

粘性ダンパーを用いた RC 高架橋の振動台実験

Shaking Table Tests of a Reinforced Concrete Viaduct with Viscous Dampers

| | | |
|--------|-------|--------------------|
| | 中南 滋樹 | SHIGEKI NAKAMINAMI |
| | 鈴木 亨 | TORU SUZUKI |
| | 谷垣 正治 | MASAHARU TANIGAKI |
| 免制震技術部 | 木田 英範 | HIDENORI KIDA |
| 設計統括部 | 古橋 剛 | TAKESHI FURUHASHI |
| 土木技術部 | 中井 裕司 | HIROSHI NAKAI |

高架橋の耐震補強法としては、柱に鋼板や繊維シートを巻き立てて靱性の向上を図る方法が一般的であるが、大地震時には残留変形が生じるなどの問題がある。粘性ダンパーによる補強法は、地震エネルギーをダンパーに負担させるため、地震後は補修なしに構造物の機能を保持させることが可能である。本報では、建築構造物の免制震ダンパーとして実績のある粘性ダンパーを用いた 1 層 1 スパンの模型 RC 高架橋の振動台実験を実施した。その結果、 8m/s^2 相当の地震波入力に対して、ダンパーなしでは構造物は降伏に至り、柱の固有振動数は初期値の約 40% まで低下するのに対し、ダンパーありでは構造物の応答はほぼ弾性域内(ダンパーなしの約 1/8 の変位低減効果)であったため、構造物の損傷を軽微に抑えることができた。

キーワード: 粘性ダンパー, ラーメン高架橋, 振動台実験, 耐震補強, 制震

In order to demonstrate the effectiveness of 'Rotary Damping Tube' viscous dampers on seismic retrofit for a reinforced concrete viaduct, a series of shaking table tests were conducted on a model structure with a single story and single span. The results indicated that where dampers were not used the structure yielded under an input motion of 8m/s^2 in maximum acceleration and demonstrated a decrease in natural period of the structure up to 40% of the initial value. Where dampers were used the maximum displacement of the structure was about 1/8 of that without dampers and the displacement was maintained within the elastic region. The effectiveness of dampers for mitigation of damage during strong earthquake motion was therefore confirmed.

Key Words: Viscous Damper, Viaduct, Shaking Table Test, Seismic Retrofit, Seismic Response Control

1. はじめに

コンクリート構造物の耐震補強法としては、柱に鋼板や繊維シートを巻き立てて靱性の向上を図る方法が一般的である。しかし、高架橋等にこの工法を適用する場合、柱全数・全周にわたって補強しなければならないこと、大地震時には残留変形が生じることなどの問題がある。粘性ダンパーによる耐震補強は、ダンパーの設置箇所が限定できる、応答変形そのものを抑制するため残留変形が小さくなる、減衰量の設定により構造物の損傷度を制御することができる、地震後にも補修なしに構造物の機能を保持できるなどの特長を有する。

本工法は、ラーメン高架橋等の層間や橋梁の桁と橋脚あるいは橋台に、調整鋼管を介して粘性ダンパーを設置し耐震補強とするものである。粘性ダンパーに速度増幅機構を有するものを使用することにより、微小変形から



写真-1 模型実験状況

表-1 主架構の諸元

| 項目 | 諸元 | 単位 | 備考 |
|---------|-----------------|-------------------|---------------------------|
| 柱高さ | 2,400 | mm | |
| 柱断面形状 | 320×320 | mm | |
| 上スラブ形状 | 3,000×3,000×800 | mm | |
| フーチング形状 | 3,500×3,500×500 | mm | |
| 軸方向応力度 | 1.1 | N/mm ² | |
| コンクリート | 呼び強度24 | N/mm ² | 圧縮強度25.2N/mm ² |
| 主筋 | SD345 D13 | — | 降伏強度401N/mm ² |
| 帯筋 | SD345 D10 | — | |
| 帯筋間隔(1) | 50 | mm | 帯筋比0.89% |
| 帯筋間隔(2) | 100 | mm | 帯筋比0.45% |
| 軸方向鉄筋比 | 1.48%(12@D13) | — | かぶり25mm |
| 上部重量 | 441.3 | kN | |
| 総重量 | 591.3 | kN | |

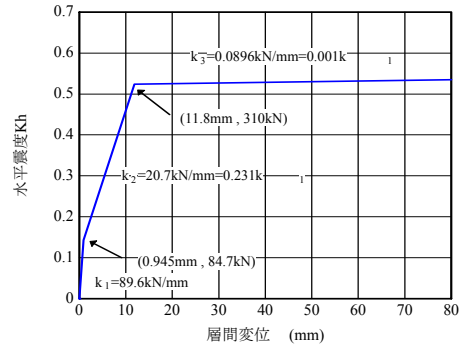


図-2 主架構の復元力特性

表-2 粘性ダンパーの諸元

| 諸元 | 記号 | 単位 | RDT30 |
|------|-----------|------------|----------------------|
| 設計仕様 | 軸方向減衰力 | P_n | kN 300 |
| | 軸方向速度 | V_{max} | m/sec 0.15 |
| | 粘性体温度 | T | °C 20 |
| 増幅部 | リード | L_d | mm 42 |
| | 軸有効径 | D_{SS} | mm 53 |
| | 受圧面積 | A_p | mm ² 8560 |
| 減衰部 | 外筒外径 | D_o | mm 185 |
| | 粘性体粘度 | μ_{25} | cSt 300,000 |
| | 設置角度 | θ | $\cos\theta=0.65$ |
| | 全長(中立設置時) | L | mm 1,482 |

