

衝撃質量ダンパー (IMD) の斜張橋主塔への適用

APPLICATION OF IMPACT MASS DAMPER (IMD) TO CABLE-STAYED BRIDGE TOWER

小川一志* 井手俊也** 斎藤敏雄***

By Kazushi Ogawa, Toshiya Ide and Toshio Saitou

The impact mass damper (IMD) is a damping device using the energy dissipation caused by collision between a block and a structure. The IMD resembles the impact damper (ID) in utilizing the collision to control the vibration. But the IMD has the structural characteristics of setting the block frequency for the IMD to one-half the structure frequency with no clearance at the collision face. They make the block collide head-on with the structure and the vibration energy can be effectively dissipated. No clearance at the collision face makes the IMD effective in suppressing vibration even at a small amplitude. Applying the IMD to a damping device for the main tower of a cable-stayed bridge, the suppression efficiency of the IMD is investigated by wind tunnel tests, factory vibration tests and field vibration tests. It is confirmed that the IMD has enough suppression efficiency and the effects of the impulse force and sound generated by collision induce no problem from the practical point of view.

1. まえがき

構造物の長大化、高層化にともなって、構造物の剛性は低下し、風による振動の発生が問題となるケースが増えている。風による振動の制振対策としては各種の方策が提案されているが、大別すると、構造物の外郭形状を空力的に安定化させる空気力学的受動制振と構造物の剛性、質量、減衰を増加させる構造力学的受動制振、さらに、構造物周辺の風の流れを系時的に制御する空気力学的能動制振、構造物の振動特性または強制外力を系時的に制御する構造力学的能動制振などがある。本稿の衝撃質量ダンパー（以下、IMDとする）は構造力学的受動制振のうち、構造物の減衰を増加させる制振法に属する。構造物の減衰を増加させる制振法は制振対策の内でも多くの関心を集めており、橋塔の制振を対象としたものに限ってみても、油圧ダンパー・ブロック（DW）、同調質量ダンパー（TMD）、同調液体ダンパー（TL D、TL C D）などが

* 工博 川崎重工業㈱ 橋梁技術総括部 (〒675-01 兵庫県加古郡播磨町新島8)
 ** 日本道路公団 高松建設局 (〒760 高松市朝日町4-1-3)
 *** 川崎重工業㈱ 橋梁技術総括部 (〒673 明石市川崎町1-1)

提案され実橋に適用されている。各制振装置にはそれぞれ特徴があるが、本稿で紹介するIMDによる制振は重錘と構造物との衝突（緩衝材を介しての衝突）に伴うエネルギー散逸を、構造物の制振に利用するものである。IMDの構成は、重錘と緩衝材（通常は硬質ゴムを使用）を組み合わせたもので、機構が単純であり、また、長期間にわたって（概念的には硬質ゴムの劣化まで）メンテナンス不要である。IMDの塔状構造物への適用は、既に、鹿児島空港レーダー鉄塔上の避雷針支柱¹⁾に実績があるが、この度、「本格的な構造物」である斜張橋主塔の制振対策に採用されることになった。採用に当たっては、風洞模型試験、工場内実機性能試験、実橋振動試験を順次実施して、IMDの制振性能を初め衝撃力、衝撃音等についても問題ないことを確認している。本稿ではそれらの検討結果について報告するものである。

2. IMDの概要

重錘と構造物との衝突によるエネルギー散逸を構造物の制振に利用する方法は、衝撃ダンパー（以下、IDとする）として古くから知られている。耐風工学分野では、例えば、発射台上のロケットの耐風制振対策にチェーンを活用したID（図1）の検討²⁾が報告されている。我国での耐風制振対策としてのIDの適用

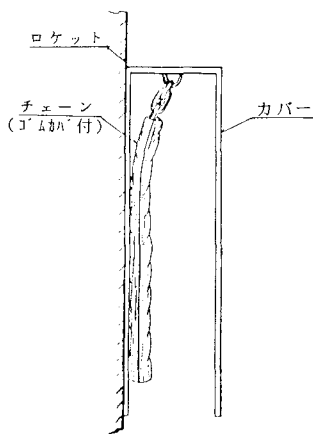


図1 発射台上のロケット
におけるID

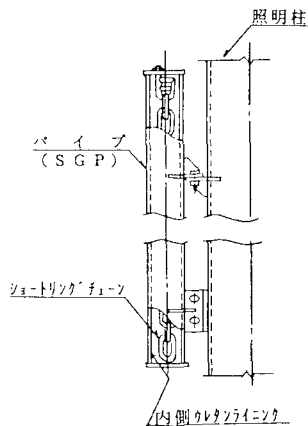


図2 チェーン式ID

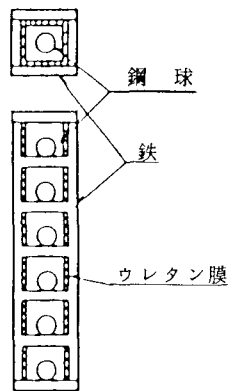


図3 鋼球式ID

例は、大鳴門橋照明柱におけるチェーン式ID³⁾（図2）、横浜ベイブリッジ照明柱における鋼球式ID⁴⁾（図3）などがある。それに対して、IMDの機構を図4に示すが、重錘、吊材、緩衝材から構成されており、吊材に支持された重錘は構造物（塔）と片当たりの状態で衝突する。重錘の振動数は振子として吊材の長さで調整される。構造物の重錘との衝突面には緩衝材（硬質ゴム）を配置して衝撃力を緩和させる。重錘と構造物との衝突を構造物の制振に利用する点では、IMDは既往のIDと同様であるが、IDに比べて次のような振動機構上の特性を有している。

