

論文 TRC柱とスパンデルビームからなる柱降伏型骨組の構造性能に関する実験的研究

中原 浩之^{*1}・高橋 恵介^{*2}・Nasruddin JUNUS^{*2}

要旨：RC造建物の外周架構では、腰壁やたれ壁がつくことで柱の可撓長さが短くなる。本研究では、この短柱を鋼管で横補強した柱（TRC column）と、腰壁やたれ壁を一体化した梁（Spandrel beam）より構成された骨組試験体を作成し、一定軸力下における繰返し水平加力実験を行った。実験の結果、試験体は、柱端部を除き、目立ったひび割れを起こすことなく、安定した履歴性状を示すことが分かった。

キーワード：合成構造, 損傷制御, せん断補強, 層崩壊

1. はじめに

著者らは従来にない降伏機構である転倒モーメント降伏機構を生じる履歴ダンパー内蔵型連層構造壁（以下、制振壁(EDSWs:Energy dissipation structural walls)と記す）を開発し、これを有する合成構造架構の最適性能設計法の開発を行ってきた。^{1)~4)}

このEDSWsの主要構成要素は、Fig.1に示すように降伏機構形成後も高い剛性を確保する連層構造壁とエネルギー吸収デバイスの役割を期待する繫梁、壁頭及び壁脚に水平スリットを設けることにより必然的に生じる4本の短柱から構成される。この制振壁の特徴は、水平力を受けて転倒モーメント降伏機構を形成する際に繫梁と4本の周辺柱のみが塑性化し、層崩壊を防止する点にある。

本論では、このEDSWsを含む建物の一例を提案し、その外周架構に関する実験的研究について述べる。ここで、提案する建物はFig.2に示す立面図と平面図を有するダブルチューブ構造である。この構造システムは、Fig.2に示すようにEDSWsで構成された内部のコアとSpandrel beamとTRC columnからなる外周部の架構によるものとする。Spandrel beamとは、せいが高く、梁幅が柱幅と等しい梁を指し、TRC columnとは富井ら⁵⁾によって研究されてきた

鋼管で横補強された柱(Tubed R/C column)を指す。

提案する構造システムでは、EDSWsにより層崩壊が防止できるため、Fig.2の外周骨組は柱降伏先行型とすることができる。しかし、Spandrel beamを採用した場合、柱が短柱となることから、柱の脆性破壊防止設計が必要となる。そこで、外周骨組にはせん断強度が高いTRC columnを採用している。

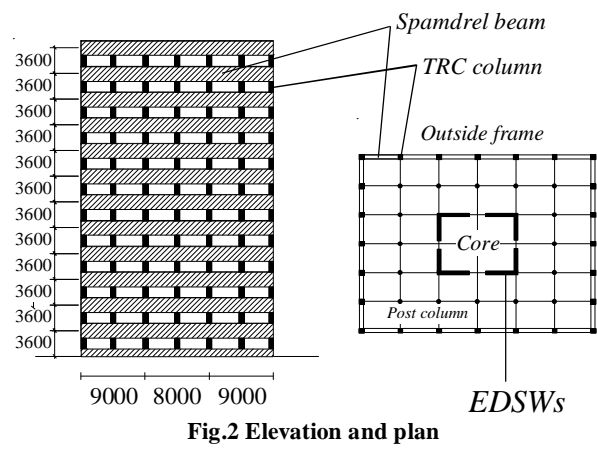
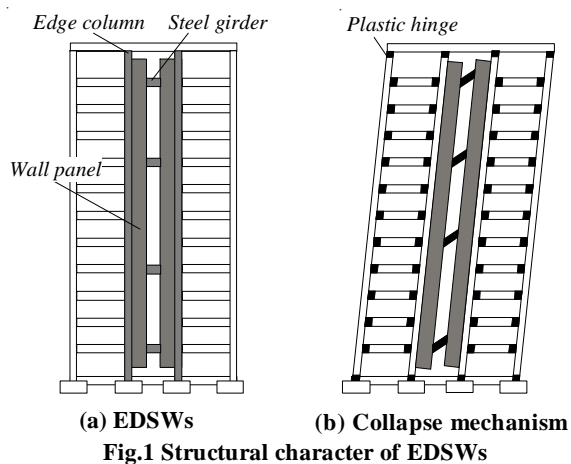
Fig.2は、耐震壁とフレームを組み合わせた複合構造(Dual system)であるとともに、耐震壁およびフレームのそれぞれについても、鋼コンクリート合成構造を採用しており、適材を適所に用いるという「合成構造」の優位性を発揮する建物であると考えられる。

