

## ピロティ階直上の耐震壁のせん断耐力

SHEAR STRENGTH OF WALL  
LOCATED ABOVE AN OPEN FRAME泉 徳秀<sup>\*1</sup>, 高橋 之<sup>\*2</sup>, 市之瀬 敏勝<sup>\*3</sup>, 勅使川原 正臣<sup>\*4</sup>  
神谷 隆<sup>\*5</sup>, 福山 洋<sup>\*6</sup>*Norihide IZUMI, Susumu TAKAHASHI, Toshikatsu ICHINOSE,  
Masaomi TESHIGAWARA, Takashi KAMIYA and Hiroshi FUKUYAMA*

Experiments were conducted to study shear strength of wall located above an open frame. Based on the observed failure modes, a rigid-plasticity model was proposed. The shear strengths computed using the proposed model agreed with the observed ones. The vertical reinforcement in the wall panel, as well as the flexural and shear strengths of the boundary beam, greatly affected the shear strength of the wall.

**Keywords:** Reinforced Concrete, Open Frame, Shear Wall, Shear Strength

鉄筋コンクリート, ピロティ架構, 連層耐震壁, せん断強度

## 1. はじめに

駐車場や店舗などのために最下層をピロティ架構とする鉄筋コンクリート造の共同住宅は, ノースリッジ地震(1994)や兵庫県南部地震(1995)において大きな被害を受けた。そこで現在, 最下層に部分的に耐震壁を設ける等の方法により, 最下層の層崩壊を許容しない設計が推奨されている<sup>1)</sup>(図1)。しかしこの場合, ピロティ階直上の梁(以下ピロティ梁)が剛強でなくなるため, 下梁が剛強な場合を想定している現行せん断強度式では適切にピロティ階直上の壁(以下ピロティ壁)の耐力を評価できない可能性がある。連層耐震壁の枠梁断面の推奨条件は2010年度版の鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説<sup>2)</sup>(以下RC規準)で改訂・緩和されたが, ピロティ壁の実験は著者らの知る限りでは行われておらず, 実験的な検証が十分とは言えない。上下の枠梁が剛強でない単層耐震壁の耐力評価に関して, 望月ら<sup>3)</sup>がストラットを用いたモデル化を提案しているが, 計算式としての提案には至っていない。

著者ら<sup>4), 5)</sup>はピロティ梁の強度及び壁縦筋量, スパン長さがピロティ壁のせん断性状に与える影響を明らかにするため, 3層1スパンのピロティ架構の静的加力実験を行った。結果として, 壁縦筋量やピロティ梁断面の増大による耐力の向上が確認された。

本研究では, 剛塑性を仮定した3つの破壊モードを考え, 耐震壁に力が加わった時に生じる外力の仕事と, その時に部材内に生じている内力の仕事のつり合いから, できるだけ抵抗機構を正しく考慮・反映した, ピロティ壁のせん断強度の算定を試みる。

なお, 本論文は文献6)に記載されている検討に対して, 新たな耐力評価法を提案し考察を行ったものである。

## 2. ピロティ架構連層耐震壁実験概要

本論文で検討を行ったピロティ架構連層耐震壁は文献4), 5)に示すものであり, 以下では本論文の検討に関わる事項を記す。

試験体図面を図2に, パラメータを表1に示す。試験体は計4体で, ピロティ架構を含む連層耐震壁の下層3階部分を対象とし, 3階中間

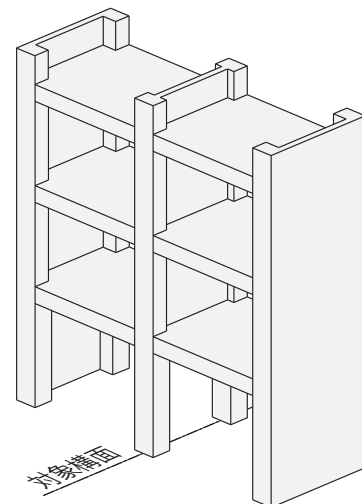


図1 想定建物イメージ図

\*1 名古屋工業大学大学院 大学院生  
\*2 名古屋工業大学 助教・博士(工学)  
\*3 名古屋工業大学 教授・工博  
\*4 名古屋大学 教授・工博  
\*5 矢作建設工業㈱  
\*6 独立行政法人建築研究所 構造研究グループ長・工博

Graduate Student, Nagoya Institute of Technology  
Assistant Prof., Nagoya Institute of Technology, Dr. Eng.  
Prof., Nagoya Institute of Technology, Dr. Eng.  
Prof., Nagoya University, Dr. Eng.  
YAHAGI Construction Co., Ltd.  
Director, Dept. of Structural Engineering, Building Research Institute, Dr. Eng.

部より上はスタブとしてモデル化した。図中破線部は3階梁を示しており、3階梁には壁横筋より径が大きいD10を配筋した。パラメータはピロティ梁断面、壁縦筋量、スパン長さの3つであり、試験体名は、梁断面 (LB or SB) - 壁縦筋比 (%) - スパン長さ (m) の順に各試験体のパラメータを示している。また、その他の部材の寸法・配筋 (壁厚、壁横筋、1階柱、2階柱など) は全ての試験体で同一としている。2層の耐震壁はせん断破壊先行型となるように設計し、せん断余裕度を0.56～0.70とした。

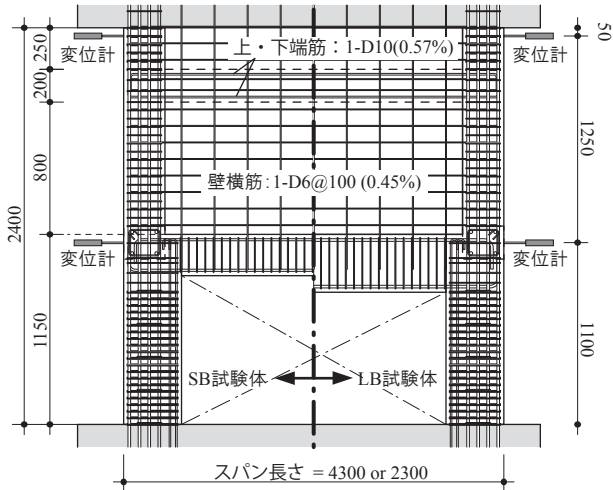


図2 試験体図面 (単位 mm)

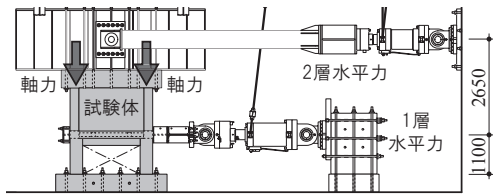


図3 加力装置 (単位 mm)

