

論文 耐震補強後の壁筋の不完全定着による SRC 側柱の変形性能の低下

堀田 和敬^{*1}・市之瀬 敏勝^{*2}・高橋 之^{*3}・前田 匡樹^{*4}

要旨：本研究の対象は東北地方太平洋沖地震で被災した鉄骨鉄筋コンクリート造（SRC）建物である。この建物は耐震補強が行われていたにもかかわらず、耐震壁側柱の内部の鉄骨が座屈する被害を受けた。鉄骨の座屈やコンクリートの剥落の様子から柱の圧縮破壊のようにとらえられる一方、柱にとりつく妻壁は側柱の被害と比べて、軽微だった。本研究では、耐震補強時の壁筋の定着不足による側柱への影響を実験的に調べ、補強後の試験体で補強前より変形性能が低下する結果が得られた。

キーワード：東北地方太平洋沖地震, 耐震補強, 鉄骨鉄筋コンクリート造, 座屈

1. はじめに

東北地方太平洋沖地震によって東北大学の人間・環境系研究棟は被害を受けており、その被害概要が既に報告されている^{1),2)}。この建物は1969年竣工の鉄骨鉄筋コンクリート造であり、2001年に耐震補強が行われている。最も大きな被害は写真-1に示す3階の耐震壁側柱の被害であった。本研究では耐震補強済みであったこの建物が、写真-1のような被害を受けた原因を実験によって検証することを目的としている。



写真-1 柱の被害写真

2. 建物の応答推定と被害

対象建物は2001年に耐震補強が行われており、耐震壁が打ち替えられている(図-1(a))。その際、耐震壁と既存梁はあと施工アンカーによって接合されているが、地震後の被害調査ではアンカーの抜け出しが確認されている。また、1階と9階には地震計が設置されていた。地震計の記録から変位を計算すると、9階の最大応答変位は310mmであった²⁾。上記の事項より、本研究では図-1に示すような変形が地震時に生じていたと考える。つまり、アンカーの抜け出しによって変形が3階の耐震壁の脚部に集中し、上部は剛体回転していたと考えている。このような変形が生じていたとすると、引張側の柱は210mmも浮き上がっていたことになる(図-1(a))。この時、圧縮側が負担していた軸力を算出するために以下の3点を仮定した。

- ・アンカーの抜け出しにより壁縦筋は引張力をまったく負担しなかったとする。
- ・引張となる柱内にある鉄骨と鉄筋は全て降伏強度約 350 N/mm^2 に達すると仮定し、側柱が約 4600 kN の引張力を負担していたものとする。
- ・耐震診断時に用いられた3階から9階までの建物重量から該当する架構の重量を約 6100 kN とする。上下方向の加速度は最大で 640 gal を計測されており、これに

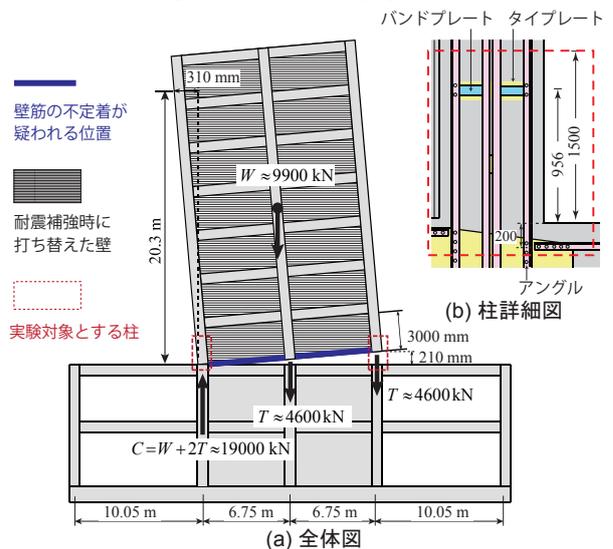


図-1 フレーム変形モデル

よりおよそ 3800 kN が建物に加わったと推測し、合計約 9900 kN の鉛直力がフレーム内で働くことを想定した。

以上の仮定より、圧縮側の柱にはおよそ約 19000 kN の軸力が作用していたことになる。

これに対し、3階柱の圧縮耐力を求めるために、被災後に行われたコア抜き試験の結果を用いた検討を行った。3階柱は 12.6 N/mm^2 の圧縮強度が得られており、柱断面積を乗じるとおよそ 9100 kN の軸力をコンクリートが負担できることになる。また、鉄骨と鉄筋も圧縮力を負担

