実構造物における制振効果の検証

水のスロッシングを利用した制振装置の研究 (その2)

VERIFICATION OF VIBRATION CONTROL EFFECT IN ACTUAL STRUCTURE

Study of vibration control damper using sloshing of water (Part 2)

野路利幸*, 吉田英敏**, 立見栄司***, 小坂英之****, 萩生田 弘*****

Toshiyuki NOJI, Hidetoshi YOSHIDA, Eiji TATSUMI, Hideyuki KOSAKA
and Hiroshi HAGIUDA

The vibration control effect in an actual structure of a vibration control damper using the fluid force of water is discussed in this study. The building where the damper was applied is a tall panoramic tower 158 m in height. The damper was installed to reduce vibration of the building in the transverse direction due to wind.

Forced vibration experiments, free vibration tests, microtremor measurements, and wind vibration observations were carried out for cases with and without the damper in order to verify the vibration damping effect of the damper.

The following conclusions were drawn as a result of these tests and observations :

(i) It was ascertained that this vibration control damper was effective against steady-state and random forces.

(ii) The calculated value according to the analysis technique proposed corresponded well with experimental values.

Keywords : damper, vibration control, water, vibration test

1. はじめに

本研究は、水のスロッシングを利用した制振装置の高層構造物における有効性を論じるものである。近年、液体、特に水の揺動を利用した制振機構は、微振動レベルから効果を発揮すること、構造が簡単で故障がないこと、周期の調節が容易なこと、維持管理が容易なことなどの利点から、風や地震による構造物の横揺れを抑制するための有効な制振方式として注目されはじめ、活発に研究が進められてきている(例えば、文献1)~6))。筆者らは、本研究(その1)で、角型水槽を用いてその中に形状比(水槽長/水深)の比較的小さい「深い水」を配し、装置の減衰機構として減衰ネットと呼んでいる金網を設置した制振装置について、装置の流体力特性を把握する

とともに、高層建物における制振効果を解析的に検討した⁷⁾。

本研究(その2)では、実構造物への適用性という観点から、本装置を実建物に適用し、装置のなし・ありの両ケースについて行った強制振動実験、自由振動試験、常時微動測定、および風揺れ観測結果から、本制振機構の定常・非定常外乱に対する制振効果を検討し、適用の妥当性について論じる。

2. 建物概要

図-1に本装置を適用した建物の平面および断面図を示す。本建物は、1988年3月に香川県宇多津町に完成した軒高136m、最高部高さ158mの高層展望タワーで、

本論文は、日本建築学会大会において発表した概要^{8)~10)}に再検討を加え、まとめたものである。

* 三井建設(株)技術開発本部技術研究所 所長代
理・工修	Technical Research Laboratory, Research and Development Division,
Mitsui Construction Co., Ltd. M. Eng.
** 三井建設(株)設計本部構造開発設計部 室長	Structural Design Department, Mitsui Construction Co., Ltd.
*** 三井建設(株)技術開発本部技術研究所 主任研
究員・工修	Technical Research Laboratory, Research and Development Division,
Mitsui Construction Co., Ltd. M. Eng.
**** 三井建設(株)技術開発本部技術研究所 研究
員・工修	Technical Research Laboratory, Research and Development Division,
Mitsui Construction Co., Ltd. M. Eng.
***** 三井造船(株)鉄構土木事業部鉄構技術部 課長
補佐	Steel Structure & Civil Engineering Headquarters, Mitsui Engineering
& Shipbuilding Co., Ltd.

図-1 建物平面・断面図

平面形状は鋭角部を切り落とした扁平な菱形形状をしている。頂部3層が展望室で、低層部から展望室までの中間部の約100mは吹抜けとなっている。構造は、基部2層が鉄骨鉄筋コンクリート造、上層部が鉄骨造である。建物外周は、全面がガラスカーテンウォールで覆われている。

本建物は、細高い立面形状をしていること、中空で軽いこと、鉄骨造で減衰性が低いことなど展望タワーという建物の性格上、特に短手方向が風に対して揺れやすい構造である。このため、季節風などの比較的頻度の高い強風時の居住性および使用性という観点から、建物の上層部で数galから数十gal程度の比較的小振動レベルを対象に制振装置の設置を計画した。

