

損傷制御機能を有する鉄筋コンクリート造連層耐震壁の 水平耐力評価に関する研究

田中 裕紀*・松木 貴志**・中原浩之***

Evaluation Method for Lateral Load Carrying Capacities of RC Structural Walls with Damage Control Technology

by

Yuki TANAKA *, Takashi Matsuki** and Hiroyuki NAKAHARA***

The authors have been developing a new structural wall with damage control capacities which include crack-preventing and self-centering for multi-stories buildings in seismic area. When reinforced concrete structural walls failed in large-scale earthquakes, the walls were damaged with apparent cracks. In order to prevent its severe cracks, we proposed to make slits laterally at both sides of lower end of the wall, and conducted cyclic loading tests of the walls. Although the load-deformation relations were obtained as the typical flexural-failure, the appearances of the specimens did not have significant cracks after the tests. The lateral slits at the bottom of the structural wall decreases its flexural capacity and lateral stiffness to keep no cracks on the surface of the wall after cyclic loading. The maximum strengths are discussed from the points of views of flexural and shearing capacities of the ten test specimens which were already reported on our previous papers. The strengths are estimated by full plastic bending-moments of the section of the end of the structural wall without considering the strength deterioration by shearing force. The crack-preventing capacity shown by the test results of our proposed wall gives the advantage to the design against shearing force effectively.

Key words : flexural capacity, shearing capacity, full plastic moment, crack-preventing capacity, self-centering capacity

1. 序

一般に鉄筋コンクリート造建物（以下 RC 造建物）に設置される耐震壁は、他の部材と比べて水平剛性が著しく高いため大きな水平力を負担できる反面、靱性能力はそれほど高くない。この結果、地震時には建物の継続使用が困難となるほどの激しい損傷が生じる場合がある。Fig. 1 に著者らが研究対象としている新たな RC 造連層耐震壁の概略図を示す。この耐震壁の代表的な特徴として次の 3 点が挙げられる。

- i) 壁脚部の両端にスリットを有する。
- ii) 柱形を持たない。

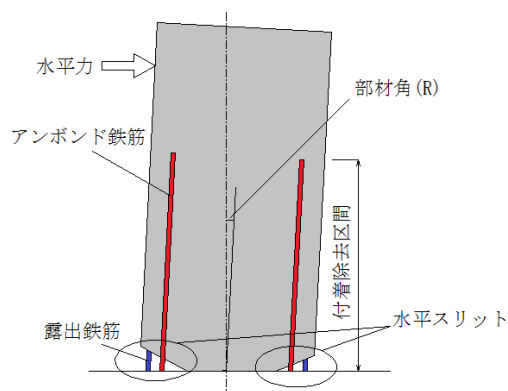


Fig. 1 ひび割れ制御型 RC 造連層耐震壁の概略図

平成 28 年 12 月 19 日受理

* 工学研究科 (Grad. School of Engineering)

** 工学部 (School of Engineering.)

*** システム科学部門 (Division of System Science.)

iii) アンボンド鉄筋を有する。

上記の i), ii) は, 壁の曲げ耐力と剛性を下げて入力せん断力を低減できる。また, 曲げ降伏時の中立軸深さを壁脚部断面の中央よりに移動させる効果がある。このことで, 繰返し載荷によってもたらされる壁部材全体の伸びを抑制して, 高さ方向に累積するひび割れを低減できる。一方で, iii) は, 小振幅の繰返し変形時においては弾性を保つことで面内剛性を確保しつつ残留変形の抑制に寄与することを意図している。

著者らは, この新しい耐震壁の実験的研究に着手しており, 文献 1) ~5) において合計 10 体の実験結果の報告を行っている。そこで本研究では, 10 体の実験結果を用いて, その最大耐力の評価法について検討を行う。

RC 部材端部にスリットを入れて損傷を制御しようとする先行研究としては, 文献 6) が挙げられる。文献 6) では, RC 梁下部のコンクリートを欠損させて, この部分での鉄筋の圧縮・引張降伏を誘導しスラブを有する梁上の損傷を留めおくことが実験的に示されている。こうした損傷制御の考え方は, 文献 7) で RC 造梁に, 文献 8) で RC 造壁に拡張され, それぞれについて研究が進捗している状況である。

