

単径間鋼道路橋の振動

“The Vibration of Simple Span Highway Bridges”

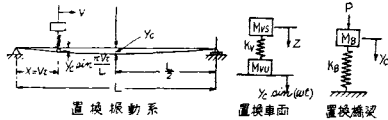
By J.M. Biggs

Proc. of ASCE., March 1957, Vol. 83, ST 2

本論文は、短径間鋼道路橋の振動に対する通過車両の影響がどのようなものであるかを、橋梁および車両をそれぞれ1自由度系に単純化して研究したもので、理論解析・室内実験・現地実験を行い、相互に精度・誤差等を比較検討し、この理論が工学上十分な精度を持つことを確かめた上で橋梁設計上有効な数種の図表を提出している。

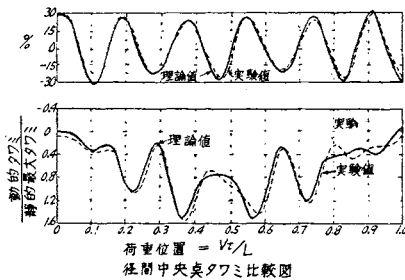
理論解析 図-1のように1自由度系に置換した車両および橋梁の運動方程式を作り、これを連立させて数値積分している。

図-1



模型実験 模型橋梁は径間約 90 ft (≒27.5 m) の2車線鋼橋を、また模型車両は 20 t 2軸車を対象として設計した。実験結果は図-2のようになるが、中央点のタワミ算定には1自由度系に置換しても大きな誤差はないことがわかる。

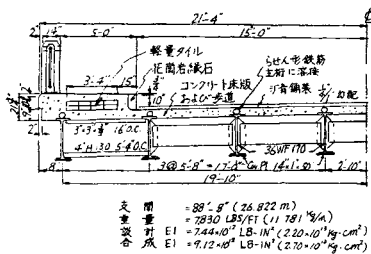
図-2



現地実験 実際橋梁および車両を1自由度系に置換するか、また橋面の凹凸は2次的なものとして無視できるかを図-3, 4に示す橋梁に10t ダンプカーを荷重として実験を行い、図-5, 6のような結果を得た。

結論 模型および実際橋梁の実験より、本解析方法の妥当性が確立したので、この理論を用いて各種要素間の相関性および最大動的タワミを考察し、次のような結

図-3



支間長 = 89' 8" (26.822 m)
 重量 = 2930 LBS/FT (11.781 kN/m)
 慣性 EI = 7444 × 10⁶ LB-IN² (220 × 10⁶ kg-cm²)
 合成 EI = 912 × 10⁶ LB-IN² (270 × 10⁶ kg-cm²)

図-4

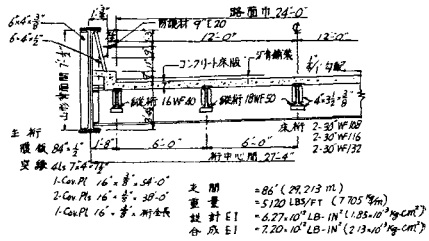


図-5

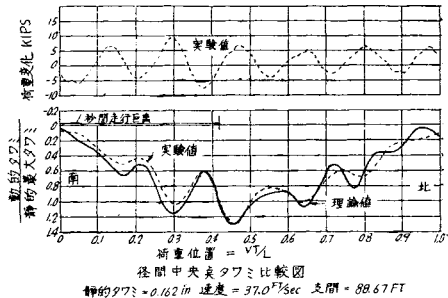
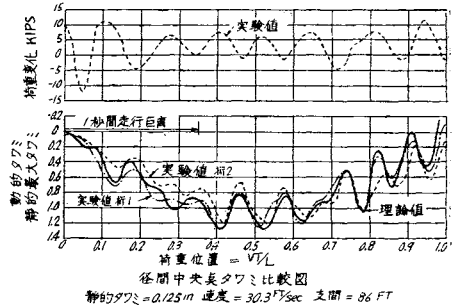


図-6



論を得た。

(1) 本論文に提示した理論解析方法は工学上十分な精度を持つている。

(2) 現地実験の結果より、橋梁の振動には、走行車両の初期振動が最も大きな影響を与える。設計上橋面の凹凸は無視できる。

(3) 撓度比 y_m/δ_{st} には M_V/M_B が特に関連性をもち、しかも橋梁と車両との固有振動数の比が1に近いとき最も大きく影響する。

なお、これらの計算では振動の減衰は無視している。以下に数種の図表中、特に興味ある車両の走行速度と動的タワミとの関係を示す図表、および最大動的タワミを与える図表を掲げる(図-7, 8 参照)。

最後に同図に使用されている記号を簡単に説明する。

$$\omega = \pi V/L$$

$$\beta = \left(\frac{P_V}{P_B} \right)^2 \frac{M_V}{M_B} \cdot \frac{Z_m}{\delta_{st}}$$

