

斜張橋主塔を対象としたTLDの減衰付加効果に関する実験的研究

A Practical Study on Tuned Liquid Damper with Application to the Cable-Stayed Bridge Tower

米田昌弘*, チャイセリ・ピヤワット**, 前田研一***, 藤野陽三****

By Masahiro YONEDA, Chaiseri PIYAWAT, Ken-ichi MAEDA and Yozo FUJINO

Presented here is a practical study on Tuned Liquid Damper with application to the Cable-Stayed Bridge Tower. Structure-TLD interaction experiments using prototype-sized rectangular container with 44.3cm in length (transverse direction) and 38.0cm in width (longitudinal direction) are firstly carried out to confirm the performance of TLD. Identical 576 TLDs are installed to the actual Bridge Tower and free vibration tests on a full scale bridge are also carried out to verify the effectiveness of TLD. It was found that the experimental results on the full scale bridge agree relatively well with the model test results and that the damping of Cable-Stayed Bridge Tower could be increased to the required level in the aerodynamic design.

1. まえがき

高強度材料の使用や設計・架設および解析手法の進歩を始めとした近年における橋梁技術の進展は目覚ましく、その結果は最近の橋梁構造物の長スパン化傾向に強く反映されている。その中でも、吊橋と斜張橋の長スパン化傾向は著しく、吊橋では中央支間長1990mの明石海峡大橋が、また、斜張橋では中央支間長890mの多々羅大橋が、それぞれ着工の運びとなっている。このような吊形式橋梁の長スパン化に伴い当然のことながら主塔高さも増大することとなり、従来の桁部の耐風検討に加え、架設時や完成後の主塔に対する耐風検討がきわめて重要となりつつある。

風による構造物の振動特性は、その幾何学的な断面形状にも依存するが、固有振動数や固有振動モードおよび構造減衰などによっても変化し、これらの中でも特に構造減衰は構造物の対風特性に敏感に寄与する場合が多く、耐風設計上、重要な役割を果たすことが知られている。それゆえ、対象構造物の構造減衰が小さく風による振動が発現すると予想された場合には、各種の減衰装置を設置して耐風性を向上させることも数多く実施されている。減衰付加装置として、たとえば、吊橋では主塔の振動が問題となるのは一般にケーブル工事が行われる前までの比較的短い期間であることから、スライディングブロックや必要に応じスライディングブロックにダンパーを併用した方式などが採用される場合が多いようである¹⁾。一方、斜張橋では架

* 工博 川田工業株式会社技術本部振動研究室長 (〒550 大阪市西区北堀江1-22-19)

** 東京大学大学院土木工学専攻 (〒113 東京都文京区本郷7-3-1)

*** 工博 川田工業株式会社技術本部中央研究室長 (〒114 東京都北区西ヶ原3-45-4)

**** Ph.D 東京大学工学部教授 (〒113 東京都文京区本郷7-3-1)

設時のみならず完成後においても風による橋軸直角方向の主塔振動に対処すべき場合も多く、同調質量ダンパー（Tuned Mass Damper, TMD）方式が主として採用されてきた²⁾。TMDは有効な主塔構造物の制振対策方法として、大規模斜張橋のみならず、一面吊りの中規模斜張橋の主塔に適用されることも多いが、TMD方式では、同調に対する性能の敏感さに加え、維持管理上の問題や微振動に対する機能性の問題など改良すべき問題点も残されていた。

これに対し、容器内に注入した液体の揺れによる振動エネルギーの吸収・逸散を利用した、いわゆる同調液体ダンパー（Tuned Liquid Damper, TLD）が、土木・建築分野における塔状構造物の制振対策として近年特に注目を浴びている。これは、スライディングブロック方式やTMD方式に比べ、TLD方式ではより安価でかつ微振動域での減衰付加効率を向上できるという利点を有することによる。液体を利用した制振方法は構造が非常に簡単であり、容器内の水を浅水状態として利用するもの^{3)~5)}、容器内にネットや十字柱を挿入してそこでのエネルギー損失を積極的に利用するもの^{6)・7)}、U字管内にオリフィスを設けてそこでのエネルギー損失を期待するもの⁸⁾などそのバリエーションは多い。また、それぞれのTLD方式について、実験的・解析的研究^{9)~13)}が活発に進められており、建築構造物に対してはTLDの実施例¹⁴⁾がすでに報告されている。しかしながら、実在の土木構造物に対してTLDを採用した報告は、本橋での設置時点ではなされていなかった。

このような状況のもと、2径間連続鋼斜張橋¹⁵⁾の主塔工事に際し、制振装置の製作工期・製作費用・設置の容易さ、主塔の製作・架設へのフィードバック性に着目して検討した結果、架設工事が開始された段階でのTMD方式の採用は困難であり、土木の塔状構造物としては初めてTLD方式（容器内の水を浅水状態として利用するもの）を採用するにいたった。本文は、TLDの室内実験結果と実橋試験結果との対比を行い、土木の塔状構造物として初めて採用された、斜張橋主塔に対するTLDの有効性について報告するものである。

