

論文 CFT 周辺柱を有する 3 層転倒降伏制振壁の弾塑性性状

崎野 健治*1・中原 浩之*2

要旨: 筆者らは、連層壁を含む構造の一つの形式として全体降伏機構の形成を保障しつつ、大きなエネルギー吸収性能を有する転倒降伏制振壁構造を提案している。この制振壁は壁周辺に短柱部を有しており、これのせん断破壊を防ぐことが重要となる。本論では、せん断破壊を防ぐために周辺柱をCFTとした試験体を3体作成し、静的加力実験を行った。実験結果は、設計通りの耐力と履歴性状を示した。

キーワード: 耐震壁、転倒モーメント、繫梁、履歴ダンパー

1. はじめに

鉄筋コンクリート造の低層建物の場合、耐震壁の役割は大きな水平力を負担することにある。一方で中層あるいは高層建物の場合、耐震壁には適切なせん断力の負担と層崩壊を防止する役割があると考えられている。「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型設計指針」¹⁾ (以下、終局強度指針と呼ぶ)において適用対象となっている従来の連層耐震壁の降伏機構としては、図-1に示す3種類があるが、いずれの降伏機構においても復元力特性の定式化時における解析精度、ひび割れに対する修復等の様々な問題点を抱えている。

筆者らは上述した背景のもと、従来のRC造連層耐震壁の降伏機構(せん断降伏、曲げ降伏、回転降伏)とは異なる図-1に示す転倒モーメント降伏機構を形成する制振壁を提案している。この制振壁の主要構成要素は、降伏機構形成後も高い剛性を確保する連層耐震壁とエネルギー吸収デバイスの役割を期待する繫梁、壁頭およ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塑性化するのは繫梁と4本の周辺短柱のみであり、壁自体は、顕著な塑性化を生じず、高い修復性を有する点にある。

制振壁の復元力特性に関しては、1層制振壁の実験により既に検討されている²⁾³⁾が、実際の建物に多く見られる連層耐震壁としての制振壁の復元力特性に関しては明らかとなっていない。そこで本論では、制振壁に必須となる開口幅と開口位置を実験変数として、繫梁のエネルギー吸収性能、CFT周辺柱の降伏性状、全体の最終的な降伏機構を実験により調べる。

2. 実験概要

試験体は、図-2に示す3体で、試験体形状は文献4)の解析的研究におけるプロトタイプ建物を参考にして設計した。プロトタイプ建物と比較した場合の縮尺は、スパンは1/5となっており、階高は約1/4となっている。基礎梁と最上層梁は鉄骨造としている。実際の基礎梁には、文献4)の解析対象と同様にSRC造梁あるいはRC造梁を採用するが、試験体重量が重くなる事と、加力装置への取り付け詳細の関係からこれらを鉄骨梁とした。基礎梁とCFT柱の接合形式は柱貫通型である。1層部と3層部の壁板は鋼板とした。試験体の2層部は実際の建物の一般階を代表している。従って、2層部は経済性を配慮しRCパネルとして、試験体を設計した。1層部と3層部の壁部分は、4周辺のうち2辺がH形鋼繫梁とCFT柱で構成されている。壁板を、RC

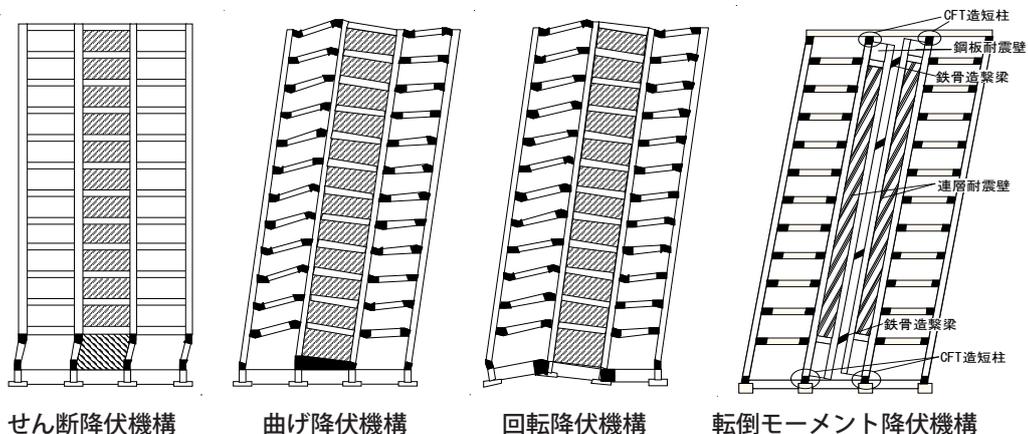


図-1 従来の各種連層耐震壁の降伏機構と制振壁の降伏機構

*1 九州大学大学院人間環境学研究院 教授 工博 (正会員)
 *2 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)

