

大正時代後期に建てられた歴史的建造物の解体調査および実大フレーム載荷実験

その3 フレーム載荷試験結果概要と評価

正会員 ○北島 英樹*1
正会員 塩手 博道*1
正会員 沢崎 詠二*1
正会員 高島 秀雄*2

低強度コンクリート 米国式カーンシステム 解体調査
付着強度試験 実大フレーム載荷試験

3.1 試験結果

図 3.1 に柱、図 3.2 梁の断面図、図 3.3 にフレームの水平力-変形角関係の実験結果を示す。層間変形角 1/500 (8.2mm) までは柱・大梁とも降伏に至らずほぼ弾性範囲内であり、変形角 1/250 (16.4mm) より柱に曲げひび割れが生じはじめ残留変形が顕著になった。層間変形角 1/100 (41.0mm) で大梁下端が 3mm程柱フェイスから離間し、1/50 で 7~8mm程度離間したが、梁端部が自重で沈下することはなかった。層間変形角 1/50 (82.0mm) まで載荷したが、せん断破壊、付着割裂破壊等の脆性的なモードは発生しなかった。

柱脚に取り付けたひずみゲージのうち最大のひずみを生じたものを図 3.4 に示す。ここで図 3.4 の応力は、その 2 の部材特性から予測される応力-ひずみ関係に、得られたひずみを代入したものであり、測定値ではない。測定の結果、1/250 程度まではほぼ弾性範囲内であることが確認されたが、1/250 を超えると柱の主筋が降伏領域に入り出した。

次に大梁下端主筋 (カーンバー) の応力状態について図 3.5 に示す。ここでは、横軸にフレームの水平変位を、縦軸に歪ゲージの値に鉄筋のヤング係数の平均値 (203.8 kN/mm²) を掛けた応力度を示す。引張応力度は変形角 1/250 のサイクルで 60 N/mm² 程度まで達した後、それ以降歪が増えることはなかった。変形角 1/100 で目視により大梁端部下端の離間が確認されていることから、1/250 以降においては主筋がスリップし引張応力が生じなかったと考えられる。また、圧縮応力度は 200 N/mm² 程度が最大であり、弾性範囲内であったと考えられる。

