

鉄筋コンクリート造建物の制震補強に関する振動台実験

Shaking Table Test on Seismic Retrofit of RC Buildings

高井 茂光* 中川 肇*
 Shigemitsu Takai Hajime Nakagawa
 浅沼 裕之* 吉田 格英**
 Hiroyuki Asanuma Kakuhide Yoshida

要 約

本研究では、RC造の試験体を弾塑性ダンパーで耐震補強した場合の補強効果を動的に検証するために振動台実験を行った。また、実験結果が解析的に追従可能かどうかを検討するために、2次元弾塑性解析を行い、実験結果と解析結果を比較検討した。その結果、ブレース+弾塑性ダンパーの簡易的な方法でも補強効果が得られ、目標とした補強効果を振動台実験により検証することができた。また、2次元弾塑性解析において、部材のモデル化を適切に行うことで、実験結果と解析結果がほぼ一致することを確認した。

目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 実験概要
- § 3. 実験結果
- § 4. 解析的検討
- § 5. おわりに

§ 1. はじめに

既存RC造建物の耐震補強構法の1つとして、弾塑性ダンパーを既存建物に組込んで建物の耐力増加とダンパーによる減衰効果により地震時の応答低減を図る制震構法を取り入れた耐震補強構法が挙げられる。すでに建物外周に鉄骨フレームとダンパーを組込み制震補強した適用例¹⁾はいくつか挙げられる。また、既存RC建物の制震補強に関する静的水平加力実験は行われている²⁾が、振動台を用いた動的実験による制震補強の検討はほとんど行われていない。そこで、本研究では弾塑性ダンパーで耐震補強した試験体（RC造）の振動台実験を行い、その補強効果を検証した。

§ 2. 実験概要

2-1 試験体および補強方法

試験体は、図-1に示すような柱、梁で囲まれた口型

形式のRC造である。試験体は全部で4体あり、架構の構面内に弾塑性ダンパー+K型ブレースを配置した面内補強試験体（以下、“面内補強”）、構面外にダンパーを配置した面外補強1, 2試験体（以下、“面外補強1, 2”）および比較検討のための無補強試験体（以下、“無補強”）である。この試験体は、旧耐震規準で設計された高さ20.3[m]、42.8×12.4[m]の7階建てRC造建物の5階を想定しており、試験体のスケールは、諸条件により約1/2.5とした。試験体は柱曲げ降伏破壊を想定した配筋（図-2参照）に一部変更し、積層ゴムとピンを取付けるために柱頭、柱脚部を延長した。面外試験体を図-3に示す。上部梁中央と下部柱・梁接合部に増打ちコンクリートを後打ちし、増打ち部分にダンパー+K型ブレースを取付けるべきであるが、本実験では試験体製作の都合上、試験体と増打ちコンクリート部分は一体打ちとした。また、面外補強1, 2はダンパー量による補強効果を検討するために製作したもので、“1”、“2”は上部梁に取付けるダンパー個数がそれぞれ1, 2ユニットであること意味する（表-2参照）。ダンパーの取付けは面内補強では梁下端への直接埋込みボルト接合とし、面外補強では増打ちコンクリート部分への埋込みボルト接合とした。ダンパーの配置はRC造建物の連層配置を想定し、上部、下部梁中央にダンパーを加振方向に対し1列、2列の並列配置とした。また、ブレースの取付けは、柱曲げ強度の増加を防ぐため梁上面でのボルト接合とした。したがって、各試験体の想定破壊モードは、無補強試験体では柱曲げ降伏形、面内・面外補強試験体ではひび割れ程度と想定される。次に、試験体の鉄筋およびコンクリートの材料特性を表-1に示す。コンクリートの圧縮強度 F_c は、試験

* 技術研究所技術研究部建築技術研究課

** 建築設計部構造課

体を柱曲げ降伏型とするため、 $3200 \sim 3400 \text{ [N/cm}^2\text{]}$ 程度としている。また、鉄筋は普通鉄筋を使用している。

2-2 弾塑性ダンパー

ダンパー形状は一般的なスリット型とし、鋼板部に一定間隔のスリットを設けたもので、直線状の鋼棒が並列したものとなっている。ダンパーがせん断変形を受けると、リブ部分の材端が曲げモーメントにより降伏し、その塑性歪エネルギー吸収により、ダンパーとして機能する仕組みとなっている。また、ダンパーの材質はSS400である。

