

論文 長スパンピロティ架構における耐震壁のスリップ破壊性状

生部 宏幸^{*1}・中村 聡宏^{*1}・市之瀬 敏勝^{*2}・勅使川原 正臣^{*3}

要旨: 最下層に壁抜けを有する架構の連層耐震壁のスリップ破壊性状を明らかにするために、2階枠梁断面を因子とした最下層に壁抜けを有する架構の連層耐震壁の構造実験を行った。いずれの試験体も打ち継ぎ面ですれ変位が生じ、スリップ破壊した。2階枠梁のたわみとスリップ破壊性状とは関係性が見られず、打ち継ぎ面の処理方法が支配的な要因となった。実験で確認されたスリップ破壊耐力は、増設耐震壁の耐力評価式を適用した結果を上回った。

キーワード: ピロティ、耐震壁、スリップ、枠梁

1. はじめに

鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(以下、RC規準)において、連層耐震壁の枠梁断面の断面寸法、配筋に関する推奨条件が提示されている¹⁾。しかし、最下層に壁抜けを有する架構(以下、ピロティ架構)の連層耐震壁において、上部耐震壁の耐力を十分に発揮させるために必要な2階枠梁(以後、ピロティ梁)の剛性、強度、断面寸法について具体的に言及がなされていない。

著者らは昨年度、スパン長さ、ピロティ梁断面、壁縦筋比を因子としたピロティ架構の連層耐震壁の構造実験を行った²⁾。その結果、壁縦筋比を増やすこと、ピロティ梁断面を大きくすることで耐震壁の耐力が向上することが確認された。しかし、長スパンの試験体では壁縦筋比が小さくなると壁板と床スラブの境界(打ち継ぎ)面ですれ変位が生じ、最終的に2階圧縮側柱のせん断破壊を

伴う、スリップ破壊が生じることが確認された。その原因として、ピロティ梁のたわみ、梁端部上端主筋の引張降伏が挙げられた。

そこで、本報ではピロティ架構の連層耐震壁のスリップ破壊性状を明らかにするためにピロティ梁断面を因子とした長スパン試験体の構造実験を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

対象建物はピロティ架構を含む中層鉄筋コンクリート構造物である。試験体はピロティ架構を含む下層部3階部分を対象とした。縮尺は1/4である。3階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た。

試験体は2体である。実験因子となるピロティ梁断面一覧を表-1に示す。試験体配筋図を図-1に、部材断面図

表-1 2階枠梁断面一覧

名称	2階枠梁断面 b×D(mm)	2階枠梁主筋 (主筋比)	2階枠梁あばら筋 (あばら筋比)
LB2-0.45-3.2	260×300	6-D13,6-D13 (1.95%)	2-D6@60 (0.41%)
SB2-0.45-3.2	180×180	4-D13,4-D13 (3.14%)	2-D6@60 (0.59%)

表-2 鉄筋の材料特性

種別	降伏強度 (N/mm ²)	降伏歪 (μ)	弾性係数 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
D4(SD295A)	330	2077	1.60×10 ⁵	501
D6(SD295A)	393	2076	1.89×10 ⁵	491
D10(SD345)	368	1998	1.84×10 ⁵	579
D13(SD345)	373	1969	1.90×10 ⁵	545

表-3 コンクリートの材料特性

名称	種別	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
LB2-0.45-3.2	第2層	23.0	1.88	2.17×10 ⁴
	第1層	24.6	1.91	2.39×10 ⁴
SB2-0.45-3.2	第2層	S	1.93	2.02×10 ⁴
	第1層	23.5	2.22	2.13×10 ⁴

表-4 耐震壁強度計算値

名称	Q _{wsu} (kN)	Q _{wmu} (kN)	Q _{wmu} /Q _{wsu} (-)
LB2-0.45-3.2	832	1343	1.61
SB2-0.45-3.2	808	1343	1.66

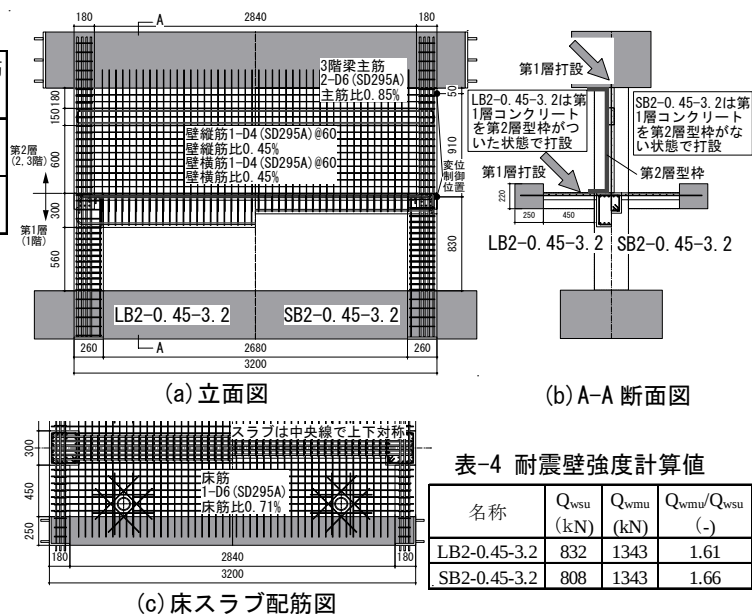


図-1 試験体配筋図

*1 名古屋大学大学院 大学院生(正会員)