① 構造物と重錘との振動数比を $2n:1$ にする。

ここに、 $n=1, 2, \dots$

（従来の制振装置の考え方は $1:1$ ）

② 重錘と構造物の間の隙間を0に設定し、重錘を構造物に片当たりさせる。（IDでは重錘（チェーン、鋼球）と構造物の間に隙

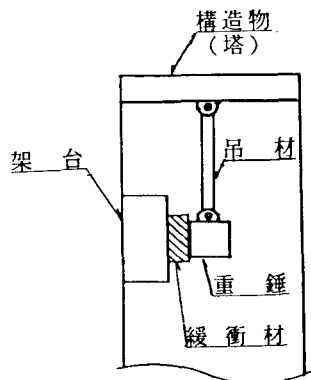


図4 IMDの機構

間があり、重錘を構造物に両当たりさせる)

上記の振動機構上の特性によって、IMDでは重錘が塔と正面衝突するように作動する。例えば、構造物と重錘との振動数比を 2：1 に設定した状態では、構造物と重錘の動きは図5のようになり、構造物と重錘は正面衝突を繰り返す。衝突によるエネルギー散逸は正面衝突のとき最大となるから、少ない重錘重量でも大きな制振効果を発揮することができる。また、重錘と構造物の間の隙間を0としているため、構造物が僅かに動いても重錘と衝突して、IMDの作動が始まる。IMDが微小振幅から大振幅まで安定して制振効果をあげることができることについては後ほど作動振動試験結果を示す。IMDの特長を列記すると、下記ようになる。

- ① 構造的に油圧ダンパのような特別な機器は不要で簡略化が図られており、組立調整が容易である。
- ② 構成部品に定期的なメンテナンスを要する機器を使用していないため、長期間のフリーメンテナンスが可能である。
- ③ 装置をコンパクトにすることができ、設置場所の制約が少ない。
- ④ 塔とIMDの間の隙間を0とし、片当たりであることから、微小振幅から大振幅まで安定した制振効果を期待できる。

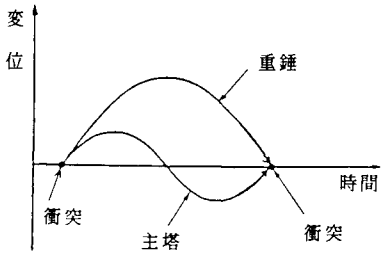


図5 IMD重錘と構造物の動き

表1 主塔模型の振動条件

		実 橋	相似比	模 型	
				所要値	実測値
1) 一般化質量	橋軸直角方向曲げ1次	4.65tf・s ² /m	1/30	172 gf・s ² /m	177 gf・s ² /m
	橋軸方向曲げ1次	5.41tf・s ² /m		200 gf・s ² /m	195 gf・s ² /m
2) 等価質量	橋軸直角方向曲げ1次	0.357tf・s ² /m ²	1/30	396 gf・s ² /m ²	406 gf・s ² /m ²
	橋軸方向曲げ1次	0.376tf・s ² /m ²		418 gf・s ² /m ²	409 gf・s ² /m ²
振 動 数	橋軸直角方向曲げ1次	0.689 Hz	—	—	4.191 Hz
	橋軸方向曲げ1次	0.839 Hz		—	4.772 Hz
無風時 対数減衰率	橋軸直角方向曲げ1次	0.01	1	0.01	0.008
	橋軸方向曲げ1次	0.01		0.01	0.01
風速倍率	橋軸直角方向曲げ1次	—	—	—	4.93
	橋軸方向曲げ1次	—		—	5.28

3. さぬき府中湖橋主塔へのIMDの適用

3.1 制振対策の必要性
さぬき府中湖橋⁵⁾は、橋長196.7m（支間割：130m+65m）の2径間連続鋼斜張橋である。主塔は高さ53mの1本柱で、ケーブルは1面マルチファン型となっている。主塔が本橋のように1本柱形式の場合、架設時だけでなく橋梁完成後においても、橋軸方向の風によって橋軸直角方向の振動を

1) 一般化質量 : $M = \int_0^h m(y) \eta^2(y) dy$
2) 等価質量 : $Me = \int_0^h m(y) \eta^2(y) dy / \int_0^h \eta^2(y) dy$
ここに、hは橋脚を含めた塔高（実橋で82.5m）、 $\eta(y)$ はy点の振動振幅、 $m(y)$ は単位長当りの質量を表す。