V : 車両の走行速度

L : 橋梁の径間長

P_V : 車両の自然円振動数

P_B : 橋梁の自然円振動数

M_V : 車両の質量

M_B : 橋梁の有効質量

図-7

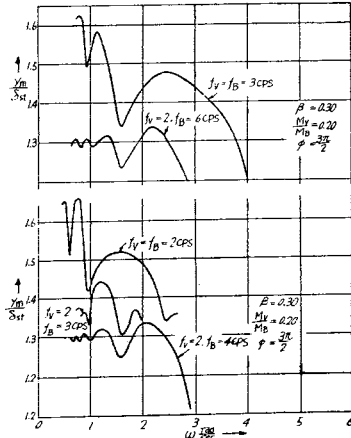
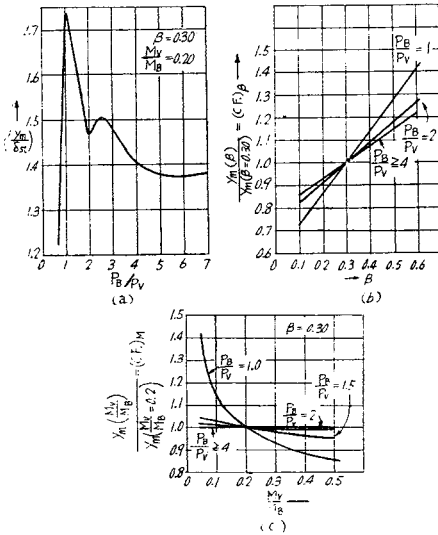


図-8



Z_m : 車両の初期最大振幅
 δ_{st} : 橋梁中央点の静的最大タワミ
 (早稲田大学 平嶋 政治)

揚水発電の経済性について

“The Economics of Pumped Storage”

By C. Jaeger

Water Power, Vol. 9, No. 3, 4, 1957

電力の需要量は 10 年ごとにおよそ 2 倍となる傾向が従来の統計から認められており、それに従えば次代の 10 年間 (1956~1966) に西欧においてはエネルギー資源の不足、特に石炭産出高の欠乏にともなつて、電力生産の問題に何らかの新しい対策をたてねばならない。そこで原子力発電の促進にいちじるしい努力が払われている一方、数年前に棚上げとなつた潮力発電が再びとり上げられようとしている。人口 5000 万の西欧諸国が次の 10 年間に必要とする追加電力は約 $8 \sim 10 \times 10^6$ kW におよ

び、この 10 年間の終りには年間 30×10^6 kWh もの追加電力量が供給されねばならない。しかも、ベースロードをとる発電方式が火力、水力、原子力、潮力のいずれであろうとも、この容量増分の約 1/4 ないし 1/3 に当るピークロード容量が設備されねばならず、これに対処する方策として揚水発電の問題がクローズアップされてきた。揚水発電はエネルギーを創り出すのではなく、エネルギーをたくわえ、ベースロード (夜間あるいは夏季) のエネルギーをはるかに価値の高いピークロード (昼間あるいは冬季) のエネルギーに変換するものである。従つてそれは、定常電力、すなわち水力、火力、原子力、潮力のあらゆる発電施設の高度の利用を可能にするものである。それゆゑ、揚水発電計画の経済性に関する検討は、きわめて重要な仕事といえよう。

揚水発電所の容量と貯溜池の貯水量 発電方式のいかんを問わず、ある発電システムのベースロードの設備容量を N_b 、ピークロードに対処すべき揚水発電所のタービンの設備容量を N_T とすれば

$$N_T = \frac{(1-\alpha_0) T_0}{\alpha_0 T_0 - t_T} N_b = \frac{(1-\alpha_0) T_0}{T_0 - t_T} N \dots\dots\dots (1)$$

ここに N : 総容量, α_0 : このシステムの負荷率, T_0 : 1 サイクルに應ずる時間, t_T : ピーク継続時間であつて, $T_0 = 24$ h に対する一例をあげれば表-1 のようになる。

表-1

α_0	0.70	0.75	0.80	0.85
N_T $t_T = 3$ h	0.522	0.4	0.297	0.206
N_b $t_T = 4$ h	0.562	0.429	0.315	0.22

揚水のために必要とされる電力量はタービンおよびポンプの効率を η_T, η_P とするとき、ベースロード電力量の % であらわして、

$$\rho_0 = \frac{N_T t_T}{\eta_T \eta_P N_b T_0} \times 100 (\%) \dots\dots\dots (2)$$

