



PCストランド補強耐震壁の耐震性能と性能評価法に関する研究

曾，令昕

(Degree)

博士（工学）

(Date of Degree)

2022-03-25

(Date of Publication)

2024-03-25

(Resource Type)

doctoral thesis

(Report Number)

甲第8347号

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/D1008347>

※ 当コンテンツは神戸大学の学術成果です。無断複製・不正使用等を禁じます。著作権法で認められている範囲内で、適切にご利用ください。



博士論文

PC ストランド補強耐震壁の 耐震性能と性能評価法に関する研究

2022 年 1 月

神戸大学大学院工学研究科

曾 令昕

目 次

目 次	I
図目次	IV
表目次	VII
第 1 章 序論.....	1
1.1 研究の背景.....	2
1.2 レジリエントな耐震壁に関する既往の研究.....	5
1.3 問題と研究目的.....	11
1.4 論文の構成.....	12
参考文献.....	13
第 2 章 PC ストランドを用いた実寸 RC 造耐震壁の履歴性状	17
2.1 序	18
2.2 実験概要.....	19
2.2.1 実験計画.....	19
2.2.2 試験体.....	19
2.2.3 材料特性.....	23
2.2.4 載荷装置及び載荷方法.....	25
2.2.5 測定装置及び測定方法.....	27
2.3 実験結果.....	28
2.3.1 実験経過及び破壊状況.....	28
2.3.2 水平力一部材角関係.....	32
2.3.3 初期剛性と割線剛性の変化.....	36
2.3.4 鉄筋のひずみ.....	38
2.3.5 水平変位の高さ方向に沿う分布.....	42
2.3.6 残留変形角及び残留ひび割れ幅.....	43
2.3.7 エネルギー吸収性能.....	45
2.4 まとめ.....	48
参考文献.....	49
第 3 章 せん断スパン比と軸力比の影響に関する実験的検討	50
3.1 序	51
3.2 実験概要.....	52
3.2.1 実験計画.....	52
3.2.2 試験体.....	52

3.2.3 材料特性.....	54
3.2.4 載荷装置及び載荷方法.....	55
3.2.5 測定装置及び測定方法.....	56
3.3 実験結果.....	58
3.3.1 実験経過及び破壊状況.....	58
3.3.2 水平力—部材角関係.....	64
3.3.3 初期剛性と割線剛性の変化.....	66
3.3.4 鉄筋のひずみ.....	68
3.3.5 残留変形角及び残留ひび割れ幅.....	70
3.3.6 エネルギー吸収性能.....	72
3.4 寸法効果に関する検討.....	73
3.5 まとめ.....	74
参考文献.....	76
第 4 章 耐震壁の耐震性能の解析的評価及び精度検証	77
4.1 序	78
4.2 付着すべりを考慮した繰り返し履歴性状の解析手法	79
4.2.1 解析概要及び解析仮定	79
4.2.2 付着バネ領域.....	80
4.2.3 塑性ヒンジ領域.....	81
4.2.4 解析手順.....	82
4.2.5 各種変形の割合及びヒンジ領域長さの推定	84
4.3 材料の履歴モデル.....	92
4.3.1 コンクリートの応力—ひずみ関係モデル	92
4.3.2 鉄筋の応力—ひずみ関係モデル	94
4.3.3 PC スtrandとコンクリート間の付着応力—すべり関係	96
4.4 解析結果と実験結果の比較.....	99
4.4.1 付着すべり考慮の有無の影響.....	99
4.4.2 セン断変形考慮の有無の影響.....	104
4.4.3 付着すべりモデルの比較.....	105
4.4.4 解析的精度検証.....	107
4.5 まとめ.....	114
参考文献.....	115
第 5 章 耐震壁の終局耐力の評価方法及び精度検証	117
5.1 序	118

5.2 曲げ終局耐力の評価.....	119
5.3 せん断終局耐力の評価.....	123
5.4 まとめ.....	125
参考文献.....	126
第 6 章 PC ストランド補強耐震壁の V-R 包絡線モデル化	127
6.1 序	128
6.2 V-R 線モデルの提案	130
6.2.1 線形弾性領域.....	131
6.2.2 ドリフト硬化性領域.....	131
6.2.3 ピーク点座標 (R_u , V_u) の算定.....	135
6.3 提案モデルの精度検証.....	138
6.4 まとめ.....	141
参考文献.....	142
第 7 章 総括および今後の課題.....	143
7.1 総括.....	144
7.2 今後の課題.....	148
謝辞	149
発表論文リスト.....	151

図目次

図－1.1	最近 10 か年の主なプレート地震の分布 ^{1.1)}	2
図－1.2	2010 年チリ地震で破壊された RC 造壁部材 ^{1.7)～1.8)}	3
図－1.3	日本における巨大地震による被害例 ^{1.10)}	3
図－1.4	レジリエントな構造要素と靱性型構造要素の水平力－部材角関係の比較.....	4
図－1.5	UPTP コンクリート壁の履歴性状例.....	5
図－1.6	UPTP コンクリート壁の履歴性状.....	6
図－1.7	超高強度鉄筋例.....	7
図－1.8	SBPDN 鉄筋を用いた壁の履歴性状.....	8
図－1.9	CFRP 筋を用いた壁の履歴性状（配筋位置の影響）.....	9
図－1.10	CFRP 筋を用いた壁の履歴性状（帯筋の影響） ^{1.38)}	9
図－2.1	試験体寸法と配筋詳細（単位 mm）.....	23
図－2.2	PC スtrandの端部固定詳細（単位 mm）.....	23
図－2.3	PC スtrandと CFRP 筋の様子.....	24
図－2.4	鋼材のひずみ－応力関係.....	25
図－2.5	载荷装置.....	26
図－2.6	実験状況.....	26
図－2.7	载荷サイクル.....	26
図－2.8	変位計の取付位置.....	27
図－2.9	ひずみゲージの貼付位置.....	27
図－2.10	主要な実験経過.....	28
図－2.11	試験体の終局状況.....	31
図－2.12	水平力－部材角関係の実験結果.....	34
図－2.13	履歴ループの包絡線の比較.....	35
図－2.14	割線剛性の変化状況.....	38
図－2.15	集中鉄筋のひずみ.....	39
図－2.16	PC スtrandひずみの高さ方向に沿う分布.....	40
図－2.17	壁板縦筋のひずみ.....	41
図－2.18	帯筋のひずみ.....	42
図－2.19	各計測点間の勾配分布.....	43
図－2.20	残留部材角.....	44
図－2.21	最大ひび割れ幅と残留ひび割れ幅.....	45

図－2.22 等価粘性減衰定数の概念.....	46
図－2.23 等価粘性減衰定数.....	47
図－3.1 試験体寸法と配筋詳細（単位 mm）	53
図－3.2 PC ストランド及び定着具	54
図－3.3 鋼材のひずみ－応力関係.....	55
図－3.4 荷重装置.....	56
図－3.5 実験状況.....	56
図－3.6 荷重サイクル	56
図－3.7 変位計の取付位置.....	57
図－3.8 ひずみゲージの貼付位置.....	57
図－3.9 主要な実験経過.....	58
図－3.10 損傷状況.....	63
図－3.11 水平力－部材角関係の実験結果	65
図－3.12 履歴ループの包絡線の比較.....	66
図－3.13 割線剛性の変遷状況.....	67
図－3.14 PC ストランドのひずみ	68
図－3.15 PC ストランドひずみの高さ方向に沿う分布	69
図－3.16 帯筋のひずみ.....	70
図－3.17 残留部材角.....	71
図－3.18 最大ひび割れ幅と残留ひび割れ幅.....	72
図－3.19 等価粘性減衰定数.....	73
図－3.20 基準平均せん断応力度－部材角関係の比較.....	73
図－4.1 壁部材モデル	79
図－4.2 付着バネモデルの概要.....	80
図－4.3 塑性ヒンジ領域の分割及び PC ストランドのひずみ分布	82
図－4.4 回転角の計算方法.....	85
図－4.5 各種変形のモデル.....	86
図－4.6 曲げ変形割合－部材角関係.....	88
図－4.7 コンクリートの軸方向応力－ひずみ関係モデル	92
図－4.8 コンクリートの応力－ひずみ関係の繰り返し則.....	94
図－4.9 PC ストランドの応力－ひずみ関係の繰り返し則	96
図－4.10 τ - S 関係モデル	97

図-4.11	コンクリートの強度上昇係数.....	100
図-4.12	実験結果と解析結果との比較（付着すべり無視）	102
図-4.13	実験結果と解析結果との比較（付着すべり考慮）	103
図-4.14	せん断変形量の考慮の有無による影響.....	105
図-4.15	LB-HS モデルと D-HS モデルの比較	106
図-4.16	実験値と繰り返し解析結果の比較.....	108
図-4.17	包絡線の比較.....	110
図-4.18	PC ストランドひずみの比較	111
図-4.19	残留部材角の比較(正負平均).....	112
図-5.1	コンクリートの等価応力ブロック	119
図-6.1	水平力—部材角関係の比較.....	128
図-6.2	性能に基づく耐震設計及び評価フロー ^{6.4)}	129
図-6.3	V-R 線モデルの概要	130
図-6.4	ドリフト硬化性領域の対数関数.....	132
図-6.5	対数関数の概要.....	133
図-6.6	A と $B-V_w/R_u$ の関係.....	134
図-6.7	応力とひずみの分布.....	135
図-6.8	$r-R_u$ の関係.....	137
図-6.9	計算結果と実験結果の比較.....	139
図-6.10	提案 V-R モデルと詳細な解析結果との比較.....	140

表目次

表－2.1	試験体一覧.....	20
表－2.2	コンクリートの調和表.....	24
表－2.3	コンクリートの圧縮実験結果.....	24
表－2.4	鋼材の材質一覧.....	24
表－2.5	実験結果一覧.....	32
表－2.6	実験値と計算値の比較.....	37
表－3.1	試験体一覧.....	52
表－3.2	コンクリートの調和表及びスランプの実測値.....	54
表－3.3	コンクリート四週の圧縮実験結果一覧.....	54
表－3.4	鋼材の力学特性.....	54
表－3.5	実験結果一覧.....	64
表－3.6	初期剛性の実験値と計算値の比較.....	67
表－4.1	α の計算結果一覧.....	89
表－4.2	β の計算結果一覧.....	91
表－4.3	高強度鉄筋の設定の詳細.....	99
表－4.4	各試験体解析の設定.....	107
表－4.5	実験結果と解析値の比較一覧.....	109
表－5.1	米中日基準と NewRC の比較.....	121
表－5.2	各設計規準に採用するコンクリート強度.....	121
表－5.3	曲げ終局耐力の比較.....	122
表－5.4	せん断耐力の計算精度の比較.....	124
表－6.1	提案 V-R 線モデルの計算式.....	130

第 1 章 序論

1.1 研究の背景

近年、世界各地における地震活動が活発期に入っている(図-1.1を参照)。特に、日本国内では、2011年の東日本大地震や2016年の熊本地震などのような、現行法令・設計基準にて想定されているレベルを超える地震や連続強震動が生じた。これらの巨大地震動と連続強震動は地震後の復興を困難にし、社会活動と人々の日常生活の再開を妨げることが容易に想像できる。また、巨大地震後の都市のダウンタイムと建物の修復にかかるコストも上昇し、経済的に大きな負担をもたらすことも想定されるので、地震後の速やかな復興を図る観点からは、レベルを超える地震などに対処できる新しい耐震技術の開発と実用化は喫緊の課題となっている。

鉄筋コンクリート(RC)造耐震壁は大地震が発生する地域にある建築物の重要な耐震構造要素として広く利用されている。特に欧米では、1980年代後半以降、経済的な設計性最適化するために、柱型がない矩形断面のRC造耐震壁の利用は一般的である。一方、日本では、1970年代以降広く使用されているRC造耐震壁の多くは、両端柱付きの「バーベル型」のRC壁であるが、2010年に改訂された鉄筋コンクリート構造設計基準^{1,2)}では、両側に柱型拘束域がある矩形壁を耐震壁として使用できるようになっている。また、現行設計基準では、柱型がない矩形断面耐震壁の設計方針は、せん断破壊などのような脆性破壊を避けて壁が曲げ破壊先行型となるように、壁部材に十分な靱性を確保させることにあることは広く認識されている。

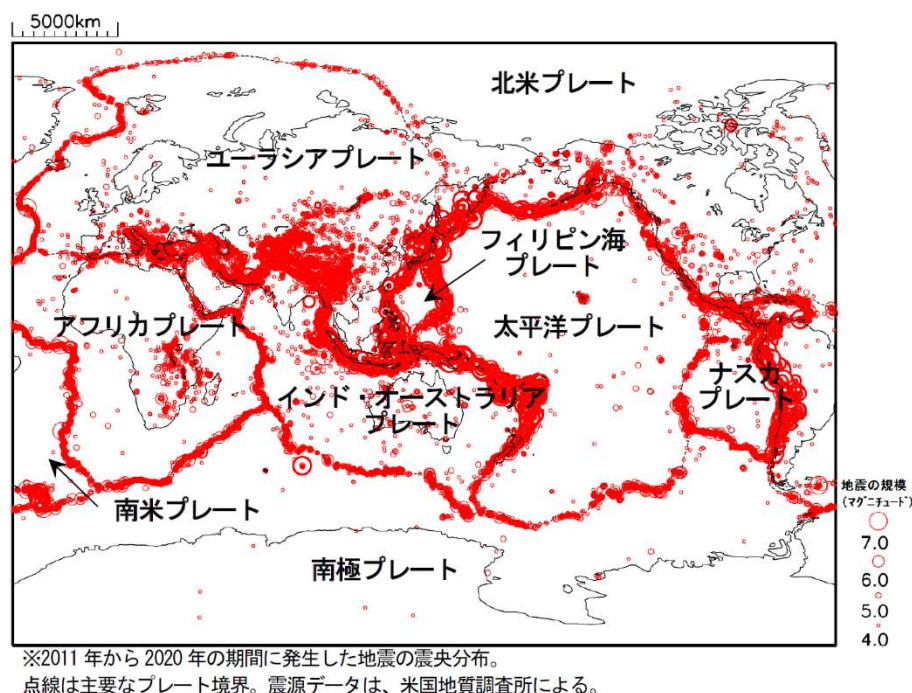


図-1.1 最近10か年の主なプレート地震の分布^{1.1)}

靱性型耐震壁は、大地震時に耐震壁の塑性化を許容して、靱性を確保しながら^{1.3)~1.4)}、主に壁板に配置されている鉄筋を降伏させることによって優れた地震エネルギー吸収能力を示すが、大きな変形能力およびエネルギー吸収能力は、壁部材の塑性ヒンジ領域に深刻な損傷や大きな残留変形などを許容することによってのみ達成されるものである。そのため、このような靱性型の耐震壁は、大地震時に大きな塑性変形を生じ、地震後の機能維持、修復性及び迅速な機能回復の要求を満足することは困難であると考えられる。

Wood ら^{1.5)}と Fintel ら^{1.6)}は、2000 より前の地震による壁式構造を有する建築物の被害調査を行った結果、非靱性型または靱性型耐震壁を用いたいずれの建築物においても、建物倒壊を防ぐ目標を達成できたが、非常に大きな残留変形と損傷が観察された。2010 年チリ地震においても、こうした事例が報告されている（図－1.2 を参照）。また、日本においても、図－1.3 (a)～(b)に示すように、巨大地震後の建物が傾いたり、新耐震の方立て壁板に多くの損傷が生じたりして、その修復費用が極めて高額に見積られたことから、取り壊された後に新築するというケースも少なからず見られた^{1.9)}。



(a) 壁の損傷

(b) 大破した RC 造壁

(c) 曲げヒンジが生じた壁柱

図－1.2 2010 年チリ地震で破壊された RC 造壁部材^{1.7)~1.8)}

(a) 兵庫県南部地震で倒壊した建物

(b) 東日本大震災で破壊した壁部材

図－1.3 日本における巨大地震による被害例^{1.10)}

上記のような教訓から、これからの建築物には、想定外の巨大地震に対して、人命保護の観点からの崩壊を防ぐことだけではなく、地震後の早期復興の観点からの復元性・修復性を併せ持つ、より高度な耐震性能を付与することが求められており。レジリエン

トな耐震要素（柱または耐震壁）はこのような高度な耐震性能を確保するための候補の一つである。

2009年、日米の研究者は、地震工学の新たな目標として Resilient City を作るべきであると提言した^{1.11)}。この Resilient City を実現するために、構造工学研究者からこれまでに様々なレジリエントな構造 (Resilient Structures) が提案されている^{1.12) ~ 1.13)}。Breuneau ら^{1.14)}は構造物のレジリエンス (Resilience) 性の評価指標として、下記の 4R を提案している。

1) Robustness(ロバスト)性

構造物の損傷に対する抵抗力が高い性質。

2) Redundancy(リダンダンシー)性

構造物が損傷を受けた場合に代替可能であること。つまり、構造物にある一部の機能が損傷しても構造物の機能を維持できる性質。

3) Resourcefulness(リソースフル)性

構造物の機能を回復するための資源が豊富にある性質。(金銭的、物理的、技術的、情動的などの材料な資源及び人的資源。)

4) Rapidity(ラピディティー)性

構造物が早期の機能回復できる性質。

レジリエントな耐震要素を活用することによって、要素自身ないし構造体の地震損傷を極小レベルまで制御できることが期待されるとともに、優れた復元性を有するので、従前の“人命保護”(life safety)を目的とする靱性型耐震構造と比して、地震後の迅速な生活再開が図れることにより、“生活保護”(life safety)という性能も期待できるという提案である。

図-1.4 に示すように、レジリエントな耐震壁は従来の靱性型耐震壁と比較して、大変形時まで水平抵抗力を低下することなく安定した水平耐力を維持できることと、残留変形を小さく抑えることが可能であることという 2 つの特徴を有する。これらの特徴は前述した、構造物のレジリエンス性の評価指標における(ロバスト性とラピディティー性にそれぞれ対応している。従って、レジリエントな耐震壁の開発・実用化はレジリエントな建築構造の創出につながることから、これまでに様々な開発研究が行われている。

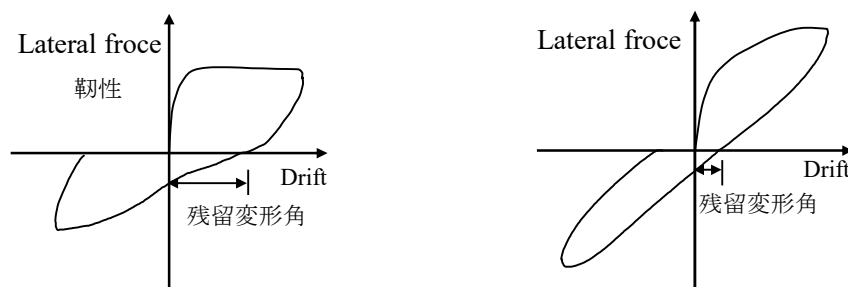


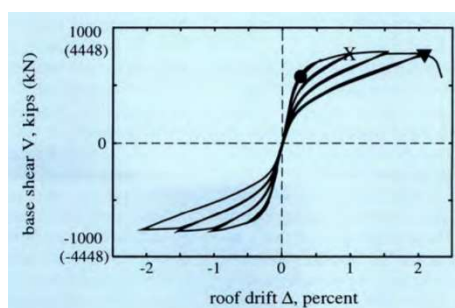
図-1.4 レジリエントな構造要素と靱性型構造要素の水平力—変位角関係の比較

1.2 レジリエントな耐震壁に関する既往の研究

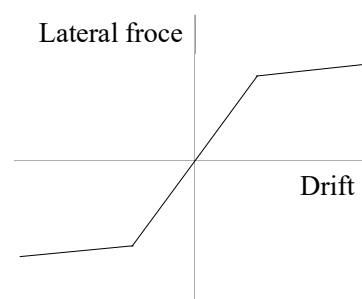
レジリエントな RC 造耐震壁を実現するための手法の一つとして、壁にプレストレスを導入する方法が提案されている。Priestley ら^{1.15)}は、プレストレスを導入する RC 造耐震壁の耐震性能を明らかにするために、5 階建ての（60%スケール）構造物について動的載荷実験を行った。試験対象の 5 階建て構造物は、図-1.7 に示す PC スtrandを用いたアンボンド・ポストテンション・プレキャスト（Unbonded Post-Tensioned Precast, 以下 UPTP と称す）RC 造壁と直交方向のプレキャストコンクリート・フレーム（Precast Concrete Frame, 以下 PC フレームと称す）で構成されている。UPTP 壁については、アンボンド PC スtrandを使用することにより、4 つのプレキャスト壁が互いに連結されつつ、基礎に接合されている。動的載荷実験の結果から、部材角 1.8% までの大変形を経験した UPTP コンクリート壁の残留部材角が僅か 0.06% で、UPTP 壁は損傷が最小限に抑えられると同時に、高いレジリエント性を有する事を明らかにした。

Kurama ら^{1.16)~1.18)}は、UPTP 壁の耐震挙動を解析的に調べ、UPTP コンクリート壁の大変形下の履歴挙動は図-1.5 (a) ~ (b)に示すように非線形の S 字型となることを明らかにした。また、Kurama らは、UPTP 壁式構造物の耐震性能を適切に評価するために、実物大 6 階建ての建物を対象に、解析モデルを提案した。その解析モデルに基づき、UPTP 壁を用いた建物モデルについて、200 以上の地震動に対する非線形時刻歴応答解析を行った結果、UPTP 壁はドリフト（部材角）0 の近傍にて往復振動し、明瞭なセルフセンタリング性能を示す反面、エネルギー吸収能力が非常に低い（等価粘性減数係数は 0.04 程度しかない）ことを明らかにした。

UPTP 壁のエネルギー吸収能力の向上と地震による変位応答の低減を同時に図るために、Kurama ら^{1.19)}は粘性流体ダンパーと UPTP 壁の混用を提案し、実験結果により、提案されたハイブリットシステムのエネルギー吸収能力と設計方法の妥当性を検証した。さらに、Kurama ら^{1.20)~1.21)}は、UPTP 壁の水平接合部には軟鋼とアンボンド・ポストテンショ



(a) 履歴曲線^{1.17)} (UPTP コンクリート壁)

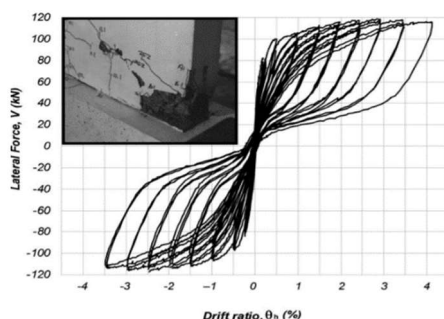
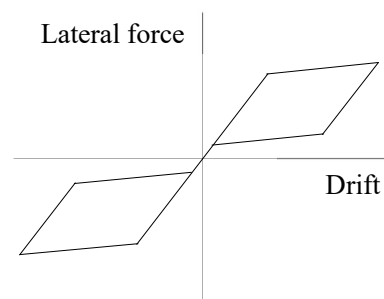


(b) S 型の履歴曲線

図-1.5 UPTP コンクリート壁の履歴性状例

ン PC スtrand (Unbond Post-Tensioned PC Strands) との組み合わせを考案し、ハイブリッド・プレキャスト壁システム (Hybrid Precast Wall System) を提案し、UPTP 壁のエネルギー吸収能力と水平変位の改善が期待できることを報告している。

Restrepo ら^{1.22)}は UPTP 壁のエネルギー散逸能力を高めるために、壁脚部に縦方向の低炭素鋼を使用することを提案した。これにより壁の履歴ループは、図-1.6 (a) ~ (b)に示すようなフラグ型のループ形状となり、残留変形角を小さく抑えながらもエネルギー吸収能力の向上を実現でき、壁の等価粘性減衰定数が 14%に増加したことを明らかにした。また、Dang ら^{1.23)}は有限要素解析 (FEA) により、前述した UPTP 壁^{1.22)}の耐震性能を解析し、解析結果は、UPTP 壁の履歴性状、PC スtrand のプレストレス、およびコンクリートの応力-ひずみ履歴などの実験結果を適切に評価できることを報告している。

(a) 履歴曲線^{1.22)}

(b) フラグ型のループ型の履歴曲線

図-1.6 UPTP コンクリート壁の履歴性状

Perez ら^{1.24)~1.26)}は、6階建て UPTP 壁試験体について、ポストテンションスチールストランド (Post-Tensioned Steel Strands) の総面積と配置位置、および壁パネルに加えるポストテンションによる初期プレストレスなどが UPTP 壁の履歴特性に及ぼす影響について実験的に調べた。また、Perez ら^{1.24)}は、壁の水平荷重の非線形挙動を適切に評価するための解析モデルも提案した。彼らの実験および解析研究の結果より、提案された解析モデルは高いプレストレスを受ける壁の性能を精度良く評価できるが、プレストレスが低い試験体では解析結果が実験値を著しく過大評価されることが明らかになった。

Beller ら^{1.27)}は UPTP 壁を用いた建物の性能を検証するために、1/2 スケールのモデルの試験体について振動台による震動実験を行った。その結果、UPTP 壁は、設計レベル地震 (Design Basic Earthquake, 以下 DBE と称す) では完全に機能を発揮し、壁脚部コンクリートの剥離を抑えて、残留変形もほぼゼロに抑制でき、UPTP 壁は非常に優れたレジリエンス性を示した反面、DBE を超える巨大地震の下では、PC スtrand の破損によって、壁の揺れが制御できず、壁が崩壊してしまうリスクが高いことを明らかにした。

Panian ら^{1.28)}は UPTP 壁システムの工法を開発し、サンフランシスコにある RC 建造物

に開発したシステムを適用した。当該建物は 13 階建てのもので、UPTP 壁を建物コア壁として用いており、DBE のレベルでは建物の残留変形が微小で、地震後に建物は元の位置に復元できるように構造設計されている。

上述した先行研究より明らかなように、UPTP 壁は優れたレジリエント性を有する。しかしながら、これらの工法では、PC スtrandなどは壁断面の中央付近に配置されており、壁の水平抵抗能力の向上への寄与が低く、壁の平均せん断強度が低い欠点がある。また、プレストレスのリラクゼーションのモニタリングの難しさに加え、PC スtrandなどの端部アンカーの損傷の有効な防止が難点の一つとして挙げられる。

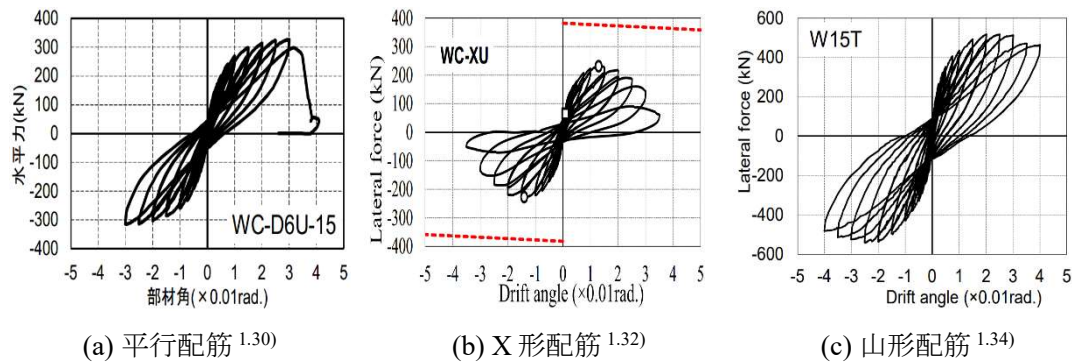
孫ら^{1.29)~1.34)}は RC 造耐震壁に高いレジリエンス性を確保するための手法として、プレストレスを導入せず、簡単な端部アンカー定着方法で付着強度の低い超高強度鉄筋を壁断面の両端部分（境界要素）に配置する工法を提案している。この工法の特徴は、耐震壁にプレストレスを加えるための工程を一切必要としないほか、超高強度鉄筋の長い弾性変形能力を生かしつつ、鉄筋の降伏を遅延することによって、RC 造耐震壁にロバスト性とラビディティ性を確保するところにある。

これまでに当該工法の有効性の検証に用いられた超高強度鉄筋は、図-1.7 (b)に示す SBPDN (Steel Bar Prestressed Deformed Normal relaxation : 細径異形 PC 鋼棒) 鉄筋である。SBPDN 筋は公称降伏強度が 1275MPa の超高強度鉄筋で、表面にスパイラル状の溝が施されている。ふしのある異形高強度鉄筋に比べると、SBPDN 鉄筋はふしとコンクリートの機械的かみ合いがないことから、最大付着応力 τ_{max} 及びすべり量 $S_{\tau_{max}}$ が非常に小さいことが報告されている^{1.29)}。

藤谷らは^{1.30)}柱型のない RC 造耐震壁断面の両端に集中鉄筋として SBPDN 鉄筋を配置した耐震壁について一定軸力下における繰り返し载荷実験を行った。その結果、部材角 3% の大変形時まで耐震壁の水平抵抗力が上昇し続けると同時に、残留部材角ならびに残留ひび割れ幅を小さく抑制できることを明らかにした。また、藤谷らは^{1.31)}SBPDN 鉄筋を用いた耐震壁の耐震性能に载荷速度が及ぼす影響を明らかにするために、2 体の RC 造耐震壁の動的载荷実験を行った。その結果、静的载荷時と比べ、動的荷重下においても同等の水平抵抗力を示したことに加え、残留部材角ならびに残留ひび割れ幅もより小さく抑えることができることを明らかにした（図-1.8 (a)を参照）。



図-1.7 超高強度鉄筋例



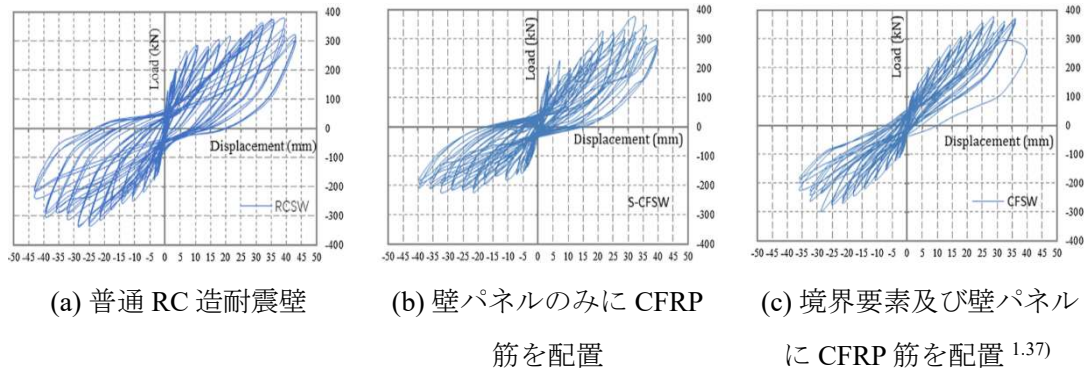
図－1.8 SBPDN 鉄筋を用いた壁の履歴性状

魏ら^{1.32)～1.34)}は集中鉄筋の配筋形状が SBPDN 鉄筋を用いた壁の耐震性能に及ぼす影響を明らかにするため、SBPDN 鉄筋束を X 型配筋^{1.32)}及び山形配筋^{1.33)～1.34)}した耐震壁の試験体を作製し、繰り返し載荷実験を行った（図－1.8 b～c）。その結果、SBPDN 鉄筋を平行または山形配筋した耐震壁は、X 型配筋の試験体より、大変形時まで水平抵抗力が上昇し続ける傾向を示すと同時に、残留部材角ならびに残留ひび割れ幅を小さく抑えて、優れたレジリエンス性を示すことを明らかにした。

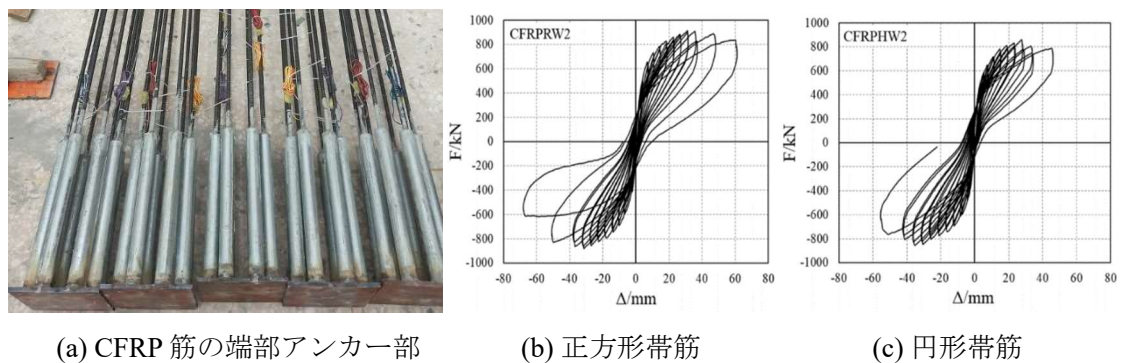
Holden らは、炭繊維強化ポリマー（図－1.7 c: Carbon Fiber Reinforced Polymer, 以下 CFRP と称す）筋が SBPDN 鉄筋や PC スtrand よりもさらに高い強度（降伏強度が 2000MPa 以上）、高耐久性並びに弾性変形能力を有することに着目して、RC 造耐震壁のレジリエンス性の向上方法として CFRP 筋を用いる工法を提案した。Holden ら^{1.35)}は UTPP 耐震壁において、ポストテンション工法で CFRP 筋にプレストレスを導入すれば、壁に部材角 2.5%の大変形時まで安定した耐力を持たせ、部材角 3.0%以上に至っても高い復元性を持ち、残留変形を小さく抑えることができることを実証した。

趙らは CFRP 筋にプレストレスを導入せず、CFRP 筋を用いた RC 造耐震壁の耐震性能に各実験変数が及ぼす影響を実験的に調べた。趙ら^{1.36)}は RC 造耐震壁に配筋量が異なる CFRP 筋を配置した場合、普通鉄筋を用いた RC 造耐震壁と比べて、壁の最大ひび割れ幅、残留ひび割れ幅、及び残留変形が、それぞれ 60%、70%、90%程度減少することを報告している。また、趙ら^{1.37)}は、CFRP 筋の配筋位置が壁の耐震性能に及ぼす影響を明らかにするため、境界要素にのみ、ならびに境界要素と壁パネルの両方に CFRP 筋を配置した耐震壁の試験体を作製し、一定軸力下における繰り返し載荷実験を行った。その結果、プレストレスを導入しなければ、CFRP 筋を境界要素に配筋した耐震壁は、部材角 1.0%までは安定した耐力上昇が見られるが、それを越える大変形域においては、CFRP 筋の弾性係数が普通鋼材のその約半分程度しかないことから、CFRP 筋が圧縮座屈して、壁の耐力低下を招いてしまうことを報告している（図－1.9 を参照）。

沈ら^{1.38)}は簡単な端部アンカー方法で端部定着を施した CFRP 筋を壁の境界要素に配置



図－1.9 CFRP 筋を用いた壁の履歴性状（配筋位置の影響）

図－1.10 CFRP 筋を用いた壁の履歴性状（帯筋の影響）^{1.38)}

することを提案し（図－1.10 a），軸力比と境界要素内における CFRP 筋を横拘束する帯筋の形状が壁の耐震性能に及ぼす影響を明らかにするため，境界要素に正方形帯筋と円形帯筋を使用し，軸力比を実験変数とした繰り返し載荷実験を実施した。その結果，CFRP 筋を配置した壁の終局状態は CFRP 筋の座屈とコンクリートの圧壊によって支配されること，壁に加える軸力比を 0.25（15 階建て建物の最下層壁が支える鉛直荷重程度に相当）までに制限すれば，CFRP 筋を配置した耐震壁は部材角 1.5%まで安定した耐力上昇が見られること，部材角 2.0%近傍からの除荷後，残留部材角を 0.3%まで小さく抑制でき，高い修復性を有すること等を明らかにした（図－1.10 b～c）。また，沈ら^{1.39)}は CFRP 筋の付着すべりの影響を適切に考慮すれば，コンクリートまたは CFRP 筋が圧縮破壊するまで，CFRP 筋を用いた RC 造耐震壁の履歴性状を解析的に適切に評価できることを明らかにした。

一方，超高強度鋼棒または CFRP 筋を用いた柱型のない耐震壁の性能を評価する際には，壁部材の履歴特性を的確に把握することが必要不可欠である。付着強度の低い SBPDN 鉄筋には高い引張応力が生じ，付着すべりが発生することが観察されているので，平面仮定に基づく従来の解析方法は，SBPDN 鉄筋などを用いた耐震壁の履歴性状及び残留変形角を過大評価する傾向にある。そのため，孫ら^{1.40)～1.42)}は SBPDN 鉄筋の付着すべ

りを考慮できる部材解析手法を提案し，当刻解析手法を用いて，異なる付着強度を有する高強度鉄筋を用いた RC 造柱部材の履歴性状が精度良く評価できることを報告している^{1.43) ~ 1.45)}。また，藤谷ら^{1.30)}と魏ら^{1.46)}は，その付着すべりを考慮した柱部材の解析手法を耐震壁の部材解析に適用し，集中鉄筋に SBPDN 鉄筋を用いた RC 造耐震壁の履歴性状についても精度良く評価できることを明らかにしている。

1.3 問題と研究目的

前節で述べた研究背景と先行研究のレビューから、付着強度の低い超高強度鋼材を RC 造耐震壁の境界要素に集中配置することは、煩雑な工程を要することなく、レジリエントな耐震壁を比較的簡単に実現できることが分かる。特に、規格降伏強度が 1275MPa の SBPDN 筋を用いた場合は、軸力比 0.15 と比較的高い軸力下においても RC 造耐震壁は部材角が 2.5%~3.0%となるまでのロバスト性を示している。これは SBPDN 筋が長い弾性変形能を有するためであると思われる。一方、より高い降伏強度 (2200MPa) と長い弾性変形能を有する CFRP 筋を用いた場合、その弾性係数は SBPDN 筋のその半分程度しかないことから、CFRP 筋は部材角 1.0%~1.5%の時点で圧縮座屈してしまい、耐震壁に部材角 1.5% (靱性型耐震壁の安全限界変形に相当する部材角) 以上のロバスト性をもたらしることが困難であった。

そこで、本研究では、SBPDN 筋と同じ弾性係数を有し、かつ規格降伏強度がより高い PC ストランドの長い弾性変形能に着目し、PC ストランドを柱型のない矩形 RC 造耐震壁の境界要素に用いる工法を提案し、実験的および解析的研究によって、提案した PC ストランド補強 RC 造耐震壁のレジリエンス性を明らかにすることと、本提案耐震壁の履歴性能および終局耐力の評価法を構築することを目的とする。また、本研究は、プレストレスを導入せず、PC ストランドは境界要素として用いる工法による独創的な研究である。なお、SBPDN 筋より、PC ストランドは高い引張強度及び長い弾性変形能を有するため、耐震壁のレジリエント性を向上させることが期待出来る。

本研究の具体的な研究内容を以下に述べる。

- 1) 建物の最下層での使用を想定して、せん断スパン比 2.0 の実寸耐震壁試験体を作成し、一定軸力下における繰り返し載荷実験を行って、PC ストランドを用いた RC 造耐震壁のレジリエンス性を実証する。
- 2) 壁板の縦筋と横筋の種類および配筋量が PC ストランド補強 RC 造耐震壁の履歴性能およびレジリエンス性に及ぼす影響を実験的に調べることによって、提案耐震壁の実用化時の最適配筋率を明らかにする。
- 3) 壁に作用する軸力の大きさおよびせん断スパン比が PC ストランドを用いた RC 造耐震壁の履歴性能およびレジリエンス性に及ぼす影響を実験的に究明し、提案する耐震壁の性能評価に必要不可欠な基礎データを取得する。
- 4) 既往のレジリエントな RC 造柱の履歴性状の解析手法に、PC ストランドの付着すべり特性を考慮し、本提案耐震壁の履歴挙動の再現性を検討し、繰り返し履歴挙動の解析手法を構築する。また、本提案耐震壁の実用化時に欠かせない、終局耐力の算定方法の提案を試みる。

1.4 論文の構成

本論は、研究背景、既往の研究及び研究目的について述べている本章を含め、7章で構成されている。第2章から第7章までの概要を以下に記す。

第2章「PCストランドを用いた実寸RC造耐震壁の履歴性状」では、PCストランドを用いたRC造耐震壁のレジリエンス性を実証するために、壁断面両側に配置する集中鉄筋の種類（PCストランドと普通強度異形鉄筋）、壁板の横筋比、および壁板の縦筋種類（普通強度異形鉄筋とCFRP筋）を実験変数に取り、計5体の実寸に近い耐震壁試験体を作成した。5体の試験体について、一定軸力（軸力比0.13一定）下における正負交番繰り返し載荷実験を行い、壁の履歴性状をはじめ、ロバスト性と残留変形について実験的に調べた。

第3章「せん断スパン比と軸力比の影響に関する実験的検討」では、第2章の研究の続きとして、PCストランドを壁の境界要素に用いた耐震壁の耐震性能に及ぼす軸力比および壁のせん断スパン比の影響を実験により明らかにすることを目的に、軸力比とせん断スパン比を実験変数としたRC造耐震壁試験体を4体作製し、一定軸力下における正負交番繰り返し載荷実験を行い、壁のレジリエンス性を実験的に調べた。また、第2章で述べた実験と比較しながら、PCストランドの配置方法による影響について論じた。

第4章「耐震壁の履歴性能の解析的評価及び精度検証」では、PCストランド補強RC造耐震壁の耐震性能を適切に評価するために、解析によって壁の履歴挙動の再現を試みた。PCストランドの付着滑り特性を考慮に入れた有限バネ要素法によって提案壁の履歴挙動を評価し、解析結果と本論第2章と第3章で述べた実験結果との比較によって提案評価方法の妥当性と精度の検証を行った。

第5章「耐震壁の終局耐力の評価方法及び精度検証」では、PCストランド補強耐震壁の実用化時に欠かせない、壁の終局曲げ耐力および終局せん断耐力の評価法を構築するために、日米中三か国の現行設計規準における耐震壁の設計式および超高強度材料を用いたRC造部材を対象としたNewRC応力ブロック法などの本耐震壁への適用性を、計算耐力と本論第2章と第3章で述べた実験結果との比較によって、比較検討した。

第6章「PCストランド補強耐震壁のV-R包絡線モデル化」では、本提案耐震壁を用いた建築構造物の動的解析に必要不可欠な、耐震壁の水平力一部材角の包絡線モデル（以下V-Rモデルと称す）を構築・提案した。また、第4章で述べた履歴挙動の詳細な解析手法による計算結果および本論で述べた実験結果との比較を通して、本章で構築・提案したV-Rモデルの精度を検証した。

第7章「総括および今後の課題」では、以上の各章で得られた研究成果を整理し、今後の研究課題について述べた。

参考文献

- 1.1) 国土交通省気象庁 : http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/jishin/about_eq.html.
- 1.2) 日本建築学会 : 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010.
- 1.3) 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, 1999.
- 1.4) 日本建築学会 : 鉄筋コンクリート造建物の終局強度耐震設計指針・同解説, 1990.
- 1.5) Wood S., Wright J., Moehle J.: The 1985 Chile Earthquake, observations on earthquake-resistant construction in Vina del Mar, Civil Engineering Studies, Structural Research Series 1987; No. 532; University of Illinois, Urbana, III.
- 1.6) Fintel M.: Performance of buildings with shear walls in earthquake in the last thirty years, PCI journal, Vol.40, No.3, pp.62-80, 1995.
- 1.7) Wallace J.W., Massone L.M., Bonelli P., Dragovich J., René Lagos, Carl Lüders, and Moehle J.: Damage and Implications for Seismic Design of RC Structural Wall Buildings, SAGE Journals, Vol.28, No.1; pp.281-299, 2012.
- 1.8) 加藤博人, 田尻清太郎, 向井智久 : 2010 年チリ地震現地調査報告 (速報), 2010.
- 1.9) 福山洋, 喜々津仁密, 向井智久, 岩田善裕, 斉藤大樹 : 震災後における建築物の迅速な機能回復に向けて, 建築研究講演会テキスト, pp.83-94, 2006.
- 1.10) 日本学術会議土木工学・建築学委員会 提言 : 大震災の起きない都市を目指して, 2018.
- 1.11) Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER): Report of The Seventh Joint Planning Meeting of NEES/E-Defense Collaborative Research on Earthquake Engineering, pp.7, 2009.
- 1.12) Lu, X., Chen, Y. and Mao, Y.: New Concept of Structural Seismic Design: Earthquake Resilient Structures, Journal of Tongji University, Vol.39, No.7, pp.941-948, 2011. (in Chinese)
- 1.13) Zhou Y., Wu H., Gu A.: Earthquake Engineering: From earthquake resistance, energy dissipation, and isolation, to resilience, Engineering Mechanics, Vol.36, No.6, pp.1-12, 2019. (in Chinese)
- 1.14) Bruneau M., Reinhorn A.M.: Overview of the Resilience Concept, Proceedings of the 8th U.S., National Conference on Earthquake Engineering, 2006.
- 1.15) Priestley M.J.N., Sritharan S., Conley J.R., Pampanin S.: Preliminary results and conclusions from the PRESS five-story precast concrete test building, PCI Journal, Vol.44, No.6, pp.42-67, 1999.
- 1.16) Kurama Y., Sause R., Pessiki S., Lu L.W.: Lateral load behavior and seismic design of

- unbonded post-tensioned precast concrete walls, America Concrete Institute Journal, Vol.96, No.4, pp.622~632, 1999.
- 1.17) Kurama Y., Pessiki S., Sause S., Lu L.W.: Seismic behavior and design of unbonded post-tensioned precast concrete walls, PCI Journal, Vol.44, No.3, pp.72~89, 1999.
 - 1.18) Kurama Y., Sause S., Pessiki S., Lu L.W.: Seismic response evaluation of unbonded post-tensioned precast concrete walls, America Concrete Institute Journal, Vol.99, No.5, pp.641~651, 2002.
 - 1.19) Kurama Y.: Seismic Design of unbonded post-tensioned precast concrete walls with supplemental viscous damping, America Concrete Institute Journal, Vol.97, No.4, pp.648~658, 2000.
 - 1.20) Kurama Y.: Hybrid post-tensioned precast concrete walls for use in seismic regions, PCI Journal, Vol.47, No.5, pp.36~59, 2002.
 - 1.21) Kurama Y.: Seismic design of partially post-tensioned precast concrete walls, PCI Journal, Vol.50, No.4, pp.100~125, 2005.
 - 1.22) Restrepo J.I., Rahman A.: Seismic performance of self-centering structural walls incorporating energy dissipaters, Journal of Structural Engineering, Vol.133, No.11, pp.560~570, 2007.
 - 1.23) Dang X., Lu X., Qian J., Jiang H.: Finite element analysis with solid and plane element of seismic performance of self-centering pre-stressed shear walls, Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, Vol.34, No.6, pp.103-112, 2014. (in Chinese)
 - 1.24) Perez F.J., Pessiki S., Sause R., and Stepen P.: Analytical and experimental lateral load behavior of unbonded posttensioned precast concrete walls, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.133, No.11, pp.1531-1540, 2007.
 - 1.25) Perez F.J., Pessiki S., Sause R., and Lu L.W.: Lateral load tests of unbonded posttensioned precast concrete walls, Large-scale Structural Testing, ACI Symposium Paper -211, pp.161-182, 2003.
 - 1.26) Perez F.J., Pessiki S., Sause R.: Experimental and analytical lateral load response of unbonded post-tensioned precast concrete walls, ATLSS Reports, ATLSS Report No.04-11, 2004.
 - 1.27) Belleri, A., Schoettler, M.J., Restrepo, J.I. and Fleischman, R.B.: Dynamic behavior of rocking and hybrid cantilever walls in a precast concrete building, ACI Structures Journal, Vol.111, No.3, pp.661-672, 2014.
 - 1.28) Panian L., Williams P., Donovan M.: Redefining high-performance concrete structures, Concrete International, Vol.36, No.10, pp.37-42, 2012.
 - 1.29) 船戸祐樹, 孫玉平, 竹内崇, 蔡高創: スパイラル溝を有する超高強度鉄筋の付着特性のモデル化と柱部材の履歴解析への応用, コンクリート工学年次論文集,

Vol.34, No.2, pp.157-162, 2012.

- 1.30) 藤谷卓也, 孫玉平, 竹内崇, 魏丞瑾: RC 造片持ち耐力壁の耐震性能及び評価に及ぼす集中鉄筋種別の影響に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.40, No.2, pp.313-318, 2018.
- 1.31) 藤谷卓也, 孫玉平, 竹内崇, 魏丞瑾: SBPDN 鉄筋を用いた RC 造矩形耐力壁の動的性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.41, No.2, pp.349-354, 2019.
- 1.32) 魏丞瑾, 孫玉平, 竹内崇, 直川周平: 反曲点位置の高い柱型のない RC 造壁の耐震性能及び終局耐力評価方法に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No.2, pp.247-252, 2017.
- 1.33) 魏丞瑾, 孫玉平, 竹内崇: 集中配筋を山形状に配筋した RC 造矩形壁の耐震性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.40, No.2, pp.319-324, 2018.
- 1.34) 魏丞瑾, 孫玉平, 竹内崇: SBPDN 鉄筋を山形配筋した RC 造耐力壁の耐震性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.42, No.2, pp.295-300, 2020.
- 1.35) Holden T., Restrepo J., Mander J.B.: Seismic Performance of Precast Reinforced and Prestressed Concrete Walls, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.113, No.11, pp.286-296, 2003.
- 1.36) Zhao J., Zhao Q., Chen J.: Experimental analysis of the self-centering performance of shear walls reinforced by CFRP bars, Journal of Civil, Architectural and Environmental Engineering, Vol.38, No.3, pp.18-24, 2016. (in Chinese)
- 1.37) Zhao J., Zhao Q., Dang J., Chen J., Shen F.: Experimental investigation of shear walls using carbon fiber reinforced polymer bars under cyclic lateral loading, Engineering Structures, Vol.191, pp.82-91, 2019.
- 1.38) Zhao J., Shen F., Si C., Sun Y., Yin L.: Experimental investigation on seismic resistance of RC walls with CFRP bars in boundary elements, Internal Journal of Concrete Structures and Materials, Vol.14, No.4, pp.1-20, 2020.
- 1.39) Shen, F., Sun, Y., Takeuchi, T. and Zhao, J.: Seismic behavior and assessment of concrete walls reinforced by CFRP bars, 17th WCEE, No.2i-0027, pp.1-11, 2020.
- 1.40) 孫玉平, 崎野健治, 北島英樹, 福原武史: 明瞭な降伏棚を持たない高強度鉄筋の応力-ひずみ関係の定式化と応用, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.769-774, 2004.
- 1.41) 北島英樹, 福原武史, 陳静, 孫玉平: 高強度 RC 柱部材の耐震性能評価法の提案, 日本建築学会九州支部研究報告, 第 44 号, pp.349-352, 2005.
- 1.42) 福原武史, 北島英樹, 竹内崇, 孫玉平: 高強度鉄筋を用いた高強度 RC 部材および骨組みの耐震性能評価法の提案, 日本建築学会大会構演梗概集 pp.195-196, 2005.

- 1.43) 孫玉平, 福原武史, 北島英樹: 付着すべりの影響を考慮した高強度 RC 柱の履歴性状の解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.619-624, 2006.
- 1.44) 蔡高創, 孫玉平, 竹内崇, 藤永隆: 付着強度の低い超高強度鉄筋を用いた円形断面 RC 柱の耐震性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.145-150, 2013.
- 1.45) Sargsyan, G., Cai, G., Takeuchi, T. and Sun, Y.: Seismic Behavior and Assessment of Drift-Hardening Concrete Columns, 16th WCEE, No.664, pp.1-10, 2017.
- 1.46) Wei C., Sun Y., Takeuchi T., Nakagawa T.: Esismic Beahviores and evaluation of reinforced concrete walls reinforced by SBPDN Rebars, Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol.43, No.2, pp.175-180, 2021.