3. 制振装置とその流体力

3.1 制振装置の設計

制振装置は、図-2に示す設計フローに従って設計を行った。設計にあたって、水の質量比は1~1.5%、形状比は4~6を目安とし、水槽形状は設置階における配置とそこへの搬入を考慮して決定した。1ユニットは、図-3に示すように長さが2.5m、幅が0.45m、高さが1.0mのステンレス製水槽で、建物最上部の機械室に短手方向を制振対象方向として16基設置した。写真-1に装置の設置状況を示す。水深は、振動実験結果による建物の1次周期に同調させて0.53m（形状比4.7）としている。水の重さは、1基が約0.60t、合計で9.5t

図-2 制振装置の設計フロー

図-3 装置図

写真-1 装置の設置状況

であり、建物の1次の一般化重量の約1.3%である。減衰ネットは、索線径が1.1mm、開口率が51.3%のステンレス製金網（標準ふるい JIS Z 8801）で、垂直

方向に5枚、両端部で水平方向に3枚ずつ配置されている。

3.2 制振装置の流体力

図-4に制振装置単体の加振実験から得られた無次元流体力の振幅 P/P_0 (P : 流体力, P_0 : 水重量を固定とみなした慣性力) と位相 ϕ を示す。実験方法は、水平一方向のスライドテーブルとアクチュエータを用いた加振振幅一定の強制振動実験である。加振振幅は1~200 mm, 加振振動数は無次元振動数 f/f_n (f : 加振振動数, f_n : ポテンシャル理論によるスロッシング固有振動数)

(1) 振幅

(2) 位相

図-4 装置の流体力

図-5 加振振幅と装置の等価減衰定数の関係

で0.2~1.4である。無次元振動数が1.0付近で流体力振幅はピークを示し、位相はほぼ $\pi/2$ となる。ただし、図から明らかなように、流体力の振幅、位相とも強い振幅依存性を示し、加振振幅が大きくなるほどピークはなだらかに、また位相の変化は緩やかになる。

図-5は加振振幅 D と装置の等価減衰定数 h_{eq} の関係を示したものである。等価減衰定数は、加振振幅が増加するに伴って両対数グラフ上でほぼ直線的に増加する傾向を示す。本建物が対象とする制振範囲は、主として加速度で数 gal~数十 gal, 変位で数 mm~数十 mm であり、従って等価減衰定数としては5~15%程度が期待されることになる。

他方、装置の流体力にフルードの相似則が成り立つことを確認すること、さらにそれに基づいて大地震時や暴風時などの大振幅状態での装置の性状を把握することの2点を目的として、図-6に示す実機の1/2.5縮尺の模型水槽を用いた加振実験を行った。水槽長は1.0 m, 水深は24 cmで、形状比は4.2である。また、流体力の減衰特性は(その1)で述べたように、減衰ネットにかかる水の圧力、すなわち圧力損失量から決まり、この力はネットの開口率および枚数に依存するため、ここでは簡略化してネットは実機と同一のものをを用い、垂直方向に5枚配置した。加振振幅は、振幅拡大装置を用いて1~500 mmとした。

(2) 断面図

図-6 縮小水槽試験体

図-7 加振振幅と流体力の最大応答倍率の関係

図-7に、実大換算の加振振幅と無次元流体力の最大応答倍率の関係を同一形状比の実大水槽の実験結果と比較して示す。この結果、フルードの相似則に基づいた縮小水槽の実大換算値と実大水槽の実験結果はほぼ一致しており、流体力に関する相似則が成り立っていることが分かる。また、応答倍率は、加振振幅が100 mm程度までは振幅が増加するのに伴って両対数グラフ上で直線的に減少していくが、砕波が発生する100 mm以上の大振幅域では1.0に漸近する傾向を示す。このことは、大振幅域では、流体力は次第に水重量を固定とみなした慣性力に収束し、大地震時や暴風時に構造物に対して不都合な影響を与えないことを示している。

4. 実構造物における制振効果の検証

4.1 実験および観測概要

建物の竣工直前の1988年2月に、装置の設置による制振効果を確認するために、制振装置のない場合（以下、「装置なし」とある場合（以下、「装置あり」）、すなわち水のなし・ありの2ケースについて強制振動実験、自由振動試験、および常時微動測定を行った。

