

長大橋橋脚の振動減衰性に関する研究

後藤 洋三

Studies on Vibration Damping of Tall and Large Piers

Yozo Goto

Abstract

An uncertain value tends to be selected for the damping constant when dynamic analysis is used for practical earthquake-resistant design. Therefore, the results of two vibration tests, one on the model of a bridge pier and the other on the actual pier, are examined in order to clarify the damping. The multi-degrees of freedom system having non-proportional damping and the complex eigenvalue technique are used to analyze the test data, and the adequacy of the proposed system, especially concerning damping distribution, is investigated. As a result, the previously reported theoretical study is confirmed, and the damping characters of the base structure and the pier are numerically estimated.

概 要

実際の設計に地震応答解析を適用する場合において、減衰の値は不明確な状態であいまいに決定される傾向にある。この減衰の問題を明確にする目的で、長大橋橋脚の模型振動実験と実際の橋脚の振動実験について解析を行った。解析の方法は減衰を考慮した多自由度系モデルを設定し複素固有値計算を行って実験結果をシュミレートするもので、複素固有値計算の適用性を確認するとともに減衰性の分布について検討を加えた。その結果、既報の理論解析結果を裏付けることができるとともに、橋脚基礎部に作用する減衰の特性と基礎上のピア一部に作用する減衰の特性を定量的に把握することができた。

1. まえがき

比較的柔な構造物の地震応答に大きな影響を持つ要因のひとつとして構造物の減衰性があげられる。構造物が高度化長大化するにしたがいこの減衰性を適確に把握することが要求されるが、減衰機構は非常に複雑な要因からなるために、実際の設計に地震応答解析を適用する場合においてもあいまいに扱われる傾向にある。

一方、既報で紹介した複素固有値解析（複素モード解析）法は多自由度系の設定において質量マトリックスと剛性マトリックスから独立した任意の減衰マトリックスの設定を可能とするものであり、複素固有値の実数部からは減衰定数が求められるので、減衰機構を解明していく有力な手段となると考えられる。そこで、長大橋橋脚を対象とした室内模型振動実験と実際の橋脚に対する振動実験の結果について複素固有値解析を適用し、減衰機構について検討を加えてみた。

2. 模型振動実験の解析

2.1. 実験の概要

実験の目的は、大きな基礎と高いピア一からなる橋脚の基礎部に大きな減衰が作用した場合の影響を実験的に解析し複素固有値計算による理論解析と比較してみる所にある。したがって、模型は実験目的を損わぬ範囲で単純化されており、次のような特徴を有している。

- 1) 長大つり橋主塔橋脚の模型で縮尺は約1/200である。
- 2) 基礎部とピア一部の質量比が100/1と大きく、基礎部に作用する減衰の影響で明瞭に現われる。
- 3) 基礎部にはオイルダンパーが取り付けられ大きな減衰が付加される。
- 4) 基礎部を支持するバネ剛性は連続的に可変であり、地盤反力係数をパラメーターに取った実験が可能である。

図-1は模型の概要を示したものである。基礎部は

ロッキングをする1自由度の剛体であり、ピアは曲げ変形をするシャフトに小さな質量が付加されている。橋脚の一次固有振動数は2.67 Hz であり、減衰常数は約0.6%である。また、基礎の固有振動数は1.5Hz から18Hz まで可変である。

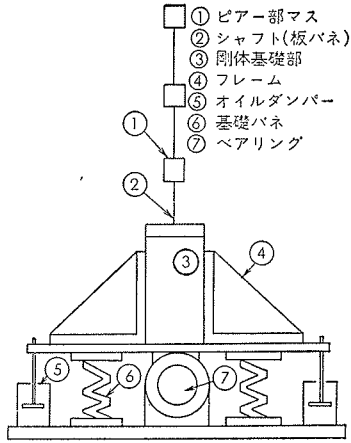


図-1 模型の概要

減衰常数もダンパーの特性を調整することにより5~30%と可変である。

2.2 実験結果と解析

まず、基礎部にダンパーを取り付けない状態で実験を行い、基礎のバネ剛性を9段階に変化させて3次までの固有振動数の変化を求めた。図-2はその結果をプロットしたものである。同図中の実線は模型を多自由度系でモデル化し、通常の固有値解析から振動数を計算したもので、実験結果とよく一致している。また、既報で指適した振動数の接近現象がこの模型においても明瞭に現われている。

