

論文 梁の軸方向力を考慮した摩擦ダンパー筋違付き RC 門型架構の繰り返し水平力載荷実験

毎田 悠承^{*1}・笠井 和彦^{*2}・坂田 弘安^{*3}

要旨: 本論文では RC 骨組に摩擦ダンパー筋違を取り付けるための接合方法を提案し, RC 門型架構の繰り返し水平力載荷実験を行った。試験体パラメータは RC 門型架構全体に鋼部材を通したもので, 接合部近傍のみスタッド付き鋼板を埋め込んだものに, 摩擦ダンパー筋違の有無を組み合わせたものである。実験の結果, いずれの接合方法においても有効性が確認された。また, 梁およびダンパー接合部の挙動から, ダンパー摺動部の滑り量のロス, 梁の軸変形による影響が支配的であり, 梁部材断面中央にダンパー力伝達の異形鉄筋を通すことで, 安定したダンパーの滑り量を確保できることを示した。

キーワード: 鉄筋コンクリート骨組, 摩擦ダンパー, 鋼板, スタッド, 異形鉄筋

1. 序

変位依存型ダンパーは大変形時においても安定した履歴特性を有しており, 鉄骨骨組のみならず鉄筋コンクリート (以下, RC) 骨組に適用した場合も耐震性確保に有効である¹⁾。しかしながら, ダンパー接合部の損傷により, ダンパーが本来の機能を果たせなくなる等の問題に対する配慮が重要である。また, ダンパー力の水平成分が軸力として梁に作用することにも配慮する必要がある。

以上のことを踏まえ, 新しい接合方法を用いた摩擦ダンパー筋違 (以下, 単にダンパー) を取り付けした RC 門型架構の繰り返し水平力載荷実験を行うことで, ダンパー接合部の挙動, RC 骨組の挙動等を把握する。

2. 実験計画

2.1 試験体概要

試験体諸元を表-1 に, コンクリートおよび鉄筋の材料特性を表-2, 3 に, RC 試験体詳細を図-1 に, ダンパーの詳細を図-2 に示す。RC 試験体は RC 規準²⁾の構造設計例において設計された 7 層 RC 建築物の最下層を対象とした約 1/3 スケールの柱・梁からなる 1 層 1 スパンの平面門型架構 (以下, RC フレーム) とした。柱の軸力比は 0.15 に設定し, アンボンド PC 鋼棒 (4-φ17) により 461kN の軸力を与えた。柱梁耐力比は 3.7 である。ダンパーを接合するために柱梁接合部にガセットブレー

表-1 試験体諸元

	CP-N	NP-N	CD-N	NP-D	CD-D
部材中央部	鋼板	無	異形鉄筋	無	異形鉄筋
スタッドの有無	有			有	
ダンパーの有無		無		有	
柱	$b \times D$ [mm]	320×320			
	F_c [N/mm ²]	27			
	主筋	12-D13 (SD390) $p_t=0.50\%$			
	帯筋	4-D6@70 (USD785) $p_w=0.57\%$			
	軸力 [kN]	461 (軸力比: 0.15)			
梁	$b \times D$ [mm]	130×280			
	F_c [N/mm ²]	27			
	主筋	上端筋	3+2-D10 (SD390) $p_t=0.98\%$		
		下端筋	3+2-D10 (SD390) $p_t=0.98\%$		
	あばら筋	3-D6@60 (USD785) $p_w=1.23\%$			
スタブ	$b \times D$ [mm]	360×500			
	F_c [N/mm ²]	27			
	主筋	上端筋	4-D22 (SD345) $p_t=0.86\%$		
		下端筋	2+4-D22 (SD345) $p_t=1.29\%$		
あばら筋	4-D13@70 (SD345) $p_w=2.02\%$				

(b : 幅, D : せい, F_c : コンクリートの設計基準強度)
 試験体名称
 CP: 部材中央部鋼板あり, NP: 部材中央部鋼板なし,
 CD: 部材中央部異形鉄筋
 N: ダンパーなし, D: ダンパーあり