となる。 $N_b = 100$ MW, $N_T = 30$ MW, $T_0 = 24$ h, $t_T = 3$ h, $\eta_T \eta_P = 0.65$ に対しては $\rho_0 = 0.3/0.65 \cdot 3/24 \times 100 = 5.8\%$ となる。このとき揚水が 6 時間におよぶものとすれば、揚水に消費される電力は $(N_T t_T / \eta_T \eta_P) \div 6 = 23$ MW で、ベースロードの 23 % となる。貯溜池の貯水量 V は、

$$V = \frac{270 t_T}{\eta_T H} N_T P \text{ あるいは } V = \frac{367.3 t_T}{\eta_T H} N \text{ kW} \dots\dots\dots (3)$$

から求められる。 $\eta_T = 0.75$, $t_T = 3$ h として、種々の H と N に應ずる所要の貯水容量 V を示せば、表-2 のようになる。

揚水発電所の経済価値 揚水発電所の能率は

$$\rho_1 = \frac{E_T}{E_P} = \frac{H_T Q_T t_T}{H_P Q_P t_P} \eta_T \eta_P \dots\dots\dots (4)$$

で与えられる。式中添字 T はタービン (発電時), P はポンプ (揚水時) に対する値を示し, H : 総ヘッド, Q : 最大水量, t : 全負荷運転時間, E : 発生 (または揚水所要) 電力量をあらわす。効率 η はタービン (またはポンプ) の効率 η' と導水路の効率 η'' との積である。

表-2

<i>N</i> HP	100	500	1 000	5 000	10 000	50 000	100 000
<i>N</i> kW	73.6	368	736	3 680	7 360	36 800	73 600
<i>H</i> =30 m	3 600 m ³	18 000	36 000	180 000	360 000	1 800 000	3 600 000
100	1 080	5 400	10 800	54 000	108 000	540 000	1 080 000
200	540	2 700	5 400	27 000	54 000	270 000	540 000
500	216	1 080	2 160	10 800	21 600	108 000	216 000

発電時の水量と揚水量とが等しく、タービンとポンプが同一のヘッドのもとに働くようないわゆる純揚水発電所においては、水路の損失を無視するとき、 ρ_1 は次のようになる。

$$\rho_1 = \eta_T \eta_P = \eta_T' \eta_P' = 0.6 \sim 0.7 \dots\dots\dots (5)$$

さて、揚水発電所が経済価値をもつための条件式は

$$\rho_2 = \frac{P_{on}(\text{ピーク時電力コスト}) - (\text{金利, 運転維持費})}{P_{off}(\text{非ピーク時電力コスト})} \dots\dots\dots (6)$$

とするとき、一般に

$$\rho_1 \rho_2 > 1 \dots\dots\dots (7)$$

である。これとは別に L. Musil の表現によれば、

- V^* : 貯水池の有効容量を kWh であらわしたもの
- c_p : 貯水池エネルギー kWh 当りの建設費(£)
- β_v : 金利, 運転維持費を含めた年経費の乗率
- N_v : 設備容量(kW)
- E_p : この貯水池による年間発生電力量(kWh)

n, m : 年当り £ への換算係数

なる記号を用いて、通常の年調整貯水池が経済価値をもつ条件は、

$$\beta_v c_p V^* < m N_v + n E_p \dots\dots\dots (8)$$

となる。一般の目的をもつ貯水池に揚水計画を付加した場合の貯水池の経済価値は次式

$$\beta_v c_p V^* + \frac{E_p}{\rho_1} \cdot \frac{P_{off}}{240} < m N_v + n E_p \dots\dots\dots (9)$$

から判断される。

揚水発電所の能率 上述のように揚水発電所の能率 ρ_1 は $\eta_T \eta_P$ なる積に関係し、 η は $\eta' \times \eta''$ である。このうち導水路の効率 η'' は $(H - \Delta H)/H$ で与えられ、 $\Delta H = cv^2$ は摩擦などにもとづく損失である。従つて出力の損失は、

$$\Delta N = 9.81 Q \Delta H \eta' \\ = 9.81 A c v^3 \eta' \text{ (kW)} \dots\dots\dots (10)$$

となる。既設の水力発電所(最大管内流速 v_0 、最大出力 N_0 、損失 ΔN_0)に揚水設備を付加した場合、容量増設後の摩擦による出力損失を ΔN として、次式が得られる。

$$\frac{\Delta N}{N_0} = \frac{\Delta N_0}{N_0} \left(\frac{v}{v_0} \right)^3 \dots\dots\dots (11)$$

表-3 は揚水方式への拡張によつて発電所の公称容量が N_0 から $N_0 + \Delta N^*$ に増加した場合について(11)式を計算した結果である。

計算例 $N_0 = 200\,000$ kW の既設発電所が揚水設備を付加して $\Delta N^* = 40\,000$ kW の増設を行つたものとする。在来の最大出力に対する損失が3%であると仮定すれば、1/5の増設の結果出力損失は5.2%になる(表-

