CFT3層骨組に組み込まれたスリット入り鋼板耐震壁の耐震性能

SEISMIC PERFORMANCE OF STEEL SHEAR WALL WITH SLITS
INCORPORATED IN THREE-STORY CFT BUILDING FRAME日高桃子*¹, 松井千秋*², 堺 純一*³

Toko HITAKA, Chiaki MATSUI and Junichi SAKAI

Data obtained from a series of tests conducted to investigate seismic performance of multi-story CFT-column steel-beam building frames braced by steel shear walls with slits is analyzed to study behavior of the shear walls and its effect on the CFT frame. Test results are presented for six three-story one-bay frame specimens of roughly one-third scale, which were subjected to static cyclic lateral loading. These tests provide data on the behavior of shear walls installed in a building frame along height, as well as the braced frame's behavior. The test data indicate that stiffness is properly estimated summing the walls deformation and the rotation of the wall caused by beam's deformation. Expected maximum deformation of the walls must be considered to evaluate strength of the wall frame, reflecting the drift level at which out-of-plane buckling of the wall plate occurs.

Keywords: steel shear wall with slits, multi-story continuous shear wall, concrete filled steel tubular, structural performance

スリット入り鋼板耐震壁、連層耐震壁、コンクリート充填鋼管柱、構造性能

1. はじめに

これまでの鋼板耐震壁に関する研究には、主に二通りの流れがある。一つは鋼製リブを鋼板に溶接する、また、コンクリートパネルで鋼板を挟むなどの面外補剛法を用いた、大変形時まで紡錘形の履歴性状を期待できる耐震壁の研究である^{1,2)}。もう一つは積極的な面外補剛をせず、鋼板を柱梁に接合した鋼板壁に関する研究である³⁾。日本で実用化されているのは主に前者で、面外補剛法としては鋼製リブを溶接する方法が一般的であり、多くのリブの設計に関する研究がなされている。後者の場合、比較的小さな変形レベルで鋼板が面外に座屈し、その後の履歴ループが逆S字形となる。しかし、斜張力場が形成されるために、骨組との接合部や鋼板に亀裂が生じる程の大変形レベルまで耐力は増加する。後者は日本では敬遠されているが、北米では薄い鋼板を境界柱・梁に溶接したリブ無し薄鋼板耐震壁が主に研究されている^{4,5)}。スリット入り鋼板耐震壁（スリット壁）は、後者を、縦スリットに挟まれた部分（以下、この部分を柱状部とよぶ）の曲げ挙動によって、製作・施工性を損なうことなく、変形能力を高めた耐震壁と言える。

過去に筆者らは、単体のスリット壁の単調・繰返し水平加力実験（単体実験）^{6,7,8)}および1層1スパンスリット壁付き鉄骨門形骨組の繰返し水平加力実験（門形骨組実験）⁹⁾を行った。単体実験ではスリットの入れ方および鋼板の面外補剛法を実験変数として壁単体の履歴性状を調べ、次の式で単体のスリット壁の降伏耐力（ Q_{wy} ）、最大耐力（ Q_{wp} ）および初期剛性（ K_w ）を算定できることを示した⁹⁾。

$$Q_{wy} = \frac{ntb}{3\alpha} \cdot \sigma_y \quad (1)$$

$$Q_{wp} = \frac{3}{2} \cdot Q_{wy} \cdot \alpha^2 \left\{ 1 - \cos \left(\frac{\sqrt{3}}{\alpha} \right) \right\} \quad \left(\text{但し、} \alpha \geq \frac{\sqrt{3}}{\pi} \right) \quad (2)$$

$$K_w = \frac{1}{\frac{\kappa(h-m)}{Gbt} + \frac{\kappa l}{Gbt} \cdot \frac{m}{n} + \left(1 + \frac{1}{\alpha} \right)^3 \cdot \frac{l^3}{Etb^3} \cdot \frac{m}{n}} \quad (3)$$