表-2 コンクリートの材料特性

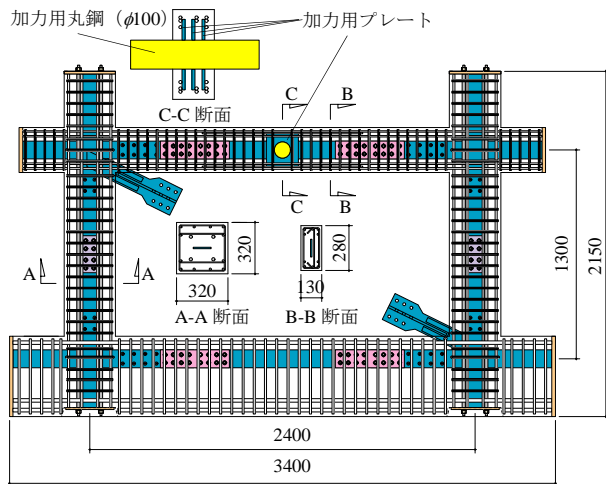
	柱・梁			スタブ			$(\sigma_B$ [N/mm ²]: 圧縮強度, σ_t [N/mm ²]: 引張強度, E_c ($\times 10^4$) [N/mm ²]: コンクリートのヤング係数 (σ_c - ϵ_c 関係で σ_B の 1/3 における割線剛性))
	σ_B	σ_t	E_c	σ_B	σ_t	E_c	
CP-N	32.9	2.5	2.47	27.1	2.2	2.01	
NP-N	33.8	2.8	2.41	27.9	2.5	2.16	
CD-N	39.0	2.9	2.87	37.8	2.8	2.61	
NP-D	42.1	3.5	2.91	40.3	3.0	3.12	
CD-D	38.5	2.6	2.63	37.4	2.2	2.59	

表-3 鉄筋の材料特性

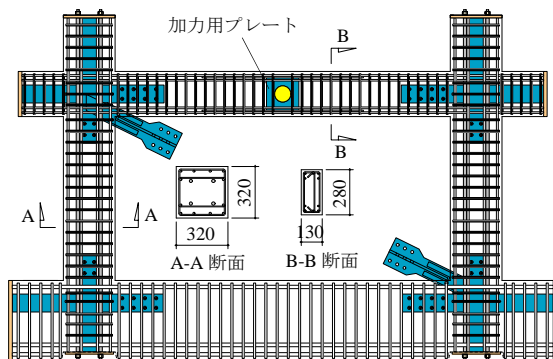
	柱主筋				梁主筋				柱・梁せん断補強筋				スタブ主筋				スタブせん断補強筋			
	D13 (SD390)				D10 (SD390)				U6 (USD785)				D22 (SD345)				D13 (SD345)			
	σ_y	σ_u	E_s	伸び	σ_y	σ_u	E_s	伸び	σ_y	σ_u	E_s	伸び	σ_y	σ_u	E_s	伸び	σ_y	σ_u	E_s	伸び
CP-N	420	611	1.94	19.0	451	651	1.91	18.2	959*	1184	1.91	10.6	384	555	1.79	24.7	402	556	2.00	19.9
NP-N																				
CD-N																				
NP-D	419	613	1.92	20.0	435	627	2.02	18.5	956*	1165	1.90	10.8	384	520	1.78	23.8	359	540	1.89	21.0
CD-D																				

(σ_y [N/mm²]: 降伏強度, σ_u [N/mm²]: 引張強度, E_s ($\times 10^5$) [N/mm²]: 鉄筋のヤング係数) *0.2% オフセット耐力

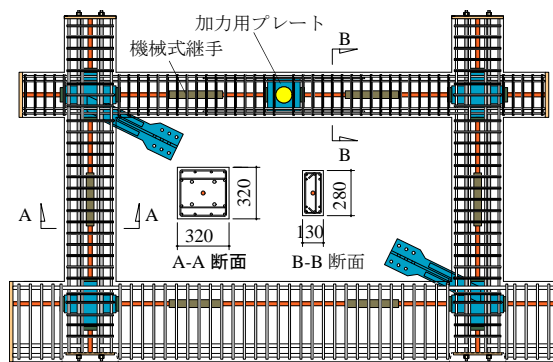
*1 東京工業大学大学院 総合理工学研究科 大学院生 JSPS 特別研究員 DC 修士 (工学) (学生会員)
 *2 東京工業大学 建築物理研究センター 教授 Ph.D.
 *3 東京工業大学大学院 理工学研究科 建築学専攻 教授 工学博士 (正会員)



(a) CP シリーズ試験体



(b) NP シリーズ試験体



(c) CD シリーズ試験体

図-1 RC 試験体詳細 (単位[mm])

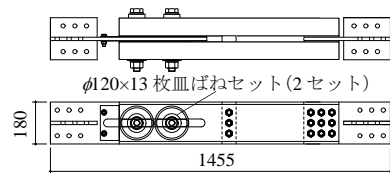


図-2 ダンパー詳細 (単位[mm])