発生させる恐れのあることが、指摘されており、各種の制振対策がとられている（例えば、かつしかハープ橋主塔の円弧状導流板、菅原城北大橋主塔のスリット、荒津大橋主塔のTMDなど）。さぬき府中湖橋主塔を対象とした主塔模型（縮尺1/30）の振動条件を表1に、風洞試験結果を図6に示すが、これによると、本橋主塔においても風速10m/s位からギャロッピング（橋軸直角方向曲げ1次モードの自励振動）が発生しており、何らかの制振対策が必要であると考えられる。図7に、構造減衰（構造物の減衰；無風時対数減衰率で表示）とギャロッピング発生風速の関係の試験結果を示すが、構造減衰を増加させるとギャロッピング発生風速を引き上げることができる。ここでは、主塔の耐風制振対策として、IMDによる構造減衰の増加を検討することとする。

3.2 主塔模型試験によるIMD制振性能の確認

IMDによる制振性能を把握するために、さぬき府中湖橋の主塔模型（縮尺1/30）にIMD模型を設置した状態で振動試験を実施して、主塔模型の自由減衰波形からIMDによる付加減衰を調べた。IMD模型は、図8に示すように、主塔模型の頂部に設置した架台から重錘をワ

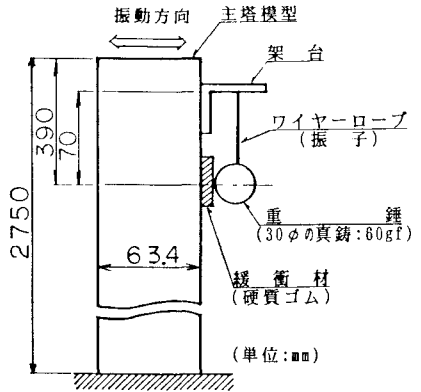


図8 IMD模型

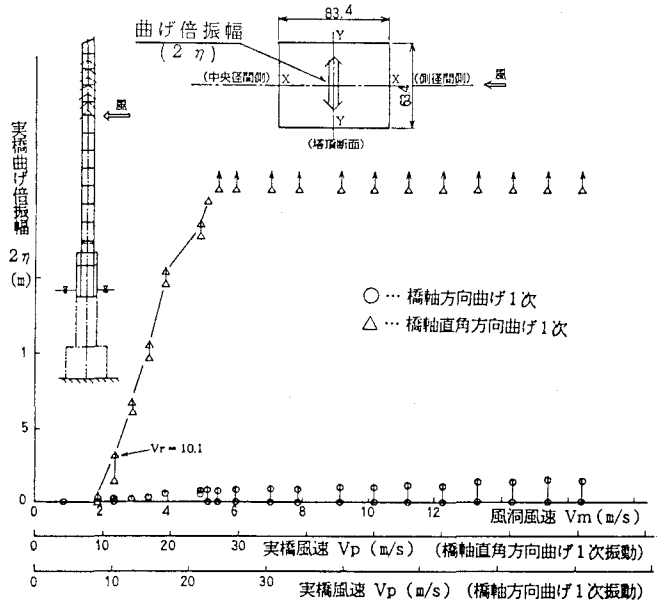


図6 さぬき府中湖橋主塔の風洞試験結果

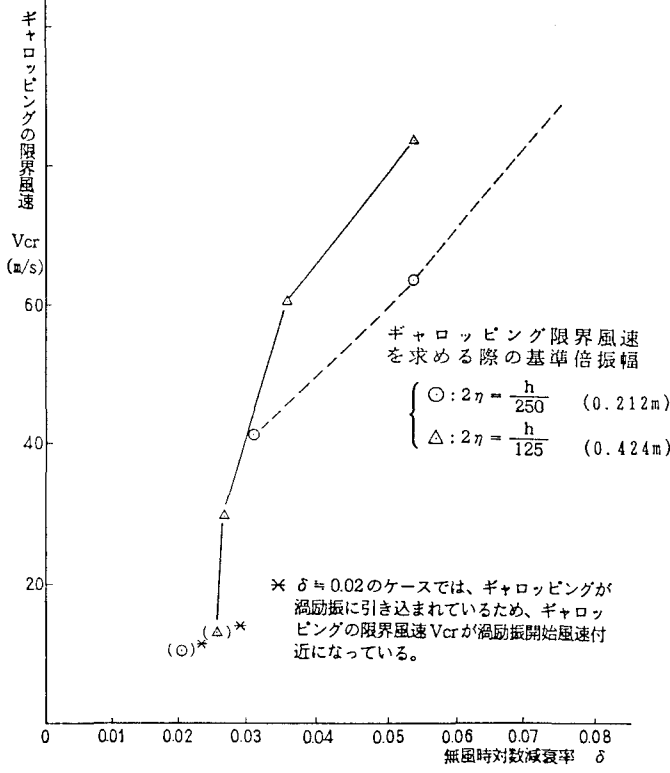


図7 構造減衰とギャロッピング発生風速の関係

イヤロープで吊り下げたもので、重錘に接する主塔側面には緩衝材として硬質ゴムを貼り付けている。

主塔模型の自由減衰波形から読みとった主塔の塔頂振幅と波数の関係を図9に示す。このとき、主塔模型と重錘の振動数比 (N_0/N) は1.92、重錘と主塔模型の一般化質量比 (μ) は0.016、重錘と緩衝材の間の反発係数 (e) は0.5~0.6である。IMDは振幅1mm~8mm (実橋換算で3cm~24cm) の範囲で有効に作動している。次に、主塔振動数 N_0 と重錘振動数 N の振動数比 (N_0/N) を変えたときの主塔—IMD模型振動系における無風時対数減衰率 δ の値を図10に示す。図中の δ の値から主塔の構造減衰 0.007 (IMDを固定して作動しないようにした状態での主塔の無風時対数減衰率) を差し引いたものがIMDによる付加減衰 $\Delta\delta$ である。