2. 実験概要

2.1 試験体形状

当研究室では過去の研究において, ほぼ同一形状の試験体を 10 体作成して実験を行ってきた。過去の試験体の一覧を Table 1 に示す。試験体の高さは, DW-295U-0.3 と DW-490U-0.3 では 1862mm, その他の試験体では 1800mm とし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。スリットの高さは本実験の最大変形部材角 $R=2.00/100\text{rad}$ に断面せいの半分の 405mm を掛けた値よりも大きくなるように設定している。壁脚部のスリットは, 打設前に型枠内の当該箇所にスリットの形状に加工した発砲プラスチック材を設置し, 脱型後に取り除くことで作製した。実際の建物を施工する場合は, このような発砲プラスチック材料を残したまま仕上げを行うことを想定している。試験体の実験変数は, 露出鉄筋の有無と種類, 軸力比, アンボンド鉄筋の種類と本数・付着除去長さとした。試験体名は当研究室が過去の論文で掲載したものを使用している。アンボンド鉄筋の付着除去には鋼製の 30ϕ のシース管を使用し, シース管の上下部分にウエスとビニールテープで防水処理を施し, 管内の鉄筋を乾いた状態に保った。アンボンド鉄筋の付着除去長さは, 以下に示す式により算定した。

$$L=R \cdot l / 2\varepsilon_y \quad (1)$$

式中の R , l , ε_y は順に壁の部材角, 鉄筋間水平距離, アンボンド鉄筋の降伏ひずみである。壁の部材角は, 中立軸が壁脚部断面の中央に位置すると仮定している。またアンボンド鉄筋は, DW-295U-0.3 と DW-295BU-0.25 と HN-I-295-0.25 では $R=0.70/100\text{rad}$ で降伏するように, DW-490U-0.3 と DW-490BU-0.25, DW-490BU-0.25, A-685-0.10, N-685-0.10 では $R=1.00/100\text{rad}$ で降伏するように S-685-0.10 では $R=0.80/100\text{rad}$ で S-685-0.25 では $R=1.20/100\text{rad}$ で降伏するように設計した。提案する耐震壁はレベル 2 地震動において, 最大変形のクライテリアを $R=1.00/100\text{rad}$ としている。実験では, その 2 倍となる $R=2.00/100\text{rad}$ までの弾塑性性状を確認するこ

Table 1 試験体情報

試験体	DW-295U -0.3	DW-490U -0.3	DW-295BU -0.25	DW-490BU -0.25	HN-I-295 -0.25	HN-I-490 -0.25	S-685 -0.10	S-685 -0.25	A-685 -0.10	N-685 -0.10
高さ	1862		1800		1800		1800		1800	
B×D	140×810		140×810		140×810		140×810		140×810	
B×D(壁脚)	140×410		140×410		140×410		140×410		140×410	
縦筋	D10@40 ダブル (SD295)		D10@40 ダブル (SD295)		D10@40 ダブル (SD295)	D10,D13@40ダブル (SD295,SD490)	D10@40 ダブル (SD295)		D10@40 ダブル (SD295)	
横筋	D10@80 ダブル (SD295)		D10@80 ダブル (SD295)		D10@80 ダブル (SD295)		D10@80 ダブル (SD297)	D10@80 ダブル (SD298)	D10@80 ダブル (SD295)	
アンボンド鉄筋	D10-SD295 (付着除去長 1300mm)	D13-SD490 (付着除去長 1300mm)	D10-SD295 (付着除去長 1200mm)	D13-SD490 (付着除去長 1200mm)	D10-SD295 (付着除去長 1200mm)	D13-SD490 (付着除去長 1200mm)	D19-USD685 (付着除去長 650mm)	D19-USD685 (付着除去長 1000mm)	D19-USD685 (付着除去長 820mm)	
露出鉄筋	D10-SD295		D10-SD295		D13-SD490		D10-SD295		D13-SD490	—
軸力比	0.3程度		0.25程度		0.25程度		0.1程度	0.25程度	0.1程度	

とにした。試験体の形状は 10 体ともほとんど同形であるため本稿では S-685-0.10 試験体の詳細を Fig. 3 に例示する。また、試験体に用いた鋼材の機械的性質を Table 2 に、コンクリートの諸元を Table 3 に示す。

