論文 鋼製ダンパー付き方立壁を有する 10 階建 RC 造骨組の地震応答

荻野 一慶*1・恒成 恭宏*2・毎田 悠承*3・和泉 信之*4

要旨:一般の RC 造建物を対象に通常は構造スリットにより骨組から切り離される方立壁を利用して鋼製ダンパーを設け,地震応答を低減する制震構造が考えられる。本研究は,中高層 RC 骨組を対象にした鋼製ダンパー付き方立壁の応答制御効果を考察したものである。まず,著者らによる鋼製ダンパー付き方立壁を有する架構試験体の解析を実施して,実験結果を反映できる鋼製ダンパー付き方立壁の解析モデルを提示した。 次に,その解析モデルを用いて,鋼製ダンパー付き方立壁の減衰力をパラメータとする 10 階建 RC 造骨組の地震応答解析を実施して,応答制御の観点から本構造の有用性を考察した。

キーワード: RC 造建築物, 方立壁, 鋼製ダンパー, 静的非線形解析, 地震応答解析

1. はじめに

鉄筋コンクリート(以下、RC)造建物では、方立壁の ような二次壁を骨組に剛接した場合、地震時には二次壁 のせん断破壊や二次壁付き柱・梁のせん断破壊などが生 じることがある¹⁾。そのため、RC 造建物の耐震設計では、 二次壁を構造スリットにより骨組から切り離して、その 骨組への影響を無視することが多い。しかし、二次壁に 構造スリットを設けて純ラーメン化された骨組では、大 地震時の塑性変形が大きくなり,過大な残留変形が生じ る可能性がある。また、中小地震時では、剛性と耐力が 低下するため変形が大きくなり、地震後の使用性が劣る ことがある。このような課題の解決には、構造スリット により骨組から切り離される方立壁を利用して鋼製ダン パーを設け、骨組の地震応答を低減する制震構造が考え られる。方立壁の構造スリット部に鋼製ダンパーを設置 することにより(図-1)、方立壁の損傷を抑制するとと もに、鋼製ダンパーを小変形域から降伏させ、骨組全体 のエネルギ吸収能力を向上させることが可能になる。

本研究では、中高層 RC 骨組を対象にした鋼製ダンパ ー付き方立壁による地震応答の制御効果を考察する。著 者らは、鋼製ダンパー付き方立壁を有する RC 造平面門 型架構の実験 ³⁾を実施した。本論では、まず、これらの 架構試験体の静的非線形解析を実施して、鋼製ダンパー 接合部の挙動に着目して、鋼製ダンパー付き方立壁の解 析モデルを検討した。その検討結果から、実験結果を反 映でき、RC 造建物の耐震設計・解析に用いることがで きる解析モデルを提示する。次に、その解析モデルを用 いて、鋼製ダンパー付き方立壁の減衰力をパラメータと する 10 階建 RC 造骨組の地震応答解析を実施して、応答 制御の観点から本制震構造の有用性を考察する。



図 - 1 鋼製ダンパー付き方立壁の概要

2. 鋼製ダンパー付き方立壁のモデル化

2.1 鋼製ダンパー付き方立壁を有する架構試験体実験

鋼製ダンパーは主に変形履歴にともなうエネルギ消 費を利用する履歴減衰型ダンパーである。ここでは、鋼 製ダンパーとしてスリットダンパーを用いた。鋼製ダン パー付き方立壁のモデル化を検討するため、解析対象と した実験試験体2体について実験概要を要約する。試験 体諸元を表 -1 に示した。試験体の柱・梁および方立壁 は RC 造で、1 層 1 スパンの平面門型架構であり、実大 の約 1/2 スケールを想定したものである。実験試験体 2 体について、方立壁にスリットを用いたケース S とスリ ット部分に鋼製ダンパーを用いたケースDとする。2つ の試験体詳細を図-2に示した。また、加力サイクルは 正負交番繰返し載荷とし, R=±1/1600rad, ±1/800rad, $\pm 1/400$ rad, $\pm 1/200$ rad, $\pm 1/100$ rad, $\pm 1/67$ rad, $\pm 1/50$ rad \checkmark は2回, ±1/33rad では1回行い, その後+1/25rad まで加 力した。実験結果から、ケース S は層間変形角 R=1/34 で最大耐力 124.8kN, ケース D は層間変形角 R=1/70 で最 大耐力 167.3kN となった。またケース D は約 70kN 載荷 時に, 方立壁とダンパー部分の接合部において破壊が生 じた。最終破壊形式は、両試験体とも梁の曲げ破壊であ