強制振動実験は、定常加振による建物の周波数応答特性を把握することを目的として、建物の5階に設置した起振機（BCS-A-200）で建物を強制加振し、建物各点の変位、および水槽のスロッシング波高を測定した。加振モーメントは20～200 kg・m、加振周波数範囲は0.3～4.0 Hzである。自由振動試験は、建物の減衰定数の把握を目的として、起振機の急停止による建物の自由振動波形を測定した。また、常時微動測定は、不規則外乱

に対する有効性、および微振動レベルでの制振効果の把握を目的として、風および工事振動の影響が比較的少ない時に、建物2方向の速度波形を測定した。

一方、建物竣工後、および竣工1年目の定期検査を機会に、風による建物の振動応答特性を調査するために風揺れ観測を行った。風向風速計は地上148 mの鉄塔に設置し、6階に設置した3台の速度型換振器により建物2方向の速度波形を観測した。

4.2 強制振動実験による制振効果の検証

4.2.1 「装置なし」の建物の周波数応答特性

図-8に「装置なし」の短手方向（ T 方向）の共振曲線および位相曲線を示す。共振曲線には建物の1次の鋭いピークと2次の低いピークが見られる。

表-1は、共振曲線のピークおよび位相曲線より求めた建物の固有振動数と、共振曲線より $1/\sqrt{2}$ 法で求めた減衰定数である。固有振動数は、全般的に実験値が設計値よりやや高いが、よい対応を示している。特に、長手方向（ L 方向）に比べて外周のカーテンウォールの剛性の影響がより小さいと思われる T 方向ではかなりよく一致している。一方、減衰定数は、建物頂部の加速度が3～5 gal程度の微振動時のものであり、1次では T 方向で0.35%、 L 方向で0.60%と比較的小さい値となっている。

4.2.2 「装置あり」の建物の周波数応答特性

図-9に「装置あり」の T 方向の共振曲線を示す。また、図-10には1次共振点付近の拡大図を、装置のなし・ありで比較して示す。なお、図-10中の実線は計算値で、これに関しては次節で詳しく述べる。これらの結果から、「装置あり」では0.422 Hzの鋭いピークに代わって0.40 Hzと0.44 Hzの2か所に低いピークが現

図-8 「装置なし」の建物の周波数応答特性

表-1 建物の固有振動数と減衰定数（「装置なし」）

方向	振動数実験値 (Hz)			振動数設計値 (Hz)			減衰定数 (%)	
	1次	2次	3次	1次	2次	3次	1次	2次
T方向	0.422	1.94	3.91	0.400	1.91	3.76	0.35	1.1
L方向	0.422	1.98	3.86	0.371	1.88	3.56	0.60	1.3
ねじれ	1.41	3.55	—	1.16	2.88	—	1.10	5.2

図-9 「装置あり」の建物の周波数応答特性

れ、1次振動に対する顕著な制振効果が認められる。最大振幅で比較すると、約8mmから1mmへとほぼ1/8に減少している。また、図-8と図-9の比較から明らかなように、1次共振点以外では装置のなし・ありによる共振曲線の変化は見られない。

図-11は、加振力を変化させた場合の共振曲線で、応答変位を起振モーメントで除して基準化したものである。装置の減衰性能が振幅依存性を有しているため、これらの共振曲線は一致せず、加振力が大きくなるに従って山と谷が緩やかになり、装置の減衰性が増加することを示している。

図-10 「装置なし・あり」の1次付近の共振曲線の比較

図-11 加振力を変化させた場合の共振曲線

(1) 流体力モデル

(2) TMDモデル

図-12 制振機構の振動モデル

4.2.3 実験結果のシミュレーション解析

(1) 流体力モデルによる解析

装置の減衰特性が振幅依存性を有する本制振機構の周波数応答解析手法として、筆者らは、装置の加振実験から得られる流体力を用いる解析手法を提案した⁷⁾。ここでは、この流体力モデルによる解析手法を用いて実験結果のシミュレーション解析を行い、解析手法の妥当性を検討する。