*2 名古屋工業大学 教授・工博(正会員)

*3 名古屋大学大学院 教授・工博(正会員)

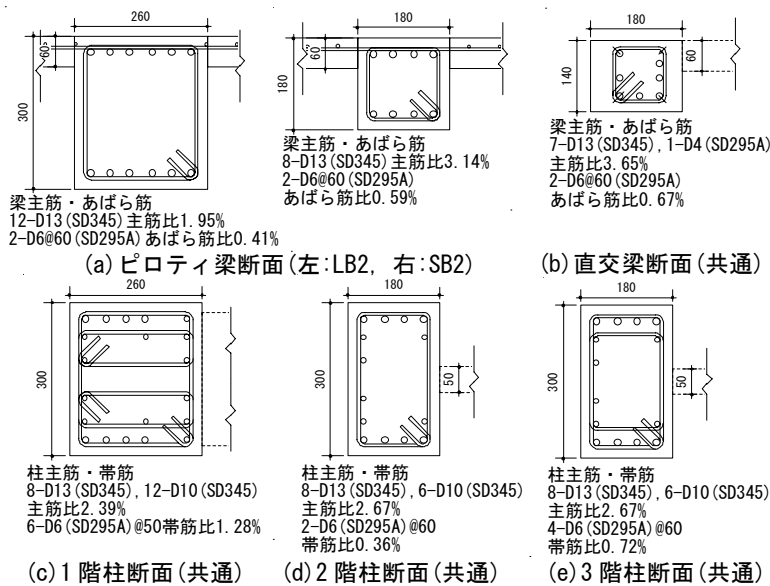


図-2 試験体部材断面

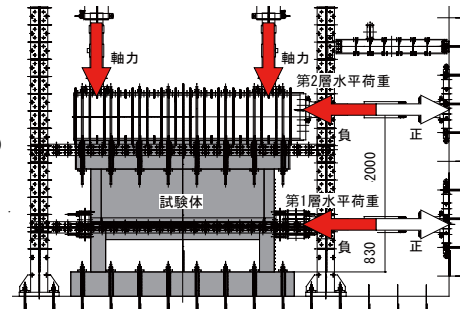


図-3 荷重装置図

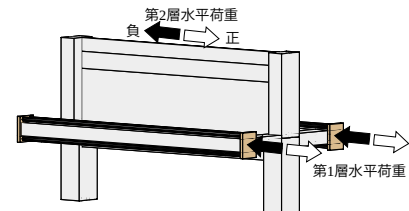


図-4 水平荷重イメージ図

を図-2 に示す。2 階, 3 階部分を第 2 層, 1 階部分(床スラブを含む)を第 1 層と定義する。コンクリート及び鉄筋の材料特性を表-2, 表-3 にそれぞれ示す。コンクリートの打設は第 2 層と第 1 層に分けて行った。LB2-0.45-3.2 の第 1 層は第 2 層の型枠がついたまま打設した(図-1 (b))。打ち継ぎ面のレイタンスはウォータージェットにより除去したが、目粗し等の打ち継ぎ面に凹凸をつける処理は行っていない。これは実際の建築物の施工方法と近い条件で実験を行うためである。耐震壁のせん断終局強度 Q_{wsu} は式(1), 曲げ終局強度 Q_{wmu} は式(2), 式(3)より計算し, $Q_{wmu}/Q_{wsu} > 1.5$ としてせん断破壊先行となるように設計した(表-4)。ピロティ梁断面は RC 規準¹⁾で提示されている枠梁の断面寸法の推奨条件を満たしている。

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

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

$$Q_{wmu} = M_{wu} / h_w \quad (3)$$

式(1), (2)の記号は文献³⁾を参照のこと, h_w : 壁板高さ

2.2 荷重方法

荷重装置図を図-3 に示す。軸力を左右の柱にそれぞれ 248kN(2 階柱断面において軸力比 $\eta_c=0.2$)を与え, 3 階梁芯位置に耐震壁の反曲点があると想定した片持ち梁形式の正負交番荷重とした。試験体の第 1 層と第 2 層の層間変形角 R が等しくなるように第 1 層床位置に水平荷重を与えた(図-4)。層間変形角制御とし, 荷重履歴 1/2000(1) → 1/1000(1) → 1/750(1) → 1/500(2) → 1/250(2) → 1/150(1) → 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。