2. 対象とした橋梁の概要と付加すべき構造減衰量の設定

対象とした斜張橋（2径間連続鋼斜張橋）の一般図を図-1に示す。本橋は1本柱1面吊り形式であることから、構造減衰が小さい場合、風の作用で、架設時には主塔が橋軸および橋軸直角方向に、また、完成後においても橋軸直角方向に、それぞれ振動する可能性が予想された。

中央径間長238mの3径間連続斜張橋である管原城北大橋（旧名称：淀川新橋）¹⁶⁾も本橋と同様の一本柱一面吊り形式の斜張橋であり、3次元の風洞模型実験を実施して橋梁完成時における橋軸直角方向の主塔の耐風安定性について検討している。管原城北大橋における主塔の風洞模型実験結果の一例を表-1に示す。表-1より、管原城北大橋の場合、構造対数減衰率 δ が $\delta=0.01$ では25m/sで渦励振、30m/s以上でギャロッピングと思われる発散振動が発現しているものの、 $\delta=0.03$ では非常に小さい渦励振しか発現していないこと

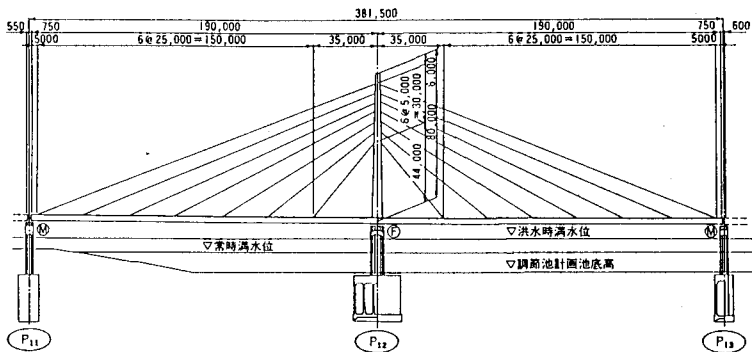


図-1 対象とした斜張橋

が判る。このように、主塔の対風特性が構造減衰の大きさに著しく依存しているのは、主塔の断面形状が基部から頂部に向かって漸減していることにより、風による励振力が空力的に大きく緩和されたことが主たる要因と考えられている。なお、菅原城北大橋では、一連の風洞模型実験の結果、主塔にスリットを設ける空力的対策が最終的に採用されていることを付記しておきたい。

本橋の主塔断面は基部で6m×3m、頂部で3m×3mであり、菅原城北大橋と同様に基部から頂部に向かって漸減している。そこで、菅原城北大橋の実験結果に固有振動数の差異を考慮し、本橋主塔の概略の耐風性を以下のように推定した。すなわち、構造対数減衰率 δ が $\delta=0.01$ の場合、橋軸直角方向の振動については $25\text{m/s} \times (43.4\text{m}/80\text{m})^2 \approx 7.4\text{m/s}$ で渦励振、 $30\text{m/s} \times (43.4\text{m}/80\text{m})^2 \approx 8.8\text{m/s}$ でギャロッピングが橋軸方向の振動については $7.4\text{m/s} \times (0.664\text{Hz}/0.467\text{Hz}) \approx 10.5\text{m/s}$ で渦励振、 $8.8\text{m/s} \times (0.664\text{Hz}/0.467\text{Hz}) \approx 12.5\text{m/s}$ でギャロッピングがそれぞれ発現すると予想されるものの、 $\delta=0.03$ では非常に小さい渦励振しか発現せず、制振装置を設置することにより構造対数減衰率を $\delta \geq 0.05$ まで高めれば、主塔の耐風安定性は十分である。なお、ここに、43.4mと80mはそれぞれ菅原城北大橋と本橋の主塔高さ、0.664Hzと0.467Hzはそれぞれ主塔架設完了時における本橋主塔の橋軸方向と橋軸直角方向の固有振動数の計算値である。

本橋主塔の制振対策方法として、従来より一般に採用されてきたTMDを設置すれば、 $\delta \geq 0.05$ なる構造減衰を付加することもできよう。しかしながら、制振装置の製作工期・製作費用・設置の容易さ、主塔の製作・架設へのフィードバック性に着目して検討した結果、架設工事が開始された段階でのTMD方式の適用は困難であり、土木の塔状構造物としては始めてTLD方式を採用するにいたった。

3. TLDの室内実験

(1) 実験概要

実験で対象とした架設系は、主塔の架設が完了する図-2に示すような状態である。図からも判るように、主塔の架設が完了した段階では最下段ケーブルが張り渡されていることから、室内実験および次章で述べる実橋試験では、主塔の橋軸直角方向振動に主として着目することにした。

