

論文 枠柱主筋量が RC 造耐震壁の終局曲げ耐力に及ぼす影響

河崎 守*1・董 賀頌*1・大村 哲矢*2

要旨: 壁量が少ない建物における RC 造耐震壁は、地震力の多くを耐震壁が負担し、耐震壁の水平力分担率が高くなるため、耐震性に十分な余裕がない建物における耐震壁の水平耐力評価は極めて重要である。終局曲げ耐力に関する既往の評価式は、鉄筋の引張力および柱軸力に応力中心間距離を乗じて終局曲げ耐力を評価しているが、壁の断面または寸法などに関する適用範囲について明らかではない。本研究では、RC 造耐震壁の枠柱主筋量に着目し、枠柱主筋量を主な変動要因としたモデルを設定して、静的 2 次元弾塑性 FEM 解析を行う。解析結果に基づいて終局時の応力状態を明らかにし、終局曲げ耐力評価式の妥当性を検証した。

キーワード: RC 造耐震壁, FEM 解析, 枠柱主筋比, シアスパン比, ひずみ分布, 終局曲げ耐力

1. はじめに

壁量が少ない建物における鉄筋コンクリート（以下、RC）造耐震壁は、地震力の多くを耐震壁が負担し、耐震壁の水平力分担率が高くなるため、耐震壁の水平耐力評価の精度は建物の耐震性能評価の精度に直接的に関係する。

よって、耐震性に十分な余裕がない建物における耐震壁の水平耐力評価は極めて重要である。また、終局曲げ耐力と終局せん断耐力の評価精度は破壊形式の推定精度に大きく関係する。

一方、耐震壁は必ずしも連層で配置されないことから、1 層または 2 層程度のシアスパンが短い耐震壁が配置されている建物は少なくない。

一般的に、シアスパン比（以下、 a/D a : 加力点高さ, D : 耐震壁全せい）が小さい耐震壁はせん断破壊する傾向にあるが、例えば壁厚が 150mm 以上で、柱主筋および壁縦筋が最小限で配筋されている耐震壁に関しては、破壊形式が曲げ破壊になる場合がある。

耐震診断基準¹⁾では、終局曲げ耐力について次式を示している。

$${}_wM_u = a_t \cdot \sigma_{sy} \cdot l_w + 0.5 \Sigma (a_{wv} \cdot \sigma_{wy}) \cdot l_w + 0.5 N \cdot l_w \quad (1)$$

上式は鉄筋の引張力および柱軸力に応力中心間距離を乗じて終局曲げ耐力を評価しているが、壁の断面または寸法などに関する適用範囲について明らかではない。

文献²⁾では、実験値と(1)式の計算値の差は概ね 20% 以内とあり、条件によっては式の評価精度が低下する傾向にある。

本研究では、RC 造耐震壁の枠柱主筋量に着目し、枠柱

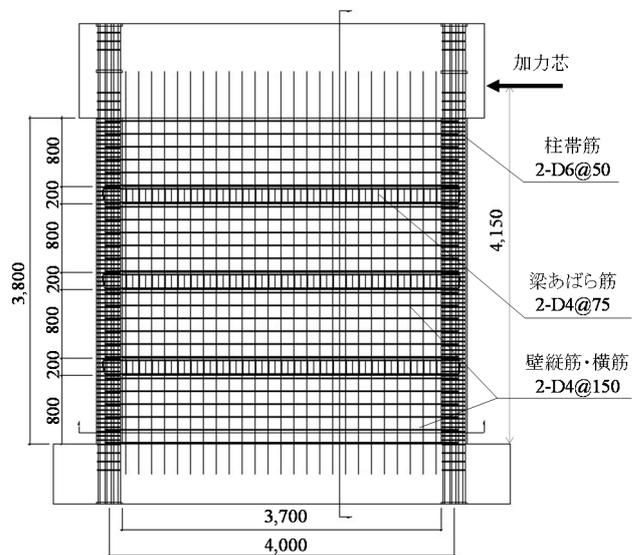
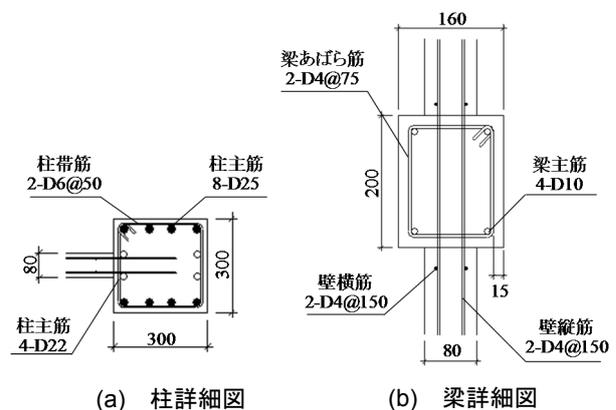