次に、基礎部にダンパーを取り付け、ロッキング振動の減衰常数が常に10%となるよう調節しながら基礎のバネ剛性を9段階に変化させる実験を行った。そし

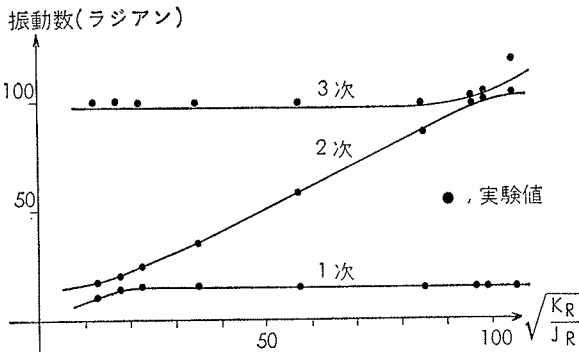


図-2 回転バネ剛性と固有振動数

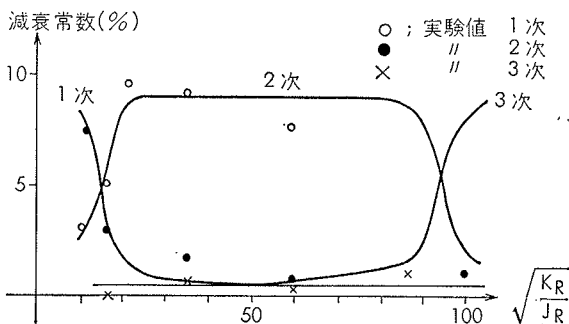


図-3 回転バネ剛性と減衰常数

て、系全体で3次までの固有振動に関する減衰常数を求めた。図-3がその結果をプロットしたもので、同図中の実線は多質点系モデルについて複素固有値計算を行った結果を示したものである。実験値のバラツキの原因は、ダンパーの減衰特性が高次の固有振動に対して不安定となること、ならびに不均一な減衰分布の影響で共振曲線が乱れ減衰常数の読取りに誤差が生じたことによると考えられる。しかし、基礎のバネ剛性の変化にしたがい大きな減衰常数を示す固有振動が1次2次3次と遷移する傾向は実験結果でも明瞭であり、複素固有値計算から求めた減衰常数曲線と一致した傾向を示している。

以上の結果から複素固有値計算の適用性が確かめられるとともに、既報の結論、すなわち基礎に大きな減衰が作用する場合にその影響は次数の高低にかかわらず基礎が大きく振れるモードを持つ固有振動に現われることが実験的に裏付けられた。

3. 実橋の橋脚振動実験と解析

3.1 被実験橋梁の概要

実験の行なわれた橋梁は当社がその下部工を施工したもので、その橋脚中の P₀ 橋脚で集中的に振動実験が行なわれた。図-4がその橋梁の一般図で主要な諸元は次の通りである。

所在地 広島県佐伯郡能美島～同県安芸郡倉橋島
橋長 623.5m (2@28.7+111.0+222.0+111.0
+3@39.0)

