する各部材の活荷重応力度の決定。
- (5) (4)より活荷重による中央点の撓度の計算。
- (6) 比例により一番応力度の高い部材に対し(3)で算定した Capacity の残りを消費しきる等分布活荷重の大きさの決定。
- (7) (6)で算出された活荷重による撓度を計算する。

この撓度が極限弾性撓度である。

塑性領域内の運動 前項で算出した極限弾性撓度とそれに達する時間, 並びにその時刻における橋梁の下向きの速度とが塑性領域内の運動に対する初期値となる。塑性領域の基本的取扱いは静定構造物の一部材の降伏は Structure を Mechanism に変えるという考えに基づく。静定トラスを例にとれば塑性部材が一つあり他の弾性部材は Kinematic Chain の rigid link を形成すると考える。ガーダー橋, トラス橋の上弦材に流動が生じた場合, また下弦材に流動が生じた場合の塑性領域内の運動方程式を導く。

プレートガーダー橋の運動方程式 図-2 の左部分



の運動方程式は慣性力 $m\ddot{y}_B, m\ddot{x}_B, I_B\ddot{\theta}_1$, 荷重 pW , link の両端の反力を考えて運動の釣合方程式を書けばよい。すなわち

$$1/8pL^2 \cos^2 \theta_1 + 1/4WL \cos \theta_1 - M_p - R_{CH} \\ (L/2 \cdot \sin \theta) - R_{CV} (L/2 \cdot \cos \theta) - I_A \ddot{\theta}_1 = 0$$

変形して

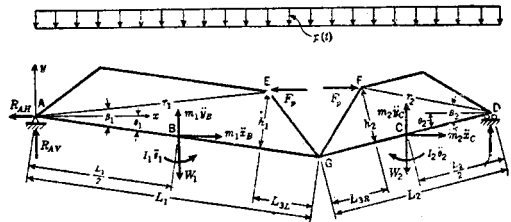
$$I_A \ddot{\theta}_1 = 1/8pL^2 \cos^2 \theta_1 - M_p + 1/4 mL^2 \sin \theta_1 \\ (\cos \theta \ddot{\theta}_1^2 + \sin \theta \dot{\theta}_1) + 1/4 WL \cos \theta_1 \dots (5)$$

回転角 θ が小さいとき

$$I_A \ddot{\theta}_1 - 3I_A \theta_1 \dot{\theta}_1^2 = 1/8pL^2 - M_p + 1/4 WL \dots (6)$$

上弦材に塑性流動を生じたトラス橋 図-3 を参照して運動方程式を作る。

図-3



$$I_A \ddot{\theta}_1 = 1/2 W_1 L_1 \cos \theta_1 + F_p \sin \alpha (h \sin \theta_1 \\ + r_1 \cos \beta_1 \cos \theta_1) - F_p \cos \alpha (h \cos \theta_1 \\ - r_1 \cos \beta_1 \sin \theta_1) + 1/2 p L_1^2 \cos^2 \theta_1 \\ + R_{GV} L_1 \cos \theta_1 - R_{GH} L_1 \sin \theta_1 \dots (7)$$

I_A : A点に関する橋の左部分の慣性モーメント

W_1 : 橋の左部分の重量

F_p : 塑性部材の力

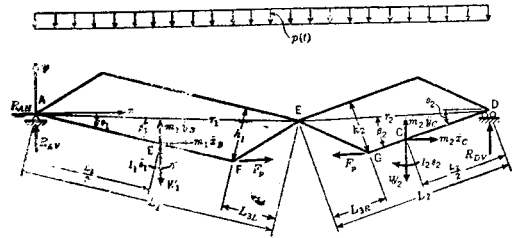
$$\alpha = \tan^{-1} \{ (y_F - y_E) / (x_F - x_E) \};$$

回転角 θ 小, 対称型降伏の場合

$$1/3 m_1 L_1^2 \ddot{\theta}_1 - m_1 L_1^2 \theta_1 \dot{\theta}_1^2 = 1/2 W_1 L_1 \\ - F_p (L_{3L} \theta_1 + h) + 1/2 p L_1^2 \dots (8)$$

下弦材に塑性流動を生じたトラス橋 (図-4 参照)

