

論文 RC造ピロティ架構試験体における部材の損傷評価に関する実験研究

野村 愛*1・向井 智久*2・渡邊 秀和*3 廣澤 実優*4

要旨: 熊本地震では、新耐震基準で設計されたピロティ建物が1階柱や2階枠梁などに甚大な損傷を受けた。現行基準ではこのようなピロティ建物の層崩壊形を許容しているものの、地震後使い続けるには構造解析では損傷把握が困難な枠梁部材等の損傷低減を図る必要がある。そこで本論では、過去に実施された枠梁が損傷したピロティ架構試験体1体および新たに実験を行った耐震壁および枠梁の断面・配筋の異なるピロティ架構試験体2体を対象に枠梁の損傷低減に対する規定による検討と1階柱の損傷度の評価を行った。

キーワード: ピロティ架構, 枠梁, 耐震壁, 損傷度

1. はじめに

2016年熊本地震では、新耐震基準で設計されたピロティ建物が1階柱のせん断破壊に加えて、梁間方向の2階枠梁の端部損傷をはじめとした甚大な被害を受けた事例が多く報告されている¹⁾。また現行基準では、このようなピロティ建物の層崩壊形を許容した設計法が示されており²⁾、1階柱や2階枠梁の損傷を適切に評価することが必要である。それに関連して、文献¹⁾で示された新耐震基準により設計されたRC造ピロティ建物の1構面を模した1/3縮尺架構試験体の静的載荷実験³⁾が実施され、設計で想定されたピロティ架構の両端ヒンジが形成されず、2階枠梁の損傷を伴う形で最大耐力が決定した。一方、枠梁に対する設計法⁴⁾が学会基準で示されているが、

架構試験体に対する検証は十分にされていない。

そこで本論では、過去に実施された枠梁が損傷したピロティ架構試験体1体³⁾および新たに実験を行った耐震壁および枠梁の断面と配筋の異なるピロティ架構試験体2体を対象に、ピロティ架構を構成する部材の損傷評価および枠梁の損傷低減に対する規定の確認と枠梁が損傷しない場合の1階柱の損傷度の評価を行う。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

本実験では、文献³⁾のF1をもとに1/3縮尺架構試験体を作成した。F1では、1階柱のせん断破壊を計画していたが、F2・F3では曲げ破壊となるように、1階柱の断面寸法はそのまま配筋を変更した。枠梁のみに断面の増大および配筋の強化を行った試験体をF2、壁と枠梁の一体性の確保を目的とし、枠梁の強化を最小限にとどめ耐震壁の断面の増大および配筋の強化を行った試験体をF3とし、合計2体を用いて実験を実施した。試験体諸元を表-1に、試験体各部名称を図-1に、各部材の断面を図-2に、配筋とひずみゲージおよび変位計設置状況

表-1 試験体諸元
(a) F2, F3 共通部分配筋一覧

部材	断面(mm)	主筋	せん断補強筋
1F柱	320×320	4-D13 (SD295) +12-D16 (SD295)	D6@40 (USD785)
2F柱	320×250	4-D13 (SD295) +10-D16 (SD295)	D6@40 (USD785)
2F床スラブ	t100	D4@100ダブル (SD295)	
2F直交梁	250×200	4-D19 (SD345)	D6@50 (SD295)
上スタブ	700×400	10-D25 (SD345)	D13@130 (SD345)
下スタブ	700×500	10-D25 (SD345)	D13@130 (SD345)
2F加カスタブ	300×200	6-D16 (SD345)	D6@50 (SD295)

(b) F2 配筋一覧

部材	断面(mm)	主筋	せん断補強筋	個数
2F梁	270×450	10-D16 (SD345)	D6@75 (SD345)	1
2F壁	t50	D4 シングル (SD295) 縦筋@100, 横筋@80		1

(c) F3 配筋一覧

部材	断面(mm)	主筋	せん断補強筋	個数
2F梁	240×300	8-D13 (SD345)	D6@100 (SD345)	1
2F壁	t100	D6 ダブル (SD295) 縦筋@75, 横筋@80		1

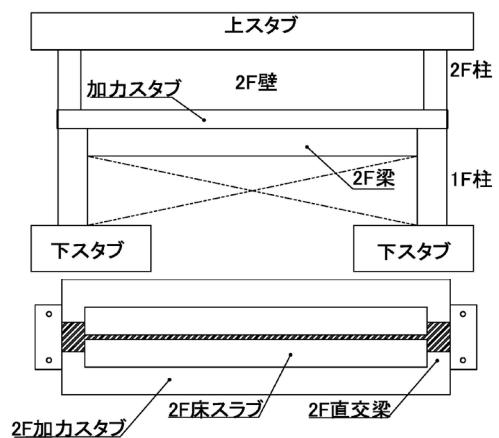


図-1 試験体各部名称

*1 東京理科大学 創域理工学部建築学科 (学生会員)

