線路上空建築物の方杖型ダンパ補強に関する実験的研究

EXPERIMENTAL STUDY OF OVER-TRACK BUILDING REINFORCED WITH KNEE BRACE DAMPERS

山田聖治 ——— * 1 清水克将 ——— * 2
武居 泰 ——— * 3

Seiji YAMADA ——— * 1 Katsuyuki SHIMIZU ——— * 2
Yasushi TAKEI ——— * 3

キーワード：
線路上空建築物, 方杖型ダンパ, 振動台実験, 部分骨組架構, 慣性加振

Keywords:
Over-track building, Knee brace damper, Shaking table test, Partial frame, Inertial excitation

This paper shows the shaking table test with the large scale test models which assumed over-track buildings reinforced with knee brace dampers. From the test results such as responses or hysteresis loops, we confirmed control effectiveness by knee brace damper. In addition, we grasped variation of vibration characteristics by estimating natural frequencies and damping factors with ARX model.

1. はじめに

鉄道軌道の上空部分を利用する建築物（以下、線路上空建築物）（図1）は、旅客や列車通過のためブレースや耐震壁等の耐震要素を配置することが困難であることに加えて、線路階の階高が高く、基礎梁が無いことが多い等、一般建築物とは異なる構造的特徴を有している。このような線路上空建築物に対して、地震時の利用者の安全性確保や列車運行の早期復旧を目標に、建築基準法を上回る耐震性能を規定した「線路上空建築物（低層）構造設計標準 2009²⁾」が制定されている。

一方、既存の線路上空建築物に対する耐震性能向上法を整備することも重要であり、本論文では、制振ダンパの適用を実験的に検討している。前述のように、線路上空建築物における耐震要素の設置範囲には制約があるため、最も汎用的な設置方法は方杖型となる。しかしながら、方杖型ダンパでは主架構との幾何関係から制振効果が表れにくく、既往の研究事例もあまり見られない。また、方杖型制振ダンパ補強では、制振ダンパの性能だけでなく、ダンパが取り付く主架構の柱や梁の状態の把握も重要となるが、この点に関する知見も少ない。方杖型ダンパに関する既往研究は木造を対象としたものが多く、例えば、圧縮のみに作用する特殊なオイルダンパを用いた曾田ら³⁾の研究などがある。また、S造を対象とした既往研究には、ピン接合の柱-梁接合部と座屈拘束型ダンパを組み合わせた聲高ら⁴⁾の研究がある。さらに、著者の一人と蓮田ら⁵⁾は、柱-梁接合部は既存（剛接合）のまま極低降伏点鋼を用いた座屈拘束ブレースを配置し、層間変形角 1/200 以下で主架構に先行して降伏させることで、比較的小さな地震動からエネルギー吸収させる方法を提案し、静的加力実験や解析的検証によってその有用性を示してきている。

以上を踏まえ本研究では、既存 S 造線路上空建築物の補強を想定し、様々な方杖型ダンパを設置した部分骨組架構に対して、慣性加振による振動台実験を実施した。制振補強した部分骨組架構を慣性加振によって加振した実験としては、S 造の主架構に座屈拘束ブレースを設置した山口ら⁶⁾や RC 造の主架構に極低降伏点鋼や粘弾性体を設置した三山ら⁷⁾の研究があるが、いずれも方杖型ダンパを想定していない点が本研究と異なる点である。本研究によって、小変形時から大変形時における制振効果の差異や方杖型ダンパで重要となるダンパ接合部の応力状態が確認できた。また、基本動特性として固有振動数・減衰定数を ARX モデル⁸⁾によって推定することで、方杖型ダンパによる制振効果を評価した。

2. 部分骨組架構を用いた振動台実験

2.1 実験概要

近年では、E-ディフェンスによる実大鋼構造物、制振鋼構造物の加振実験^{例えば 9,10)}が実施されており、本実験においても、試験体と実構造物の挙動の整合を優先し、制振ダンパの各種依存性を考慮するためには、極力実大サイズの試験体とすることが望ましい。そこで本実験では、使用した振動台の性能（大きさ：5m×7m、最大搭載重量 50t、最大加速度：19.6m/s²、最大速度：1.5m/s、最大振幅：±1.0m）を考慮し、試験体主架構の縮小スケールを極力抑えられる部分骨組架構を用いた。具体的には、主架構は、線路上空建築物の線路階（1 階）部分を約 1/2.5 スケールに縮小し、さらに構造物の対称性を考慮して反曲点で切断した L 型の部分骨組架構〔梁：H-300×150×6.5×9（材質：SS400）、柱：□-200×9（材質：BCP235）〕とし、柱脚および梁中央部はピン支持とした（図1,2）。加振方法には慣性加振方法¹¹⁾を採用し、試験体に作用する地震力をローラー支持