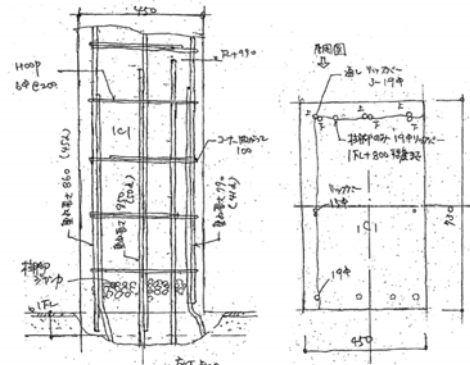


図 3.1 柱のはつり調査結果

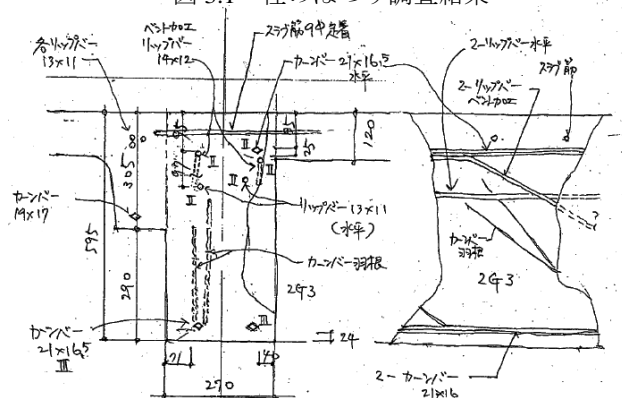


図 3.2 大梁のはつり調査結果

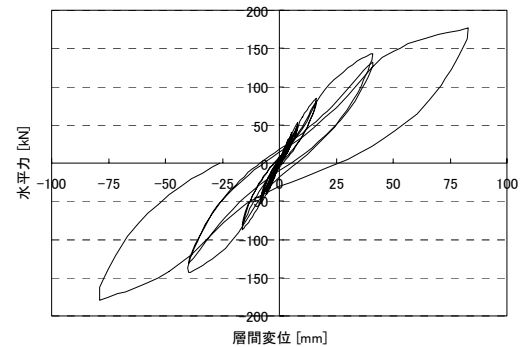


図 3.3 復元力特性

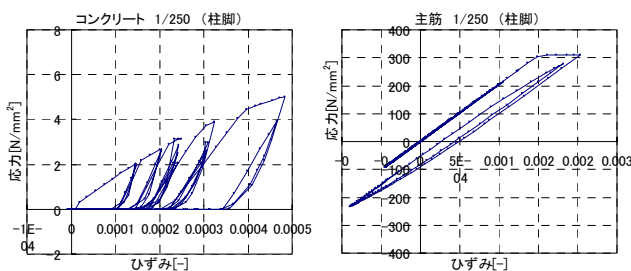


図 3.4 柱脚ひずみゲージ測定結果

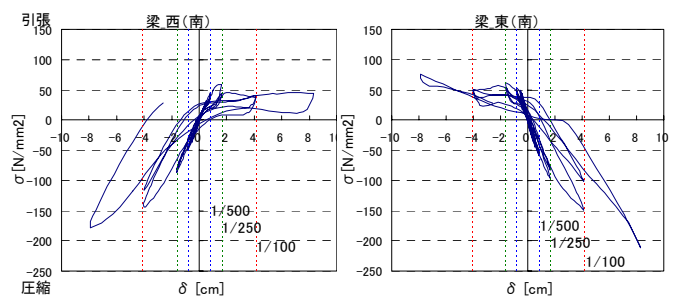


図 3.5 フレーム水平変位-大梁下端応力関係

3.2 増分解析による評価

今回の試験結果の妥当性を評価する為、増分解析を行った。解析モデルは門型フレームとし、柱脚の固定度を評価する為、基礎上部の柱および基礎梁モデル化した(図 3.6 参照)。材料特性はその2の結果の平均値とし、コンクリート ($F_c = 8.3\text{N/mm}^2$, $E_s = 6040\text{ N/mm}^2$) および主筋 ($F_y = 310\text{N/mm}^2$, $E_s = 203800\text{ N/mm}^2$) とした。なお柱・梁のひび割れモーメントの算定にあたっては、ヤング係数が RC 規準 1991 年版式に $F_c 8.3$ を代入した値の 50%程度であったこと及び低強度コンクリートであり生じている応力に対してすでに曲げひび割れが生じていると想定されるため、

$$M_{cr} = 0.5 \times 1.8 \sqrt{\sigma_B} \cdot Ze + ND/6 \quad [\text{kgf/cm}^2]$$

により求めた。大梁のせん断耐力については荒川 min 式にて $p_w=0.0\%$ として計算すると 35.4kN ($\tau_u=0.31\text{N/mm}^2$) となる。大梁のせん断耐力を考慮すると解析上 1/700 程度で梁がせん断破壊となり、その後急激に剛性が落ちた。これは低強度コンクリートおよびせん断補強筋が少ないときに、終局せん断耐力式によるせん断耐力が過小評価されることによると考えられる。そこで大梁のせん断耐力を考慮しない場合の終局メカニズムを図 3.7 に、水平力-変形角関係を図 3.8 に示す。初期剛性は実験値とほぼ同じであったが、耐力については実験値より 1.4 倍程度大きくなった。これは主筋のひずみ硬化領域を評価していないことおよび柱脚継ぎ手部に主筋が多く入っていることによると考えられる。なお、終局メカニズム時に大梁に生じたせん断力は、 64kN ($\tau_u=0.56\text{N/mm}^2$) となった。

3.3 全体まとめ

低強度コンクリートの実大フレームによる載荷実験を行い、解析モデルとの結果を比較した。その結果

- ① 載荷実験はせん断破壊、付着割裂破壊等の脆性的な破壊は無く、1/50 までの安定した履歴ループを得ることができた。
- ② 大地震時において層間変形角 1/500 以内であれば十分安定した変形能力をもっていると考えられる。これは大梁下端筋が層間変形角 1/250 を越える変形時に滑ることで、梁端部の離間による層間変形追従を行ったことにより、大梁や柱個材への応力の増大はなく、せん断破壊や付着割裂破壊などの脆性破壊のモードが生じなかったと考えられる。
- ③ 大梁下端のカーンバーはすべりを生じて脆性的な挙動を示さなかったことから、免震改修設計においてはレベル 2 時において終局付着応力度 τ_u を超えることを許容できると考える。