図-1 解析対象試験体の配筋図 (単位: mm)³⁾



(a) 柱詳細図 (b) 梁詳細図

図-2 柱及び梁の詳細図 (単位: mm)³⁾

*1 東京都市大学大学院 工学研究科建築専攻 (正会員)

*2 東京都市大学 工学部建築学科 准教授 博士 (工学) (正会員)

主筋量を主な変動要因としたモデルを設定して、静的 2次元弾塑性 FEM 解析を行う。解析結果に基づき、終局時の応力状態を考察して、終局曲げ耐力評価式の妥当性を検証する。

2. 解析概要

2.1. 解析モデル

図-1 に解析対象試験体の配筋図を、図-2 に柱および梁の詳細図を示す。表-1 にコンクリートの材料特性、表-2 に鉄筋の材料特性を示す。本研究では、勅使河原らの研究³⁾の RC 造連層耐震壁試験体を基本モデルとして耐震壁のモデル化を行った。

図-3 に解析モデル、表-3 に解析モデルの一覧を示す。基本モデルのフレーム形状、配筋およびコンクリート強度は文献³⁾に基づき、柱主筋比（以下、 p_g ）と a/D をパラメータとして 12 モデル作成した。 a/D は、壁高さを変えて設定した。

主な形状は、柱 300mm 角、壁厚 80mm、コンクリート強度は 1 階で 29.4 N/mm² である。柱軸力比は 0.2 とした。

p_g は 0.4~6.2% とし、壁縦筋比 (p_{wv}) および壁横筋比は 0.2% で共通とする。また、モデル No.1 および 7 は既報⁴⁾で作成したモデルである。

終局曲げ耐力時せん断力 (Q_{mu}) は、(1) 式による値をシアスパンで除したものである。終局せん断耐力 (Q_{su}) は、次式²⁾による。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_C + 18)}{\sqrt{a/D + 0.12}} + 8.5 \sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh} + 0.1 \sigma_0} \right\} \cdot t_e \cdot j_e \quad (2)$$

水平力-相対変形角関係および損傷状況において最大耐力付近まで実験および解析結果の適合性が高いことから解析結果は妥当である⁴⁾ものと判断した。モデル化は、既報⁴⁾と同様であり概要は以下のとおりである。

2.3. 材料特性

(1) コンクリートモデル

図-4 にコンクリートモデルの材料特性を示す。要素については、4 節点 4 辺形アイソパラメトリック平面応力要素を使用した。圧縮領域の応力度-ひずみ度関係に

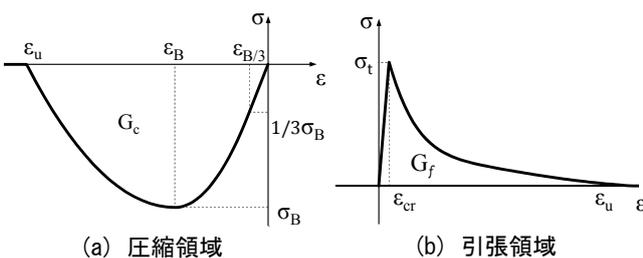


図-4 コンクリートモデル

表-1 コンクリートの材料特性³⁾

使用階	弾性係数 (kN/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)
1, 2	21.5	29.4	2.59
3, 4	23.2	26.6	2.36

表-2 鉄筋の材料特性³⁾

種別	使用部位	弾性係数 (kN/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)
共通	D4(SD295A)	壁筋	172
		あばら筋	163
	D6(SD295A)	帯筋	190
(a)	D10(SD345)	梁主筋	185
	D22(SD345)焼入れ	柱主筋	194
(b)	D25(SD345)焼入れ	柱主筋	194
	SD345	柱主筋	194