IMDによる付加減衰は振動数比2のときに最大となるが、振動数比4のときにも極大値をとる。主塔と重錘の振動数比 N_0/N を2として、重錘と主塔の一般化質量比 μ を変えたときのIMDによる付加減衰 $\Delta\delta$ の値を図11に示す。重錘の一般化質量比を大きくするとIMDによる付加減衰は大きくなる。ここで、図中の解析値は、反発係数 e の定義式と運動量保存則の式から算出したものである。

1) 風による振動 (ギャロッピング) に対するIMDの耐風制振効果を調べるために、前述の主塔模型を用いて風洞試験を実施した結果を図12に示す。IMDの振動条件は、橋軸直角方向曲げ1次振動に対して、主塔と重錘の振動数比1.99、重錘と主塔の一般化質量比 0.011であり、橋軸直角方向曲げ2次振動に対して、主塔振動数とIMD振動数の振動数比2.10、重錘と主塔の一般化質量比 0.006である。図より明かなようにIMDの作動によって風による振動は高風速域まで抑制されて、IMDによる耐風制振効果が有効であることが認められる。なお、模型試験ではIMDを主塔模型の外壁に取り付けた関係からIMDを風に曝した状態としているが、IMDの有無による (有の場合のIMDは拘束して非作動の状態)、主塔の耐風応答の相違は認められなかった。

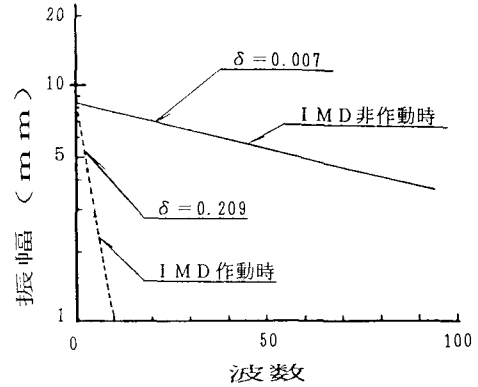


図9 主塔振動のIMDによる制振効果

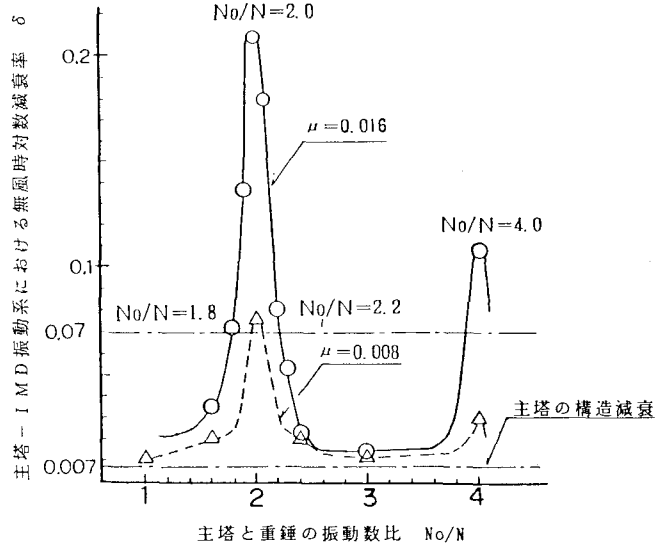


図10 主塔と重錘の振動数比とIMDによる付加減衰の関係

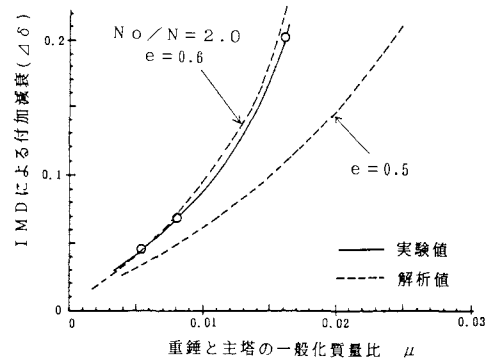


図11 重錘と主塔の一般化質量比とIMDによる付加減衰の関係

3.3 工場内試験による IMD実機性能試験

主塔の耐風制振対策としてIMDを採用するに当たって、IMD実機を用いた工場内試験を実施した。工場内試験では、図13に示すように、全長8.9mの主塔模型にIMD実機を取り付けた状態で振動試験をして、制振性能、衝撃力、衝撃音について検証を行った。IMDの重錘には重量733kgfまたは549kgfの鋼製ブロックを使用し、重錘と主塔模型の間には緩衝材として厚さ300mmの硬質ゴム（ネオプレンゴム）を主塔模型

