

Title	RC連層耐震壁の開口高さに関する耐力低減率に関する研究
Author(s)	劉, 虹
Citation	大阪大学, 2021, 博士論文
Version Type	VoR
URL	https://doi.org/10.18910/82255
rights	
Note	

Osaka University Knowledge Archive : OUKA

<https://ir.library.osaka-u.ac.jp/>

Osaka University

博士学位論文

RC 連層耐震壁の開口高さに関する
耐力低減率に関する研究

*The Study on the Strength Reduction Factor Related
to Opening Height for RC Multi-story Shear Walls*

劉 虹

2020 年 12 月

大阪大学大学院工学研究科

論文要旨

本論文は開口を有する RC 連層耐震壁の耐震性能に開口が与える影響を明らかにし、RC 建物の構造設計の高度化に資することを念頭に、日本建築学会の 2010 年版の鉄筋コンクリート構造計算規準（以下、RC 規準）に新たに導入された縦長開口を有する連層耐震壁（以下、縦長開口連層耐震壁）における開口高さに関する耐力低減率 r_3 の評価精度を検討し、 r_3 の高精度化を目的とする実験的および解析的研究である。

本論文は全 7 章から構成されている。

第 1 章「序論」では、本研究の背景と目的を示した。また、有開口連層耐震壁の耐震性能、とくにせん断終局強度の算定法に関する既往の研究を抜粋してまとめるとともに、RC 規準の耐力低減率 r_3 の算定仮定を整理した。

第 2 章「開口高さに関する耐力低減率の修正案」では、RC 規準の耐力低減率 r_3 の高精度化を目的として、 r_3 を検証するための縦長開口連層耐震壁試験体の既往の実験を対象に二次元 FEM 解析を実施し、実験結果との比較を通して解析モデルの妥当性を検証した上で、開口上下の梁および壁脚部の負担応力を検討した。その結果、既往の実験で観察された r_3 による試験体耐力の過大評価の原因は、壁脚部の曲げ耐力の過大評価に所在することを明らかにした。さらに、耐力低減率 r_3 の算定仮定を踏襲しながら同指標の評価精度を改善するため、壁脚部の曲げ耐力算定時の応力中心間距離を低減する係数 α およびこれを採用した耐力低減率 $newr_3$ を提案し、上記実験、解析結果に対する適合性を示した。

第 3 章「せん断破壊が先行する縦長開口を有する連層耐震壁の静的載荷実験に基づく耐力低減率の追検証」では、RC 規準の耐力低減率 r_3 および第 2 章で提案した $newr_3$ の妥当性を追検証するため、せん断破壊が先行する連層耐震壁の試験体を 4 体製作し、縦長開口が一行に偏在する試験体を基準に最上層開口の有無および開口高さを変数とする構造実験を実施した。その結果、 $newr_3$ の想定耐力は各縦長開口連層耐震壁試験体の最大耐力を RC 規準の r_3 に比べ精度よく評価できることを実験的に明らかにした。

第 4 章「FEM 解析によるシミュレーションと耐力低減率の検証」では、縦長開口連層耐震壁の構造性能評価法の実現に資する基礎資料を整備することを目的として、第 2 章の解析モデルに基づいて第 3 章の実験を対象に二次元 FEM 解析を実施した。FEM 解析結果より、第 2 章で提案した $newr_3$ の RC 規準の r_3 に対する優位性を追検証した。併せて、 $newr_3$ に潜在する課題、とくに開口偏在によって耐力を過大評価する可能性があることを明らかにするとともに、 $newr_3$ の評価精度を改善するために開口偏在の影響を考慮する係数 β を提案し、その有効性を示した。

第 5 章「耐力低減率に対する梁型と柱型の増設効果に関する分析」では、RC 規準の r_3 の想定耐力を発現させることができる条件を明らかにするため、第 3 章で示した試験体を対象に 1999 年版 RC 規準で推奨されていた梁型および開口周辺の柱型を設けた縦長開口連層耐震壁

の FEM 解析を実施し、 r_3 に対する梁型と柱型の増設効果を分析した。その結果、無開口試験体では梁型の効果は限定的であり梁型を解消しても耐力に有意な影響は見られなかったことを確認した。一方、縦長開口連層耐震壁では推奨する梁型と柱型を設けることで耐力を大幅に向上できたが、一部の試験体について開口偏在により r_3 が耐力を過大評価することを確認した。そこで、 r_3 の想定耐力に第 4 章で提案した β を考慮して補正した結果、各梁型と柱型を設けたいずれの試験体についても同指標が解析結果を下回る評価を実現できることを確認した。

第 6 章「耐力低減率の曲げ降伏が先行する縦長開口を有する連層耐震壁の保証設計への適用と検証」では、曲げ降伏が先行する縦長開口連層耐震壁の保証設計のために、第 2 章で提案した $newr_3$ を用いたせん断余裕度が 1.2 程度である試験体を製作し、実験を実施した。その結果、 $newr_3$ が縦長開口連層耐震壁の早期のせん断破壊を防止する保証設計に適用できることを実験的に明らかにした。

第 7 章「本研究のまとめ」では、本研究全体を総括し、今後の課題を示した。

本研究に関する既発表論文

(1) 全文査読付き論文

1. 劉虹, 鈴木卓, 真田靖士, 市之瀬敏勝: 縦長開口を有する RC 耐震壁の耐力低減率に関する分析, コンクリート工学年次論文集, 日本コンクリート工学会, Vol.37, No.2, pp.367-372, 2015.7
2. 鈴木卓, 真田靖士, 劉虹: RC 耐震壁の開口高さによる耐力低減率の高精度化, 日本建築学会構造系論文集, Vol.81, pp.883-891, No.723, 2016.5
3. 劉虹, 鈴木卓, 真田靖士: 縦長開口を有する RC 耐震壁の最大耐力に及ぼす梁型と柱型の影響, コンクリート工学年次論文集, 日本コンクリート工学会, Vol.38, No.2, pp.403-408, 2016.7
4. 廣澤光法, 劉虹, Rado RAMAROZATOVO, 鈴木卓, 高橋之, 真田靖士, 市之瀬敏勝: 日本建築学会構造系論文集, Vol.82, pp.579-588, No.734, 2017.4
5. 井崎周, 劉虹, 真田靖士, 市之瀬敏勝: 曲げ降伏が先行する縦長開口耐震壁に関する事前変数解析と実験検証, 日本コンクリート工学会, Vol.42, No.2, pp.313-318, 2020.7
6. 劉虹, 真田靖士, 尹ロク現, 市之瀬敏勝, 井崎周, 加藤鴻一, 楠原文雄, 鈴木卓, 高橋之: RC 耐震壁の開口高さによる耐力低減率の追検証と曲げ降伏を先行させる保証設計への適用, 日本建築学会構造系論文集, Vol.86, No.780, pp.267-277, 2021.2

(2) 国際会議

1. Yasushi Sanada, **Hong Liu**, Suguru Suzuki, Momoko Izuka, Susumu Takahashi, Toshikatsu Ichinose, Tests and Analyses of RC Shear Walls with Vertically Aligned Openings, Proceedings of the First European and Mediterranean Structural Engineering and Construction Conference, ISEC PRESS, Istanbul, pp.135-140, 2016.5
2. **Hong Liu**, Yasushi Sanada, Suguru Suzuki, Analyses of RC Shear Walls with Vertically Aligned Door Openings, Proceedings of the Eighteenth Japan-Korea-Taiwan Joint Seminar on Earthquake Engineering for Building Structures, Taiwan, pp.214-222, 2016.12
3. **Hong Liu**, Yasushi Sanada, Suguru Suzuki, Nonlinear FEM Analysis for RC Multi-story Shear Walls with Vertically-aligned Door Openings, 11th National Conference on Earthquake Engineering 2018, Vol.8, pp.5146-5156, 2018.6

(3) 口頭発表日本建築学会大会学術講演梗概集・日本建築学会近畿支部研究報告集など

1. 劉虹, 鈴木卓, 真田靖士: 縦長開口を有する RC 耐震壁の FEM 解析, 日本建築学会近畿支部研究発表会(近畿), 日本建築学会近畿支部研究報告集, 構造系(55), p.649-652, 2015.6
2. 劉虹, 鈴木卓, 真田靖士: 縦長開口を有する RC 耐震壁の開口低減率を修正するための提案, 日本建築学会大会(千葉), 日本建築学会大術講演梗概集 2015(構造 IV), pp.321-322, 2015.9

3. 劉虹, 鈴木卓, 真田靖士, 市之瀬敏勝: 水平力の載荷方法の違いが RC 連層耐震壁の構造性能に及ぼす影響の検討, 日本建築学会大会 (九州), 日本建築学会大術講演梗概集 2016 (構造 IV), p.151-152, 2016.8
4. RAMAROZATOVO Rado, 劉虹, 鈴木卓, 高橋之, 真田靖士, 市之瀬敏勝: Experimentation on three-story RC shear walls with different dispositions of door openings Part 1: Outline of Experiment, 日本建築学会大会 (中国), 日本建築学会大術講演梗概集 2017 (構造 IV), p.457-458, 2017.7
5. 劉虹, RAMAROZATOVO Rado, 鈴木卓, 高橋之, 真田靖士, 市之瀬敏勝: Experimentation on three-story RC shear walls with different dispositions of door openings Part 2: Experiment results, 日本建築学会大会 (中国), 日本建築学会大術講演梗概集 2017 (構造 IV), p.459-460, 2017.7
6. 高橋広人, 市之瀬敏勝, 劉虹, 真田靖士, 鈴木卓, 高橋之, 楠原文雄: 一階の縦長開口をずらして配置した RC 連層耐震壁の静的載荷実験, 日本建築学会大会 (東北), 日本建築学会大術講演梗概集 2018 (構造 IV), p.11-12, 2018.7
7. 劉虹, 鈴木卓, 真田靖士: 壁高さ方向に連続する縦長開口を有する RC 耐震壁の復元力特性の評価, 日本建築学会大会 (東北), 日本建築学会大術講演梗概集 2018 (構造 IV), p.23-24, 2018.7
8. 劉虹, 井崎周, 長谷川蒼太, 尹ロク現, 真田靖士, 加藤鴻一, 市之瀬敏勝, 楠原文雄, 鈴木卓, 高橋之: 開口高さおよびせん断余裕度が異なる縦長開口連層耐震壁の構造実験 その 1 実験概要, 日本建築学会大会 (関東), 日本建築学会大術講演梗概集 2020 (構造 IV), pp.281-282, 2020.9
9. 井崎周, 劉虹, 長谷川蒼太, 尹ロク現, 真田靖士, 加藤鴻一, 市之瀬敏勝, 楠原文雄, 鈴木卓, 高橋之: 開口高さおよびせん断余裕度が異なる縦長開口連層耐震壁の構造実験 その 2 実験結果, 日本建築学会大会 (関東), 日本建築学会大術講演梗概集 2020 (構造 IV), pp.283-284, 2020.9
10. 加藤鴻一, 市之瀬敏勝, 楠原文雄, 劉虹, 井崎周, 長谷川蒼太, 尹ロク現, 真田靖士, 鈴木卓, 高橋之: 開口高さおよびせん断余裕度が異なる縦長開口連層耐震壁の構造実験 その 3 変形性能, 日本建築学会大会 (関東), 日本建築学会大術講演梗概集 2020 (構造 IV), pp.285-286, 2020.9

謝辞

本論文は、私が大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻博士後期課程の研究成果をまとめたものとなっています。本論文の作成にあたり、大変多くの方々にご指導・ご鞭撻を頂きました。ここに記して感謝の意を表す。

大阪大学大学院工学研究科、真田靖士教授には、本論文を作成するにあたって貴重なご助力を頂くとともに、研究生から研究室に所属した約7年間始終心温まるご指導・ご鞭撻を賜りました。いつも私のことを信じて、研究のことに対して二言言わず、側で見守って下さったおかげで、ここまで成長できました。この世に、私の研究に対するポテンシャルを最大限に引き出してくれる人は先生以外考えられません。先生との出会いにより自分の運命が変わったと感じており、大学教員の道を進めるにあたって大きく影響を受けました。心よりお礼申し上げます。

大阪大学大学院工学研究科、宮本裕司教授、多田元英教授には、本論文の副査としてお忙しい中、厳しい御批判と適切な助言を賜りました。また、大学院在学中、先生方の授業で建築構造工学に関する知識を学びました。心よりお礼申し上げます。

大阪大学大学院工学研究科、尹ロク現助教には、あらゆることに対してお世話になり、一番身近な方として多くの御助力を日々いただきました。研究への助言や就活相談など日頃から様々なことに対して尽力していただきました。鈴木卓元助教（現 高知工学大学講師）には、私が研究生であった時期から研究についてご助言いただき、FEM 解析手法などを間近で学ばせていただきました。先生の研究者としてのスタイルは私の目指すものであり、そのような先生の側で研究できたことは私にとってとても勉強になりました。ここに厚く御礼申し上げます。

名城大学・市之瀬敏勝教授、名古屋工業大学・楠原文雄准教授、元市之瀬研究室卒業生の高橋広人さんと学生の皆様には、本論文の実験を実施するに当たって、試験装置の設置から試験体の作成、実験準備まで多岐にわたってお世話になりました。度重なるご協力により、実験を無事遂行することができました。また、ご多忙の中、実験環境を提供していただくと共に、研究を進めるにあたり、ご指導、貴重なご意見を賜った先生方に心より御礼を申し上げます。

以上のように、本論文は多くの皆様の御協力によって完成に至りましたが、特に真田研究室卒業生の井崎周さんには、本研究の様々な箇所において色々と御手伝いして頂きました。研究室の坂田奈緒美女史には事務作業だけではなく、常日頃から大変なご助力を頂きました。心より感謝いたします。また、今まで一緒に頑張ってきた真田研究室の先輩、同輩、後輩の方々、私が研究室に配属してから忙しくも充実し、楽しい学生生活を送ることが出来たのは皆様のおかげだと思っています。心より感謝致します。