周知の如く、微小振幅時における容器内の液体動揺の1次固有振動数 f_w は次式で計算できる。

表-1 菅原城北大橋主塔（基本断面）の風洞実験結果（文献16）より引用）

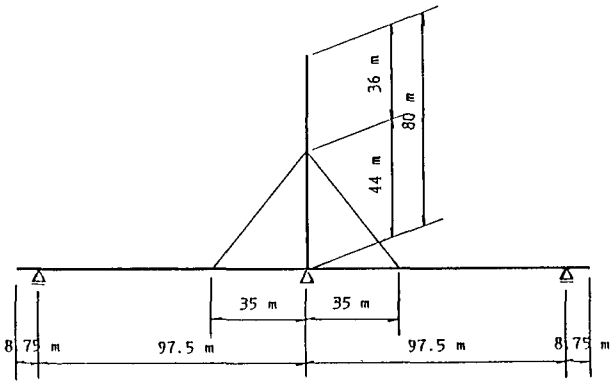
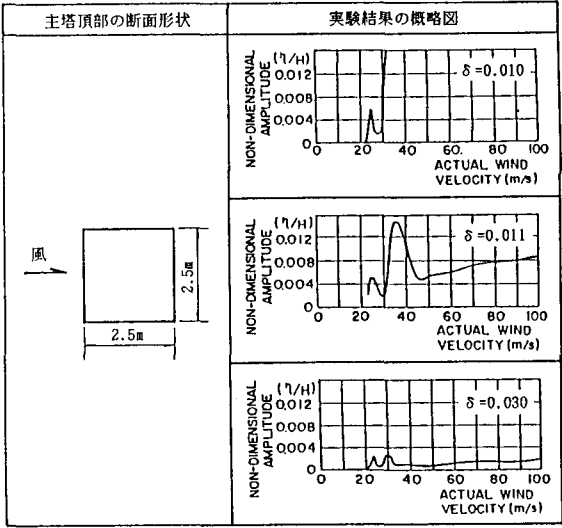


図-2 対象とした架設系

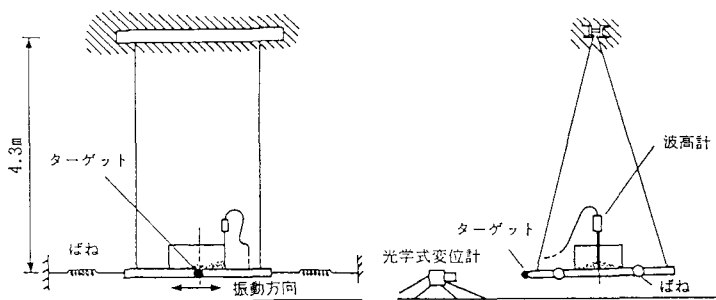


図-3 セン断振り子型タイプの実験装置

$$f_w = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{\pi g}{L} \tanh(\pi h/L)} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 g は重力加速度、 L は波の進行方向の長さ、 h は水深である。容器内の液体動揺の1次振動数と主塔の橋軸直角方向1次振動数をほぼ一致させるという条件のもとで算出したTLDの容器寸法は443mm（橋軸直角方向）×380mm（橋軸方向）×60mm（高さ）である。なお、橋軸方向には、最下段ケーブルがすでに張り渡されていること、また、架設ステップが進むにつれて主塔の耐風性はさらに向上していくと考えられたことから、TLDの橋軸方向寸法は実橋主塔での設置スペースを加味して設定している。

実験にあたっては、構造物を1自由度系にモデル化したセン断振り子型タイプの実験装置にTLDを設置した場合としない場合についてそれぞれ自由振動試験を行い、両者の比較からTLD設置による有効性を把握することにした。参考までに、室内実験で使用したセン断振り子型タイプの実験装置を図-3に示す。なお、実験では、等価質量比を0.5%、1.0%とし、容器内の液体動揺と構造物の固有振動数の比 f_w/f_s を0.95~1.05程度となる範囲で変化させることとした。また、本橋主塔にTLDを設置する場合、不凍液としてエチレングリコール(JISタイプ)を体積比で15%程度混入するよう計画していたことから、室内実験にあたっては同量のエチレングリコールを混入した状態で実施した。ここに、体積比で15%なるエチレングリコールは、TLD内の液体（水道水）が-5℃程度まで凍結しない量に対応する。

(2) 実験結果と考察

本四公団の風洞試験要領¹⁷⁾によれば、主塔独立時状態の構造対数減衰率として0.01なる値を規定している。この値は本四架橋のような大規模橋梁の主塔独立時状態の値と考えられ、本橋のような中規模程度の斜張橋主塔の構造対数減衰率としてそのまま適用できないとも考えられるが、ここでは設計にとって安全側となるよう、実験時における構造対数減衰率として0.01なる値を採用することとした。

振動数比が0.97と1.07なる状態で等価質量比をそれぞれ0.5%と1.0%に設定した場合の実験結果を図-4～図-7に示す。これらの図より、従来の知見と同じく、付加される減衰量は等価質量比が大きくなるにしたがって増加していることが理解されよう。微小振幅域で最大の減衰付加量を示す領域では、1自由度系モデルとして構造減衰を算出したことによる影響も含まれているが、振動振幅が1.0cm程度以上ではその影響は比較的小さいと考えられる。すなわち、前章で述べたように、本橋主塔の所要構造対数減衰率として0.05なる値を設定したが、上述の実験結果より、水の注入量誤差等に起因して振動数比が0.97~1.07にばらついたとしても等価質量比を0.5%と1.0%のほぼ中間程度に設定しておけば、所要値をほぼ満足できるものと考えられた。

