

[122] 既存れんが壁付鉄筋コンクリート造骨組の水平耐力実験

正会員 ○坂 口 昇 (清水建設研究所)

藤 崎 忠 志 (清水建設研究所)

1. はじめに

鉄筋コンクリート造の柱・はり骨組の壁面をれんが積みとする構造法の建物が、大正・昭和初期に盛んに建てられた。明治以来我国に於ける西洋建築の代表として、構造様式の主流を占めていたれんが造は、大正12年の関東大震災で多くの被害を出し、その耐震的な脆さが指摘された。かわって、鉄筋コンクリート造の耐震性が高く評価されるようになり、以後、れんが造建物が徐々に姿を消すことになる。しかし、鉄筋コンクリート造についても、「コンクリート及び鉄筋コンクリート標準仕様書」が建築学会から出されたのが昭和4年で、同じく「鉄筋コンクリート構造計算規準」が昭和8年になってから出されるなど、ようやく構造主体として一本だちしはじめたばかりで、言わば揺らん期にあった。したがって、この時期にはまだ『れんが壁を補強する』役割で鉄筋コンクリート造骨組が使われることも多かったようである。

このような大正・昭和初期のれんが壁を持つ鉄筋コンクリート造骨組の建物に、耐震補強を施して、文化財として永く保存し再利用を計る試みが近年全国各地で行われるようになった。その場合、まず耐震診断が行われるが、診断を行う上で必要なれんが壁の耐力や破壊性状に関して不明な点が多いため、やむなく便宜的に、れんが壁を無視して、鉄筋コンクリート骨組だけで評価するといったこともあるようだ。合理的な診断を行うためには、この分野に於いて、もっと多くの実験データを集収することが望まれる。

本実験の目的は、竣工後約50年を経過した実際の建物に関する耐力実験を通じて、れんが壁付鉄筋コンクリート造骨組の地震時の挙動や耐力を解明し、耐震診断のための一つの指針を求めることにある。

2. 対象建物

対象となった建物は、昭和5年に紡績工場として建てられた平屋建物で、全体の規模は梁間方向が、38.5m、桁行方向が160mの長方形平面をなす。構造は、桁行方向の外壁構面が鉄筋コンクリート造骨組とれんが壁からなり、柱の間隔は約5mである。梁間方向は、5スパンの鉄骨架構で、のこぎり形の屋根トラスが載っている。屋根は瓦葺で、天井は無く、床は土間コンクリートである。れんが壁はどこどころエフロがみられるが特に大きい損傷は無く、目地モルタルも外観上著しい劣化は見られなかった。コンクリートの中酸化は仕上げモルタルにのみ観察された。今回、本建物の一部が解体されることになったので、次に述べるような2つの架構について、水平加力実験を行うことにした。



写真1 Aタイプ Pmax = 46.5 ton



写真2 Bタイプ P = 20.0 ton

3. 実験方法

桁行の外壁構面から次の2つの異なる試験架構を選び、上部はりに水平力を加え、架構の耐力、変形、きれつ状況を調べ、比較検討する。

Aタイプ：鉄筋コンクリート骨組 + 窓開口を有するれんが壁

Bタイプ：鉄筋コンクリート骨組のみ

試験架構は、その左右に連なるはり及びれんがを図1に示すように切断し、1架構を独立させた。Bタイプでは、架構内部のれんがも切断し、鉄筋コンクリート骨組のみとした。Aタイプの中央には幅が96.3cm、高さが196.4cmの窓開口がある。(したがって、開口周比 = $\sqrt{\text{開口面積} / \text{壁面積}} = 0.29$)

Aタイプでは、瓦、野地板、母屋を取り除いたが、Bタイプでは、はりの上は剛性の小さい窓であるので、実験に対する影響は少いとしてそのまま残した。架構に平行な配管類や部材は全て切断したが、直交する鉄骨はり、及び床スラブ、基礎ばりは現状のままとした。

鉄筋コンクリート柱の断面は、図2に示すように38cm×43.5cmで、φ22とφ25の鉄筋が配筋されている。帯筋はφ9-@250で、帯筋比は0.13%である。柱の内法高さは、Aタイプが4.83m(h/D=12.7)で、Bタイプが4.10m(h/D=10.8)である。Aタイプの階高が大きいのは、はりが軒より高く、パラベットの役割も兼ねていることによる。