ト (以下, G.PL) 付き鋼板を埋め込んだ。鋼板にはせん断補強筋を通すための貫通孔を設けた。せん断補強筋にはコ型のものを2本用いて,1本を孔に通した後もう1本のコ型せん断補強筋を反対側から通して,重ね継手とした。ダンパー取り付け角度 α は 26.1° ,ダンパー滑り力は,その水平成分とRCフレーム降伏耐力計算値(部材断面中央の鋼部材は考慮せず)の比が約1:1となるように236kNに設定した。ダンパーの最大摺動距離は,試験体に $R=1/25\text{rad}$ の変形を与えたときの変形状態を仮定することで算出した筋違節点間の軸変形理論値(算出方法は文献1)を参照)約40mmに施工・加工誤差 $\pm 10\text{mm}$ を考慮し, $\pm 50\text{mm}$ で設計した。試験体パラメータは,柱・梁部材に生じる軸力に対処するため,RCフレーム全体に鋼板を通した試験体(CPシリーズ),柱・梁それぞれの部材中央部に鋼板を通さない試験体(NPシリーズ),柱・梁部材に異形鉄筋を通してG.PL付き鋼板と溶接(溶接材料:YM55C(JIS YGW18),ワイヤー径: $\phi 1.2$)した試験体(CDシリーズ)の3シリーズのうちNPおよびCDシリーズにおいて,ダンパーの取り付けの有無を用意した。CP,CDシリーズの梁内部の鋼板,異形鉄筋はダンパー力の水平成分に対して弾性範囲に留めるように設計した。これは内部の鋼が弾性範囲であれば除荷後にコンクリートのひび割れが閉じることを期待したものである。柱・梁内部ともにCPシリーズ試験体ではPL-14 \times 111(SN400),CDシリーズ試験体ではD25(SD490)とした。CP,NPシリーズでは鋼板に設けた孔によるせん断抵抗が期待できる。文献3)に示される孔あき鋼板ジベルのせん断耐力方式を用いて孔によるせん断抵抗を考慮し,CP,NPシリーズで鋼板に取り付けるスタッドはダンパー力の80%を負担するものとし設計した。水平成分(170kN)は梁側で,鉛直成分(83kN)は柱側で負担

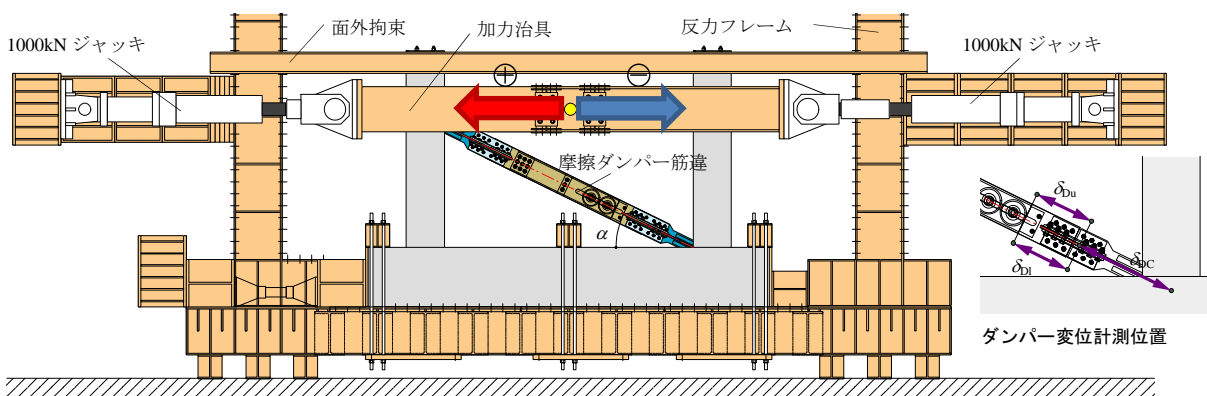


図-3 セットアップおよび変位計測位置

させることにし、各種合成構造設計指針⁴⁾に基づいて設計した。梁側、柱側それぞれ鋼板片面当たり 8-φ9.5、4-φ9.5 のスタッドを用い、埋め込み長さは 50mm とした。

2.2 載荷

セットアップを図-3 に示す。まず、試験体のスタブ部分を反力フレームに固定した。梁中央から突出させた加力用丸鋼に加力治具を介してジャッキを取り付けることで、梁中央をピンとする加力を行った。正加力時は図中の左ジャッキを引張変位制御し、右ジャッキは荷重 0 を保持、負加力時はその逆を行った。目標加力サイクルは層間変形角 $R=1/800, 1/400, 1/200, 1/400, 1/200, 1/100$ rad.