本論ではFig.2の外周架構部に相当するSpandrel beamとTRC columnからなる骨組の弾塑性挙動について述べる。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体形状をFig.3に示す。これは文献7)の解析的研究における12層のプロトタイプ建物を参考にして設計した。このプロトタイプ建物は地動速度を1.0m/sに基準化した10通りの地震動に対して、最大応答層間変形角を1/100rad.



*1 九州大学大学院人間環境学研究院 准教授 博士(工学) (正会員)
 *2 九州大学大学院人間環境学研究院 大学院生

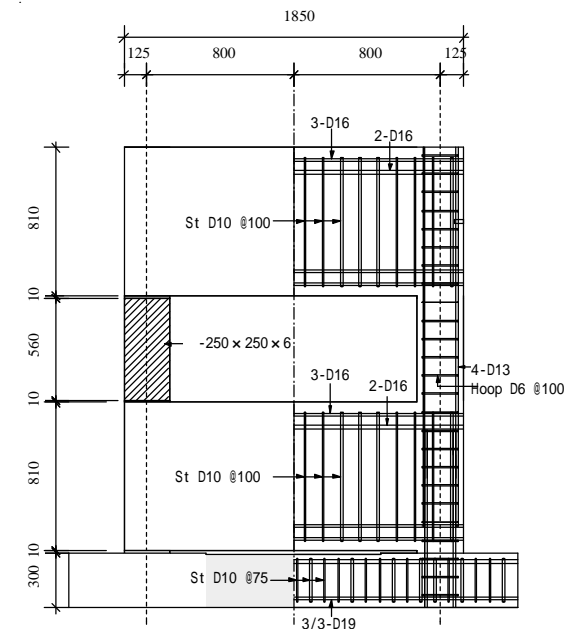
に収めるように設計されている⁷⁾。

試験体のスパンは、柱の芯 - 芯間距離で 1600mm とした。また、梁の芯 - 芯間距離を 1390mm としている。この試験体は、スパン 4000mm で階高 3600mm 程度の建物における低層部の 2 層 1 スパン部分を取り出した骨組の 2/5 モデルに相当する。

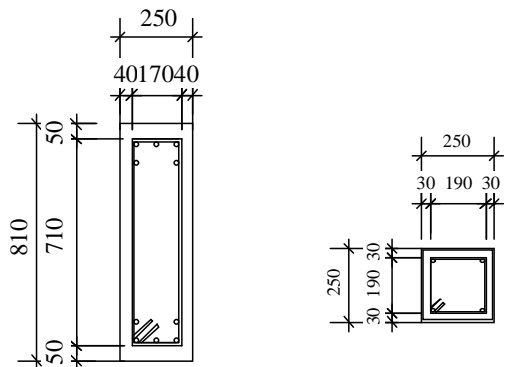
試験体は同一のものを 2 体作製し、実験変数は荷重プログラムとした。漸増振幅繰返し荷重した試験体を SBF-1、同一振幅繰返し荷重した試験体を SBF-2 と呼ぶ。

Fig.3 に示すように、柱の主筋量は 4-D13 ($p_g=0.89\%$) とした。また、塑性回転能力とせん断耐力を高めるため、 $-250 \times 250 \times 6$ mm の角形鋼管で補強した。鋼管に軸力を負担させないようにするため、下梁、上梁のフェイス位置において両者の間に 10mm のクリアランスを設けた。

梁は、幅を柱幅と同じ 250mm とし、せいは 810mm とした。これは通常の RC 建物の腰壁、梁せい、垂壁を含む高さを想定したものとなっている。梁の引張鉄筋は 5-D16