はりの断面は、Aタイプが43.5cm×50cmで、Bタイプが43.5cm×60cmである。配筋は端部の上げが3-φ16、下げが2-φ16で、上げ筋のうち1本が、スパンの約1/4のところまで下に折り曲げられ、スパン中央では下げ筋にかわっている。あばら筋は柱と同様、φ9-@250である。

れんがの積み方は、小口と長手をそれぞれ交互に段を違えて積みかわゆるイギリス式で、幅は1枚半、すなわち32cmである。れんがと柱のつなぎとして、

80cm間隔に、長さ20cmのφ4鉄筋が4本ずつ水平に挿入されている。コーポリングによって柱から抜き取った供試体の圧縮強度は225kg/cm²で、ヤング係数は1.71×10⁵kg/cm²であった。はりの鉄筋の引張強度は、3077kg/cm²で、ヤング係数は2.01×10⁵kg/cm²であった。なお、柱とはりの外側、及び柱とれんが壁の内側には厚さ約2cmでモルタル仕上げがなされている。

加力は、隣りの架構に反力を取り、上部はり端部をオイルジャッキで水平に押す方法をとった。変形の測定ははり中央の水平変位、柱脚の水平及び鉛直変位について行った。

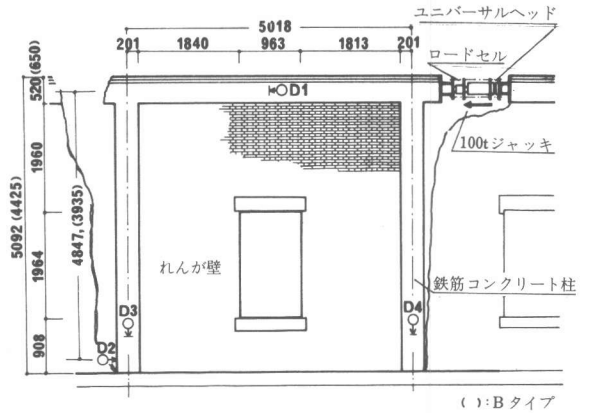


図1 実験方法

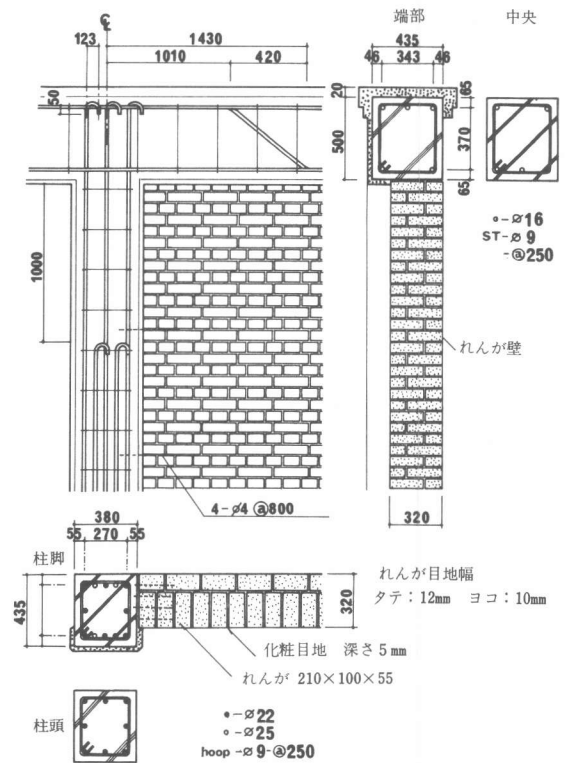


図2 試験架構詳図 (Aタイプ)

4. 実験結果

荷重と水平変形の関係を図3に示す。縦軸は水平荷重 P (ton) を表わし、横軸は水平変形を部材角 R ($1/1000$ rad.) で表わす。 R は次式で算定した。

$$R = \frac{D1 - D2}{H} - \frac{D4 - D3}{L} \quad \left[\begin{array}{l} D1, D2 : \text{上部はり及び柱脚の水平変位。} \\ D3, D4 : \text{柱脚の鉛直変位。} \\ H, L : D1 \text{ と } D2 \text{ 及び } D3 \text{ と } D4 \text{ の距離。} \end{array} \right]$$