第2章 PC ストランドを用いた実寸 RC 造耐震壁の履 歴性状

2.1 序

RC 造耐震壁は現代建築の中で広く使用されている耐震要素の一つである。耐震壁がレジリエント性能を発揮するためには、2つの構造的特徴を有する必要がある。それは、1). ロバスト性またはドリフト硬化性^{2.1)}（大変形時まで水平抵抗力は低下することなく安定した耐力が維持されること）と 2). 残留変形の抑制（地震後の残留変形を小さく抑制できること）である。それらの特徴は耐震壁の復元性・修復性の向上につながる。

本研究では、先行研究の成果を踏まえ、SBPDN 鉄筋と同じ弾性係数を有しつつ、より高い降伏強度と長い弾性変形能を持っている PC ストランドを耐震壁断面の両側に集中配置する工法を考案している。本章では、この工法による RC 造耐震壁のレジリエンス性の向上効果を実証するために、PC ストランドを壁の境界要素に配置した耐震壁の一定軸力下における正負交番繰返し載荷実験を行い、提案耐震壁のレジリエンス性を実験的に調べた結果について述べる。

2.2 実験概要

2.2.1 実験計画

本提案耐震壁のレジリエンス性を実証するため、壁断面の両端に集中配置する主筋の種別、壁板に配置する縦筋・横筋の種別、および配筋量を実験変数に取り、実物大に近い耐震壁試験体を計 5 体作製して、一定軸力（軸力比 0.13）下における繰り返し載荷実験を計画した。試験体は建物の最下層に用いる連層耐震壁と想定し、5 体の試験体のせん断スパン比を 2.0 と設定した。実験変数とその変動範囲は以下の通りである。

- 1) 集中鉄筋種別: 普通強度異形鉄筋 (SD345) と PC ストランド
- 2) 壁の縦筋と横筋の種別: 普通強度異形鉄筋 (SD345) と CFRP 筋
- 3) 壁の縦筋と横筋量: 鉄筋比 0.35% と 0.71%（前者は靱性型 RC 造耐震壁の最少鉄筋比で、後者は実際の耐震壁に用いられる鉄筋比に相当するものである。）

2.2.2 試験体

試験体一覧を表-2.1 に、試験体寸法及び配筋詳細を図-2.1 (a) ~ (e) にそれぞれ示す。いずれの試験体も高さ 2300mm、壁せい 1280mm、厚さ 200mm の矩形断面壁で、壁面の上下に加力スタブを設けている。上加力スタブへの水平力の載荷点は下加力スタブの上面から高さ 2560mm にあり、壁のせん断スパン比は 2.0 である。壁頭・壁脚部の加力スタブの寸法はそれぞれ幅 300mm、せい 400mm、長さ 1780mm と幅 800mm、せい 700mm、長さ 2110mm となっている。

図-2.1 より分かるように、試験体 PCSW-1 は境界要素に PC12.7 ストランドを片側 8 本ずつ配置し、それを囲むように D6 矩形帯筋を 155mm の間隔で配置した試験体である。壁板における縦筋と横筋には D8 異形鉄筋を用い、間隔は約 155mm で、縦筋比と横筋比はそれぞれ 0.39% と 0.33% であった。また、横筋は 135 度フックを有する帯筋で、縦筋はダブル配筋とした。それに対して、試験体 RCSW-1 は、境界要素に普通強度の D12 異形鉄筋を 8 本ずつ配置したもので、その他の配筋詳細は試験体 PCSW-1 のそれらと同じとした。試験体 RCSW-2 と試験体 PCSW-2 は、それぞれ試験体 RCSW-1 と試験体 PCSW-1 の縦筋と横筋の間隔を密にしたもので、壁の縦筋比と横筋比はいずれも 0.71% であった。一方、試験体 PC-CFPRSW は境界要素に 8 本ずつの PC ストランドを配置し、壁板における D8 異形鉄筋の代わりに CFRP 筋を配筋した試験体である。縦筋・横筋比は PCSW-2 のそれら (0.71%) と同じくするため、壁板の縦筋には D10 の CFRP 筋を約 115mm 間隔で配筋した。

PC ストランドの端部定着に関しては、図-2.2 に示すように、厚さ 10mm の鋼板を PC ストランドの定着具で挟み込み、溶接することで定着した。

試験体名凡例

PCSW-1

補強筋比 (1: 0.33%, 2: 0.71%)

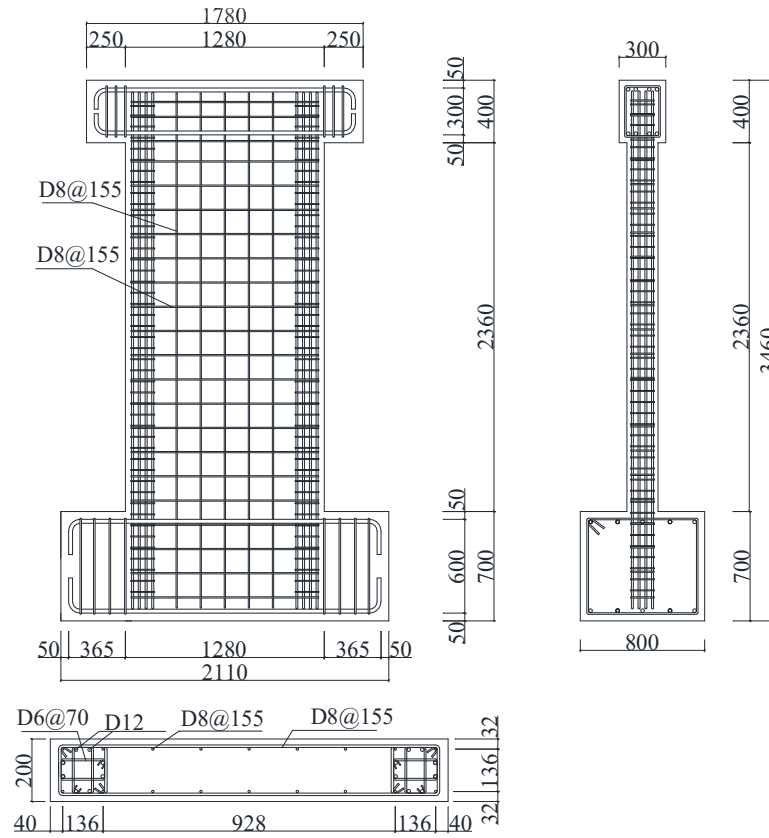
主筋種別 (RC : D12 異形鉄筋, PC: PC ストランド)

壁筋種別 (CFRP: CFRP 筋)

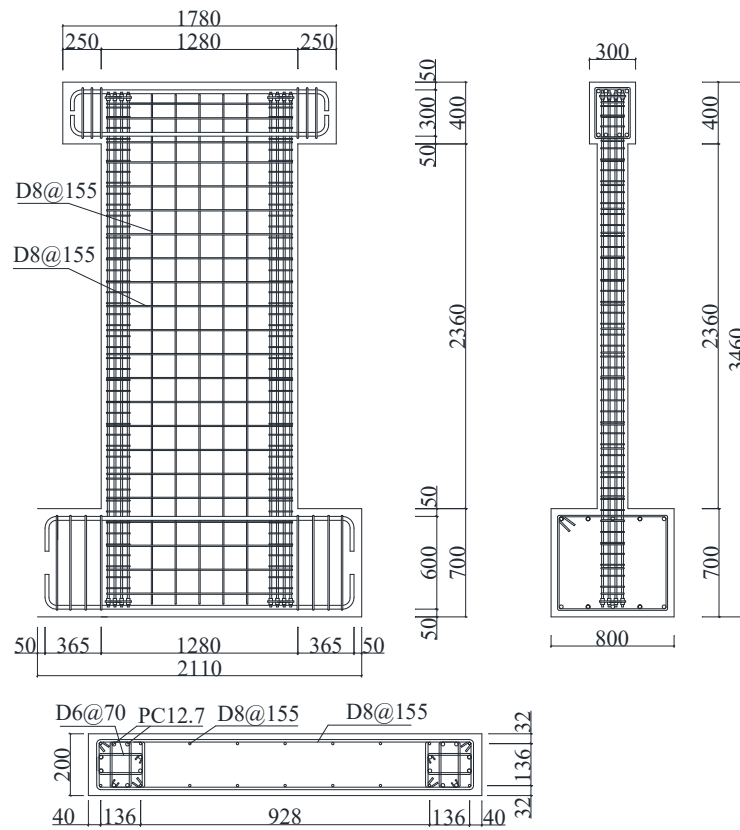
表-2.1 試験体一覧

試験体名	t (mm)	D (mm)	h (mm)	n	a/D	境界要素		壁面	
						主筋	帯筋	縦筋	横筋
RCSW-1	200	1280	2360	0.13	2.0	8-D12 ($p_{te}=0.37\%$)	D6@70	D8@155 ($p_{wy}=0.33\%, p_{wh}=0.39\%$)	
PCSW-1	200	1280	2360	0.13	2.0	8-PC12.7 ($p_{te}=0.33\%$)			
RCSW-2	200	1280	2360	0.13	2.0	8-D12 ($p_{te}=0.37\%$)		D8@70.6 ($p_{wy}=0.71\%$)	D8@62 ($p_{wh}=0.71\%$)
PCSW-2	200	1280	2360	0.13	2.0	8-PC12.7 ($p_{te}=0.33\%$)			
PC-CFRPSW	200	1280	2360	0.13	2.0	8-PC12.7 ($p_{te}=0.33\%$)		D10@115 ($p_{wy}=0.71\%$)	

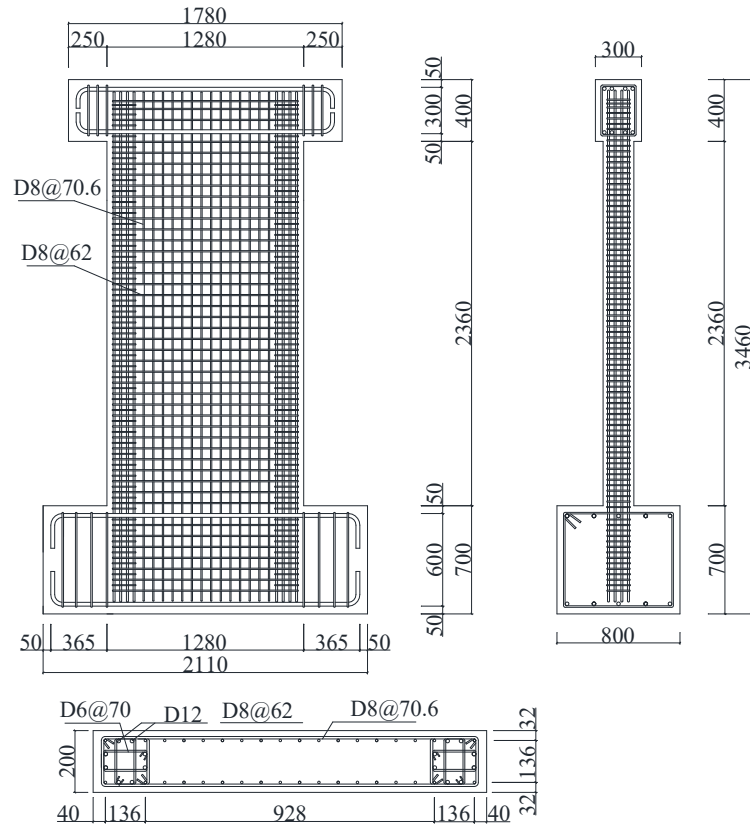
t: 壁厚さ, D: 壁面せい, h: 壁面高さ, n: 軸力比, a/D: セン断スパン比, p_{te} : 等価引張鉄筋比(=引張側の主筋断面積/0.95tD), p_{wv} : 縦筋比, p_{wh} : 横筋比。



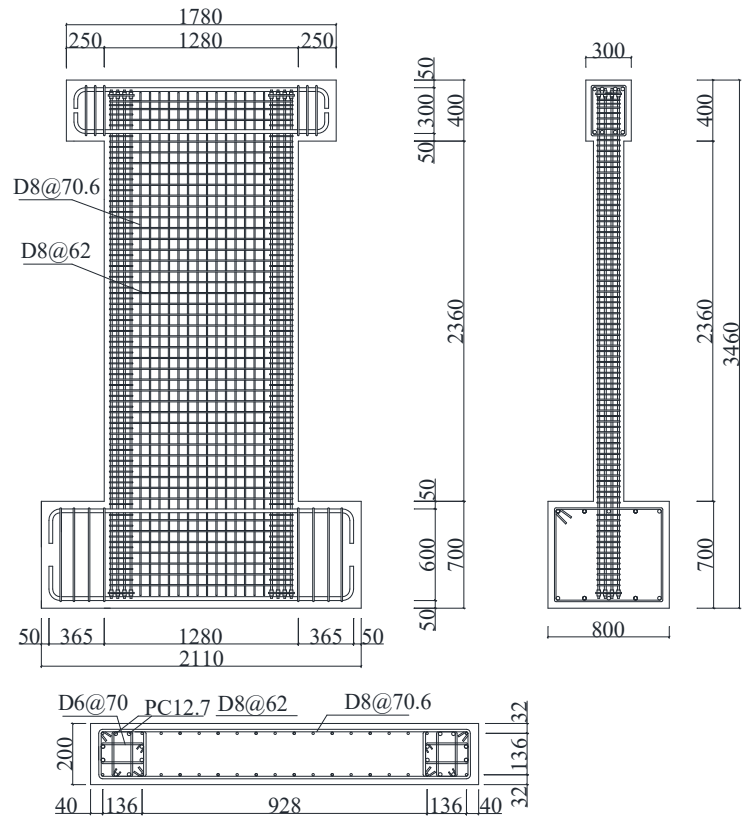
(a) 試験体 RCSW-1



(b) 試験体 PCSW-1



(c) 試験体 RCSW-2



(d) 試験体 PCSW-2

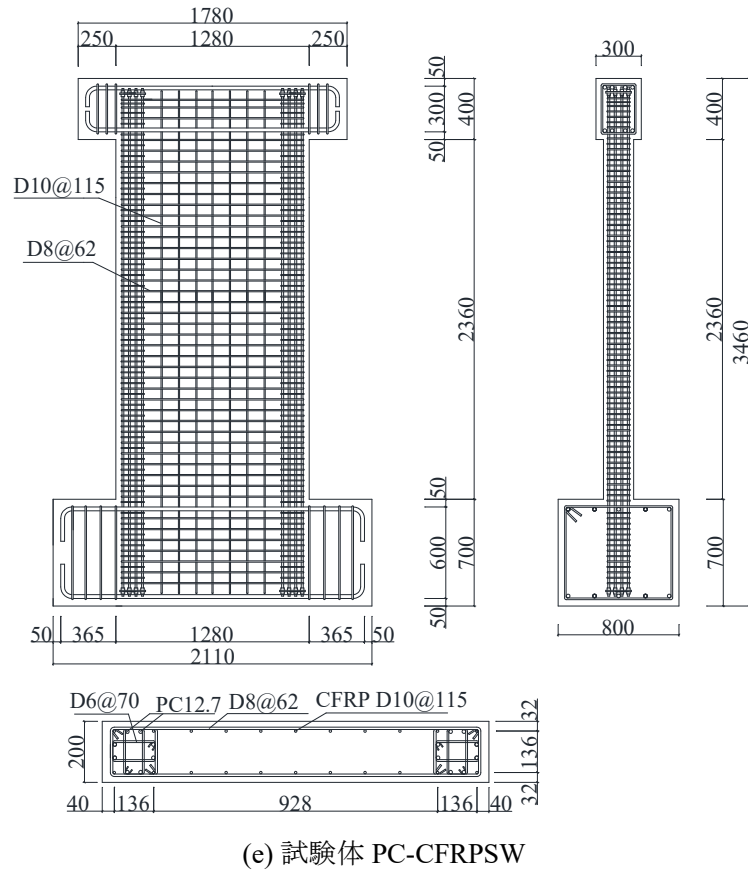


図-2.1 試験体寸法と配筋詳細（単位 mm）

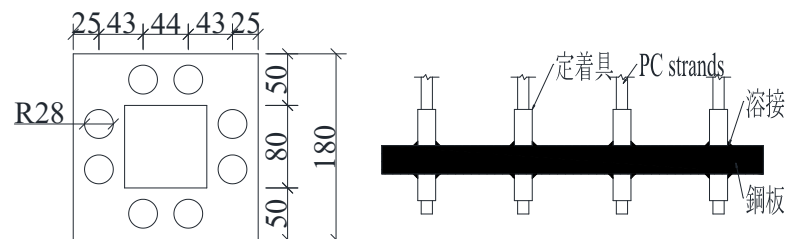


図-2.2 PC ストランドの端部固定詳細（単位 mm）

2.2.3 材料特性

コンクリートの設計基準強度は 40MPa とし、スランプは 18cm を目標とした。本実験に使用したコンクリートの調和表及びスランプの実測値を表-2.2 に示す。試験体の打設は 1 回に行われており、普通ポルトランドセメントのレディーミグストコンクリートを使用した。材齢 70 日のコンクリート立方体 (150mm) の圧縮試験結果を表-2.3 に示す。また、本章では、ヨーロッパ基準^{2.2)}と中国基準^{2.3)~2.4)}に推奨されている変換係数で、立方体の圧縮強度より換算して、軸力比を算定した。

図-2.3 に示すように、PC ストランドは、高強度ワイヤ 7 本のより線で構成され、公称直径 12.7mm である。CFRP 筋は、外径が 10mm、溝の深さが約 1mm である。普通の異

形鉄筋に比べて表面の凹凸が小さく、丸鋼と異形鉄筋の中間的な付着性能を有する。また、全試験体に用いた鋼材の材料特性を表-2.4 に、各種鉄筋の引張応力—ひずみ関係を図-2.4 に示す。また、PC ストランドについては明瞭な降伏棚が存在しなかったため、降伏点応力は 0.2%オフセット法を用いてその降伏強度を求めた。

表-2.2 コンクリートの調和表

水セメント比 W/C (%)	単位量(%)					スランプ (cm)
	水 W	セメント C	粗骨材 G	細骨材 S	減水剤	
29	0.29	1	2.5	1.91	0.0289	18±2

表-2.3 コンクリートの圧縮実験結果

呼び強度 (MPa)	立方体 (MPa) f_{cu}	弾性係数 (GPa) E_c
40	55.3	35.4



PC ストランド



CFRP 筋

図-2.3 PC ストランドと CFRP 筋の様子

表-2.4 鋼材の材質一覧

呼び	d (mm)	A_s (mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	ε_y (%)	E_s (MPa)
D6	6	28.3	490	662	0.22	2.19×10^5
D8	8	50.3	544	682	0.27	2.03×10^5
D12	12	113.1	473	627	0.23	2.06×10^5
PC12.7	12.7	98.7	1753*	1890	0.89	1.97×10^5
D10 CFRP	10	78.5	-	1102	-	9.7×10^4

d: 直径, A_s : 断面積, f_y : 降伏点応力, f_u : 引張強さ, ε_y : f_y 時ひずみ, E_s : 弾性係数,

*:0.2%オフセット降伏点応力, D6, D8 と D12 は中国の規格 GB 1499.2-2007 に従う異形鉄筋(ClassIII)を表す。

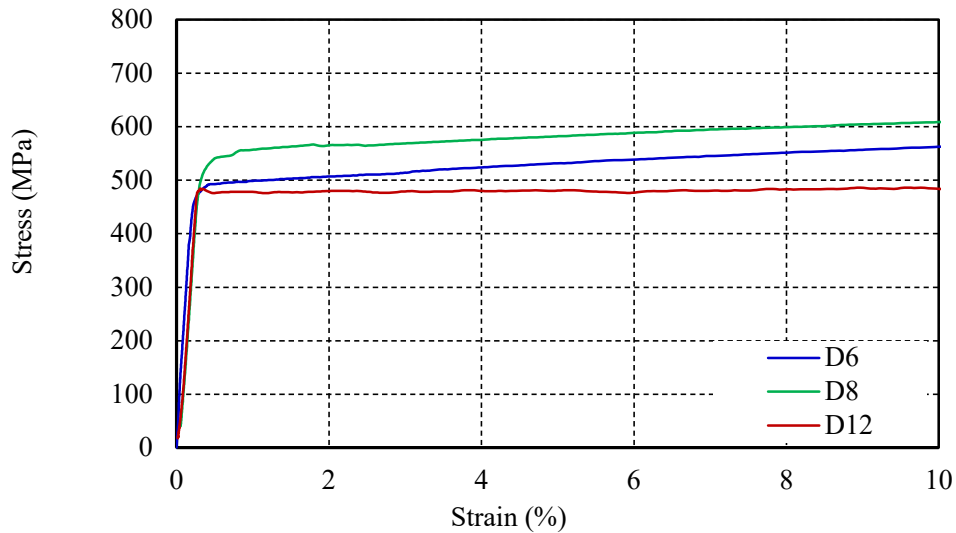


図-2.4 鋼材のひずみ—応力関係

2.2.4 載荷装置及び載荷方法

正負交番繰り返し水平力は図-2.5 及び写真図-2.6 に示すように、2500kN MTS サーボ制御油圧アクチュエータを用いて加えた。一定軸力は、2 台の 1000kN 油圧ジャッキを用いて加えたが、水平力載荷時も所定の軸力を維持するように随時調整した。また、油圧ジャッキが試験体の水平変位に追従できるように、油圧ジャッキと反力フレームの間にはスライド機構を設けた。試験体は下スタブを下載荷梁に PC 鋼棒で固定して、上スタブと MTS を連結した。上スタブと軸力を加える油圧ジャッキの間に、回転中心が水平力載荷高さを維持するような円筒状球座を設けた。

図-2.7 に載荷サイクルを示す。正負交番繰り返し水平力は部材角により制御され、部材角は、下スタブに対する載荷点の相対水平変位をせん断スパン (2560mm) で除することにより算出した。予定の載荷サイクルは部材角 0.2%, 0.4%, 0.6%, 0.8%, 1.0%, 1.2%, 1.4%, 1.6%, 1.8%, 2.0% の各変位振幅での 2 回ずつの正負交番繰り返し載荷と部材角 2.5%, 3.0% と 3.5% の変位レベルでの 1 回ずつの正負交番繰り返し載荷とした。

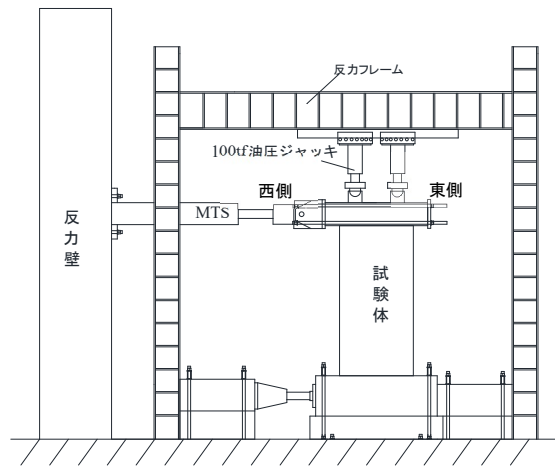


図-2.5 荷重装置



図-2.6 実験状況

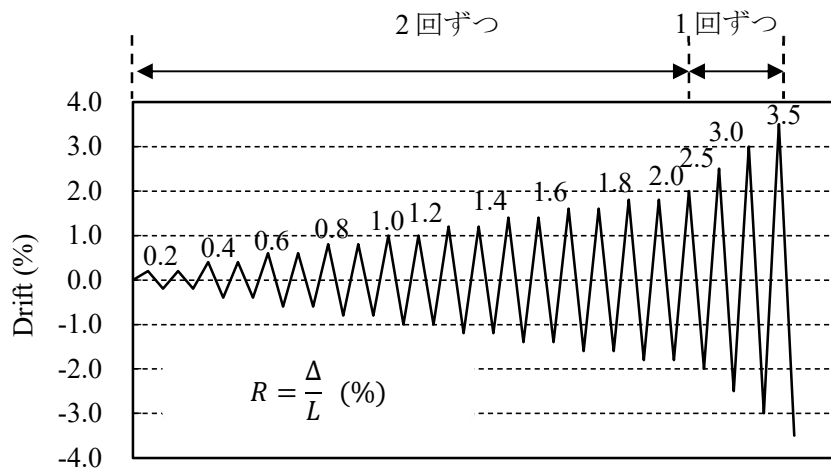
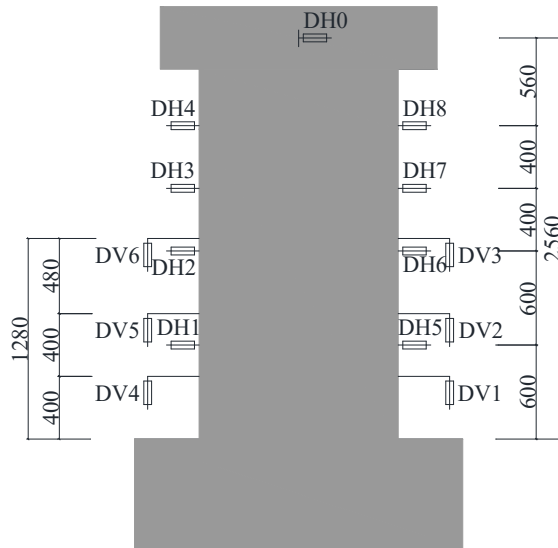


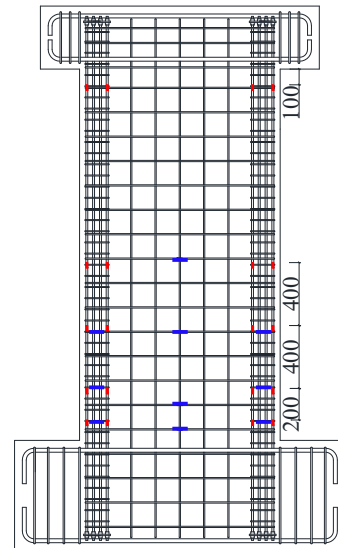
図-2.7 荷重サイクル

2.2.5 測定装置及び測定方法

載荷中，試験体各部の変位及び鉄筋のひずみの測定を行った。変位計の取り付け位置を図－2.8 に示す。壁頭の水平変位は，図－2.8 に示す変位計 DH0 によって計測した。鉄筋のひずみについては，図－2.9 に示すように，それぞれ赤塗り部（主筋）と青塗り（補強筋と帯筋）部に材長方向にゲージを貼付し，鉄筋各部のひずみを測定した。



図－2.8 変位計の取付位置



図－2.9 ひずみゲージの貼付位置

2.3 実験結果

2.3.1 実験経過及び破壊状況

実験経過について、各試験体の主要な実験現象（曲げひび割れと曲げせん断ひび割れの発生、最大ひび割れ幅 $>1\text{mm}$ 、かぶりコンクリート剥落と終局破壊）が発生する時の部材角を図-2.10 に示す。

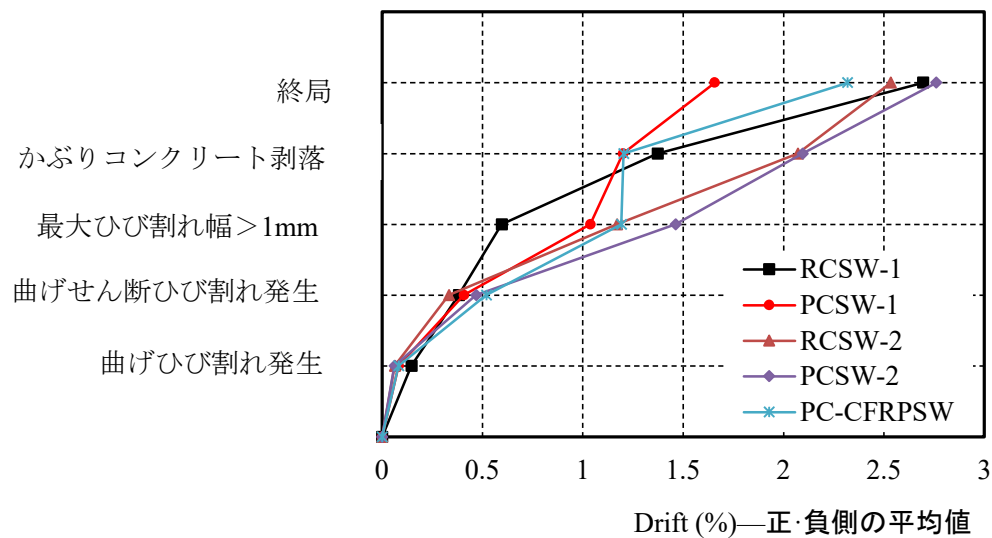


図-2.10 主要な実験経過

RCSW-1

試験体 RCSW-1 は部材角 $R=0.14\%$ で曲げひび割れが発生し、部材角 $R=0.4\%$ のサイクルでせん断ひび割れが確認された。部材角 $R=0.8\%$ のサイクルで正側の最大耐力に達し、部材角 $R=-1.14\%$ で負側の最大耐力に達した。部材角 $R=1.4\%$ のサイクルにおいて、かぶりコンクリートの崩落が進行し、剥離が進行すると共に、壁板における D8 異形縦筋の降伏が確認された。同時に境界要素に配置された D12 主筋の降伏が確認された。 $R=+3.0\%$ のサイクルにおいて、载荷途中、耐力は大きく下がり、実験を終了した。最終的な破壊状況として損傷は壁脚部に集中しており、典型的な曲げ破壊の履歴性状を示した。

PCSW-1

試験体 PCSW-1 は部材角 $R=0.08\%$ で曲げひび割れが発生し、部材角 $R=0.4\%$ のサイクル

でせん断ひび割れが確認された。部材角 1.27%で圧縮側壁脚部のコンクリートに縦ひび割れが発生し、少量の剥離が生じ、D8 縦筋の降伏が確認された。部材角 $R=1.07\%$ で正側の最大耐力に達し、部材角 $R=-1.5\%$ で負側の最大耐力に達した。また、部材角-1.5%でコンクリートの圧縮破壊と PC ストランドの圧縮破壊が同時に発生した。その後、耐力が急激に低下し、実験を終了した。試験体の破壊形式としては、曲げ圧壊の性状を示した。

RCSW-2

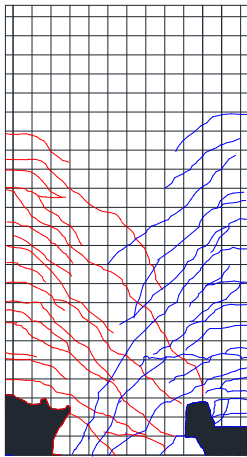
試験体 RCSW-2 は部材角 $R=0.08\%$ で曲げひび割れが発生し、部材角 $R=0.4\%$ のサイクルでせん断ひび割れが確認された。部材角 $R=1.15\%$ で正側の最大耐力に達し、部材角 $R=-0.86\%$ で負側の最大耐力に達した。部材角 $R=1.4\%$ のサイクルで縦ひび割れが発生し、スタブ部分のコンクリートにひび割れが入った。部材角 $R=2.0\%$ のサイクルにおいて、かぶりコンクリートの崩落が進行し、剥離が進行すると共に、D8 縦筋の降伏が確認された。その後、部材角 $R=2.5\%$ で壁面脚部のコンクリートの曲げ圧縮力による損傷が進行し、水平耐力が低下した時点で、実験を終了した。最終的な破壊状況として損傷は壁脚部に集中しており、曲げ破壊の履歴性状を示した。

PCSW-2

試験体 RCSW-2 は部材角 $R=0.08\%$ で曲げひび割れが発生し、部材角 $R=0.6\%$ のサイクルでせん断ひび割れが確認された。部材角 $R=2.0\%$ のサイクルにおいて、かぶりコンクリートの剥離が進行すると共に、D8 縦筋の降伏が確認された。部材角 $R=2.5\%$ のサイクルで正側・負側ともに最大耐力に達した。その後、圧縮側壁脚部の PC ストランドの圧縮破壊が発生したので、耐力は大きく低下し、実験を終了した。試験体の破壊形式としては、曲げ破壊の履歴性状を示した。

PC-CFRPSW

試験体 PC-CFRPSW は部材角 $R=0.08\%$ で曲げひび割れが発生し、部材角 $R=0.6\%$ のサイクルでせん断ひび割れが確認された。部材角 $R=1.6\%$ のサイクルにおいて、圧縮側コンクリートに縦ひび割れが発生し、少量の剥離が観察された。部材角 $R=2.11\%$ で正側の最大耐力に達し、部材角 $R=-1.77\%$ で負側の最大耐力に達した。部材角 $R=-2.5$ のサイクルで大きい圧縮応力を受ける圧縮側壁脚部の PC ストランドが座屈し、耐力は大きく下がったため、载荷を終了した。試験体の破壊形式としては、曲げ破壊の履歴性状を示した。



ひび割れ図

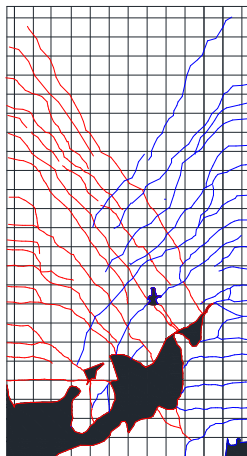


西側



東側

(a) 試験体 RCSW-1



ひび割れ図

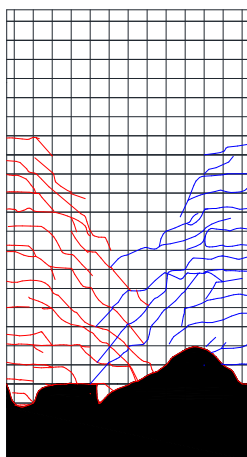


西側



東側

(b) 試験体 PCSW-1



ひび割れ図

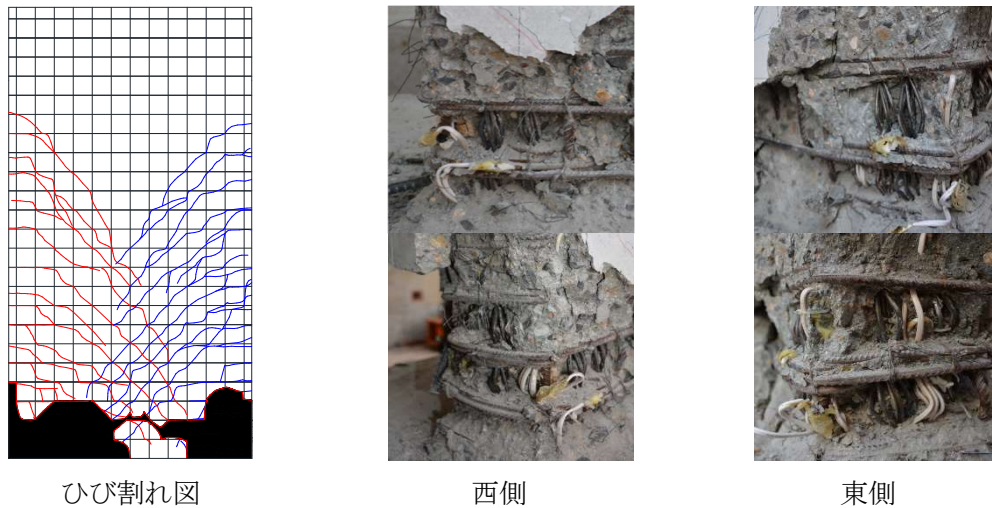


西側

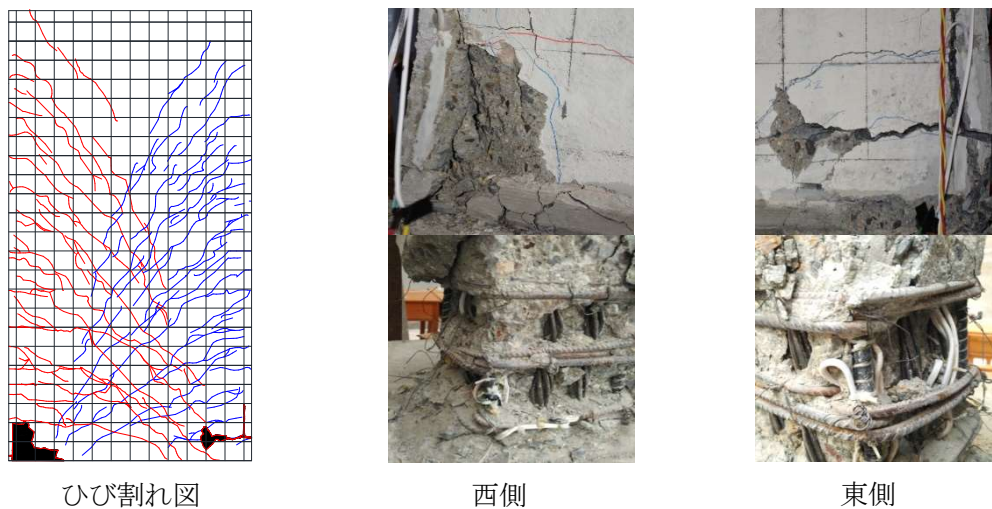


東側

(c) 試験体 RCSW-2



(d) 試験体 PCSW-2



(e) 試験体 PC-CFRPSW

図-2.11 試験体の終局状況

図-2.11 (a) ~ (e) に実験終了後各試験体のひび割れ図と西側・東側壁脚部のコンクリートと集中鉄筋の損傷状況をそれぞれ示す。なお、図中のグリッド間隔は 100mm である。赤線は正側載荷時に生じたひび割れ、青線は負側載荷時に生じたひび割れ、黒塗り部はかぶりコンクリートが剥離した部分を示す。

図-2.11 より分かるように、壁脚部のコンクリートの損傷状況は、壁板における縦筋・横筋の配筋率によらず、いずれの試験体も同様に次で述べるように進展した。まず、水平力の増大で曲げひび割れが発生し、その後水平変位が大きくなるにつれて、曲げひび割れが進展し続け、せん断ひび割れを伴いながら、境界要素に配置した D8 異形縦筋が降伏に至った。載荷を続けていくうちに、かぶりコンクリートの剥離が見られ、その後、試験体は水平力のピークに達した。コンクリートの圧壊あるいは PC ストランドの座屈に

より、コンクリート壁の耐震性能が大きく低下した時点で実験終了とした。また、PC ストランドを用いた試験体の方がより広い範囲にひび割れが発生した。これは、PC ストランドの付着すべりの影響によるものと考えられる。試験体 PCSW-1 の PC ストランドが早期に座屈したのは、壁板縦筋と横筋の配筋量が少なく、PC ストランドの座屈破壊を防ぐ役割を担うかぶりコンクリートの剥落を有効に防げなかったためであると思われる。一方、壁縦筋・横筋比の高い試験体 PCSW-2 における PC ストランドの座屈の発生時期は大きく遅延され、壁はより高いレジリエンス性を示した。

2.3.2 水平力—部材角関係

主な実験結果一覧を表-2.5 に、実験で得られた各試験体の水平力—部材角関係を図-2.12 に示す。図中の赤線は P- Δ 効果による耐力低下ラインを、赤丸は最大耐力点を示す。

表-2.5 実験結果一覧

試験体名	V_{max} (kN)	R_{max} (%)	V_{min} (kN)	R_{min} (%)	V_{ave} (kN)	R_{ave} (%)
RCSW-1	656	0.80	-650	-1.14	653	0.97
PCSW-1	783	1.07	-768	-1.50	776	1.29
RCSW-2	740	1.15	-654	-0.86	710	1.01
PCSW-2	991	2.49	-954	-2.45	973	2.47
PC-CFRPSW	952	2.11	-960	-1.77	956	1.94

V_{max} : 正側の最大水平力, R_{max} : V_{max} 時部材角, V_{min} : 負側の最大水平力, R_{min} : V_{min} 時部材角, V_{ave} : 最大水平力の平均値, R_{ave} : R_{max} と R_{min} の平均値。

図-2.12 より明らかなように、集中鉄筋に普通強度異形鉄筋を用いた試験体 RCSW-1 と RCSW2 の水平力—部材角関係は典型的な靱性型の履歴性状を示した。それぞれの試験体は部材角 0.8% と 1.2% で最大耐力に達し、部材角が大きくなるにつれて、水平抵抗力が低下し始めたが、載荷終了まで大きな耐力低下をすることなく、典型的な曲げ型の破壊性状を示した。また、壁縦筋・横筋比の増加に伴い、壁の終局耐力が上昇するとともに、ピーク点に達し後の耐力低下度合も緩和されていることが明確に認められた。

PC ストランドを用いた試験体 PCSW-1 は、部材角 $R=1.0\%$ まで水平抵抗力が上昇し続けたが、壁縦筋・横筋比が低いことから、それ以後の変形域では、壁筋によるコンクリートへの拘束が低くなり、かぶりコンクリートの剥離と同時に、PC ストランドの早期座屈を生じ、壁の耐力は部材角-1.5% に達してから急激に低下した。

一方、壁縦筋・横筋比が高い試験体 PCSW-2 は、部材角 $R=2.5\%$ まで水平抵抗力は部材

角の増加に従い上昇し続け、顕著なロバスト性（ドリフト硬化性）が見られた。また、最大水平耐力は同じ壁縦筋・横筋比を有する試験体 RCSW-2 のそれより 37%程度高かったほか、残留変形角も小さく抑制できた。これは壁横筋の間隔が小さくなって、コンクリートへの拘束効果が高まり、PC ストランドの早期座屈に寄与するコンクリートの剥離を有効に防げたためと推測できる。

壁の縦筋と横筋に CFRP 筋を用いた試験体 PC-CFRPSW は、部材角 $R=2.0\%$ 付近で最大耐力が発現し、その後、かぶりコンクリートと PC ストランドの圧縮破壊に伴って、水平抵抗力が急激に低下した。また、試験体 PCSW-2 と比較して、試験体 PC-CFRPSW の部材角 $R=1.5\%$ までの残留変形角がより小さく抑制されたことが伺える。その原因は、壁縦筋としての CFRP 筋が超高強度であり、長い弾性変形能を有することによるものと推察される。

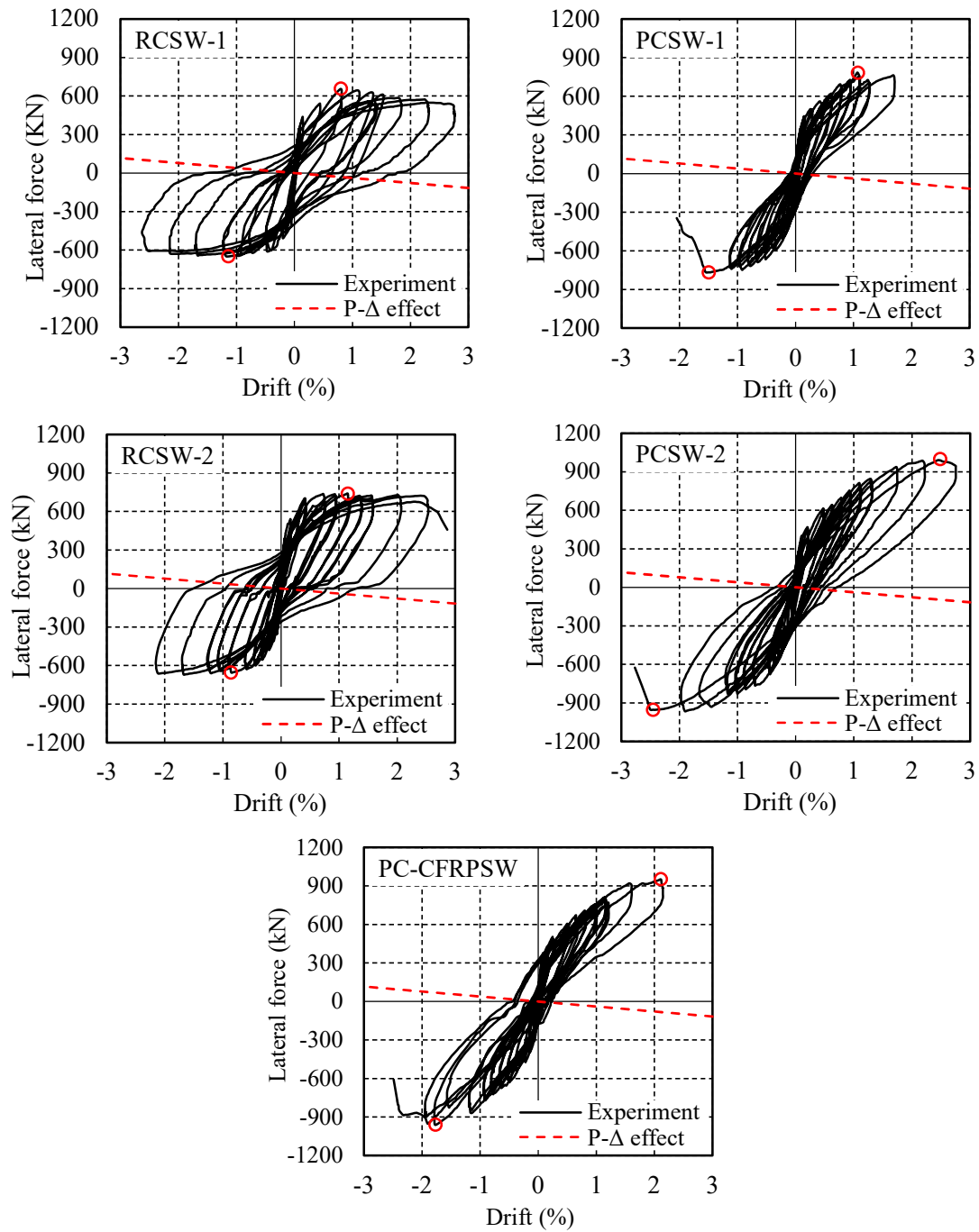
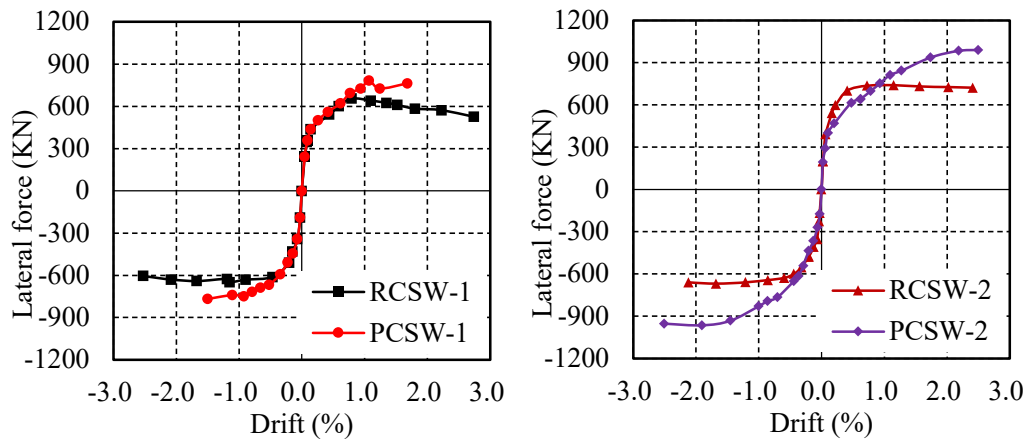
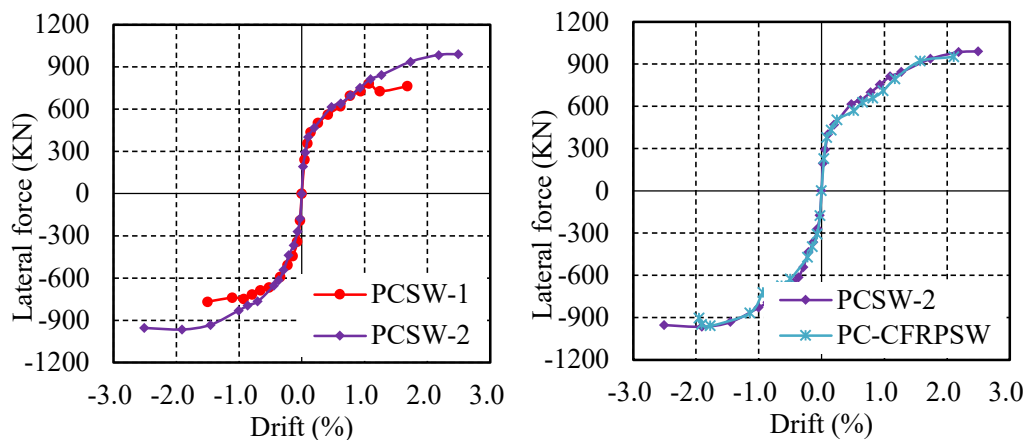


図-2.12 水平力-変位関係の実験結果



(a) 集中鉄筋種別の影響



(b) 縦筋・横筋比の影響

(c) 縦筋種別の影響

図-2.13 履歴ループの包絡線の比較

各実験変数の影響を調べるために、各試験体の正負載荷両側の包絡線を実験変数ごとに図-2.13 (a)~(c)に比較する。なお、中国の建物の建築抗震試験規程(JGJ/T101-2015)^{2,2)}に従って、水平力がピーク点に到達した後に最大値の 85%まで下がった時点の部材角を終局部材角として、それ以後の包絡線部分は図中にプロットしていない。

1) 集中鉄筋種別の影響

部材角 0.5%までは、普通強度異形鉄筋を用いた試験体 RCSW-1 と RCSW-2 の場合と比べて、PC ストランドを用いた試験体 PCSW-1 と PCSW-2 の場合の水平抵抗力には顕著な差異が見られなかった。部材角 0.75%を超えると、試験体 PCSW-1 と PCSW-2 の水平抵抗力は部材角の増加に伴ってそれぞれ、部材角 1.5%と 2.5%までに達する上昇を続けた。一方、試験体 RCSW-1 と RCSW-2 は、部材角 1.0%前後で境界要素に配置した D12 異形鉄筋に降伏が生じた事に伴い、水平抵抗力が P- Δ 効果によるメカニズムラインに沿って低下し始めた。これらのことから、壁板縦筋・横筋の配置比を適切に設定すれば、PC ストラ

ンドを用いた RC 造耐震壁は部材角 2.5%までのロバスト性を有することを示唆している。

2) 縦筋・横筋比の影響

配筋率が異なる試験体 PCSW-1 と PCSW-2 は、部材角 $R=1.0\%$ までは、2 体の水平抵抗 force に顕著な違いが見られなかった。部材角 1.0% を超えると、試験体 PCSW-2 の水平抵抗 force は変形の増大に従って上昇し続けたが、試験体 PCSW-1 は、部材角 1.4% 前後で圧縮側コンクリートに縦方向に沿う割裂ひび割れが発生し、かぶりコンクリートの剥離が進行すると共に、壁縦筋の座屈が確認された。図-2.13 (b) から分かるように、特に壁の横筋比の増加が耐震壁の終局せん断耐力及びコンクリートへの拘束効果の上昇につながり、壁脚部の PC ストランドの座屈を有効に防ぎ、耐震壁の性能に高いロバスト性をもたらしたと考えられる。

3) 壁縦筋種別の影響

図-2.13 (c) に示すように、補強筋の種類が異なるの試験体 (PCSW-2, PC-CFRPSW) では、部材角 $R=2.0\%$ までは、両者の履歴性能はほぼ同じであった。ただし、PC-CFRPSW では CFRP 縦筋が部材角 2.0% で座屈し、壁の水平抵抗 force の急激な低下を招いていたことから、部材角 2.0% 以上の変形域でのロバスト性は期待できない。耐震壁の壁板の縦筋として、弾性係数の低い CFRP 筋の使用については、慎重に検討すべきであると考えられる。

2.3.3 初期剛性と割線剛性の変化

本節では、まず実験により得られた初期剛性と計算初期剛性との関係について検討する。初期剛性の実験値は曲げひび割れが発生した時点での割線剛性とした。また、任意の変形レベルにおける耐震壁の割線剛性は式 (2.1)^{2.5)}によって算出できる。

$$K_i = \frac{|+V_i| + |-V_i|}{|+\Delta_i| + |-\Delta_i|} \quad (2.1)$$

ここで、 K_i : i -サイクルの割線剛性、 $+V_i$: i -サイクルの正側最大耐力、 $+\Delta_i$: $+V_i$ 時の水平変位値、 $-V_i$: i -サイクルの負側最大耐力、 $-\Delta_i$: $-V_i$ 時の水平変位値。

計算初期剛性は曲げ剛性とせん断剛性を合成して、式 (2.2) ~ (2.5)によって算定した。表-2.6には各試験体の初期剛性の実験結果と計算結果を、それぞれの変形量とともに示す。

$$k_e = Q/\delta \quad (2.2)$$

$$\delta = \delta_B + \delta_S \quad (2.3)$$

$$\delta_B = Q \cdot h_0^3 / (3E_c \cdot I_e) \quad (2.4)$$

$$\delta_S = \kappa \cdot Q \cdot h_0 / (G_c \cdot A) \quad (2.5)$$

$$E_c = \frac{10^5}{2.2 + \frac{34.7}{f'_{cu}}} \quad (2.6)$$

ここで、A: 耐震壁の断面積、 E_c : コンクリートの弾性係数(式 2.6)、 G_c : コンクリートのせん断弾係数($=0.4E_c$)^{2,4)}、 h_0 : 反曲点高さ、 I_e : 鉄筋の位置を考慮した断面二次モーメント、 k_e : 計算初期剛性、 Q : 水平力、 δ_B : 曲げ変形、 δ_S : せん断変形、 κ : 断面の形状係数(=1.2)。