に取り付けている。重錘と緩衝材の間の反発係数 e は0.6~0.7である。主塔曲げ1次振動モードに関して、重錘と主塔模型の一般化質量比を実橋に相似させるには、重錘の一般化質量を実機の1/40程度に縮小する必要があり、そのために、重錘の衝突位置を振動振幅の小さい主塔模型の基部近くに配置している（実橋では重錘を振動振幅の大きい塔頂付近に配置する）。計測機器関係について述べると、重錘の中心点及びそれと同じ高さ位置にある主塔模型の中心点の各水平変位を光学式変位計で計測した。衝撃力の試験では、重錘の衝突面側にロードセルを取り付けて衝撃力を直接に計測した。

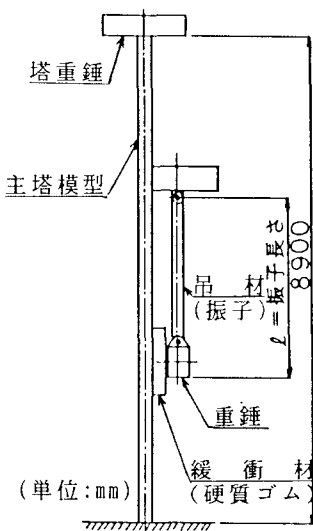


図13 IMD実機性能試験装置

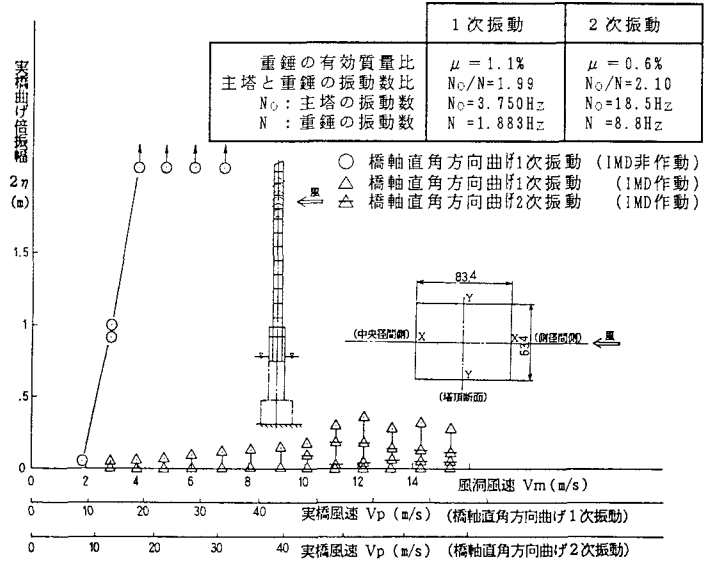


図12 風による振動に対するIMDの耐風制振効果

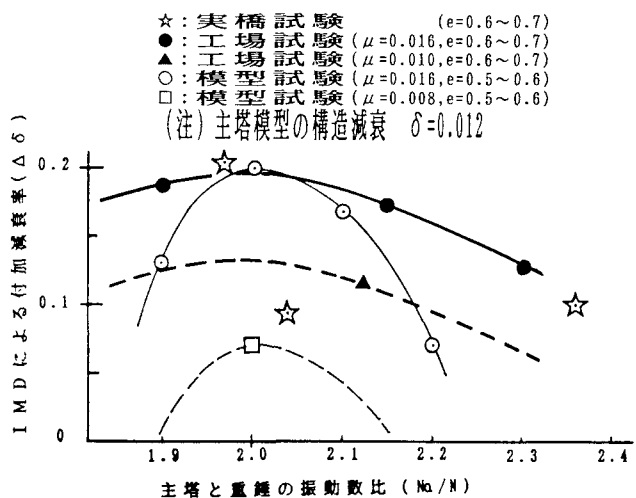


図14 主塔と重錘の振動数比
IMDによる付加減衰の関係

主塔模型の基部には歪ゲージを貼り付けて支柱基部曲げ応力を計測した。衝撃音の試験では、重錘と主塔模型の衝突点を取り囲むように想定した円筒表面に対応する位置25点での音圧を騒音計（リオン：N A-20）で計測した。

重錘重量733kgf（重錘と主塔の一般化質量比 $\mu = 0.016$ ）のときの、主塔と重錘の振動数比 N_o/N の変化に対する IMD による付加減衰 $\Delta\delta$ を図14に示す。これによれば、振動数比が 1.9~2.3 の範囲にあれば、付加減衰を0.13以上期待できる。重錘と支柱（重錘との衝突部）の振幅比は、振動数比 1.9のとき7.5~12である。

衝撃力の試験結果に基づいて、IMD作動時における衝撃力、主塔模型の支柱基部応力、支柱頂部変位、IMD変位の記録を図15に示す。衝突にともなってパルス状の衝撃力が支柱に作用している。最大曲げ応力の生じる支柱基部に着目してみると、ブロックの衝突（衝撃力）によって支柱基部応力の波形に特別なパルスは生じていない。支柱基部応力はブロックの衝突によって波形が乱れることなく、支柱頂部変位に比例した値となっている。すなわち、衝撃力による局部的なセン断応力に対しての注意は必要ではあるものの、衝撃力に伴う過大な支柱基部応力発生に関する心配は不要である。IMDの制振効果によって、主塔変位が抑制された分だけ支柱基部応力は減少する。