表-3

設備容量の増加 $\Delta N^*/N_0 =$	1/10	1/5	1/4	1/3
v/v_0	1.1	1.2	1.25	1.33
$(v/v_0)^3$	1.333	1.725	1.96	2.36
$\Delta N_0/N_0 = 2\%$ に対して	$\Delta N/N_0 = 2.667$	3.47	3.92	4.72
=3% " "	4.0	5.2	5.9	7.1
=7% " "	9.35	12.15	13.7	16.5

3)。それゆえ増設後の実際の出力は、

$$240\,000 \frac{H - \Delta H}{H - \Delta H_0} = 240\,000 \frac{100 - 5.2}{100 - 3} = 0.977 \times 240\,000 \\ = 234\,000 \text{ (kW)}$$

となり、全負荷運転時の出力増しは34 000 kWとなる。もし既設発電所の出力損失が7%であるならば、公称40 000 kWの増設後の実際の出力は

$$240\,000 \frac{100 - 12.15}{100 - 7} = 0.944 \times 240\,000 = 210\,500 \text{ kW}$$

となり、実際の出力増しはわずかに10 500 kWにすぎず、揚水設備の追加による既設発電所の容量の改善にはおのずから可能な限度があることがわかる。

電力量の観点からすれば問題は異なる。 t_T の間の電力量損失は、

$$\Delta E = 9.81 AC \int_0^{t_T} v^3 \eta' dt \\ = 9.81 AC \eta' \frac{v_{\max}^3}{n'} t_T \text{ (kWh)} \dots\dots\dots (12)$$

負荷曲線の形に応じて $1 < n' < 4$

となるから、出力損失にくらべるとはるかに小さい。なお以上の水路損失は発電時について考えたものであるが揚水時の損失は、水揚設備容量が発電設備容量より、かなり小さいのが通常であるから、問題とならない。

ランナーの効率 急変する負荷状態に対処するピークロード発電所や揚水発電所にとつては、高能率でしかもフラットな効率曲線をもつランナーが望まれる。カプラン型軸流ポンプタービンはこの特性をもつが揚程が9 mに限られる。これが近年 P. Dériaz 氏によつて考案された、混合流可変ピッチ可逆ポンプタービンの出現によつて、いまや解決に近づいている。Dériaz 型ランナーは普通のフランシス型よりも η_T について9%も増加し、 ΔH が23%も減少するから、揚水発電所の全体の効率および経済価値に、きわめて重要な影響をおよぼす。Dériaz 型タービンの設計はカプラン型の60 mに対して210 mにおよぶヘッドにまで発展している。このDériaz 型可逆ポンプタービンの著名な実例は Niagara Falls 水力計画の Sir Adam Beck No. 2 発電所に設置されたもので、運転中ヘッドが揚水時15~27 m、発電時13~27 mの間を変動するが、常に高能率で作動しているといわれる。

揚水発電計画の例 $Q_T = Q_P$, $H_T = H_P$ なる条件をもつ純揚水発電所は、全設備費を揚水によつて償却せねばならないので、他よりいくらか高くつくが、建設中のルクセンブルグ Our River, 英国 Wales の Ffestiniog の計画などはその好例である。この型式は中ないし低ヘッドで短い導水路をもち、工業地帯の近傍に位置するこ

とが望ましく、90 m 以下のヘッドに対しては可逆ポンプタービンをを用いるのが得策である。

$H_T > H_P$ および(または) $Q_T > Q_P$ の条件をもつ揚水発電計画は経済的にはるかに有利であり、建設中の Niagara Falls (カナダ) や Glen Shira (英) の計画がその好例である。Niagara では15~27 m のヘッドで揚水した水を87 m の落差で発電する。また Glen Shira では44 m 揚水して330 m の高落差で発電する。オーストリアの Ill-Rodund 揚水発電所($H=343$ m)は日調整貯水池をもち、夜間のエネルギーをピークロード エネルギーに変える。Ill-Lünersee 揚水発電所はこの貯水池の水をさらに910 m のヘッドで年調整貯水池へ上げるべく工事中である。すべて揚水発電計画はその経済価値を念頭に立案されねばならない。既設の水力発電所にポンプを設置して揚水発電所とする場合、タービンの設備容量を増加しない計画が最も有利である。スイス、ドイツのアルプス山系にある数多くの高ヘッド揚水発電所はそれである。これに反して、設備容量の増加は、導水路の損失やサージタンクの設計、貯水容量の過少などいくつかの技術的困難に当面する。それゆえ、新しい発電所の設計に当つては、将来揚水式への拡張を考慮して計画すれば、その経済価値は増大すると考えられる。

(電力技術研究所 千秋 信一)