図-4に実験に用いた弾塑性ダンパーの静的漸増繰返し載荷時（増分変位： 1 [mm] ）の荷重—変形曲線を示す。初期剛性は 288.1 [kN/cm] で、降伏耐力は 24.5 [kN] 、最大耐力は 45.1 [kN] 、最大変形量は 27 [mm] であった。最大変位まで紡錘型の安定した履歴性状を示しており、この時のエネルギー吸収量は 46550 [J] であった。これを1ユニットとし各試験体に取付ることとした。

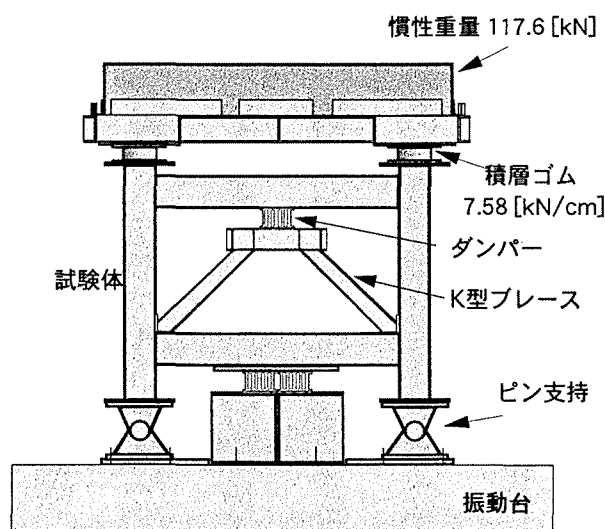


図-1 実験全景

表-1 材料特性

コンクリート

試験体	圧縮強度 (N/cm^2)	ヤング係数 (N/cm^2)
無補強	3.25×10^3	2.63×10^6
面内補強	3.35×10^3	2.48×10^6
面外補強1	3.36×10^3	2.42×10^6
面外補強2	3.40×10^3	2.54×10^6

鉄筋

径	降伏強度 (N/cm^2)	ヤング係数 (N/cm^2)
D6	3.58×10^4	1.86×10^6
D10	3.53×10^4	1.86×10^6
D16	3.50×10^4	1.84×10^6

2-3 加振方法

図-5に示すように、水平方向の周期を調整するために、試験体と慣性重量の間に積層ゴムを介在させている³⁾。この積層ゴムの水平剛性は対象構造物と整合しているが、鉛直荷重を与えている慣性重量による軸応力度は約1/3となっている。これは、試験体の上部には、あまり大きな慣性重量を搭載できなかったこと、また、変動軸力による柱の曲げ耐力への影響が小さいと予想されたためである。また、入力地震動としてEl centro NS波を 50 [cm/s] に基準化して、時間軸は変更せずに使用した。

§ 3. 実験結果

3-1 破壊状況

破壊状況については、無補強では上部の柱頭柱脚および下部の柱頭とも端部に曲げひび割れが生じた。特に上部柱頭危険断面のひび割れは加振中に大きく開くのが確認できた。梁においても危険断面位置にコンクリートの剥落が見られ、柱梁接合部にはせん断ひび割れが発生した。柱主筋のひずみ値は、ほとんどの鉄筋において降伏ひずみを大きく超え、梁主筋においても一部が降伏した。

面内補強では、柱にひび割れは発生せず、主筋に関しても柱、梁ともに降伏しなかったが、下部の梁にはせん断ひび割れが発生した。これに対し、面外補強2では柱、梁および接合部とも、ひび割れはほとんど発生せず、主筋ひずみも弾性範囲であった。これは、ブレース取付けのためのコンクリート増打ちにより、梁の剛性および耐力が増加したためであり、面内補強に対し、増打ちを行う面外補強は有利であると考えられる。面外補強2のダンパーを1枚取り外し、面外補強1として再加振を行ったところ、左側柱危険断面位置に曲げひび割れが生じたが、ひび割れ幅は小さく、柱主筋は降伏しなかった。また、