図-4



運動方程式

$$I_A \ddot{\theta}_1 = 1/2 W L_1 \cos \theta_1 - F_p (L_1 - L_{3L}) (\sin \alpha \cos \theta_1 \\ + \cos \alpha \sin \theta_1) - 1/2 p L_1^2 \cos^2 \theta_1 + R_{EV} (h \sin \theta_1 \\ + L_1 \cos \theta_1) + R_{EH} (h \cos \theta_1 - L_1 \sin \theta_1) \dots (9)$$

回転角 θ 小, 対称型降伏の場合

$$(1/3 m_1 L_1^2 + 3/2 m_1 L_1 h \theta_1) \ddot{\theta}_1 - m_1 L_1 (L_1 \theta_1 \\ - 3/2 h) \dot{\theta}_1^2 = 1/2 W_1 L_1 + F_p (L_{3L} \theta_1 - h) \\ + 1/2 p L_1^2 \dots (10)$$

塑性領域内の運動方程式の積分 方程式 (6), (8),

(10) は 2 次非線型常微分方程式で, これらの方程式の厳密解は困難であるから数値積分を行う。

種々の積分法があるが, ここでは L.R. Ford が改

図-5

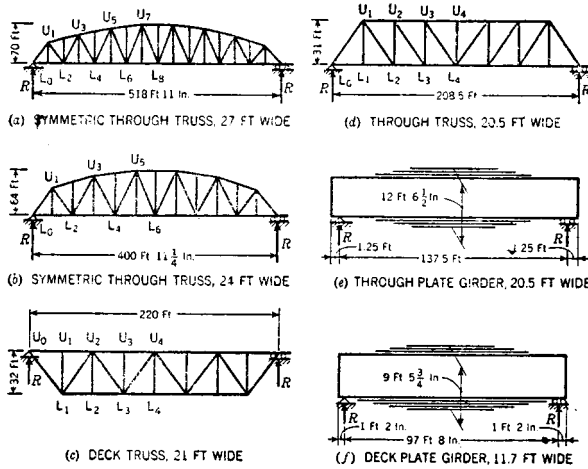


図-7

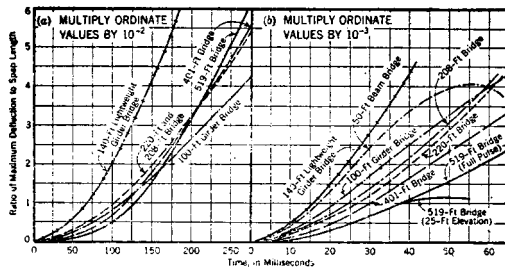


図-6

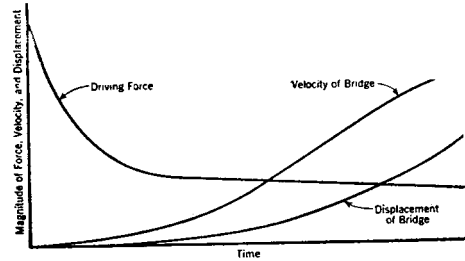
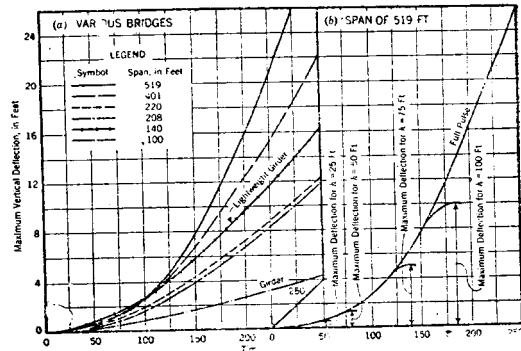


図-8



(早稲田大学 平島政治)

濠洲の飛行場における土の含水量と密度

“Soil moisture and density Measurements at Australian Aerodroms”.

H.T. Loxton ; H.C. Williams.