表－2.6 実験値と計算値の比較

試験体名	実験値	計算値				$expK_{ini}/calK_{ini}$
	$expK_{ini}$ (KN/mm)	$calK_{ini}$ (KN/mm)	δ_B (mm)	δ_S (mm)	δ_S/δ	
RCSW-1	199.61	200.33	4.14	0.85	0.17	1.00
PCSW-1	170.47	198.43	4.19	0.85	0.17	0.86
RCSW-2	210.10	201.63	4.11	0.85	0.17	1.04
PCSW-2	186.61	199.74	4.16	0.85	0.17	0.93
PC-CFRPSW	176.65	195.65	4.17	0.85	0.17	0.90

$expK_{ini}$: 初期剛性の実験値、 $calK_{ini}$: 初期剛性の計算値、 δ_B : 1N あたりの計算曲げ変形量、 δ_S : 1N あたりのせん断変形量、 δ : $\delta_B + \delta_S$ 。

表－2.6 より明らかなように、すべての試験体において、計算初期剛性と実験結果の誤差が 0～14%の範囲であって、計算値が実験値をよく評価していることが分かる。

式 (2.1)で計算された、試験体の各載荷サイクルピーク点での割線剛性の比較を図－2.14 (a)～(c) に示す。すべての試験体において、部材角 $R=0.5\%$ までに割線剛性が急激に低下した。その後、割線剛性の低下は緩やかになる傾向にあった。また、図－2.14 (a)～(c)に示すように、普通強度の異型鉄筋を用いた試験体と比較し、PC ストランドを用いた試験体の割線剛性の低下度合いはやや小さかった。

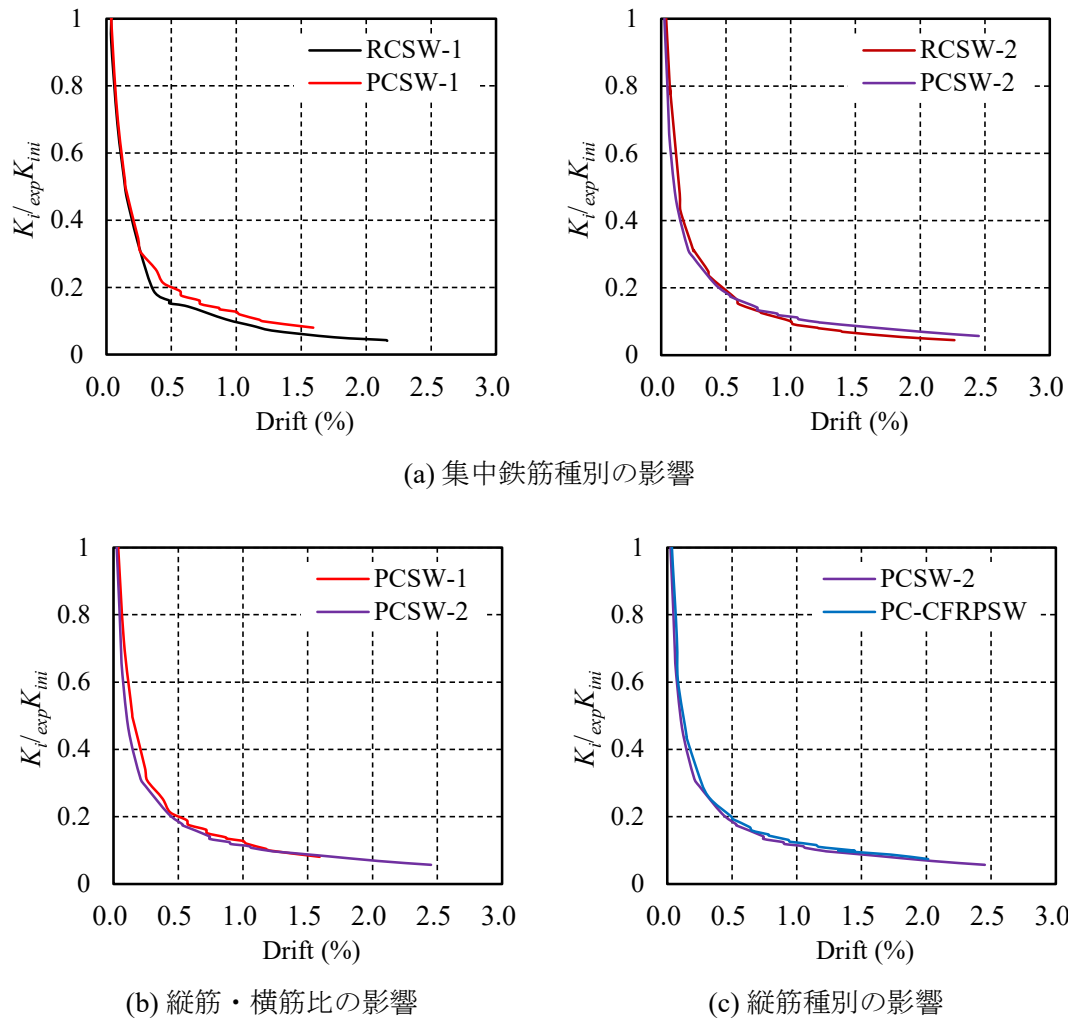


図-2.14 割線剛性の変化状況

2.3.4 鉄筋のひずみ

図-2.15 に各試験体の壁脚部での集中鉄筋 (D12 異型鉄筋または PC ストランド) のひずみの変化状況を示す。試験体 RCSW-1, PCSW-1/2 と PC-CFRPSW は壁脚から高さ 100mm 離れたところで計測されたひずみを、試験体 RCSW-2 は壁脚から高さ 300mm で計測されたひずみを示している。試験体 RCSW-2 においては壁脚から 100mm の位置に貼付したゲージが不調であったためである。なお、図中の赤い点線は 2.2.3 節で述べたそれぞれの鋼材の降伏強度時のひずみを表す。

図-2.15 より分かるように、試験体 RCSW-1, RCSW-2 では普通強度異型鉄筋 D12 が部材角それぞれ 0.25%と 0.5%前後で降伏ひずみに達した。一方、試験体 PCSW-1 と PCSW-2 における PC ストランドのひずみは降伏ひずみである 0.89%に達しなかった。大変形までのひずみが計測された試験体 PCSW-2 においては、初期引張側に配置されていた PC ストランドの計測ひずみは、部材角 $R=1.5\%$ 程度以後から、部材角の増加につれて

減少し始める現象が見られた。これは、部材角 1.5%以後、PC ストランドの高強度ワイヤの拘束が解放され始めたためと思われる。

試験体 PC-CFRPSW の場合は、部材角 $R=1.0\%$ まで、PC ストランドのひずみ変遷が試験体の V-R 曲線と同じような原点指向型を示した。

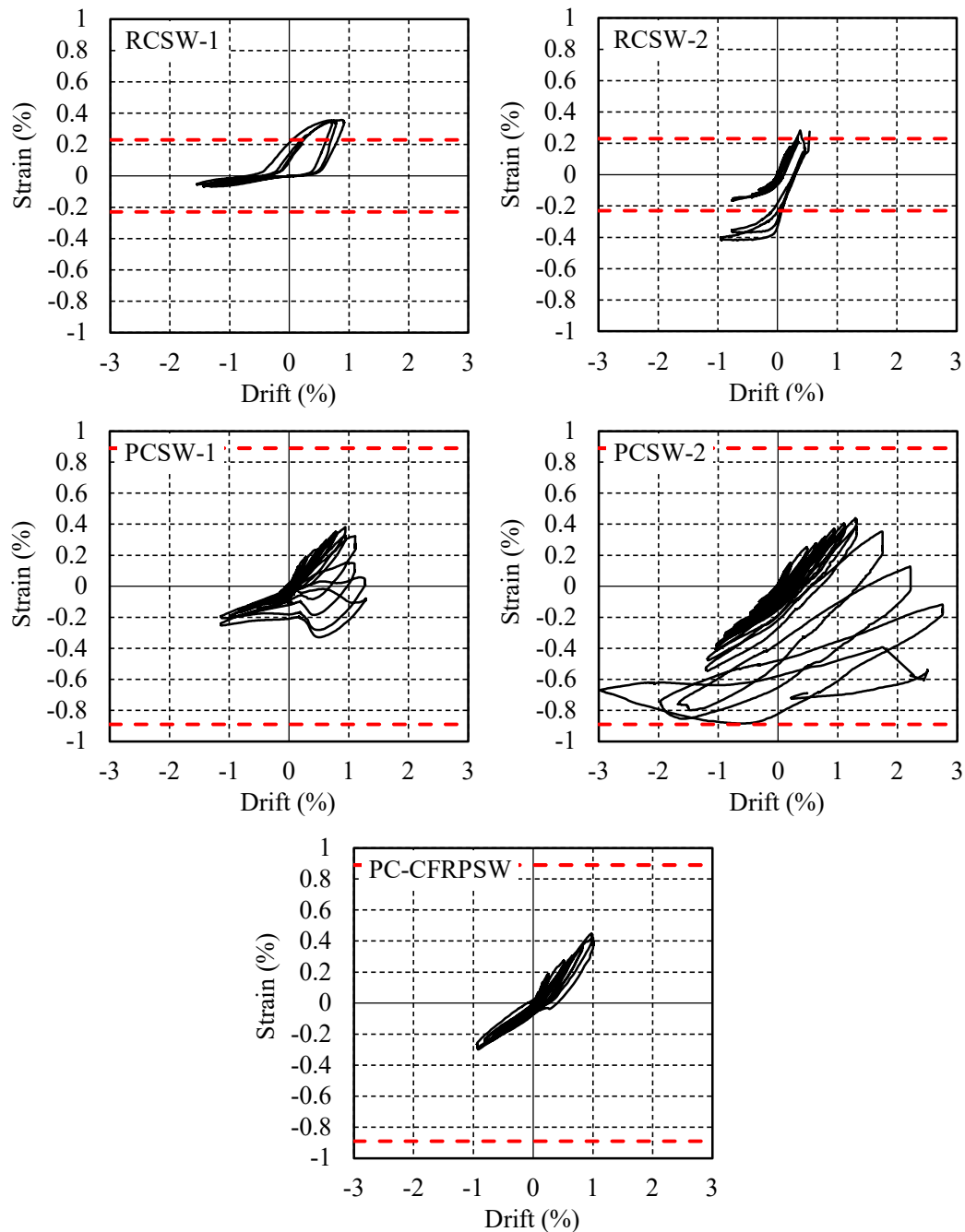


図-2.15 集中鉄筋のひずみ

図-2.16 に計測された PC ストランドのひずみの高さ方向に沿う分布状況を示す。図-2.16 より、塑性ヒンジ領域 (0.5D) 領域以内で^{2.6)}で測定されたひずみは高さ方向に沿う変化の度合いは緩やかで、ほぼ様な分布を示した。

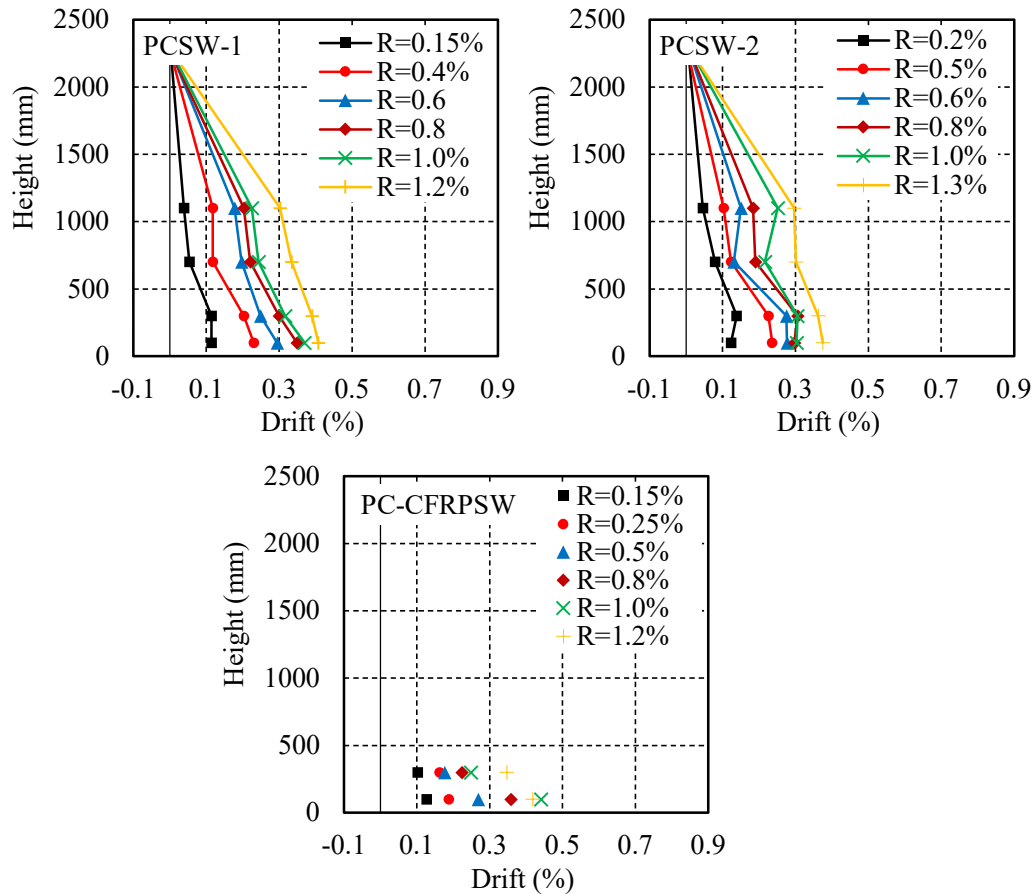


図-2.16 PC ストランドひずみの高さ方向に沿う分布

図-2.17 に試験体 PCSW-1 と PCSW-2 と PC-CFRPSW の壁脚部から 100mm 離れたところで計測された壁板縦筋 (D8 異型鉄筋と D10 CFRP 筋) ひずみの変化状況を示す。図中の赤い点線は異型鉄筋の降伏応力時のひずみを表す。普通強度異型鉄筋は、部材角 $R=0.5\%$ 前後の時点で降伏ひずみに達した。一方、D10 CFRP 筋は、部材角 $R=1.6\%$ までの範囲では計測されたひずみは降伏ひずみに達しなかった。このことは、当該試験体の部材角 1.5% までの損傷程度が試験体 PCSW-2 の損傷よりも少なかった実験結果と整合している。

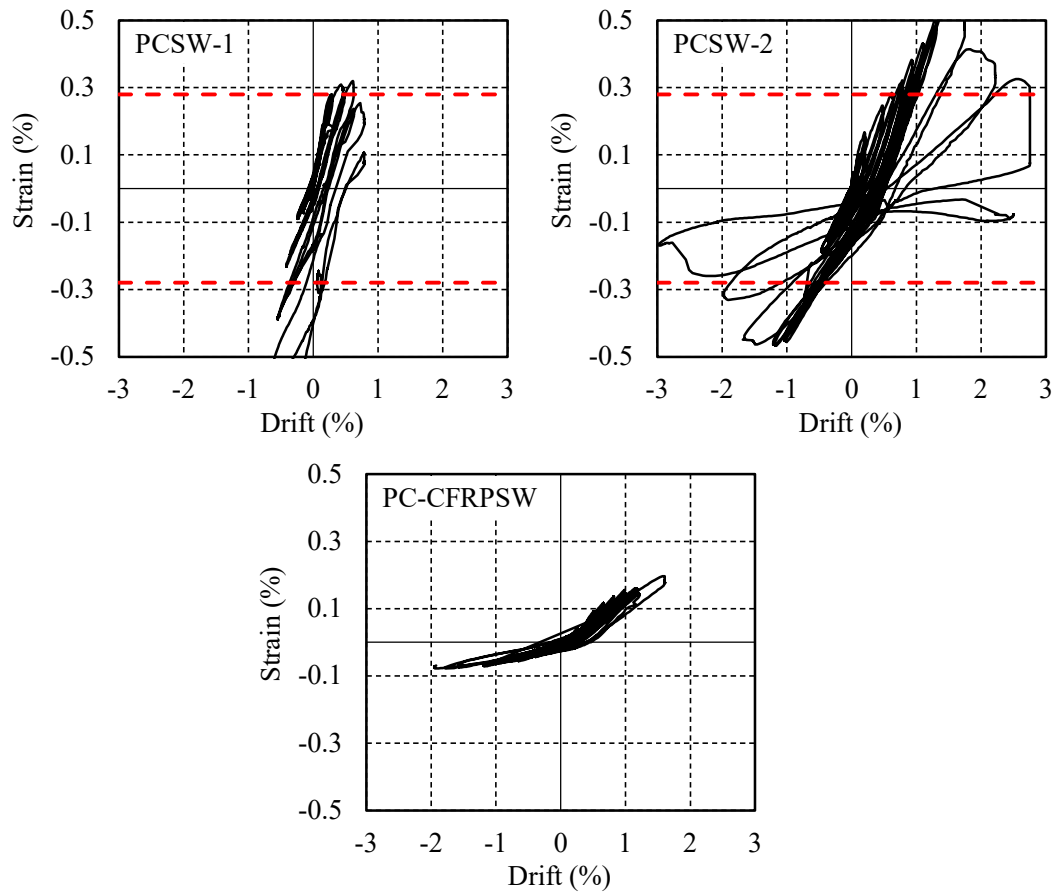


図-2.17 壁板縦筋のひずみ

図-2.18 に PC ストランドを用いた試験体の壁脚部から 100mm 離れた箇所に位置する，集中鉄筋を拘束する D6 異形帯筋のひずみの変化状況を示している。図中の赤い点線は鋼材の降伏応力時のひずみを表している。試験体 PCSW-1 については，帯筋に貼り付けたひずみ計が不調となるまでのデータを掲載した。試験体 PCSW-2 と PC-CFRPSW の計測ひずみ，それぞれ部材角 2.0%と 1.5%の時点で降伏ひずみに達した。

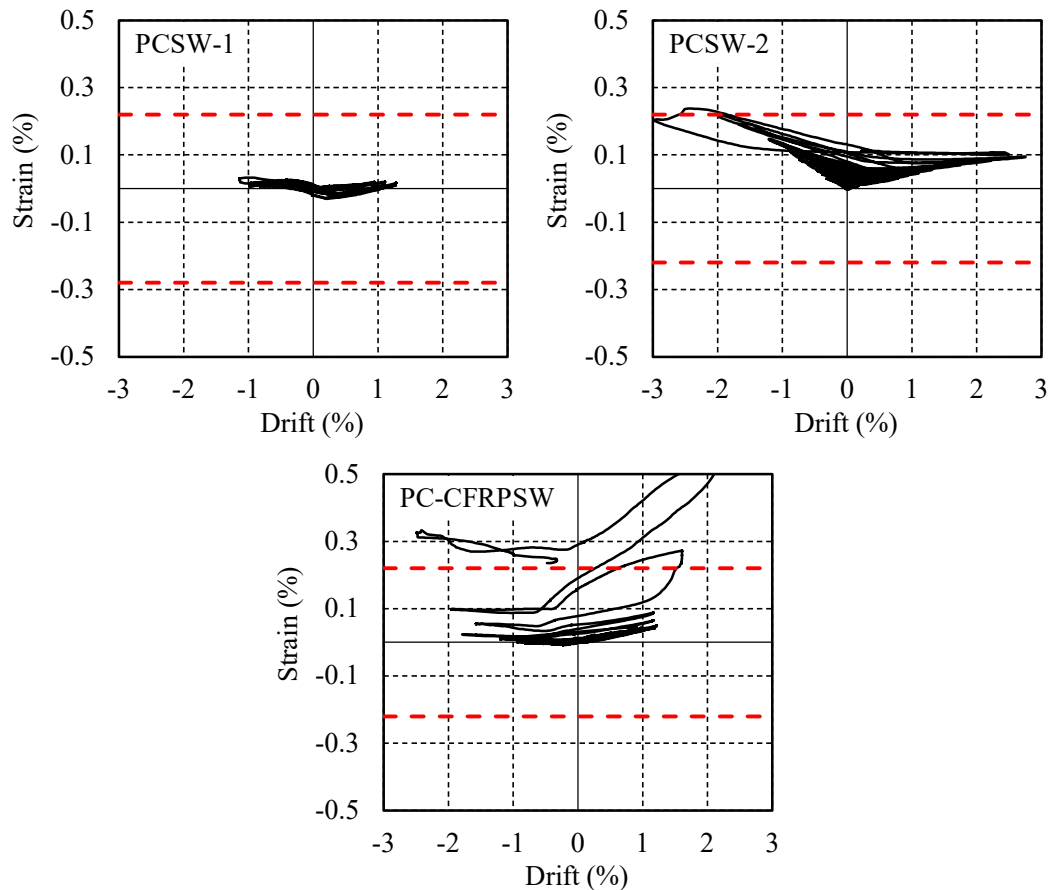


図-2.18 帯筋のひずみ

2.3.5 水平変位の高さ方向に沿う分布

図-2.19 に部材角 1.6%で各水平変位計測点間の勾配分布を示す。壁脚部から 600mm ～2000mm の水平方向変位を計測するために、壁脚部から 600mm, 1200mm, 1600mm, 2000mm の高さで2個ずつ計8個の変位計を取り付けた。変位計取付詳細については図-2.8を参照されたい。

壁脚部より 600mm から 2000mm まで水平変位は高さ方向にほぼ直線的に分布していたが、各計測点間の勾配は高さ 600mm より下で急に増加した。また、部材角が大きくなるにつれて、水平変位分布のプロフィール曲線に変曲点が生じた。変曲点の位置から、各試験体は長さ約 600mm のヒンジ領域を中心に曲げ回転したことが推察できる。

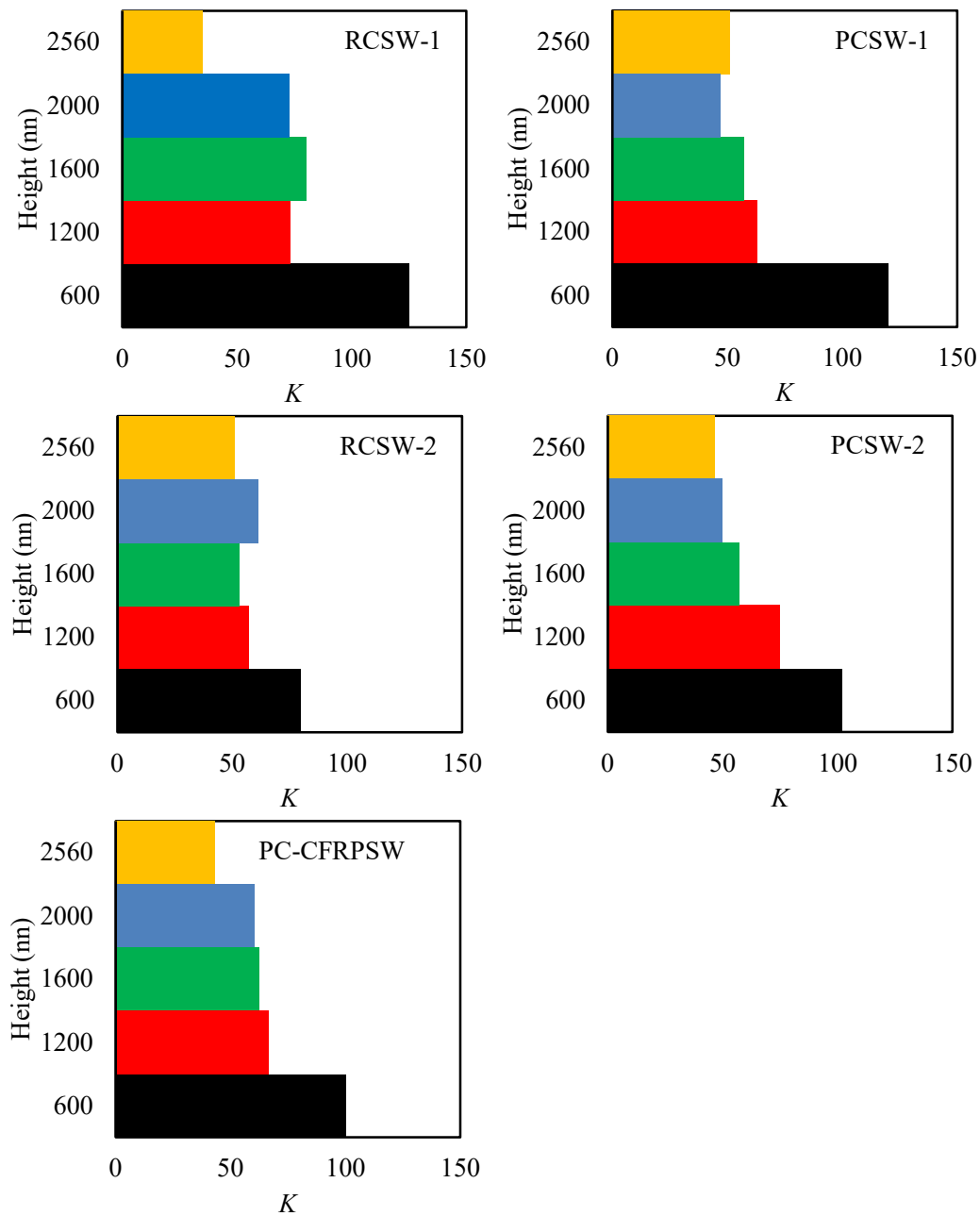


図-2.19 各計測点間の勾配分布

2.3.6 残留変形角及び残留ひび割れ幅

RC 造耐震壁のレジリエンス性を評価するにあたっては、残留変形角と残留ひび割れ幅が重要な指標となる。各試験体の水平力除荷時の残留部材角と最大経験部材角の関係を図-2.20 (a) ~ (c)に示す。図中に示す残留部材角の実験結果は、各載荷サイクルの1回目除荷時における正負の残留部材角の平均値を取っている。

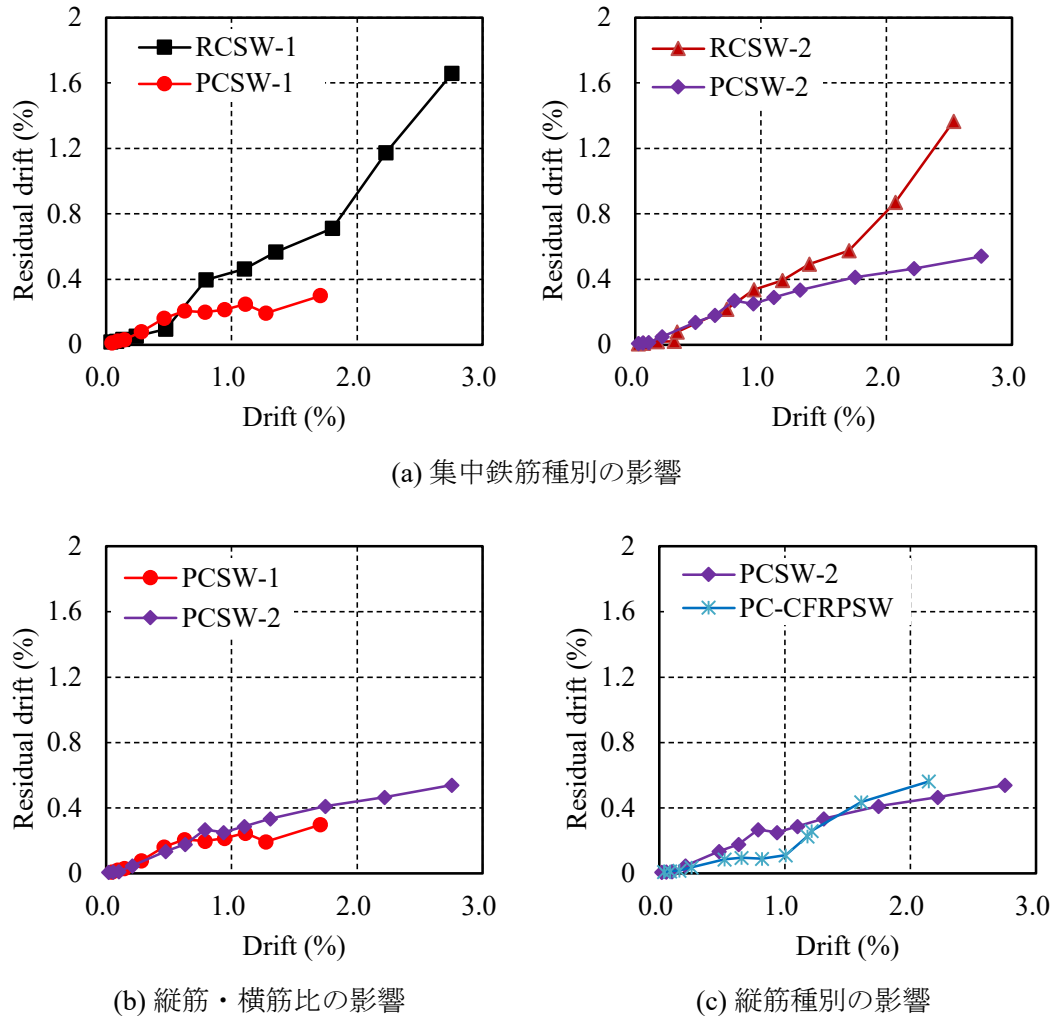


図-2.20 残留部材角

図-2.20 より分かるように、集中鉄筋の種別の影響に関しては、部材角 0.5%まで、試験体間の残留部材角の差はほとんどなかった。しかしながら、0.5%以上の部材角レベルでは、普通強度異形鉄筋を用いた試験体 RCSW-1 と RCSW-2 の境界要素の最外縁にある D12 主筋が降伏しはじめ、変形の増大に伴い鉄筋の塑性化が進み、残留部材角が急激に増加する傾向にあった。一方、PC ストランドを用いた試験体の残留部材角には、急激な増加は見られず、部材角の増加に伴い緩やかに増加した。試験体 PCSW-1 と PCSW-2 ではそれぞれ部材角 1.5%と 2.5%からの除荷後の残留部材角が 0.5%程度に抑制できた。

また、壁縦筋・横筋比の異なる試験体 PCSW-1 と PCSW-2 の残留部材角を比較すれば分かるように、靱性型耐震壁に一般に用いられている鉄筋比 (0.71%) となるように壁筋を配置した PCSW-2 では、PC ストランドを用いた耐震壁は、部材角 2.5%から除荷後においても残留部材角を 0.5%程度に小さく抑える効果が確認された。

一方、壁筋に CFRP 筋を用いた場合、部材角が 1.0%となるまで、超高強度 CFRP 筋に

よる残留変形の抑制効果が顕著に現れたが、部材角 1.5%から 2.0%にかけて、CFRP 筋の圧縮座屈が徐々に発生・進展したため、残留部材角は試験体 PCSW-2 のそれより大きくなる傾向にあった。

なお、FEMA P58-1^{2.7)}では、建物の修理不可能確率は、中央値が 1.0%の残留部材角で、分散が 0.3 の対数正規分布に従うと提案されている。これによると、残留部材角 0.5%時の修復不可能確率は僅か2%で、修復可能確率は98%となる。WAランクの靱性型耐震壁の安全限界変形角（水平力が最大耐力から 15%低下した時点での変形角）が 1.5%であることを踏まえ、PC ストランドを用いた RC 造耐震壁は最大経験部材角 2.5%までのロバスト性とそこからの除荷後も高い修復性を併せ持っていることが分かる。

図-2.21 は各試験体の水平力のピーク時点で観察された曲げひび割れの最大ひび割れ幅と除荷後の残留ひび割れ幅の実験結果を示す。図より、PC ストランドを耐震壁の境界要素に集中配置することによって、曲げひび割れの残留ひび割れ幅を大幅に減らせることが確認できる。鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針では、小規模な補修による修復可能な限界は、残留ひび割れ幅 1mm 以下と推奨されている^{2.8)}。試験体 PCSW-1 と PCSW-2 の残留ひび割れ幅は、部材角 2.0%までは 0.2mm～0.4mm 以下に抑えられていることから、PC ストランドを用いた RC 造耐震壁の修復性の高さを確認できる。

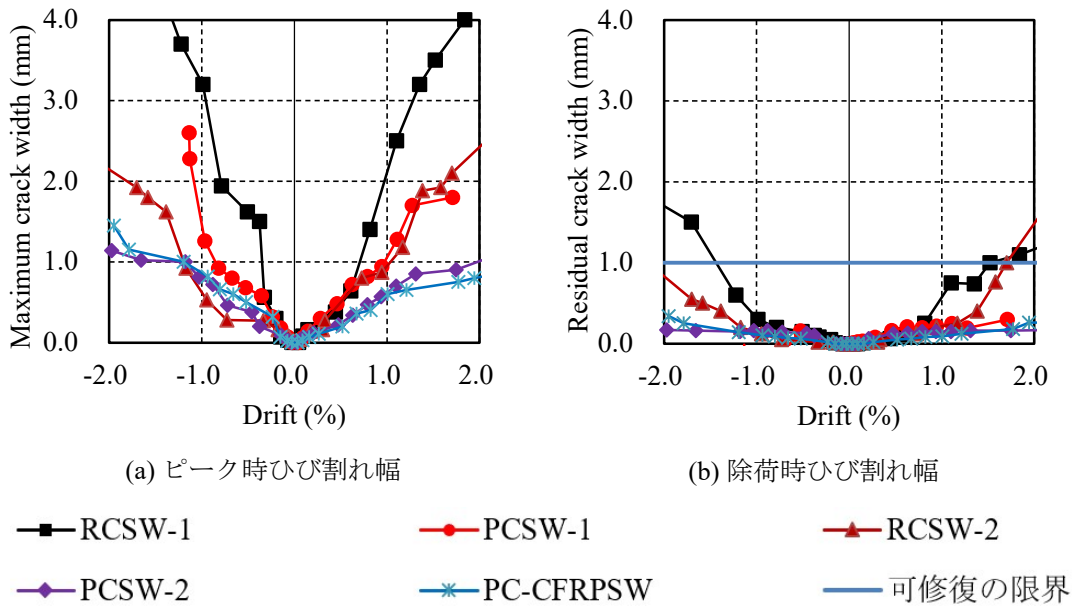


図-2.21 最大ひび割れ幅と残留ひび割れ幅

2.3.7 エネルギー吸収性能

図-2.22 に等価粘性減衰定数の算定方法を示す。履歴ループ 1 サイクルの面積を求め

てから、式(2.7)と式 (2.8)によって算定できる。

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W_e} \quad (2.7)$$

$$W_e = \frac{1}{2} Q \delta \quad (2.8)$$

ここで、 h_{eq} : 等価粘性減衰定数、 ΔW : 1 サイクルの履歴消費エネルギー、 $W_{e,1}$: 正側の等価剛性による弾性ひずみエネルギー、 $W_{e,2}$: 負側の等価剛性による弾性ひずみエネルギー。

図-2.23 に試験体の各載荷サイクル 1 回目の履歴ループにおける等価粘性減衰定数 (h_{eq})の推移を示す。試験体 RCSW-1 と RCSW-2 は、集中鉄筋の降伏により、部材角が大きくなると共に h_{eq} も増加し、高いエネルギー吸収能力を示した。一方、PC ストランドを配筋した試験体 PCSW-1 と PCSW-2 は、試験体 RCSW-1/2 と比較して、エネルギー吸収能力に劣っていたが、 h_{eq} は 10%を超えており、部材角の増加とともにほぼ一定の値を維持した。また、CFRP 筋を配筋した試験体 PC-CFRPSW は、最も低いエネルギー吸収能力を示した。

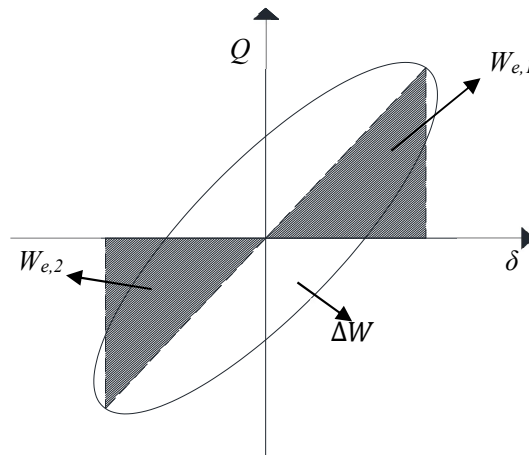


図-2.22 等価粘性減衰定数の概念

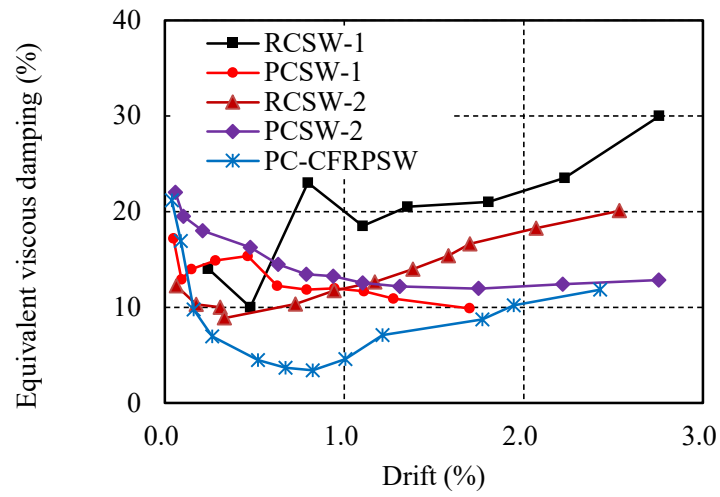


図-2.23 等価粘性減衰定数

2.4 まとめ

本章では、中高層 RC 造建築物の連層耐震壁への適用を想定して、SBPDN 鉄筋と同じ弾性係数を有しつつ、より高い降伏強度と長い弾性変形能を有する PC ストランドを耐震壁断面の両端側に集中配置する工法を考案し、この工法による RC 造耐震壁のレジリエンス性の向上効果を実証するために、集中鉄筋の種別、壁縦筋・横筋比、および壁縦筋の種別を実験変数に取り、せん断スパン比 2.0 の実寸耐震壁試験体計 5 体について、一定軸力下における正負交番繰り返し載荷実験を行った。その結果、PC ストランドを境界要素に用いた耐震壁の耐震性能に関する以下の知見を得た。

- 1) 柱型のない RC 造耐震壁の境界要素に PC ストランドを集中配置することによって、レジリエンス性の高い耐震壁を創出することが可能である。
- 2) PC ストランドを境界要素に用いた RC 造耐震壁の終局状態は PC ストランドの圧縮破壊によって決まる。壁板に配置する横筋比を通常の靱性型耐震壁のそれと同程度の 0.7% にすれば、PC ストランドを用いた RC 造耐震壁は、最大経験部材角 2.5% までの変形に対してロバスト性を有する。また、部材角 2.5% から除荷した後の残留部材角は 0.5% 程度に抑制できる。WA ランクの靱性型耐震壁の安全限界変形角（水平力が最大耐力から 15% 低下した時点での変形角）が 1.5% と設定されていることに鑑み、PC ストランドを用いた RC 造耐震壁の高いロバスト性と復元性が示された。
- 3) PC ストランドを耐震壁の境界要素に集中配置することによって、壁板の曲げひび割れの残留ひび割れ幅を大幅に減らせることができる。軸力比 0.13 の軸力を与えた本実験条件下では、部材角が 2.0% となるまで、壁筋比にかかわらず、残留曲げひび割れ幅が 0.2mm～0.4mm 以下に抑えられていたことから、PC ストランドを用いた RC 造耐震壁が高い修復性を有することが示された。
- 4) 提案壁の壁筋に超高強度 CFRP 筋を用いた場合は、最大経験部材角 2.0% までの変形に対してロバスト性を確保することが出来ると同時に、CFRP 筋が圧壊するまで降伏しなかった。また、部材角 1.5% までは、除荷後の壁の残留変形角をさらに小さく抑制することができた。しかしながら、弾性剛性の低い CFRP 筋が大変形時に圧壊するリスクが高いことから、部材角 2.0% 以上のロバスト性を期待する本提案壁の壁筋に対して、CFRP 筋の使用は十分な性能を与えないものと考えられる。
- 5) 本実験の範囲で、PC ストランドを用いた耐震壁の等価粘性減衰定数は 10% を超えており、UPTP 壁のエネルギー吸収能力(<4%)^{2.9)} より高い性能を有する。

参考文献

- 2.1) Sargsyan, G., Cai, G., Takeuchi, T. and Sun, Y.: Seismic Behavior and Assessment of Drift-Hardening Concrete Columns, 16th WCEE, No.664, 2017.
- 2.2) European Committee for Standardization : Concrete-Part1: Specifcation, performance, production and conformity (BS EN 206-1:2000), 2000.
- 2.3) Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China, : Standard for test methods of concrete physical and mechanical peoperties (GB/T 50081-2019), China Architecture & Building Press, 2019. (in Chinese)
- 2.4) Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China, : Code for design of concrete structures (GB/T 50010-2010), China Architecture & Building Press, 2015. (in Chinese)
- 2.5) Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China, : Specification for seismic test of buildings (JGJ/T 101-2015), China Architecture & Building Press, 2015. (in Chinese)
- 2.6) 曾令昕, 孫玉平, 竹内崇, 趙軍 : PC ストランドを用いた耐力壁の耐震性能に関する解析的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.43, No.2, pp.547-552, 2021.
- 2.7) FEMA: Seismic Performance Assessment of Buildings, FEMA P-58-1, Washington, D.C 2012.
- 2.8) 日本建築学会 : 鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針・同解説, 2004.
- 2.9) Kurama Y., Hybrid poet-tensioned precast concrete walls for use in seismic regions, PCI journal, Vol.47, No.5, pp.36-59, 2002.

第3章

せん断スパン比と軸力比の影響に関する実験的検討

3.1 序

本論の第2章では、5体の実寸耐震壁について一定軸力下における繰り返し載荷実験を行い、超高強度のPCストランドを壁断面の境界要素に用いれば、軸力比0.13までの軸力を受けるせん断スパン比2.0のRC造耐震壁（壁筋比0.71%）は最大部材角2.5%の変形域までロバスト性を有すること、部材角2.5%からの除荷後残留部材角は0.5%程度に抑制できること、部材角2.0%を経験した後の残留曲げひび割れ幅は0.2mm～0.4mm程度に抑制できることなどを明らかにした。

一方、PCストランドを用いたRC造耐震壁の適用範囲を広げるために、様々な構造因子が当該壁の履歴挙動とレジリエンス性に及ぼす影響を明らかにする必要がある。そこで、本章では、最も重要な構造因子である壁のせん断スパン比と壁に作用する軸力のレベルによる影響を実験的に調べることを目的に、軸力比とせん断スパン比を実験変数に取り、計4体の1/2スケール耐震壁試験体を作製して、一定軸力下における正負交番繰り返し載荷実験を行い、その履歴性状を調べる。

3.2 実験概要

3.2.1 実験計画

軸力比とせん断スパン比の影響を明らかにするために、PC ストランドを用いた 1/2 スケールの矩形壁試験体を 4 体作製して、一定軸力比での繰り返し載荷実験を計画した。詳細な実験変数とその変動範囲は以下のとおりである。

- 1) 軸力比: 0.075, 0.15
- 2) セン断スパン比: 1.5, 2.0

例えば、当該壁の設置を想定する建物の梁間（耐震壁面内）方向のスパンを 8m、桁行方向のスパンを 6m とすると、Fc30 程度のコンクリートを用いた RC 構造の場合、軸力比 0.075 と 0.15 はそれぞれ 7 階建てと 13 階建ての連層耐震壁の最下層が受ける軸力レベルに相当する。

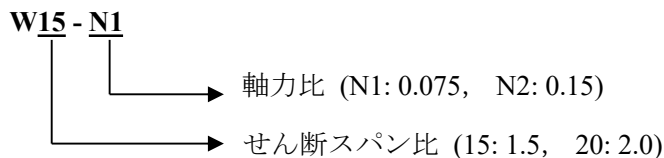
3.2.2 試験体

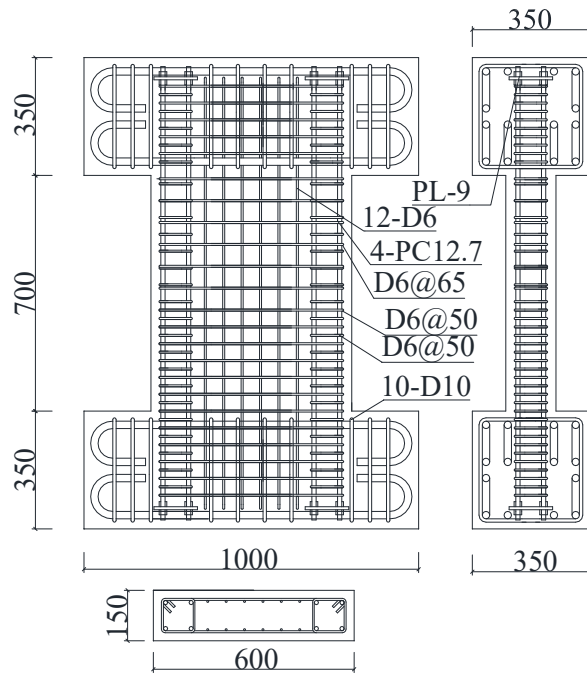
試験体一覧を表-3.1 に、試験体の形状および寸法を図-3.1 (a)~(b)に示す。神戸大学環境防災実験室の載荷装置の制約を受けて、試験体は実物大スケールの 1/2 程度の矩形壁を想定したもので、壁面の高さが 700mm（せん断スパン比 1.5）と 1000mm（せん断スパン比 2.0）の試験体を 2 体ずつ作製した。いずれの試験体も、壁断面せいは 600mm、厚さ 150mm であり、壁面の上下に加力スタブを有している。壁断面の境界要素に PC12.7 ストランドを片側 4 本（中心間距離は 80mm）ずつ配置した。それを囲むように D6 矩形帯筋を 50mm の間隔で配置した。せん断抵抗に寄与する壁板の横筋には D6 鉄筋を用い、壁脚から 300mm の範囲 (0.5D) では 50mm 間隔で配筋し、それより上方の範囲では 65mm 間隔で配筋した。縦筋は D6 を 12 本配筋した。また、厚さ 9mm の鋼板を PC ストランドの定着具で挟み込み、溶接することで PC ストランドを定着した。

表-3.1 試験体一覧

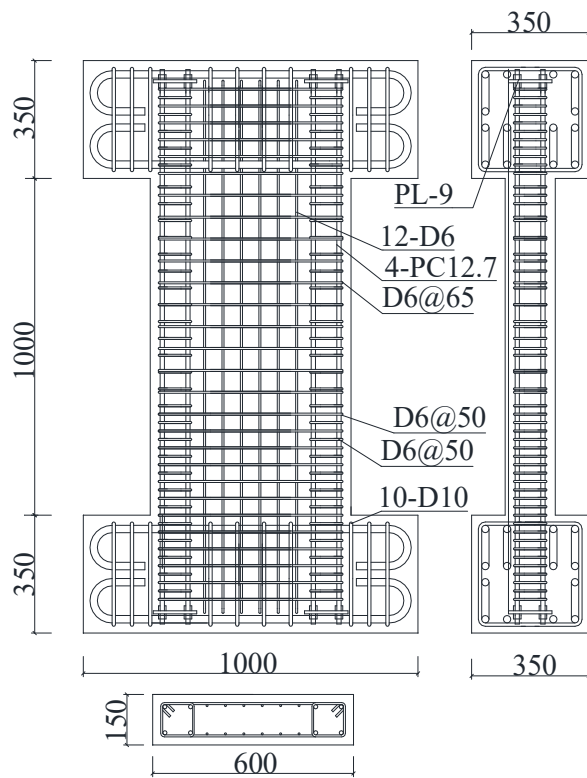
試験体名	t (mm)	D (mm)	h (mm)	n	a/D	境界要素		壁面	
						主筋	帯筋	縦筋	帯筋
W15-N1	150	600	700	0.075	1.5	8-PC12.7 ($p_{te}=0.46\%$)	D6@50	12-D6 ($p_{wv}=0.38\%$)	D6@65 ($p_{wh}=0.65\%$)
W15-N2	150	600	700	0.15	1.5				
W20-N1	150	600	1000	0.075	2.0				
W20-N1	150	600	1000	0.15	2.0				

t: 壁厚さ, D: 壁面せい, h: 壁面高さ, n: 軸力比, a/D: セン断スパン比, p_{te} : 等価引張鉄筋比(=引張側の主筋断面積/0.95tD), p_{wv} : 縦筋比, p_{wh} : 横筋比





(a) W15-N1 と W15-N2



(b) W20-N1 と W20-N2

図-3.1 試験体寸法と配筋詳細 (単位 mm)

3.2.3 材料特性

本実験に使用したコンクリートの調和表及びスランプの実測値を表-3.2に示す。コンクリートは呼び強度 24MPa（目標強度 36MPa）のレディーミクストコンクリートを使用し、粗骨材の最大粒径は 20mm で、セメントは普通ポルトランドセメントを使用した。

コンクリートの 28 日時のシリンダーの圧縮試験結果を表-3.3 に示す。ヤング係数の値として、圧縮強度の約 1/3 程度の強度の割線剛性値を表している。

図-3.2 に示す PC スtrand と定着具の外観を示す。PC スtrand は、高強度ワイヤ 7 本のより線で構成され、公称直径 12.7mm である。全試験体に用いた鋼材の力学特性を表-3.4 に、引張応力-ひずみ関係を図-3.3 に示す。

表-3.2 コンクリートの調和表及びスランプの実測値

水セメント比 W/C (%)	単位量(kg/m ³)						スランプ (cm)	エア (%)
	水 W	セメント C	粗骨材 1 G	細骨材 1 S	粗骨材 2 G	細骨材 2 S		
57	180	316	356	520	267	360	2.94	19.9

表-3.3 コンクリート四週の圧縮実験結果一覧

供試体	圧縮強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	供試体	割裂引張強度 (MPa)
	f'_c	E_c		f_t
No.1	35.9	25.9	No.4	3.7
No.2	39.7	26.9	No.5	3.5
No.3	39.68	30.5	No.6	2.9
Average	38.42	27.77	Average	3.4



図-3.2 PC スtrand 及び定着具

表-3.4 鋼材の力学特性

呼び	種別	A_s (mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	ϵ_y (%)	E_s (MPa)
D6	SD295A	28.3	378	516	0.19	1.91×10^5
PC12.7	PC strands	98.7	1844*	2036	1.15	1.94×10^5

f_y : 降伏点応力, f_u : 引張強さ, ϵ_y : f_y 時ひずみ, E_s : 弾性係数, *: 0.2% オフセット降伏点応力。

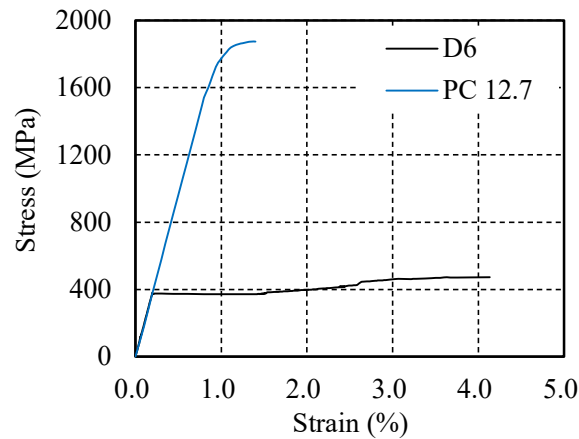


図-3.3 鋼材のひずみ—応力関係

3.2.4 載荷装置及び載荷方法

図-3.4 に載荷装置を示す。スライダーを介した鉛直力載荷用の 1000kN ジャッキにより所定の軸力を載荷し一定に保持した後に、水平力載荷用の 2 本 300kN ジャッキにより正負交番繰返し水平力を載荷した。また、試験体のねじり止め装置を加力フレームとジャッキ接合部とに取り付け、試験体の面外変形を抑制した。試験体は下スタブと下載荷柱を PC 鋼棒で固定して、上スタブと水平ジャッキを接続した。上スタブとジャッキの間に、回転中心が水平力載荷高さと一致するようにかまぼこ球座を設けた。載荷時の様子を図-3.5 に示す

水平力載荷は水平加力ピン位置で測定した水平変位を壁のせん断スパンで除して求めた壁の水平部材角 R による変位制御とし、正負交番繰返し漸増載荷で行った。載荷プログラムは図-3.6 に示す。部材角 $R=0.125\%$, 0.25% , 0.375% , 0.5% , 0.75% , 1.0% , 1.5% , 2.0% の各変位振幅での 2 回ずつの正負繰返し載荷を行った。また、部材角 2.5% 以降は、各変位レベルでの繰返しは 1 回とした。