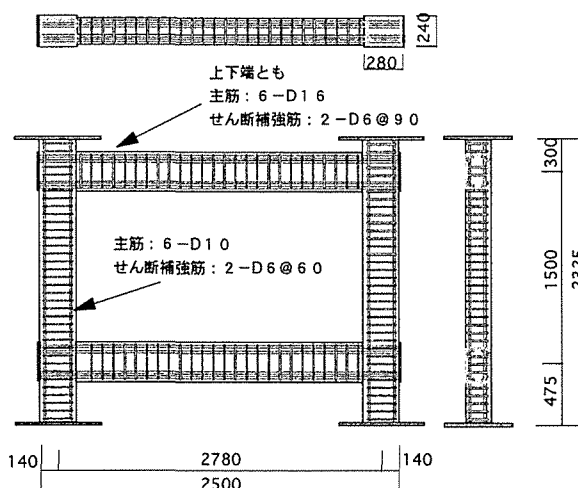


図-2 試験体配筋図 (単位: mm)

下部の梁には曲げひび割れ、せん断ひび割れともに発生したが、梁主筋にも降伏は見られなかった。

3-2 荷重-変位曲線

図-6に面外補強1の試験体全体(RCフレーム+ダンパー)に生じたせん断力と層間変形の関係、ダンパーのせん断力と変形、およびRCフレームのせん断力と層間変位の関係を示す。試験体全体の最大せん断力は147[kN]で最初の主要動で発生している。このときのRCフレームのせん断力は87.2[kN]で、ダンパーは59.8[kN]となっており、ダンパーのせん断力負担分は40.7%となっている。また、図-7に各試験体におけるダンパーの荷重-変形関係を示す。ここで、ダンパーのせん断力は、取付けブレースのせん断力と同一とし、ブレースのひずみ値および剛性から求めた。静的漸増繰返し載加試験結果と比べて、各試験体とも若干、降伏耐力が増加する傾向が見られたが、これは歪速度の影響を受けて材料強度が上昇したためと考えられる。

3-3 層間変位と絶対加速度

表-3に、各試験体の最大応答値を示す。無補強で43.7[mm] (部材角1/34) あった層間変位が、面内補強の場合、8.6[mm] (同1/175) となり、約1/5に低減されており、ダンパー付加によるエネルギー吸収と耐力増加の効果が確認された。また、面外と面内の比較では、面外の方が層間変位が小さいが、その理由として、面外の増打ちコンクリートが接合部に補強効果を与えたためと考えられる。

通常ダンパー補強による加速度の応答低減はあまり期待できないが、本試験では無補強と比較して60~80%に低減している。これは、各試験体の塑性時における固有周期のシフト量の差が影響したと考えられる。面外補強2と面内補強の応答差も同様と考えられる。また、塑性率は鉄筋の引張試験の結果から、主筋の歪みが2,060[μ]を降伏点とし主筋の塑性率を算出した。塑性率の面からも補強効果を確認できる。

3-4 弾塑性ダンパー量による応答比較

面外補強2と面外補強1(ダンパー負担せん断力1/2)の応答を表-3より比較すると、後者は前者より変位175%、加速度95%、入力せん断力90%程度に増減する結果が得られた。これは、耐力が半分であるために入力波の主要動に対して早期に降伏したためと推測される。また、図-8は縦軸に試験体全体(RCフレーム+ダンパー)とダンパーのせん断力を、横軸に耐力比(ダンパー降伏耐力/フレーム耐力)をとってプロットしたものである。面外補強1はダンパー量が1/2であるが、架構全体に入力されたせん断力は他の補強試験体と同程度となっており、ダンパーが負担したせん断力の比率の違いが応答結果に表れている。弾塑性ダンパー量のパラメータ

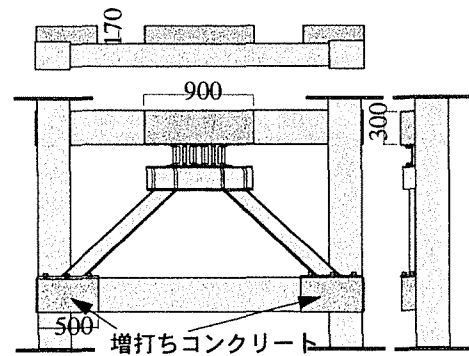


図-3 面外補強試験体 (単位: mm)

表-2 初期剛性と降伏耐力

初期剛性 [kN/cm]				
補強方法	ブレース+ダンパー	架構	剛性比	
1 無補強	—	330.3	—	
2 面内補強	510.6	340.1	1.5	
3 面外補強 1	270.5	341.1	0.8	
4 面外補強 2	508.6	345.2	1.5	

降伏耐力 [kN]				
補強方法	ダンパー	架構	耐力比	
1 無補強	—	87.2	—	
2 面内補強	49.0	87.2	0.56	
3 面外補強 1	24.5	87.2	0.28	
4 面外補強 2	49.0	87.2	0.28	