注: (a) はモデル No. 1, No. 7; (b) はモデル No. 2~6, No. 8~12

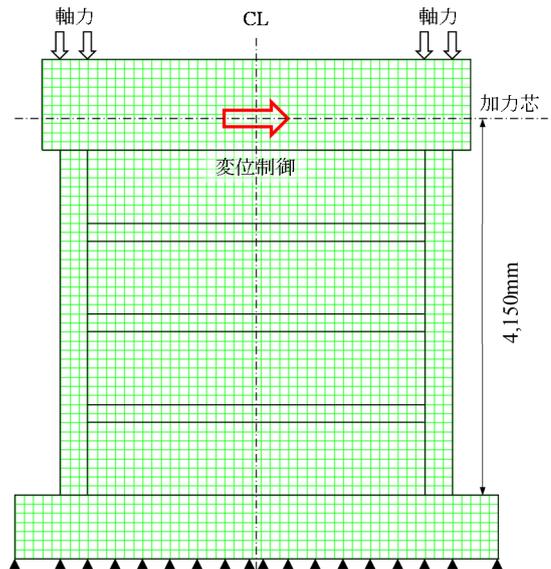


図-3 解析モデル

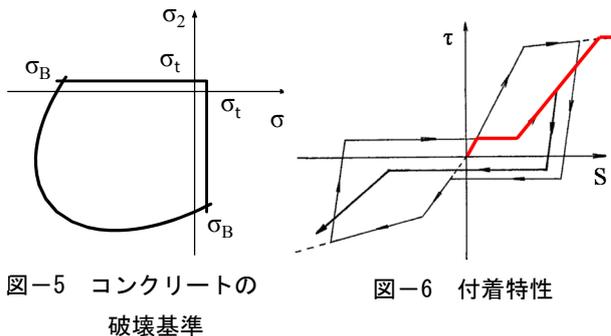


図-5 コンクリートの破壊基準

図-6 付着特性

は Feenstra の放物曲線⁵⁾を用いた。圧縮強度時ひずみは 0.2%、圧縮強度後の降下域における圧縮破壊エネルギー G_c は、中村らの式⁶⁾を参考に柱・梁を 9.5N/mm、壁を 7.2N/mm とした。ひび割れ後の圧縮強度低減については、文献⁷⁾などが報告されているが、柱・梁に拘束された耐震壁とは境界条件が異なるため本研究では考慮しないこととした。

引張領域の応力度-ひずみ度関係には Hordijk らの非線形引張軟化曲線⁸⁾を用いた。割裂強度後の降下域における引張破壊エネルギー G_f は、大岡、橋高の式⁹⁾により、0.1N/mm とした。

コンクリートの 2 軸応力下における破壊基準については、図-5 に示す Von Mises の破壊基準を用いた。

(2) 鉄筋モデル

鉄筋は、埋め込み鉄筋要素を使用し、降伏後のひずみ硬化を考慮しない完全弾塑性を仮定したバイリニア型とし、応力については軸力のみを考慮した。降伏基準には Von Mises の降伏基準を用いた。

(3) 付着特性

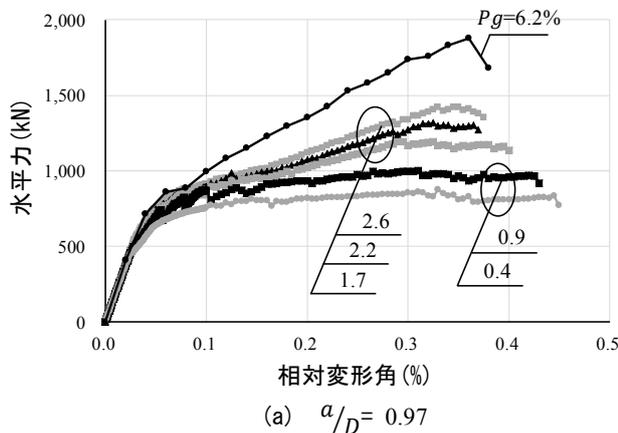
図-6 にコンクリートと鉄筋の付着特性を示す。付着応力-すべり関係には森田、角の研究¹⁰⁾に基づく多線形モデルを用いた。実験は繰返し載荷であるが、解析は一方向単調載荷であり、付着劣化を考慮するために、同文献の初回載荷ではなく、図中の太線に示す 2 回目以降載荷の付着応力-すべり関係とした。

