

鉄筋コンクリート連層耐震壁の曲げ変形性状と部材 モデルについて(耐震壁)

| メタデータ | 言語: Japanese |
|-------|--------------------------------------|
| | 出版者: 日本コンクリート工学協会 |
| | 公開日: 2022-03-29 |
| | キーワード (Ja): |
| | キーワード (En): |
| | 作成者: 荒井, 康幸, 荒川, 卓, 溝口, 光男 |
| | メールアドレス: |
| | 所属: |
| URL | http://hdl.handle.net/10258/00010500 |

論 文

[2094] 鉄筋コンクリート連層耐震壁の曲げ変形性状と部材モデルに ついて

正会員O荒井康幸 (室蘭工業大学工学部) 正会員 荒川 卓 (室蘭工業大学工学部)

正会員 溝口光男 (室蘭工業大学工学部)

1.はじめに

連層耐震壁を含む鉄筋コンクリート建物の地震時における挙動を正確に把握するためには、耐 震壁の変形性状をできるだけ忠実に表現できる適切なモデルを作成する必要がある。耐震壁の弾 塑性曲げ変形挙動を解析する方法としては、材軸直交分割法や壁材軸に沿う曲率の分布形を仮定 する曲率直線分布法などがある[1]。これら平面保持の仮定の下で構成式を組み立てる方法の他 に、耐震壁を各種のバネの組合せとしたモデルが考えられているが[2]、実験データと直接対応 させて作成されたモデルは見当らないようである。本報告では、耐震壁の曲げせん断実験を行っ た前報[3]の実験資料を用いて曲げ変形性状に関する検討を行い、その結果に基づいて連層壁付 きフレームの構造解析用部材モデルを作成したので報告する。

2.実験資料の概要

検討に用いた資料は、図-1に示すようにシアス パン比(M/QD)と壁高を3とおりとし、常に図示のモ ーメント分布となるように正負漸増繰り返し加力を 行った試験体である。試験体の断面、柱主筋量、壁 補強筋量等は全て同一であり、一定の軸力(平均軸 方向応力度 σ o=25Kg/cm²)がかかっている。これら の試験体の破壊状況は、シアスパン比によって曲げ 破壊型からせん断破壊型に移行している。実験の詳 細については前報[3]を参照されたい。なお、検討 する変形の範囲は、曲げ降伏した試験体のコンクリ ートが圧壊して耐力が低下する以前の繰返し6サイ クル(部材角R=1/100rad)までとした。

3.曲げ変形性状の検討

曲げ降伏後にせん断変形が急増することが知られ TL10N L ており、これに関して平石は引張側柱を弾塑性の変 図-1 試験体 断面材としたトラスモデルを提案している[4]。本実験の試験体につい ても前報[3] に記したように、曲げ降伏以後の繰返しピーク時の変形性 状はトラス的な変形機構を示していた。そこで本報告では、典型的な曲 げ降伏現象を示した試験体について、図-2に示す部材角R(壁頂の水 平変形 δ /計測点高さh)と壁頂回転角 θ Tとの関係を、加力開始時から 繰返し加力の全過程について調べてみた。その結果を図-3に示す。図 によると、同図(a)~(c)のM/QD=1.48の試験体については、 θ T-R曲線 は部材角Rの小さなうちから全範囲にわたってほぼ直線となっており、







図-2 トラスモデル



図-4 側柱頂部の鉛直変位[H10N] TH10N がやや離れているものの直線 θ_T =Rにほと んど一致している。同図(d)のM/QD=0.87のSM10Nに ついては、壁頂回転角 θ_T は部材角Rより小さな値 となっているが、Rが大きくなると θ_T -R曲線の 包絡線は直線 θ_T =Rに概ね平行となっている。

トラスモデルでは引張側柱の伸びによって壁頂 に水平変形 δ が生じ、他の部材の伸縮を無視する と $\theta_{T} = R(=\delta/h)$ となる。側柱頂部の鉛直変位 V_Lと部材角Rとの関係は図-4に示すとおりであ り、圧縮側柱となる場合の縮みは引張側柱となる 場合の伸びに比べて極めて小さい。一方、M/QD= 1.48の試験体3体の曲げ降伏時せん断力は、せん 断ひび割れ荷重計算値 (Aw $\sqrt{c\sigma t^{2} + c\sigma t \cdot \sigma}$ κ_{v})よりも小さいので、せん断力による変形(斜 め圧縮材の縮み)はごく小さなものと考えられる。 これら3試験体に比べてシアスパン比の小さいSM 10Nでは、せん断力が大きくなるので、これによる 変形が現われて部材角Rが壁頂回転角 θ_{T} より大き くなっていると思われる。

