

京都大学工学部 正 員 工 博 ○ 山田善一

〃 大学院 学生員

阪元正明

〃 〃 〃

喜多司信介

まえがき

フリ橋のタワー-ピアー系の振動特性は、理論的及び実験的研究より、ピアー寸法と地盤剛性によって、図1のような関係を示すことがわっている。そして、タワーとピアーの固有振動数の接近する条件で、系の振動は複雑な現象を起す。本研究は、図1のⅠ、Ⅱ、Ⅲの各条件について、実際の地震波（日 Centro 地震 1940年 NS 成分）を外力として、実験を行い、系の連成振動現象の相互間の比較を行った。更に、本四連結橋の耐震設計指針において、採用されている修正震度法においては、まだ動力学的応答が不足していると考えられる。実験結果と計算値との比較も行った。

定常調和振動実験

実際の地震波は、多くの周波数成分を包含し、その継続時間からしても、構造物を完全な共振状態に陥らせることは、まず考えられない。しかし、構造物の基本的な振動特性を知る上で、定常調和振動実験にも、重要な意味がある。図1は、横軸に $\sqrt{K}$ を、すなわち、ピアー寸法及び回転バネ係数をパラメーターとしたものをとり、縦軸に、振動数をとって、各バネ条件での系の共振振動数をプロットしたものである。図における一実線は、直線 $f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{K}$ を示す。タワーを考慮した場合のピアーの固有振動数を示す。また二実線は、ピアーの回転バネ係数を無限大、すなわち、ピアーをデューブルに剛化した状態での実験より得られた振動数で、これは、タワーのみの固有振動数を示す。この図から、系の振動数が、バネ条件の変化とともに、明確な動きをすることがわかる。すなわち、系がピアーの固有振動数で振れる場合と、タワーの固有振動数で振れる場合とに分れ、更に、それらが接近する部分とが存在する。 $J=30$, $J=45$, $J=60$ に対する図から、ピアーの大きさが大きくなれば、相対的に、タワーの影響が減少してくることが首肯できる。従って、ピアー重量大なる程、ピアーが中心に振れる系の振動数は、一実線に近づく。また、モードの接近度合いも同時に高くなる。

タワーの応答測定は、歪によって行っている。歪モードは、応力の分布状態を把握できる点で重要であるが、タワー-ピアー系としての連成振動現象を解析するには、変位で行うのが、最も合理的であろう。ところが、タワーのように、系、構造物の動的変位を測定するのは、非常に困難である。従って、歪モードより変位モードへの変換を行うプログラムを作成し、電子計算機の中で、変位モードを求めた。それを図2に示す。基本振動形の間には、直交性が存在し、本実験結果においても、系としての振動形の1次モードと2次モードの間で、直交性を満足するものと考えられる。しかし系がタワーの分を取り出した振動形は、当然直交性を満足しておらず、モードの接近する付近では、むしろ相似の形で振れる。

模型における挙動が、実構造物における挙動とどれ程一致したものとなっているのかを検討してみよう。意味で、バネ条件の比較を行っておく。相似律により、Ⅰ、Ⅱ、Ⅲのバネ条件を変換したものが表1である。次に、本四連結橋技術調査報告書に与えられている各地の地盤の弾性係数より、Vogelの式によって、回転バネ係数を求めたものが表2である。ピアーは、回転運動しか行なわないとか、地盤

は元々弾性体であるとして、弾性係数の存在を考えるなど、種々の問題を有するが、表1、2に得られた値について、数値に比較論議を行うことは、困難であり、且つ危険を伴うものである。しかし、相互の値は、ほぼ似たオーダーとなっており、神戸層におけるものと大いた一致している。従って実験より得られる結果は、現実における可能性のある現象を、ある程度の信頼性をもって、反映するものと考えられる。

ランダム振動実験

足場調和振動実験の結果より、回転バネ係数が、タワー・ピアー系のモードの推移に大きな役割を果すことがわかった。図1、2より、あるバネ条件で、系の1次モードと2次モードが接近し、ふたつモードが振動数、タワーの変位形とも非常に接近してくることが確認された。従って、実際の地震波のように、色々の振動数成分が同時に作用するやう、系の各モードが同時に生じられると考えられ、ピアース法あるいは、地盤剛性が、モードを接近させるものとなっていれば、モードの重なりが生じ、ピアーの変位は、相殺されるが、タワーの応答は、大きくなるものと考えられる。所いた地震波は、建設省土木研究所において、模型の相似律に合わせ、time scale $\frac{1}{4}$ で縮小していただいたものである。モード間の重なりの影響をみることを目的とし、ピアー条件は、 $J=45$ の場合だけとした。また回転バネ係数を、I、II、IIIの各条件について、それぞれ、 $k=42 \times 10^3 \text{ kg/cm}$ 、 $K=213 \times 10^3 \text{ kg/cm}$ 、 $K=544 \times 10^3 \text{ kg/cm}$ とした。測定及び記録は、タワーの歪応答、ピアー頂の加速度応答を、データレコーダに記録し、ペンレコーダに再現することにより、波形の観察と歪の計算を行い、更にスペクトル分析器により、スペクトル解析を行った。米国において、生じた地震も全く地盤性状の異なる日本に適用することは、多くの問題を有するが、適当な地震記録が現時点ではなく、本四連橋設計指針において、参照として、El Centro地震を用いることを提案している。その意味で、本研究の最後において、計算値と、実験結果との比較を行った。タワー部の歪応答、ピアー頂の加速度応答及び入力の日Centro地震の時向軸に対する波形を観察してみると、次の結果が得られた。まず、モードの接近するバネ条件において、タワーの歪関数に、最大歪を生ずるのは、同時刻であり、そのとき、ピアーの位置は、中立軸に近い。逆に、ピアーの応答が最大になる時、タワーの応答は、小さくなっている。すなわち、モード間の重なりが起っていると考えられる。また、モードが分離する場合、すなわち、I、IIの条件においては、ピアーの最大応答は、ほぼ同時刻に現れる。このとき、ピアーはオシレーターとしての役割をもつと考えられる。

