

論文 ピロティ架構を有する連層耐震壁の耐力と破壊モード

泉 徳秀^{*1}・松本 健規^{*2}・市之瀬 敏勝^{*3}・勅使川原 正臣^{*4}

要旨: 現在 RC 耐震壁の耐力評価法の多くは上下梁が剛強な場合を想定しており、ピロティ架構上部の耐震壁のように下階の梁が剛でない場合の耐震壁の耐力評価法は確立していない。本論文では、ピロティ架構を有する連層耐震壁の最大耐力と破壊モードの評価を試みた。関連実験で得られた傾向から壁板を3本の圧縮ストラットにモデル化し、梁の支持条件を片側ピン支持、もう一方を固定端と仮定した。解析結果は、精度良く耐力を評価し実験で確認された破壊モードの傾向をとらえていた。また、スパン長さと言壁縦筋量が最大耐力、破壊モード評価において重要な因子であることを示している。

キーワード: ピロティ架構, 連層耐震壁, せん断強度, 圧縮束

1. はじめに

耐震壁の実験の多くは、下部に剛強なスタブを設けて行われる。このような境界条件は、下部に剛強な基礎梁を有する耐震壁であれば問題ない。しかし、ピロティ架構上部の耐震壁のようにピロティ階直上の梁(以下、ピロティ梁)が剛強でない場合、梁による壁板の変形の拘束が剛強な場合より小さいため、既往の実験から得られた耐力評価法では適切に評価できない可能性がある。また、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く、ピロティ梁の強度が耐震壁のせん断性状に与える影響について十分な知見が得られていない。一方、連層耐震壁の枠柱、枠梁に関して、断面の推奨条件は鉄

筋コンクリート構造計算規準・同解説¹⁾に提示されているが、枠梁の剛性、強度については具体的に言及されていない。

そこで、著者ら²⁾はピロティ梁の強度及び壁縦筋量、スパン長さが耐震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おこなった。結果として、壁縦筋量の増大やピロティ梁断面の強化による耐力の向上が確認された。

一方、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³⁾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。

本論文では、最下層がピロティ架構となる連層耐震壁において、2階耐震壁の最大耐力と破壊モードの評価法を提案する。

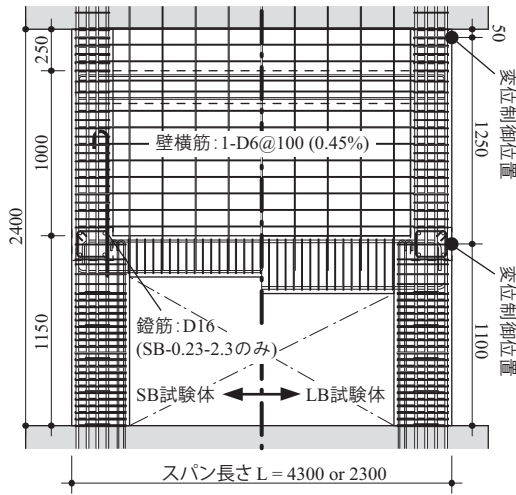


図-1 試験体図面 (単位: mm)

表-1 試験体パラメータ

試験体名	ピロティ梁断面 b×D(mm)	壁縦筋 P _{wv} (%)	スパン長さ L(mm)
LB-0.45-4.3	300×350	0.45	4300
LB-0.90-4.3		0.90	
LB-0.23-2.3	250×250	0.23	2300
SB-0.23-2.3			

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2)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-1に、パラメータを表-1に示す。試験体は計4体で、パラメータはピロティ梁断面、壁縦筋量、スパン長さの3つである。

加力装置を図-2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)での片持ち梁形式の正負交番载荷とした。ただし、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

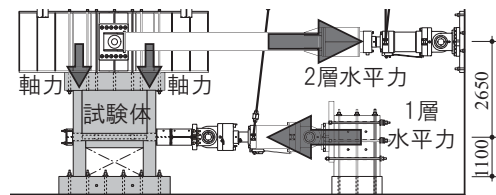


図-2 加力装置 (単位: mm)

*1 名古屋工業大学大学院生 (正会員)

