

論文 RC ピロティ柱を屋内側に拡張した柱梁接合部のハンチ, 引張軸力, 定着方法による影響

小川 司^{*1}・勅使川原 正臣^{*2}・市之瀬 敏勝^{*3}・神谷 隆^{*4}

要旨: 柱を屋内側に拡張し柱断面が急変する RC ピロティ構造物について, ハンチ, 引張軸力, 定着方法を変えて, 柱梁接合部の強度と靱性の検証を目的として水平加力実験を行った。1 階柱柱頭にハンチをつけることにより, 耐力, 剛性ともに向上した。1 階柱に引張軸力を加えたことにより, 途中でフック定着される 1 階柱主筋のフック部分で脆性的な破壊形式とならないことが確認された。定着方法を変えた試験体の柱が開く方向の荷重を除き, いずれの試験体も 1 階柱頭曲げ破壊となり, 正負両方向において, 危険断面位置を修正することで, 最大耐力の評価ができた。

キーワード: ピロティ構造, 柱梁接合部, 破壊モード, ハンチ, 定着, 引張軸力

1. はじめに

筆者らは昨年度, 柱断面が急変する RC ピロティ架構の柱型を屋内側に拡張した場合の実験結果について報告した¹⁾。接合部での破壊を防ぎ, 1 階柱で曲げ降伏をさせることを目的に接合部内に配筋した斜め筋, 壁内定着筋が正負両方向において耐力と変形能に効果があることが確認された。そこで, 本報では昨年に引き続き, 新たに 4 体の静的加力実験を行い, 比較検討する。

2. 試験体概要

試験体は図-1 に示すように, ピロティ構造物の 1 階柱を屋内側に拡張した場合を想定し, ピロティ架構の接合部周辺を取り出した。加力の都合上, 想定する建物と上下逆さにしている。表-1 に試験体諸元を示す。試験体のスケールは 1/2 である。なお, 試験体全体の剛性を十分確保できるようにスタブ柱を設けた。耐力壁せいは, ストラット-タイモデルを考えて, 1 階柱の水平力が耐力壁を通して基礎スタブに伝達できる長さを確保した。

各試験体の部分詳細を図-2 に示す。試験体は 1 階柱に引張軸力を加えたことにより, 途中でフック定着される 1 階柱主筋のフック部分で脆性的な破壊形式とならないことを確認する試験体 I-1t, 通常の配筋にハンチを設けた I-h, ハンチを設けたものに引張軸力を加えた I-ht, 2 階柱のせいが 1 階柱せいの 0.7 倍とし, 途中定着される 1 階柱主筋を折り曲げて 2 階柱に定着した I-0.7 の計 4 体である。梁は, すべての試験体でせん断補強筋が梁端部から 450mm の範囲で 6-D6 を 62.5mm 間隔で, それ以降は 6-D6 を 125mm 間隔で配筋している (図-2(a))。

図-2(c) ~ (i) に各試験体の接合部と 1 階柱の詳細を

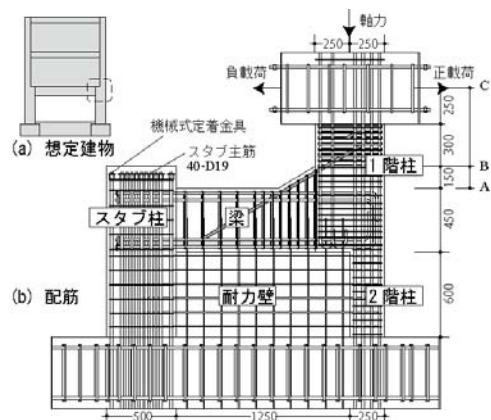


図-1 試験体 I-ht

示す。I-1t, I-ht, I-0.7 は接合部内に帯筋 2-D6 を 40mm 間隔で配筋しており, I-h は I-ht と接合部帯筋による違いを比較するため 2-D6 を 80mm 間隔とした。I-h, I-ht には図-2(h), (i) に示す位置にハンチ筋を 30 度傾けて配筋し, 1 階柱には 180 度フック定着, もう一方を梁内へ直線定着させた。I-0.7 は, 途中でフック定着される 1 階柱主筋を 1 階柱と 2 階柱の断面差が小さくなったこと利用し, 1 階柱のフェース位置で折り曲げて 2 階柱に直線定着させた (図-2(g) 参照)。

使用したコンクリートと鉄筋の材料試験結果を表-2 および表-3 に示す。柱・梁主筋, ハンチ筋は D19(SD345) を使用し, その他の柱帯筋および梁のあばら筋, 壁筋には D6(SD345) を使用している。

3. 加力方法

荷重は図-3 に示す加力装置を用いて, 変位制御によって行った。層間変形角は加力点高さの水平方向変形を

*1 名古屋大学 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)