*1 名古屋工業大学大学院 工学研究科社会工学専攻 (学生会員)

*2 名古屋工業大学 工学部建築・デザイン工学科教授 工博 (正会員)

*3 名古屋工業大学 工学部建築・デザイン工学科助教 博(工) (正会員)

*4 東北大学 工学研究科都市・建築学専攻教授 博(工) (正会員)

表－1 試験体断面・配筋簡略化のながれ

	実建物 柱・壁 断面	柱断面と壁筋の1/4	1/3スケール 試験体断面
耐震補強前	<p>3000 850 250 30-φ9 12-D22 タイプレート @1056 Hoop: center 9φ @300 top&bottom 9φ @150</p>	<p>30-φ9 4 + 3-D22 425 425 2-L75x75x9</p>	<p>140 30 140 4-D6 2-D6 2-L25x25x3</p>
耐震補強後	<p>3000 850 250 (40-D13) 12-D22 バンドプレート @1056</p>	<p>(40-D13) 4 + 3-D22 425 425 2-L75x75x9</p>	<p>140 30 140 4-D6 (4-D6) 2-L25x25x3 (mm)</p>

できるため、前述と同様に鋼材の降伏を仮定することによって、約4600 kNの軸力を負担できるものとする。よって、3階の柱は約13700 kNの圧縮耐力があることになる。さらに、耐震壁の一部も圧縮力を負担すると考えられるため、約19000 kNの軸力によって3階柱が圧縮破壊するとは考えにくい。

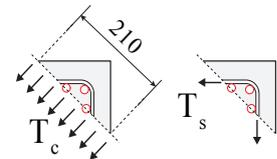
一方、被害状況に注目すると、3階柱の脚部では写真-1のようにコンクリートが粉砕し、鉄骨や鉄筋の座屈が確認されているが、耐震壁の被害はほとんどない。また、柱に隣接するサッシは座屈していなかった。このことから、3階柱の圧縮ひずみは小さかったと推察される。

3. 実験概要

3.1 試験体概要

試験体の設計方針を表-1に示す。検証対象である3階の側柱付き耐震壁について、耐震補強前の断面を表-1左側上部に示す。耐震補強によって壁筋が増え、左側下段のような断面に変更された。また、破壊の検証にあたっては、浮き上がり量が大きくなると考えられる壁の1スパンの半分を取り出すこととした。なお、補強後の壁筋には×印を付けており、これは定着が不十分であった²⁾ことを表している。これらの鉄筋は引張力を負担しないと考え、括弧を付けて(40-D13)と表記することにす。柱内に緑色で示したアングルは2枚1組となって四方に配置されている。向かい合う2組はタイプレートで接合されており、隣り合う2組はバンドプレートで接合されている。タイプレートとアングルの接合にはリベット接合(φ19)が使用され、バンドプレートとアングルは溶接されていた。

以上の側柱付き耐震壁の破壊を検証するに当たって、最大の関心事は柱脚の破壊である。そこで側柱のみを試験体として製作することにした。ただし、図-1に示したように、この破壊に関してアンカーの抜け出しが大きく関わっていると考えていることから、浮き上がりの原因と考えられる壁筋を柱内に配筋することにした。また、



図－2 帯筋の省略についての検討

地震時に側柱は概ね一様に伸縮していると考えられることから、柱断面全体を試験体として製作する必要はない。柱断面の対称性を考慮し、表-1の左側に赤い破線で示す領域を試験体として製作することとした。この領域の面積は元の断面の1/4となっており、この領域に含まれない柱内の鉄筋および壁筋も1/4の量に換算して試験体の設計を行った。よって、表-1の中央上・下段に示す断面および鉄筋量が試験体製作の対象となる部分である。これを1/3スケールに換算し、実際に製作した試験体の断面図を表-1右側上・下段に示す。

