

[100] 連層耐震壁を含む鉄骨鉄筋コンクリート架構の 弾塑性挙動について

正会員 若林 実 (京 都 大 学 防 災 研 究 所)
 正会員 南 宏一 (大 阪 工 業 大 学 工 学 部)
 正会員 ○ 村上利憲 (長谷川工務店 構造技術開発室)
 正会員 中岡章郎 (長谷川工務店 構造技術開発室)

1. はじめに

連層耐震壁を含む架構を必要かつ十分な強度と変形能力を有する耐震的な構造物とするためには、この連層耐震壁を曲げ破壊先行型として、架構のある特定層のせん断破壊等による崩壊を防止し、上下層への応力再分配を可能ならしめる方法が考えられる。しかし、現状の耐震壁の実験的研究はせん断破壊先行型の独立耐震壁に関する研究が主流であり、せん断破壊および曲げ破壊を生じる連層耐震壁を含む架構に関する実験的研究は少ないと思われる。本報告は、連層耐震壁を含む鉄骨鉄筋コンクリート架構の下層部における弾塑性挙動を実験的に検討し、履歴特性、各層における耐震壁の変形挙動、曲げおよびせん断剛性低下率、部材塑性率と架構塑性率などに関して報告するものである。

2. 実験計画

連層耐震壁を含む7階建架構の下層部における性状を調べるために、耐震壁の両側にはり反曲点位置までの長さを持つ境界ばりを含めた形で下層部3層半を取り出し、上部構造(下層部3層半より上層部)から伝達される応力に対応する外力-長期軸力に相当する圧縮力、曲げモーメント(以下転倒モーメント)をその位置に作用させた。また、層せん断力は実際の架構では各層により異なるが、実験手法の簡略化のために4層中間位置に集中水平力を加え、各層一定のせん断力分布となるようにした。実験方法については参考文献²⁾³⁾を参照されたい。

本実験計画において特に留意した点は、現状では慣行とされている壁ばりを取り除いて計画したことと、上部構造から伝達される転倒モーメントを考慮して計画を行なったことである。

3. 試験体

試験体は実物の約3分の1のスケールで2体計画し、図1に示すように壁補強筋として通常用いられている縦横壁配筋を施した試験体TK1と、筋違的に用いた鉄筋ブレース配筋を施した試験体TK2とした。試験体の1階脚部境界条件は固定とし、TK1の壁筋(SD30, D6 @ 100)が負担するせん断耐力とTK2の鉄筋ブレース(SD30, 3-D13)が負担するせん断耐力を等しく設計し、TK2にはさらにコンクリートはく離防止筋(SR24, 3φ @ 100)を施し、鉄筋ブレースには補強筋(SR24, 3φ @ 50)を配した。なお、鉄筋ブレースはガセットプレートを通じて柱鉄骨に溶接定着させた。

コンクリート打設は両試験体同時に、縦打ちで行なった。

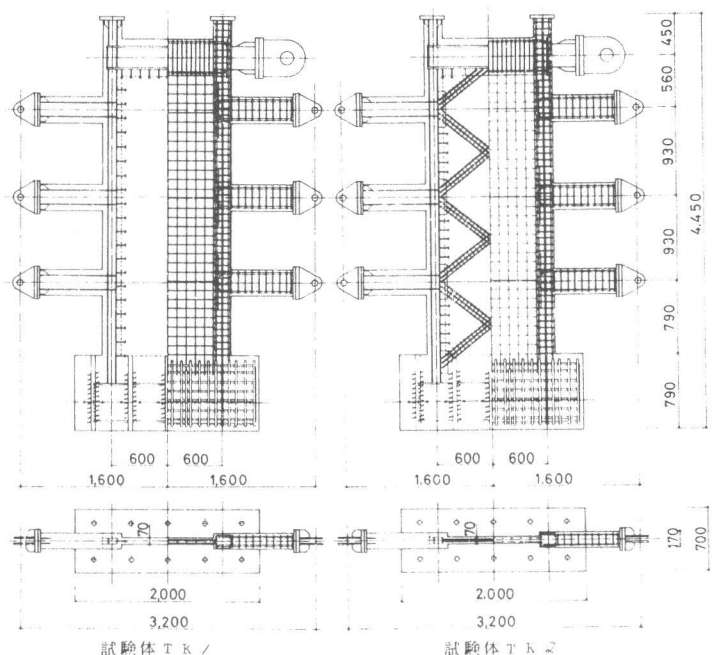


図1 試験体詳細図 (単位mm)

