

## 論文 RC 造連層有開口壁の設計法に関する考察

加藤大介\*1・杉下陽一\*2

**要旨:** 有開口耐震壁を両袖壁に分離して設計する場合の変形能の評価法を実験結果に基づき提案した。せん断力が圧縮側袖壁によってのみ伝達可能ならば、曲げ強度は壁基礎面での平面保持解析により求められ、また、変形能は圧縮側袖壁のせん断強度のみを考慮して、せん断設計式に用いられるコンクリート強度有効係数により計算できる。次に、せん断力が両方の袖壁により伝達されるなら、曲げ強度は壁基礎面での平面保持解析により求められものを開口の影響により低減させなければならない。このタイプの壁の変形能は、両方の袖壁のせん断強度の和を対象にして、コンクリート強度有効係数により得られた変形能を、開口の影響により低減させて計算される。

**キーワード:** 耐震壁, 開口, 連層, せん断強度, 変形能, 曲げ強度, 開口低減率, 耐震設計

## 1. はじめに

筆者らは開口をもつ1層の耐震壁のせん断破壊実験を行い、その検討を基に開口耐震壁の終局強度型設計法を提案した[1]。さらに、不足していた曲げ降伏する連層耐震壁のデータを得るために、有開口連層耐震壁の静加力実験を行い、連層壁の曲げ強度と変形能に及ぼす開口の影響を検討した[2,3]。本報告では文献[2,3]の結果を用いて、有開口連層耐震壁の設計法を考察した。

## 2. 有開口耐震壁のせん断強度の再検討

文献[1]の方法は両袖壁のせん断強度の和を有開口耐震壁のせん断強度とするものであるが、実際には引張側の袖壁は曲げ降伏することが予想される。ここでは、靱性評価に用いることを念頭に置き、より現実的なせん断強度の評価法を再検討した。

図-1(a)(b)は、既往の有開口耐震壁の実験結果を用いて最大強度の実験値と計算値を比較したものである(出典は文献[1]に記述)。縦軸は実験値、横軸は計算値であるが、いずれも曲げ耐力計算値(略算値)で除して基準化されている。図-1(a)は仮想の無開口耐震壁のせん断強度を開口低減率 $\gamma$ により低減したものである。無開口壁のせん断力は鉄筋コンクリート造建物の終局強度型設計指針[4](学会指針)に示されているトラスとアーチの式より算

出した。図よりこの方法は安全側ではないことが分かる。一方、図-1(b)は両側の袖壁の強度を合計する提案された方法による結果を示している。袖壁の個々の強度はせん断強度と曲げ強度の最小値により得られたものである。両袖壁に作用する軸力は文献[1]に示された方法(図-7(a)の方法1)で求めたが、開口高さ中央位置での引張鉄筋(斜め筋を含む)より決まる最大引張軸力で打ち止めしている。袖壁のせん断強度は学会指針により提案されたせん断設計式を用いているが、図(b)中に示したように、コンクリート強度有効係数として無開口耐震壁の値(図(a)中に記載)より高い値を採用している。これは有開口壁の両側の袖壁に作用する軸力は、加力方向に従って圧縮力と引張力が交互に作用する、すなわち変動軸力であるため、圧縮方向の一定軸力を受ける無開口試験体の壁板に比べコンクリートの損傷が少ないことを考慮した結果である。図-1(b)より本方法がせん断強度の安全側の設計式として有効であることが分かる。