バンドプレートと柱帯筋は省略して試験体を製作した。鉄筋の座屈に対するコンクリートと帯筋の抵抗について図-2のように柱の断面の一部分を取り出し検討を行った。帯筋間隔150 mm間のコンクリートのかぶり厚さによる抵抗は、コンクリートの引張強度を約1.0 N/mm²として式(1)のように求めた。

$$T_c = 210 \text{ mm} \times 150 \text{ mm} \times 1 \text{ N/mm}^2 \approx 32 \times 10^3 \text{ (N)} \quad (1)$$

一方、帯筋による鉄筋の座屈に対しての影響は降伏強度を約200 N/mm²として断面積を乗じて式(2)のように求めた。

$$T_s = 63 \text{ mm}^2 \times 200 \text{ N/mm}^2 \times \sqrt{2} \approx 18 \times 10^3 \text{ (N)} \quad (2)$$

以上より、鉄筋の座屈に対する帯筋の影響はコンクリートのかぶりの影響より小さいと判断し試験体では帯筋を省略した。

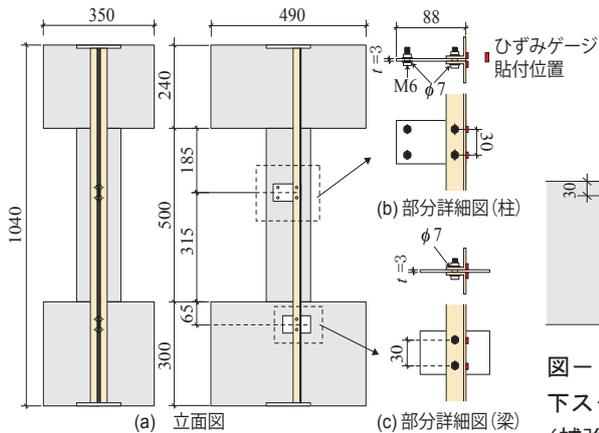
表-2に側柱付き耐震壁、試験体製作で対象とした実建物の柱・壁および製作した試験体について柱断面、使用した鋼材量を示す。耐震補強前を想定した試験体の壁筋は実際の建物とは異なるが、異形鉄筋(2-D6)を使用

表－2 実建物および試験体断面・配筋 リスト

	柱断面 mm	鋼材量				鋼材比 (%)			
		アングル	柱主筋	壁筋		アングル	柱主筋	壁筋	
				補強前	補強後			補強前	補強後
実建物の柱・壁	850×850	8-L75×75×9	12-D22	30-φ9	(40-D13)	1.41	0.64	0.25	(0.68)
柱断面と壁筋の1/4	425×425	2-L75×75×9	3-D22	7.5-φ9	(10-D13)	1.41	0.64	0.25	(0.68)
試験体	140×140	2-L25×25×3	4-D6	2-D6	(4-D6)	1.44	0.65	0.32	(0.65)

表－3 鋼材引張試験結果 (4本平均)

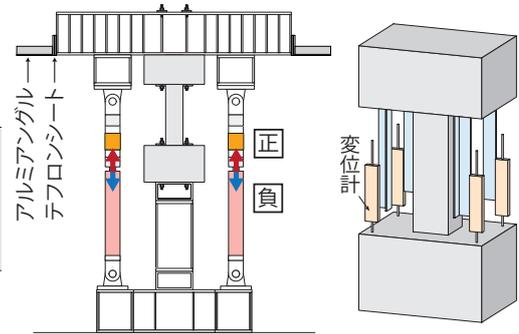
種別		降伏強度 [N/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [kN/mm ²]
L 25×25×3	SS400	362	477	209
D6	SD345	340	528	181



図－3 試験体概要

表－4 コンクリート材料試験結果 (3本平均)

材齢	圧縮強度 [N/mm ²]	割裂強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [kN/mm ²]
31日 (加力前)	21.3	1.88	23.4
42日 (加力後)	23.6	1.40	21.4
平均 (6本)	22.5	1.64	22.4



図－4
下スタブ内詳細図
(補強後試験体)