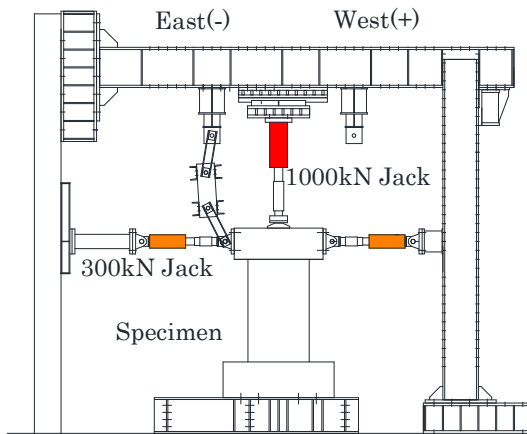


図-3.4 载荷装置



図-3.5 実験状況

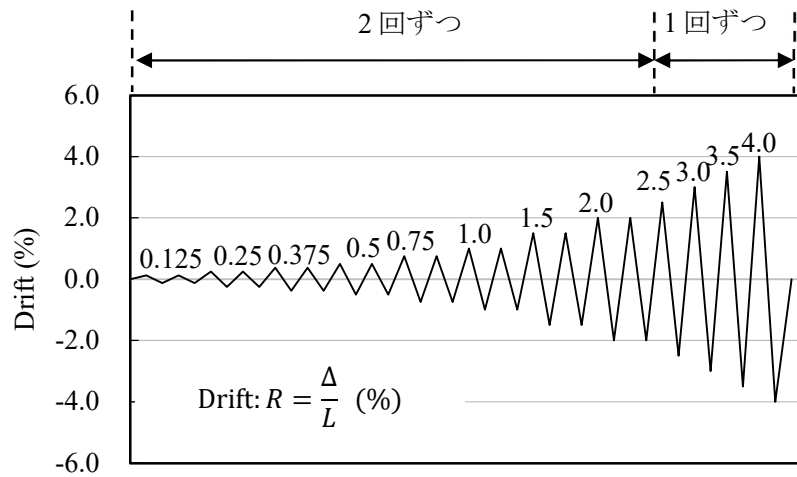
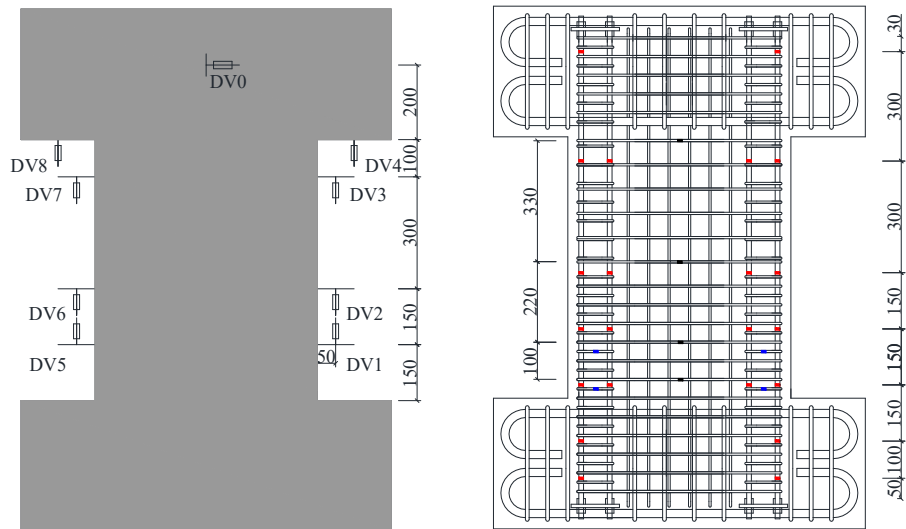


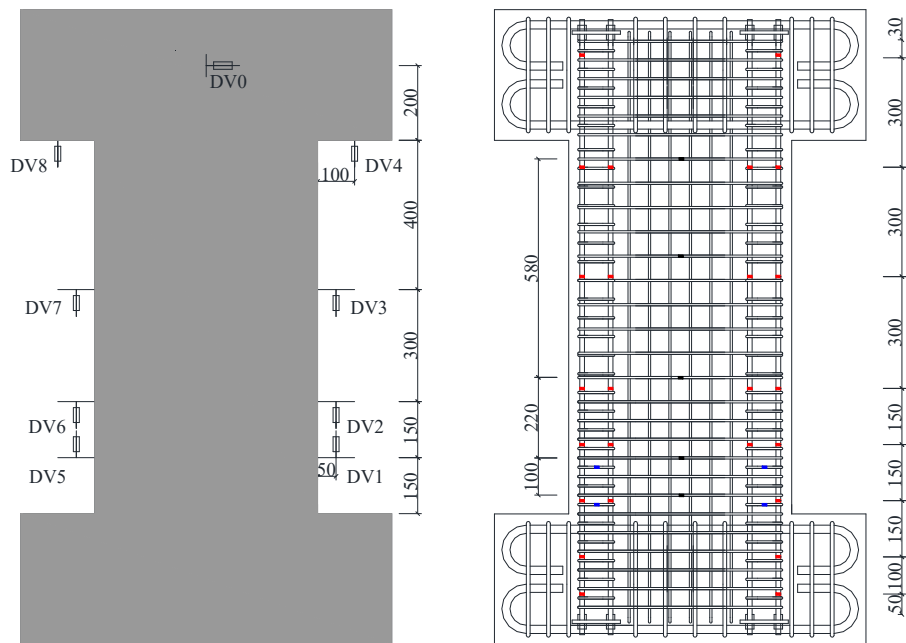
図-3.6 载荷サイクル

3.2.5 測定装置及び測定方法

水平力はジャッキの先端に取り付けたロードセルにより計測した。図-3.7に変位計の設置位置を示す。水平変位は壁脚側のスタブに対する载荷点の相対水平変位とし、スタブに固定した治具を介して载荷点に設置した変形計により測定した。鉄筋（PC ストランドおよび壁筋）のひずみについては、図-3.8 に示すように、それぞれ赤塗り部（PC ストランド）、黒塗り（せん断補強筋）部と青塗り（帯筋）部に材長方向にそってゲージを貼付し、鉄筋各部のひずみを測定した。



(a) 試験体 W15-N1/N2



(b) 試験体 W20-N1/N2

図-3.7 変位計の取付位置

図-3.8 ひずみゲージの貼付位置

3.3 実験結果

3.3.1 実験経過及び破壊状況

実験経過について、各試験体の主要な実験現象（曲げひび割れと曲げせん断ひび割れの発生、最大ひび割れ幅 $>1\text{mm}$ 、かぶりコンクリートの剥落と終局破壊）が発生する時の部材角を図-3.9に示す。

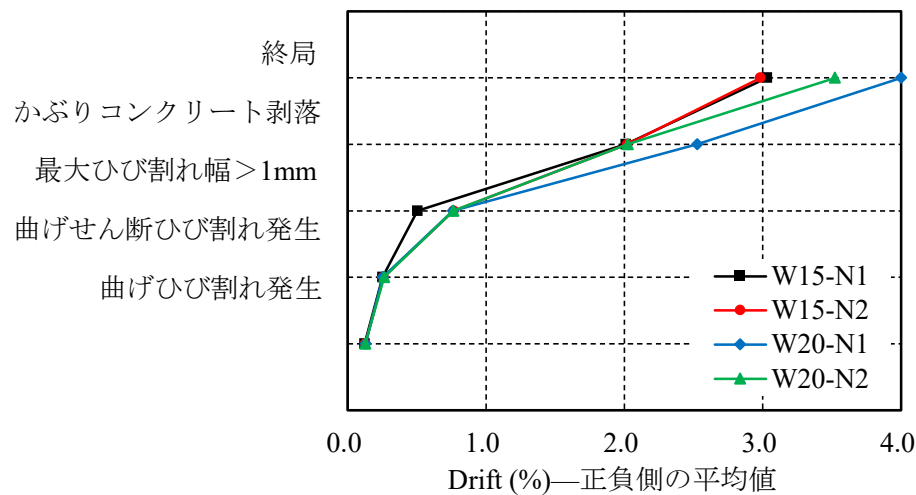


図-3.9 主要な実験経過

W15-N1

せん断スパン比が 1.5 の試験体 W15-N1 は水平力 70kN で曲げひび割れが発生し、水平力 120kN でせん断ひび割れが確認された。部材角 $R=0.75\%$ のサイクルで壁脚部の圧縮側コンクリートに縦ひび割れが発生した。部材角 $R=2.0\%$ のサイクルにおいて、かぶりコンクリートの崩落が進行し、壁面の横筋が降伏した。部材角 $R=2.5\%$ のサイクルで正側の最大耐力に達し、部材角 $R=-2.0\%$ で負側の最大耐力に達した。部材角 $R=-3.0\%$ の载荷サイクル途中で、部材角 $R=-2.0\%$ 付近で水平耐力が低下し始めた。目標部材角に到達した後でも軸力は維持できたが水平耐力が下がり続けたため、実験を終了した。壁板両側の境界要素に配置された PC スtrand とコアコンクリートに、明瞭な圧縮破壊の現象が見られず、せん断ひび割れの拡大が観察された。試験体 W15-N1 は部材角 $R=\pm 2.5\%$ まで曲げ型の履歴性状を示したため、破壊性状は曲げ降伏後の大変形域でのせん断破壊と考えられる。

W15-N2

試験体 W15-N1 の 2 倍の軸力を受ける試験体 W15-N2 は、部材角 $R=0.125\%$ のサイクル

で曲げひび割れが発生し、水平力 150kN でせん断ひび割れが確認された。部材角 $R=0.5\%$ の載荷サイクルで壁脚部の圧縮側コンクリートに縦ひび割れが発生した。部材角 $R=2.0\%$ のサイクルにおいて、かぶりコンクリートの崩落が進行し、壁板の横筋が降伏した。部材角 $R=2.0\%$ のサイクルで、正側・負側ともに最大耐力に達した。その後、部材角 $R=-2.5\%$ まで水平耐力を保持した。部材角 $R=+3.0\%$ のサイクルにおいて、載荷途中、西側の境界要素での PC ストランドとコアコンクリートに明瞭な圧縮破壊が生じ、水平耐力が急激に低下し、大変形域での曲げ圧縮破壊の履歴性状を示した。

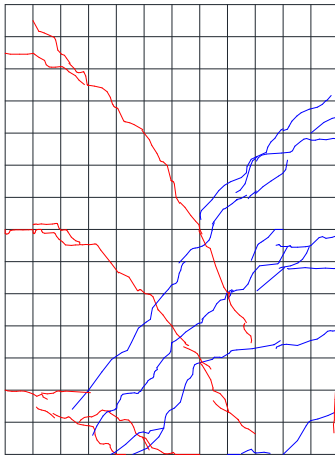
W20-N1

せん断スパン比が 2.0 の試験体 W20-N1 は、水平力 40kN で壁脚部に曲げひび割れが発生し、水平力 100kN でせん断ひび割れが確認された。部材角 $R=0.75\%$ のサイクルで壁脚部に圧縮側コンクリートに縦ひび割れが発生し、部材角 $R=1.5\%$ で西壁脚部の圧縮側コンクリートに軽微な剥離が見られた。同時に壁面の横筋の降伏が確認された。部材角 $R=3.5\%$ のサイクルで、正側・負側ともに最大耐力に達した。部材角 $R=-4.0\%$ で両側の脚部かぶりコンクリートが顕著に崩落し、両側の境界要素の PC ストランドと拘束コアコンクリートに明瞭な圧縮破壊の現象が見られた。これらの要因により、軸方向の変形、加力方向の水平変形が同時に急激に進行し、軸力の保持が困難となり実験終了に至った。破壊形式は大変形域での曲げ圧縮破壊の履歴性状を示した。

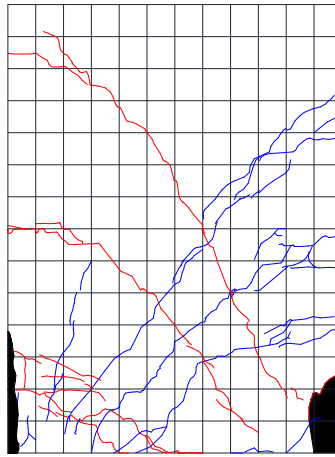
W20-N2

せん断スパン比が 2.0 で、より高い軸力を受ける試験体 W20-N2 は水平力 40kN で曲げひび割れが生じ、部材角水平力 120kN でせん断ひび割れが発生した。部材角 $R=0.75\%$ のサイクルで縦ひび割れが発生し、部材角 $R=0.75\%$ のサイクルでコンクリートの剥離が生じた。部材角 $R=3.0\%$ のサイクルで、正側・負側ともに最大耐力に達した。部材角 $R=3.5\%$ のサイクルの負側の目標部材角時、壁の脚部に入った縦ひび割れに沿ってコンクリートが崩落し、軸力の保持が困難となり、大変形域での曲げ圧縮破壊の履歴性状を示した。

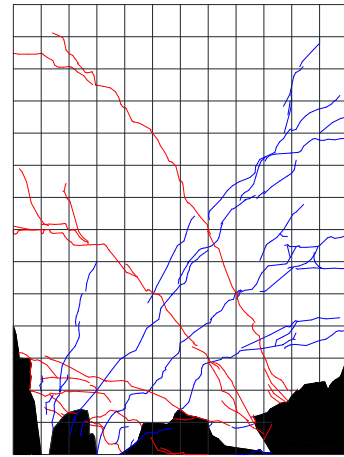
図-3.10 (a) ~ (d) にすべての試験体のひび割れおよびコンクリートの損傷の変遷状況を示す。なお、図の赤線は正側載荷時に生じたひび割れ、青線は負側の載荷時に生じたひび割れ、黒塗り部はコンクリートが剥離した部分を示す。グリッドは壁脚中央点を基準として 50mm 間隔で作成した。



$R=1.0\%$



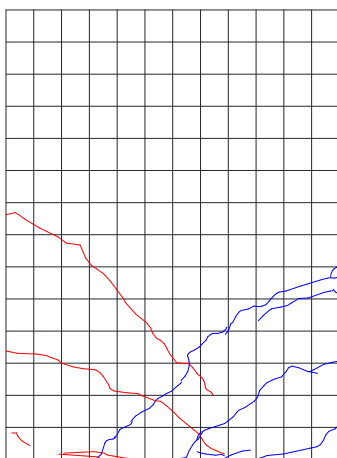
$R=2.0\%$



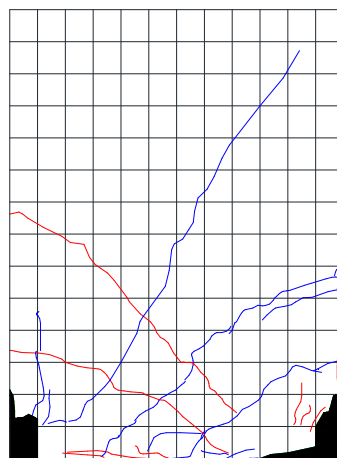
$R=-3.0\%$



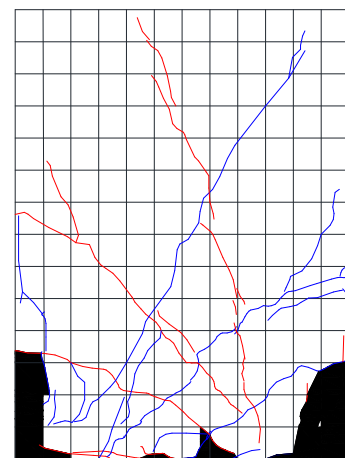
(a) W15-N1



$R=1.0\%$



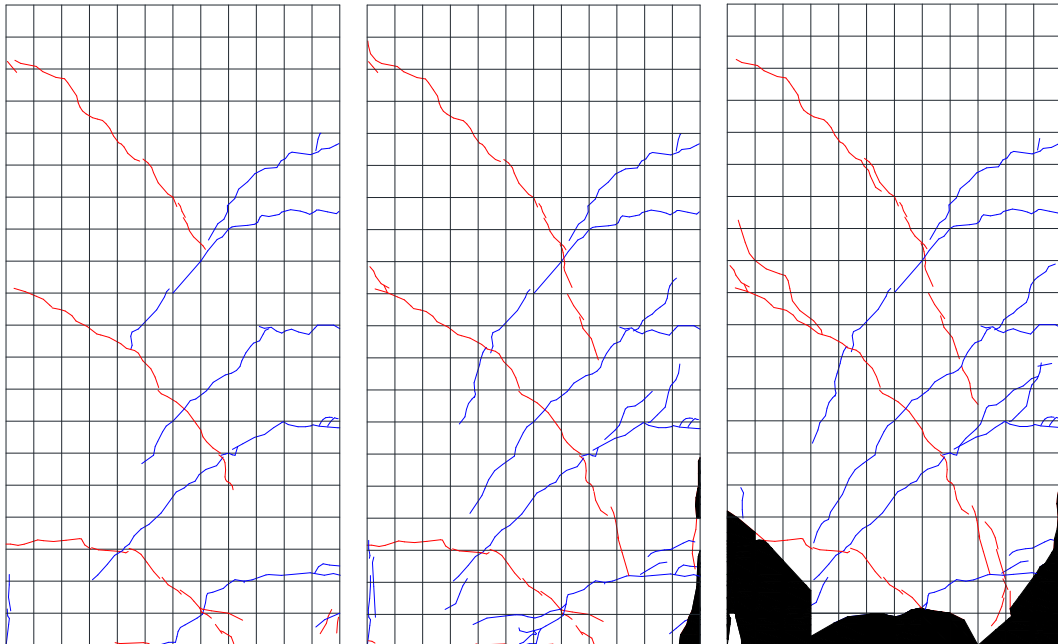
$R=2.0\%$



$R=+3.0\%$



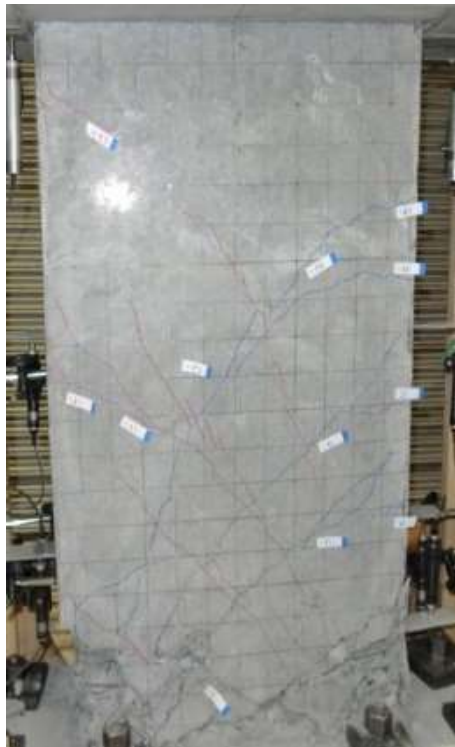
(b) W15-N2



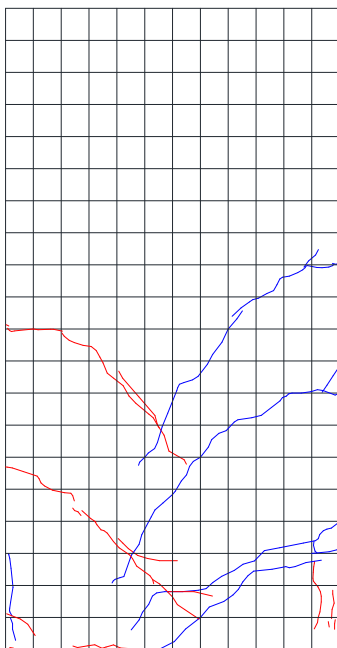
R=1.0%

R=2.0%

R=-4.0%



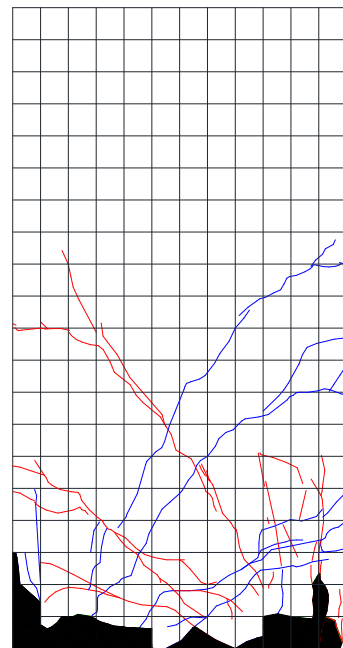
(c) W20-N1



R=1.0%



R=2.0%



R=-3.5%

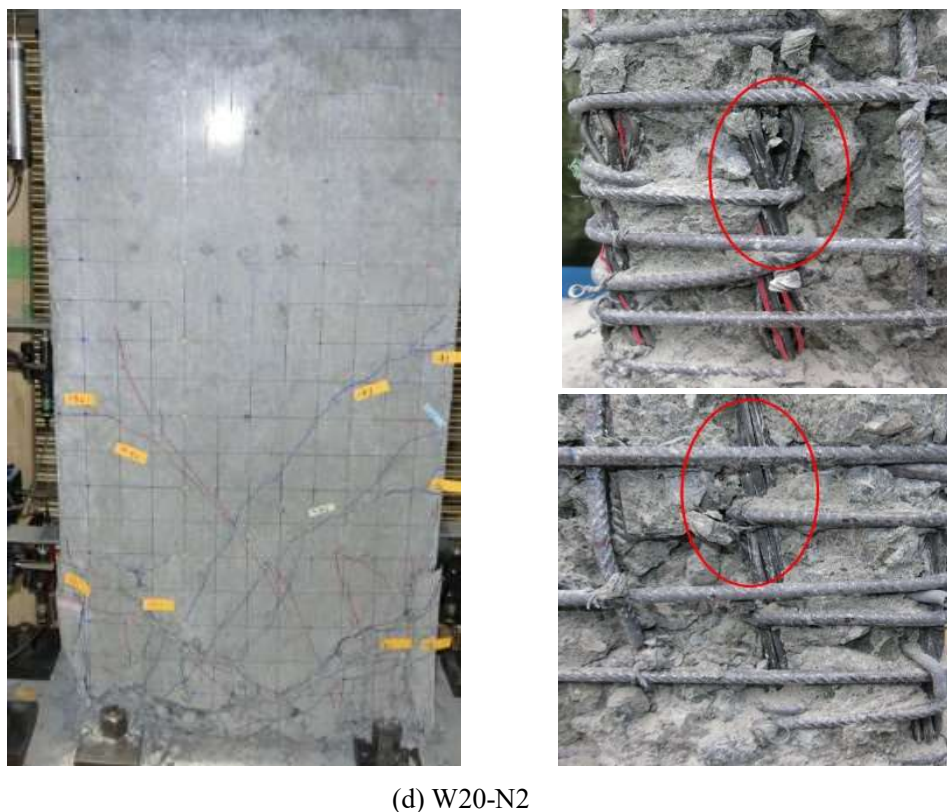


図-3.10 損傷状況

壁筋比の違いが PC ストランドを用いた耐震壁の損傷状況に及ぼす影響を調べるために、第2章で述べた試験体 PCSW-1 と PCSW-2 のひび割れ状況とコンクリートの損傷詳細との比較を行った。表-3.1 と表-2.1 に示すように、試験体 PCSW-1 と PCSW-2 は、寸法は異なるが、せん断スパン比、軸力比は試験体 W20-N2 と同程度であるが、壁筋の配筋率（縦筋比、横筋比）が試験体 W20-N2 のそれと異なる。試験体 PCSW-1 においては、縦筋比は試験体 W20-N2 と同程度であるが、横筋比は約 50%低い。一方、試験体 PCSW-2 においては、横筋比は試験体 W20-N2 と同程度であるが、縦筋比は約 90%高い。

図 2-11 と図 3-10 より分かるように、試験体 W20-N2 の壁面の損傷は曲げひび割れが支配的であったが、せん断補強筋比の小さい試験体 PCSW-1 においては、より広い範囲にひび割れが発生していた。このことは壁板横筋（せん断補強筋）の増加により、本提案耐震壁のひび割れ発生範囲と損傷度合いとが抑えられることを示唆している。それに対し、試験体 PCSW-2 は約 2 倍の縦筋比であったものの、ひび割れの進展状況と損傷度合いは W20-N2 のそれとほぼ同じであったことから、縦筋の増加はひび割れの進展を抑制には、あまり効果がないものと考えられる。

3.3.2 水平力—部材角関係

主な実験結果一覧を表-3.5に、実験で得られた各試験体の水平力—部材角関係を図-3.11に示す。図中の赤破線は P- Δ 効果による耐力低下ラインを、赤丸は最大耐力点を示す。

表-3.5 実験結果一覧

試験体名	f'_c (MPa)	n	a/D	V_{max} (kN)	R_{max} (%)	V_{min} (kN)	R_{min} (%)	V_{ave} (kN)	R_{ave} (%)
W15-N1	40.9	0.075	1.5	350	2.54	-341	-2.01	346	2.28
W15-N2	36.4	0.15	1.5	350	2.00	-353	-2.00	352	2.00
W20-N1	36.7	0.075	2.0	290	3.50	-285	-3.50	288	3.50
W20-N2	39.7	0.15	2.0	291	2.93	-295	-3.00	293	2.97

f'_c : 実験時シリンダーの圧縮強度, n: 軸力比, a/D : セン断スパン比, V_{max} : 正側の最大水平力, R_{max} : V_{max} 時部材角, V_{min} : 負側の最大水平力, R_{min} : V_{min} 時部材角, V_{ave} : 最大水平力の平均値, R_{ave} : R_{max} と R_{min} の平均値。

す。

全ての試験体において、部材角 $R=1.5\% \sim 2.0\%$ の载荷サイクルで壁板の横筋筋が降伏しており、それ以前の履歴ループは逆 S 字形のループ形状であり、残留変形角は非常に小さくとどまっている。部材角 $R=1.5\%$ 以後の载荷サイクルでは、壁面の補強筋の降伏や PC スtrandの圧縮破壊に伴って履歴ループ形状が実験条件の違いの影響を受けて変化した。

セン断スパン比 1.5 の試験体 (W15-N1, W15-N2) は、部材角 $R=2.0\%$ のサイクルまで水平力が上昇し続け、軸力の大きさの違いによらず、ほぼ同じ履歴性状を示した。部材角 2.0% 以後では、軸力比 0.075 の試験体 W15-N1 の耐力が低下したが、部材角 $R=+3.0\%$ まで軸支持能力を保持できた。一方、より高い軸力を受ける試験体 W15-N2 は部材角 $R=2.5\%$ のサイクルの後、正側の载荷途中の部材角 2.0% 付近で発生した壁脚部 PC スtrandの圧縮破壊が進行し、部材角 3.0% への载荷サイクル途中でセン断ひび割れの拡大とコンクリートの圧壊によって軸支持能力を失った。

一方、セン断スパン比 2.0 の試験体 (W20-N1, W20-N2) は、それぞれ部材角 $R=3.5\%$ と $R=3.0\%$ で最大耐力となり、より高いロバスト性を示した。試験体 W20-N1 と試験体 W20-N2 のループ形状を比較すると、両試験体のループが囲む面積はほぼ同じであり、軸力比の影響は、終局部材角の大きさに見られたが、部材角 3.0% までの履歴性状にはあまり見られなかった。

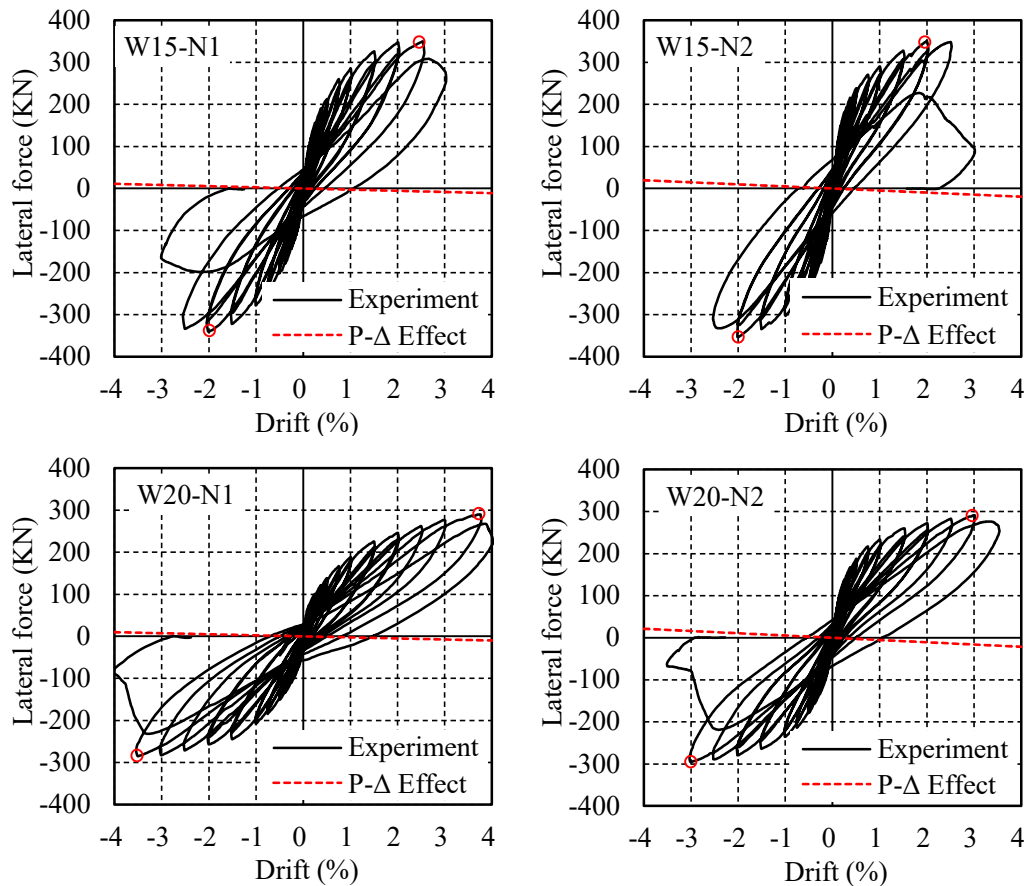


図-3.11 水平力一部材角関係の実験結果

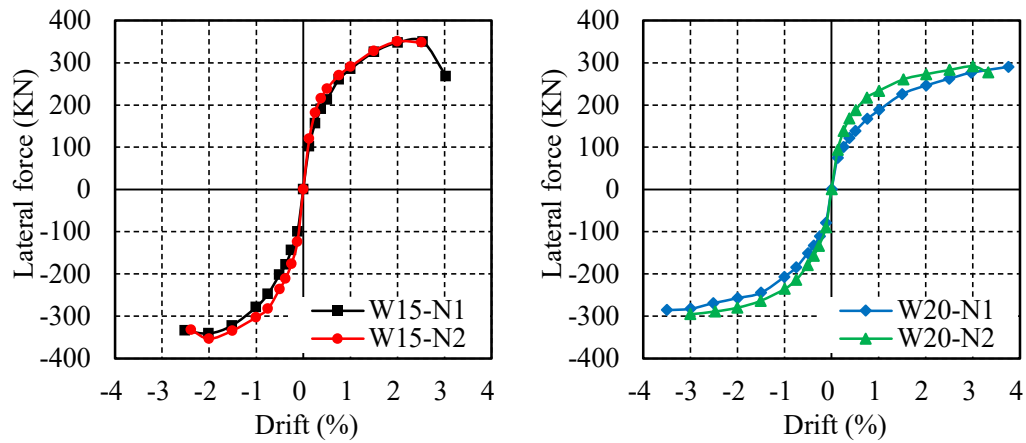
それぞれの実験変数が試験体のレジリエンス性などに及ぼす影響を明確にするために、各試験体の履歴曲線の包絡線を図-3.12 (a)～(b)により比較する。

1) 軸力比

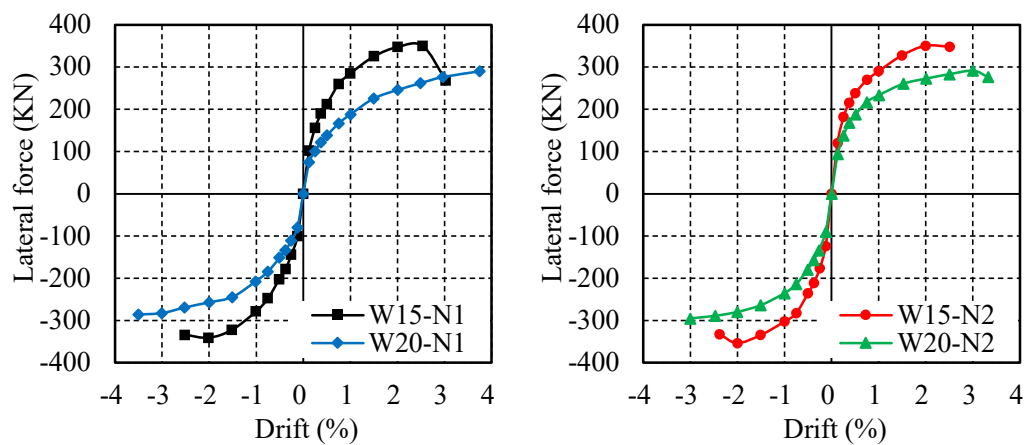
図3-12 (a)より分かるように、せん断スパン比 2.0 の試験体 (W20-N1 と W20-N2) の場合は、軸力の増加により水平抵抗の向上が認められたが、軸力比 0.15 までの範囲では、せん断スパン比 1.5 の試験体 (W15-N11 と W15-N2) の履歴性能には軸力比による影響はあまり見られなかった。

2) セン断スパン比

せん断スパン比が小さいほど、試験体の水平力の部材角に伴う増加率（ドリフト硬化性）が高くなるが、終局部材角（ピーク点部材角）は逆に小さくなることが図3-12 (b)より伺える。



(a) 軸力比による比較



(b) セン断スパン比による比較

図-3.12 履歴ループの包絡線の比較

3.3.3 初期剛性と割線剛性の変化

本節では実験により得られた初期剛性と計算により求められる曲げ初期剛性及びせん断初期剛性との関係について検討する。計算初期剛性は、2.3.3節で示した式(2.2)～(2.5)をもって算定した。また、図-3.13に試験体の各部材角における割線剛性の変化状況を示す。なお、実験初期剛性は曲げひび割れが発生する時点での割線剛性をもって表している。

表-3.6 初期剛性の実験値と計算値の比較

試験体名	実験値	計算値				$expK_{ini}/calK_{ini}$
	$expK_{in}$ (KN/mm)	$calK_{ini}$ (KN/mm)	δ_B (mm)	δ_s (mm)	δ_s/δ	
W15-N1	107.4	247.6	2.96	1.08	0.27	0.44
W15-N2	114.2	247.6	2.96	1.08	0.27	0.46
W20-N1	73.9	115.3	7.23	0.85	0.17	0.64
W20-N2	63.4	115.3	7.23	0.85	0.17	0.55

$expK_{ini}$: 初期剛性の実験値, $calK_{ini}$: 初期剛性の計算値 δ_B : 1N あたりの計算曲げ変形量,
 δ_s : 1N あたりの計算せん断変形量, δ : $\delta_B + \delta_s$.

実物大スケールの1/2程度の試験体において、実験値が計算値を下回り、計算値は実験値に対し、高く評価していることが分かる。これは、壁面とスタブの接合部の変形と、載荷前に発生していたコンクリートの収縮ひび割れ等の影響を考慮していないことが原因の一つとして考えられる。また、計算値において、全体の変形に対して、せん断変形の割合は、せん断スパン比が短い程大きくなる結果となった。なお、せん断スパン比 2.0 の試験体 (W20-N1/N2, PCSW-1/2) は、いずれの試験体もせん断変形の割合が 0.17 で、試験体のサイズ効果の影響はあまり見られなかった。

図-3.13に見られるように、すべての試験体の割線剛性は部材角 $R=1.0\%$ までは急激に低下した。その後、剛性の低下は緩やかになる傾向が見られ、部材角 3.0%で初期剛性の約 90%程度までに減少した。また、せん断スパン比が短い試験体については、2 体の割線剛性低下度合いに著しい差異がなく、軸力比の影響がほとんど現れなかった。一方、せん断スパン比が 2.0 の試験体においては、軸力比が高い程剛性低下率は改善される結果となった。

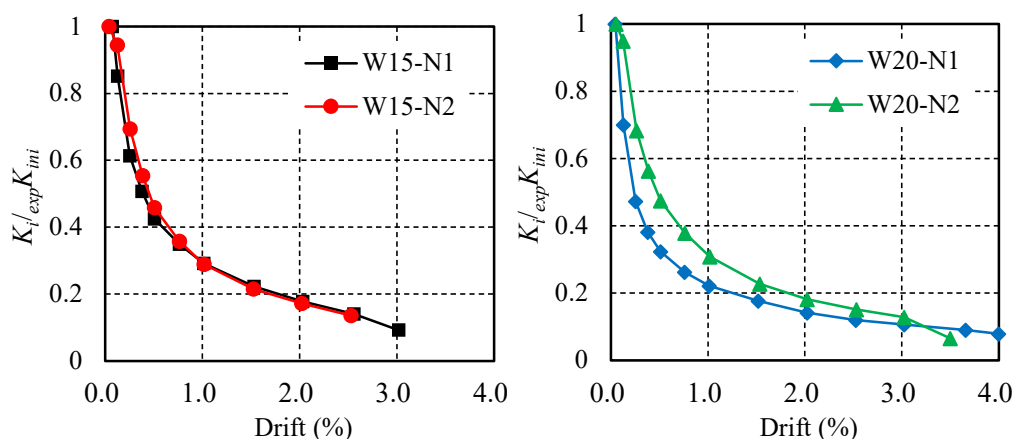


図-3.13 割線剛性の変化状況

3.3.4 鉄筋のひずみ

図-3.14 に各試験体の壁脚部での PC ストランドひずみの変化状況を示す。赤の点線は 3.2.3 節の PC ストランドの材料特性での降伏応力時のひずみを示している。

試験体 W20-N1 は壁脚から高さで 25mm での、試験体 W15-N1/N2 と W20-N2 は壁脚から高さ 175mm の PC ストランドのひずみを示している。試験体 W15-N1/N2 と W20-N2 は壁脚から 25mm の位置に貼付したゲージが不調であり、175mm の位置で最も大きな値を計測したため、この位置での PC ストランドひずみを示した。試験体 W15-N1/N2 と W20-N1/N2 は PC ストランドの降伏ひずみが約 1.15% であるのに対し、測定したひずみは最大で 0.68% 程度であり、いずれの試験体においても主筋は降伏しなかった。また、4 体の試験体の PC ストランドの圧縮側ひずみは部材角 $R=2.0\%$ までほぼ同等の挙動を示しており、最大ひずみが約 0.2% であり、せん断スパン比と軸力レベルによる影響は見られなかった。

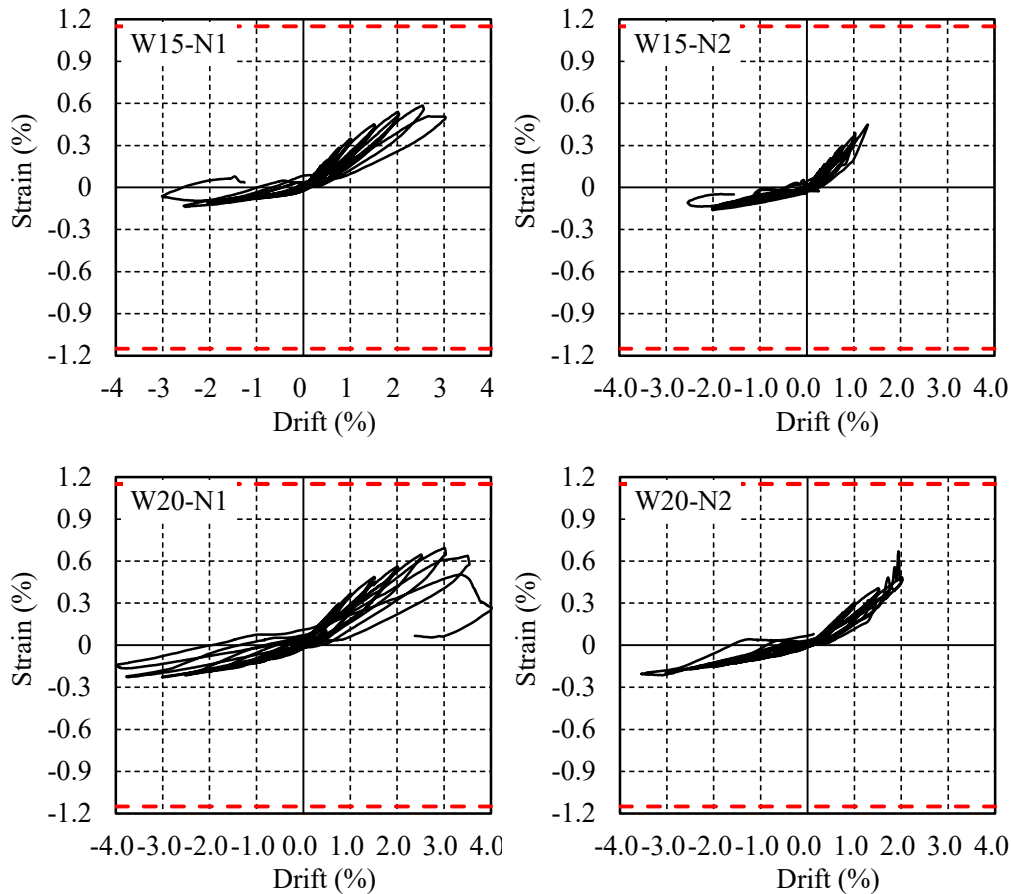


図-3.14 PC ストランドのひずみ

図-3.15に各試験体の各载荷サイクル1回目のピーク時におけるPCストランドのひずみの高さ方向に沿う分布を示す。図-3.15より、壁脚部から325mmの範囲（断面性の約半分）内で測定されたPCストランドの軸方向ひずみは軸力比とせん断スパン比の違いに関わらず、部材角 $R=2.0\%$ まではほぼ均一なひずみ分布を示していることが伺える。それは、壁の潜在塑性域においては、主筋の軸方向ひずみは一様になるという仮定にほぼ一致している。また、ヒンジ領域以外で計測されたひずみはヒンジ域内で計測されたそれと大きな違いが見られなかった。このことは、ヒンジ領域以外の部分では、PCストランドとコンクリートの間に付着滑りが発生したことを示唆している。

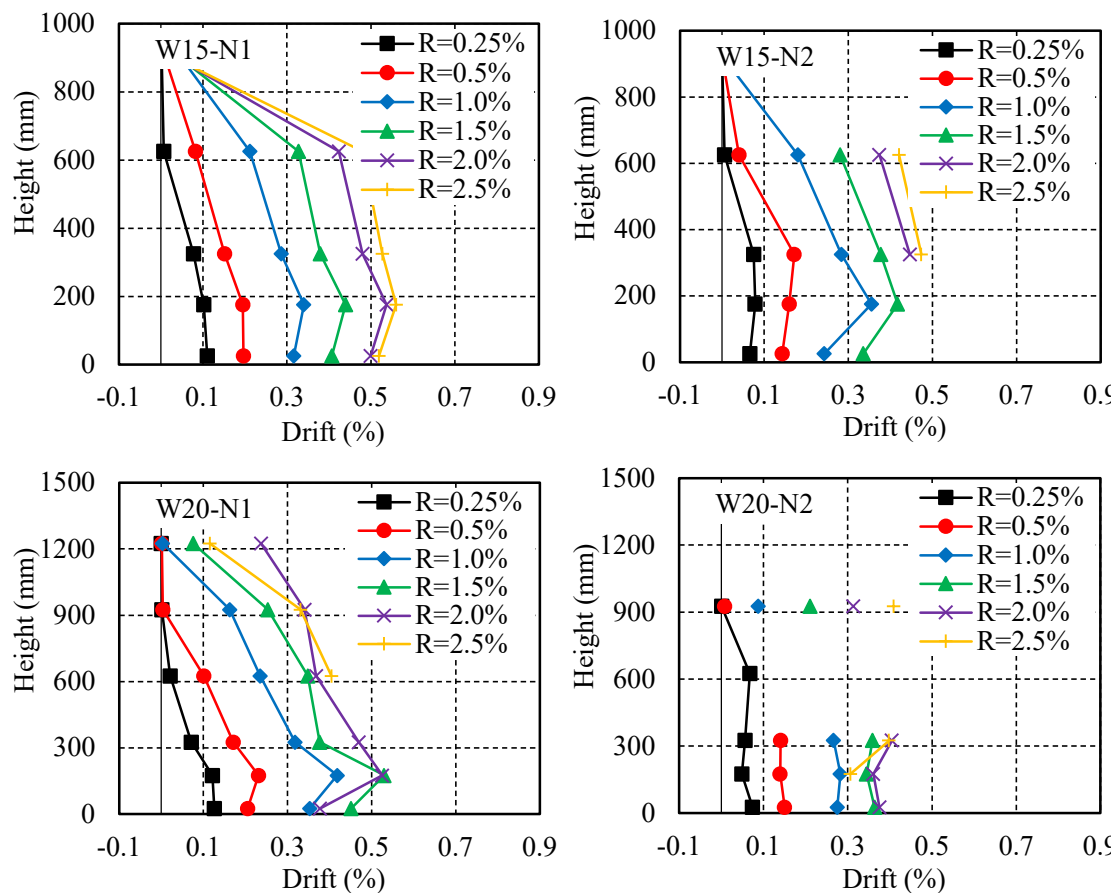


図-3.15 PCストランドひずみの高さ方向に沿う分布

図-3.16 に各試験体の壁脚部から 30mm 離れたところで計測された帯筋 (D6) のひずみの状況を示す。図中の赤い点線はそれぞれの鋼材の降伏ひずみを表している。同図より分かるように、試験体 W15-N2 を除いていずれも部材角 3.0% のサイクル前後で帯筋が降伏ひずみに達した。試験体 W15-N2 のデータについては、帯筋ひずみが不調となるまでのデータを掲載した。

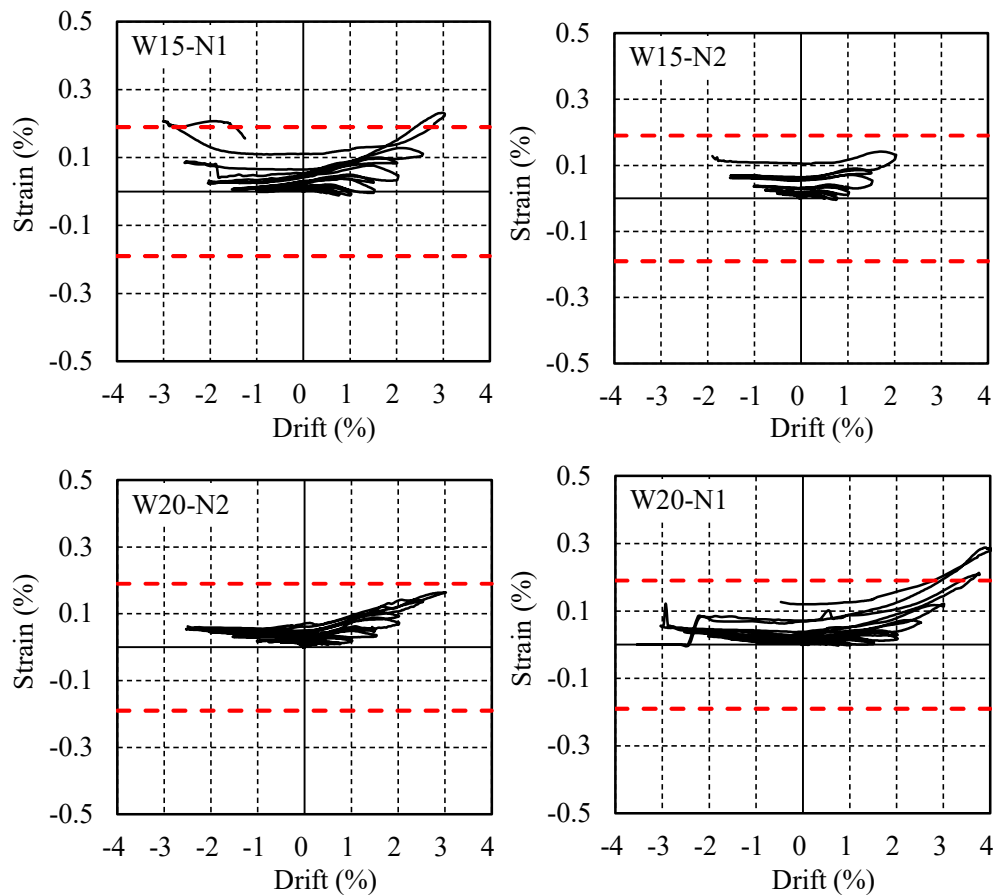


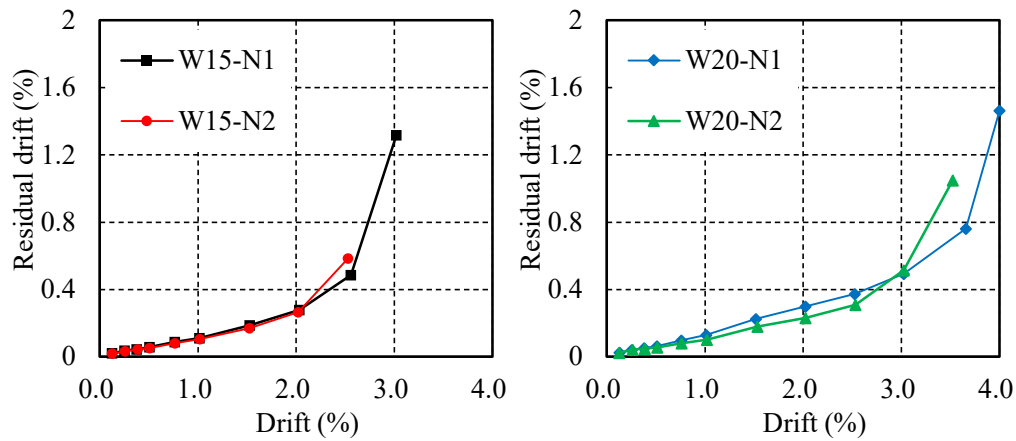
図-3.16 帯筋のひずみ

3.3.5 残留変形角及び残留ひび割れ幅

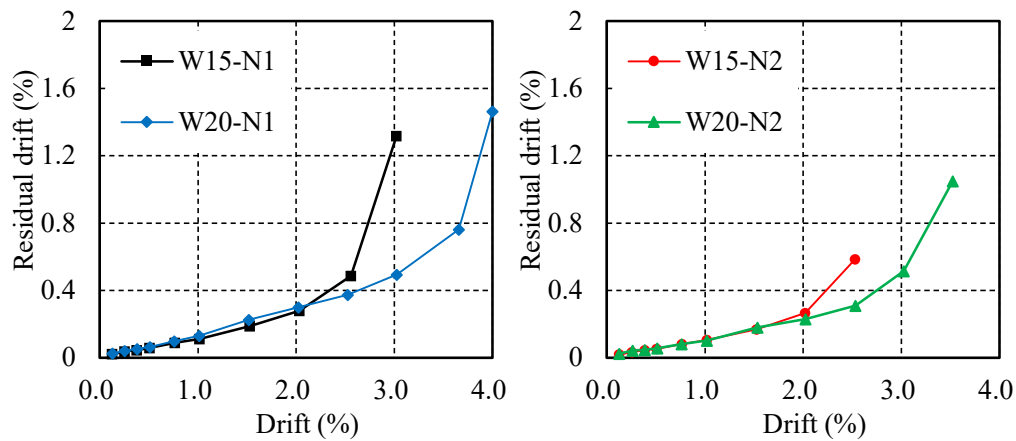
図-3.17 に各試験体の残留部材角の実験結果を示す。残留部材角は各載荷サイクルで水平力が 0 になった時の部材角とする。軸力比とせん断スパン比が異なるが、いずれの試験体においても、部材角 2.0% まで試験体間の残留部材角の差はほとんど見られなかった。一方、部材角 2.0% 以後の大変形域では、せん断スパン比が高いほど、残留部材角が小さくなる傾向にあることは図-3.17 (b) より明らかである。せん断スパン比 1.5 の試験体の場合、部材角 2.5% からの除荷後残留部材角は 0.5% 程度になっているのに対して、せん断スパン比 2.0 の試験体の場合は、部材角 3.0% からの除荷後残留部材角は 0.5% 以下に

抑制された。これらのことは、PC ストランドを用いた耐震壁が高い復元性を有することを示唆している。

図-3.18 には各部材角振幅において計測された最大曲げひび割れ幅と除荷後の残留ひび割れ幅の実験結果を示す。図-3.18 より、PC ストランドを耐力壁の境界要素に配置することで残留ひび割れ幅を大幅に減らせることが確認できる。また、いずれの試験体の残留ひび割れ幅は、部材角 2.0%までは 1mm 以下に抑えられており、PC ストランドを用いた RC 造耐震壁の修復性の高さを確認できる。