3. 実験結果

第 2 層と第 1 層の層せん断力と層間変形角の関係を図

-5, 図-6 に示す。同図中に第 2 層と第 1 層の復元力特性計算値(破線), $R=\pm 1/50$ の間で降伏した鉄筋の位置図, $R=\pm 1/1000$ 以前の層せん断力と層間変形角関係を示す。第 1 層の復元力特性の計算値は 1 階柱脚部からの反曲点高さ比 y_0 が, 通常の設計で用いられる $y_0=0.5$ の場合と, 鉄筋歪より得られた値を参考にして $y_0=0.8$ の場合を示している。最大耐力時のひび割れ図を図-7 に, 圧縮側壁板脚部のスリップ破壊状況の写真を図-8 に, 壁板中央部のスリップ破壊状況の写真を図-9 に示す。

3.1 LB2-0.45-3.2

第 2 層層間変形角 $R_2=+1/1291$ で壁板にせん断ひび割れが生じた。 $R_2=+1/670$ で引張側壁板脚部に幅 0.25mm のせん断ひび割れが生じ, 壁横筋 WH3 が引張降伏した。壁板と床スラブの境界面にひび割れが生じ, ずれ変位が生じ始めた。壁板と床スラブの境界面のずれ量は 1.0mm(第 2 層層間変位の 70%)であった。 $R_2=+1/300$ で圧縮側柱脚部に幅 0.35mm のせん断ひび割れ, 引張側柱脚部に曲げひび割れが生じた。 $R_2=+1/190$ で圧縮側 2 階柱脚のせん断ひび割れが幅 0.90mm まで拡大し, 圧縮側柱脚部帯筋 H1 が引張降伏した。 $R_2=+1/178$ で 2 階枠梁端部に曲げひび割れが生じた。 $R_2=+1/112$ で圧縮側壁板脚部の剥落が生じた。2 階枠梁端部の曲げひび割れが拡大し, 幅 0.45mm に達した。 $R_2=+1/75$ で引張側脚部の引張側柱脚部の柱主筋 C29, 帯筋 H8 が引張降伏し, 第 2 層層せん断力 Q_2 が最大耐力 492kN に達した。計算上の耐震壁の終局せん断強度 832kN を大きく下回った。壁板と床スラブの境界面のずれ量は 9.6mm(第 2 層層間変位の 79%)であった。 $R_2=+1/57$ で, 圧縮側柱部に剥落が生じ, Q_2 が 453kN(最大耐力の 88%)まで低下した。LB2-0.45-3.2 では壁板と床スラブ境界面にずれが生じ, 圧縮側柱のせん断破壊を伴うスリップ破壊となる破壊形式が確認された

(図-8, 図-9)。

第1層の破壊性状は、第1層層間変形角 $R_1=+1/250$ まですに引張側柱脚部、柱頭部に曲げひび割れが生じ、 $R_1=+1/250$ 付近で圧縮側柱脚部主筋 C3, C4 が引張降伏し、 $R_1=+1/130$ で最大耐力 423kN に達した。

3.2 SB2-0.45-3.2

$R_2=+1/2000$ で壁板中央上部から圧縮側脚部にかけて幅 0.15mm のせん断ひび割れが生じた。 $R_2=+1/1000$ で壁板中央に幅 0.25mm のせん断ひび割れが生じた。 $R_2=\pm 1/750$ で壁板と床スラブの境界面にひび割れが生じ、ずれ変位が生じ始めた。壁板と床スラブとの境界面でのずれ量は 0.3mm(第2層層間変位の 28%)であった。 $R_2=+1/500$ で壁縦筋 WV6 が引張降伏し、 $R_2=+1/250$ で引張側壁板脚部のせん断ひび割れが幅 0.9mm まで拡大した。 $R_2=+1/150$ で圧縮側柱脚部にせん断ひび割れが生じ、壁縦筋 WV10, 13, 壁横筋 WH3 が引張降伏、壁横筋 WH1 が圧縮降伏し、 Q_2 が最大耐力 561kN に達した。壁板のずれ量は 3.9mm(第2層層間変位の 64%)であった。 $R_2=+1/100$ で圧縮側壁板脚部に剥落が生じ、ピロティ梁

端部上端主筋 B3, B4 が引張降伏し、ピロティ梁端部下端主筋 B1 が圧縮降伏し、ピロティ梁端部が圧壊した。

Q_2 は 490kN(最大耐力の 87%)まで低下した。SB2-0.45-3.2 では壁板が圧壊し、壁板のみがずれる破壊形式が確認された(図-8, 図-9)。

第1層の破壊性状は、第1層層間変形角 $R_1=+1/250$ まですに引張側柱脚部、柱頭部に曲げひび割れが生じ、 $R_1=+1/200$ で引張側柱脚部主筋 C10 が引張降伏し、 $R_1=+1/170$ で圧縮側柱脚部主筋 C3 が引張降伏、圧縮側柱脚部柱主筋 C2 が圧縮降伏した。 $R_1=+1/100$ で引張側柱全体に曲げひび割れが生じ、圧縮側柱脚部では圧壊が生じた。 $R_1=+1/78$ で最大耐力 355kN に達した。