基礎杭支持力の経験公式

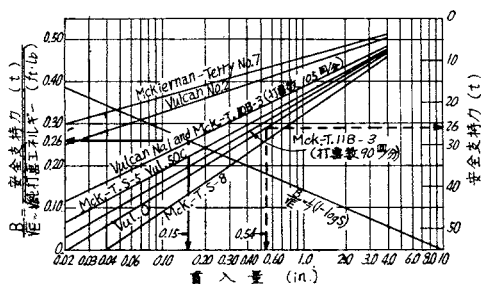
“Empirical Formula For Predicting Pile Bearing Capacity”

By Marvin Gates

Civil Engineering, March 1957

次に紹介する杭打公式は、非常に簡単で、多くの実例から解析された点が強味と思われる。

図-1



$$B = \frac{1}{7} \cdot \sqrt{E} (1 - \log s)$$

B: 杭の支持力(t) 安全率3

E: 打撃エネルギー = $Wh \times 0.75$ ……落下式杭打機
 = $Wh \times 0.85$ ……その他の杭打機

W: ハンマー重量(lbs) h: ハンマー落下高(ft)

s: 打止め時の貫入量(in)

図-1 は上式を図表化したものである。図中の斜線群はアメリカで普通に使われている杭打機について、直接に支持力を求めるもの、1本の斜線が一般の場合である。

例題 1 支持力26 tが必要なとき、Vulcan No.0

機械を使えば打止め貫入量をいくらにすればよいか?

答 図の破線の示すように0.54 in

例題 2 3000 lbs のハンマー、落下高12 ft の落下式杭打機を使って貫入量が0.15 in だった。支持力は?

答 $E = 3000 \times 12 \times 0.75 = 27000$

$$\sqrt{E} = 164 \quad B = 0.26 \times 164 = 42.6 \text{ t}$$

この公式の作成に使用した荷重試験は100例以上、杭打機は落下式15種、単働ハンマー式7種、複働ハンマー式5種、 $E=4500 \sim 52000$ lbs, $s=0.00 \sim 4.4$ in の範囲で、杭の種類は鋼杭73例、木杭38例、プレキャストコンクリート杭11例、その他5例となっている。

杭打ちと荷重試験の正確なデータはなかなか得られないが、2カ年以上の努力によつて集めた150例につき、この公式を適用してみたところ、最大偏差は諸条件を無視して約20%だった。これはハンマーの落下速度 P/W 比などの factor によるのであろう。ともあれ、この公式は、いままで提案されたうちでもつとも正確なものだと、著者は述べている。

(建設技術研究所 谷田沢 正治)

中央分離帯幅員と事故との関係について

“Accident Experience with Traversable Medians of Different Widths”

By Fred W. Hurd

Highway Research Board, Bulletin 137

中央分離帯を大別すると、帯内にガードレール、樹木、あるいはコンクリート製の障壁のような、自動車の横断を阻止する設備をもつものと、もたないものとなる。後者は自動車の横断を阻止できないもので、これを横断可能な中央分離帯と呼ぶ。この設計において、幅員をどれほどにするかは明確な方針がなかつた。本研究は中央分離帯幅員と交通事故との関係を、事故の記録から調べたもので、これにより横断可能な中央分離帯の効果、幅員と事故との関係がわかつた。調査した道路は、accessの制限されている高速道路で、延長和は181 mile (≒291.3 km) 中央分離帯は横断可能なものであり、その幅員は2~94 ft (≒0.61~28.7 m)、である。用いた事故記録は、記録もれのおそれのない死傷を招いた事故に関するものにかぎつた。まず100 MVM (MVM: 百万台×mile) 当りの死傷事故件数と中央分離帯の幅員との関係についてみると、相関性は見られない。それぞれの事故発生状況の調査によれば、中央分離帯以外に、自動車の速度、その差、霧、結氷等、多くの事故原因がある。

ついで中央分離帯に関する事故だけをとり上げてみたが、100 MVM 当りの事故件数と中央分離帯幅員との間には相関性がみられない。

しかし、中央分離帯に関する事故を、a) 自動車が中央分離帯に乗り上げたりしても、これを横断しなかつた場合、b) 自動車が中央分離帯を横断し、反対交通流のための車線に侵入した場合、の二つの場合に分けて、おのおのについて100 MVM 当りの死傷事故件数と中央分離帯幅員との関係を図示すると、それぞれ 図-1, 2 のように

なり、**図-2**には相関性がみられ、事故件数は中央分離帯幅員の大きいほど少い。

図-1 中央分離帯を横断しなかつた場合の死傷事故と幅員との関係

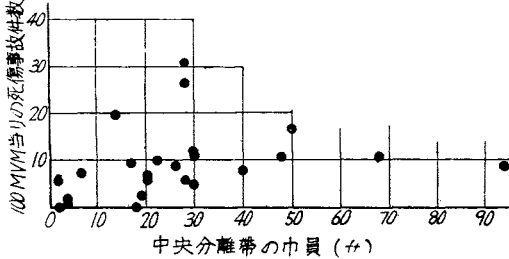
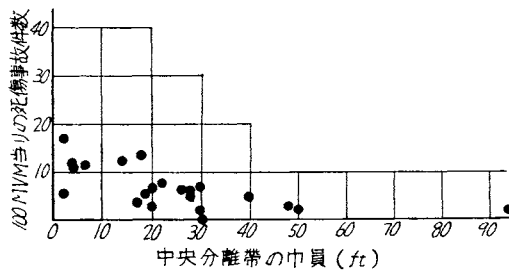