4. 破壊モードと履歴曲線

図2に最終破壊状況を示す。TK1は壁板全体に亘って斜張力ひび割れ（図中②③）が生じ、次いで1層壁板にスリップ破壊（⑦⑧）が生じることによって破壊に至るせん断破壊の様相を示しているのに対してTK2では壁板の斜張力ひび割れ（②③）の他に鉄筋ブレースに沿った付着ひび割れ（⑩）が生じ、1層壁板の鉄筋ブレースが面外方向に座屈（⑫）しているものの1層柱脚部が圧潰することにより破壊に至る曲げ破壊の様相を示している。なお、いずれの試験体においても、壁ばりを取り除いた事による影響は特に認められなかった。

図3に履歴曲線を示す。縦軸は水平せん断力 Q を、横軸は水平力作用線上で得られた相対部材角 R を表わす。TK1の履歴曲線はスリップ性状を示す逆S字形であるのに対して、TK2ではエネルギー散逸量の大きい鋸歯形を示しており、TK2の方が耐震性に富んだ架構であると思われる。

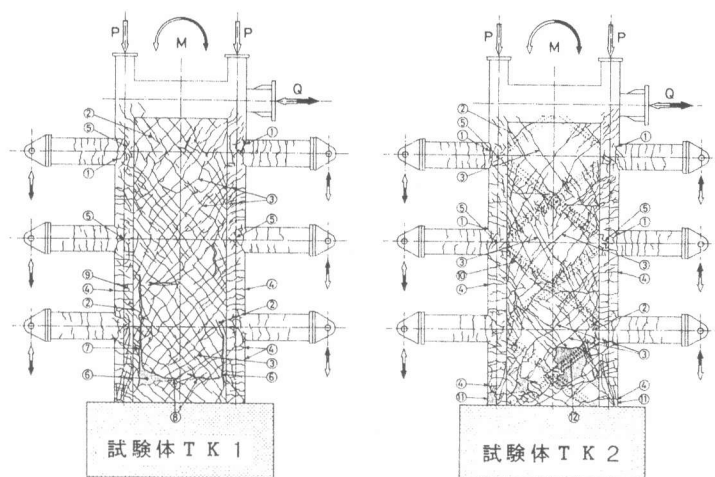


図2 最終破壊状況

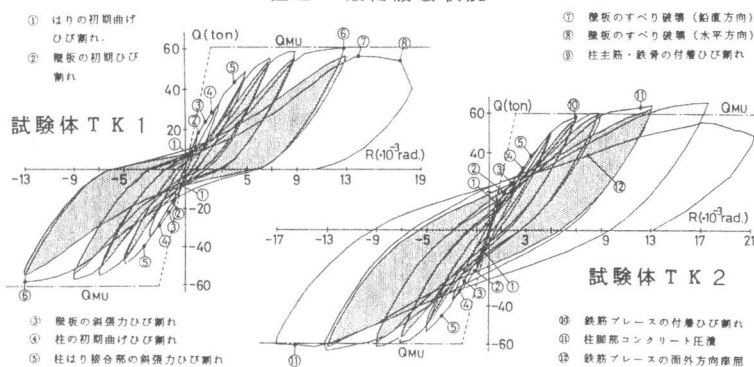


図3 履歴曲線

5. 境界ばりの塑性回転量

境界ばりの変形能力を検討するために、図4に示すように柱はり接合部を剛体と仮定し、実験より得られた境界ばりの節点回転角 $\theta + \theta_v$ と、境界ばりを一端に剛域を有する単純ばりに置換し、理論的に求めた曲げ降伏時の節点回転角 θ_y との比 $m\mu$ を境界ばりの塑性回転量として図5に示す。縦軸は境界ばりの塑性回転量 $m\mu$ を、横軸は相対部材角 R および架構としての塑性率 $s\mu$ （後述の終局せん断耐力および初期剛性より求めた降伏部材角 R_y に対する実験より得られる相対部材角 R の比）を表わす。

最大耐力時における境界ばりの塑性回転量は、TK1では4階で約8、3階で約5、2階で約3であり、TK2では4階で約12、3階で約10、2階で約6となっており、両試験体とも上層部の境界ばり程塑性回転量が大きく、また、曲げ破壊の様相を示したTK2の方が境界ばりの塑性回転量が大きい傾向を示している。