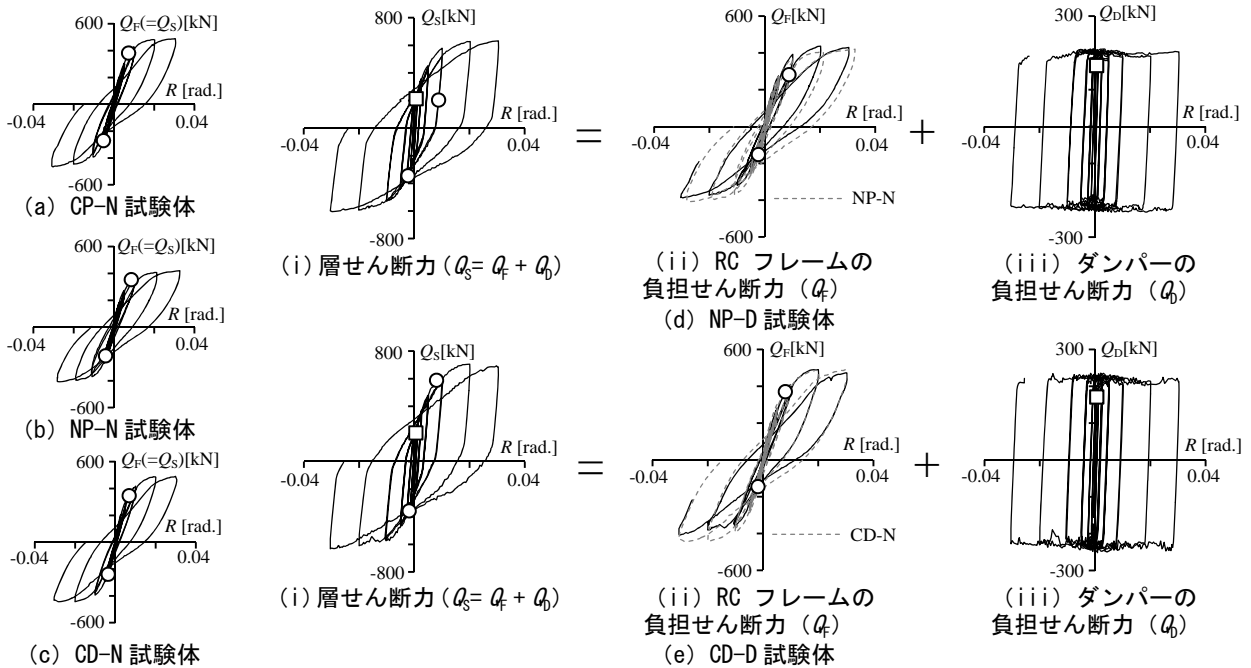
において正負交番載荷を 2 サイクルずつ行った後、 $R=1/50, 1/33$ rad.において正負交番載荷を 1 サイクルずつ行った。

3. 実験結果

3.1 全体挙動

(1) 層せん断力-層間変形角関係

システム全体の層せん断力 Q_s は、RC フレームが負担するせん断力 Q_f とダンパー軸力の水平成分 Q_D の和である。システム全体の層せん断力を RC フレームとダンパーの負担分に分離して図-4 に示す。分離は、まず筋違



○ : 梁左側主筋降伏ひずみ度到達, □ : 摩擦ダンパー滑り力到達

図-4 層せん断力-層間変形角関係

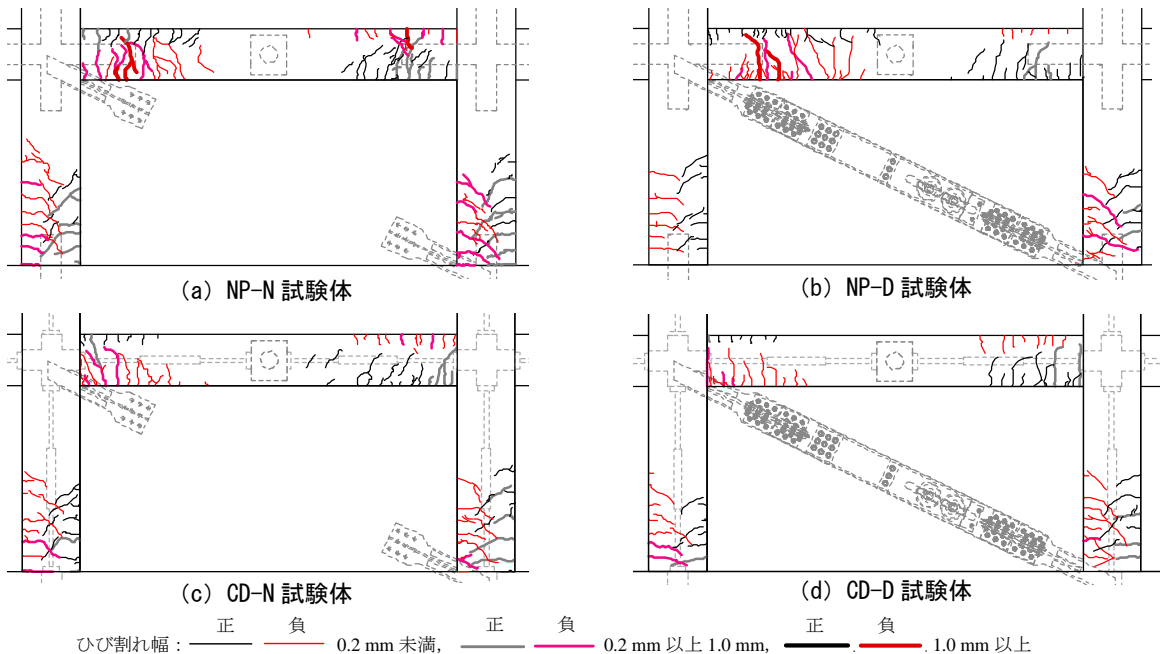


図-5 ひび割れ状況 ($R=\pm 1/100$ rad. 時)

