

橋梁の耐震設計に関する基礎的考察

後 藤 尚 男*

要 旨 本文は橋梁の耐震設計に関する基礎的な研究について、主として著者がこれまでに行ってきた研究成果をとりまとめたものである。すなわち工学的な立場から橋梁とくに下部構造の振動性状を現地実験と線型振動理論とから詳細に考究し、これに強大加振時の模型実験を加え、さらに設計計算に関する基礎的な考察を進めて、比較的合理的な実用計算法を誘導したものである。

1. 緒 言

地震の多いわが国では土木構造物の設計に際して、多かれ少なかれ耐震的な計算が行われてきていることは周知のとおりである。しかし地震そのものはすでにいわれているように、大きな振幅をもった突発的な動的現象であり、一方基礎地盤に支持された土木構造物は地盤とともに弾塑性体としての性質をもっている。このため地震という強大な非定常外力をうけた場合の土木構造物の動的挙動はかなり複雑で、これを直接解析することはきわめて困難な課題とされている。しかして著者は土木構造物のうちの重要な一部分を占め、かつ比較的震害の多い橋梁を研究の対象に選んだ。したがって橋梁の真の耐震性ないしは耐震設計が究明されるためには、究極的には地震時における強大な非線型振動の性状が解明され、これから地震破壊時における橋梁と地盤との非弾性特質を考慮した、いわゆる終局強度を重視した設計計算法が解明されなければならないと、著者は考えるものである。

ところがこのような研究を直接行うことは、実際上かなり多くの難解な問題をともない、かつ今後の研究にまつべきものも少なくない。そこで著者は橋梁耐震設計に関する基礎的な研究方針として、(a) まず微小振動の範囲における振動性状を実物実験と線型理論とから詳細に

究明する、(b) 模型実験によつて強大な振動時の非線型と耐震性との傾向を明らかにする、(c) しかして(a)と(b)との両成果に工学的な仮定を設けて設計計算法を考慮する、という基本的な方針をとつた。

もともと橋梁の耐震設計は重要な問題でありながら、わが国ではいわゆる物部博士の慣用計算法以後確たる計算法がほとんど明示されておらず、また一方参考となるような諸多国の文献資料もほとんど見当らない。しかもわが国における永久橋下部構造の工事費は上部構造のその60~100%程度であるにもかかわらず、設計計算の労力は、わづかに上部構造の10%程度しか払われていない現状である。こうしたことから著者は現行の慣用法より、さらに合理的な設計計算法を考察するために本研究を実施したわけである。

2. 下部構造の微小振動性状

(1) 現地橋脚における振動実験

橋梁下部構造とくに井筒基礎橋脚の振動性状を最も端的に把握するために、まず下部構造のみが新設された状態で起振器による振動実験を続行した。この実験でえられる共振曲線から下部構造単体の固有周期 T (\cong 共振周期 T_r) と対数減衰率 δ とが求まる。また橋脚頂部の共振振幅 y_{cr} を共振点における加振力 P_{mr} で除した値 y_{cr}/P_{mr} は単位加振力当りの共振振幅であるので、この値の小さいほど下部構造は水平方向にこわくて振れにくいという目安を与える。著者はこのような振動実験を6コの橋梁の10数コの橋脚について実施して、 $T=0.06\sim 0.3$ sec, $\delta=0.3\sim 1.2$ という結果をえた。これらの結果の概要を表一に一括したが、これより T と δ とは橋軸に平行と直角の両方向で比較的相接近しており、か

表一 現地橋脚における振動実験結果の総括

橋脚名	実 験 年 月	ボーリングによる基礎地盤の種類	橋 軸 に 平 行 方 向			橋 軸 に 直 角 方 向		
			T (sec)	δ	y_{cr}/P_{mr} (mm/t)	T (sec)	δ	y_{cr}/P_{mr} (mm/t)
九 頭 龍 橋, P3	昭.25.5	粘土, 砂	0.20	0.50	0.130	0.17	0.35	0.062
瀬 田 川 橋, P9	昭.25.12	粘土, 砂	0.10	0.35	0.063	0.10	0.35	0.054
出 町 橋, 左 岸 側	昭.28.12	砂, 砂利	0.10	0.70	0.088	0.07	0.55	0.019
葵 橋, 左 岸 側	昭.31.7	砂, 砂利	0.08	0.55	0.096	0.06	0.50	0.011
下 司 橋, 左 岸 側	昭.31.12	砂, 砂利	0.10	0.95	0.035	0.09	0.90	0.021
日 野 橋, P3	昭.32.6	粘土, 砂, 砂利	0.13	0.50	0.063	0.10	0.40	0.018

つ当然のことながら y_{cr}/P_{mr} は直角方向の方が平行方向のそれより若干小さいことが確認された。

(2) 橋脚基礎の地盤係数に関する実験

* 正員 工博 京都大学助教授, 工学部土木工学教室

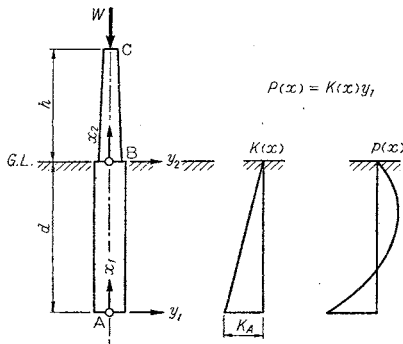
表一の実測固有周期 T は橋脚を地表面で固定された片持バリと考えた計算値の数倍に当る¹⁾。これは結局基礎地盤の不完全固定による影響が支配的であると考えられる。そこで地盤の硬軟を表わす尺度としていわゆる地