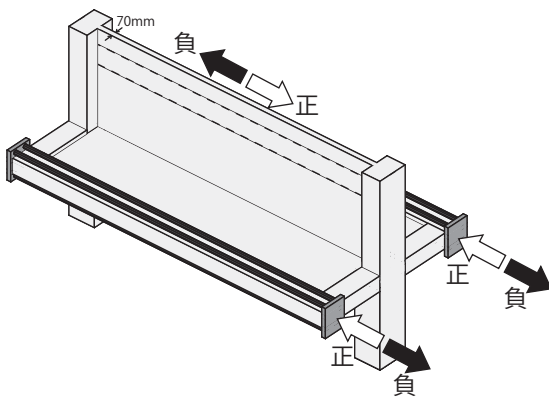
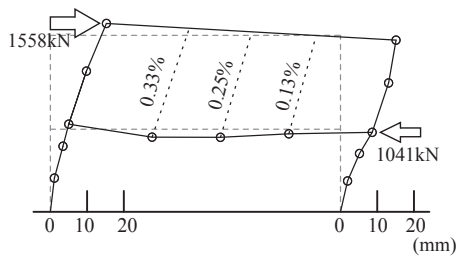
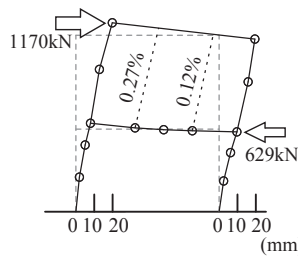


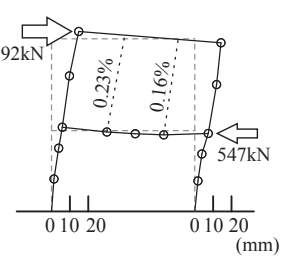
図4 水平加力イメージ



(a) LB-045-4.3



(b) LB-023-2.3



(c) SB-023-2.3

図6 最大耐力時フレーム変形図 (正載荷)

加力装置を図3に示す。加力方法は軸力一定条件下 (1階柱に対して軸力比0.2) での正負交番載荷とした。水平加力イメージを図4に示す。対象構面と隣り合う構面の1階には耐震壁がある場合を想定しているため、1階と2階の層間変形角が等しくなるように、剛性の高い床スラブの端部に加力装置を取り付け、水平荷重を加えた。層間変形角は図2に示すように、試験体の左右に取り付けた変位計の平均値を用いて定義した。

### 3. 実験結果

図5(a), (b)に各試験体の2階の荷重変形包絡線と主な鉄筋の降伏時点を示す。

LB-0.45-4.3は、ピロティ梁上端主筋の降伏を機にせん断力が頭打ちになり、2階柱脚帯筋が降伏し正載荷最大耐力を迎えた。その後、圧縮側の壁板脚部が水平にすべり、続いて2階柱脚がせん断破壊することで耐力が低下した。

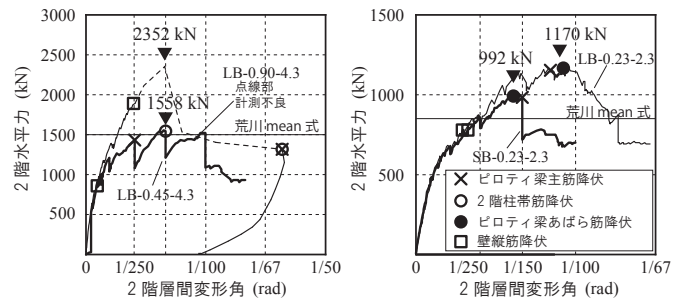
LB-0.90-4.3は加力の途中で計測に失敗したため鉄筋の降伏状況の詳細は不明であるが、2階壁板が圧縮破壊して耐力が急激に低下したことが確認された。

LB-0.23-2.3とSB-0.23-2.3は、ピロティ梁右端のあばら筋降伏時に正載荷最大耐力を迎えた。その後、壁板のせん断ひび割れが梁右端に貫通し、ピロティ梁のせん断破壊と、2階壁板の圧縮破壊により耐力が急激に低下した。

また、全ての試験体で壁横筋と比べて、壁縦筋の引張降伏が先に生じるといった結果となった。

表1 試験体パラメータ

試験体名 (梁断面 - 壁縦筋比 - スパン)	ピロティ梁			壁縦筋 $P_v$ (%)	スパン長さ
	梁断面 $b \times D$ (mm)	引張鉄筋 (鉄筋比 $p_t$ )	あばら筋 (鉄筋比 $p_w$ )		
LB-0.45-4.3	300×350	6-D16 (2.27%)	2-D16 (0.43%)	0.45	4300
LB-0.90-4.3				0.90	
LB-0.23-2.3				0.23	
SB-0.23-2.3	250×250	4-D13 (1.63%)	2-D13 (0.51%)	0.23	2300



(a) 長スパン試験体

(b) 短スパン試験体

図5 2階の荷重変形包絡線

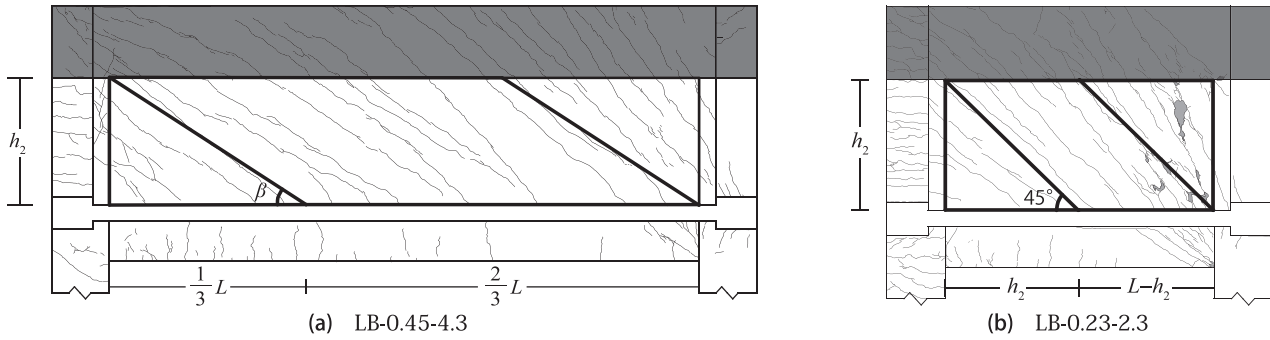


図7 最大耐力時試験体ひび割れ図（正載荷）

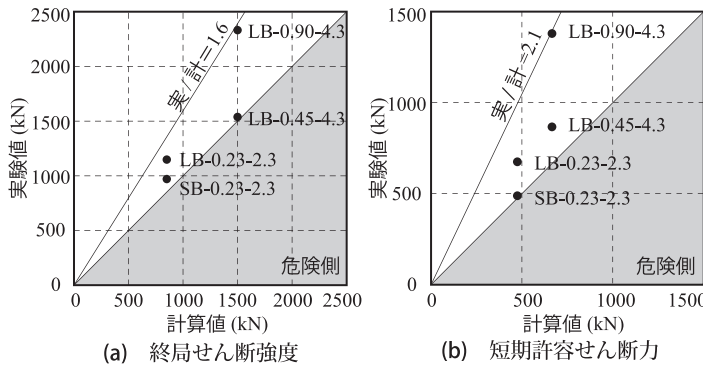


図8 終局・短期許容せん断力の比較

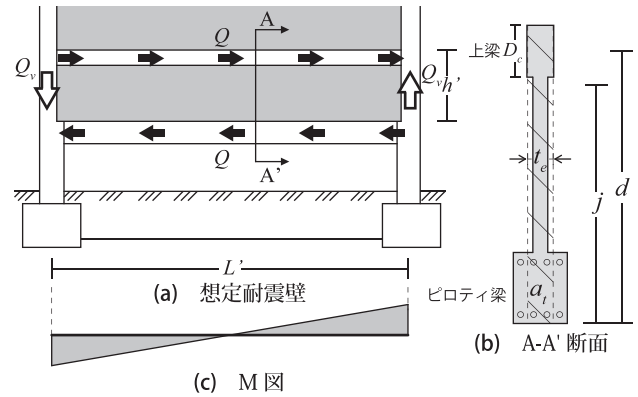


図9 壁の鉛直断面に着目した耐力評価法

文献6)に示すように取り付けた変位計の測定値から得られた最大耐力時のフレーム変形図及び正載荷最大耐力時の壁板の引張ひずみを図6に示す。フレーム変形図は1階柱中心と梁上端で線材化した。また、壁板の引張ひずみは上スタブの回転と梁のたわみから壁板の伸びを算出し、それを壁高さ1250mmで除して算出した。いずれの試験体も壁板の引張ひずみが概ね壁縦筋の降伏ひずみに近い値を示していた。

