

論文 脚部にスリットを有する RC 造連層耐震壁の損傷制御設計に関する研究

中原 浩之*1・田中 裕紀*2

要旨: 著者らは、壁脚部に水平スリットを設け、壁体内部にアンボンド鉄筋を配した連層耐震壁を提案し、これのひび割れ制御性能を実験的に調査してきた。本研究では、これまでに得られた実験の水平力一部材角関係について、ファイバーモデルによる解析にて評価可能かの検討を行う。実験と解析との比較を行ったうえで、提案耐震壁の設計法について検討する。本報では、提案耐震壁の水平耐力及び水平剛性の評価法を示し、これらにより、実験の耐力と剛性を精度良く評価できることを明らかにした。

キーワード: ひび割れ抑制, 有壁架構, 曲げ破壊先行, アンボンド鉄筋

1. 序

著者らは、せん断破壊を避けつつさらに曲げひび割れを抑制することができる RC 造連層耐震壁の開発研究に着手し、その実験結果をまとめて本会に提出している¹⁾²⁾。本研究では、文献 2) に示した 4 体の壁試験体の水平力一部材角関係について、ファイバーモデルによる解析を用いて、その構造性能を検討する。また、実験及び解析の比較を元に、この耐震壁の設計法について述べる。

2. 解析による検討

2.1 解析対象

解析対象とする壁試験体は、文献 2) に示した 4 体である。表-1 に試験体の一覧を示す。

図-1 に S-685-0.10 試験体の配筋図を示す。試験体の高さは 1800mm で断面形状は壁脚部を除いて 140×810mm とした。壁脚部の両端には、基礎梁上端 20mm の位置から壁中央に向けて絞るようにスリットを設けており、壁脚部の断面寸法を 140×410mm とした。

試験体の実験変数は露出鉄筋の有無と種類、軸力比である。試験体名は露出鉄筋の種類が D10-SD295, D13-SD490, 配筋なしの順に S, A, N のアルファベットに続き、アンボンド鉄筋の降伏強度、軸力比の組み合わせとして表記しており、それぞれ S-685-0.10, S-685-0.25, A-685-0.10, N-685-0.10 とした。アンボンド鉄筋には、各試

表-1 試験体一覧

試験体	S-685-0.10	S-685-0.25	A-685-0.10	N-685-0.10
B×D	140mm×810mm			
B×D (脚部)	140mm×410mm			
縦筋	D10@40ダブル (SD295)			
横筋	D10@80ダブル (SD295)			
アンボンド鉄筋 (付着除去長さ)	D19-USD685 (650mm)	D19-USD685 (1000mm)	D19-USD685 (815mm)	
露出鉄筋	D10-SD295		D13-SD490	-
軸力比	0.1程度	0.25程度	0.1程度	

験体とも高強度筋である D19-USD685 を使用している。いずれに対しても、一定軸力下における部材角 1/50 までの漸増振幅繰返し水平力载荷が行われている。実験について詳しくは、文献 2) を参照されたい。

図-2 に文献 2) の各試験体の最終的な損傷状況をスケッチしたものを、写真-1 に実験終了後の試験体の様子を示す。図-2 および写真-1 より、各試験体とも損傷領域は壁脚部に収まっており、壁板上部は健全な状態を保持していることが分かる。これが提案耐震壁の特徴であり、スリットを入れた効果が見られる。しかしながら、本来、壁が有する耐力・剛性の低下率や、スリットによるせん断抵抗機構の変化など、検討すべきことは多い。

2.2 解析モデル

解析にはファイバーモデルで断面の応力状態を表現する 2 次元有限要素プログラム³⁾を用いており、材料および幾何非線形を考慮している。解析では鉛直荷重を一定値に保持し、実験時の载荷プログラムに倣い、正負交