に貼り付けたひずみゲージの計測値にヤング係数 E_s と断面積 A_s を乗じることによってダンパー軸力 N_D を算出し、その水平成分を Q_D とする。ロードセルによって計測した Q_S から Q_D を差し引くことによって Q_F を算出した。なお、加力点を梁中央としていることにより梁両端で作用軸力が正負逆となるが、両端で相殺されるため、実験結果への影響は微小であると考え、考察する。

ダンパーなしの CP-N, NP-N, CD-N ではいずれの試験体も $R=1/33\text{rad}$ まで安定した履歴特性を有していた。最終破壊形式は梁の曲げ破壊となり、脆性破壊は生じないことが確認された。最大耐力を比較すると CP-N では 519kN , NP-N では 421kN , CD-N では 490kN であった。柱・梁部材に鋼板または異形鉄筋を通すことでそれぞれ 23%, 16% の耐力増加が生じた。

ダンパーありでは、NP-D は $R=1/33\text{rad}$ まで安定した履歴特性を有しており、最終破壊形式は梁の曲げ破壊であった。CD-D では $R=1/50\text{rad}$ サイクル時に一旦、耐力低下が生じたが、その後もダンパーでは安定した軸力が生じ、RC フレームも負加力側でやや剛性低下したのみであった。耐力低下の原因として、加力終了後に柱梁接合部内の G.PL 付き鋼板と異形鉄筋の溶接部破断が確認された。

(2) RC フレームの損傷状況

$R=\pm 1/100\text{rad}$ 時の RC フレームの損傷状況を図-5 に示す。全試験体で $R=1/800$ または $1/400\text{rad}$ 時に梁および柱脚の曲げひび割れが確認され、その後は柱頭を除く全体に拡がり、曲げせん断ひび割れへと進展した。柱梁接合部のせん断ひび割れは加力終了まで確認できなかった。

損傷状況を比較すると、CP および CD シリーズではダンパーの有無に関わらず、梁の危険断面付近で最大 0.85mm 幅のひび割れが確認されたのに対し、NP シリーズでは梁内部の鋼板が途切れる位置に最大 1.7mm 幅のひび割れが確認された。内部の鋼部材の有無によりヒンジ形成位置が変化した。また、ダンパーありの NP-D と CD-D では正加力時の梁右側下端、負加力時の梁左側下端の損傷が激しい。これは加力方法およびダンパー軸力の影響により、生じる引張力が大きくなったためである。

3.2 ダンパー摺動部の挙動

ダンパーの軸力 N_D -摺動部滑り量 δ_D 関係を図-6 に示す。縦軸はダンパー軸力 N_D である。横軸の摺動部の滑り量は図-3 中に示す δ_{Du} と δ_{Dl} の平均値 δ_D とした。NP-D, CD-D とともに加力終了まで安定したダンパー軸力が生じた。しかしながら、 $R=1/100, 1/50, 1/33\text{rad}$ サイクルの大変形時には引張側と圧縮側で滑り量に差異が生じた。これは後述する梁の軸変形による影響である。

3.3 梁の挙動

(1) 梁主筋のひずみ度分布

NP および CD シリーズの $R=\pm 1/100\text{rad}$ の梁下端主筋

のひずみ度分布を図-7 に示す。縦軸は主筋に貼り付けたひずみゲージの計測値、横軸は図中上側に示すひずみゲージの貼付位置である。

まず、梁内部の鋼部材の有無に着目して検討する。NP シリーズでは鋼板が途切れる位置に近い方のひずみ度が最も大きい。一方、CD-N では危険断面位置のひずみ度が最も大きい。このことから梁内部の鋼部材の有無により梁のヒンジ形成位置が変化したことが確認できた。

次いで、ダンパーの有無を比較すると CD シリーズでは CD-N の方がひずみ度が大きい。この原因として、CD-D では層間変形による曲げ、梁中央加力による軸力だけでなく、ダンパー力の水平成分が正加力時には圧縮、負加力時には引張の繰り返し軸力として作用するため、それらの累積ひずみ度の影響であると考えられる。

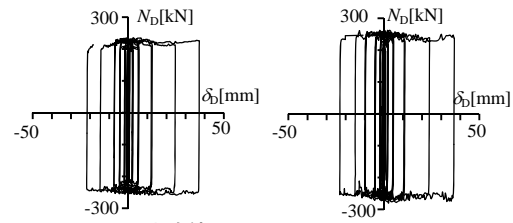
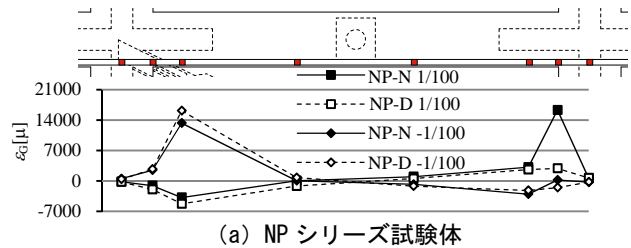
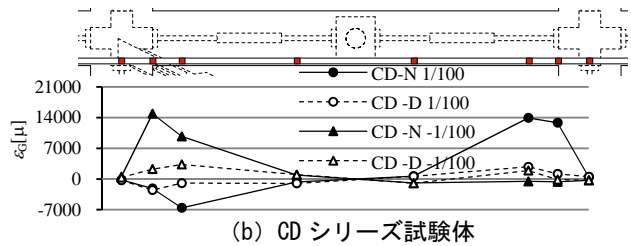