*1	千葉大学	大学院工学研究科建築・都市科学専攻 博士前期課程	(学生会員)
*2	千葉大学	工学部建築学科	
*3	千葉大学	大学院工学研究科建築・都市科学専攻助教 博(工)	(正会員)
*4	千葉大学	大学院工学研究科建築・都市科学専攻教授 博(工)	(フェロー会員)

った。載荷方法など,詳しくは,文献2)を参照されたい。

2.2 平面門型架構実験試験体の解析

本解析では、方立壁に構造スリットを設けたケース S と方立壁の構造スリット部に鋼製ダンパーを設置したケ ース D の 2 ケースを対象とする。また、ケース D では、 方立壁と鋼製ダンパーとの接合部の挙動に着目するため、 接合部の損傷によるずれ変形を実験結果に反映できるモ デルで評価した。解析ケースには接合部を剛とする場合 (ケース DA)と接合部の変形を考慮する場合(ケース DB)を設ける。

2.3 試験体骨組の解析モデル

試験体骨組の解析モデルは、柱は曲げ変形、せん断変 形、軸変形を考慮、梁は曲げ変形、軸変形を考慮する(図 -3)。その際、曲げ変形には非線形性を考慮し、せん断 変形および軸変形は弾性とする。柱梁接合部には仕ロパ ネルを、梁と方立壁の接合部には剛域を設定する。柱・梁 の曲げに関する履歴特性は、ひび割れ点および降伏点を 考慮した Takeda モデル(図-4)とする。各分岐点の剛 性・耐力は、耐震設計に用いる規準式³⁾を用いて算定す る。

2.4 鋼製ダンパー付き方立壁の解析モデル

鋼製ダンパー付き方立壁の解析モデルは、方立壁の壁 頭および壁脚の履歴特性を曲げばねとせん断バネに置換 する。曲げに関する履歴特性は、ひび割れ点および降伏 点を考慮した Takeda モデルとする。せん断に関する履歴 特性は、ひび割れ点およびせん断破壊点を考慮した原点 指向型モデルとする。各分岐点の剛性・耐力は、方立壁 の算定式による値³⁾を用いて算定する。

また、方立壁の構造スリット部に鋼製ダンパーを設置 したケースDでは、鋼材ダンパーの変形をせん断ばねに 置換する。ケースDBでは、方立壁と鋼製ダンパーとの 接合部ずれをせん断バネに置換する。鋼材ダンパーを置 換したせん断バネの履歴モデルと耐力は鋼製ダンパー単 体の実験結果から決定し、方立壁と鋼製ダンパーとの接 合部ずれの履歴モデルと耐力は、2.8 で解析を実施して、 実験結果と適合するように設定する。

2.5 鋼材ダンパー単体の復元力特性

鋼製ダンパーのせん断に関する履歴特性は、Normal Tri-Linear 型とする。第1剛性(K1),第1折れ点のせん 断耐力(Fc),第2折れ点のせん断耐力(Fy),剛性低下 率(α , β)は、鋼製ダンパー(スリットダンパー)の 形状に応じて設定する(**図**-5)⁴。

2.6 鋼材ダンパー単体の実験と解析

スリットダンパー単体の荷重変形関係について実験 値と解析モデルの値との比較を図-6 に示す。解析によ る最大耐力は実験値と比較してやや小さいが,全体的な 特性をほぼ適切に評価していることがわかる。

