

[102] 既存鉄筋コンクリート建築物の耐震補強工法に関する実験

正会員 ○ 塩原 等 (東京大学大学院)
 正会員 細川 洋治 (東京大学工学部)
 正会員 中村 哲也 (東京大学大学院)
 正会員 青山 博之 (東京大学工学部)

1. 序

耐震性能の劣っていると判断される鉄筋コンクリート建物の耐震補強は現在増設耐震壁が中心になっている。その信頼性を確認するため実験的研究が急がれており、実験データが蓄積されつつある [1]。しかし、補強の設計の方法は対象となる建物によって数スパン連続した壁を置くもの、単独スパン壁を置くものなどさまざま、補強に使用される材料や工法も新しい物が開発され問題を複雑にしている。そこで、このような場合にも適用される合理的な設計法として、実験値と良く対応する、破壊の機構を考慮にいれた解析的な強度計算法の開発が望まれている。

本研究は、補強の対象となる既存建物として在来型の、せん断補強が少なく靱性の低い中低層の骨組で、補強方法に連層1スパンの鉄筋コンクリート増設耐震壁を想定した曲げ降伏する試験体の静加力実験をして、その補強効果について耐力、変形能の面から検討する。さらに、柱・壁の打継部の一定軸力下の直接せん断による静的1方向加力実験の結果から、打継部の性状が壁の曲げ耐力におよぼす効果を検討した。なお増設耐震壁の実験は、継続して行なわれてきた耐震補強実験 [2] の一部である。

2. 後打ち耐震壁試験体の概要

試験体： 上下のはりを剛強に補強した1層1スパン、せん断スパン比 0.55 の1/3スケール模型壁試験体である。本実験は、柱主筋が丸鋼で、しかもせん断補強筋量が少なく柱のせん断耐力が低い在来型骨組を増設耐震壁で補強した時の効果を確認することが主な目的であるため、試験体のパラメーターは、主筋の種類、樹脂アンカーの種類とし、これと比較のために壁と骨組を一体成型した試験体を加えた。試験体および加力法、既往の実験の結果は既発表のもの [2] に詳細に説明されているのでここでは、簡単な説明にとどめる。表1に実験した4体の試験体のパラメーターを、図1には配筋の詳細を示す。

後打ち増設壁の壁筋量は十分な補強量として壁筋比で 0.85 %とした。打設法は、施工例の増加とともに施工技術の蓄積が増えて来たと考えられるが、ここでは、勝保 [2]、野口 [3] の実験を参考に決め一種類に絞った。すなわち増設壁部分のコンクリートは骨組の打継部分を目荒らししたのち、上はりと壁に隙間ができないように、最初壁の内り高さの下 870 mm に普通コンクリートを打設した後、上 100 mm に膨張モルタルを注入した。打ち継ぎ面の接合方法は、カプセル式樹脂アンカーで定着したアンカーボルトと割裂防止の幅止め筋を用いた。図2の壁の水平断面の詳細図に示すようにアンカー筋は全長 30 d (=300 mm) で頭部にナットを溶接した。カプセル式樹脂アンカーは、A社製が定着長 10 d 用 (=100 mm) で、B社製は定着長 9 d 用 (=90 mm) である。

加力法： 加力装置を図3に示す。長期鉛直荷重に相当する一定軸力を ($= 30 \text{ kgf/cm}^2$) を2台のジャッキを用いて柱に加えた。水平力は、同時に一方で押し、反対側で試験体上はりを貫通するねじふし鉄筋を介して引張る同時押引の方法を用いた。加力は、静的正負繰り返し载荷とし合計5サイクル行なった。2サイクル目めで最大耐力を得たのち、5サイクル目に正方向で破壊させた。

測定： 荷重および加力心での、基礎ばりに対する相対変位を測定した。さらに、壁の変形成分が、(1) 曲げ (2) せん断 (3) 骨組・壁境界面のずれ、の各変形成分に分離されると仮定して、全体水平変形に寄与する比率を検討するため、柱の軸方向の伸縮量、壁の対角線方向の伸縮量、壁上・壁下でのはりと壁との相対ずれ量を測定した。歪ゲージで柱主筋、壁筋、アンカー筋の歪を測定した。

打継接合部の直接せん断試験： 後打ち増設壁試験体の柱と壁の打継接

表1 試験体一覧

試験体	打設法	柱主筋		樹脂アンカー	コンクリート強度		
		鉄筋	降伏強度 kgf/cm ²		最大耐力 kgf/cm ²	骨組 kgf/cm ²	壁 kgf/cm ²
C2005-I	後打	4-D13	3720	5820	A社 (l=100mm)	236	205
C2005-II	後打	4-φ13	3080	4820	A社 (l=100mm)	236	205
C2005-III	後打	4-φ13	3080	4820	B社 (l=90mm)	226	220
P2005	後打	4-φ13	3080	4820	使用せず	220	220