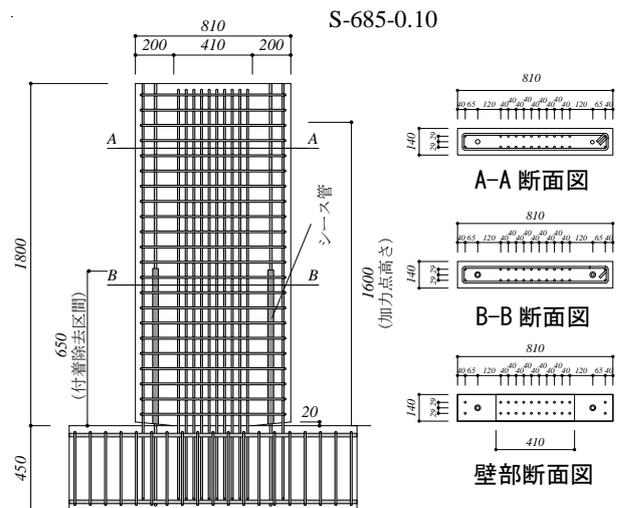


図-1 試験体配筋図

*1 長崎大学大学院工学研究科 教授・博士 (工学) (正会員)

*2 (株)東急建設 修士 (工学) (元長崎大学工学研究科 大学院生)

番漸増振幅の変位制御により実行した。

図-3 に試験体の解析モデルを示す。解析モデルは、RC 壁板曲げばね、スリット部分の露出鉄筋、アンボンド

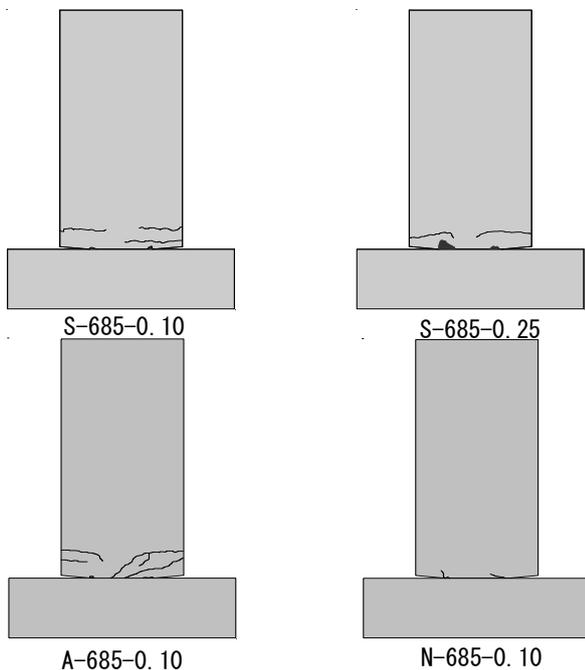


図-2 試験体損傷状況



S-685-0.10

S-685-0.25



A-685-0.10

N-685-0.10

写真-1 実験後の試験体の様子

鉄筋、剛棒で構成されている。RC 断面の寸法は壁脚部断面の $140 \times 410 \text{mm}$ とした。また、壁脚部に設けたファイバーモデルの RC 壁板曲げばねの長さについては、一般的な曲げ壁のヒンジ領域と実験の曲げひび割れの発生位置を参照して、 $2/3D$ とした。N-685-0.10 は、図-3 に示す露出鉄筋部分がない試験体である。ボンド鉄筋の長さは、実験試験体よりも 200mm 長くした。これは、鉄筋の降伏変形を実験と解析で合わせるための仮定である。付着の劣化も影響は現時点で定量的な評価に至っておらず、今後の課題としたい。

図-4 に材料の構成則を示す。コンクリートはバイリニア型とした。除荷及び再負荷則は初期剛性を維持する線形モデルとした。鋼材はバウシinger効果を考慮したモデル⁴⁾とした。

2.3 荷重-変形関係

図-5 に設計上の変形のクライテリアである部材角 $R=1.00/100 \text{rad}$ 以内の実験と解析の荷重-変形関係を示す。図は左側に実験、右側に解析を配している。また、表-2 に実験の $R=1.00/100 \text{rad}$ 時の水平力 $Q_{1\%}$ と初期剛性