表 - 1 試験体の諸元

	試験体		ケースS	ケースD			
	B×D (mm)		300 × 300				
11	Fc(N/mm ²)		30				
ſ±	主筋		18-D13(SD345) Pt=2.54%				
	帯筋		4-D6@50(SD295A) Pw=0.85%				
	B×D (mm)		175×350				
	Fc(N/mm²)		30				
洂	主筋	端部	3-D13(SD345) Pt=0.73%				
木		中央	3+2-D13	3+2-D13			
			(SD345) Pt=1.21%	(SD345) Pt=1.21%			
	あばら筋		3-D6@75(SD295A) Pw=0.72%				
	B×D×h (mm)		75 × 700 × 1150				
	Fc(N/mm²)		30				
	縦横筋		D6@180シングル	D6@150ダブル			
七六時			(SD295A)	(SD295A)			
刀立室	開口部補強筋		2-D10(SD295A)				
	ダンパー接合部補強筋			D6@55ダブル			
				(SD295A)			
				Pw=1.54%			





図-2 試験体と載荷方法



2.7 方立壁に構造スリットを設けた実験試験体の解析

方立壁に構造スリットを設けたケースSの荷重層間変 形角関係は,最大耐力は,実験値よりやや小さいが,解 析結果は実験結果と概ね対応している(図-7)。骨組の 解析モデルは,概ね妥当であることがわかる。

2.8 鋼製ダンパー付き方立壁の実験試験体の解析

方立壁の構造スリット部に鋼製ダンパーを設置したケ ース DA において荷重層間変形角関係は骨組とダンパー 単体は実験と解析が概ね一致するが、ケース DA は解析 による耐力は実験値より大きい(図-8)。これは、方立 壁と鋼製ダンパーとの接合部を剛としているためであり, 接合部の損傷によるずれ変形を考慮する必要がある。そ こで、方立壁と鋼製ダンパーとの接合部ずれをせん断バ ネに置換したケース DB について解析する。ケース DB-1 では、接合部の変形を考慮したせん断バネをバイリニア 型の非線形弾性とし、ケース DB-2 では、バイリニア型 の原点指向型とする (図-9)。両ケースとも, 骨格曲線 は同じバイリニア型であり,耐力は実験値から決定し, 折れ点の変位は実験結果から仮定し、その値に幅を持た せて解析を行い,実験結果と対応するように,履歴モデ ルを設定した。ケース DB-1 と DB-2 について,荷重層間 変形角関係の比較を図-10 に示す。ケース DB-1 では, 接合部のずれ変形は 12mm 程度となり、実験結果²⁾より もずれ変形は過大である。除荷の最初は剛性がなくスリ ップし、荷重が大きくなるにつれてエネルギ吸収する。 解析による最大耐力は実験値と対応しているが、除荷時 の戻り剛性が小さく、実験結果と対応していない。ケー ス DB-2 では,解析による接合部のずれ変形は 2mm 程度 となり、最大耐力も実験値と対応し、ケース DB-1 に比 べて実験結果と対応している。ケース DB-2 に用いた接 合部のせん断バネは、接合部のずれ変形を評価できてい ることがわかる。解析結果から、鋼製ダンパー付き方立 壁の解析モデルは、方立壁と鋼製ダンパーとの接合部の 変形を適切に評価する必要があり、ケース DB-2 は実験 結果をほぼ表現できる妥当なモデルであると考えられる。

3. 鋼製ダンパー付き方立壁を有する10階建RC造骨組の 解析

3.1 解析計画

本章では、鋼製ダンパー付き方立壁の配置構面をパラ メータとする中高層 RC 造骨組の地震応答解析を実施す る。解析対象は10 階建中高層 RC 造住宅である。住宅の 骨組は、一般的な構造形式とし、桁行方向がラーメン構 造,梁間方向が耐震壁付きラーメン構造である(図 - 11)。 柱と梁の断面、使用材料などの骨組諸元を表 - 2 に示す。 柱の配筋において、コーナーの鉄筋は D35 を用いた。本 解析の目的は、鋼製ダンパー付き方立壁による地震応答