(a) 軸力比の影響



(b) セン断スパン比の影響

図-3.17 残留部材角

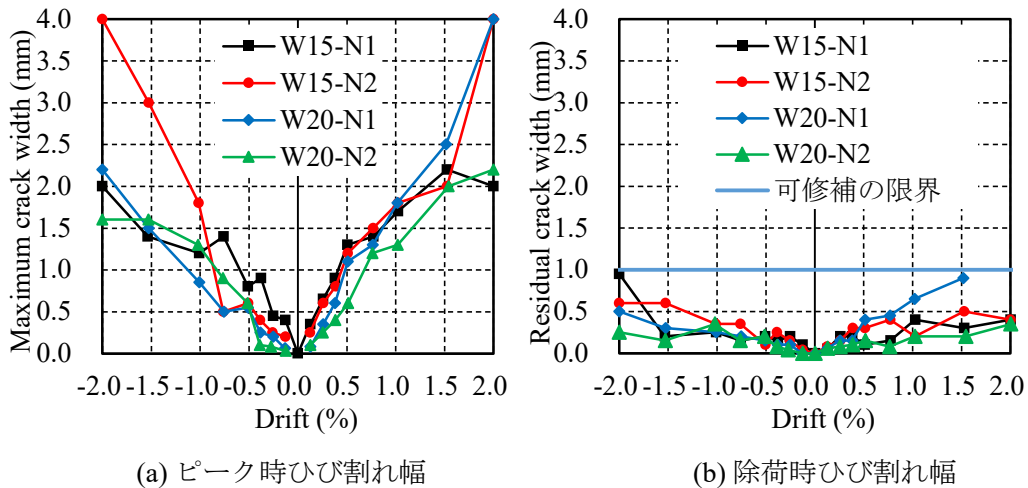


図-3.18 最大ひび割れ幅と残留ひび割れ幅

3.3.6 エネルギー吸収性能

図-3.19 に各試験体の等価粘性減衰定数 (h_{eq}) の推移を示す。等価粘性減衰定数の算定詳細については本論 2.3.7 節の図-2.22 と式 (2.7) ～ (2.8) を参照されたい。

試験体 W15-N1/N2 と試験体 W20-N1/N2 は軸力比とせん断スパン比が異なるが、等価粘性減衰定数は部材角 $R=2\%$ まで平均で 7% とほぼ一定の値を示した。その後、部材角 3.0% までの大変形域でも、試験体せん断スパン比 2.0 の試験体 W20-N1 と W20-N2 の等価粘性減衰定数は 9% 程度でほぼ一定の値を示した。一方、せん断スパン比 1.5 の試験体 W15-N1 と W15-N2 は部材角 $R=2.0\%$ 以降の大変形領域において、水平抵抗力の急激な低下に伴い、 h_{eq} が増加した。これらのことは、軸力比 0.15 までの範囲では、せん断スパン比 1.5 の試験体と 2.0 の試験体はそれぞれ部材角 2.0% と 3.0% までの範囲では耐力低下を生じなかった履歴性状 (図-3.11 を参照) の結果と整合している。

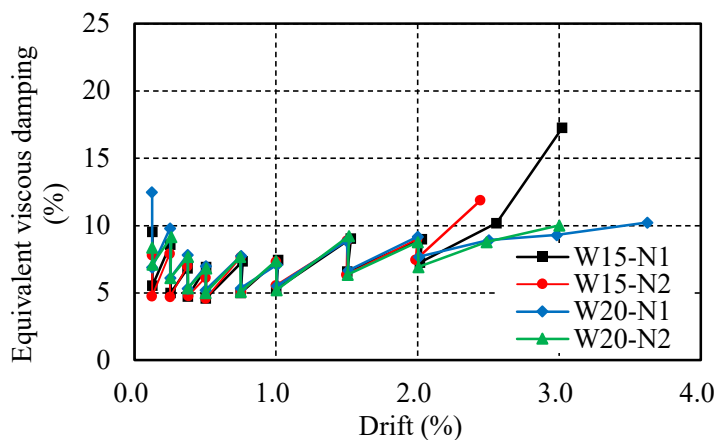


図-3.19 等価粘性減衰定数

3.4 寸法効果に関する検討

第2章で述べた試験体 (PCSW-1 と PCSW-2) は実寸に近い耐震壁であるので、寸法効果がPCストランドを用いた耐震壁の履歴性状およびレジリエンス性に及ぼす影響を調べるために、せん断スパン比が 2.0 で、軸力比 0.15 前後の軸力を受ける試験体の履歴曲線の正側包絡線の比較を図-3.20 に示す。

寸法の異なる試験体の包絡線を比較するために、図-3.20 の縦軸として、基準化された平均せん断応力を取った。基準化平均せん断応力度は、水平力を壁の断面積とコンクリート強度の積で除して求めた。図-3.20 より明らかなように、PCストランドを用いた耐震壁の履歴性能には、PCストランドが圧縮破壊する部材角まで、寸法効果によるネガティブな影響が顕著に見られなかった。それは、いずれの試験体も曲げ型の履歴性能を示したためであると思われる。

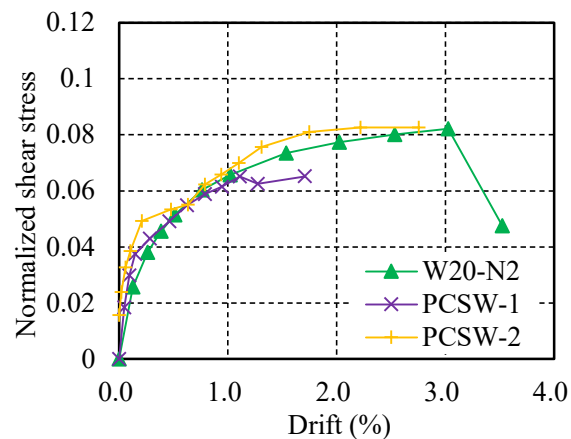


図-3.20 基準平均せん断応力度—部材角関係の比較

3.5 まとめ

本章では、第2章の研究の続きとして、PCストランドを壁の境界要素に用いた矩形RC造耐震壁の耐震性能に及ぼす軸力比とせん断スパン比の影響を究明するために、実物大スケールの1/2程度の耐震壁試験体を計4体作製して、一定軸力下における正負交番繰返し載荷実験を行った。三つの構造因子（壁縦筋の配筋比、せん断スパン比、と軸力比）によるPCストランドを用いた壁の耐震性能に及ぼす影響について実験的に検討した結果、以下の知見を得た。

- 1) 耐震壁の潜在的塑性ヒンジ領域（断面せいの半分）内に、壁横筋比を0.86%程度に横筋を配置すれば、PCストランドを用いたRC造耐震壁のレジリエンス性を高めることができる。一方、壁縦筋を靱性型耐震壁の構造規定で要求される最小配筋比（0.3%程度）まで減らした方が壁の損傷度合いの低減につながる。それは壁横筋がせん断抵抗に寄与しつつ、コンクリートへの横拘束効果でPCストランドの大変形における圧縮破壊を遅延できるのに対して、縦筋が主に曲げモーメントに抵抗するので、それによって生じる軸方向応力が周辺のコンクリートにひび割れを生じさせ、壁板の損傷を大きくするためと推察できる。
- 2) 軸力比0.15までの軸力を受ける試験体は、せん断スパン比が2.0である場合、部材角3.0%までの高いロバスト性（ドリフト硬化性）を有するほか、その部材角からの除荷後の残留部材角を0.5%程度に抑制することができ、優れた復元性を有する。また、せん断スパン比が1.5のやや短い耐震壁でも、部材角2.0%までせん断破壊することなく、比較的高いロバスト性と優れた復元性を期待できる。
- 3) 部材角が2.0%となるまでは、軸力の大きさおよびせん断スパン比はPCストランドを用いた耐震壁の復元性（残留部材角）に及ぼす影響がほとんど見られなかった。部材角2.5%以上の大変形域では、軸力が高いほど、またせん断スパン比が短いほど、提案耐震壁の復元性が低くなる傾向にある。これは、かぶりコンクリートの剥離が進行した大変形域では、高い軸力がPCストランドおよび壁縦筋の座屈を誘発しやすいことと、せん断スパン比が短いほど、せん断変形が卓越することから、大変形域でのせん断破壊を生じやすくなるためと考えられる。
- 4) セン断スパン比が2.0の試験体においては、PCストランドが座屈するまで、試験体の寸法効果による壁の履歴特性とレジリエンス性に及ぼすネガティブの影響がほとんど見られなかった。

- 5) 本章で述べた 4 体の試験体は軸力比とせん断スパン比が異なるが、いずれの試験体についても等価粘性減衰定数は部材角 $R=2\%$ までは平均で 7% とほぼ一定の値を示し、UPTP コンクリート壁のエネルギー吸収能力($<4\%$)^{3.3)} よりもやや高い値をとる。

参考文献

- 3.1) FEMA: Seismic Performance Assessment of Buildings, FEMA P-58-1, Washington, D.C 2012.
- 3.2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針・同解説，2004.
- 3.3) Kurama y., Hybrid poet-tensioned precast concrete walls for use in seismic regions, PCI journal, Vol.47, No.5, pp.36-59, 2002.

第4章 耐震壁の耐震性能の解析的評価及び精度検証

4.1 序

平成12年の建築基準法の改正に伴い、鉄筋コンクリート構造の耐震設計は性能基盤型設計法に移行しつつあるなか、部材の性能設計を行う際に、終局耐力のみならず、部材の履歴特性を的確に把握することが必要不可欠である^{4.1)}。PCストランドを用いたRC耐震壁の耐震性能を適切に評価するためには、壁の最大耐力のみならず繰り返し荷重を受けるときの履歴性状も的確に捉える必要がある。しかしながら、普通強度の異形鉄筋を用いるRC柱の解析手法をそのまま高強度鉄筋を用いた柱に適用した場合、柱の水平抵抗力が過大に評価されることが報告されている^{4.2)}。その要因としては、高強度鉄筋には高い引張応力が生じ、周辺のコングリートとの間に付着すべりが発生しやすくなるにもかかわらず、平面仮定に基づく従来の解析方法では、付着すべりの影響を考慮におらず、高強度鉄筋を用いた部材の履歴性状に合理的な予測ができない。また、繰り返し荷重を受けた際のPCストランドを境界要素に用いたRC造耐震壁の除荷履歴及び残留変形の再現が必要であるため、繰り返し解析を行う必要がある。更に、壁の耐震性能の評価にあたっては、曲げ変形量とせん断変形量が総変形に占める割合を明確にし、塑性ヒンジ領域長さを適切に評価する必要がある。

既往の研究では、孫らは、超高強度鉄筋を主筋に用いたRC部材に対して、鉄筋の付着すべりを考慮した部材解析手法を提案し、その解析手法により超高強度鉄筋を用いたRC部材の履歴性状を精度良く評価できることを報告している^{4.2)~4.3)}。この手法を準用し、PCストランドとコンクリートの付着応力—すべり量関係を導入することによって、PCストランドを用いたRC耐震壁の履歴性状を適切に評価できることが期待できる。

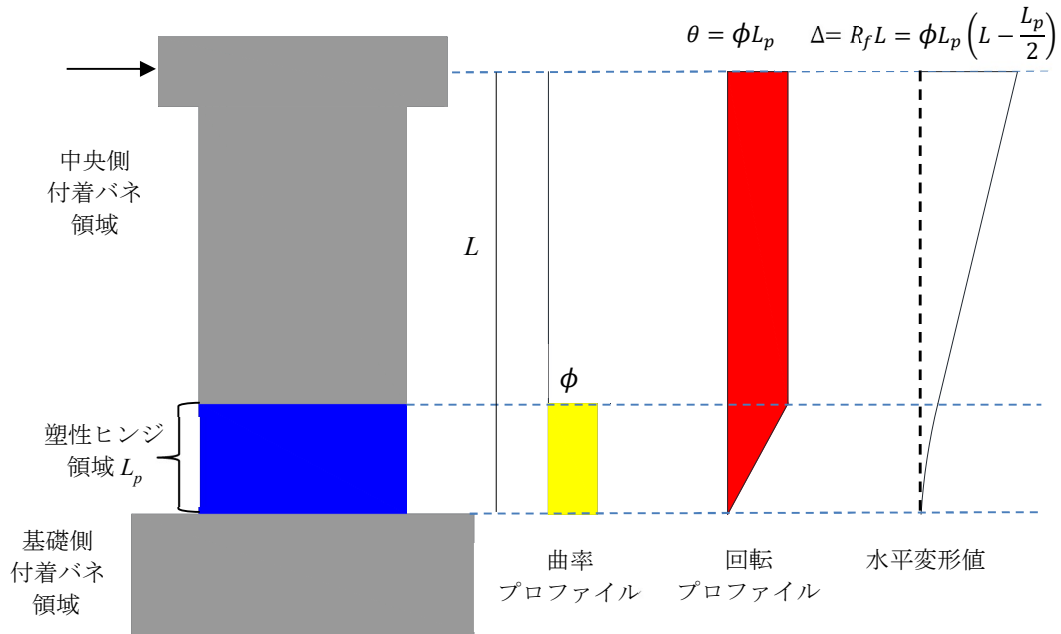
そこで、本章では、PCストランドを用いた矩形RC造耐震壁の繰り返し履歴性状の合理的な解析手法を確立するため、福原ら^{4.2)}と船戸ら^{4.3)}により提案された手法を用いて、PCストランドとコンクリートの付着応力すべり量関係モデルの相違、およびせん断変形の割合を解析変数として、PCストランド補強耐震壁の履歴挙動の解析手法を構築し、実験結果との比較により提案した手法の精度を検証する。

4.2 付着すべりを考慮した繰り返し履歴性状の解析手法

4.2.1 解析概要及び解析仮定

耐震壁を図-4.1に示すようにモデル化する。壁部材を壁脚に一樣な曲率を生じる塑性ヒンジ領域と基礎側及び壁頭側の付着滑り領域に分割し、さらに付着滑り領域をPCストランドの付着性状を考慮に入れた有限個の付着バネによりコンクリートと鉄筋をつないだ付着バネ領域に分割する。付着バネ領域ではPCストランドの抜け出し量を仮定、付着応力-すべり量関係より塑性ヒンジ領域内のPCストランドのひずみと応力を求め、塑性ヒンジ領域ではファイバー法^{4.4)}を用いて断面の曲げモーメント-曲率解析を行う。解析にあたって以下の仮定を設けた。

- 1) 壁部材の変形は材端のヒンジ領域に集中し、その領域内での曲率は一樣とする
- 2) コンクリート断面は平面保持の仮定に従う
- 3) コンクリートは引張応力を負担しない
- 4) かぶりコンクリートは崩落しない
- 5) 塑性ヒンジ領域内でのPCストランドの応力は一樣である



ϕ : ヒンジ領域の曲率, L_p : ヒンジ領域の長さ, Δ : 水平変形値, L : 壁の高さ, R_f : 曲げ変形による等価水平変形角。

図-4.1 壁部材モデル

4.2.2 付着バネ領域

図-4.2には付着バネモデルの概要を示す。付着バネ領域を図のように材軸方向に分割して、付着バネ領域のPCストランド拔出し量及びPCストランド応力を仮定し、コンクリートとPCストランド間の付着応力-すべり量関係によって、隣り合う付着バネ要素の関係を求め、端部境界条件によりPCストランド応力の収束計算を行う。(端部境界条件：変位固定の条件： S_{n+1} , $S_{m+1}=0$, 自由応力端の条件： σ_{n+1} , $\sigma_{m+1}=0$)

S_B, S_C : 付着バネ領域端部塑性ヒンジ領域境界側におけるPCストランド拔出し量

σ_B, σ_C : 付着バネ領域端部塑性ヒンジ領域境界側におけるPCストランド応力

σ_H : 塑性ヒンジ領域におけるPCストランド応力

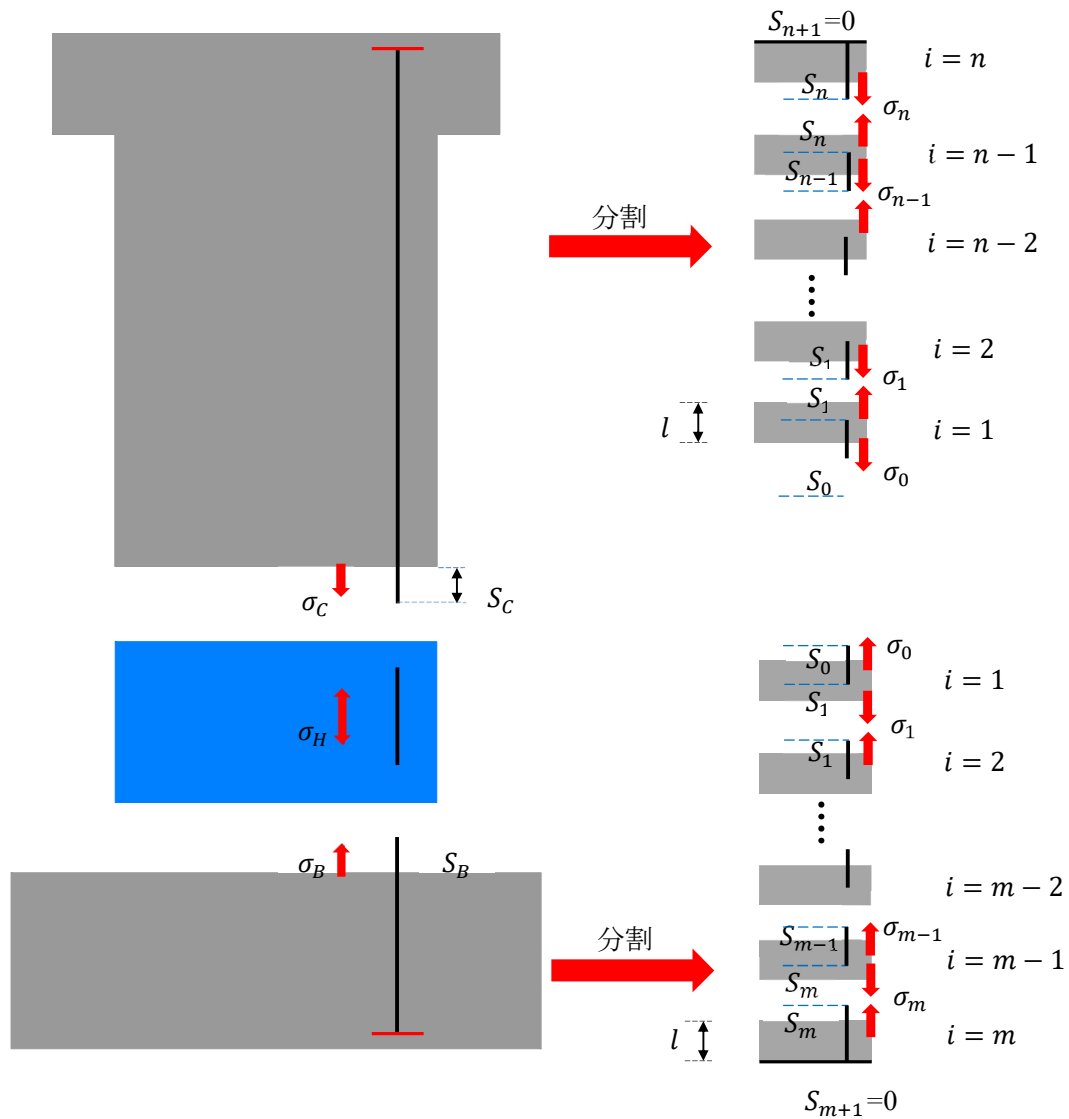


図-4.2 付着バネモデルの概要

このモデルに基づき、付着すべりの影響を考慮に入れたヒンジ領域のPCストランド応力の計算手順を以下に述べる。

- 1) 付着バネ領域から拔出した部分のPCストランドの応力と拔出し量は、それぞれ σ_0 と S_0 仮定し、隣接する付着バネ要素の長さを l 、PCストランドの断面積を A_s 、P直径を d_s とすれば、隣接する付着バネ領域のPCストランドの応力 σ_1 とすべり量 S_1 は式(4.1)～(4.2)により求まる。

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_0 \cdot A_s - \tau(S_0) \cdot l \cdot \pi \cdot d_s}{A_s} = \sigma_0 - \tau(S_0) \cdot \frac{4l}{d_s} \quad (4.1)$$

$$S_1 = S_0 - f_{PC}^{-1} \tau(\sigma_1) \cdot l \quad (4.2)$$

ここで、 $\tau()$ は付着応力-すべり関数、 $f_{PC}^{-1}()$ はPCストランドの応力からひずみを求める関数。

- 2) 各バネ要素の力の釣り合いから、 $k+1$ 番目の付着バネ要素の応力 σ_{k+1} 及びすべり量 S_{k+1} は式(4.3)～(4.4)より求めることができる。

$$\sigma_{k+1} = \sigma_k - \tau(S_k) \frac{4l}{d_s} \quad (4.3)$$

$$S_{k+1} = S_k - f_{PC}^{-1} \tau(\sigma_{k+1}) \cdot l \quad (4.4)$$

- 3) 式(4.3)～(4.4)によるPCストランド応力 σ_0 の収斂計算は、抜け出し側の反対側における鉄筋端点の境界条件（変位固定の条件： $S_{n+1}=0$ ，自由応力端の条件： $\sigma_{n+1}=0$ ）で制御する。

4.2.3 塑性ヒンジ領域

図-4.3に塑性ヒンジ領域の断面及び断面せいに沿うひずみ分布を示す。図-4.3に示すように、断面全体を断面せい方向に有限個のファイバーに分割する。そのため、かぶりコンクリートの分割数は断面せいの長さによって決まり、壁の横筋により拘束されるコアコンクリートと境界要素内に配置された帯筋に囲まれたコアコンクリートの分割数はかぶり厚さによって異なる。

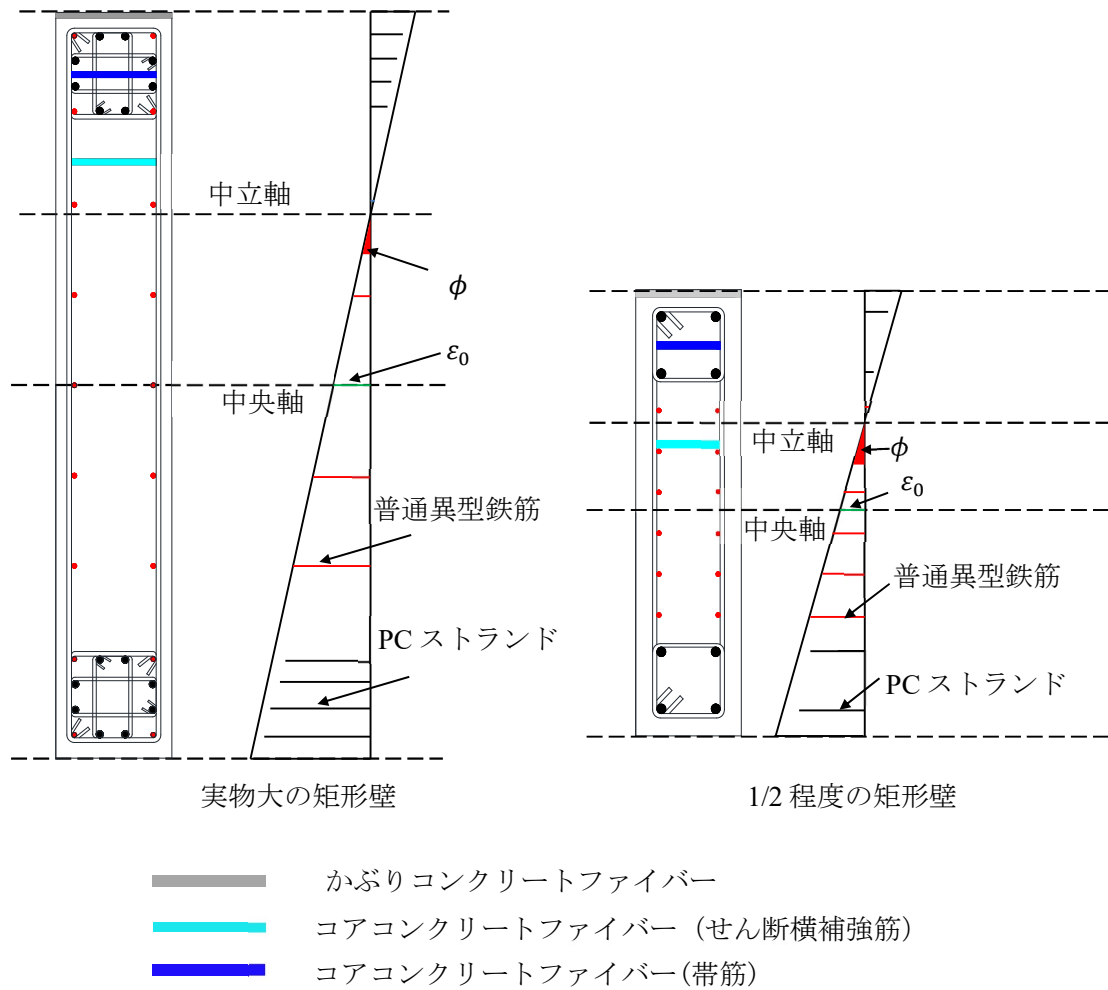


図-4.3 塑性ヒンジ領域の分割及び PC スtrand のひずみ分布

4.2.4 解析手順

解析は曲率 ϕ を与え、コンクリートは断面保持仮定が成り立ものとして断面中央軸ひずみ ε_0 を仮定すれば、各コンクリートファイバおよび普通強度壁縦筋のひずみが決定される。一方、PC スtrand のひずみは付着バネ領域において求められた値となる ($\sigma_H = \sigma_B = \sigma_C$)。以上より求められたひずみと、仮定した材料の応力-ひずみ関係から各要素の応力が決定され、断面に働く軸力及びモーメントを求める。

具体的な解析手順は次のとおりである。

- 1) 図-4.2 のように付着バネ領域と塑性ヒンジ領域を分割する。
- 2) 部材の変形角を R_f として、集中ヒンジモデルを適用すると、塑性ヒンジ領域での曲率 ϕ が式 (4.5) で求める。

$$\phi = \frac{R_f}{L_p \left(1 - \frac{L_p}{2L}\right)} \quad (4.5)$$

ここで、 L : 壁のせん断スパン、 L_p : 塑性ヒンジ領域の長さ。

- 3) ヒンジ領域の断面中央ひずみ ε_0 を仮定し、ステップ 1)で求めた曲率から仮定 2)に従い、ヒンジ領域のコンクリートのひずみ分布 ε_c を得る。
- 4) 計算対象の PC ストランド位置におけるコンクリートのひずみ ε_c を求める。
- 5) 基礎側のすべり量 S_B を仮定し、4.2.2 節で示した付着バネモデルにより基礎側付着バネ領域端部の PC ストランド応力 σ_B を求める。(図-4.2 を参照)
- 6) PC ストランド応力の釣り合いよりヒンジ領域内 PC ストランド応力 $\sigma_H = \sigma_B$ となり、これより塑性ヒンジ領域の PC ストランドひずみがを (4.6)で求める。

$$\varepsilon_{PC} = f_{PC}^{-1}(\sigma_H) \quad (4.6)$$

ここで、 $f_{PC}^{-1}(\)$: PC ストランドの応力からひずみを求める関数。

- 7) 塑性ヒンジ領域長さ L_p での PC ストランドとコンクリートの伸びの差が基礎側の PC ストランドすべり量 S_B と中央側の PC ストランドすべり量 S_c の和と等しくなるように式 (4.7)よりを求める。

$$S_c = -S_B + (\varepsilon_c - \varepsilon_{PC})L_p \quad (4.7)$$

- 8) S_c からステップ 5) と同様の手順で中央側付着バネ領域端部の PC ストランド応力 σ_c を得る。
- 9) ここで、PC ストランドの応力が、 $\sigma_H = \sigma_B = \sigma_c$ を満たせば、ステップ 3)で仮定した断面中央ひずみに対応する PC ストランドのひずみが ε_{PC} となる。満たさなければ新しい S_B を仮定し、ステップ 5)に戻る。
- 10) 各 PC ストランドに対してステップ 3)～9)の手順を繰り返せば、全ての PC ストランドのひずみ ε_{PC} が得られる。
- 11) 仮定した材料の応力—ひずみ関係から塑性ヒンジ領域におけるコンクリートの応力

f_c 、普通異型鉄筋の応力 f_s と PC ストランドの応力 f_{PC} が求まる。そして、式(4.8)より鉄筋、コンクリートと PC ストランドが負担する軸力の合力を算出し、断面の軸力の釣り合いを満たせば、次のステップに進むが、そうでないなら新たな断面中央ひずみ ε_0 を仮定し直してステップ 2)へ戻る

$$N = \sum f_c A_c + \sum f_s A_s + \sum f_{PC} A_{PC} \quad (4.8)$$

ここで、 A_c : 各コンクリートファイバーの面積、 A_s : 各普通異型鉄筋の面積、 A_{PC} : 各 PC ストランドの面積、 f_c : 各コンクリートファイバーの応力、 f_s : 各普通異型鉄筋の応力、 f_{PC} : 各 PC ストランドの応力。

- 12) 以上の手順から得られたヒンジ領域のコンクリートの応力、ヒンジ領域のコンクリートの応力 f_c 、普通異型鉄筋の応力 f_s と PC ストランドの応力 f_{PC} を、式(4.9)より代入し断面中央のモーメント M を求める。

$$M = \sum f_c A_c h_c + \sum f_s A_s h_s + \sum f_{PC} A_{PC} h_{PC} \quad (4.9)$$

ここで、 h_c : 各コンクリートファイバーの断面中央軸までの距離、 h_s : 各普通異型鉄筋の断面中央軸までの距離、 h_{PC} : 各 PC ストランドの断面中央軸までの距離。

- 13) 式(4.10)で水平力 V を求める。

$$V = \frac{M}{L} - NR_f \quad (4.10)$$

ここで、 N : 載荷軸力。

変形角 R を所定目標値に達するまで漸増させて、以上 1)～ 13)までの手順を繰り返せば、部材の水平力一部材角関係が得られる。

4.2.5 各種変形の割合及びヒンジ領域長さの推定

前述のとおり、本解析手法で耐震壁の履歴挙動を解析するに先立って、第 2 章と第 3 章で述べた実験結果によって、曲げ変形量とせん断変形量の割合やヒンジ領域長さの分析を行うことが必要である。柱部材の場合、ヒンジ領域長さを 1D と仮定し^{4.5)}、せん断変形の影響を無視して評価しているケースが多く見られるが、実際の壁試験体においては、せん断スパンは柱部材より小さく、せん断変形も生じやすい。そこで、本解析では、せん断変形が全変形に対して、常に一定の割合で生じると仮定し、ファイバー法で求めた曲げ変形に、せん断変形を含めた全変形を求めた。また、試験体の各種変形の割合に

ついては、2.3.3節と3.3.3節で考えたように、曲げ変形とせん断変形を足し合わせた全変形量に対するせん断変形の割合を、壁の計算初期剛性の比率により算出することとした。各試験体のせん断変形の割合は、2.3.3節の式(2.2)～(2.5)により算出されることとし、計算弾性剛性に基づけば、それぞれ0.17 ($a/D=2.0$)と0.27 ($a/D=1.5$)程度であった。

一方、本論で述べた試験体について、各高さでの軸方向変形の計測に用いた変位計の実験データを用いた各変形量の割合及びヒンジ領域長さの導出を試みる。鉛直変位計の計測値から回転角 $_{exp}\theta_i$ を計算する方法を図-4.4に示す。2つの変位計は同じ高さで壁の両側に設置したものである。変位計の位置は2.2.5節及び3.2.5節を参照されたい。

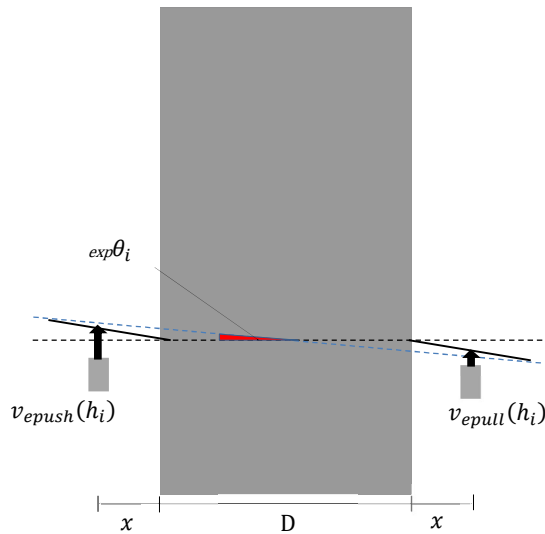


図-4.4 回転角の計算方法

計算手順は次のとおりである。

- 1) 各高さでの鉛直変位計の計測値から回転角 $_{exp}\theta_i$ を式(4.11)で求める。

$$_{exp}\theta_i = \frac{V_{epush}(h_i) + V_{epull}(h_i)}{2x + D} \quad (4.11)$$

ここで、 $V_{epush}(h_i)$ と $V_{epull}(h_i)$: 高さ h_i における鉛直変位計の計測値、D: 壁面せい、 x : 鉛直変位計から壁の断面縁までの距離。

- 2) 全変形内のせん断変形が占める割合 α と、壁せいに対するヒンジ領域長さとの割合 β の2つをパラメータとして用いて、せん断変形による回転角 $_{cals}\theta_i$ と曲げ変形による回転角 $_{caf}\theta_i$ を式(4.12)～(4.22)で求める。算出の概要は図-4.5に示す。

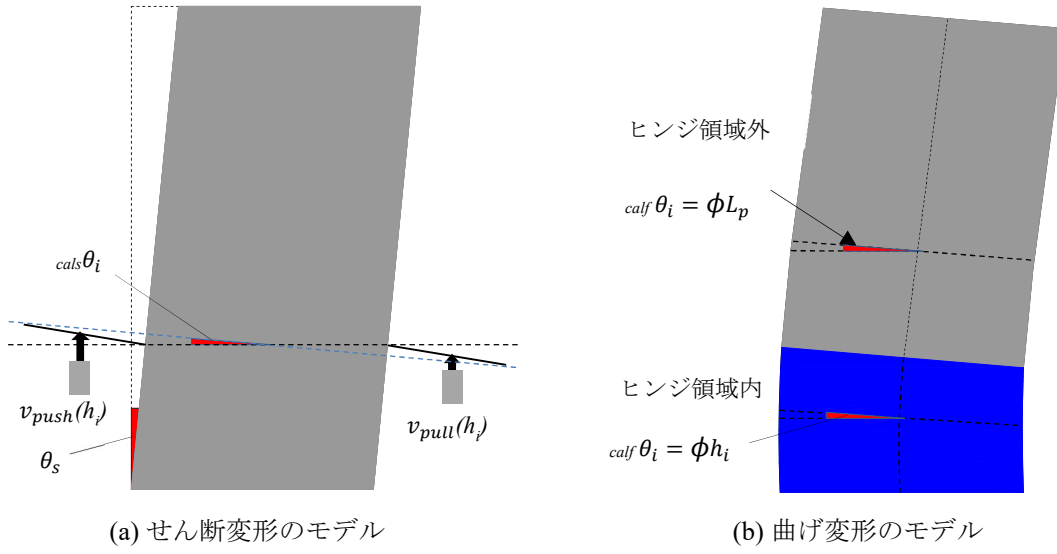


図-4.5 各種変形のモデル

$$\Delta s = \alpha \cdot \Delta \quad (4.12)$$

$$L_p = \beta \cdot D \quad (4.13)$$

$$\tan \theta_s = \frac{\Delta s}{h_w} \quad (4.14)$$

$$\delta(h_i) = \Delta s \cdot \frac{h_i}{h_w} \quad (4.15)$$

$$V_{cpush}(h_i) = [x + \delta(h_i)] \tan \theta_s \quad (4.16)$$

$$V_{cpull}(h_i) = [x - \delta(h_i)] \tan \theta_s \quad (4.17)$$

$$cals \theta_i = \frac{(V_{cpush}(h_i) + V_{cpull}(h_i))}{2x + D} \quad (4.18)$$

$$\Delta_f = \Delta - \Delta_s \quad (4.19)$$

$$\phi = \frac{\Delta_f}{(h_w - \frac{L_p}{2}) \cdot L_p} \quad (4.20)$$

$$cal_f\theta_i = \begin{cases} \phi h_i & h_i \leq L_p \\ \phi L_p & L_p < h_i \end{cases} \quad (4.21)$$

$$cal\theta_i = cal_s\theta_i + cal_f\theta_i \quad (4.22)$$

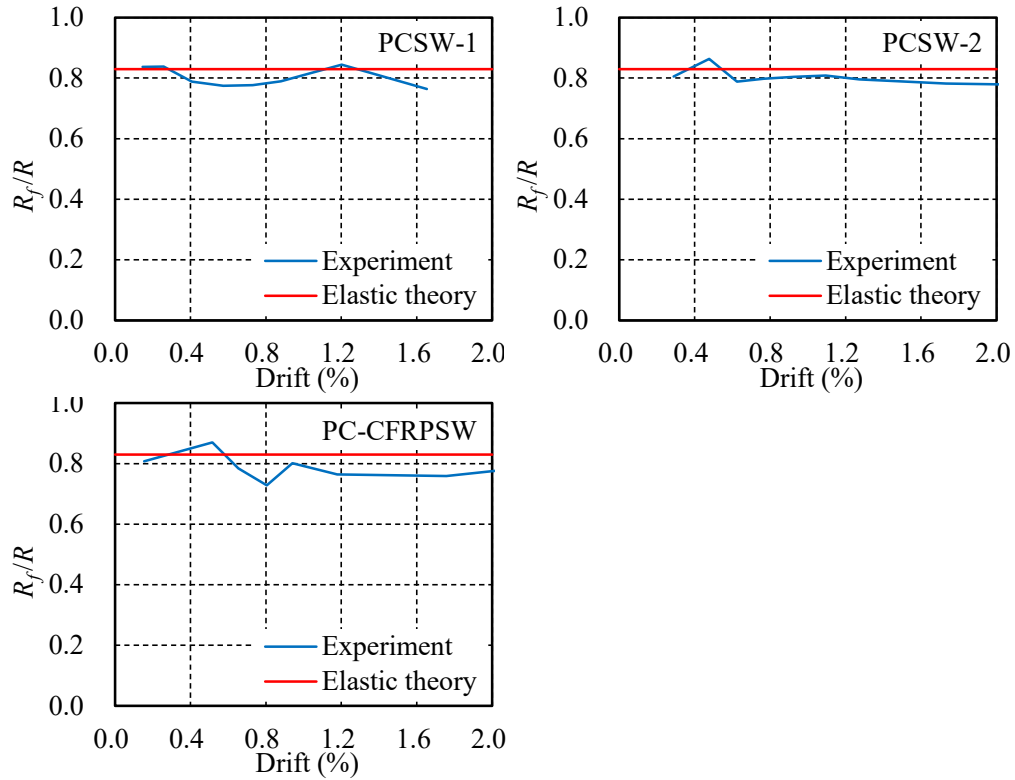
ここで、 θ_s : せん断変形による試験体の変形角、 $\delta(h_i)$: せん断変形による計測点高さ、 h_i の水平変位量、 $V_{cpus}(h_i)$ と $V_{cpull}(h_i)$: 高さ h_i における2つの鉛直変位計の計算値、 Δ_f : 曲げ変形による水平変形量、 Δ_s : せん断変形による水平変形量、 Δ : 水平変形量、 ϕ : 塑性ヒンジ領域の曲率、 $cal\theta_i$: 高さ h_i における回転角の計算値。

- 3) $cal\theta_i$: はせん断変形による $cal_s\theta_i$ と曲げ変形による $cal_f\theta_i$ を足し合わせた回転角 $cal\theta_i$ は、 α と β のパラメータの関数であり、 $cal\theta_i(\alpha, \beta)$ の形式として表せる。算出した $cal\theta_i(\alpha, \beta)$ を計測値 $exp\theta_i$ に同定するため、式(4.23)で計算される ξ が最小となる α と β を各部材角ごとに算出する。

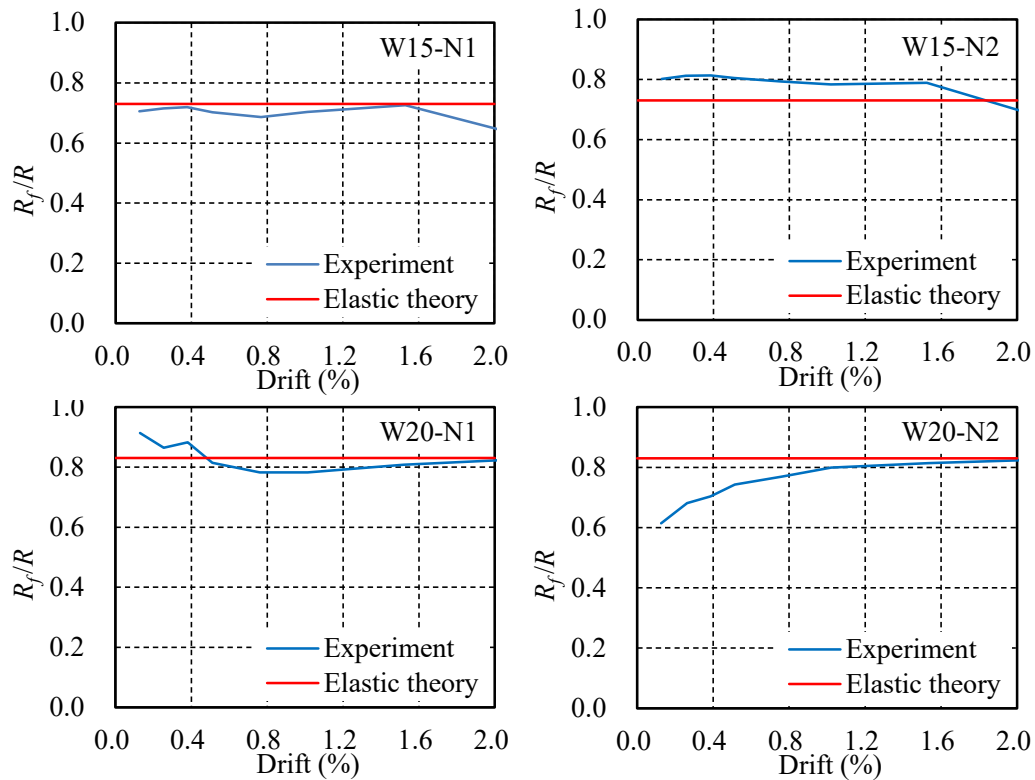
$$\xi = \sum [(exp\theta_i - cal\theta_i(\alpha, \beta))^2] \quad (4.23)$$

- 4) α と β については、それぞれ0.001間隔で0.001から0.999までの組み合わせによって最適解を算出し、 ξ が最小となるような α と β を各部材角に算出する。

図-4.6に上述した方法で得られた曲げ変形の割合と、計算弾性剛性に基づく曲げ変形の割合を併せて示す。図中の青線が実験値から算出した曲げ変形の割合（Experiment と記す）、赤線が計算弾性剛性による曲げ変形（Elastic theory と記す）の割合を表している。



(a) 実寸耐震壁の曲げ変形割合—部材角関係



(b) 1/2 スケール耐震壁の曲げ変形割合—部材角関係

図-4.6 曲げ変形割合—部材角関係

また、本節で述べた手順で算出した α の所定部材角ごとの各変形量の割合を表-4.1に示す。表-4.1 (a)に示すように、PC ストランドを用いた実寸耐震壁の場合は、 α の平均値は0.201で、壁横筋比と縦筋種類による α の差異が見られなかった。また、2.3.3節で述べた計算弾性剛性に基づいて算出されたせん断変形の割合は、概ね0.2となっており、変形の計測結果から算出したせん断変形の割合とほぼ一致している。

また、表-4.1 (b)に示すように、PC ストランドを用いた 1/2 スケール試験体については、せん断スパン比 1.5 の試験体の α の平均値は 0.255 で、せん断スパン比 2.0 の試験体 α の平均値は 0.211 であった。このせん断変形量の割合は、3.3.3 節で算出したせん断変形の割合とも比較的精度よく合致している。また、軸力比による、 α の差異が少し見られるが、軸力比 0.075 の試験体ではせん断スパン比が小さくなるとせん断変形の割合が増加する傾向が見られる。それに対して、せん断スパン比 2.0 の試験体は軸力比が高くなるとせん断変形の割合ややが高くなっていることが分かる。

表-4.1 α の計算結果一覧

(a) 実寸耐震壁

PCSW-1	部材角 (%)	0.15%	0.26%	0.41%	0.58%	0.73%
	α	0.164	0.163	0.212	0.226	0.224
	部材角 (%)	0.88%	1.04%	1.20%	1.65%	Ave.
	α	0.212	0.185	0.156	0.236	0.197
PCSW-2	部材角 (%)	0.29%	0.48%	0.63%	0.77%	0.93%
	α	0.195	0.137	0.212	0.203	0.196
	部材角 (%)	1.10%	1.27%	1.73%	2.18%	Ave.
	α	0.192	0.205	0.218	0.222	0.195
PC-CFRPSW	部材角 (%)	0.15%	0.52%	0.65%	0.81%	0.94%
	α	0.193	0.130	0.216	0.272	0.199
	部材角 (%)	1.18%	1.76%	2.25%	-	Ave.
	α	0.236	0.241	0.209	-	0.212
Ave.	α	0.201				

(b) 1/2 スケール耐震壁

W15-N1	部材角 (%)	0.125%	0.25%	0.375%	0.50%	0.75%
	α	0.296	0.286	0.281	0.298	0.315
	部材角 (%)	1.0%	1.5%	2.0%	-	Ave.
	α	0.298	0.275	0.357	-	0.300
W15-N2	部材角 (%)	0.125%	0.25%	0.375%	0.50%	0.75%
	α	0.199	0.183	0.204	0.187	0.198
	部材角 (%)	1.0%	1.5%	2.0%	-	Ave.
	α	0.207	0.201	0.296	-	0.209
Ave.	α	0.255				
W20-N1	部材角 (%)	0.125%	0.25%	0.375%	0.50%	0.75%
	α	0.086	0.136	0.118	0.187	0.218
	部材角 (%)	1.0%	1.5%	2.0%	-	Ave.
	α	0.218	0.193	0.178	-	0.166
W20-N2	部材角 (%)	0.125%	0.25%	0.375%	0.50%	0.75%
	α	0.386	0.320	0.297	0.256	0.231
	部材角 (%)	1.0%	1.5%	2.0%	-	Ave.
	α	0.202	0.186	0.177	-	0.256
Ave.	α	0.211				

表-4.2 に PC ストランドを用いた試験体に関して最小二乗法で求めた β の計算結果一覧を示す。表-4.2 (a)に示すように、PC ストランドを用いた実寸耐震壁に関して、表中の平均値では $L_p = 0.583D$ であり、Bohlら^{4,6)}の研究によって提案され、かつ多くの研究者が採用している 0.5D に近い。一方、PC ストランドを用いた 1/2 スケール試験体 β を表-4.2 (b)に示す。せん断スパン比 1.5 の場合は $L_p = 0.476D$ で、せん断スパン比 2.0 の場合は $L_p = 0.577D$ となっている。つまり、壁の塑性ヒンジ領域の長さはせん断スパン比の影響を受けることが伺える。

上記の考察を踏まえ、以下で本耐震壁の断面解析を行う際に、塑性ヒンジ領域の長さについては、せん断スパン比の影響を加味し、せん断スパン比 1.5 の場合は $L_p = 0.5D$ 、せん断スパン比 2.0 の場合は $L_p = 0.6D$ とする。

表-4.2 β の計算結果一覧

(a) 実寸耐震壁

PCSW-1	部材角 (%)	0.15%	0.26%	0.41%	0.58%	0.73%
	β	0.535	0.698	0.466	0.782	0.787
	部材角 (%)	0.88%	1.04%	1.20%	1.65%	Ave.
	β	0.813	0.817	0.805	0.792	0.721
PCSW-2	部材角 (%)	0.29%	0.48%	0.63%	0.77%	0.93%
	β	0.365	0.704	0.560	0.535	0.524
	部材角 (%)	1.10%	1.27%	1.73%	2.18%	Ave.
	β	0.524	0.436	0.716	0.503	0.541
PC-CFRPSW	部材角 (%)	0.15%	0.52%	0.65%	0.81%	0.94%
	β	0.403	0.567	0.476	0.440	0.419
	部材角 (%)	1.18%	1.76%	2.25%	-	Ave.
	β	0.454	0.603	0.540	-	0.487
Ave.	β	0.583				

(b) 1/2 スケール耐震壁

W15-N1	部材角 (%)	0.125%	0.25%	0.375%	0.50%	0.75%
	β	0.564	0.508	0.474	0.469	0.395
	部材角 (%)	1.0%	1.5%	2.0%	-	Ave.
	β	0.394	0.39	0.346	-	0.442
W15-N2	部材角 (%)	0.125%	0.25%	0.375%	0.50%	0.75%
	β	0.794	0.659	0.455	0.547	0.408
	部材角 (%)	1.0%	1.5%	2.0%	-	Ave.
	β	0.413	0.427	0.369	-	0.509
Ave.	β	0.476				
W20-N1	部材角 (%)	0.125%	0.25%	0.375%	0.50%	0.75%
	β	0.672	0.512	0.677	0.503	0.496
	部材角 (%)	1.0%	1.5%	2.0%	-	Ave.
	β	0.459	0.434	0.439	-	0.523
W20-N2	部材角 (%)	0.125%	0.25%	0.375%	0.50%	0.75%
	β	0.769	0.674	0.655	0.639	0.621
	部材角 (%)	1.0%	1.5%	2.0%	-	Ave.
	β	0.598	0.566	0.512	-	0.630
Ave.	β	0.577				

4.3 材料の履歴モデル

部材の履歴特性を適切に評価するために、材料の構成則の検討は必要不可欠である。本節ではコンクリートと PC スtrandの応力—ひずみ関係モデルのみならず、PC スtrandの付着応力—すべり関係のモデルについて詳述する。

4.3.1 コンクリートの応力—ひずみ関係モデル

図-4.7に示すようにコンクリートの軸方向応力—ひずみ関係モデルは、数多く提案されているが、本論では孫ら^{4.7)}が提案した NewRC 式を使用している（図-4.3を参照）。このモデルは式(4.24)で表され、コンクリートの強度と横筋の拘束効果を表すパラメータであるコンクリートの強度上昇係数 K の値が分かれば、無拘束コンクリート ($K=1.0$) と拘束コンクリートの応力—ひずみ関係が完全に決まるという特徴を持っている。

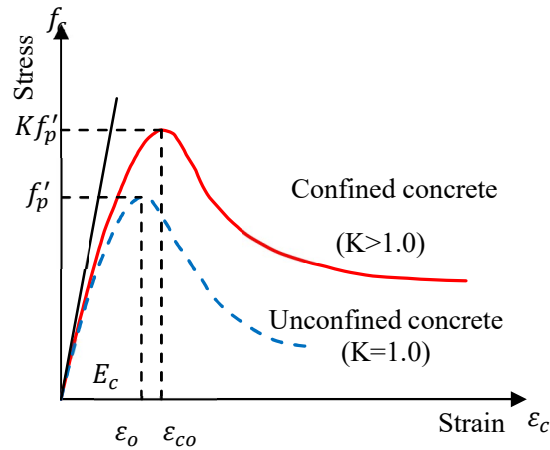


図-4.7 コンクリートの軸方向応力—ひずみ関係モデル

$$f_c = Kf'_p \frac{AX + (D-1)X^2}{1 + (A-2)X + DX^2} \quad (4.24)$$

ここで、

f'_p : 無拘束コンクリート圧縮強度、

K : コンクリート強度上昇係数(式 4.25)、

$X = \varepsilon_c / \varepsilon_{co}$, $A = E_c \varepsilon_{co} / Kf'_p$,

ε_c : 無拘束コンクリートのひずみ, ε_{co} : 無拘束コンクリート強度時ひずみ (式 4.26),

f_c : 無拘束コンクリートの応力, E_c : コンクリートの弾性係数 (式 4.28),

D : 応力—ひずみ関係の応力下降域の形状に関するパラメータ (式 4.29)。

$$K = 1 + 11.5 \frac{\rho_h f_{yh}}{f'_p} \left(\frac{d''}{C} \right) \left(1 - \frac{s}{2D_c} \right) \quad (4.25)$$

ここで、

ρ_h : 横補強筋体積比, f_{yh} : 横補強筋の降伏応力, d'' : 横補強筋公称直径,

D_c : 横補強筋の芯々間距離, C : 横補強筋の有効横支持長さ, s : 横補強筋の間隔。

$$\frac{\varepsilon_{co}}{\varepsilon_o} = \begin{cases} 1 + 4.7(K - 1) & K \leq 1.5 \\ 3.35 + 20(K - 1.5) & K > 1.5 \end{cases} \quad (4.26)$$

