

## 線路上空建築物の方杖型制振ダンパによる耐震補強効果

構造物技術研究部 建築研究室

主任研究員 山田 聖治

### 1. はじめに

橋上駅等の線路上空建築物は、基礎梁のない形態が多い、ホーム上の旅客流動や列車通過のためにブレースや耐震壁等の耐震要素の線路階への配置が困難、等の構造的特徴を有しており、耐震性能向上のための補強法を整備しておくことは重要である。有用な補強法の一つとして制振ダンパによる補強が考えられるが、前述のように線路上空建築物では耐震要素の設置範囲に制約があるため、最も汎用的な設置方法は方杖型と考えられるものの、方杖型ダンパは主架構との幾何関係から制振効果が表れにくく、鉄骨造を対象とした既往の研究事例は多くはない。

そこで本研究では、既存線路上空建築物の大地震対策として、方杖型に設置した様々な制振ダンパによる補強効果を検証した。大型試験体による振動台実験によって、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を確認した。また、ARX モデル<sup>1)</sup>によって基本動特性である固有振動数・減衰定数を推定し、制振ダンパによる動特性の変動程度を評価した。そして、実構造物を想定した解析的検討を行うことで、方杖型ダンパによる線路上空建築物の耐震補強効果について総合的に検証した。

### 2. 部分骨組架構を用いた振動台実験

本実験では、試験体の主架構を、橋上駅の線路階部分を約 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)] とした (図 1)。柱脚および梁中央部はピン支持である。加振方法として、秋山らによって提案された慣性加振方法<sup>2)</sup>を採用し、試験体に作用する地震力をローラー支持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。ホワイトノイズ加振で推定した 1 次固有振動数は 1.47Hz であった。

計測および制振ダンパの位置を図 2 に示す。制振ダンパは隅角部の 1m×1.5m に設置し、鋼材ダンパ、粘弾性ダンパ、オイルダンパ、回転慣性効果のある粘性ダンパ (以下、粘性ダンパ) の 4 種類とした。ダンパの仕様は、無補強時の層間変形角が 1/50 程度になるように、告示 (建設省告示第 1461 号) に示されている極めて稀に発生する地震動 (以下、建築告示波) の大きさを調整し、その地震動に対して、ダンパ補強時に 1/100 程度になるように予備解析から決定した。

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、ダイアフラムを傾斜して溶接接合する形式<sup>3)</sup>とし、ダイアフラムの中央部に柱管壁の局部変形およびダイアフラムの座屈に抵抗するためのリブを設けている。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アフラムと補強用リブを設けている (図 2)。材質

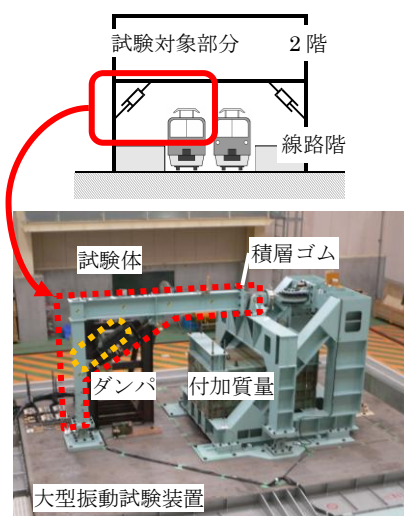


図 1 実験全体写真

は全て SM490 である。

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, 鉄道土木波 L2 SP II (G3 地盤)<sup>4)</sup>] とし、入力レベルの目標は表 1 のとおりである。

### 3. 実験結果

#### 3.1 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 3 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た。鋼材ダンパでは中レベルでもダンパが降伏しておらず, 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, 鋼材ダンパと粘性ダンパにおいて小・中レベルで増幅を確認した。鋼材ダンパでは剛性付加が原因と考えられ, 粘性ダンパでは鋼材ダンパほどではないが剛性付加があること, また, 応答増幅機構によるダンパ軸力の上昇によって見かけの剛性が上昇することから, 加速度が増幅していると考えられる。また, 入力レベルが大きくなると, 鋼材ダンパでは降伏によって剛性が下がること, 粘性ダンパでは荷重-速度関係の傾きが小さくなり, 慣性質量による負剛性の影響がでることから, どちらのダンパも付加剛性の効果は相対的に低下し応答の増幅がなくなっていた。なお, 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あるが, 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りにくいことが原因と考えられる。