いま、構造物を1自由度系とすると、図-12(1)に示す装置—構造物連成系の振動モデル(流体力モデル)が起振機による調和加振力を受けた時の周波数応答は、次式で表される。

$$[-\omega^2 \cdot m_s + i(\omega \cdot c_s - (P(U_s)/U_s) \sin \phi) + k_s + (P(U_s)/U_s) \cos \phi] \cdot U_s \cdot e^{-i\psi} = w_0 r / g \cdot \omega^2 \quad (1)$$

ここで、 m_s 、 c_s 、 k_s ：構造物の質量、減衰係数、ばね定数、 $w_0 r$ ：加振モーメント、 g ：重力加速度、 ω ：加振円振動数、 U_s ：構造物の変位振幅、 $P(U_s)$ ：流体力の振幅、 ϕ ：加振力に対する構造物変位の位相、 ψ ：構造物変位に対する流体力の位相

上式に対し、装置の流体力として3章の無次元流体力の振幅($P(U_s)/U_s$)と位相(ϕ)のデータを用いて、各振動数ごとに U_s についての収斂計算を行った。ここで、建物は等価な1質点系に置換し、振動諸元は、一般化重量を708t、ばね定数を5.08t/cm、減衰定数を0.35%とした。また、任意振幅における流体力は、各加振振幅の流体力の値を直線補間して用いた。

図-10、11に、共振曲線の計算値を実験値と比較して示す。計算値は実験値とよい対応を示している。図-11は、起振モーメントで基準化した共振曲線であり、計算値に加振力の相違による振幅依存性が反映されていることが分かる。これらの結果から、流体力モデルによる解析手法は本制振機構の解析に妥当であるといえる。

(2) 同調質量ダンパー(TMD)モデルによる解析

装置の流体力が非線形性を有しているため、本制振機構の応答解析法としては前項で述べた流体力モデルによる解析法が適切であると考えられる。しかしながら、本解析法は不規則外乱に対しては適用が困難であること、また、実用的な面からは簡易モデルで制振効果を推定できることが望ましいことの2点から、解析に通常の線形モデルが適用可能であれば都合がよい。そこで、本制振機構の理論解析に、重錘、ばね、および減衰機構から構成されるTMD(Tuned Mass Damper)モデルの適用性を検討するため、実験結果と図-12(2)に示すTMDモデルによる解析結果との比較を行った。建物定数は前項と同一とし、TMDはHousner¹¹⁾による自由水重量を装置重量とする振動モデルに置換した。装置の重量は7.03t、ばね定数は0.050t/cmである。減衰定数

については振幅依存性を有しているため、図—5 の加振振幅と等価減衰定数の関係をもとに、実験結果の最大応答振幅の 60 % を加振振幅とした時の値とした。

TMD モデルによる解析結果と実験結果との比較を図—13 に示す。TMD モデルによる共振曲線は実験結果とよく一致しており、波高および流体力の応答倍率から等価減衰定数が求められる砕波のない領域では、制振効果は TMD 理論で推定可能なことを示している。

4.3 自由振動試験による制振効果

図—14 は、 T 方向の自由振動波形を装置のなし・ありで比較したものである。「装置なし」では振動が長く継続しているのに対して、「装置あり」では振動がすみやかに減衰し、装置設置の明らかな効果が表れている。減衰定数で比較すると、「装置なし」の 0.35 % に対して、「装置あり」では 3~4 % を示し、大幅な減衰の増加が認められる。なお、「装置あり」の波形の後半部においてうなり現象が生じているのは、微小振幅領域では装置の減衰性能が小さくなるためである。

4.4 常時微動および風揺れ観測による制振効果の検証

4.4.1 常時微動特性

図—15 は、装置のなし・ありの 4 分

間の常時微動波形を比較したものである。「装置なし」では両方向の波形の性状はほぼ同じであるのに対して、「装置あり」では T 方向の波形の特性は大きく変化し、建物の減衰性が増加したことを示している。装置のなし・ありで外力条件は必ずしも同一ではないが、本装置が不規則外乱に対しても有効であること、および常時微動のレベルから作動していることが分かる。