図-6 ダンパーの軸力-摺動部滑り量関係



(a) NP シリーズ試験体



(b) CD シリーズ試験体

図-7 梁下端主筋のひずみ度分布

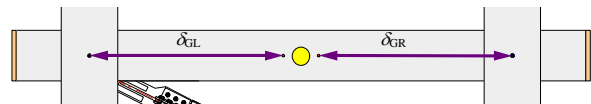


図-8 梁軸変形計測位置

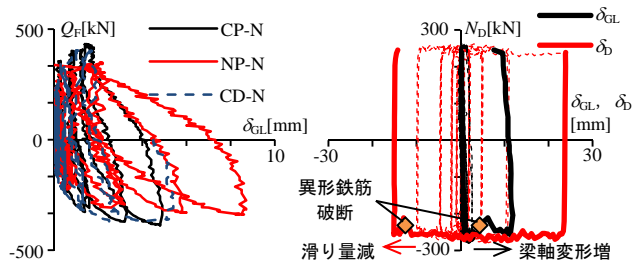


図-9 部材中央部鋼の有無による梁軸変形の比較

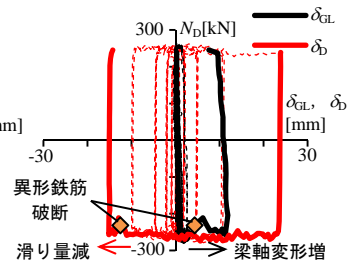


図-10 梁軸変形とダンパー滑り量の関係 (CD-D 試験体)

(2) 梁の軸変形

ダンパーなし試験体における層せん断力 Q_F -梁左側の軸変形 δ_{GL} 関係を図-9 に示す。梁の軸変形の計測は図-8 に示すように梁中央付近と柱心までの相対変位として接合部の一部の変形も含め計測した。

梁左側の軸変形は CP-N および CD-N では最大約 5mm である。一方、NP-N では最大 8mm 以上の軸変形が生じている。梁内部に鋼部材を通すことで軸変形を抑えられることが確認された。

次いで、CD-D 試験体における梁軸変形とダンパー滑り量の関係について考察する。図-10 の縦軸はダンパー軸力 N_D 、横軸は梁軸変形 δ_{GL} とダンパー滑り量 δ_D を併せて示している。なお、太線部分は $R=-1/50$ rad. サイクル時を示している。梁内部の異形鉄筋が破断し、梁の軸変形が大きくなると、ダンパーの滑り量が小さくなっている。したがって、梁に異形鉄筋を通すことは安定したダンパー摺動部の滑り量を確保するのに有効である。

3.4 ダンパー滑り量のロス

次いで、梁およびダンパー接合部の軸変形について、ダンパーの荷重状態に着目して図-11 (i) に示すように

$R=-1/100$ rad. サイクル時のダンパー軸力が引張から圧縮に移行する際 (黒太線)、圧縮一定時 (赤太線)、圧縮から引張に移行する際 (青太線) の各状態における挙動を考察する。図-11 中の縦軸は各試験体の左側図ではフレーム力 Q_F 、右側図ではダンパー軸力 N_D である。

図-11 (i) に示すダンパー軸力 N_D -滑り量 δ_D 関係から、 $R=-1/100$ rad. ピーク時に NP-D、CD-D ではそれぞれ -7.5mm、-9.7mm の滑り量 δ_D が確認された。これは $R=-1/100$ rad. 時の筋違節点間の軸変形理論値 $\delta_{DF}^{(1)}$ (=10.6mm) に対してそれぞれ 66%、93%の滑り量である。梁内部に異形鉄筋を通すことで、安定したダンパーの滑り量を確保できたことがわかる。

梁左側の軸変形を図-11 (ii) に示す。横軸の梁左側の軸変形 δ_{GL} は図-8 に示す変位計の計測値である。NP-D では梁が弾性範囲の間は 2mm 程度の軸変形しか生じないが、降伏すると $R=-1/100$ rad. ピーク時には約 8mm まで大きくなる。一方、CD-D では梁主筋が降伏した後も内部の異形鉄筋の存在により $R=-1/100$ rad. ピーク時においても軸変形は約 2mm に抑制されている。