*3 名古屋工業大学 建築・デザイン工学科 教授 工博 (正会員)

*4 矢作建設工業(株) 地震工学技術研究所 (正会員)

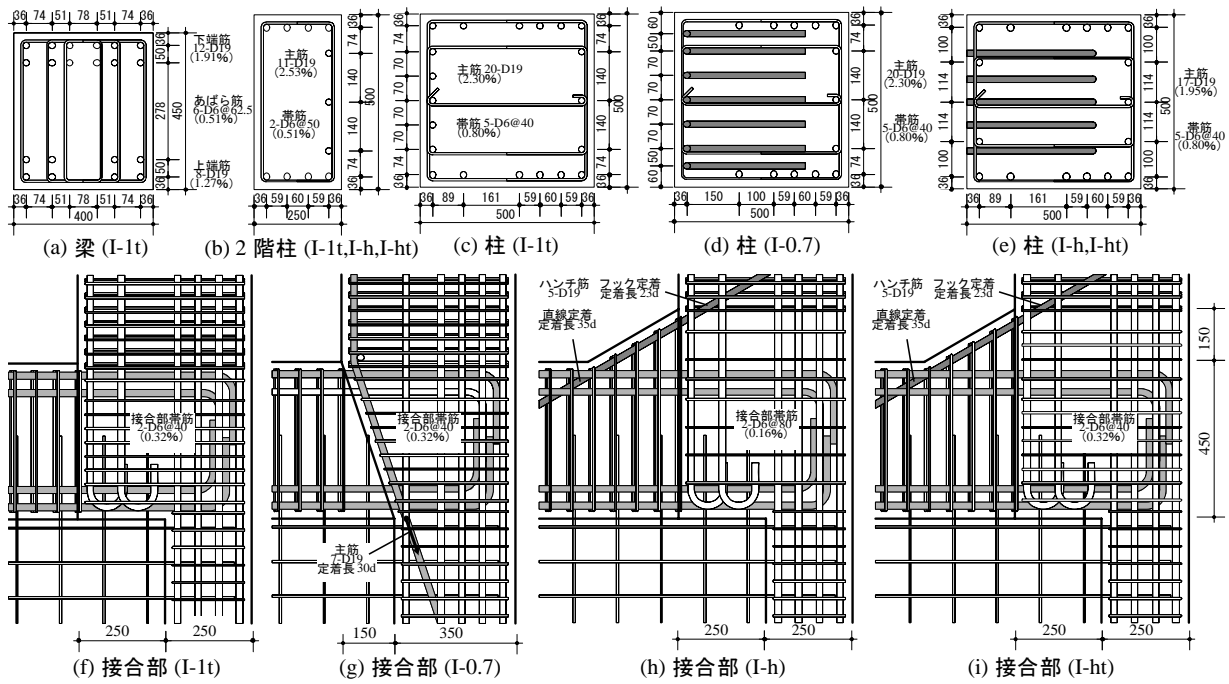


図-2 試験体詳細図

表-1 試験体諸元

試験体名	I-1t	I-h	I-ht	I-0.7	
1階柱	主筋 (ρ_c)	20-D19 (2.30%)	17-D19 (1.95%)	20-D19 (2.30%)	
	帯筋 (ρ_s)		5-D6@40 (0.80%)		
2階柱	主筋 (ρ_c)		11-D19 (2.54%)	13-D19 (2.15%)	
	帯筋 (ρ_s)		2-D6@50 (0.26%)		
接合部	帯筋 (ρ_s)	2-D6@40 (0.32%)	2-D6@80 (0.16%)	2-D6@40 (0.32%)	
	主筋 (上部) (ρ_g)		8-D19 (1.28%)		
	主筋 (下部) (ρ_g)	12-D19 (1.91%)		10-D19 (1.59%)	
梁	あばら筋 (ρ_w)		6-D6@62.5 (0.77%)		
	壁筋 (壁厚100mm)		D6@125ダブル(縦筋) D6@100ダブル(横筋)		
補強方法	-		ハンチ筋 5-D19	-	
軸力 (kN)	R=±1/200以前	500 (0.08)	1000 (0.14)	500 (0.07)	1000 (0.14)
	R=+1/100以降	-450 (0.20)	0	-450 (0.24)	0
	R=-1/100以降	1450 (0.23)	2000 (0.28)	1450 (0.20)	2000 (0.28)

表-2 コンクリート材料試験結果

表-3 鉄筋材料試験結果

試験体	割裂強度 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
I-1t	2.31	25.50	24.82
I-ht, I-h, I-0.7	2.51	28.90	30.99

部位	種類	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
せん断補強筋・壁筋	D6	373.00	552.52	184.56
柱・梁主筋	D19	389.14	561.14	189.99