#### 3.2 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 4 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。無補強時では柱-梁接合部の歪が非常に大きく (梁天端で $-28407 \mu$ ), フレームに残留変形が残っていた。一方, ダンパ補強時はいずれの場合にも柱-梁接合部の歪が大幅に低減し, 最大値は梁下端で $2632 \mu$ であった。ダンパ補強時の最大歪の発生位置に規則性は見られず, 柱-梁, 柱-ダンパ, 梁-ダンパの各接合部で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, 全体的に低減できていることが確認できた。また, ダンパ接合部材の最大歪は, 柱-ダンパ接合部のダイヤフラム座屈防止用リブで $-1337 \mu$ であり, ダンパと主架構の間で力を伝達する重要な部材であるダンパ接合部材が, ダンパや主架構に

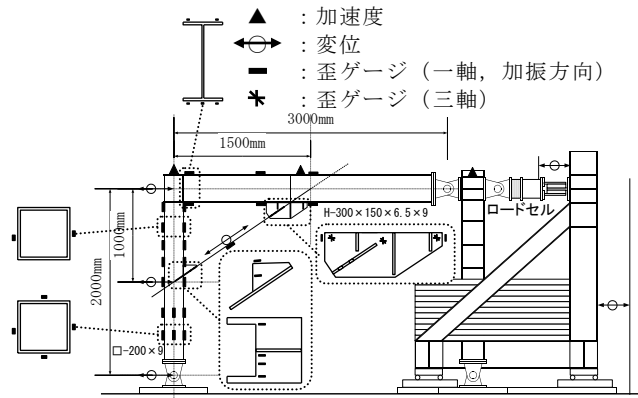


図 2 主な計測位置

表 1 地震波の入力レベル

レベル名称	無補強時 (柱の変形角)	補強時	適用地震波
小	弾性(1/300 程度)	弾性	全て
中	弾性(1/150 程度)	弾性	全て
大	塑性(1/50 程度)	弾性	全て
極大	塑性(1/25 程度)	塑性	神戸 八戸

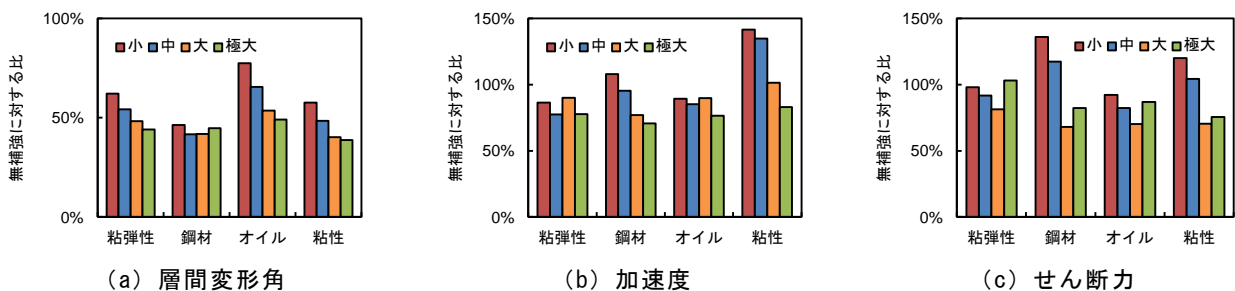


図 3 最大応答値(4波平均 無補強に対する比)

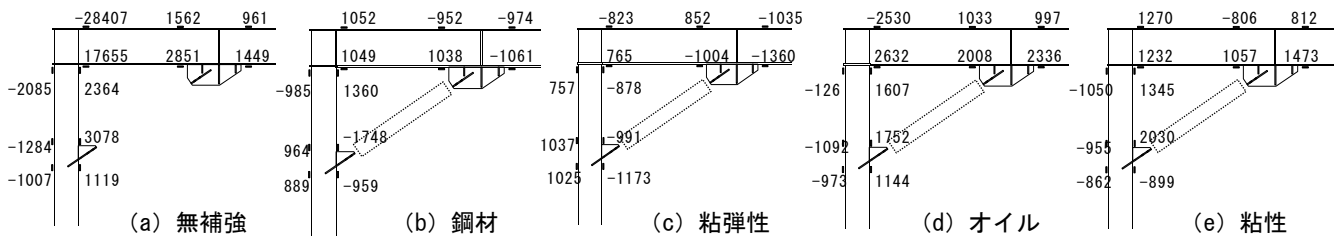


図 4 主架構の歪の最大値(神戸 NS 波 極大レベル)