の制御効果を考察することであるため、二次壁は桁行方 向の方立壁のみとする。解析ケースは、5 種類とする。 方立壁に構造スリットを設けて骨組と切り離した骨組を モデルAとし、鋼製ダンパー付き方立壁を配置した骨組 をモデルDとする。モデルDは、接合部を剛とするモデ ルDA1とDB2、接合部のずれをせん断バネで置換した モデルDB1とDB2に分けて検討する。モデルDB1,DA1 は南側構面の全スパンに、モデルDA2,DB2は両側構面 の全スパンに鋼製ダンパー付き方立壁を配置する。

3.2 解析方法

解析モデルは、剛床仮定の立体フレームモデルである。 解析は、桁行方向のみを対象とする。柱や梁では曲げ変 形、せん断変形を考慮する。その際、曲げ変形には非線 形性を考慮し、せん断変形は弾性とする。柱には、軸変 形を考慮する。柱梁接合部には仕口パネルを、梁と方立 壁の接合部には剛域を設定する。なお、基礎は杭基礎と してピン支持とする。柱・梁の曲げに関する履歴特性は、 ひび割れ点および降伏点を考慮した Takeda モデルとす る。各分岐点の剛性・耐力は、耐震設計に用いる規準式 を用いて算定する。鋼製ダンパー付き方立壁の解析モデ ルは,前章で検証したケース DB-2 を用いる。鋼製ダン パーの各バネの設定値を表-3 に示す。実験で用いた試 験体は実大の 1/2 のスケールとなっているので、剛性と 耐力を実大に適用するために補正した。モデルAの弾性 1次固有周期は0.67である。鋼製ダンパー付き方立壁に より、モデル DB2 の弾性1 次固有周期はモデル A に比 べて1.4%程度短くなっている。静的非線形解析は荷重増 分解析とし、外力分布は、Ai 分布に基づく水平力分布と する。減衰は、瞬間剛性比例型の内部粘性減衰(h1=3%) とする。検討用地震動は、告示波として第2種地盤の模 擬地震動 CODE-BCJ 波を用いる(表 - 4)。擬似速度応 答スペクトルを図-12に示す。告示波のレベルはレベル 2相当として,最大速度を0.5倍と1.0倍を入力する。

3.3 中高層 RC 造骨組の静的非線形解析

方立壁にスリットを適用したモデルAと鋼製ダンパー 付き方立壁を適用したモデルDについて、ベースシア係 数(CB)と全体水平変形角(RT)との関係を図-13に示 す。なお、全体水平変形角は、水平力分布の重心位置に 近い6階の水平変形角である。モデルAでは、梁曲げ破 壊型の全体崩壊形を形成しており、構造スリットを設け た方立壁はせん断破壊していない。モデルAの解析終了 時のベースシア係数(Cu)は0.33であり、一般的な純ラ ーメン構造の構造特性係数である0.30の1.10倍程度であ る。両側構面に鋼製ダンパー付き方立壁を配置したモデ ルDB2では、ベースシア係数は層間変形角(R)が1/100 では0.338,1/67では0.345である。モデルDB2のCuは、 モデルAのCuに比べて1.15倍程度になっており、鋼製



表 - 2 骨組の諸元

	唐七 金 星	唯吉()	コンクリート強度		柱		梁	
	陌致	階高(mm)	柱	梁	-	-		
++	R階	-	-	Fc30				
11 #1	9~10階		Fc30					
竹杜	8階	3250	Fc30	Fc36	Ι		60200	1100705
付け	6~7階		Fc	Fc36		USD785	20390	020/85
11	5階		Fc36	Fc42				
	2~4階		Fc42		Ι			
	1階	4250	Fc42	Fc30				
			C1	C2			C1	C2
	1~9階	寸法	1050×800	700 × 800		寸法	1050×800	700×800
柱		主筋(X)	6-D35		10階	主筋(X)	6-D32	
		主筋(Y)	4-D29			主筋(Y)	4-D25	
		帯筋	4-S13@100			帯筋	4-S13@100	
			2~3階	4~5階	6~7階	8階	9階	10階
	G1	寸法	600×850	600 × 800	550 × 800	550 × 750		
		主筋	5-D35	5-D35	5-D32	5-D32	5-D29	5-D25
汲	G2	寸法	600×850	600 × 800	550 × 800	550 × 750		_
*		主筋	5-D35	5-D35	5-D32	5-D32	5-D29	5-D25
	G11	寸法	550 × 750 500 × 750 500 × 700					
	ull	主筋	5-D19					
	あばら筋		4-S13@150		2-S13@150			