3. 解析結果および考察

表-4 に解析結果を示す。本論では、水平力と相対変形角関係において、接線剛性が初期剛性の 1/100 以下になった時の相対変形角 ($R = \delta/a$) を十分に剛性が低下した点として降伏時相対変形角 (R_y) とし、その点の耐力を FEQ_u とする。

3.1. 水平力と相対変形角

図-7 の (a) と (b) に a/D を 0.97 および 0.50 で一定とし、



p_g をパラメータとした時の水平力と相対変形角の関係を示す。図中の数値は p_g を示す。 a/D が 0.97 および 0.50 の両モデルで、 p_g の増加による FEQ_u の上昇が見られた。 p_g が 6.2% のモデルではその傾向が顕著となり、 p_g が 2.6% のモデルと比較すると FEQ_u の比は、 a/D が 0.97 および

表-3 解析モデル

No.	Model	a/D	p_g (%)	p_{wv} (%)	Q_{mu} (kN)	Q_{su} (kN)	$\frac{Q_{su}}{Q_{mu}}$
1	a10_p62	0.97	6.2	0.2	3,553	1,556	0.44
2	a10_p26		2.6		1,520	1,340	0.88
3	a10_p22		2.2		1,369	1,300	0.95
4	a10_p17		1.7		1,192	1,243	1.04
5	a10_p09		0.9		938	1,132	1.21
6	a10_p04		0.4		761	1,001	1.32
7	a05_p62	0.5	6.2	0.2	6,858	1,631	0.30
8	a05_p26		2.6		2,934	1,403	0.48
9	a05_p22		2.2		2,642	1,359	0.51
10	a05_p17		1.7		2,301	1,299	0.56
11	a05_p09		0.9		1,811	1,181	0.65
12	a05_p04		0.4		1,468	1,042	0.71

表-4 解析結果

No.	Model	R_y (%)	FEQ_u (kN)	$\frac{FEQ_u}{Q_{mu}}$
1	a10_p62	0.36	1,876	0.52
2	a10_p26	0.35	1,423	0.94
3	a10_p22	0.33	1,319	0.96
4	a10_p17	0.30	1,194	1.00
5	a10_p09	0.20	934	1.00
6	a10_p04	0.15	812	1.07
7	a05_p62	0.38	2,826	0.41
8	a05_p26	0.39	2,352	0.80
9	a05_p22	0.39	2,201	0.83
10	a05_p17	0.39	2,026	0.88
11	a05_p09	0.39	1,714	0.95
12	a05_p04	0.30	1,450	0.99

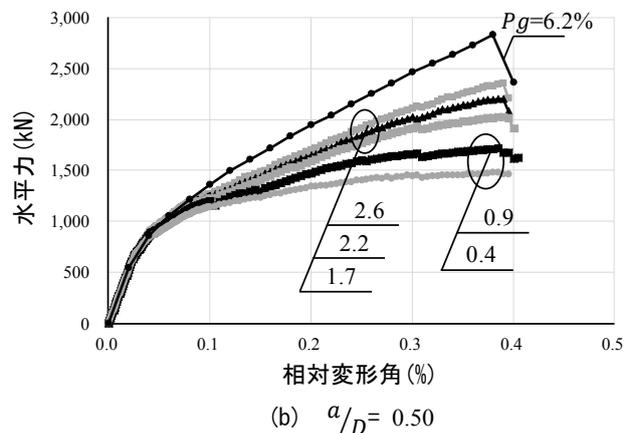


図-7 水平力-相対変形角

0.50 の時、それぞれ 1.32 および 1.20 であった。

3.2. 柱主筋比とコンクリート主ひずみ度 (ϵ_2) 分布

3.2.1. せん断破壊先行モデル

図-8 の (a) に、 p_g が 6.2% のモデルの R_y 時における ϵ_2 分布を示す。実験³⁾ではせん断破壊し、解析⁴⁾では柱主筋および壁縦筋が降伏せず ϵ_2 が過大となり、水平力が低下したためせん断破壊したと判断した。