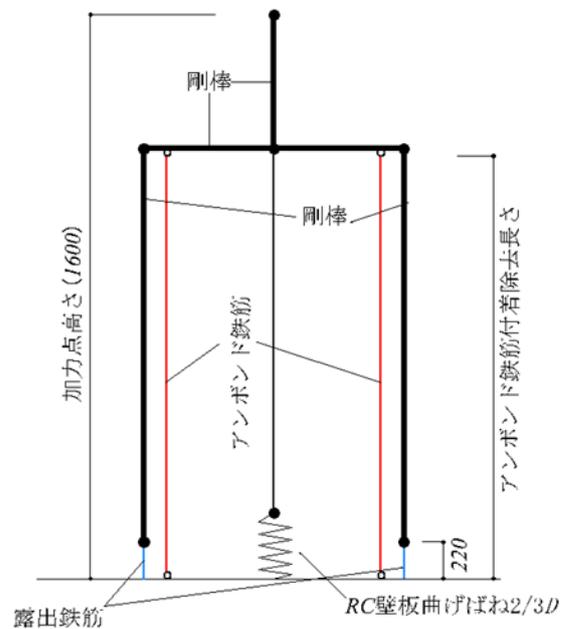


図-3 解析モデル

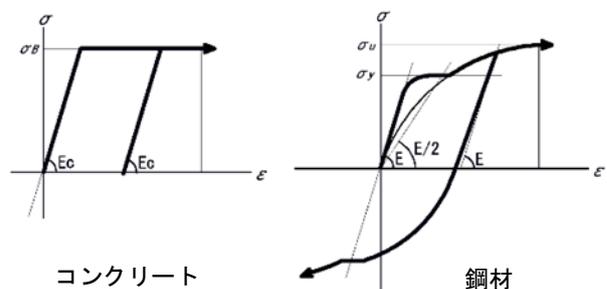


図-4 材料構成則

値 K_{exp} の値とそれぞれに対応する解析値を比較したものを示す。

図-5 に示すように、すべての試験体において解析は実験を概ね模擬できている。また、表-2 に示すように、最大耐力については、誤差 8%で精度良く評価できている。一方、初期剛性については、S-685-0.25 試験体のみ若干過大評価となっているが、そのほかの試験体では過小評価となっており、その誤差は最大で 31%となっている。実験は、鉄筋の付着劣化が徐々に進むが、解析モデルでは、これを表現できず、付着劣化後を模擬している。これが実験剛性を解析剛性が過小評価する要因である。全体的に、解析は実験よりも残留変形が大きく、またエネルギー吸収性能を過大に評価している。現時点では、比較的単純な構成則モデルを用いた解析によって、この程度実験を評価できることを確認したにとどめ、さらなる精度改善のための、より高度な構成則モデルによる詳しい解析的検討は、今後の課題としたい。