本稿は第13回日本地震工学シンポジウムで発表したもの¹⁾の一部を加筆、修正したものである。

¹⁾ (公財)鉄道総合技術研究所地震応答制御 研究室長・博士(工学)
(〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

²⁾ (公財)鉄道総合技術研究所建築 副主任研究員・博士(工学)

³⁾ (公財)鉄道総合技術研究所経理 次長・博士(工学)

⁴⁾ Laboratory Head, Structural Dynamics and Response Control Laboratory, Railway Technical Research Institute, Dr. Eng.

⁵⁾ Assistant Senior Researcher, Architecture, Railway Technical Research Institute, Dr. Eng.

⁶⁾ Deputy Director, Accounting Division, Railway Technical Research Institute, Dr. Eng.

された併設の付加質量（約 17t）から固有周期調整用の天然ゴム系積層ゴムを介して慣性力として作用させた。最大加速度 50cm/s^2 のホワイトノイズ加振の結果から推定した 1 次固有振動数は 1.47Hz であった。

制振ダンパは、隅角部の $1\text{m} \times 1.5\text{m}$ の位置（図 1, 2）に設置し、鋼材ダンパ、粘弾性ダンパ、オイルダンパ、慣性質量ダンパの 4 種類とした。それぞれの仕様は実大スケールとして設定し、無補強時の線路階の層間変形角が $1/50$ 程度になるように入力レベルを調整した建築告示波¹²⁾（位相ランダム）に対して、ダンパ補強時で $1/100$ 程度になることを目標に予備応答解析を行うことで決定した。実験で用いたダンパの仕様を表 1 に示す。

ダンパ接合部は、主架構の応答をダンパへ伝達する重要な部材である一方で、既存構造物の耐震補強を前提にした場合には、現場での施工が極力容易な構造とすることが望まれる。そこで、本研究では文献 5) に示す形式のダンパ接合部としている（図 2 参照）。柱－ダンパ接合部は、ダンパが柱に対して斜め方向に取り付くことから、ダイヤフラムを傾斜して溶接接合する形式とし、ダイヤフラムの中央部に柱管壁の局部変形およびダイヤフラムの座屈に抵抗するためのリブを設けている。また梁－ダンパ接合部は、梁ウェブ中央位置にガセットプレートを溶接接合し、ダンパの角度にあわせたダイヤフラムと補強用リブを設けている。柱－ダンパ接合部、梁－ダンパ接合部の材質は全て SM490 である。

計測項目は加速度、変位、歪、荷重である。主な計測位置を図 2 に示す。なお本実験においては、試験体の寸法上ダンパ軸力を直接計測することが困難であった。そのため、ダンパ接合部の上下柱に設置した歪ゲ

ージから上下柱それぞれのせん断力を算出し、その差分のダンパ軸方向成分をダンパ軸力とした。

2.2 入力波形および加振手順

入力波形は、周波数特性の異なる 4 波〔建築告示波（位相ランダム）、JMA 神戸 NS 波、八戸 EW 波、および、鉄道土木の設計で用いられる鉄道土木波 L2 SP II（G3 地盤）¹³⁾〕の原波とし、入力レベルの目標は表 2 に示す 4 段階とした。小・中レベルは無補強時の試験体を実際に加振した応答結果から強さを決定し、大・極大レベルは、それぞれ中レベルの 2.5、4.5 倍とした。なお、ダンパ補強時でも主架構の塑性化が懸念される極大レベルについては、試験体の数量の都合から神戸 NS 波と八戸 EW 波のみとした。実験時の振動台上の最大加速度を表 2 に併せて示す。

加振順序を表 3 に示す。まず主架構（F1）に対して無補強状態で小・中レベルの加振を行った後、それぞれのダンパを設置した状態で小・中・大レベルで加振した。この時、ダンパの交換は主架構を振動台上に設置したままの状態で行った。ここまでの加振における主架構の歪の最大値は、大レベル加振時の梁端部上フランジで