衝撃音の試験結果から得られた衝突点周りの音圧値より、衝撃音の音圧パワーを算出し、実橋における塔頂（IMDの設置位置）から塔直下までの距離減衰（半径 50mの球面拡散）を考慮して実橋桁上の騒音を参考までに試算すると62dB(A) (Phone)となる。

3.4 実橋振動試験によるIMD制振性能の最終確認

IMDの制振性能を最終的に実橋において検証することを目的として実橋振動試験を実施した。実橋にお

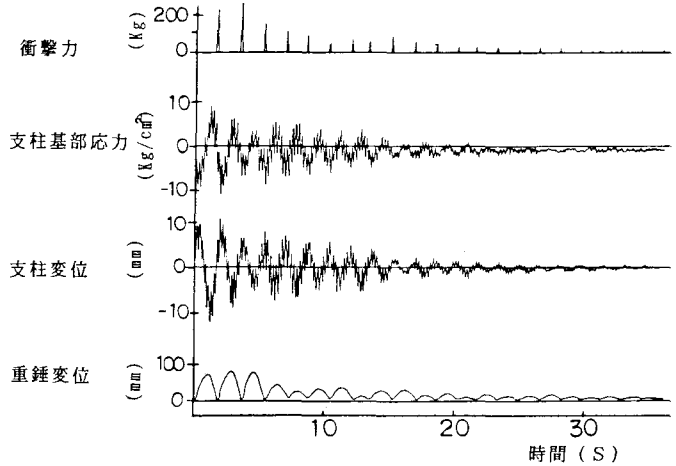


図15 支柱（主塔模型）基部応力の波形

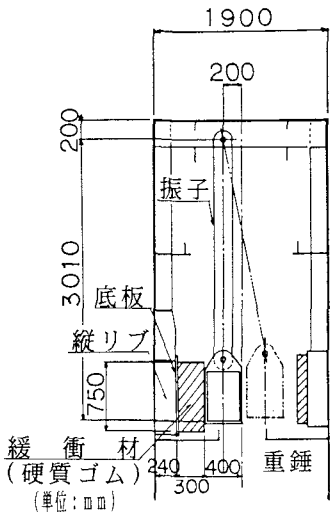


図16 実橋でのIMD取付状況

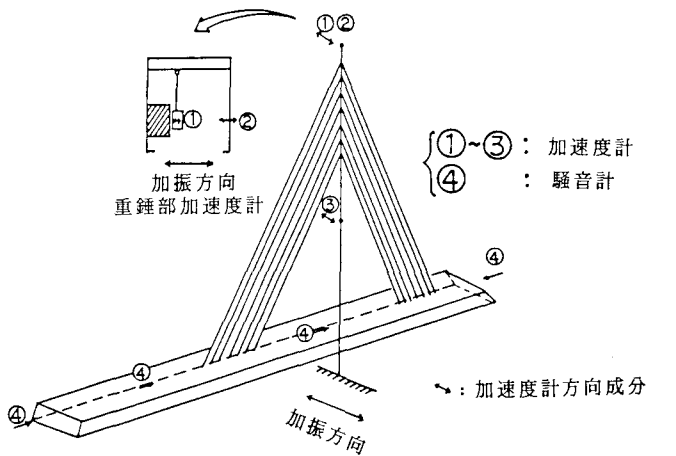


図17 計測機器の配置（実橋振動試験）

けるIMDの取付状況を図16に示す。IMD重錘重量は916Kgf、緩衝材は厚さ 300mmのネオプレンゴムである。ネオプレンゴムは、塔の縦リブ上に溶接した底板にボルトで固定している。実橋振動試験は次の3構造系で実施した。

- ① 自立時の主塔（作業足場有り、ケーブル無し）
- ② 橋梁完成時の主塔（作業足場有り、ケーブル有り）
- ③ 橋梁完成時の主塔（作業足場無し、ケーブル有り）

計測機器の配置を図17に示すが、塔頂部に配置されたIMDの動きと、塔頂部及び塔中間部の動き（橋軸直角水平方向の加速度）を3台の加速度計で計測した。衝撃音の試験では騒音計1台を、塔直下の桁上と塔から50m離れた桁上の位置に順次移動させて音圧（騒音）を計測した。主塔の加振は、IMD重錘を人力で片側に引き寄せた後、解放して主塔と衝突させて行った。第一回目の衝突後、重錘の動きを拘束すれば、主塔の自由減衰波形から主塔の固有振動数および無風時対数減衰率（構造減衰）を計測できる。衝突後、重錘の動きを放置すれば、IMDは作動状態となって制振作用を発揮する。このときの主塔の自由減衰波形からIMD作動時における主塔の無風時対数減衰率を計測できる。IMDによる付加減衰は、IMD作動時における主塔の無風時対数減衰率とIMD非作動時における主塔の無風時対数減衰率との差として算出される。