図7に正載荷最大耐力時の試験体ひび割れ図を示す。図中には正載荷時に生じたひび割れのみを示している。また、図中に示す $h_2$ は2階耐震壁内法高さとする。長スパン試験体では、壁板のせん断ひび割れが左側では一定の角度( $\beta = 34^\circ$ )で生じているのに対し、右側にいくにつれて角度が大きくなる傾向がみられた。また、短スパン試験体では、ほぼ $\beta = 45^\circ$ の角度でひび割れが生じていたが、壁板右上部では角度が大きくなる傾向がみられた。

図8(a)に終局せん断強度の比較を示す。終局せん断強度の計算値は荒川 mean 式を適用し算出した。終局せん断強度は全ての試験体で計算値を上回り、実/計 = 1.6の範囲で安全側の評価となった。しかし荒川 mean 式では、実験値でみられる壁縦筋やピロティ梁断面の増加によりせん断強度が増加する傾向を捉えることはできなかった<sup>注1)</sup>。

図8(b)に短期許容せん断力の比較を示す。短期許容せん断力の計算値はRC規準<sup>2)</sup>に従って算出し、実験値は壁縦筋が降伏した時点のせん断力とひび割れが除荷時に0.1mm以上になったサイクルのピークのせん断力の小さい方の値とした。これは、試験体が実物の1/3スケールであることを考慮したためである。短期許容せん断力は全ての試験体で実験値が計算値を上回り、実/計 = 2.1の範囲で安全側の評価となった。しかし、計算値を算出する際、実験値でみられた壁縦筋やピロティ梁の影響が考慮されていないため、これらの影響によって短期許容せん断力が増加する傾向は捉えることができなかった。

#### 4. 壁の鉛直断面に着目した耐力評価法

図8(a), (b)に示すように、現行の耐力設計法では、実験でみられた傾向を捉えることができなかった。そこで、実験でみられた壁縦筋やピロティ梁の影響を考慮することができるような、壁の鉛直断面に着目した耐力評価法を考える。

図9に設計法の説明図を示す。図中に示す $L'$ は耐震壁のスパン(柱の中心間距離)、 $h'$ は階高とする。ここで、次の3点を仮定する。

- ・図9(b)のように、上下の梁を含む断面が鉛直方向のせん断力 $Q_v$ を負担すると考える。この値に $L'/h'$ を乗することで水平力に変換する。
- ・I形断面を長さ $t_e$ と断面積 $j \times d$ とが等しい等価長方形断面に置き換えた時の幅を $t_e$ とする。ただし、 $t_e$ は壁厚 $t$ の1.5倍以下とする。
- ・後述のように、ピロティ梁の軸力がスパン中央を境に引張・圧縮が逆転すると予想される。そこで、図9(c)のような仮想的なM図を考え、せん断スパン比を $L'/2h'$ とする。
- ・後述の力学モデル (Mode 1, 2) によれば、壁の上梁の影響は小さく、ピロティ梁の主筋がせん断強度に重大な影響を及ぼすと考えられるので、ピロティ梁の全主筋断面積を $a_i$ とし、等価引張鉄筋比を $p_{ie} = 100a_i/t_e d$ とする。さらに、後述の Mode 3 に基づき、ピロティ梁の下端から上梁の中心までを有効せい $d$ とする。

以上より、耐震壁のせん断強度 $Q_{su}$ は下式で得られる。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{ie}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{L'/2h' + 0.12}} + 0.85 \sqrt{\sigma_y p_{vw}} \right\} t_e \times j \times \frac{L'}{h'} \quad (1)$$

$j$ : 応力中心間距離 (=  $7d/8$ )

$p_{vw}$ :  $t_e$ を厚さと考えた場合の壁縦筋比

せん断終局強度の実験値と式(1)を適用した場合の計算値の比較を図10に示す。図中には文献4), 5)の試験体及び、文献7)の上下梁の拘束が小さい耐震壁の試験体3体がプロットされている。計算値は実/計 = 1.6の範囲で実験値を安全側に評価し、壁縦筋とピロティ梁

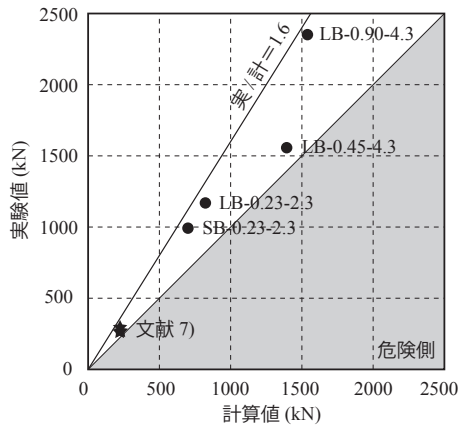


図 10 式 (1) による計算値と実験値の比較

表 2 仮定した破壊モードの特徴

Mode	試験体	壁縦筋	壁横筋	壁板	2階 圧縮側柱	2階 引張側柱	梁
1	LB-0.45-4.3	降伏	降伏	ズレ	せん断	曲げ	曲げ
2	LB-0.90-4.3	降伏	未降伏	圧壊	曲げ	曲げ	曲げ
3	LB-0.23-2.3 SB-0.23-2.3	降伏	未降伏	圧壊	曲げ	曲げ	せん断 and 曲げ

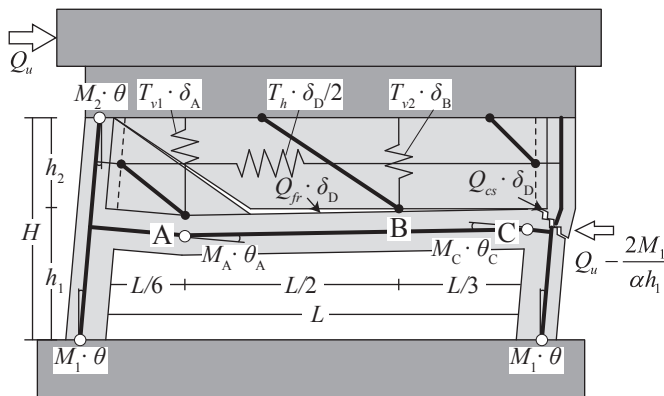


図 12 LB-0.45-4.3 の破壊モード (Mode 1) 模式図

の影響を考慮することができるため、これらの影響によってピロティ壁の耐力が増加する傾向を捉えている。

式 (1) と同様に図 9(b) に示すような断面を考え、算出した短期許容せん断力と図 8(b) に示した実験値の比較を図 11 に示す。短期許容せん断力は全ての試験体で計算値を上回った。また、計算値は図 9(b) に示すような断面を考えることで壁縦筋とピロティ梁の影響を考慮することができ、これらの影響によって短期許容せん断力が増加する傾向を捉えている。

