

[99] 鉄筋コンクリート造回転壁の変形能に関する研究

正会員 加藤大介 (東京大学工学部)

1. 序

本報告では、鉄筋コンクリート造靱性骨組における回転降伏する耐震壁の変形能の評価法、すなわち、新耐震設計法におけるDs値、あるいはその逆数に対応する耐震診断基準(文献1)におけるF値についての考察を行なう。これらの値は基本的には弾性応答($D_s = F = 1$)との比較によって得られ、弾性応答ベースシア係数をCeとした時に耐力がCeより低いもの(ベースシア係数をCyとする)でも塑性化した後に破壊しないものは弾性部材と同等以上の耐震性能を保有していると考え、

$$D_s = 1/F = C_y/C_e \quad (\text{Eq. 1})$$

により与えられる。鉄筋コンクリート構造の分野では1質点系の弾塑性応答解析を行なうことにより曲げ部材のCeとCyの関係を推定しており(文献1)、それは限界塑性率 μ_c を用いて、

$$C_y/C_e = 0.75 \cdot (1 + 0.05 \mu_c) / \sqrt{2 \mu_c - 1} \quad (1 < \mu_c < 5) \quad (\text{Eq. 2})$$

で表わされる。曲げ部材以外の場合には曲げ部材との比較により工学的な判断を加えているが、例えばF値の場合には回転壁は $F=3$ となっている。しかし、回転壁の変形能は文献2に示したように境界梁の復元力特性によって大きく変わる。本論文の目的は回転壁の変形能を境界梁の靱性能と結びつけて定式化することである。

2. 解析概要

回転壁のF値を検討する場合に序で示したような方法を用いて弾性応答と結びつけて考える方法も可能であるが、曲げ部材ほど簡明にはいかない。これは回転壁の場合には限界塑性率が定義できないからである。もし、回転壁の限界塑性率として境界梁の限界塑性率を用いる(境界梁の限界塑性率に達した時点で耐震壁は崩壊とみなす)のであれば同様の解析が行なうことができ、曲げ部材と回転壁がほとんど同じ応答変位を示すこと(文献3,4)を考え合わせると、2式をそのまま用いることもできる。すなわち均等スパンのフレームに耐震壁が1スパンある場合には境界梁の応答回転角は耐震壁の約2倍であるから2式の μ_c の代わりに $\mu_c/2$ を代入し、

$$D_s = 1/F = C_y/C_e = 0.75 \cdot (1 + 0.25 \mu_c) / \sqrt{\mu_c - 1} \quad (2 < \mu_c < 10) \quad (\text{Eq. 3})$$

が得られる。ところが、実際には境界梁の破壊が耐震壁の破壊となる訳ではない。例えば境界梁が極端に少ない場合には、その破壊は全体の挙動にほとんど影響しないことが容易に推察できる。

本論文では耐震壁の浮き上がり耐力を、軸力によるものと境界梁や直交梁によるものとに分けて考え、その比率によってその変形性能を評価してみる。ただし、次のことを前提とする。また、以後はF値についてのみ示す。

i) 境界梁の靱性能が $\mu_c \geq 8$ のものでは $F = 3$ とする。

ii) i)は境界梁の量(妻壁のようなものも含めて)には無関係とする。

図1に基本的な考え方を示す。図は縦軸に弾性応答に対するベースシア係数を取り、横軸に壁体の応答塑性率をとったものである。ただし壁体の応答塑性率は境界梁の応答塑性率を媒体にして表わす(境界梁の塑性率の1/2を壁体の応答塑性率と考える)。図中実線は境界梁の靱性能が $\mu_c \geq 8$ の場合の曲線であり、この曲線上のものは等しい耐震性能を保有していると考えている。点Bは壁体の塑性率が約4の点で、このときのF値は3であるから、そのときのベースシア係数をCrとすると、

$$C_r/C_e = 1/3 \quad (=1/F_r \text{ とおく}) \quad (\text{Eq. 4})$$

である。一方、境界梁が $\mu_c < 8$ で破壊してしまう場合を破線で示した。このとき境界梁が破壊する以前は実線と同じであるが、破壊を生じた点(図中点D)以後には実線の上側にはずれてくる。このとき壁体の塑性率が4となる点Cにおける耐震性能が点Bにおける耐震性能と等しいと考えるわけである。したがって、

$$F_x = C_r/C_x \cdot F_r = r_f \cdot F_r \quad (\text{Eq. 5})$$

によりこの場合のF値が得られる。ところで式3は境界梁が破壊した点Dにおいて壁体が完全に耐力を失うと考えているので、図中に示したように点Dから点Eへ向かってしまうことを想定している。つまり ΔF 分だけF値を過小評価していることになる。以後 $r_f (=C_r/C_x)$ をF値低減係数とよぶ。このF値低減係数に影響する因子としては点Dを決めるi)境界梁の限界靱性率、 ΔF を決めるii)境界梁の量、iii)境界梁の最大耐力以後の挙動、があり、本論文ではそれらをパラメータにして解析を行