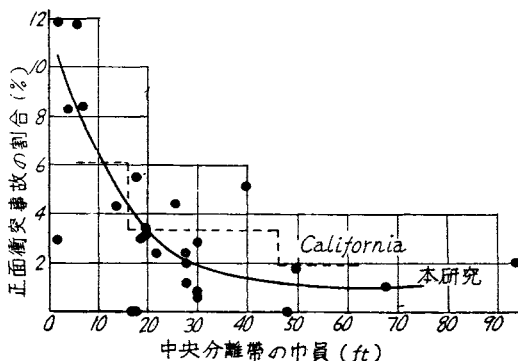
図-2 中央分離帯を横断した場合に生じた死傷事故と幅員との関係



以上のことから、自動車が中央分離帯を横断した場合のほかは、横断可能な中央分離帯がとくに交通事故の原因となることはないといえる。

ところで、自動車が中央分離帯を横断し、反対交通流のための車線に侵入した場合には正面衝突の生ずるおそれがある。この場合に正面衝突となる確率は、交通量の多いほど大きい。正面衝突事故と中央分離帯幅員との関係について調査した結果を**図-3**に示す。これは正面衝突事故が全事故中に占める割合を用いており、**図**中実線で示した曲線は平均を表わす。この曲線によれば、正面衝突事故の全事故中に占める割合は、比較的広い幅員に対する1%から、狭い幅員に対する14.7%までの間にある。**図**から明らかなように、40ft (≒12.2m)までの中央分離帯幅員に対し、正面衝突事故の割合は、幅員増加とともに激減する。50ft (≒15.3m)以上の幅員に対しては減少はわずかである。

図-3 正面衝突事故の全事故中に占める割合と中央分離帯幅員との関係



California 州道路部でも、州内地方部高速道路について、本研究と同様の事故解析を行っているが、この解析では中央分離帯幅員を3グループにわけ、各グループごとに正面衝突事故の全事故中に占める割合を求めている。その結果を**図-3**上に破線で示した。この場合にも、50ftまでの幅員に対しては、正面衝突事故の割合は、幅員増加とともに激減する。以上の結果から、幅員50ftの横断可能な中央分離帯は、制御を逸した自動車に対し、“滑動、転倒のための余裕地と回復時間”をと十分に与えるものであるといえることができる。

以上のことは、横断可能な中央分離帯の設計目標は、自動車の横断による正面衝突事故の防止におくべきであり、また、過大な幅員は不経済であつて、実際には最大幅員として50ft程度を考えれば十分であることを示すものであろう。

(日本道路公団計画部技術課 佐藤 良助)

孤立波理論の浅海における振動波への適用について

“Application of the Solitary Wave Theory to Shoaling Oscillatory Waves”

By Joho G. Housley & Donald C. Taylor

Trans. A.G.U., Vol. 38, No. 1, Feb. 1957

浅海における振動波に対して Bagnold や Munk は水深と波長の比が十分小さいときに、比較的簡単な孤立波理論の使用を提議したが Ippen と Kulin は長周期波の碎波高と水深は孤立波理論では十分に予報できないことを示した。

マサチューセッツ工学研究所水力学研究室において孤立波理論を振動波へ適用するため、振動波と孤立波の間の遷移波の研究を行った。この実験研究の結果は、波の限界周期あるいは有効周期を明らかにし、孤立波理論と振動波理論の適応範囲を決めることに適用される。

浅海波に適用される理論としては、振動波理論、クノイド波理論、孤立波理論の三理論がある。

Stokes の振動波理論は、

$$C_0^2 = gd(L/2\pi d)(\tan h 2\pi d/L) \dots\dots\dots(1)$$

Korteweg と de Vries のクノイド波理論は

$$C_e^2 = gd(1+h_1/d)(1-h_2/d)(1-h_3/d) \dots\dots\dots(2)$$

Boussinesq の孤立波理論は

$$C_s^2 = gd(1+H/d) \dots\dots\dots(3)$$

ここに

C: 波速 L: 波長 d: 静水面からの水深

H: 波高 h₁: 静水面から波頭までの高さ

h₂: 静水面から波の谷までの高さ

h₃: 長さの単位をもつた関連量

Stokes の振動波理論の高次近似式は H/L や d/L の非常に小さい値で、波速をくわしく表わしすぎるので、ここでは考えない。Sawage は(1)式が d/L<0.1 なるとき、高次の近似式よりもよく実験結果に合うことを統計的解析によつて示している。