造パネルで設計することも可能であるが、本試験体では鋼板耐震壁とし、残された2周辺もH形鋼により設計した。1層部と3層部における左右耐震壁のせん断力分担割合が、弾性挙動をする鋼板のひずみ測定により推測できることも、鋼板耐震壁を採用した理由の一つである。実用の際においても、最上層と最下層に鋼板耐震壁を採用することは合理的であると考えている。

本実験の3体の試験体の共通事項を以下に述べる。

- 1)制振壁の降伏機構は、繫梁のせん断降伏、周辺柱の柱頭および柱脚に生じる塑性ヒンジより形成され、その他の部分の降伏、損傷を防止して修復性を向上させる設計法を採用した。
- 2)周辺柱の柱頭、柱脚に生じる短柱部では、十分な塑性ヒンジ回転能力とせん断耐力が必要とされるため、比較的小さな幅厚比(29)を持つ□-175×175×6の鋼管を用いたCFT短柱とした。
- 3)基礎梁あるいは最上層梁と壁板端面の間に設ける(制振壁特有の)クリアランス幅は柱せいと同じ175mmとしている。これは、大変形時に壁板端部が基礎梁に接触しないという条件の下、できるだけ幅を小さくしてCFT短柱のせん断耐力を高めることを意図している。
- 4)2層部壁の付帯柱の主筋は、外柱で12-D10、開口部横の中柱で8-D13とした。2層部壁のRC壁厚は柱幅と同じ175mmとした。付帯柱を含むRC壁は、長方形のRC柱と考えてせん断設計した。せん断補強筋は横筋のみとしD10@50($p_w=1.6\%$)を、主筋を包含する帯筋状に配筋した。トラス理論で計算した場合の2層壁におけるせん断強度は、試験体により多少異なるが左右2枚の壁板の合計で約1500kNである。また、外柱主筋は300mmの付着長さで、CFT鋼管内に定着させた。

5)中間層のRCパネルと1層部および3層部の鋼板耐震壁の間のせん断力伝達のため、壁板内に定着した繫梁の開口側には長さ175mmの大型シアキーを設け、さらに三角形スチフナーを溶接している。外柱部は鋼管を175mm延長してシアキーとしている。

3体の試験体のパラメーターは、開口幅と開口位置である。中央開口を持つ2体の試験体の相違点は、開口幅でそれぞれ300mmと400mmとしている。これらの繫梁は同じとしており、開口幅の違いが制振壁の剛性、繫梁の低サイクル疲労性状に及ぼす影響を検討する。開口位置は中央開口と片側開口の2種類である。片側開口を設けた試験体は、中央開口の2枚壁と比較すると壁板部の断面を大きく取ることができる。即ち、同程度の壁の剛性を期待する場合、開口幅を広く取ることができ、実用上はこちらが採用されることも想定される。この試験体では450mmの開口幅としている。

中央開口の繫梁にはウェブの座屈防止用に6mmのスチフナーで補強を施し、片側開口試験体の繫梁には、せん断降伏を先行させるためにフランジに6mmのプレート溶接している。片側開口試験体の壁板に取り付く短柱部は、中央開口試験体のそれより大きなせん断力を負担するため、CFT短柱ウェブに厚さ6mmのプレートを補強した。壁が取り付けられない柱の繫梁近傍部には曲げ耐力を増大する目的で6mmのプレートを鋼管フランジに溶接して補強した。

試験体のコンクリート打設は縦打ちとし1層から3層まで同時に打設した。コンクリートの調合は表-1に示すものであり、粗骨材の最大寸法は13mmである。コンクリートのスランプは、190~195mmであった。