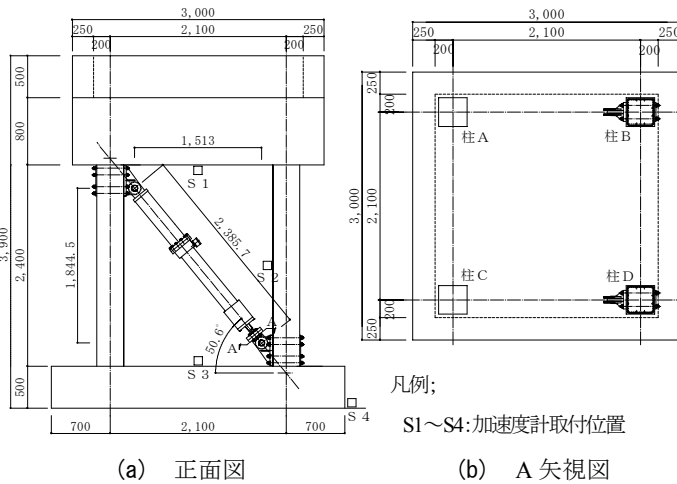


図-1 試験体概要図

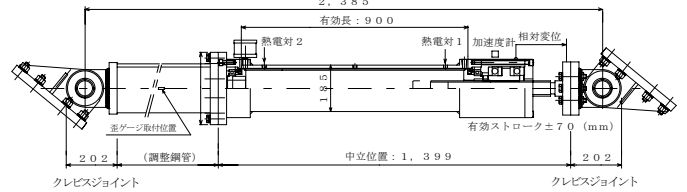


図-3 粘性ダンパー(RDT30)概要図

大きな減衰効果が期待できるものである。

本報では、本工法の制震補強効果を確認することを目的として行った1層1スパンの模型試験体の振動台実験について報告する。

2. 試験体

(1) 主架構

主架構の試験体は、実際の新幹線で用いられているラーメン高架橋の約1/2.5の大きさとした。写真-1に模型実験状況を、表-1に主架構の諸元を、図-1に試験体概要図を示す。図-2に材料諸元より得られた主架構の復元力特性¹⁾を示す。なお、水平震度Khとは、主架構に作用するせん断力を総重量で除したものである。試験体は、曲げ破壊先行型とし、曲げ降伏時の等価固有周期は0.304秒とした。柱の軸方向応力度は実物と同様に $\sigma=1.1\text{N/mm}^2$ とし、試験体スラブ上におもり(鋼材)を設置することにより調整した。

(2) 粘性ダンパー

粘性ダンパーには、増幅機構付き減衰装置「減衰こま」

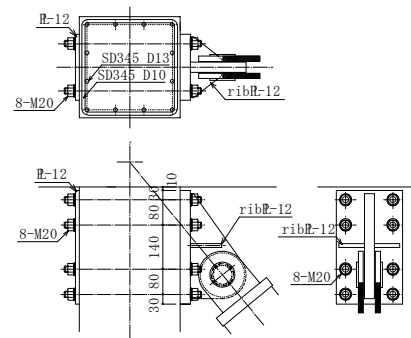


図-4 ダンパーと構造体との取り付け

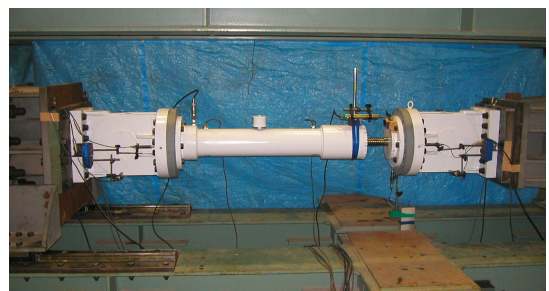
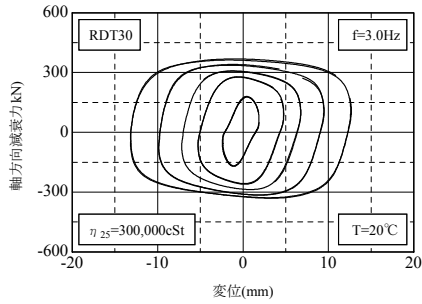
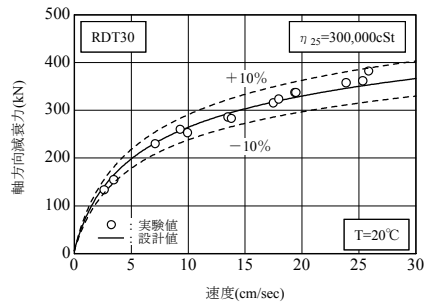


写真-2 単体試験状況



(a) 履歴特性



(b) 速度依存性

図-5 粘性ダンパー(RDT30)の減衰性能

(以下、RDT)^{2),3)} を使用した。表-2 に粘性ダンパーの諸元を、図-3 に概要図を示す。本装置は、構造物に生じる層間速度を滑りねじにより回転運動に変換し、円周方向の速度を増幅させる機構を有している。粘性抵抗力は、その増幅された速度に、充填された粘性体(シリコンオイル 300,000cSt)に作用させることにより発生する。

ダンパー量の選定は、事前の応答解析結果より主架構が降伏点以下になるように粘性体温度 20°C、速度 0.15m/s で減衰力 300kN の性能を有するもの 2 基とした。図-4 にダンパーと構造物との取り付けを示す。加振方向の 2 構面に調整鋼管を介して斜め(設置角度 50.6°)に設置した。構造物への取り付けは、あらかじめ柱に埋設したシース管を介して高力ボルトによる摩擦接合とした。クレビスなどを含む取付鋼管の軸方向剛性は 8,640kN/cm(水平方向剛性 3,475kN/cm)である。

写真-2 にダンパーの単体試験状況を示す。単体試験は、3,000kN ダイナミックアクチュエータが取り付けられた門型フレーム内に試験体を設置し、変位制御による動的加振を行った。入力波形は正弦波、振動数は 2.3Hz とした。図-5 に履歴特性および速度依存性を示す。粘性減衰力は、速度のべき乗に依存する特性を有している。図中の設計値と実験値とはおおむね一致している。

