

[98] 鉄筋コンクリート後打ち耐震補強壁内のせん断力分布

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)
 山元 徹也 (日本電信電話(株))
 正会員 青山 博之 (東京大学工学部)

1. 序

我が国では、最近 10 年の間に、鉄筋コンクリート壁板を増設した後打ち補強壁の耐震性能を検討する実験的研究が、数多く行なわれてきた。これからの研究の課題は、打継接合部の性状や強度と、後打ち耐震壁の挙動の関連を明かにし、接合部強度実験結果を合理的に打継部の設計法に、生かす方法を示すことである。しかし、鉄筋コンクリート耐震壁そのものが、弾塑性性状の解析の困難な対象であるから、後打ち耐震壁打継面で伝達される力や応力の分布を知ることは難しい。

一方、最近の鉄筋コンクリートのせん断の理論的研究の成果として、簡単な力学モデルに基づいたマクロせん断解析法がいくつか提案されている。トラス理論の考え方を精密化した Collins の理論 [1] もその一つで、せん断力と直応力の作用する鉄筋コンクリート平面板を解析して、せん断破壊する試験体の荷重変形特性や耐力などの実験結果をうまく説明している。筆者らは一連の後打ち耐震壁の静的水平加力実験を行なってきた [2]。これらの実験結果の分析にあたって、Collins の用いたコンクリートの平均歪と応力の関係を使い、後打ち耐震壁試験体での実測歪から、応力分布を推定し、試験体のせん断抵抗機構を明かにすることを試みた。本研究は、この方法によって試験体が弾性時から最大耐力に達するまでの耐力を良く説明できることを報告し、さらにこの結果から得られた打継接合面に作用する二軸応力の大きさを検討して、後打ち耐震壁の打継部補強設計のための資料とすることを意図している。

2. 後打ち耐震壁試験体の概要

今回あらたに 2 体の試験体を製作し実験を実施した。試験体の形状および加力法、試験体の製作方法は既発表のもの [2] と同一である。また、配筋は加藤の実施した試験体 (C2015) [3] と同じである。

試験体： はりと基礎を剛強にした 1 層 1 スパン、せん断スパン比 0.55 の 1/3 スケール独立無開口耐震壁試験体である。2 体 (C2015-A と C2015-B) の違いは打継部の既設骨組のはつりの程度である。A では、耐震改修設計施工指針 [4] に従って、打継部の目荒らしを必要最小限度 (深さ 5 mm 程度) にとどめた。B では骨組の主筋が露出する程度 (深さ 30 mm 程度) に深くはつた。後打ち壁は壁補強筋比が縦横とも 0.85 % で、十分に補強した。打ち継ぎ面の補強は、頭部にナットを溶接した長さ 300 mm の異形鉄筋 D10 を、埋め込み深さ 10d (100 mm、d は鉄筋の公称径) で、樹脂アンカーを用いて 75 mm 間隔で設けた。打継部となる壁端は割裂防止の幅止め筋を用いた。コンクリートの打設法は、上はりとは壁に隙間ができないよう、最初壁の下 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。表 1 にコンクリートと鉄筋の力学特性を示す。なお膨張モルタルは、圧縮強度が、470 kgf/cm² と高強度を示した。壁板のコンクリートは品質が悪く圧縮強度が、150 kgf/cm² と設計基準強度 210 kgf/cm² を大幅に下回った。原

表 1 : 試験体材料の力学特性

(a) コンクリート

Specimen	Frame		Wall	
	f'_c	ϵ_o	f'_c	ϵ_o
C2015A	223	0.00175	150	0.00259
C2015B	198	0.00192	150	0.00259

where f'_c : compressive strength in kgf/cm²
 ϵ_o : strain at compressive strength

(b) 鉄筋

	D6	D10	D13
Yield Stress, kgf/cm ²	3766	4135	3710
Yield Strain, mm/mm	0.0019	0.0021	0.0021
Ultimate Strength, kgf/cm ²	5833	5976	5557
Strain at Rupture, mm/mm	0.19	0.17	0.12

where, D6 (wall shear reinforcement)
 D10 (anchor re-bar)
 D13 (longitudinal re-bar of side column)