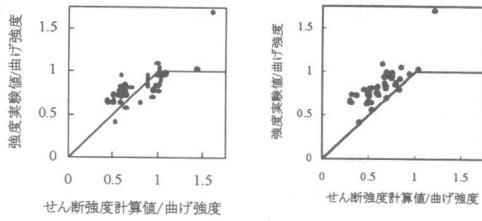
## 3. 変形能の評価法の現状およびその問題点

## 3.1 開口低減率を使う方法の問題点と適用範囲

学会指針では、無開口耐震壁の変形能を曲げ耐力と等しいせん断耐力を与えるコンクリート有効係数を用いて評価する方法が示されている。本研究では

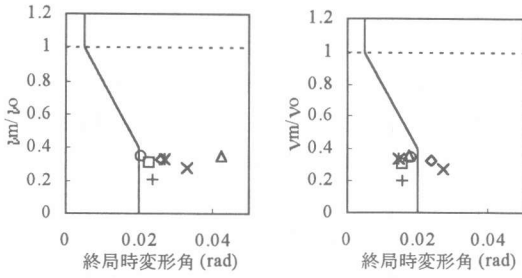
\*1 新潟大学教授 工学部建設学科 工博(正会員)

\*2 新潟大学自然科学研究科博士課程前期大学院生

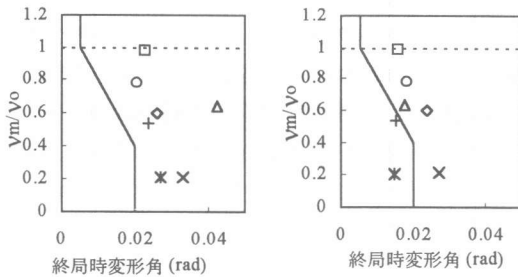


(a) 開口低減率の方法 (b) 両側の袖壁の強度の和  
 $(\nu o=0.7-\sigma_B/200)$   $(\nu o=0.9-\sigma_B/200)$

図-1 有開口壁のせん断強度式の適用性の検証



(a1) 1層の全変形角 (a2) 1層の曲げ変形角  
 (a) 開口低減率を使った場合  
 $(\nu o=0.7-\sigma_B/200)$



(b1) 1層の全変形角 (b2) 1層の曲げ変形角  
 (b) 両袖壁の強度の和でせん断強度を算出  
 $(\nu o=0.9-\sigma_B/200)$

図-2 せん断強度と曲げ強度を一致させるための  
 コンクリート強度有効係数と変形能の比較

同手法を有開口壁の変形能を評価するために適用し、変形能とコンクリート有効係数の間の関係を議論する。対象試験体は、文献[2,3]で示した0.3~0.5の開口周比の中央、中央戸型あるいは偏在戸型の開口を持つ曲げ降伏型連層有開口耐震壁6体である。

なお、戸型偏在開口のある試験体WSO4は左右非対称なので、正・負方向で別の試験体と考え7点がプロットされている(図-5参照)。

図-2(a1)(a2)は、せん断強度の低減率 $\nu$ と学会指針の無開口耐震壁のせん断強度式を併用したときの、有開口耐震壁試験体の曲げ強度とせん断強度が一致するときのコンクリート強度の有効係数と変形能実験値の関係である。図中実線は学会指針に示された無開口耐震壁用の設計式を示す。図(a1)は終局時変形角実験値として終局限界点における1層の全体変形角を、図(a2)は終局限界点での1層の曲げ変形角をとったものである。なお、終局限界点は耐力の80%低下点の正負の小さい方とし、また、曲げ変形角は1層梁芯位置の回転量とした。これらの図では相互関係がほとんど認められず、この方法では実験結果を合理的に説明できていない。図(a1)の全変形をみると式は一見安全側に見えるが、図(a2)の曲げ変形に着目すると、安全側となるのは試験体WNO1のみ(もう一体は試験体WSO4の負方向なので試験体としては危険側)で、これは斜め筋のない開口周比0.3のものである。学会指針で示されている本設計式の原型は、無開口耐震壁を対象に提案されており、曲げ変形ではなく全変形を用いて安全性が検証されている。この観点からは、図(a1)で全て安全側なので、開口低減率を用いる方法も設計に用いることもできるという議論もあろう。しかし、有開口耐震壁の場合は無開口耐震壁に比べ、終局限界時のせん断変形成分が大きくなる危険性があり、本論文では低減率を使うやり方は危険側であると判断する。ただし、試験体WNO1は曲げ変形を使ってもこの手法で安全側であることから、斜め筋のない開口周比0.3以下の中央開口をもつ耐震壁は開口低減率を用いる手法を適用可と判断できる。