ここに、 σ_y : 鋼板の降伏応力度、 E : ヤング係数、 G : セン断弾性係数、 κ : セン断変形に関する形状係数（=1.2）、 b, l, t, h, B, n, m に関しては図1(a) 参照、 α : 柱状部のせん断スパン比の2倍（=2**l**）。また、門形骨組実験においては、スリット壁は骨組に組み込まれた場合も靱性の大きな挙動をし、剛性が比較的小さいものについては耐力・剛性を提案式で妥当に評価できることを示した。

さらに、柱梁接合部形式およびスリット壁の有無・種類を変数とする3層1スパンコンクリート充填鋼管（CFT）柱H形鋼梁骨組の一定軸力および漸増繰返し水平力載荷実験を行った。実験の詳細と各試験体の全体挙動および構造性能については文献10で報告している。本稿では、文献10で報告した実験の結果に基づいて、柱梁と壁の各々に作用する応力を調べる。各層のスリット壁の弾塑性挙動および壁が骨組の挙動に及ぼす影響を検証し、また、壁の耐力・剛性の評価法について述べる。なお、本論文では、「架構」は試験体全体を、「骨組」は試験体の壁を除いた部分を表す。

表1 試験体

(1) 試験体	(2) 接合部形式	(3) m	(4) b (mm)	(5) l (mm)	(6) b/t	(7) 面外補剛法
CBN	鉛直スチフナ	2	42	235	9.2	スチフナ
CB10S						スチフナ
CB20S			86	168	19.1	モルタルパネル
CB20C						スチフナ
CA20S	外ダイヤフラム					
CAN	鉛直スチフナ					
SBN						

注: 試験体のうち、SBNは柱に中空鋼管を用いた試験体。本稿では特に示さない。

*¹ 九州大学大学院人間環境学研究院 助手・博士(人間環境学)*² 九州大学 名誉教授・工博*³ 九州大学大学院人間環境学研究院 助教授・博士(工学)

Research Assoc., Graduate School of Human-Environmental Studies, Kyushu University, Ph.D.

Prof. Emeritus, Kyushu University, Dr. Eng.

Prof. Dept. of Arch., Kyushu Kyoritsu Univ., Dr. Eng.

図1 スリット入り鋼板耐震壁付試験体

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は、表1に示す壁無し架構3体および壁付き架構4体の計7体である。スリット壁が組み込まれた骨組は、図1bに示すCFT柱H形鋼梁の骨組であるが、柱梁接合部は外ダイヤフラム形式のもの(CA)と鉛直スチフナ形式のもの(CB)の2種類である。鉛直スチフナ形式柱梁接合部については、文献10および11を参照されたい。試験体名中、3番目の文字がNであるのは壁無し架構であることを示し、それ以外の試験体名中の2桁の数字は柱状部の幅厚比 b/h 、最後のSおよびCは鋼製スチフナおよびモルタルパネルで面外補剛した耐震壁付き試験体であることを示す。これらのスリット壁の単体性状を述べると、10Sは、壁単体でも門形骨組に組み込まれた場合でも、耐力が減少することなく大きな靱性とエネルギー吸収能力を示し、提案式で耐力・剛性ともに適切に評価できる。20Sは耐力・剛性ともに10Sより大きいが、層間変形角 $R \geq 1\%$ での面外変形は大きく、履歴ループが逆S字形となる。このようなスリット壁の面外補剛に、鋼板を両面からせん断力を負担しないように挟み込むモルタルパネルを用いると、鋼板壁の挙動は比較的大きな変形時まで履歴ループが紡錘形の安定したものになる⁸⁾。