Aタイプでは、ほぼ直線的な荷重-変形関係をなし、最大耐力時 $P_{max} = 46.5$ ton, $R \approx 1/1000$ rad. で、開口隅部から斜方向にせん断されつが音をたてて発生し、荷重が低下しはじめる。一度除荷した後、再び加力しても、 $P \approx 42$ ton で荷重は横ばいとなり、柱・はり接合部パネルゾーンにせん断されつが生じた。その後 $R \approx 1/260$ で図4に示すように、開口隅部から上に鉛直のきれつが発生すると同時にはりとれんが壁の間の目地にもきれつが生じたため、れんが壁は3つの部分に分離した。なお、れんが壁のきれつはほぼ目地に沿って発生している。

Bタイプの荷重-変形曲線は初めから丸味を持ち、 $P \approx 15$ ton, $R \approx 1/250$ から勾配が緩くなる。 $R \approx 1/100$ rad. でほぼ最大耐力 $P_{max} = 22$ ton に達し、その後 $P \approx 1/60$ rad. に至っても耐力低下はみられなかった。Bタイプのきれつは、仕上げモルタルの上からの観察であり、実験前から一部きれつが存在していたため、実験によって新たに発生したきれつの判別が困難であった。はっきり識別されたものについて図4に示した。 $P = 17 \sim 18$ ton であり、 $P = 20$ ton で柱に、それぞれ曲げきれつが発生した。なお、せん断きれつは見られなかった。

Aタイプの剛性を破壊時でみると $P/R = 5.37 \times 10^4$ ton/rad. である。Bタイプでは、荷重-変形曲線の勾配が緩くなる $P = 15$ ton での剛性は $P/R = 3.67 \times 10^3$ ton/rad. であった。

5. 検討

今回の実験ではAタイプで最大耐力に達するまでは、れんが壁と鉄筋コンクリート骨組との分離がみられなかった。そこで両者が一体の連続体としてFEM弾性解析を行い、れんが壁のヤング係数や、内部の応力状態等について検討を加える。目地を含んだれんが壁のみかけのヤング係数をかえて架構の剛性を求めた結果を図5に一点鎖線で示した。実験値と比較すれば、初期剛性に於いては、みかけのヤング係数 $E_b = 40$ ton/cm² があてはまるが、破壊時には $E_b = 10$ ton/cm² まで低下している。これは目地などに微少な局部破壊が進行しているためではないかと考えられる。図6には $E_b = 10$ ton/cm² として、破壊時の最大主応力等高線を示したが、開口隅部で応力集中がみられ、最大では 8 kg/cm² 以上になっている。

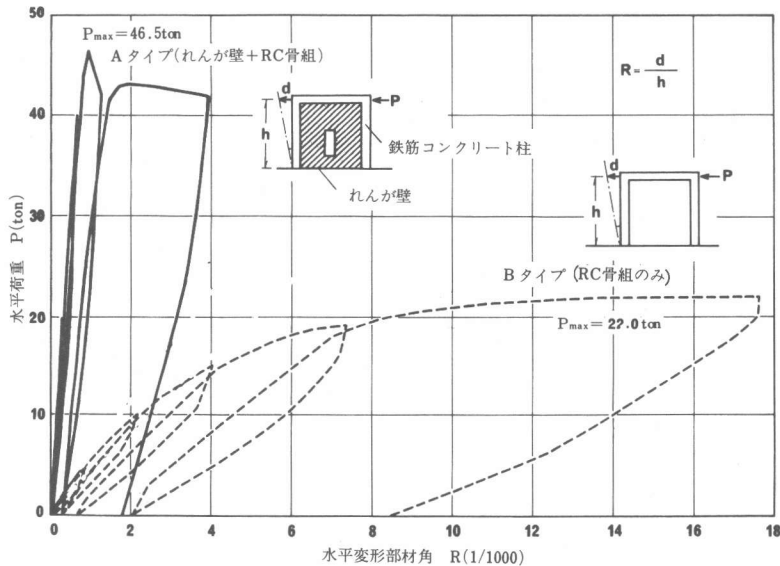


図3 荷重-変形関係

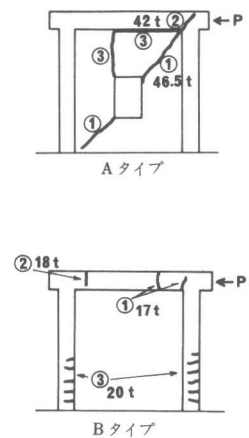


図4 きれつ状況

次に、Aタイプの最大耐力46.5 tonのうち、れんが壁がどの程度の応力を負担しているかについて検討しよう。図7に解析で得られたせん断応力分布を示したが、これによると耐力の83%をれんが壁が負担し、残り17%が鉄筋コンクリート柱によって負担されていることになる。したがって最大耐力時に於けるれんが壁のせん断応力は3.32 kg/cm²で、鉄筋コンクリート柱の平均せん断応力は2.39 kg/cm²となる。それぞれの平均せん断応力の和で、Aタイプの耐力を表わすと次式のようになる。

$$P = 3.32 Aw + 2.39 Ac$$

P : Aタイプの最大耐力 (kg)