ここに御名前を記した以外にもたくさんの方々にご指導・ご鞭撻を頂戴致しました。この場をお借りして厚くお礼申し上げます

最後に、私事となりますが、終始変わらず私を支え続けてくれた両親、特に父・昌煌に心からの感謝を伝えたいと思います。また、主婦になるつもりだった私を研究するところまで導き、さらに研究に専念できる環境を与えてくれた夫・嘉晨には特に心より感謝いたします。最も苦勞をかけたと思います。また、生後2か月から保育園へに入園した娘・策雅にも感謝したいです。策ちゃんの誕生をきっかけとして、私はより良い自分になれることを目指しています。今

後は家族が自慢できるような娘・妻そして母親になるように頑張りたいと思います。

なお、本研究は日本学術振興会の特別研究員科研費 18J10383（研究課題名：縦長開口が不規則に配置された RC 連層耐震壁の応力伝達機構の解明と性能評価法の構築，代表者：劉虹）の助成を受けて実施したものです。また，出産・育児による中断後においても私の研究再開準備を支援して下さいました日本学術振興会に深くお礼申し上げます。

劉虹

2020年12月

RC 連層耐震壁の開口高さに関する耐力低減率に関する研究

<目次>

<論文要旨>	I
<本研究に関する既発表論文>	III
<謝辞>	V
<目次>	VII
<図・表リスト>	XI

第1章 序論

1.1 研究の背景と目的	1
1.2 RC 連層耐震壁のせん断終局強度算定法に関する既往の研究	4
1.2.1 無開口耐震壁のせん断終局強度算定法	4
A) 広沢式（実験式）	4
B) アーチ・トラス機構理論式	5
1.2.2 開口低減率による有開口連層耐震壁のせん断終局強度算定法	6
A) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説	6
B) 建築物の構造関係技術基準解説書	8
C) 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説	10
D) 小野・徳広による強度低減率	11
1.2.3 開口左右の袖壁付き柱の強度累加による有開口耐震壁のせん断終局強度算定法	
A) 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針	12
B) 櫻井らによる圧縮ストラットに基づく有開口耐震壁の算定法	14
C) 壁谷澤らによる分割累加式	16
1.3 RC 連層耐震壁の耐震性能に関する既往の研究	18
1.3.1 複数開口を有する連層耐震壁の静的載荷実験（2007～2010）	18
1.3.2 開口が偏在する連層耐震壁の静的載荷実験（2008～2010）	22
1.3.3 開口高さに関する耐力低減率の検証実験（2015）	25
1.4 開口高さに関する耐力低減率 r_3 の概要	26
1.5 まとめ	29

第2章 開口高さに関する耐力低減率の修正案

2.1 はじめに	31
2.2 既往の検証実験における FEM 解析	32

2.2.1	解析対象試験体	32
2.2.2	解析モデル	34
2.2.3	解析結果	37
2.2.4	各構成要素の負担せん断力の推移	39
2.3	開口高さによる低減率の修正案	42
2.3.1	壁脚部の曲げ耐力	42
2.3.2	壁脚部の曲げ耐力低減係数 α の提案	44
2.3.3	縦長開口を有する耐震壁の終局強度評価	46
2.4	まとめ	48

第3章 せん断破壊が先行する縦長開口を有する連層耐震壁の静的載荷実験に基づく耐力低減率の追検証

3.1	はじめに	49
3.2	試験体計画	50
3.2.1	基本計画と構造詳細	50
3.2.2	材料特性	53
3.2.3	開口補強筋の算定	54
3.3	実験計画	57
3.3.1	載荷計画	57
3.3.2	測定計画	59
3.4	既往の設計式による耐力算定	63
3.5	実験結果	64
3.5.1	無開口試験体 WN0	64
3.5.2	標準試験体 WV1	66
3.5.3	頂部開口なし試験体 WV4	68
3.5.4	縦長小開口試験体 WV5	71
3.6	縦長開口連層壁試験体における破壊機構の検討	73
3.7	開口高さに関する耐力低減率の検証	77
3.7.1	RC 規準の開口高さに関する耐力低減率 r_3	79
3.7.2	壁脚部の曲げモーメント抵抗を見直した $newr_3$	79
3.8	まとめ	80

第4章 FEM 解析によるシミュレーションと耐力低減率の検証

4.1	はじめに	81
4.2	解析方法	82
4.3	材料モデル	84
4.3.1	コンクリートモデル	84
4.3.2	鉄筋モデル	90

4.4	解析結果と実験結果の比較	93
4.4.1	荷重－変形角関係と破壊状況	93
4.4.2	柱壁脚部の縦筋応力分布	96
4.5	内部応力状態	99
4.5.1	最小主応力分布	99
4.5.2	各構成要素の負担せん断力の推移	100
4.5.3	開口偏在の影響を考慮する係数	105
4.6	まとめ	107
第5章	耐力低減率に対する梁型と柱型の増設効果に関する分析	
5.1	はじめに	109
5.2	パラメトリック解析の方法	110
5.3	梁型と柱型の増設効果解析結果	111
5.3.1	荷重－変形角関係	111
5.3.2	各構成要素の負担せん断力の推移	114
5.3.3	提案した開口偏在の影響を考慮する係数の検証	118
5.4	まとめ	119
第6章	耐力低減率の曲げ降伏が先行する縦長開口を有する連層耐震壁の保証設計への適用と検証	
6.1	はじめに	121
6.2	実験方法	121
6.2.1	試験体計画	121
6.2.2	載荷計画	123
6.2.3	測定計画	123
6.3	実験結果（破壊状況と履歴特性）	124
6.3.1	荷重－変形角関係と破壊状況	124
6.3.2	柱壁脚部の縦筋応力分布と全体の変形	126
6.4	変形性能の検証	128
6.5	まとめ	129
第7章	本研究のまとめ	
7.1	研究結果のまとめ	131
7.2	今後の課題	133
	「参考文献」	135
	「記号」	139

「英文要約」・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 143

「付録」

A1 各試験体の損傷状況・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 145

 A1-1 試験体 WN0・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 146

 A1-2 試験体 WV1・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 149

 A1-3 試験体 WV4・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 152

 A1-4 試験体 WV5・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 156

 A1-5 試験体 WV6・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 160

A2 各試験体の変位計のデータ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 166

 A2-1 試験体 WN0・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 168

 A2-2 試験体 WV1・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 170

 A2-3 試験体 WV4・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 172

 A2-4 試験体 WV5・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 176

 A2-5 試験体 WV6・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 180

A3 各試験体のひずみゲージのデータ・・・・・・・・・・・・・・・・ 184

 A3-1 試験体 WN0・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 186

 A3-2 試験体 WV1・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 190

 A3-3 試験体 WV4・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 196

 A3-4 試験体 WV5・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 202

 A3-5 試験体 WV6・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 209

B1 壁高さ方向に連続する縦長開口を有する連層耐震壁の復元力モデル・・・・・・・・ 217

図・表リスト

第1章 序論

Fig.1.1.1 Coupled shear wall and its general failure mechanism	2
Fig.1.2.1 Definitions for Eq.(1.2.7) and Eq.(1.2.8)	6
Fig.1.2.2 Definitions for Eq.(1.2.9)	6
Fig.1.2.3 Definitions for Eq.(1.2.11)	7
Fig.1.2.4 Equivalent openings	9
Fig.1.2.5 Examples for equivalent opening	9
Fig.1.2.6 Wall with multiple openings	10
Fig.1.2.7 Definition for A_e	11
Fig.1.2.8 Definitions of height and length of wall panels for Eq.(1.2.19)~(1.2.22)	13
Fig.1.2.9 Simplified shear resistant model for shear walls proposed by Sakura M. et al	15
Fig.1.2.10 The Concept of Eq.(1.2.26)	16
Fig.1.2.11 Evaluation result with Eq.(1.2.26)	17
Fig.1.3.1 Experimentation of RC shear walls with multi-openings by Suzuki K. and Sakurai M., et al	21
Fig.1.3.2 Experimentation of RC shear walls with multi-openings by Mori K. and Doi M., et al	24
Fig.1.3.3 Verification experiment of RC shear walls with door openings by Sanada Y., et al	25
Fig.1.4.1 Concept of r_3 for shear walls with single-aligned door openings	27

第2章 開口高さに関する耐力低減率の修正案

Fig.2.2.1 Loading apparatus of verification experiment	33
Fig.2.2.2 Details of PC and knuckle joints	33
Fig.2.2.3 Modeling for FEM analysis	35
Fig.2.2.4 Initial cracking pattern	35
Fig.2.2.5 Comparisons between experimental and analytical shear force-drift angle relationships	38
Fig.2.2.6 Comparisons between experimental and analytical cracking patterns ($R=0.5\%rad$)	38
Fig.2.2.7 Transition of shear force contributions	39
Fig.2.2.8 Modeling for Eq. (2.2.1)	40
Fig.2.2.9 Transition of total axial and shear forces applied to beams	41
Fig.2.2.10 Transition of axial forces applied to wall bottoms	41
Fig.2.3.1 Concept of evaluating flexural strength of walls with multi-openings	43

Fig.2.3.2 Modeling for α	45
Fig.2.3.3 Verification of $newf_3$	47
Table 2.2.1 Details of specimens	32
Table 2.2.2 Material properties of concrete	32
Table 2.2.3 Material properties of steel	32
Table 2.2.4 Outline for analytical model for verification experiment	36
Table 2.3.1 Comparisons between r_3 and $newf_3$	47

第3章 せん断破壊が先行する縦長開口を有する連層耐震壁の静的載荷実験に基づく耐力低減率の追検証

Fig.3.2.1 Configuration and bar arrangement of specimens	52
Fig.3.2.2 Cross-sectional details of members	52
Fig.3.2.3 Effective area for opening reinforcement	54
Fig.3.3.1 Loading system	58
Fig.3.3.2 Details between stubs	58
Fig.3.3.3 Disposition of displacement transducer	60
Fig.3.3.4 Disposition of strain gauges	62
Fig.3.5.1(a) Shear force-drift angle relationships of WN0	64
Fig.3.5.2(a) Local failure condition of WN0	65
Fig.3.5.3(a) Final crack patterns of WN0	65
Fig.3.5.1(b) Shear force-drift angle relationships of WV1	66
Fig.3.5.2(b)~(d) Local failure condition of WV1	67
Fig.3.5.3(b) Final crack patterns of WV1	67
Fig.3.5.1(c) Shear force-drift angle relationships of WV4	69
Fig.3.5.2(e),(f) Local failure condition of WV4	69
Fig.3.5.3(c) Final crack patterns of WV4	70
Fig.3.5.1(d) Shear force-drift angle relationships of WV5	71
Fig.3.5.2(g)~(i) Local failure condition of WV5	72
Fig.3.5.3(d) Final crack patterns of WV5	72
Fig.3.6.1 Transitions of axial deformation at the wall bottoms	74
Fig.3.6.2 Overall deformation (10 times magnified)	75
Fig.3.7.1 Comparison of calculated and observed strength	78
Table 3.2.1 Specifications of specimens	51
Table 3.2.2 Material properties of concrete	53
Table 3.2.3 Material properties of steel	53
Table 3.4.1 Computed strengths	63

Table 3.6.1 Horizontal displacements of walls on every floor	76
Table 3.7.1 Comparisons of strength and reduction factor	78
Table 3.7.2 Correction coefficient μ	78

第4章 FEM 解析によるシミュレーションと耐力低減率の検証

Fig.4.2.1 Modeling for FEM analysis	83
Fig.4.2.2 Details between the stubs	83
Fig.4.3.1 Compression model for concrete	85
Fig.4.3.2 Tension model for concrete	86
Fig.4.3.3 Hysteresis model for concrete	87
Fig.4.3.4 Shear transfer model	88
Fig.4.3.5 Steel slippage model	89
Fig.4.3.6 Hysteresis model for steel	90
Fig.4.3.7 Bond-slip model	91
Fig.4.4.1 Comparisons between the experimental and analytical shear force-drift angle relationships	94
Fig.4.4.2 Comparisons between the experimental and analytical cracking patterns at R of +0.5%rad	95
Fig.4.4.3 Comparisons between the experimental and analytical stress distribution in steels at the wall bottom	98
Fig.4.4.4 Disposition of strain gauges	98
Fig.4.5.1 Comparisons of minimum principle stress contours (at R =±0.5% rad)	99
Fig.4.5.2 Modeling for Eq.(4.5.1)	101
Fig.4.5.3 Transitions of shear resistance contributions	102
Fig.4.5.4 Comparison of the shear resistance contribution for maximum and minimum strength	104
Fig.4.5.5 Verification of reduction factors $_{new}r_3$ considering of β	106
Table 4.3.1 Outline for analytical model	92
Table 4.5.1 Verification of reduction factors	104

第5章 耐力低減率に対する梁型と柱型の増設効果に関する分析

Fig.5.3.1 Comparisons between the hysteresis loops from parametric analyses	112
Fig.5.3.2 Transitions of shear resistance contributions of beam-column model	115
Fig.5.3.3 Concept of wall shear resistance (Single aligned openings)	116
Fig.5.3.4 Verification of correlation factor β applied to r_3	118
Table 5.2.1 Recommendation for beam and column dimensions	110

Table 5.2.2 Analytical parameter	110
Table 5.3.1 Comparisons between the FEM analysis results and design calculations	113
Table 5.3.2 Comparison of the shear resistance contribution for maximum and minimum strength	113