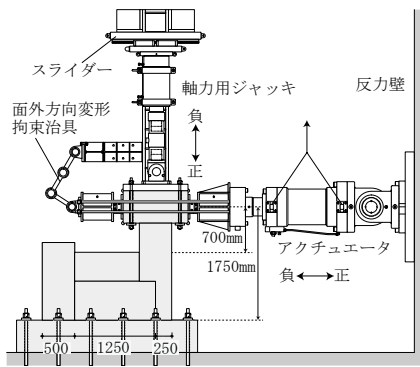


図-3 試験体詳細図

加力点位置から1階柱頭までの距離700mmで除したものと定義した。載荷は層間変形角1/500, 1/200, 1/100, 1/67, 1/50, 1/40, 1/33, 1/25, 1/20を正負交番で行う。

層間変形角1/200までは初期軸力、それ以降の変形では大変形時に転倒モーメントにより発生する変動軸力を想定し、表-1に示す通りに軸力を負荷した。また、正負載荷での軸力の切り替えは層間変形角0の時にいった。

4. 実験結果

4.1 I-1t 試験体実験結果

I-1tの荷重変形関係を図-4に示す。同図中にR=±1/200以前の結果も拡大して示す。図中には、鉄筋に貼りつけた歪ゲージの位置とその降伏時が示してある。図-5は柱梁接合部付近の破壊状況を示している。図中の実線は正載荷時、破線は負載荷時、太線は特に卓越していたひび割れである。灰色の部分は剥落を示している。

正載荷では、R=+1/500の時、1階柱曲げひび割れA、

梁下端曲げひび割れBが生じた。R=+1/200の時、梁せん断ひび割れC、1階柱にせん断ひび割れDが生じた。R=+1/50の時、1階柱頭曲げひび割れAが1.2mmまで広がり、最大耐力519kNを記録した。その後、ひび割れは1階柱と接合部に集中して生じ、耐力は緩やかに低下した。R=+1/33の時、Eのひび割れが広がり、3.0mmとなった。全体として、柱と接合部に壁抜け部分入隅を中心として半円状にひび割れが生じた。観測される破壊形式は、1階柱頭曲げ破壊となった。

負載荷では、R=-1/500の時、1階柱頭曲げひび割れaが生じた。R=-1/200の時、梁上端曲げひび割れb、梁にせん断ひび割れcが生じた。R=-1/67の時、柱梁界面に圧壊dが生じ始めた。R=-1/50の時、1階柱の曲げひび割れが1.4mmまで広がり、最大耐力899kNを記録した。その後、負載荷でもひび割れは1階柱と接合部に集中して生じ、耐力は緩やかに低下した。観測される破壊形式は1階柱頭曲げ破壊となった。

4.2 I-h 試験体実験結果

I-h の荷重変形関係を図-6 に示す。また、図-7 は柱梁接合部付近の破壊状況を示している。

破壊過程の概略は I-1t と類似していた。I-1t との相異として正載荷では、 $R=+1/500$ の時、梁下端ハンチ部分に曲げひび割れ B が生じた。 $R=+1/40$ の時に、1 階柱頭曲げひび割れ A が 2.2mm となり、最大耐力 705kN を記録した。その後、緩やかに耐力が低下した。観測される破壊形式は、梁主筋位置での 1 階柱頭曲げ破壊となった。

負載荷では、 $R=-1/67$ の時、柱梁界面ハンチ部分に圧壊 b が生じ始め、1 階柱頭曲げひび割れ a が 0.8mm まで広がり、最大耐力 1082kN を記録した。その後、負載荷でも緩やかに耐力が低下した。I-h では、 $R=-1/20$ の時、接合部表面のかぶりコンクリートの剥落が生じた。観測される破壊形式は 1 階柱頭曲げ破壊となった。