応答を評価する場合、時向軸上における応答の推移の解析や、確率統計的手法による解析も重要であるが、ここでは、まず最大応答について考察する。各測点における最大歪をプロットして得られたモードを見る。各測点ともほぼ同時刻に最大に達しており、各回転バネ係数における最も卓越し、影響の大きい振動モードを推察できようである。これを曲げモーメントに変換し、相似律によって、実構造物に換算したものが、図3である。これら3つを比較すると、モードの接近する $K=16.3 \times 10^6 \text{ t/m}$ の場合に、最も、大きな応答を示すことがわかる。すなわち、モードの重なりによる影響がでているものと考えられる。ところが、 $K=3.2 \times 10^6 \text{ t/m}$ においても、比較的大きな応答を示している。この理由として、まずスペクトル解析結果より考へる。図4は、タワー部歪の代表例、ピアー頂の応答加速度及び入力加速度の各々のスペクトルを画している。入力のスペクトルを見ると、 $K=42 \times 10^3 \text{ kg/cm}$

での、ピアの固有振動数に一致する振動数成分を、強く含むことがわかる。すなわち、El Centro地震の周波数特性に起因することが考えられる。次に、図5は、El Centro地震の最大加速度を 200 gal とした場合のピア頂の最大応答加速度スペクトルを示している。 $k=42 \times 10^3 \text{ kg/cm}$ の条件は、図の A に相当する。すなわち、この弱いバネ条件においては、ピアの固有周期が長くなり、加速度応答より変位応答の方が顕著になり、すなわち、ピアが大きく振れる。その影響で、タワーの応答も大きくなったと考えられる。

本州四国連絡橋技術調査報告書に示されている計算法が、実際の現象を、どの程度現わしているか、逆に、どの程度、隔ったものとなっているかを知るために、実験結果と、計算値との比較を行った。図3は、最大加速度 330 gal として、得られたものであり、各条件でのピア頂の最大応答加速度は、 $0.25g$ 、 $0.43g$ 、 $0.77g$ となっている。ところで、設計指針案において、タワー基部に、 200 gal をかけた場合の基本応答加速度の求め方が、述べられている。これとの比較の意味で、上に得られた応答加速度をもとて、 $0.2g$ に補正し、比例的に曲げモーメントをも変換したものが、図6の左の3つのモードである。応答加速度を $0.3g$ とし、計算した結果が右のモードである。上に述べた如く、これらの結果について、定量的に云々することは、不可能であるが、曲げモーメントの分布状態については、実際の現象と、計算結果とに大きな隔りがあることは注意すべきである。

実際の地震史を外力として用いることは、現実には存在している振動であるということに、大いに意味があるが、それはあくまでも、特定の外力に対する特定の応答でしかない。系の特性を客観的に把握するには、外力に何の特性も有しないのが、適当であるとはいくまでもない。今1次モードと2次モードのみに着目し、モード間の干渉効果を知るために、換算の意味で、 $2 \sim 20 \text{ cps}$ のピンクノイズを外力とする実験を行った。実験条件は El Centro 地震の場合と同様であり、スペクトルを見ると実験条件 II においても、やはり1次モードと2次モードの明確なピークを示す。従って、これより、モードの重りを握ることはできない。しかし、各モードにおいては、この条件で、最も大きな応答を示している。振動時に、この振動数成分付近で、急激なエネルギー吸収が起っており、その結果、入力のパワー・スペクトルに、鋭いノッチを生じている。このノッチの部分をフラットにし、完全なピンクノイズとして作用させれば、モードの重りが右にもなるかもしれない。

まとめ

タワー・ピア系の連成振動において、タワーの固有振動数と、ピアの固有振動数の一致する点での挙動を解析することは、すでに、理論的に若干なされている。本研究は、これを実験に行うことも試みたわけである。