架構としての塑性率はTK1で約6、TK2では約8であり、架構の塑性率よりも上層部の境界ばりの塑性回転量の方が大きい傾向を示している。

6. 壁板の変形状、せん断変形と曲げ変形の割合

試験体の各柱はり接合部位置で測定した変形を各層壁板の変形と仮定し、この壁板の変形成分としてせん断変形、曲げ変形およ

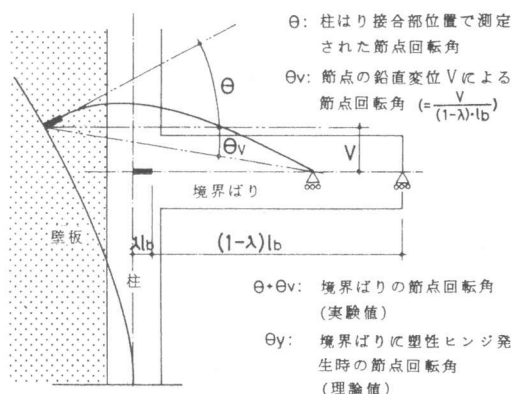


図4 境界ばりの変形

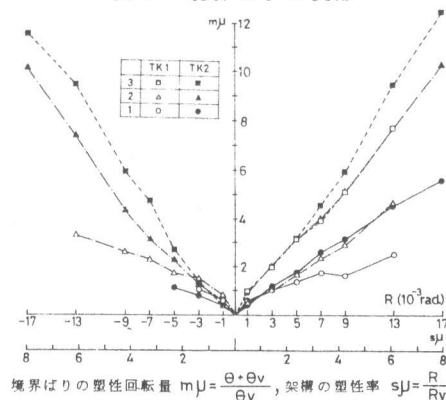


図5 境界ばりの塑性回転量

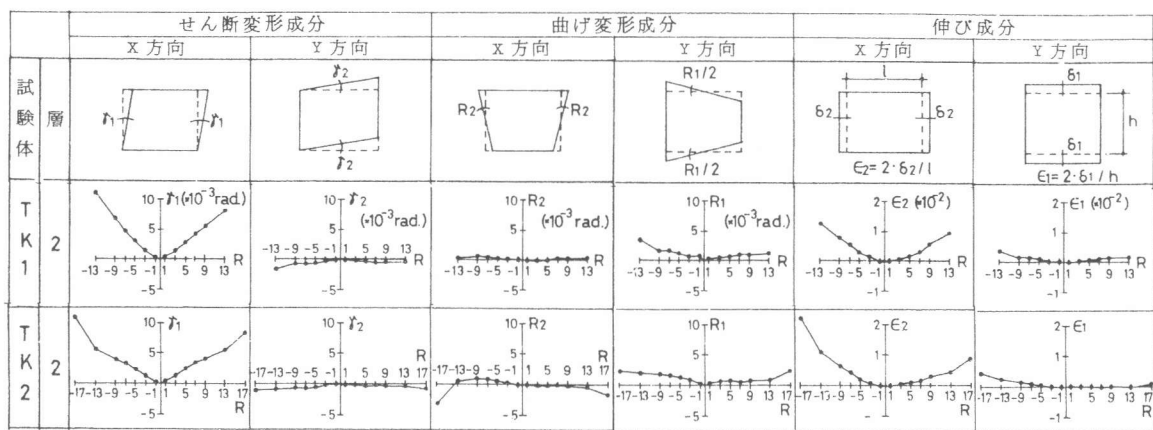


図6 壁板の変形成分

び伸び変形を考え、下層部壁板の回転による影響を含まないようにしてそれぞれの変形成分を求めた。結果の一例として両試験体の2層壁板の各変形成分を図6に示す。縦軸はせん断変形角 γ_1, γ_2 、回転角 R_1, R_2 、伸びひずみ ϵ_1, ϵ_2 を、横軸は相対部材角 R を表わす。せん断変形成分は γ_1 が支配的であり γ_2 はほとんど認められない。曲げ変形成分 R_2 および伸び変形成分 ϵ_2 は壁板が横方向に膨張している事を示しTK1の方が若干大きい。これは壁ばりを取り除いた影響と鉄筋ブレースが壁板の膨張を拘束している影響と考えられる。

