

# 論文 長スパンピロティ架構における耐震壁の壁縦筋が耐震壁のせん断強度に及ぼす影響

生部 宏幸<sup>\*1</sup>・勅使川原 正臣<sup>\*2</sup>・市之瀬 敏勝<sup>\*3</sup>・神谷 隆<sup>\*4</sup>

**要旨:** ピロティ階の梁(以下, ピロティ梁)断面及びその上部の耐震壁の壁縦筋量は耐震壁がせん断強度を十分に発揮するために重要な因子であると考えられる。しかし, それらが上層部の連層耐震壁のせん断強度に与える影響について十分に解明されていない。そこで, ピロティ架構の耐震壁のせん断強度に及ぼす壁縦筋量の影響を検証するために壁縦筋比を因子として実験を行い, 壁縦筋比を大きくすることでピロティ架構の耐震壁の鉛直方向のせん断ひび割れの拡がり, スリップが抑えられ, 耐震壁のせん断強度が十分に発揮できることを確認した。また, 実験で確認された耐震壁のスリップ破壊強度評価式を提案, 検証した。

**キーワード:** ピロティ, 耐震壁, せん断強度, 長スパン

## 1. はじめに

1995年兵庫県南部地震では多くの鉄筋コンクリート造(以下, RC造)建物が甚大な被害を受けた。中でもピロティ架構の建物の大破あるいは倒壊に至った比率は非ピロティ架構の建物の2倍程度と報告されている<sup>1)</sup>。その傾向は, 新耐震以降(1981年以降)に建設された建物にもみられた。

ピロティ架構の建物に関する研究は, 兵庫県南部地震以後に活発になったこと, 及びピロティ架構の実験は規模が大きくなることから数が少ない。また, ピロティ梁を剛強にすることで壁板のせん断ひび割れの拡大は抑制され問題ないが, 計画上合理的な断面とする要請が強い。また, 上層部の耐震壁の壁縦筋のせん断強度に及ぼす影響についても解明されていない。

本研究は最下層がピロティ階となる連層耐震壁において, 壁板のせん断ひび割れの抑制効果, せん断強度に及ぼすピロティ梁及び壁縦筋量の影響を明らかにすることを目的とし, 壁縦筋比を因子として水平加力実験を

行った。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体概要

試験体は中層鉄筋コンクリート構造建物の下層部の3層の耐震壁を対象とした3層1スパン1/3縮尺モデルである。3層目中間部より上は加力方法の都合上, 上スタブとしてモデル化している。平行して隣り合う構面の1層には耐震壁がある場合を想定し, 想定した耐震壁構面に十分にせん断力を伝えるために2層床位置に床スラブがある。床スラブはせん断破壊を防ぐために厚さを100mmとした。試験体は2体である。試験体の寸法および配筋を図-1, 使用した鉄筋及びコンクリートの材料特性は表-1, 表-2に示す。

因子となる壁縦筋比  $p_{wv}$  は 0.45%, 0.90%とした。2層の耐震壁はせん断終局強度  $Q_{wsu}$ , 曲げ終局強度  $Q_{wmu}$  を式(1), (2)により計算し, せん断破壊先行型となるように  $Q_{wmu}/Q_{wsu} > 1.5$  とした(表-3)。

表-1 鉄筋材料特性

種別	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏歪 (μ)	弾性係数 (×10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
D6(SD295A)	419	2223	1.96	508
D10(SD345)	393	2372	1.87	552
D13(SD345)	406	2172	1.87	566
D16(SD345)	375	2135	1.88	558

表-2 コンクリート材料特性

使用箇所	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )
1層	29.9	2.97	2.1
2,3層	29.0	2.45	2.0

表-3 耐震壁の強度

試験体	$Q_{wsu}$ (kN)	$Q_{wmu}$ (kN)	$Q_{wmu}/Q_{wsu}$ (-)
WV0.45	1787	2778	1.55
WV0.90	1787	3168	1.77

$$Q_{wsu} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M/(Q \cdot D) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{p_{wh} \cdot \sigma_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t_e \cdot j \quad (1)$$

$$Q_{wmu} = \frac{M_{wu}}{h} \quad M_{wu} = a_t \cdot \sigma_y \cdot l_w + 0.5 a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot l_w + 0.5 N \cdot l_w \quad (2)$$

式(1), (2)の記号は文献<sup>3)</sup>を参照のこと

\*1 名古屋大学大学院 環境学研究科 大学院生(正会員)

\*2 名古屋大学大学院 環境学研究科 教授・工博(正会員)

(独立行政法人建築研究所 客員研究員)

\*3 名古屋工業大学 教授・工博(正会員)