*2 国土交通省 国土技術政策総合研究所 構造基準研究室長 博士 (工学) (正会員)

*3 国立研究開発法人建築研究所 国際地震工学センター 主任研究員 博士 (工学) (正会員)

*4 東京理科大学 創域理工学研究科建築学専攻 (学生会員)

を図-3に示す。1階柱主筋および2階梁主筋は端部のプレートに定着している。

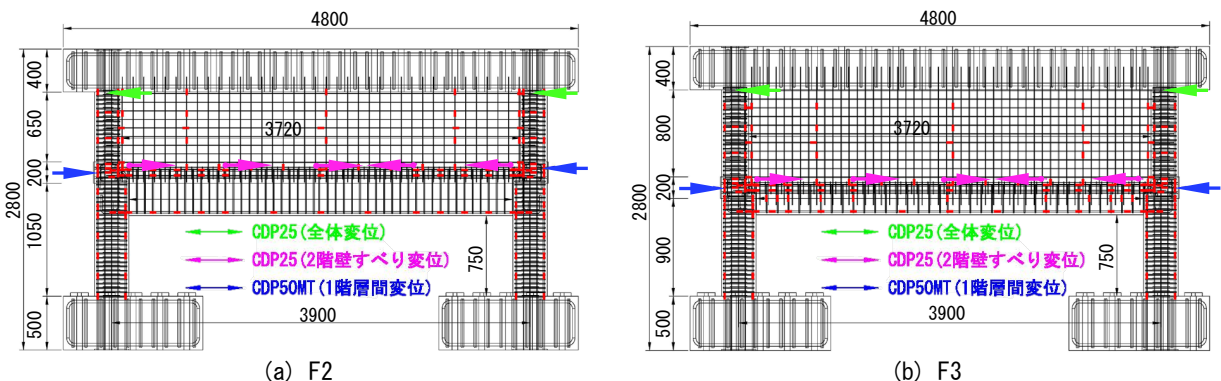
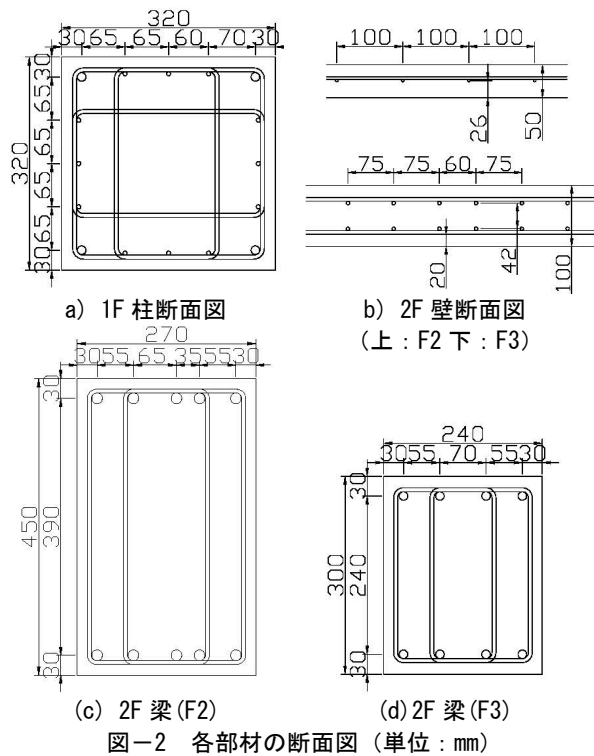
また、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2018年版)⁴⁾に示される各試験体の枠梁最小径の規定に対する計算結果を表-2、枠梁の構造耐力の検討結果を表-3に示す。なお、検定比は枠梁の短期許容耐力を文献⁴⁾に示される壁縦筋や枠梁の設計法より求めた作用応力で除した値とする。その結果、F2・F3とも枠梁最小径の規定を満足した一方、構造耐力の検討結果ではF2は満足したが、F3では一部満たさなかった。F1の材料試験結果、加力計画および計測計画の詳細は文献³⁾を参照されたい。