第6章 耐力低減率の曲げ降伏が先行する縦長開口を有する連層耐震壁の保証設計への適用と検証

Fig.6.2.1 Details of specimen WV6	122
Fig.6.3.1 Shear force-drift angle relationship of WV6	124
Fig.6.3.2 Damage to WV6	125
Fig.6.3.3 Failure across the wall bottom to column bottom($R=+2.0\%$ rad)	125
Fig.6.3.4 Transitions of axial deformation at the wall bottoms (WV6)	126
Fig.6.3.5 Overall deformation of WV6 (10 times magnified)	127
Fig.6.4.1 Assumption of strength-drift angle relationship for walls	128
Table 6.2.1 Specifications of WV6	122
Table 6.2.2 Computed strengths of WV6	122
Table 6.2.3 Material properties of WV6	122
Table 6.3.1 Horizontal elongation of beams on every floor	127

第7章 本研究のまとめ

Fig.7.1.1 Shear walls with different disposition of openings	134
--	-----

付録

Fig.A2 Code of displacement transducer	166
Fig.A3 Code of strain gauges	184
Fig.B1.2.1 Analytical models	218
Fig.B1.2.2 Modeling of member cross sections for MS models	219
Fig.B1.2.3 Stress-strain relationships of concrete and reinforcement for MS models	219
Fig.B1.2.4 Restoring force characteristics for one-component shear springs	221
Fig.B1.2.5 Failure mechanism	221
Fig.B1.2.6 Damage condition of beams ($R=1/200$ rad)	222
Fig.B1.3.1 Shear force vs. drift angle relationships	223
Fig.B1.3.2 Experimental measurement of vertical displacements along door openings	223
Fig.B1.3.3 Axial deformation vs. drift angle relationships	224

第1章 序論

1.1 研究背景と目的

鉄筋コンクリート（以下、RC）造建物の重要な耐震要素である耐震壁は建築設計上の制約により開口を有する場合が多いため、開口の影響を適切に評価する必要がある。無開口耐震壁に関しては、耐震要素として有効な設計手法が示されている¹⁾²⁾。有開口耐震壁においては、開口寸法に応じた開口低減率を用いることで無開口耐震壁に準じた扱いとする方法、あるいは、開口によって分割された左右における袖壁の強度の和とする方法が一般的である。日本建築学会の鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針¹⁾（以下、靱性指針）では有開口耐震壁を構成する左右の袖壁と上下の壁のそれぞれの部材に分けてせん断強度を算出する方法を提示している。また、日本建築学会の1999年版の鉄筋コンクリート構造計算規準²⁾において、有開口耐震壁のせん断強度を無開口耐震壁のせん断強度に開口低減率 r を乗じることで評価している。この開口低減率 r は開口部の長さによる低減率 r_1 および開口部の面積の比率で与えられる「開口周比」による低減率 r_2 のうち、小さい値を開口低減率 r と定義している。この方法は実用的であり、建築防災協会の既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準³⁾（以下、耐震診断基準）および国土交通省による建築物の構造関係技術基準解説書⁴⁾（以下、技術基準）にも採用されている。しかしながら、この計算法では、有開口耐震壁の強度は開口の形状、位置および開口数に関わらず開口部面積が一定であれば同等のせん断強度が算定されており、開口の位置・形状などの差異が構造特性に与える影響は明らかではなかった。

また、RC造耐震壁の開口による耐力低下についてはさまざまな研究が検討されてきた。小野・徳広ら⁵⁾は、単層耐震壁を対象として、開口の大きさのみならず、形状、位置および個数の影響が適切に考慮できるような圧縮応力場を形成する壁板の面積を用いた耐力低減率を提案した。壁谷澤ら⁶⁾や加藤ら⁷⁾は有開口耐震壁のせん断終局強度をそれぞれの開口横の袖壁のマクロモデルによるせん断強度の和として評価する方法を示している。しかしながら、以上に示した有開口耐震壁における開口低減率の算定法は、実験例が非常に少ない連層有開口耐震壁に対しては十分に検証されていない現状がある。とくに、二層を超えて連層となる有開口耐震壁による検証例が少ない。

一方、日本建築学会の2010年版の鉄筋コンクリート構造計算規準（以下、RC規準）⁸⁾における有開口耐震壁のせん断耐力算定法では、層単位の独立挙動を想定した開口低減率に加えて、連層耐震壁の全体挙動を想定した開口高さに関する開口低減率 r_3 が新たに導入され、 r_1 、 r_2 および r_3 の中のもっとも小さい値を開口低減率 r と定義している。また、この開口高さに関する開口低減率 r_3 は壁高さ方向に連続する開口の影響を適切に評価するために、連層耐震壁において開口上下の梁のせん断力および壁脚部の曲げモーメント抵抗に基づいて理論的に導かれているものである。

一方、並立するRC壁とこれらを連結する境界梁で構成された並列連層耐震壁はcoupled shear wall (Fig.1.1.1を参考)と呼ばれ、耐震構造システムとしての構造性能に関する実験的研究⁹⁾

¹²⁾が行われてきた。壁高さ方向に縦長開口が連続する連層耐震壁は、並列連層耐震壁と比較すると、縦長開口の端部に十分な曲げ圧縮または引張を負担する側柱や柱型拘束域⁸⁾が設けられない場合がある点や、上下の開口間の梁が高い靱性能を発揮する構造詳細が採用されるとは限らない点などにおいて大きく異なる。文献⁸⁾においても指摘されているように、 r_3 が想定する縦長開口を有する連層耐震壁（以下、縦長開口連層耐震壁と称する）の構造性能は開口上下の梁の影響を強く受けるため、一般的な RC 部材の構造実験で計画される試験体のように上下に剛強なスタブを配すると、その構造性能を適切に評価できない。そのため、 r_3 が実験的に検証された事例は非常に少ないのが現状である。

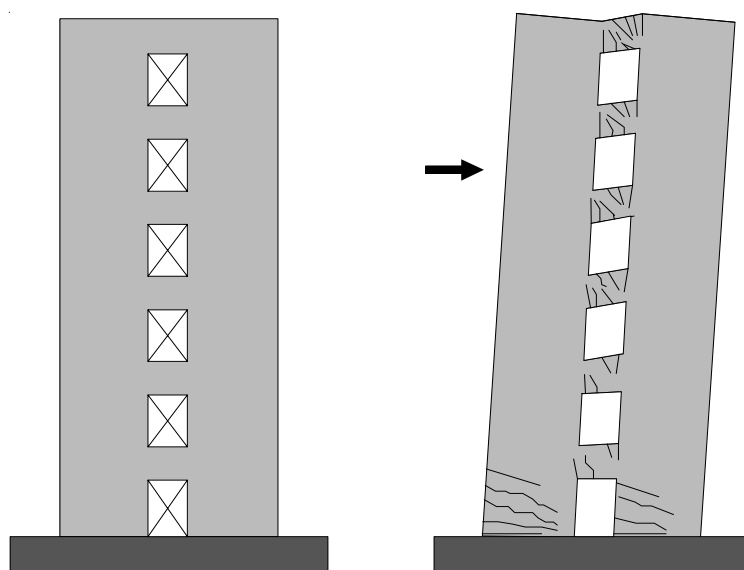


Fig.1.1.1 Coupled shear wall and its general failure mechanism

以上の背景のもと、既往の研究では縦長開口連層耐震壁を対象に壁高さ方向に連続する縦長開口の列数を変数とした静的載荷実験を実施した¹³⁾。その結果、開口上下の梁のせん断破壊および壁脚部の圧壊が生じており、縦長開口連層試験体の崩壊機構は r_3 の想定とおよそ整合したが、2010年版の RC 規準¹⁰⁾の r_3 が想定する耐力低減率を用いた計算値は縦長開口連層耐震壁の実験より得られる最大耐力を上回る場合があることを示した。また、筆者の先行研究¹⁴⁾では、この検証実験¹³⁾結果を対象に FEM 解析を行い、2010年版 RC 規準¹⁰⁾に示された r_3 の想定機構は壁脚部の曲げ耐力を過大評価する場合があることを示し、これを改善するため、 r_3 の想定機構を踏襲しつつ、壁脚部に期待する曲げモーメント抵抗を低減する方法およびこれを採用した開口低減率 $_{new}r_3$ を提案した。この成果は現行 RC 規準¹⁵⁾の解説でも取り上げられている。

一方、開口配置が異なる連層耐震壁を対象とした実験的研究¹⁶⁾⁻²¹⁾は行われているが、これらの実験で用いられた試験体は前述のように上部に剛強なスタブが設置されたため、本実験より開口高さに関する開口低減率 r_3 に対する開口位置が偏在する場合の適用性は議論できない。また、既往の検証実験¹³⁾は縦長開口が壁長さを等分する位置に規則的な配置された連層耐震壁を対象としており、 r_3 は開口が偏在配置された場合や、不規則に配置された場合に対しては実験

的検証が行われていないのが現状である。

以上の背景を踏まえ、本研究では縦長開口を有する RC 連層耐震壁の性能評価法さらに開口高さに関する耐力低減率の検証および高精度化を目的として、以下に示す 5 段階の手順により研究を進めた。各段階の研究内容は本論の 2 章から 6 章の研究内容に相当する。

- ① 既往の検証実験¹³⁾を対象とした FEM 解析結果に基づいて現行 RC 規準の r_3 より高精度な評価手法を確立するため、 r_3 の想定機構を踏襲しつつ、壁脚部に期待する曲げモーメント抵抗を低減する方法およびこれを採用した開口低減率 $newr_3$ を提案する。(第 2 章)
- ② 現行の RC 規準¹⁵⁾と本研究で提案した開口高さに関する耐力低減率の評価精度を追検証するため、開口配置と開口高さが異なる縦長開口連層耐震壁試験体を対象に静的載荷実験を実施する。(第 3 章)
- ③ 縦長開口連層耐震壁試験体の二次元 FEM 解析を実施し、実験結果との比較を通して解析モデルの妥当性について検証し、解析結果から開口配置と開口高さが当該部材の構造性能に及ぼす影響を確認する。(第 4 章)
- ④ 1999 年版 RC 規準²⁾が推奨する梁型と柱型の有無を変数としたパラメトリック解析を実施し、梁型と柱型の増設効果を検討するとともに、各解析モデルの最大耐力に基づいて現行の RC 規準¹⁵⁾に示された r_3 の適用条件を分析する。(第 5 章)
- ⑤ 本研究で提案した $newr_3$ が曲げ降伏を先行させ早期のせん断破壊を防止する保証設計への適用性を検証するため、 $newr_3$ により同保証設計を行った曲げ降伏先行型の縦長開口連層耐震壁の実験を実施し、同指標の曲げ降伏を先行させる保証設計に対する有効性を実証する。(第 6 章)

1.2 RC 有開口耐震壁のせん断終局強度算定法に関する既往の研究

日本では、有開口耐震壁のせん断終局強度算定法は開口低減率を用いることで一枚壁として評価する方法、あるいは、開口によって分割された左右の袖壁の強度の和で二枚壁として算定する方法が採用されている。そのうち、開口低減率による方法は計算が簡単であるため、RC 規準⁸⁾や技術基準⁴⁾や耐震診断基準³⁾では、有開口耐震壁のせん断終局強度を無開口耐震壁のせん断終局強度に開口低減率を乗じて算定する方法が慣用されている。しかし、この方法では有開口耐震壁のせん断終局強度が無開口耐震壁のせん断終局強度の評価精度に依存しており、また、開口が複数な場合や、開口配置が不規則な場合などには適用できる限界があるという問題点がある。一方、靱性指針¹⁾に示された有開口耐震壁のせん断終局強度は開口横の袖壁付き柱のマクロモデルによる終局強度を算定し、袖壁付き柱の終局強度の和として表している。ただし、この方法は開口上下を剛域として扱う点や算定用袖壁高さの取り方などに問題点がある。本節では有開口耐震壁のせん断強度算定法に関する既往の研究を

- 無開口耐震壁のせん断終局強度算定法
- 開口低減率による有開口耐震壁のせん断終局強度算定法
- 開口左右の袖壁付き柱の強度累加による有開口耐震壁のせん断終局強度算定法

に分類して述べる。

1.2.1 無開口耐震壁のせん断終局強度算定法

無開口耐震壁のせん断終局算定式として、技術基準⁴⁾で採用された広沢式や日本建築学会の靱性指針¹⁾に示されたアーチ・トラス機構による算定式がよく用いられる。広沢式⁴⁾は数多くの実験結果の分析より導いた実験式であり、アーチ・トラス機構による算定式は理論式である。両方の算定式は実験結果と良好な対応を示し、十分な精度がある。

A) 広沢式（実験式）

技術基準⁴⁾で示された無開口耐震壁のせん断強度式は Eq.(1.2.1)および Eq.(1.2.2)から算定する。この中では、mean 式 (Eq.(1.2.2)) は耐震壁のせん断終局強度についての実験値を平均的に丸めたものに対して、min 式 (Eq.(1.2.1)) は実験値を安全側に丸めたものである。また、耐震診断基準³⁾では無開口耐震壁のせん断終局強度 Q_{su} に広沢 min 式 (Eq.1(1.2.1)) を下限式として採用している。一方、RC 規準¹⁵⁾では耐震壁のせん断終局強度を広沢 mean 式 ((Eq.(1.2.2)) より算定されるため、本研究の試験体に関する耐力評価で用いた無開口耐震壁のせん断終局強度算定式は広沢 mean 式 ((Eq.(1.2.2)) を採用する。

$$\min \text{式} : Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Ql) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{wh} \cdot \sigma_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} \cdot t_e \cdot j \quad (1.2.1)$$

$$\text{mean 式} : Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Ql) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{wh} \cdot \sigma_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} \cdot t_e \cdot j \quad (1.2.2)$$

ここで、 p_{te} : 引張側柱の等価鉄筋比 (%) (=100 $a_l/(t_e \cdot d)$), l : 柱を含む壁部材の全せい, t_e : I形断面を長さ l と断面積 A とが等しい等価長方形断面に置き換えた時の幅, j : 7d/8, F_c : コンクリートの設計基準強度, $M/(Ql)$: 耐震壁に作用する応力のせん断スパン比 ($1 \leq M/(Ql) \leq 3$), p_{wh} : t_e を厚さと考えた場合の水平せん断補強筋比 (小数), σ_{wh} : 壁横筋の降伏強度, σ_0 : 軸力による応力度である。