## 5. 耐力評価法

図 9(b) に示すような断面に対して荒川 mean 式を適用することで、実験でみられた壁縦筋やピロティ梁の影響により耐力が増加する傾向を捉えることができた。しかし、計算値に対する実験値の精度はあまり向上しなかった。そこで、本節では実験でみられた破壊性状から、ピロティ壁の破壊モードを仮定し、崩壊荷重を算出することで耐力・破壊モードの評価を試みる。

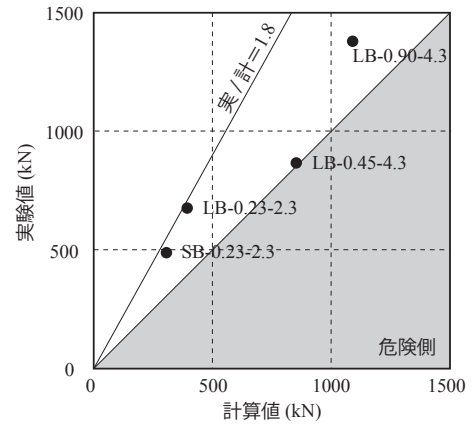


図 11 短期許容せん断力の比較

### (a) Mode 1 (LB-0.45-4.3 の破壊モード) の仮定と耐力計算

実験で観察された各部材の破壊状況を表 2 に示す。実験結果より LB-0.45-4.3 では、2 階引張側柱頭の曲げ降伏、ピロティ梁の曲げ降伏 (2 ヶ所)、壁板のズレ破壊、柱のせん断破壊、壁横筋の降伏が生じると考える。この破壊モード (以降、Mode 1 と呼ぶ) の模式図を図 12 に示す。Mode 1 に関して下記 9 点の仮定を設ける。このうち、仮定 1 ~ 6 は、Mode 2, 3 でも共通である。

仮定 1: 図 12 に濃い灰色で示した部分、すなわち上下のスタブと 3 階耐震壁は剛と考える。つまり、仮想的な内蔵梁の下端までが変形すると考える。実際の試験体では 3 階耐震壁にもせん断ひび割れが発生していたが、壁筋のひずみ度が小さく、後述の Mode 2, 3 でも壁板の圧縮破壊が 3 階では観測されなかったため、この仮定が適切であると判断した。

仮定 2: 図 7 に示すように壁板を 3 つの領域に分け、これを図 12 のように 3 本の圧縮ストラットで表す。ストラットの角度  $\beta$  は  $L \geq 3h_2$  の場合、

$$\tan \beta = \frac{h_2}{L/3} \quad (2)$$

$L$ : ピロティ梁長さ

$h_2$ : 2 階壁板高さ

とする。 $L < 3h_2$  の場合、 $\beta = 45^\circ$  とする。これらは、図 7 に示す実験で壁板に生じたひび割れの傾向を考慮したものである。 $L$  を長くすると  $\beta$  が減少するが、 $\beta$  の値には下限値も存在するはずである。 $\beta$  を小さくすればストラットの圧縮応力度が増大し、圧縮破壊の可能性が生じるためである。しかし、このような破壊モードは上下のスタブを剛強とした通常の壁の実験でみられる破壊モードである。この問題については 6 節で論じる。

仮定 3: 壁縦筋は全て降伏するものとし、図 12 に示すように 2 つの鉛直バネで表す。 $L \geq 3h_2$  の場合、鉛直バネの引張力  $T_{v1}$ ,  $T_{v2}$  を下式のように算出する。

$$T_{v1} = p_v \sigma_y \times t \times \frac{L}{3} \quad (3)$$

$$T_{v2} = p_v \sigma_y \times t \times \frac{2L}{3} \quad (4)$$

$p_v$ : 壁縦筋比

$\sigma_y$ : 壁筋降伏強度

$t$ : 壁厚



$L < 3h_2$  の場合、図 7(b) より、下式のように算出する。

$$T_{v1} = p_v \sigma_y \times t \times h_2 \quad (5)$$

$$T_{v2} = p_v \sigma_y \times t \times (L - h_2) \quad (6)$$

仮定 4：本論文では各部材を剛塑性と仮定し、破壊モード時の外力の仕事  $W_E$  と内力の仕事  $W_I$  のつり合いから壁の終局強度  $Q_u$  を算出する。崩壊メカニズム時の 1 階の層せん断力  $Q_1$  を 1 階柱脚の全塑性モーメント  $M_1$  と反曲点高さ比  $\alpha$  から以下のように算出する。

$$Q_1 = \frac{2M_1}{\alpha h_1} \quad (7)$$

外力の仕事  $W_E$  は、層間変形角を  $\theta$  とし、1, 2 階の層間変位 ( $h_1\theta$ ,  $h_2\theta$ ) に 1, 2 階の層せん断力 ( $Q_1$ ,  $Q_u$ ) を乗ずることで算出する。

$$W_E = Q_1 h_1 \theta + Q_u h_2 \theta = \frac{2M_1}{\alpha h_1} + Q_u h_2 \theta \quad (8)$$

一方、本論文で検討した破壊モードはいずれも、内力の仕事は、

$$W_I = 2M_1 \theta + (\text{壁構成要素の寄与分}) \quad (9)$$

で表される（詳細は後述）。よって、式 (8), (9) より崩壊荷重  $Q_u$  は

$$Q_u = \frac{2M_1}{h_2} \left(1 - \frac{1}{\alpha}\right) + (\text{壁構成要素の寄与分}) \quad (10)$$

となる。実験では、2 階耐震壁をせん断破壊させるため、1 層と 2 階の層間変形角が等しくなるように 2 階床スラブの加力を制御した。仮に 1 階柱脚で主筋が破断して  $M_1$  が低下しても、それを補うように 2 階床スラブの荷重が増加し、2 階耐震壁のせん断破壊が進行するような加力方法である。よって本論文では、式 (10) の第 1 項がゼロになるように  $\alpha = 1$  と仮定する。実験でも、最大耐力時の 1 階の層せん断力は 380kN~550kN 程度<sup>4), 5)</sup> であり、 $\alpha = 1$  と仮定して得られる層せん断力 376kN の 1 ~ 1.5 倍程度の値であった。

仮定 5：2 階柱全塑性モーメント  $M_2$  (図 12 の左上) は長期軸力を用いて算出する。この位置での転倒モーメントは小さく、軸力変動も小さいと考えられるからである。

仮定 6：ピロティ梁の全塑性モーメントは軸力を考慮して計算する。軸力の大きさは、RC 規準<sup>2)</sup> にならって、図 13 に示すように、端部で 2 階層せん断力の半分の値、中央で 0 とした。この時、2 階層せん断力  $Q_{su}$  の値は式 (1) により算出する<sup>注 2)</sup>。上端引張の曲げ強度の計算では、スラブの協力幅<sup>2)</sup> に含まれる鉄筋を考慮する。