*2 元・名古屋工業大学大学院生 (会員外)

*3 名古屋工業大学 工学部建築・デザイン工学科 教授 工学博士 (正会員)

*4 名古屋大学大学院 環境学研究科 教授・工学博士 (正会員)

2階の変形角が等しくなるよう、剛性の高い床スラブを介して、2階に水平荷重を加えた(図-2)。

3. 実験結果

図-3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期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、それと連続して2階柱脚がせん断破壊することで耐力が低下しており、図-4(a)のような破壊モードとなった。

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ており、図-4(b)のような破壊モードと推測できる。

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ており、図-4(c)のような破壊モードとなった。

図-5に変位計取り付け位置を示す。変位計は赤色で示すものが水平変位、青色が柱、梁の伸縮、緑色が梁のたわみを計測している。たわみを計測する変位計の下端はアルミフレームに固定されており、アルミフレームは両側の1階柱に片側ピン、片側ローラー支持で固定した。

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階柱中心と梁中心で線材化した。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。

変位計の測定値から得られた正載荷最大耐力時の曲率分布図を図-7に示す。曲率分布図は図-5で青色で示した柱と梁の伸縮を計測している変位計から算出した。1階柱及び梁の曲率は柱、梁をはさんで上下、左右に取り付けた2つの変位計からひずみを算出し、その差を変位計間の距離で除して算出した。2階柱の曲率は、変形図から得られる接点の回転角を測定区間の半分の長さで除して算出した。ただし、2階柱脚はひずみゲージから曲率を算出している。曲率分布を見ると、梁の右端、1階柱脚と2階引張側柱柱頭の曲率が極端に大きくなっており、主筋も降伏していたので、曲げ降伏ヒンジを生じていたと推測される。

図-8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。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45°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。