盤係数 K に注目した。しかし K 分布は深き方向に $K(x) = K_A(x/d)^n$ の形で近似的に表示される。そこで乾燥砂に対しては模型橋脚を用いて室内で、自然地盤に対しては試験杭を用いて現地で、それぞれ K 分布に関する実験的な研究を行なった⁹⁾。これより著者が行つた乾燥砂では上記の分布指数が $n \cong 1$ 、自然地盤では $n \cong 0.8$ という結果がえられた⁹⁾。なお橋脚の振動におよぼす基礎地盤のいま一つの大きな影響はその減衰性である。すなわち表一の実測値 δ が 0.35~0.95 のごとくきわめて大きい値であることは、基礎地盤の振動エネルギーの吸収がかなり大きいことにほかならない⁴⁾。

(3) 橋脚の自由振動に関する理論解

上記 (1), (2) の実験結果から橋脚は結局井筒基礎から揺れ動き、いわゆる弾性動揺振動としての性状を呈することがわかつた。しかしこのような振動が起る理論的な根拠はすでに著者が明示したとおり⁹⁾、図一の井筒 AB が地盤反力 $p(x)$ に水平支持されるために、結局その振動数特性値が弾性 1 次振動と純動揺との中間値を

図一 井筒基礎の橋脚



とり、しかも橋脚 BC が載荷片持バリとして振動を助長するところにある。また橋脚では基礎地盤が井筒躯体自身よりかなり柔であることが直接の原因となつて、セン断効果は無視できることがわかつた⁹⁾。そこで図一の AB と BC とにハリに関する曲げ振動の基礎式をたて、この両者に B 点における接続条件式を適用すると振動数方程式が求まり、かつこれから振動の曲線形状が決定される⁷⁾。数値計算の結果 1 次振動が支配的であることが確認できたので、Rayleigh 法にもとづく、二、三の実用的な固有周期の算定式を導いた⁸⁾。なおこれらの式から算出される計算固有周期が、(1) で求めた実測値と合致するような地盤係数 $K(x) = K_A(x/d)^n$ の値について、著者が対象とした橋脚の範囲を要約して表一の結果をえた⁹⁾。

(4) 橋脚の強制振動に関する理論解

地震動を数式上どのように表示するかは問題であるが、著者は一応実用的に少数コの単弦波と仮定してみた。かくして上記 (3) の自由振動の取扱いを拡張し、し

表一 橋脚の実験固有周期 T に合致する地盤係数 $K(x) = K_A(x/d)^n$ の概略値

分類	(a)	(b)	(c)
橋脚基礎の構造 基礎地盤の種類 橋脚、井筒の根 入長	井 筒 粘 土、砂 10~30	井 筒 砂、砂 利 5~6	抗 打 粘 土、砂 3~6
K_A (kg/cm ³)	$n=1.0$ $n=0.5$ $n=0$	$ K_A \cong d $ — —	— $ K_A \cong (2\sim 3) d $ $ K_A \cong (1.5\sim 2) d $ $K_A \cong d $

かも絶対座標に対する変位による強制振動は、相対座標に対する力による強制振動に変換して解析を進めた。すなわち Lagrange の運動方程式から常数変化の法を適用して、強制振動の一般解を求めた¹⁰⁾。この場合 図一の根入部 AB の影響を考慮したことはいうまでもない。ついで一般解のうちの主要項について数値計算を進め、さらに実用的な近似計算法をも考案した。なお起振器実験に対する強制振動の理論解をも導いて、数値計算を行つたところ、実験値とかなりよく近似することが確かめられた¹¹⁾。

(5) 本章の結論

橋梁下部構造とくに井筒基礎橋脚の微小振動の性状は基礎地盤の弾性と減衰性に大きく左右され、しかも曲げ動的な動揺振動の 1 次が支配的で、その固有周期と減衰力とは下部構造の躯体のみを考えた弾性振動理論による計算値よりも、はるかに大きいということを理論と実験とから実証確認した。こうした方面の理論式がほとんどみうけられない中であつて、著者はかなり合理的な各理論式を導くことができた¹²⁾、さらに簡易化した若干の実用計算式を提案することができたわけである。

3. 上下部構造の微小振動性状

(1) 現地橋梁における振動実験

新設橋梁の完成直後や老朽橋梁の補強工事前後等において、起振器または交通荷重による振動実験実測を約 10 コの橋梁について行なつた。こうした場合の上下部構造の振動性状はもちろん橋梁の型式、寸法、その他によりかなり異なる。しかしながらこれらの実験結果から、水平振動に関する共通点を要約すると次のごとくなる。すなわち、1) 橋梁の水平振動は橋脚単体の場合と同様に基礎地盤の弾性と粘性とに強く支配される、2) 橋桁可動端の摩擦支持力の影響によつて橋梁が全体的に振動する傾向の強い場合が多い、3) しかし橋桁支承部や橋桁自身には構造減衰の原因となる微細なガタやゆるみが実在していることが推察される、4) 一方交通荷重通過後の橋脚の自由振動については、橋脚の固有周期が橋桁の上下固有周期より大きいときは橋脚の固有振動を表わし、この逆のときは橋桁の固有振動が現われているものと考えて大過ないことがわかつた、等である。