先行して降伏していないことが確認できた。

### 3.3 基本動特性

振動台上加速度を入力、梁上加速度を出力とし、0.3～3.0Hz のバンドパスフィルタを施した後に、モデル次数 10 次の ARX モデルによって 1 次の固有振動数と減衰定数を推定した。

ダンパ補強時の固有振動数 (4 波平均) の無補強時に対する比率を図 5 に示す。鋼材ダンパの小レベルで最も上昇し、ダンパがほぼ弾性範囲の中レベルでも変動は少ないが、ダンパが降伏する大・極大レベルで低下している。粘性ダンパは、応答増幅機構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、極大レベルでは荷重-速度関係の傾きが小さくなることと慣性質量による負剛性により低下している。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。

ダンパ補強時による減衰定数 (4 波平均) の無補強時に対する差分を図 6 に示す。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。粘性ダンパは小・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。

### 4. 実験結果の解析的検証

主架構部分のみを線材要素でモデル化し、鋼材ダンパとオイルダンパの実験結果を解析的に検証した。方杖型補強ではその接合部によって柱や梁の変形に影響することが懸念された。そこで解析モデルは、柱-梁接合部のみに剛域設定するモデルと、柱-梁接合部とダンパ接合部に剛域設定するモデルの 2 種類とした。入力地震動は実験時に測定した振動台上加速度を用い、減衰は部材別歪エネルギー比例減衰とした。

神戸 NS 波大レベル入力時層間変位の時刻歴応答について解析結果と実験結果を図 7 に示す。鋼材ダンパの実験結果に見られる若干の残留変形をダンパ接合部の剛域設定の有無に関係なく再現できていないことを除けば、両ダンパの場合とも波形の形状や応答値を概ね再現できており、モデル化の妥当性を確認した。また、ダンパ接合部の剛域設定がないモデ

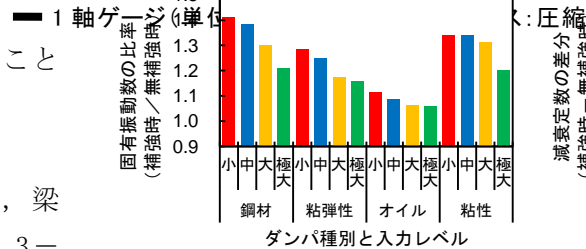


図 5 固有振動数の比率 (補強時/無補強時)

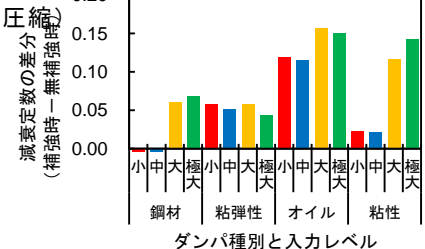
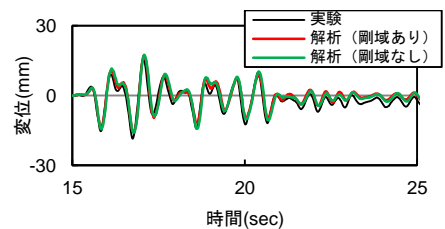
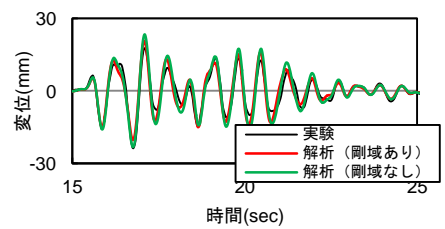


図 6 減衰定数の差分 (補強時-無補強時)



(a) 鋼材ダンパ



(b) オイルダンパ

図 7 時刻歴応答波形(層間変位)