4.3 I-ht 試験体実験結果

I-ht の荷重変形関係を図-8 に示す。また、図-9 は柱梁接合部付近の破壊状況を示している。

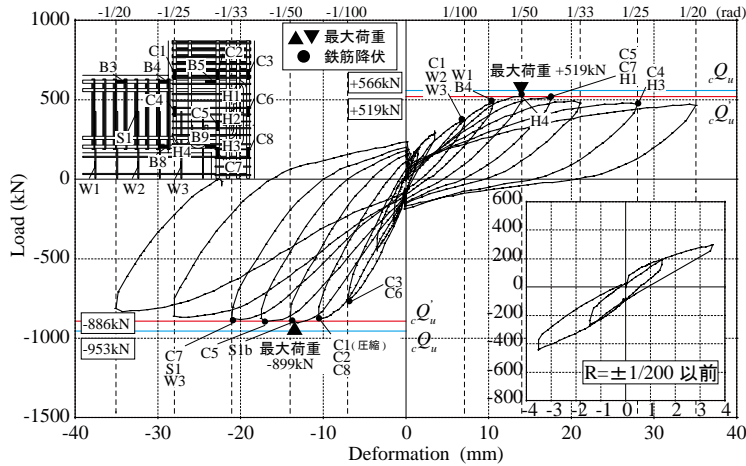


図-4 I-1t 荷重変形関係及び鉄筋の降伏状況

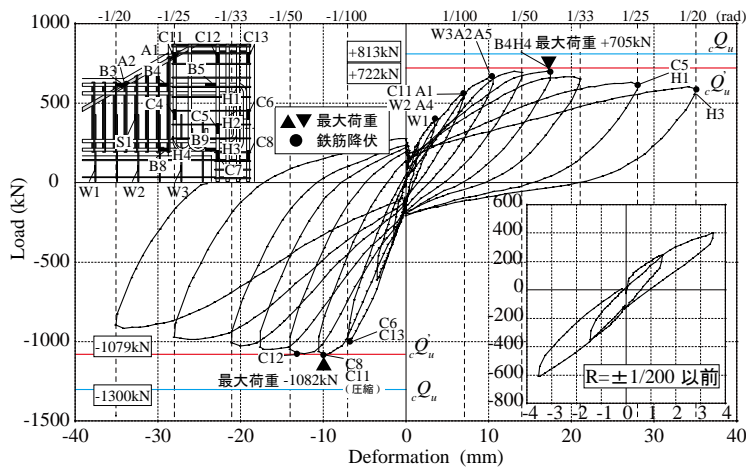


図-6 I-h 荷重変形関係及び鉄筋の降伏状況

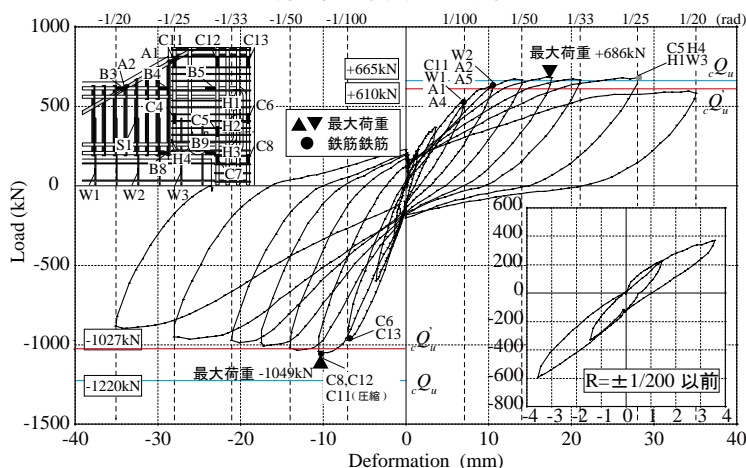


図-8 I-ht 荷重変形関係及び鉄筋の降伏状況

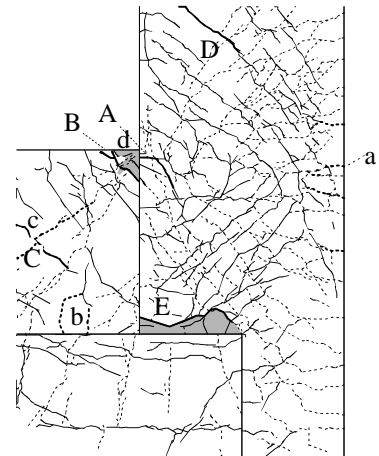


図-5 I-1t 破壊状況 (8cycle 終了時)

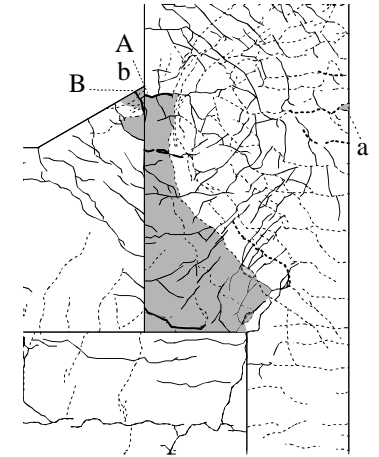


図-7 I-h 破壊状況 (8cycle 終了時)

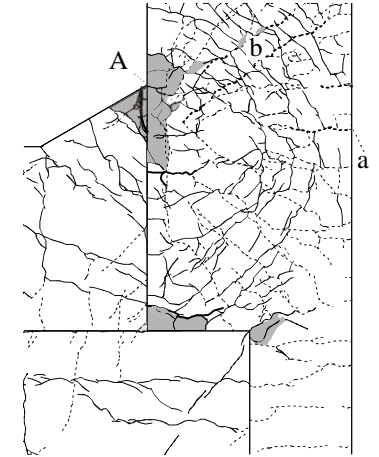


図-9 I-ht 破壊状況 (8cycle 終了時)