なった。

3. 解析モデル

解析モデルは文献 3 に示した回転壁を含む骨組の縮約モデルを用いた。ただし、フレーム部および直交梁は無視し回転壁および境界梁部分のみ考えた（直交梁の効果は境界梁に含めた）。解析モデルを図 2 に示す。耐震壁はスパン 5.5m、階高 3.6m 程度を想定し、3 層と 5 層のものについて解析を行なった。地盤のばねは 2290t/cm とし、壁体の曲げばねは単独壁を基礎固定した場合にその 1 次固有周期が 0.05・N 秒（N は層数）となるように決め、浮き上がり軸力は (47+30・N) ton とした。おもなパラメータは軸力のみによる壁の最大転倒モーメントに対する境界梁による最大転倒モーメントの比率 (amp) とした。すなわち、図 2 のモデルにおいては、スパンを耐震壁が B で境界梁が L、浮き上がり軸力を Nf、片側の境界梁の最大モーメントの和を Mb（左右で等しい）、とすると、

$$\text{amp} = (2 \cdot Mb + Mb/L \cdot B) / (Nf \cdot B) \quad (\text{Eq. 6})$$

となる。実際の建物を考えると、境界梁と直交梁の片側の最大せん断力の和を Qb、Qt とすると（左右で等しい）、

$$\text{amp} = (2 \cdot Mb + Qb \cdot B + Qt \cdot B) / (Nf \cdot B) \quad (\text{Eq. 6}')$$

となる。この比率は建物の階数には比較的鈍感であり、その境界梁や直交梁の取り付け方により概ね図 3 に示すような値をとる。図 3 は壁と梁の組合せをプランで示したもので、太線が壁で細線が有効な境界梁と直交梁である。本解析例では、L=B とし、式 6 を用い $0 \leq \text{amp} \leq 3$ ($\Delta \text{amp} = 0.5$) について解析を行なった。各モデルの 1 次固有周期は 3 層モデルで 0.16~0.19 sec、5 層モデルで 0.28~0.32 sec であった。

梁の復元力特性を図 4(a) に示す。スケルトンカーブは降伏点 A と限界塑性率に達した点 B で折れ曲がるトリリニアードで、AB 間は剛性が 0、BC 間は負勾配を持つ。点 C に達すると部材は完全に耐力を失い正負両方向とも復元力は 0 となる。繰返しルールは除荷時は弾性剛性で再載荷時は最大点指向とした。また、弾性剛性は部材角 1/150 で降伏点に達するように決めた。本解析例では 3 種類のスケルトンカーブを考えた。すなわち、 $\mu_c \geq 8$ まで耐力が低下しない A-type モデル（図 4(b)）、限界塑性率 μ_c に達すると急激に耐力が低下する B-type モデル（図 4(c)）と限界塑性率の 2 倍の点で耐力を失う C-type モデル（図 4(d)）である。それぞれのモデルを用い、 $\mu_c = 1, 2, 4, 6$ のものについて解析を行なった。

実際の計算は各モデルの壁の応答塑性率が 4 となる（部材角 1/150 を塑性率 1 としている）に必要な地動震度 E_x を求め、同一のモデルで境界梁の限界塑性率が $\mu_c \geq 8$ のモデルの応答塑性率が 4 となるに必要な地動震度 E_r との比率を F 値低減係数 r_f とした。すなわち、

$$r_f = E_x / E_r \quad (\text{Eq. 7})$$

である。式 5 は地動震度を一定にしてベースシア係数の比をとっているが、式 7 ではベースシア係数を一定にして地動震度の比をとっているところが異なる。地震波は八戸 EW, NS および El Centro EW, NS を用い、減衰は瞬間剛性に比例させ 5% とした。