注 D6 (各試験体に共通) : 降伏強度 3590 kgf/cm², 最大耐力 5840 kgf/cm²
 l : アンカー筋の定着長さ

合部を取り出した直接せん断試験体を作製して、せん断面に垂直な一定拘束力を作用させながら、一面せん断型の静的一方向加力実験を行なった。結果は打継接合部の耐力とアンカー筋の引き抜け状態に注目し検討する。実験の詳細については追って発表するので [4] ここでは、以下に簡単に紹介する。図4は試験体の配筋の詳細を示す。試験体の形状と配筋は、壁試験体を踏襲した。実験の変数は拘束軸応力度で -25 kgf/cm^2 (引張) から 180 kgf/cm^2 (圧縮) の範囲の異なる場合とした。試験体は、壁試験体と同じ方法によって作製した。軸力、せん断力は、これをせん断面積 (= 300cm^2) で除して拘束応力度、せん断応力度とした。図5は最大せん断応力度と拘束応力度の関係を示す。せん断耐力に明瞭なピークが現われず、緩やかにずれ幅の増加につれてせん断応力度が増加するものは使用性の限界を考慮しずれが 4 mm を限界値としその点での応力度をせん断耐力とした。最大せん断応力は拘束応力に比例的に増加するが、拘束応力度がある限度 (ここでは 120 kgf/cm^2) 以上になると頭うちになった。図中の実線は、実験の結果の回帰線を表わしている。拘束応力が引張りの時には、一体打ちの直接せん断耐力の評価式の一つである Mattock の式 [5] と比較して半分以下のせん断耐力しかない。この理由は、アンカー筋が引き抜けるためと考えられるのでアンカー筋の表面のひずみの分布からせん断面より上のアンカー筋の伸びを逆算し、これと実験で測定されたひび割れの開き幅を図6に比較する。一体打ちで壁筋が柱の中に十分に定着された試験体の結果も示した。ひび割れ幅が増加しても、アンカー筋の伸量はほとんど増加せず一定であり、せん断力を同時にうけるアンカー筋の定着部が負担出来る引張り力には、上限があることがわかった。

3. 実験の結果

実験の経過および最大耐力、荷重変形曲線、壁の水平変形に占める各変形成分の比率について検討する。

実験の経過： 図7に最大耐力時のひびわれ図を示す。C2005-I, C2005-II, C2005-III；この後打ちの3体は、ほぼ共通に曲げ破壊が終始卓越し、耐力にも大きい差は見られなかった。部材角 $1/500$ の1サイクル目では、水平荷重およそ 30 tonf で、壁のせん断亀裂と、柱脚の曲げ亀裂がほぼ同時に観察された。2サイクル目