これ以降の仮定 7a ~ 9a は Mode 1 のみに適用する。

仮定 7a：図 7 に示す 3 本のストラットの軸方向変形はゼロとする。

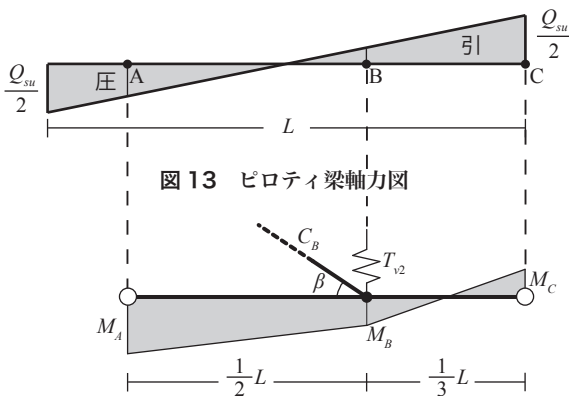


図 13 ピロティ梁軸力図

図 14 ピロティ梁モーメント図の仮定

梁・柱の軸方向変形もゼロとする。また、梁の降伏ヒンジは A 点と C 点のみで生じるものとする。これらの仮定により、 $L \geq 3h_2$  の場合、Mode 1 の変形は図 15 のようになる。A 点の鉛直変位は下式で得られる。

$$\delta_A = \frac{L}{6} \theta \quad (11)$$

A 点, C 点の回転角は下式で得られる。

$$\theta_A = \theta_C = \theta + \frac{\delta_A}{L/2 + L/3} \theta = \frac{6}{5} \theta \quad (12)$$

B 点の鉛直変位は A 点, C 点の鉛直変位の線形補間により得られる。

$$\delta_B = \frac{L/3}{L/2 + L/3} \delta_A = \frac{L}{15} \theta \quad (13)$$

D 点では、2 階柱脚で下記のせん断変形が生じる。

$$\delta_D = H\theta - h_1\theta = h_2\theta \quad (14)$$

B 点では、壁板に上記と同量のズレ変形が生じる。壁横筋の伸びは  $\delta_D/2$  となり、水平バネの引張力は下式により計算する。

$$T_h = p_h \sigma_y \times t \times h_2 \quad (15)$$

$p_h$ : 壁横筋比

仮定 8a：壁板と梁の境界面での摩擦抵抗  $Q_{fr}$  は、B 点でのストラット  $C_B$  の鉛直成分に摩擦係数を乗じて算出する。摩擦係数は壁板と梁の打継面の仕上げ状況を考慮し、文献 8) に従って  $\mu = 1$  と仮定する。ストラット  $C_B$  の鉛直成分は壁縦筋の引張力と梁の反力 (図 14) を足し合わせたものとし下式で算出する。

$$Q_{fr} = \mu C_2 \sin \beta = \mu \left( T_{v2} + \frac{M_B + M_C}{L/3} - \frac{M_A - M_B}{L/2} \right) \quad (16)$$

$M_A$ ,  $M_B$ ,  $M_C$  は、A, B, C 点での全塑性モーメントとする。仮定した Mode 1 の崩壊機構では B 点には塑性ヒンジが生じていないが、実験で計測された曲率からある程度のモーメントが発生していたと予測されるため、本論文では式の簡略化も考えて B 点でのモーメントを全塑性モーメントと仮定した。ただし、計算上 B 点でのモーメントの値が崩壊荷重  $Q_u$  に与える影響は小さい。

仮定 9a：柱の塑性せん断抵抗  $Q_{cs}$  は、図 16(a) に実線で示すように、 $45^\circ$  と仮定したひび割れを横切るせん断補強筋の引張力とする。また、実験ではピロティ梁に直交する方向の梁を伴ってせん断破壊をしていたことから、図 16(b) に示すようにひび割れを仮定し、横切るせん断補強筋の引張力を柱の塑性せん断抵抗に加算した。また、ひび割れを横切るせん断補強筋は全て降伏するものとする。

内力の仕事  $W_I$  は各部材の耐力に図 12 に示す層間変形角  $\theta$  を与えた時の各破壊位置での変形・回転角を乗ずることで算出できるので、Mode 1 における崩壊メカニズム時の内力の仕事  $W_I$  は下式で得られる。

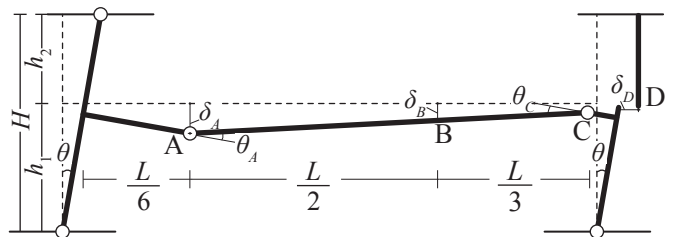
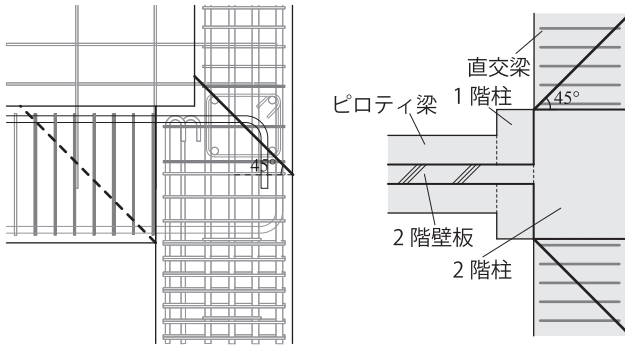


図 15 Mode1 変形図 ( $L \geq 3h_2$ )



(a) せん断破壊面 (立面図) (b) せん断破壊面 (平面図)  
図 16 せん断破壊面

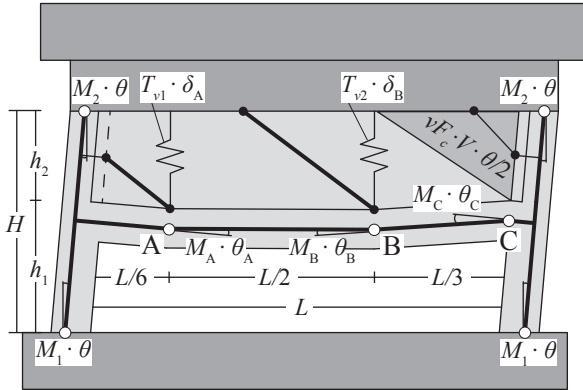


図 17 Mode 2 各点の変位・回転角 ( $L \geq 3h_2$ )

$$\begin{aligned}
 W_1 &= 2M_1\theta + M_2\theta + M_A\theta_A + M_C\theta_C + T_{v1}\delta_A \\
 &\quad + T_{v2}\delta_B + T_h\frac{\delta_D}{2} + Q_{cs}\delta_D + Q_{fs}\delta_D \\
 &= 2M_1\theta + M_2\theta + \frac{6}{5}M_A\theta + \frac{6}{5}M_C\theta + \frac{1}{3}p_v\sigma_y tL \cdot \frac{1}{6}L\theta \\
 &\quad + \frac{2}{3}p_v\sigma_y tL \cdot \frac{1}{15}L\theta + p_h\sigma_y th_2 \cdot \frac{1}{2}h_2\theta + Q_{cs} \cdot \frac{1}{2}h_2\theta + Q_{fs} \cdot \frac{1}{2}h_2\theta
 \end{aligned} \quad (17)$$