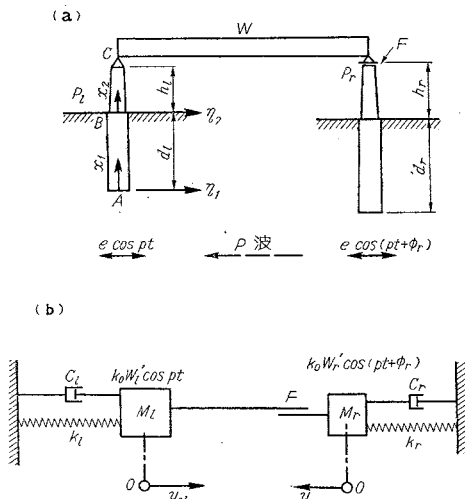
(2) 橋桁支承部の摩擦機構に関する実験

橋梁上下部構造の水平振動を考える場合、まず橋桁可動端の摩擦機構をどのように仮定するかが問題となる。そこで実物の転り支承および実物と同一材料の代用品滑り支承を用いて、室内実験によつてその転り摩擦係数 μ_r と滑り摩擦係数 μ_s とを測定した。この結果新品支承で $\mu_r = 0.003 \sim 0.006$, $\mu_s = 0.14 \sim 0.20$, 老朽支承で $\mu_r = 0.014 \sim 0.025$, $\mu_s = 0.16 \sim 0.24$ となつた。すなわち μ_s の測定値は示方書に規定された 0.20, 0.25¹³⁾ に近いが、 μ_r の測定値は示方書に記されている 0.05 の 1/5~1/2 程度にすぎないことがわかつた。しかし、いずれにしてもこの摩擦機構はクーロン摩擦力が支配的である反面、相対変位量がごく小さい間は若干の復元力作用をとまなつていることが認められた。

(3) 少数径間橋連成振動の理論解

図-2(a) に示した 1 径間橋が橋軸方向に地震動 $e \cos pt$ をうける場合の振動モデルは同図の (b) のごとくに

図-2 1 径間橋とその振動モデル
(橋軸に平行方向)



かける。すなわち下部構造 ABC のバネ、振動質量、減衰および地震力等をすべてその頂部 C に等価的に換算し、かつ橋桁 W の可動端では摩擦力 F が作用し、橋桁の全質量 M はすべて左側橋桁の頂部 C に固定されているものとする。しからば図-2 (b) に対して次の連成連動方程式をかくことができる¹⁴⁾。

$$\left. \begin{aligned} M_L \ddot{y}_{cl} + c_l \dot{y}_{cl} + k_l y_{cl} &= k_0 W_l' \cos(pt - \alpha), \\ M_R \ddot{y}_{cr} + c_r \dot{y}_{cr} + k_r y_{cr} &= k_0 W_r' \cos(pt + \phi_r - \alpha) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (1)$$

式(1)の定常解は近似的に求めることができる。次に橋軸に直角方向の場合には橋桁を剛性大なる板バネ k_g と考えることによつて、図-3(b)の振動モデルをうる。この場合には結局次式を解けばよい。

図-3 1 径間橋とその振動モデル
(橋軸に直角方向)

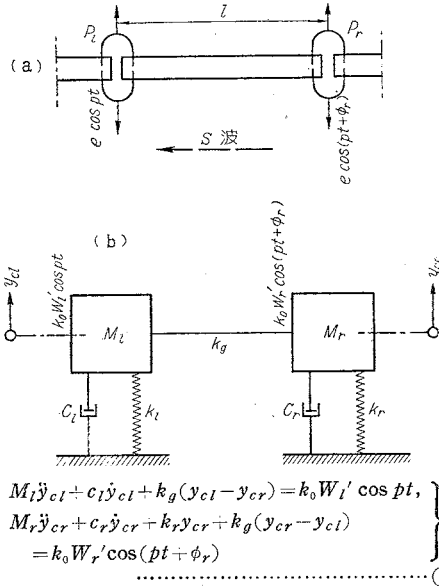


図-3 (b) に対しては過渡振動の計算も可能であり、また 2 径間橋への拡張もできる¹⁴⁾。数値計算の結果によると、F による連成拘束速度は大きくなく、また地震動の相対位相差 ϕ の連成定常振幅への影響もそれほど大きくないことがわかつた。しかし橋桁自身の容積力や橋桁支承部の構造減衰の影響、および過渡振動の性状等の解明はかなり困難で、今後に残された課題である。

(4) 多径間橋 1 自由度振動の近似解

上記(3)の解法を多径間橋の場合に拡張することは、實際上ほとんど不可能である。そこで著者は下部構造がつぎつぎと上部構造によつて連結された橋梁全体を、1 自由度に限定して Rayleigh 法で固有周期を算出し、さらに強制振動についても近似計算を行なつた¹⁵⁾。こうした場合の計算結果は結局、各下部構造をそれぞれ単独と考へた場合の各計算値の中間値として算出される。なおこの計算法によると橋梁の型式と寸法によつては、かなり合理的な値が算出される場合が少なくない¹⁵⁾。

(5) 本章の結論

橋梁上下部構造の振動性状は、基礎地盤と橋桁可動端との影響を大きくうけることがわかつた。しかし橋桁自身の復元力と容積力および橋桁と支承部との構造減衰等は、実際上数式のみでは表わせない複雑さを有している。このため計算上は、a) 上部構造各 1 連の重量を載荷した下部構造単体を考える、b) 橋桁支承部をすべてヒンジないしは固定結合と仮定して橋梁全体を 1 自由度に限定する、c) しかして実状は、a), b) 両者の中間の状態であると推定する、という便法が考えられる。しかも著者は実用上は、転り支承を有する橋梁の橋軸に平行方向では a)、滑り支承を有する橋梁の橋軸に平行方向で