耐震壁左上部 (破線) と右下部 (1点鎖線) において ϵ_2 は最小になり、-0.20%以下を示した。 a/D が 0.50 のモデルは、-0.20%以下の範囲が、 a/D が 0.97 のモデルよりも

大きくなった。腹部 (実線) の ϵ_2 は、-0.15%以下となり、コンクリート圧縮ストラットの幅も大きくなる。

3.2.2. 曲げ破壊先行モデル

図-8 の (b) ~ (f) に p_g が 0.4~2.6% のモデルの R_y 時における ϵ_2 分布を示す。本論のモデルでは、圧縮側最外縁コンクリート要素の ϵ_2 は大きい値を示したが、引張鉄筋が降伏せず、曲げモーメントが増加しない状況は見られず、後述の 3.3 節において、柱主筋および壁縦筋が概ね降伏したため曲げ破壊したと判断した。全てのモデルで、耐震壁右下部の ϵ_2 が最小となった。耐震壁左上部の ϵ_2 は、

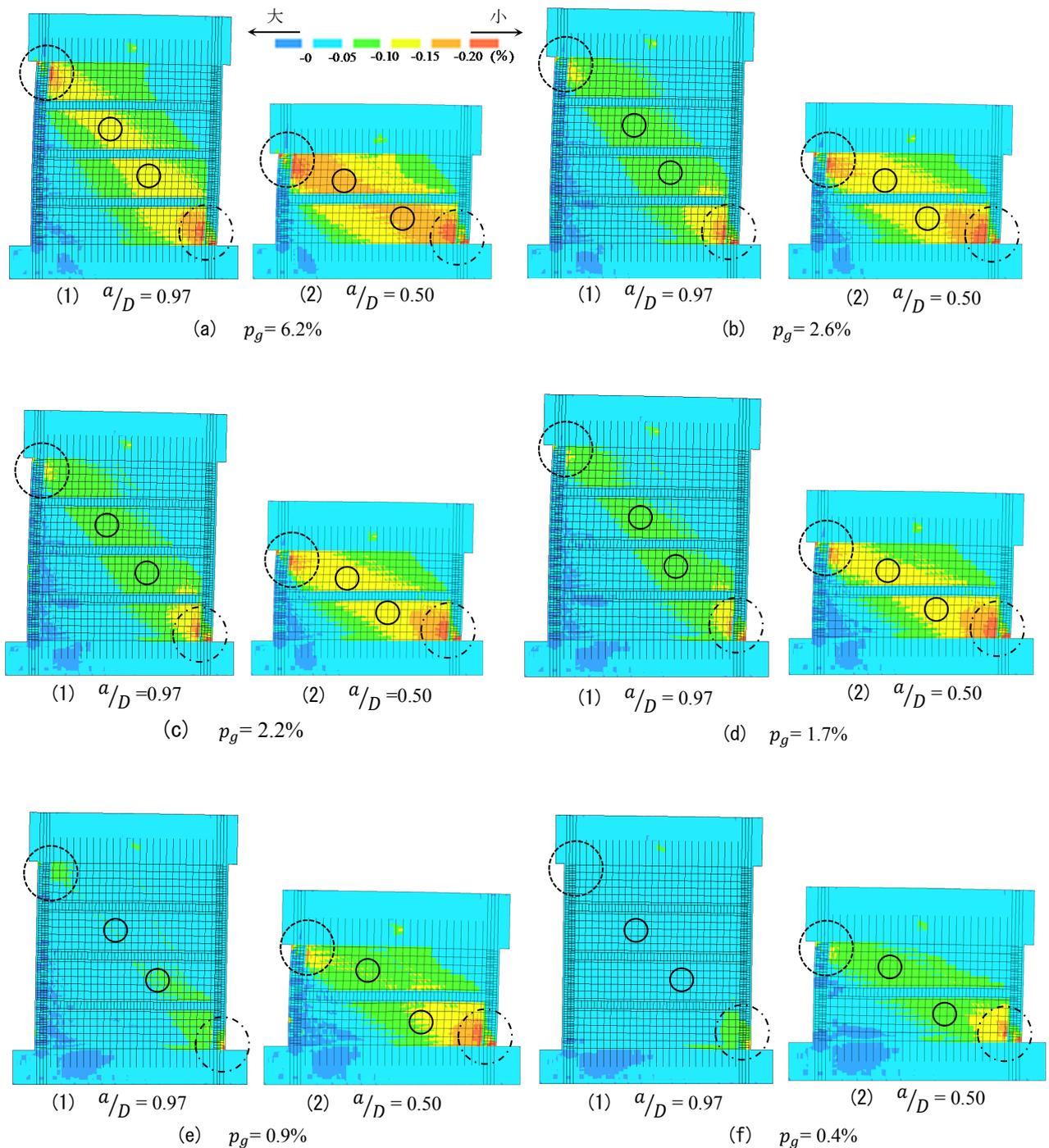


図-8 コンクリートの主ひずみ度分布

p_g が6.2%のモデルよりも大きい値を示した。

耐震壁上部の ε_2 は、 a/D が0.97のモデルでは、-0.15%以上となり、 p_g が小さくなるにつれてその範囲は小さくなった。 p_g が0.9%以下のモデルでは、-0.10%以下のひずみは見られなかった。

耐震壁腹部の ε_2 は、 a/D が0.97のモデルにおいて、-0.10%以上となり、 a/D が0.50のモデルでは、-0.15%以上となった。

耐震壁右下部の ε_2 は、全てのモデルで-0.15%以下と上部・腹部に対し小さい値を示した。

せん断破壊先行モデルと比較すると、上部・腹部においては、 ε_2 は大きい値を示した。下部では、曲げ破壊先行モデルにおいても小さい値を示し、特に p_g が2.6%のモデルではせん断破壊先行モデルと同等程度となった。