### 3.2 文献[1]の方法の問題点

図-2(b1)(b2)に、文献[1]を参考にし、有開口壁のせん断耐力を両袖壁の強度の和とする方法を用いて、同じ関係を示す。ただし、両袖壁の強度は曲げ強度とせん断強度の小さい方とし、せん断強度式に用いる非ヒンジ領域のコンクリートの有効強度係数 $\nu o$ は図-1(b)に示したものとした。図(b1)(b2)は

を受ける正加力時の偏在戸型開口のものである。

#### 4. 曲げ強度と変形能の評価法の提案

##### 4.1 検討用のモデルおよび設計法

この問題を議論するために、図-3(a)(b)に示した単純化したモデルを検討する。図(a)は無開口壁のストラットとタイモデルを示している。このモデルではせん断力は壁の1つの斜めストラットによって伝えられる。また、曲げ耐力 $P_y$ は、縦方向の引っ張りのタイが降伏力 $T_y$ に達したときの耐力として定義される。一方、図(b)は有開口壁の単純化したモデルを示している。簡略化のため、開口は1層部分のみを考慮した。このモデルにおいては、せん断力は両袖壁の2つの斜めストラットによって伝えられる。

これらの2つのモデルを比較すると、次の2点が指摘できる。第1点目は強度についてであるが、図(b)に示した有開口耐震壁では、圧縮反力 $C_1$ が存在するために、図(a)の無開口壁のモデルの曲げ耐力 $P_y$ の達成は不可能という点である。 $C_1$ は圧縮反力の一つで、元々圧縮柱の中央に作用していたものであるが、開口により壁板の中に移動し、この結果、曲げ強度が低下する。第2点目は、変形機構についてであるが、図(b)のモデルにおいては引張柱が引張降伏後も水平移動変形、すなわち、1層1スパンの耐震壁としてのせん断変形(後述の図(f)参照)、が生じることである。これらの挙動は両側の袖壁によるせん断力抵抗の負担比により影響を受ける。この観点から、図-3(c)(d)に示すような、図-3(b)の原型モデルにおける2つの極端なケースを検討する。図(c)のモデルは、せん断力が圧縮側変動軸力を受ける左側の袖壁のみにより伝達されるものであり、このタイプの壁をFタイプ(曲げタイプ)と呼ぶ。また、図(d)のモデルは、引張側変動軸力を受ける右側の袖壁のみでせん断力に抵抗しているもので、このタイプの壁をFSタイプ(曲げせん断タイプ)と呼ぶ。これらの二つのモデルは、静定構造なので、引張柱の引張降伏による曲げ耐力と変形機構が容易に得られる。

図-3(e)(f)にモデルの引張柱の降伏後の曲げ強度( $M$ )と1スパンの耐震壁としての曲げ変形角( $\theta_f$ )と全体変形角( $\theta$ )の関係を示す。ここで、 $M_y$ は無開口壁(図(a))の曲げ強度である。図(e)に示す