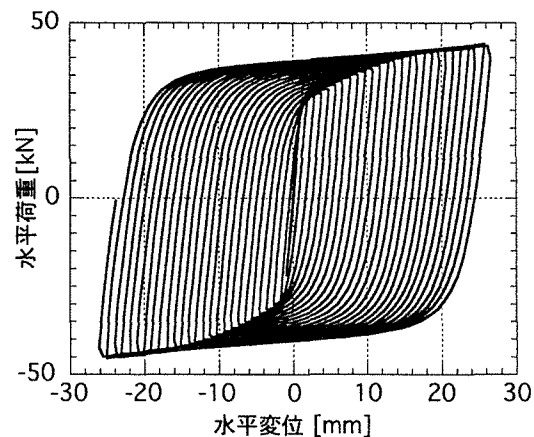


図-4 弾塑性ダンパーの復元力特性

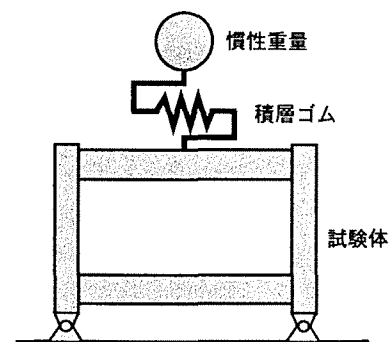


図-5 加振方法

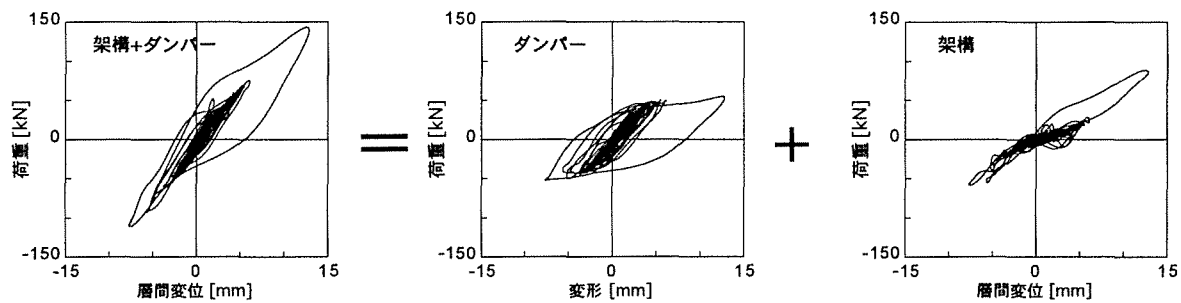


図-6 荷重-変形曲線(面外補強1)

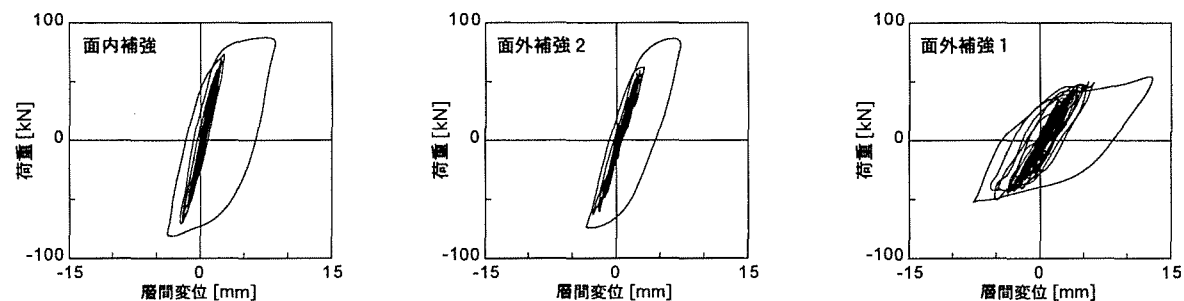


図-7 ダンパーの荷重-変形曲線

が2ケースと少ないが、本研究範囲内ではRC構造物のような降伏変形が小さい構造物に対してダンパーを付加する場合、架構の負担せん断力に対するダンパー量の比率を大きく設定した方が、地震動に対してより有効な結果が得られた。