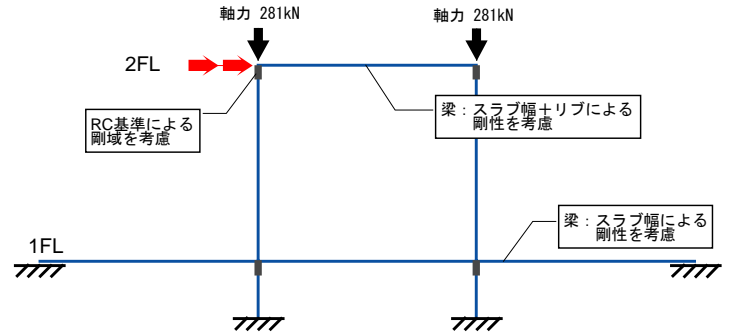


図 3.6 モデル化図

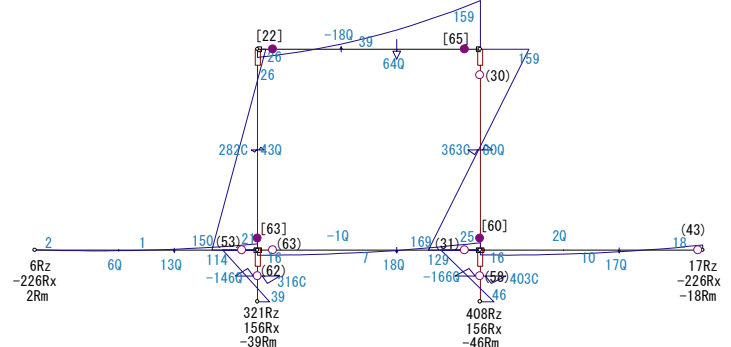


図 3.7 終局メカニズム (1/50 Rad)

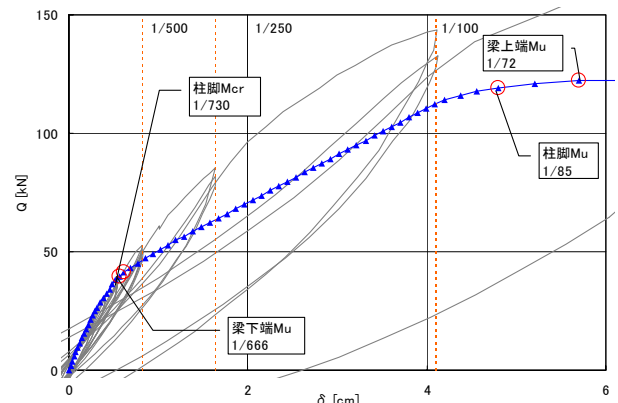


図 3.8 実験値と解析値の比較

- ④ 荒川式によるせん断強度を大梁に適用した場合 τ_u は 0.31N/mm^2 程度と小さく、復元力特性は良く一致しない。実験ではせん断破壊が見られなかったことから、低強度コンクリートやあばら筋がない場合に荒川式を適用することは適切でないと考えられる。
- ⑤ 1/500 のサイクルまでは、実験と解析モデルの復元力特性は良く一致した。解析において、曲げひび割れ応力度を $0.5 \times 1.8 \sqrt{F_c}$ としたが良く一致している。
- ⑥ 1/250 以降のサイクルにおける復元力特性は、実験が解析モデルを大きく上回った。大梁下端主筋が付着強度に達する層間変形角は 1/666 となり、試験において 1/250 のステップ (1/500 を超え 1/250 まで) にて付着強度に達した結果とほぼ一致した。

〔謝辞〕 載荷実験の計画にあたり、御指導頂きました日本建築防災協会岡田先生に謝意を表します。

*1 株式会社 山下設計

*2 金沢工業大学 教授・工学博士

*1 Yamasita Sekkei Inc

*2 Kanazawa Institute of Technology