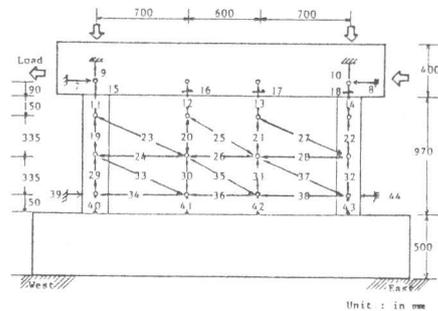


図 1 : 計測位置

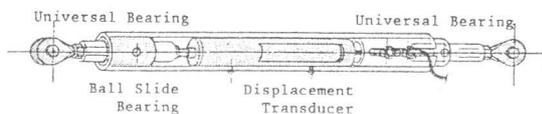


図 2 : 同軸伸縮測定器具

因は、コンクリートの調合不良と考えられる。

加力：一定軸力を (=24 tonf) 柱位置に加えた。実際の建物では地震力はスラブを通じて耐震壁に分布して加わるので、せん断力が分布するように、両はり端を同じ大きさの力で同時に押し引きする。加力履歴は、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。

計測：壁板の平均歪の分布を測定するために、図1に示した位置の水平、鉛直、斜めの各方向の壁板の伸縮を測定した。測定には、図2の測定器具を製作し用いた。壁の縦横6つの領域の平均的な主歪の大きさと傾きを求めた。そのほかに、水平変形や壁全体の曲げ変形、打継面のずれを検討するため、柱の軸方向の伸縮量、壁上・壁下でのはり壁との相対ずれ量を測定した。また、箔歪ゲージで柱主筋、壁横筋、アンカー筋の歪を測定した。

3. 実験の結果

破壊の経過および、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。なお、2体の耐力はAとBでそれぞれ116.2 ton 112.2 tonで差がなく、破壊性状にもほとんど差は見られなかったので一括して述べる。

破壊性状と荷重変形特性：図3に正の最大耐力時のひびわれ状況を示す。変形は終始壁板全体のせん断変形が卓越した。すなわち、曲げ変形成分は、耐力までは全体変形の20%程度と少なく、耐力に達した後はほとんど増加しない。また打継部のずれは、最大で0.4 mm程度で小さかった。図4に、C2015-Bの荷重変形関係を示す。部材角1/500の1サイクル目では、水平荷重およそ30tonfで、壁にせん断亀裂の発生が観察された。2サイクル目では、せん断ひび割れの数が更に増加し、部材角1/130ではり下30 cmの位置にスリップ状圧壊の兆候が見られ、これ以上の耐力上昇はないと判断して除荷した。最終サイクルの正方向に加力中、部材角が1/110で、同じ位置で急激に圧壊帯が水平方向にのびて柱に貫通し、柱がせん断破壊してすべりせん断破壊に移行し、耐力が低下した。

4. 解析モデルと仮定

ここでは、Collinsの鉄筋コンクリート平板の解析の方法[1]にならって、応力と歪の乱れを平均化できる程度に大きい領域でのマクロな歪と応力を考える。このようなマクロな歪と応力の関係を用いた検討が妥当であるための条件としては、1) コンクリート断面の厚さが一様であること、2) 曲げモーメントの影響が小さいこと、3) 鉄筋が一様に分布していることが必要である。これらの条件は、壁板で縦横一様にせん断補強筋があること、ひとつの領域が35 x 70 cmあり、ひびわれが数本以上含まれる大きな領域であることから、満たされていると考える。