3. 実験概要

(1) 振動台実験

振動台実験は、振動台(テーブルサイズ: 5×5m, 搭載

表-3 実験ケース

| 実験ケース | CASE1 | | CASE2 | | CASE3 | |
|------------------------------|-----------|-----|---------------|-----|-------|-----|
| | 1-1 | 1-2 | 2-1 | 2-2 | 3-1 | 3-2 |
| 入力波の種類 | 正弦波 | | 地震波 | | | |
| 入力波の特性 | 2~10Hz | | スペクトルII-G1地震波 | | | |
| 目標最大入力加速度(m/s ²) | 0.02~0.03 | | 4 | 4 | 8 | 8 |
| 粘性ダンパー | なし | あり | なし | あり | なし | あり |

表-4 加速度計の計測位置

| 項目 | 計測方法 | 記号*1 | 備考 |
|-------|------|------|--------------|
| 天端 | 2成分 | S1 | 水平2方向1箇所 |
| 柱中間 | 加振方向 | S2 | 中間および減衰装置取付部 |
| ブーチング | 2成分 | S3 | 水平2方向, 鉛直方向 |
| 振動台 | 2成分 | S4 | 水平2方向 |

*1: 加速度計取付位置図-1参照

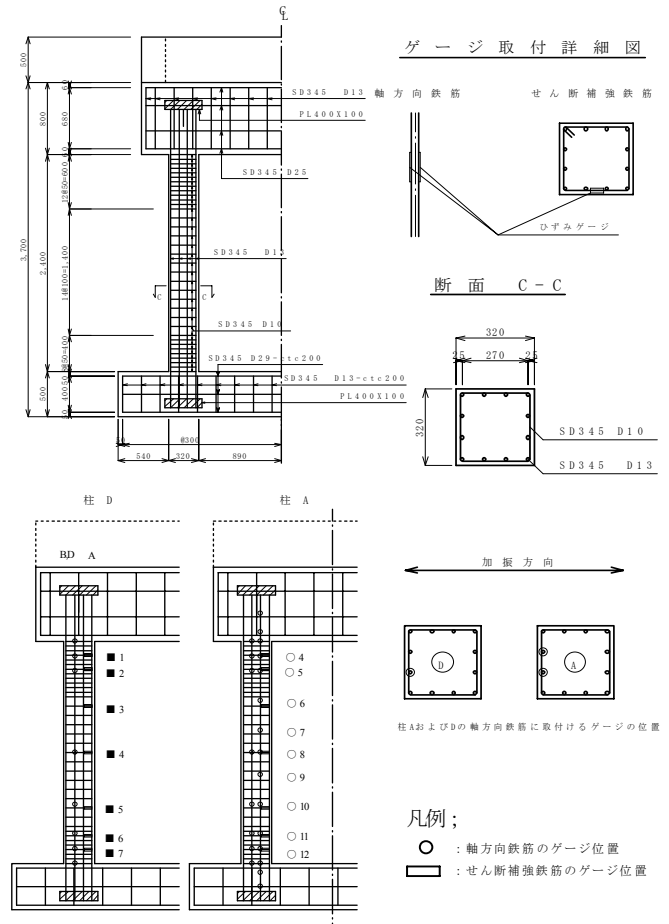


図-6 鉄筋ひずみの計測位置

重量: 定格 600kN, 最大 800kN, 最大変位: 正負 500mm, 最大速度: 正負 1.5m/s, 最大加速度: 正負 1G(600kN 搭載時)上に試験体を設置し、加速度入力による一方向加振を行った。表-3 に実験ケースを示す。試験は、正弦波入力によるスイープ試験(CASE1)と、2段階の入力レベルによる地震波入力試験(CASE2,CASE3)で、「ダンパーあり」と「ダンパーなし」の 4 ケースの計 6 ケースを実施

した。試験順序は、ダンパーありを実施した後、主架構が損傷していないことを確認した後、ダンパーなし試験を実施した。

(2) 非破壊試験

振動台試験の各段階における主架構の健全度を判定するために衝撃振動試験を行った。この試験は30kg程度の質量を持つ重錘で構造物の柱を打撃し、その応答から固有振動数を求めるものである。計測箇所は柱Aとし、柱の振動数の変化により主架構の劣化具合を判定した。

4. 計測項目

主架構に関する計測項目は、振動加速度、振動速度、振動変位および鉄筋ひずみとした。加速度計は表-4および図-1(a)に示す位置に、天端の絶対変位はレーザー変位計で、鉄筋のひずみは図-6に示す位置にゲージを取り付け計測した。測定点は、柱の軸方向鉄筋の定着状況を把握するためにフーチングおよびスラブとの定着部に、また、柱の損傷状況を把握するために柱上下端から1/2D, 1D, 2D(D:柱断面高さ)および柱中心部に設置した。柱の帯筋についても柱と同様とした。

粘性ダンパーに関する計測項目は、装置の相対変位、粘性体温度、調整鋼管のひずみ、クレビス変位(図-3参照)とした。なお、調整鋼管のひずみは、事前に荷重と歪みの関係をキャリブレーションしており、粘性ダンパーの軸方向減衰力の算定に用いた。

5. 入力地震動

入力地震動は、鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計)⁴⁾に規定するレベル2地震動のG1地盤の表層面地震動の原波を使用した(最大加速度7.49m/s²、継続時間は約30秒)。ここで、レベル2とは断層近傍の地震動を想定したもので、既往の観測記録および断層破壊過程を考慮した方法により位相特性をモデル化し、弾性加速度応答スペクトルに適合させたものである。G1地盤とは耐震設計上の基盤面が地表に表われている地盤のことをいう。入力地震動加速度波形を図-7に、減衰h=5%の加速度・速度応答スペクトルを図-8に示す。