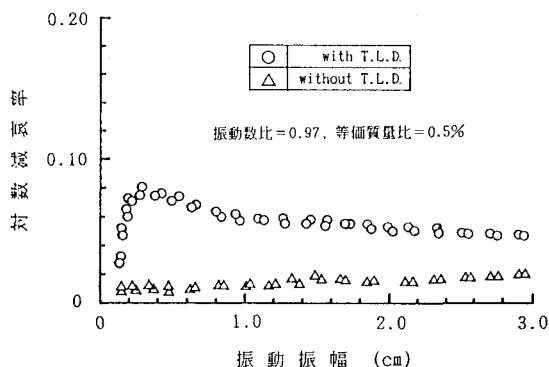


図-4 TLDの室内実験結果(振動数比=0.97, 等価質量比=0.5%)

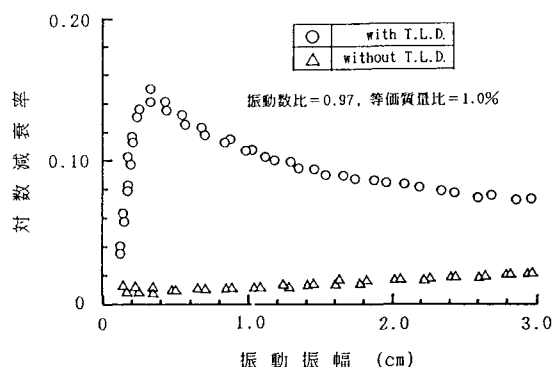


図-5 TLDの室内実験結果(振動数比=0.97, 等価質量比=1.0%)

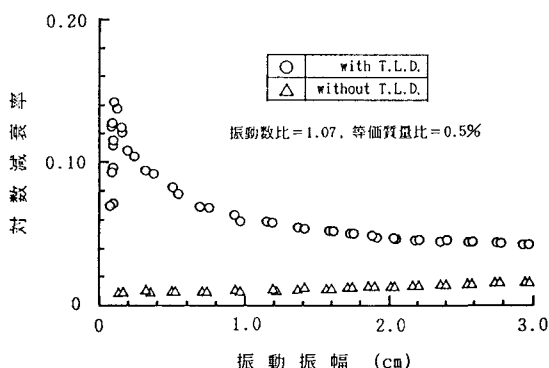


図-6 TLDの室内実験結果(振動数比=1.07, 等価質量比=0.5%)

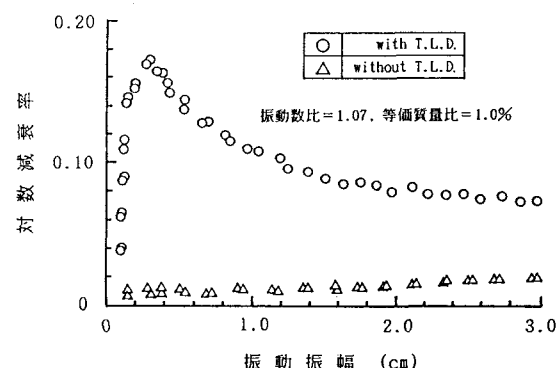


図-7 TLDの室内実験結果(振動数比=1.07, 等価質量比=1.0%)

4. TLDの実橋試験

TLDを設置する前の、本橋主塔の橋軸方向と橋軸直角方向の固有振動数は、常時微動測定の結果、それぞれ0.625Hzと0.439Hzであった。TLDの寸法は図-8に示すように室内実験で使用したものと全く同じであり、水深は固有振動数にはば一致させることを考慮し、橋軸方向振動に対しては25.0mm(TLDの固有振動数は0.647Hz)、橋軸直角方向振動に対しては15.5mm(TLDの固有振動数は0.439Hz)とした。このTLDを図-9に示す位置にそれぞれ192個(合計192×3=576個)設置した。等価質量比は、固有振動解析で得られた図-10、-11に示す固有振動モードを用いた場合、それぞれ、橋軸方向振動に対しては0.540%、橋軸直角方向振動に対しては0.711%である。なお、橋軸方向振動は架設ステップが進むにつれて変化し耐風性も向上することから、まず始めに橋軸方向振動に対してTLDの減衰付加効果を確認した後、主着目方向の橋軸直角方向振動に対して水調整作業を実施し、減衰付加効果を確認することにした。参考までに、対象とした実橋主塔と主塔内におけるTLDの設置状況を写真-1、-2に示す。なお、使用した水は通常の水道水であり、当初の計画通り、エチレングリコール(JISタイプ)を体積比で15%混入している。

主塔にTLDを設置した場合としない場合について、主塔の固有振動数にセットしたメトロノームでリズムをとりながら、十数人が主塔ダイヤフラム上で足踏みをする人力加振実験を実施した。なお、人力加振実験時は、いずれの場合も桁上で1~3m/s程度の微風状態であった。人力加振実験で得られた減衰自由振動波形の