は c), 橋軸に直角方向ではすべて b), を対象として大過なかりと考えるものである。

4. 強大振動に関する模型振動実験

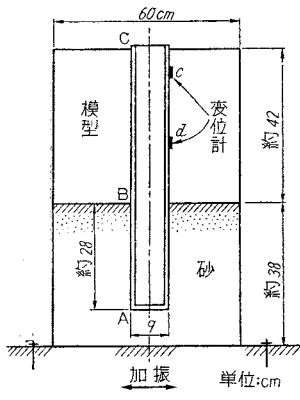
(1) 室内模型実験の概要

耐震性を対象とする場合には当然強加大振時の振動性状が問題となる。そこで上記 2., 3. に述べた微小振動に関する研究結果から, 耐震性ないしは耐震設計への研究過程における誤りない指針をうるために, 室内模型実験を行なった。すなわち, まずできるだけ相似律を満足するような模型橋脚と模型橋梁とを作製し, これを振動台で加振して実験を行なったわけである。実験に用いた振動台は低速ではカム駆動, 高速では偏心重錘駆動という切換運転となつている¹⁶⁾。この振動台を定常振動と振動数の漸増または漸減の各加振状態で使用した¹⁷⁾。なお振動記録の測定には抵抗線ヒズミ計を接着したヒズミ変位計と, 振動モデルの板バネ自身に接着した抵抗線ヒズミ計で動ヒズミを測定し, これから振動変位を換算するという方法をとつた。

(2) 下部構造単体の実験

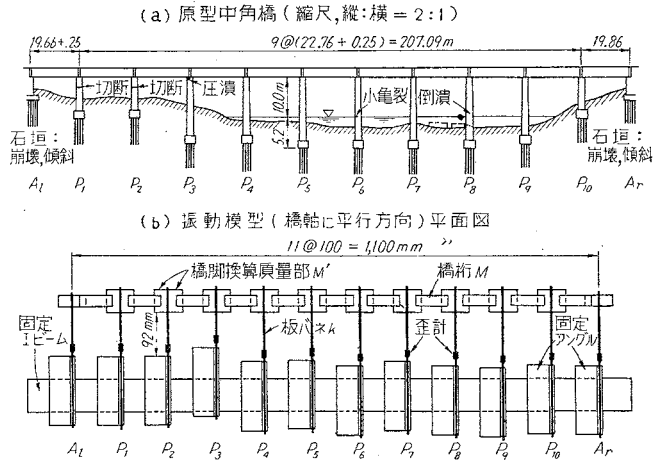
砂質地盤上に建設された下部構造の強加大振時の性状を明らかにするために, 図-4 に示したごとく砂槽内に

図-4 模型橋脚振動実験の見取図



鋼製中空の模型橋脚を設置し, 振動台による振動実験を行なった。この場合砂基礎には粗砂と細砂とを乾燥および水飽和の両状態で使用し, かつ中埋材料としては中空, 水, 乾燥砂および水飽和砂の 4 種類を用いた。これらの各組合せに対してそれぞれ $1g (=980 \text{ cm/sec}^2)$ を越える範囲までの強大な加振実験を続行して, 次の各成果を収めた¹⁸⁾。1) 振動性状は砂基礎の弾塑性性と減衰性に強く支配された動揺振動であることが再確認できた, 2) その対数減衰率は $\delta = 0.37 \sim 1.24$ であり¹⁹⁾, 一方共振周期 T_r は $1g$ を越えると微振時の T_r の数 10% 増しから 2 倍近くに増大する, 3) しかして震度 0.1 程度までは比較的線型振動の傾向が強いが, 震度が 0.3 程度またはそれ以上になると非線型振動としての傾向がかなり強くなる, 4) 中埋砂の振動効果としては, 実橋脚においては砂礫地盤の場合に粒径の大きな中埋砂を用いることが, 耐震上は最も有利であると

図-5 滑り支承を有する多径間橋梁とその振動模型



いう目安がかえられた, 等である。

(3) 滑り支承を有する橋梁の実験

一例として図-5 (a) に示した中角橋の橋軸に平行方向を原型にとつて同図 (b) の振動模型を作製した。すなわち橋脚 (根入部も含む) を板バネ k , 振動質量 M' およびダッシュポット c ²⁰⁾ に換算表示して, これらを橋桁 M で連らねた。この場合各橋脚の固有周期 T , 質量比 M/M' , 対数減衰率 δ 等は原型橋梁における各実測結果から推定した値に, それぞれ合致するように k および c を調節した。かくて M と M' との結合条件を種々に変化させて振動性状を測定した。次に原型橋梁 (a) に最もよく対応した結合状態のもとに加振実験を続行したところ, 図-5 (a) の P_1, P_2, P_3 の震害を近似的に実証することができた²¹⁾。さらに橋軸に直角方向の模型も作製して全く同様の実験を行なったところ, 図-5 (a) の P_4, P_5 の震害を比較的良好に説明することができた。

(4) 転り支承を有する橋梁

図-5 (b) の滑り支承の場合と同様の考えのもとに橋脚を板バネ k , 振動質量 M' およびダッシュポット c に換算すると同時に, M' と橋桁 M との間に小型の滑車を入れて転り支承とした。かくして実在橋梁を対象として 5 径間橋梁の実験を行い, さらに 2 径間, 1 径間の場合についても実験を重ねた。結局これらの実験結果から耐震計算の対象となる比較的大きな地震動をうけると, 転り支承部は完全に滑動して, 各橋脚はそれぞれ単体に近い振動性状を表わしやすいたことが確かめられた。しかしこの場合でも橋桁 M の容積力の影響は大きく, これを単なる質点とみなせないことが再び確認できた。