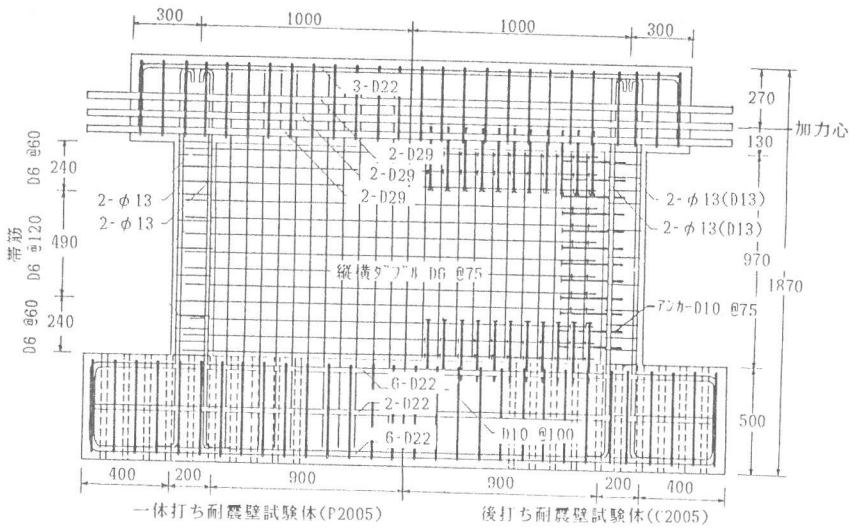


図1 試験体の配筋詳細 単位 mm

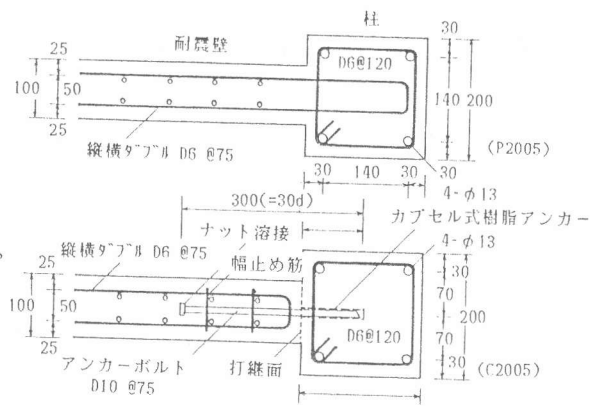


図2 壁柱境界部の断面詳細

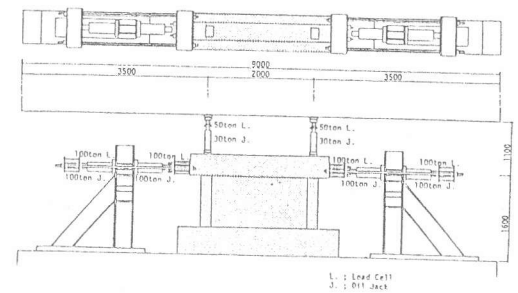


図3 加力装置の概要

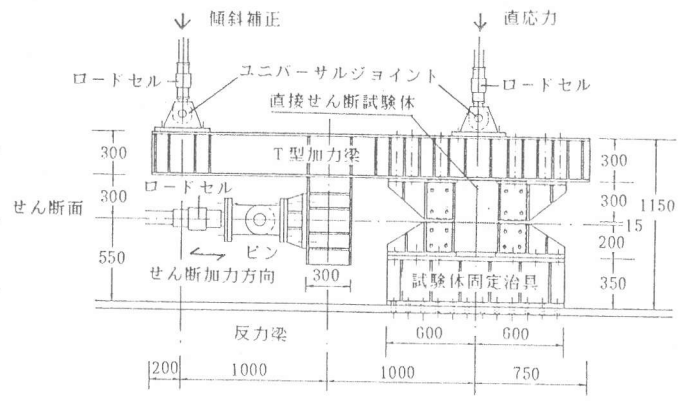


図4 直接せん断加力装置

では、せん断ひび割れが更に進展し、柱の曲げひび割れの数が増加し最大耐力をむかえた。最終サイクルでは柱脚のひび割れが壁脚の 2/3 にまで達し、大きく開いて典型的な曲げ型破壊となった。P2005；曲げ破壊性状で最大耐力に達したあと、大変形の下で壁脚部付近スリップせん断破壊した。部材角 1/500 の 1 サイクル目では、水平荷重がおよそ 35 tonf で曲げひび割れとせん断ひび割れが観察された。2 サイクル目では、やはり曲げひび割れが卓越した。部材角、1/120 で、壁脚の圧縮側にコンクリートの圧壊の兆が見られたので除荷した。3 サイクル目の負荷荷の時、高さ 25 cm にスリップ状圧壊が始まり、小サイクルの 4 サイクル目のあと、5 サイクル目の正方向に加力中、部材角が 1/120 で急激にスリップ帯が水平方向に広がり、柱に貫通してスリップせん断破壊に移行した。

最大耐力： 各試験体の最大耐力を曲げ耐力の解析値、せん断耐力と比較して表 2 に示す。曲げ耐力の解析値は断面のひずみの平面保持を仮定し材料の非線形特性に基づき反復計算により断面の軸力が外力と釣り合うように中立軸を求め、その時のモーメントを計算した。但し、直接せん断実験の結果から得られたアンカー筋の歪度からその負担する応力を推定し、図 8 のようにアンカー筋は引っ張り力に対し鉄筋の降伏耐力の 80 % を負担すると仮定した。しかしそれでも後打ち壁の曲げ耐力の実験値は解析より低い。丸鋼を柱主筋に用いた試験体は異形鋼のものより耐力が低い、これは鉄筋の降伏強度の差によるものである。せん断耐力は曲げ耐力を上回る。