表 1 ダンパの主な仕様

ダンパ	主な仕様
鋼材	降伏応力 121N/mm^2 （メーカ検査値）、断面積 288mm^2 、長さ 400mm （設計値）
粘弾性	材質：ジェン系、せん断面積 648000mm^2 、厚さ 10mm （設計値）
オイル	一次粘性係数 $15.5\text{kN}/(\text{cm/s})$ 、二次粘性係数 $2.34\text{kN}/(\text{cm/s})$ （メーカ検査値）、リリース速度 12.8cm/s （メーカ設計値）
慣性質量	粘性係数 $41.6\text{kN}/(\text{cm/s})$ 、ベキ乗指数 0.398 、等価摩擦係数 1.708 、軸方向等価質量 $0.14\text{kN}/(\text{cm/s}^2)$ （メーカ単体試験結果）

表 3 加振順序

ダンパ	主架構	入力レベル
無	F1	小 中
粘弾性		小 中 大
鋼材		小 中 大
オイル		小 中 大
慣性質量		小 中 大 極大
粘弾性	F2	小 大 極大
無		小 大 極大
無		小 中
オイル		小 大 極大
鋼材		小 大 極大

表 2 入力波形の目標レベルと最大加速度

レベル 名称	無補強時の 層間変形角	入力波形の最大加速度 (cm/s^2)			
		告示	神戸	八戸	土木
小	$1/300$ 程度	58.4-60.9	50.3-55.9	38.4-43.4	43.2-46.7
中	$1/150$ 程度	77.3-87.7	85.3-93.2	53.0-55.3	68.6-71.5
大	$1/50$ 程度	192.7-210.5	215.0-230.9	135.3-141.7	164.5-172.5
極大	$1/25$ 程度	—	375.3-414.8	237.6-246.0	—

図 1 線路上空建築物（橋上駅）と実験全体写真

図 2 立面図（ダンパ接合部および主な計測位置）

916 μ となっており、主架構全体で弾性域にあったと考えられる。その後、ダンパ2種類（慣性質量ダンパおよび粘弾性ダンパ）に対する極大レベル加振までを実施してから、無補強状態における大・極大レベル加振を実施した。主架構の最大歪は、ダンパ設置時の極大レベル加振時で2030 μ であったが、無補強状態では、大レベル加振時で2066 μ 、極大レベル加振時で-28407 μ となり、この段階で主架構（F1）が大きく塑性化していることが確認できたため、予備の主架構（F2）に交換した。そして、新しい主架構（F2）に対する無補強状態での小・中レベル加振をした後に、残りの2種類のダンパ（オイルダンパおよび鋼材ダンパ）を設置して極大レベル加振までを行い、最後に無補強状態における大・極大レベル加振を実施した。また、地震波入力の前後には適宜ホワイトノイズ加振とインパルス加振を行った。

3. 実験結果

3.1 履歴曲線

神戸 NS 波の各レベル入力時のダンパの履歴曲線を図3に示す。小・中レベル入力では、鋼材ダンパは降伏しておらずエネルギー吸収はないが、残りの3ダンパでは、いずれもエネルギー吸収していた。一方、大・極大レベルではいずれのダンパも大きな履歴曲線を描き、エネルギー吸収していた。なお、極大レベルにおいてもオイルダンパはリリースしておらず、また慣性質量ダンパでは、大レベルや極大レベルにおいて慣性質量による負剛性の効果が確認できた。

次に、無補強時に主架構に大きな塑性化が確認された極大レベルと弾性範囲となった中レベルについて、神戸 NS 波入力時の試験体全体の履歴曲線を図4に示す。無補強の場合には主架構が大きく降伏（最大応答層間変形91.3mm）し、残留変形が残っていた。一方、制振ダンパを設置した場合では、ダンパによるエネルギー吸収が行われていることが試験体全体の履歴曲線でも確認でき、最大応答層間変位が低減して残留変形も確認されなかった。

3.2 応答値

層間変形角、梁上絶対加速度、柱下端位置のせん断力の絶対最大値および全応答継続時間の波形より算出した RMS 値それぞれの無補強時に対する比を、ダンパ種別および入力レベル別に平均した結果を図5に示す。

層間変形角では、いずれのダンパも小から極大レベルまで応答が

低減し、また入力レベルが大きいほど高い効果が得られた。前述のように鋼材ダンパでは中レベルでもダンパが降伏していないため、エネルギー吸収による応答低減は期待できないが、付加剛性によって短周期化し応答が低減したと考えられる。加速度とせん断力では、鋼材ダンパと慣性質量ダンパにおいて小・中レベルで増幅が確認できる。鋼材ダンパでは剛性付加が、慣性質量ダンパでは応答増幅機構の摩擦等が、その原因と考えられる。また、極大レベルの応答低減率が中レベルより低くなる傾向が一部にみられるが、これは、極大レベルの無補強時では、主架構が塑性化するために加速度やせん断力が上がらないことが原因と考えられる。