\*4 矢作建設工業株式会社

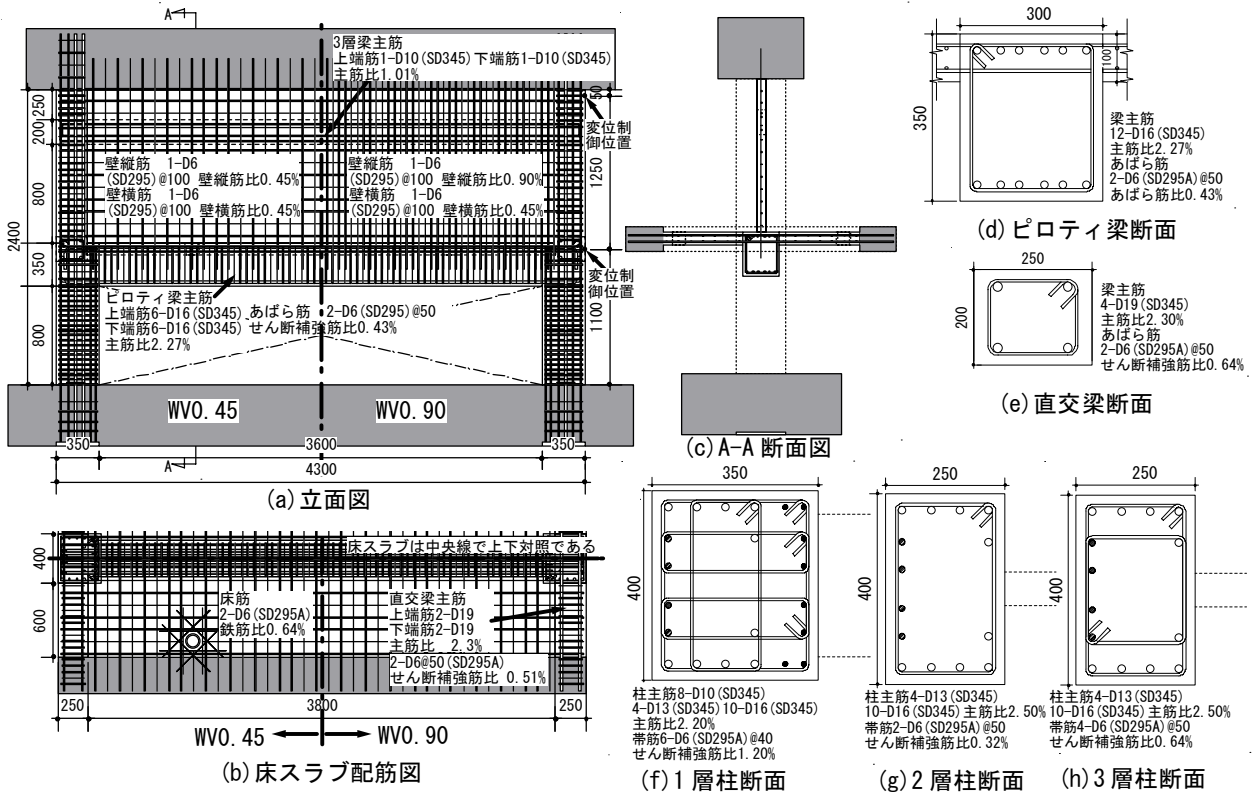


図-1 試験体の寸法及び配筋

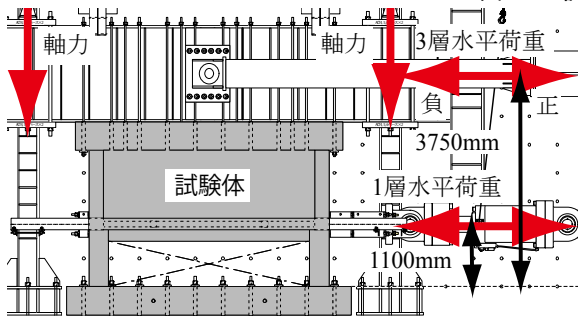


図-2 荷装置置図

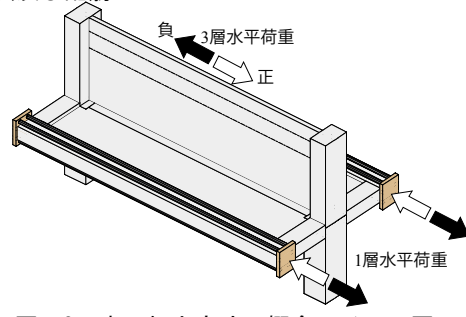


図-3 水平加力方法の概念アイソメ図

ピロティ梁断面は鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2010<sup>2)</sup>(以下、RC 規準)で推奨されている枠フレームの断面形状の条件を満たしている。3層枠梁は省略した。ただし、RC 規準<sup>2)</sup>の定める最小配筋規定(梁主筋比 0.8%)を満たしている。各部材の鉄筋の定着長さは RC 規準<sup>2)</sup>で推奨されている必要定着長さ以上としている。