図－5 加力装置

図－6 計測方法

することにした。鋼材比は、対象建物の値と 1/3 スケールの試験体の値が概ね等しくなっている。

図－3 に 2 体の試験体の共通部分 (鉄筋以外) を示す。図－3 (a) の立面図に示すように、上下のスタブには鋼板が内蔵されており、アングルは鋼板に溶接している。試験区間は 500 mm であり、これは 3 階柱のクリアスパン 3000 mm の半分を 1/3 スケールにした長さである。地震後の 3 階柱では、アングルが座屈しており、タイプレートは座屈長さに大きく影響すると考えられる。そこで、試験区間内にタイプレートが含まれるように、図中の 88 mm の長さを設定した。図中に破線で示した、アングルとタイプレートの接合部分の詳細を図－3 (b) および (c) に示す。図－3 (b) は表－1 に示した柱内のタイプレートを想定しており、図－3 (c) は 3 階梁内の鋼板とアングルとの接合を模擬するためのものである。実際の建物ではリベット接合が用いられているが、これを 1/3 スケールの試験体で再現することは困難である。そこで、実際の 1/3 に相当する孔 (φ7) を設け、ボルト (M6) で接合した。図－3 (b) に示すプレートはアングルとの接合に加え、他端も同様の処理をしている。これは、実際のタイプレートは表－1 に示したように、向かい合うアングルと接合されており、試験体においては柱内で定着されている必要があると考えたからである。

鉄筋について、補強後試験体の詳細図を図－4 に示す。柱主筋を想定した鉄筋 (赤色) は前述のアングルと同様に、スタブ内の鋼板に溶接している。表－1 中に × 印で示した鉄筋 (図－4 の青色) は定着不足を再現するため、スタブ上面から 30 mm の位置で切断されている。補強設計図書ではあと施工アンカーの長さは 110 mm (1/3 スケールでは 37 mm) となっているが、文献²⁾で指摘されているように、110 mm 埋め込む場合には 3 階梁内の鉄骨と干渉する恐れがある。そこで本研究の試験体では補強設計図書の値よりも若干短い値 (実寸で 90 mm 相当) を想定した。表－3 と表－4 に使用した鋼材の引張試験結果およびコンクリートの材料試験結果を示す。

3.2 加力方法

図－5 に加力装置を示す。試験体は実際の柱断面から 1/4 を取り出しているため、断面が偏心している。そこで 2 つのジャッキを用いて等しい変位で軸方向への加力を行った。上部の鉄骨のねじれや横倒れを防ぐためにテフロンとアングルを使用し支えた。実験は軸力方向に柱引張を正、柱圧縮を負とし、変位制御による正負交番荷重を行った。なお、図－6 のように試験体上下スタブ間で変位計を 4 か所に設置し、これらの平均値を軸方向の変形としている。

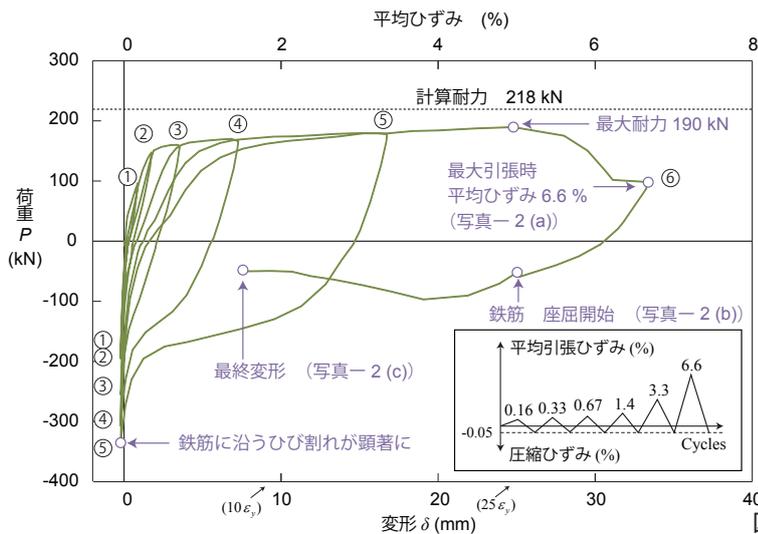


図-7 荷重・変形関係 (補強前試験体)