上部型式 3径間連続トラス(111.0+222.0+111.0)
+ 2径間連続桁 + 合成桁

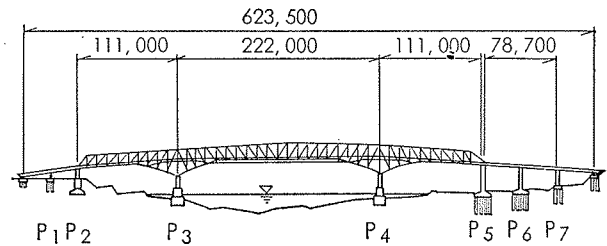


図-4 一般図

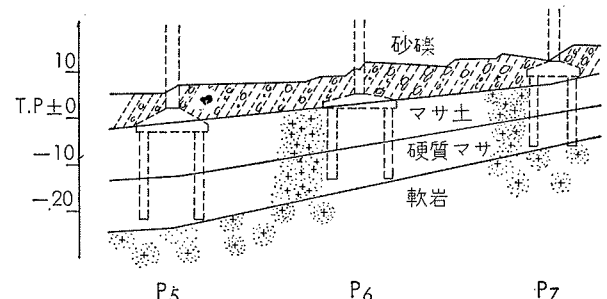
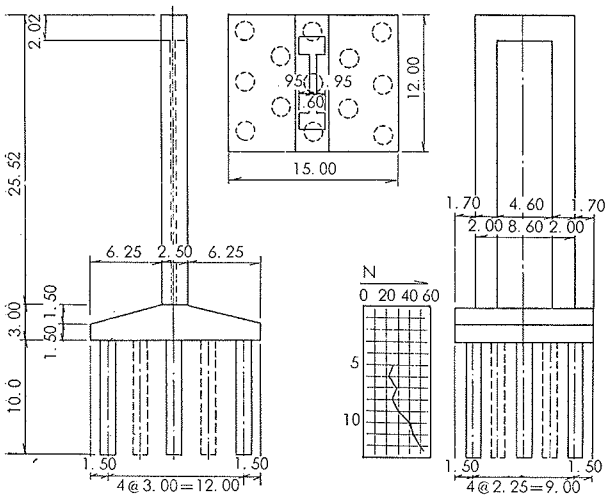


図-5 地質構成図

下部型式 ニューマチックケーソン基礎橋脚 2基
 直接基礎橋脚 1基
 クイ基礎橋脚 4基
 クイ基礎橋台 2基

次に、実験が行なわれた P₆ 附近の地質構成を図一5に示す。表層 1m 位は耕土であり、その下に層厚 3~5m 位の砂礫層が分布する。砂礫層以下は基盤花崗岩の風化残積土であるマサ土層(15~20m位)があり、それ以下は軟岩である。なお、マサ土層は締り具合により、マサ土 (N<50) および硬質マサ (N>50) と称され、これら二層の厚さはほぼ等しい。

図一6は P₆ 橋脚の構造図を示したもので、基礎杭はリバース工法による φ1,500 場所打ちコンクリート杭13本からなっている。



図一6 P₆ 橋脚の構造図

3.2. 調査と実験の概要

耐震に関する調査と実験は次の通りである。

- (1) 地盤の静的弾性係数の測定
- (2) 弾性波試験による動的弾性係数の測定
- (3) 常時微動の測定による地盤の固有振動周期の推定
- (4) P₆ 単杭の水平載荷実験と自由振動実験
- (5) P₆ 基礎部の強制振動実験
- (6) P₆ 橋脚上の自由&強制振動実験

P₆ に対する(4), (5), (6)の実験は施工段階を追って行なわれたもので、系全体の特性と構造要素の特性を関連付ける狙いがある。

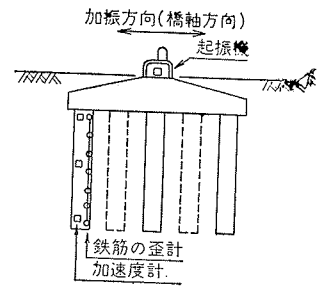
これ等の調査実験の内、解析の目的と関連する(5)と(6)の実験結果ならびに解析について以下に述べる。

3.3. P₆ 基礎部の強制振動実験

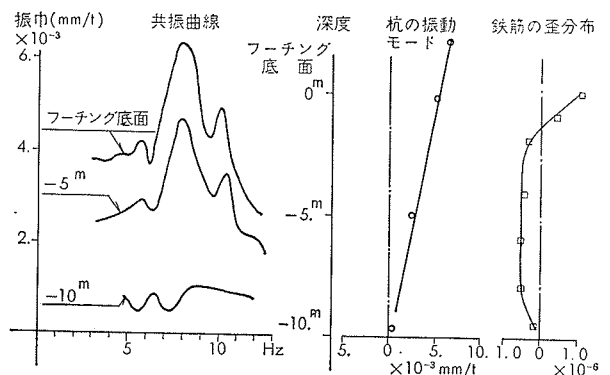
P₆ 橋脚のフーチング完成後、周囲の土を埋戻した状態で起振機による強制振動実験が行なわれた。この実験結果から代表的な測定点 3カ所の共振曲線と杭の振動モードを抜粋し、図一8に示した。同図から、主