荷重変形曲線： 図 9 に、各試験体の水平荷重と加力芯での水平変位の関係を示す。すべて部材角 1/100 まで顕著な耐力の低下はなく良好な変形能力を保っている。

水平変形成分の分離： 図 9 に、せん断、曲げ、はり・壁の境界面のずれの変形成分と、その時の水平変位の比を示した。変形成分は、既往の実験 [3] と同じ方法によった。いずれの試験体も、部材角が 1/150 以下の小変形ではせん断変形の占める割合は 60 % から 70 % で残りのほとんどが曲げ変形であった。また、上はりと壁のずれは非常に少なく、5 % 以下であった。部材角が 1/150 以上の大変形では、後打ち壁のせん断変形量が一定で、全体に占める割合は次第に低下した。下はりと壁のずれは、最大で 30 % 程度であった。これは、壁脚の曲げひび割れの開きが大きいためといえる。樹脂アンカーの定着長さが 90mm の C2005- III は、壁底部でのずれが比較的大きくなった。

4. 結論

後打ち耐震壁の静的正負繰り返し荷重実験と壁柱打継部の直接せん断実験から以下のことが結論される。

1 せん断耐力の低い在来型の骨組を 1 スパンだけ鉄筋コンクリート増設耐震壁で補強した場合、一体打ち壁の 7.5 - 8 割程度の耐力が発揮されしかも部材角 1/100 まで十分な変形能があることが確認された。またここに述べたコンクリートの打設法によって壁と骨組の打継のずれに対して有効に応力を伝達させることができた。また、曲げの卓越する増設耐震壁の曲げ耐力が一体打ちに劣る原因は、アンカー筋の引き抜けによることが確認された。

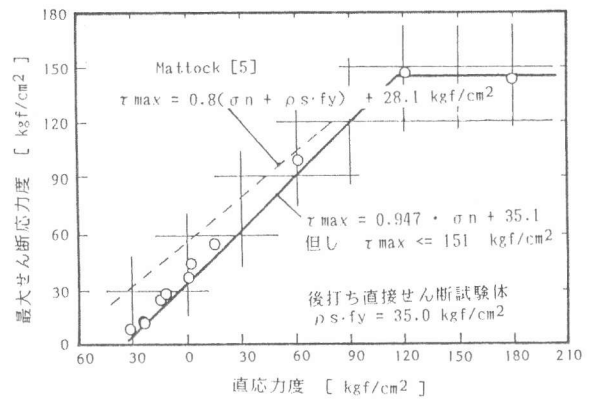


図5 最大せん断耐力時と拘束応力度の関係

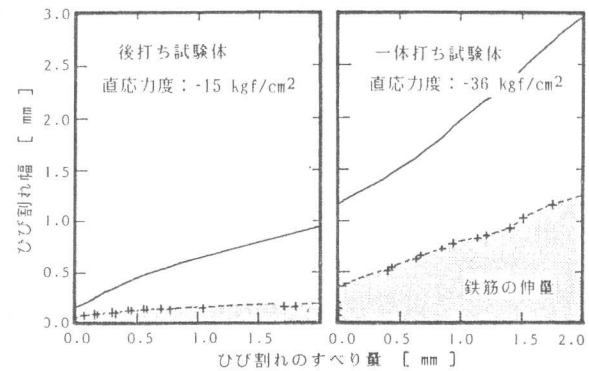


図6 ひび割れ幅とせん断面より上のアンカー筋の伸び量の関係

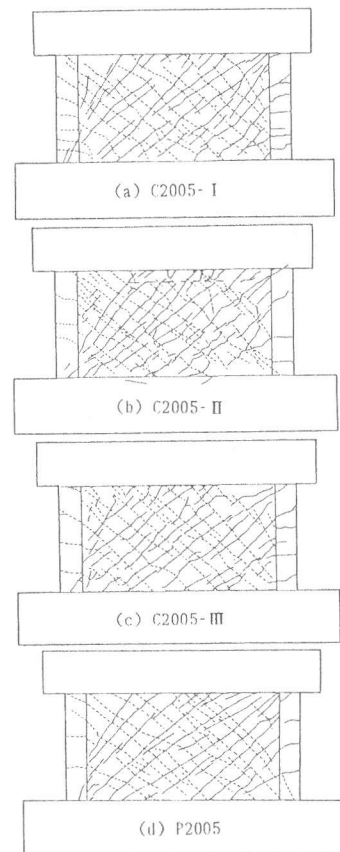


図7 最大耐力時の試験体のひび割れ状況

2 柱主筋が丸鋼であっても後打ち耐震壁の性能は、耐力、変形能で異形鋼のものより劣ることはなかった。

3 カプセル式樹脂アンカーは、使用した2社のアンカーの定着長に違いがあるので比較は難しいが、せん断面のずれ量と耐力には小さな差が見られた。

<謝辞>

実験およびデータの整理に御協力いただいた東京大学技官本多健裕氏に感謝します。膨張モルタルの注入は、大成建設技術研究所の協力を得ました。本研究は、昭和58年度文部省科学研究費試験研究(1)(代表者、青山博之)および同一般研究(C)(代表者、細川洋治)により行なわれた。