(a) elevation / section



Girder

Column

(b) detailed drawing

Fig.3 Test specimen

($p_r=0.49\%$)とし、あばら筋は D10 @100 ($p_w=0.57\%$)とした。

試験体のコンクリート打設は縦打ちとし、1 層から 2 層までを同時に打設した。

試験体に用いた鋼材と鉄筋の力学的性質を Table1 に示し、コンクリートの力学的性質を Table2 に示す。

2.2 加力装置と測定方法

加力装置の概略図を Fig.4 に示す。鉛直荷重は 5MN 試験機により荷重し、水平力は 1MN 油圧ジャッキを用いて荷重した。

実験は、まず、鉛直荷重 506kN を荷重し、実験中一定に保持した。柱 1 本の軸力は 253kN (軸力比 0.12) で、これは、試設計における 12 層モデルの 1 階柱に相当する⁷⁾。

水平力は正負交番で繰返し荷重した。面外変形を拘束するために、上梁両端にある水平加力板に補剛装置を取り付けている。骨組に作用させる水平力は上梁のみとしている。

骨組に作用させた鉛直荷重は 5MN 試験機の測定部で、水平力は 1MN 油圧ジャッキの先端に取り付けたロードセルで測定した。

変位計の測定位置を Fig.5 に示す。変位は、各層の柱梁接合部の中心位置で水平変位、鉛直変位を測定し、さら

Table1 Material properties of steel

	Spec	y (N/mm^2)	y ($\times 10^{-3}$)	u (N/mm^2)	y/u
D-6	SD295	365	0.178	485	0.752
D-10	SD295	343	0.167	483	0.710
D-13	SD345	381	0.186	559	0.682
D-16	SD295	337	0.164	478	0.704
D-19	SD345	394	0.192	576	0.684
-250x250x6	STKR400	381	0.186	472	0.808

Table2 Material properties of concrete

	SBF-1	SBF-2
Nominal strength (N/mm^2)	27	
Compressive strength (N/mm^2)	30	28.8
Young's modulus (kN/mm^2)	28.9	27.9
Slump (cm)	20.3	20.7
Air content (%)	5.9	4.7

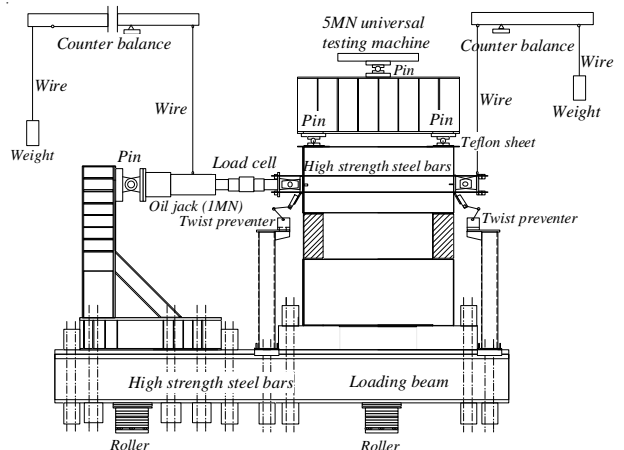


Fig.4 Loading apparatus

に、上梁、下梁のせん断変形を測定した。また、加力中の面外倒れを観測する目的で上梁の上部において面外方向の変位を測定した。

試験体に添付した歪ゲージの位置をFig.6に示す。柱頭・柱脚の主筋に8箇所、上下梁の上端筋及び下端筋の端部に8箇所、試験体脚部の主筋に4箇所、歪ゲージを添付し、鉄筋に生じる歪を測定した。これらのゲージは検長が5mmの弾性1軸ゲージを用いている。また、梁中央部に検長30mmの3軸コンクリートゲージを添付し、梁のせん断歪を測定した。

荷重は上梁の水平変位で制御した。実験変数である荷重プログラムをFig.7に示す。図の縦軸は、上梁部の水平変位と下梁部の水平変位の差 δ を梁芯 - 芯間距離 h で除し、層間変形角 R として表している。層間変形角 R と柱の変形角との幾何的關係をFig.8に示す。柱の変形角は、梁が剛体であると仮定すると R の2.4倍となることが分かる。即ち、柱は早期に降伏し、履歴ダンパーとして挙動することが予想できる。