要な共振点は約 8Hz にあって減衰常数は約15%であること、基礎全体が剛体のようなロッキング振動をすること等が示される。

一方、一自由度系に正弦波強制力が作用した場合の定常振動解を用い、共振時の振巾からロッキングに対する回転バネ、



図一7 P₆ 基礎上の実験



図一8 共振曲線と振動モード

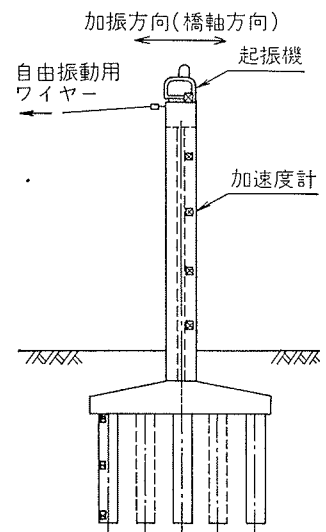
K_R 回転慣性と J_R を逆算すると

$$K_R = 9.1 \times 10^7 \text{ ton} \cdot \text{m}, \quad J_R = 3.5 \times 10^5 \text{ ton} \cdot \text{m}^2$$

となる。郡杭内に取り込まれる土を付加質量として基礎全体の回転慣性を計算してみると約 $2.64 \times 10^5 \text{ ton} \cdot \text{m}^2$ である。したがって、実験時には基礎周辺の土がさらに付加質量として作用していたことになる。一方、構造全体が地盤中に埋没していてその単位体積重量が地盤と大差ないことを考慮すると、8Hzのピークは地盤の共振点とも考えられる。

3.4. P₆ 橋脚上の自由&強制振動実験

P₆ が完成しピア一部が立上った状態(図一9参照)で、自由振動と起振機による強制振動の実験が行なわれた。自由振動実験は、隣接する P₅ 橋脚に反力点を設置し、ワイヤーによって水平力をかけた後急激に開放することによって一次の自



図一9 P₆ 橋脚上の実験

由減衰振動を発生させたものである。この自由振動実験から求められた1次固有周期は1.64Hz、減衰常数は1.0%である。一方、強制振動実験の結果から代表的な測点の共振曲線を抜粋したものを図-10に示す。2Hz以下については起振機の性能上の制約から測定されていない。同図中、フーチング下端の共振曲線に現われるピーク④は基礎部のみの振動実験で得られた8Hzの共振点に対応しており、全体系の2次共振点と考えられる。一方、共振ピーク①はピア一部のみを考えた場合の片持梁としての2次共振点に対応するが、全体系としては3次共振点と考えるべきである。

3.5. 多自由度系モデルによるシュミレーション

図-11に示した6自由度の解析モデルを設定し、頂部に単位の正弦波外力が作用した場合の定常振動解を求めることによって実験結果をシュミレートする。モデルに関する諸常数の内コンクリートの弾性常数については、橋脚部の1次固有周期で1.64Hzになるように決定した。一方、基礎の回転慣性は基礎のみ固有周期が7Hzになるように定める。その結果、基礎のみの実験から決定された回転慣性より大きくなるのが、周辺地盤の埋戻しが進行していることを考慮すれば妥当な値と考えられよう。減衰は粘性減衰を適用するが、橋脚部と基礎部で別個の扱いをする。すなわち、橋脚部については履歴減衰形を適用し、1次固有周期に対して

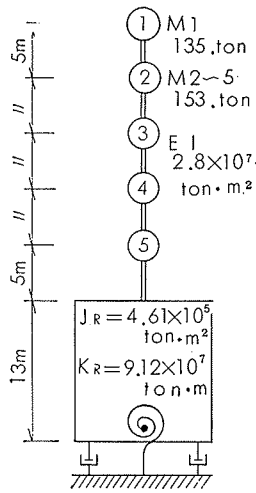


図-11 解析モデル

0.75%の減衰常数を与える。基礎部については実験結果ならびに埋戻しの進行を考慮して25%の減衰常数を設定した。全体系の減衰マトリックスは次式から決定している。

$$[C] = [\tilde{M}]^{1/2} \{ [\tilde{M}]^{-1/2} [\tilde{K}] [\tilde{M}]^{-1/2} \}^{1/2} [\tilde{M}]^{1/2}$$

$$[\tilde{M}] = 2\beta_t \omega_1 [M] + 2(\beta_p - \beta_t) \omega_1 \begin{bmatrix} 0 \\ m_p \end{bmatrix}$$

$$[\tilde{K}] = \frac{2\beta_t}{\omega_1} [K] + \frac{2(\beta_p - \beta_t)}{\omega_1} \begin{bmatrix} 0 \\ K_p \end{bmatrix}$$