(5) 本章の結論

強加大振による橋梁の振動性状と耐震性に関する模型実験の結果を要約すると次のごとくになる。すなわち振動性状としては, 1) 下部構造単体は基礎地盤の弾塑性性と減衰性に強く支配された動揺振動を示し, 2) 転

り支承を有する橋梁ではその支承部がほとんど完全に滑動して、各下部構造単体としての特性が顕著に現われ、3) 滑り支承を有する橋梁では支承部の摩擦支持力と加振力との関連において、橋梁全体としての振動と各下部構造単体としての振動との中間性状を呈する、4) 橋軸に直角方向では橋梁全体としての振動に支配されやすい、等である。

5. 動的な耐震設計計算法の考察

(1) 耐震計算のための二、三の模型実験

模型井筒の全長 d と短径 c とを共通に 60 cm と 7.5 cm とに選び、かつ長径 b のみが 7.5, 15.0, 22.5, 30.0 cm という 4 コを作製した。これらの模型井筒を砂槽内に設置したのち、その頂部 C に与えた水平荷重 P と同点の水平変位 η_c との関係を測定して図-6(a)のごと

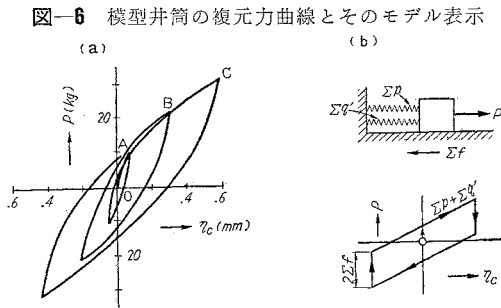


図-6 模型井筒の復元力曲線とそのモデル表示

き関係をえた。この $P-\eta_c$ 曲線はいうまでもなく頂点 C に換算した場合のこの系の変位-復元力特性を表わしている。このとき井筒底面に特殊の線状支持を設けることによつて底面偏心反力の総和 $\Sigma q'$ を知り、かつ長短径比 b/c ($c: \text{const.}$) の変化から井筒側面に作用する水平摩擦力の総和 Σf を知りうる。実験結果より $\Sigma q'$ と Σf とは水平反力土圧の総和 Σp と同程度のオーダーとして実在し、かつ $\Sigma q'$ を含む全底面反力は台形状の分布を示し、かつ Σf の大きさは P に平行な井筒の側面積に比例するという、当然の結果が間接的ではあるが確認できた。

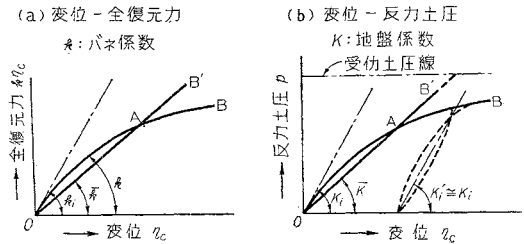
次に井筒橋脚内の応力分布を解明するために、3次元的光弾性実験を行なつた。すなわち一実在橋脚の 1/100 の模型をエポキシ樹脂で作製し、これを恒温槽に入れて頂部 C に水平荷重 P を与えたまま、徐々に冷却して応力を凍結し、しかるのち模型を各スライスに切断して光弾性実験を行なつた。この実験の結果、橋脚と井筒との接点および井筒内部のハンチ部分には当然応力の集中が認められたが、大局的には橋脚井筒の上下方向の応力はハリ理論的に算出される分布形状にかなり近いことがわかつた。何となれば上下方向の曲げ縁応力 σ_x が引張りおよび圧縮側ではほぼ対称なこと、 σ_x の奥行方向の分布には大きな変化がないこと、最大主応力 σ_1 の方向が

大体上下に向つていること、さらにハリ理論による計算結果と σ_x の分布形状がかなりよく類似していること、等のためである。

(2) 著者の計算法における基本方針と近似仮定

本節で著者がとつた基本的な立場を明らかにし、かつこれに関連して設けた近似仮定を一括すれば次のとおりである。1) 地震動の適切にして工学的な表示法は明示されていないので、設計地震動としては一応少数コの余弦波をとる、2) 図-6(a)の復元力特性を図-7の曲

図-7 復元力曲線の線型化の仮定



線 OAB で表わし、さらに便宜上直線 OAB' で近似する、3) 実用的な見地から震度論をとる(橋梁の固有周期 T_n より設計地震周期 T_p の方が大きいのでこの仮定はある程度妥当である)²³⁾、4) 構造震度 $k(x)$ を重視する、5) 反力土圧としては上記(1)における p, q', f に注目するが、その分布形状は簡易化する、6) 下部構造の断面力の算出に当つては剛体変位を重視し、しかも上記(1)から応力計算ではハリ理論を適用する、7) 上下部構造全体の計算には多くの仮定がともなうので、下部構造の計算の照査程度にとどめる、8) その他。

(3) 一様震度分布に対する下部構造の耐震静計算

下部構造に作用する地震動の加速度が下部構造の最下端から最頂部まで、全区間一様であると仮定した場合の静的計算法については、すでに著者がくわしく報告した²³⁾。このとき著者は水平反力土圧 p のみを考慮した物部博士による慣用計算法に、さらに井筒底面の偏心反力 q' と井筒側面の摩擦力 f の両者を追加した。かくして耐震的に必要な根入長 d の算定に当つては、 p, q', f の三者を考慮して橋軸に平行および直角両方向について計算すべきであるが、実用上は橋軸に直角方向を対象として p, q' 両者のみを考慮しても、大過のない場合が多いことがわかつた。いずれにしてもこの計算法によると慣用式による d よりも若干短縮でき、しかも合理的な値が算出される。ただし断面力の算出に当つては橋軸に平行方向が対象となるので、物部式による慣用法と大差ないことがわかつた。