M/QD=1.48の3 試験体のせん断力Q-壁頂回転角 θT 曲線とせん断力Q-部材角R曲線を比較して 図-5に示す。前掲の図-3でも示されているが、 曲げ降伏以前の極めて早い段階からQ-θT 曲線



とQ-R曲線は良く一致している。また、繰返し加力時の履歴特性についても非常に良く対応している。

図-6に壁材軸上の壁頂部鉛直変位V(左右の側柱頂 部鉛直変位の平均)と壁頂回転角 θ Tとの関係を示す。 シアスパン比が1.48と0.87の両試験体とも、V- θ T曲 線は繰返しによる履歴ループもあまり描かず、また、鉛 直変位Vは回転角 θ Tの原点付近ではほぼOで変化も少 ないが、 θ Tが大きくなると正負のそれぞれの方向にほぼ 直線的に増大している。曲げひび割れ発生後からトラス 的な変形機構になるものとすると、曲げひび割れ後のV と θ Tとの関係はV=(θ T- θ Tc)d/2(θ Tc:曲げひび 割れ発生時の壁頂回転角、d:側柱中心間距離)となり、 図-6の1点鎖線のように表される。ここで、 θ Tcは後 述の壁脚モーメントー壁頂回転角曲線を3折線にモデル 化した第1折点の回転角を使用した。同図の1点鎖線と 実験曲線を比較すると両者は良く一致している。

以上のように、部材モデルを作成する上で は、曲げによる壁の変形は、曲げひび割れ発 生後から繰返し加力時を含めて圧縮側柱脚を 中心として回転すると考えることができよう。 そこで本論では、壁脚・壁頭間を弾性部材と し、曲げひび割れ後の塑性回転変形 θ P は、 図ー7(a)に示す回転バネを同図(b)のように 壁脚に挿入して表すこととする。

(a)TH10N

15

 $0 \theta_{TC}$

θту

(b)H10N

(c)SHION

MO 30 [t•m]

Ľ

15



図-8 $Mo-\theta$ T曲線の包絡線

 $\theta_{\rm T}$ [10⁻³rad]

(負加力時)

5

θ_T [10-3rad]

4. 回転バネの剛性

反曲点高さが壁高よりも高い試験体6 体(図-1参照)について、壁脚モーメ ントMo-壁頂回転角θT関係の包絡線を 図-8に示す。前記の図ー7に示した曲 げ変形モデルのθTは、弾性回転角θEと 回転バネによる塑性回転角θPとの和で あるから、回転バネの剛性はMo-θT関 係が定まるとおのずと決まる。図ー8の 各試験体のMo-θT曲線の包絡線は図の ように3折線でモデル化することができ よう。同図のモデル化包絡線は、第1剛 性を弾性回転剛性計算値とし、第1およ び第2折点はそれぞれ図上で実験曲線に 合わせて設定した。第1折点のモーメン

| 表 | 1 |
|---|---|
|---|---|

| | Mc t∙∎ | calMc t∙∎ | Mc calMc | My t∙∎ | calMu t∙∎ | <u>My</u> calMu | θτ у 10 ⁻³ rad | ¢oy 10 ⁻⁶ 1/mant |
|-------|-----------|--------------|-------------|-----------|--------------|--------------------|-------------------------------------|--------------------------------|
| THION | 20.1 | 13.7 | 1.47 | 29.1 | 28.3 | 1.03 | 2.33 | 4.40 |
| HION | 19.8 | 15.0 | 1.32 | 29.1 | " | 1.03 | 2.13 | 4.32 |
| SHION | 18.0 | 13.4 | 1.34 | 29.4 | " | 1.04 | 1.77 | 4.59 |
| MION | 18.0 | 14.6 | 1.23 | 27.6 | " | 0.98 | 1.53 | 5.05 |
| SM10N | 18.9 | 14.4 | 1.31 | 28.8 | " | 1.02 | 1.40 | 4.98 |
| SLION | 17.0 | 13.6 | 1.25 | 26.7 | " | 0.94 | 1.30 | 5.64 |
| | | | | | | | | |