6. 実験結果

(1) スイープ試験結果

主架構の固有振動数およびダンパー効果を確認するために、表-3中の実験CASE1としてスイープ試験を行った。

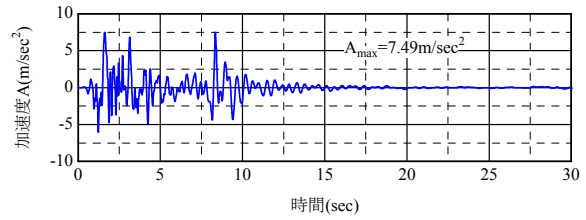
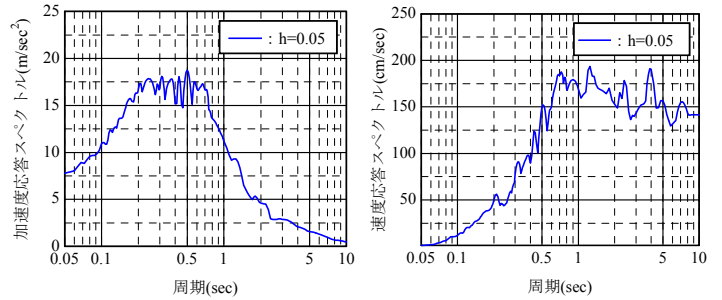


図-7 入力地震動加速度波形(スペクトルⅡ-G1地盤)



(a) 加速度応答スペクトル (b) 速度応答スペクトル

図-8 応答スペクトル(h=5%)

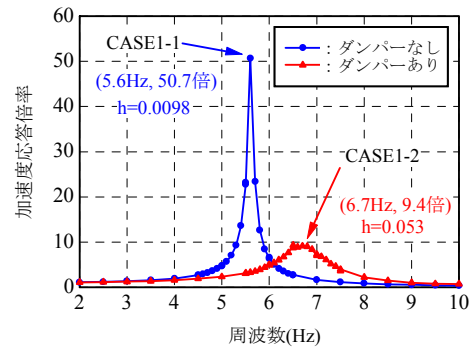


図-9 周波数-加速度応答倍率関係

各振動数(2Hz~10Hz)における入力振幅は、0.02~0.03m/s²である。図-9に周波数と加速度応答倍率(=天井面の応答加速度/入力加速度)との関係を示す。ダンパーなしの共振周波数は5.6Hz、加速度応答倍率は50.7倍、減衰定数は0.0098であった。また、ダンパーありの共振周波数は6.7Hz、加速度応答倍率は9.1倍、減衰定数は0.053であった。ダンパーを設置することで固有振動数はやや増加したが、加速度応答倍率は約1/5に減少した。

(2) 地震波入力試験結果

鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計)⁴⁾に規定するレベル2地震動のG1地盤の地表面地震動を用いたときのCASE2とCASE3の各応答値の最大値を表-5に示す。

a) 時刻歴波形

図-10に天井面の加速度、層間速度、層間変位の時刻歴(CASE3)を示す。層間速度および層間変位は加速度計の記録より求めたもので基線補正を行っている。入力波の最大加速度はダンパーあり・なしで若干異なるが、同

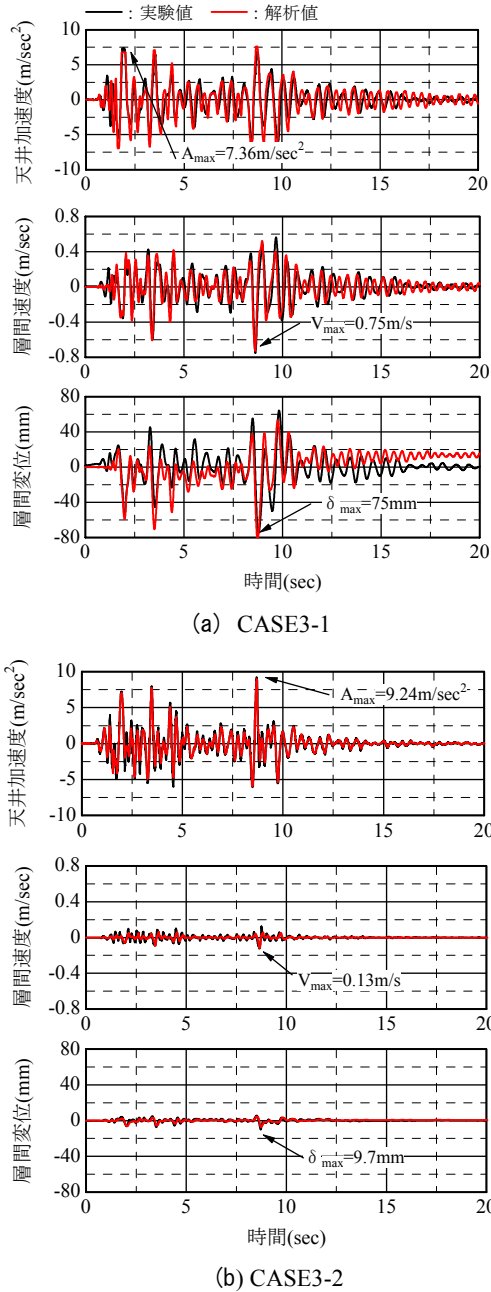


図-10 天井加速度・層間速度・層間変位時刻歴

じレベルの入力があったものとして考察を行った。ダンパーを設置することにより、天井面加速度の若干の増加が見られたが、最大層間変位は、 $4m/s^2$ 加振ではダンパーなしの場合が 18mm(塑性率 1.53)であるのに対し、ダンパーありの場合は、3.1mm(塑性率 0.26)にとどまった。 $8m/s^2$ 加振では、ダンパーなしの場合最大変形が 75mm(塑性率 6.36)にまで達したが、ダンパーありの場合は 9.7mm(塑性率 0.82)にとどまり、また、同様に最大層間速度も CASE2-2 で 0.29, CASE3-2 で 0.17 の低減効果があった。