ここで、 ε_o : 無拘束コンクリート強度時にひずみ(式 4.27)。

$$\varepsilon_o = 0.94 f'_p{}^{0.25} \times 10^{-3} \quad (4.27)$$

$$E_c = \left(0.69 + 0.332 \sqrt{f'_p} \right) \times 10^4 \quad (4.28)$$

$$D = 1.5 - 1.68 f'_p \times 10^{-3} + 0.75 \sqrt{(K - 1) f'_p / 23} \quad (4.29)$$

$$D = 2.25 - 1.68 f'_p \times 10^{-3} + 1.6 \sqrt{(K - 1) f'_p / 23} \quad (4.30)$$

ここで、 ε_o : 無拘束コンクリート強度時にひずみ, なお, 式 (4.24) ~ 式 (4.29) における応力項の単位は MPa である。

田ら^{4.10)}は下り勾配を表す係数である D の計算式を補正した (式 4.30)。式 (4.30) に示すように、右辺第 1 項の 2.25 という数値は、部材断面のひずみ勾配の影響による補正值 0.75 を NewRC モデルにおける 1.5 という値に加えて得られたものである。

なお、第 2 章で述べた各試験体で使用したコンクリート圧縮強度の値は、ヨーロッパ基準^{4.8)}および中国基準^{4.9)}に規定されている立方体供試体 (150mm × 150mm) の圧縮強度 f_{cu} であることから、上述の NewRC のモデルを適用する際には、0.86 という係数をかけて、シリンダー (200mm × 100mm) 強度 f'_c に変換する。

コンクリートの応力—ひずみの繰り返し則には、北島ら^{4.4)}により提案されたモデルを採用する。除荷曲線は、図—4.8 (a) に示すように応力—ひずみ関係の連続性を保つため、弾性係数 E_c で下ろした点 B を頂点とする二次曲線に従い除荷する。点 B を超えた除荷域では、引張も含めて応力を 0 とする。再負荷する場合は、図—4.8 (b) に示すように応力

が再度圧縮応力となる点 R から前回除荷時点 A の応力を 0.9 倍した除荷曲線上の点 C に直線で再負荷した骨格曲線へ点 D に戻る。途中除荷・再負荷の場合について，除荷・再負荷の曲線は式 (4.31) で表される。

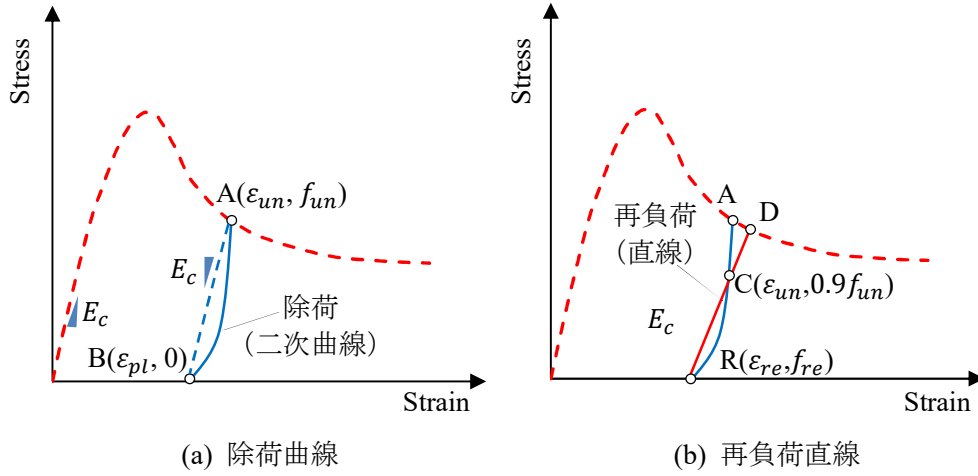


図-4.8 コンクリートの応力—ひずみ関係の繰り返し則

$$f_c = \begin{cases} f_{un} \left(\frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{pl}}{\varepsilon_{un} - \varepsilon_{pl}} \right)^2 & \text{除荷} \\ f_{re} + \left(\frac{0.9f_{un} - f_{re}}{\varepsilon_{un} - \varepsilon_{re}} \right) (\varepsilon_c - \varepsilon_{re}) & \text{再負荷} \end{cases} \quad (4.31)$$

ここで， ε_{pl} : コンクリートの除荷後の残留塑性ひずみ（式 4.32）。

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_{un} - \frac{f_{un}}{E_c} \quad (4.32)$$

4.3.2 鉄筋の応力—ひずみ関係モデル

PC ストランドの応力—ひずみ関係の包絡線は明瞭な降伏棚を持たない高強度鉄筋などの応力—ひずみ関係モデルに適した Menegotto-Pinto 型モデル^{4.11)}を用いる。Menegotto-Pinto 型モデルによる応力—ひずみ関係曲線はヤング係数 E_s を持つ直線と，ピーク点近傍における接線（勾配 $E_{st} = Q E_s$ ）を漸近線とするものである。図-4.9 (a)に示すような Menegotto-Pinto 曲線は式 (4.33) で表される^{4.12)}。一方，普通異型鉄筋の応力—ひずみ関係の包絡線はバイリニア型とした。

$$f_s = E_s \varepsilon_s \left\{ Q + \frac{1 - Q}{\left[1 + \left| \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{ch}} \right|^N \right]^{1/N}} \right\} \quad (4.33)$$

ここで,

f_s : PC ストランドの応力, ε_s : PC ストランドのひずみ, ε_{ch} : 特性ひずみ,

Q : ピーク点 (ε_{su} , f_{su}) での接線勾配とヤング係数 (初期勾配) の比,

N : 曲線の湾曲度合いまたは曲率を表す湾曲係数。

また, Q , N と ε_{ch} の値は, 参考文献 4.12) に従い式 (4.34) ~ (4.36) のように定める。

$$Q = \frac{E_t}{E_s} = 0.1(\varepsilon_{cu})^{-2.5}, (\varepsilon_{cu} \text{ in } \%) \quad (4.34)$$

$$N = \begin{cases} 3.0, & \varepsilon_b \leq 0 \\ 3.0 - 18\varepsilon_b, & \varepsilon_b > 0 \end{cases} \quad (4.35)$$

$$\varepsilon_{ch} = \frac{f_{su} - QE_s \varepsilon_{su}}{E_s(1 - Q)} \quad (4.36)$$

ここで,

ε_b : 終点でのひずみであり, 引張側に正値を取る。

式 (4.34) ~ (4.36) より分かるように, PC ストランドの応力—ひずみ関係の包絡線は, PC ストランドの材料特性曲線のピーク点の情報とヤング係数さえ分かれば完全に定まる。PC ストランドの応力—ひずみ関係の繰り返し則は図—4.9 (b) に示す北島ら^{4.4)}の提案モデルを用いる。除荷・再負荷曲線の式を決めるに先たって, 三つのケースに分けて述べる (図—4.9 (b) を参照)。除荷・再負荷曲線の終点を下述した方法で定めてから, 包絡線と同様に除荷・再負荷曲線も終点をピーク点とする Menegotto-Pinto 型関数により定式化を行う。

1) 母線の点 A から除荷・再負荷する場合

点 A から初期勾配 E_s で下ろした点 $B(\varepsilon_{m0}, 0)$ を始点とする反対側の母線を引き, 最大経験ひずみ ε_{ss}^+ の点 C を終点とする。終点 C で母線と接線剛性が一致する Q を求め, Menegotto-Pinto に従い点 A から点 C に子線を引き母線上に戻る。

2) 子線の点 D から除荷・再負荷する場合

点 D から終点が点 A となる孫線 (DEA) を引き, 点 A で元の母線上へと戻る。

3) 孫線上の点 E から除荷・再負荷する場合

点 E から始点が点 D となる曾孫線 (ED) を引き、点 D で元の子線に戻る。

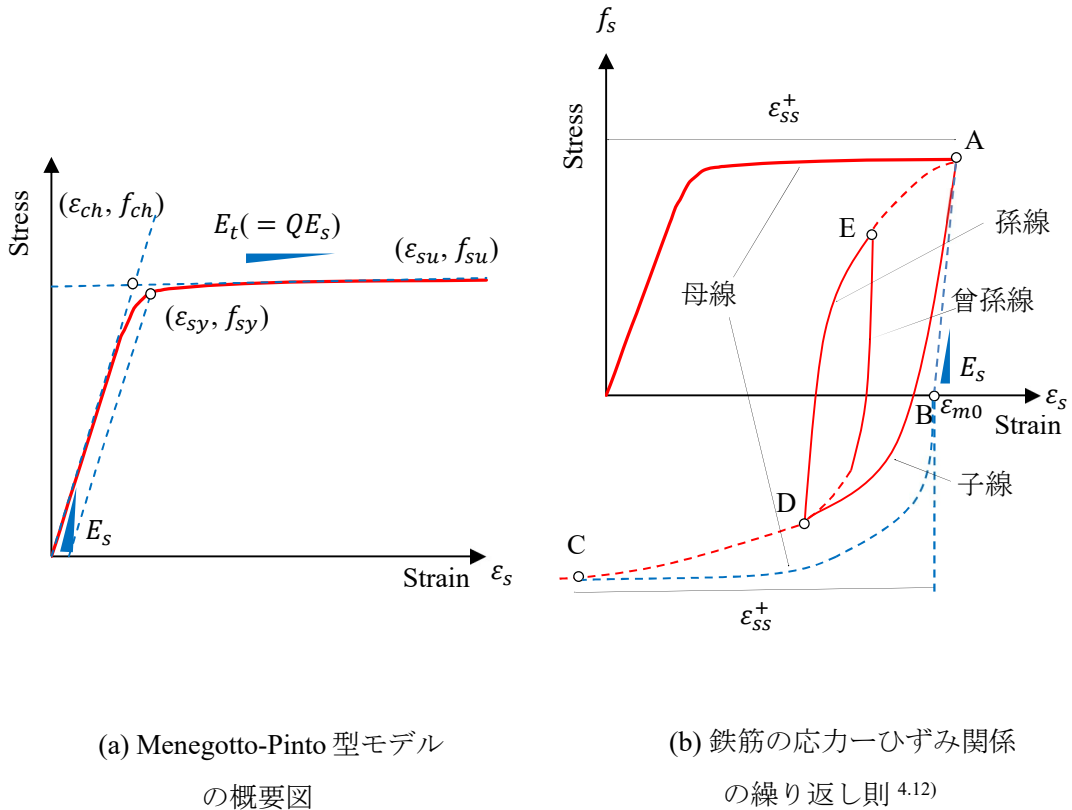


図-4.9 PC スtrandの応力—ひずみ関係の繰返し則

4.3.3 PC スtrandとコンクリート間の付着応力—すべり関係

RC 部材の性能解析にあたって、その解析手法により部材の履歴性状を適切に評価するために、高強度鉄筋の付着すべりの影響を考慮に入れることが重要である。船戸ら^{4.3)}は超高強度の SBPDN 鉄筋の付着引抜き試験を行って、付着強度の低い超高強度鉄筋向けに提案したモデル（以下、LB-HS モデルと称す）を構築している。本論では、PC スtrand (PC12.7) の付着応力—すべり量関係に LB-HS モデルを応用し、PC スtrandを用いた壁の解析への適用性を検討する。なお、壁横補強筋が付着特性に及ぼす影響については考慮していない。

LB-HS モデルの単調載荷時の τ - S 関係及び繰返し載荷時の包絡線を図-4.10 (a)に示す。LB-HS モデルの繰返し載荷の包絡線は単調載荷の曲線と異なるものとして、付着応力 τ が最大値 τ_{max} を経験した後の繰返し載荷時には、その包絡線に移行するものとする。LB-HS モデルの単調載荷時の τ - S 関係及び繰返しの載荷時の包絡線を制御する特性点 A, B, C, D の座標は図-4.10 (a)上に記す。なお、点 C 以降の下り勾配は $\tau_{max}/1000S_{\tau_{max}}$ とし、

下り勾配直線の終点の y 座標残留付着応力を $\tau = \alpha\tau_{max}$ ($\alpha = 0.13$) とする。その後の包絡線は残留付着応力 $\tau = \alpha\tau_{max}$ の水平軸に平行な直線となる。また、図-4.10 (b)~(c)に τ - S 関係モデル除荷・再負荷経路を示す。

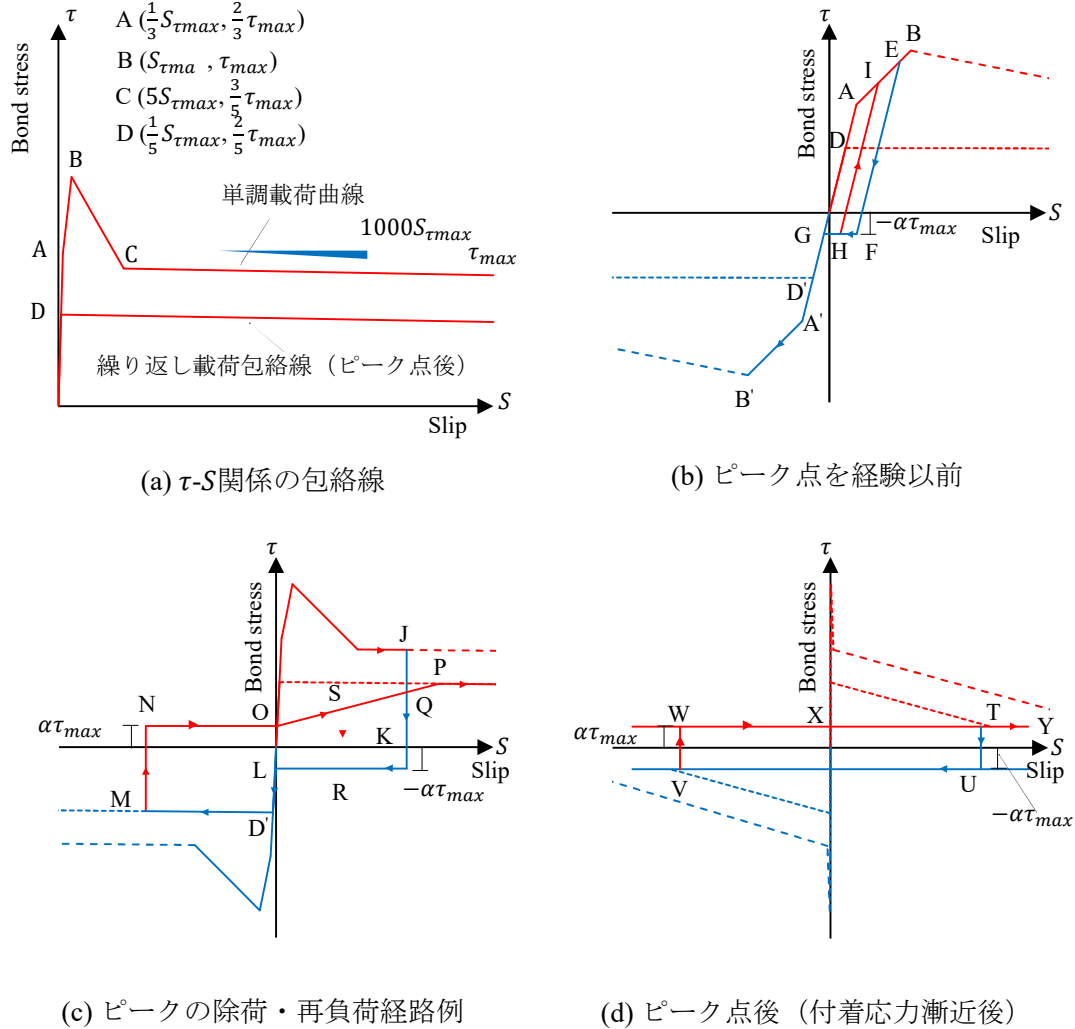


図-4.10 τ - S 関係モデル

図-4.10 に示すモデルは、ピーク点の座標である τ_{max} 及び $S_{\tau_{max}}$ が分かれば、鋼材の τ - S 関係は完全に決まる。超高強度の SBPDN 鉄筋については、船戸ら^{4.3)}は付着引抜き試験結果に基づき、 $\tau_{max}=3.0\text{MPa}$ 、 $S_{\tau_{max}}=0.015\text{mm}$ とした。一方、PC ストランドの付着応力-すべり関係を行った研究としては、是永らによる研究^{4.13)}や足立らによる研究^{4.14)~4.15)}等が挙げられる。図-4.10 に示すモデルを PC ストランドに適用するにあたり、本論では是永ら^{4.12)}提案した PC ストランドとグラウト材の付着強度と付着強度時滑り量を求めるための算定式 (4.37)~式 (4.38) を準用する。

$$\tau_{max} = 0.602\alpha(f_c)^{0.5} \quad \alpha = \begin{cases} 1.0 & (7 \text{ 本より線}) \\ 1.17 & (19 \text{ 本より線}) \end{cases} \quad (4.37)$$

$$\frac{S_{\tau_{max}}}{d_s} = 2.88 \times 10^{-3} \tau_{max} \quad (4.38)$$

ここで、 f_c : コンクリートの圧縮強度 (MPa), d_s : PC ストランドの公称直径。

4.4 解析結果と実験結果の比較

本節は、福原ら^{4.2)}で提案された解析方法の妥当性を検証するために、PCストランドとコンクリートの付着応力すべり量関係モデルおよびせん断変形の割合を解析変数として、第2章～第3章で述べた実験結果との比較を行い、各解析変数の適切性と解析の精度を検討する。

前述したように高強度鉄筋付着—すべり関係モデルには、SBPDN 鉄筋向けに提案した付着履歴モデルを帯筋横拘束部材に適用することができる。一方、北島ら^{4.4)}が高強度異形鉄筋（USD鉄筋）向けに提案したモデル（以下、D-HSモデルと称す）は、トリリニア型付着履歴モデルである。両履歴モデルをPCストランドを用いた壁の解析へ適用し、履歴モデルの違いが提案耐震壁の履歴性能に及ぼす影響を検討する。

表－4.3にSBPDN鉄筋、USD鉄筋及びPCストランドの付着滑りモデルの詳細を示す。

表－4.3 高強度鉄筋の設定の詳細

種別	表面形状	最大付着強度とすべり量	τ -S関係
USD 鉄筋		$\tau_{max}=14\text{Mpa}$ $S_{\tau max}=0.55\text{mm}$	D-HS モデル
SBPDN 鉄筋		$\tau_{max}=3\text{Mpa}$ $S_{\tau max}=0.015\text{mm}$	LB-HS モデル
PC ストランド		$\tau_{max} = 0.602\alpha(f_c)^{0.5}$ $\frac{S_{\tau max}}{d_s} = 2.88 \times 10^{-3}\tau_{max}$	LB-HS モデルと D-HS モデルを試みる

また、帯筋横拘束部材の帯筋による拘束効果を見逃し、解析を行い評価しているケースが多く見られるが、実際の柱や壁部材においては、この付加拘束の影響を考慮し、拘束されたコンクリートの強度上昇係数 K を用いれば、解析された曲げ耐力が増加することがわかる^{4.3)}。そこで、本節では、拘束効果はコンクリートのみに影響を及ぼすものとして、参考文献 4.7)に示されるコンクリート上昇係数を、式 (4.25)に示すように NewRC 式におけるコンクリート強度上昇係数 K の補正係数に置換することで、帯筋による拘束効果を壁試験体の履歴挙動解析において考慮する。

4.4.1 付着すべり考慮の有無の影響

図－4.12 と図－4.13 に付着すべりの考慮の有無を変数とした 2通りの解析結果と実験結果との比較を示す。付着すべりを考慮しない解析手法は、付着バネ領域以外、4.2 節と 4.3 節で述べたものと同じ解析手法および材料モデルを採用する。

比較対象試験体は、第2章で述べた、PC ストランドおよび普通異形鉄筋を用いた実物大の耐震壁である。立方体 (150mm) の圧縮強度が 55.3MPa のコンクリートと降伏点応力が 1753MPa の PC ストランドを用いて試験体は製作されており、一定軸力下における繰り返し曲げせん断力を受けた。試験体の詳細に関しては第2章を参照されたい。なお、ここで述べた繰り返し挙動の解析では、せん断変形は無視し、付着応力すべり関係モデルには LB-HS モデルを用いた。

コンクリートの応力-ひずみ関係の骨格曲線には NewRC 式⁴⁾を用いており、コンクリートの拘束度合により、壁板コンクリートと境界要素部分のコンクリートの強度上昇係数 K が異なる。かぶりコンクリートにおいては $K=1.0$ とし、コアコンクリートに対しては、NewRC 式により計算した。壁の横筋により拘束されるコアコンクリートは、試験体 RCSW-1 と PCSW-1 に対しては $K=1.003$ 、試験体 RCSW-2、PCSW-2 と PC-CFRPSW に対しては、 $K=1.006$ となった。また、図-4.11 示すように、境界要素内では追加で帯筋を配しており、この帯筋により拘束された範囲のコアコンクリートの強度上昇率 K は 1.28 となっている。

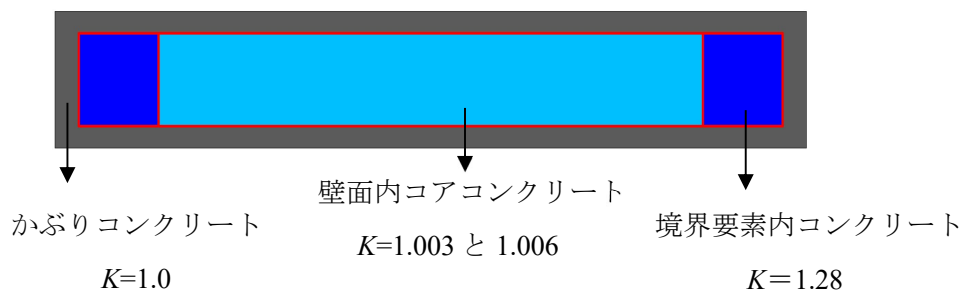
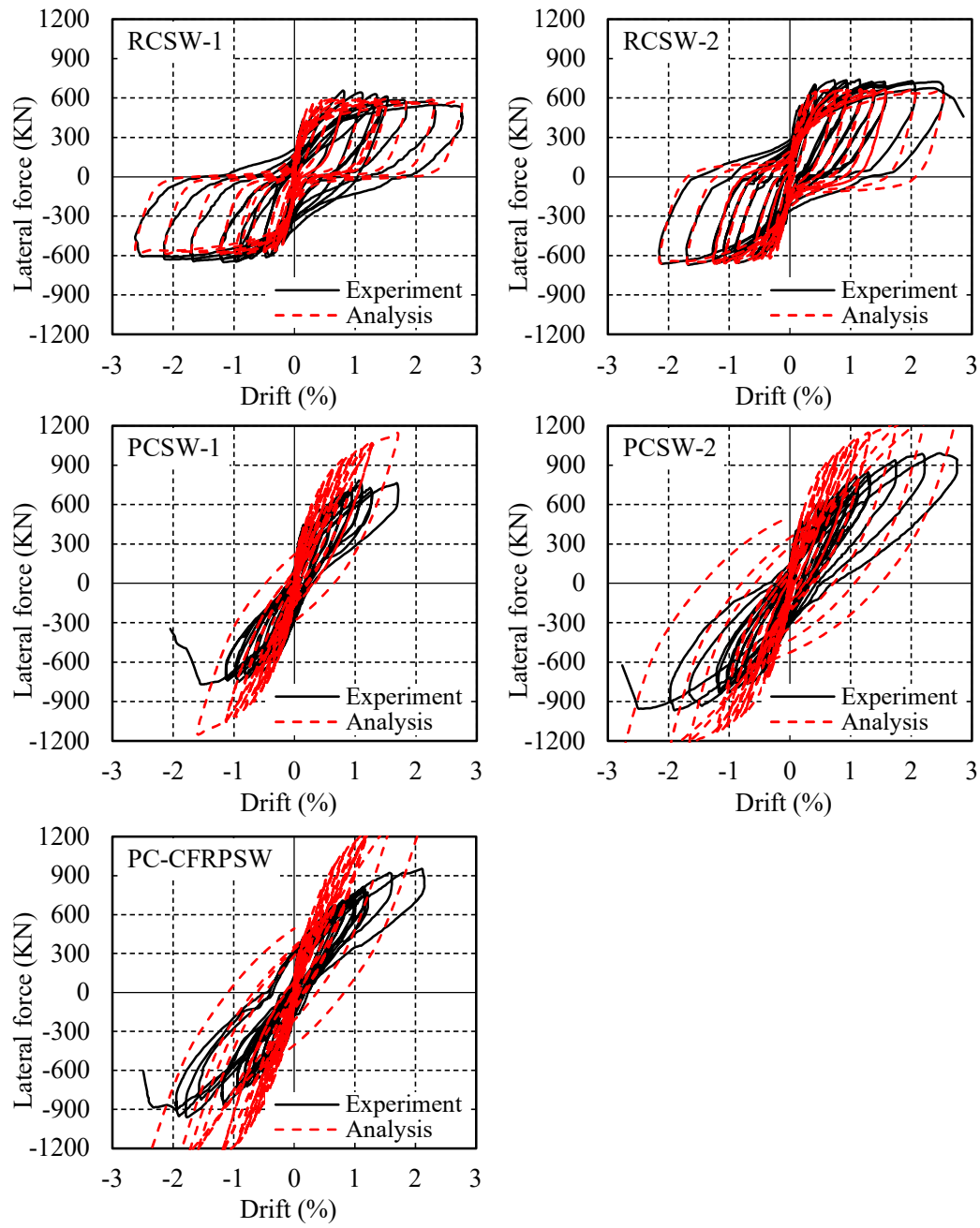
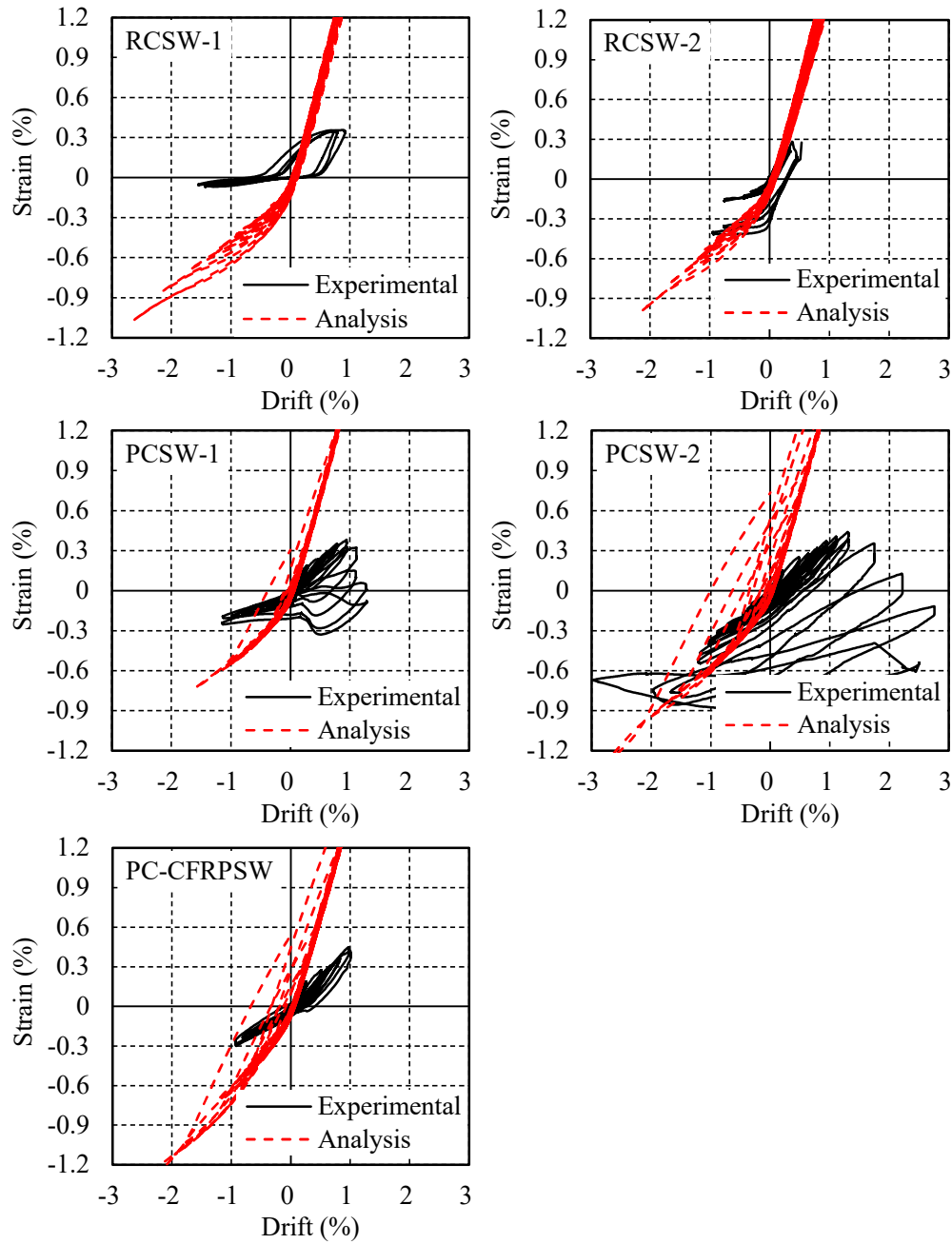


図-4.11 コンクリートの強度上昇係数

比較内容は水平力-変位関係と主筋ひずみの履歴の二項目である。なお、比較した主筋ひずみは、実験値は下加力スタブの上面から 100mm の位置で計測された値で（試験体 RCSW-2 は、壁脚から 300mm の位置）、解析値は塑性ヒンジ領域内の主筋ひずみの値である。主筋ひずみの実験値は、ゲージが不調となるまでのデータを掲載した。図-4.12 (a) ~ (b)に、5 体の試験体の水平力-変位関係及び PC ストランドひずみの変化状況の実験結果と解析結果の比較を示す。なお、図の黒い実線は実験値を、赤の破線はその解析結果を表している。



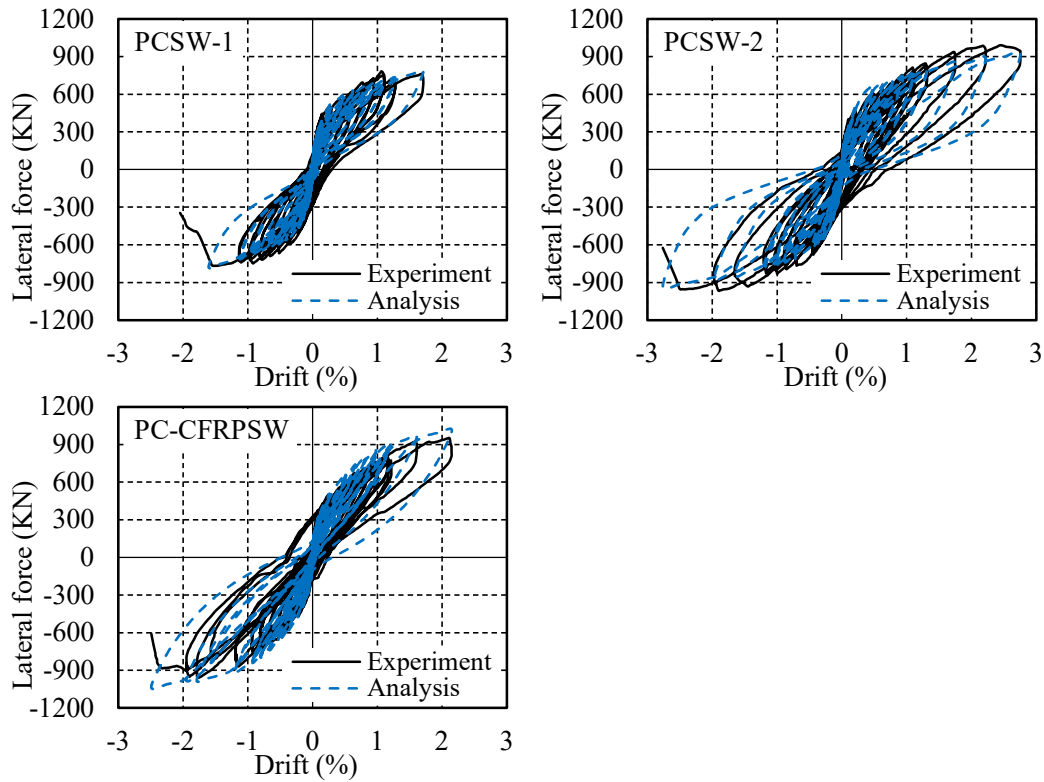
(a) 水平力—変位関係



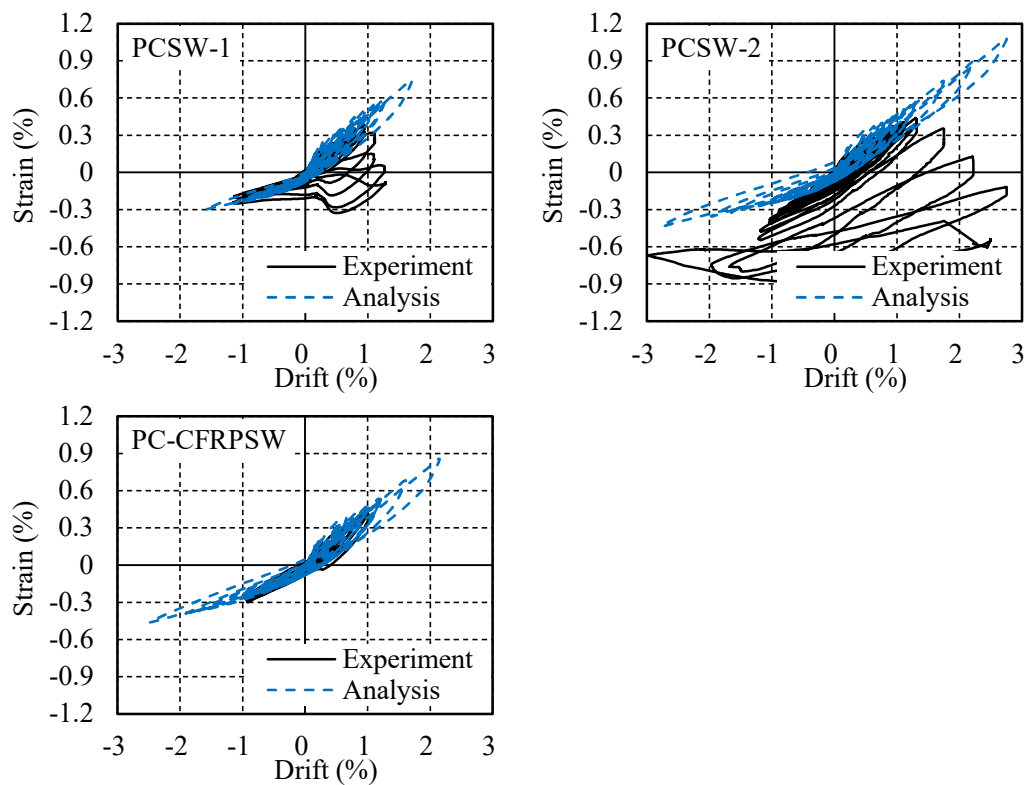
(b) 主筋（PC ストランド） ひずみの履歴

図-4.12 実験結果と解析結果との比較（付着すべり無視）

図-4.12 より、普通鉄筋を用いた 2 体の試験体については、付着すべりを考慮しない解析では、主筋ひずみの履歴は主筋が降伏するまでは再現できているが、図-4.12 (b)の各サイクルピークでの水平抵抗力はよく実験結果を追跡できていることが分かる。しかしながら、PC ストランドを用いた 3 体の試験体については、付着すべりを無視した解析では、紡錘型の履歴性状を示し、実験で確認された原点指向型の履歴性状と一致せず、最大耐力についても実験値を著しく過大評価した。



(a) 水平力—部材角関係



(b) PC スtrand ひずみの履歴

図-4.13 実験結果と解析結果との比較（付着すべり考慮）

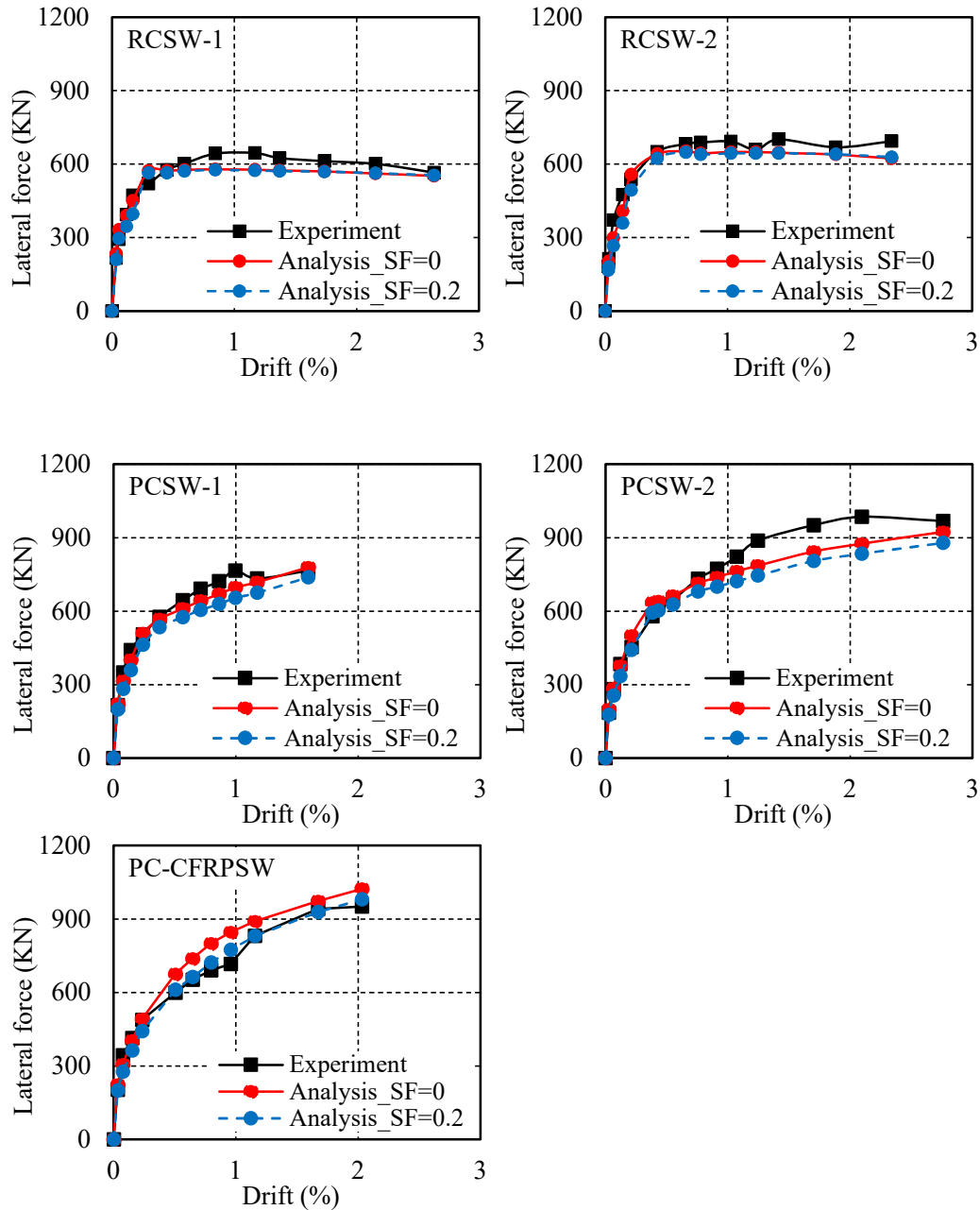
一方、図-4.13に示す付着すべりを考慮した解析結果は、PC ストランドが圧縮破壊するまでの大変形域にわたって、履歴形状の実験結果を精度良く評価できている。付着すべりを考慮した解析の最大耐力は、それぞれ実験結果の約 99% (PCSW-1) , 94% (PCSW-1) , および 106% (PC-CFRPSW)程度であった。また、付着すべりを考慮した解析法では、部材角に対する主筋のひずみの勾配が実験値と概ね対応しており、最大耐力を精度良く評価できたものと考えられる。一方、PC ストランドのひずみについては、付着すべりを考慮していない解析では、実験結果を過大に評価していることが分かる。以上のことから PC ストランドを境界要素に用いた RC 耐震壁の履歴性状は、付着すべりを考慮した本解析手法によって適切に予測できたことが分かる。

4.4.2 セン断変形考慮の有無の影響

これまでに述べた解析結果は、せん断変形を無視した前提で履歴曲線を算出したが、実際の壁試験体においては、せん断変形も生じる。そこで、4.3.3 節での実験結果から分析した実物大耐震壁における、せん断変形量の全体変位に占める割合の平均値を、概ね 0.2 とみなして解析を行い、その影響について調べた。

せん断変形を考慮しない場合と、全変形に対するせん断変形の割合が 0.2 である場合の解析結果の比較を履歴曲線の正載荷側包絡線の形で図-4.14 に示す。なお、図の黒い実線は実験結果を、青い破線と赤い破線はそれぞれせん断変形考慮の有無の解析結果を表している。

図-4.14 より、部材角 $R=0.5\%$ 程度までは、いずれの試験体においても、せん断変形を考慮した方が、水平抵抗力がやや低いことが確認できる。普通鉄筋を用いた試験体は、最大耐力に達してからは、鉄筋の降伏により剛性がほぼ 0 となるため、せん断変形の影響はほとんど見られなかった。一方、PC ストランドを用いた試験体の水平抵抗力は、部材角 $R=0.005\text{rad}$ 以降も、高い 2 次剛性を示すため、せん断変形の考慮の有無によって、解析結果に差が生じていることが分かる。そのため、PC ストランドを用いた RC 耐震壁においては、せん断変形の考慮の有無が初期剛性だけでなく、大変形域での耐力評価にも影響を及ぼすため、せん断変形の影響を適切に評価する必要があることが伺える。



水平力の比較(正負平均)

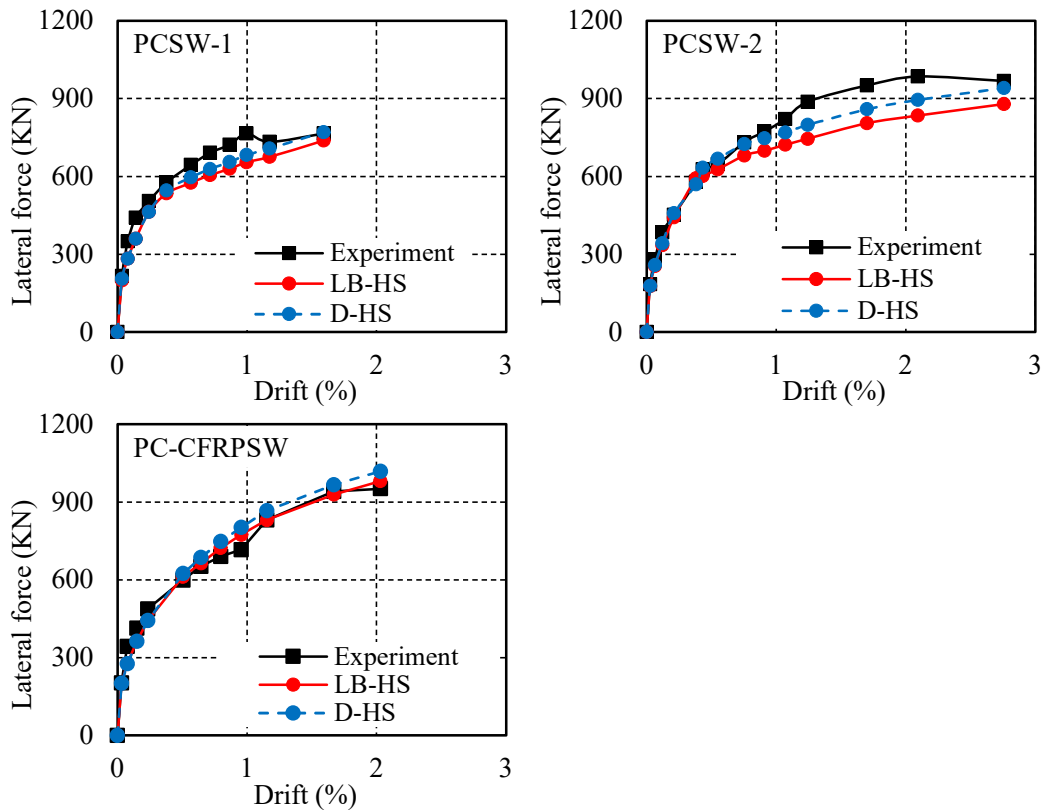
図-4.14 セン断変形量の考慮の有無による影響

4.4.3 付着すべりモデルの比較

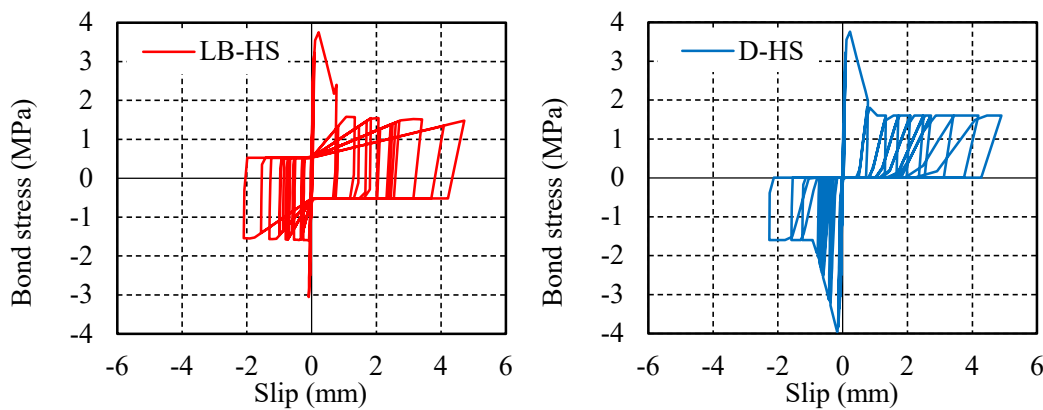
PC ストランド (PC12.7) の付着応力-すべり量関係は、LB-HS モデルと D-HS モデルを用いた。両モデルの違いは除荷・再負荷経路とピーク点後の繰り返し載荷包絡線にある。LB-HS モデルは、正か負のピークのどちらかに達すると、非点対称型のモデルになる点と、第2と第4象限での摩擦抵抗による応力の発生を考慮している点で D-HS モデルと異

なる。両モデルの形状の違いは図-4.15 (b)を参考されたい。両履歴モデルを PC ストランドを用いた耐震壁の解析へ適用し、履歴モデルの違いが耐震性能に及ぼす影響を検討する。

2つの付着すべりモデル (LB-HS モデルと D-HS モデル) を用いて計算された、試験体 PCSW-1/2 と試験体 PC-CFRPSW の正側載荷時の包絡線の解析結果と実験結果との比較を図-4.15 (a)に示す。なお、せん断変形の割合は 0.2 としている。



(a) 水平力の比較(正負平均)



(b) PC ストランドの付着応力-すべり関係の比較

図-4.15 LB-HS モデルと D-HS モデルの比較

解析結果を比較すると、水平抵抗力において D-HS モデルの方が LB-HS モデルよりも大きな値となった。その原因としては、試験体 PCSW-2 の付着応力すべり量関係を示した。図-4.15 (b)に見られるように、D-HS モデルは、付着応力すべり量関係において、正負のピークが発生する点対称型モデルであるが、LB-HS モデルでは片側のみにピークが発生するモデルであり、PC ストランドが圧縮応力を受ける際の付着強度の差が水平抵抗力に表れたと考えられる。従って、PC ストランドを用いた耐震壁の耐震性能に関して、付着すべりを考慮した解析の精度を確保するには、付着強度と強度到達時のすべり量だけでなく、付着応力—すべり履歴特性に関しても適切に評価する必要がある。

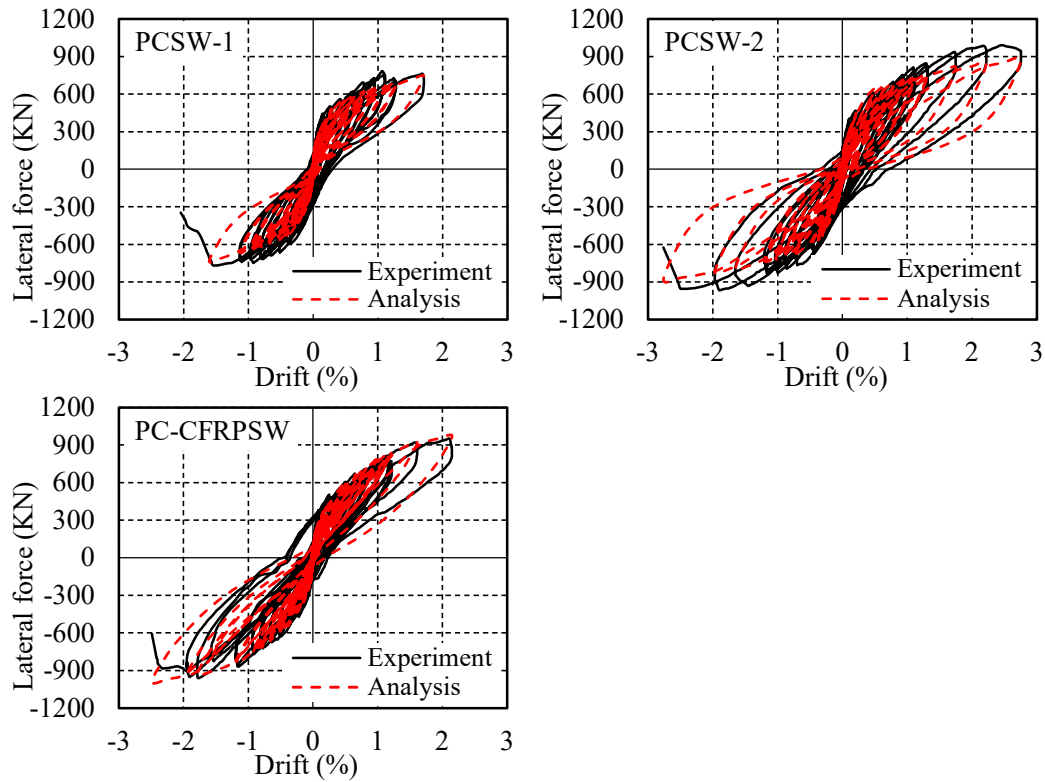
4.4.4 解析的精度検証

図-4.16 ~ 図-4.19 に第2章で第3章で述べたすべての試験体の解析結果と実験結果を、水平力—部材角関係、包絡線、PC ストランドひずみ、および残留部材角についてそれぞれ比較している。これらの比較における解析結果は、上述した考察を踏まえて、せん断変形の影響を考慮しながら、付着応力—すべり量関係モデルには LB-HS モデルを用いて算定されている。詳細な解析条件の設定とその変動範囲は表-4.4 のとおりである。なお、図中の黒い実線は実験値を、赤い破線は解析値を表す。

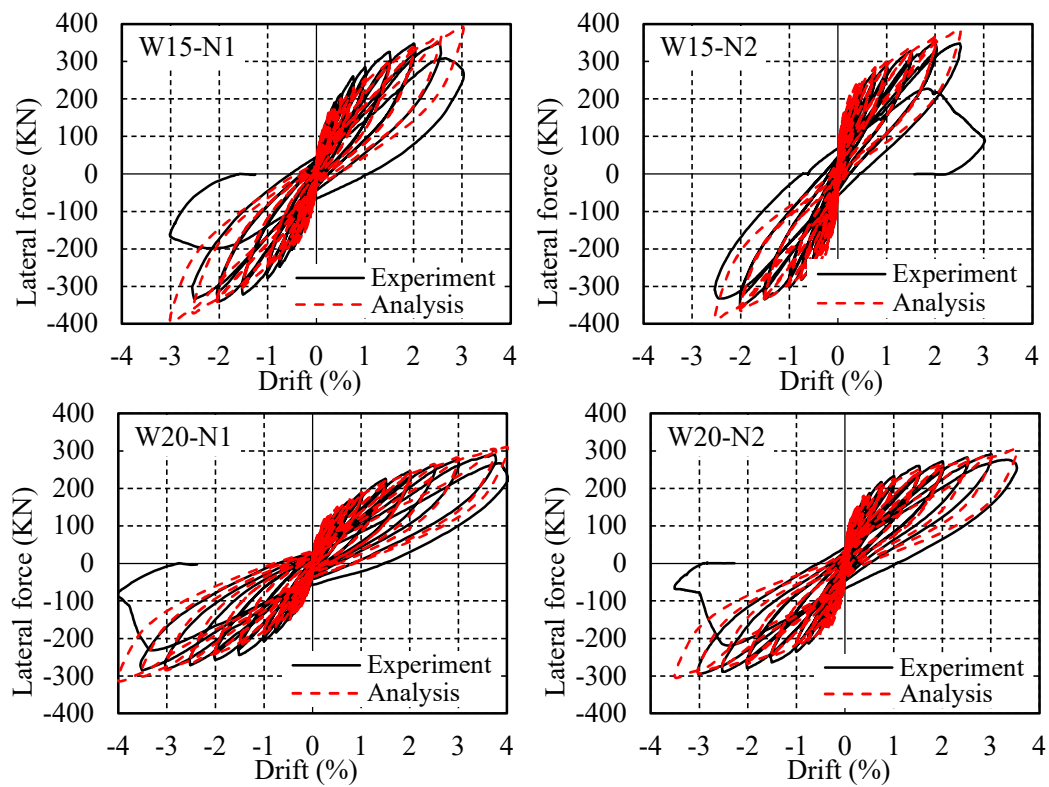
表-4.4 各試験体解析の設定

試験体名	せん断変形の割合	帯筋の付加拘束効果	付着すべり	最大付着強度とすべり量	τ -S関係
PCSW-1	0.2	考慮	考慮	$\tau_{max}=4\text{MPa}$ $S_{\tau max}=0.15\text{mm}$	LB-HS モデル
PCSW-2					
PC-CFRPSW					
W15-N1	0.25	考慮	考慮	$\tau_{max}=3.7\text{MPa}$ $S_{\tau max}=0.14\text{mm}$	
W15-N2					
W20-N1	0.2				
W20-N2					