2.2 材料試験結果

F2, F3の材料試験結果を表-4、表-5に示す。

2.3 加力計画

図-4に載荷装置を示す。本実験では、F1との比較検討を目的とするため、同様の加力条件を用いた。



文献³⁾同様、F2, F3は長期軸力をF2:763kN, F3:783kNとし、上段の水平ジャッキにより試験体に水平力Qを作用させた。上段ジャッキによる水平力を P_{h1} , P_{h2} , 下段ジャッキによる水平力を P_{h3} とする。水平力は変位制御による正負交番漸増振幅載荷を行い、1F層間変形角 R_1 (図-2で示す2階梁芯位置における水平変位を下スタブ上面から2階梁芯までの高さで除した値)による制御とし、 $R_1=1/3200(\text{rad})$ を1サイクル行い、その後 $R_1=1/1600, 1/800, 1/400, 1/200, 1/100, 1/50, 1/33(\text{rad})$ をそれぞれ2サイクルずつ行った。最後に一方向載荷を行い、最大耐力の0.8倍まで耐力低下したあと実験を終了した。

2.4 計測計画

実験では、各ジャッキおよび試験体下に取り付けたロードセルからせん断力および部材の応力を、試験体に取り付けた変位計から変位(層間変位は上スタブ下面位置および2階梁芯位置に設置した変位計、壁脚部変位は壁下に取り付けた変位計、柱の部材角は各柱頂部の2階梁芯位置に取り付けた変位計)を、試験体内部の鉄筋に設置したひずみゲージからひずみを測定した(図-3参照)。ひび割れ幅の目視計測は各載荷の2サイクル目の後($R_1=1/3200(\text{rad})$ の時は1サイクル目の後)にクラックス

表-2 枠梁最小径の規定に対する計算結果

項目	F1	F2	F3
必要な枠梁の面積	21778mm ²	16773mm ²	35722mm ²
試験体の枠梁の面積	20000mm ²	121500mm ²	72000mm ²
判定	不適合	適合	適合
必要な枠梁の最小径	120.5mm	105.7mm	154.3mm
試験体の枠梁の最小径	100.0mm	270.0mm	240.0mm
判定	不適合	適合	適合

表-3 枠梁の構造耐力の検討結果

項目	F1	F2	F3
引張側柱に取り付く梁端の検定 (耐力/応力)			
2F 梁軸力	0.54	3.04	1.52
2F 梁モーメント (軸力無視)	0.60	26.62	10.04
2F 梁モーメント (軸力考慮)	-	18.42	3.37
2F 梁せん断力	0.33	1.72	3.21
圧縮側柱に取り付く梁端の検定 (耐力/応力)			
2F 梁軸力	4.08	14.88	8.89
2F 梁モーメント (軸力無視)	0.05	1.11	0.35
2F 梁モーメント (軸力考慮)	0.13	1.55	0.60
2F 梁せん断力	0.14	1.09	3.21

ゲールを用いて行った。ピーク時には曲げ、せん断、縦ひび割れの3種類の最大ひび割れ幅を、除荷時にはピーク時に計測した箇所のひび割れ幅を計測した。

3. 実験結果による損傷状況

図-5 に各試験体の一層と二層における層せん断力-層間変形角関係および式(1)~(5)から実験値より算出した1F層崩壊耐力を示す。式(1)の M_c は F1 では式(3), F2, F3 では式(2)より計算し、実験にて1階柱スパン中央に反曲点が位置していたため1階柱のせん断スパンで除している。計算に用いた軸力は実験において最大水平力記録時にロードセルで計測された各柱の軸力とし、1F層崩壊耐力とともに表-6 に示す。F1 は、ロードセルによる軸力を計測していないため、最大耐力時のジャッキによる試験体に作用する力と柱脚の反力との力の釣り合いにより軸力を算出した。

$$Q' = \frac{M_c + M_T}{750/2} \quad [N] \quad (1')$$

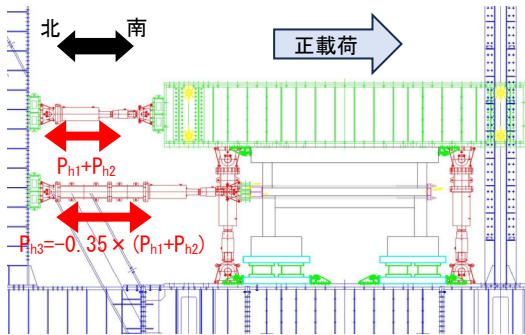


図-4 載荷装置 (西面)