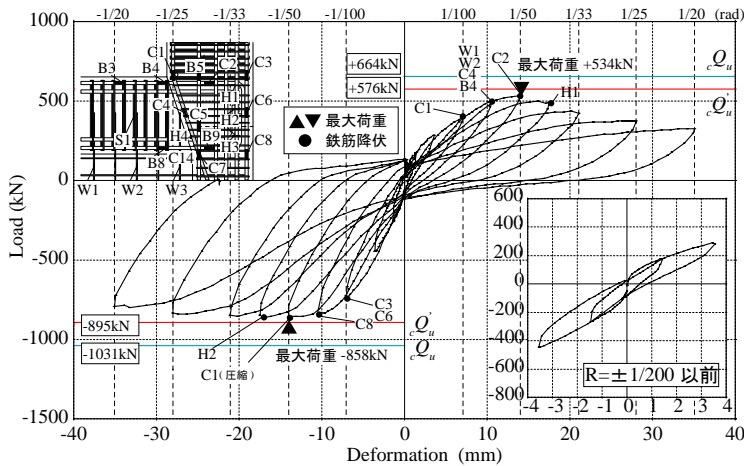


図-10 I-0.7 荷重変形関係及び鉄筋の降伏状況

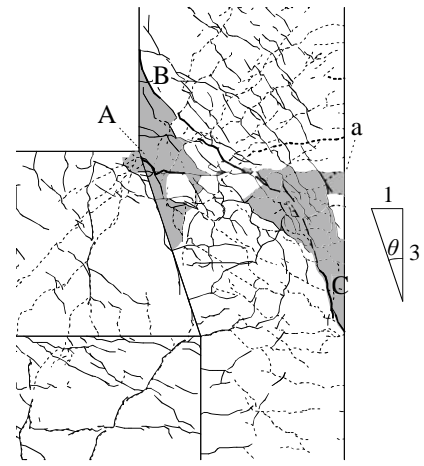


図-11 I-0.7 破壊状況 (8cycle 終了時)

正荷重では、破壊過程の概略は I-h と類似していた。 $R=+1/40$ の時に、1 階柱頭曲げひび割れ A が 3.0mm まで広がった。 $R=+1/25$ の時、最大耐力 686kN を記録した。その後、緩やかに耐力が低下した。観測される破壊形式は、梁主筋位置での 1 階柱頭曲げ破壊となった。

負荷荷重では、 $R=-1/40$ の時、1 階柱の曲げひび割れ a が 1.1mm まで広がり、最大耐力 1049kN を記録した。 $R=-1/25$ の時、b のひび割れが 4.0mm まで広がった。その後、負荷荷重でも緩やかに耐力が低下した。観測される破壊形式としては、1 階柱頭曲げ破壊となった。

4.4 I-0.7 試験体実験結果

I-0.7 の荷重変形関係を図-10 に示す。また、図-11 は柱梁接合部付近の破壊状況を示している。

破壊過程の概略は I-It と類似していたが、相異として正荷重では、壁抜け部分入隅を中心に半円状にひび割れが生じず、1 階柱から伸びるひび割れが、2 階柱に向かうように生じた。 $R=+1/50$ の時、1 階柱曲げひび割れ A が 1.6mm まで広がり、最大耐力 534kN を記録した。その後、 $R=+1/33$ の時、図中の B から C にかけて入るせん断ひび割れが大きく開き、やや急な耐力低下を生じた。

負荷荷重では、 $R=-1/40$ の時に、1 階柱の曲げひび割れ a が 1.6mm まで広がり、最大耐力 858kN を記録した。その後、負荷荷重では緩やかに耐力が低下した。観測される破壊形式は 1 階柱頭曲げ破壊となった。

5. 1 階柱頭曲げ終局強度と実験結果の比較

図-4, 6, 8, 10 中に 1 階柱頭の曲げ終局時せん断力 cQ_u を示す。これは平面保持解析によって得られた 1 階柱頭の終局曲げモーメント M_u を通常の危険断面 (I-It, I-0.7: 梁下端位置 (図-1(b) 中 A), I-h, I-ht: ハンチ下端位置 (図-1(b) 中 B)) から加力点位置までの距離で除したものである。I-ht の正荷重を除き、いずれの試験体も最大荷重が cQ_u を下回った。これは、ひび割れ状況からもわかるように、危険断面位置が接合部内側に入っ