コンクリートの応力歪特性：実測された耐震壁の平面歪から、Collinsの材料の応力と歪の関係[1]をもちいて応力を計算する。鉄筋は、鉄筋の向きのみ力が作

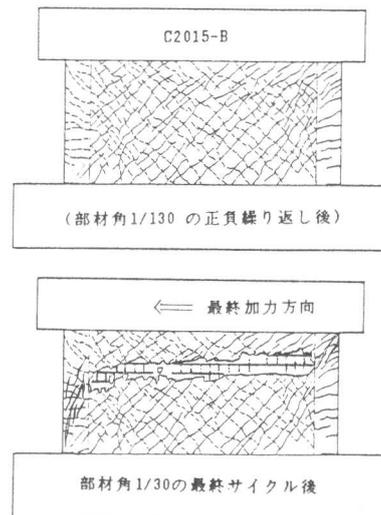


図3：ひび割れ状況図

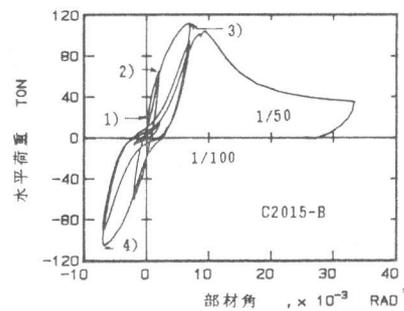


図4：試験体C2015-Bの荷重変形特性

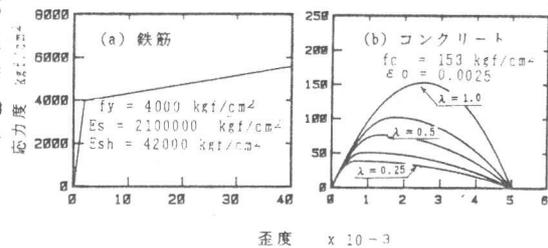


図5：材料の歪応力関係のモデル

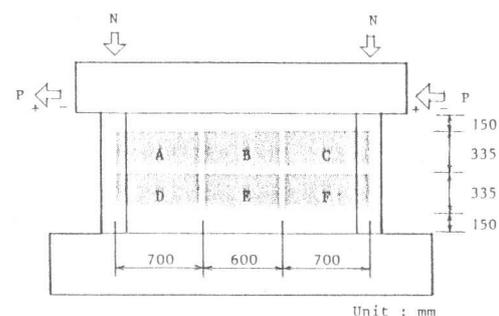


図6：解析上の分割領域

用し、ダボ力は負担しないものとする。コンクリートは、主応力度と主歪の向きが一致するとする。主歪と主応力の応力-歪関係は、次のようにする。コンクリートの圧縮時の応力 f_d と歪度 ε_d の関係は、一軸圧縮時の強度 f_c' と最大強度歪 ε_0 をパラボラで表わし、引張主歪度 ε_{dt} と圧縮主歪 ε_d の比に応じて低くする。コンクリートは、歪 ε_p ($= \varepsilon_0/\lambda$) で耐力のピークに達し(式(1))、その後の歪軟化の部分ではコンクリートの残余力を考慮する(式(2))。

$$f_d = f_c' \cdot [2(\varepsilon_d/\varepsilon_0) - \lambda (\varepsilon_d/\varepsilon_0)^2] \quad (\varepsilon_d \leq \varepsilon_p) \quad \dots (1)$$

$$f_d = (1/\lambda) f_c' (1 - \eta^2) \quad (\varepsilon_d > \varepsilon_p) \quad \dots (2)$$

$$\begin{aligned} \lambda &= (\varepsilon_{dt}/\varepsilon_0) \cdot 0.27 + 0.85 \\ \eta &= (\varepsilon_d - \varepsilon_p)/(2\varepsilon_0 - \varepsilon_p) \end{aligned}$$

ひび割れていないコンクリートは引張に対して線形弾性とする。コンクリートの応力が引張強度の $0.33 \sqrt{f_c'}$ (単位 MPa) に達するとひび割れが生ずる。引張硬化を考慮して、引張応力度 f_{dt} は、ひび割れが生じたあともコンクリートに引張応力を負担させる。引張応力の大きさは引張歪が 0.005 で引張最大応力の半分となるようなカーブを用いる。また鉄筋が降伏する程度に応じて鉄筋の付着が悪くなるので、鉄筋が降伏に近づくにつれ f_{dt} を低減させる。

解析モデル： 計算に用いた材料特性を説明する。図5に示すように、コンクリートは壁板を打設したコンクリートのシリンダー強度試験結果からパラボラに、鉄筋は壁補強に用いた D6 の鉄筋の引張試験結果に基づいて、bi-linear の折れ線に理想化する。コンクリートについては、むしろ、最大強度時の歪度 ε_0 として 0.0021 を用いると、材料試験のシリンダー(100x200 mm)の一軸の圧縮応力歪関係の曲線にうまく適合するが、0.0025 を用いたほうが壁のせん断力が実験との対応が良いので、0.0025 を用いた。この点で、コンクリート材料特性の定め方には問題点が残っている。荷重の正負繰り返しによる材料特性の変化の効果は現状では不明のため考慮していない。