p_g が大きくなるほど、せん断破壊先行モデルの ε_2 分布に近づく傾向が見られた。

3.3. 危険断面における鉄筋のひずみ度分布

図-9に危険断面における鉄筋の R_y 時のひずみ度分布

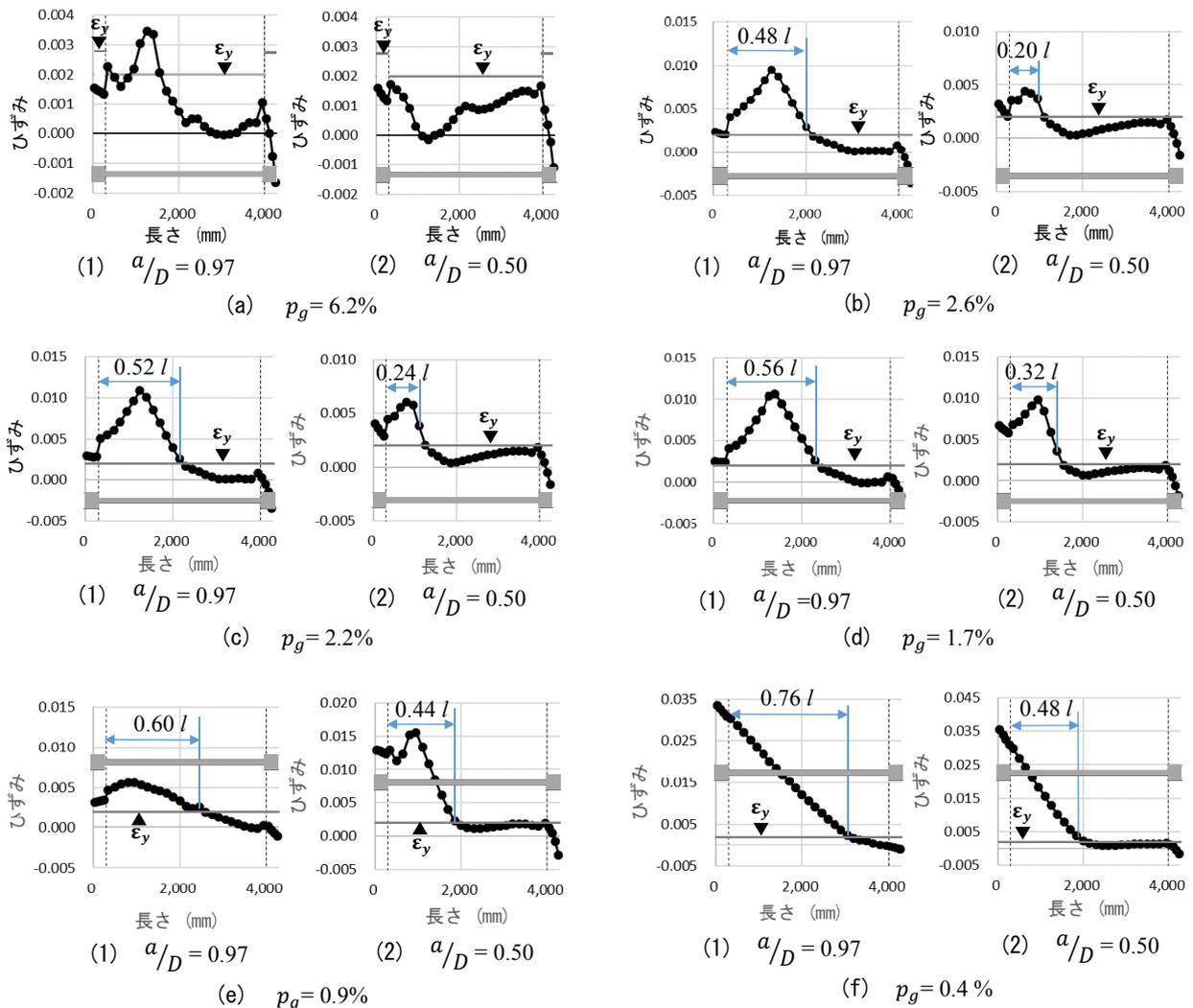


図-9 危険断面における鉄筋の R_y 時のひずみ度分布

を示す。(b) ~ (f) の p_g が0.4~2.6%の全モデルにおいて、柱主筋および壁縦筋は概ね降伏したことを確認した。加えて、(a)のせん断破壊した p_g が6.2%のモデルは、 p_g が0.4~2.6%のモデルとコンクリート断面および壁筋が同じであり、引張側柱の主筋全断面積(a_t)と主筋降伏強度(σ_{sy})のみが異なる。既報⁴⁾(モデルNo.1および7)で $a_t \cdot \sigma_{sy}$ は、3,014kNであった設定を、本論では p_g が0.4~2.6%のモデル(モデルNo.2~6および8~12)において、151~939kNとし、曲げ破壊が先行するように柱主筋量を設定した。

p_g が6.2%のモデルと0.4~2.6%のモデルの FEQ_u と比較すると、 p_g が0.4~2.6%のモデルの方が低い値を示し、その比率は0.72~0.91であった。

以上を、 p_g が0.4~2.6%のモデルは全て曲げ破壊が先行したものと判断した根拠として加える。

3.3.1. せん断破壊先行モデル

図-9(a)の p_g が6.2%のモデルにおけるひずみ度分布において、両モデルで、平面保持の仮定が成り立つとは