ているためであると考えられる。そこで、危険断面位置を以下に示す仮定のもとに接合部内側に入れて計算する。

正荷重では、1 階柱のせん断力が梁下端主筋の引張力により引き戻されるとし、1 階柱の危険断面位置を梁下端筋の重心位置にあると仮定して曲げ終局時せん断力を求める。

負荷荷重では、梁の圧縮域 x_n を考慮した計算を行う。柱のせん断力を梁の圧縮域で抵抗すると考え、梁幅を b_b 、ストレスブロックの考え方をういたコンクリートの圧縮強度を $0.85F_c$ とすると、次式が成り立つと仮定する。

$$x_n = \frac{cQ_u}{0.85 \cdot b_b \cdot F_c} \quad (1)$$

このとき、危険断面を 1 階柱頭から $x_n/2$ 接合部内に入った位置とし、曲げ終局時せん断力を求める。I-0.7 の負荷荷重では、図-11 で示すように 1:3 の傾きで断面が絞られており、コンクリートの圧縮力の向きが傾くので、 $\cos\theta$ をコンクリート強度 F_c に乗じて計算する。また、ハンチ付きの試験体の場合は梁の圧縮域 x_{nh} を次のように算出する。文献²⁾では、コンクリートの一軸圧縮試験において破壊面の角度は 1:2 程度で一定であると考えられている。そこで、軸力と曲げモーメントを受けるコンクリートブロックでも、1:2 の傾きを持つ長さ $\sqrt{5}x_n$ の破壊面で破壊が生じると仮定する。この領域を図-12 のように拡大すると次式が得られる。

$$x_{nh} = x_n(1 + 2 \tan \theta) \quad (2)$$

危険断面を 1 階柱頭から $x_{nh}/2$ 接合部内に入った位置 (図-12 中赤線) とし、同様に曲げ強度を算出する。

以上の仮定の下で得られた修正柱頭曲げ強度 cQ'_u も図-4, 6, 8, 10 中に示した。また、図-13 に実験値と計算値の比較を示す。図-13 中の点線は $\pm 10\%$ の誤差を表す。卓越した曲げひび割れと修正した危険断面位置の整合はとれており、I-0.7 以外の 1 階柱頭曲げ破壊した試験体において、危険断面位置を修正することで、正負両荷重でおおむね耐力を評価できているといえる。

6. 正載荷における昨年度試験体との比較

正載荷において、昨年度試験体 I-1 では梁に入る斜めひび割れが顕著であった¹⁾。この破壊形式は、図-14のような白丸を曲げモーメントの基準点、赤丸を回転の中心としたモーメント抵抗機構により、説明できると考えられる。実際の破壊状況から図-14のような破壊線を仮定し、破壊線を横切る鉄筋を考え、その水平断面(図-14(b))と鉛直断面(図-14(e))の終局曲げモーメント M_{Dc} 、 M_{Db} を平面保持を仮定し、断面計算を行う。また、 L_D を加力点高さから梁の中心までの距離、この破壊モデルの耐力を Q_D (kN) とし、次式で計算する。

$$Q_D = \frac{M_{Db} + M_{Dc}}{L_D} \quad (4)$$

今年の試験体 I-1t は、I-1 に比べて梁端部のせん断補強筋を3倍配筋しており、その梁端部のせん断補強筋の効果について、表-4 に示す計算結果を用いて考察する。表-4 には5章で述べた修正曲げ強度で算定した1階柱の曲げ強度 cQ'_u と実験値を併せて載せている。水平断面(図-14(b))には、せん断補強筋をまとめて示してあり、回転中心(赤丸)から遠いせん断補強筋を増やすことで、引張に効く縦筋の量が増え、抵抗モーメントが向上し、破壊形式が変化したことが確認できる。

7. 負載荷における昨年度試験体との比較

負載荷において、昨年度試験体 I-1 では壁板の圧壊が生じた¹⁾。この破壊形式は、脆性的な破壊であり、防ぐことが望ましいと考えられる。また、この破壊形式は図-15(a)のような白丸を曲げモーメントの基準点、赤丸を回転の中心としたモーメント抵抗機構により説明できると考えられる。水平断面(図-15(d) AC 断面)に関して、AB 断面には $\triangle ABD$ が上に移動することにより一様な歪が一樣に生じていると、BC 断面は1階柱の回転による歪勾配が生じていると仮定する。その時の歪分布は図-15(c)のようになる。鉛直断面(図-15(d) AD 断面)に関しても平面保持を仮定する。以上の仮定のもとに、水平断面(図-15(b))と鉛直断面(図-15(e))に対して断面計算により、終局曲げモーメント M_{Hc} 、 M_{Hb} を求める。せん断補強筋 a_w は図-15(d)のAD断面が開くのに対して抵抗する鉄筋となっており、その引張力は図-15(d)のBの位置(梁端部)に上向き方向のせん断力として柱に伝達すると仮定し計算する。 L_H は、加力点高さから梁の中心までの距離、この破壊モデルの耐力を Q_H (kN) とし、次式で計算する。