2.2 加力装置と測定方法

実験は地震時の応力状態を模して一定の鉛直荷重のもとにおいて、水平力を繰り返し载荷した。DW-295U-0.3 と DW-490U-0.3 では鉛直荷重 520kN (軸力比 0.30 程度), DW-295BU-0.25 と DW-490BU-0.25 では 620kN (軸力比 0.25 程度), HN-I-295-0.25 と HN-I-490-0.25 では鉛直荷重 520kN (軸力比 0.25 程度), S-685-0.25 では 520kN (軸力比 0.25 程度), S-685-0.10 と A-685-0.10, N-685-0.10 では 190kN (軸力比 0.1 程度) を载荷し、実験中一定に保持した。軸力比は壁脚部の断面 (140×410mm) を用いて算定した。

Fig. 4 に载荷プログラムを示す。载荷は载荷点位置の水平変位で制御した。载荷プログラムは漸増振幅繰返し型で、部材角 $R=\pm 0.25/100\text{rad}$ から $R=\pm 1.00/100\text{rad}$ まで変位振幅増分を $0.25/100\text{rad}$ とし、各変位振幅で 3 回ずつ载荷を行い、以降は $R=\pm 1.50/100\text{rad}$ を 3 回、 $R=\pm 2.00/100\text{rad}$ を 1 回とし合計 16 回の繰返し载荷を行った。

3. 耐力評価

通常のプロポーシヨンの耐震壁は、せん断破壊することが多い。しかし本提案ではスリットにより曲げ強度が著しく低下している為、主に曲げ破壊によりその最大耐力が決定する。曲げ破壊は、安定した荷重変形関係を示すが、そのせん断余裕度が履歴挙動に影響を及ぼすことはよく知られている。そこで、この節では、試験体の曲げおよびせん断の両方の耐力評価を行い、実験値との比較を行う。

3.1 曲げ耐力時のせん断力 Q_f

曲げ耐力時のせん断力の算定に際し、試験体脚部の全塑性状態を仮定して計算を行った。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、曲げ耐力を基礎梁上面から载荷点までの距離 (1600mm) で除した値を Q_f として定義した。Fig. 5 に試験体の壁脚部断面におけるひずみ ϵ 分布と応力 σ 分布を示す。ここで、コンクリートの引張応力は 0 としている。

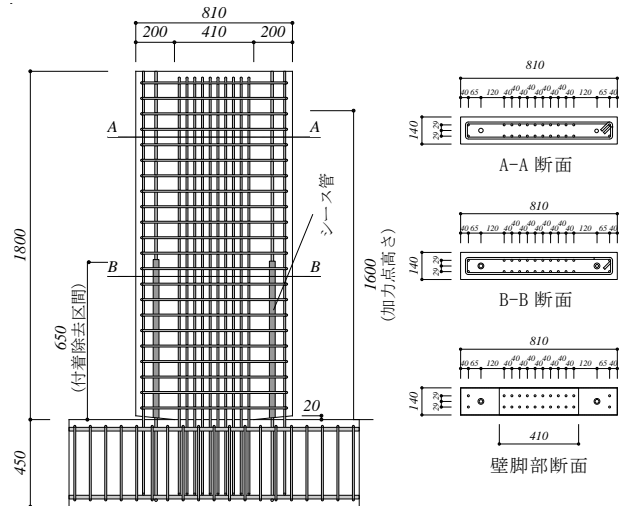


Fig. 3 S-685-0.10 試験体詳細

Table 2 鋼材の機械的性質

		降伏強度	降伏歪み	引張強度	降伏比
		(N/mm ²)	(μ)	(N/mm ²)	
DW-295U-0.3 DW-490U-0.3	D-10(SD295)	355	1730	466	0.762
	D-13(SD490)	539	2630	662	0.814
	D-19(SD345)	387	1890	548	0.706
DW-295BU-0.25 DW-490BU-0.25	D-10 (SD295)	359	1753	488	0.736
	D-13 (SD490)	541	2638	662	0.817
	D-19 (SD345)	384	1875	542	0.708
HN-I-295-0.25 HN-I-490-0.25	D-10(SD295)	359	1753	487	0.738
	D-13(SD490)	550	2682	673	0.817
	D-19(SD345)	408	1990	580	0.704
S-685-0.10 S-685-0.25	D-10 (SD295)	349	1922	491	0.711
	D-19 (USD685)	713	3681	894	0.797
	D-19 (SD345)	382	1994	560	0.682
A-685-0.10 N-685-0.10	D-10(SD295)	369	2047	490	0.753
	D-13(SD490)	555	3002	691	0.803
	D-19(SD345)	372	2065	542	0.686
	D-19(USD685)	713	3633	886	0.805