4. モデル化

図-8に示すように4つの領域に分けてそれぞれの領域の圧縮ストラットを考える。また、図中に示した赤色、

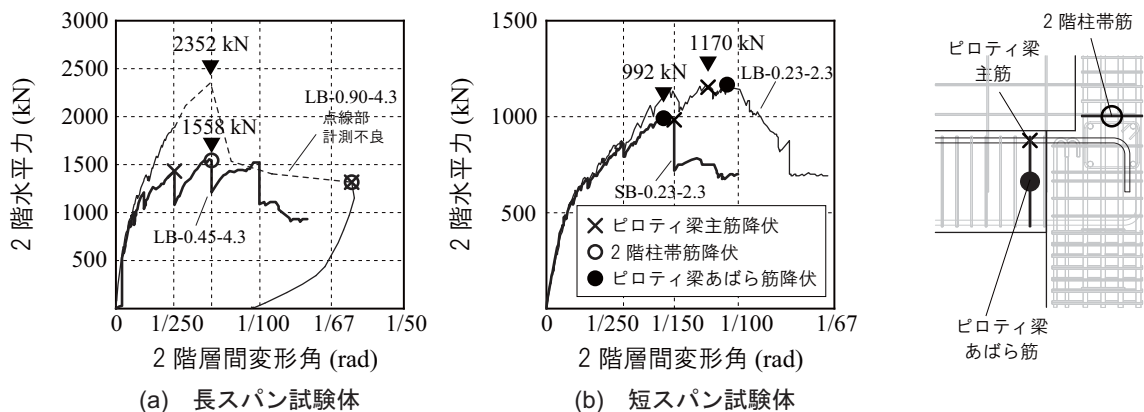


図-3 2階の荷重変形包絡線と鉄筋降伏時点

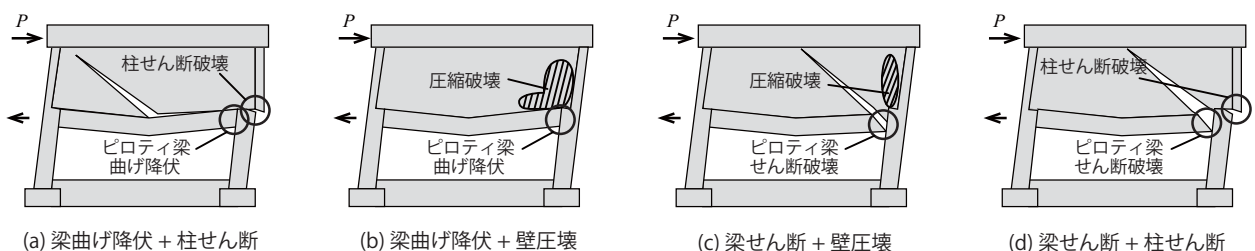


図-4 実験破壊モード模式図

青色部分のストラットは梁に圧縮力を伝達し、緑色で示した部分は2階圧縮側柱に圧縮力を伝達すると考える。また、灰色で示した部分はひび割れの傾向から圧縮ストラットの水平成分が小さいと推測されるため耐力算出の際に考慮しないものとする。図-9(a)に基本モデルを示す。モデル化の共通仮定を以下に述べる。

・図-9の黒の太線の柱梁部材は剛域とする。図のハッチ領域の圧縮ストラットは前述の通り、耐力算出に考慮しないものとし、実験の傾向からハッチ領域の水平方向の長さは1階柱からH/4と仮定する。

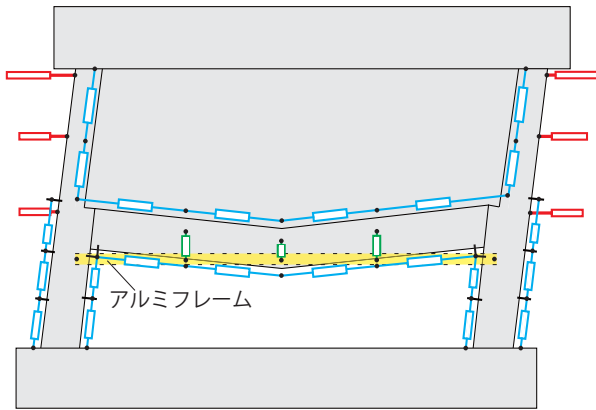


図-5 変位計取り付け位置

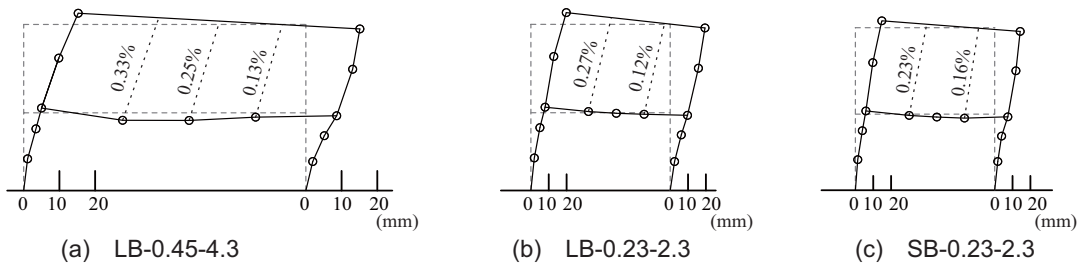


図-6 最大耐力時フレーム変形図 (正載荷)

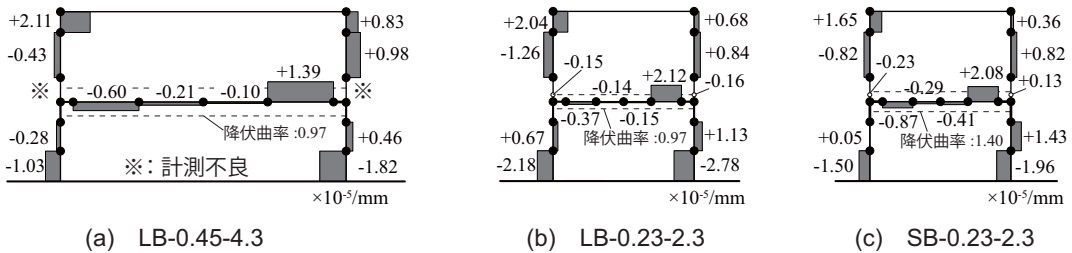


図-7 正載荷最大耐力時曲率分布図 (単位 $\times 10^{-5}/\text{mm}$)