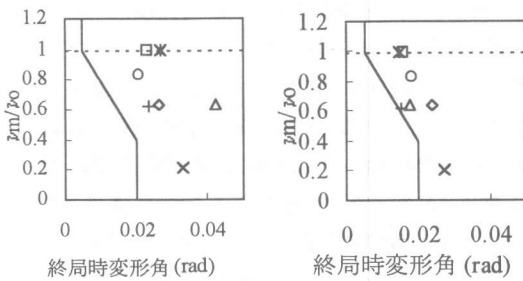
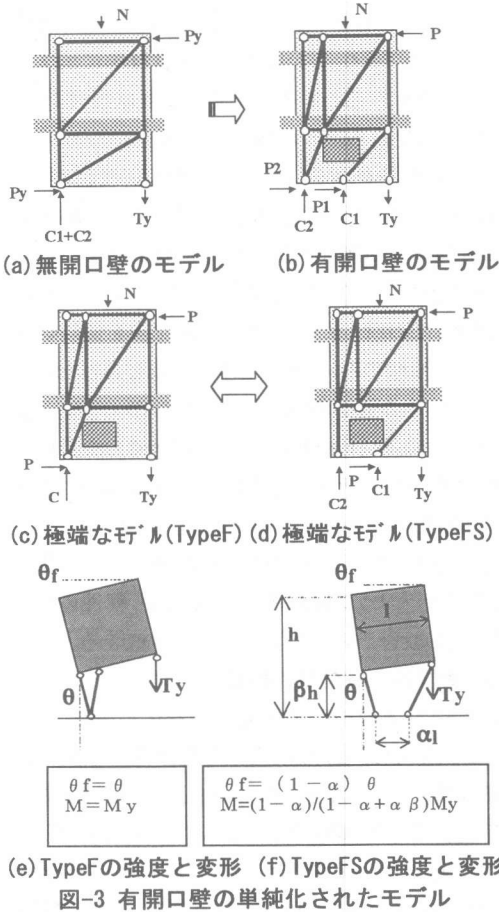


図-4 せん断強度と曲げ強度を一致させるためのコンクリート強度有効係数と変形能(圧縮軸力を受ける袖壁のみでせん断強度を算出)

図(a1)(a2)と比べ、よりよい相関関係が見られるが、実際の設計で重要となる1層曲げ変形のデータを使った図(b2)では、2つの危険側のデータがあり、このままでは設計式として適用できない。これらの2つの試験体は、斜め強筋があるものと、独立柱が圧縮力

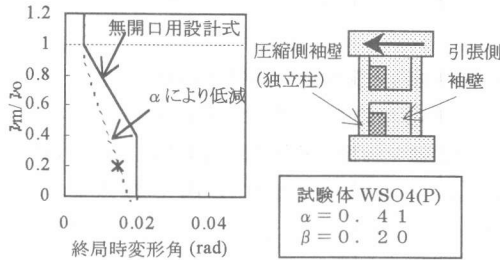
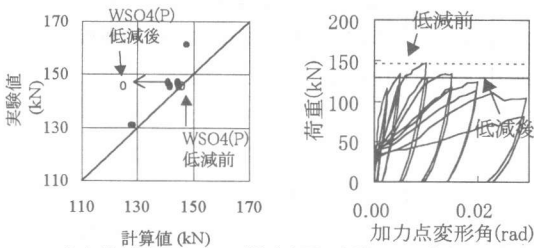
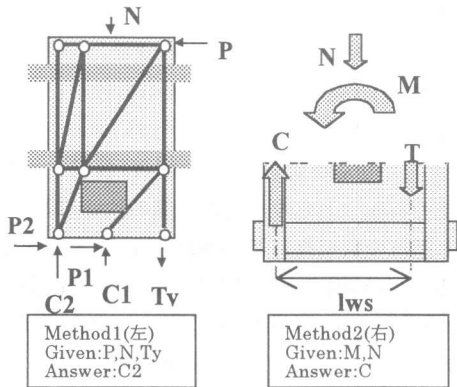


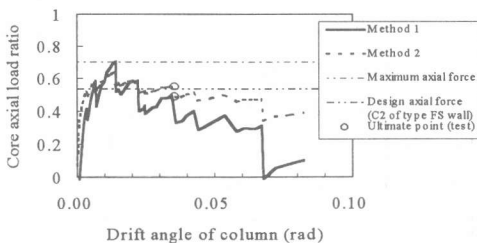
図-5 試験体WSO4(P)のせん断強度と曲げ強度を一致させるためのコンクリート強度有効係数と変形能の比較（両袖壁の強度の和によりせん断強度を算出）