§ 4. 解析的検討

4-1 解析モデルと解析方法

実験結果が解析的に追従可能かどうかを検討するために、無補強ならびにダンパー補強架構に対して2次元弾塑性解析を行い、実験結果と解析結果を比較、検討する。

4試験体の内、解析対象は無補強、面内ならびに面外補強2架構の3体とした。解析モデルを図-9に示す。柱・梁部材は、材端剛塑性バネ(曲げ、軸バネ)モデルとし変動軸力を考慮する。弾塑性ダンパーおよびブレース材は、それぞれせん断バネと軸バネでモデル化する。積層ゴムはせん断、軸バネでモデル化する。また、架構、積層ゴムおよびダンパーの復元力特性は、それぞれ修正武田型(除荷剛性低下率 $\gamma=0.4$)、弾性、バイリニア型モデルとする。架構、積層ゴムの減衰は1%の初期剛性比例型とし、ダンパーの内部減衰は無視する。表-4に架構、ダンパーおよび積層ゴムのモデル化に関する諸元を示す。なお、面外補強2の各部材の耐力は架構の部材と増打ちコンクリート部分に分けて求めている。表中の面外補強2の耐力値は架構の各耐力に増しコンクリート部分の耐力を累加した値である。入力地震動は、それぞれの実験時に振動台上で計測されたEl centro NS波50[cm/s]入力とした。なお、解析には、「3次元立体構造物の静的・動的非線形解析プログラムRESP-3T/B」

表-3 各試験体との最大応答値

	層間変位 (mm)	層間変形角 (rad)	主筋塑性率
無補強	43.7	1/34	13.40
面外補強2	7.30	1/205	0.77
面内補強	8.56	1/175	0.90
面外補強1	12.84	1/117	0.93

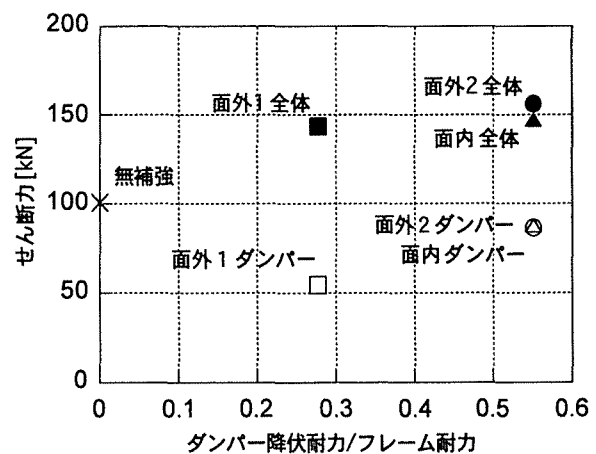


図-8 最大負担せん断力

(株)構造計画研究所)を用い、Newmark 法による直接積分法で値は0.25とした。積分時間の刻みは解析の安定性を考慮して0.0005秒とした。

4-2 解析結果

図-10, 11に、面外補強2、面内に対して El Centro NS波50[cm/s]入力時の上部柱の層間変位応答と上部梁の絶対加速度応答の時刻歴を実験結果とともに示す。ここでは、地震動の継続時間10~25秒間の解析、実験結果を示している。層間変位に関する解析結果は、図-10は面外補強2の場合だけであるが、層間変位応答は、全ケースとも実験結果と概ね一致していることが判る。しかしながら、ダンパー補強架構の場合、13~15秒付近で解析結果が実験結果より若干応答が大きくなることが判る。これは、本解析では弾塑性ダンパーの復元力特性を標準的なbi-linear型でモデル化しており実験結果で得られた復元力特性と若干異なるために生じたものと考えられる。この点に関しては今後検討が必要である。また、図-11は面内補強の場合だけであるが、絶対加速度応答は、全ケースとも実験結果と良い一致を示していることが判っている。表-5に、解析結果と実験結果で得られた層間変位と絶対加速度応答の最大値を示す。表-5より、実験と解析との違いは最大で10%程度で、実験結果に十分追従できる解析結果であると言える。

§ 5. おわりに

弾塑性ダンパーを用いた耐震補強の効果を振動台により確認した。その結果、ダンパー補強した試験体の高い制振効果を確認し、面内、面外の2通りのダンパー取付け方法による応答性状の差は僅かで、後者のコンクリート増打ちによる影響が支配的であることがわかった。また、弾塑性ダンパー量の割合から、応答性状と耐震補強の効果を定性的ではあるが評価することができた。プレート+弾塑性ダンパーの簡易的な方法でも補強効果が得