## 2.2 荷重方法

荷装置置図を図-2 に示す。荷重方法は軸力を左右の柱にそれぞれ 588kN(1 階柱断面の軸力比  $\eta_c=0.2$ )与え、片持ち梁形式の正負交番荷重とした。3 層頂部付近に反曲点があると想定し、加力点高さは 3750mm とした。ただし、試験体は平行して隣り合う構面の 1 層に耐震壁がある場合を想定し、ピロティ架構の構面の変形は連層耐震壁の構面の変形に追従すると考えているため、試験体の 2 層と 1 層の層間変形角  $R$  が等しくなるように 1 層の床スラブに水平荷重を与えた(図-3)。荷重は層間変形角制御とし、荷重履歴 1/2000(1)→1/1000(1)→1/500(2)→1/250(2)→1/150(2)→1/100(1)→1/75(1)→1/50(1)→1/33(1)

で行った。括弧内の数字は繰り返し回数である。

## 2.3 破壊形式の評価

本研究ではピロティ梁に生じる曲げモーメント、せん断力、たわみを基準にして破壊形式の推定を行う。

まず、壁板からピロティ梁に作用する応力を (1)~(3) の仮定に基づいて求める。

- (1)壁板のせん断応力  $\tau$  を、水平荷重  $Q$  を等価長方形断面  $t_c \times L$  ( $t_c$ :等価長方形断面に置き換えたときの幅、 $L$ :スパン長さ)で除して計算する。
- (2)壁板のせん断応力が最大となる主応力の角度を 45 度とする。
- (3)壁縦筋は降伏強度  $\sigma_{wy}$  を負担する。

以上の仮定に基づいてモールの応力円を描くとピロティ梁には図-4 のように分布荷重  $\tau \cdot p_{wv} \sigma_{wy}$  が作用することになる。ピロティ梁を図-5 のように弾性状態と仮定して単純梁にモデル化し、 $\tau \cdot p_{wv} \sigma_{wy}$  によりピロティ梁に生じる曲げモーメント  $M_b$ 、せん断力  $Q_b$ 、壁板の拡がり量  $\epsilon_b$  を式(3)~(5)より計算する。ただし、 $\epsilon_b$  を計算する

際、上層部の梁のたわみは微小であるとして考慮しない。

$M_b$ ,  $Q_b$ ,  $\epsilon_b$  を基準として次のように破壊形式を推定する。

ピロティ梁端部のせん断力が許容値を超えれば、ピロティ梁端部がせん断破壊し、壁板が下に抜け落ちるような破壊形式が予想される(図-6(a))。

ピロティ梁中央部の曲げモーメントが許容値を超えれば、ピロティ梁中央が大きく変形し、壁板のせん断ひび割れが広がるような破壊形式が予想される(図-6(b))。

壁板の拡がり量が許容値を超えれば、壁板の縦方向のせん断ひび割れがせん断強度を發揮する前に拡がってしまう破壊形式が予想される(図-6(c))。

ピロティ梁中央部の曲げモーメント、ピロティ梁端部のせん断力、壁板の拡がり量が許容値以下であれば耐震壁のせん断強度は十分に發揮されると予想される(図-6(d))。

許容値は式(6)~(8)より計算する。耐震壁が期待するせん断強度を十分に發揮するため許容できる水平方向の拡がり量が、枠柱の水平変位より計算した平均歪で0.15%程度であるという知見が実験より得られている<sup>4)</sup>。この知見より耐震壁が期待するせん断強度を十分に發揮するため許容できる鉛直方向の拡がり量が、ピロティ梁のたわみから計算した鉛直方向の平均歪(式(5))で0.15%程度であると考え、式(8)を設定した。

以上の方法で想定した破壊形式を表-6に示す。WV0.45はピロティ梁中央部の曲げ降伏破壊、WV0.90は耐

震壁のせん断破壊と想定される。

### 3. 実験結果

WV0.45 と WV0.90 の荷重-層間変形角関係を図-7、鉄筋降伏位置図を図-8、最終破壊状況の全景写真を図-9、スリップ破壊状況の写真を図-10、ピロティ階柱梁接合部の破壊状況の写真を図-11に示す。

#### 3.1 WV0.45

層間変形角  $R=+1/2000$  サイクル中に壁板にせん断ひび割れが発生した。 $R=-1/1000$  サイクル中にピロティ梁端部にせん断ひび割れが生じた。 $R=+1/750$  サイクル中に壁縦筋 WV08 が引張降伏した。 $R=+1/500$  サイクル中にピロティ梁中央に曲げひび割れが生じた。 $R=+1/500$  サイクル中に壁縦筋 WV02, WV04 が引張降伏した。 $R=+1/250$  サイクル中に壁板、ピロティ梁端部せん断ひび割れが増加し、ピロティ梁端部上端主筋 B03, 1層柱脚主筋 C10 が引張降伏した。壁板とピロティ梁上面が 3.5mm ずれ、スリップ破壊が生じ始めた。 $R=+1/150$  サイクル中に2層側柱に曲げひび割れ、せん断ひび割れが生じ、2層側柱帯筋 H01, 1層柱脚主筋 C03, C04 が引張降伏した。1層柱脚で圧壊が生じた。 $R=+1/150$  サイクル時に最大耐力 1558kN に達した。 $R=+1/100$  サイクル中に壁縦筋 WV03 壁横筋 WH04, 2層側柱主筋 C21 が引張降伏した。壁板とピロティ梁上面のずれが 10~11mm と大きくなり、スリップ破壊が進行した(図-10)。2層側柱のせん断ひび割