Proceedings of the 3rd international conference on soil Mechanics and Foundation Engineering. (1953)

本文は濠洲における多数の飛行場の土の含水量と密度を測定した結果について述べている。その中で土の含水量の条件を表現するのに含水量を使用するよりも、含水量と塑性限界の比 MC/PL を使用する方がよいということを強調している。これは測定の結果より路床土と排水条件について、この比が季節的にあまり変化せずほとんど一定の値を保っていることによるものであるが、また排水条件の良否によつて粘性土に対する i の比を推定する簡単な関係を求めている。

興味ある事項を要約すると次のごとくなる。

(1) 粘土分の多い路床土のときは、1週間飛行機

良した W.E. Milne の法を用いた。

研究の対象とした橋梁の種類並びに計算結果を示す図表は次のようである。

巻末に数値積分の例題として 519 ft 下路トラス橋の場合が掲載してある。

1100 台でそのうち 40% は 40000 lb を超過するくらいの発着量では、土の密度に有意な増加はみとめられない。

(2) その他の土の場合は、土の種類、建造中のしめ固め度、建造後の飛行機の発着量及び含水量により現地の土の密度は使用前の密度とは異なってくるが、現地の密度もその含水量で改良 AASHO しめ固め試験方法により突き固めた密度よりは小さい。

(3) ある深さの含水量を測定する場合は 4 箇以上の資料を約 5 ft 離れた箇所とつてその平均をとり、塑性指数を測定する場合は試験前に乾かしてはならない。

(4) MC/PL の値の深さによる変化は舗装のある下の路床では舗装のない路床よりも変化が少ない。また季節の変化を受ける限界以下の深さにおいては、舗装下の MC/PL の値は舗装のないところにおける値と近似的に等しい。

(5) 多少の例外を除けば多くの場合、飛行場の路

床の含水量は乾季雨季による差異も年度による差異も有意とはみとめられない。

(6) 未舗装の新しい飛行場で、舗装をした場合の路床の含水量を推定することは困難であるが、観測の結果からこれを推定するのに次の式が利用できる。

No. 36 B.S. 節を通過するものについて P.I. > 9 の範囲で、

$$\frac{MC}{PL} = 0.78 + \frac{LL}{150} - \frac{T}{200} + \frac{R}{250} \quad (\text{排水条件良})$$

$$\frac{MC}{PL} = 1.20 + \frac{LL}{150} - \frac{T}{200} \quad (\text{排水条件不良})$$

ここに LL は液性限界, T は最大日温度の平均(°F), R は年雨量 (in) である。

(建設省土木研究所 竹下春見)

ロックフィルダム粘土コアの 冬期施工に塩を使用した例

“Use of salt in clay core aids winter dam building”,
by James B. Hays.

Engineering News-Record August 6,
1953 p. 41

Kenny Dam はカナダの British Columbia, Alcan の Nechako 河に築造されたロックフィルダムであるが、この工事が 1952 年春の雪どけから同年末の降雪までの短い期間に完成したのは、冬期凍結季節における不透水性粘土コアの施工方法に関して、夏の間から試験研究していた結果が現われたものである。

図-1



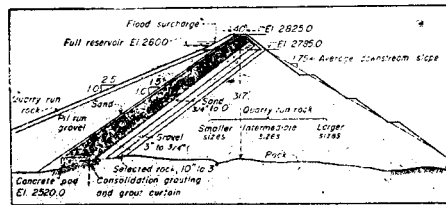
施工中の Kenny Dam, 中央より左に見えるのが石塊主体部分, 右に見えるのがフィルター及び粘土コアを転圧しているところ。

ダムの型式は前面傾斜粘土コア型のロックフィル、高さは最大 317' (97 m) であつて、カナダのアルミ製造会社の自家発電用のダムとして作られた。

石塊主体部分は 1952 年 3 月 1 日から施工を開始し、不透水性粘土コア及びフィルターはそれより 1 ヶ月遅れてスタートしたが、石塊主体部分は常に粘土コアやフィルターよりも先に進んでいなければなら

ない。石塊主体部分の横断面は、三角形をなしているが、その天端はダムの天端より 40' (12.2 m) 下であり、その上は粘土コア、フィルター、保護捨石だけである。種々検討した結果、最も適当と思われる工程

図-2 Kenny Dam 横断面図



表によれば、粘土転圧は 11 月下旬まで続けなければならなかつたが、当地方の気候を 1951 年に経験したところによると、10 月半ば以後は相当の凍結現象を見たので、凍結に対する何等かの保護対策を考えることができなければ、天端附近の施工は冬の 6, 7 ヶ月間を休んで 1953 年に持ち越さねばならなかつた。