Table 3 コンクリートの強度および調合一覧

試験体	呼び強度	圧縮強度	ヤング係数	スランプ	空気量	引張強度
	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/mm ²)	(cm)	%	(N/mm ²)
DW-295U-0.3	24	30.3	27.9	21.5	4.5	1.8
DW-490U-0.3						
DW-295BU-0.25	36	43.6	33.3	16.3	4.8	2.2
DW-490BU-0.25						
HN-I-295-0.25	27	35.7	27.7	21.7	5.3	2.0
HN-I-490-0.25						
S-685-0.10	24	33.0	29.3	20.5	3.6	1.9
S-685-0.25						
A-685-0.10	24	29.6	28.4	19.3	4.3	2.4
N-685-0.10						

3.2 せん断耐力 Q_S

せん断耐力式は、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9)の式を用いる。

Fig. 6にトラス機構におけるせん断力の釣合いを示す。トラス機構とは、図に示すように主筋の付着力、帯筋の引張力、コンクリートの圧縮束の3つの力がトラスを形成して材のせん断力を伝達するモデルを指す。トラス機構は、図中のコンクリートの圧縮束の角度 φ をどのように定めるかが重要となり、後述する式では、これを係数 μ で設定している。本実験で用いた試験体のトラス機構形成のイメージ図を、Fig. 7に示す。Fig. 7の斜線部分が、本研究で著者らが仮定した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、通常の耐震壁や梁のように、両端の軸方向筋に付着力を期待することができない。従って、本稿ではトラス機構に関与する断面の有効せいは両端の縦筋間距離360mmとした。

Fig. 8にアーチ機構のイメージ図を示す。アーチの端部において楔状の圧縮応力 σ_a が釣合っていることがわかる。アーチ機構はトラス機構により生じる斜め圧縮応力 σ_t が、コンクリートの有効圧縮強度 $\nu\sigma_B$ を超えないという条件のもと($\sigma_t \leq \nu\sigma_B$)で成立する。すなわち、トラス機構が成立した時点でのコンクリートの圧縮束の応力の余剰分がアーチを形成してせん断力に抵抗することになる。ここでも、提案するRC造耐震壁が壁脚部両端にスリットを有する為、通常の耐震壁や梁のように、アーチが成立する断面せいを確保することができない。本稿では、Fig. 8に示したように壁の幅から片側のスリット長さを引いた610mmをアーチ機構が形成される断面の有効せいとする。

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9)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。

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

式中で σ_B 、 φ 、 ν はそれぞれコンクリートの圧縮強度、トラス機構のコンクリート圧縮束の角度、コンクリート圧縮強度の有効係数である。また $\cot \varphi = 1$ とする。また、式中の β 算定には次式を用いた。

$$\beta = (1 - \cot^2 \varphi) \cdot \rho_s \cdot \sigma_{sy} / (\nu \cdot \sigma_B) \quad (3)$$

以下に Q_{S2} の算定式を示す。 Q_{S2} は(5)~(7)式による値の最小値が採用されている。

$$Q_{S2} = \min Q_{S2-1}, Q_{S2-2}, Q_{S2-3} \quad (4)$$

$$Q_{S2-1} = \mu \cdot \rho_{we} \cdot \sigma_{wy} \cdot b_e \cdot j_e + \left(\nu \cdot \sigma_B - \frac{5 \cdot \rho_{we} \cdot \sigma_{wy}}{\lambda} \right) \frac{b \cdot D}{2} \cdot \tan \theta \quad (5)$$

$$Q_{S2-2} = \frac{\lambda \cdot \nu \cdot \sigma_B + \rho_{we} \cdot \sigma_{wy}}{3} \cdot b_e \cdot j_e \quad (6)$$

$$Q_{S2-3} = \frac{\lambda \cdot \nu \cdot \sigma_B}{2} \cdot b_e \cdot j_e \quad (7)$$