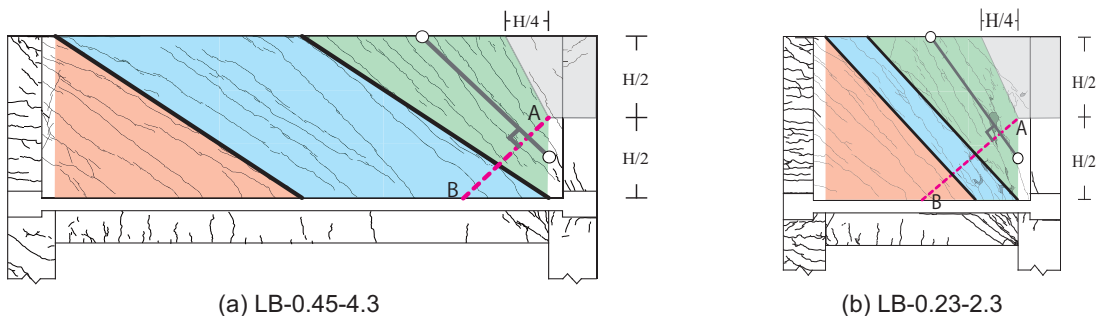


図-8 最大耐力時試験体ひび割れ図 (正載荷)

・2階からの耐震壁壁板の梁に伝達される圧縮力をストラット C_1, C_2 で表し、ストラットの角度は次式により算出する。

$$\tan \theta_1 = \frac{H}{L/2} \quad (1)$$

H: 壁高さ, L: ピロティ梁長さ

ただし, $H > L/2$ の場合は, 図-9(b)のように $\theta_1 = 45^\circ$ を用いる。また2階圧縮側柱に伝達される圧縮力をストラット C_3 で表し、ストラットの角度 θ_2 は C_3 の領域の上辺の中央部と2階圧縮側柱の脚部からH/4の高さを結んだ角度とする。

これらは, 図-8に示す壁板に生じたひび割れの傾向を考慮したものである。

・壁縦筋は全て引張降伏する。

これは図-6に示す壁板の引張ひずみがほとんどの箇所で鉄筋の降伏ひずみに近い値を示していたことから仮定したものである。また, C_1 と C_2 のストラットの下面に加わる応力度 σ_v を, 図-10(a)(b)のように仮定し, これらの値が等しいと仮定すると壁縦筋が全て引張降伏することから, 梁には図-10(d)のように一様に分布外力が加わると考えられる。

・梁の右端は固定端と仮定する。これは, 正載荷時に

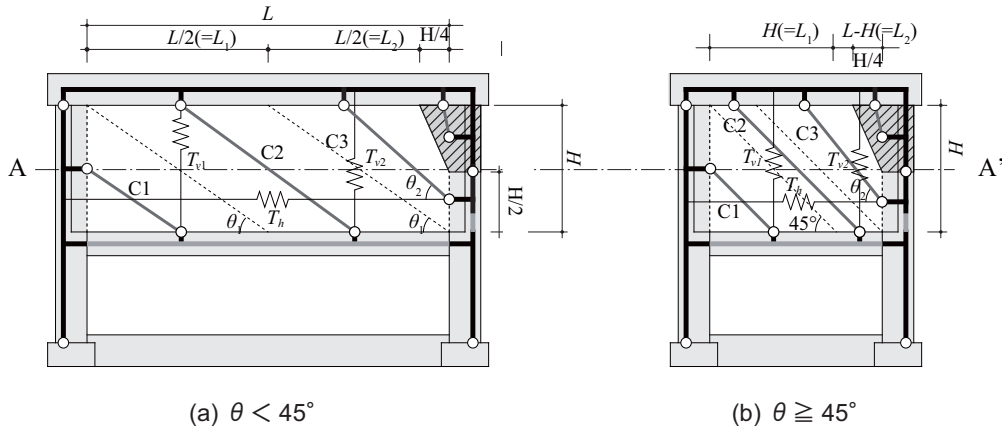


図-9 基本モデル

右端が時計回りに回転しようとするとき、壁板によって回転が拘束されるからである。梁の左端はピン支持と仮定する。これは、左端が時計回りに回転しようとするとき、壁板による拘束が存在しないからである。また、図-11に梁右端降伏時の梁変形量の計算値を示す。実験値はひずみゲージによって計測された梁右端部降伏時の梁の変形の測定値を示している。計算値は初期剛性を用いたものと割線剛性を用いたものの2つを示している。割線剛性は平面保持解析により算出した梁の曲げ降伏点での剛性とした。梁を本報告のように仮定すると実験で計測された変形量は初期剛性を用いて算出した計算値に近い傾向を示した。