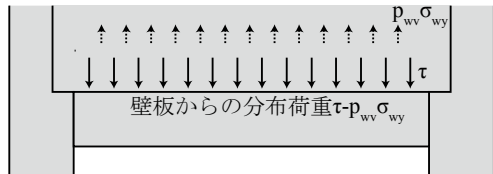


図-4 ピロティ梁の外力の仮定

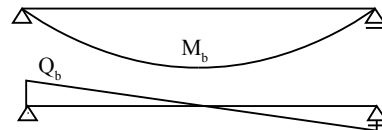


図-5 ピロティ梁の曲げモーメント・せん断力図

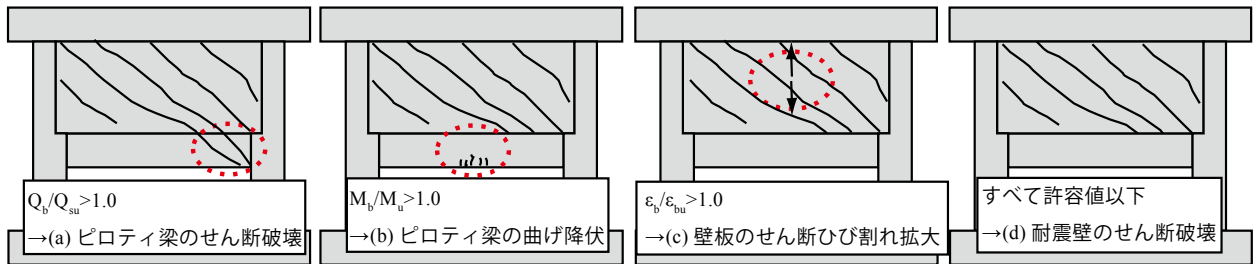


図-6 予想される破壊形式

表-6 破壊形式の評価

試験体	$\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\epsilon_b$ (%)	$M_b$ (kN·m)	$Q_b$ (kN)	$\epsilon_{bu}$ (%)	$M_u$ (kN·m)	$Q_{su}$ (kN)	$\epsilon_b/\epsilon_{bu}$ (-)	$M_b/M_u$ (-)	$Q_b/Q_{su}$ (-)	破壊形式
WV0.45	3.96	0.151	235	261	0.15	123	182	1.01	1.90	1.44	ピロティ梁の曲げ降伏
WV0.90	3.96	0.014	21	24	0.15	123	181	0.09	0.17	0.13	耐震壁のせん断破壊

$$Q_b = \frac{(\tau - p_{wv} \cdot \sigma_{wy}) \cdot t_w \cdot L_c}{2} \quad (3)$$

$$M_b = \frac{(\tau - p_{wv} \cdot \sigma_{wy}) \cdot t_w \cdot L_c^2}{8} \quad (4)$$

$$\epsilon_b = \frac{\delta_b}{h_w} \times 100 \quad \delta_b = \frac{5(\tau - p_{wv} \cdot \sigma_{wy}) \cdot t_w \cdot L_c^4}{384E \cdot I_c} \quad (5)$$

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wy} \cdot p_w} \right\} b j \quad (6)$$

$$M_u = 0.9 a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad (7)$$

$$\epsilon_{bu} = 0.15\% \quad (8)$$

$\sigma_{wy}$ : 壁縦筋の降伏強度(N/mm<sup>2</sup>),  $h_w$ : 壁板の高さ(mm),  $L_c$ : ピロティ梁のクリアスパン(mm),  $E$ : コンクリートのヤング係数(N/mm<sup>2</sup>),

$I_c$ : ピロティ梁の等価断面 2 次モーメント(mm<sup>4</sup>) ※式 (6), (7)の記号は文献<sup>3)</sup>を参照のこと

れが1層柱頭にまで貫通した(図-11(a)). R=-1/100 サイクル中にピロティ梁下端主筋 B02, 壁縦筋 WV07 が引張降伏し, 壁板端部ではコンクリートが剥落した。

### 3.2 WVO. 90

R=+1/2000 サイクル中に壁板にせん断ひび割れが発生した。R=+1/1000 サイクル中にピロティ梁端部にせん断ひび割れが生じた。R=+1/500 サイクル中に2層側柱に曲

げひび割れが生じた。壁板のせん断ひび割れは増加し, R=-1/500 サイクル終了時には壁板に無数のせん断ひび割れが生じた。R=+1/250 サイクル中に R=+1/246 まで達した後, 3層水平荷重を与えるアクチュエータの誤作動により R=+1/56 まで変形が進んでしまった。試験体の水平力, 水平変位はアクチュエータのデータから補完した。R=+1/141 で最大耐力 2352kN に達した。