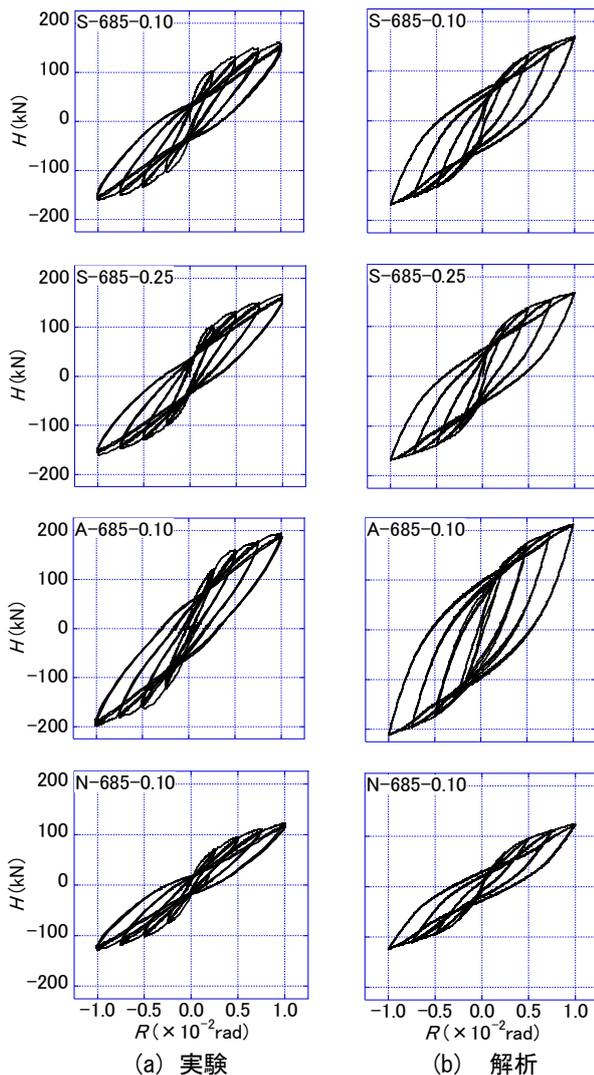


図-5 荷重-変形関係

表-2 最大耐力、初期剛性比較

試験体	最大耐力(kN)			初期剛性(MN/m)		
	$Q_{1\%}$	Q_{ana}	$Q_{1\%}/Q_{ana}$	K_{exp}	K_{ana}	K_{exp}/K_{ana}
S-685-0.10	160	169	0.95	60.8	46.3	1.31
S-685-0.25	163	168	0.97	59.3	60.2	0.99
A-685-0.10	196	212	0.92	64.6	52.8	1.22
N-685-0.10	125	125	1.00	38.1	29.5	1.29

3. 耐力及び剛性評価

3.1 耐力評価

表-3 に各試験体の曲げ耐力時のせん断力 Q_f 、せん断耐力 Q_s 、パンチングシア耐力 Q_p およびせん断ひび割れ強度 Q_c を示す。なお、各耐力を算定する際の断面幅 b は、壁厚 140mm であり、断面せい D は、壁脚部におけるせい (410mm) を使用している。

Q_f については、壁脚部の RC 断面 (140×410mm) の全塑性モーメントに、アンボンド鉄筋とスリット部分の露出鉄筋による負担曲げモーメントを足し合わせたものを試験体の曲げ耐力とし、これを基礎梁上面から載荷点までの距離 (1600mm) で除した値を Q_f として定義した。

せん断耐力 Q_s は、トラス機構が負担するせん断力とアーチ機構が負担するせん断力の和で表現されている文献 5) の式を用いる。図-6 にトラス機構イメージ図を示す。図-6 の斜線で示す部分が本実験で用いた試験体のトラス機構形成可能部分である。本研究において耐震壁は壁脚部両端にスリットを有する為、主筋中心間距離をトラス機構に關与する断面の有効せいとして用いた。図-7 にアーチ機構のイメージ図を示す。アーチ機構に關与する断面の有効せいは壁脚部の断面せいではなく、載荷点位置である試験体右端から壁脚部左端のスリット端部にかけて圧縮束が形成されると考えられる。また、アーチ機構が成り立つのはトラス機構により生じる斜め圧縮応力をコンクリートの有効圧縮強度が許容する範囲内 ($\sigma_t \leq \nu \sigma_B$) である。 σ_t は、トラス機構におけるコンクリートが負担する圧縮力である。

本研究では用いた試験体の実験施設の制限により計画時での壁の高さと壁長を確保できていないことと、提案する RC 造耐震壁は壁脚部にスリットを有するため形状が一般的な耐震壁と梁との中間的な形状をとっている。そこで、文献の耐震壁のせん断信頼強度式と柱および梁のせん断信頼強度式の 2 通りの式で算定を行った。以後、耐震壁のせん断強度を Q_{S1} 、柱および梁のせん断強度を Q_{S2} と表記する。以下に Q_{S1} の算定式を示す。

$$Q_{S1} = t_w \cdot l_{wb} \cdot \rho_s \cdot \sigma_{sy} \cdot \cot \varphi + \tan \theta \cdot \nu (1 - \beta) \cdot t_w \cdot l_{wa} \cdot \sigma_B / 2 \quad (1)$$

式中で ρ_s 、 σ_{sy} 、 t_w 、 σ_B 、 ν 、 l_{wb} 、 l_{wa} は順にせん断補強筋比、鉄筋降伏強度、壁板の厚さ、コンクリートの圧縮強度、コンクリート圧縮強度の有効係数、トラス機構の等価壁長さ、アーチ機構の等価壁長さである。また、