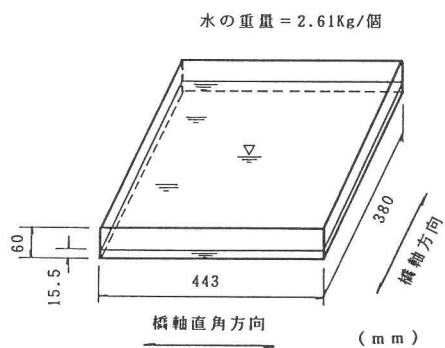


図-8 TLDの寸法

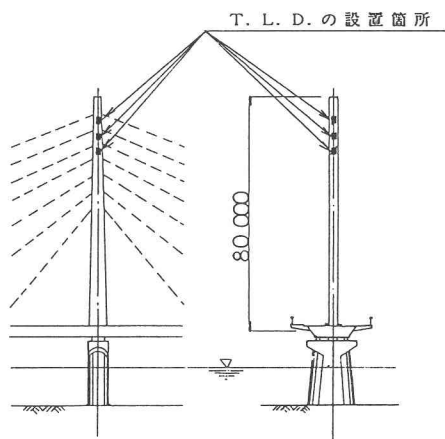


図-9 TLDの設置位置

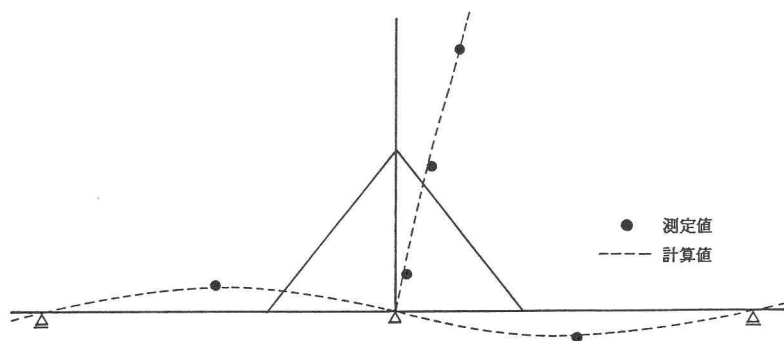


図-10 橋軸方向の振動モード

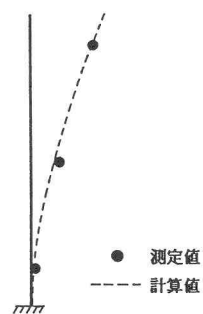


図-11 橋軸直角方向の振動モード

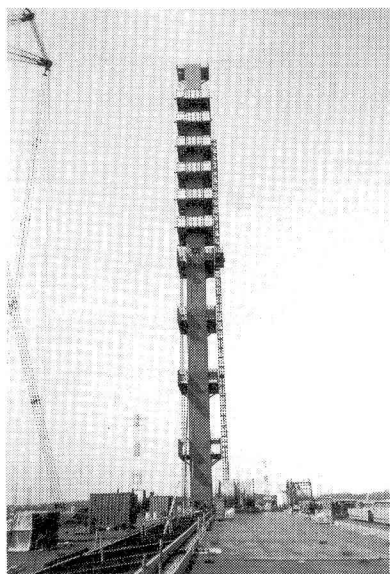


写真-1 対象とした斜張橋の主塔

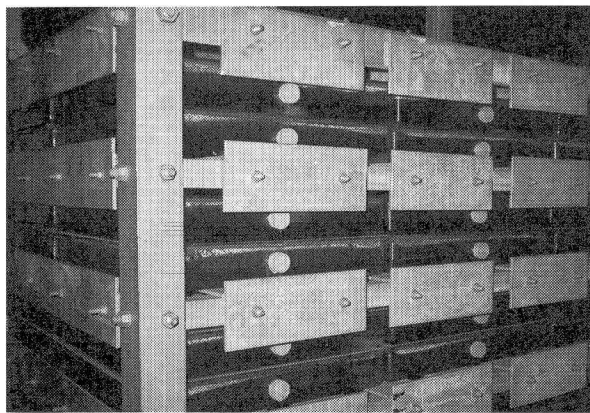


写真-2 TLDの塔内設置状況

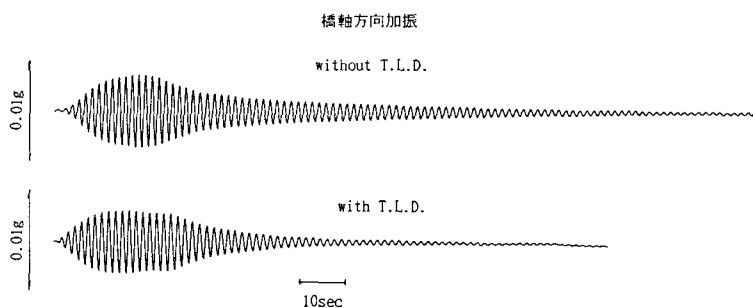


図-1 2 人力加振試験（橋軸方向加振）で得られた減衰自由振動波形

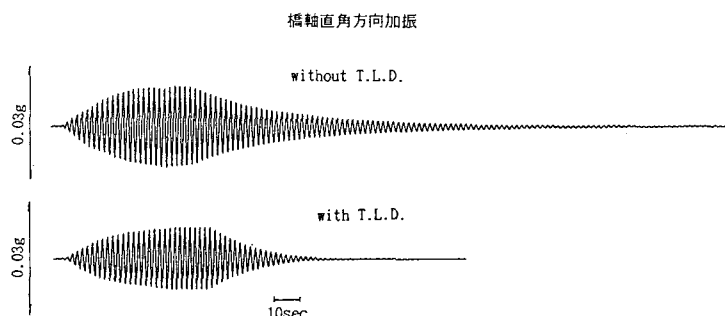


図-1 3 人力加振試験（橋軸直角方向加振）で得られた減衰自由振動波形

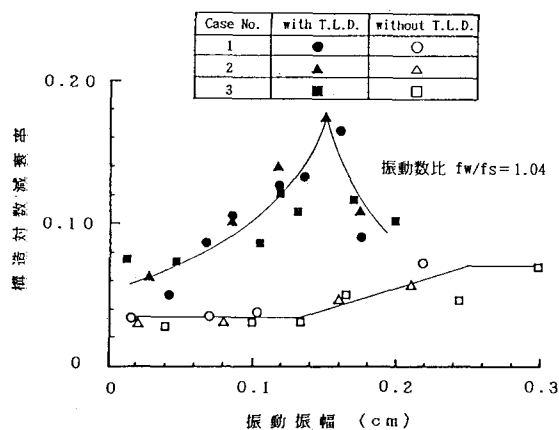


図-1 4 橋軸方向振動に対するTLDの減衰付加効果

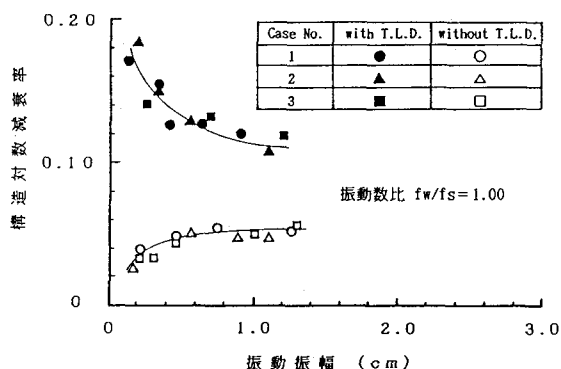


図-1 5 橋軸直角方向振動に対するTLDの減衰付加効果

一例を図-1 2, -1 3に, TLDの挙動を写真-3~5に示す。