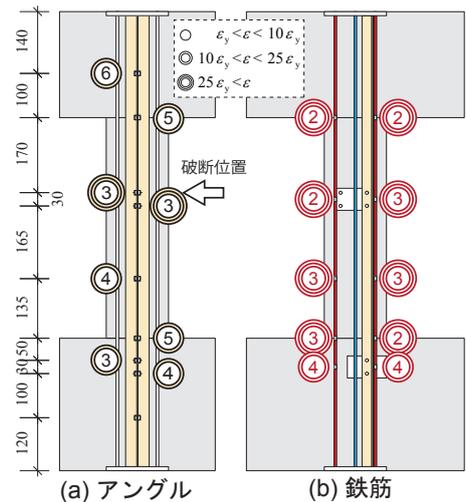


図-8 降伏時のサイクルと最大ひずみの分布 (補強前試験体)

4. 破壊経過

4.1 補強前試験体

荷重変形関係を図-7に、アングルと鉄筋に張り付けたひずみゲージの計測結果を図-8に示す。図-7中の○で囲まれた1~6の数字はサイクル数を示している。

図-7中に加力時のサイクルを示す。引張時に平均ひずみ(軸方向変位を柱内法長さ500mmで除した値)が0.17%から10%までを7サイクルに分け、変位を大きくしていった。圧縮時は一定の平均ひずみ-0.05%とした。

図-8中の○印は計測された最大ひずみの値を示しており、印の中に記載した数字は降伏したサイクルを示している。図-2(b), (c)中にアングルへ貼り付けたひずみゲージの位置を示した。アングルのひずみ計測は塑性域ゲージを用いている。鉄筋には一般ゲージを用いており、5%まで値が保障されている。

第2サイクル(平均ひずみ0.3%)で鉄筋の降伏が観測されたが、アングルは降伏しなかった。鉄筋が降伏した位置は図-8(b)に示すように、スタブとの境界およびアングルに開孔がある位置であった。しかし、図-7から推測できるように、アングルも概ね降伏ひずみに達していた。第3サイクル(平均ひずみ0.6%)では、アングルが開孔付近で降伏した。試験区間や下スタブ内の孔付近で降伏した。またこのサイクルでは、試験区間内では図-8中の鉄筋に貼り付けたすべてのひずみゲージが降伏しており、試験区間全域にわたって概ね均等なひずみが生じていることが確認された。第5サイクル(平均ひずみ3.2%)までにはアングルも試験区間内ではすべてのひずみゲージが降伏しており、開孔付近で若干ひずみが大きくなってはいたが、試験区間内全域で大きなひずみが生じていたと言える。

平均ひずみがおおよそ5.0%の時、最大耐力190kNに達し、この直後に耐力低下が観測された。これはアングル

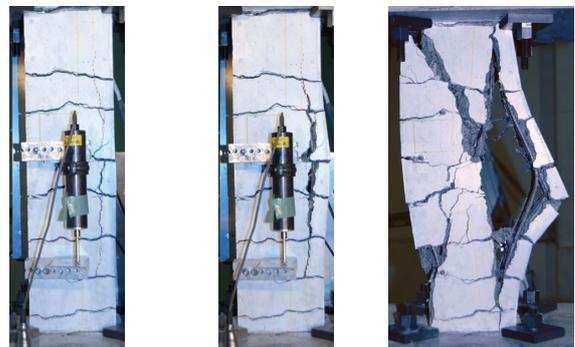


写真-2 補強前試験体

の図-8に矢印で示した位置で開孔脇から徐々に亀裂が進展していったことにより発生したものであり、平均ひずみがおおよそ6.2%の点で完全にアングルが破断したと考えられる。これ以降、第6サイクルのピーク時点(平均ひずみ6.6%)までは荷重が約100kNで一定となっており、これは鉄筋が負担できる引張力と概ね等しい。図-7中に破線で示した計算耐力はアングルと鉄筋の鋼材試験による引張強度と鋼材の断面積から算出している。アングルの断面積は孔を含めた位置で計算を行った。実験値の耐力は計算耐力よりも約1割小さい値となった。本論文で取り上げている試験体以外に断面にアングル2枚のみの試験体を実験しており、その際の最大引張耐力は92kNという結果が得られている。この結果と計算によって求めた鉄筋6本の引張耐力の和は193kNとなり実験結果と概ね一致した。このことから、アングルの孔付近で応力集中が生じ、実験時のアングルの引張強度が計算による耐力よりも小さくなったと考えられる。