B) アーチ・トラス機構理論式¹⁾

靱性指針¹⁾における耐震壁の各層のせん断終局強度は Eq.(1.2.3)による算定する。ただし、 $p_s \sigma_{sy}$ が $v \sigma_B / 2$ を超えた場合は、 $p_s \sigma_{sy} = v \sigma_B / 2$ とする。

$$V_u = t_w l_{wb} p_s \sigma_{sy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w l_{wa} v \sigma_B / 2 \quad (1.2.3)$$

$$\tan \theta = \left[\sqrt{(h_w / l_{wa})^2 + 1} - h_w / l_{wa} \right] \quad (1.2.4)$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) p_s \sigma_{sy} / (v \sigma_B) \quad (1.2.5)$$

ここで、 t_w : 壁板の厚さ, l_{wa} : トラス機構の等価壁長さ, l_{wb} : アーチ機構の等価壁長さ, h_w : 耐震壁の高さ (設計する階の階高さとしてよい), p_s : 壁板のせん断強度筋比, σ_{sy} : 壁板のせん断強度筋強度 (4000kgf/cm²以下とする), v : コンクリート圧縮強度の有効係数, ϕ : トラス機構のコンクリート圧縮束の角度 ($\cot \phi = 1$), θ : アーチ機構の圧縮束の角度, β : コンクリート圧縮力のトラス機構の負担比率である。

1.2.2 開口低減率による有開口耐震壁のせん断終局強度算定法

A) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説¹⁵⁾

現行 RC 規準¹⁵⁾に示された有開口耐震壁のせん断終局強度は、同寸法の無開口耐震壁のせん断終局強度 Q_{su} (Eq.(1.2.2)) を算定した後、開口低減率 r (Eq.(1.2.6)) を乗じることで算定されている。この r では、Eq.(1.2.6)のように三種類の低減率の中の最も小さいものを開口低減率として使用することを推奨している。また、前述のように、また、Eq.(1.2.7) と Eq.(1.2.8)において、開口の長さ・高さは「投影長さ」・「投影高さ」であり、Fig.1.2.1(a)の複数開口を Fig.1.2.1(b)のような等価な1つの開口に置換することで算定する。ただし、原則として耐震壁に対して1スパンごとに算定される開口の見付面積による低減率 r_2 が 0.6 以上、また、袖壁付け柱、壁板および腰壁・垂れ壁付き梁では各部材で算定される r_2 が 0.7 以上の場合には Eq.(1.2.6)が適用できる。

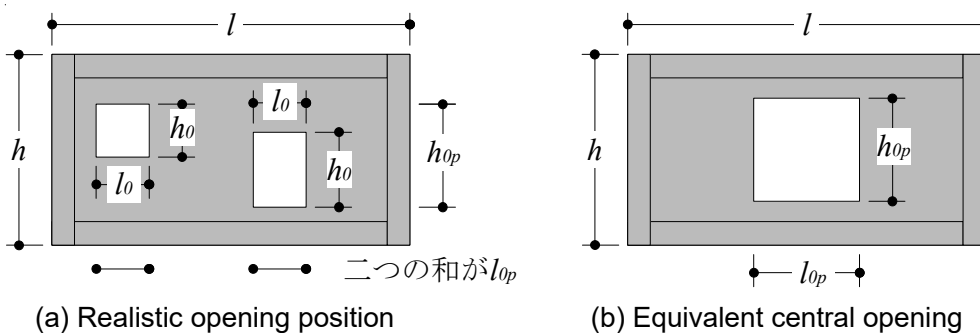


Fig.1.2.1 Definitions for Eq.(1.2.7) and Eq.(1.2.8)¹⁵⁾

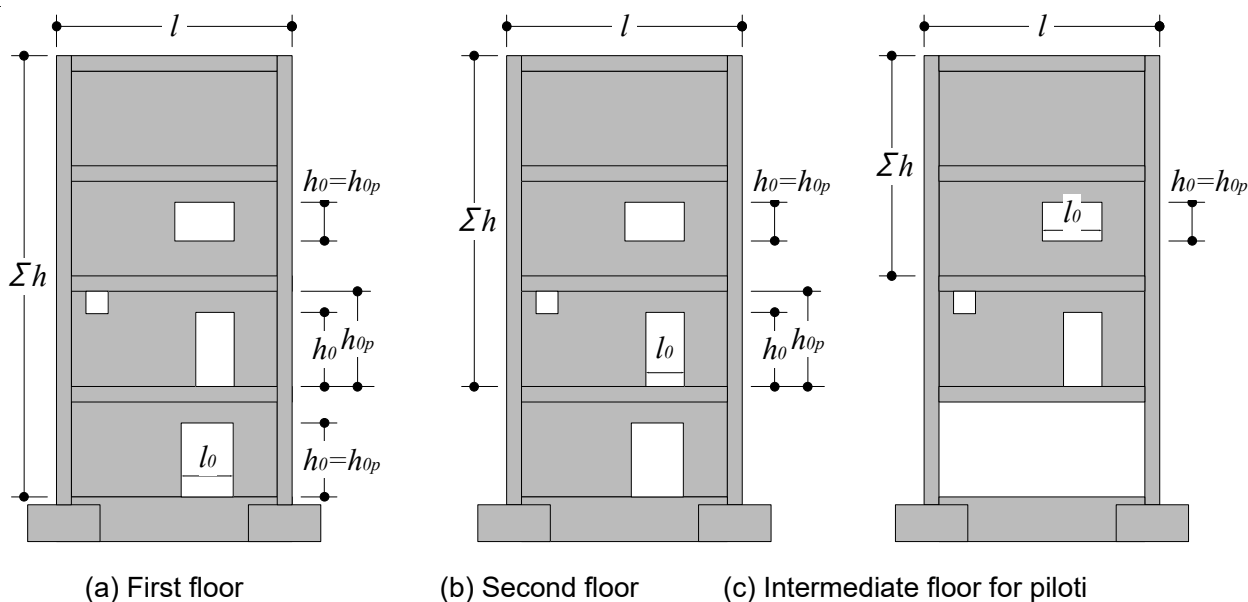


Fig.1.2.2 Definitions for Eq.(1.2.9)¹⁵⁾

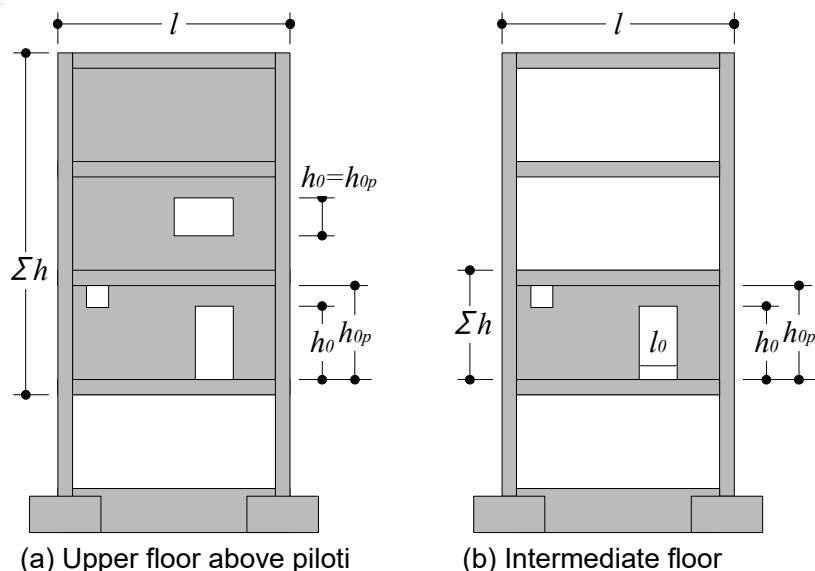


Fig.1.2.3 Definitions for Eq.(1.2.11)¹⁵⁾

従来の r_1 と r_2 が層単位の独立挙動を想定していたのに対して、 r_3 は連層耐震壁に対して全体挙動を想定している点が大きく異なることが 2010 年版の RC 規準⁸⁾により解説されている。また、新たに導入された開口低減率 r_3 は、壁高さ方向に連続する縦長開口が壁中央に配置される連層耐震壁を対象に、壁の全体挙動を考慮して理論的に導かれているものの、実験的な検証は行われておらず、 r_3 の妥当性は不明である。

この r_3 は、壁高さ方向に連続する開口の影響を適切に評価するために、連層耐震壁において開口上下の梁のせん断力および壁脚部の曲げモーメント抵抗に基づいて理論的に導かれたものである。なお、Eq.(1.2.9)は基礎梁あるいは下階が十分に剛強である場合であり、ピロティの直上階や中間階の単層壁では Eq.(1.2.9)より評価される係数 λ (Eq.(1.2.10)) は考慮されず Eq.(1.2.11)となる。本論文では Eq.(1.2.11)による開口低減率を r'_3 と表記する。

$$r = \min(r_1, r_2, r_3) \quad (1.2.6)$$

$$r_1 = 1 - 1.1 \times \frac{l_{0p}}{l} \quad (1.2.7)$$

$$r_2 = 1 - 1.1 \times \sqrt{\frac{h_{0p} l_{0p}}{hl}} \quad (1.2.8)$$

$$r_3 = 1 - \lambda \frac{\sum h_0}{\sum h} \quad (1.2.9)$$

$$\lambda = \frac{n_h}{n_h + 1} \left(1 + \frac{l_0}{l} \right) \quad (1.2.10)$$

$$r'_3 = 1 - \frac{\sum h_0}{\sum h} \quad (1.2.11)$$

ここで、 l_0 ：開口部の長さ、 l_{op} ：開口部の水平断面への投影長さの和、 h_{op} ：開口部の鉛直断面への投影高さの和、 h ：当該階の壁部材の高さ、 Σh ：当該階床から最上階の梁上端までの高さ、 Σh_0 ：開口部高さの和、 n_h ：開口の列数である。

B) 建築物の構造関係技術基準解説書⁴⁾

技術基準における耐力壁のせん断剛性低減率 r_1' は等価開口周比 r_0 (Eq.(1.2.13)) より Eq.(1.2.12) から算定される。ただし、等価開口周比 r_0 が 0.4 以下の場合に限る。また、この r_1' は応力計算に使用される耐力壁の弾性剛性に対する開口による低減率である。

$$r_1' = 1 - 1.25r_0 \quad (1.2.12)$$

$$r_0 = \sqrt{\frac{h_0 \cdot l_0}{h' \cdot l'}} \quad (1.2.13)$$

ここで、 h' ：開口部を有する耐力壁の上下のはりの中心間距離、 l' ：開口部を有する耐力壁の両端の柱の中心間距離である。

一方、耐力壁のせん断耐力に対する低減率 r_2' は Eq.(1.2.14) から算定される。ここで、開口高さに関する耐力低減率を h_0/h' 、すなわち、開口高さと層高の比をとるものと定められた。ただし、この計算法が開口部を有する耐力壁が 1 枚の耐力壁とみなせる挙動となる場合であり、縦長の開口部が上下連続し、1 枚の耐力壁とみなせない場合には適切ではないことが技術基準により解説されている。

$$r_2' = 1 - \max \left(\sqrt{\frac{h_0 \cdot l_0}{h' \cdot l'}}, \frac{l_0}{l'}, \frac{h_0}{h'} \right) \quad (1.2.14)$$

また、複数の開口部を有する壁について力学的性状を考慮して等価な 1 つの開口部とみなす方法には、全ての開口部を包絡する開口部とみなす方法 (Fig.1.2.4(a)参照) や、全開口部の面積と等しい面積を有し、全開口部の幅の和と等しい幅を有する開口部とみなす方法 (Fig.1.2.4(b)参照) が考えられるが、開口部の位置、大きさ、応力伝達機構等を十分に考慮した上で適切なものを用いる必要がある。これについては、例えば Fig.1.2.5 に示すように、斜め方向の圧縮ストラットの形成の可否などを考慮して判断すると、複数の開口部を有する壁は開口間の壁が有効な場合と有効でない場合に分類される。すなわち、Eq.(1.2.15) を満足する場合には、開口間にも圧縮場が形成されることで開口間の壁は有効であるとして算定する (Fig.1.2.5(b)を参照)。この条件を満足しない場合には、開口を包絡した部分に対して算定する (Fig.1.2.5(a)を参照)。

$${}_m l \geq 1.5 {}_m h \text{ かつ } {}_m l \geq 1m \quad (1.2.15)$$

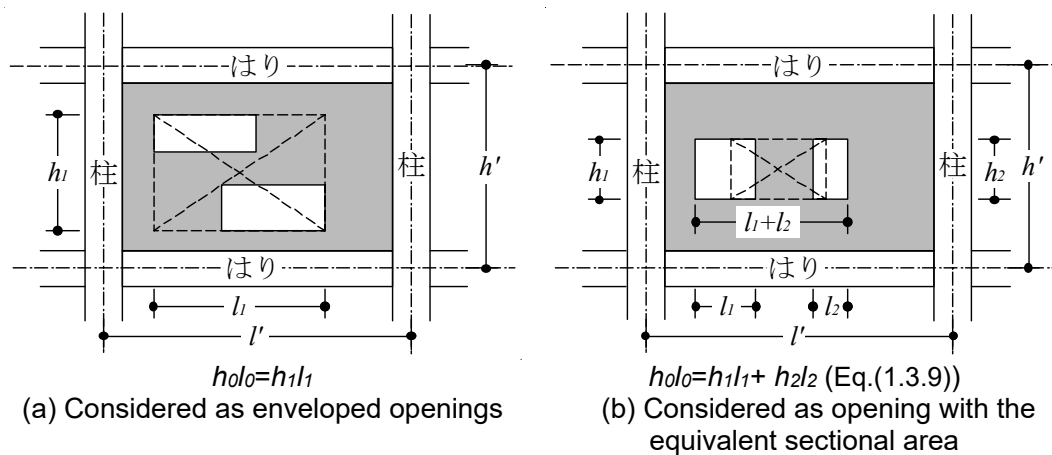


Fig.1.2.4 Equivalent openings⁴⁾

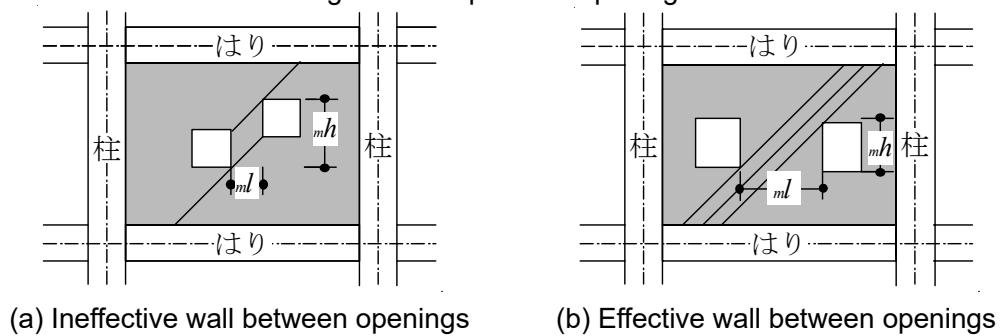


Fig.1.2.5 Examples for equivalent opening

C) 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説³⁾

耐震診断基準における有開口耐震壁のせん断強度は RC 規準の開口低減率 r_1 および r_2 と同様に、無開口耐震壁のせん断強度を算定し、壁板の面積に対する開口部の面積の比率より求められる開口周比に基づいた低減率を乗じることで算定するものである。この開口周辺による耐力低減率 γ は次式により求める。

$$\gamma = 1 - \eta \quad (1.2.16)$$

$$\eta = \max \left\{ \sqrt{\frac{\sum h_i \cdot l_i}{h \cdot l_w}}, \frac{\sum l_i}{l_w} \right\} \quad (1.2.17)$$