試験体に用いた鋼材はSS材(鋼管はSTKR材)であり、鉄筋の機械的性質と共に表-2、表-3に示す。コンクリート

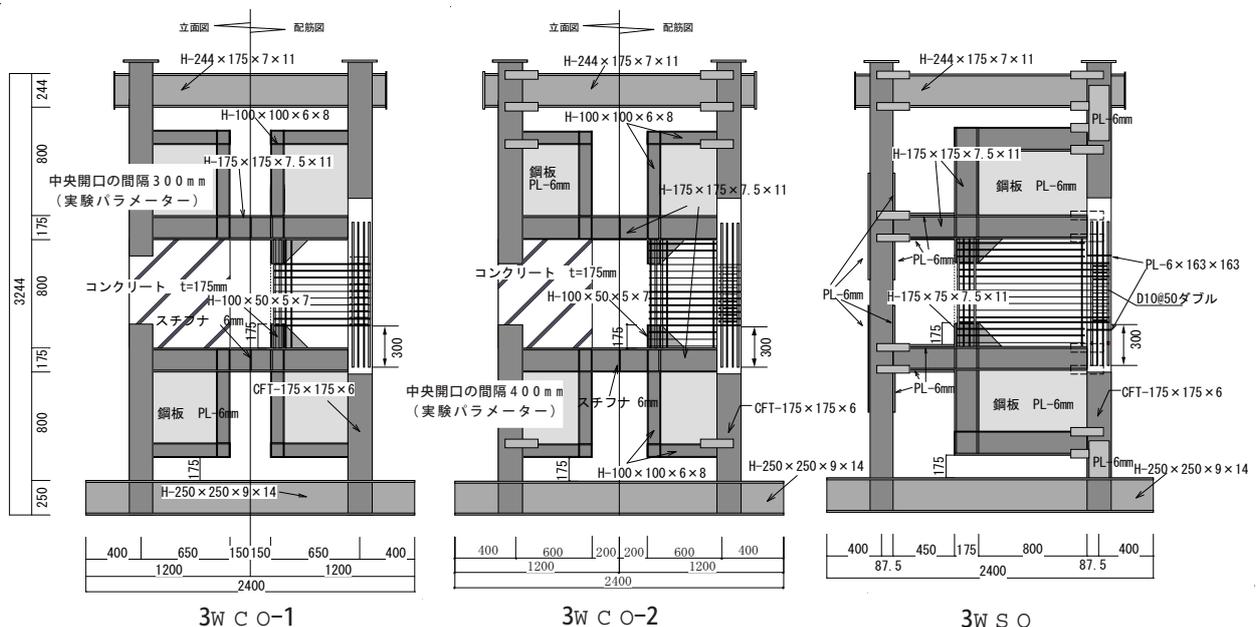


図-2 試験体の形状および寸法(単位: mm)

のシリンダー強度とヤング係数を表-4に示す。

加力装置の概略図を図-3に示す。鉛直荷重は柱一本あたり490kN(加力梁の重量を含む)を載荷し、実験中一定に保持した。軸力比に換算した場合、試験体により材料強度が異なるため若干の差が生じるが0.2程度となる。水平力は最上層梁に油圧ジャッキを用いて載荷した。載荷プログラムは正負交番漸増振幅繰返し法を採用し、層間変形角 $R=0.25/100rad$ から $R=2.0/100rad$ まで変位振幅増分 $0.25/100rad$ ずつ、各変位振幅で3回の繰返し載荷を行った。図-4に測定した主な変位を示す。水平力載荷点の水平変位を基礎梁上面から載荷点までの距離で除した値を層間変形角と定義した。また、2本の繫梁の部材角、2層壁板のせん断変形角をそれぞれ測定した。短柱および繫梁に生じる塑性ヒンジの位置を部材端面と仮定し、それ以外の部分を剛体とした場合の水平耐力の算定式および層間変形角と繫梁部材角の関係式も図-4に示している。

3. 実験結果

3.1 荷重-変形関係と破壊性状

図-5に各試験体の荷重-変形関係を示す。図中の●と■はそれぞれ繫梁と柱脚の初期降伏点を示している。図中の破線で示す直線は、図-4に示す耐力式で求めた転倒降伏機構線(メカニズムライン)で、 $P-\delta$ 効果を考慮している。耐力算定の支配要因である繫梁のせん断耐力の計算に用いる鋼材の材料強度として、降伏点応力度 σ_y および引張強度 σ_u を用いた場合についてそれぞれ細線と太線で示してい

る。3WCO-1試験体では、正荷重の大変形時($R=1.75/100rad$ 以降)に面外補剛装置が試験体の水平変位を拘束するようになり、水平力の実験値が若干大きくなっている。なお、面外補剛装置による拘束の有無は、装置が実験中手動によりスムーズに動くかどうかで判定している。すなわち、3WCO-1試験体のみ $1.75/100rad$ 以上の変位振幅での正荷重ピーク時に面外補剛装置は手動では動かなくなったこと、負荷重時には最後まで動いたことが確認されている。耐力上昇については、繫梁のせん断耐力評価におけるH形鋼フランジの枠効果の影響も多少考えられる。いずれの試験体においても終局水平耐力値は引張強度 σ_u を用いて計算した全塑性耐力値でほぼ評価できている。なお、CFT短柱の曲げ耐力算定には、 σ_y を用いている。