鋼板の寸法(幅 $B=800\text{mm}$ 、厚さ $t=4.5\text{mm}$ 、図1参照)およびスリットやスチフナの仕様は過去の実験⁶⁻⁹⁾と同様である(スリットはレーザーカット、幅 3mm 。スチフナは耐震壁と同じ鋼板から製作、幅 $s=50\text{mm}$ 、壁の左右端部(連続隅肉溶接)。耐震壁に用いたSS400鋼材の性質は、 $\sigma_s=292\text{N/mm}^2$ 、 $Y=0.67$ 、 $\varepsilon_u=26.3\%$ で、過去の実験⁶⁻⁹⁾で使った鋼材の $\sigma_s=275 \sim 290\text{N/mm}^2$ 、 $Y=0.63 \sim 0.67$ 、 $\varepsilon_u=30\%$ 弱と同等である。CB20Cの面外補剛には、単体実験⁸⁾と同様の、中央に溶接金網(縦・横方向ともに鉄筋比は0.5%程度)を埋設した厚さ 20mm のモルタルパネル2枚を用いた。パネルは

鋼板を両面から挟み込み、ボルトと軽く締めたナットで鋼板に留め付けられる。パネルが水平力を負担しないよう、鋼板のボルト孔はハースホールとなっている。

FEM解析結果¹²⁾によると、壁と梁の接合部では、せん断力は接合部の中央部で、また、壁からの曲げモーメントは壁左右端部の偶力として梁に伝達される。図1のように、接合部は9本のM12(F10T)の高力ボルト摩擦接合とした。中央の5本のボルトで20Sの計算耐力のせん断力に、また、接合部左右端各2つのボルトで反曲点が壁の中央に位置する場合に接合部に生じる曲げモーメントに抵抗するように設計した。アングルは門形骨組実験と同じL-50x50x6を用いた。

2.2 載荷および測定方法

載荷条件および測定装置を図2に示す。一定軸力の大きさは、鋼管の σ_s とコンクリートの圧縮強度を使って計算した柱断面圧縮耐力の20%とした。一定軸力は試験機で載荷梁を介して柱に載荷した。鉛直力の加力点が移動しないように、ローラーで支持されたIビームに試験体をPC鋼棒で固定し、Iビームに取り付けた油圧ジャッキを用いて3層の梁の断面中心に水平力を載荷した。骨組の構面外の挙動を抑制するために各層の柱の中央の面外変形を抑制した。3層の梁の軸心と基礎梁フランジ上面の間の距離を h_f ($\approx 2900\text{mm}$)とし、架構の平均層間変形角 R は、3層梁の

図2 載荷条件・変位測定

水平変位を h_i で除した値とした。軸力載荷後、 R を 0.5% ずつ漸増させて $R=5.0\%$ まで、各 R で 2 回の正負交番水平力を載荷した。

架構に載荷される水平力 (H_i) をロードセルで、 i 層の梁の水平変位を 図 2 の①～③の変位計で、また、柱の軸縮みを④および⑤の変位計で測

定した。柱梁および接合部にゲージも貼付し、ひずみを測定した。図 1(b) に柱フランジ中央に貼付したひずみゲージの一部を示している。大変形時でも弾性状態にある柱の 4 断面のひずみデータと平面保持の仮定を用いて、また、コンクリートの応力 (σ_c)—ひずみ (ϵ_c) 関係を(4)式のように

図 3 CB シリーズ壁付き架構試験体と各層の耐震壁の水平力-層間変形角関係

に仮定し、4断面のコンクリートの曲げモーメントを計算した。

$$\sigma_c = \left\{ 2(\epsilon_c / \epsilon_m) - (\epsilon_c / \epsilon_m)^2 \right\} f_c \quad (4)$$

ここで、 f_c はコンクリートの最大圧縮応力度、 ϵ_m はPopovicsによるコンクリートの最大ひずみ ($\epsilon_m = 0.52f_c^{0.25} \times 10^{-3}$)¹³⁾。さらに、鋼管の断面2次モーメントおよびヤング率を用いて鋼管が負担する断面の曲げモーメントを計算し、各層で骨組の部分が負担する水平力 (Q_i) を求め、 H_i と Q_i との差を壁の水平力 (Q_w) とした。