図7に各層壁板のせん断変形、曲げ変形の推移状況並びに、せん断変形と曲げ変形の割合を示す。縦軸は水平せん断力 Q を、横軸は層間部材角 iR ($i=1, 2, 3$) および比率を表わす。壁板全体に亘り斜張力ひび割れが発生する時 ($R=3.0 \times 10^{-3}$ rad.) までは、両試験体ともせん断変形の占める割合が徐々に増加する。しかし、壁板に斜張力ひび割れが発生した後は、変位振幅には関係なくせん断変形と曲げ変形の割合は一定であり、せん断変形の占める割合は、TK1の3層壁板で約40%、2層で約50%、1層で約70%、TK2の3層で約30%、2層で約45%、1層で約65%となっている。TK2に比してTK1の方が各層においてせん断変形の占める割合が大きく、両試験体とも下層部程せん断変形の占める割合が大きい。最大耐力時においてもこの割合はほぼ一定であり、両試験体とも曲げおよびせん断破壊が同程度に混合されたものと思われる。

7. 曲げから決まる終局せん断耐力

図8に試験体のフリーボディのつり合いを示す。外力は上層部から伝達された転倒モーメント M_t (層せん断力 Q_{MU} と比例関係にあり、 $M=\alpha \cdot l \cdot Q_{MU}$, $\alpha \cdot l=0.5$ l : 柱中心間距離) 軸力 $2P$ 、各層一定のせん断力 Q_{MU} であり、反力は境界ばりの抵抗力 R である。1層壁脚部の内力は壁脚部の柱主鉄筋および鉄骨の引張合力 P_{ST} 、壁筋およびブレース筋の引張合力 P_W, P_B 、コンクリートの圧縮合力 C_C およびせん断応力度 τ 、柱主鉄筋および鉄骨の圧縮合力 P_{SC} である。両試験体とも曲げ破壊し、最大耐力時には境界ばりも曲げ降伏していると仮定した。なお、

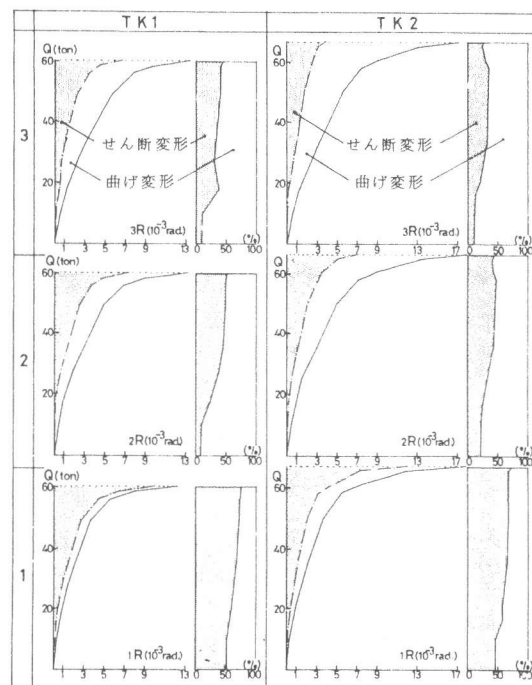


図7 せん断変形と曲げ変形の割合

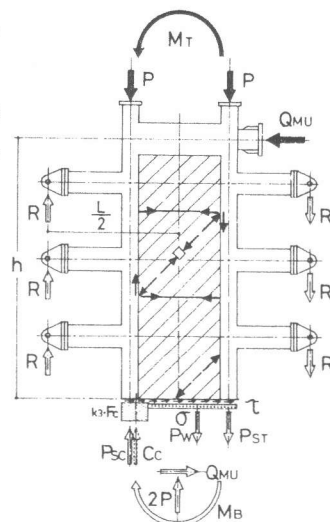


図8 フリーボディ図

壁脚部の終局曲げモーメント M_B は拡張累加強さにより求めた。従って、壁脚部のモーメントのつり合いから、終局せん断耐力を求める。

$$Q_{MU} = \{ M_B + 6 \times (L/2) \times R \} / (\alpha \times l + h)$$

上記の計算結果より、試験体 TK 1 の終局せん断耐力 Q_{MU} は 60.88 ton で、試験体 TK 2 は 59.40 ton である。両試験体の計算結果は図 3 の履歴曲線上に一点鎖線で示している。なお、初期剛性も合せて図中の点線で示している。両試験体とも曲げ破壊を想定した終局せん断耐力と実験結果とは良く一致している。なお、壁ばりを取り除いた事による耐力への影響はほとんど認められなかった。

8. 割線剛性低下率

実測された壁板の曲げ変形、せん断変形から、各々の剛性低下を検討する。図 9-(a), (b)、図 10-(a), (b) は両試験体の各層壁板の曲げおよびせん断剛性低下率を示し、縦軸は曲げおよびせん断剛性低下率 α , β を、横軸は各層壁板の曲率 ϕ およびせん断変形角 γ を表わす。最小 2 乗法により、曲げ剛性低下率と曲率、せん断剛性低下率とせん断変形角との関係を求めると下式のようにになる。

$$\alpha = 14.113 \times 10^{-3} \times \phi^{-0.489} \quad \beta = 6.777 \times 10^{-3} \times \gamma^{-0.595}$$