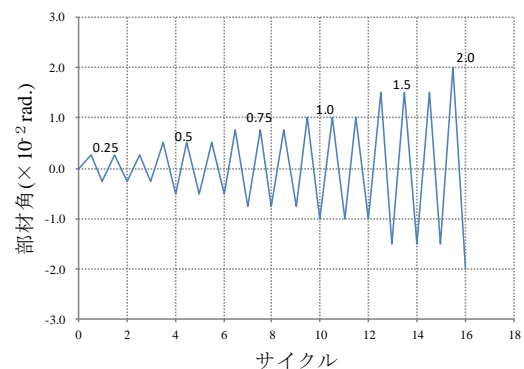


Fig. 4 荷重サイクル

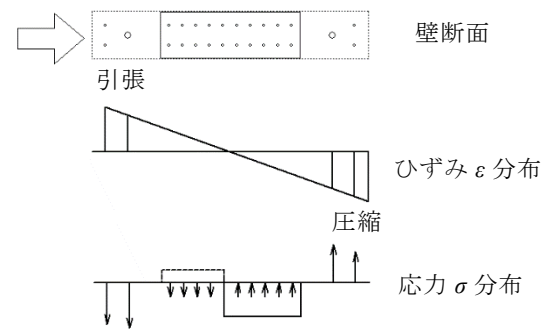


Fig. 5 ひずみ ε 分布と応力 σ 分布

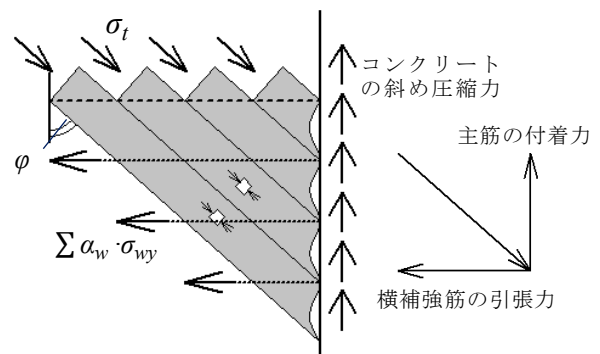


Fig. 6 トラス機構におけるせん断力の釣合い

式中で λ と μ の算定には次式を用いた。

$$\lambda = 1 - \frac{s}{2j_e} - \frac{b_s}{4j_e} \quad (8)$$

$$\mu = 2 - 20R_p \quad (9)$$

なお、 λ 、 μ はそれぞれトラス機構の有効係数、トラス機構の角度を表す係数であり、式中で R_p は設計上想定したヒンジ領域の回転角で1.00/100rad.とした。 $\tan\theta$ に関しては両式で用いた値が同一であるため(2)式の記号を用いて示す。

$$\tan\theta = \frac{\sqrt{L^2 + l_{wa}^2} - L}{l_{wa}} \quad (10)$$

コンクリート圧縮強度の有効係数については耐震壁の開発研究であることを根本に考え両式において以下に示す算定式を使用した。

$$\nu_0 = 0.7 - \sigma_B / 200 \quad (11)$$

$$\nu = \nu_0 (R_u < 0.005) \quad (12)$$

$$\nu = (1.2 - 40R_u)\nu_0 (0.005 \leq R_u < 0.02) \quad (13)$$

$$\nu = 0.4\nu_0 (0.02 \leq R_u) \quad (14)$$

式中で ν_0 は降伏ヒンジ・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である。また本稿では上式中の R_u に実験の部材角 R を使用している。降伏ヒンジ領域を計画した場合、部材角の増加に伴いヒンジ領域の損傷が拡大して耐震壁の耐力の低下が起こる場合がある。(12)式～(14)式は損傷によりコンクリートの圧縮強度が低下することで、せん断耐力が低下することを表現している。

Table 4に(2)～(14)式の算定に用いた記号の一覧と使用した数値についてまとめている。

4. 実験結果

4.1 実験値と計算値比較

Table 5に実験結果と前述した算定式により導いた Q_f と Q_{S1} と Q_{S2} の一覧を示す。実験による試験体の最大耐力 H_{exp} は、正加力時と負加力時の最大値の平均とした。全ての試験体の H_{exp}/Q_f の平均は1.03と精度よく評価を行うことができた。一方、部材角が2.00/100rad.以上の場合のせん断耐力に関して評価を行うと Q_{S1} においては、HN-I-490-0.25, S-685-0.25, A-685-0.10の3体でせん断余裕度が1.00を下回り、 Q_{S2} においてはDW-295U-0.3, DW-295BU-0.25以外の8体でせん断余裕度