b) 履歴および応答特性

図-11 に実験ケースごとのコンクリート構造物全体の層間変位とせん断力の関係を示す。せん断力は、基礎の

表-5 各応答値の最大値

| 試験ケース | 単位 | CASE2 | | CASE3 | |
|-------------|---------|-------|-------|---------------|-------------|
| | | 2-1 | 2-2 | 3-1 | 3-2 |
| 入力波の種類 | — | 地震波 | | | |
| 目標入力加速度 | m/s^2 | 4 | 4 | 8 | 8 |
| 粘性ダンパー | — | なし | あり | なし | あり |
| 入力波最大加速度 | m/s^2 | 3.39 | 4.51 | 8.54 | 7.94 |
| 天井面の応答最大加速度 | m/s^2 | 6.85 | 5.03 | 7.36 (7.60) | 9.24 (8.97) |
| 天井面の応答倍率 | — | 2.02 | 1.11 | 0.86 | 1.16 |
| 等価減衰定数 | — | 0.056 | 0.223 | 0.224 | 0.461 |
| 最大層間速度 | m/s | 0.23 | 0.067 | 0.75 (0.73) | 0.13 (0.12) |
| 最大層間変位 | mm | 18.0 | 3.1 | 75.0 (81.7) | 9.7 (7.1) |
| 累積吸収エネルギー | kJ | 6.6 | 2.4 | 105.4 (106.4) | 14.3 (16.3) |

※()内は解析値。

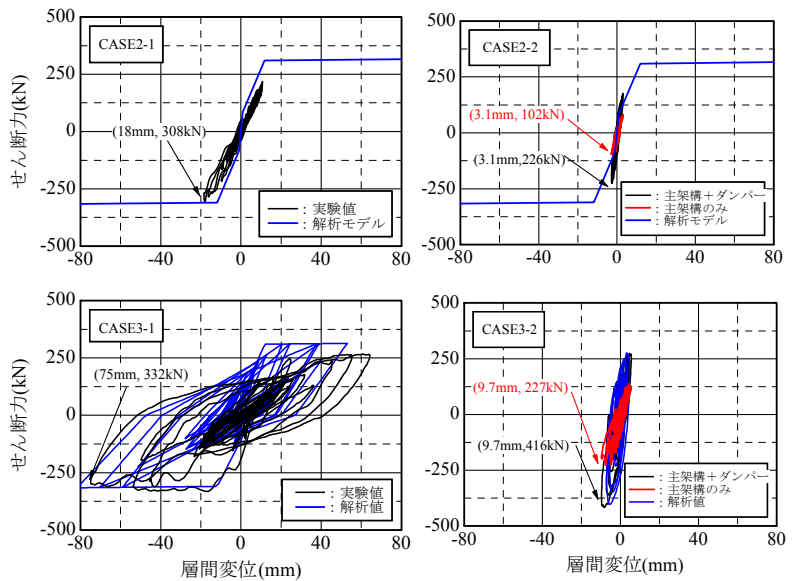


図-11 層間変位—せん断力関係



(a) 柱上端

(b) 柱下端

写真-3 柱の損傷状況

入力加速度に層間加速度を加えた値に構造体の質量を乗じて求めた。

ダンパーなしの CASE2-1 では、主架構は第二折れ点($\delta = 11mm$)付近で応答している。また、CASE3-1 では第三折れ点($\delta = 68mm$)を超え、柱の上下端には曲げひび割れやコンクリートの圧壊等の損傷(写真-3)が見られた。ダンパーありでは、CASE2-2, CASE3-2 とも主架構は第二折れ点以内に収まっていた。このときの等価減衰 h_s は CASE2-2 で 22.3%, CASE3-2 で 46.1%であった。等価減

表-6 軸方向鉄筋の測定最大ひずみ

| ゲージ NO | 実験ケース | | | | | | | |
|-----------|-------|----|-----|-----|-------|----|-----|-----|
| | CASE2 | | | | CASE3 | | | |
| | 2-1 | | 2-2 | | 3-1 | | 3-2 | |
| | 柱A | 柱D | 柱A | 柱D | 柱A | 柱D | 柱A | 柱D |
| ■1 | 75 | 31 | 311 | 254 | 35 | 11 | 133 | 65 |
| ■2 | 51 | 78 | 63 | 260 | 20 | 20 | 57 | 380 |
| ■3 | 38 | 40 | 53 | 201 | 8 | 17 | 51 | 79 |
| ■4 | 54 | 40 | 91 | 67 | 18 | 14 | 82 | 68 |
| ■5 | 162 | 66 | 332 | 86 | 15 | 9 | 220 | 66 |
| ■6 | 81 | - | 200 | - | 21 | - | 97 | - |
| ■7 | 65 | 58 | 351 | 293 | 46 | 25 | 73 | 127 |