言い難いひずみ度分布形状を示した。

a/D が0.97のモデルでは、柱主筋は降伏しなかったが壁縦筋の一部は降伏した。

a/D が0.50のモデルでは、柱主筋、壁縦筋ともに降伏しなかった。

3.3.2. 曲げ破壊先行モデル

図-9 (b)～(f)の p_g が0.4～2.6のモデルにおけるひずみ度分布において、(1)式では、壁縦筋は全て降伏するものとして評価する。しかし、図-10に示すように、本論における壁縦筋の降伏範囲は、 a/D が0.97のモデルでは、 $0.48l \sim 0.76l$ (l : 壁内法長さ)となった。 a/D が0.50のモデルでは、壁縦筋の降伏範囲は、 p_g が0.4～0.9%で、 $0.44l \sim 0.48l$ となり、 p_g が1.7～2.6%では $0.20l \sim 0.32l$ となった。

3.4. 解析値と計算値の比較

図-10に、 p_g が0.4～2.6%のモデルにおける、 FEQ_u/Q_{mu} の関係を示す。

a/D が0.97のモデルにおいて、 FEQ_u/Q_{mu} は0.94～1.07となり、(1)式の適合性は高い。

a/D が0.50のモデルは、 p_g が0.9%以下の時 FEQ_u/Q_{mu} は0.95～0.99と高い適合性を示したが、 p_g が1.7%以上になると FEQ_u/Q_{mu} は0.80～0.88となり、 p_g の増加に伴い(1)式の適合性が低下する傾向が見られた。