φ はトラス機構のコンクリート圧縮束の角度で、 $\cot\varphi=1$ とする。

以下に Q_{S2} の算定式を示す。 Q_{S2} は(2)~(4)式による値の最小値とする。

$$Q_{S2} = \min(Q_{S2-1}, Q_{S2-2}, Q_{S2-3}) \quad (2)$$

$$Q_{S2-1} = \mu \cdot p_{we} \cdot \sigma_{wy} \cdot b_e \cdot j_e + \left(\nu \cdot \sigma_B - \frac{p_{we} \cdot \sigma_{wy}}{\lambda} \right) \frac{b \cdot D}{2} \cdot \tan\theta \quad (3)$$

$$Q_{S2-2} = \frac{\lambda \cdot \nu \cdot \sigma_B + \rho_{we} \cdot \sigma_{wy} \cdot b_e \cdot j_e}{3} \quad (4)$$

$$Q_{S2-3} = \frac{\lambda \cdot \nu \cdot \sigma_B \cdot b_e \cdot j_e}{2} \quad (5)$$

μ , ρ_{we} , σ_{wy} , b_e , j_e , ν , σ_B , b , D は順に、トラス機構の角度を表す係数、有効横補強筋比、横補強筋の信頼強度、トラス機構に関与する断面の有効幅、トラス機構に関与する断面の有効せい、コンクリート圧縮強度の有効係数、コンクリートの圧縮強度、断面幅、断面せいである。 D はアーチ機構の等価壁長さ l_{wa} と同じとしている。

コンクリート圧縮強度の有効係数については式(1)および式(2)において以下に示す算定式の値を使用した。

$$\nu_0 = 0.7 - \sigma_B / 200 \quad (6)$$

$$\nu = \nu_0 \quad (R_u < 0.005) \quad (7)$$

$$\nu = 1.2 - 40R_u \nu_0 \quad (0.005 \leq R_u < 0.02) \quad (8)$$

$$\nu = 0.4\nu_0 \quad (0.02 \leq R_u) \quad (9)$$

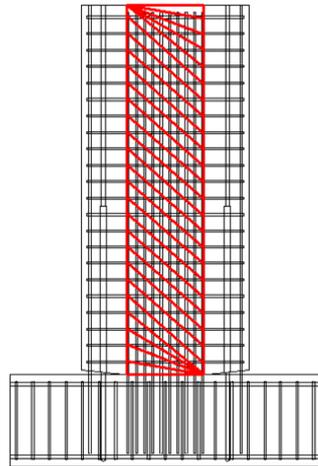


図-6 トラス機構イメージ図

式中で ν_0 , R_u はそれぞれ降伏ヒンジ・潜在ヒンジを計画しないときのコンクリート圧縮強度の有効係数、耐震壁の保証変形角である。降伏ヒンジ領域を計画した場合、部材角の増加に伴い耐震壁に損傷が生じ耐力の低下が起こると考えられ、式(7)~式(9)のようにコンクリートの圧縮強度の低下で表現されている。

パンチングシア耐力 Q_p については、文献6)の式により算定した。この式を採用した根拠として文献7)がある。文献7)では鋼管横補強短柱のパンチングシア破壊の実験を行っており、その際のパンチングシア耐力が文献6)の式により安全側に評価できることが分かっている。以下に Q_p の算定式を示す。

$$Q_p = 0.58 / (0.76 + a/D) \cdot \tau_0 \cdot bD \quad (10)$$

$$\tau_0 = 0.98 + 0.1\sigma_B + 0.85 p_g \cdot \sigma_y + \sigma_0 \quad (11)$$

詳しくは、文献6)を参照されたい。なお、反曲点高さ a については、壁脚部のスリットの高さとして設定した20mmを用いて計算した。

せん断ひび割れ強度 Q_c は文献8)の式により算出した。以下に Q_c の算定式を示す。

$$Q_c = 2/3 \sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_T \cdot \sigma_0} bW \quad (12)$$