荷重プログラムは漸増振幅繰返し型と同一振幅繰返し型で行う。漸増振幅型では層間変形角 $R = \pm 0.25/100\text{rad}$ から $R = \pm 2.0/100\text{rad}$ まで変位振幅増分を $0.25/100\text{rad}$ とし、合計14回の繰返し荷重を行う。同一振幅型では層間変形角 $R = \pm 3.0/100\text{rad}$ で合計8回の繰返し荷重を行う。

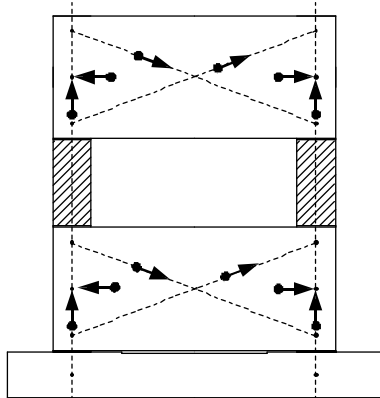


Fig.5 Locations of transducers

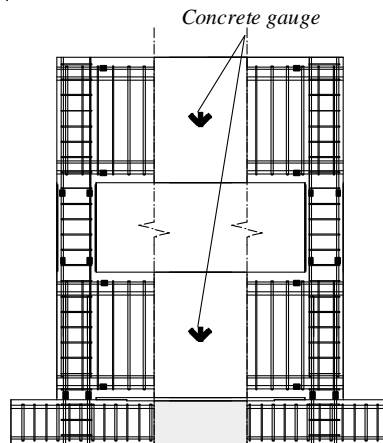


Fig.6 Locations of wire strain gauges

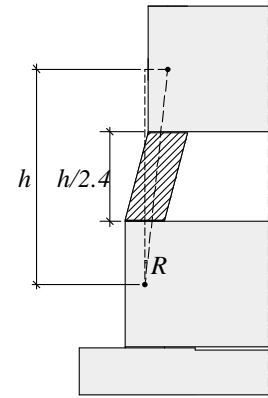


Fig.8 Story drift angle

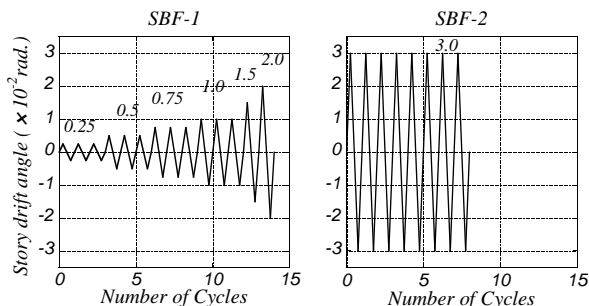


Fig.7 Loading program

2.3 構成要素の耐力評価

Fig.9に示すように、試験体の降伏機構は柱頭と柱脚の塑性ヒンジにより形成されるように設計した。この際、次のことを意図した。

- 1) 柱の脆性破壊を防ぐ。
- 2) Spandrel beamのひび割れを極力抑える。

Table3に柱の曲げ耐力時のせん断力 cQ_f 、せん断耐力 cQ_s 、パンチングシア耐力 cQ_p 、梁の曲げ耐力 BQ_f 、せん断耐力 BQ_s 、下梁、上梁それぞれのせん断ひび割れ強度 BQ_{cr1} 、 BQ_{cr2} を示す。 cQ_s 、 BQ_f 、 BQ_s は文献9)より、 cQ_p は文献10)及び文献6)より、 BQ_{cr1} 、 BQ_{cr2} については文献11)より算出した。

Table3より、柱はパンチングシア耐力 cQ_p 及びせん断耐力 cQ_s が曲げ耐力時のせん断力 cQ_f を上回り、曲げ破壊が先行することがわかる。TRC columnの cQ_f は全塑性時の耐力を算定しており、コンファインド効果を考慮したコンクリート強度 σ_{cB} を用いている。下に、コンファインド効果による耐力上昇率 K の算定式を示す⁸⁾。

$$\sigma_{cB} = K \times \sigma_B$$

$$K = 1.0 + 11.5 \times \frac{\sigma_y}{\sigma_B} \times \frac{4t^2(D-t)}{(D-2t)^3}$$