ルの方が剛域設定のあるモデルより応答が大きくなる傾向が見られたが、その差異は小さかった。

### 5. 実構造物を想定した解析的検討

解析モデルは旧標準<sup>5)</sup>の耐震性能を有する2次元フレームモデルとし、制振ダンパは鋼材ダンパとオイルダンパとした。モデルの形状と諸元を図8、減衰条件・部材の履歴モデルを表2に示す。入力地震動は鉄道土木波 L2 SP II (G3 地盤)とし、入力点の位相差を考慮せず、地盤ばねに同時に入力した。

応答値を無補強時に対する比で評価すると、線路階の層間変形角は、鋼材ダンパで0.7倍、オイルダンパで0.6倍程度に低減していた。しかし、いずれのダンパにおいても、線路階の応答加速度で1.2倍程度、層せん断力で1.3倍程度上昇する傾向があり、実験と同様の傾向であった。また、補強していない2階については、全ての応答値において上昇する傾向が見られた。

柱-梁接合部に集中していたヒンジの発生位置は分散され、主架構の損傷(累積塑性歪エネルギー)が低減していることが確認できた(図9)。

さらに、杭の最大曲げモーメントの変動を無補強時の値(約1700kN・m)と比較すると、いずれのダンパにおいても1.18倍程度に増大させる結果となった。しかしながら、本解析例における杭の曲げ耐力は軸力ゼロ時で2500kN・m程度あり、かつ引張軸力を発生しないことから、杭を損傷させる可能性が低いことを確認できた。

### 6. まとめ

線路上空建築物を対象とした制振ダンパ補強について、実験および解析による総合的な検証を実施した。まず、線路上空建築物を想定した部分骨組架構を対象にした動的加振実験によって、制振効果や柱-梁・柱-ダンパ・梁-ダンパの各接合部における応力の発生状況を確認し、ARXモデルで固有振動数・減衰定数を推定することで動特性の変動程度を評価した。さらには、線材要素を用いて試験体をモデル化することで実験結果を再現できることを確認し、実構造物を想定した地震応答解析を行うことで、補強できない杭への影響等を検証した。

本研究は耐震補強を念頭に置いたものであるが、制振ダンパによる構造形式は新設構造物への適用も可能であり、今後、線路上空建築物の合理的な設計体系に組み入れたいと考えている。

### 文献

- 1) 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
- 2) 秋山宏，他：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) 武居泰，他：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7~8，日本建築学会大会学術講演梗概集 C1，2000年9月，pp. 973-976，2000
- 4) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，1999
- 5) 鉄道総合技術研究所編：線路上空建築物(低層)構造設計標準，(社)鉄道建築協会，1987

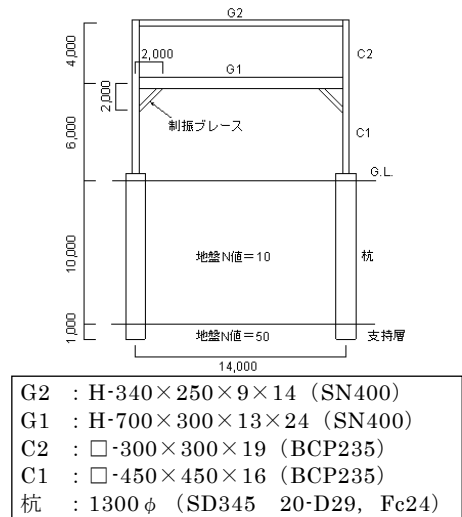


図8 解析モデル

表2 解析条件

部位	履歴特性	減衰条件
水平地盤ばね	標準バイリニア	h=0.10
鉄骨部材	標準バイリニア	h=0.02
RC部材	武田モデル	h=0.03

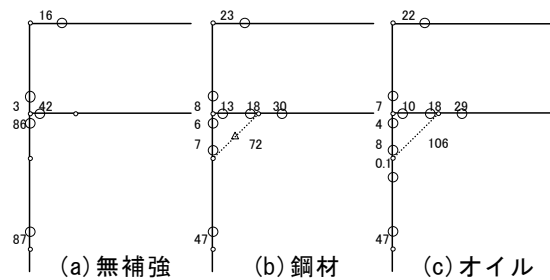


図9 ヒンジ発生位置の例  
(数値は累積塑性歪エネルギー 単位:kN・m)