$$Q_H = \frac{M_{Hb} + M_{Hc}}{L_H} \quad (5)$$

今年の試験体 I-1t には I-1 に比べて梁上端筋を2倍配筋しており、その梁上端筋の効果について、表-5 に示

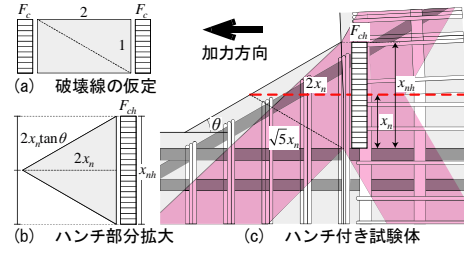


図-12 負載荷における応力伝達 (I-h, I-h')

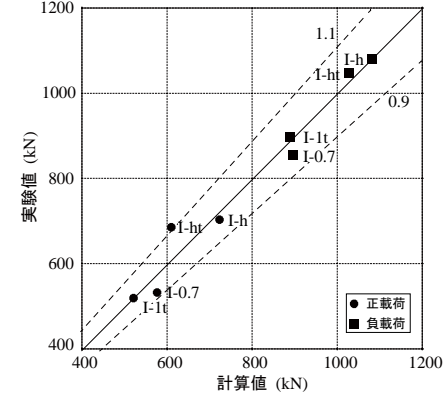


図-13 実験値と計算値 cQ'_u の比較

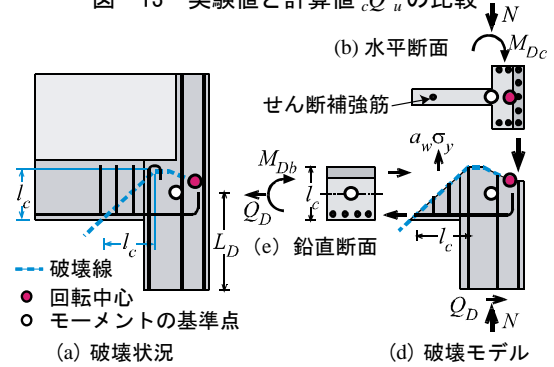


図-14 昨年度試験体 I-1 破壊形式 (正載荷)

表-4 破壊モデル計算結果 (正載荷)

試験体	Q_D kN	cQ'_u kN	$Q_{実験値}$ kN	$Q_{実験値}/Q_{min}$ -	観測された破壊形式
I-1	454	622	436	0.96	Dモデルの破壊
I-1t	577	519	519	1.00	1階柱曲げ破壊

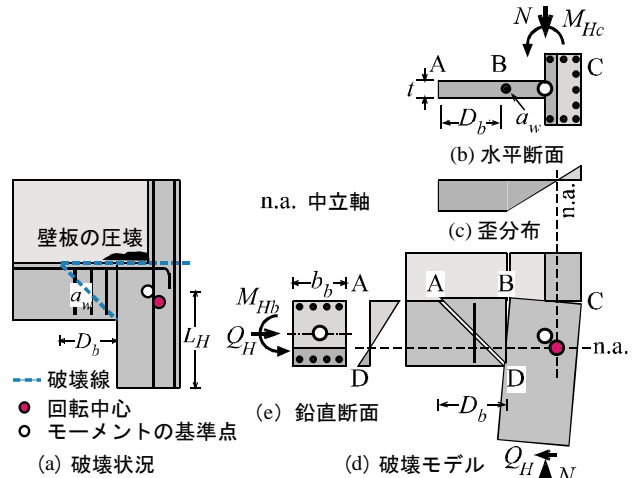


図-15 昨年度試験体 I-1 破壊形式 (負載荷)

表-5 破壊モデル計算結果 (負載荷)

試験体	Q_H kN	cQ'_u kN	$Q_{実験値}$ kN	$Q_{実験値}/Q_{min}$ -	観測された破壊形式
I-1	896	955	950	1.06	Hモデルの破壊
I-1t	1067	897	899	1.00	1階柱曲げ破壊