ここで、 $\sqrt{\frac{\sum h_i \cdot l_i}{h \cdot l_w}}$: 等価開口周比, l_i : 開口部の長さ, h_i : 開口部高さである (Fig.1.2.6 参照)。

また、等価開口周比が 0.4 を超える場合には両側柱付き壁として扱わず、柱型付き壁または袖壁付き柱として扱う。その際、袖壁が一定長さ未満であるときは極短柱扱いになる場合がある。

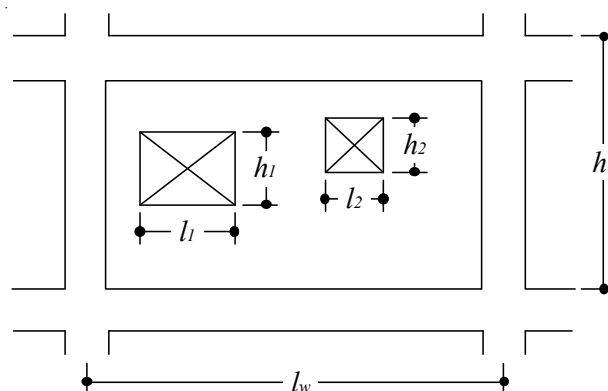


Fig.1.2.6 Wall with multiple openings

一方、耐震診断では2次診断が主流であること、または、縦長開口でせん断強度が決まる場合は層崩壊などの脆性的な破壊ではないことなどを考慮し、Eq.(1.2.17)からは除外していることが同基準により解説されている。しがしながら、縦長開口によるせん断強度の低下が無視できないような場合には、開口高さによる低減を無視した耐震壁の水平保有耐力時に生じる梁のせん断力を評価して梁でそのせん断力を負担できることを確認するなどの方法により評価すると解説されている³⁾。

D) 小野・徳広による強度低減率⁵⁾

小野・徳広らは単層耐震壁を対象に，開口の大きさのみならず，形状，位置および個数の影響が適切に考慮できるような圧縮応力場を形成する壁板の面積から強度低減率 r_u を算定している。

Fig.1.2.7 に示すように有開口耐震壁の壁板に生じるひび割れは斜張力による開口隅角部に生じるひび割れ A と壁板に生じる斜めひび割れ B に大別される。このうち，斜めひび割れ B は剛性への影響を及ぼすことになる。このことよって Fig.1.2.7 に示すような領域において応力圧縮場が形成され，これが水平耐力に寄与しているものと仮定し，Eq.(1.2.18)による強度低減率を算定する。

$$r_u = \sqrt{\frac{\Sigma A_e}{hl}} \quad (1.2.18)$$

ここで， ΣA_e ：壁板の斜めひび割れ傾斜角を 45° としたときの圧力場を形成する壁板の面積和， hl ：壁板の面積である。

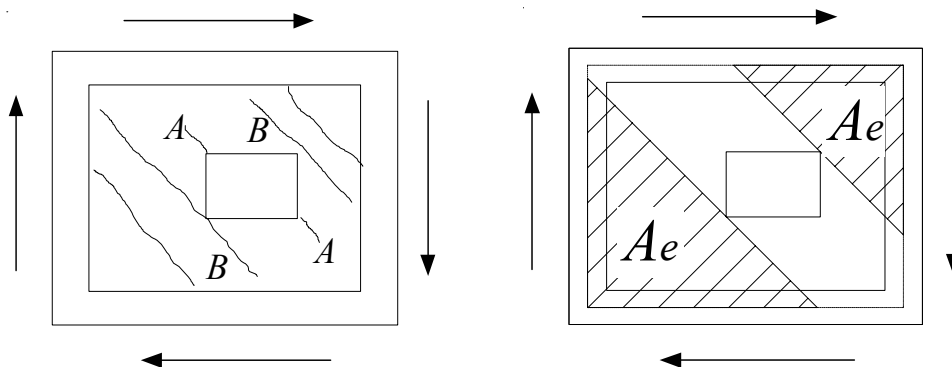


Fig.1.2.7 Defination for A_e ⁵⁾

1.2.3 開口左右の袖壁付き柱の強度累加による有開口耐震壁のせん断終局強度算定法

有開口耐震壁のせん断終局強度算定法では、開口によって分割された左右の袖壁付き柱の強度の和として求める方法であり、開口横の袖壁付き柱の終局強度をそれぞれ算定している。

A) 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針¹⁾

靱性指針¹⁾では耐震壁に開口がある場合のせん断設計は各層ごとに構成部材に分けて行い、開口耐震壁を構成する左右の袖壁付き柱の強度をそれぞれ算出する。すなわち、有開口耐震壁のせん断終局強度 V_u は Eq.(1.2.19) に示すように、引張側の袖壁付き柱のせん断強度 V_{ut} および圧縮側の袖壁付き柱のせん断強度 V_{uc} を無開口耐震壁のせん断強度式 (Eq.(1.2.3)) よりそれぞれ算出し、それらの総和とする。

$$V_u = V_{ut} + V_{uc} \quad (1.2.19)$$

ただし、算定用の耐震壁の高さ h_w 、トラスおよびアーチ機構の等価壁長さ l_{wa} および l_{wb} は Fig.1.2.8 に示すような開口左右の袖壁の高さ h_{ww} および長さ l_{wva} 、 l_{wvb} として、下記のように算定する。

$$h_{ww} = \begin{cases} h_0 + h_t & (\text{引張側}) \\ h_0 + h_c & (\text{圧縮側}) \end{cases} \quad (1.2.20)$$

$$l_{wva} = \begin{cases} l_{wat} + D & (\text{引張側}) \\ l_{wac} + \Delta l_{wa} & (\text{圧縮側}) \end{cases} \quad (1.2.21)$$

$$l_{wvb} = \begin{cases} l_{wbt} + D & (\text{引張側}) \\ l_{wbc} + \Delta l_{wb} & (\text{圧縮側}) \end{cases} \quad (1.2.22)$$

ここで、 h_t : 開口上端部から上階梁芯 (または床位置) までの距離、 h_c : 開口下端部から下階梁芯 (または床位置) までの距離、 l_{wat} 、 l_{wac} : アーチ機構に有効な袖壁長さで引張側および圧縮側壁板の開口縁から柱内端までの長さ、 l_{wbt} : トラス機構に有効な袖壁長さで引張側壁板の開口補強筋から柱内端までの長さ、 l_{wbc} : トラス機構に有効な袖壁長さで圧縮側壁板端から柱内端までの長さ、 Δl_{wa} 、 Δl_{wb} : 壁板の有効長さの増分である。

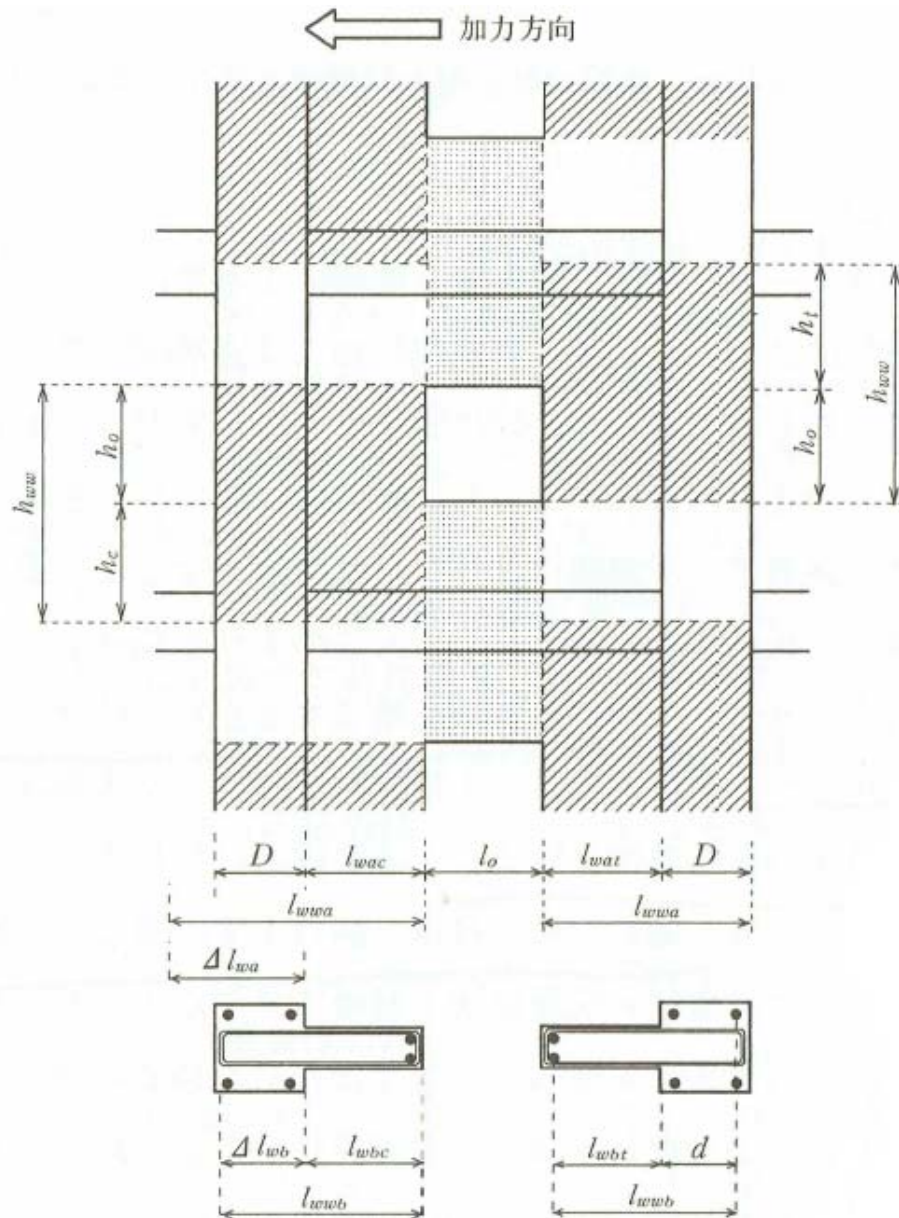


Fig.1.2.8 Definitions of height and length of wall panels for Eq.(1.2.19)~ (1.2.22) ¹⁾

B) 櫻井らによる圧縮ストラットに基づく有開口耐震壁の算定法²⁴⁾

櫻井らは、開口の形状・位置・個数を変数とした連層耐震壁の実験^{16)~18)}を対象とした FEM 解析に基づく有開口耐震壁のパラメトリック解析を行い、開口位置の変化が当該耐震壁各部位の負担せん断力および圧縮ストラットの形成に及ぼす影響を検討したとともに、アーチ機構に基づいた簡便な有開口耐震壁のせん断終局強度の算定法を提案した。

FEM 解析結果から、有開口耐震壁のせん断力を伝達する圧縮ストラットの長さおよび各部材のける負担せん断力は、開口位置や載荷方向によらず個々の壁板で壁板長に応じて変化する傾向が認められる。アーチ機構に基づいた各壁板のせん断抵抗モデルと側柱の効果を考慮した有開口耐震壁のせん断終局強度 Q_{w0} は Eq.(1.2.23)に示すように Eq.(1.2.24)に基づく圧縮側袖壁付き柱、中央壁板および引張側袖壁付き柱の算定せん断終局強度の総和とする。また、コンクリートの有効強度係数 ν を Eq.(1.2.25)により算定することで、耐震壁の主要影響要因（コンクリート 1 軸圧縮強度，せん断スパン比，軸力比および壁筋比）の変化がせん断強度に及ぼす影響を考慮することが可能であることを提示している。