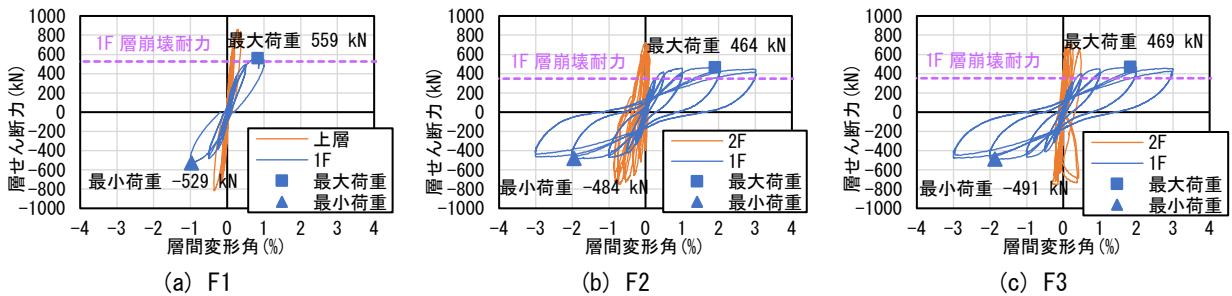


図-5 層せん断力-層間変形角関係

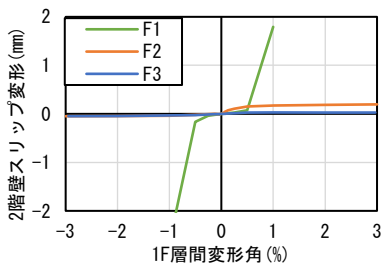


図-6 各サイクルピーク時の壁スリップ変形推移

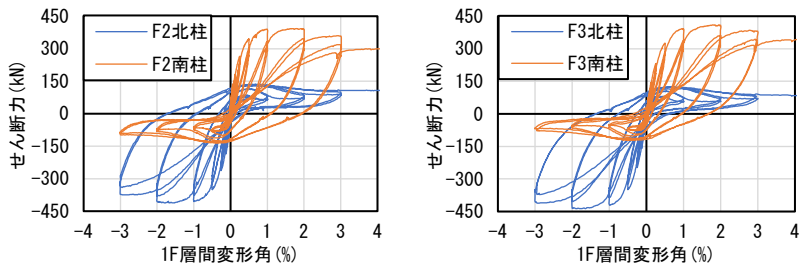


図-7 各柱の負担せん断力

$N_b < N \leq N_{max}$ のとき

$$M_c = (0.5a_g\sigma_y g_1 D + 0.024(1 + g_1)(3.6 -$$

$$g_1) b D^2 F_c) \left(\frac{N_{max} - N}{N_{max} - N_b} \right) \quad [N \cdot mm] \quad (2)$$

$0 < N \leq N_b$ のとき

$$M_c = 0.5a_g\sigma_y g_1 D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDF_c} \right) \quad [N \cdot mm] \quad (3)$$

$$M_T = 0.5a_g\sigma_y g_1 D + 0.5N g_1 D \quad [N \cdot mm] \quad (4)$$

$$N_b = 0.22(1 + g_1) b D \sigma_b \quad [N] \quad (5)$$

ここで、 Q' : 1F層崩壊耐力(N), M_T : 引張側柱の曲げ終局モーメント(N・mm), M_c : 圧縮側柱の曲げ終局モーメント(N・mm), N : 最大耐力時の軸力(N)とする。その他の

表-4 材料試験結果 (鉄筋)

使用場所	鉄筋の種類	鉄筋径	ヤング係数 (GPa)	降伏強度 (MPa)	降伏歪 (%)	引張強度 (MPa)	破断歪 (%)
スラブ筋, 壁縦横筋 (F2)	SD295	D4	242	427	0.390	603	20.7
柱主筋, 壁縦横筋 (F3)	SD295	D6	211	445	0.234	546	23.8
梁せん断補強筋 (F2F3共通)	SD345	D6	220	415	0.433	612	23.4
柱せん断補強筋	KSS785	D6	197	938	0.707	1167	11.4
柱主筋	SD295	D13	211	375	0.191	518	27.6
梁主筋 (F3)	SD345	D13	200	373	0.214	542	26.1
梁主筋 (F2)	SD345	D16	191	390	0.221	560	22.3

表-5 材料試験結果 (コンクリート)