破壊モードは、実験で確認された図-4(a)～(c)に加えて、図-4(d)の梁と柱が共にせん断破壊するモードも考えられる。4つの破壊モードのうち、計算値耐力が最も小さい値となる破壊モードで破壊が生じ、そのモードの計算耐力が2階耐震壁の最大耐力になると考える。

(a) 梁の曲げ降伏と柱のせん断破壊

梁の右端部が曲げ降伏するときの分布荷重 w_{by} は、

$$\frac{w_{by} L^2}{8} = M_{by} \text{ よって, } w_{by} = \frac{8M_{by}}{L^2} \quad (2)$$

M_{by} : 梁の曲げ降伏モーメント

と表せる。また、分布外力の釣り合いより、

$$\frac{w_{by}}{t} = \sigma_v - p_v \sigma_y \quad (3)$$

p_v : 壁縦筋比, σ_y : 降伏強度, t : 壁厚

となる。ストラットの下面の応力度 σ_v は式(2), (3)より、

$$\sigma_v = \frac{8M_{by}}{L^2 t} + p_v \sigma_y \quad (4)$$

となり、鉛直方向の釣り合いより C_1 と C_2 が算出できる。

$$C_1 = \frac{1}{\sin \theta_1} \cdot \sigma_v \cdot \frac{H}{\tan \theta_1} \cdot t \quad (5)$$

$$C_2 = \frac{1}{\sin \theta_1} \cdot \sigma_v \cdot \left(L - \frac{H}{\tan \theta_1} \right) \cdot t \quad (6)$$

C_3 の大きさは図-10(c)のように、圧縮側柱での水平方向のつり合い条件より次式で算出できる。ここでモデル上1層柱上部の壁板の圧縮力は C_3 に含まれると考えられるため、圧縮側柱は図-10(g)のようにピロティ梁端部までの壁板を含む領域でせん断破壊を起こすと仮定する。

$$C_3 = \frac{Q_{cs} + T_h}{\cos \theta_2} \quad (7)$$

Q_{cs} : 袖壁付き柱のせん断耐力

ここで、袖壁付き柱のせん断耐力は文献4)に荒川 mean 式を適用し算出した。また、 T_h は壁高さの半分までに配筋されている壁横筋の引張力である。

$$T_h = \frac{H}{2} \cdot t \cdot p_h \cdot \sigma_y \quad (8)$$

p_h : 壁横筋比, H : 壁高さ

2階耐震壁の耐力は図-9の水平断面(例えばA-A'断面)を通る部材のせん断力の水平成分の和とすると、左右の2階柱の負担せん断力を求める必要がある。ここで、左右の柱をそれぞれ図-12(a), (b)のようにモデル化する。図-7に示すように2階柱脚の曲率は0に近い値を示しているため柱脚のモーメントは0と考える。そのため引張側柱脚が壁横筋の反力 T_h を負担すると仮定する。柱せん断力は図-12のように表され、せん断力が0になる部分も生じ、引張側柱と圧縮側柱のせん断力の合計は、図-12(c)のようになる。図-12の外力を仮定した場合、図-9の2階壁板のどの高さの水平断面をとっても、その断面を通る部材のせん断力の水平成分(2階耐震壁の耐力)は、

$$Q_u = (C_1 + C_2) \cos \theta_1 + C_3 \cos \theta_2 \quad (9)$$

と表せるから、2層耐震壁の耐力は下式で表せる。

$$Q_u = \frac{1}{\tan \theta_1} \left(\frac{8M_{by}}{L} + Lt \cdot p_v \sigma_y \right) + Q_{cs} + \frac{H}{2} t \cdot p_h \sigma_y \quad (10)$$