ダンパー接合部の軸変形を図-11 (iii) に示す。横

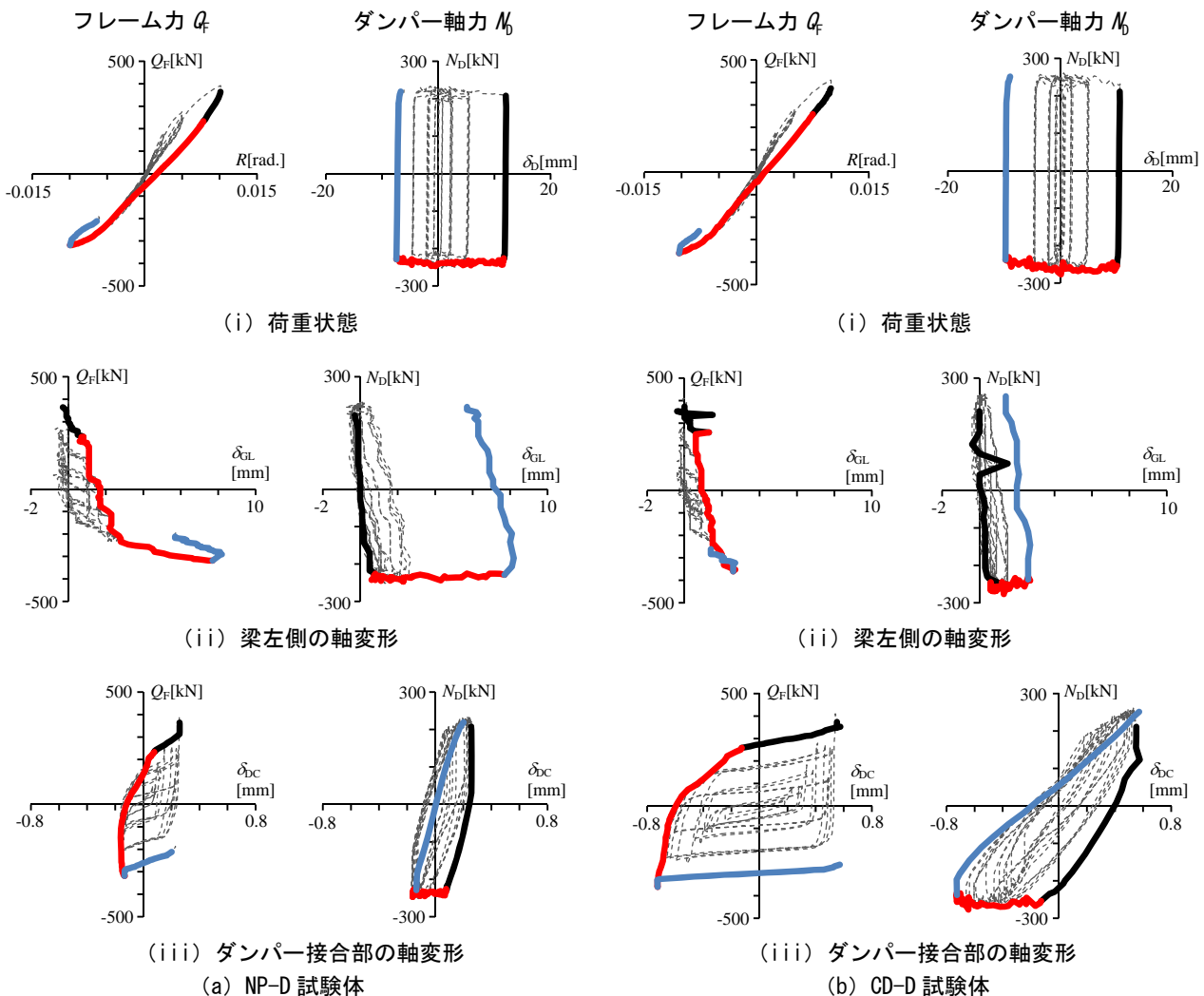


図-11 梁左側およびダンパー接合部の軸変形 ($R=0 \sim -1/100$ rad. 除荷時)

軸は図-3 に示すダンパー接合部の軸変形 δ_{DC} の計測値である。いずれの試験体もダンパー軸力が移行する際に大きく変化し、フレーム力の影響は小さいことがわかる。なお、 $R=-1/100\text{rad}$ 時までには NP-D では約 0.2mm, CD-D では約 0.75mm の最大軸変形が生じているが、筋違節点間の軸変形理論値 $\delta_{DF}^{1)}$ (=10.6mm)に対してそれぞれ 2%, 7%と小さい。また、前述した梁の最大軸変形をダンパー軸方向成分に変換すると NP-D では約 8.7mm, CD-D では約 2.2mm となるが、ダンパー接合部の変形はこれらに対し、それぞれ 3%, 34%である。したがって、ダンパー摺動部の滑り量のロス、ダンパー接合部の軸変形による影響は少なく、梁の軸変形によるロスが支配的である。