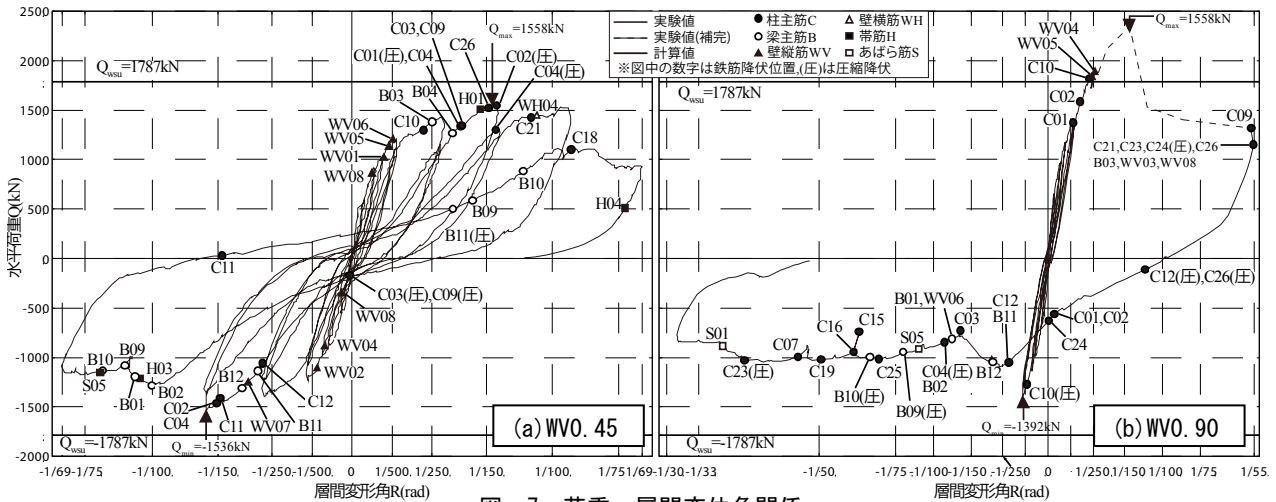


図-7 荷重-層間変位角関係

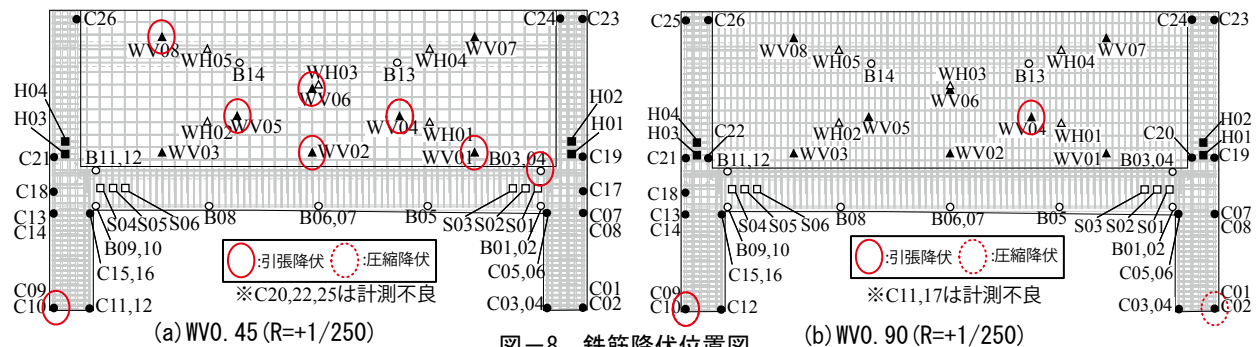


図-8 鉄筋降伏位置図

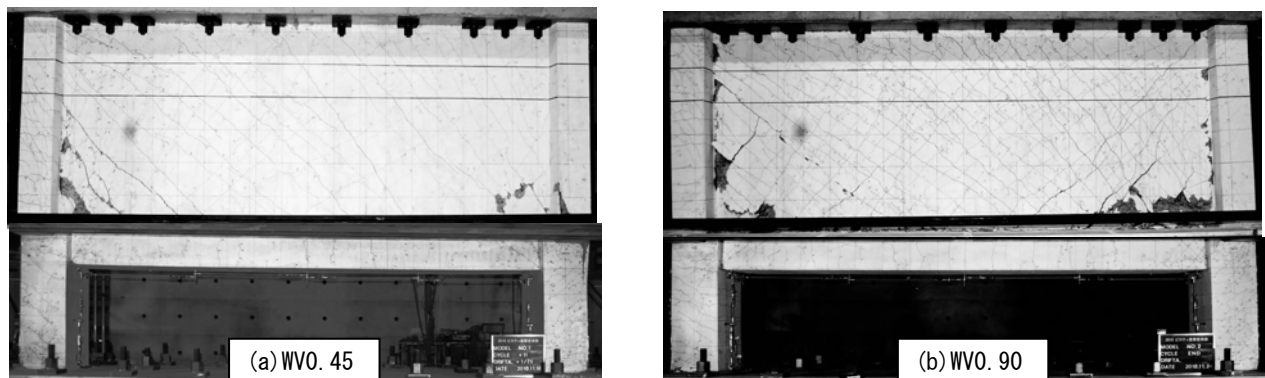


図-9 最終破壊状況

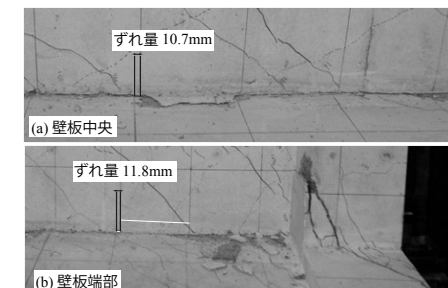


図-10 スリップ破壊状況(WVO. 45, R=1/100)