3WCO-1試験体の実験経過について述べる。層間変形角 $R=0.15/100rad$ で上下繫梁ともにせん断降伏し始め、 $R=0.3/100rad$ 、 $R=0.56/100rad$ で柱脚、柱頭の鋼管がそれぞれ降伏し始めた。 $R=0.5/100rad$ でRCパネルに微細なせん断ひび割れが生じ始め、開口側の柱上下端に設けたH形鋼シアキー周辺でひび割れに若干の進展があった。これは、せん断補強筋の配筋を2層上下端に施していないことが原因であると考えられるため、3WCO-2および3WSO試験体ではせん断補強に関する詳細に改良を施している。 $R=1.5/100rad$ で柱脚鋼管に局部座屈が発生するが水平力の低下は見られず、CFT柱としての曲げ耐力を維持している。 $R=1.75/100rad$ までは安定した履歴ループを描き、想定した復元力特性を示した。 $R=1.75rad$ 時に上繫梁ウェブ、

表-1 コンクリートの調査

水セメント比 (%)	水 (kg/m ³)	セメント (kg/m ³)	粗骨材 (kg/m ³)	細骨材 (kg/m ³)	混和剤 (kg/m ³)
49	190	388	937	758	3.88

表-2 鋼材の力学的性質

		Yield Stress (N/mm ²)	Yield Strain (%)	Tensile Stress (N/mm ²)	
3WCO-1	Tube(175×175×6)	328	0.16	419	
	H-175×175×7.5×11	Flange	297	0.14	433
		Web	327	0.16	448
3WCO-2	Tube(175×175×6)	411	0.20	487	
	H-175×175×7.5×11	Flange	291	0.14	452
		Web	321	0.16	476
3WSO	Tube(175×175×6)	408	0.20	488	
	H-175×175×7.5×11	Flange	291	0.14	452
		Web	321	0.16	476

表-3 鉄筋の力学的性質

		Yield Stress (N/mm ²)	Yield Strain (%)	Tensile Stress (N/mm ²)
3WCO-1	D10	335	0.16	500
	D13	348	0.17	492
	φ4	431	0.00	491
3WCO-2, 3WSO	D13	329	0.16	461
	D10	338	0.16	469
	φ4	337	0.16	471

表-4 コンクリートのシリンダー試験結果

	Strength (N/mm ²)	Young's Modulus (kN/mm ²)
3WCO-1	41.1	33.6
3WCO-2	35.8	37.9
3WSO	38.3	36.9

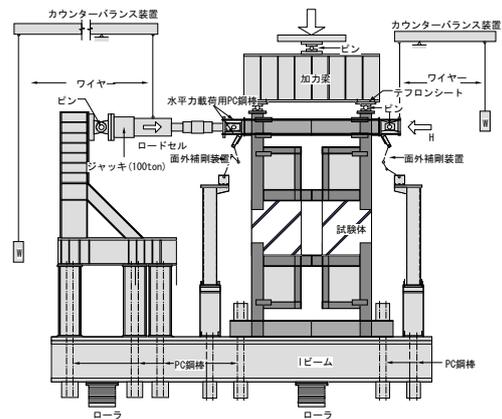


図-3 加力装置

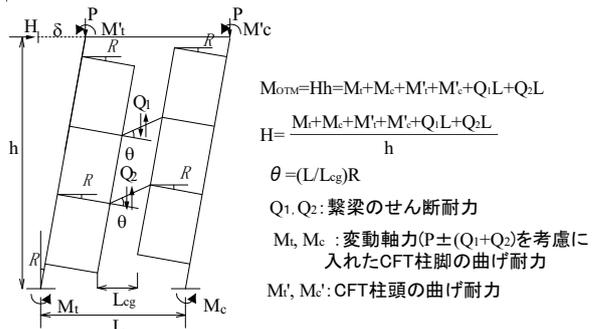


図-4 全塑性耐力の計算仮定

$R=2.0$ rad. 時に下繫梁ウェブにそれぞれ亀裂(写真 - 1)が生じ始め、耐力劣化を起こした。繫梁ウェブの低サイクル疲労破壊が、この制振壁の最終的な破壊機構であり、この場合の累積塑性変形量を定量的に評価する必要がある。詳しくは次項で考察する。繫梁ウェブの亀裂発生によって、制振壁の最終的な破壊に至ったが、これ以降も RC パネルに顕著なひび割れが生じることなく、大変形時にも最大耐力の半分程度の水平耐力と軸力支持能力を保持している。