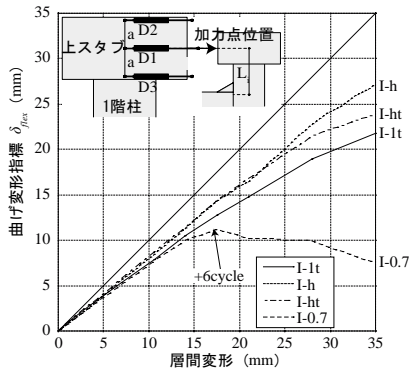


図-17 曲げ変形指標（正載荷）

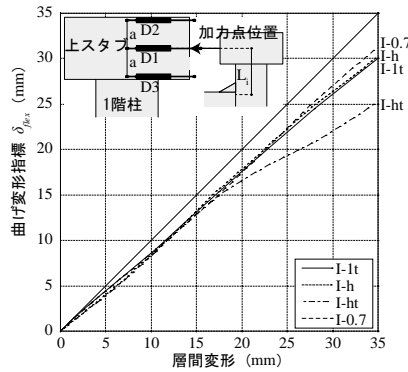


図-18 曲げ変形指標（負載荷）

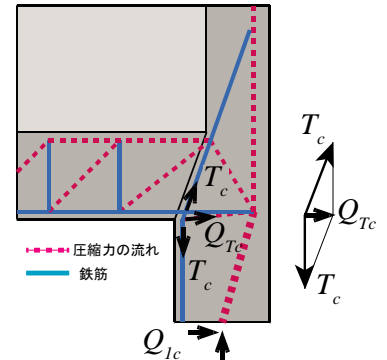


図-19 I-0.7 応力伝達

す計算結果を用いて考察する。表-5には5章で述べた修正曲げ強度を用いて算定した1階柱の曲げ強度 Q'_u と実験値を併せて載せている。鉛直断面(図-15(e))は、梁のモーメント抵抗機構になっており、梁の曲げ耐力を向上させることで耐力が向上し、この破壊形式を防ぐことができたことが確認できる。

8. 1階柱曲げ変形指標に関して

図-17、図-18の左上に示す、上スタブの上端と下端(間隔 $a=450\text{mm}$)に取り付けた変位計D2とD3の値 δ_{D2} と δ_{D3} を用いて、上スタブの回転角 θ を求めた。式(6)を用いて曲げ変形指標 δ_{flex} を定義した。ここで、 L_i は加力点位置から5章で述べた修正した1階柱の危険断面位置までの距離とする。求めた曲げ変形指標と層間変形の間関係を図-17、18に示す。

$$\delta_{flex} = \theta \times L_i = \frac{\delta_{D2} - \delta_{D3}}{2a} \times L_i \quad (6)$$

図-17において、正載荷ではI-0.7で接合部にせん断ひび割れが起こった+6cycle付近から曲げ変形指標が増えていないことが確認できる。この原因としてI-0.7では途中で定着される1階柱主筋が1階柱フェース位置で折り曲げ定着しており、図-19で示すように鉄筋の引張力により生じる横方向の力が、水平荷重と同じ向きに働き、接合部内でせん断破壊をしやすい配筋であったことが考えられる。

図-18において、負載荷ではI-htで1階柱のせん断ひび割れが他の試験体に比べ大きく開いており、その状況が読み取れる。I-hに比べせん断ひび割れが大きく開いた理由として、I-htは接合部からハンチにかけて帯筋が2倍入っており、接合部の剛域が広がり、1階柱のシアパンが短くなったことが考えられる。

9. 結論

(1) 今回の実験では、定着される1階柱主筋を1階柱頭で折り曲げて2階柱に直線定着した試験体の正載荷を除き、正負両方向において、1階柱頭曲げ破壊と

なった。

- (2) 1階柱頭曲げ破壊となった試験体は、正負両方向において、危険断面位置を修正することで、最大耐力の評価ができたが、正載荷において、1階柱のせん断力が梁の引張主筋の引張合力を上回った場合の検討が必要である。
- (3) 1階柱柱頭にハンチをつけることにより、耐力、剛性ともに向上した。
- (4) 接合部内の帯筋量を増やすことにより、接合部表面のかぶりコンクリートの剥落を防ぐことができたが、耐力、靱性の変化は見られなかった。
- (5) 途中でフック定着される1階柱主筋のフック部分で脆性的な破壊形式は見られなかった。
- (6) 梁端部のせん断補強筋が、正負両方向において、梁のせん断破壊を伴う接合部破壊の耐力向上に効果があることが確認された。
- (7) 柱が閉じる方向において、梁の上端筋を増やし、梁を補強することで壁板の圧壊を防ぐことが確認された。

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)、独立行政法人建築研究所、国土技術政策総合研究所との共同研究で行ったものである。関係者各位に謝意を表す。

参考文献

- 1) 小川司ほか: RCピロティ柱を屋内側に拡張した柱梁接合部の強度と破壊形式, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No. 2, pp. 313-318, 2011. 7
- 2) Carpinteri, A. et al, "Size-scale and slenderness influence on the compressive strain-softening behavior of concrete", Fatigue and Fracture of Engineering Materials and Structures, Vol. 24, pp. 441-450, 2001.