(b) 梁の曲げ降伏と壁板の圧縮破壊

C_1 と C_2 は破壊モード(a)と同じ圧縮力を負担するので、式(5), (6)で算出できる。

C_3 は圧縮破壊するので圧縮破壊が生じる領域で一様に

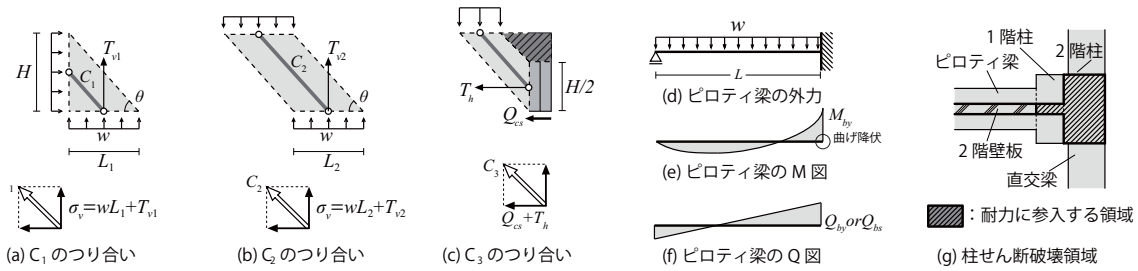


図-10 ピロティ梁の荷重の仮定

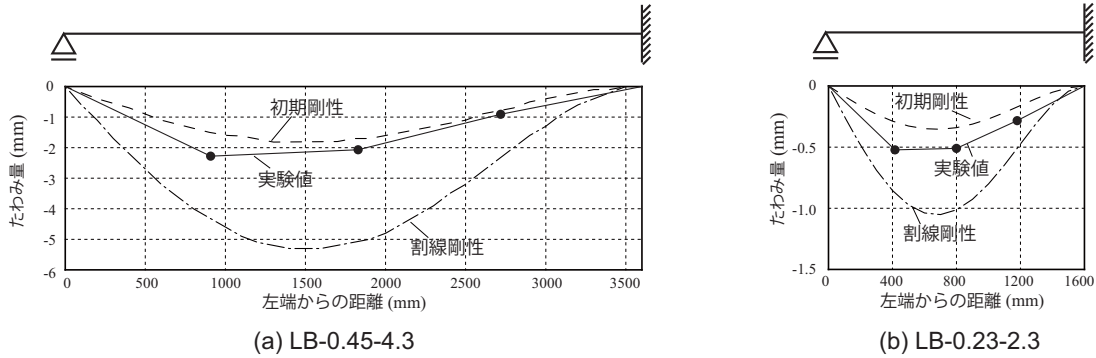


図-11 梁端部降伏時の梁変形量の比較比較 (正載荷)

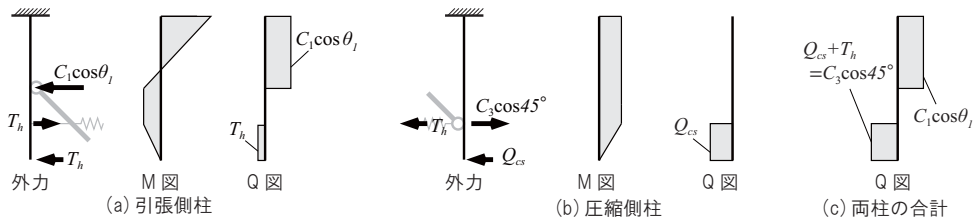


図-12 2階柱の応力状態

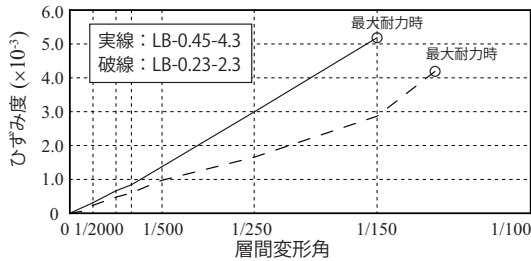


図-13 AB間引張ひずみ

$\gamma_c F_c$ の応力度を負担すると仮定する。また、図-8に示す破壊状況から壁板右側上部では、ひび割れが少なくなっていることから本報告では、壁板の圧縮破壊が生じる鉛直方向の領域を $H/2$ とする。圧縮破壊が生じるときの C_3 は下式で表せる。