3.3 歪

主架構の歪の最大値として、無補強時の歪が最も大きかった神戸 NS 波極大レベル入力時の値を図6に示す。なお、無補強においてもダンパ接合部材（ダイヤフラム等）は設置済みである。

[横軸：ダンパ変形 (mm) 縦軸：ダンパ軸力 (kN)]

図3 ダンパの履歴曲線（神戸 NS 波）

[横軸：層間変形 (mm) 縦軸：柱下部せん断力 (kN)]

図4 試験体全体の履歴曲線（神戸 NS 波 中および極大レベル）

無補強時では柱-梁接合部の梁端部の歪が非常に大きく、梁上フランジで最大値の -28407μ となった。この加振によって主架構に残留変形が残し、梁端部の塗装が剥げる状態となっていた。一方、ダンパ補強時は、いずれの場合にも柱-梁接合部の梁端部の歪が大幅に低減し、本実験での最大値は、オイルダンパ設置の梁端部の下フランジで 2632μ であった。この加振後、主架構の残留変形や局部座屈が目視では確認できなかったことから、柱-梁接合部はほぼ弾性範囲で挙動していたと考えられる。ダンパ補強時に最大歪が発生する位置に規則性は見られず、柱-梁、柱-ダンパ、梁-ダンパの各接合部において同程度の大きさとなった。このことから、ダンパ補強によって主架構の柱-梁接合部に集中していた応力が分散され、全体的に低減していたと確認できた。また、ダンパ接合部材の最大歪（図7）は、柱-ダンパ接合部のダイヤフラム座屈防止用リブで -1337μ であり、ダンパ接合部材がダンパや主架構に先行して降伏しないことが確認できた。

3.4 基本動特性

3.4.1 評価方法

振動台上加速度を入力、梁上加速度を出力とし、モデル次数10次のARXモデルによって固有振動数と減衰定数を推定した。なお、入出力データには、治具の影響による高周波数成分を除去することを目的に0.3-3.0Hzのバンドパスフィルタを施した。

ダンパ種別および入力レベル別に平均した固有振動数、減衰定数の推定結果を表4、5に示す。また、ダンパ補強時の固有振動数の無補強時に対する比率を図8に、ダンパ補強時による減衰定数の無補強時に対する差分を図9に示す。なお、図8、9の比率や差分を算出する際の無補強時について、固有振動数では主架構の塑性化による長周期化を考慮して、「小中レベル入力時の無補強時の固有振動数」の平均とした。また、減衰定数では入力レベルによって支承部の摩擦減衰等の影響が異なっていたので、基本的には「各入力レベルの無補強時の減衰定数」とした。ただし、極大レベルについては主架構の塑性化による履歴減衰の影響が大きくなるため、大レベル入力

時の無補強時の値とした。

3.4.2 固有振動数

鋼材ダンパの小レベルで最も上昇し、ダンパが降伏する大・極大レベルで低下している。慣性質量ダンパは、応答増幅機構の摩擦等による付加剛性の影響が高く小・中・大レベルでの上昇が大きい、極大レベルでは低下している。粘弾性ダンパとオイルダンパでは、ともに入力レベルが小さいほど上昇程度が大きい、その程度は粘弾性ダンパの方が大きい。

3.4.3 減衰定数

無補強時では、小・中レベル9%程度、大レベル4%程度、極大レベ

各ダンパにおいて左から
小レベル、中レベル、大レベル、極大レベル
図5 応答値（4波平均 無補強に対する比）

— 1軸ゲージ（単位： μ 、プラス：引張、マイナス：圧縮）
図6 主架構の歪の最大値（神戸 NS 波 極大レベル）

— 1軸ゲージ、✱ 3軸ゲージ（主歪）（単位： μ 、プラス：引張、マイナス：圧縮）
図7 ダンパ接合部材の歪の最大値（神戸 NS 波 極大レベル）

ル6%程度と全体的に高めの値になっているのは、ローラー支承やピン支承、積層ゴム等による減衰が付加されているためと考えられる。積層ゴムは、全加振ケースでほぼ弾性的な挙動をしていたことから、特に小・中レベルでの付加量が大きいのは摩擦の影響と考えられる。また、極大レベルでは主架構の塑性化による履歴減衰が付加されていると考えられる。

無補強からの差分をみると、鋼材ダンパでは、ダンパ降伏後に付加減衰が5%程度認められる。粘弾性ダンパ・オイルダンパでは、入力レベルに関係なくほぼ一定の付加減衰量が確認でき、粘弾性ダンパで5%程度、オイルダンパで10数%程度である。慣性質量ダンパは小・中レベルでの付加減衰量は数%程度であるが、大・極大レベルでは急激に大きくなり10%以上の付加減衰量が確認できる。これらは、それぞれのダンパ特性に応じた制振効果であり、方杖型ダンパ補強でも有用な効果が得られることが確認できた。