(a) 曲げ強度の比較 (b) 試験体WSO4(P)の挙動  
 図-6 曲げ強度の実験値と計算値の比較



(a) 独立柱に作用する軸力を推定する方法



(b) 推定された軸力と独立柱の変形角の関係  
 図-7 実験中に試験体WSO4(P)の独立柱に作用した軸力の推定

Fタイプでは、無開口壁と同じ曲げ強度と変形機構を得ることができる。しかしながら、図(f)中に示すように、FSタイプでは曲げ変形角と強度は無開口壁に比べ低減される。それは $\alpha$ と $\beta$ に依存、すなわち、開口の大きさと位置によって決定される。これより以下に示す設計法が提案できる。第一に、有開口壁を曲げ降伏する無開口壁と同等に設計するためには、その壁はFタイプとして設計すればよい、ということである。この時、せん断力は圧縮軸力を受ける側の一つの袖壁のみによって抵抗されなければならない。次に、その壁がFタイプとして設計ができない場合、すなわち設計用せん断力が圧縮軸力を受ける側の袖壁のせん断強度を上回る場合には、曲げ降伏する無開口壁と同等の性能をもつ壁としては設計不可能となるが、その曲げ強度および変形能を図-3(f)中に示すように低減させることにより靱性のある壁としての設計が可能となる、というものである。

#### 4.2 設計法の有効性の検証

本節では、この設計法の妥当性をデータにより検証する。図-4(a)(b)は試験体の全体曲げ強度とせん断強度が等しくなるときのコンクリート有効係数と変形能実験値の関係を示したものである。ただし、有開口壁のせん断強度は圧縮側変動軸力が作用する側の袖壁のみ有効として算出した。図中の縦軸の値が1より小さい試験体は、圧縮側の袖壁のみでせん断力を伝達できる試験体、すなわち、Fタイプに分類されることを意味している。なお、ここで、偏在戸型開口の試験体で独立柱が圧縮軸力を受ける試験体(WSO4(P))においては、独立柱の強度が曲げ強度で決定されるので、耐震壁としての全体強度とせん断強度が一致する点のコンクリートの有効強度係数は算出不能であった。そこで、便宜上この試験体は縦軸1の点にプロットしてある。さて、1層の曲げ変形角を用いた図(b)をみると、よい相互関係が見られ、また、設計式を下回る危険側のデータはないこと、すなわち、本手法により有開口壁を無開口壁と同様に安全側に設計できることが示されている。

ここで、7体の試験体の内6体がFタイプに分類されているが、前述した試験体WSO4(P)が縦軸1の点にあり、本手法ではFタイプとして無開口耐震壁と同様の方法では靱性のある耐震壁としては設計

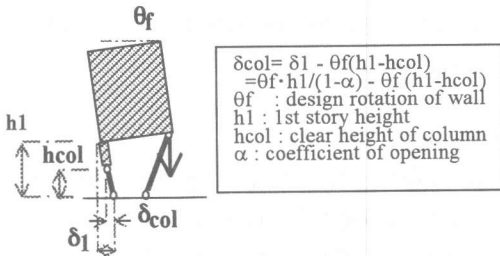


図-8 独立柱の設計用変形概念図 ( $\delta_{col}$ )

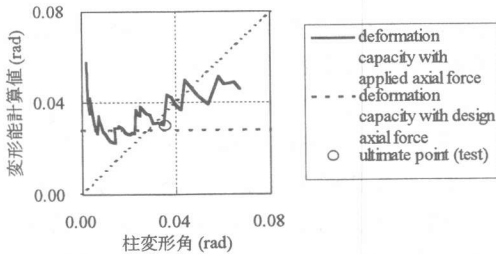


図-9 試験体WSO4(P)の独立柱の変形角とそのステップでの作用軸力を用いて計算される柱の変形能の関係

できないことが分かる。

そこで、次に、図-3(f)に示した方法に従って曲げ強度と曲げ変形を低減することにより、本耐震壁がFSタイプとして靱性設計可能かどうかを検討する。図-5は本報告の図-2(b2)と同じ関係を試験体WSO4(P)についてだけ示したものである。図中の実線は無開口耐震壁に対する設計式を表し、既に図-2(b2)で説明したように、この試験体は危険側に位置している。一方、図中破線は無開口用の設計式によって得られた変形能をFSタイプ用の設計式として $(1-\alpha)$ で低減したものである。プロットされた点はちょうど線上にあり、FSタイプの変形能の算出法として提案した方法が有効であることを示している。