4. 考察

4.1 復元力特性

第1層と第2層の復元力特性は文献3)を参考に計算した。第2層の復元力特性の計算値には第1層部分曲げ変形の影響を考慮していない。初期剛性については、各層共に計算値が実験値の2倍となり、過大評価となった。

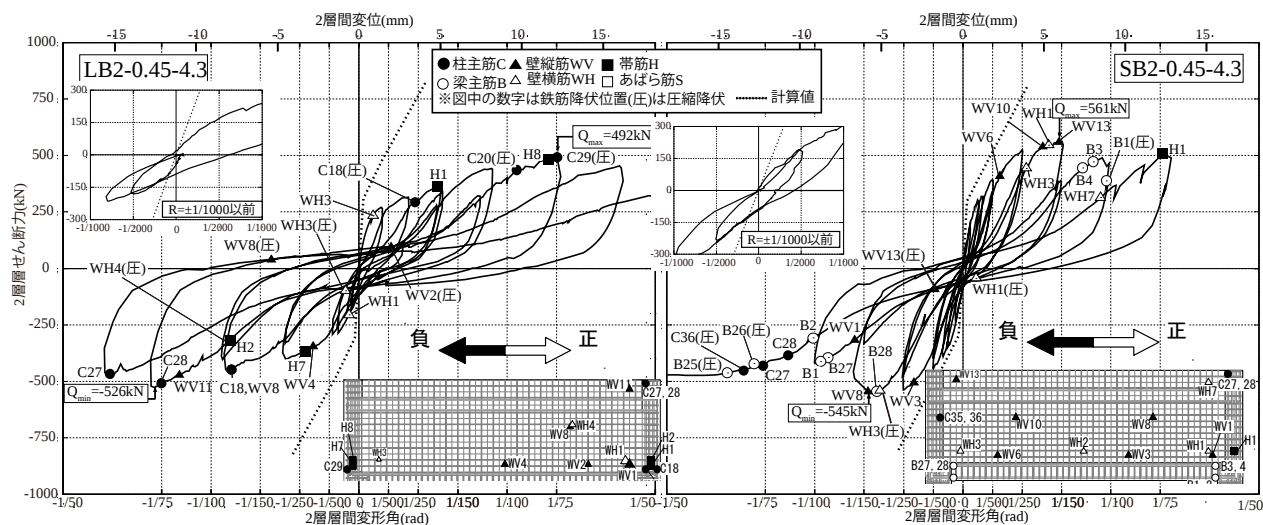


図-5 2層層せん断力と2層層間変形角の関係

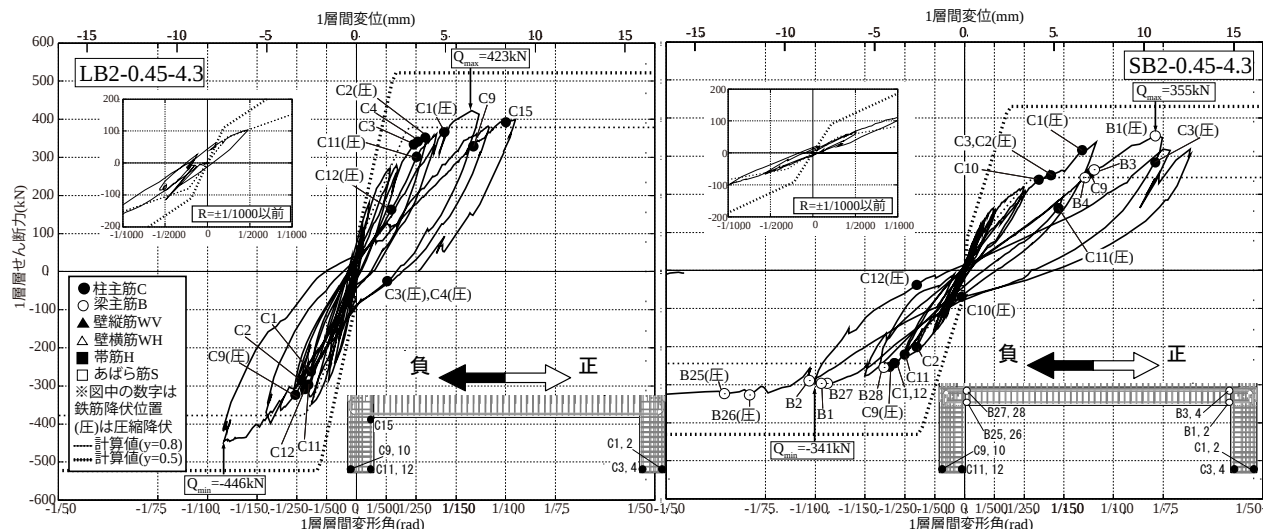


図-6 1層層せん断力と1層層間変形角の関係

割線剛性は、第2層では計算値が過大評価となった。第1層では4章7節に示す反曲点高さ比 y_0 を参考に $y_0=0.8$ とすると割線剛性の計算値が $y_0=0.5$ の場合よりも実験値に近い値となった。