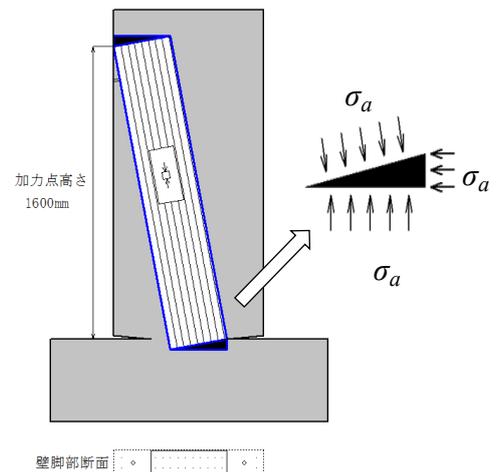


図-7 アーチ機構イメージ図

表-3 実験値・計算値

試験体	Q_{exp} (kN)	Q_f (kN)	Q_{exp}/Q_f	Q_{s1} (kN)		Q_{s2} (kN)		Q_{s1}/Q_f	Q_{s2}/Q_f	Q_p (kN)	Q_c (kN)
				$R_u < 0.005$	$0.02 < R_u$	$R_u < 0.005$	$0.02 < R_u$				
S-685-0.10	169	166	1.02	292	178	309	141	1.07	0.85	540	238
S-685-0.25	179	181	0.99	292	178	309	141	0.98	0.78	625	331
A-685-0.10	212	208	1.02	291	165	296	130	0.79	0.63	512	271
N-685-0.10	139	143	0.97	291	165	296	130	1.15	0.91		

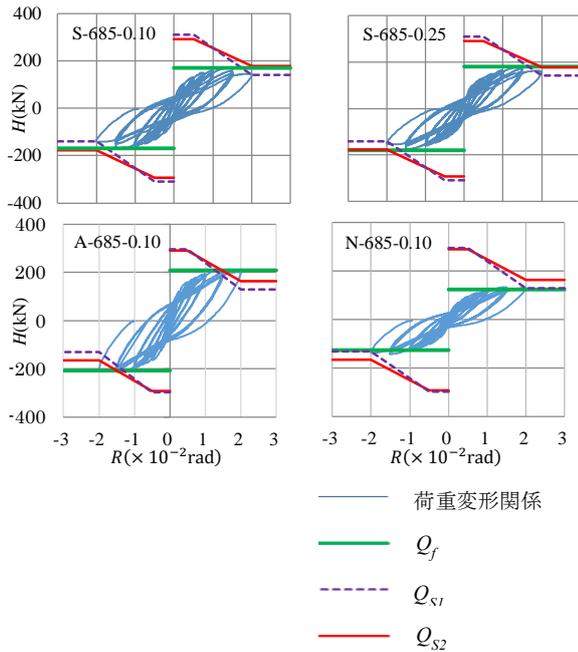


図-8 荷重-変形関係

式中の σ_T はコンクリートの引張強度で、 W はスリットの無い断面の全せい810mmである。

まず、表-3の実験値と計算値を比較する。実験値 Q_{exp} は正側加力時と負側加力時の各最大耐力の平均値である。実験の最大水平力 Q_{exp} は、曲げ耐力時のせん断力 Q_f により3%以内の誤差で、精度良く評価できていることが分かる。試験体の Q_{exp}/Q_f の平均は1.00となった。

Q_f とパンチングシア耐力 Q_p およびせん断ひび割れ強度 Q_c を比較すると、 Q_f は、 Q_p や Q_c に比して十分小さく、スリット部の滑り破壊や、壁板のせん断ひび割れを防止した、損傷制御設計が実現できていることが分かる。

一方で、表-3の Q_f と、耐震壁のせん断強度 Q_{S1} および柱および梁のせん断強度 Q_{S2} を比較すると、 $R_u < 0.005$ では、 Q_f が小さいものの、 $0.02 \leq R_u$ となると、せん断余裕度 Q_s/Q_f が1.0を下回るものがある。これは、試験体の変形が進むと破壊モードが曲げからせん断に移行する可能性があることを示している。これを、検討するために、図-8に実験の荷重-変形関係上に、 Q_f および Q_s を合わせて示した図を載せる。 Q_s が Q_f を下回るケースとして、A-685-0.10を取り上げる。計算上は $0.015 \leq R_u$ あたりから、せん断強度が低下して、せん断破壊に移行することが予測されるが、実験では、こうした耐力低下は見られない。このことは、提案している壁試験体は、図-1と写真-1からわかるように、ほとんど損傷が起きていないため、せん断耐力の低下が起きないことが示されたものと考えている。これは、提案耐震壁の実用上のメリットであり、設計上の想定を超える大地震時においても、安定した挙動が期待できると考えている。