実験は長さ 27m, 幅 0.75m, 深さ 0.9m のガラス壁

の水路で行われ、波は水路の一端に設置されたピストン型造波機の波起板によつて起され、他端には勾配約1/5の浜が設けられた。造波機は変速直流モーターで運転され、コントロールカムの種々の組合わせとカムの角速度の変化によつて、種々の周期の波を発生させることができ、同じ H/d において孤立波、振動波およびその過渡期の多くの波を発生させることができる。実験はすべて0.45 m の水深で行われ、波速はオシログラフに連結した2コの容量型 profile prove 間の波形通過時間を測定して求めた。この prove は造波機から約12 m 離れた一定水深部分に、3 m の間隔で設置された。

実験によつて得た資料は H/d 周期、波速、波高等によつて変化する $T\sqrt{g/d}$ および C/\sqrt{gd} の曲線で表わされたが、これらの資料の散らばりは水路が短かいために生ずる反射波によるものである。実験波速 C を(1)(2)(3)式によつて求めた理論波速 C_0, C_e, C_s と比較した結果、振動波と孤立波間の過渡的範囲における波速は、クノイド波理論によつて明らかにされるが、ダ円積分の解法をとらない、実用化することは困難である。それゆゑ C/C_0 と C/C_e について H/d に対する $T\sqrt{g/d}$ の曲線で表わすと、波の周期が増大するにつれて、振動波理論による波速は実験波速に集中するようである。二曲線の交点において実験値に対する理論の誤差率は同一であり、この交点における周期はその H/d における有効波周期を表わす。各 H/d に対する曲線を表わしたのが 図-1 である。

有効波周期 T_{e1}/\sqrt{gd} 、すなわち H/d の同じ値における一対の曲線の交点は H/d が減少すると増大する。これらの有効波周期 T_{e1}/\sqrt{gd} は H/d に対して 図-2 のようになる。また有効波周期における理論波速と実験波速との最大誤差率も 図-2 に画かれる。これらの曲線の方程式は次式で表わせる。すなわち有効波周期の波高は

$$H/d = 1600(T\sqrt{g/d})^{-2.5} \dots\dots\dots (4)$$

波速の最大誤差率は

$$\text{誤差率} = 6400(T\sqrt{g/d})^{-2} \dots\dots\dots (5)$$

Bagnold と Munk は有効波周期を次式で表わした。

$$T\sqrt{g/d} = 2\pi/M \dots\dots\dots (6)$$

ここで $M = 3\sqrt{H/d}$ は最初の近似値である。この式は実験による有効波周期より 4~5 秒短い値を与える。

有効波周期に関する他の理論式は、クノイド波理論との波速の比較によつて導き出される。すなわち、実験に

図-1 $H/d = 0.05 \sim 0.50$ における波速の比較による有効波周期の説明

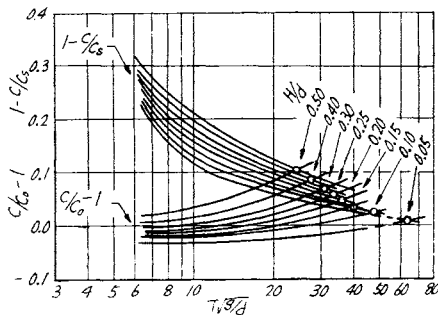
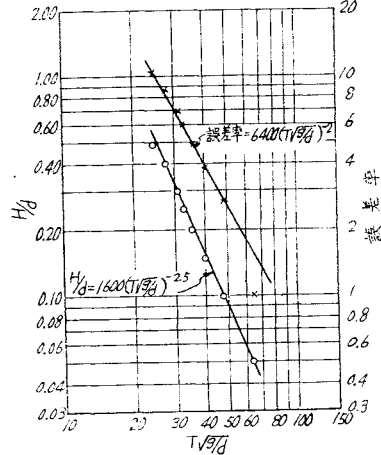


図-2 有効波周期における相対波高と波速誤差

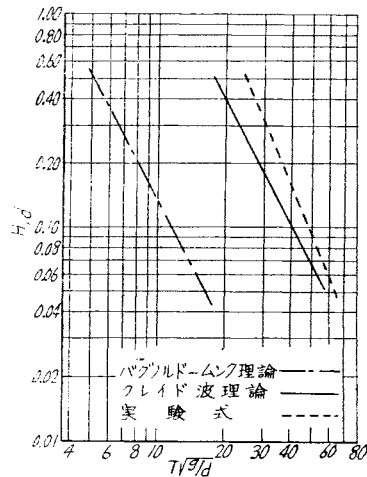


よる有効波周期を説明したのと同様の計算から、クノイド波理論の有効波周期は $(C_e/C_0 - 1 = 1 - C_e/C_s)$ における周期として説明される。