FSタイプとして設計する場合には、曲げ強度も図-3(f)に示される方法に従って低減する必要がある。図-6(a)に最大耐力実験値と曲げ強度計算値との関係を示した。曲げ強度計算値は耐震壁の脚部で平面保持を仮定して求めた。低減前のWSO4(P)の曲げ強度計算値は実験値と同値であり、必ずしも危険側にはなっていないが、実験値に対する計算値の比率は他のFタイプの試験体より低く、安全率は劣る。一方、同図中に示すように計算値はこの低減により十分安全側へ移動した。参考のため、図-6(b)にこの試験体の水平荷重-変形角関係を曲げ

強度計算値と共に示す。図から分かるように試験体の復元力は低減前の曲げ強度に達したのは1サイクルのみであり、平均的には低減された曲げ強度程度の復元力を示しており、低減前の曲げ強度は必ずしも安全側ではなく、この低減法の有効性が分かる。

#### 4.3 独立柱の設計法

実際の設計においては、FSタイプの独立柱にはせん断抵抗は必ずしも要求されず、圧縮軸力を負担しさえすればよい。ただし、高軸力下で強制水平変形を受けるため、その軸力に対する靱性設計が必要となる。問題点は、設計用軸力と設計用変形をどう評価するか、および、具体的な靱性設計をどのように行うか、の3点である。

設計用軸力を検討するために、試験体WSO4(P)の独立柱が載荷中に受けた軸力を推定してみる。図-7(a)は、加力中に独立柱に作用した軸力を推定する2つの方法を示したものである。方法1はストラットとタイのモデルであるが、外力P、Nおよび引張柱の降伏軸力 $T_y$ が与えられれば、独立柱の軸力 $C_2$ を力の釣り合いにより得ることができる。ただし、モデルの $T_y$ は耐震壁の全体曲げ強度が実際の断面を用いて平面保持解析により計算されたものと本モデルとで一致するように逆算して求めた。従って、計算された圧縮反力の合計 $C_1+C_2$ は実際の圧縮反力の合計より小さく評価される。そこで、推定された独立柱の軸力 $C_2$ は以下の式で修正した。

$$C = (\text{実際の圧縮反力の合計}) \times C_2 / (C_1 + C_2)$$

ここで、実際の圧縮反力の合計は全軸力、引っ張り側の柱型の全軸方向筋の降伏引張力および壁板の全軸方向筋の降伏引張力の合計とした。一方、方法2は文献[1]の方法で、開口高さ中央位置での作用モーメントを応力中心間距離の略算値で除して作用軸力を推定するものである。

図-7(b)に実験中に独立柱が受けた軸力の推定値を示す。縦軸は推定軸力を表し、横軸は独立柱の変形角の実験値を表している。この変形角の実験値は、独立柱上端の水平変位を柱内法高さで除して求めた。推定結果は作用軸力が加力に従い変化することを示しており、このために設計用軸力の設定を難しくしている。同図中の上側の水平線は、前述した圧縮反力の合計、すなわち、作用しうる最大軸

力を表している。方法1による推定軸力は、1度だけこの値に達し、柱の変形が進むにつれ徐々に低下しており、この最大軸力を設計用軸力とすることはかなり安全側の設定となろう。一方、下側の水平線は図-3(d)に示したFSタイプのモデルの軸力C2を前述の式で修正した軸力を示しており、これはFSタイプの壁が期待されている曲げ強度を発揮しているときの独立柱に作用する軸力を意味している。図より試験体の終局限界点周辺では推定された作用軸力がこの軸力レベルであることが分かり、この軸力が独立柱の設計用軸力として適用可能と判断できる。