第6サイクルピーク時の状況を写真-2(a)に示す。概ね等間隔のひび割れが発生しており、第5サイクルまではひび割れ幅もほとんど同じであった。しかし、アングルが破断した後は、破断位置でのひび割れが若干大きくなる傾向があった。

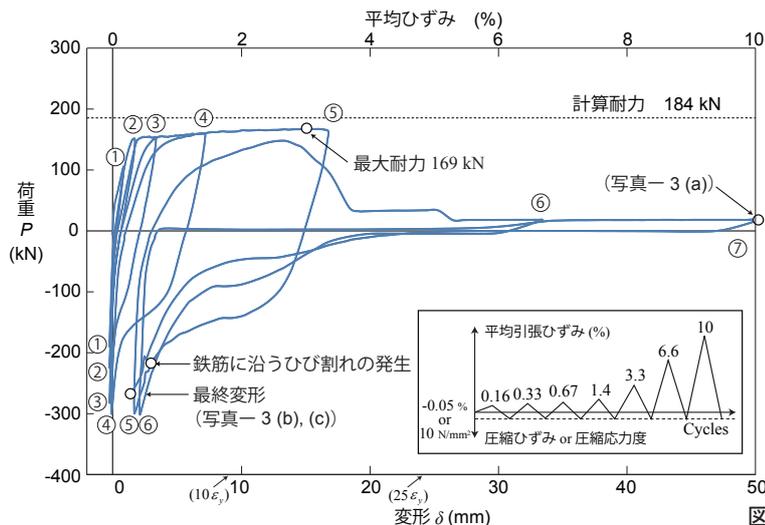


図-9 荷重・変形関係 (補強後試験体)

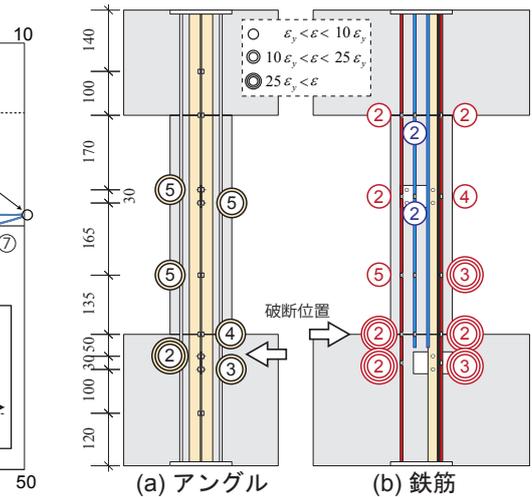


図-10 降伏時のサイクルと最大ひずみの分布 (補強後試験体)

第6サイクルの圧縮時、平均ひずみ5%の時に鉄筋が座屈し、これをコンクリートが拘束することができなくなった(写真-2(b))。なお、座屈の傾向は第5サイクルの圧縮時にも確認されていたが、その時点では鉄筋に沿うひび割れが観察される程度であった。さらに変形を戻していくと、平均ひずみ3.8%付近から荷重が減少し、平均ひずみ1.5%では写真-2(c)のような状態となり、加力を終了した。

4.2 補強後試験体

4.1節と同様の図を図-9、図-10に示す。図-9中に加力時のサイクルを示す。補強前試験体と同様に引張時は変位を大きくしていった。圧縮時について平均ひずみ-0.05%の圧縮力を加えたが、圧縮破壊を防ぐため荷重が-300kNを超える場合は、途中で加力を打ち止めとし次のサイクルへ移った。図-1より実際の地震時における耐震壁と3階側柱に加わる圧縮力が19000kNであったと仮定した。そこから、圧縮力のうち約6割が側柱へ、残り4割が耐震壁によって負担されると考え、試験体スケール上では300kNの圧縮力を加えることとした。