4.4.2 風揺れ特性

表—2 に風揺れ観測結果の一覧を示す。各観測記録の

表—2 風揺れ観測一覧

装置の 状 況	測定日	平均風向 (方位)	平均風速 (m/s)	最大値 (cm/s)		標準偏差 (cm/s)	
				L 方向	T 方向	L 方向	T 方向
装 置 な し	'89/ 3/10	南西	8.1	0.0438	0.0791	0.0156	0.0289
	3/11	南西	7.8	0.0901	0.1892	0.0336	0.0747
	3/11	南西	10.1	0.1427	0.2599	0.0515	0.0912
	3/11	南西	11.1	0.1369	0.2602	0.0562	0.1105
	3/11	南西	10.2	0.0873	0.1432	0.0378	0.0525
	3/14	南西	10.3	0.1079	0.1738	0.0366	0.0597
	3/14	南西	10.2	0.1080	0.1888	0.0327	0.0667
	3/14	南西	11.9	0.2015	0.3925	0.0605	0.1031
	3/14	南西	12.6	0.2811	0.4008	0.0811	0.1300
	3/14	南西	13.0	0.1958	0.5339	0.0616	0.1213
	3/14	南西	12.0	0.2156	0.3982	0.0738	0.1351
	3/15	西	10.4	0.0820	0.1002	0.0308	0.0376
装 置 あ り	'88/11/25	西	15.2	0.2599	0.2379	0.1086	0.0795
	11/25	西	11.9	0.1755	0.2323	0.0674	0.0780
	12/16	西	16.7	0.4893	0.5435	0.1264	0.1191
	12/16	西	19.0	0.8116	0.8898	0.2543	0.2168
	'89/ 3/ 9	南西	10.9	0.1296	0.1279	0.0359	0.0303
	3/ 9	南西	10.7	0.1309	0.1146	0.0578	0.0333
	3/ 9	南西	10.4	0.1062	0.0998	0.0376	0.0283
	3/16	南西	8.8	0.0671	0.0705	0.0233	0.0215
	3/16	南西	8.0	0.0760	0.0444	0.0248	0.0132
	3/16	南西	8.7	0.1005	0.0557	0.0322	0.0167

図—13 TMD モデルによる解析結果と実験結果の比較

図—14 自由振動波形

図—15 常時微動波形

図一六 風揺れ観測速度波形

図一七 速度波形のフーリエスペクトル

長さは、応答評価時間を考慮して4分間とした。観測記録は、「装置なし」では定期検査時に12件、「装置あり」では定期検査以前に4件、定期検査時に6件の計10件が得られた。定期検査以前の記録は冬の季節風で、建物頂部における10分間の平均風速が12~19 m/s、平均風向は西風で、建物のT方向である。定期検査時は、平均風速が8~13 m/s、平均風向はほとんどが南西の風で、

図一八 速度波形のオービット

T方向に対して45度方向であった。

図一六に観測波形の一例として、風向、風速、および非制振方向であるL方向の最大振幅、標準偏差の条件がほぼ同一な記録の速度波形を、装置のなし・ありで比較して示す。制振対象方向であるT方向の記録に着目すると、「装置あり」では「装置なし」に比べて全体的に振幅が低く抑えられ、かつ波形が比較的短時間で変

化するなど顕著な制振効果が認められる。

図—17, 18 は, 図—16 に示した速度波形のフーリエスペクトル, および平面のオービットである。「装置あり」のフーリエスペクトルでは T 方向の 1 次振動数成分のピークが大きく減少していることが分かる。それ以外の振動数成分にはほとんど差は見られない。また, 平面のオービットは, 「装置なし」では T 方向に卓越する楕円形になっているのに対し, 「装置あり」では L 方向が卓越する傾向となっている。

図—19 は, 速度の標準偏差の直交 2 方向に関する相関性を示したものである。「装置なし」では T 方向が L 方向のほぼ 2 倍の値を示していたのに対して, 「装置あり」では逆に T 方向の方がやや小さくなっており, 「装置なし」に対して $1/2 \sim 1/3$ に減少している。

また, 図—20 は, 平均風速と速度の標準偏差の関係を示したものである。この結果からも装置のなし・ありによる顕著な差が認められ, 本装置が風のような不規則でやや非定常な外乱に対しても有効な制振効果を発揮していることが分かる。