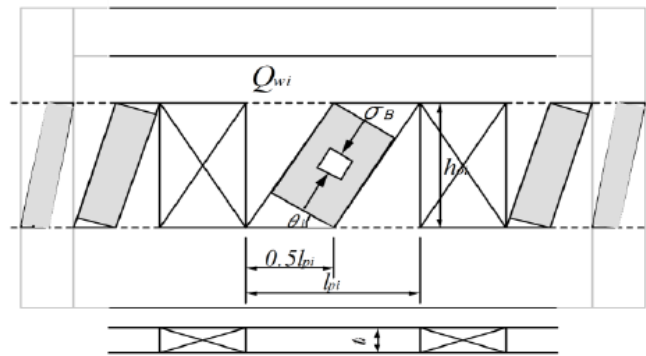
$$Q_{w0} = \sum_{i=1}^{n+1} Q_{wi} \quad (1.2.23)$$

$$Q_w = \nu \cdot \sigma_B \cdot \cos \theta_i \cdot \sin \theta \cdot 0.5 l_{pi} \cdot t_i \quad (1.2.24)$$

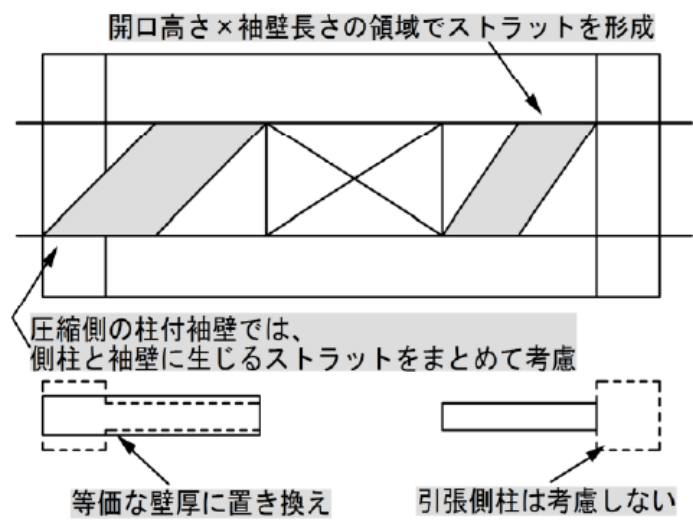
$$\nu = -0.016 \sigma_B - 0.16 \frac{M}{QD} + 0.36 \frac{N}{bD\sigma_B} + 0.27 \cdot p_s + 1.23 \quad (1.2.25)$$

ここで、 n ：開口数， θ_i ：壁板で仮定した圧縮ストラットの角度， l_{pi} ：壁板長， t_i ：壁厚， p_s ：壁補強筋比である。なお，Eq.(1.2.24)ではトラス機構による耐力負担分を無視することとした。また，側柱および袖壁においても Fig.1.2.9(a)に示すように開口高さ位置方向の圧縮ストラットがそれぞれ形成されているものと仮定する。

また，FEM 解析結果から本算定においては引張側柱のせん断力は無視するものとし，圧縮側柱では袖壁の長さに応じて袖壁の負担せん断力が変化する傾向が見られるのに対し，袖壁長によって圧縮側柱の負担せん断力が変化する傾向はみられなかった。そこで，算定の簡略化のために，圧縮ストラット算定の際には袖壁と圧縮側柱におけるそれぞれの圧縮ストラットを併せて算定する方法を示した。すなわち，圧縮側柱と圧縮側袖壁では Fig.1.2.9(b)に示すようにそれぞれの厚さを等価な壁厚に置き換えた上で，袖壁長さと側柱せいの合計長さと開口高さからなる領域で圧縮ストラットが形成されるものと仮定した提案である。



(a) Assumption for proposed shear resisting model in wall panel



(b) Assumption of boundary column

Fig.1.2.9 Simplified shear resistant model for shear walls proposed by Sakura M. et al²⁴⁾

C) 壁谷澤らによる分割累加式⁵⁾

文献 25) では Eq.(1.2.26)-(1.2.28)に示した分割累加式を用いて有開口耐震壁のせん断終局強度を開口左右の袖壁付き柱の終局強度の和より算出する方法の妥当性を検討した。壁谷澤らによる方法では、荷重方向による引張側の袖壁における影響を考慮するため、片側柱付き壁の断面を Fig.1.2.10 に示すように壁と柱の断面を縦（壁長さ）方向に分割して、広沢式を参考とするせん断終局強度式を用いて、その累加をせん断終局強度とした (Eq.(1.2.26)~(1.2.28))。

$$Q_{su} = Q_{suw} + Q_{suc} + 0.1N \quad (1.2.26)$$

$$Q_{suw} = \left\{ \frac{0.053 p_{twe}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M/(Qd_w)} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{wh} \cdot \sigma_{why}} \right\} \cdot t_e \cdot j_w \quad (1.2.27)$$

$$Q_{suc} = \left\{ \frac{0.053 p_{ice}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M/(Qd_{ce})} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{cwe} \cdot \sigma_{cwy}} \right\} \cdot b_{ce} \cdot j_{ce} \quad (1.2.28)$$

ここで、 p_t : 梁の引張鉄筋比 (%), p_w : 梁のせん断補強筋比 (小数), d : 梁有効せい, p_{twe} : 壁縦筋の引張鉄筋比 (%), p_{wh} : 壁の補強筋比 (小数), d_w : 壁有効せい (=0.95L), d_{ce} : 柱有効せい (=0.95D), j_w : 壁応力中心間距離 (=7 d_w /8), j_{ce} : 柱の応力中心間距離 (=7 d_{ce} /8) である。

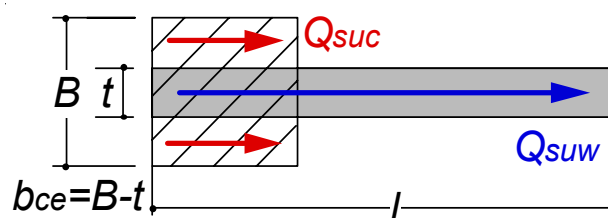
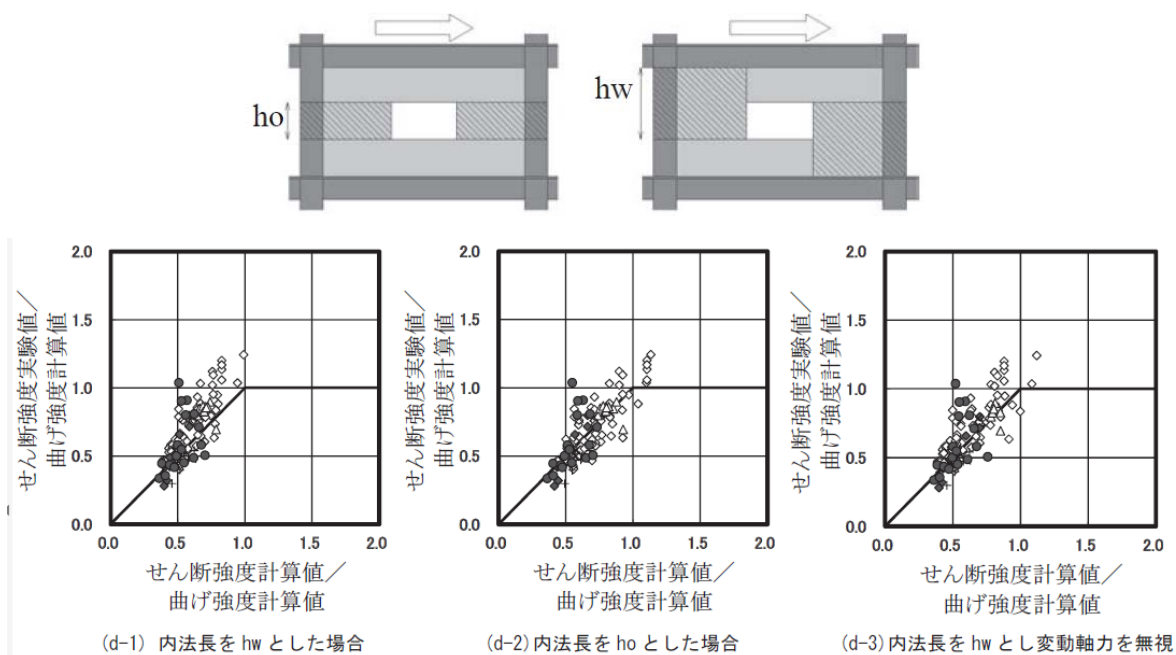
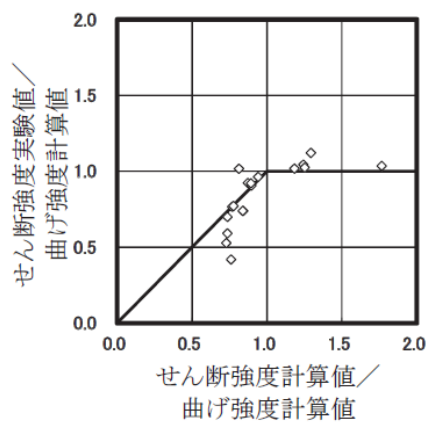


Fig.1.2.10 The Concept of Eq.(1.2.26)

文献 25) で示された分割累加式による有開口耐震壁のせん断終局強度を評価した結果、複数開口をもつ試験体を除いた単層試験体を対象とした範囲では、せん断強度を算定する内法高さを h_0 としたものは h_w としたものと比べて危険側の試験体が多くなること、また付加軸力の影響は少なかったと報告されている (Fig.1.2.11(a)を参照)。また、連層耐震壁の試験体を対象とした場合には、せん断強度を算定する内法高さを h_w としており、Fig.1.2.11(b)をみるとほぼ安全側に評価されている結果が示された。



(a) One-story shear wall with single opening



(c) 袖壁付き柱のせん断強度式に分割累加式を用いた場合 (内法長は h_w)

(b) Multi-story shear wall with openings

Fig.1.2.11 Evaluation result with Eq.(1.2.26)²⁵⁾

1.3 RC 連層耐震壁の耐震性能に関する既往の研究

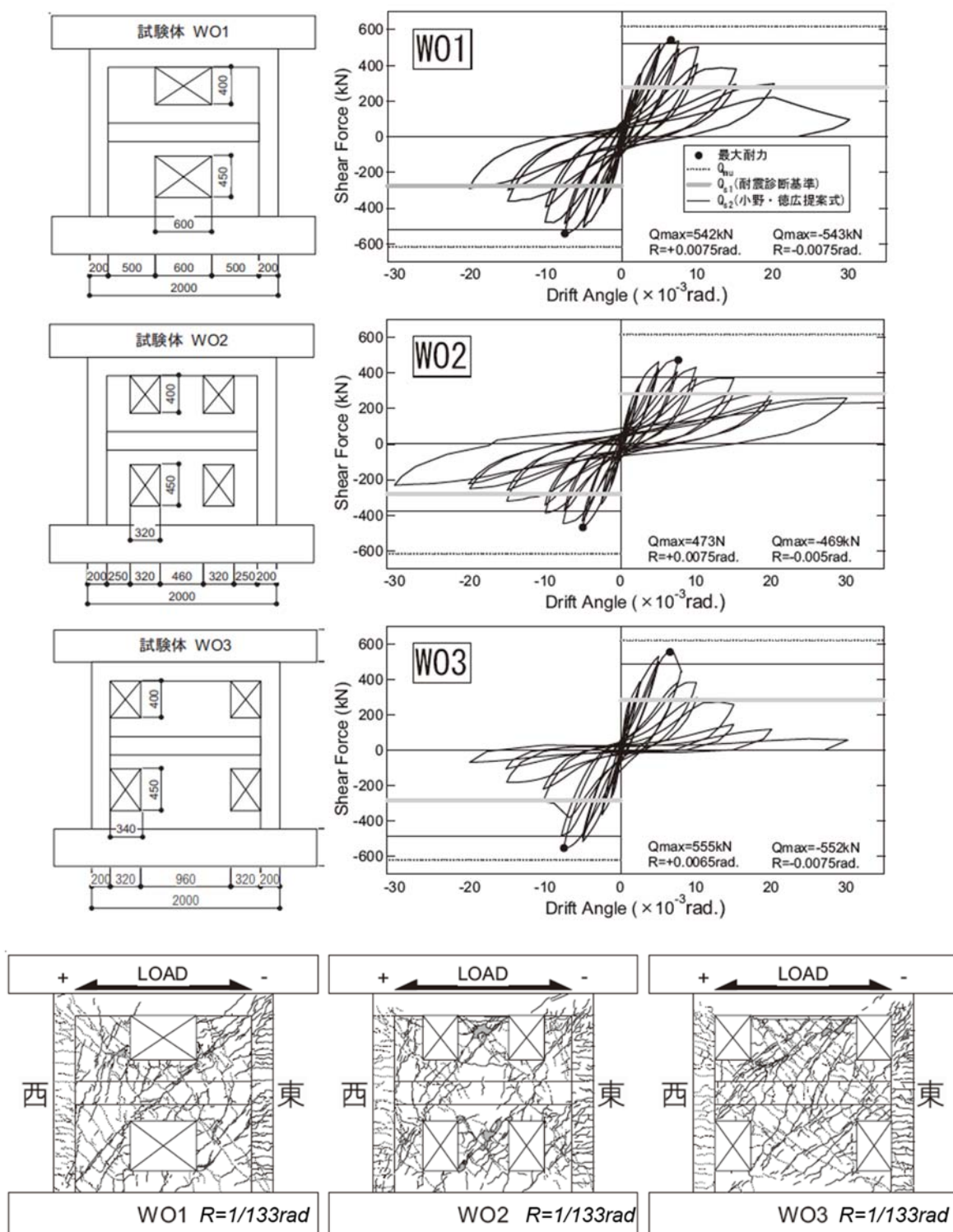
1.3.1 複数開口を有する連層耐震壁の静的載荷実験（2007～2010）

鈴木・櫻井ら^{16)~18)}は、等価開口周比を同一とした RC 造開口耐震壁について、開口の形状・位置・個数を変数とした静的載荷実験を実施し、破壊性状、履歴特性、変形状およびせん断耐力などの構造性能を比較検討した。試験体は Fig.1.3.1 に示すような 6 層程度の RC 造建築物における連層耐震壁の下層部を想定した開口配置の異なるものであり、実大の約 1/3 スケールのもので 11 体である。試験体 WO1~WO3 および WO7~WO10 は開口周比 0.4、試験体 WO4~WO6 は開口周比 0.35 である。また、試験体 WO1~WO3 が 2 層であったのに対して、その他の試験体は 2.3 層としている。なお、すべての試験体の梁幅 (150mm) は壁厚さ (80mm) の 1.875 倍とした。