第2サイクル(平均ひずみ0.3%)で鉄筋とアングルの降伏が観測された。鉄筋が降伏した位置は図-10(b)に示すように、スタブとの境界およびアングルに開孔がある位置であった。アングルが降伏した位置は図-8(a)のように、スタブ内の開孔付近であった。第3サイクル(平均ひずみ0.6%)では下スタブ内の開孔付近でアングルのひずみが降伏ひずみの10倍以上となっていた。第4サイクル(平均ひずみ0.6%)で下スタブ内の鉄筋が降伏ひずみの25倍以上のひずみを計測し、ひずみが局所的に集中していたと言える。

第5サイクル時に平均ひずみがおよそ3.0%で最大耐力が169kNとなり、その後第6サイクルの引張時に、前サイクルピーク前の平均ひずみ約2.7%の変形で顕著な

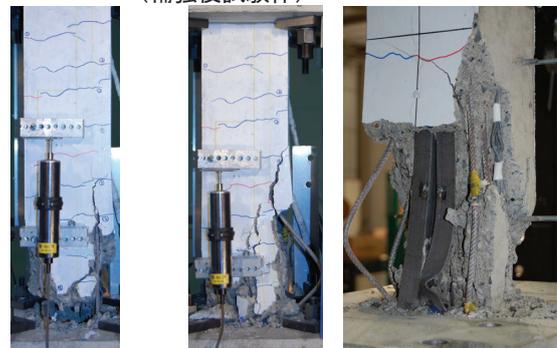


写真-3 補強後試験体 側面下部

耐力低下が起こった。これは、下スタブ内のアングルが開孔付近で降伏ひずみの25倍のひずみを計測した後に、図-10(a)に矢印で示した位置でアングルが破断し、平均ひずみがおよそ3.8%の点で完全にアングルが破断したと考えられる。その後、図-10(b)に矢印で示した下スタブ境界付近で鉄筋の破断が生じ、さらに耐力が低下した。実験値の最大耐力は計算耐力を下回った。計算耐力はアングル2枚と鉄筋4本分の耐力として算出している。第7サイクルのピーク時の写真-3(a)に示す。ひび割れはスタブとの境界に集中しており、試験区間のひび割れは小さかった。第7サイクルの圧縮時に、写真-3(b)、(c)のようなアングルと鉄筋が座屈した状態となり、加力を終了した。

5. 実験結果から推定した3階柱の変形性能

実験で得られた荷重変形関係をもとに、耐震補強前後の3階柱の荷重変形関係を推定する。

実験では図-11のように3区間ごとに軸方向の変形量を測定し、それぞれを e_1 、 e_2 、 e_3 とした。なお、補強後試験体では、下スタブに発生したひび割れの影響によって計測が良好に行われなかったため、下段の変形 e_3 は全体変形から上段及び中段の変形を差し引くことによって計