が1.00を下回った。その中でもHN-I-490-0.25とA-685-0.10の2体の試験体はせん断余裕度が0.70を下回っている。DW-295U-0.3とHN-I-295-0.25以外の8つ

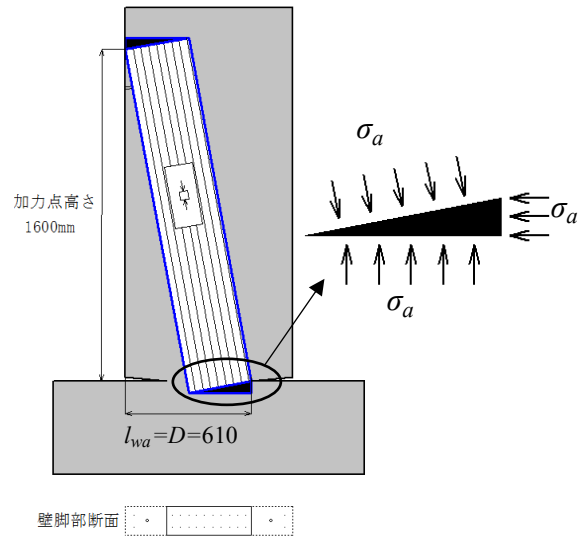


Fig. 8 アーチ機構

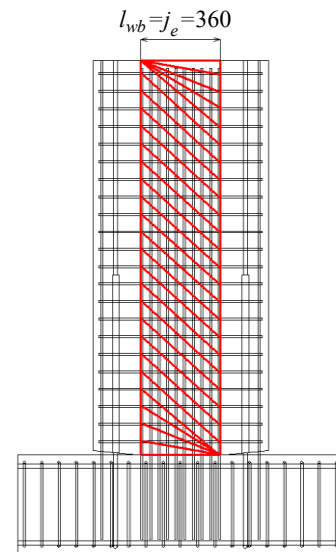


Fig. 7 トラス機構

Table 4 (2)～(14)式までの主な記号一覧

(1)式	(4)式	値	詳細
t_w	$b_e = b_s = b$	140mm	断面幅
σ_{sy}	σ_{wy}	表2参照	横補強筋の降伏強度
ρ_s	ρ_{we}	—	有効横補強筋比
l_{wa}	D	610mm	アーチ機構に関連する断面の有効せい
l_{wb}	j_e	360mm	トラス機構に関連する断面の有効せい

Table 5 実験値・計算値

試験体	H_{exp} (kN)	Q_f (kN)	H_{exp}/Q_f	Q_{S1} (kN)		Q_{S2} (kN)		Q_{S1}/Q_f ($0.02 \leq Ru$)	Q_{S2}/Q_f ($0.02 \leq Ru$)
				$Ru < 0.005$	$0.02 \leq Ru$	$Ru < 0.005$	$0.02 \leq Ru$		
DW-295U-0.3	131	125	1.05	287	168	297	133	1.34	1.06
DW-490U-0.3	165	165	1.00	287	168	297	133	1.02	0.81
DW-295BU-0.25	162	140	1.16	323	212	356	168	1.51	1.20
DW-490BU-0.25	189	172	1.10	323	212	356	168	1.23	0.97
HN-I-295-0.25	167	169	0.98	304	188	324	149	1.11	0.88
HN-I-490-0.25	224	233	0.96	304	188	324	149	0.81	0.64
S-685-0.10	169	166	1.02	292	178	309	141	1.08	0.85
S-685-0.25	178	181	0.98	292	178	309	141	0.98	0.78
A-685-0.10	212	208	1.02	291	165	296	130	0.79	0.63
N-685-0.10	139	143	0.97	291	165	296	130	1.15	0.91
平均	—	—	1.025	—	—	—	—	1.101	0.872