4.2 耐震壁のずれ変位

耐震壁のずれ変位の分布を図-10に、耐震壁のずれ変位と第2層層間変位の関係を図-11に示す。耐震壁のずれ変位と平均せん断応力度 τ (第2層層せん断力を等価矩形断面 $t_b \times L$ で除した値、 t_b :等価幅=75mm、 L :スパン長さ)の関係を図-12に示す。LB2-0.45-3.2は圧縮側柱がせん断破壊したため、圧縮側柱と壁板のずれ変位が近い値となっていた(図-10)。一方、SB2-0.45-3.2は圧縮側壁板の圧壊により壁板に大きなずれ変位が生じていた。いずれの試験体もずれ変位が第2層層間変位の6割以上を占めていた(図-11)。その原因として、壁板と床スラブの境界面の目粗しをしていなかったことによる境界面の摩擦力低下が考えられる。LB2-0.45-3.2は $\tau=1.0\text{N/mm}^2$ 付近からずれ剛性の低下が見られた(図-12)。

4.3 ピロティ梁のたわみ

ピロティ梁のたわみ分布を図-13に示す。ピロティ梁のたわみ量は壁板の高さ930mmで除して無次元化している。ピロティ梁のたわみは梁断面が大きいLB2-0.45-3.2の方が、梁断面が小さいSB2-0.45-3.2より小さかった(図-13)。しかし、ピロティ梁たわみが大きい箇所とずれ変位が大きい箇所には対応がみられず、ピロティ梁のた

わみが小さいLB2-0.45-3.2の方が壁板のずれ変位が大きくなっていた(図-11, 図-13)。これは、ピロティ梁のたわみが大きくなる前に壁板と床スラブの境界面でずれ変位が生じたためと考えられる。

4.4 ピロティ梁の主筋歪

ピロティ梁上端主筋、下端主筋の歪分布を図-14に示す。ピロティ梁の主筋歪は正載荷時に右側上端主筋と左側下端主筋に大きな歪が生じている(図-14)。これは第1層層せん断力により生じた1階柱頭曲げモーメントがピロティ梁端部に伝達しているためと考えられる。梁断面が小さいSB2-0.45-3.2は右側端部下端主筋で圧縮降伏していた。これは、SB2-0.45-3.2の方がピロティ梁断面が小さいためと考えられる。

4.5 壁縦筋歪

ピロティ梁上の壁縦筋歪分布を図-15に示す。ピロティ梁上の壁縦筋はピロティ梁のたわみが大きい箇所ので大きな引張歪が生じている(図-13, 図-15)。しかし、耐震壁のずれ変位が大きくなる箇所と壁縦筋の歪が大きくなる箇所には対応がみられなかった。

4.6 曲率分布

鉄筋歪より計算した曲率分布図を図-16に示す。正載荷時、右側ピロティ梁端部、1階柱脚に大きな曲率が生じていた。右側ピロティ梁端部に降伏曲率近く大きな曲率が生じていたのは1階柱頭曲げモーメントに釣り合うべく、ピロティ梁に大きな曲げモーメントが生じている

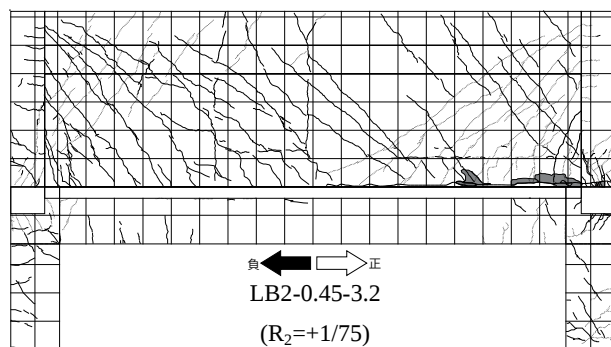


図-7 ひび割れ図(最大耐力時)