式 (17) に  $L \geq 3h_2$  の場合の各破壊位置での変位と回転角を代入し、式 (8) とのつり合いより変数  $\theta$  を消去することで崩壊荷重  $Q_u$  について下式が得られる。

$$\begin{aligned}
 Q_u &= \frac{1}{h_2} \left( M_2 + \frac{6}{5}M_A + \frac{6}{5}M_C \right) + \left( \frac{2\mu}{3} + \frac{L}{10h_2} \right) \times p_v\sigma_y \times tL \\
 &\quad + \frac{3\mu(M_B + M_C)}{L} - \frac{2\mu(M_A - M_B)}{L} + \frac{p_h\sigma_y \times th_2}{2} + Q_{cs}
 \end{aligned} \quad (18)$$

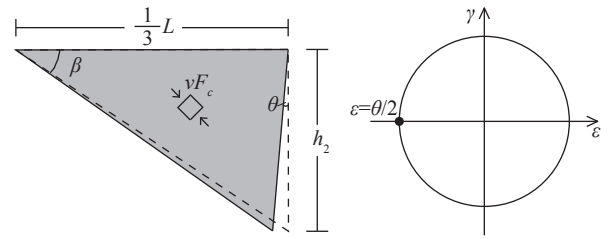
また同様に  $L < 3h_2$  の場合、崩壊荷重  $Q_u$  について下式が得られる。

$$\begin{aligned}
 Q_u &= \frac{1}{h_2} \left( M_2 + \frac{2L}{2L-h_2}M_A + \frac{2L}{2L-h_2}M_C \right) + \left( \frac{\mu(L-h_2)}{L} + \frac{L}{4L-2h_2} \right) \times p_v\sigma_y \times tL \\
 &\quad + \frac{2\mu(M_B + M_C)}{L-h_2} - \frac{2\mu(M_A - M_B)}{L} + \frac{p_h\sigma_y \times th_2}{2} + Q_{cs}
 \end{aligned} \quad (19)$$

(b) Mode 2 (LB-0.90-4.3 の破壊モード) の仮定と耐力計算

LB-0.90-4.3 の破壊性状より、表 2 に示したように、2 階柱頭の曲げ降伏、ピロティ梁の曲げ降伏 (3 ケ所)、壁板の圧縮破壊が生じる破壊モードを考え、これを Mode 2 と呼ぶことにする。Mode 2 における  $L \geq 3h_2$  の場合の各破壊位置の仕事量を図 17 に示す。Mode 2 では、Mode 1 での仮定 1 ~ 6 に加え、下記の 1 点を仮定する。

仮定 7b: 図 17 の濃い灰色で示す領域で、図 18(a) のように壁板の圧縮破壊が生じるものとする。主ひずみの方向は  $45^\circ$  と仮定する。図 18(b) に示すモールのひずみ円より、主ひずみは  $\theta/2$  となる。また、



(a) 圧縮破壊変形図 (b) モールのひずみ円  
図 18 壁板圧縮破壊 ( $L > 3h_2$ )

コンクリート強度の低減係数  $\nu$  は、Collins らの実験的研究<sup>9)</sup>を参考に 0.7 とした。

Mode 1 と同様に部材を剛と仮定して、層間変形角  $\theta$  を与えた時の変形量を算出した。内力の仕事は各部材の耐力に図 17 に示す層間変形角  $\theta$  を与えた時の各破壊位置での変形・回転角を乗ずることで算出する。なお、回転角の計算は単純な幾何学であり自明であるため、ここでは省略する。Mode 2 における崩壊メカニズム時の内力の仕事  $W_1$  は下式で得られる。

$$\begin{aligned}
 W_1 &= 2M_1\theta + 2M_2\theta + M_A\theta_A + M_B\theta_B + M_C\theta_C \\
 &\quad + T_{v1}\delta_A + T_{v2}\delta_B + \nu F_c \cdot V \times \frac{\theta}{2} \\
 &= 2M_1\theta + 2M_2\theta + M_A \times \frac{2}{3}\theta + M_B \times \frac{4}{3}\theta + 2M_C\theta \\
 &\quad + T_{v1} \times \frac{L}{6}\theta + T_{v2} \times \frac{L}{3}\theta + \nu F_c \cdot \frac{L \times h_2 \times t}{6} \times \frac{\theta}{2}
 \end{aligned} \quad (20)$$

$F_c$ : コンクリート強度

$V$ : 図 17 に濃い灰色で示した壁板の圧縮破壊領域の体積

外力の仕事と内力の仕事のつり合いから、 $L \geq 3h_2$  の場合、式 (8)、(20) より Mode 2 の崩壊荷重  $Q_u$  について下式が得られる。

$$Q_u = \frac{1}{h_2} \left( 2M_2 + \frac{2}{3}M_A + \frac{4}{3}M_B + 2M_C \right) + \frac{5L}{18h_2} p_v\sigma_y \times tL + \nu F_c \times \frac{Lt}{12} \quad (21)$$

また、同様に  $L < 3h_2$  の場合、崩壊荷重  $Q_u$  は下式で得られる。

$$\begin{aligned}
 Q_u &= \frac{1}{h_2} \left( 2M_2 + \frac{L-h_2}{L}M_A + \frac{3h_2L-h_2^2}{L(L-h_2)}M_B + \frac{L+h_2}{L-h_2}M_C \right) \\
 &\quad + \frac{2L-h_2}{2L} p_v\sigma_y \times tL + \nu F_c \times \frac{h_2t}{4}
 \end{aligned} \quad (22)$$

(c) Mode 3 (LB-0.23-2.3, SB-0.23-2.3 の破壊モード) の仮定と耐力計算

LB-0.23-2.3 と SB-0.23-2.3 の破壊性状より、2 階柱頭の曲げ降伏、ピロティ梁の曲げ降伏 (1 ケ所)、ピロティ梁端部のせん断破壊、壁板の圧縮破壊が生じる破壊モードを考え、これを Mode 3 と呼ぶことにする。Mode 3 における  $L \geq 3h_2$  の場合の各破壊位置の仕事量を図 19 に示す。Mode 3 では、Mode 1 での仮定 1 ~ 6 に加え、下記の 2 点を仮定する。

仮定 7c: Mode 2 と同様、図 19 の濃い灰色で示す領域で壁板の圧縮破壊が生じるものとする。梁のせん断破壊が図 19 のように生じることを考えると、壁板の圧縮破壊領域は梁せい分だけ左側に拡張する方が合理的である。実験でも同様の傾向がみられた (図 7b) が、式の単純化のため拡張は行わなかった。