5. 計算結果の検討

2体の試験体の破壊性状に殆ど差がないことから、データの完備している C2015-B について検討する。まず、図6に示す A から F の6つの領域で、試験体で実測された壁の鉛直、水平、および斜め方向の伸縮量から平均歪度を算出する。これは領域の両端の歪度を平均した値とする。実測した A の領域の歪の履歴を例を図7に示す。1) 水平荷重が正の20 tonf の時(弾性時)、2) 1サイクル目のピーク、3) 2サイクル目のピーク、4) -2サイクル目のピークの4つの場合(図4の荷重変形曲線に示す)について、それぞれの主歪とその傾きからコンクリートの応力度を算出する。水平と鉛直の歪度から鉄筋の力を算出する。力の釣り合いを考慮して、コンクリートの圧縮力から鉄筋の引張力を差し引いた力を直応力とする。図8に、耐震壁内のせん断力、水平および鉛直方向の直応力の分布の計算の結果を示した。図中の A~F は、図6の壁の分割に対応させてある。図8の中の横線は、壁の有効な断面を幅が壁厚さ、せいが側柱の心々間距離の長方形断面と仮定して、荷重の実測値より壁の平均せん断応力度を計算した値である。計算結果は、せん断力は水平方向に分布しているが、総和をとると実験結果とほぼ一致しているといえる。したがって、ここで得られた、せん断力以外の鉛直、水平の直応力分布も、現実を反映したものであり大きさと分布は実際に近いものと推定される。

せん断応力度の分布： せん断応力は、荷重が小さく弾性と考えられる範囲、図8(a)では、弾性理論と近く壁の中央で大きい。荷重が耐力の50%程度に大きくなる図8(b)では、壁の上部で引張側が、壁の下部では圧縮側で大きくなり、せん断抵抗機構として斜め圧縮場が形成されていることがわかる。また富井ら[5]の直交異方性板の仮定による理論解析結果と同じ傾向が見られる。しかし、終局耐力に近くなると(図8(c)、(d))、壁上部では引張柱側より圧縮柱側のせん断力が高くなった。これは、最大耐力時に引張柱脚の主筋に引張降伏が起り、壁のせん断抵抗機構が変化したことを意味していると考えられる。

曲げ応力の影響： 曲げ理論により歪の平面保持を仮定すると、圧縮

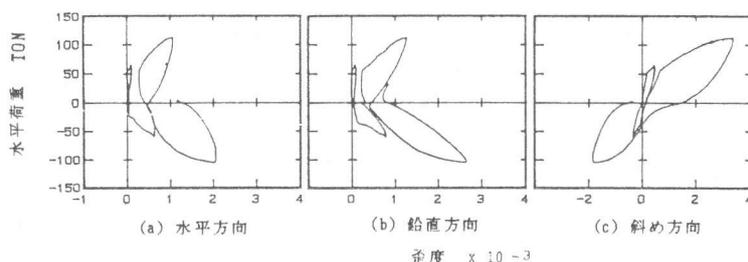


図7：実測平均歪履歴の例 (2サイクルまで)

場は小さく、引張域が大きくなるが、どの領域でも直応力は圧縮となった。これは、水平断面で歪の平面保持が成立していないことを意味している。

周辺既設フレームの拘束：鉛直方向の応力 σ_v は、弾性範囲では軸力として加えた 24 tonf を下回っている。これは、柱が軸力の大部分を負担していたためと考えられる。一方、最大耐力に近い状態では、軸力をすべて壁が負担したと仮定して計算した応力 $\sigma_h = 12 \text{ kgf/cm}^2$ よりさらに大きな直応力が作用している。これは、亀裂が入り膨張する壁板を剛強なはり基礎が拘束しているためであり、この力は壁の上下でそれぞれ約 18 tonf ある。この力は柱主筋が引張力として負担している。水平方向の応力 σ_h はやはり荷重の増加とともに上昇し、最大耐力時には、圧縮柱端で 31 tonf になる。これははり内の主筋の伸びと柱の曲げが協力して壁板の膨張に抵抗していると考えられる。

打継部の直応力とせん断応力：

上の結果から、せん断が卓越して破壊

する後打ち耐震壁の打継部に作用する力は、おおむね直応力度は 0 から 40 kgf/cm^2 程度の圧縮力であった。またせん断力は圧縮側で少し高い分布を示した。打継部の耐力は、直応力が圧縮で大きいほどせん断耐力が上昇することが知られているから、直応力が 0 の時のせん断耐力に基づいて設計された、耐震改修設計指針[4]の打継部補強設計法は、安全であることが確かめられた。