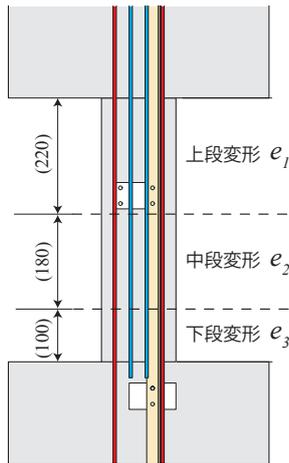


図-11 試験区間計測位置

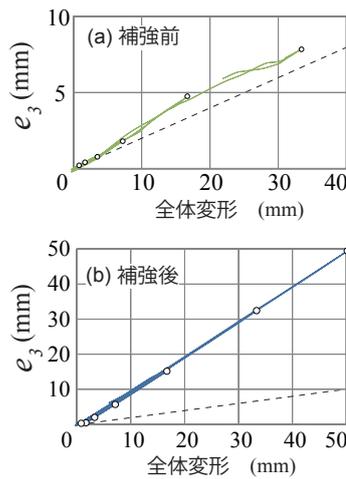


図-12 下段の変形と全体変形の関係

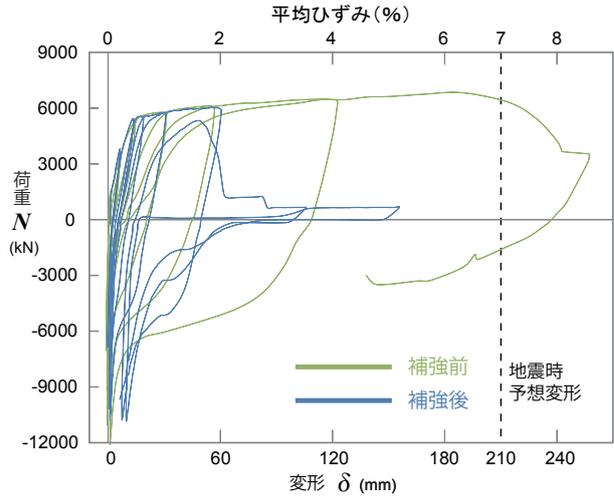


図-13 3階柱 仮想荷重・変形関係

算した。図-12に下段の変形 e_3 と全体変形の関係を示す。図中の○印は各サイクルのピークを、破線はひずみが試験区間に一様に発生していると仮定した場合の下段の変形(全体変形の1/5)を示している。図-12(a)より、補強前試験体の下段計測値は破線と近い値を推移しており、試験体に概ね一様なひずみが生じていたことが分かる。一方、補強後試験体では、下段の計測値が破線の値を常に大きく上回っており、かつ、下段の変形と全体変形がほぼ同じ値となっている。これより、図-11に示す上段および中段の変形はゼロに近いことが分かる。

以上の計測結果は、図-1(b)で示したように3階柱の下半分すなわち1500mmを模擬した試験体から得られたものであり、3階柱の荷重変形関係を推定するためには、柱の上半分の変形を推定する必要がある。そこで本研究では、3階柱の上半分1500mmでは試験体の上段と等しいひずみ $e_1/220$ が発生していると仮定し、次式で3階柱の変形を計算した。なお、次式の第2項は3階柱の下半分の変形を表すが、試験体の縮尺が1/3であることを考慮している。

$$\delta = \frac{e_1}{220} \times 1500 + 3 \times (e_1 + e_2 + e_3) \quad (3)$$

また、試験体の断面は縮尺が1/3であるだけでなく実際の柱の1/4を模擬しているため、3階柱の軸力 N は、試験体に作用させた荷重 P から次のように計算した。

$$N = P \times 3^2 \times 4 = 36 \cdot P \quad (4)$$

上記の方法で得られた荷重変形関係を図-13に示す。図中の破線は図-1に示した3階柱の変形量を示している。補強後試験体では上部の変形 e_1 がほとんどゼロであったために、補強後柱は試験体の3倍の変形で鉄骨が破断し、耐力を失うという推定結果になっている。一方補強前試験体では、ひずみが一様に分布していたために、(3)式を用いると3階柱の上部も変形するという推定結果

が得られる。そのため補強前後の変形性能は図-11に見られるように大きな差がある。また、補強後の柱は最大応答変形(図中の破線)よりも小さな変形量で耐力を失っているのに対し、補強前の柱は最大応答変形付近で耐力低下を始めている。しかし、最大応答は鉄骨の破断が起こったことにより大きくなったと考えられるため、耐震補強前の建物であれば地震時の応答変形も小さく、鉄骨の破断及び写真-1のような被害は起こらなかった可能性がある。

6. 結論

耐震補強によって壁筋の定着が不十分となった状態を模した試験体では、引張変形が局部的に集中し、鉄骨の破断が早期に発生するという結果が得られた。この結果をもとに、本研究の対象となった耐震壁側柱の荷重変形関係を推測すると、地震時よりはるかに小さな変形(塑性率4程度)で鉄骨が破断して柱脚部で座屈する破壊が生じることになり、実際の被害と合致する結果が得られた。一方、耐震補強前の側柱に関しては、均等な引張変形が生じ、地震時をやや上回る変形(塑性率16程度)で破壊が柱全体で生じるという結果が得られた。

謝辞

本実験において、名古屋工業大学4年、二村健大氏には大変ご尽力をいただきました。ここに感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 木村秀樹, 平林聖尊ほか: 東日本大震災による東北大学工学部建物の被害 その3・その4, 日本建築学会大会学術梗概集, 構造IV, pp.9-12, 2012
- 2) 鈴木一希, Hamood, 前田匡樹, 市之瀬敏勝: 東北地方太平洋沖地震で大破したSRC造建物の被害と分析, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.1105-1110, 2013