今回の実験では, TLDの有無にかかわらず, 主塔の構造対数減衰率には著しい振幅依存性が認められた。そこで, 橋軸方向および橋軸直角方向振動のそれぞれに対して, 図-1 4, -1 5に示すようなデータ整理を行い, TLDによる減衰付加効果をより詳細に検討した。図-1 4より, 橋軸方向振動に対するTLDの減衰付加効果は, 着目する振幅 a によって変化するものの, 1自由度系モデルとして構造減衰を算出した場合, たとえば, $a=0.02\text{cm}$ で $\Delta\delta=0.02$, $a=0.15\text{cm}$ で $\Delta\delta=0.13$, $a=0.20\text{cm}$ で $\Delta\delta=0.04$ 程度期待できることが判る。同様に, 図-1 5より, 主着目方向である橋軸直角方向振動に対する減衰付加効果は, $a=0.2\text{cm}$ で $\Delta\delta=0.13$, $a=1.0\text{cm}$ で $\Delta\delta=0.06$ 程度も期待できることが判る。なお, 橋軸方向と橋軸直角方向でTLDによる減衰付加特性が変

化しているのは、振動数比と対象振幅域が相違していたことに主として起因するものである。

既往の風洞模型実験結果から本橋主塔の概略の耐風性を検討した結果、構造対数減衰率を $\delta \geq 0.05$ まで高めれば主塔の耐風安定性はほぼ十分であると予想していたが、TLD設置前の主塔の構造対数減衰率は橋軸方向では振幅が0.2cm程度以上で、また、橋軸直角方向では振幅が0.7cm程度以上で0.05程度の値を有していること、また、TLD設置後は上述した程度の減衰付加が期待できることから、TLD設置後の本橋主塔の耐風性は十分であると言えよう。ただし、TLD設置前の主塔の構造対数減衰率は、本四公団の風洞試験要領で規定された0.01よりかなり大きく、今後の中規模程度の斜張橋主塔の耐風性を検討する上でも、より一層のデータ蓄積を図っていく必要があろう。