試験体	材齢 (日)	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	圧縮強度時歪 (%)	割裂引張強度 (MPa)	ポアソン比	密度 (t/m³)
F2 (1F柱, 2F梁)	85	24.8	21.4	0.209	2.19	0.164	2.20
F2 (2F壁)	75	25.9	23.0	0.203	2.35	0.131	2.23
F3 (1F柱, 2F梁)	119	25.5	21.7	0.219	2.18	0.140	2.20
F3 (2F壁)	109	26.3	22.7	0.215	2.40	0.156	2.23

記号の説明は文献²⁾と同じとする。

壁下に取り付けた変位計より求めた2階壁脚部のすべり変形を図-6に、F2、F3試験体下のロードセルより各柱の負担せん断力を図-7に示す。また、各試験体の1F層間変形角 $R_1=1/100(\text{rad})$ における破壊性状を図-8に、ひずみゲージより得られた各試験体の鉄筋降伏位置を図-9に示す。降伏したサイクルは図中の凡例に示す通りとし、青色を正載荷、赤色を負載荷とする。F2、F3に関しては $R_1=1/50(\text{rad})$ 以降の降伏した箇所も示す。

F2は $R_1=+1/3200(\text{rad})$ にて引張側1階柱頭部に曲げひび割れ、 $R_1=+1/1600(\text{rad})$ にて2階梁に曲げひび割れ、2階壁にせん断ひび割れを確認した。 $R_1=+1/400(\text{rad})$ にて引張側1階柱脚部にせん断ひび割れおよび脚部主筋の引張降伏を確認した。 $R_1=+1/200(\text{rad})$ にて圧縮側1階柱脚部にコンクリートの剥落と同時に、圧縮側および引張側1階柱の柱頭柱脚部に複数の主筋降伏が確認された。 $R_1=+1/100(\text{rad})$ では、圧縮側1階柱頭部でのコンクリート

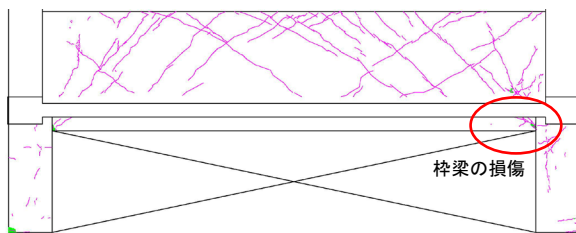
剥落が確認された。 $R_1=+1/50(\text{rad})$ には一層の最大せん断力 464kN を迎え、 $R_1=1/33(\text{rad})$ 時点では1階柱の柱頭柱脚部への損傷集中が確認された。また、2階梁および2階壁の主筋降伏は確認されなかった。

F3はF2と同様の損傷性状となったが、2階壁の壁厚がF2より厚いことにより $R_1=-1/800(\text{rad})$ にて2階壁にせん断ひび割れが確認された。 $R_1=+1/50(\text{rad})$ には一層の最大せん断力 469kN を迎えた。

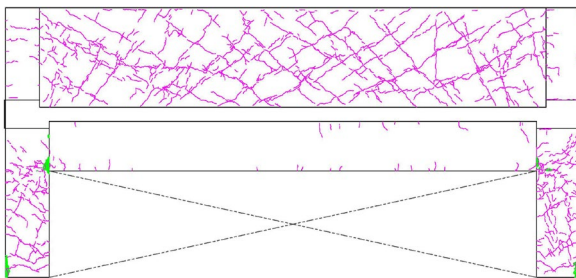
F1とF2およびF3の比較を行う。F1の損傷分布や主筋降伏は1階の柱脚部や2階梁、2階壁に集中し、 $R_1=1/100(\text{rad})$ における2階壁スリップ後の梁端破壊によって試験体の耐力が決定した³⁾。F2およびF3は1階柱脚柱頭部への損傷や主筋の降伏が集中し、1階柱への損傷集中が確認された。また、F1にて確認された2階壁脚部のすべり変形は、F2では壁脚部のすべりが若干生じたものの、F3ではほとんどその変形は発生せず、2階壁および2階梁の主筋降伏は確認されなかった。2階壁の除荷時の最大せん断ひび割れ幅は、 $R_1=1/100(\text{rad})$ の時点でF1は0.65mmまで増大し、F2は0.30mm程度、F3は0.15mmとなった。また、2階梁端部での除荷時の最大せん断ひび割れ幅がF1は0.1mmまで増大し、F2、F3では0.05mm以下となった。