$$C_3 = \frac{H}{2} t \cdot \gamma_c F_c \cos \theta_2 \quad (11)$$

γ_c : コンクリート強度の低減係数, F_c : コンクリート強度
 図-13に正載荷時のストラット C_3 に直交する方向 (図-8AB間) の引張ひずみの推移を示す。図は最大耐力時までの推移を示している。 γ_c は文献5) に従い、最大耐力時の引張ひずみから算出した。また、LB-0.90-4.3は加力の途中で測定に失敗したため、最大耐力時の引張ひずみは測定できていないが、他の試験体の引張ひずみが最大耐力時まで概ね比例的に増加していることを考慮して、

測定できている区間から比例定数を算出し、最大耐力時の引張ひずみを推定した。破壊モード(a)と同様に、引張側柱と圧縮側柱の水平断面の負担せん断力を算出し、式(9)に代入することで2層耐震壁の耐力が算出できる。

$$Q_u = \frac{1}{\tan \theta_1} \left(\frac{8M_{by}}{L} + Lt \cdot p_v \sigma_y \right) + \frac{H}{2} t \cdot \gamma_c F_c \cos^2 \theta_2 \quad (12)$$

(c) 梁のせん断破壊と壁板の圧縮破壊

壁の縦筋は降伏するので、梁には図-10(d)のように分布外力が加わると考えることができる。この外力により、梁には図-10(f)のようなせん断力分布が生じ、梁右端のせん断力はせん断耐力 Q_{bs} とすればよい。外力とのつり合いより、

$$Q_{bs} = \frac{5}{8} L \cdot t \cdot (\sigma_v - p_v \sigma_y) \quad (13)$$

梁のせん断耐力は荒川 mean 式により算出する。この際、M/Qd は図-10(d)より算出する。ストラットの下面の応力度 σ_v は、

$$\sigma_v = \frac{8Q_{bs}}{5Lt} + p_v \sigma_y \quad (14)$$

となり、式(5)、(6)に式(14)を代入することで C_1 と C_2 が算出できる。

C_3 は破壊モード(b)と同じ圧縮力を負担するので、式(11)

表-2 計算値一覧

	C ₁ , C ₂ の寄与分 (kN)			C ₃ の寄与分 (kN)			Q _u 計算値 (kN)				最大耐力 (kN)
	梁曲げ降伏	梁せん断破壊	壁縦筋	壁横筋 + 柱せん断	壁板圧壊	(a)	(b)	(c)	(d)		
	$\frac{1}{\tan \theta_1} \cdot \frac{8M_{by}}{L}$	$\frac{8Q_{bs}}{5 \tan \theta_1}$	$\frac{Lt \cdot p_v \sigma_y}{\tan \theta_1}$	$\frac{H}{2} t \cdot p_h \sigma_y + Q_{cs}$	$\frac{H}{2} t \cdot \gamma_c F_c \cos^2 \theta_2$						
LB-0.45-4.3	407	505	686	83 + 460	389	1636	1525	1623	1734	1560	
LB-0.90-4.3	407	505	1373	83 + 439	409	2301	2232	2330	2399	2350	
LB-0.23-2.3	635	540	106	83 + 489	416	1313	1093	997	1217	1170	
SB-0.23-2.3	201	259	106	83 + 493	460	883	701	759	941	990	

で算出できる。

引張側柱と圧縮側柱の水平断面の負担せん断力を算出し、式(9)に代入することで2階耐震壁の耐力が算出できる。

$$Q_u = \frac{1}{\tan \theta_1} \left(\frac{8}{5} Q_{bs} + Lt \cdot p_v \sigma_y \right) + \frac{H}{2} t \cdot \gamma_c F_c \cos^2 \theta_2 \quad (15)$$