3. 実験結果と考察

柱梁接合部の形式による顕著な壁の挙動の変化は無かったので、CBシリーズ試験体の結果に注目する。全CBシリーズ試験体は平均層間変形角 $R=5\%$ まで、急激な耐力劣化を生じることなく軸力保持能力を維持した。以降、サフィックス i は i ($=1, 2, 3$) 層に関する値であることを示す。

$R \leq 3\%$ での壁付き架構試験体の載荷水平力 (H_i) - 架構の平均層間変形角 (R) と各層の耐震壁に生じる水平力 (Q_{wi}) - 各層の層間変形角 (Δ/h) 関係を図3に示す。また、壁無し架構 (CBN) の H_i - R 関係を図4に示す。CBN試験体に関して、ひずみデータを用いて2章で述べた方法で求めた水平力 (Q_i) とロードセルで計測した H_i を比較すると、両者が一致するのは $R=3\%$ 1回目正側のサイクルまでである。これは柱鋼管内部のコンクリートの破壊が原因と考えられる。図3の各層壁については、計測断面の鋼材が降伏しない範囲の履歴ループの内、 $R \leq 2\%$ サイクルのループを太線で、 $R > 2\%$ サイクルのループを細線で示している。さらに、CBシリーズ試験体の軸縮みを図5に示す。

3.1 弾塑性挙動

骨組に関して述べると、CBNの場合、降伏は $R=1\%$ における1層風下側 (圧縮側) 柱脚の圧縮側フランジに始まり、 $R=3\%$ までには3層柱頭と全ての層の梁端が降伏した。スリット壁の左右端での集中応力 (4.2で述べる応力 P) によって梁の壁左右端部が降伏することはなかった。 $R=2 \sim 3\%$ の時に1層柱脚の外側フランジが局部座屈する。耐力は $R=3\%$ 1回目サイクル時でピークとなり、以降、 P - Δ 効果を考慮した耐力線より大きな負勾配で減少する¹⁰⁾。最大耐力時に柱梁接合部のボルトが滑り、この後に履歴曲線はやや逆S字形になった。

壁付き架構試験体の骨組の柱には、より大きな変動軸力が生じるので、降伏はCBNより0.5%程小さな層間変形角レベルで始まる。1層柱の局部座屈もより早期に発生し、CB20SとCB20Cの場合では、 $R=1.5\%$ の時であった。図5を見ると、壁付き架構試験体には $R \geq 3\%$ で軸縮みが累積しているが、これは1層に集中している。壁付き架構試験体の各層骨組の履歴ループは、剛性がやや大きくなることを除いて、どの試験体も概ね

CBNと同様で、 $R=2\%$ サイクル時の始めまでは完全な紡錘形である。

以下に、スリット壁の弾塑性挙動についてまとめる。

CB10S: $R=0.3\%$ 時に耐震壁が塑性化し始める。 $R=0.5\%$ サイクルで鋼板はわずかに面外に変形する。 $R=2\%$ で壁のスチフナが構面外に変形し、2層の壁にせん断座屈モードのような波形の面外変形が生じる。このサイクルの最後には、2層および3層の壁のスリット先端部に亀裂の発生が観察された。履歴曲線は、耐震壁の顕著な面外変形が始まる $R=2\%$ までは完全な紡錘形である。 $R \geq 3\%$ では、軸縮みが増え、耐力はループを繰返すと5~7%程度減少し、履歴曲線はやや逆S字形になる。

CB20S: 耐震壁の柱状部端部は $R=0.2\%$ 時に降伏し始める。その後、 $R=1\%$ でまず1層の壁のスチフナが面外に変形し始める。その後、2層、3層と続き、 $R=3\%$ までに全ての壁のスチフナが座屈する。履歴ループを見ると、ループ繰返し毎の耐力の減少は $R \leq 2\%$ では4%未満である。 $R \geq 3\%$ では軸縮みとともに、壁の面外変形が急増する。 $R=3\%$ サイクルでは、耐力が8~14%減少する。