3.5 スタッドの挙動

次いで、NPシリーズのダンパーが取り付く側の梁スタッドの挙動について考察する。図-12 に示す S12 と S42 スタッドの水平方向の曲率履歴に着目する。水平方向の曲率 ϕ_{SH} は図-12 の ϵ_{H1} と ϵ_{H2} の差分をスタッドの半径で除した値とした。図-13 (a) の縦軸はフレーム力 Q_F 、横軸は水平方向の曲率 ϕ_{SH} を示している。図-13 (b) は NP-D の S42 スタッドに着目し、3.4 節と同様にダンパー軸力の荷重状態ごとに示す。縦軸は左側図ではフレーム力 Q_F 、右側図ではダンパー軸力 N_D として表している。横軸は水平方向の曲率 ϕ_{SH} である。

図-13 (a) より、ダンパーの有無に関係なく、S12 よ

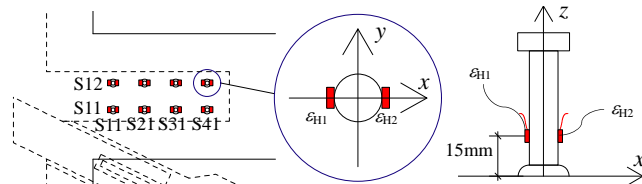
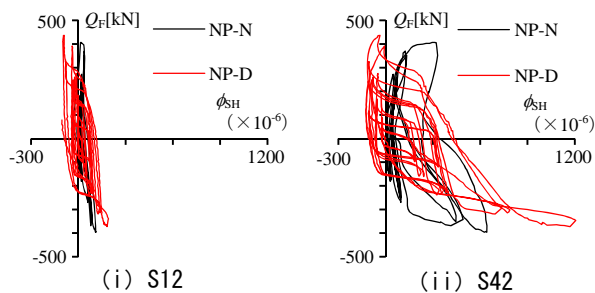
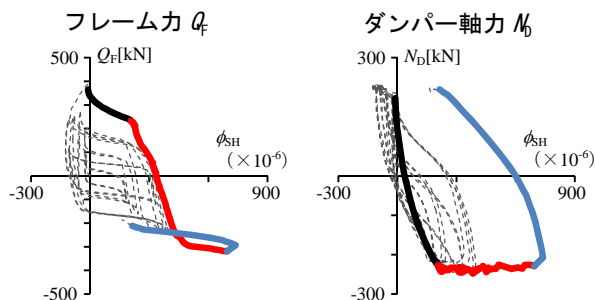


図-12 スタッドのゲージ貼付位置



(i) S12 (ii) S42
(a) NP-N と NP-D のスタッド挙動の比較



(b) NP-D 試験体のスタッド (S42) 挙動

図-13 スタッドの曲率履歴

りも S42 の方が大きな曲率が生じている。図には S12 と S42 のみ示しているが、他のスタッドの曲率履歴からも、接合部から離れるにしたがって、曲率が大きくなることが確認された。また、NP-N では正側の曲率のみ生じているが、NP-D では正加力時に負側、負加力時に正側の曲率が生じており、ダンパー力を負担していることがわかる。

図-13 (b) より、ダンパー軸力が引張から圧縮に移行する際には曲率はあまり増加せず、RC フレームが降伏してフレーム力の上昇がなだらかになると急激に増加している。これは、主筋が負担していたダンパー力が頭打ちになり、スタッドの負担が増加したと考えられる。また、圧縮から引張に移行する際に曲率は大幅に減少する。

4. 結

本論文では摩擦ダンパー筋違を取り付けた RC 門型架構の繰り返し水平力載荷実験によってその挙動を確認した。以下に得られた結果をまとめる。

- スタッド付き G.PL を接合部近傍にのみ埋め込む方法、異形鉄筋を RC フレーム全体に通す方法、いずれの接合方法も有効である。しかしながら、本実験では 1/3 スケールの縮尺模型試験体を用いたため寸法効果は考慮できておらず、実構造物への適用に際しては、今後も検討を重ねてゆきたい。
- ダンパー摺動部の滑り量のロス、ダンパー接合部の軸変形よりも、梁の軸変形による影響が支配的であると考えられる。しかしながら、異形鉄筋を梁部材断面中央に通すことで、梁の軸変形を抑制でき、安定したダンパーの滑り量を確保できる。

謝辞

本研究は、平成 23~25 年度科学研究費補助金・基盤研究 (A) (課題番号: 23246098, 研究代表者: 笠井和彦) として実施したものです。また、本実験では株式会社大林組より摩擦ダンパーを提供していただきました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 毎田悠承ほか: 座屈拘束筋違を取り付けるための接合部を有する RC 部分架構の実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 681 号, pp.1737-1746, 2012.11
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2010, 2010.2
- 3) 日本建築学会: 鋼コンクリート接合部の応力伝達と抵抗機構, 2011.2
- 4) 日本建築学会: 各種合成構造設計指針・同解説, 2010.11