4. まとめ

既存S造線路上空建築物の方杖型制振ダンパ補強を想定して、部分骨組架構を用いた動的加振実験を実施した。

- ・ 柱－梁接合部に集中していた応力が、柱－梁、柱－ダンパ、梁－ダンパの各接合部に分散し、全体的に応力を低減していた。
- ・ 著者らによるダンパ接合部材は、本実験の範囲において、ダンパや主架構に先行して降伏しなかった。
- ・ 基本動特性の推定結果から、方杖型ダンパであってもダンパ特性に応じた制振効果が確認できた。

基礎梁のない線路上空建築物では、上部構造の補強によって下部構造の応力が上昇しやすいと考えられる。そのため、本論文の結果を活用しつつ線路上空建築物全体系での検討をすすめることで、合理的な設計体系の構築を目指していきたいと考えている。

謝辞

本実験で使用したダンパ製作にあたっては、住金関西工業株式会社、昭和電線デバイステクノロジー株式会社、カヤバシステムマシナリー株式会社、THK 株式会社の各社から多大なるご協力をいただいた。ここに謝意を示します。

参考文献

- 1) 山田聖治，ほか2名：線路上空建築物の方杖型ダンパ補強に関する実験的研究，第13回地震工学シンポジウム，pp.3966-3973，2010.11
- 2) 鉄道総合技術研究所：線路上空建築物（低層）構造設計標準 2009，（社）鉄道建築協会，2009
- 3) 曾田五月也，ほか2名：方杖型圧効きオイルダンパによる木造住宅の制振に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，No.649，pp.559-566，2010.3
- 4) 聲高裕治，ほか4名：方杖ダンパーを用いた柱梁高力ボルト接合構造の実大骨組実験，日本建築学会構造系論文集，No.595，pp.109-116，2005.9
- 5) 蓮田常雄，武居泰，ほか8名：制震ブレースを用いた線路上空利用建物の耐震補強法 その1～8，日本建築学会大会学術講演梗概集 B2，pp.911-918，1998.9 / pp.901-904，1999.9 / pp.973-976，2000.9
- 6) 山口路夫，ほか7名：座屈拘束ブレースを有する損傷制御構造部分骨組の実大振動台実験，日本建築学会構造系論文集，No.558，pp.189-196，2002.8
- 7) 三山剛史，ほか4名：旧耐震基準で設計されたRC造骨組のエネルギー吸収部材による地震時応答低減効果に関する実大モデル振動台実験，日本建築学会構造系論文集，No.571，pp.71-78，2003.9
- 8) 足立修一：ユーザのためのシステム同定理論，（社）計測自動制御学会，コロナ社，1993
- 9) 吹田啓一郎，ほか5名：震動台実験の概要と弾性応答特性－実大4層鉄骨建造物の完全崩壊実験 その1－，日本建築学会構造系論文集，No.635，pp.157-166，2009.1

表4 固有振動数の推定値 (Hz)

	小	中	大	極大
無補強	1.39	1.38	1.32	1.30
鋼材	1.95	1.91	1.80	1.67
粘弾性	1.77	1.73	1.62	1.60
オイル	1.54	1.50	1.47	1.46
慣性質量	1.85	1.85	1.82	1.66

表5 減衰定数の推定値

	小	中	大	極大
無補強	0.09	0.09	0.04	0.06
鋼材	0.08	0.06	0.10	0.11
粘弾性	0.15	0.14	0.10	0.09
オイル	0.21	0.20	0.20	0.19
慣性質量	0.11	0.11	0.16	0.19

図8 固有振動数の比率
(補強時／無補強時)

図9 減衰定数の差分
(補強時－無補強時)

- 10) 笠井和彦，ほか6名：実験の全体概要および非制振状態での応答性状 3次元震動台による実大5層制振鋼構造建物の実験研究 その1，日本建築学会構造系論文集，No.663，pp.997-1006，2011.5
- 11) 秋山宏，ほか5名：慣性加力装置を用いた構造要素の実大振動台実験方法，日本建築学会構造系論文集，No.505，pp.139-146，1998.3
- 12) 建設省建築研究所、日本建築センター：設計用入力地震動作成手法技術指針（案） 本文解説編，1992.3
- 13) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），丸善，1999

[2017年1月31日原稿受理 2017年5月8日採用決定]