CB20C: 初期変形時の弾塑性挙動はCB20Sとほぼ同じである。モルタルパネルは $R=1 \sim 1.5\%$ でひびを生じるが、鋼板全面の面外変形を抑制するので、その後の履歴ループはスチフナで補剛する場合よりも太い紡錘形である。モルタルパネルの破壊が進むにつれ、鋼板壁の面外変形が急増し、履歴ループ形状は他のスリット壁と同様にスリップ型となる。

10Sおよび20Sの単体実験および3層架構実験のスリット壁の履歴ループの包絡線を図6に示して比較する。横軸は層間変位 (Δ_w) である。大変形時には、鉛直方向の変形を骨組により抑制されるため、架構に組み込まれた壁の方が耐力の劣化が小さい。 $b/t=10$ の壁は、いずれの層の壁も単体実験の壁と同様の挙動を示している。 $b/t=20$ の場合、剛性が大きい載荷梁に取り付けられている単体実験の壁は、初期剛性が3層架構実験の壁より大きい。また、1層の壁は下端が載荷梁に接合されているので梁の曲げ変形による剛体回転が上層より小さい。このため、上層の壁より小さな層間変形レベルで壁が面外変形し、耐力劣化が生じる。

図7は $R=1\%$ および2%載荷サイクルまでに架構が吸収したエネルギーを各層の骨組と壁に分けて示し

図4 壁無し試験体の水平力-層間変形角関係

図5 柱の軸縮み

図6 耐震壁の履歴ループの包絡線

ている。縦軸は壁無し架構 (CBN) の吸収エネルギー (E_{fu}) で壁付き架構の吸収エネルギー (E_t) を除した値である。壁付き架構では、骨組の塑性化開始が早まるので、 $R \leq 1\%$ の骨組の吸収エネルギーは壁無し架構の 1.4~1.5 倍である。これに対し、耐震壁は $R \leq 1\%$ サイクルでの架構に吸収されたエネルギーのうち 57~75% を吸収している。 $R \geq 2\%$ の大変形時では、骨組の塑性化が進み、一方、CB20S には面外変形が生じて履歴ループも逆 S 字形になっているため、エネルギー吸収の負担は骨組と同等となる。

3.2 初期剛性

表 2 の(1)~(3)に壁付き架構の i 層における架構、骨組および耐震壁の実験初期剛性 (K_{ei} , K_{fi} および K_{wei}) を示す。架構の剛性は、全層にわたり、CB10S の場合で壁無し架構の概ね 2 倍、他は約 4 倍に増加している。表 2 の(4)および(5)は壁が組み込まれていない骨組および単体壁の実験剛性 (K_{fei} および K_{wei}) に対する K_{fi} および K_{wei} の比で、壁と骨組を組み合わせることによる骨組および壁の剛性の変化率を示す。壁を骨組に組み込むと、骨組の剛性は全層概ね一様に増加し、一方、壁の剛性は特に 2 層と 3 層で減少している。これは、壁からの曲げモーメントによって梁が変形するためである。

壁からの曲げモーメントは、図 8 に示すように壁の左右端部に集中的に生じる鉛直方向の偶力 P によって梁に伝達される。壁の反曲点はこの層においても壁の高さ中央に位置すると仮定すると、 P と壁に作用するせん断力 Q_w の間には次の関係がある。

$$P = Q_w \cdot h / (2B) \quad (5)$$

但し、記号は図 8(b)参照。

図7 エネルギー吸収量の比較

図8 骨組と耐震壁の応力伝達・変形

表 2 の(6)は、部材の実測寸法を用いたたわみ角法によって計算した骨組の水平剛性 (K_{fi} , 壁無し架構の骨組の剛性に当たる) と図 8(d)の水平力 Q_f と P が作用している骨組の剛性 (K_{fi} , 壁付き架構の骨組の剛性に当たる) を比較した値 (K_{fi}/K_{fei}) である。表 2 (4)の実験結果と比較すると、 K_{fi}/K_{fei} は P が大きい (壁の剛性が大きい) 場合は 3 割程過大だが、 P が比較的小さい 10S の場合は実験値と一致する。