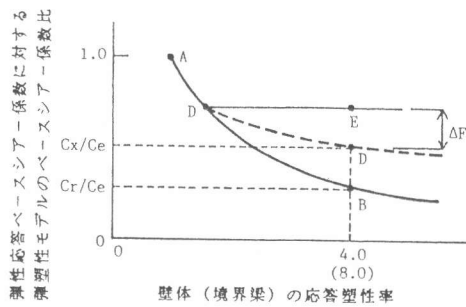


図 1 F 値の考え方

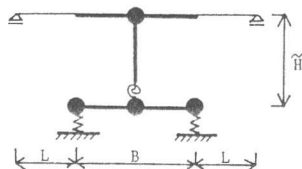


図 2 解析モデル

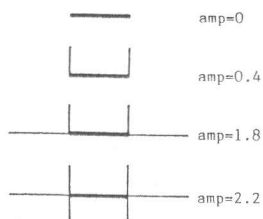


図 3 壁の配置(プラン)と amp の値の例

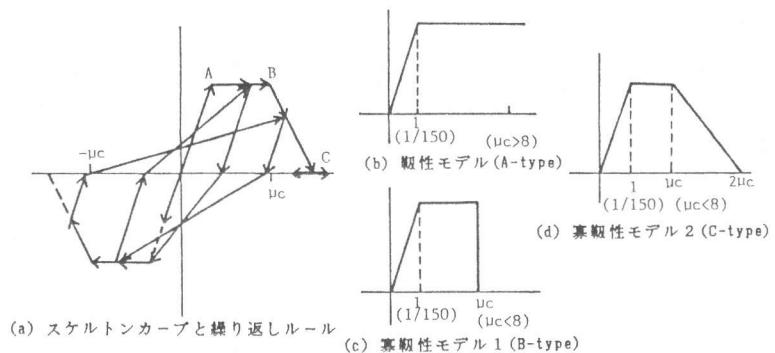


図 4 境界梁の復元力特性

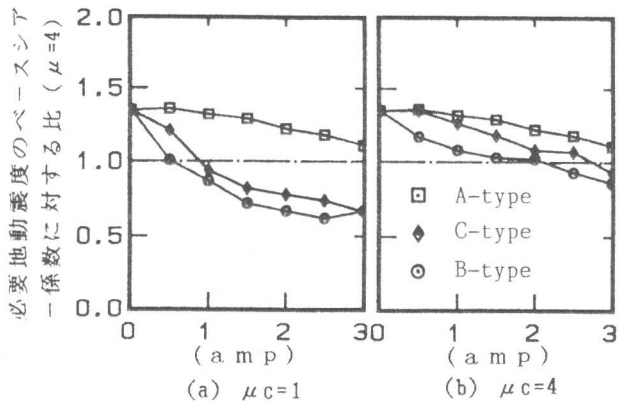


図5 3層モデル(A,B,C-type)の応答塑性率が4となるベースシア係数に対する地動震度比(八戸EW)

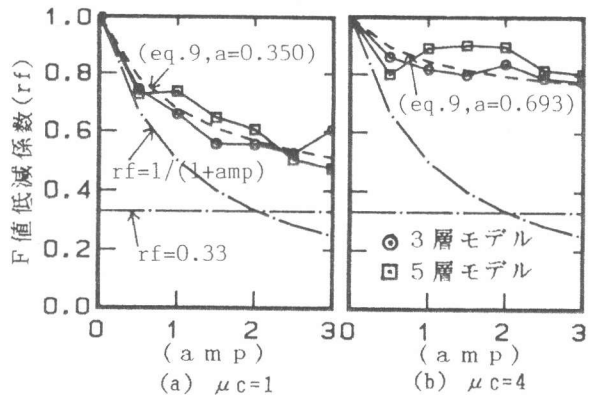


図6 3.5層モデルB-typeのF値低減係数rf(八戸EW)