3WCO-2 試験体は、 $R=0.11/100$ rad., $R=0.13/100$ rad. で上下繫梁がそれぞれせん断降伏し始め、 $R=-0.33/100$ rad., $R=0.99/100$ rad. で柱脚と柱頭の鋼管が降伏し始めた。 $R=0.75/100$ rad. あたりから RC パネルに微細なせん断ひび割れが生じ始めた。 $R=1.25/100$ rad. 時に柱脚鋼管に局部座屈が生じ、また、鉄骨基礎梁と引張側 CFT 柱脚鋼管の溶接部において、鋼管コーナー部から亀裂(写真 - 2)が発生し始めた。柱貫通型の接合部となっているため、溶接は隅肉溶接としているが、試験体には軽微な溶接欠陥(アンダーカット)が観察されており、これが原因になったものと思われる。実際の制振壁の場合は避けられる溶接部亀裂と思われる、文献 2)- 3) の 1 層制振壁実験においてはこのような亀裂は観察されていない。復元力特性は、 $R=1.5/100$ rad. までは耐力上昇を伴いながら履歴ループを描いているが、 $R=1.5/100$ rad. の 3 サイクル目で CFT 柱脚鋼管フランジとウェブ半分程度に破断が生じたため耐力劣化を起こしている。3WCO-2 試験体は、3WCO-1 試験体で観測された繫梁ウェブの低サイクル疲労破壊が生じていない。これは、3WCO-2 試験体の開口幅が 3WCO-1 試験体のそれより大きくなっていることに起因しており、前者が後者よりも繫梁

の累積塑性変形量が小さくなることと対応している。実験終了後の破壊状況を観察すると、RC パネルに発生した微細なひび割れは進展することなく、水平力が零となった時点では殆ど観察することが出来ないほどであった。一方で、CFT 柱脚に発生した溶接部の破断部においては破壊が進行していた。

3WSO 試験体は、 $R=0.15/100$ rad., $R=0.18/100$ rad. で上下繫梁がそれぞれせん断降伏し始め、 $R=0.28/100$ rad., $R=0.8/100$ rad. で柱脚と柱頭の鋼管が降伏し始めた。 $R=1.0/100$ rad. あたりから RC パネルに微細なせん断ひび割れが生じ始めた。 $R=1.5/100$ rad. 時に柱脚鋼管に局部座屈が生じ始め、基礎鉄骨梁と鋼管外側コーナー部から溶接欠陥(アンダーカット)のため、亀裂(写真 - 3)が生じ始めた。復元力特性は、 $R=1.5/100$ rad. までは耐力上昇を伴いながら履歴ループを描いているが、 $R=1.75/100$ rad. 時に柱脚鋼管溶接部の破断が広がり耐力劣化を起こした。最終破壊状況は、3WCO-2 試験体と同様に柱脚鋼管溶接部の破断が顕著であった。

3.2 繫梁の変形

各試験体の繫梁の部材角と層間変形角の関係を図 - 6 に示す。上下繫梁の履歴性状はほぼ同様なので、ここでは下繫梁のみ示す。図中の点線は、図 - 4 に示す転倒モーメント降伏機構を形成した場合の繫梁に生じる部材角と層間変形角との関係に関する計算値を示している。これによる繫梁の部材角は層間変形角に対し、3WCO-1 試験体で 5 倍、3WCO-2 試験体で 4 倍、3WSO 試験体で 3.5 倍となり、各試験体の開口幅で異なるが、実験値は計算値と同程度の値をとっている。これは、試験体が想定した降伏機構を形成することで繫梁に変形が集中し、繫梁が履歴ダンパーとして