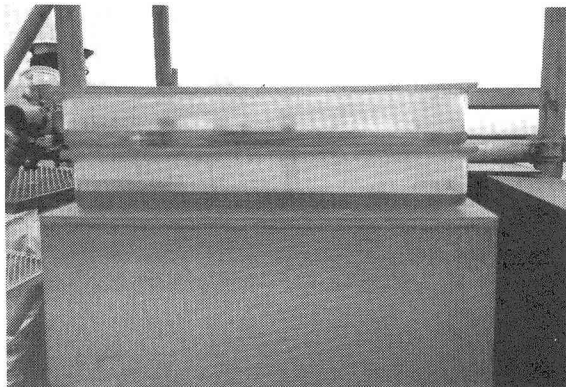


写真-3 実橋試験時におけるTLDの挙動（その1）

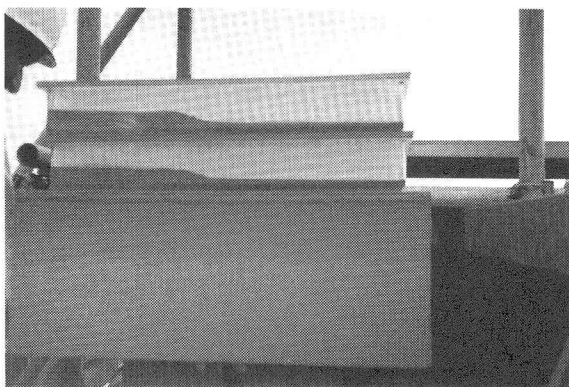


写真-4 実橋試験時におけるTLDの挙動（その2）

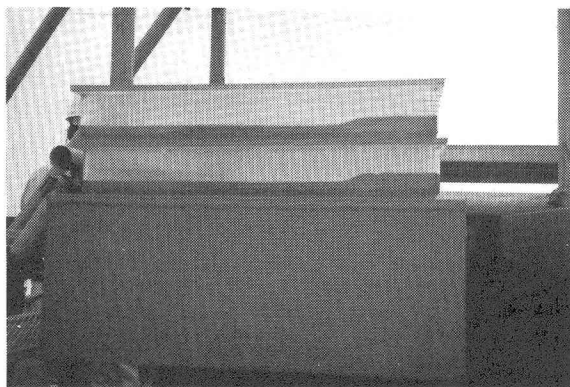


写真-5 実橋試験時におけるTLDの挙動（その3）

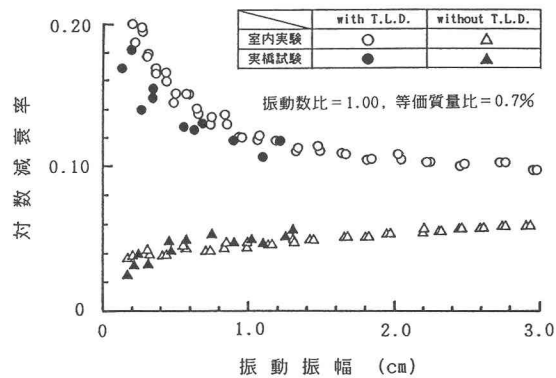


図-16 室内実験と実橋試験で得られた結果の比較
(室内および実橋試験とも橋軸直角方向加振の場合)

5. 実橋試験条件に相似させたTLDの室内実験

前章で述べたように、主着目方向である橋軸直角方向振動の実橋試験では、等価質量比0.711%、振動数比1.00なる状態で実施されている。そこで、この実橋試験条件のもとでTLDの室内実験を再度実施し、実橋試験結果と対比してみた。なお、この場合の室内実験も3章と全く同様の方法で実施したが、TLD設置前の主塔の構造減衰特性を出来る限り反映できるよう、実験にあたって配慮している。TLDの室内実験結果と実橋試験結果を比較して図-16に示す。この図より、TLDの注入量誤差や実橋でTLDを多数個使用したことによる影響あるいは測定精度に起因すると思われる若干の差異は認められるものの、室内実験結果と実橋試験結果

はおおむね良く一致していることが理解される。それゆえ、せん断振り子型タイプの実験装置を用いたTLD実験は、実橋でのTLDの挙動をほぼ再現していると言える。

6. まとめ

対象とした2径間連続鋼斜張橋の主塔では、制振装置の製作工期・製作費用・設置の容易さ、主塔の製作・架設へのフィードバック性に着目して検討した結果、架設工事が開始された段階でのTMD方式の採用は困難であり、土木の塔状構造物としては初めてTLD方式（容器内の水を浅水状態として利用するもの）を採用するにいたった。本文は、実在斜張橋の主塔完成時状態を対象として、土木の塔状構造物として初めて採用されたTLDの室内実験結果と実橋試験結果の対比を行い、TLDの有効性を検討したものである。得られた主要な結果を以下にまとめる。

(1)高さ80mの主塔断面は基部で6m×3m、頂部で3m×3mであり、基部から頂部に向かって漸減している。そこで、既往の風洞模型実験結果を用いて本橋主塔の概略の耐風性を検討した結果、構造対数減衰率を $\delta \geq 0.05$ まで高めれば、主塔の耐風安定性はほぼ十分であると考えられた。

(2)TLDの室内実験結果を考慮し、443mm（橋軸直角方向）×380mm（橋軸方向）×60mm（高さ）なるTLDを主塔上部のダイヤフラム上3ヶ所に合計192×3=576個設置した。橋軸方向振動に対するTLDの水深は25.0mmであり、等価質量比0.540%、振動数比1.04なる状態で実橋試験を実施した結果、TLDによる減衰付加効果は、1自由度系モデルとして構造減衰を算出した場合、 $a=0.02\text{cm}$ で $\Delta \delta = 0.02$ 、 $a=0.15\text{cm}$ で $\Delta \delta = 0.13$ 、 $a=0.2\text{cm}$ で $\Delta \delta = 0.04$ 程度期待できることが判った。また、主着目方向である橋軸直角方向振動に対するTLDの水深は15.5mmであり、等価質量比0.711%、振動数比1.00なる状態で実橋試験を実施した結果、TLDによる減衰付加効果は $a=0.2\text{cm}$ で $\Delta \delta = 0.13$ 、 $a=1.0\text{cm}$ で $\Delta \delta = 0.06$ 程度期待できることが判った。以上の結果に加え、TLD設置前の主塔は、橋軸方向では振幅が0.2cm以上で、また、橋軸直角方向では振幅が0.7cm程度以上で0.05程度の構造対数減衰率を有していたことも考慮すれば、TLD設置後の本橋主塔の耐風性は十分であると言えた。