式中の D 、 t 、 σ_y 、 σ_B は順に角形鋼管のせい、板厚、降伏強度、コンクリートのシリンダー強度を表す。

次に、TRC columnのパンチングシア耐力 cQ_p の算出法

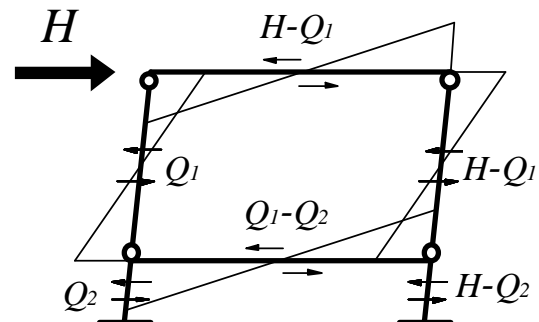


Fig.9 Collapse mechanism

Table3 Strength of members

	column		beam	
	SBF-1	SBF-2	SBF-1	SBF-2
Bending strength (kN)	cQ_f 150	146	BQ_f 319	319
Shear strength (kN)	cQ_s 263	261	BQ_s 504	496
Shear cracking strength of upper beam (kN)			BQ_{cr2} 290	283
Shear cracking strength of lower beam (kN)			BQ_{cr1} 244	239

について述べる。計算値 cQ_p は文献10)によるパンチングシア耐力に1.5を乗じたものとした。この1.5を乗じる理由は、TRC柱のパンチングシア耐力について検討した実験研究⁶⁾を参照している。

次に、せん断ひび割れ強度 V_c 算定式を示す。

$$V_c = \phi(\sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_T \cdot \sigma_0}) \cdot b \cdot D / \kappa$$

$$\sigma_T = 0.33\sqrt{\sigma_B}$$

式中の ϕ は耐力係数、及び断面形状係数を表し、それぞれ1.0、1.5とした。 $\sigma_p, \sigma_{\phi}, \sigma_B$ はそれぞれ、コンクリートの引張強度、柱における作用軸応力度、コンクリートの圧縮強度である。

上梁と下梁それぞれのせん断ひび割れ強度を求める理由は、本実験では両者の軸力が異なるからである。Fig.9に示すように、上梁の軸力は $H-Q_1$ であるが、一方で下梁の軸力は Q_1-Q_2 となる。そのため、両者のせん断ひび割れ強度が異なると思われる。

Table3に示すように、梁は、せん断ひび割れ強度、曲げ強度、せん断強度の順に大きな値となっている。つまり、梁に損傷を起させず、Fig.9に示すような崩壊メカニズムを形成させるためには、骨組の耐力時の梁のせん断力が、梁部分のせん断ひび割れ強度以下であることを確認できればよい。これについては、次節で詳述する。

3. 実験の最大耐力と荷重-変形関係

実験より得られた荷重-変形関係をFig.10に示す。縦軸は載荷点の水平力 H で、横軸は平均層間変形角 R である。SBF-1の実験結果を上側に、SBF-2の実験結果を下側に配している。図中の●は柱主筋が降伏した点を示す。Fig.10に点線で示している cH_f と実線で示している BH_{cr1} はそれぞれ以下に示す式より算定した。

$$cH_f = cQ_f \times 2$$

$$BH_{cr1} = BQ_{cr1} \times \frac{l}{h} \times 2$$

式中の l は柱の芯-芯間距離で、 h は梁の芯-芯間距離である。 cH_f は、柱の曲げ耐力時の水平力で、 BH_{cr1} は、下梁のひび割れ強度時の水平力である。これらの値をTable4にまとめて示す。Table4より BH_{cr1} は cH_f のおよそ2倍となっている。つまり、試験体は、梁がひび割れ強度に達する以前に柱の降伏が生じ、梁の負担せん断力はひび割れ強度のおよそ半分に留まると予想できる。