表-7 せん断補強鉄筋の測定最大ひずみ

| ゲージ NO | 実験ケース | | | | | | | | | | | |
|-----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-----|-----|-------|-------|-------|
| | CASE2 | | | | | | CASE3 | | | | | |
| | 2-1 | | 2-2 | | 3-1 | | 3-2 | | 3-2 | | 3-2 | |
| | A | B | D | A | B | D | A | B | D | A | B | D |
| ○3 | 1,001 | 1,267 | 854 | 3,101 | 3,171 | 3,169 | 286 | 381 | 235 | 3,111 | 3,109 | 1,825 |
| ○4 | 684 | 757 | 802 | 3,164 | 3,162 | 3,177 | 155 | 193 | 287 | 1,978 | 2,210 | 1,499 |
| ○5 | 1,076 | 946 | 382 | 3,172 | 3,167 | 1,955 | 328 | 287 | 181 | 1,976 | 2,100 | 1,303 |
| ○6 | 1,162 | 1,083 | 228 | 1,562 | 3,170 | 1,099 | 153 | 153 | 120 | 1,258 | 1,130 | 327 |
| ○7 | 204 | 210 | 105 | 428 | 456 | 164 | 82 | 81 | 56 | 169 | 169 | 164 |
| ○8 | 150 | 151 | 88 | 119 | 3,153 | 101 | 58 | 60 | 23 | 101 | 100 | 73 |
| ○9 | 105 | 109 | 124 | 3,177 | 107 | 352 | 36 | 41 | 39 | 107 | 112 | 118 |
| ○10 | 147 | 151 | - | 433 | 3,174 | - | 50 | 49 | - | 209 | 337 | - |
| ○11 | 213 | 204 | - | 3,100 | 1,384 | - | 100 | 96 | - | 869 | 857 | - |
| ○12 | 293 | 231 | 543 | 2,093 | 2,213 | 3,109 | 104 | 111 | 102 | 1,198 | 1,366 | 2,924 |
| ○13 | 802 | 970 | 2,454 | 3,167 | 3,170 | 3,101 | 374 | 442 | 579 | 1,776 | 2,018 | 3,166 |

衰定数は、平均等価減衰 $hs(\text{substitute damping})^5$ として求めた。なお、レーザー変位計による加振終了後の天端の残留変形は、CASE2-1, 2-2, 3-2 では 1mm 以下、CASE3-1 では約 10mm であった。

表-6 に軸方向鉄筋の測定最大ひずみを、表-7 にせん断補強鉄筋の最大ひずみを示す。CASE2-1 では軸方向鉄筋の一部は降伏に至り、CASE2-2 では鉄筋のひずみが約 3000 μ まで達していた。CASE3-1 では鉄筋の降伏は確認できず、CASE3-2 においても最大ひずみを約 2500 μ 程度に抑えることができた。

図-12 に粘性ダンパーの減衰特性を示す。なお、水平方向減衰力および水平方向変位は、軸方向の成分を水平方向置換($\cos \theta = 0.65$)したものである。ダンパーの最大水平変位は CASE2-2 で 2.5mm、CASE3-2 で 8.2mm であった。また、ダンパーの応答速度は CASE2-2 で 0.022m/s、CASE3-2 で 0.06m/s であった。

図-13 に層間速度および層間変位(CASE3)のフーリエスペクトル(Parzen バンド幅 0.4Hz)を示す。ダンパーあり・なしでの応答特性を比較すると、すべての周波数領域でダンパーによる低減効果があることが分かる。

c) 累積吸収エネルギー量

図-14 に主架構とダンパー等の累積吸収エネルギー時刻歴を示す。主架構とダンパーの累積吸収エネルギーの算出は、主架構の層間変位とせん断力、ダンパーの相対変位と鋼管のひずみより求めた。両者の差分を接合部の摩擦などのその他の要素とした。ダンパーなしの CASE2-1 で 6.6kJ、CASE3-1 で 105.4kJ で全累積吸収エネルギーを主架構造物が負担しているのに対して、ダンパーありの場合は全エネルギーの CASE2-2 で約 67%、

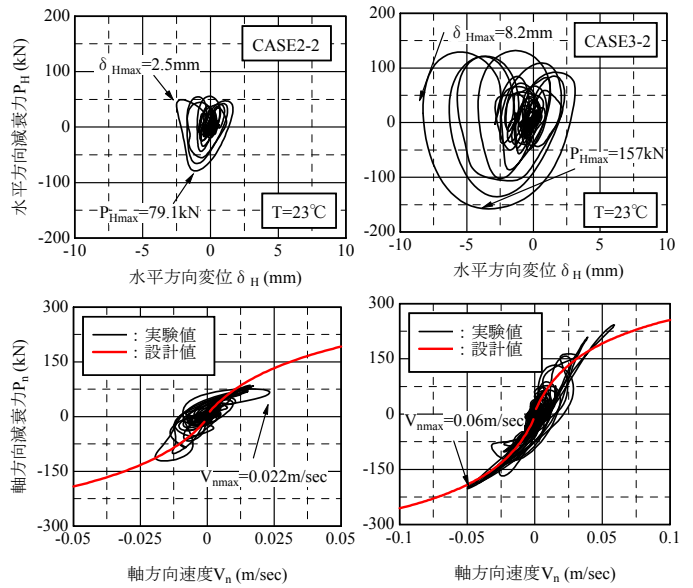


図-12 粘性ダンパーの減衰特性(1 基分)

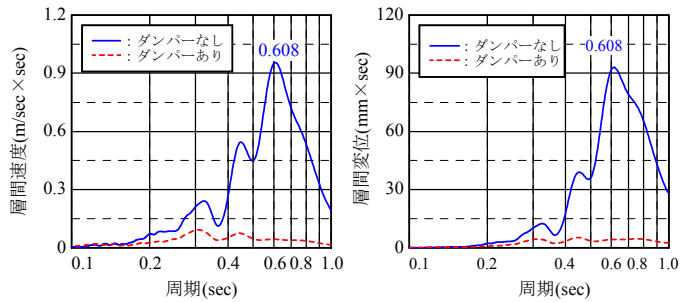


図-13 フーリエスペクトル(CASE3)