そのための試験研究を行つた結果、普通の塩または塩化カルシウムを使用すれば効果があり無害であることがわかつた。すなわち、土の重量の 1% の塩を加えれば 10°F (-12.2°C), 2% 加えれば 0°F (-17.8°C), 3% 加えれば -10°F (-23.4°C) まで凍結から保護できた。粘土が実際に凍結するのは、寒暖計のよみよりも相当遅れるから、寒暖計を見てから塩を入れる判断を下してもかなりの余裕があるわけである。

現場で塩を混ぜる場合に、全体に一樣にゆきわたらずに、まだらになつて、ゆきわたらない部分が凍る問題が起きた。この問題は結晶して固まつていて、1~2% の水を加える必要のある特殊な粘土に関して起つた。水を加えるには、ダム地点で行うよりも採取場で行つた方がよい結果を得た。採取場で水を加えた後ブルドーザで掘削しておき、数日後に採取場の下端に設けたストックパイルに押し込む。塩は、水を加えた後の過程に加えた。このようにしてストックパイルの中に貯蔵された粘土を使用するときには、塩はよく溶けて粘土全体に十分に滲透していた。

1952 年末の気候は 1951 年よりも温暖であつたので、ストックパイルを通ることなしに塩を加えた土をすぐに使用しなければならなかつたのは、ほんの数えるほどであつた。そのために、工事の終り頃には塩を加えた粘土が非常に大量に残つたので、ダムの上の部分はずべてこの粘土だけを使用した。塩に対する細かいフィルターゾーンを作ることを考えていたが、温暖な気候のために実際には必要になつた。

この工法を採用して成功したために 300 000~400 000 ドルの節約となつた。(建設技術研究所 梅田昌郎)

長径間道路橋の活荷重負載について

“Live Loading For Long-Span Highway Bridges.”

By R. J. Ivy, A.M. ASCE ; T. V. Lin, A.M. ASCE ; S. Mitchell, M. ASCE ; N. C. Raab M. ASCE ; V. J. Richey, A.M. ASCE ; and C. F. Scheffey, J. M. ASCE

Proc. of ASCE, Vol. 79 June 1953

p. 13

中小径間の道路橋の設計に使用される活荷重は種々規定されているが、長径間に対して適当な活荷重の選定は未だ行われていない。この論文は 400 ft 以上の長径間道路橋について、設計規準として使用するのに適当な活荷重負載の方法、及び繰返し応力とその影響等について考察したものである。

現在 AASHO の示方書では、ただ単に橋長 300~400 ft を超す長径間には活荷重を減らすように記してある。これに対して設計者は載荷長の大なる場合、一般に集中荷重を含む等分布荷重を活荷重とするか、等分布荷重のみを採用し集中荷重を無視するかのいずれかの方法を用いている。

設計に用いる活荷重の根拠 長径間橋梁の活荷重に対する設計の根拠となるものは、次の3つである。

(1) 自動車の重量とその種類、(2) 自動車の1車線内の配列、(3) 走行速度と占有面積。

道路橋の自動車荷重を特定の自動車の重量で代表させることはむづかしく、重量の特に大なる自動車は構造物の床組、または小径間の構造物にはなほだしい影響を与えるが、長径間のものに対しては個々の大なる集中荷重の影響度はかなり小さい。それに反して、荷重の配列方式は小径間の場合よりも長径間のときに影響が大きい。

交通量と自動車の調査 著者達は設計規準の活荷重の資料を得るため、San Francisco-Oakland Bay Bridge, California の下側自動車用線で2日間交通量の最も多い時間に調査を行った。調査の要点は(1) Toll gate から出発する時間、(2) 車軸数による自動車の分類、(3) 自動車重量、(4) 渡橋中の平均速度、の4点であつて、この橋では設計に使用する活荷重より小であることがこの調査から知られた。しかし、一方軍事輸送のため重装備で非常時に渡橋する場合を考察してみる。機械化兵団の装備組織を陸軍省便覧より求め、自動車の縦方向間隔を 8 ft に取ると 620 lb per ft, 30 yd 間隔で中型戦車が通過する場合は 450 lb per ft となる。