また、Table4では、水平耐力実験値 H_{exp} と cH_f を比較し

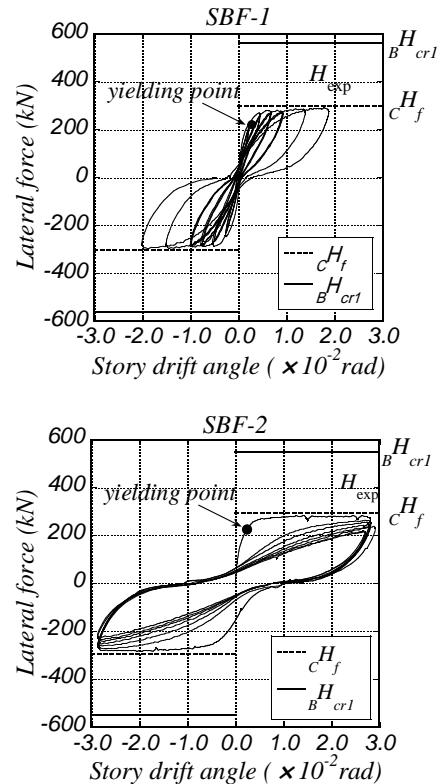


Fig.10 Relations between lateral force and story drift angle

Table4 Comparisons of maximum lateral force between test and calculation

	H_{exp} (kN)	cH_f (kN)	BH_{cr1} (kN)	H_{exp}/cH_f	Error(%)
SBF-1	296	300	562	0.99	1.00
SBF-2	283	292	550	0.97	3.00

ている。Table4に示すようにいずれの試験体も、最大水平耐力は cH_f で誤差3%以内に精度良く評価できている。

SBF-1試験体の実験経過について述べる。層間変形角 $R=0.25/100rad$ で柱主筋が降伏した。その後、 $R=0.50/100rad$ まで耐力が大きく上昇し続け、 $R=0.75/100rad$ で柱頭、柱脚の柱と梁のスリット部に曲げひび割れが生じ始めた。また、 $R=1.5/100rad$ で柱頭、柱脚のひび割れが柱梁接合部に若干伝播した。柱梁接合部にひび割れが伝播した後も、耐力低下は見られなかった。 $R=2.0/100rad$ 時の最大水平力は $R=0.50/100rad$ 時の1.07倍であり、 $R=0.50/100rad$ 時には骨組の崩壊機構がほぼ形成されたと考えられる。

本研究の変形のクライテリアとして設定した層間変形角 $R=1/100rad$ 以内において、試験体は柱端部のみに損傷

が集中し、梁には曲げ及びせん断ひび割れは観測されなかった。その後、 $R=2.0/100\text{rad}$ まで載荷したが、耐力の低下は見られず、最終的な崩壊状態を観測できなかった。

SBF-2では耐力低下後の崩壊状況を観察するため大振幅で繰返し載荷を行なった。

SBF-2試験体の実験経過について述べる。層間変形角 $R=0.38/100\text{rad}$ で柱主筋が降伏した。 $R=1.7/100\text{rad}$ 時に柱頭、柱脚の柱と梁のスリット部における曲げひび割れが柱梁接合部に伝播した。 $R=2.0/100\text{rad}$ 以降、柱梁接合部の亀裂が大きくなり、コンクリートの剥離が見られ始めた。しかし、処女載荷時における $R=3.0/100\text{rad}$ 時まで耐力の低下は見られなかった。2サイクル目以降は載荷が繰返される度に剛性と最大耐力の低下が見られる。この理由は繰返しに伴い柱梁接合部部分のかぶりコンクリートが剥落して柱の負担せん断力が低下したためと考えられる。つまり、大変形時を想定した設計を行なう場合には、柱梁接合部について更なる検討が必要となる。

4. 柱の変形性状及び破壊性状

Fig.11に各試験体の柱の軸方向歪 ε と層間変形角 R の関係を示す。SBF-1の実験結果を左側に、SBF-2の実験結果を右側に記している。柱の軸方向歪はFig.9の上下の鉛直変位の差を、柱の内のり高さ($h=580\text{mm}$)で除したものである。Photo.1は $R=1/100\text{rad}$ の柱の破壊性状を示す。