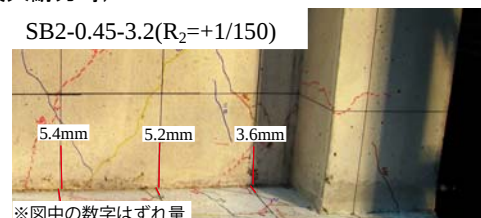
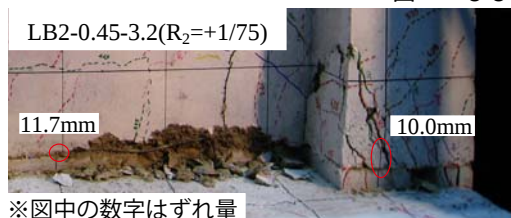
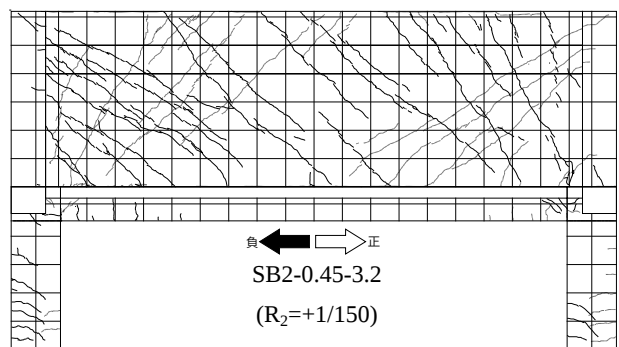


図-8 圧縮壁板脚部のスリップ破壊性状(最大耐力時)

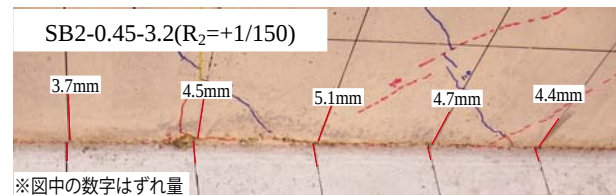
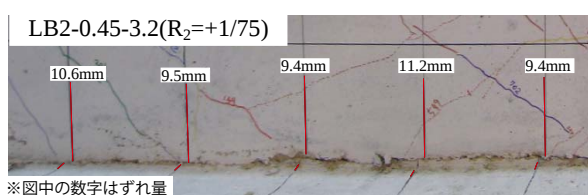


図-9 壁板中央部のスリップ破壊性状(最大耐力時)

ためと考えられる。側柱が壁板のせん断変形やずれ変形を拘束しているため、圧縮側 2 階柱の中央部の曲率が大きくなった。

4.7 1 階柱の反曲点高さ比

1 階柱の反曲点高さ比と層間変形角の関係を図-17 に示す。各サイクルのピーク時の柱頭部及び柱脚部の鉄筋歪より曲率を計算し、平面保持解析により得られる $M-\phi$ 関係から曲げモーメントを求め、モーメントの勾配から反曲点高さ比を算出した。1 階柱の反曲点高さ比は概ね 0.6 以上となっていた。ピロティ梁の剛性が低い SB2-0.45-3.2 の方が、反曲点高さ比が大きくなっていた。これは SB2-0.45-3.2 の方が、梁断面が小さく、1 階柱に

対する剛度が小さいためと考えられる。

4.8 耐震壁の耐力

第 2 層の耐震壁の最大耐力は、式(1)より得られるせん断終局強度を大きく下回った。梁断面が大きい LB2-0.45-3.2 が SB2-0.45-3.2 の最大耐力を下回ったのは、2 章 1 節でも述べたように、LB2-0.45-3.2 は第 1 層打設時に第 2 層型枠がついたまま打設し、打つ継ぎ面の処理が不十分であったことが影響し、SB2-0.45-3.2 と比べて、打ち継ぎ面の摩擦力が低下したためと考えられる。

破壊形式が増設耐震壁の破壊形式と似ていることから、増設耐震壁の耐力評価式(式(4))⁵⁾を本実験の試験体に適用する。増設耐震壁の耐力 Q_{slip} は引張側柱の曲げ耐力、

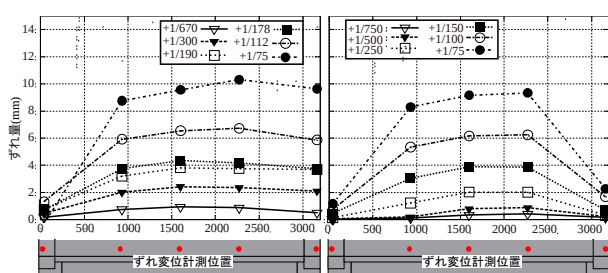


図-10 ずれ変位分布(正載荷)

(左: LB2-0.45-3.2, 右: SB2-0.45-3.2)