図 8(c)の単純梁の変形による回転角 θ_w は、(5)式の関係を使うと(6)式で求められる。

$$\theta_w = \frac{Q_w}{48EI_b} \cdot \frac{h_c}{l_b} \cdot (l_b - B)(2l_b - B) \quad (6)$$

(6) 式の θ_w を壁の剛体回転角として壁の水平剛性 (K_{wei}) を求める。但し、1 層の壁は下端が固定端であるので θ_w に 0.5 を乗じた値を用いる。壁の実験剛性 K_{wei} の K_{wei} に対する比を表 2 の(7)に示す。(7)を見ると、実際は水平力 Q_f による梁の変形が壁の剛体回転を抑制するので、 P が小さい (CB10S) 壁の剛性については 1~2 割過少評価となっているが、他の壁については妥当な値を与えている。連層で用いられる壁の剛性は、上記のようにして求められる剛体回転角 (θ_w) を考慮することで評価できる。

3.3 耐力

表 2 の(8)~(10)に、架構と各層の骨組および耐震壁の最大耐力 (H_t と Q_{fi} および Q_{wei}) を示す。最大耐力は $R \leq 2\%$ での正負両側の耐力の平均とした。

表 2 の(11)は、単体実験での耐震壁の耐力 (Q_{nue}) に対する Q_{nei} の比である。壁の耐力は単体実験の場合よりやや大きく、特に 10S の場合は 1.2 倍になっている。これは、骨組に組み込まれた壁は鉛直方向の変形が拘束され、面外変形が単体実験の場合ほど大きくならないためである。

表 2 の(12)は壁無し架構 (CAN または CBN) と壁の単体実験の耐力の累加に対する壁付き架構の実験耐力の比 ($H_t/(Q_{fi} + Q_{nue})$) である。20S や 20C が組み込まれた架構の耐力 H_t は $Q_{fi} + Q_{nue}$ より 5% 程小さい。これには二つの要因がある。一つは壁付き架構試験体の骨組には、壁無し架構より大きな変動軸力が生じ、塑性耐力が 5% 程小さくなっていることである¹⁰⁾。もう一つの要因は、壁と骨組それぞれの耐力が最大となる時の層間変形レベルが異なることである。10S の耐力は骨組と同様に $R=2\%$ まで増加し続けるので、架構全体の耐力 (H_t) は骨組と壁の耐力の累加 ($Q_{fi} + Q_{nue}$) と同等である。一方、20S および 20C の壁は $R=1\%$ で耐力がピークに達した後減少するが、 $R=1\%$ の段階では骨組の耐力は最大の 80% 程度である。このような壁の耐力は、設計で想定する変形の大きさを考慮して評価しなければならない。

図 9 は、 $R=2\%$ 時の 3 層架構の壁と同等の層間変形が生じた時の単体実験の壁の耐力 ($Q_{ne2\%}$) を(1)式の降伏耐力 Q_{wy} で除した値 ($Q_{ne2\%}/Q_{wy}$) を