(d) 梁のせん断破壊と柱のせん断破壊

このモードは、C₁とC₂は破壊モード(c)の梁せん断破壊時の圧縮力を負担し、C₃は破壊モード(a)の柱せん断破壊時の圧縮力を負担すると考える。

引張側柱と圧縮側柱の水平断面の負担せん断力を算出し、式(9)に代入することで2階耐震壁の耐力が算出できる。

$$Q_u = \frac{1}{\tan \theta_1} \left(\frac{8}{5} Q_{bs} + Lt \cdot p_v \sigma_y \right) + Q_{cs} + \frac{H}{2} t \cdot p_h \sigma_y \quad (16)$$

5. 耐力と破壊モードの比較

実験結果と計算結果を表-2, 3, 図-14に示す。図-14に示す各試験体の4つの破壊モードのうち実験で確認されたものについては大きく示している。

4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、概ね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。また、全ての試験体において実験値と実験で確認された破壊モードの計算耐力は近い値となった。

破壊モードは、表-3に示すようにLB-0.90-4.3とLB-0.23-2.3の2体で実験結果と計算結果が一致した。実験で破壊モード(a)となったLB-0.45-4.3は計算上破壊モード(b)と評価されたが、(a)と(b)の計算耐力は近い値を示しており、破壊の傾向は捉えていたといえる。実験で破壊モード(c)となったSB-0.23-2.3は計算上破壊モード(b)と評価されてしまったが、破壊モード(c)で生じる梁のせん断破壊により耐力低下する以前にピロティ梁は曲げ降伏していたため(図-3(b)参照)、こちらも破壊の傾向を捉えていたといえる。

6. まとめ

- 1) 下層に壁抜けを有するピロティ架構の耐震壁の最大耐力は提案式により精度よく評価できた。
- 2) 破壊モードの評価に関しては正確に評価できなかった

表-3 破壊モードの比較

	破壊モード	
	計算	実験
LB-0.45-4.3	b) 梁曲げ + 壁圧壊	a) 梁曲げ + 柱せん断
LB-0.90-4.3	b) 梁曲げ + 壁圧壊	b) 梁曲げ + 壁圧壊
LB-0.23-2.3	c) 梁せん断 + 壁圧壊	c) 梁せん断 + 壁圧壊
SB-0.23-2.3	b) 梁曲げ + 壁圧壊	c) 梁せん断 + 壁圧壊

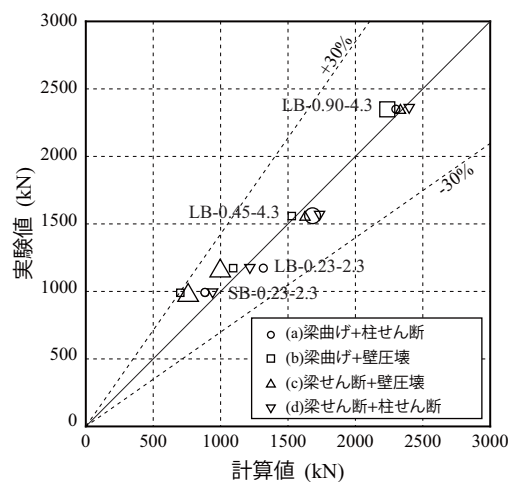


図-14 実験結果と計算結果の比較

たものの、破壊の傾向をとらえることができた。

- 3) 提案式が正しいとすれば、梁の曲げ耐力とせん断耐力は壁縦筋の引張力で代替できる。つまり、壁縦筋を増やすことにより、梁の必要断面を減らすことができる。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造計算規準・同解説 2010.2
- 2) 勅使川原正臣ら：枠梁の断面と壁の縦筋及びスパン長さがピロティ架構を有する連層耐震壁の構造性能に及ぼす影響(その1 実験計画)(その2 長スパン試験体)(その3 短スパン試験体), 日本建築学会学術講演梗概集, 構造IV, pp.1-12, 2011
- 3) 兼平雄吉, 小野里憲一：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) 壁谷澤寿海, 壁谷澤寿成：袖壁付き柱の実用せん断強度式, 地震工学会, pp.115-120, 2007
- 5) Michael P. Collins and Denis Mitchell, "Prestressed Concrete Structures" Prentice-Hall 1990, pp. 342-345