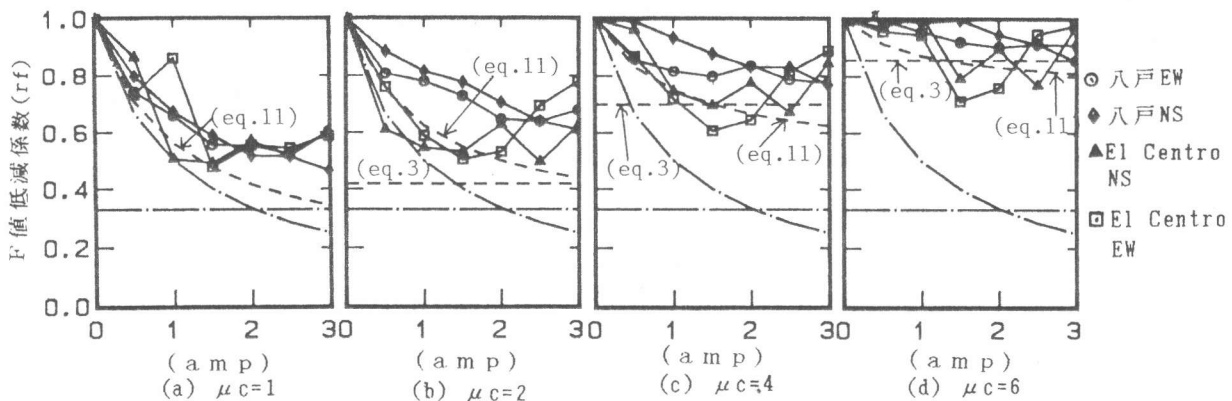


図7 3層モデルB-typeのF値低減係数の地震波の影響

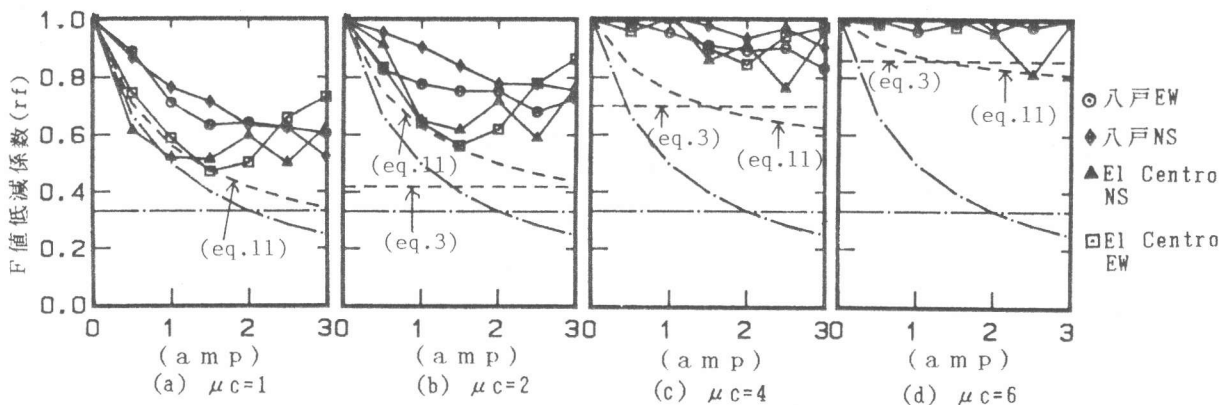


図8 3層モデルC-typeのF値低減係数の地震波の影響

4. 解析結果

図5は3層モデルに八戸EWを入力した場合の $\mu=4$ となるために必要な地動震度のベースシアに対する比を、横軸にampをとって示したものである。図(a)が $\mu c=1.0$ で、図(b)が $\mu c=4.0$ の場合である。A-typeモデルは境界梁の量にあまり関係なくほぼ同一の入力震度比となっているが、B,C-typeでは境界梁の量が増えると入力震度比が低下することがわかる。

図6は式7において地動震度の代わりに地動震度比を用いてF値低減係数rfを、3層モデルと5層モデルに八戸EWを入力した場合について示したものである。図(a)が $\mu c=1.0$ で、図(b)が $\mu c=4.0$ の場合である。結果をみると、rfは境界梁の量の影響を大きく受け、梁の限界塑性率が低いほどその影響は大きいことがわかる。このことを定量的に把握するために次の線考えた。図中の一点鎖線の曲線の方は境界梁が全く無効であると考えたときのF値低減係数を表す。それはあるモデルの耐力の $amp=0$ のモデルに対する耐力の比で表わせるから、

$$rf = 1 / (amp + 1) \quad (\text{Eq. 8})$$

となる。また直線の方は $F=1$ となる低減係数を表わす。応答点がこの直線を下回った場合には、 $\mu=4.0$ まで達するような靱性部材とするよりも弾性体として扱った方が有利であると解釈でき、 $F=1$ と考えればよい。次に境界梁のうち有効に働く比率を a とおくと式 8 と同様の考え方より、

$$rf = (a \cdot amp + 1) / (amp + 1) \quad (\text{Eq. 9})$$

を得る。図 6 において 3 層モデルの応答を式 9 を用いて最小自乗法で推定したものが図中の破線である。このときの境界梁有効比 a は、 $\mu c=1.0$ で $a=0.350$ 、 $\mu c=4.0$ で $a=0.693$ であった。