ここで、 τ_{max} と $S_{\tau max}$ は、式(4.37)～(4.38)を準用して求める。せん断変形の割合は、4.3.3 節で述べた結果を踏まえ、せん断変形量の全体変位に占める割合の平均値を、せん断スパン比($a/D=1.5, 2.0$)により、それぞれ 0.25 と 0.2 としている。



(a) 実寸耐震壁



(b) 1/2 スケール耐震壁

図-4.16 実験値と繰り返し解析結果の比較

図－4.16 (a)より分かるように、実物大の試験体については、いずれの試験体についても、実験で確認された、残留変形の小さな原点指向型の履歴性状を、本解析によって適切に予測できている。また、図－4.16 (b)に示すように、1/2 スケール試験体については、いずれも最大耐力を迎える部材角まで、解析結果は実験結果をよく追跡できている。その後、実験結果はコンクリートの崩落およびPCストランドの圧縮破壊より、耐力低下を超えている。ピーク点を提案耐震壁の限界点とすれば、本解析手法はこの限界点までは十分な精度を有することが言える。

なお、PC ストランドの圧縮破壊が生じた後の力学性状の変化状況に関する先行研究がなく、その影響を考慮に入れることができなかったことから、解析結果では耐力上昇し続ける傾向を示した。

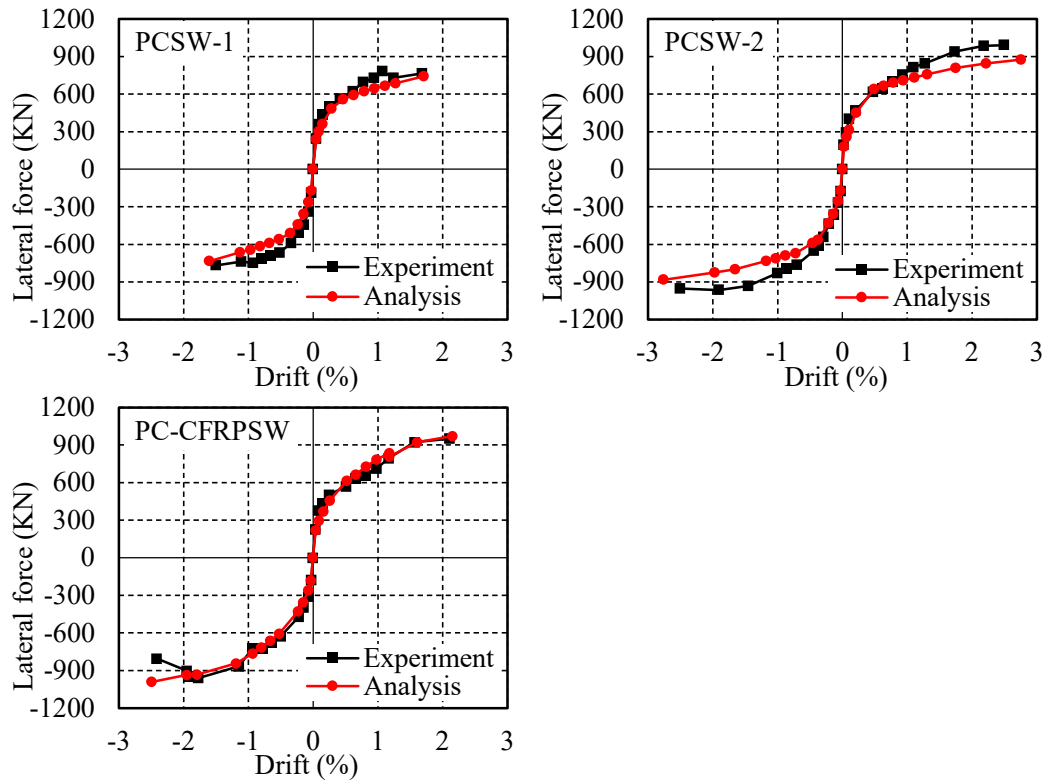
表－4.5 実験結果と解析値の比較一覧

試験体名	実験結果 (KN)		解析結果 (KN)		精度比較	
	V_{exp}^+	V_{exp}^-	V_{an}^+	V_{an}^-	V_{exp}^+/V_{an}^+	V_{exp}^-/V_{an}^-
PCSW-1	783	776	743	-737	1.05	1.05
PCSW-2	991	973	875	-883	1.13	1.10
PC-CFRPSW	952	956	971	-990	0.98	0.97
W15-N1	350	-341	388	-390	0.90	0.88
W15-N2	350	-353	381	-383	0.92	0.92
W20-N1	290	-285	305	-308	0.95	0.93
W20-N2	291	-295	300	-300	0.97	0.98

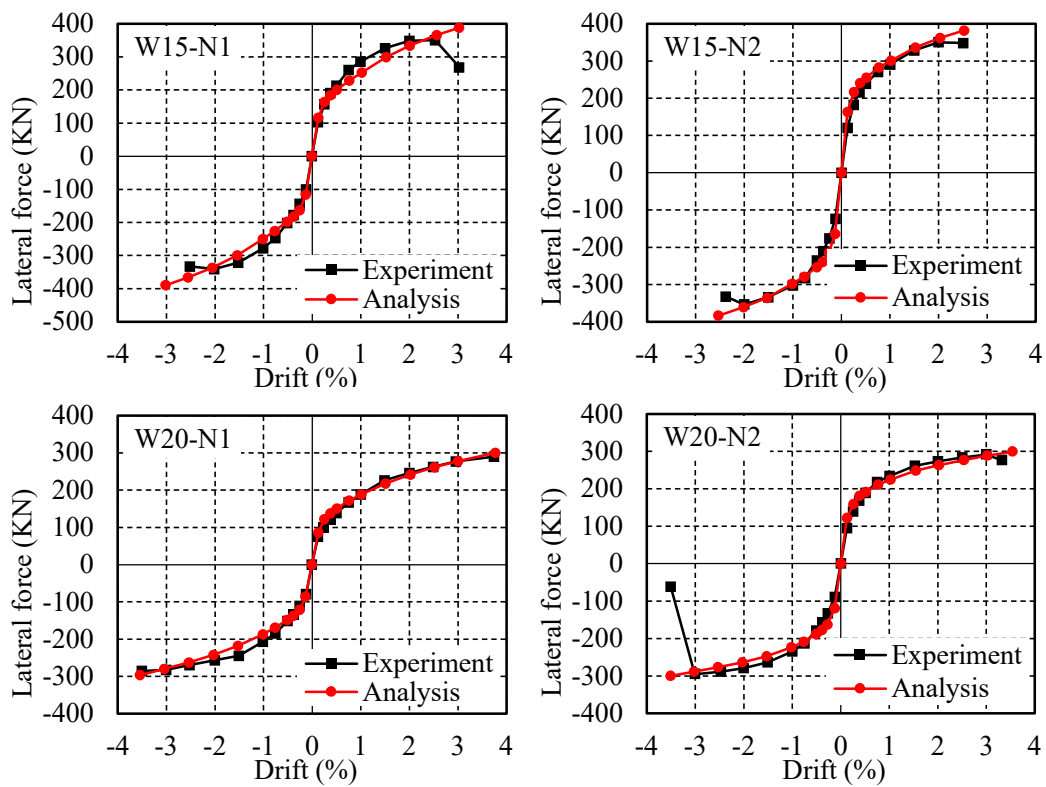
ここで、 V_{exp}^+ :実験値—正側の最大水平力、 V_{exp}^- :実験値—負側の最大水平力、 V_{an}^+ :解析値—正側の最大水平力、 V_{an}^- :解析値—負側の最大水平力。

本章で構築した解析手法と解析変数の適切性と解析の精度をよりよく理解するために、各試験体の包絡線の比較を図－4.17 に示す。図より分かるように、いずれの試験体においても、解析結果は実験結果を精度よく再現できている。最大水平力の実験結果と解析結果との比較を表－4.5 に示す。

表－4.5 と図－4.17 より、実物大試験体 PCSW-1/2 と PC-CFRPSW の実験結果と解析結果の誤差は最大で 5%、12%と 2%程度であった。また、壁の初期剛性の解析値は実験結果と精度よく対応している。一方、1/2 スケール試験体については、初期剛性の計算結果は実験初期剛性を概ね再現でき、最大耐力の解析値と実験値の違いも非常に小さかった。

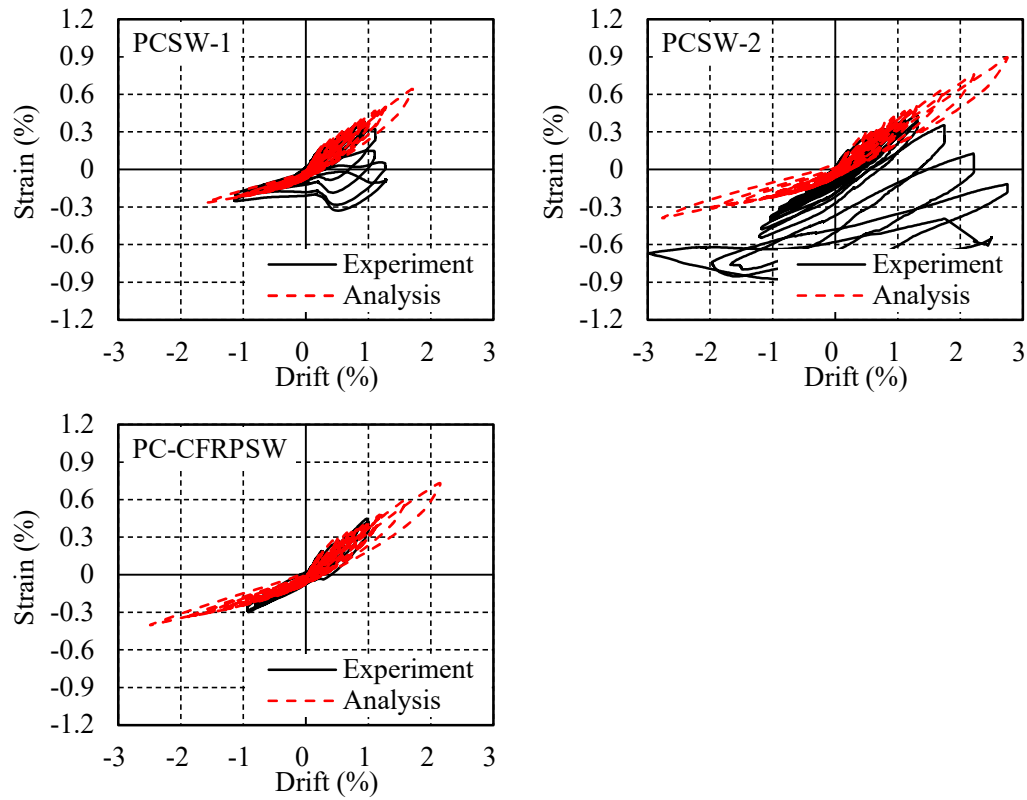


(a) 実寸耐震壁

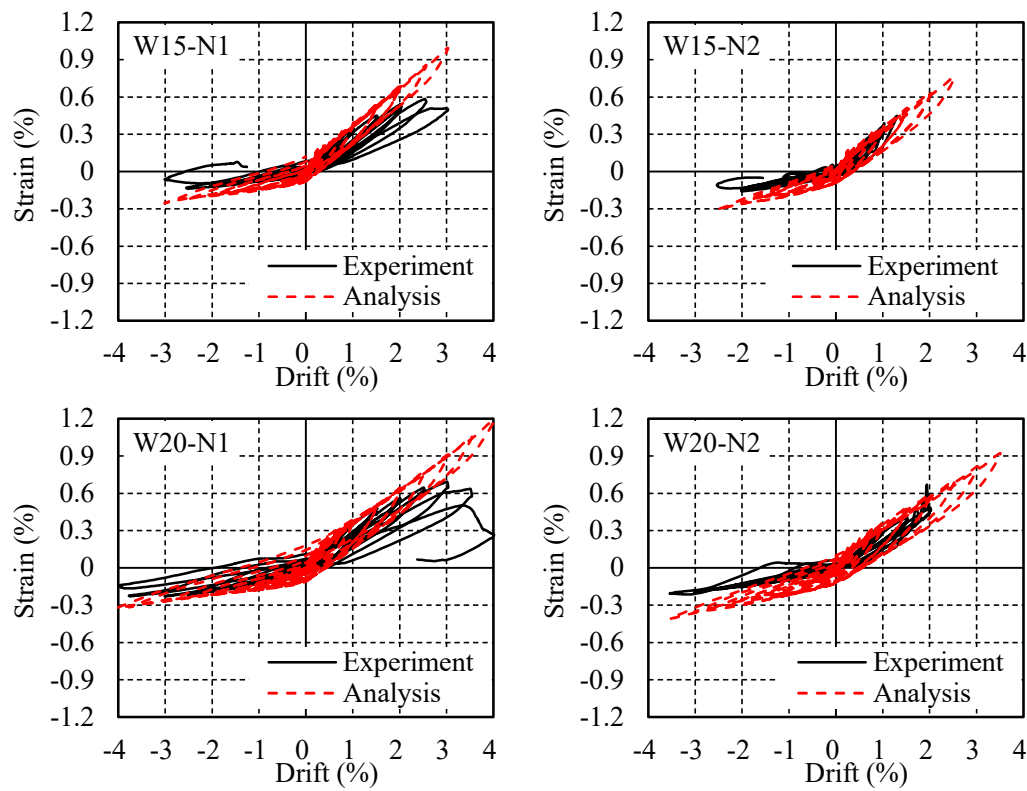


(b) 1/2 スケール耐震壁

図-4.17 包絡線の比較

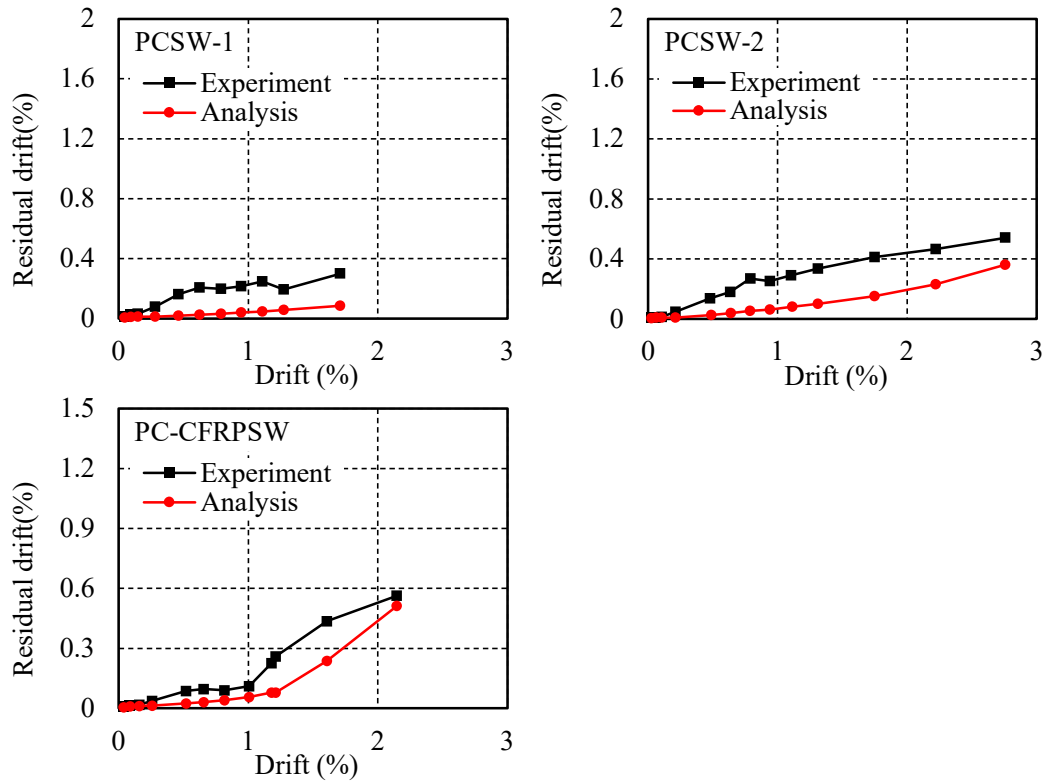


(a) 実寸耐震壁

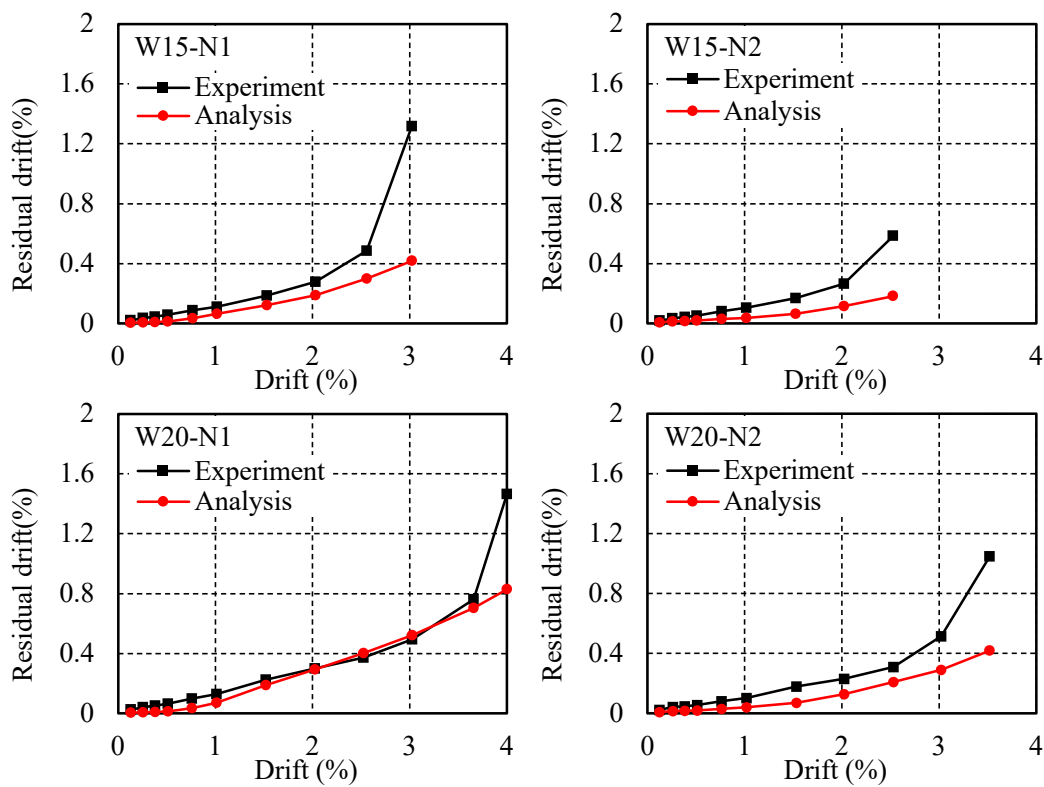


(b) 1/2 スケール耐震壁

図-4.18 PC スtrand ひずみの比較



(a) 実寸耐震壁



(b) 1/2 スケール耐震壁

図-4.19 残留部材角の比較(正負平均)

各試験体における PC ストランドのひずみ-部材角関係の実験結果と解析結果との比較を図-4.18 に示す。実物大の試験体において、PC ストランドの圧縮破壊及び壁の破壊まで、部材角に対する主筋のひずみの勾配が解析結果は実験値と概ね対応しており、よく追跡できていることが確認できる。一方、1/2 スケール試験体において、PC ストランドひずみについては、実験結果を高い精度に評価できることが図より分かる。

図-4.19 に実験及び解析により得られた各載荷サイクル 1 回目除荷時の残留部材角（正負平均値）を示す。実物大の試験体において、実験で得られた傾向を概ね予測できしており、実験結果を比較的精度良く追跡できている。解析結果は実験結果と比べると、全体的に過小評価する傾向にある。この原因は、4.3.4 節で述べたように LB-HS モデルの第 3 象限と第 4 象限では PC ストランド周辺のコンクリートの摩擦抵抗による付着応力（残留付着強度）の影響を考慮したが、その値が実際に LB-HS モデルで設定した値よりも大きくなっている可能性が考えられる。1/2 スケール試験体の場合は、コンクリートが大きく損傷する部材角まで、解析結果は実験結果を全般的に過少評価する傾向が伺える。その原因として、本解析で採用した付着すべりモデル（LB-HS モデル）における残留付着強度の設定値が実際のそれより低い可能性があることと、コンクリートのひび割れと剥離損傷、および壁縦筋（細径の普通強度異形鉄筋）の圧縮応力を受けるときの面外湾曲などが残留部材角への影響を十分反映できなかったことなどが挙げられる。残留変形の評価精度をさらに上げるためには、これらの点について更なる検討を行う必要がある。これを今後の課題としたい。

4.5 まとめ

本章では、PC ストランド補強耐震壁の履歴性能を適切に評価するために、必要不可欠な履歴性状の評価手法を再構築・提示した。本論で提示した評価手法は、孫ら^{4.1)~4.4)}は高強度鉄筋を主筋に用いた RC 部材の履歴性能を評価するための解析手法をベースにしているが、以下の3点の改善を行った。

- 1) 壁の境界要素における帯筋の拘束効果を考慮にいったこと。
- 2) PC ストランドの付着応力-すべり関係曲線の付着強度と強度時すべり量を同定したこと。
- 3) 耐震壁のせん断スパンに応じて、せん断変形の全体変形に占める割合および塑性ヒンジ領域の長さを実験結果に定量評価したこと。

寸法の異なる PC ストランドおよび普通強度異形鉄筋を集中主筋として用いた RC 造耐震壁試験体計 9 体について、本章で提示した解析手法による計算結果と実験結果との比較を通じて、本解析手法の妥当性と解析の精度を検討した結果、以下の知見を得た。

- 1) PC ストランドの付着すべりの影響を考慮に入れた数値解析により、本論で提示した評価手法は提案耐震壁の履歴性状を、PC ストランドが圧縮破壊する大変形域まで精度良く評価できる。一方、PC ストランドの付着すべりによる影響を無視した解析法は、壁の履歴性能および最大耐力などを過大評価する傾向にある。
- 2) 提案耐震壁の履歴性状を適切に評価するためには、せん断変形の全変形に占める割合およびヒンジ領域の長さをせん断スパン比に応じて設定する必要がある。大変形域にわたって、せん断変形の割合が弾性理論に基づく割合とよく一致している。また、せん断変形を適切に考慮に入れれば、壁の初期剛性だけでなく、大変形域での水平抵抗力の評価精度もさらに改善される。
- 3) PC ストランドを用いた耐震壁の残留部材角の予測精度を高めるためには、PC ストランドの付着応力-すべり関係モデルにおける残留付着強度を適切に評価する必要がある。また、断面圧縮域に位置する細径の壁縦筋の面外湾曲やコンクリートの損傷などの影響を適切に反映する工夫が必要と考えられる。

参考文献

- 4.1) 孫玉平, 福原武史, 北島英樹: 付着すべりの影響を考慮した高強度 RC 柱の履歴性状の解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.619-624, 2006.
- 4.2) 福原武史, 北島英樹, 竹内崇, 孫玉平: 高強度鉄筋を用いた高強度 RC 部材および骨組みの耐震性能評価法の提案, 日本建築学会大会構演梗概集 pp.195-196, 2005.
- 4.3) 船戸祐樹, 孫玉平, 竹内崇, 蔡高創: スパイラル溝を有する超高強度鉄筋の付着特性のモデル化と柱部材の履歴解析への応用, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, pp.157-162, 2012.7
- 4.4) 北島英樹, 福原武史, 陳静, 孫玉平: 高強度 RC 柱部材の耐震性能評価法の提案, 日本建築学会九州支部研究報告, 第44号, pp.349-352, 2005.
- 4.5) 蔡高創, 孫玉平, 竹内崇, 藤永隆: 付着強度の低い超高強度鉄筋を用いた円形断面RC柱の耐震性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.145-150, 2013.
- 4.6) Bohl A.G: Plastic hinge length in high-rise concrete shear walls, Masters's Thesis, University of British Columbia, 2016.
- 4.7) 崎野健治, 孫玉平: 直線型横補強筋により拘束されたコンクリートの応力-ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, No.461, pp.95-104, 1994.
- 4.8) European Committee for Standardization : Concrete-Part1: Specification, performance, production and conformity (BS EN 206-1:2000), 2000.
- 4.9) Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China, : Standard for test methods of concrete physical and mechanical properties(GB/T 50081-2019), China Architecture & Building Press, 2019. (in Chinese)
- 4.10) 田福勝, 崎野健治, 孫玉平: 拘束 RC 柱の曲げ圧縮性状に及ぼす断面ひずみ勾配の影響, 構造工学論文集, No.43B, pp.191-198, 1997.
- 4.11) Menegotto, M and Pinto P. E : Method of Analysis for Cyclically Loaded RC Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending, IABSE Congress Reports of the Working Commission Band 13, 1973.
- 4.12) 孫玉平, 崎野健治, 北島英樹, 福原武史: 明瞭な降伏棚を持たない高強度鉄筋の応力-ひずみ関係の定式化と応用, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.769-774, 2004.
- 4.13) 是永健好, 渡辺英義: PC 鋼より線とグラウト材の付着特性評価, 日本建築学会大会構演梗概集(構造IV), pp.1083-1084, 1999.
- 4.14) 足立将人, 高津比呂人, 西山峰広: PC 鋼より線の付着特性に関する実験的研究,

コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.865-870, 2000.

- 4.15) 足立将人, 西山峰広, 河野進: PC 鋼より線の付着応力-すべり-ひずみ関係に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.661-666, 2002.

第 5 章 耐震壁の終局耐力の評価方法及び精度検証

5.1 序

第4章では、PC スtrandを用いた RC 造耐震壁の繰り返し履歴性状を評価するための解析手法を構築し、実験結果との比較によって提案した手法の妥当性と精度を検証した。しかしながら、この詳細な解析手法は非常に冗長であるので、本耐震壁の実設計（終局耐力設計）に適用しにくい。

現在の耐震設計法では、最高ランクである WA ランクの靱性型 RC 造耐震壁は、部材角 1.5%以上の安全限界変形（水平抵抗力は終局耐力の 85%に低下した時点の部材角）を保持しつつ、壁の曲げ終局耐力がせん断終局耐力より小さくなるように設計することが規定されている。これは部材角 0.5%~0.75%前後の時点で発生するせん断破壊を避けるためである。この設計方針を効果的に行うためには、耐震壁の曲げとせん断終局耐力を評価するための設計式が必要不可欠である。

日本のみならず、地震の多い地震国である米国と中国の耐震設計規準では RC 造耐震壁の曲げとせん断終局耐力の設計式がすでに推奨されているが、いずれも靱性型の RC 耐震壁を適用対象としているが、本論で提案したレジリエントな、PC スtrandを用いた耐震壁への適用性が不明である。

そこで、本章では、第2章と第3章で述べた計9体の試験体の実験結果を、日中米三か国の耐震設計規準^{5.1)~5.3)}で推奨されている終局耐力算定式による計算結果と比較することによって、それらの算定式の精度検証を行う。また、超高強度材料を用いた RC 造部材をも対象に含める NewRC 応力ブロック法^{5.4)}の精度検証も行う。

5.2 曲げ終局耐力の評価

RC造耐震壁断面の曲げ終局強度に関しては、中国(GB code)^{5.1)}、日本(AIJ code)^{5.2)}、アメリカ(ACI code)^{5.3)}の推奨設計式のほか、NewRC応力ブロック^{5.4)}法を用いて算定した。

日本のAIJ codeで推奨されている曲げ終局強度の計算式は、鉄筋が降伏する時にRC造耐震壁のクリティカル断面が最大曲げモーメント M_u に達することを想定した略計算式(5.1)である。

$$calM_u = (A_{st}f_{yt} + 0.5A_{sv}f_{yv} + 0.5N) \cdot 0.9D \quad (5.1)$$

ここで、

A_{st} :引張側要素内の集中鉄筋の全断面積(mm²), f_{yt} :引張集中鉄筋の降伏強度(MPa),
 A_{sv} :耐縦筋の総断面積(mm²), f_{yv} :壁縦筋の降伏強度(MPa), D :壁断面の全長(mm),
 N :軸力(N)。

一方、GB code, ACI code, および NewRC 応力ブロック法は、いずれも平面保持の下で、図-5.1 と式(5.2)~(5.3)に示すような、圧縮域におけるコンクリートの等価応力ブロックを用いて、RC造部材（梁、柱、と耐震壁）断面の曲げ終局強度を算定することになっている。これらの計算方法では、断面圧縮縁のコンクリートのひずみは終局ひずみに達するときに、部材断面が最大曲げモーメントに達すると想定している。

具体的には、断面の中立軸深さ c を断面せいの例えば0.01倍から1.0倍となるまで漸増

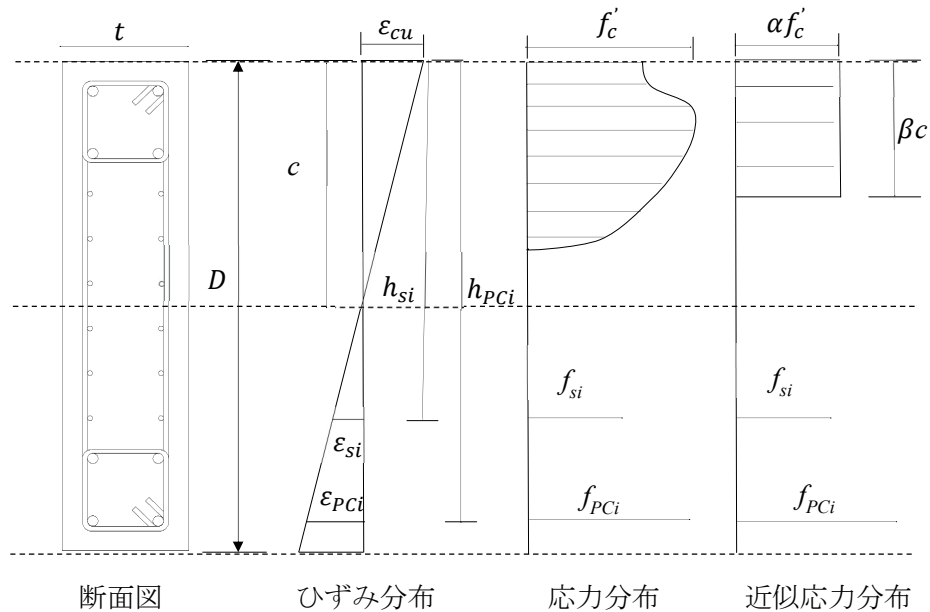


図-5.1 コンクリートの等価応力ブロック

させ、それぞれの中立軸深さ c に対応する、断面が抵抗する軸力 N および曲げモーメント $calM_u$ をそれぞれ式(5.1)と式(5.2)によって算定する。これらの $(N, calM_u)$ 点をスムーズに結べば断面の終局 N-M 相関曲線を得ることが出来る。最後に、耐震壁に作用する軸力の大きさを終局 N-M 相関曲線に挿入することによって、壁断面の曲げ終局強度を算出する。なお、式(5.2)と式(5.3)における各段の PC ストランド及び鉄筋の応力 f_{PCi} と f_{si} は、平面保持の仮定に従えば、式(5.4)によって求まる。

$$N = \alpha f_c' t \beta c + \sum_{i=1}^m f_{PCi} A_{PCi} + \sum_{i=1}^n f_{si} A_{si} \quad (5.2)$$

$$calM_u = \alpha f_c' t \beta c \left(\frac{D}{2} - \frac{\beta}{2} c \right) + \sum_{i=1}^m f_{PCi} A_{PCi} \left(\frac{D}{2} - h_{PCi} \right) + \sum_{i=1}^n f_{si} A_{si} \left(\frac{D}{2} - h_{si} \right) \quad (5.3)$$

$$\varepsilon_{PCi} = \frac{c - h_{PCi}}{c} \varepsilon_{cu} \quad \varepsilon_{si} = \frac{c - h_{si}}{c} \varepsilon_{cu} \quad (5.4)$$

ここで、

α : 応力の比率,

β : 応力ブロック深さと中立軸深さの比率, c : 中立軸深さ,

f_{PC} : i 段目の PC ストランドに作用する応力, f_{si} : i 段目の鉄筋に作用する応力,

A_{PC} : i 段目の PC ストランド有効断面積, A_{si} : i 段目の鉄筋有効断面積,

h_{PC} : 圧縮縁から i 段目の PC ストランドの中心までの距離,

h_{si} : 圧縮縁から i 段目の鉄筋の中心までの距離,

m : PC ストランドの段数, n : 鉄筋の段数,

ε_{cu} : 壁の圧縮縁ひずみ, ε_{PCi} : i 段目の PC ストランドひずみ, ε_{si} : i 段目の鉄筋ひずみ。

式(5.2)～式(5.3)で求めた終局曲げ強度を算定してから、式(5.5)によって断面の曲げ終局強度に達する時に部材の曲げ終局耐力 V_{fu} を求めることができる。

$$V_{fu} = \frac{calM_u}{h_w} - N R_u \quad (5.5)$$

ここで、

h_w : セン断スパン, N : 壁に作用する軸力（圧縮力を正とする）,

R_u : ピーク水平耐力に達する時の部材角。

表-5.1 には GB code, ACI code, および NewRC 応力ブロック法に採用した等価応力ブロックの形状係数 (α と β) と終局ひずみの違いを示している。ここで注意すべきなのは、それぞれの等価応力ブロックの形状係数を求める際に、用いられるコンクリート強度の定義が異なる点である。GB code では辺長 150mm の立方体強度を用いるのに対して、ACI code と NewRC ブロック法ではそれぞれ 150×300mm と 100×200mm のシリンダー強度を用いられている。それらの基準強度については、ヨーロッパ基準^{5.5)}と中国基準^{5.6)}に推奨されている変換係数で、100×200mm のシリンダー強度を各基準の圧縮強度に変換してから断面の曲げ終局強度を算定した。

表-5.1 米中日基準と NewRC の比較

係数	ACI	GB	NewRC
ε_{cu}	0.003	$0.003 - (f'_{cu} - 50) \cdot 10^{-5} \leq 0.0033$	$[1.483 - 0.1(\frac{f'_c}{42})] \cdot 0.94 \cdot f'_c{}^{0.25} \cdot 10^{-3}$
α	0.85	$1.0 \leq 1.0 - \frac{0.1(f'_{cu} - 50)}{50}$	$0.831 - 0.076(\frac{f'_c}{42})$
β	$0.65 \leq 0.85 - 0.2 \frac{(f'_c - 27.6)}{27.6} \leq 0.85$	$0.74 \leq 0.8 - \frac{0.1(f'_{cu} - 50)}{50} \leq 0.8$	$0.429 - 0.01 \frac{f'_c}{42}$

表-5.2 各設計規準に採用するコンクリート強度

基準	呼ぶ	供試体	サイズ	圧縮強度 (MPa)	
				第2章	第3章
ACI	f'_c	シリンダー	150×300mm	45.9	36.5
GB	f'_{cu}	立方体	150×150mm	55.3	44.5
AIJ 及び NewRC	f'_c	シリンダー	100×200mm	47.8	38.4

曲げ終局耐力の実験結果と計算結果との比較を表-5.3に示す。表より明らかなように、AIJ code の曲げ終局耐力計算式による計算値は PC ストランドを用いた試験体の実験値を 30%高く評価することになっている。これは、AIJ code の式では境界要素の主筋の降伏強度を用いて耐力を計算するが、図-2.15 と図-3.14 示すように PC ストランドを用いたいずれの試験体においても、最大耐力時に PC ストランドは降伏点に達していなかったためと考えられる。一方、普通強度の D12 異形鉄筋を用いた試験体 RCSW-1 と RCSW-2 につちえは、図-2.15 示すように最大耐力時に D12 異形鉄筋は降伏点に達しており、AIJ code の算定式による計算曲げ耐力は実験結果を精度よく評価できている。また、GB code,

ACI code と NewRC 応力ブロック法は、集中鉄筋の種別に関係なく、いずれもすべての試験体の曲げ耐力を精度よく評価できていることが表-5.3 より伺える。

表-5.3 曲げ終局耐力の比較

試験体名	V_{exp}	$V_{exp}/V_{fu,AIJ}$	$V_{exp}/V_{fu,ACI}$	$V_{exp}/V_{fu,GB}$	$V_{exp}/V_{fu,NewRC}$
RCSW-1	653	1.10	1.11	1.16	0.99
RCSW-2	710	1.01	1.10	1.14	0.98
PCSW-1	776	0.74	1.07	0.89	0.96
PCSW-2	973	0.87	1.29	1.10	1.19
PC-CFRPSW	956	0.79	1.21	1.01	1.19
W15-N1	346	0.62	0.91	0.87	0.82
W15-N2	352	0.57	0.97	0.91	0.92
W20-N1	288	0.70	1.07	1.05	0.98
W20-N2	283	0.61	1.06	1.09	0.96
Average		0.78	1.09	1.02	1.00
St.Dev.		0.17	0.11	0.10	0.11

V_{exp} : 最大水平力の平均値, $V_{fu,AIJ}$: AIJ code による計算曲げ耐力(式 5.1),

$V_{fu,ACI}$: ACI code による計算曲げ耐力, $V_{fu,GB}$: GB code による計算曲げ耐力,

$V_{fu,NewRC}$: NewRC 応力ブロック法による計算曲げ耐力。

5.3 せん断終局耐力の評価

せん断終局耐力に関しては、中国 (GB code)^{5.1)}、日本 (AIJ code)^{5.2)}とアメリカ (ACI code)^{5.3)}の規準における推奨式を用いて算定してみた。

AIJ code におけるせん断終局耐力計算式は、せん断スパン比、境界要素での主筋と壁板の水平せん断補強筋の配筋率などを考慮した計算式 (5.6)と (5.7)で表されている。式 (5.6)と式 (5.7)はそれぞれ荒川 min 式と荒川 mean 式とも呼ばれている。一方、ACI code と GB code のせん断終局耐力計算式は、それぞれ式 (5.8)と式 (5.9)に示すように境界要素での主筋を無視し、せん断スパン比、壁板の水平せん断補強筋の配筋率とその降伏強度を考慮した式である。

$$V_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (f'_c + 18)}{\sqrt{\frac{M}{QD}} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_h f_{yh}} + 0.1 \frac{N}{t_w D} \right\} t_w \frac{7}{8} (0.95D) \quad (5.6)$$

$$V_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (f'_c + 18)}{\sqrt{\frac{M}{QD}} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_h f_{yh}} + 0.1 \frac{N}{t_w D} \right\} t_w \frac{7}{8} (0.95D) \quad (5.7)$$

$$V_{su} = \left(\frac{1}{12} \alpha_c \sqrt{f'_c} + p_h f_{yh} \right) t_w D \quad (5.8)$$

$$V_{su} = (\alpha_{cv} \sqrt{f_t} + p_h f_{yh}) t_w D_0 \quad (5.9)$$

ここで、

ρ_{te} : 等価引張鉄筋比 (=引張側の主筋断面積/0.95tD) , ρ_h : 水平せん断補強筋比,

f_{yh} : 水平せん断補強筋比の降伏強度, $\alpha_c: 2 \leq \alpha_c = 3 - \frac{\frac{a}{D} - 1.5}{0.5} \leq 3$,

f_t : コンクリートの割裂引張強度(=0.88×0.395 $\alpha_{c2} f_{cu}^{0.55}$),

α_{c2} : 式 (5.10)に定義される強度低下係数, α_{cv} : せん断抵抗係数(= $\frac{1.75}{\frac{h_w}{D_0} + 1}$),

D_0 : 断面の有効高さ。

$$\alpha_{c2} = \begin{cases} 0.76 & f'_{cu} \leq 50 \text{MPa} \\ \text{直線補間} & 50 \text{MPa} < f'_{cu} < 80 \text{MPa} \\ 0.82 & f'_{cu} = 80 \text{MPa} \end{cases} \quad (5.10)$$

せん断終局耐力の実験結果と計算結果との比較を表-5.4 に示す。本論第2章と第3章

で述べた 9 つの試験体のすべては、脆いせん断破壊しなかったことから、その実験結果をもって諸規準の推奨算定式の精度を直接検証することができない。しかしながら、曲げ型の破壊が先行した場合は、試験体の実験耐力が計算せん断耐力を下回ったかどうかを検討することによって、間接的にせん断力算定式の精度検証が可能である。

普通強度異形鉄筋を集中配置した 2 体の試験については、いずれの計算式による計算終局せん断耐力は実験耐力より高く、試験体の曲げ破壊性状と一致している。一方、PC スtrandを用いた試験体については、すべての試験体の実験耐力を上回ったのは GB code の計算式による計算結果であるのに対して、AIJ の Min 式は終局せん断耐力を最も安全側に予測する結果となっている。AIJ code の Min 式である式 (5.6) による計算値 $Q_{su, AIJ1}$ は実験結果により平均 7% を過小したため、PC スtrandを用いた耐震壁のせん断耐力を評価するのに適切ではないと思われる。ただし、どの算定式は精度よくレジリエントな耐震壁の終局せん断耐力を評価できるかについては、せん断破壊した試験体の実験結果が得られるまで、断言しにくい。

参考として、AIJ code の Mean 式である式 (5.7) は、実験耐力と計算耐力との比 Q_{exp}/Q_{su} が平均で 0.95 となり、ACI code の計算式 (5.8) は、0.93 となり、GB code の計算式 (5.9) は、0.82 となっており、どちらも PC スtrandを用いた試験体の破壊状況と対応する評価となっている。

表-5.4 せん断耐力の計算精度の比較

Specimen	V_{exp}	$V_{exp}/V_{su, AIJ1}$	$V_{exp}/V_{su, AIJ2}$	$V_{exp}/V_{su, ACI}$	$V_{exp}/V_{su, GB}$
RCSW-1	653	0.87	0.75	0.87	0.80
RCSW-2	710	0.82	0.72	0.56	0.53
PCSW-1	776	1.02	0.91	1.04	0.94
PCSW-2	973	1.11	1.00	0.76	0.72
PC-CFRPSW	956	1.10	1.10	0.75	0.71
W15-N1	346	1.25	1.08	0.96	0.97
W15-N2	352	1.25	1.09	1.00	0.99
W20-N1	288	1.18	1.03	0.93	0.86
W20-N2	283	1.03	0.90	0.90	0.85
Average		1.07	0.95	0.86	0.82
St.Dev.		0.14	0.13	0.14	0.14

V_{exp} : 最大水平力の平均値, $V_{su, AIJ1}$: AIJ code の Min 式による計算耐力(式 5.6),

$V_{su, AIJ2}$: AIJ code の Mean 式による計算耐力(式 5.7),

$V_{su, ACI}$: ACI code による計算耐力(式 5.8), $V_{su, GB}$: GB code による計算耐力(式 5.9)。

5.4 まとめ

本章では、PC ストランド補強耐震壁の終局耐力を適切に評価するために、日米中の現行基準における耐力壁の設計式と NewRC 応力ブロック法を用いて、本論で述べた試験体に対して、曲げ及びせん終局断耐力を算定し、それぞれの設計式の精度を検討した。その結果、以下の知見を得た。

- 1) PC ストランドを用いた耐震壁の終局曲げ耐力に関しては、普通強度を用いた RC 部材を適用対象とする GB code, ACI code, および NewRC 応力ブロック法により精度よく評価できる。その三つの算定方法のうち、高強度材料を用いた RC 部材をも適用対象とする NewRC 応力ブロック法の精度は最も高かった。
- 2) AIJ code の計算式は、主筋の降伏応力を用いて曲げ耐力を計算したので、普通強度異形鉄筋を用いた壁の終局曲げ耐力を精度よく評価できるが、PC ストランドを用いた壁の曲げ耐力を過大評価する傾向にあった。PC ストランドの降伏強度の代わりに、等価応力ブロックによる計算法で計算された主筋のひずみに基づく応力を用いれば、AIJ code の略算式による計算結果と実験結果との対応がよくなると推察できる。
- 3) PC ストランドを用いた耐震壁の終局せん断耐力は AIJ code の Mean 式, GB code, および ACI code の設計式のいずれを用いても、比較的精度よく実験結果を推測できる。ただし、どの式は最も精度がよいかの判断を下すには、実際にせん断破壊した耐震壁の実験結果を取得する必要があるので、これを今後の課題としたい。

参考文献

- 5.1) Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China, : Code for design of concrete structures, (GB/T 50010-2015), China Architecture & Building Press, 2019. (in Chinese)
- 5.2) 国土交通省 (MLIT) : 建築物の構造関係技術基準解説書, 2015.
- 5.3) American Concrete Institute (ACI): Building Code requirements for structural concrete, 2014.
- 5.4) 孫玉平, 崎野健治, 吉岡智和 : 直線型横補強筋により拘束された高強度 RC 柱の曲げ性状, 日本建築学会構造系論文集, No.486, pp.95-106, 1996.
- 5.5) European Committee for Standardization : Concrete-Part1: Specifcation, performance, production and conformity (BS EN 206-1:2000), 2000.
- 5.6) Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China, : Standard for test methods of concrete physical and mechanical peoperties(GB/T 50081-2019), China Architecture & Building Press, 2019. (in Chinese)

第6章

PC スtrand補強耐震壁の V-R 包絡線モデル化

6.1 序

現行の建築基準法施行令では、RC 造建築構造物の耐震設計については、部材に十分な靱性を確保することを原則に、終局強度型設計法^{6.1)}または靱性保証型設計法^{6.2)}を行うこととし、建物の保有水平耐力を計算して大地震時の安全性を確認することになっている。しかしながら、本論で提案した、PC ストランドを用いた耐震壁の場合は、壁横筋量を適切に設計すれば、PC ストランドが降伏点に達していなかったため、大変形時まで水平抵抗力を低下することなく安定した耐力維持することができる（図-6.1 a～b）。このようなレジリエントな RC 造部材の潜在的能力を設計に考慮に入れるには、引張鉄筋が必ず降伏すると仮定する、従来の終局強度型設計法および靱性保証型設計法が適しないことがわかる。

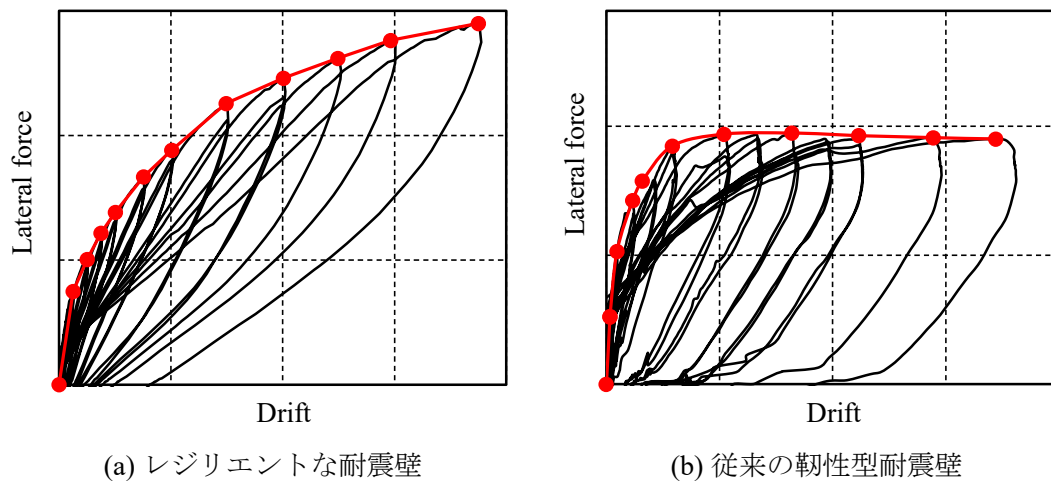


図-6.1 水平力—部材角関係の比較

近年、米国では、建築構造物の耐震設計と技術審査の最新方法は ASCE/SEI 41-06 で推奨されている^{6.3)}。また、建築構造物のレジリエンス性を評価するため、FEMA P-58 では構造のレジリエンス性に基づく統一的な耐震性能評価手法を推奨されている^{6.4)}。これらの評価法は、所謂性能基盤型耐震設計法 (Performance-based seismic design methodology, PBSDM) であり、今後の耐震設計は性能基盤型設計をする新しい方向性を打ち出されている。

現行の設計法で採用されている強度型設計法または保証型耐震設計法と異なり、性能基盤型耐震設計法及び評価法は、建築構造物の変形能力を性能検証の指標としており、構造部材の存在応力に加えて、地震荷重等によって生じる材料の応答ひずみ、部材断面の応答曲率、部材の応答部材角、構造物の層間変形角応答、ないし構造物全体の変形角応答など、5つの段階にわたって、種々のレベルの地震下における安全性及び修復可能

性を検証することができる設計法である。性能基盤型耐震設計法による設計フローは図-6.2 (a)~(b)に示す。

性能基盤型耐震設計法では、まず、設計する構造物の性能目標 (Performance objectives) に基づいて、5 つの段階 (材料、断面、部材、層間、および全体) における変形の限界値および種々の地震レベルを決めておく必要がある。次に、決められたレベルの地震下における構造物の変形応答を求め、変形応答値はその限界値以下になっているかを検証すればよい。その変形応答を適切にと求めるには、構造物の能力曲線 (Capacity curve) を正確に予測する必要がある。

FEMA などの指針では、能力曲線は二次正剛性を有する Bilieanr モデル化できる構造物を設計対象としていることから、大変形まで耐力が上昇し続けるロバスト性を示す本提案耐震壁の耐震設計に適している。本論提案された PC ストランド補強耐震壁を用いた建築構造物の耐震性能を簡潔かつ適切に評価するために、耐震壁の水平力-部材角関係モデル化が必要である。

そこで、本章では、PC ストランド補強耐震壁の能力曲線 (V-R 包絡線モデル) を構築・提案し、本論で述べた実験結果のほか、第 4 章で述べた詳細な履歴解析法による数値シミュレーションの結果との比較を、提案した能力曲線モデルの精度を検証する。

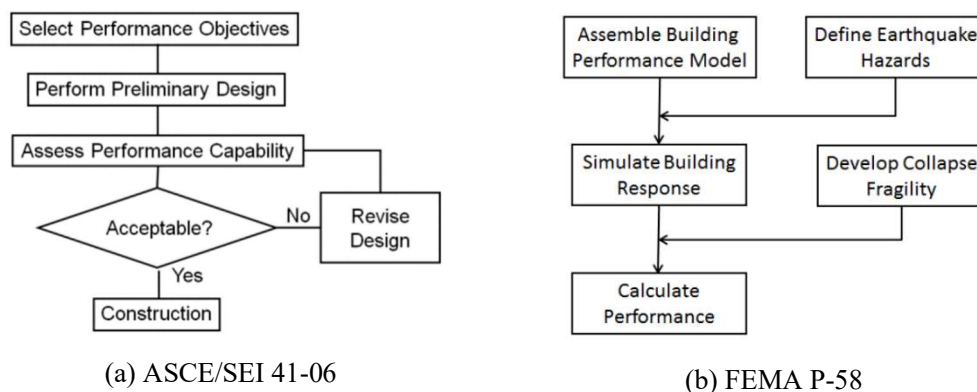


図-6.2 性能に基づく耐震設計及び評価フロー^{6.4)}

6.2 V-R 線モデルの提案

第2章と第3章で述べた実験結果に基づいて、本章で提案する、PC ストランド補強耐震壁の V-R 包絡線は、図-6.3に示すように二つの部分から構成されている。それらは、図中の黒い線で表す初期線形弾性部分と、赤い線で示す限界部材角までのドリフト硬化（部材角の増大に伴い、水平力が上昇し続ける現象）部分である。