<参考文献>

- 1 菅野俊介、"既存鉄筋コンクリート構造物の耐震補強に関する研究の現状"、既存コンクリート構造耐震補強に関するパネルディスカッション資料集、日本コンクリート工学協会、昭和58年1月、pp. 81-106.
- 2 勝俣英雄、加藤大介、青山博之、"既存鉄筋コンクリート造建築物の補強法に関する実験的研究"、第29回構造工学シンポジウム講演梗概集、昭和58年2月、pp.83-90
- 3 野口博 他、"増設RC耐震壁の耐力と変形性能に与える樹脂アンカーのディテールの効果に関する実験的研究(第1報:実験概要)"、日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和58年9月、pp. 2147-48.
- 4 細川洋治、塩原等、青山博之、"鉄筋コンクリート骨組・壁境界面のせん断伝達機構"、第6回コンクリート工学年次講演会講演論文集、1984、発表予定。
- 5 Mattock, A. H., "Shear Transfer in Concrete Having Reinforcement with Moment or Tension acting across the Shear Plane, Volume 2, Special Publication SP42, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 1974, pp. 17-42.

表2 耐力の比較 (単位: tonf)

試験体	実験 最大耐力	解析		
		曲げ	せん断Ⅰ	せん断Ⅱ
C2005-I	84.2	94.5	72*	94**
C2005-II	81.2	94.5	72	94
C2005-III	75.8	94.5	72	94
P2005	97.8	105.1	72	94

* 荒川式による ** 広沢式による

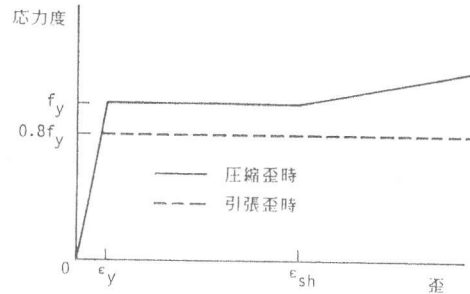


図8 曲げ耐力の算定で仮定したアンカー筋の応力歪関係

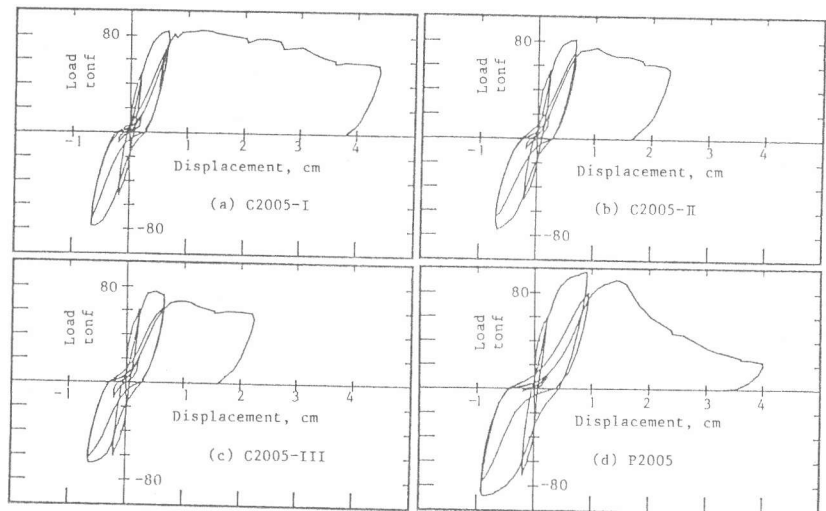


図9 上はり加力心での水平変位と荷重の関係

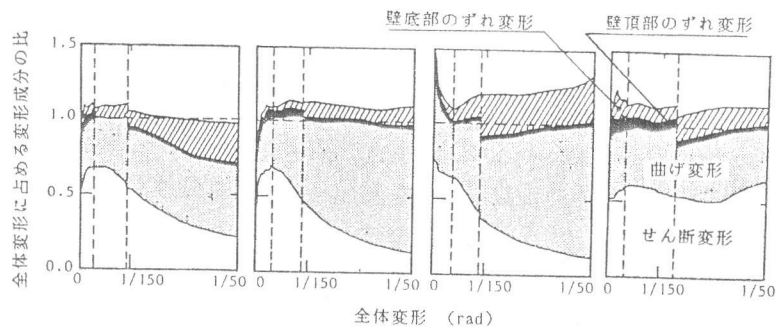


図10 水平変位成分に占めるせん断、曲げとずれ変形成分の割合