図9 $R=2\%$ 時の耐力

表2 剛性と耐力

試験体	階	実験剛性 (kN/mm)			剛性比				実験耐力 (kN)			耐力比		
		(1) $K_{te i}$	(2) $K_{fe i}$	(3) $K_{we i}$	(4) $K_{fe i}/K_{fue i}$	(5) $K_{we i}/K_{wue}$	(6) $K_{fi i}/K_{fui i}$	(7) $K_{we i}/K_{wfi i}$	(8) H_{te}	(9) $Q_{fe i}$	(10) $Q_{we i}$	(11) $Q_{we i}/Q_{wue}$	(12) $H_{te}/(Q_{fue}+Q_{wue})$	(13) $H_{te}/(Q_{fue}+Q_{w2\%})$
CA20S	3	73	23	50	1.38	0.48	1.82	0.94	368	158	237	1.05	0.95	1.07
	2	78	23	55	1.34	0.53	1.88	1.03		144	238	1.05		
	1	117	39	78	1.46	0.75	1.56	1.10		142	237	1.05		
CB10S	3	49	27	22	1.24	0.77	1.28	1.05	332	202	135	1.24	1.01	1.09
	2	52	25	27	1.23	0.94	1.29	1.29		210	131	1.21		
	1	64	39	25	1.21	0.89	1.21	1.11		212	127	1.17		
CB20S	3	80	29	51	1.30	0.49	1.82	0.95	420	180	251	1.11	0.94	1.04
	2	86	29	56	1.45	0.55	1.88	1.06		210	228	1.01		
	1	118	47	71	1.45	0.69	1.56	1.00		209	229	1.01		
CB20C	3	78	30	48	1.37	0.46	1.82	0.89	427	226	230	1.02	0.96	1.06
	2	80	26	53	1.30	0.52	1.88	1.00		182	261	1.15		
	1	131	44	88	1.36	0.85	1.56	1.23		210	235	1.04		

$K_{te i}$, $K_{fe i}$, $K_{we i}$: 架構、骨組、耐震壁の i 層の実験剛性、 K_{fue} : 壁無し架構の実験剛性、 K_{wue} : 耐震壁の単体実験剛性、 $K_{fi i}$ ($K_{fui i}$): 水平力 Q_f と壁からの鉛直方向の応力 P が作用する (Q_f のみが作用する) 骨組の i 層のたわみ角法による計算剛性、 K_{wfi} : (5) 式の壁の剛体回転角を考慮した耐震壁の計算剛性。
 H_{te} , $Q_{fe i}$, $Q_{we i}$: 架構、 i 層の骨組および耐震壁の $R \leq 2\%$ での実験耐力、 Q_{wue} : スリット壁の単体実験耐力、 Q_{fue} : 壁無し架構の実験耐力、 Q_{wpy} および $Q_{w2\%}$: スリット壁の計算耐力 (2) 式および (7) 式による)

示す。 $Q_{w2\%}/Q_{wpy}$ を縦軸、柱状部の幅厚比 (b/t) を横軸とし、鋼材の降伏比 Y が異なる試験体を●と○とで区別して示している。また、□は3層架構実験の値である。図9の破線が示すように、 $Q_{w2\%}/Q_{wpy}$ と b/t には負の相関があり、その値は概ね次式で求められる耐力 $Q_{w2\%}$ より大きい。

$$Q_{w2\%} = \min(Q_{wpy}, Q_{wpy} \cdot (2.3 - 0.065b/t)) \quad (7)$$

表2の(13)は壁無し架構の実験耐力 Q_{fue} と $Q_{w2\%}$ の累加に対する $R=2\%$ までの架構の実験耐力の比で、概ね1に近い値を示している。スリット壁の耐力は、 $R=1\%$ 程度の変形を許容する場合は(2)式で、 $R=2\%$ の大変形まで許容する場合の壁の耐力は、(7)式で算定すべきである。

4. 結論

一定軸力下の連層スリット入り鋼板耐震壁付き3層1スパンのCFT柱-H形鋼梁架構の漸増繰返し水平力載荷実験の結果から、各層のスリット壁 (10S、20S および 20C) の挙動と壁が骨組 (架構から壁を除いた純フレーム部分) の弾塑性挙動に及ぼす影響を調べ、以下の知見を得た。