いずれの試験体においても、層間変形角の増大とともに柱は鉛直方向に伸びている。これは柱端部のひび割れが大きく開くためであり(Photo.1参照)、低軸力下におけるRC部材の典型的な破壊性状である。両試験体とも除荷後には水平変形時に観測された柱端部のひび割れが閉じて目立った損傷が残っていないことが確認できた。また、Fig.11より試験体は曲げひび割れ領域が広がることによる軸歪の累積は顕著には観測されず、鋼管による補強効果が確認できる。

Fig.12にSBF-1試験体の柱主筋端部の歪ゲージより得られた歪と層間変形角関係を示す。図は4サイクル目まで($R=0.50/100\text{rad}$ の1回目)のデータを示している。図は左側に処女載荷時に引張となる主筋の実験結果を、右側に処女載荷時に圧縮となる主筋の実験結果を記している。なお、図中の点線は主筋が降伏する歪を示している。

Fig.12左より柱主筋は、4サイクル目の載荷途中の $R=0.25/100\text{rad}$ で引張降伏している。Fig.12右も、 $R=0.25/100\text{rad}$ で引張降伏している。以降、 $R=0.50/100\text{rad}$ 程度まで変形が進むと、それぞれの鉄筋は、ほぼ圧縮降伏歪に達し、柱は全塑性状態になったと考えられる。なお、この時の柱のみの部材角は $1.2/100\text{rad}$ となる。このように、本試験体の柱は、小さい変形レベルから履歴ダンパーとして挙動したと考えられる。なお、SBF-2試験体の歪ゲージの

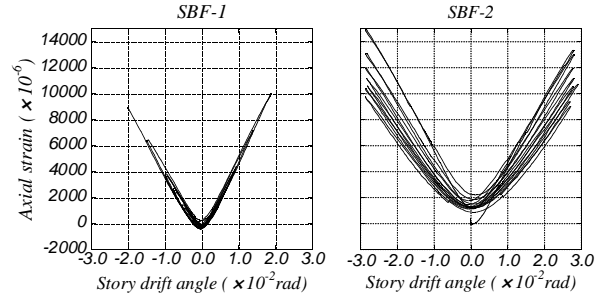


Fig.11 Relations between axial strain of column and story drift angle



Photo.1 Fractures of columns

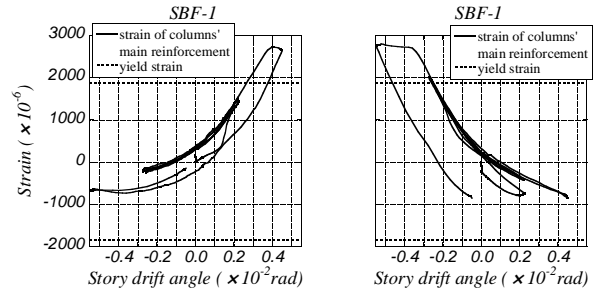


Fig.12 Relations between strain of longitudinal reinforcement of column and story drift angle

Table5 Comparisons of $\frac{1}{2}$

SBF-1	SBF-2
$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{2}$
1.23	1.35

データからも、SBF-1試験体と同様の傾向が得られた。

5. 梁の変形性状及び破壊性状

Table5に骨組の崩壊機構が形成されたと考えられる $R=0.50/100\text{rad}$ 時の上梁のせん断変形角 θ_2 に対する下梁のせん断変形角 θ_1 の比を示す。 θ_1 と θ_2 はそれぞれ梁中央部に添付した三軸ゲージの値より算定している。

Table5に示すように、 $\frac{\theta_1}{\theta_2}$ はSBF-1では1.23、SBF-2は1.35である。つまり、下梁は上梁よりも2~4割程度大きなせん断歪が生じていると言える。その理由としては、梁に生じる軸力の有無が影響していると考えられる。Fig.9で示したように、本実験では、上梁は下梁に比して大きな圧縮軸力を負担している。この圧縮軸力は、ひび割れ抑制に寄与するため、Table5に示したような結果が得られたものと考えられる。