曲げ剛性およびせん断剛性は曲率およびせん断変形角の増加とともに急激な低下を示し、終局曲げ剛性低下率は両試験体とも 1 層で約 0.1、2 層で約 0.3、3 層で約 0.6 であり、下層部程低下の割合が大きい傾向を示した。終局せん断剛性低下率は両試験体とも各層で約 0.1 である。せん断剛性は各層均一に低下しており、これは層せん断力が一定であるためと考えられる。

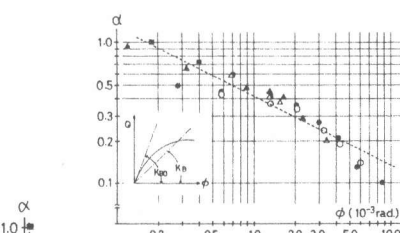


図 9(a) 曲げ剛性低下率 (両対数グラフ)
 $\log \alpha - \log \phi$ の関係

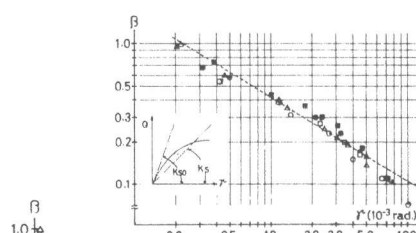


図 10(a) せん断剛性低下率 (両対数グラフ)
 $\log \beta - \log \gamma$ の関係

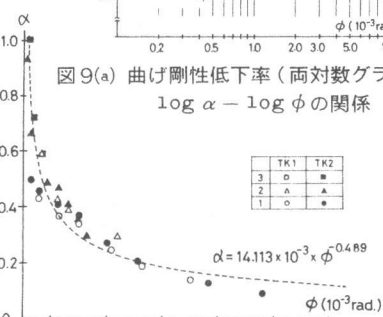


図 9(b) 曲げ剛性低下率

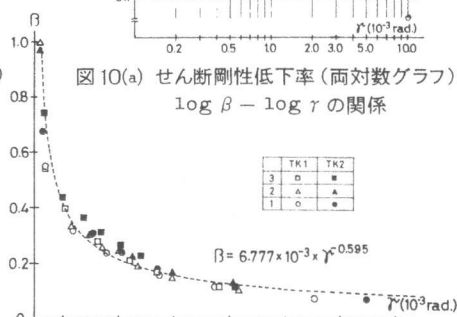


図 10(b) せん断剛性低下率

9. 結語

壁板のせん断補強方法としては、縦横壁配筋よりも鉄筋ブレースを用いた方がエネルギー散逸量の大きい鈎錘形の履歴曲線を示し、耐震性に富んでいる。境界ばりは連層耐震壁を含む架構の変形に追従し得る変形能力を有する部材とし、特に、曲げが支配的な連層耐震壁の場合には、上層部程変形能力を有する部材とする必要がある。

壁板の変形性状として、せん断変形、曲げ変形、伸び変形成分を考慮した手法は壁板の変形性状が良く把握できるものと考えられる。なお、壁ばりを取り除いた影響としては、壁板の膨張が認められたが、変形性能、並びに、耐力に影響を与える要因にはならないと考えられる。鉄骨鉄筋コンクリート構造物は高層であり、連層耐震壁を含んでいる。従って、曲げの影響を受ける連層耐震壁を含む架構の剛性評価としては、せん断剛性、および曲げ剛性の低下を共に考慮する必要があると思われる。

参考文献

- 1) Wang, T.Y., Bertero, V.V., and Popov, E.P., "Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Framed Walls", Report, No. EERC 75-23, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1975.
- 2) 福岡孝之、入谷五郎、村上利憲、中岡章郎、南 宏一、若林 実、"連層耐震壁を含む鉄骨鉄筋コンクリート架構骨組の弾塑性挙動に関する実験的研究、その 1、その 2、"日本建築学会近畿支部研究報告集、昭和 56 年、pp. 273 ~ 280.
- 3) 入谷五郎、常松 豪、村上利憲、中岡章郎、福岡孝之、南 宏一、若林 実、"連層耐震壁を含む鉄骨鉄筋コンクリート架構骨組の弾塑性挙動に関する実験的研究、その 3、その 4、その 5、その 6、"日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州)、昭和 56 年、pp. 2151 ~ 2158.