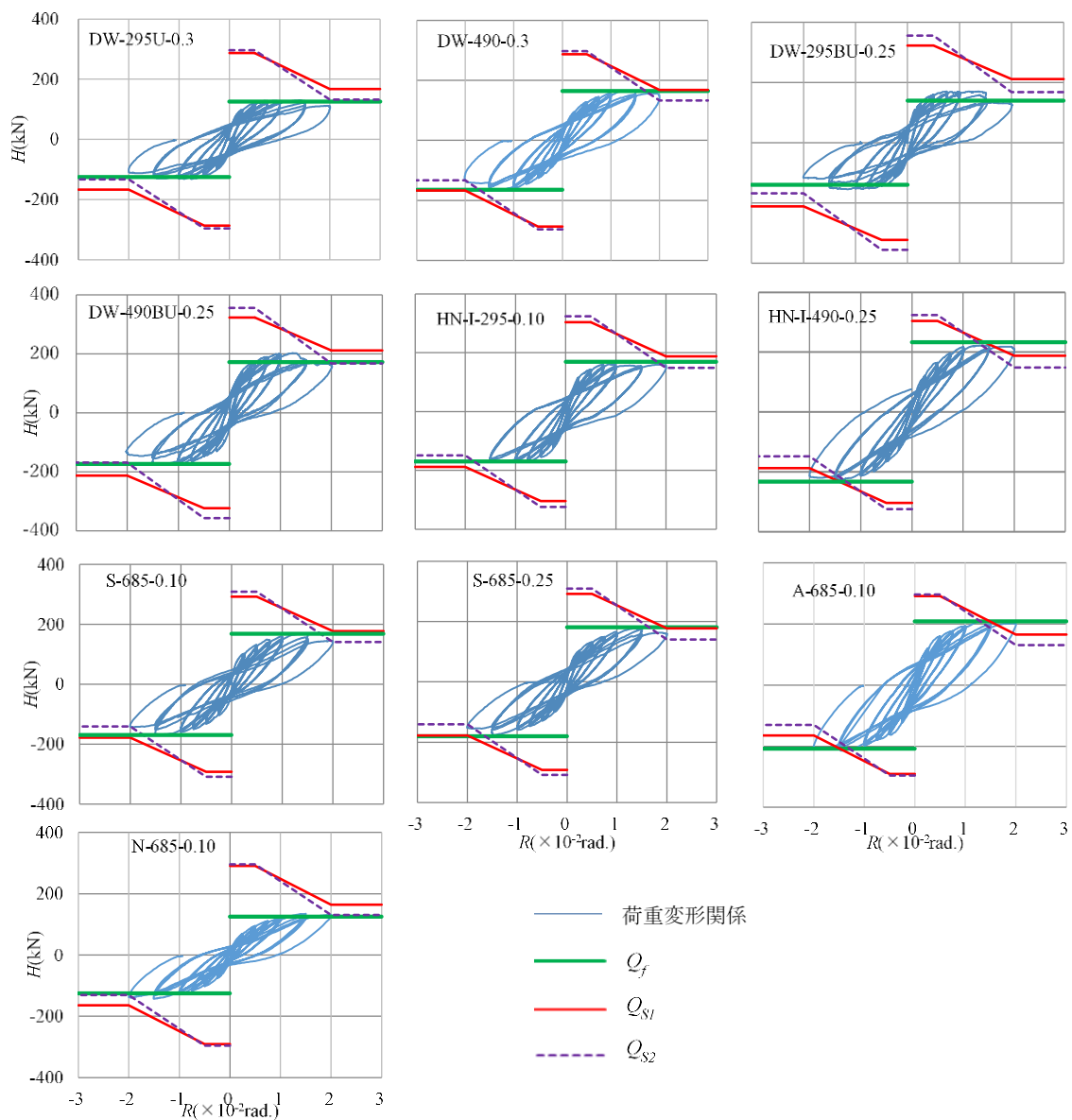


Fig. 10 荷重-変形関係

の試験体において部材角の増加に伴い曲げ破壊からせん断破壊に移行することが懸念される。

4.2 試験体の損傷状況

試験体の損傷状況はほとんどの試験体において酷似していた。Fig. 9 に部材角が 2.00/100rad. 以上の場合のせん断余裕度が 1.00 を下回る S-685-0.25 と A-685-0.10 の試験体の最終的な損傷状況スケッチを例として示す。Fig. 9 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。設計上の変形のクライテリアとして設定した $R=1.00/100\text{rad.}$ 時における各試験体のひび割れ性状を観測したところ、Fig. 9 よりひび割れはさらに少なく、壁試験体は想定通りの損傷制御性能を有しているといえる。