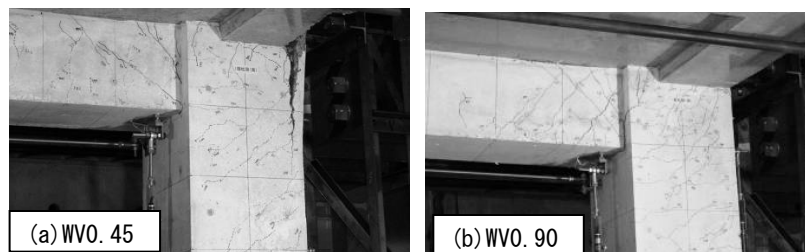


図-11 ピロティ階柱梁接合部破壊状況(最終破壊時)

#### 4. 考察

##### 4.1 壁縦筋歪分布

対角線上の壁縦筋，ピロティ梁上の歪分布を図-10，図-11に示す。WV0.45，WV0.90の壁縦筋が大きな歪が生じ，壁板の縦方向のせん断ひび割れの拡大を抑制していることが分かる。R=+1/500の壁板のひび割れ幅を比較すると，壁縦筋が少ないWV0.45の方が壁板のひび割れ幅が大きく，壁縦筋がせん断ひび割れの拡大を抑制していることが分かる(図-12)。

##### 4.2 あばら筋歪分布

ピロティ梁のあばら筋の分布を図-13に示す。正載荷時では，S01~03のあばら筋の歪が大きかった。壁縦筋の少ないWV0.45の方が歪が大きかった。これは壁縦筋による引き戻しが小さく，ピロティ梁に働くせん断力が大きかったためと考えられる。

##### 4.3 ピロティ梁主筋歪

ピロティ梁主筋の歪分布を図-14に示す。WV0.45，WV0.90のピロティ梁端部上端主筋に大きな歪が生じ，引張降伏していた。2章3節でピロティ梁を単純梁として仮定したことに反していた。これは1層水平荷重により生じる1層柱頭曲げモーメントがピロティ梁に伝達し