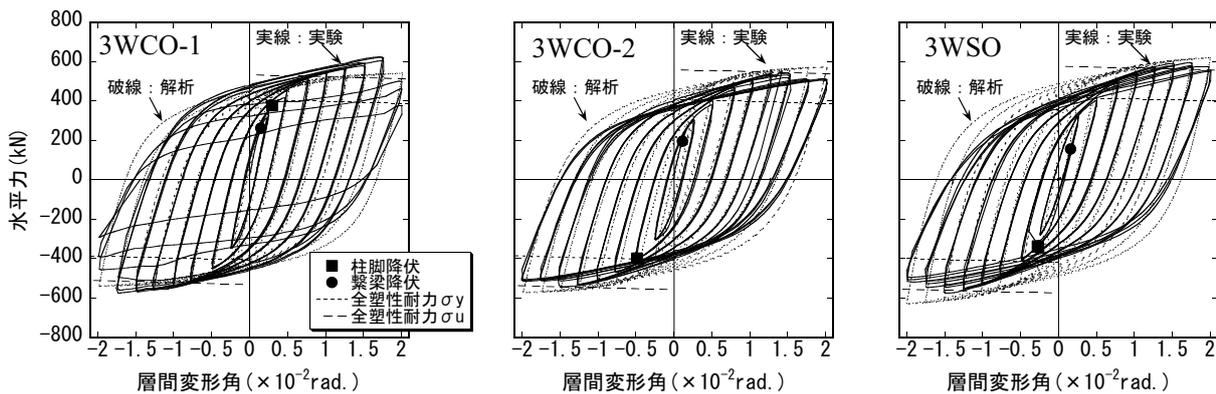


図 - 5 荷重 - 変形関係



写真 - 1 3WCO-1 繫梁ウェブ亀裂 (R=1.75/100rad.)



写真 - 2 3WCO-2 柱脚亀裂 (R=1.75/100rad.)



写真 - 3 3WSO 柱脚亀裂 (R=1.75/100rad.)

機能することを意味している。

次に3WCO-1試験体の繫梁ウェブに生じた低サイクル疲労破壊について述べる。制振壁に設ける繫梁には履歴ダンパーの性能を期待するため、低サイクル疲労破壊は、本質的に避けることの出来ない破壊である。従って、対象建物の耐震性能を確保する上で要求される必要累積塑性変形に対して疲労破壊に至るまでのエネルギー吸収量(累積塑性変形)が十分であるかを検討する。まず、必要累積変形について述べる。本試験体の設計時に参考とした6階建てプロトタイプ建物の各種地震波に対する応答計算結果⁹⁾によると、地震継続時間が120秒と長い人工地震波を除き、必要累積塑性変形角は1.1rad.未満となった。先の人工地震波に対する応答結果でも、必要累積塑性変形角は2.5rad.程度である。解析に採用した建物の耐震性能クライテリアは最大地動速度50kineの地震に対する最大応答層間変形角を1.0/100rad.以内とすることである。3WCO-1試験体の実験で示された上下繫梁の保有累積塑性変形角を図-7に示す。累積塑性変形角は、上繫梁で3.2rad., 下繫梁で4.2rad.である。これらの値の差は、両者の繫梁ウェブの破壊時期が異なっているためである。いずれにしても、本試験体の繫梁の保有累積塑性変形角は必要累積塑性変形角を十分上回っているといえる。但し、必要累積塑性変形に関しては、要求される耐震性能のレベルや制振壁形状により変化する。

3.3 CFT柱脚のせん断余裕度に関する考察

耐震壁の設計上、重要となるのはそのせん断破壊の防止である。そのためには、耐震壁の必要せん断力と保有せん

断耐力を明らかにしなければならない。必要せん断力は、一般の連層耐震壁には「終局強度指針」¹⁾、制振壁の場合は文献4)に検討結果が示されている。保有せん断耐力については、通常のRC構造連層耐震壁の場合は統一的な耐力式の提案は未だ行なわれおらず、特に寸法効果の影響など未解決な問題が残されている。一方、CFT短柱のせん断耐力式については研究が行なわれており、せん断耐力算定式と制振壁に用いた薄肉鋼管を有するCFT短柱のせん断耐力実験の比較検討が文献3)において行なわれている。ここでは、文献3)の方法を用いて本実験における試験体のせん断余裕度の検討を行う。文献3)では、下界定理に基づいて求めた鋼管短柱と無筋コンクリート短柱のせん断耐力を一般化累加してCFT短柱の軸力 N とせん断力 Q の相関曲線を求める方法が示されている。図-8には、せん断耐力の計算値が最も小さな値となる3WCO-1試験体についての Q - N 曲線を示しており、実験値としては各試験体の耐力発揮時におけるせん断耐力を、圧縮側柱と引張側柱にその時の左右鋼板耐震壁のせん断力負担割合に従って分配し示している。3WSO試験体は、片側開口とした設計としており、壁の取り付く柱脚には、開口側の柱脚の約2倍のせん断力が生じている。各試験体とも、圧縮および引張側柱ともに耐力線の内側にあり、いずれの試験体でもCFT短柱のせん断破壊が発生していないことと一致している。したがって、文献3)に示されているように、CFT造周辺柱を有する制振壁の短柱の設計では、圧縮側柱の軸力が充填コンクリートの中心圧縮耐力より小さいことを確認したうえで、