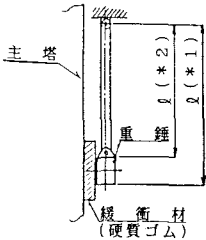
実橋振動試験結果の一覧を表2に示す。橋梁完成時の主塔（作業足場無し、ケーブル有り）において、IMD非作動時における主塔の無風時対数減衰率は0.022、IMD作動時における主塔の無風時対数減衰率は0.226であり、IMDによる付加減衰は0.204となる。このときの重錘と主塔（ケーブル及び桁の質量効果も加味）の一般化質量比は1.1%、重錘と主塔の振動数比は1:1.97である。この構造系におけるIMD非作動時とIMD作動時の自由減衰波形を比較して図18に示す。IMDの制振効果は主塔振動が微小になるまで有効に発揮される。

IMDによる付加減衰に関して、主塔模型試験、工場内試験、実橋振動試験の各結果をまとめて図14に示す。実橋振動試験結果は概ね工場内試験結果と対応している。工場内試験結果は主塔模型試験結果に比べて、振動数比のずれによる付加減衰の低下の割合が小さい。これは、工場内試験では、重錘と吊材の間のヒンジによって衝突物体が重錘と吊材の2質点の動きになっていることと、重錘形状が直方体で主塔との衝突部が面接触であることから、あたかも複数の重錘が僅かな時間差をもって衝突するような作動をすることに

表2 実橋の振動特性とIMDの制振性能

項 目	記 号	自立時の塔		橋梁完成状態の塔 (足場有り)		橋梁完成状態の塔 (足場なし)	
		設計値	実測値	設計値	実測値	設計値	実測値
振動数	塔	N o	0.655Hz	0.676Hz	0.554Hz	0.585Hz	0.574Hz
	重錘	N	*1 0.287Hz	-----	*1 0.287Hz	-----	*1 0.287Hz
	振動数比	N o / N	2.28	2.36	1.93	2.04	2.0
一般化質量	塔	M	50.5tf	-----	72.2tf	-----	67.3tf
	重錘	m	0.75tf	-----	0.75tf	-----	0.75tf
	一般化質量比	$\mu = m / M$	0.015	-----	0.010	-----	0.011
対数減衰率	IMD非作動	$\delta 1$	-----	0.047	-----	0.031	-----
	IMD作動	$\delta 2$	-----	0.148	-----	0.125	-----
	付加減衰	δ	-----	0.101	-----	0.094	-----

備考 *1、*2 計算値（振子の長さℓは右図に示す）
*3 N = 0.318Hzを使用して計算



よる。他方、主塔模型試験では、重錘を軽量ワイヤーロープで吊り、しかも、重錘形状が球で点接触となっていることから、衝突物体は理論解析¹⁾と同様に1質点の動きになっている。