図 7, 8 は 3 層モデルの B-type, C-type について前述の 4 地震波を用いて rf を示したものである。いずれも図 (a) が $\mu c=1.0$ 、図 (b) が $\mu c=2.0$ 、図 (c) が $\mu c=4.0$ 、図 (d) が $\mu c=6.0$ の場合である。また、これらの応答結果と八戸 EW を入力した 6 層モデル (B-type, C-type) の応答結果を式 9 を用いて最小自乗法で推定したときの境界梁有効比 a を、横軸に限界塑性率 μc をとって示したものが図 9 である。右上がりの相関があるが、かなりばらついていることがわかる。また限界塑性率に至ると急激に耐力が低下する B-type はその後もある程度の靱性のある C-type に比べ a の値は小さい。図中の右上がりの直線はこれらの値のほぼ下限を、すなわち a と μc の関係を安全側に評価し、 $(\mu c=0, a=0)$ 、 $(\mu c=8, a=1)$ を満足する直線であり

$$a = 0.125 \cdot \mu c \quad (\text{Eq. 10})$$

で表わされる。式 10 を式 9 に代入すると、

$$rf = (0.125 \cdot \mu c \cdot amp + 1) / (amp + 1) \quad (\text{Eq. 11})$$

を得る。式 11 を図 7, 8 に破線で示した。また式 3 により与えられる F 値低減係数も図中に示した。ただし式 3 は amp にかかわらず各図で一定となり、また $\mu c=1$ では定義できない。これらの図を比べるとかなり安全側に a を設定したにもかかわらず、B-type の amp が 2 以下のところでは式 11 を下回るものもあった。しかし、C-type をみると一部を除いてほぼ式 11 は下限値を示しており、実際の部材の挙動はむしろ B-type より C-type に近いことを考えると式 11 は実用的であると考えられる。式 3 は amp が小さいところではかなり安全側となるが、 amp が大きくなると式 11 より大きい値となり得る。この場合には本解析法のように境界梁を $\mu c=8$ まで変形させて F 値を求めるよりも限界塑性率に達する点で F 値を考えた方が有利であるということであり、この値は採用できる。結局、境界梁の限界塑性率と量から回転壁の F 値を推定する式としては、式 5 と式 11 を用いて表わした、

$$F = 3.0 \cdot (0.125 \cdot \mu c \cdot amp + 1) / (amp + 1) \quad (1 < \mu c < 8) \quad (\text{Eq. 12})$$

と、式 3 の大きい方をとることができる。ただし、 $F \geq 1$ とする。

5. まとめ

鉄筋コンクリート造骨組における回転降伏する耐震壁の F 値は、境界梁の限界靱性率と境界梁の量をパラメータにした式 3 と式 12 の最大値で推定できることを示した ($F \geq 1$)。ただし、今後梁の限界塑性率と有効比の関係についてさらに検討する必要がある。また、境界梁が左右非対称の場合、スパンが異なるとき、境界梁と直交梁を分けて考えたとき、などについても検討する必要がある。

[謝辞] 本研究をまとめるにあたり、東京大学工学部・青山博之教授および同・小谷俊介助教授に多大なる御指導を賜った。ここに謝意を表します。

[参考文献]

- 1) 建設省住宅指導課監修「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準付解説」建築防災協会
- 2) 加藤大介 他：基礎に浮き上がりを生じる耐震壁を含む骨組に関する研究；第 6 回日本地震工学シンポジウム(1982)講演集
- 3) 加藤大介：基礎に浮き上がりを生じる耐震壁を含む骨組に関する研究(その 5 縮約モデルによる検討)；大会 昭和 59 年
- 4) 加藤大介：回転壁を含む鉄筋コンクリート造骨組の地震応答解析；構造工学論文集 Vol. 31 A (1985 年 4 月)

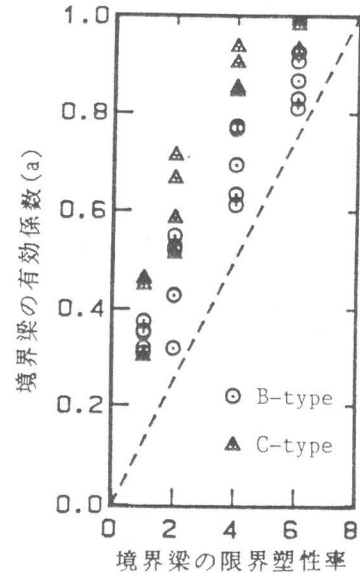


図 9 境界梁限界塑性率 μc と境界梁有効係数 a の関係