表-6 各柱の軸力および1F層崩壊耐力

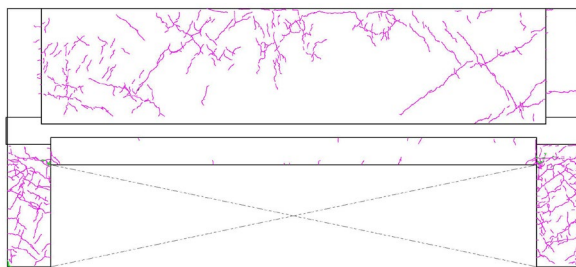
試験体	軸力(kN)		1F層崩壊耐力(kN)
	圧縮側柱	引張側柱	
F1	1394	-217	810
F2	1104	-313	562
F3	1134	-321	555



(a) F1

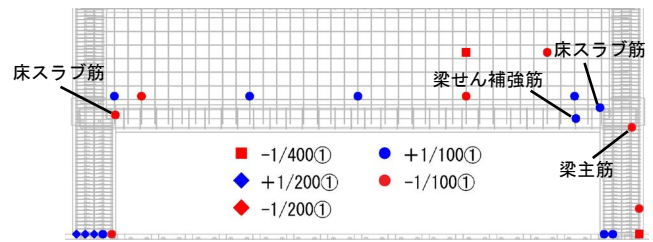


(b) F2

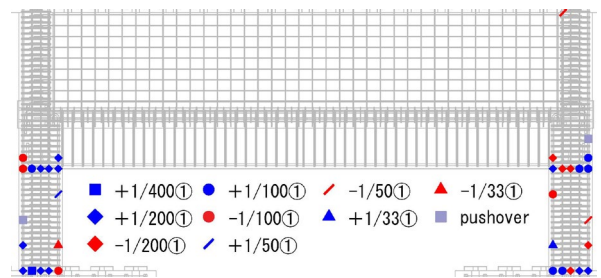


(c) F3

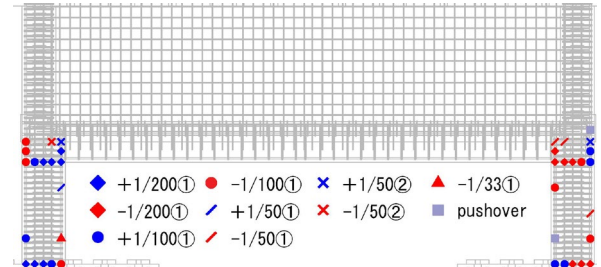
図-8 ひび割れ図 ($R_1=1/100(\text{rad})$)
(- : ひび割れ, - : 浮き, 剥落)



(a) F1



(b) F2



(c) F3

図-9 鉄筋降伏箇所

F2 と F3 の比較を行う。2 階壁の損傷が F3 は小さいこと、また柱梁接合部における主筋降伏が F3 は F2 に対し上部まで進展していること、一方向載荷において F2 の耐力低下が早いことが挙げられる。2 階梁においては、F2, F3 とともに損傷に大きな差はみられなかった。

4. 学会規準による枠梁規定の検証

枠梁最小径の規定では、F1 は満足しておらず、F2, F3 では満足していた一方、必要とされる構造耐力において F3 は一部満足していなかったことを 2 章で示した。また、3 章において F3 が F2 よりも 2 階壁脚部すべり変形が小さく、枠梁の損傷も確認されていないことに加え、最終の崩壊形や保有水平耐力も両者に大きな差は確認されなかった。以上のことから、F3 では枠梁の構造耐力の検討において許容耐力が過小評価されていることが分かる。その理由として、枠梁と壁が一体的に挙動していることにより損傷が抑えられていると考えられ、そのことをふまえた枠梁評価方法を構築することが必要である。

5. 1 階柱の損傷評価

層崩壊形が許容される 1 階柱の損傷として、地震後継続使用を可能にする損傷を把握することが重要と考える。そこで本論では、1 階柱における圧縮側柱と引張側柱について損傷度と塑性率の関係を明らかにする。

5.1.1 階柱部材の荷重変形関係のトリリニア化

(1) 圧縮軸力を受ける柱部材の降伏点の特定

トリリニア化の手法は文献⁹⁾をもとに a.~g. に示す。各試験体 1 階北柱および南柱の負荷荷時における、実験で得られた部材角とせん断力の関係と実験結果の包絡線をトリリニア化したグラフを図-10 に示す。包絡線はサイクルの小さい順に最大耐力をプロットし、以降のサイクルで既にプロットした変形角を超える耐力となった場合、最後にプロットした変形角より開始することで作成した。