次の問題点は独立柱の設計用変形 $\delta_{col}$ であるが、1層部分の必要回転角 $\theta_f$ が与えられれば、図-8に示した変形機構を仮定して、略算的に設定できる。この設計用変形を独立柱の内法高さで除して設計用変形角とすれば、安全側の設計値となろう。

最後の問題点は具体的な靱性評価式であるが、これは通常の柱部材に適用できるものであればなんでもよい。ただし、有開口耐震壁に含まれる独立柱は典型的な変動軸力を受ける柱なので、変動軸力の効果を取り入れた式、例えば文献[5]による方法など、を使うのが合理的である。

図-9はこの独立柱の設計法の適用性の検討を試みたものである。図の横軸は図-7の横軸と同じで独立柱の推定変形角、縦軸はその加力ステップで独立柱に作用している軸力を用いて計算されたその柱の変形能である。作用軸力は前述した方法1による推定値で、柱の変形能は文献[5]によった。実線は正方向の包絡線上での各载荷ステップを示している。さて、この実線の縦軸最小値は、作用軸力が最大時の変形能を表している。しかし、この点における柱の変形角(横軸)は、この変形能計算値(縦軸)よりも小さいため、柱はこの変形角において終局限界点に達していない。すなわち、この図において、横軸の変形角が縦軸の変形能計算値と等しくなっているとき(この線と $y=x$ の線が交差している点)が柱の終局限界点ということになる。実験での耐震壁の終局限界点を○印で示したが、この点は実線と $y=x$ の線の交点付近に位置しており、本試験体においては耐震壁としての終局限界点と独立柱の終局限界はほぼ同時だったといえる。同データのみより本設計法

の妥当性は論じられないが、本検討方法は設計法の妥当性を判断する上で有効である。

## 5. 結論

(1) 開口低減率を用いてせん断強度を求めるやり方で変形能を評価する方法は危険側であった。ただし、斜め筋のない開口周比0.3以下の中央開口をもつ耐震壁にはこの方法を適用してよい。

(2) 有開口耐震壁を両袖壁に分離して設計する方法を提案した。その概要は以下の通り。

・曲げ強度の評価法 : せん断力が圧縮側袖壁によってのみ伝達可能ならば(これをFタイプと呼ぶ)、曲げ強度は壁基礎面での平面保持解析により求められる。ただし、せん断力が両方の袖壁により伝達されるなら(これをFSタイプと呼ぶ)、曲げ強度は壁基礎面での平面保持解析により求められものを開口の影響により低減させなければならない。なお、他の壁はせん断破壊壁(これをSタイプと呼ぶ)となる。

・変形能の評価法 : Fタイプの壁の変形能は、圧縮側袖壁のせん断強度のみを考慮して、せん断設計式に用いられるコンクリート強度有効係数により計算できる。FSタイプの壁の変形能は、両方の袖壁のせん断強度の和を対象にして、コンクリート強度有効係数により得られた変形能を、開口の影響により低減させることにより安全側に計算される。

・FSタイプの独立柱 : FSタイプの独立柱は所定の軸力に対して靱性設計が必要である。

## 【参考文献】

- [1]加藤大介, 壁谷沢寿海, 小谷俊介, 青山博之: 鉄筋コンクリート造有開口壁の耐震設計法, コンクリート工学論文集, Vol.2, No.2, 1991年, pp.143-152
- [2]野田浩志, 杉下陽一, 加藤大介: RC造連層開口壁の静加力実験, 第19回コンクリート工学年次論文報告集19-2, 1997年, pp.1077-10882
- [3]大谷裕美, 加藤大介, 他: RC造連層有開口壁の静加力実験(その1~3), 日本建築学会大会学術講演梗概集C-2構造IV, pp.821-826, 1998年
- [4]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, 日本建築学会
- [5]加藤大介, 保坂敦史, 他: 配筋詳細を考慮したRC柱の変形能評価法(その1,2), 日本建築学会大会学術講演梗概集C-2構造IV, pp.425-428, 1998年