(3)この実橋試験条件のもとでTLDの室内実験を再度実施し、実橋試験結果と対比した。その結果、TLDの注入量誤差や実橋でTLDを多数個使用したことによる影響あるいは測定精度に起因すると思われる若干の差異は認められるものの、室内実験結果と実橋試験結果はおおむね良く一致していることが確認できた。それゆえ、せん断振り子型タイプの実験装置を用いたTLD実験は、実橋でのTLDの挙動をほぼ再現していると言えた。

その後、本橋は無事完成し、TLDも設置してほぼ1年が経過しているが、主塔には風による有害な振動は発現しておらず、TLD自身にも何ら変状は現れていない。なお、本橋主塔に採用したTLDは人力で容易に持ち運びできる程度の大きさであり、塔内の管理用エレベーターを利用すれば、維持管理や将来にTLDを撤去するような場合にも容易に行えることを述べておきたい。本文で述べたTLDに関する実験的研究が、今後の主塔制振対策方法を検討するにあたり、有用な資料となれば幸いである。

最後に、本研究に対し、貴重な御助言と御指導をいただきました建設省土木研究所・横山功一室長ならびに建設省北首都国道工事事務所の関係者各位に心よりお礼を申し上げます。また、TLDの採用にあたり、貴重な御助言をいただきました清水建設（株）・藤井邦雄氏にも心より感謝致します。

参考文献

- 1) 成井 信・金崎智樹：吊橋主塔架設時の制振対策，本四技報，No.21，pp.17~22，1982年7月。
- 2) 川人達男・辻 松雄・加納 勇・津村直宜：名港西大橋の塔の動吸振器方式耐風制振装置，第8回風工学シンポジウム論文集，pp.349~356，1984年12月。
- 3) 佐藤孝典：Tuned Sloshing Damper，日本風工学会誌，第32号，pp.67~68，1987年5月。
- 4) 藤野陽三・B.パチェコ・チャイセリ，P.・藤井邦雄：同調液体ダンパー（TLD）の基本特性に関する実験的検討－円筒容器の場合－，構造工学論文集，Vol.34A，pp.603~616，1988年3月。

- 5) 宮田利雄・山田 均・斎藤善昭：塔状構造物制振用水槽ダンパーの開発，構造工学論文集，Vol.34A，pp.617~626，1988年3月．
- 6) 萩生田 弘：水のスロッシングを利用した制振装置，三井造船技報，No.137，pp.13~20，1989年6月．
- 7) 中垣亮二・植田利夫・有馬健次・加道博章：Tuned Sloshing Damperの振動特性と制振効果，構造工学論文集，Vol.36A，pp.591~602，1990年3月．
- 8) 坂井藤一・高枝新伍・玉木利裕：液柱管ダンパー(Tuned Liquid Column Damper)の提案，構造工学論文集，Vol.35A，pp.543~552，1989年3月．
- 9) 藤野陽三・B.パチェコ・孫 利民・チャィセリ，P.・磯部雅彦：同調液体ダンパーに関する非線形波動シミュレーションとその実験的検証－長方形容器の場合－，構造工学論文集，Vol.35A，pp.561~574，1989年3月．
- 10) 宮田利雄・山田 均・斎藤善昭：長方形水槽ダンパー適用に関する諸問題の検討，構造工学論文集，Vol.35A，pp.553~560，1989年3月．
- 11) 坂井藤一・高枝新伍・玉木利裕：相似モデルによる液柱管ダンパーの制振実験，構造工学論文集，Vol.36A，pp.603~613，1990年3月．
- 12) 藤野陽三・ベニート パチェコ・チャィセリ ビャワット・孫 利民・古賀健一：TMDアナロジーをベースにしたTLDの特性の理解，構造工学論文集，Vol.36A，pp.577~590，1990年3月．
- 13) 大山 巧：円筒容器内の非線形スロッシング現象の解析，土木学会論文集，第417号/II-13，pp.255~264，1990年5月．
- 14) 藤野陽三：液体の動揺を利用したダンパー，日本機械学会第674回講習会「流体関連振動の最近の話題」，pp.113~127，1988年7月．
- 15) 佐藤直樹・飯名 勇：幸魂大橋の上部構造と架設工法，橋梁，Vol.26，No.8，pp.2~9，1990年8月．
- 16) 白石成人・藤沢政夫・石田 貢・斎藤 通：斜張橋の塔（1本柱）の耐風性の改善法について，土木学会第42回年次学術講演会講演概要集，I-322，pp.678~679，1987年9月．
- 17) 本州四国連絡橋公団：本州四国連絡橋風洞試験要領・同解説，pp.2~10，1980年6月．

（1990年10月12日受付）