- 第二折れ点の変位 θ_y を未知数とする。
- 元の曲線の顕著な折れ曲がり点を仮の第二折れ点とし、その変位を $\theta_{y'}$ と置く。
- 元の曲線の $2\theta_{y'} \sim 4\theta_{y'}$ 間について、最小 2 乗法によって回帰直線を求める。
- c で得られた直線上に真の第二折れ点があると仮定し、降伏耐力 M_y を $\theta_{y'}$ の関数として表す。
- 柱のひび割れ耐力と降伏耐力の比 (=3.0) から、第一折れ点の耐力 M は $M_y/3.0$ とする。
- $2\theta_{y'}$ における消費エネルギー E が、元の曲線による消費エネルギーと等価となるとし、 $\theta_{y'}$ を含む方程式(式(5))を立てる。

- 計測された包絡線に近いグラフとなるように繰り返し $\theta_{y'}$ を計算する

$$E_{at2\theta_{y'}} = \int_0^{2\theta_{y'}} M d\theta \quad (5)$$

図-10 より変動軸力により圧縮軸力が作用する北柱においては、上記の手法で第二折れ点と主筋降伏点がおおむね一致していることから適切に算出できたと考えられ、この点を塑性率が 1 となる降伏点とした。一方、同図より引張軸力が作用する南柱では第二折れ点と主筋降伏点の一致が確認できなかったことから、次の(2)で示す手法より降伏点の算出を試みる。

(2) 引張軸力を受ける柱部材の降伏点の特定

引張側柱における負荷荷時の等価粘性減衰定数 h は図-11 に示す式(6)により求められ、履歴減衰によるエネルギー吸収性能を表す。実験値では、 W はその変位までの最大耐力を用いて計算し、また ΔW は同変位での 2 サイクル目の値を用いた。引張側柱において得られた等価粘性減衰定数 h と主筋降伏点および第二折れ点を図-12 に示す。図-12 より、ある部材角を超えた時点で等価粘性減衰定数が上昇し始めたため、引張側柱での降伏点を等価粘性減衰定数が増加した後に主筋が降伏した部材角と定め、塑性率 1 の点とした。

5.2 損傷度の定義

各試験体の 1F 柱に対し、文献⁶⁾による部材損傷度の評価を行う。本検討で用いる評価手法を表-7 に示す。本論での最大残留ひび割れ幅は、各サイクルの負荷除荷時に計測したひび割れのうち最大のひび割れ幅とする。主筋降伏はひずみゲージのデータより判断し、かぶりコンクリートの圧壊は、本実験ではコアコンクリートと主筋が露出した状態とする。本試験体は実建物の 1/3 縮尺であるため、残留ひび割れ幅は計測した値の 3 倍とし、サイクルごとに計測した値を直線で結ぶことでサイクル

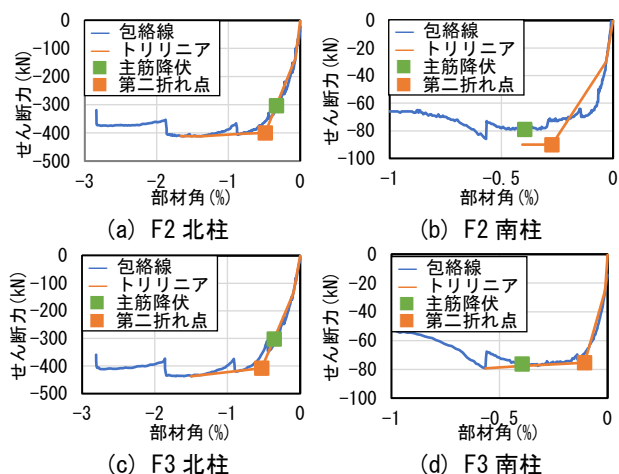


図-10 各試験体北柱および南柱の部材角とせん断力の関係

間を補間する。また、塑性率の算出には柱の部材角を用い、これを元に塑性率を算定する。表-8 に 5.1 で示すせん断力-部材角の実験値のトリリニア化および主筋降伏点により求めた降伏点時の部材角を示す。

表-9 に各損傷度到達時の各柱の塑性率を示す。また、塑性率の算出に用いた最大ひび割れ幅は全て曲げひび割れによるものであり、F3 北柱の損傷度Ⅲのみ柱脚部のかぶりコンクリート圧壊による縦ひび割れが先行して生じていたため、その塑性率を括弧内に示す。損傷度Ⅰ、Ⅱにおいて、F2 では圧縮側柱である北柱が、F3 では引張側柱である南柱が小さくなっている。この理由として、F2 における初期ひび割れが F3 と比べ極端に多く、荷