仮定 8c: ピロティ梁の塑性せん断抵抗は図 16(a) に破線で示す  $45^\circ$  と仮定したひび割れを横切るせん断補強筋の引張力とする。

Mode 3 における崩壊メカニズム時の内力の仕事  $W_1$  は下式で得られる。

$$\begin{aligned}
W_i &= 2M_1\theta + 2M_2\theta + M_A\theta_A + Q_{bs}\delta_c + T_{v1}\delta_A \\
&\quad + T_{v2}\delta_B + vF_c \cdot V \times \frac{\theta}{2} \\
&= 2M_1\theta + 2M_2\theta + M_A \times \frac{2}{3}\theta + Q_{bs} \times \frac{4L}{9}\theta + T_{v1} \times \frac{L}{6}\theta \\
&\quad + T_{v2} \times \frac{L}{3}\theta + vF_c \times \frac{\theta}{2} \times \frac{L \times h_2 \times t}{6}
\end{aligned} \tag{23}$$

外力の仕事と内力の仕事のつり合いから、 $L \geq 3h_2$  の場合、式 (8)、(23) より Mode 3 の崩壊荷重  $Q_u$  について下式が得られる。

$$Q_u = \frac{1}{h_2} \left( 2M_2 + \frac{2}{3}M_A + \frac{4}{9}Q_{bs}L \right) + \frac{5L}{18h_2} p_v \sigma_y \times tL + vF_c \times \frac{Lt}{12} \tag{24}$$

Mode 3 で破壊した LB-0.23-2.3, SB-0.23-2.3 両試験体では  $L < 3h_2$  となっており、その場合の破壊モード図および各変形箇所での仕事量を図 20 に示す。この場合の崩壊荷重  $Q_u$  は下式で得られる。

$$\begin{aligned}
Q_u &= \frac{1}{h_2} \left( 2M_2 + \frac{L-h_2}{L}M_A + \frac{3h_2L-h_2^2}{2L}Q_{bs} \right) \\
&\quad + \frac{2L-h_2}{2L} p_v \sigma_y \times tL + vF_c \times \frac{h_2t}{4}
\end{aligned} \tag{25}$$

## 6. 耐力と破壊モードの比較と考察

計算結果一覧を表 3 に、実験値と計算値の比較を図 21 に示す。図 21 に示す各試験体の破壊モードのうち実験で確認されたものに関しては大きく示している。

3つの破壊モードの計算値のうち値の最も小さい計算耐力と実験結果を比較すると、計算耐力は実験値の±20%に収まっており精度よく評価できた。破壊モードは、表 3 に示すように LB-0.45-4.3, LB-0.23-2.3, SB-0.23-2.3 の3体で実験結果と計算結果が一致した。実験で Mode 2 となった LB-0.90-4.3 は計算上 Mode 1 と評価されたが、これは、Mode 1 において摩擦係数  $\mu$  を 1 と仮定したためであると考えられる。LB-0.90-4.3 のように梁がたわみにくい試験体においては骨材のかみ合い抵抗が大きくなり、摩擦係数  $\mu$  が 1 より大きな値であった可能性が高い。

次に、計算式の物理的意味を明確化するため、壁縦筋比に関する

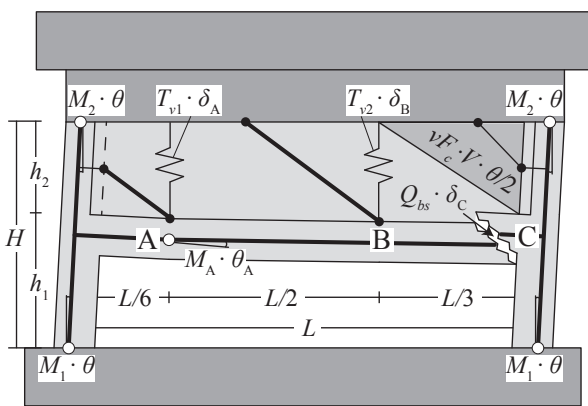


図 19 Mode 3 各点の変位・回転角 ( $L \geq 3h_2$ )

パラメトリックスタディを行う。表 1 で示したように、試験体 LB-0.45-4.3 と LB-0.90-4.3 は縦筋比のみ異なる。そこで、縦筋以外のパラメータは両試験体と同一とし、縦筋比のみを 0～1% まで変化させたときの結果を図 22 に示す。縦軸のせん断応力は 2 層の耐力を 2 層耐震壁の全断面積で除した値とした。破線は Mode 1、一点鎖線は Mode 2、二点鎖線は Mode 3 の計算結果を示す。これらの最小値すなわち Mode 1 の値が計算値となる。■は実験結果を示す。また、水平の細い実線 ( $\tau = 3.2 \text{ N/mm}^2$ ) は荒川 mean 式、太い実線は式 (1) の結果を示す。実験値■の傾きは、式 (1) よりずっと大きく、Mode 1 の傾きに近い。よって、提案式は壁縦筋の寄与分を適切に評価していると言える。なお、式 (18)、(21)、(24) からわかるように、Mode 1 の傾きが Mode 2、3 と似ているのは偶然であり、 $L/h_2$  の比によって変動する。

通常の壁の実験では、上下に剛強なスタブを設ける。よって、壁のせん断破壊は壁筋の降伏だけでなく壁板や側柱のコンクリートが大きな抵抗要素となる。一方、本実験は上部のスタブのみが剛強である。

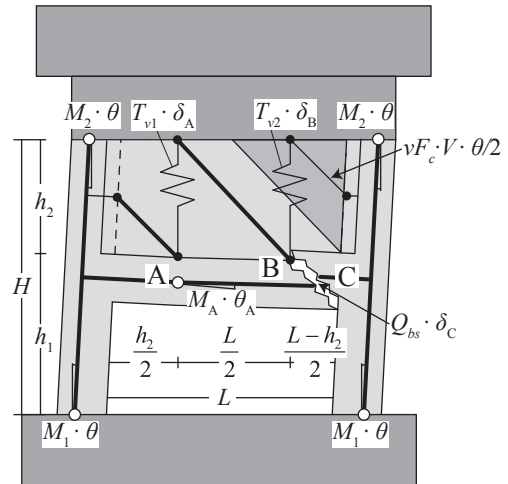


図 20 Mode 3 各点の変位・回転角 ( $L < 3h_2$ )

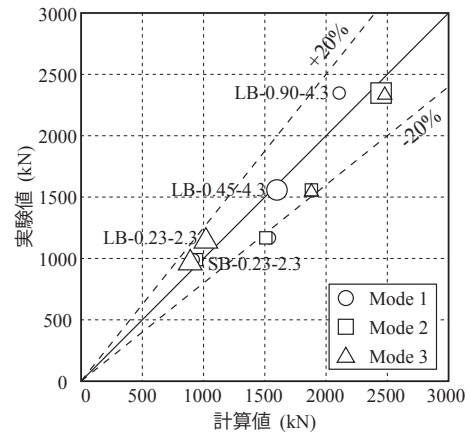


図 21 実験値と計算値の比較

表 3 計算結果一覧

試験体名	Mode 1(kN)	Mode 2(kN)	Mode 3(kN)	実験結果	実 / 計
LB-0.45-4.3	1599	1881	1880	1558kN (mode 1)	0.97
LB-0.90-4.3	2107	2449	2479	2352kN (mode 2)	1.12
LB-0.23-2.3	1538	1508	1019	1170kN (mode 3)	1.15
SB-0.23-2.3	916	942	891	992kN (mode 3)	1.11