1) 理論と同様、地盤条件により、系のモードが相互に接近したり、分離したりすることが、実験においても確かめられた。従って、接近するバネ条件と、比較のため、その前後の実験を行った。

2) モードの接近する条件で、ランダム波を加振すれば、モードの重なりにより、応答が大きくなることが立証された。そしてまた、現実にもその現象が起る地盤条件が存在すると考えられる。

今後、エアードンパーによる減衰機構を導入し、現在までの非減衰振動実験とも比較検討を加え、減衰の影響によるモード相互間の干渉度及び減衰効果を究明したい。そして、より実証的な連成振動現象を解析したい。

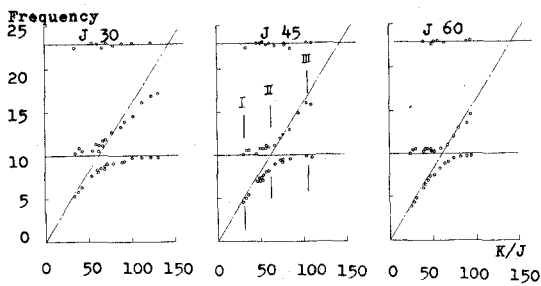


Fig. 1 Resonance Frequencies

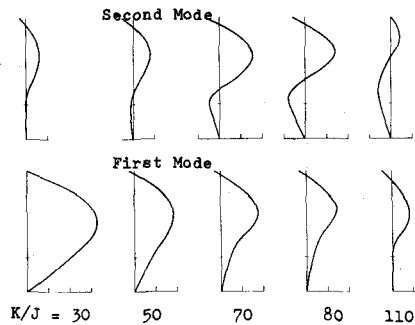


Fig. 2 Resonance Configuration for Different Foundation Condition

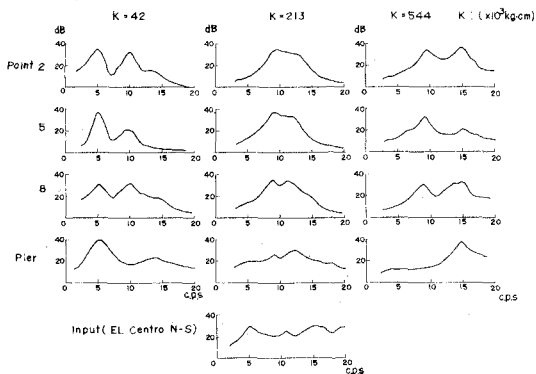


Fig. 4 Power Spectral Density

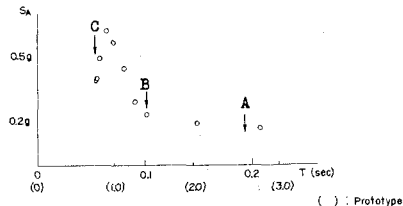


Fig. 5 Acceleration Spectrum of the Pier Top

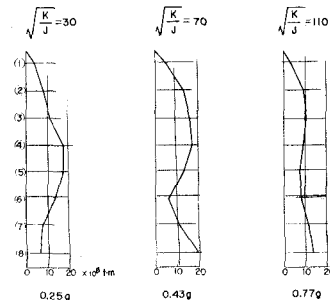


Fig. 3 Maximum Moments due to 1940 EL CENTRO Earthquake Record

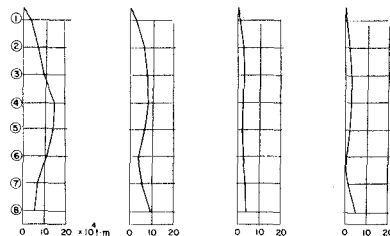


Fig. 6 Maximum Moment due to the acceleration at Pier Top 0.2g (the left three) and one right obtained by the Modified Seismic Method

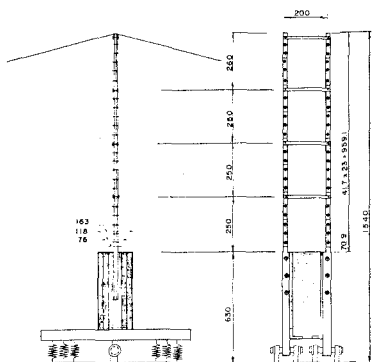


表1 相似律による回転バネ係数の変換

模型の回転バネ係数	実地盤の回転バネ係数
$42 \times 10^3 \text{ kg cm}$	$3.2 \times 10^8 \text{ t m}$
213	16.3
544	41.5

表2 各地の地盤の回転バネ係数

地 層 名	地盤の弾性係数	地盤の回転バネ係数
沖積砂層 (稀固結)	$9 \times 10^3 \text{ t/m}^2$	$1.9 \times 10^8 \text{ t m}$
神 戸 層 A	45	88
B	85	178
C	110	23.1
D	140	29.4
和 泉 層	450	88.1
花 崗 岩	660	126.0

参考文献 山田善一, 佐藤洋三「長大橋塔-ピア-系の耐震解析について」土木学会第2回
年次学術講演会講演概要 I-133 昭42