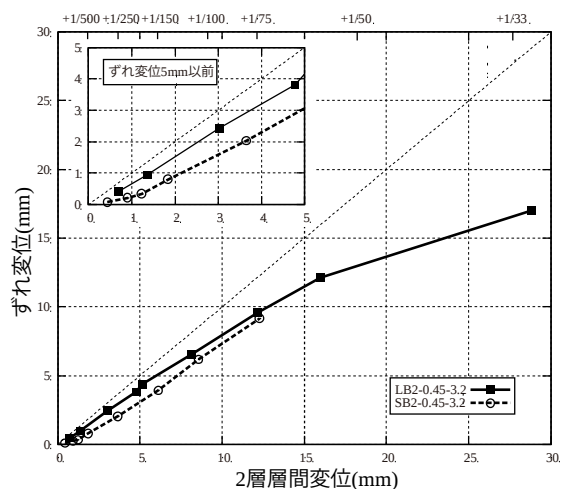


図-11 壁板中央のずれ変位と 2 層層間変位

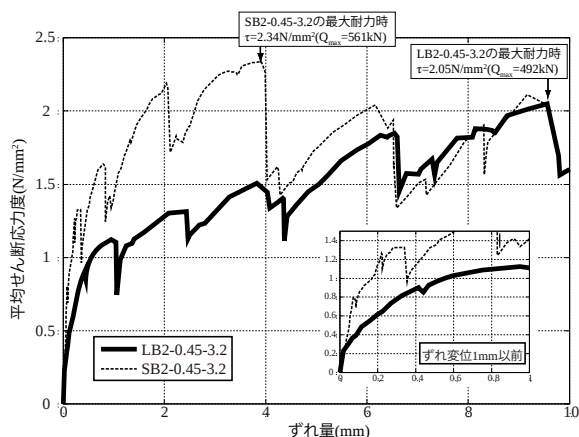


図-12 壁板中央のずれ量と平均せん断応力度

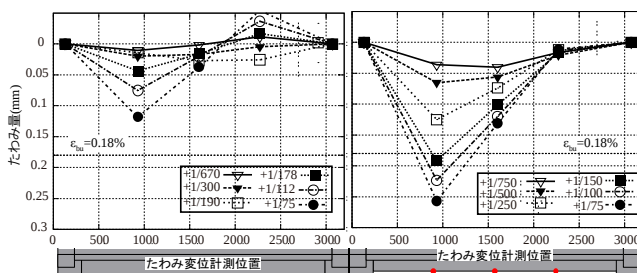


図-13 たわみ変位分布(正載荷)

(左: LB2-0.45-3.2, 右: SB2-0.45-3.2)

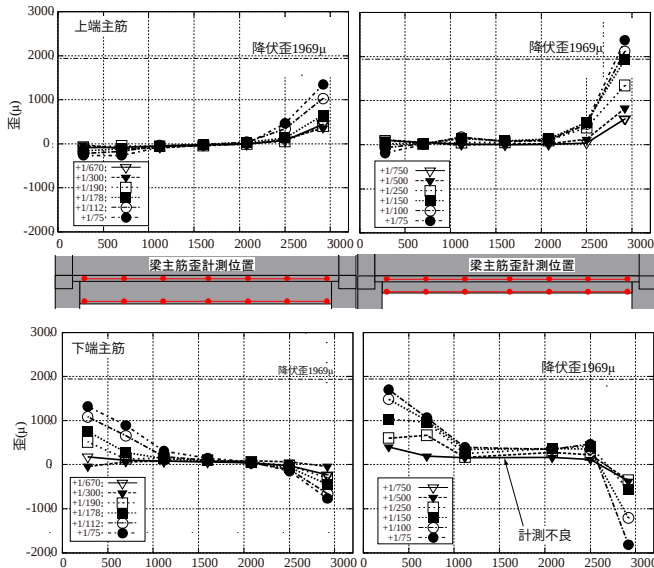


図-14 ピロティ梁主筋歪分布(正載荷)

(左: LB2-0.45-3.2, 右: SB2-0.45-3.2)

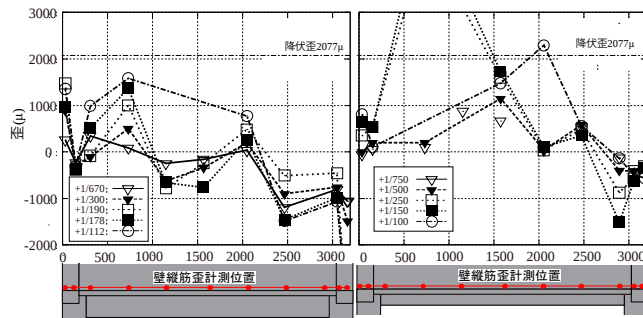


図-15 ピロティ梁上の壁縦筋歪分布(正載荷)

(左: LB2-0.45-3.2, 右: SB2-0.45-3.2)