(4) 下部構造単体の線型応答による振動効果の実用算定値

本節では下部構造の変位復元力特性を図-7に示したごとく便宜上線型仮定している。したがつてその頂部

Cにおいて1自由度に換算表示すると、相対座標における振動変位 $y(x,t)$ は当然次式で与えられる。

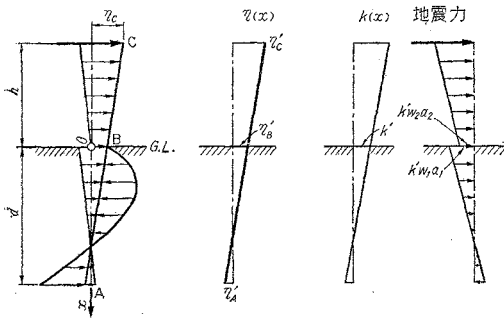
$$y(x,t) = \eta(x) \cdot q(t), \quad \eta(x) : \text{振動曲線形状} \dots (3)$$

著者は少数コの余弦波を設計地動にとつて基礎式をたて、その response $q(t)$ を Analog Computer で演算した。しかる後その最大値 $q_m(t)$ を慣用計算法による静値 q_s に対する比すなわち $q_m(t)/q_s = 1 + D$ (振動比率係数) として算出した²⁴⁾。さらにこの $q_m(t)$ に若干の危険率を許容した場合の $1 + D_d$ についても詳細に検討した²⁴⁾。ところで地震動と橋梁下部構造との周期比 T_p/T_m は設計上 2~5 をとるべきことがわかつたので、これに対して $1 + D_d \cong 1.10 \sim 1.30$ という結果がえられた (ただし対数減衰率 $\delta = 0.3 \sim 1.2$, 危険率 10%)。すなわち静的な計算値に 10~30% の加算を見込めば、ただちに動的な効果を考慮した計算値がえられるわけである。

(5) 動的効果を考慮した下部構造の耐震計算

式 (3) の $\eta(x)$ は図-8 でみるとおり、 $\eta(x)$ に正比例

図-8 構造震度 $k(x)$ による変位と力の釣合い



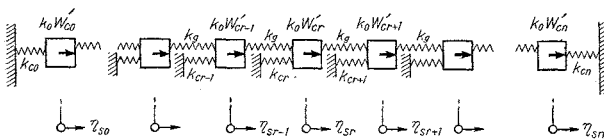
な分布形状をとる構造震度 $k(x)$ による地震力 $k(x) \cdot wa$ と地震反力 p とによつて決まる²⁵⁾。次に図-8において頂部Cの変位 η_c は地盤面の構造震度 k' の大きさに比例し、かつ η_c は頂部における換算地震力 $k_0 W_c'$ と換算バネ係数 k_c との比であるので、結局次式がかかる。

$$k' \eta_c' = \eta_c = k_0 W_c' / k_c \quad \therefore k' = k_0 W_c' / k_c \eta_c' \dots (4)$$

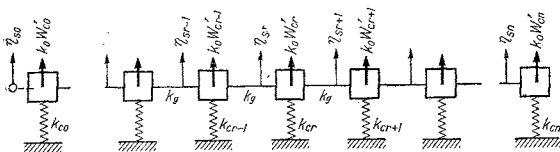
式 (4) より地震震度 k_0 に対する地盤面の構造震度

図-9 上下部構造全体を考えた場合の静力学的モデル

(a) 橋軸に平行方向



(b) 橋軸に直角方向



k' の値が算定できるので²⁶⁾、図-8 の地震力が決まる。したがつてこれから図-8 に対する断面力 M_x, S_x が容易に次式でかき表わせる²⁷⁾。

$$\left. \begin{aligned} S_x &= S_B + \frac{1}{2} k' w_1 a_1 \left(2 + \frac{\eta_{A'}}{\eta_{B'}} \frac{x}{d} \right) x - b \int_0^x p(\xi) d\xi, \\ M_x &= \int S_x dx + C = M_B + \int_0^x S_x d\xi \end{aligned} \right\} \dots (5)$$

しかして線型仮定のもとでは式 (3) が M, S にもそのまま適用できるので、動的な計算値 M_{xd}, S_{xd} は式 (5) に上記 (4) における $(1 + D)$ または $(1 + D_d)$ を乗ずればよい。これより次式をうる。

$$\left. \begin{aligned} M_{xd} &= (1 + D_d) M_x \cong (1.10 \sim 1.30) M_x, \\ S_{xd} &= (1 + D_d) S_x \cong (1.10 \sim 1.30) S_x \end{aligned} \right\} \dots (6)$$

なお図-8 より明らかのように $k(x)$ を考えた場合の地震力は、全体として前記 (3) の一様震度分布のときよりも上方に作用することから、式 (5) の M_x と S_x 自身がすでに慣用計算値よりも若干大きいことが注目される。

(6) 上下部構造全体としての耐震静計算

転り支承を有する橋梁ではすでに述べたとおり、上部構造1連の重量 W をその頂部に載荷したいわゆる下部構造単体としての計算値、したがつて式 (6) で大過ないと思われる。次に滑り支承を有する橋梁では上記のような各下部構造単体としての計算値、すなわち式 (6) と橋梁全体としての計算値との中間値であると推定される。いま橋梁内の第 r 下造構造の単体としての頂部換算地震力を $k_0 W_{cr}'$ 、換算バネ係数を k_{cr} とし、一方橋桁は橋軸方向に伸縮する棒状部材と仮定してバネ係数 k_g で表わすと、結局図-9(a) の力学的モデルがえられる。これより橋梁全体と考へた場合の各下部構造単体としての同じく水平変位量を η_{or} とすれば、これは式 (4) の η_{cr} であるから $\eta_{or} = k_0 W_{cr}' / k_{cr}$ で与えられる。しかれば $\eta_{sr} / \eta_{or} = \alpha_r$ は各下部構造単体としての上記式 (5)