5. むすび

水のスロッシングを利用した制振装置を実建物へ適用し, 装置のなし・ありの両ケースについて行った強制振動実験, 自由振動試験, 常時微動測定, および風揺れ観測結果から, 本制振機構の定常, 非定常外乱に対する制振効果を検証した。これらの結果をまとめると以下のとおりである。

- ① 本装置を実建物に適用した結果, 強制振動実験では 1 次共振点の振幅が大幅に減少するとともに, 自由振動試験では建物の減衰が大幅に増加し, 顕著な制振効果が認められた。
- ② 常時微動や風に対しても制振効果が認められ, 本装置が不規則外乱に対しても有効であること, および微振動のレベルから作動することが確認された。
- ③ 装置の加振実験から得られた流体力を用いる解析手法による計算結果は実験結果とよい対応を示し, 文献 7) で提案した流体力モデルによる解析手法の妥当性が確認された。
- ④ 本制振機構は, 近似的には Housner モデルに基づいた TMD 理論が適用可能である。

以上の結果, 本装置は調和振動のみならず, 風や常時微動のような不規則でやや非定常な外乱に対しても有効に制振効果を発揮することが明らかになった。ただし, これらの実験・観測は小振幅域におけるものであり, 今後大振幅域における制振効果のデータの収集を図っていく必要がある。さらに, 流体力モデルによる装置—構造物系の不規則振動に対する理論解の解明も今後に残され

ている課題である。

謝 辞

本研究にあたり, 大阪大学工学部教授井上 豊博士, 神奈川大学工学部教授大熊武司博士から貴重なご助言を賜りました。また, 三井造船(株)鉄構土木事業本部の佐藤哲也氏, 平野廣和博士, (株)三井造船昭島研究所の平野雅祥博士, 小林正典博士, 三井建設(株)設計本部の舛田卓哉氏, 荒木 聡氏からは, 実験・解析手法について多大な協力を頂きました。ここに深く謝意を表します。

参考文献

- 1) Modi, V.J. and F. Welt: Vibration Control Using Nutation Dampers, Proc. Int. Conf. on Flow Induced Vibration, England, pp. 369-376, 1987
- 2) 藤井邦雄, 佐藤孝典, 大築民夫: 液体のスロッシングを利用した制振装置—Tuned Sloshing Damper について—, 日本建築学会大会学術講演梗概集 B, pp. 1483-1484, 1987 年 10 月
- 3) 藤野陽三, バチェコ B., チェイサリ 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. 34 A, pp. 603-616, 1988 年 3 月
- 4) 宮田利雄, 山田 均, 齊藤善昭: 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. 34 A, pp. 617-626, 1988 年 3 月
- 5) 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—液柱管の振動特性—, 構造工学論文集, Vol. 35 A, II, pp. 543-552, 1989 年 3 月
- 6) 田村幸雄, V.J. Modi, 今井一郎, 関 広之, 高坂 隆, 小林裕明: 塔状構造物の制振に関する研究 (1)—NUTATION DAMPER の基本的な特性と減衰材の効果—, 日本建築学会関東支部研究報告集, pp. 37-40, 1990 年 1 月
- 7) 野路利幸, 吉田英敏, 立見栄司ほか: 水のスロッシングを利用した制振装置の研究 (その 1) 装置の流体力特性と制振効果の特性, 日本建築学会論文報告集, 第 411 号, pp. 97-105, 1990 年 5 月
- 8) 野路利幸, 吉田英敏, 立見栄司ほか: スロッシングを利用した制振装置の研究 (その 1)~(その 3), 日本建築学会学術講演梗概集 B, pp. 867-872, 1987 年 10 月
- 9) 野路利幸, 吉田英敏, 立見栄司ほか: スロッシングを利用した制振装置の研究 (その 4)~(その 7), 日本建築学会学術講演梗概集 B, pp. 563-570, 1988 年 10 月
- 10) 野路利幸, 吉田英敏, 立見栄司ほか: スロッシングを利用した制振装置の研究 (その 8)~(その 11), 日本建築学会学術講演梗概集 B, pp. 615-622, 1989 年 10 月
- 11) Housner, G.W.: Dynamic Pressures on Accelerated Fluid Containers, Bulletin of the Seismological Society of America, pp. 15-35, 1957

(1990 年 5 月 10 日原稿受理, 1990 年 10 月 25 日採用決定)