交通調査からの推論 トラックの速度とトラック間の空間との関係は次式のごとくである。

$$D = k_1 v^2 + k_2 v + L + L'$$

D : 自動車間の安全上の縦方向中心距離, k_1 : 制動係数, 0.05 に取る, k_2 : 運転手反能時間係数 150, L : 車体長, L' : 自動車間の最小距離 8 ft, v : 走行速度。車線容量(1時間当り台数)は上記の式から

$$C = 5280 v / D$$

として得られる。もし車体の重量を W とすると、平均1車線荷重は、 $\omega = W/D$ (lb per ft) となる。

調査の際、同じ車の配列で、最大荷重が2車線同時に作用する場合は観測できなかつたため、2日間の値を平均して1車線での最大負載荷重を決定した。この荷重の配列で最大曲げモーメントと剪断力を生ずる等分布1車線荷重を、それぞれの載荷長に対して求めると、その等値荷重は図-1のごとくなる。

図-1

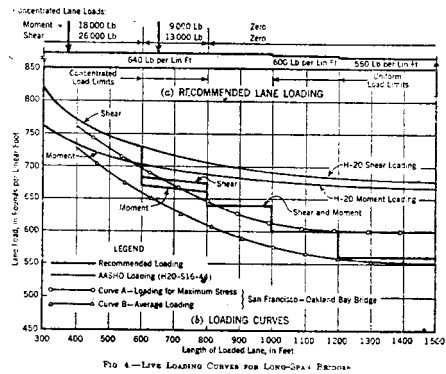


FIG. 4—LIVE LOADING CURVES FOR LONG-SPAN BRIDGES

設計用活荷重 ここで考察している方法からは、将来の自動車台数、重量の増加率を推定することはできぬため、最大活荷重に最も近い値として、前記軍用車輛、トラック、バスの配列から考察し、配列の典型的なものを2車線で平均して載荷長に取ることにしてある。この求めた数値を超過させるものは AASHO の設計示方書(12)に推定されている因子であると考えられる。図-1はそれぞれの載荷長当りの車線荷重の変化を示したものであつて、AASHO, H 20, S 16~44 の荷重を比較のために含めてある。Aの曲線は最大撓み応力と剪断力を生じさせる等分布荷重、Bは最大車線荷重の平均をとつたものである。AとBは長径間の場合に適当な活荷重曲線となる。これより求めた荷重が表-1に示すものであつて、設計者に対し便利なものと考えられる。もし 800 ft を超す場合、吊橋の型がこれに属すると思うが、この場合には集中荷重の影響を無視してもよいと思われる。

表-1

TABLE 4.—RECOMMENDED MAXIMUM LIVE LOADING FOR LONG-SPAN BRIDGES

LOADS IN LB./SQ. FT.		UNIFORM LIVE LOAD IN LB./SQ. FT. (UNIFORM LIVE LOAD)	CONCENTRATED LIVE LOAD IN POUNDS	
Minimum	Maximum		For Joists	For Shear
0	500	643	19,000	25,000
750	500	612	4,000	11,000
1,000	1,000	600	0	0
1,500	1,500	600	0	0

関連する問題 以上述べてきたことに関連する問題として、死荷重と活荷重の関係があげられる。これを300~1,000 ftの間の長径間の各部分の死荷重と活荷重との比、安全率を表-2に示した。死荷重を考察する

表-2

TABLE 5.—LOAD RATIOS, STRENGTHS, AND SAFETY FACTORS FOR VARIOUS BRIDGE COMPONENTS

Member	RATIO OF LIVE LOAD TO DEAD LOAD		UNIT STRENGTH IN POUNDS PER SQUARE INCH				SAFETY FACTOR	
	300-ft span	1,000-ft span	300-ft span	1,000-ft span	300-ft span	1,000-ft span	300-ft span	1,000-ft span
Sub Bridges	0.5:1	2.3:1	15,200	18,200	1.8	1.3	1.7	1.7
Flowlines	2.0:1	2.1:1	19,500	19,500	1.7	1.7	1.6	1.6
Yards	0.8:1	0.8:1	20,900	21,000	1.7	1.5	1.5	1.5
Chutes	0.8:1	0.8:1	21,400	21,800	1.5	1.5	1.5	1.5
Sub Members	0.8:1	0.2:1	21,500	21,000	1.5	1.4	1.5	1.4
Chutes	0.8:1	0.2:1	22,000	23,000	1.5	1.4	1.5	1.4