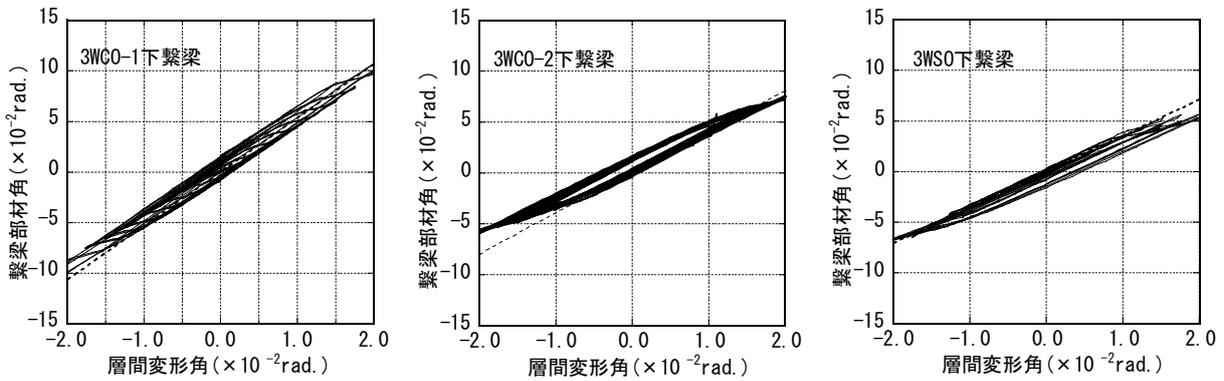


図-6 下繫梁部材角-層間変形角関係

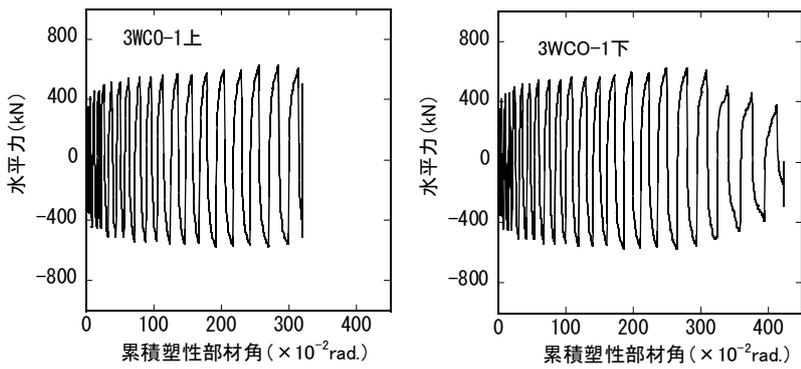


図-7 3WCO-1繫梁累積塑性変形角

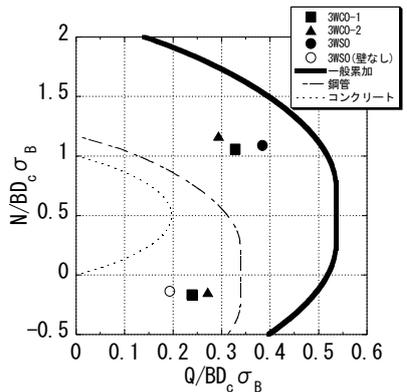


図-8 CFT短柱の Q - N 層間曲線

CFT柱2本のウェブのみで設計用せん断力を負担できるようにすればよいと考えられる。

4. 解析の概要と実験結果との比較

使用したプログラムは2次元骨組解析プログラム⁵⁾で、材料および幾何学的非線形を考慮している。柱梁はファイバーモデルの柱梁要素モデルとし、繫梁のみせん断変形を考慮した柱梁要素を用いている。材料の構成則は、鋼材は図-10に示す大井・高梨モデル⁶⁾とし、CFT柱のコンクリートは図-11に示す耐力劣化のないPopovicsモデル⁷⁾とした。また壁板は、殆ど弾性的に挙動したことから等価なせん断剛性を有するブレースに置換した(図-9)。

実験と解析で得られた荷重-変形関係の比較を図-5に示している。3WCO-1試験体では前述した理由から、正荷重時の耐力が解析値よりも大きくなっているが、負側荷重においては比較的精度良く評価できている。各試験体ともに、それぞれの局部破壊に起因する耐力劣化が進行するまでは、最大耐力、剛性は精度良く評価できている。これは、制振壁全体の破壊過程において、壁板部の複雑な塑性化現象を含んでいないため、制振壁の設計における有用性の一つである。