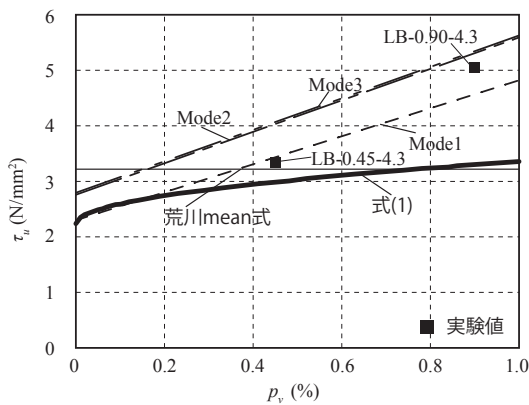


図 22 せん断応力 - 壁縦筋比関係

よって、下梁の変形を拘束する縦筋が大きな影響を持つものと考えられる。ただし、縦筋を増やしていけば、上下に剛強なスタブを設けた壁の破壊モードへ移行するはずである。図 22 で LB-0.90-4.3 の実験値が荒川 mean 式を大幅に上回ったのは、荒川 mean 式に含まれる安全率のためであると考えられる。本論文の提案式を実際の設計に応用するのであれば、通常の壁に対するせん断強度計算値（荒川 mean 式など）を上限とすべきである。

さらに、梁断面に関するパラメトリックスタディを行う。表 1 で示したように、試験体 LB-0.23-2.3 と SB-0.23-2.3 は梁の断面寸法が大きく異なり、引張鉄筋比は似ている。そこで、梁の断面積  $A_b$  を、RC 規準<sup>2)</sup>に記載されている断面の推奨条件に従って算出した最小断面積  $A_{min}$  の 0 倍から 3 倍まで変化させたときの結果を図 23 に示す。ただし、計算値の梁断面は幅とせいの比を 1 対 1 とし、引張鉄筋比は LB と SB の平均値とした。図中の太線は式 (1) の計算値を示す。太線は  $A_b/A_{min} = 1.4$  を境に傾きが急変するが、これはピロティ梁断面積が増加することで、等価壁厚  $t_e$  が上限値 1.5  $t$  に達するためである。実験値■の傾きは Mode 3 の傾きに近い。よって、提案式は梁断面積の影響を適切に評価していると言える。図 23 で、Mode 1, 2 は曲線的、Mode 3 は直線的に増加する。これは式 (18), (21), (24) の第 1 項において、 $M_A \sim M_C$  が  $A_b$  の 1.5 乗に比例し、 $Q_{bs}$  が  $A_b$  の 1 乗にほぼ比例するためである。なお、図中、 $A_b/A_{min} < 0.4$  の範囲では、図 13 に示す引張軸力のみで主筋が降伏するため、計算値は適用範囲外であり、灰色の線で示した。

## 7. まとめ

ピロティ直上の連層耐震壁のせん断破壊とせん断強度について、壁のスパン長、梁の寸法、壁の縦筋量をパラメータにした実験結果をもとに考察を行い、次の結論が得られた。

- (1) いずれの試験体も、壁縦筋の引張降伏が最初に生じた。縦筋降伏時のせん断力は、RC 規準<sup>2)</sup>の短期許容せん断力を上回った。
- (2) 式 (1) のように図 9(b) に示す断面に荒川式など、既往のせん断強度式を適用することで、実験でみられた壁縦筋と梁断面の影響を考慮し、耐力を安全側に評価することができる。
- (3) 図 12, 17, 19 に示す 3 つのモデルを考え耐力・破壊モードを評価した場合、精度よく実験結果を評価することができた。また、全ての破壊モードにおいて壁縦筋の寄与分は大きく、ピロティ壁の設計において重要な因子であると考えられる。

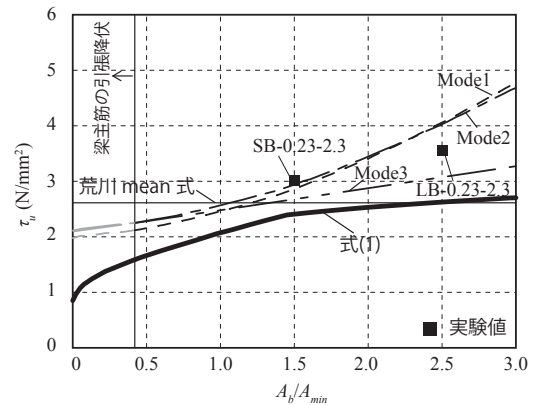


図 23 せん断応力 -  $A_b/A_{min}$

## 謝辞

本研究は、国土交通省の建築基準整備促進補助金事業の一環として、名古屋大学、名古屋工業大学、矢作建設工業株式会社、建築研究所との共同研究で行っているものであり、関係者の皆様に厚く御礼を申し上げます。

## 参考文献

- 1) 財団法人日本建築学センター、日本建築防災協会編集協力：2007 年度版建築物の構造関係技術解説書、2007
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造計算規準・同解説、2010. 2
- 3) 兼平雄吉、小野里憲一、竹平雅夫、望月洵：単層耐震壁の最大強度に及ぼす上下梁の拘束効果、コンクリート工学年次論文集、Vol. 24, No. 2, pp. 481-486, 2002
- 4) 生部宏幸、勅使川原正臣、市之瀬敏勝、神谷隆：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、コンクリート工学年次論文集、Vol. 33, No. 2, pp. 445-450, 2011
- 5) 松本健規、勅使川原正臣、市之瀬敏勝、神谷隆：ピロティ架構における耐震壁下梁の断面形状が耐震壁のせん断強度に及ぼす影響、コンクリート工学年次論文集、Vol. 33, No. 2, pp. 451-456, 2011
- 6) 泉徳秀、松本健規、市之瀬敏勝、勅使川原正臣：ピロティ架構を有する連層耐震壁の耐力と破壊モード、コンクリート工学年次論文集、Vol. 34, No. 2, pp. 385-390, 2012
- 7) 望月重、松本智夫：SFRC 部材のせん断挙動に関する研究（その 8. 壁縦筋比の異なる純せん断単独耐震壁の実験）、日本建築学会大会学術講演梗概集、59 巻（構造系）、pp. 2087-2088, 1984. 9
- 8) 日本建築学会：現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針・同解説、2002
- 9) Michael P. Collins, Denis Mitchell：Prestressed Concrete Structures, Prentice-Hall, pp. 341-345, 1990

## 注

注 1) 元来、荒川 mean 式では、壁の縦横筋はほぼ同量配筋であることを想定している。しかし、2010 年版の RC 規準<sup>2)</sup>の解説図 19.11 によると、横筋量が縦筋量の 2 倍以内であれば、終局せん断強度を横筋量に基づいて計算してもよいとされている。

注 2) 図 14 の軸力の算出において  $Q_u$  ではなく  $Q_{su}$  を用いる理由は、計算の手戻りを防ぐためである。後述のように、 $Q_u$  は  $Q_{su}$  の 1.5 倍程度の値をとる場合もあるが、梁軸力が壁のせん断耐力に及ぼす影響は間接的であり、 $Q_{su}$  を用いてもほとんど違いは生じない。1 階柱のせん断力が左右で異なることも梁の軸力に影響を及ぼすが、この相違は  $Q_u$  に比べて十分に小さいので無視することにした。

(2013年 1 月 8 日原稿受理、2013年 5 月 21 日採用決定)