6. 結論

Collins の提案した、鉄筋コンクリート平板の応力-歪の関係を表わすモデルを、後打ち補強耐震壁の実測歪に適用して壁の応力分布を推定した。推定値は、耐震壁に作用するせん断力と良く対応した。この結果を利用すれば、せん断変形が卓越して破壊する後打ち耐震壁の打継部に作用する直応力度は、どの位置でも圧縮力であり、耐震改修設計指針[4]の打継部補強設計法は、安全側にあることが結論できる。

7. 謝辞

本研究は、文部省科学研究補助金（試験研究1、課題番号：58850125、代表者：青山博之）の一部で行なわれた。また、日本デコラックス社様には、樹脂アンカーの提供をうけた。実験計画にあたって貴重な御助言をいただいた東京大学建築学科助教授小谷俊介先生、同助手田才晃氏、さらに実験実施にあたり協力頂いた青山研究室の大学院生および卒業生の皆様に感謝いたします。

<引用文献>

- [1] F. Vecchio, M. P. Collins, "The Response of Reinforced Concrete to In-Plane Shear and Normal Stresses," Research Report No.82-03, University of Toronto, Department of Civil Engineering, March 1982.
- [2] 塩原等、細川洋治、中村哲也、青山博之：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、第6回コンクリート工学年次講演会講演論文集、1984、pp. 405-408。
- [3] 加藤大介、勝俣英雄、青山博之：無開口後打ち耐震壁の耐力に関する研究、日本建築学会論文報告集、第337号、昭和59年3月、pp. 81-89。
- [4] 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針付解説、日本建築防災協会、昭和52年4月。
- [5] M. Tomii, T. Sueoka, H. Hiraishi, "Airy's Stress Function for 45-degree Orthotropic Elastic Plates," Transaction of AIJ, No. 249, Nov.1976, pp. 81-92。

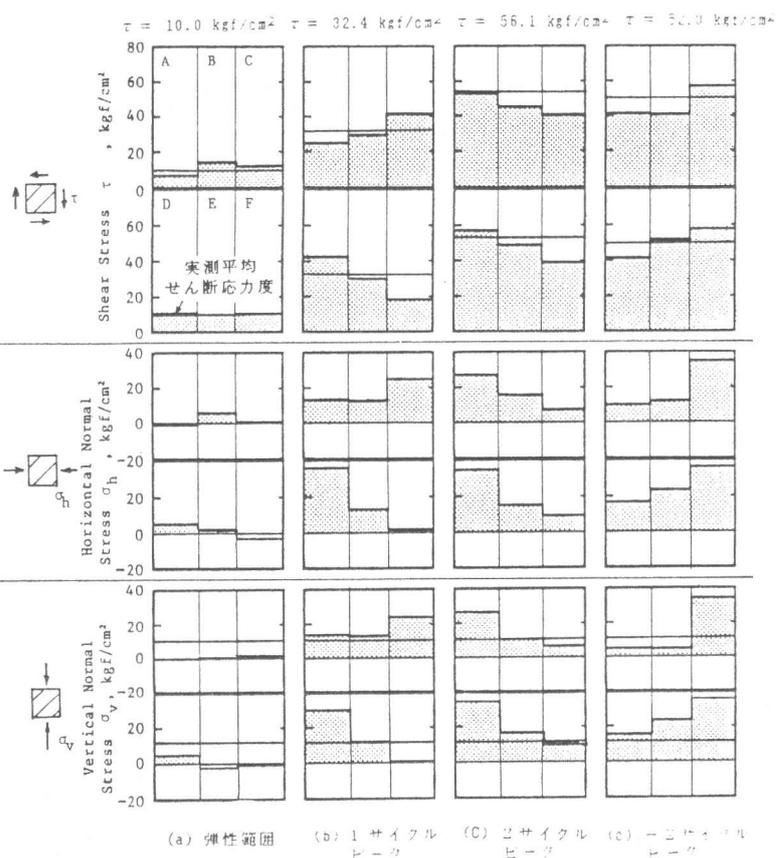


図8：耐震壁の応力分布