5. まとめ

本論文においては、CFT周辺柱を有する制振壁の弾塑性性状を、実際の建物の中に配置された場合に近い状態で実験的に評価することを目的に、3層の試験体3体を製作して、一定軸力下における繰返し水平力載荷実験を行った。実験のパラメーターは、制振壁が有する開口幅と開口位置である。実験により得られた結論を以下に示す。

- 1) 制振壁の履歴性状は、設計時に設定した層間変形角のクライテリアである1/100rad.以内において、繫梁のせん断変形性状と短柱に形成される塑性ヒンジの曲げ変形性状に支配され、履歴ダンパー内蔵型の連層耐震壁として挙動を示した。

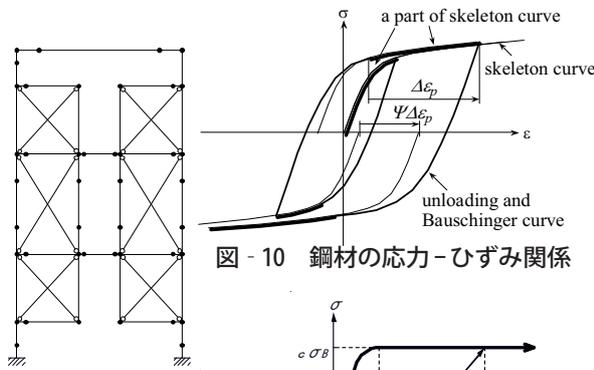


図-10 鋼材の応力-ひずみ関係

図-9 骨組みモデル

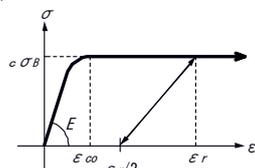


図-11 コンクリートの応力-ひずみ関係

- 2) 開口幅が狭く、繫梁に生じる部材角が最も大きくなる3WCO-1試験体においては、繫梁ウェブの低サイクル疲労破壊から復元力特性に劣化が生じた。この時の繫梁の累積塑性変形角は3.2rad.で、既往の解析的研究で得られた必要累積塑性変形角1.1rad.に対し3倍程度の余裕があることが分かった。
- 3) 実験においてCFT短柱が負担するせん断力は、鋼管と無筋コンクリートのせん断耐力を一般化累加して得られるせん断耐力を下回り、せん断破壊が観察されなかった実験結果と対応した。本制振壁の主要構成要素であるCFT短柱のせん断設計は、設計用せん断力をCFT柱のウェブのみで負担できるようにすれば十分であるといえる。
- 4) 実際の建物に制振壁を組み込んだ場合の一般階部分にあたる2層壁部分のコンクリートにはほとんどひび割れが生じず、地震後の修復が簡易なものとなることが明らかとなった。これは、従来の並列連層耐震壁の場合と大きく異なる。

謝辞

本研究は、平成18年度基盤研究A(課題番号18206060, 研究代表者:九州大学教授・崎野健治)の一環として行った。実験に際しては九州大学技官の川口晃氏、窪寺弘顕氏、大学院生の田才毅氏、尾崎研二氏、中嶋圭一郎氏、福原健介氏の協力を得ました。ここに記して関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990.11.
- 2) 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.
- 3) 日高桃子, 崎野健治:転倒降伏耐震壁の1層部におけるせん断性状に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, No.586, pp.163-170, 2004.12.
- 4) 日高桃子, 二木秀也, 崎野健治:制振壁フレームの必要変形能力と設計用応力に関する解析的研究, 日本建築学会構造系論文集, No.613, pp.81-87, 2007.3.
- 5) Kawano,A., Griffith,M.C., Joshi,H.R. and Warner,R.F.: Analysis of the Behavior and Collapse of Concrete Frames Subjected to Severe Ground Motion, Research Report No.R163, Department of Civil and Environmental Engineering, The University of Adelaide, Australia, 1998.
- 6) 孟令樺, 大井謙一, 高梨晃一:鉄骨骨組地震応答解析のための耐力劣化を伴う簡易部材モデル, 日本建築学会構造系論文集, No.437号, pp.115-124, 1992.7.
- 7) Popovics, S.: Numerical Approach to Complete Stress-Strain Curve of Concrete, Cement and Concrete Research, Vol.3, pp.583-599, 1973.