本提案耐震壁は最大水平耐力に達してからは、PC ストランドの圧縮破壊が発生し、大変形では脆い破壊性状を示したことから、提案する V-R 包絡線モデルには、ピーク点以後の残存耐力を無視している。図-6.3 より分かるように、本提案 V-R 包絡線モデルを適切に定義するために、線形弾性領域の終点 (R_{cr}, V_{cr}) とピーク点 (R_u, V_u) に関する情報は重要なパラメータとなっている。

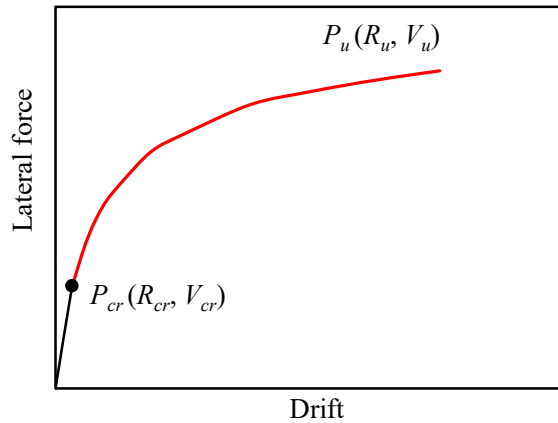


図-6.3 V-R 線モデルの概要

表-6.1 提案 V-R 線モデルの計算式

V-R 線モデル	V-R の関係	パラメータ
線形弾性領域	$V_i = K_e R_i \quad R_i < R_{cr}$	$K_e = \text{式 (2.2)}$ $R_{cr} = \text{式 (6.4)}$
ドリフト 硬化性領域	$V_i = A \ln(R_i) + B$ $R_{cr} < R_i < R_u$ $A = \begin{cases} -0.1084 \frac{V_u}{R_u} + 228.31 & \text{実物大} \\ 0.2126 \frac{V_u}{R_u} + 49.429 & 1/2 \text{ スケール} \end{cases}$ $B = \begin{cases} 0.2126 \frac{V_u}{R_u} + 49.429 & \text{実物大} \\ 1.10156 \frac{V_u}{R_u} + 125.39 & 1/2 \text{ スケール} \end{cases}$	$R_u = \text{式 (2.2)}$ $V_u = \begin{cases} \text{式 (6.5)} \\ \text{式 (6.6)} \end{cases}$

表－6.1 に提案する V-R 包絡線モデルの計算式をまとめて示す。第2章と第3章で述べた試験体の寸法が異なり、水平力が大きく異なるので、提案包絡線モデルにおけるドリフト硬化部分については、試験体のサイズに応じて2つの計算式を提案する。

6.2.1 線形弾性領域

図－6.3 に示すように、包絡線の上昇部分は、初期線形弾性領域とドリフト硬化領域で構成されている。弾性領域（原点→点 P_{cr} ）の部分は、表－6.1 に示すように、初期剛性 K_e によって決定できる。曲げひび割れが発生する時の水平力 V_{cr} について、まず ACI-318 code の推奨式でひび割れ発生時の曲げモーメント M_{cr} を求める。その計算詳細は、式 (6.1)～式 (6.3) に表す。

$$V_{cr} = \frac{M_{cr}}{L} \quad (6.1)$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (6.2)$$

$$f_r = 0.62\lambda\sqrt{f'_c} \quad (6.3)$$

ここで、

M_{cr} : 計算ひび割れ強度, L : 壁のせん断スパン(mm), f_r : コンクリート破断係数(MPa),
 I_g : コンクリートの断面二次モーメント(MPa), y_t : 断面の中心軸までの距離,
 λ : 普通コンクリート時 1.0 とし, f'_c : コンクリートの圧縮強度。

そして、初期剛性 K_e と V_{cr} を式 (6.4) に代入すれば、部材角 R_{cr} が計算できる。

$$R_{cr} = \begin{cases} \frac{V_{cr}}{LK_e} & \text{実物大} \\ \frac{2V_{cr}}{LK_e} & 1/2 \text{ スケール} \end{cases} \quad (6.4)$$

6.2.2 ドリフト硬化性領域

ドリフト硬化領域における、V-R 包絡線部分は、直線ではなく、本耐震壁の履歴性状の包絡線の特徴を踏まえ、図－6.4 示すような対数関数を導入する。また、ドリフト硬化領域の V-R 曲線部分を正確にトレースするために、対数関数におけるパラメータ A と B を決めればよい。

図－6.5 に PC ストランドを用いた7体の試験体について、正側載荷時の包絡線の実験

曲線を対数関数で近似した曲線との比較を示す。図より明らかなように、いずれの試験体においても、対数曲線による近似は実験包絡線と非常によく適合している。このことは、対数曲線による包絡線の近似化の妥当性を示唆している。

また、図-6.5 より分かるように、実寸試験体と 1/2 スケール試験体は、壁断面積が大きく異なり、水平抵抗力における違いが大きい。この違いによって、近似対数関数におけるパラメータの値は異なる傾向を示している。1/2 スケール試験体の場合は、 R_u が増加するとパラメータ B は小さくなるが、パラメータ A は大きくなるのに対して、実寸試験体の場合はパラメータ A と B は逆の傾向を示した。

ここで、パラメータ A と B の値に影響を及ぼすファクターとして、 V_u/R_u を導入する。図-6.6 は、寸法の違う試験体のパラメータ A と B に対する、パラメータ V_u/R_u の影響を示す。

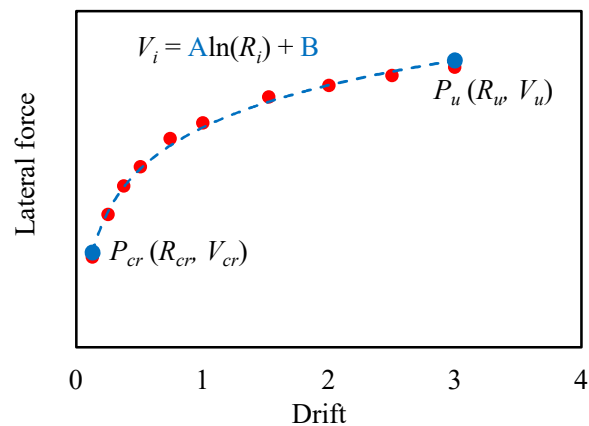
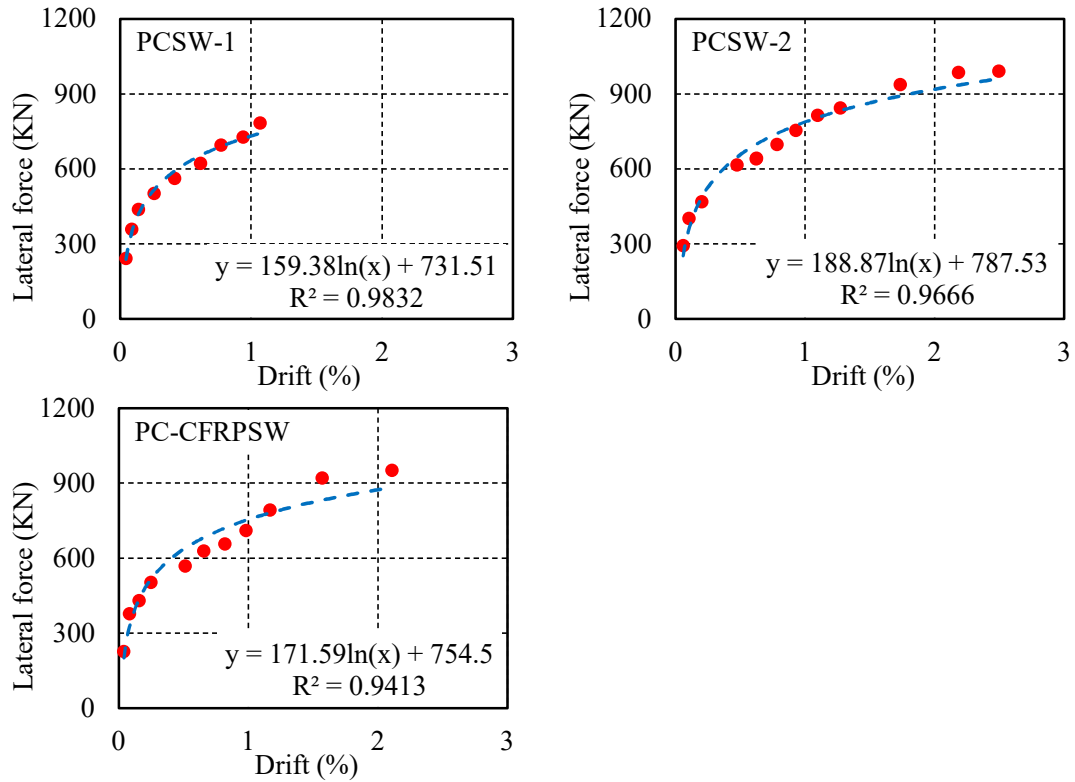
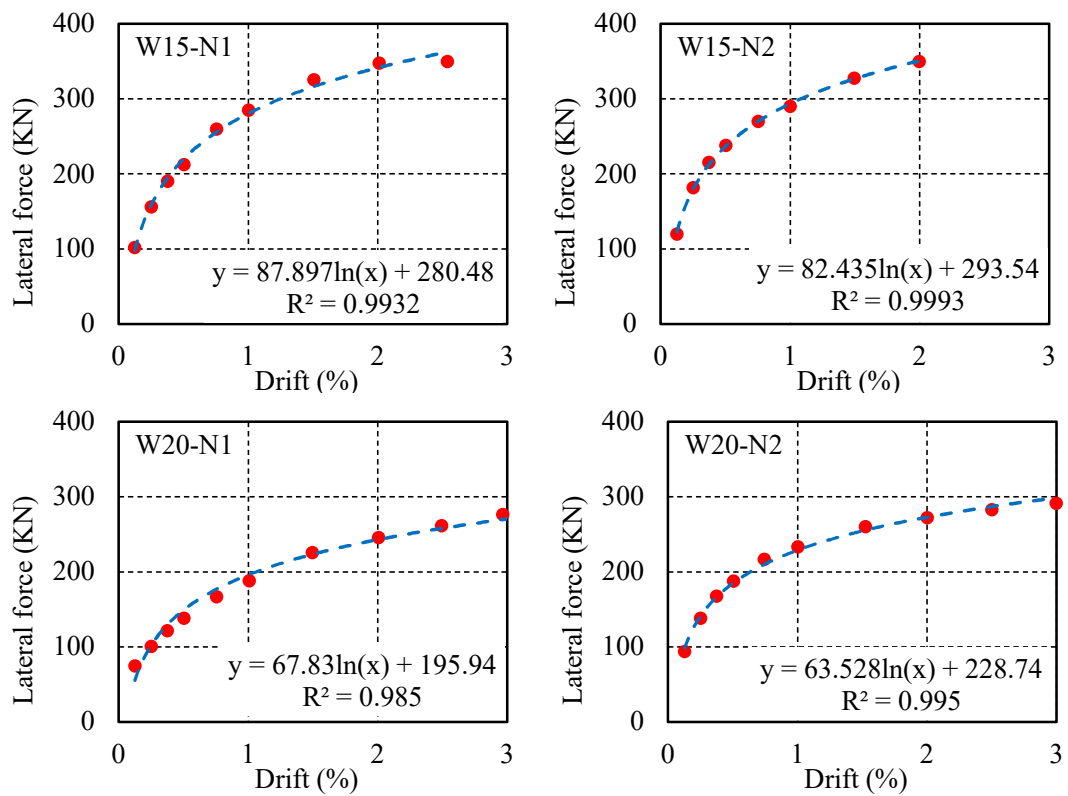


図-6.4 ドリフト硬化性領域の対数関数



(a) 実寸耐震壁



(b) 1/2 スケール耐震壁

図-6.5 対数関数の概要

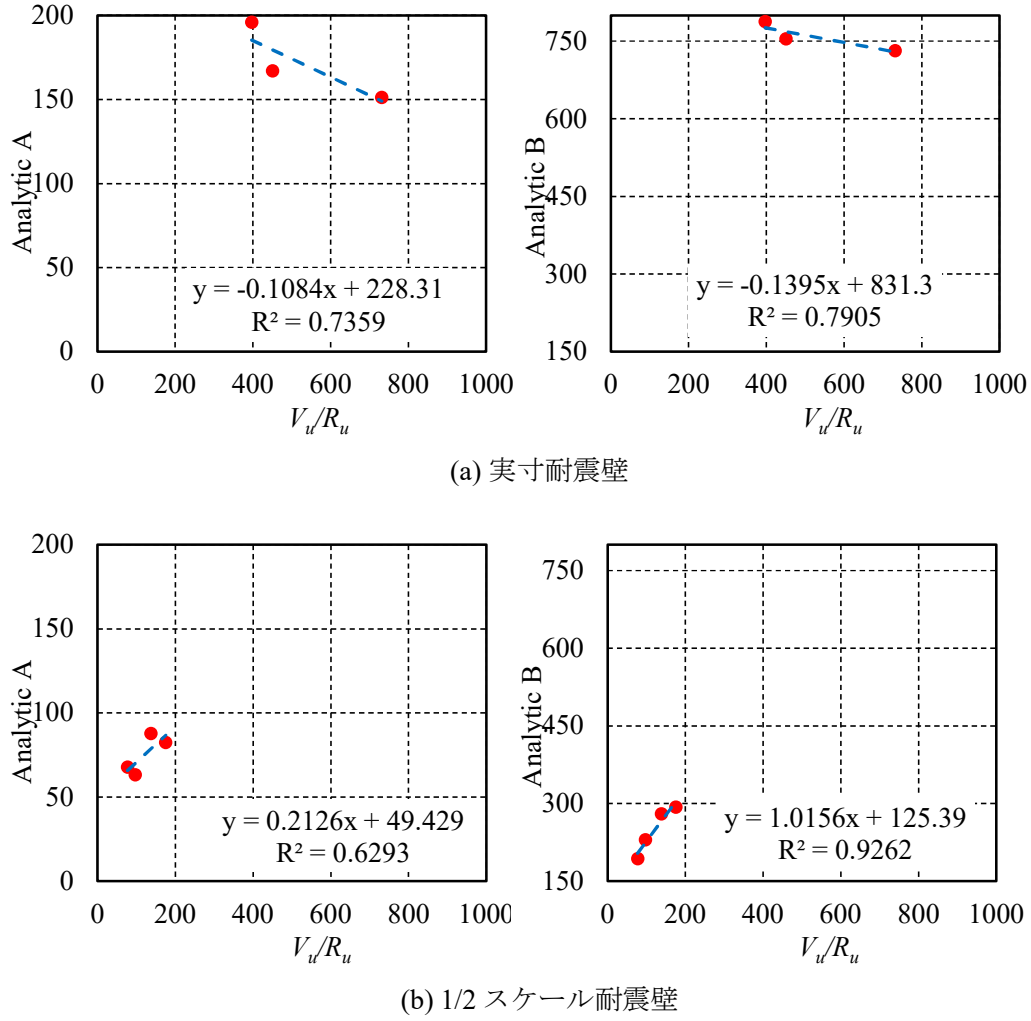


図-6.6 A と B- V_u/R_u の関係

図-6.6 に示す統計結果に基づき、A と B の計算式を導き出してから、式(6.5)~式(6.6)でドリフト硬化領域部分の曲線を定義することができる。

$$V_i = \left(-0.1084 \frac{V_u}{R_u} + 228.31 \right) \ln(R_i) + \left(-0.1395 \frac{V_u}{R_u} + 831.3 \right) \quad \text{実物大 (6.5)}$$

$$V_i = \left(0.2126 \frac{V_u}{R_u} + 49.429 \right) \ln(R_i) + \left(1.10156 \frac{V_u}{R_u} + 125.39 \right) \quad \text{1/2 スケール (6.6)}$$

6.2.3 ピーク点座標 (R_u , V_u) の算定

式 (6.5) ~ 式 (6.6) より明らかなように、提案 V-R 包絡線モデルのドリフト硬化部分はピーク点情報が分かれば完全に決まる。一方、本論第 2 章と第 3 章で述べた実験結果によると、PC ストランドを用いた耐震壁の耐力低下は壁断面の境界要素におけるコアコンクリート及び PC ストランドの圧縮破壊に起因している。つまり、ピーク点水平力 V_u は、おおよそ圧縮側の最外縁コンクリートの最大圧縮ひずみ ε_{cu} に達した後に達すると推察できる。そこで、本節では、境界要素における拘束コンクリートが終局ひずみに達する時の水平耐力をピーク耐力と仮定し、第 4 章で述べた NewRC ブロックを用いてそれを算定する。なお、拘束コアコンクリートの終局ひずみ ε_{cu} を計算するのにあたって、帯筋の拘束効果を考慮するために、参考文献 6.5) にて提案されているコンクリートの強度上昇係数 K 用いる。

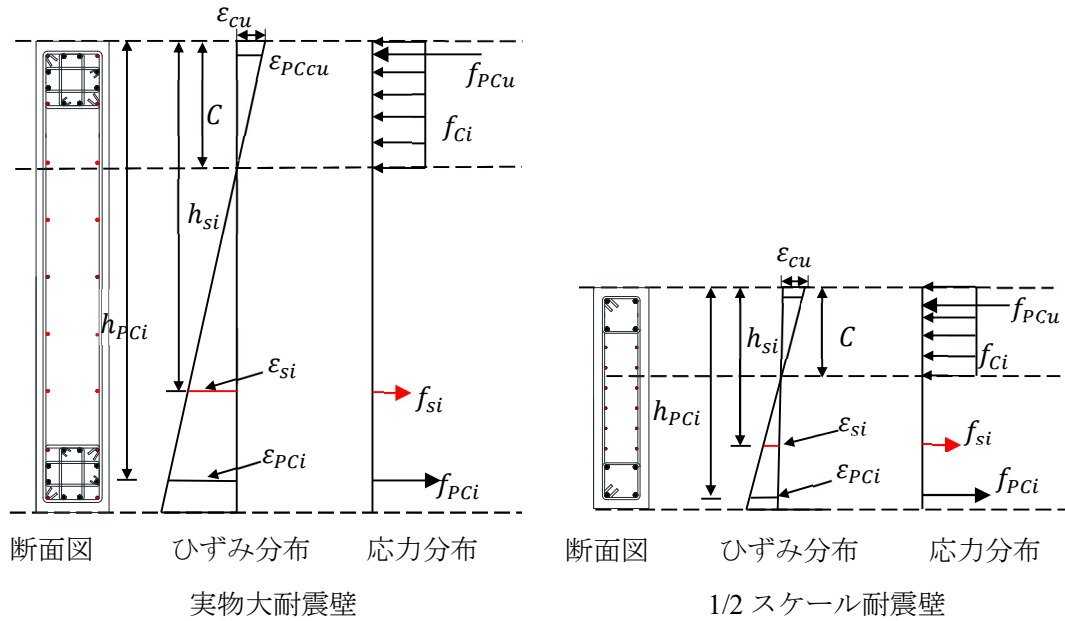


図-6.7 応力とひずみの分布

ここで、

C : 中立軸深さ, f_{si} : i 段目の鉄筋に作用する応力,

h_{si} : 圧縮縁から i 段目の鉄筋の中心までの距離,

f_{PCi} : i 段目の PC ストランドに作用する応力,

h_{PCi} : 圧縮縁から i 段目の PC ストランドの中心までの距離,

ε_{cu} : コアコンクリートの圧縮縁の終局ひずみ,

ε_{si} : i 段目の鉄筋ひずみ, ε_{PCi} : i 段目の PC ストランドひずみ。

終局耐力時における壁断面におけるひずみと応力分布の略図を図-6.7 に示す。図-6.7 におけるコアコンクリートのひずみ ε_{cu} は式 (6.7) ~ (6.8)で算出する。そして、平面保持の仮定に従い、各段の鉄筋及び PC ストランドのひずみはそれぞれ式 (6.9) ~ (6.10)で求める。

$$\varepsilon_{cu} = \{1 + 4.7(K - 1)\}\varepsilon_0 \quad (6.7)$$

$$\varepsilon_0 = 0.94f_c^{0.25} \times 10^{-3} \quad (6.8)$$

$$\varepsilon_{si} = \frac{(C - h_{si})}{C} \varepsilon_{cu} \quad (6.9)$$

$$\varepsilon_{Pci} = \frac{(C - h_{Pci})}{C} \varepsilon_{cu} \quad (6.10)$$

ここで、 ε_0 : 無拘束コンクリート強度時のひずみ、 K : 式 (4.25)に示す。

さらに、コンクリートの応力 f_{ci} 、普通異型鉄筋（壁縦筋）の応力 f_{si} と PC ストランドの応力 f_{Pci} を、式 (4.9)で得られたひずみをそれぞれの応力—ひずみ関係式（第4章を参照されたい）に代入して求めてから、式 (6.11)~ (6.12) よりに代入し、任意の中立軸深さ C に対応する、壁断面が負担する軸力 N_u と断面中央軸に関する曲げモーメント M_u を求める。

$$N_u = \sum_{i=1}^n f_{si}A_{si} + \sum_{i=1}^m f_{Pci}A_{Pci} + f_cA_c \quad (6.11)$$

$$M_u = \sum_{i=1}^n f_{si}A_{si} \left(\frac{D}{2} - h_{si} \right) + \sum_{i=1}^m f_{Pci}A_{Pci} \left(\frac{D}{2} - h_{Pci} \right) + f_cA_c \left(\frac{D}{2} - h_c \right) \quad (6.12)$$

ここで、

m, n : それぞれ壁 PC ストランドと縦筋の段数、

A_{si}, A_{Pci} : それぞれ i 段目の縦筋と PC ストランドの断面積、

h_{si}, h_{Pci} : 圧縮縁から i 段目の縦筋と PC ストランドの重心までの距離、

h_c : 圧縮縁から圧縮側コンクリートの重心までの距離、 $A_c = t \cdot \beta C$ 、

β : NewRC ブロック法の等価応力ブロックの形状係数を採用する。^{6.6)}

最後に、 $P-\Delta$ 効果の影響を考慮として、解析で得られた壁脚部の曲げ終局強度 M_u に達する時の水平力をピーク点での抵抗力 V_u として、式 (6.13)をもって計算する。

$$V_u = \frac{M_u}{L} - NR_u \quad (6.13)$$

ここで、 N : 軸力。

ピーク点の横座標である限界部材角 R_u の算式を導出する際に、本論の実験結果から、1) 壁横筋比の増加に伴い、コンクリートおよび PC ストランドへの拘束がより強固になり、両者の早期圧縮破壊を防止して、ピーク点の部材角が上昇したこと、2) セン断スパン比が高いほど、ピーク点の部材角が大きくなったこと、および 3) 軸力比が高いほどピーク点の部材角が小さくなったことなどを踏まえ、式 (6.16) に示すような、無次元化パラメータ r を導入する。

$$r = \frac{\rho_{wh}}{n} \cdot a/D \quad (6.14)$$

ここで、 ρ_{wh} : 壁面のせん断補強筋比、 n : 軸力比、 a/D : セン断スパン比。

図-6.8 に PC ストランドを用いた試験体の R_u の実験値とパラメータ r の関係を示す。図より、提案耐震壁の限界部材角 R_u は、壁サイズの違いに関係なく、パラメータ r との間に強い相関性が見られた。同図に示す実験結果に対して回帰分析を行った結果、ピーク点の部材角 R_u の算定式として式 (6.15) が導出できる。

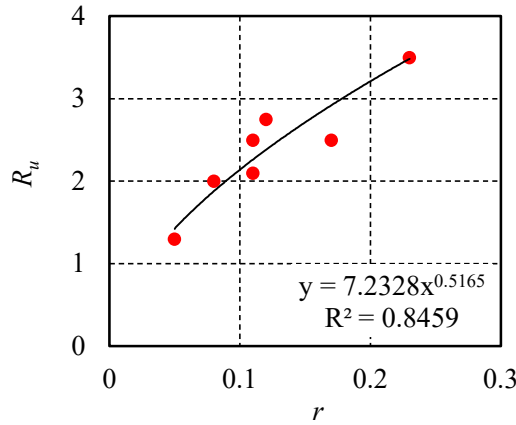


図-6.8 r - R_u の関係

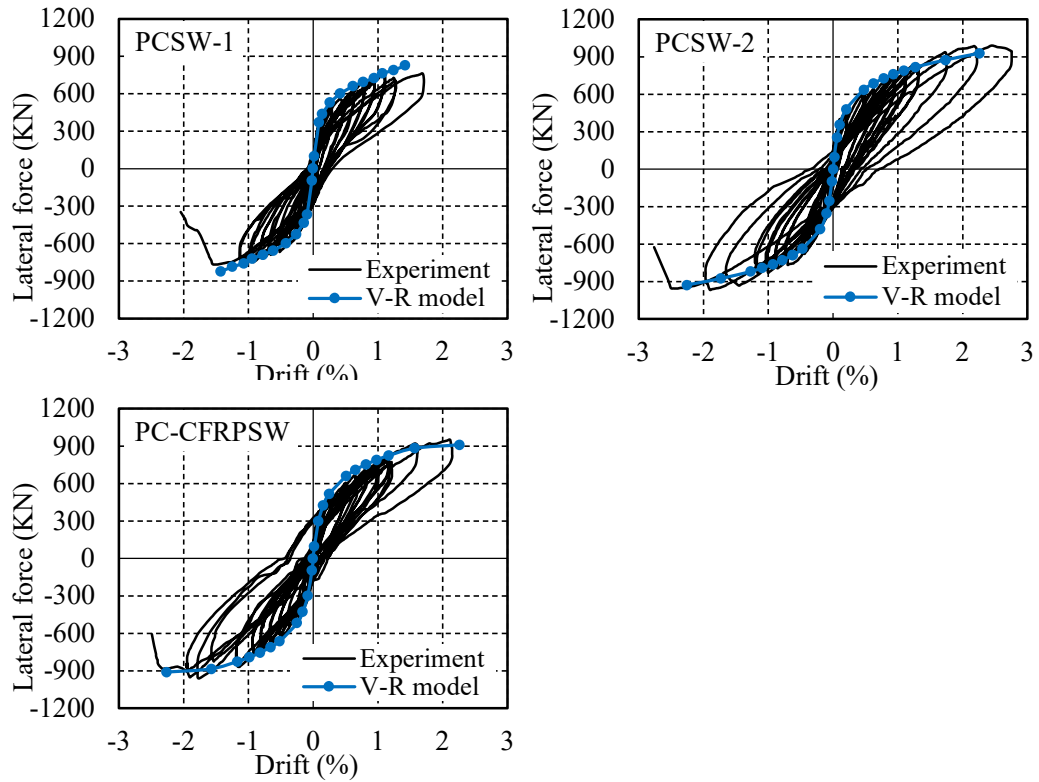
$$R_u = 7.2328r^{0.5156} \quad (\%) \quad \text{実物大 (6.15)}$$

6.3 提案モデルの精度検証

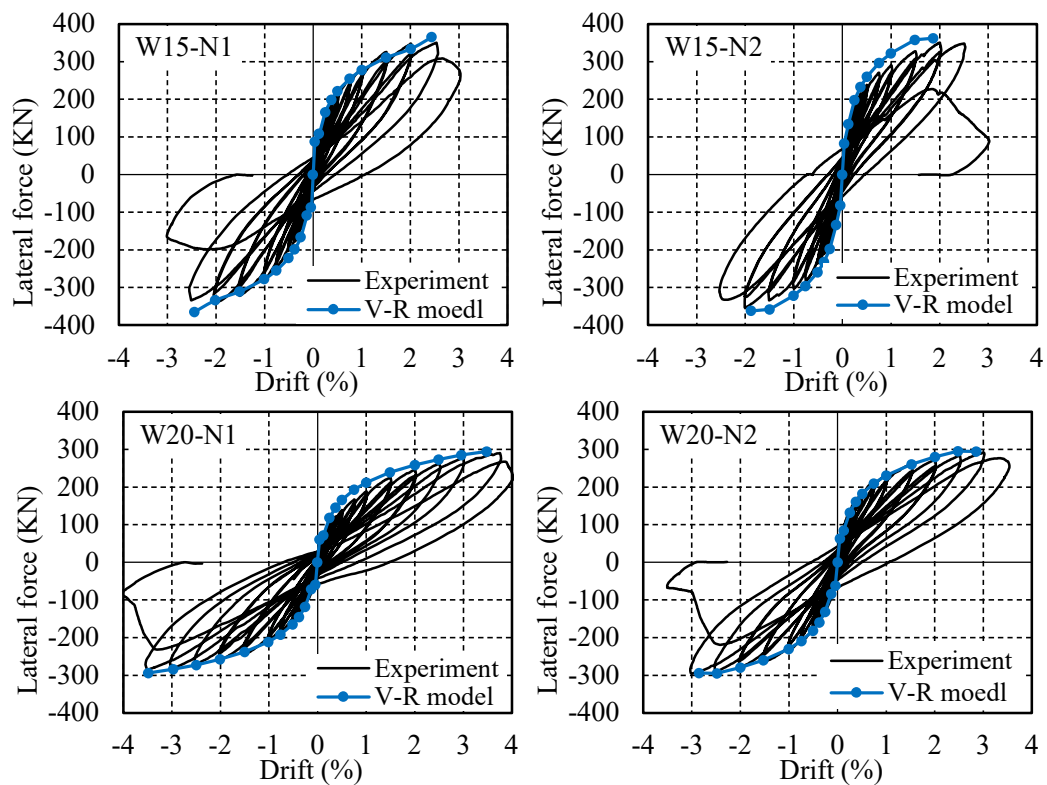
前節までに構築した V-R 包絡線モデルの精度を検証するために、第 2 章と第 3 章で述べた試験体のうち、PC ストランドを用いた試験体 7 体の実験結果と計算結果を図-6.9 に比較する。図-6.9 より、いずれの試験体においても、提案した V-R 包絡線モデルによる計算結果はピーク点まで実験結果を精度よく評価できることが分かる。

また、V-R 包絡線モデルと第 4 章で述べた詳細な数値解析法による解析結果との比較を図-6.10 示す。図より分かるように、提案モデルに V-R 曲線は、最大耐力までの詳細な数値解析法で得られた履歴曲線の包絡線と非常によく対応している。

上記から、第 4 章で述べた PC ストランドの付着すべりの影響を考慮した詳細な解析手法と比較して、本提案モデルの高い精度を有することが明らかである。



実寸耐震壁



1/2 スケール耐震壁

図-6.9 計算結果と実験結果の比較

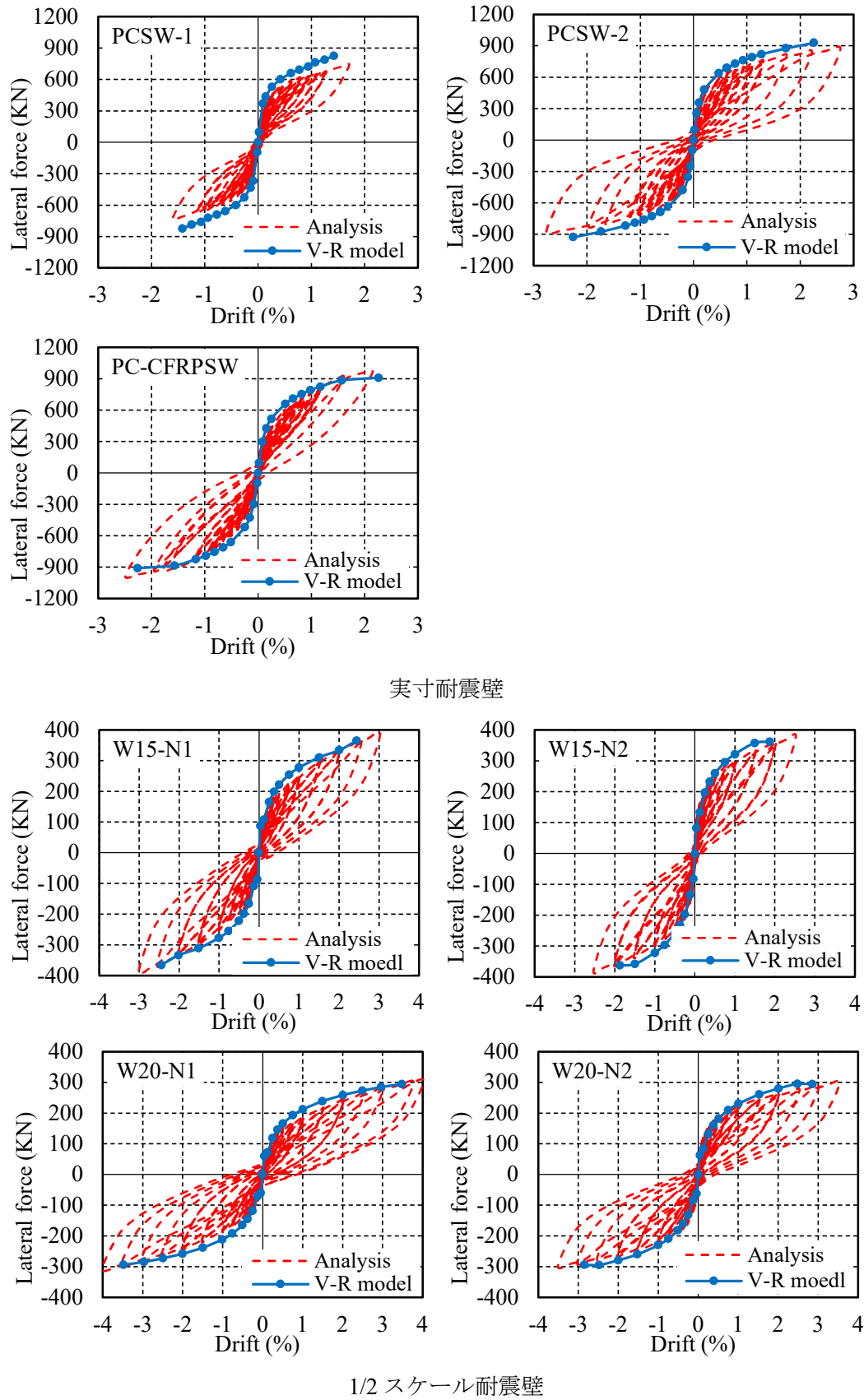


図-6.10 提案 V-R モデルと詳細な解析結果との比較

6.4 まとめ

本章では、性能基盤型耐震設計の枠組の中で、PC ストランド補強耐震壁の耐震設計を行うことを目的に、耐震壁の能力曲線のモデル（V-R 包絡線モデル）化を試みた。構築した V-R 包絡線モデルを本論の実験結果及び第 4 章の詳細な解析手法による解析結果との比較を行った結果、以下の知見が得られた。

- 1) PC ストランド補強耐震壁の V-R 包絡線は線形弾性域とドリフト硬化域に分けてモデル化できる。提案した V-R 包絡線モデルは、大変形まで実験結果をよく評価することができる。このことは、提案 V-R 包絡線モデルは、本耐震壁への性能基盤型耐震設計の適用を可能にしたと言える。
- 2) 境界要素内にあるコアコンクリート最外縁の終局ひずみに達する時を終局状態と仮定すれば、PC ストランド補強耐震壁のピーク点水平力 V_u を適切に予測できることが可能である。
- 3) 壁横筋比、せん断スパン、および軸力比の影響を総合的に反映した無次元化係数 r を導入し、V-R 包絡線におけるピーク点部材角 R_u を求めるための実験式を導出した。実験結果との比較により、導出された実験式は、限界部材角 R_u の実験結果を比較的精度よく評価できる。

参考文献

- 6.1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1990.
- 6.2) 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，1999.
- 6.3) American Society of Civil Engineers: Seismic rehabilitation of existing building, ASCE/SEI 41-06, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2003.
- 6.4) Hamburger R.O., Rojahn C., Heintz J.A., Mahoney M.G.: FEMA P58: Next-generation building seismic performance assessment methodology, 15th WCEE, No.664, pp.1-10, 2017.
- 6.5) 崎野健治，孫玉平：直線型横補強筋により拘束されたコンクリートの応力-ひずみ関係,日本建築学会構造系論文集，No.461，pp.95-104，1994.
- 6.6) 孫玉平，崎野健治，吉岡智和：直線型横補強筋により拘束された高強度 RC 柱の曲げ性状，日本建築学会構造系論文集，No.486，pp.95-106，1996.

第7章 総括および今後の課題

7.1 総括

本研究は、レジリエンス性の高い耐震壁を実現させるための手法として、SBPDN 筋と同じ弾性係数を有し、かつ規格降伏強度がより高いPCストランドの長い弾性変形能に着目して、PC ストランドを柱型のない矩形 RC 造耐震壁の境界要素に用いる工法を提案し、一定軸力比下における正負交番繰り返し載荷実験を行い、提案した工法の有効性と提案耐震壁のレジリエンス性に関する検討を実験的に行った。また、本耐震壁の実用化時に欠かせない、壁の履歴性状、終局耐力、および能力曲線の評価方法を構築・提案し、提案した手法の妥当性と精度を検証した。

本章では、各章に述べる研究で得られた知見をまとめて、本論の結論とする。なお、本論で述べられた耐震壁の実験及び解析的知見は、せん断スパン比が2.0まで、軸力比が0.15までの軸力を受ける耐震壁に限ったものである。

第2章では、建築物の中高層建物に適用する連層耐震壁としての適用を想定して、SBPDN 鉄筋と同じ弾性係数を有しつつ、より高い降伏強度と長い弾性変形能を持っているPCストランドを耐震壁断面の両側に集中配置する工法を考案し、この工法によるRC造耐震壁のレジリエンス性の向上効果を実証するために、集中鉄筋の種別、壁縦筋・横筋比、および壁縦筋の種別を実験変数に取り、せん断スパン比2.0の実寸耐震壁試験体計5体について、一定軸力下における正負交番繰り返し載荷実験を行った。その結果、PCストランドを境界要素に用いた耐震壁の耐震性能に関する以下の知見を得た。

- 1) 柱型のないRC造耐震壁の境界要素にPCストランドを集中配置することによって、レジリエンスの高い耐震壁を創出することが可能である。
- 2) PCストランドを境界要素に用いたRC造耐震壁の終局状態はPCストランドの圧縮破壊によって決まる。壁板に配置する横筋比を通常の靱性型耐震壁のそれと同程度の0.7%にすれば、PCストランドを用いたRC造耐震壁は、部材角2.5%までのロバスト性を示せる。また、部材角2.5%から除荷した後の残留部材角は0.5%程度に抑制できる。WAランクの靱性型耐震壁の安全限界変形角（水平力が最大耐力から15%低下した時点での変形角）が1.5%と設定されていることを鑑み、PCストランドを用いたRC造耐震壁の高いロバスト性と復元性を伺える。
- 3) PCストランドを耐震壁の境界要素に集中配置することによって、壁板の曲げひび割れの残留ひび割れ幅を大幅に減らせることができる。軸力比0.13までの軸力を受ける場合は、部材角が2.0%となるまで、壁筋比にかかわらず、残留曲げひび割れ幅は0.2mm～0.4mm以下に抑えられていたことから、PCストランドを用いたRC造耐震壁が高い修復性を有することが言える。
- 4) 提案壁の壁筋に超高強度CFRP筋を用いた場合は、部材角2.0%までのロバスト性を

確保することが出来ると同時に、CFRP筋が圧壊するまで降伏しなかったので、部材角 1.5%まで壁の残留変形角をさらに小さく抑制することができる。しかしながら、弾性剛性の低い CFRP 筋が大変形時に圧壊するリスクが高いため、部材角 2.0%以上のロバスト性を期待する本提案壁の壁筋に CFRP 筋の使用を避けるべきである。

第3章では、第2章の研究の続きとして、PC ストランドを壁の境界要素に用いた矩形 RC 造耐震壁の耐震性能に及ぼす軸力比とせん断スパン比の影響を究明するために、実物大スケールの 1/2 程度の耐震壁試験体を計4体作製して、一定軸力下における正負交番繰り返し載荷実験を行った。三つの構造因子（壁縦筋の配筋比、せん断スパン比、と軸力比）による PC ストランドを用いた壁の耐震性能に及ぼす影響について実験的に検討した結果、以下の知見を得た。

- 1) 耐震壁の潜在的塑性ヒンジ領域（断面せいの半分）内に、壁横筋比を 0.86%程度に横筋を配置すれば、PC ストランドを用いた RC 造耐震壁のレジリエンス性を高めることができる。一方、壁縦筋を靱性型耐震壁の構造規定で要求される最小配筋比（0.3%程度）まで減らした方が壁の損傷度合いの低減につながる。それは壁横筋がせん断抵抗に寄与しつつ、コンクリートへの横拘束効果で PC ストランドの大変形における圧縮破壊を遅延できるのに対して、縦筋が主に曲げモーメントを抵抗するので、それによって生じる軸方向応力が周辺のコンクリートにひび割れを生じさせ、壁板の損傷を大きくするためと推察できる。
- 2) 軸力比 0.15 までの軸力を受ける試験体は、せん断スパン比が 2.0 である場合、部材角 3.0%までの高いロバスト性（ドリフト硬化性）を有するほか、その部材角から除荷後の残留部材角を 0.5%程度に抑制することができ、優れた復元性を有する。また、せん断スパン比が 1.5 のやや短い耐震壁でも、部材角 2.0%までせん断破壊することなく、比較的高いロバスト性と優れた復元性を期待できる。
- 3) 部材角が 2.0%となるまでは、軸力の大きさおよびせん断スパン比は PC ストランドを用いた耐震壁の復元性（残留部材角）に及ぼす影響がほとんど見られなかった。部材角 2.5%以上の大変形域では、軸力が高いほど、またせん断スパン比が短いほど、提案耐震壁の復元性が低くなる傾向にある。これは、高い軸力がかぶりコンクリートの剥離が進行した大変形域では、PC ストランドおよび壁縦筋の座屈を誘発しやすいためと、せん断スパン比が短いほど、せん断変形が卓越することから、大変形域でのせん断破壊を生じやすいためと考えられる。
- 4) せん断スパン比が 2.0 の試験体においては、PC ストランドが座屈するまで、試験体の寸法効果による壁の履歴特性とレジリエンス性に及ぼすネガティブの影響がほとんどない。

第4章では、寸法の異なる PC ストランドおよび普通強度異形鉄筋を集中主筋として用いた RC 造耐震壁試験体計9体について、本章で提示した解析手法による計算結果と実験結果との比較を通じて、本解析手法の妥当性と解析の精度を検討した結果、以下の知見を得た。

- 1) PC ストランドの付着すべりの影響を考慮に入れた数値解析により、本論で提示した評価手法は提案耐震壁の履歴性状を、PC ストランドが圧縮破壊する大変形域まで精度良く評価できる。一方、PC ストランドの付着すべりによる影響を無視した解析法は、壁の履歴性能および最大耐力などを過大評価する傾向にある。
- 2) 提案耐震壁の履歴性状を適切に評価するためには、せん断変形の全変形に占める割合およびヒンジ領域の長さをせん断スパン比に応じて設定する必要がある。大変形域にわたってせん断変形の割合は弾性理論に基づく割合とよく一致している。また、せん断変形を適切に考慮に入れば、壁の初期剛性だけでなく、大変形域での水平抵抗力の評価精度もさらに改善される。
- 3) PC ストランドを用いた耐震壁の残留部材角の予測精度を高めるためには、PC ストランドの付着応力すべり関係モデルにおける残留付着強度を適切に評価する必要がある。また、断面圧縮域に位置する細径の壁縦筋の面外湾曲やコンクリートの損傷などの影響を適切に反映する工夫が必要と考えられる。

第5章では、PC ストランド補強耐震壁の終局耐力を適切に評価するために、日米中の現行基準における耐力壁の設計式と NewRC 応力ブロック法を用いて、本論で述べた試験体に対して、曲げ及びせん断終局耐力を算定し、それぞれの設計式の精度を検討した。その結果、以下の知見を得た。

- 1) PC ストランドを用いた耐震壁の終局曲げ耐力に関しては、普通強度を用いた RC 部材を適用対象とする GB code, ACI code, および NewRC 応力ブロック法により精度よく評価できる。その三つの算定方法のうち、高強度材料を用いた RC 部材をも適用対象とする NewRC 応力ブロック法の精度は最も高かった。
- 2) AIJ code の計算式は、主筋の降伏応力を用いて曲げ耐力を計算したので、普通強度異形鉄筋を用いた壁の終局曲げ耐力を精度よく評価できるが、PC ストランドを用いた壁の曲げ耐力を過大評価する傾向にあった。PC ストランドの降伏強度の代わりに、等価応力ブロックによる計算法で計算された主筋のひずみに基づく応力を用いれば、AIJ code の略算式による計算結果と実験結果との対応がよくなると推察できる。
- 3) PC ストランドを用いた耐震壁の終局せん断耐力は AIJ code の Mean 式, GB code, および ACI code の設計式のいずれを用いても、比較的精度よく実験結果を推測できる。

ただし、どの式は最も精度がよいかの判断を下すには、実際にせん断破壊した耐震壁の実験結果を取得する必要があるので、これを今後の課題としたい。

第6章では、性能基盤型耐震設計の枠組の中で、PCストランド補強耐震壁の耐震設計を行うことを目的に、耐震壁の能力曲線のモデル（V-R 包絡線モデル）化を試みた。構築した V-R 包絡線モデルを本論の実験結果及び第4章で述べた詳細な解析手法による解析結果との比較を行った結果、以下の知見が得られた。

- 1) PCストランド補強耐震壁の V-R 包絡線は線形弾性域とドリフト硬化域に分けてモデル化できる。提案した V-R 包絡線モデルは、大変形まで実験結果をよく評価することができる。このことは、提案 V-R 包絡線モデルは、本耐震壁への性能基盤型耐震設計の適用を可能にしたと言える。
- 2) 境界要素内にあるコアコンクリート最外縁の終局ひずみに達する時を終局状態と仮定すれば、PCストランド補強耐震壁のピーク点水平力 V_u を適切に予測できることが可能である。
- 3) 壁横筋比、せん断スパン、および軸力比の影響を総合的に反映した無次元化係数 r を導入し、V-R 包絡線におけるピーク点部材角 R_u を求めるための実験式を導出した。実験結果との比較により、導出された実験式は、限界部材角 R_u の実験結果を比較的精度よく評価できる。

7.2 今後の課題

本節では、PC ストランドを用いた RC 造耐震壁の実用化のために、残されている今後の主な研究課題について述べる。

- 1) 高軸力を受ける PC ストランド補強耐震壁の耐震性能：本論で述べた試験体が受けた軸力は軸力比 0.075 ~ 0.15 程度のもので、PC ストランド補強耐震壁を高層建物への適用するために、軸力比が 0.30 までの高軸力下におけるレジリエンス性を明らかにする必要がある。
- 2) PC ストランドの付着応力—すべり量関係の精度向上：付着応力—すべり量関係は、提案耐震壁の履歴挙動、特に残留部材角の評価に大きな影響を及ぼす。本論では船戸らが提案されたモデルを準用して、PC ストランドの付着—すべり特性を試みた結果、PC ストランド補強耐震壁の履歴性状を精度良く評価できたが、残留変形角の解析精度が高くなかった。残留部材角の予測精度を向上するためには、PC ストランドの繰り返し付着特性に関する実験データの取得と蓄積が必要である。
- 3) PC ストランド補強耐震壁を用いた構造全体の耐震性能に関する研究、およびその分析結果に基づき、PC ストランド補強耐震壁を用いた構造物の設計方法の構築が必要である。
- 4) PC ストランドを用いた RC 造耐震壁の能力曲線（V-R 包絡線）モデルの一本化：本論では、サイズの異なる耐震壁に異なる V-R 包絡線モデル（ドリフト硬化部分）を提示したが、寸法の異なる耐震壁の能力曲線を包括評価できる V-R モデルにバージョンアップを必要がある。

謝辞

本論文は、2018年に中国の鄭州大学から神戸大学大学院工学研究科建築専攻に留学し、神戸大学大学院教授・孫玉平先生のご教授の下で鉄筋コンクリート構造、特にPCストランド補強耐震壁の耐震性能に関する研究に取り組んでまいりました。本論文は、孫・竹内研究室に在籍中の3年半間にわたる研究成果をまとめたものであります。本論文をまとめるにあたり、多数の方々からご指導、ご支援をいただきました。ここに、心より感謝の意を表します。

神戸大学大学院教授・孫玉平先生には、3年半という長い期間お世話になり、始終熱心な御指導、御鞭撻を賜りました。本研究室での研究は、新しいものを開発するという大変やりがいのある研究で、研究に対する姿勢、実験に対する心構え等、多くのことを学ばせて頂きました。また、日本コンクリート学会大会、国際会議での研究発表など、貴重な経験をさせて頂きました。3年半間ほんとにありがとうございました。先生の今後のご活躍をお祈りしております。

また、鄭州大学大学院教授・趙軍先生には、私の学術研究、博士課程（後期）の入学及び奨学金の申請など様々な面からご指導くださいました先生には感謝の気持ちでいっぱいです。また、本論文を実験研究にあたり貴重なご指導をいただきあしたことに謹んで深く感謝いたします。

祖国から温かい思いやりと、援助を受けることを特別な感謝致します。中国国家留学基金管理委员会 (Chinese Scholarship Council, No. 20170704123)、日本政府（文部科学省）国費外国人留学生奨学金及び鄭州大学 (Collaborative Doctoral Degree Programme, Student No.201412212596) の奨学金を利用していたため、留学費用を気にせずにこの論文を無事に完成させることができました。また、本研究の一部は中日政府間国際共同研究 (National Key R&D Program of China, 2016YFE0125600) と、中国教育部創新團隊發展計劃 (IRT_16R7) 及び中国河南省中原千人計画 (ZYQR201912029) の支援を得た。ここに記して感謝の意を表します。

神戸大学大学院助教・竹内崇先生には、本研究において、多岐にわたり多くのご指導を頂きました。実験においては、様々なご助言を頂くとともに、いつも気に掛けて頂きました。実験の実施に当たり多大なご協力を頂きました。ここに心から感謝の意を申し上げます。

神戸大学技術職員金尾優氏には、実験準備において多くの御協力をいただきました。ここに厚く感謝の意を表します。

西南交通大学の博士・袁維光氏、上海交通大学の博士・趙齊氏、鄭州大学の博士・李光輝氏、梁敬超氏、党鈞陶氏、李コウ氏、李小鵬氏、閻永明氏には、実験に関してたくさんご協力、ご助言を賜りました。心から深く感謝致します。

孫研究室の周愛欣氏，袁士雨氏，魏楚軒氏，沈富強氏，魏丞瑾氏，羅京君氏，車佳雨氏，張弛氏，賈冕氏，代珂翰氏とは研究室生活や，学会活動等，研究室内外で多くの時間を共有し，互いに励まし合い，充実した時間を過ごすことができました。厚く御礼申し上げます。また，西南交通大学の准教授・趙華氏，博士後期課程・韓瑞氏，鄭州大学の准教授・張香成氏，博士後期課程・司晨哲氏，日々の研究活動において様々なご助力を頂きました。ここに深く感謝の意を表します。

中川貴雄氏，田中優輝氏を始めとする研究室の後輩には，実験や試験体コンクリート打設に助けて頂きました。ここに記して謝意を表します。

最後に，今日に至るまで，私を暖かく見守り，支えてくれた両親と妻趙英源に深く感謝します。本当にありがとうございました。

2021 年 11 月 22 日

曾 令昕

発表論文リスト

- 1) 曾令昕, 孫玉平, 竹内崇, 趙軍 : PC ストランドを用いた耐力壁の耐震性能に関する解析的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.43, No.2, pp.547-552, 2021.7.
- 2) Lingxin ZENG, Yuping SUN, Takashi TAKEUCHI, Jun ZHAO: Seismic behavior and evaluation of concrete walls reinforced by hybrid high-strength bars. Proceedings of 17thWCEE, paper No.2i-0029, 12pages, 2020.
- 3) ZHAO Jun, ZENG Lingxin, SUN Yuping, YUAN Weiguang: Seismic and self-centering behavior of shear-walls reinforced with high strength bars. Journal of Building Structures (Ei Compendex), Vol.40, No.3, pp.172-179, 2019.3. (in Chinese)

神戸大学博士論文

「PC ストランド補強耐震壁の耐震性能と性能評価法に関する研究」 全 151 頁

提出日 2022 年 1 月 18 日

本博士論文が神戸大学機関リポジトリ Kernel にて掲載される場合、掲載登録日（公開日）はリポジトリの該当ページ上に掲載されます。

© 曾 令昕

本論文の内容の一部あるいは全部を無断で複製・転載・翻訳することを禁じます。