4. まとめ

a/D と p_g を変動させたRC造耐震壁について2次元静弾塑性FEM解析を行い、以下の知見を得た。

- (1) p_g が0.4～2.6%のモデルは、 p_g が6.2%のモデルとの最大耐力差、鉄筋の降伏状況、ひずみ分布形状などの比較から、曲げ破壊モードと判断できる。
- (2) せん断破壊先行モデルの ϵ_2 分布は、耐震壁左上部および右下部において、-0.20%以下の範囲が大きい。それに対し、曲げ破壊先行モデルの ϵ_2 分布は、耐震壁左上部の-0.20%以下の範囲は耐震壁右下部に比べ小さい。
- (3) 曲げ破壊先行モデルの ϵ_2 分布において、せん断破壊先行モデルよりも、 ϵ_2 は大きい値を示し、ひずみの範囲は小さくなる傾向を示した。また、 p_g が大きくなるほど ϵ_2 分布の傾向は、せん断破壊先行モデルに近づく。
- (4) (1)式では、壁縦筋は全て降伏するものとして評価するが、本論における壁縦筋の降伏範囲は、 $0.20l \sim 0.76l$ となった。
- (5) 壁縦筋の降伏範囲が、 $0.20l \sim 0.32l$ となる a/D が0.50かつ p_g が1.7～2.6%のモデルは、 FEQ_u/Q_{mu} は0.80～0.88となり、(1)式の適合性が低下する傾向が見られた。

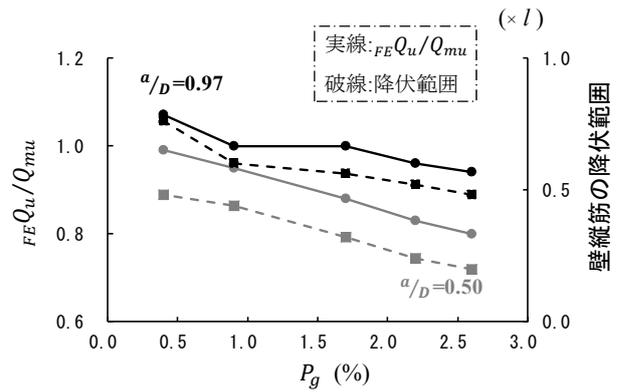


図-10 FEQ_u/Q_{mu} 、壁縦筋の降伏範囲と P_g の関係

参考文献

- 1) 財団法人日本建築防災協会：2017年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説，2017
- 2) 財団法人日本建築センター：2015年版建築物の構造関係技術基準解説書，2015
- 3) 田内浩喜，勅使川原正臣，日比野陽，市之瀬敏勝，福山洋ほか：連層耐震壁の中間階における枠梁のせん断強度に対する効果，構造工学論文集，Vol.56B，pp61-66，2010.3
- 4) 石井亮太，大村哲矢：コンクリート強度が鉛直方向に変動したRC造耐震壁の水平耐力に関する考察，日本コンクリート工学会年次論文集，Vol.38，No.2，pp391-396，2016
- 5) Feenstra, P.H., Computational Aspects of Biaxial stress in Plain and Reinforced Concrete, PhD Thesis, Delft University of Technology, 1993
- 6) H.Nakamura, T.Higai, Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, JCI-C51E Seminar on Post-peak Behavior of RC Structures subjected to Seismic Loads, Vol.2, pp259-272, 1999
- 7) Vecchio, F.J., and Collins, M.P., Compression response of cracked reinforced concrete. J. Str. Eng., ASCE 119, pp3590-3610, 1993
- 8) Cornelissen, H.A.W., Hordijk, D.A., and Reinhardt, H.W. Experimental Determination of Crack Softening Characteristics of Normal Weight and Light Weight Concrete, Heron 31, 1986.2
- 9) 大岡督尚，橋高義典：コンクリートの破壊パラメータに及ぼす短繊維混入および材齢の影響，日本建築学会構造系論文集，第529号，pp1-6，2003.3
- 10) 森田司郎，角徹三：繰返し荷重下における鉄筋とコンクリート間の付着特性に関する研究，日本建築学会論文報告集，No.229，pp15-24，1975