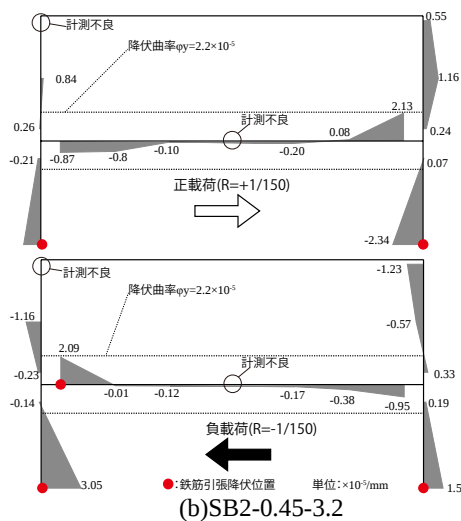
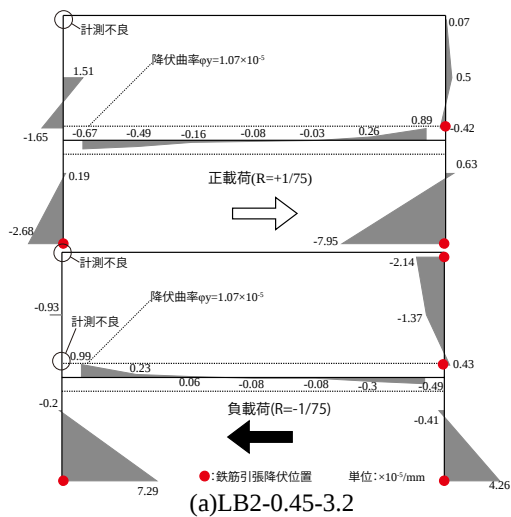


図-16 曲率分布

壁縦筋のダボ抵抗、圧縮側柱のパンチング耐力の和となる。引張側柱頭の曲げ耐力は、図-16 の負荷荷時の曲率分布を参考に、第2層柱高さをシアスパン長さとして算出した。適用した結果を表-5 に示す。計算値 Q_{slip} は実験値を安全側に評価した。

$$Q_{slip} = p Q_c + Q_j + \alpha Q_{mu} \quad (4)$$

$$p Q_c = K_{min} \tau_o b_e D \quad (5)$$

$$Q_j = a_{wy} \sigma_{wy} / \sqrt{3} \quad (6)$$

$p Q_c$: 圧縮側柱脚のパンチング耐力, Q_j : 壁縦筋のダボ抵抗 Q_{mu} : 引張側柱頭の曲げ耐力, α : 柱曲げ破壊時は 0.7 式(5)の記号は文献 4) を参照のこと

5. まとめ

ピロティ梁断面を因子としたピロティ架構の連層耐震壁の構造実験を行い、以下の知見を得た。

- (1) 両試験体とも打ち継ぎ面でのスリップ破壊となった。
- (2) 両試験体とも耐震壁のせん断耐力の計算値を大きく下回った。増設耐震壁に適用される既往の耐力評価式は実験値を安全側に評価した。
- (3) ピロティ梁のたわみが大きくなる前にスリップ破壊

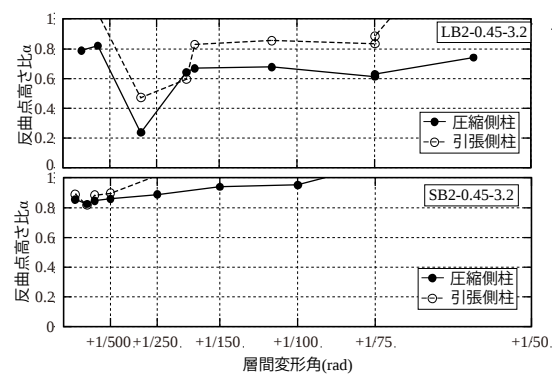


図-17 1 階柱の反曲点長さ比と層間変形角
表-5 試験体の耐力計算結果

試験体名称	計算値					実験値	実験値/計算値
	$p Q_c$ (kN)	Q_j (kN)	Q_{mu} (kN)	Q_{slip} (kN)	Q_{wsu} (kN)	Q_{max} (kN)	Q_{max}/Q_{slip} (-)
LB2-0.45-3.2	262	127	47	421	832	492	1.17
SB2-0.45-3.2	254	127	47	413	808	561	1.36

が生じ、文献 2) のスリップ破壊と異なっていた。

(4) 打ち継ぎ面の処理状況がスリップ破壊耐力に及ぼす影響は大きい。

6. 今後の課題

本研究ではスリップ破壊耐力を増設耐震壁の耐力評価式で評価したが、この式はピロティ架構の連層耐震壁の応力状態に基づいたものでない。そのため、ピロティ梁の応力状態に基づいた耐力評価式の提案が必要である。また、文献 2) で確認されたピロティ梁がたわみ、スリップ破壊する場合とピロティ梁がたわむ前にスリップ破壊する場合とで区別するための条件の検討も必要である。

謝辞

本研究は「平成 23 年度建築基準整備促進事業」の一環として、名古屋大学、名古屋工業大学、九州産業大学、矢作建設工業株式会社、建築研究所との共同研究で行ったものである。関係者に謝意を表する。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010
- 2) 勅使川原ら：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 1~3)，日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1-12, 2011
- 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) 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