calMu=[0.9at・sfu+0.4ag・sfwu+0.5N(1=N/BLFc)]L, calMc=(cgt+Go)Z 式中の記号は文献[5]を参照



図-9 たわみ性分布の仮定

トMc、第2折点の降伏モ-メントMyおよび降伏時壁頂回転角θTyを表-1に示す。Myは終局曲 げ強度式による値calMuにほぼ一致しているが、Mcは曲げひび割れ計算値calMcより約30%大き な値となっている。ところで、降伏時における曲率の鉛直方向の分布形状は、前報[3]で述べたよ うに、たわみ性分布を図-9のように仮定して得られる曲率分布に良く対応している。これを利 用して壁頂回転角がθTyとなるときの壁脚の曲率φoyを求めると同表中の値になる。このφoyと 前記のMc、Myを用い、第1剛性を弾性曲げ剛性として壁脚部のモーメントMo-曲率φo関係の モデル化包絡線を描くと図-10のようになる。同図には実験による包絡線も示したが、両者の降 伏時曲率は良く対応していると言えよう。したがって、壁脚の降伏時曲率を定めるとシアスパン や壁高が異なっても、図-9のたわみ性分布から得られる曲率を積分して降伏時壁頂回転角を求



図-10 Mo- øo曲線の包絡線



図-11 Mo- θ T関係の履歴特性[H10N]

めることができる。 さて、θτyはシアスパ ン比が同じ場合に壁高が高いほど大きいが、 φoy はほぼ同じ値になっている。シアスパ ン比が小さくなるとφoyは大きくなる傾向が あるが大差はない。本実験のφoyは5×10⁻⁶ 1/mm 前後となっているが、これに関する実 験データの蓄積が必要であろう。 本実験の φoyを中立軸が圧縮側柱中心にあるとして引 張側柱脚部のひずみ度でみると約0.5~0.6% になる。

図-11に壁脚モーメントMo-壁頂回転角θT 関係の 履歴曲線を示す。同図には武田モデル[5] による履歴ル ープも比較して示した。モデルの包絡線は前掲図-8の モデル化包絡線を使用し、武田モデルの繰返しルールに おける除荷時剛性低下指数は1.0としている。 両者を比

較すると、6サイクル目(θτ≒ 1/100rad)のループに比較的大きな違いが見られるが、5サイ クル目(θτ≒6/1000rad)まではほぼ対応していると言えよう。

次に、反曲点高さが壁高より低い場合について考える。この場合には、図-12に示すように反 曲点高さで壁を上下A,Bに分割してそれぞれの部分で材端回転角を考え、両者を合わせて壁全 体の曲げ変形とする。これによって作成したTM10NとTL10Nのせん断力Q-壁頂回転角θT 関係を 実験による包絡線と共に図-13に示す。ここで、A,Bそれぞれの部分に必要な材端モーメント-材端回転角関係は、同一シアスパン比の試験体のMc、Myおよびφoyを用いて作成した。モデル 化したQ-θT 関係と実験曲線を比較すると、同図(b)のTL10Nではせん断破壊したので以後に開 きが見られるが、それまではTM10Nを含めてほぼ対応していると言えよう。図-14にはTM10Nにつ いての壁頂の鉛直変位VとθT の関係を示した。θT が大きくなるにつれて、実験によるVはモ デル化曲線を上回っているが、これはせん断ひび割れによって壁板が膨張したためと思われる。 両試験体とも壁頂の材端モーメントは第1折点のMcを越えていないので十分な検討を行っている とは言い難いが、反曲点が壁内に存在する場合には上記のようにモデル化できるものと考える。 5.部材モデルと構成方程式

連層壁の壁脚・壁頭に設けた節点A、Bに関する部材モデルの構成方程式を導く。回転バネは

図-12 曲げ変形モデル



図-15に示すように、反曲点が壁外にある場合には壁脚のみに、 壁内にある場合には脚部と頭部に回転バネを設ける。繰返し荷 重を受ける場合には、バネの回転方向によって回転中心は左右 の側柱位置に移動することを考慮し、また、せん断剛性の低下 は剛性低下率で考慮する。

図-15に示す記号を用いて力と変形の関係を増分形で表示すると、回転バネによる材端回転角 $\Delta \theta$ PA, $\Delta \theta$ PBは