図-3 は、実験、クノイド波理論、Bagnold-Munk の理論による有効波周期を現わしたものである。

孤立波の砕波の資料は Ippen と Kulin により、実験による有効波周期を用いて、Iversen の砕波の資料と比較されたがこの結果はよく一致した。

図-3 有効波周期理論の比較



クノイド波理論は L/d が 10 から 100 くらいの範囲で変化するとき、その水深における波速を合理的に表わすが、実際にこの理論を適用するとき、 h_1, h_2 および h_3 の値をうる事が困難であるため実用的ではない。

Bagnold および Munk によつて明らかにされた有効波周期 (あるいは波長) は砕波特性の予報には不適当である。

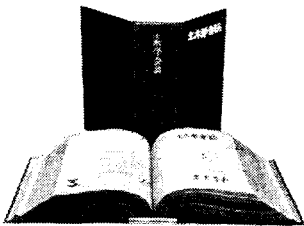
無次元周期の関数としての相対の高さを表わす (4) 式および波速の誤差率を表わす (5) 式は有効波周期のために実用的基準を与える。

(運輸省港湾局 垣中 三樹男)

ページ	行	誤	正
41	表 題	РАСИЕТ.....ЛВИЖЕ-	РАСУЕТ...ДВИЖЕ-
"	"	...СССР. ОН (ソ連科学院報告) No. 4, 1956	...СССР, ОН (ソ連科学アカデミ ー学報, 工学の部) No. 4, 1956,
"	左段上より 8	Lin. Pin-Nan	Lin Pin Nan
"	" 17	$F = \alpha h^m$, α 断面	$F = \alpha h^m$ の断面
"	右段上より 6~7	(6), (5), (8), (7) を施すと	(6)-(5), (8)-(7) を施すと
"	右段下より 2	また (1) 式の	また (11) 式の

註：なお原文の式の記号と図-1 は一部書きかえた。

土木学会誌専用“合本ファイル”の頒布について



学会誌や論文集の散逸を防ぐため、簡単に製本できる専用の合本ファイルを作りました。とりあえず学会誌のみに適用し、さらに御希望が多ければ、論文集用のファイルも作る予定しております。取扱いも簡単で、必要ときにはその号だけ抜き出せる特長があります。

御希望の方はなるべく何年分かをとりまとめて御注文下さい。

なお製品はテッサー工業KKと特約したものです。

記

体 載：B5判 学会誌 12 冊綴用，クロース装，表紙および脊文字（金文字）入り

頒 価：170 円（送料とも）

申込方法：予約制にいたします。振替または為替にて前金でお願い致します。

技術者向き優良選定図書

- 工博 井口常雄編 (日本図書館協会選定)
理工学事典(7巻) 各 B 5 230頁
各 1000円
- 万能数表編集委員会編 (日本図書館協会選定)
集成万能数表 A 5 296頁
価 380円
- P. バーロー原著 編集部訳編
バーローの数表 A 5 216頁
価 500円
- 工博 村上喜一他編著 (日本図書館協会選定)
工学英語 A 5 352頁
価 500円
- 杉本礼三著 (日本図書館協会選定)
応用力学 A 5 328頁
価 550円
- 杉本礼三著
応用力学演習 上・下 A 5 各 276頁
各 700円
- 理博 小貫義男著 (日本図書館協会選定)
土木地質 A 5 384頁
価 550円
- 工博 河上房義著 (日本図書館協会選定)
土質力学 A 5 296頁
価 480円
- 工博 横井増治著
土木施工法 A 5 280頁
価 480円
- 工博 猪瀬寧雄著
ランガー橋設計法 A 5 172頁
価 350円

森北出版

振替 東京 三 四 七 五 七
東京・神田・小川町三ノ十

- 小池啓吉著
橋梁工学(全3巻) 各 A 5 430頁
価各 600円
- 内田一郎著
道路工学 A 5 284頁
価 450円
- 工博 本間 仁他著 (日本図書館協会選定)
水理学入門 A 5 168頁
価 220円
- 工博 佐藤清一著
水理学 上・下 (上) 320頁
(下) 370円
- 工博 末松 栄著
河川工学 A 5 240頁
価 400円
- 工博 橋本規明著 (日本図書館協会選定)
新河川工法 A 4 312頁
価 1500円
- 工博 安芸皎一監修 林・春日屋共著
測量便覧 B 6 900頁
価 1300円
- 工博 岩崎富久・田中寅男共著
衛生工学 A 5 400頁
価 800円
- 工博 仲 威雄著 (日本図書館協会選定)
実用溶接技術 B 6 556頁
価 1000円
- 溶接研究所編 (日本図書館協会選定)
溶接工学テキスト B 5 248頁
価 800円

送料 各 50 円 目録呈