- スリット壁の $R=2\%$ までの挙動は、1層壁の剛性が他層よりやや大きいことを除いて、全層にわたり概ね等しい。 $R=3\%$ 以上の大変形レベルでは柱の軸縮みが特に1層で増加し、スリット壁の面外変形も1層で大きくなるが、その時も急激な架構の耐力劣化は起きない。
- 骨組に連層スリット壁が組み込まれると、骨組 (架構から耐震壁を除いた純フレーム部分) の剛性は1.2~1.4倍に増加するが、スリット壁の有無および種類によって、骨組のヒンジ形成位置が変わるような大きな弾塑性挙動の変化や骨組の履歴ループ形状の顕著な変化は生じない。
- 連層で骨組に組み込まれたスリット壁は、壁の左右端において梁と壁の間で伝達される偶力に起因する梁の変形により、剛体回転する。壁の剛性は剛体回転を考慮して概ね評価できる。下端が剛接合されている1層壁の剛性算定に関しては、2層壁の剛体回転の1/2を考慮すれば安全側に評価できる。
- 架構内でのスリット壁の耐力は、概ね単体の壁の耐力と等しく、終局耐力評価式(2)は妥当である。但し、柱状部の幅厚比 b/t が大きいスリット壁に対しては、設計において想定する層間変形角を $R \leq 1\%$ あるいは

$R \leq 2\%$ の条件で、評価式(2)と(7)を使い分けると耐力を適切に評価できる。

謝辞

本研究は平成11・12年度科学研究費補助金 (基盤研究(A)(2)、研究代表者: 松井千秋) の助成を受けて行った。実験に関して、久島昭久技官、津賀山健次技官、有働文久技官、川口晃技官、松岡直人技官、柳田幸久氏 (国土交通省)、犬丸啓一郎氏 (福岡県庁)、西川卓氏 (構造計画研究所)、小沢英二氏 (愛媛県庁)、中島由香里氏 (西日本鉄道) に御協力頂きました。有り難うございました。

参考文献

- 高橋泰彦、竹本靖、篠木武彦、古屋則之、他: 鋼板耐震壁に関する実験的研究 (その1-6)、日本建築学会大会学術講演梗概集 構造系、pp. 917-922、1970.9、pp. 407-412、1971.11
- 岡部富雄、橋本篤秀、藤本盛久、他: 鋼板耐震壁付鉄骨ラーメンに関する実験的研究 (その1-4)、日本建築学会大会学術講演梗概集 構造系、pp. 1437-1446、1977.10
- 見村博明、秋山宏: 張力場を形成する鋼板耐震壁の復元力特性、日本建築学会論文報告集、第260号、pp. 109-114、1977.10
- Caccese, V., Elgaaly, M. and Chen, R.: Experimental Study on Thin Steel-Plate Shear Walls under Cyclic Load, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 119(2), pp. 588-605, 1993.2
- Driver, R. G., Kulak, G. L., Kennedy, L. and Elwi, A.: Cyclic Test of Four-Story Steel Plate Shear Wall, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 124(2), pp. 112-120, 1998.2
- 日高桃子、松井千秋、今村輝武、畑戸龍夫: スリット入り鋼板耐震壁の弾塑性性状について、日本建築学会構造系論文集、第519号、pp. 111-117、1999.5
- 日高桃子、松井千秋、貞包佳秀、柳田幸久: スリット入り鋼板耐震壁の耐力・剛性の調整変数と構造性能、鋼構造年次論文報告集 第7巻、pp. 37-44、1999.11
- Hiraka, T., Matsui, C.: Strength and Behavior of Steel-Concrete Composite Bearing Wall, Proc. ASCCS6, pp. 153-160、2000.3
- 日高桃子、松井千秋、他: スリット入り鋼板耐震壁付鉄骨骨組の弾塑性性状、日本建築学会構造系論文集 第534号、pp. 153-160、2000.8
- 松井千秋、堀純一、他: CFT3層骨組の弾塑性変形性状に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文集 第572号、pp. 177-183、2003.10
- 張清祚、鄭真安、木村潤一、松井千秋: 角形鋼管通し柱・H形鋼梁接合部の新構法に関する研究、鋼構造年次論文報告集 第7巻、pp. 37-44、1999.11
- 日高桃子: 耐力・剛性可変鋼板耐震壁の基礎性状について、九州大学人間環境学研究院 博士論文、2001.1
- Popovics, S., "A Numerical Approach to Complete Stress-Strain Curve of Concrete," Cement and Concrete Research, Vol. 3, pp.583-599, 1973

(2003年10月8日原稿受理、2004年3月25日採用決定)