3.2 剛性評価

提案耐震壁は、スリットを切らない場合の断面140×810mmを有する従来型の耐震壁よりも耐力および剛性が下がる。スリットを切らず、特殊な配筋を行わない140×810mmの断面を有する耐震壁（縦筋はD10@40ダブルのみ）を対象として、これらの低下率を計算する。

表-4に提案耐震壁の終局耐力 Q_{f1} と初期剛性 K_1 、従来型の耐震壁の終局耐力 Q_{f2} と初期剛性 K_2 の計算値を示す。

また、各試験体の最大耐力 Q_{exp} と Q_{f1} の比較及び、初期剛性の実験値 K_{exp} と計算値 K_1 の比較も載せている。 Q_{f1} は前述の Q_f と同じである。 Q_{exp} と Q_{f1} の比較は、表-3で既に行っているが、ここでも再掲して、計算の精度を検討した。

まず、 Q_{f2} と K_2 の算定法について述べる。 Q_{f2} は、壁断面の全塑性耐力である。 K_2 は、壁の全断面を完全弾性体のコンクリートと仮定して計算した。

提案耐震壁の初期剛性 K_1 はコンクリート部分と鉄筋部分で分けて計算を行っている。コンクリート部分は、水平力を H 、高さ h の片持ち柱の変位 v_c を曲げ変形のみを考慮した単位仮想荷重法より求めた。以下に式を示す。

$$\begin{aligned}
 v_c &= \left[\frac{Hx^3}{3EI_1} \right]_0^{h-\frac{2D}{3}} + \left[\frac{Hx^3}{3EI_2} \right]_{h-\frac{2D}{3}}^h \\
 &\cong \frac{H}{3EI_2} \left\{ h^3 - \left(h - \frac{2D}{3} \right)^3 \right\}
 \end{aligned} \tag{13}$$

提案耐震壁は、脚部で断面積が小さくなるので、高さ方向に曲げ剛性が変化する。ここで、壁頭の曲げ剛性を EI_1 、壁脚のそれを EI_2 とすれば、断面せいの違いから $EI_1 \gg EI_2$ となり(13)式で近似できる。曲げ剛性の変化点はひび割れが多く生じる一般的な曲げ壁のヒンジ領域を参照して断面せい D の2/3である273mmと仮定している。

アンボンド鉄筋、露出鉄筋ともコンクリートに埋設されていない部分のみが変形すると考えられるので、水平力 H が作用したときの鉄筋の変形による水平変位 v_s は次のようになる。

$$v_s = \frac{2Hl_D l_D^2}{EA l^2} \tag{14}$$

式中の l 、 l_D は順に、鉄筋間水平距離、変形可能と考えられる鉄筋の材長である。 l については、アンボンド鉄筋の場合600mm、露出鉄筋の場合730mmとなる。それぞれの付着除去長、 l_D については、付着劣化を考慮してアンボンド鉄筋それぞれの付着除去長に200mmを加えた値とし、露出鉄筋はスリットの高さ20mmの4倍の80mmとした。

まず、表-4において、実験と計算値との比較を行う。前述の通り、耐力については Q_{exp} は Q_{f1} により3%以下の

表-4 耐力及び剛性の低下率

試験体	Q_{f1}	Q_{f2}	Q_{f1}/Q_{f2}	K_1 (MN/m)	K_2 (MN/m)	K_1/K_2	Q_{exp}	K_{exp}	Q_{exp}/Q_{f1}	K_{exp}/K_1
S-685-0.10	166	239	0.69	62.0	310	0.20	169	60.8	1.02	0.98
S-685-0.25	181	299	0.61	60.7		0.20	179	59.3	0.99	0.98
A-685-0.10	208	236	0.88	73.8	300	0.25	212	64.6	1.02	0.88
N-685-0.10	143		0.61	42.9		0.14	139	38.1	0.97	0.89