(文献1 (又は2) 参照)

$[O_k]$; 地盤の回転バネのみのマトリックス

ω_{P1}, ω_{B1} ; ピア一, 基礎それぞれの1次固有振動数
 β_{P1}, β_{B1} ; ピア一, 基礎それぞれ1次の減衰常数

さて、このように設定した多自由度系は不均一な減衰分布を持つ系であり複素固有値解析が適用される。表-1は複素固有値計算から求めた固有振動数と減衰常数で、実験結果とは3次の固有振動数を除きよく一致している。図-12は多自由度系モデルを用いて計算した共振曲線である。図-10の実験結果と比較すると全体的傾向がよく一致しており、特に実験結果におけるピーク④が計算結果にも現われていること、各ピークの高さがよい対応を示していること等が指適される。

	1次	2次	3次
振動数	1.64 (1.64)	6.67	10.8 (10.12)
%減衰常数	0.99 (1.0)	24.8	6.51 (7.0)

() 内は実験値

表-1

4. 結論

以上二つの実験結果の解析が示すように、複素固有値計算は減衰の影響を解析する有力な手段であり、このような解析の積重ねは減衰機構を明確にするアプローチのひとつとなろう。今回の解析からも、基礎が大きく振れるモードを持つ固有振動には大きな減衰が作用し減衰常数が10%程度になる場合もあること、ピア一のコンクリート構造部分の減衰には履歴減衰形が適用できること等が明らかになった。

一方、本報告で解析した実橋実験は微小な振巾で行なわれたものであり、大地震時のような大振巾に対しては結果が異なると考えられる。したがって今後は大振巾時の実験も含め数多くの実験例を解析していく必要がある。

謝辞

本報告で取り上げた模型実験は著者が京都大学へ国内留学中に同大学土木教室山田教授の指導により実施

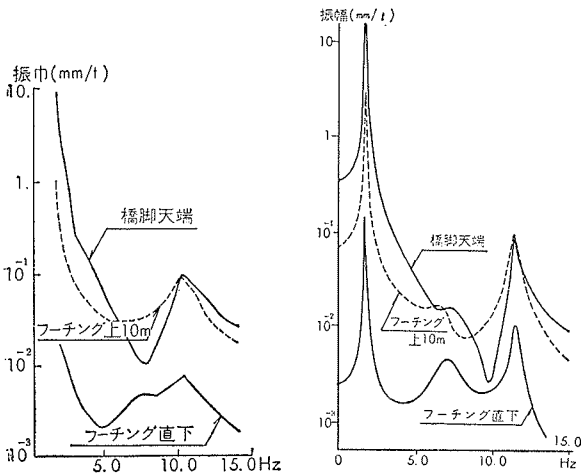


図-10 実験結果

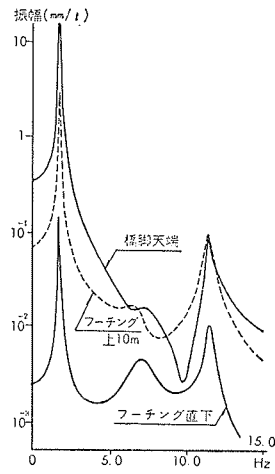


図-12 計算結果

したものである。また、実橋の振動実験は広島県の発注で広島県大柿土木事務所と東洋技研コンサルタント株式会社により実施されまとめられたもので、そのデータを利用していただいた。関係各位に謝意を表する次第である。

また、本研究をまとめるにあたり日頃から指導を受けている技研齋藤次長の配慮があったことを付記し謝意にかえたい。

参考文献

1) 齋藤, 後藤; 長大つり橋橋脚の地震応答計算上の

問題点について, 大林組技術研究所報 No. 5

2) 山田, 後藤; 長大つり橋主塔橋脚の耐震性に関する研究, 第28回土木学会学術講演会講概集 No. 1 P-442

3) 広島県, 東洋技研; 早瀬大橋下部工振動実験報告書

4) 山田, 後藤; 長大つり橋主塔橋脚の振動特性と地震応答解析に対する諸考察, 土木学会論文報告集第207号