の計算値に対する橋梁全体としての計算値の修正係数となる。したがつてこのときの M, S は式 (5) に α_r を乗ずればよい。

$$M_{xs} = \alpha_r M_x, \quad S_{xs} = \alpha_r S_x, \quad (\alpha_r = \eta_{sr} / \eta_{or}) \dots (7)$$

さらに振動効果を便宜上前記 (4) の $(1 + D_d)$ そのままと仮定すると、ただちに次式をうる。

$$M_{xsd} = (1 + D_d) \alpha_r M_x, \quad S_{xsd} = (1 + D_d) \alpha_r S_x \dots (8)$$

なお橋軸に直角方向の力学的モデルも全く同様にして、図-9(b) のようにえられる。このときの α_r から下部構造単体としての計算根入長 d は照査することができる。

〔7〕 著者の設計計算法の総括とその適用例

本節で述べた著者の計算法を要約すると結局次のごとくになる。すなわちまず下部構造の根入長 d の決定に当つては、底面反力 q を考慮した式を用いて（場合によつては側面摩擦力 f をも考慮に入れて） d を算出し、しかも土質調査の結果を重視して、若干の余裕を見込んでおく。次に断面力 M, S の算定に当つては橋軸に平行方向を対象として、式（4）によつて与えられた設計震度 k_0 に対する地盤面の構造震度 k' の値（図-8 参照）を決め、式（5）から M_x, S_x を算出し、さらに式（8）のごとくに動的効果 $(1+D_d)$ を乗じ、場合によつては式（8）によつて橋梁全体としての計算値を照査しておく。この場合設計震度 k_0 はその土地の地震来歴、地盤の良否、将来の期待値²⁸⁾等から決めるべきであり、基礎地盤に関する諸資料は直接土質調査を行なうべきである。また動的効果 $(1+D_d)$ についてはその橋梁ないしは下部構造の固有周期 T_n と設計地震周期 T_p との比 T_p/T_n の概略値が推定できれば好都合である。なお T_n は表-2 から $K(x)$ を推定して著者の式²⁹⁾で算定でき、 T_p は常時微動、加速度スペクトラム等³⁰⁾からその概略値を推定しうる。

さて数値計算適用例として九頭龍橋の第3号橋脚をとる³¹⁾。まず $k_0=0.2$ に対して慣用法によると $d=14.2$ m となるが q を考慮すると $d=6.5$ m をうる。しかし実橋脚では $d=13.0$ m となつていたので、実際上は $k_0=0.3\sim 0.4$ まで耐震上安定であると考えられる。そこで $k_0=0.3$ をとると式（4）から $k'=0.216$ をうる。かくして慣用計算法による M, S の最大値を100として式（5）、（6）、（8）による計算結果を一括すると表-3の結果をうる。この橋梁は転り支承となつていたので、式

表-3 慣用計算法に対する M, S 最大値比率の一例

	式	M_m	S_m	備考
慣用計算法	物部式	100	100	$k_0=0.30$
著者の計算法の慣用計算法に対する比率(%)	式(5)	116.0	106.8	$k'=0.216$
	式(6)	139.3	128.3	$1+D_d=1.20$
	式(8)	105.7	97.6	$\alpha=0.76$
	式(6),(8)の平均	123	113	—

（6）が重視されるべきである。したがつて $(1+D_d)=1.20$ をとつても M, S の最大値は物部博士による慣用計算値の30~40%増しという結果が与えられるわけである。

6. あとがき

橋梁の耐震設計に関する今後の研究課題としてはなお幾多の問題があるが³²⁾、著者は一応地震動による橋梁の

非弾性的な振動性状の解析と、終局強度を重視した極限設計的な応力計算法の考察とを中心課題とした研究を続行中である。なお本文は著者一連の研究結果の概略を記したもので、二、三の点については稿を改めて詳述したいと思つている。