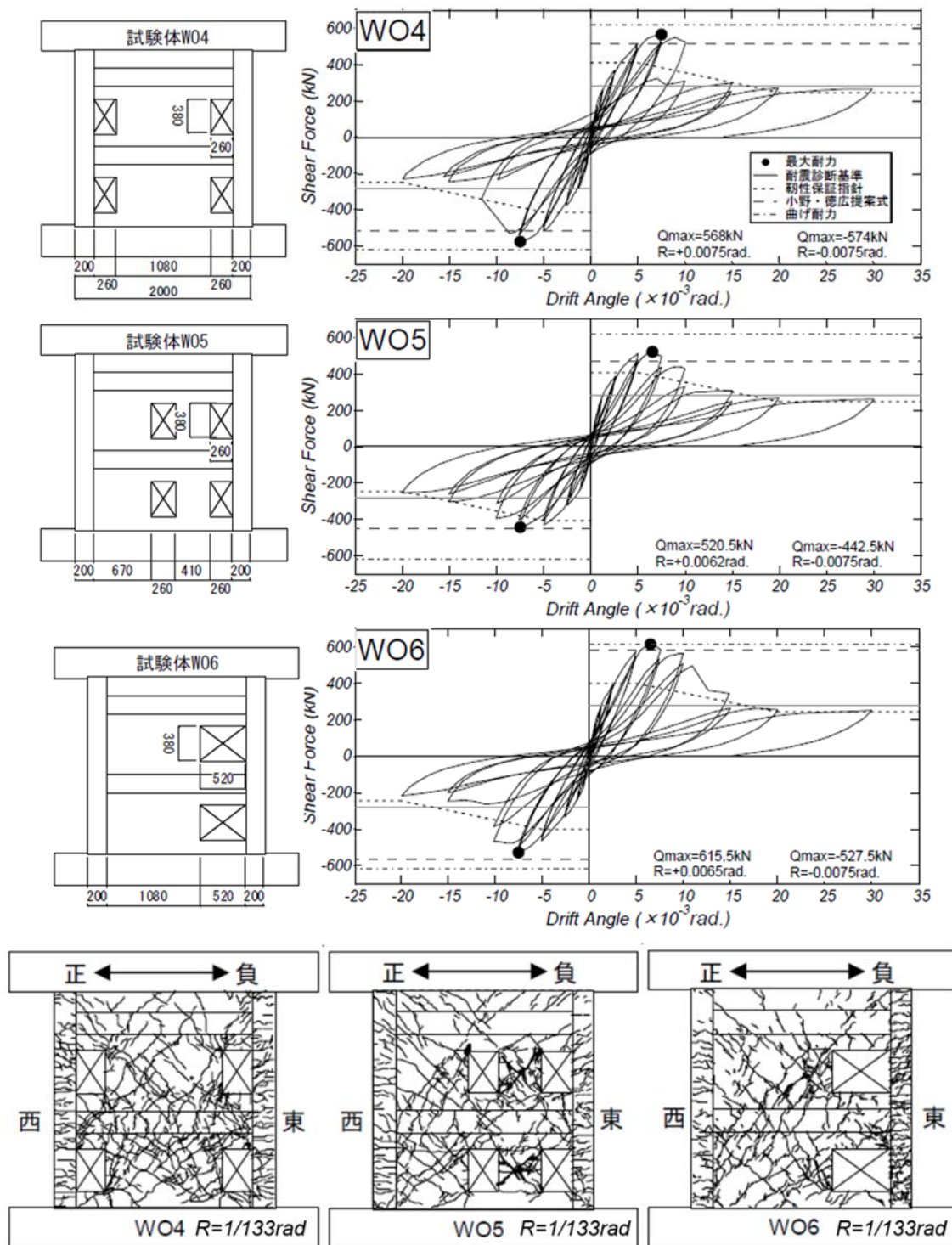
Fig.1.3.1 に各試験体の荷重—変形角関係および最終破壊性状を示している。開口位置が対称である場合（試験体 WO1~WO4）では、載荷方向による破壊性状および最大耐力値の差異はほとんどない。一方、偏在開口を有する場合（試験体 WO5 および WO6）には破壊性状および最大耐力値に及ぼす載荷方向による影響が顕著となる。また、開口位置の違いにより壁脚部の応力伝達機構が異なるため、壁脚部が負担する曲げモーメントに差異が生じる。よって、等価開口周比が同一であっても開口位置が異なる場合には構造性能に差が生じる。

また、実験での各試験体最大耐力と各せん断終局強度の計算値を比較すると、試験体 WO1~WO6 においては、耐震診断基準³⁾による算定ではせん断終局強度 Q_{su} に下限式 (Eq.1(1.2.1)) を採用していることもあって、計算値が実験値を大幅に過小評価した結果となった。一方、小野・徳広⁹⁾による提案式を用いた場合では、計算値は実験値と概ね良好な対応を示している。また、試験体 WO7~10 においては、広沢 mean 式 (Eq.1(1.2.2)) に等価開口周比 η (Eq.(1.2.12)) による低減率 γ (Eq.(1.2.11)) を乗じて算定されるせん断終局強度が実験値を過小評価する傾向がみられた。一方、小野・徳広⁹⁾による提案式では実験値を概ねに精度良く評価できたが、単層有開口耐震壁において応力圧縮場が斜め 45 度で形成されると仮定したことは連層耐震壁に対しては強度低減率を適切に評価できない場合があることも示した。

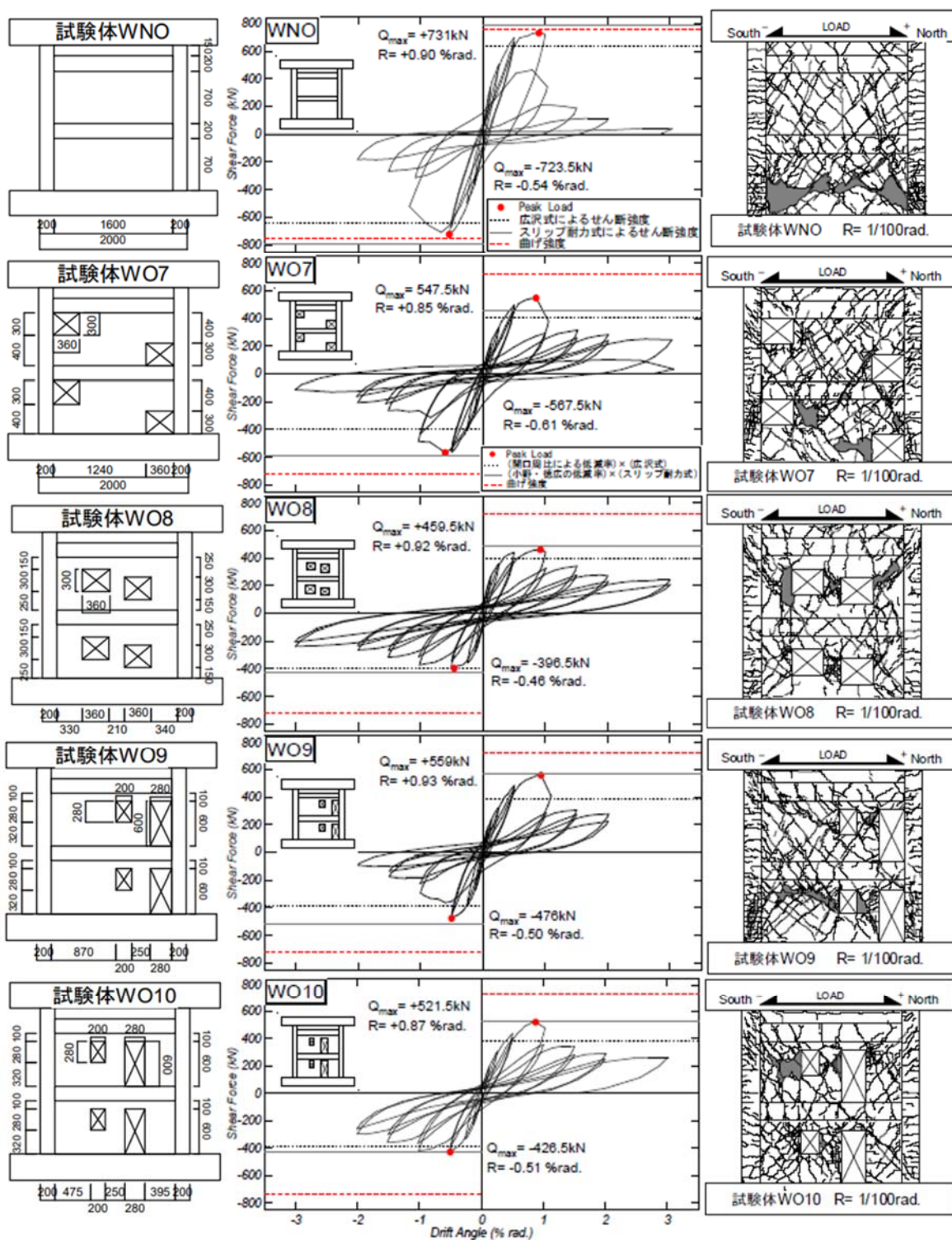
以上のことより、等価開口周比を用いた有開口耐震壁のせん断終局強度の算定は、安全側の評価となるが、その予測精度は十分とはいえない。



(a) WO1~WO3¹⁶⁾



(b) WO4~WO5¹⁷⁾



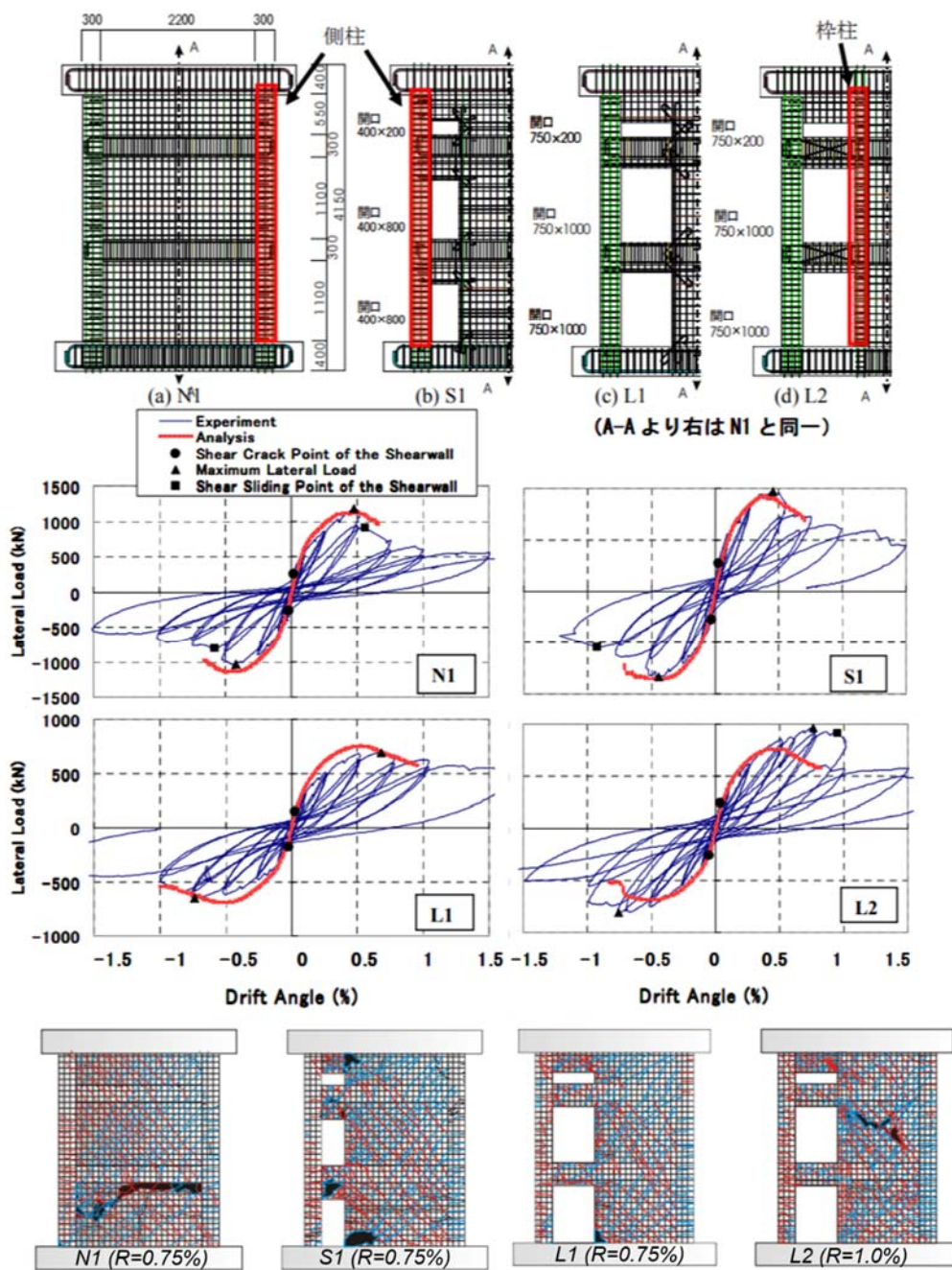
(c) WO7~WO10, WNO¹⁸⁾

Fig.1.3.1 Experimentation of RC shear walls with multi-openings by Suzuki K. and Sakurai M., et al