たためと考えられる。壁縦筋が少ないWV0.45の歪が大きいのは，あばら筋分布同様に壁縦筋による引き戻しが小さかったためと考えられる。

##### 4.4 ピロティ梁のたわみ

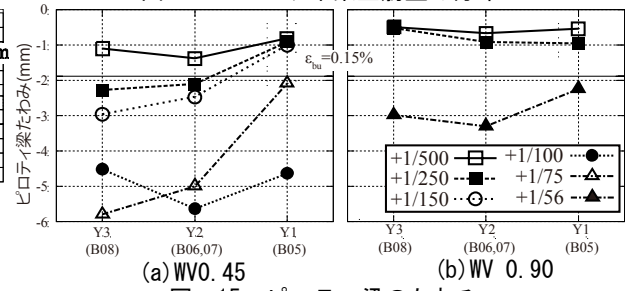
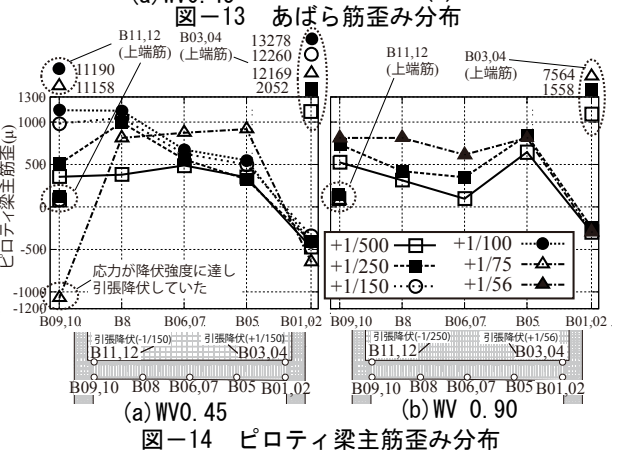
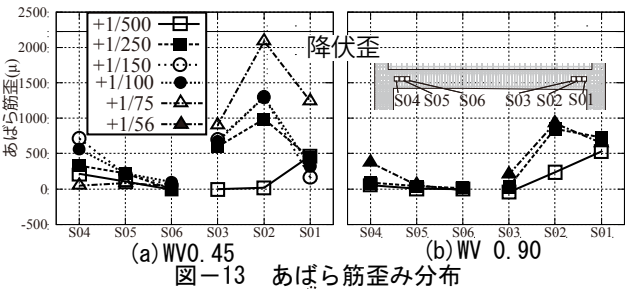
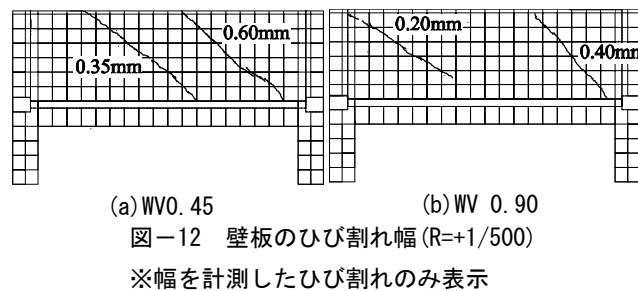
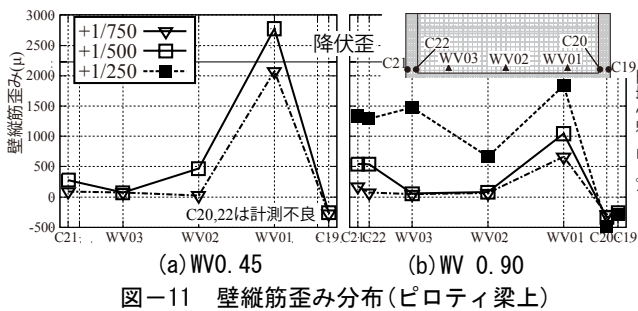
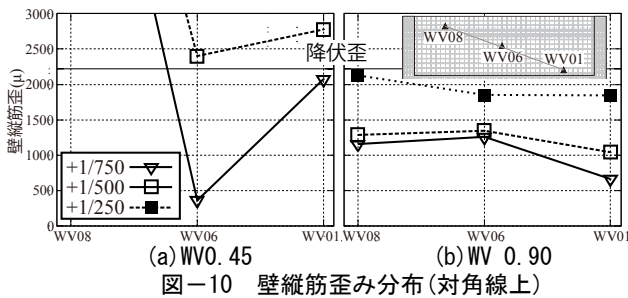
ピロティ梁のたわみを図-15に示す。ピロティ梁のたわみは変位計のデータ(計測位置は歪みゲージB05~08と同じ)より求めている。WV0.45，WV0.90のY3地点の拡がり量が大きかった。WV0.45は最大耐力に達する前に耐震壁が期待するせん断強度を十分に発揮するため許容できる拡がり量0.15%を大きく超えていた。

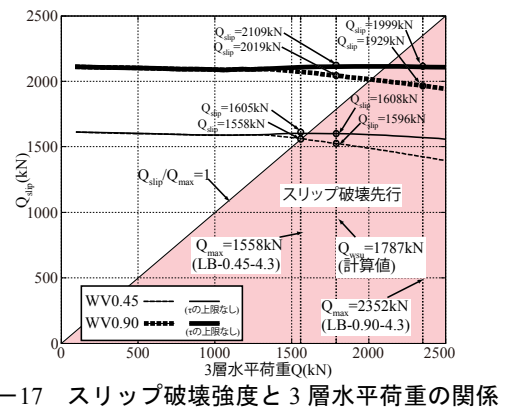
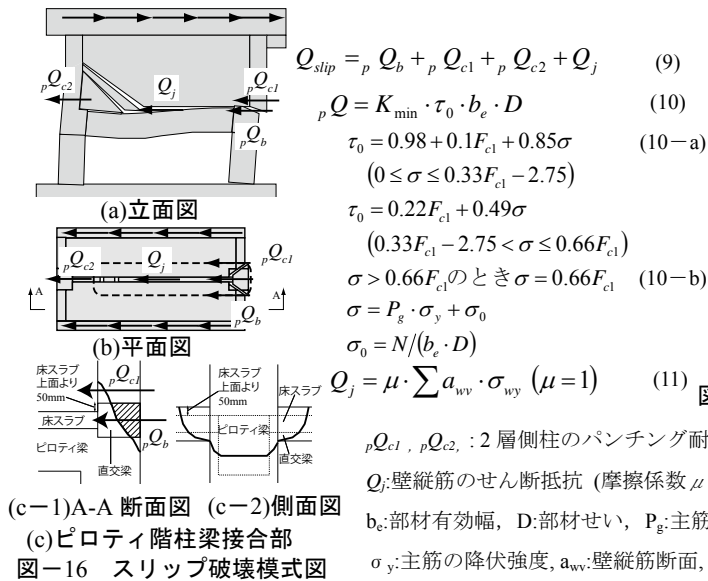
##### 4.5 せん断強度