参考文献その他

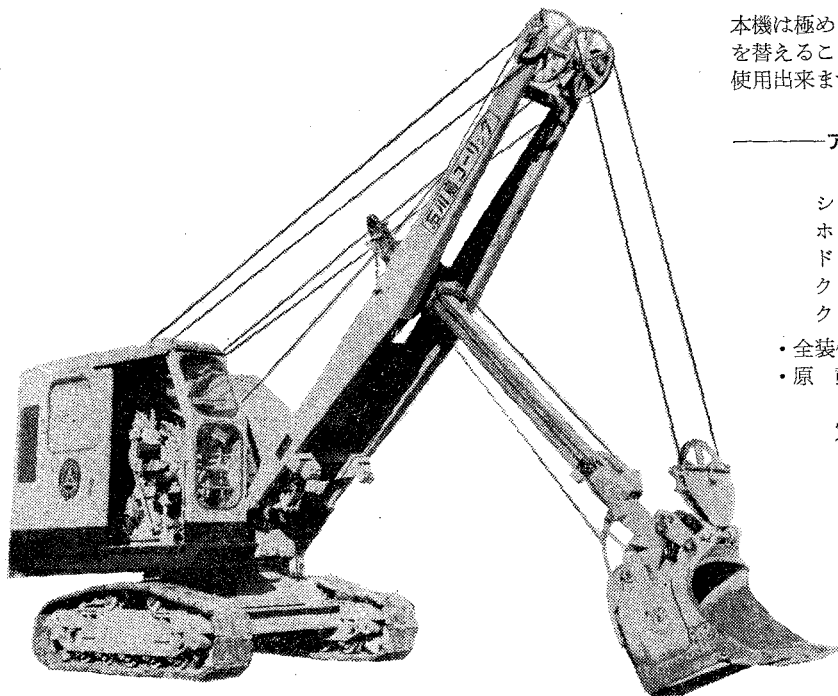
- 1) 著者：土木学会誌，39-7（昭.29.7），p. 17，表-1
- 2) 著者：土木学会誌，39-6（昭.29.6），pp. 15-19，土木学会誌，40-1（昭.30.1），pp. 12-22
- 3) これらの値はその後報告された次の文献の結果と大差ない，猪瀬幸雄・高田孝信・安部清孝：井筒基礎および杭に対する地盤常数の分布に関する基本的研究，建設省土木研究所報告，96-7（昭.32.2）
- 4) 何となればコンクリートでは $\delta \approx 0.05\sim 0.10$ とされているからである。
- 5) 著者：土木学会論文集 第24号（昭.30.4），pp. 68-69
- 6) 著者：土木学会論文集 第29号（昭.30.12），pp. 88-97
- 7) 上掲 5)，pp. 69-70
- 8) 上掲 1)，pp. 13-18
- 9) 表-2においてたとえば $|KA| \approx |d|$ は、井筒最下端 A における kg/cm^2 単位の K すなわち KA （図-1）は、m 単位の根入長 d とその絶対値がほぼ相等しいことを表わしている。
- 10) 上掲 5) pp. 70-75
- 11) 著者：土木学会誌 38-4（昭.28.4），pp. 16-18，図-3
- 12) 上掲 5)，11) 1)，その他
- 13) $\mu_s=0.20$ は鋼と鋼鉄， $\mu_s=0.25$ は鋼と鋼，日本道路協会：鋼道橋設計示方書（昭.31.5），68条，日本国有鉄道：鋼鉄道橋設計示方書（昭.31.9），71条
- 14) 著者：第1回地震工学研究発表会 講演概要（昭.32.9），pp. 39-40
- 15) 著者：土木学会論文集 第6号（昭.26.8），pp. 58-70，土木学会誌 38-6（昭.28.6），pp. 15-20
- 16) 松平 精氏設計，伊藤精機KK製作：UBC-8型，最大積載重量 $1 \text{ ton} \times 1 \text{ g} (980 \text{ cm/sec}^2)$
- 17) 毎秒 60 cpm の割合で振動数が自動的に漸増または漸減
- 18) 著者：第4回日本道路会議 第3部会特定課題論文集（昭.32），pp. 25-30
- 19) この値は表-1における δ と大差ないことから、橋脚の減衰性はその基礎地盤が支配的であることが再確認される。
- 20) ダッシュボットは M' に直接オイルダンパーとして設置。
- 21) 著者：第7回日本工学会土木部会 講演概要 IV（昭.31.5），pp. 13-14
- 22) 地震による破壊的要因は $T_p/T_n \ll 1$ ：変位， $T_p/T_n \approx 1$ ：速度， $T_p/T_n \gg 1$ ：加速度といわれている，榎橋 諒：激震に対する建築架橋の終局耐力，京大防災研究所創立5周年記念論文集（昭.31.11），pp. 106-115
- 23) 著者：土木学会誌 41-2（昭.31.2），pp. 1-7
- 24) 著者：土木学会論文集 第32号（昭.31.3），pp. 10-17
- 25) 著者：第3回日本道路会議論文集（昭.31.6），pp. 77-79，式（1），（5），断面力の算定は橋軸に平行方向が対象となるので地盤反力は p のみ
- 26) 著者：第12回土木学会年次学術講演会講演概要（昭.32.6），pp. 21-22，式（1），（2）
- 27) 上掲 26) 式（3），（4）および著者：第1回地震工学研究発表会 講演概要（昭.32.9），pp. 35-36，式（2），（3）
- 28) 河角博士の75年，100年最高震度期待値の分布図，岡本舜三：地震力を考えた構造物設計法（昭.29），pp. 32-33
- 29) 上掲 1)，式（21），（22）
- 30) 高橋龍太郎：地震，土木学会昭和31年夏期講習会テキスト（昭.31.8），pp. 17-34
- 31) 寸法の詳細は上掲 1)，pp. 17-18
- 32) その後つぎの文献が出たが著者がすでに発表した取り扱い方とほとんど同一である。V. Karmalsky and G. Korner: Design of Bridge Piers Embedded in Cohesionless Material, Taking into Account their Flexibility, Proc. of the Institution of Civil Engineers, No. 2, Vol. Part III, pp. 535-554, Aug. 1956

コーリング²⁰⁵の

土木建設機械

205型パワーショベル

デイツパー容量 0.5 m³



本機は極めて容易にアタッチメントを替えることに依つて各種の作業に使用出来ます。

——アタッチメント——

シ ョ ベ ル
ホ ー
ド ラ グ ラ イ ン
ク レ ー ン
ク ラ ム シ ェ ル

- ・全装備重量……13,100 kg
- ・原 動 機……UD314型
デゼールエンジン
定格 56 HP 1,300 r.p.m



石川島コーリング株式會社

営業所 東京都中央区日本橋通3-2(広瀬ビル) TEL(27)5675-7
大 阪 ・ 九 州 ・ 北 海 道 ・ 仙 台 ・ 名 古 屋 ・ 広 島