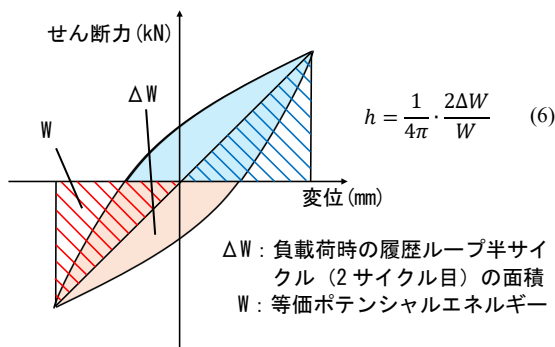


図-11 等価粘性減衰定数の算定

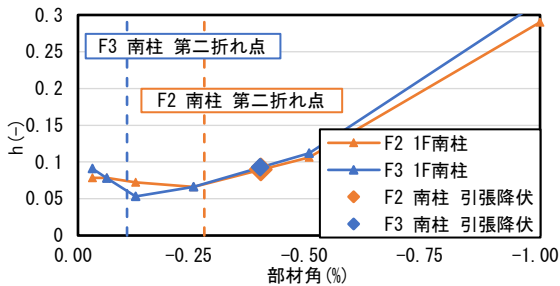


図-12 負荷時の等価粘性減衰定数

表-7 各損傷度の評価方法

*は残留ひび割れ幅を示す

損傷度	I	II	III	IV	V
損傷状況	ひび割れ発生	主筋降伏または0.2mm以上*	1mm以上*	かぶりコンクリートの圧壊	鉄筋座屈

表-8 降伏点時の部材角

F2		F3	
北柱	南柱	北柱	南柱
0.485%	0.395%	0.531%	0.395%

表-9 各損傷度の塑性率

()は縦ひび割れによる塑性率を示す

損傷度	軸力	I	II	III	IV
F2	北柱 圧縮	0.066	0.101	2.62	5.83
	南柱 引張	0.082	0.121	1.74	5.45
F3	北柱 圧縮	0.117	0.564	2.21(1.50)	5.82
	南柱 引張	0.060	0.082	1.64	5.51

によるひび割れが正確に計測できていないことが考えられる。損傷度Ⅰ、Ⅱでは、評価方法であるひび割れ幅が小さく、試験体の初期状態や本実験の1/3縮尺試験体での人の目による目視計測のずれに影響されやすいためである。一方、損傷度Ⅲ、Ⅳでは引張側柱である南柱が圧縮側柱である北柱に対してそれぞれ F2 は 1.51 倍、1.07 倍、F3 は 1.35 倍、1.06 倍と大きい。このことから、引張軸力を受ける柱部材では同じ損傷度に到達する塑性率が圧縮軸力を受ける柱部材よりも大きいことが分かる。

6. まとめ

RC 造ピロティ架構試験体 3 体を対象に損傷評価を行う目的で柱梁の損傷低減に対する規定の確認と 1 階柱の損傷度の評価を行った結果、得られた知見を以下に示す。

- (1) 柱梁の最小規定について、規定を満たさない F1 が柱梁損傷および 2 階壁脚部にスリップ変形が確認された一方、構造耐力の検討において検定比を満たした F2 と、満たさない F3 (F2 に比べ壁厚が厚く縦筋量も多い試験体) では、どちらも柱梁損傷が抑えられ、1 層崩壊により最大耐力が決定した。このことは柱梁と 2 階壁との一体性について考慮する必要があることを示唆している。
- (2) 1 階柱における損傷度評価では同じ損傷度に到達する塑性率が、引張軸力を受ける柱部材の方が圧縮軸力を受ける柱部材と比べ大きい。

謝辞

本研究は、建築研究所一般課題「鉄筋コンクリート造建築物のライフサイクルを考慮した構造性能表示手法の開発」の一環として実施した。ここに関係各位に謝意を示します。

参考文献

- 1) 建築研究所：平成 28 年 (2016 年) 熊本地震建築物被災調査報告 (速報), 建築研究資料 No.173, 2016.9
- 2) 建築研究所ほか：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書, 2020.10
- 3) 建築研究所：既存 RC 造ピロティ建築物の迅速な補強工法に関する研究, 建築研究資料 No.208, 2023.7
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2018
- 5) 建設省大臣官房技術調査室：鉄筋コンクリート造建築物の性能評価ガイドライン, 2000.8
- 6) 日本建築防災学会：震災建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針, 2016.3