誤差で精度良く評価できている。耐力評価は、2章の解析による評価と精度はあまり変わらない。

一方で、初期剛性は、やや予測精度が劣る。詳しく見ると、S試験体の実験値は計算値により2%の誤差で精度良く評価できている。しかし、AおよびN試験体では、1割以上の過大評価となった。これらの試験体について適切な剛性低下を評価できれば、さらなる精度の向上が可能となる。2章の解析による評価でも、剛性は耐力ほど推定精度がよくないため、今後の課題としたい。

次に、スリットを入れることによる、耐力と剛性の低下について述べる。提案耐震壁は、スリットの効果によって損傷制御を可能としているが、壁が本来有する高耐力・高剛性を減じてしまっていることを評価しておく必要がある。表-4の Q_{f1} と Q_{f2} の比較から、スリットを設けることで約10%から40%の耐力減少していることが分かる。これに対して、初期剛性 K_1 、初期剛性 K_2 の比較から、N-685-0.10を除く各試験体において、約80%から85%の剛性低下をしていることが分かる。このことから、提案耐震壁のように脚部にスリットを設けることによって剛性が大幅に低減されるが耐力の低下はこれに比して小さい。即ち、A-685-0.10のように、高強度のアンボンド筋を使用するなどの方法をとることで、耐力の低下を抑えつつ、壁の剛性を著しく下げて、壁への水平力の入力を抑えることが可能である。

4 まとめ

実験と解析により得られた知見を以下に列挙する。

- 1) 部材角 $R=1.00/100\text{rad}$.以内での実験と解析の比較では、両者をほぼ対応させることができた。
- 2) 提案耐震壁の最大耐力及び剛性の計算法を示し、実験と比較したところ、実験を精度良く評価することができた。
- 3) 提案耐震壁におけるトラス機構、アーチ機構の形成状況を考慮したせん断耐力の評価法を示したうえで、試験体は、変形が進むとせん断余裕度が1.0を下回るものがあることを確認した。
- 4) せん断余裕度が1.0未満の試験体であっても、実験では、せん断ひび割れ等が観測されておらず、計算で得られたようなせん断破壊への移行は起こっていないと考えられる。これは、提案している損傷制御性能が発揮された結果と予想される。

謝辞

本研究は、平成26年度科学研究費助成事業(基盤研究(C))「ひび割れが目立たないRC系耐震壁の開発」(研究代表者：中原浩之、課題番号26420553)の助成に基づき実施した。関係各位と実験に協力いただいた皆様に謝意を表す。

参考文献

- 1) 中原浩之、甲野裕貴：ひび割れ制御型RC造連層耐震壁の開発に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, p.295-300, 2014.7.
- 2) 中原浩之、田中裕紀：脚部にスリットを有するRC造連層耐震壁の損傷制御性能に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文集, Vol.40, No.2, p.343-348, 2018.7.
- 3) Kawano, A., Griffith, M.C., Joshi, H.R. and Warner, R.F.: Analysis of the Behavior and Collapse of Concrete Frames Subjected to Severe Ground Motion, Research Report No. R 163, Department of Civil and Environmental Engineering, The University of Adelaide, Australia, 1998.11.
- 4) 孟令權、大井謙一、高梨晃一：鉄骨骨組地震応答解析のための耐力劣化を伴う簡易部材モデル、日本建築学会構造系論文集, No.437, p.115-124, 1992.7.
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, pp.209, 1999.8.
- 6) 日本建築防災協会：2001年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針同解説, p.102, pp.360, 2001.10.
- 7) Junus, N., Nakahara, H. and Kawano, A. : Experimental study for shearing behavior of short columns reinforced by steel tube in the new composite structural walls, 構造工学論文集, Vol.57B, 2011.3.
- 8) 中原浩之、高橋恵介、Nasruddin Junus : TRC柱とスパンドレルビームからなる柱降伏型骨組の構造性能に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, p.1153-1158, 2011.7.