 $\begin{cases} \Delta \theta PA \\ \Delta \theta PB \end{cases} = \begin{bmatrix} \mathbf{f} PA & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{f} PB \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta MA \\ \Delta MB \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{f} A & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{f} B \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta ZA \\ \Delta ZB \end{bmatrix}$ zzk,

$$f_{A} = \begin{cases} -f_{PA} \cdot d/2 \ (\theta_{PA} \ge 0) \\ f_{PA} \cdot d/2 \ (\theta_{PA} < 0) \end{cases}, \quad f_{B} = \begin{cases} f_{PB} \cdot d/2 \ (\theta_{PB} \ge 0) \\ -f_{PB} \cdot d/2 \ (\theta_{PB} < 0) \end{cases}$$

 $f_{PA}=1/k_{PA}$, $f_{PB}=1/k_{PB}$, k_{PA} , k_{PB} : 回転バネ剛性 回転バネの回転によって生じる軸方向変位 Δw_{PA}^{i} , Δw_{PB} は

 $\begin{cases} \Delta W PA \\ \Delta W PB \end{cases} = \begin{pmatrix} f A & 0 \\ 0 & f B \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \Delta MA \\ \Delta MB \end{pmatrix} + \frac{d^2}{4} \begin{pmatrix} f PA & 0 \\ 0 & f PB \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \Delta Z A \\ \Delta Z B \end{pmatrix}$

壁材端の変形は、回転バネの変形と中間部材の弾性変形の和であるから、節点回転角をΔθA, ΔθB、部材角をΔR、節点軸方向変位をΔwA, ΔwB とすると次の構成方程式が得られる。

$$\begin{cases} \Delta \theta_{A} - \Delta R \\ \Delta \theta_{B} - \Delta R \\ \Delta w_{A} - \Delta w_{B} \end{cases} = \begin{cases} f_{1} + f_{PA} & f_{2} & -f_{A} \\ f_{2} & f_{1} + f_{PB} & f_{B} \\ -f_{A} & f_{B} & h/EA + (f_{PA} + f_{PB}) d^{2}/4 \end{cases} \begin{cases} \Delta M_{A} \\ \Delta M_{B} \\ \Delta N \end{cases}$$

$$\Delta N = \Delta Z_A = \Delta Z_B$$
, $f_1 = \frac{h}{6EI} (2+g)$, $f_2 = \frac{-h}{6EI} (1-g)$, $g = \frac{6 \kappa EI}{\beta GAwh^2}$

E:ヤング係数,I:断面2次モーメント,A:壁の全断面積,Aw:壁板の断面積

G: せん断弾性係数, β: せん断剛性低下率, κ: 形状係数

6.むすび

連層壁付きフレームの構造解析用部材モデルを作成することを目的として、曲げせん断力を受ける耐震壁の曲げ変形性状について検討を行った。その結果、曲げひび割れ後の変形は、繰返し 載荷時も含めて圧縮側柱脚を中心とする回転変形と見なすことができたので、柱・はりなどに用 いられている材端バネモデルの回転中心を圧縮側柱脚に設けた部材モデルを作成した。回転バネ の降伏時回転角は、たわみ性分布の仮定により降伏時曲率から求められるが、これに関する実験 資料の蓄積が必要である。今後、シアスパンが変化する場合についての検討も必要であるが、簡 便な本報の部材モデルは連層壁付きフレームの弾塑性解析に有用であると考える。

[謝辞] 卒論生として本研究に携わっていただいた山内 茂君に深く感謝いたします。 参考文献 1)益尾 潔、安倍 勇、秦 雅史: R C 連層耐震墜架構の弾塑性変形性状に関する解析的研究(その1 解析 法)、日本建築学会論文報告集、第339号、昭和59年5月、pp.1~10 2)壁谷沢寿海、小谷俊介、青山博之: 耐震壁を有す る鉄筋コンクリート構造物の非線形地震応答解析、第5回コンクリート工学年次講演会講演論文集、1983、pp.213~216 3)荒井康幸、荒川 卓、溝口光男、近藤智則:鉄筋コンクリート連層耐震壁の耐力と変形性状に関する実験的研究、コンク リート工学年次論文報告集 10-3、1988、pp.391~396 4)平石久廣:曲げ降伏型の鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力 特性に関する解析的研究、日本建築学会構造系論文報告集、第347号、昭和60年1月、pp.95~101 5)日本建築学会:鉄筋 コンクリート終局強度設計に関する資料(連層耐震壁) 6)T.Takeda, M.A.Sozen, N.N.Nielsen: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes,第3回日本地震工学シンポジウム講演集、1970年11月、pp.357~364