Aw : 開口を除いたれんが壁の

水平断面積 (cm²)

Ac : 柱の断面積の和 (cm²)

6. まとめ

れんが壁付鉄筋コンクリート骨組に関する今回の実験から、耐震診断の資料として以下のような知見を得た。

- (1) れんが壁と鉄筋コンクリート骨組はほぼ一体となって挙動するため、れんが壁のせん断破壊が周囲の骨組のせん断破壊を誘発することがある。したがって、れんが壁が付くことによって骨組自身の変形能力も低下する場合がある。れんが壁がせん断破壊するときの変形量は、部材角で1/1000 rad. 以下であり、いわゆる「極ぜい性柱¹⁾」のそれより小さい。なお、れんが壁と柱の間のつなぎ鉄筋が架構の一体性に寄与していることも考えられる。
- (2) れんが壁付架構の剛性は、 5.37×10^4 ton/rad. であった。解析によると、れんが壁の初期ヤング係数は40 ton/cm²であるが、破壊時には10 ton/cm²まで低下している。
- (3) 最大耐力の83%はれんが壁が負担していると考えられる。れんが壁の破壊は目地モルタルに沿って起こっており、終局平均せん断応力度は3.32 kg/cm²であった。これは建築学会「組積造²⁾」の短期許容せん断応力度2.25 kg/cm²を上回っている。

謝辞 本実験にあたり多大な御協力を賜りました日本電装株式会社
の施設部、鈴木部長様はじめ御関係各位に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準」
- 2) 日本建築学会「組積造設計標準」(1964)

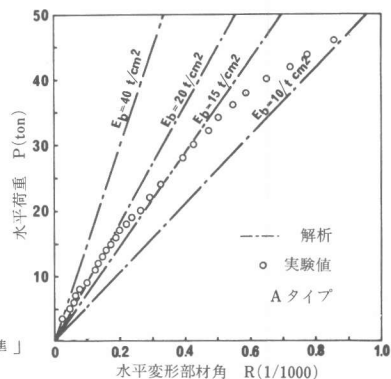


図5 解析による剛性と実験値

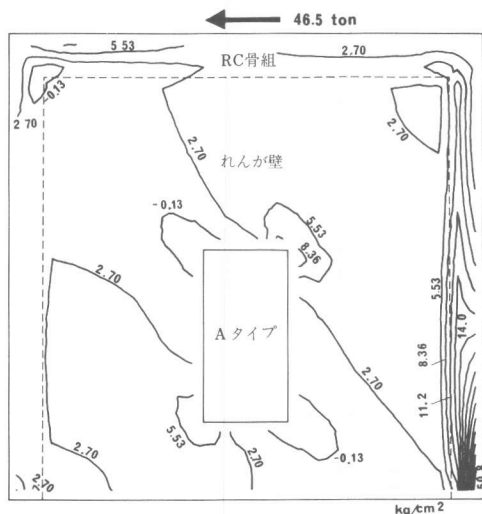


図6 主応力等高線 ($E_b = 10 \text{ ton/cm}^2$)

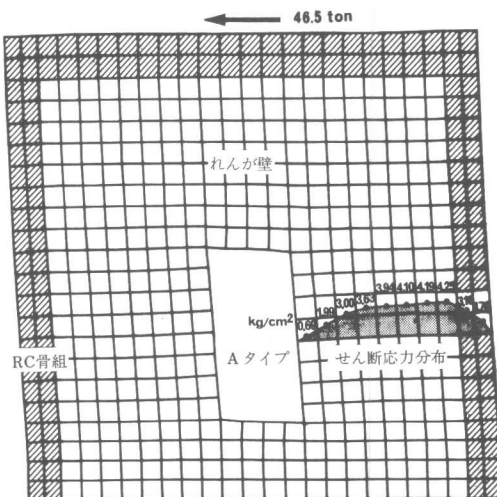


図7 変形及びせん断応力分布 ($E_b = 10 \text{ ton/cm}^2$)