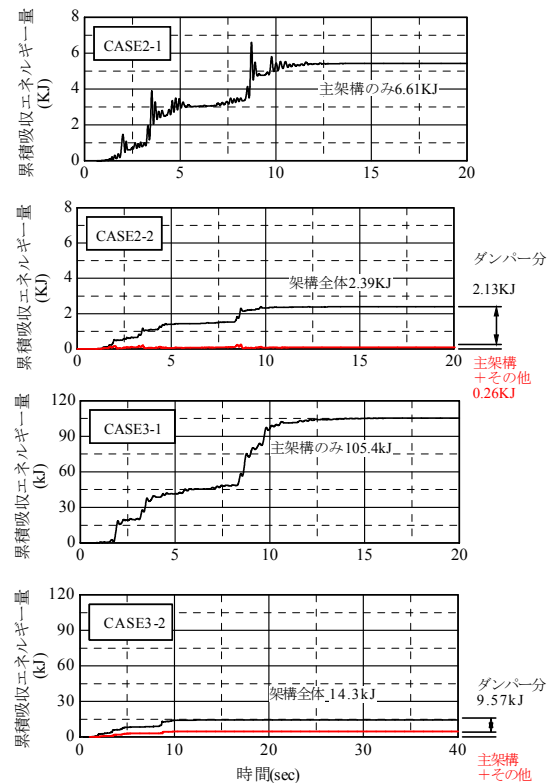


図-14 累積吸収エネルギー量

表-8 柱の固有振動数

| 試験ケース | 項目 | ダンパーあり | ダンパーなし |
|-------|-----------------------|-------------|-------------|
| | 初期値 | 169Hz(1.00) | 162Hz(1.00) |
| CASE2 | 4m/s ² 加振後 | 166Hz(0.98) | 134Hz(0.83) |
| CASE3 | 8m/s ² 加振後 | 165Hz(0.98) | 64Hz(0.40) |

※()内の数値は初期値を1.00とした時の割合を示す。

表-9 耐震補強効果比較

| 諸元 | 単位 | 補強なし | 補強方法 | |
|-------------|--------------------|-------|--------|--------|
| | | | 粘性ダンパー | ブレース補強 |
| 天井面の最大応答加速度 | m/sec ² | 6.99 | 8.08 | 20.25 |
| 層間速度 | m/sec | 0.78 | 0.10 | 0.35 |
| 層間変位 | mm | 132.5 | 7.80 | 7.88 |
| せん断力 | 全せん断力 | kN | 320.8 | 370.4 |
| | 主架構負担分 | kN | 320.8 | 226.1 |
| | 補強材負担分 | kN | — | 239.0 |
| 累積吸収エネルギー量 | 全吸収量 | kJ | 159.0 | 16.4 |
| | 主架構負担分 | kJ | 159.0 | 1.26 |
| | 補強材負担分 | kJ | — | 15.1 |

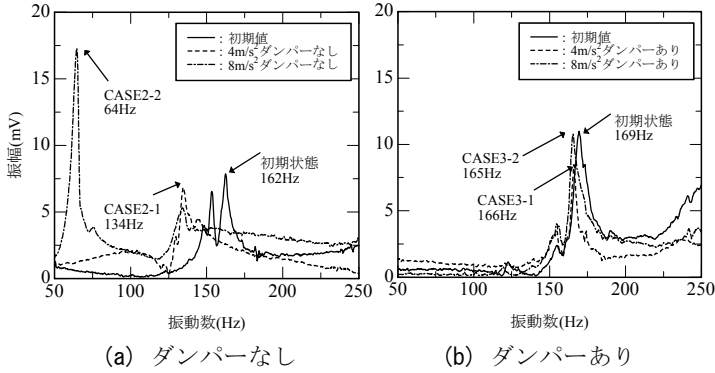


図-15 衝撃振動試験結果

CASE3-2 で約 89%をダンパーが負担しているため、構造物の応答はほぼ弾性域内で、軽微な損傷に抑えることができた。

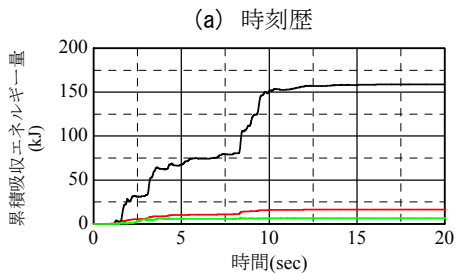
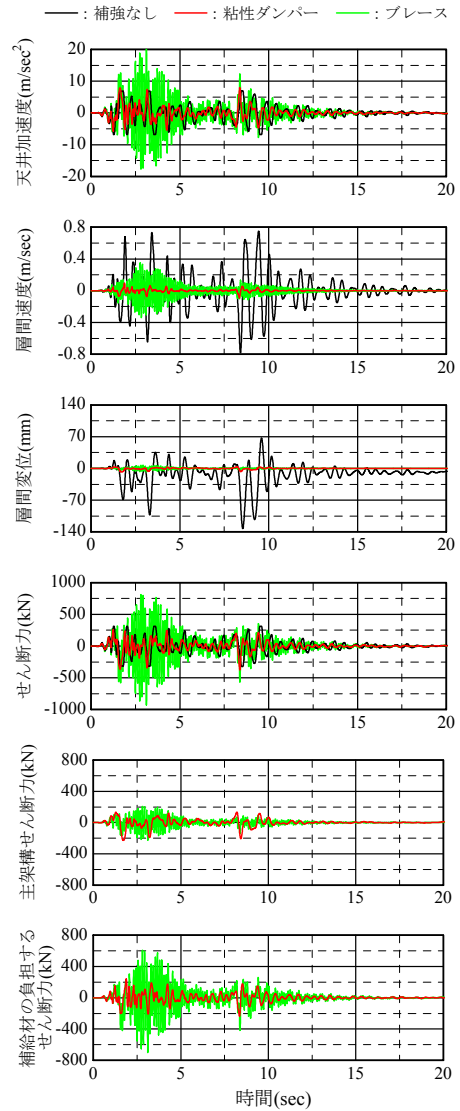
(3) 非破壊検査結果