と、径間長が大になるに従って、両主構間の距離は支間と巾員の安全率から増加する。従って横構重量は増加し、トラス用鋼重は床組に使用されるものより増加率が大きくなるが、一方床組も橋の巾員により増し、トラスが径間長で安全率が低下するのに反し、床組は一定の安全率を保つことが云える。これらのことから「Balanced Design」に関係してくる。

結言 この論文で記した活荷重は、AASHTO (12)の標準示方書で 300~400 ft を超える長径間に対して適用される。この荷重法は合衆国では最も一般的であり、調査資料と実際の自動車の配列を代表していると確信する。(早稲田大学 津野和男)

新型のピヤ-式発電所について

“Eine neue Bauart für Pfeilerkraftwerke.”
A.B. Schulz.
Der Bauingenieur, Heft 1, Januar
1953, s. 17

川をよぎつて低い堰と発電所とを一線に設け、河水を取り入れて水車をまわし、ただちに放水するいわゆる“河川式(run-of-river)発電所”の方式は、落差を十分利用しつつす目的から近來歐洲各国で広く用いられてきているが、この方式では、(1)河をよぎつて発電所の方へ向う斜めの流れ及び取水口の配置形式のために約1.5%の水頭損失は避けられない、(2)洪水のエネルギーを減殺または利用する簡便な方法がない、(3)流下物や流氷に対する適当な防護策がない、等のためにその発達は過去20年間ゆきづまり状態であつた。これに対して Schulz 氏の提案せる方式は以上の問題をほぼ完全に解決せる発電所型式であつて、

図-1

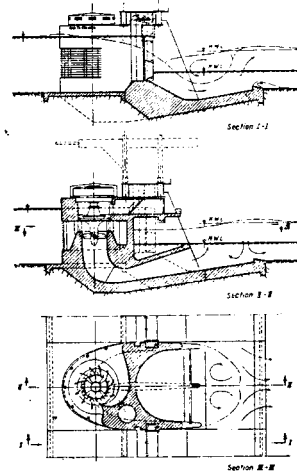


Fig. 2 Sections through railway and power use

ここに図-1とあわせてその概略を紹介する。この新形式の発電所においては、溢流堰と発電所(取水口)とを河巾全体にわたつて交互に配置する、換言すれば、堰の水門を支える各ピヤ-の内部に水車発電機セットを別々に1基ずつ設置するものであつて、いわば“ピヤ-式”発電所と

も云うべきものであり、水理模型試験の結果その妥当性も実証された。以下にその構造と利点を列挙すれば次のとおりである。(1)ピヤ-の総巾は従来の型式の発電所巾と等しく、ピヤ-の長さはその2/3で足りるから、ピヤ-の総容積は従来の河川式発電所容積の2/3となり、建物のいちじるしい節約となる。(2)図-1のごとく水は三方から流れ込み、取水口の長さは従来の2倍にもなるから、取水口の高さはこれまでの1/2で十分であり、このため水的最も澄んだ中程の水深に取水口を設けることができ、水面漂流物や流氷あるいは河床転石等に対して特別な防護工を施す必要がない。(3)浮游流下物が水車に流れ込むのを防ぐためには、図に示すごとく塵除スクリーンを設ける。これはピヤ-頭部の流線形状に曲げた平鋼棒を水平に配置したものであるから流れを乱すことがなくスクリーンによる水頭損失がない。スクリーンの側面に附着した塵は堰の溢流水にとまわられて運び去られるし、前面にたまった塵もピヤ-のまわりに非対称な流れを生ぜしめることによつて洗い流すことができるから、特別な塵除器を考える必要はない。(4)堰の溢流水並びにドラフト管の放流水は川巾全体に及ぶ水叩き内において図に示すごとく流況を惹起し、そのエネルギーは十分に減殺される。なおピヤ-の左右から溢流する流れがドラフト管に対して強力な吸出作用を及ぼし、約50%の水頭の増加、25%の水車流量の増加をもたらす、その結果発電量がおよそ60%も増大する。(5)ピヤ-間に架け渡した函型梁はクレーンを支え、連絡用の通路となり、あわせて送電線その他の導管を導くためにも利用される。その他、いかなる河川の風景ともよく調和するような外観をもつ等多くの利点を兼ね備え、新形式の河川式発電所として今後大いに発展の可能性のあるものと思われる。(電力中央研究所 千秋信一)