ダンパー付き方立壁の設置により,保有水平耐力が増大 している。また増大した耐力は, モデル DA2 において, ダンパー約140個分に対応しており,全体の耐力の70% 程度の効率になっている。モデル DA2 の CBは, 接合部 部分の変形を考慮していないことから,モデル DB2 に比 べて増大している。鋼製ダンパー付き方立壁の設置によ る CBの増大は、RT が 1/200 程度から見られ、変形が小 さい入力地震動から効果が期待できる。

3.4 中高層 RC 造骨組の地震時応答解析

モデル A とモデル D について,最大応答層間変形角 (Rmax)の高さ方向分布を図-14 に示す。モデル A の Rmax は,告示波では 0.5 倍が 1/200 程度, 1.0 倍が 1/125 程度である。一方, モデル DB1 の Rmax は, 告示波では 0.5 倍が 1/220 程度~1/240 程度, 1.0 倍が 1/140 程度~1/150 程度である。モデル DB2 の Rmax は両側構面にダンパー を設置することにより、モデルAに比べて全層において 応答変形が低減している。またモデル DA2 はモデル DB2 に比べて応答変形が小さくなっており、Rmaxの低減には、 接合部のずれ変形の抑制効果が大きいことがわかる。

モデルAとモデルDについて,梁の応答塑性率(DF) の高さ方向分布を図-15に示す。 モデル A の梁の最大 応答塑性率 DFmax は,告示波では 0.5 倍が 2.2 程度, 1.0 倍が 3.9 程度である。これに対して, モデル DB2 の DFmax は、告示波では 0.5 倍が 1.0 程度、1.0 倍が 3.0 程度であ る。モデル DB2 の DFmax は、Rmax と同様に両側構面にダ ンパーを設置することにより、塑性率が減少している。 また,モデル DA2 はモデル DB2 に比べて塑性率が小さ くなっている。塑性率と Rmax との関係を図 - 16 に示す。 全てのモデルの塑性率 は Rmax に概ね比例しており,相 関性が高いことがわかる。

このように鋼製ダンパー付き方立壁の設置により、層 間変形角を低減し、梁の損傷を抑制できることがわかる。

周期[sec]

10

4

3.5

3

2.5

2

1.5

1 ê o

0.5

0

□0.5倍

◇1.0倍

塑性率

1

• •

0

Rmax(rad)

1/500 1/250 3/500 1/125 0

擬似応答速度スペクトル

D.

(b) モデル DB1

۰ - ⁰ - -

CODE-BCJ-L2

T1(モデルDB2)

0.1

4

3.5

2.5

2

1.5

1

0

0.5

3

□0.5倍

◇1.0倍

樹女

뛠

1000

100

10

1

0.01

0

0 0

図 - 12

0

0

Rmax(rad)

1/500 1/250 3/500 1/1250

(a) モデルA

速度[cm/s]

4

3

2.5

1.5

1

0

0.5

0

2

3.5

□0.5倍

◇1.0倍

塑性率

表-3 ばねの設定値

	Fc(kN)	Fy(kN)	α	β	k
ダンパー	224	400	0.075	0.005	627.108
接合部	-	280	-	0.001	1526.367

表 - 4 地震動諸元 波形名称 最大速度 最大加速度 継続時間 <u>(cm/</u>s) (レベル2地震動) (cm/s^2) (s) CODE-BCJ (2種地盤) 54 330 120