表-8 および図-15 に衝撃振動試験による柱の振動数を示す。衝撃時の柱の固有振動数は CASE2-1 加振後には約 83%まで低下し、CASE3-1 の加振後には健全な柱(初期値)の約 40%まで低下していた。ダンパーを設置した場合は、CASE2-2 加振後および CASE3-2 加振後ともに初期値に比べ約 98%とほとんど低下していなかった。これは、CASE2-2, CASE3-2 ともに最大変形が降伏変位以内であり、加振中にひび割れ等が生じていたとしても加振後にはほぼ弾性状態に戻っていたためと考えられる。

7. 地震応答解析および耐震補強効果比較

地震応答解析モデルは、1 質点等価せん断型モデルとし、主架構の復元力特性はトリリニア型、履歴則は武田モデル(図-2 参照)とした。入力地震動は、各実験ケースのフーチング部の加速度とした。減衰は、瞬間剛性比例型で 1 次に対して 2%とした。粘性ダンパーのモデルは図-5(b)中に示すモデルとした。解析値は、図-10 および図-11 に併記している。実験値と解析値はおおむね一致している。

ここで、この解析モデルを用い、粘性ダンパー補強と同等の変位低減効果のあるブレース(B)補強の解析を行い、補強なしと粘性ダンパー(V)補強との耐震補強効果の比較を行った。入力地震動は、図-7 に示す原波形そのも



(a) 時刻歴 (b) 累積吸収エネルギー量 図-16.1 耐震補強効果比較(解析値)

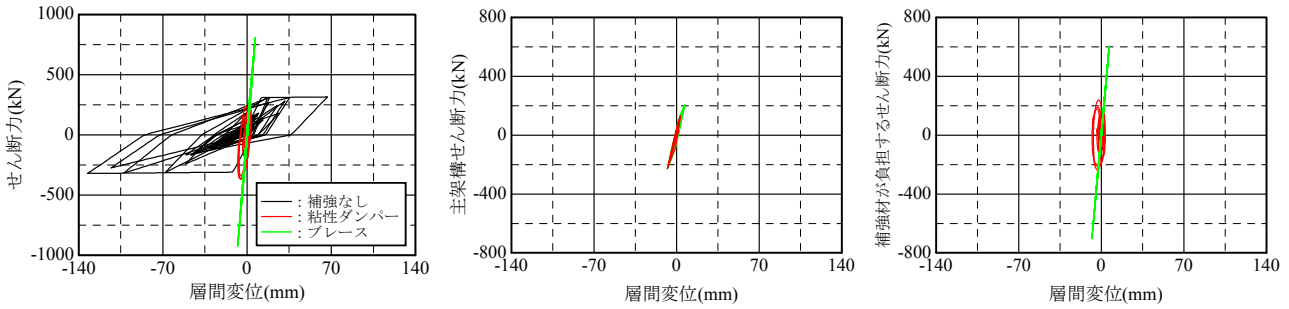


図-16.2 耐震補強効果比較(解析値)

のを入力した。ブレースの水平剛性は、主架構の初期剛性相当である 890kN/cm とした。表-9 および図-16.1～図-16.2 に解析結果による耐震補強効果比較を示す。

V 補強に対して B 補強にすると、天井面の最大加速度応答は約 2.5 倍、速度応答は約 3.5 倍となっている。また、架構の全せん断力は、補強なしに対して、V 補強ではほとんど変化が見られないが、B 補強では約 3 倍となっている。B 補強ではこのせん断力の分力が、ブレースの取り付けられる柱や接合部に作用することになる。このとき、最大せん断力は、最大応答変位時に生じる。一方、V 補強では、最大応答速度時に最大減衰力となるため、主架構の負担するせん断力をほとんど増加せずに地震エネルギーを吸収することができる。本解析の場合、粘性ダンパーの負担する累積吸収エネルギー量は、全体の約 9 割であった。

8. まとめ

粘性ダンパーを用いた 1 層 1 スパンの模型試験体の振動台実験の結果、以下の事項を確認できた。

- ・ スイープ試験より、小振幅時にも制震効果があることがわかった。
- ・ 4m/s^2 加振では、ダンパーなしの場合最大変形が 18mm(塑性率 1.53)であったが、ダンパーありの場合は 3.1mm(塑性率 0.26)にとどまった。
- ・ 8m/s^2 加振では、ダンパーなしの場合最大変形が 75mm(塑性率 6.36)にまで達したが、ダンパーありの場合は 9.7mm(塑性率 0.82)にとどまり、試験体設計時に想定したダンパー量が妥当であったことが検証された。
- ・ 8m/s^2 加振後、柱の固有振動数を測定したところ、ダンパーなしでは初期値の 40%まで低下したが、ダンパーありではほとんど低下が見られなかった。
- ・ 本工法と同等の変位低減効果のあるブレースで補強すると、粘性ダンパー補強に対して、天井面の最大

加速度応答は約 2.5 倍、速度応答は約 3.5 倍、主架構の負担するエネルギーは約 5 倍となることがわかった。

謝辞：本実験は、(株)ジェイアール総研エンジニアリング、三協オイルレス工業(株)、三井住友建設(株)との共同研究プロジェクトで実施されたものです。特に(株)ジェイアール総研エンジニアリングの西村昭彦様には多大なるご指導・ご鞭撻をいただきました。ここに深く感謝の意を示します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説,1988
- 2) 中南滋樹, 古橋 剛, 鈴木 亨, 加瀬良二, 高塚 健, 稲田達彦：滑りネジを利用した増幅機構付き減衰装置の開発(その1 装置概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2004.9
- 3) 高塚 健, 古橋 剛, 鈴木 亨, 中南滋樹, 加瀬良二, 稲田達彦：滑りネジを利用した増幅機構付き減衰装置の開発(その2 基本性能), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2004.9
- 4) 土木学会：鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計), 1999.10
- 5) 柴田明徳：最新耐震構造解析, 森北出版株式会社, 1999.3