(a) SBF-1



(b) SBF-2

Photo.2 Fractures of specimens after test

実験後の状況を Photo.2 に示す。Photo.2 より、梁には曲げ及びせん断ひび割れは殆ど観測されていない。SBF-1 と SBF-2 を比較すると、SBF-2 は、柱梁接合部部分にかぶりコンクリートの剥落が見られるが、SBF-1 にはこれといった損傷は観測されない。変形のクライテリアとして設定した層間変形角 $R=1/100\text{rad}$ 以内において、試験体は優れたエネルギー吸収性能を示す一方で、顕著な損傷は表面化されることが示された。これは、設計時に計画した所定の性能を有する試験体を作製できたことを示している。ただし、 $R=3.0/100\text{rad}$ のような大変形の繰返し載荷下では、柱端部のひび割れが、柱梁接合部部分に伝播して、この部分のかぶりコンクリートを剥落させることになる。柱は鋼管で横補強されているが、一方で柱梁接合部は、十分な拘束が得られているとは言えず、この部分の破壊が進行したものと考えられる。この部分の補強は現実的には難しく、当該部分の局所的な補強を考えるよりも、建物全体の応答を小さく収めるような初期設計時に於ける工夫を施すことが望ましいと考えられる。

6. 結論

本研究で提案する TRC column と Spandrel beam からなる骨組試験体 2 体を作製し、水平加力実験を行った。その結果、以下の知見を得た。

- 1) 骨組の履歴性状は、設計時に設定した層間変形角のクライテリアである $R=1/100\text{rad}$ 以内において、TRC column の曲げ変形に支配され、安定した履歴ループを示

した。その際、柱端部の曲げひび割れの他の損傷は観測されず、提案骨組は、優れた損傷制御性能を有する事が分かった。

- 2) 本試験体のようなプロポーションであれば梁のせん断ひび割れ強度を負担せん断力の 2 倍程度に設定することが十分可能であり、この程度の余裕度があれば、多数回の繰返し水平力を載荷された場合でも、梁のせん断ひび割れを抑制できることが分かった。

参考文献

- 1) 崎野健治:履歴ダンパー内蔵型連層耐震壁を有する合成構造架構の最適性能設計法の開発,平成15年度科学研究費補助金(基盤研究(B)(2))研究成果報告書(課題番号:15360300),2006.3.
- 2) Sakino,K.and Hitaka,T.:Expreimental Study on Overturning Moment-Resisting Structural Walls with Steel Hysteretic Dampers, 8th National Conference of Earthquake Engineering, CD-ROM, April 2006.
- 3) 崎野健治,上枝豊,日高桃子:転倒降伏耐震壁に関する実験的研究,日本建築学会構造系論文集, No.584, pp.177-184,2004.10.
- 4) 崎野健治,中原浩之:RC造短柱を有する3層転倒降伏型制振壁の弾塑性性状に関する実験的研究,日本建築学会構造系論文集,第634号,pp.2159-2166,2008.12.
- 5) 富井政英,崎野健治,孫玉平,仲紀龍:薄肉鋼管で横補強された鉄筋コンクリート短柱の繰返し曲げせん断性状に関する実験的研究,コンクリート工学年次論文報告集,第11巻,第2号,pp.513-518,1989.6.
- 6) Nasruddin,J, Sakino,K, Nakahara,H and Matsubayashi,H : Punching Shear Strength of Edge Columns in Energy Dissipaton Structural Walls (EDSWs), *Proceedings of 4th International Conference on Steel & Composite Structures, Sydney, July 21-23, 2010*, DVD-ROM
- 7) 崎野健治,安河内淳一:ダブルチューブ合成構造に関する研究(その1)(その2),日本建築学会九州支部研究報告,第49号,pp.557-564,2010.3.
- 8) 崎野健治,孫玉平:直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力-ひずみ関係,日本建築学会構造系論文集,第461号,pp.95-104,1994.7.
- 9) 日本建築防災協会:2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説, pp.192,pp245,pp247.2001.10.
- 10) 日本建築防災協会:2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針同解説, pp.102,pp.360,2001.10.
- 11) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針同解説, pp.140,1999.8.