実験時最大耐力  $Q_{max}$  と耐震壁の計算せん断強度  $Q_{wsu}$  の比較を行う。WV0.45では  $Q_{max}$  が  $Q_{wsu}$  を下回っており，耐震壁のせん断強度を十分に発揮できていなかった。WV0.90では  $Q_{max}$  が  $Q_{wsu}$  を上回り，耐震壁のせん断強度を十分に発揮できていた。壁縦筋比を大きくすることで壁板のせん断ひび割れの拡大が抑制され，耐震壁のせん断強度が十分に発揮されることを確認した。

##### 4.6 破壊形式

WV0.45はスリップ破壊，WV0.90は壁板のせん断破壊となり，2章3節で予想した破壊形式とWV0.45は異なる





$p Q_{c1}$ ,  $p Q_{c2}$ : 2層側柱のパンチング耐力<sup>5)</sup>,  $p Q_b$ : 直交梁のパンチング耐力<sup>5)</sup>  
 $Q_j$ : 壁縦筋のせん断抵抗 (摩擦係数  $\mu = 1.0$ )<sup>6)</sup>,  $K_{min}$ : シアスパン比増加に伴う強度低減係数  
 $b_e$ : 部材有効幅,  $D$ : 部材せい,  $P_g$ : 主筋比,  $F_{c1}$ : コンクリートの設計基準強度,  $N$ : 軸力  
 $\sigma_y$ : 主筋の降伏強度,  $a_{wy}$ : 壁縦筋断面,  $\sigma_{wy}$ : 壁筋の降伏強度,

っていた。WV0.45のスリップ破壊性状を図-16に模式的に示す。図-9(b)より2層柱, 周辺の床スラブ, 直交梁の損傷が激しいことが分かる。直交梁上面は床スラブ上面より50mm高い位置にあり, 水平変形に対して抵抗すると考えられる(図-16(c))。そこで, スリップ破壊強度  $Q_{slip}$  を2層側柱, 直交梁のパンチング耐力, 壁縦筋のせん断抵抗の合計値として式(9)~(11)より計算する。パンチング耐力を計算する際に用いる軸力は平面保持解析より求めている。式(10)の  $\tau_0$  は式(10-a)より計算する。  $\tau_0$  は圧縮軸力により増加するが式(10-b)により頭打ちとなる。本研究では式(10-b)を考慮した場合と考慮しない場合で  $Q_{slip}$  を計算する。図-16(c)より直交梁がパンチングシアに抵抗する断面は半分とした。床スラブが負担する水平荷重は実験より3層水平荷重の1/1.3倍とした。

以上の条件より  $Q_{slip}$  を算出し, 3層水平荷重との関係を図-17に示す。WV0.45では実験時最大耐力  $Q_{max}$  が計算せん断強度  $Q_{wsu}$  を下回り,  $Q_{slip}$  とほぼ一致した。WV0.90では  $Q_{max}$  が  $Q_{wsu}$ ,  $Q_{slip}$  を上回り,  $Q_{max}$  に対して  $Q_{slip}$  が過小評価となった。これはスリップ破壊時の2層側柱のせん断強度を既往式(式(10))では正しく評価できないためと考えられる。そのため, スリップ破壊時の2層側柱のせん断強度の評価方法は今後の課題として検討する必要があるといえる。

## 5. まとめ

- (1) 壁縦筋比を大きくすることで耐震壁の鉛直方向のせん断ひび割れの拡がり, スリップが抑えられ, 耐震壁のせん断強度を十分に発揮される。
- (2) 2章3節でピロティ梁を単純梁と仮定したが, 1層柱柱頭モーメントの伝達により梁主筋歪は固定端に近い分布となった。
- (3) 2層側柱, 直交梁のパンチング耐力, 壁縦筋のせん断

抵抗を考慮してスリップ破壊強度を評価したが実験結果に対して過小評価となった。

## 6. 今後の課題

- (1) 1層柱頭部の曲げモーメントの伝達を考慮した破壊形式を検討する必要がある。
- (2) 耐震壁のスリップ破壊強度の評価式の考案。特にスリップ破壊時の2層側柱のせん断強度の評価方法の検討。

**謝辞** 本研究は, 国土交通省建築基準整備促進補助金事業(建築研究所, 矢作建設株式会社, 名古屋工業大学, 名古屋大学の共同研究)の一環として行われたものである。実験に際し, 多大なるご協力をいただきました。福山洋氏, 諏訪田晴彦氏, 壁谷沢寿一氏をはじめとし関係各位に深く謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 建築研究所: 平成7年度兵庫県南部地震被害調査最終報告書第1篇, 1996.3
- 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
- 3) 財団法人日本建築センター: 2007年版建築物の構造関係技術解説書, 2007
- 4) 田内浩喜, 川崎愛, 中村聡宏, 勅使川原正臣, 諏訪田晴彦, 福山洋, 神谷隆, 梅野達三: 連層耐震壁のせん断強度に対する枠フレームの効果(その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.375-376, 2010.9
- 5) 日本建築防災協会: 2001年度改訂版既存鉄筋コンクリート造建物の耐震改修設計指針・同解説, 2001
- 6) 社団法人プレハブ建築協会, 第1編プレキャスト建築総論, 2001.1