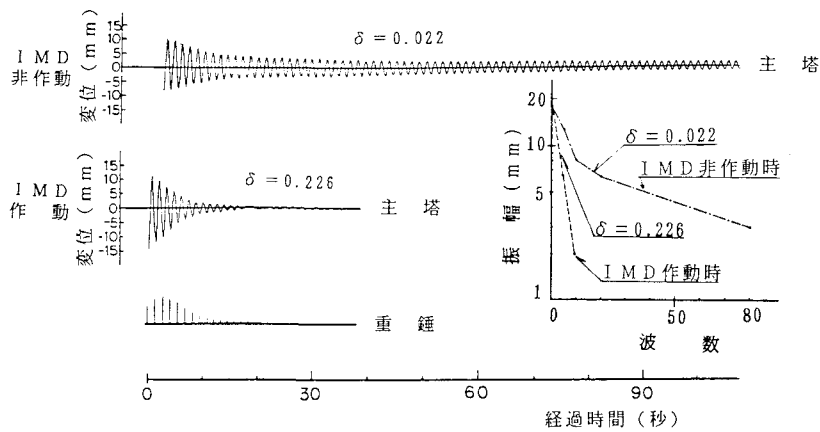


図18 橋梁完成時の主塔（作業足場無し）の自由減衰波形（橋軸直角方向曲げ1次振動）

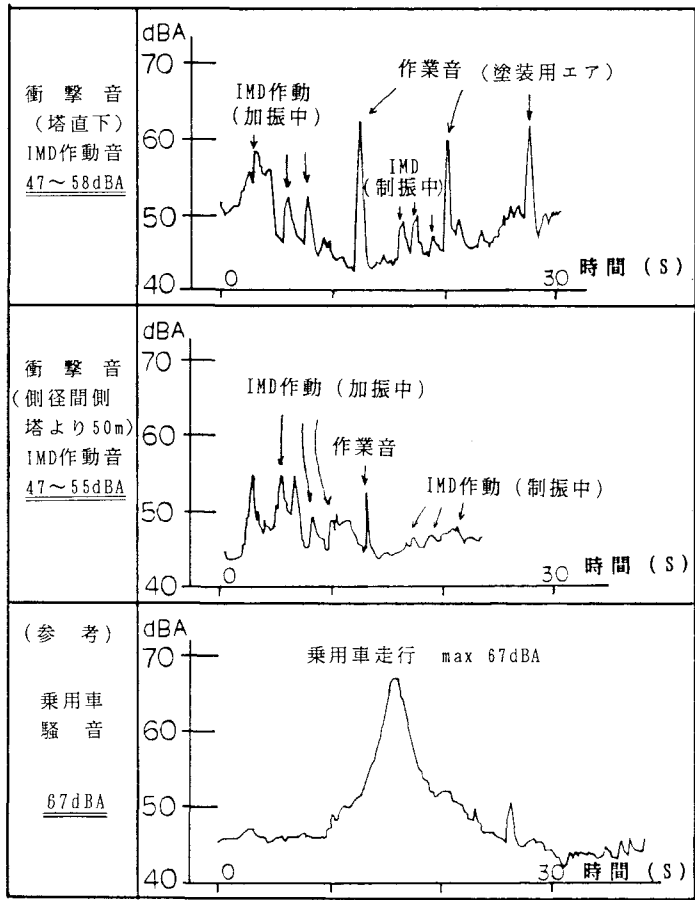


図19 衝撃音の計測データ

衝撃音の計測データを図19に示すが、暗騒音 45dB(A)の状態において、IMD作動音（衝撃音）は、塔直下の桁上で47～58dB(A)、塔から 50m離れた桁上で47～55dB(A)である。IMD加振振幅がIMD作動振幅の限度一杯でないことを考慮してもIMDの衝撃音は塔直下の桁上で高々 60dB(A)程度と評価される。この値は、たまた騒音計測時に側を徐行した乗用車の騒音 67dB(A)に比べてもかなり小さい。さらに補足すると、IMDは、風速 10m/s以上の風が吹いて主塔が揺れるときに初めて作動し、それとともなって音を発するものである。騒音 60dB(A)に相当する衝撃音を発するのは、重錘振幅0.6m（主塔の内部スペースから決まるIMD作動最大振幅）のときであるが、重錘と主塔の振幅比を工場内試験結果より9と想定するとき、騒音 60dB(A)は主塔振幅が0.07m（図12）となる風速 30m/s以上の暴風時にしか発生しない。この場合、IMD作動時における衝撃音は風の騒音の中に埋没していると考えられる。

4. あとがき

本稿では、斜張橋主塔のIMDを対象に、風洞模型試験、工場内実機性能試験、実橋振動試験を実施し、IMDの制振性能を総合的に検討した。その結果、IMDの付加減衰によって風による主塔振動は抑制されることが明確になるとともに、重錘の衝突による衝撃力や衝撃音についても事実上問題なく、IMDを斜張橋主塔の制振対策として使用できることを確認した。本検討で明らかとなった主な事項は次のとおりである。

- ① 主塔と重錘の振動数比が $2n:1$ （ $n=1, 2, \dots$ ）のとき、IMDは微小振幅から大振幅まで有効に減衰効果を発揮する。（風洞模型試験及び工場内実機性能試験で確認）
- ② IMDによる付加減衰によって、斜張橋主塔の風による振動（ギャロッピング）は制振される。（風洞模型試験で確認）
- ③ 重錘の衝突にともなう衝撃力によって主塔基部に衝撃的な曲げ応力が発生することはない。主塔基部応力は主塔変位に比例しており、IMDの制振効果で主塔変位が小さくなる分だけ主塔基部応力は小さくなる。（工場内実機性能試験で確認）
- ④ 重錘の衝突にともなう衝撃音は、本橋の場合、塔直下の桁上で高々 60dB(A)である。この値は自動車騒音に比べてかなり小さく、また、音の発生が暴風時に限られることから、IMD作動時における衝撃音は風の騒音に埋没して、実用上問題にならないと考えられる。（衝撃音は実橋振動試験で確認）

本稿が、今後、構造物の制振対策の1つとしてIMDを検討していく上での参考になれば幸いである。

最後に、IMDをさぬき府中湖橋主塔に適用するに際して、多大な御理解と御尽力をいただいた日本道路公団 高松建設局ならびに川崎重工業・三井造船共同企業体の関係各位に深く感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 1) 小川一志, 林邦昭, 坂井藤一: 衝撃質量ダンパ(IMD)方式による塔の耐風制振装置, 第11回風工学シンポジウム論文集, PP.91～96, 1990
- 2) Reed, W.H.: Hanging-Chain Impact Dampers: A Simple Method for Damping Tall Flexible Structures, Wind Effects on Buildings and Structures, Volume II, Ottawa, Canada, pp.283～321, 1967
- 3) 山田勝彦, 秋元茂男: 大鳴門橋照明柱の耐風検討, 本四技報, No.36, pp.26～29, 1985
- 4) 鳥野清, 北川正一, 堤一, 城郁夫: 衝撃ダンパーによる照明柱の制振効果, 構造工学論文集, Vol.36 A, PP.565～576, 1990
- 5) 明石行雄, 小島治雄, 井手俊也, 古川満男, 江藤徹郎: さぬき府中湖橋の設計と架設(上), 橋梁と基礎, Vol.26, No.9, pp.2～9, 1992 (1992年9月21日受付)