4.3 荷重-変形関係

Fig. 10 に実験より得られた荷重変形関係と前述した算定式により導いた Q_f , Q_{S2} , Q_{S2} との関係を示す。図の縦軸は載荷点高さの水平力 H (kN) で、横軸は壁の部材角 R ($\times 10^{-2}\text{rad.}$) である。従来の連層耐震壁であれば、せん断余裕度が 1 を下回る耐震壁は部材角の増加に伴い水平力の値が小さくなる場合がある。しかし、本研究の試験体においては Fig. 10 に示すように、部材角 $R=0.5/100\text{rad.}$ 以降であっても水平力の低下が見られず、履歴曲線は安定したループを示した。このことは次のように考察できる。Fig. 9 に示すように提案耐震壁は、損傷領域が拡大しない。したがって、従来の RC 部材のようにヒンジ領域のせん断力低下を考慮せず設計できる可能性がある。

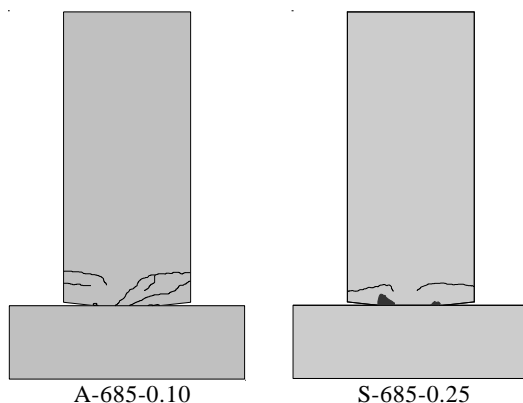


Fig. 9 試験体損傷状況

5. まとめ

本研究で得られた知見を以下に列挙する。

1. すべての試験体の最大耐力は曲げ耐力時のせん断力 Q_f により精度良く評価できる。
2. 部材角 R が 2.00/100rad. より大きい場合に限り曲げ耐力時のせん断力 Q_f をせん断耐力 Q_S が上回るケースが見られた。
3. 荷重-変形関係に関して履歴曲線は安定したループを描いておりせん断破壊の影響は見られない。これは、実験終了後の試験体のスケッチや写真から、壁脚部以外の損傷がほとんど観測されなかった事実と一致している。

参考文献

- 1) 高橋恵介, 佐々木健太, 中原浩之, 窪寺弘頭: 壁脚部にスリットを有する損傷制御型 RC 造連層耐震壁に関する実験的研究, 日本建築学会九州支部研究報告, 第 51 号, pp.501-508, 2012.3.
- 2) 佐々木健太, 菅通彦, 中原浩之, 窪寺弘頭: 壁脚部にスリットを有する損傷制御型 RC 造連層耐震壁に関する実験的研究, 日本建築学会九州支部研究報告, 第 53 号, pp.501-508, 2013.3.
- 3) 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, pp.295-300, 2014.7.
- 4) 中原浩之, 甲野裕貴, 鎌田健斗, 淵上陽介, 窪寺弘頭: ひび割れ制御性能を有する RC 造連層耐震壁の開発に関する基礎的研究, 日本建築学会研究報告九州支部, 第 54 号, pp.533-544, 2015.3.
- 5) 田中裕紀, 中原浩之, 鎌田健斗, 窪寺弘頭: 損傷制御型 RC 造連層耐震壁の開発に関する基礎的研究, 日本建築学会研究報告九州支部, 第 55 号, pp.529-536, 2016.3.
- 6) 松岡忠生, 大久保全陸: 梁下端筋曲げ降伏限定によるエネルギー消費機構に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2, pp.475-476, 1996.6.
- 7) 平石久廣, 他: 降伏機構分離型鉄筋コンクリート造の開発(梁の耐震実験), 日本建築学会構造系論文集, No.580, pp.99-104, 2004.6.
- 8) 勅使川原正臣, 他: 降伏機構分離型鉄筋コンクリート造耐震壁の基本性能, 日本建築学会構造系論文集, No.593, pp.137-143, 2005.7.
- 9) 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.