表-4 解析モデル

	無補強		面内補強		面外補強	
	柱	梁	柱	梁	柱	梁
$F_c[\text{N}/\text{cm}^2]$	3.26E3		3.35E3		3.40E3	
$I_e[\text{cm}^4]$	5.1E4	6.5E4	5.1E4	6.5E4	5.1E4	6.5E4
$M_c[\text{kN} \cdot \text{m}]$	15.7	14.7	15.7	14.7	15.7	26.5
$M_y[\text{kN} \cdot \text{m}]$	24.5	95.1	24.5	95.1	24.5	129.4

表-5 解析結果と実験結果の最大値の比較

	解析結果		実験結果	
	層間変位 [mm]	加速度 [cm/s ²]	層間変位 [mm]	加速度 [cm/s ²]
無補強	43.5	719.3	43.7	725.4
面内補強	7.9	503.2	8.6	550.4
面外補強	6.5	474.4	7.3	440.6

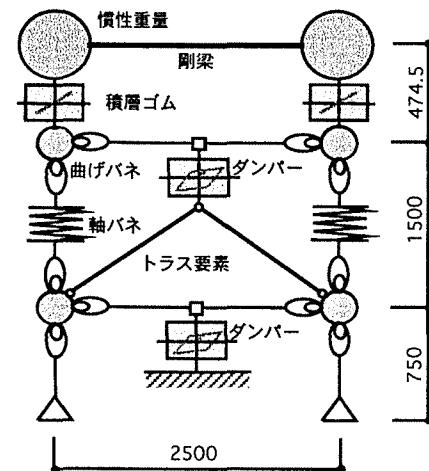


図-9 解析モデル

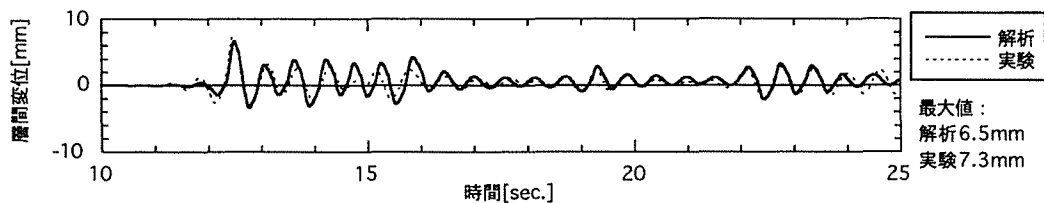


図-10 変位時刻歴（面外2）

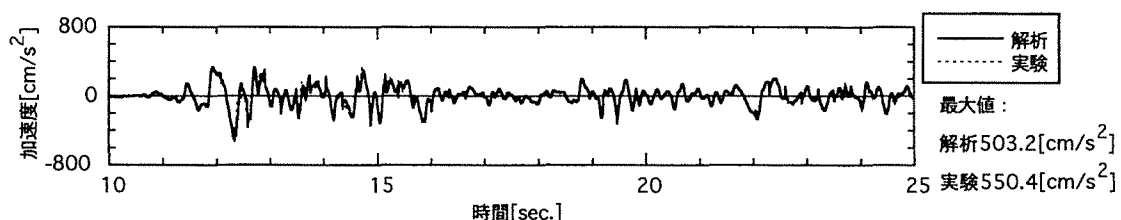


図-11 加速度時刻歴（面内）

られ、目標とした補強効果を振動台実験により検証することができた。また、無補強およびダンパー補強架構に対して2次元弾塑性解析を行い実験結果と解析結果を比較した。その結果、部材のモデル化を適切に行うことで、実験結果と解析結果はほぼ一致することが判った。

今後の課題としては、K型ブレース、ダンパーの取り付け方法の詳細な検討や本実験で採用した以外の入力地震動の応答への影響、等が挙げられる。

参考文献

- 1) 牧部ほか：弾塑性ダンパーによる既存建物の制震補強，日本建築学会大会梗概集(関東)，1997.9.
- 2) 小鹿ほか：弾塑性ダンパーを用いた既存RC建物の制震補強構法に関する研究（その1～4），日本建築学会大会梗概集(関東)，1997.9.
- 3) 秋山宏ほか：実大振動台実験による柱梁接合部の破壊性状に関する研究，日本建築学会構造系論文報告集，第512号，1998.10.
- 4) 中村ほか：鋼製スリットダンパーに関する研究（その1～3）日本建築学会大会梗概集，1997.9.
- 5) (財)日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建物の耐震改修設計指針・同解説，1990.