梁の塑性率と層間変形角との関係 図 - 16

4. 鋼製ダンパー付き方立壁の応答制御効果

モデル DA2 とモデル DB2 について,応答変形が大き い6 階の鋼製ダンパーの Q - δ 関係を図 - 17 に示す。入 力地震動は告示波の 0.5 倍である。モデル DB2 はモデル DA2 に比べて,エネルギ吸収量が少ないことがわかる。

鋼製ダンパー付き方立壁の応答制御効果として,層間 変形角の低減比率(以下,R低減比)と梁塑性率の低減 比率(以下,DF低減比)を検討する。R低減比は,モデ ルAとモデルDのRmaxの差をモデルAのRmaxで除した 値である。DF低減比は,モデルAとモデルDのDFmax の差をモデルAのDFmaxで除した値である。

R 低減比と減衰力比との関係を図-18 に, DF 低減比 と減衰力比との関係を図-19 に示す。R 低減比は,告示 波 0.5 倍入力が 7%程度(モデル DB1) ~50%程度(モデ ル DA2), 1.0 倍入力が 8%程度(モデル DB1) ~40%程 度(モデル DA2) である。DF 低減比は,告示波 0.5 倍入 力が 12%程度(モデル DB1) ~70%程度(モデル DA2), 1.0 倍入力が 18%程度(モデル DB1) ~70%程度(モデ



ル DA2) である。R 低減比と DF 低減比ともに減衰力の 増大に伴い増大する。以上のように,鋼製ダンパー付き 方立壁による骨組の変形制御効果が見られ,制震構造と しての利用が期待できる。その際,接合部のずれ変形を 小さくすることにより鋼製ダンパーのエネルギ吸収能力 が向上するので、接合部の取り付け詳細が重要である。

5. まとめ

鋼製ダンパー付き方立壁による RC 骨組の地震応答を 考察した。鋼製ダンパー付き方立壁を有する RC 造架構 の実験試験体の静的非線形解析を実施した。ダンパーの 配置数をパラメータとし 10 階建骨組の地震応答解析を 実施した。本研究の範囲内であるが,以下の知見を得た。

- 鋼製ダンパー付き方立壁の解析モデルでは、方立壁 と鋼製ダンパーとの接合部の変形を適切に評価す ることが必要である。
- 方立壁と鋼製ダンパーとの接合部のずれ変形を表す モデルを提示した。
- 平面門型架構の実験結果をほぼ表現できる鋼製ダン パー付き方立壁の解析モデルを提示した。
- 4) 保有水平耐力の約 0.03%の耐力の鋼製ダンパーを 100~200 個,方立壁に設置することで,層間変形 角を告示波 0.5 倍では 7%程度(モデル DB1)~50% 程度(モデル DA2),レベル 2 では 7%程度(モデ ル DB1)~50%程度(モデル DA2)低減できた。
- 5) 鋼製ダンパー付き方立壁の設置により、変形が大き い中間層において梁の損傷を低減できた。
- 鋼製ダンパー付き方立壁は応答制御効果があり、今 後制震構造としての利用が期待できる。

今後,鋼製ダンパーの配置をパラメトリックに変えて いくことで,建物応答にどのような影響が生じるかを検 討する。またダンパーを付けた場合の方立壁の損傷と費 用対効果について検討し,研究を進めていきたい。

参考文献

- 谷昌典ほか:実大試験体を用いた RC 造非耐力壁の 破壊形式及び損傷状態に関する実験的研究, コンク リート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.631-pp636, 2014.7
- 毎田悠承,和泉信之ほか:鉄筋コンクリート骨組に おける方立壁へのダンパー適用による損傷制御構 造に関する実験研究,コンクリート工学年次論文集, Vol.38, No.2, pp.355-360, 2016.7
- 国土交通省住宅局建築指導課ほか監修:2007年版建築物の構造関係技術基準解説書,2007
- 4) 株式会社構造システム: SNAPver.6 テクニカルマニ ュアル, pp5-41, 2012.2