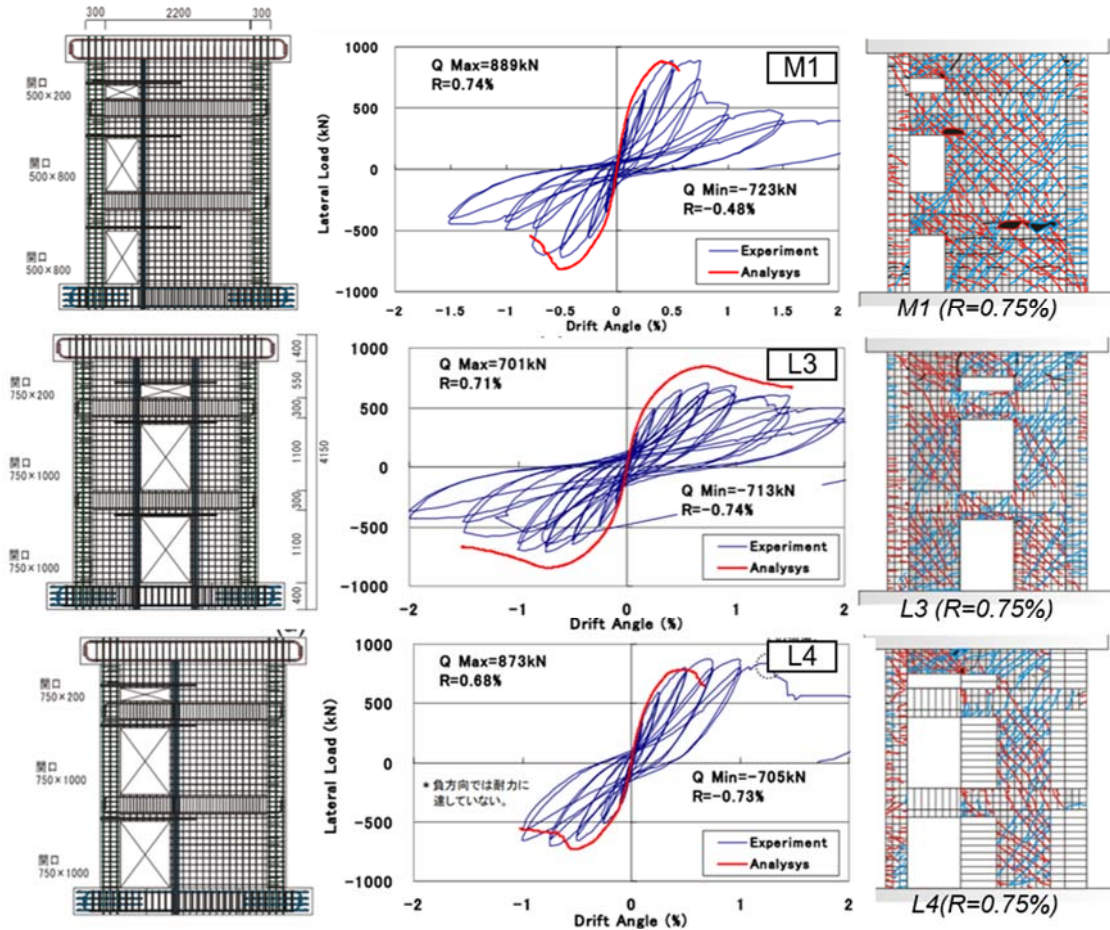
1.3.2 開口が偏在する連層耐震壁の静的載荷実験 (2008~2010)

森・土井ら^{20)~22)}は、開口周比 η (Eq.(1.2.16)) が 0.4 前後で開口が偏在および多層に渡る RC 造連層耐震壁について、等価開口周比および開口配置を変数とした静的載荷実験を行い、そのせん断性状を把握した。想定建物は 6 層の連層耐震壁を有する中低層 RC 造建物とし、試験体はその最下層 3 層の 1 スパンを 40%スケールでモデル化した偏在開口付き連層耐震壁である。試験体は Fig.1.3.2 に示すように無開口試験体 N1, 中央開口の S3 ($\eta=0.3$) と L3 ($\eta=0.46$), 偏在開口の S1 ($\eta=0.3$), M1 ($\eta=0.34$) と L1 ($\eta=0.46$), 開口が千鳥配置された試験体 S2 ($\eta=0.3$), L5 ($\eta=0.46$), L6 ($\eta=0.46$), または、偏在開口を枠柱 ($160 \times 160\text{mm}$) により補強を行った試験体 L2 ($\eta=0.46$) および繊維補強した試験体 L4 の計 11 体である。なお、すべての試験体の梁幅 (200mm) は壁厚さ (80mm) の 2.5 倍とした。

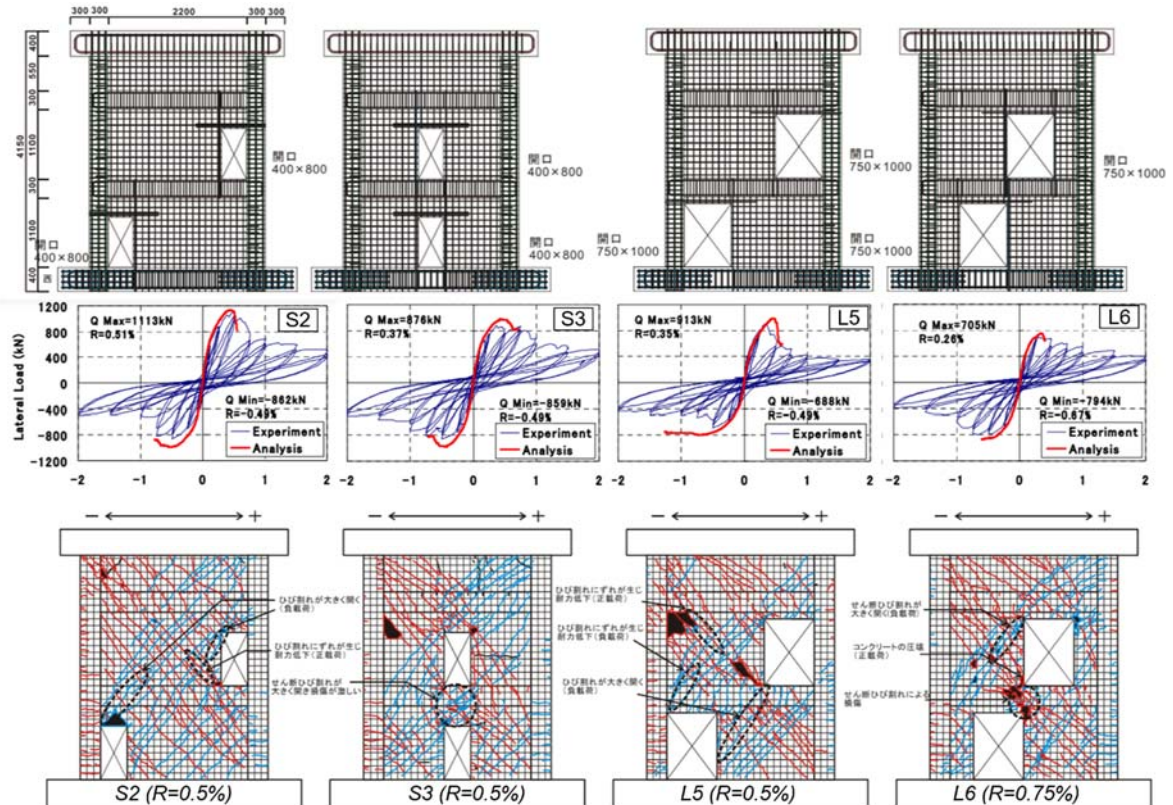
Fig.1.3.2 では各試験体の荷重変形関係および最大耐力時の損傷状況を併せて示している (試験体 L4 については補強を行っていない領域のひび割れのみを示す)。開口が偏在開口および千鳥配置された試験体では載荷方向によって破壊性状および水平耐力に差が見られ、脆性的な挙動を示した。また、無開口耐震壁のせん断耐力に開口低減率を乗じて有開口耐震壁のせん断耐力を評価した結果、靱性式 (Eq.(1.2.3)) と小野・徳弘による低減率 (Eq.(1.2.17)) の組み合わせでは計算結果と実験結果が良好に対応した。ただし、この低減率は前述のように単層耐震壁を対象とした考え方に基いているため、複数の傾斜角を持つ圧縮束が形成される連層耐震壁を対象とした評価法を整備する必要がある。



(a) N1, S1, L1, L2 (Specimens with eccentric openings) ²⁰⁾



(b) M1, L3, L4 (Specimens with eccentric/central openings)²¹⁾



(c) S2, S3, L5, L6 (Specimens with staggered openings)²²⁾

Fig.1.3.2 Experimentation of RC shear walls with multi-openings by Mori K. and Doi M., et al

1.3.3 開口高さに関する耐力低減率の検証実験¹³⁾ (2015)

真田らは壁高さ方向の破壊線上に縦長開口が複数配置される連層耐震壁を対象とした静的荷重実験を行い、2010年版のRC規準⁸⁾および技術基準⁴⁾の開口低減率の評価精度を検証した。試験体は中層のRC建物における連層耐震壁を想定した1/6スケールのもので3体である。また、本実験では、縦長開口連層耐震壁における開口上下の梁の性能を適切に模擬するため、Fig.1.3.3に示すように上スタブの一部を取り除き、頂部梁の変形を許容できる計画とされた。なお、これらの試験体では基礎は上部構造に対して十分剛強であるように設計された。試験体W0は無開口であり、試験体W1は壁高さ方向の縦長開口が1列、試験体W2は2列である。また、開口面積は試験体W1およびW2ともに $h_{op} \times l_{op} = 400 \times 100 \text{mm}$ であり、RC規準において縦長開口における開口低減率 r_3 が最も低くなるよう設計された。梁幅および壁厚は同一の寸法(50mm)とし、断面積および形状はRC規準⁸⁾に示される枠梁の推奨値を満足している。

縦長開口を有する試験体の破壊性状は、開口上下の梁のせん断破壊および左右袖壁脚部の曲げ圧壊が顕著となり、開口低減率 r_3 の想定する破壊状況とおよそ対応しているが、梁のせん断強度と壁の曲げ強度が同時に発現されなかったため、実験結果に基づく開口低減率はRC規準の開口低減率を上回り、設計上危険側に評価された。また、壁脚や開口上下の梁の耐力もRC規準の想定を下回ったことを示した。従って、同規準の開口低減率を適切に運用するためには、想定する崩壊機構と部分架構の耐力を実現するための保証設計が必要であると判断される。

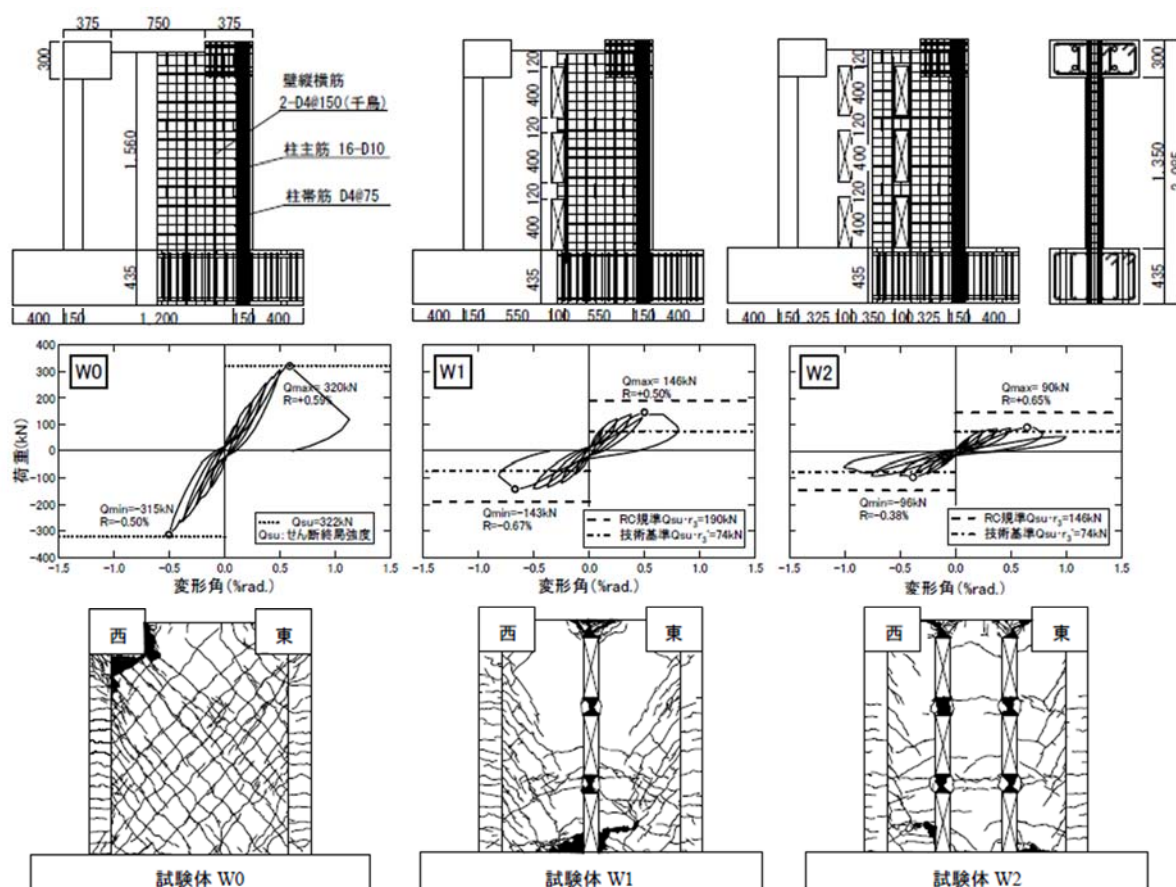


Fig.1.3.3 Verification experiment of RC shear walls with door openings by Sanada Y., et al¹³⁾

1.4 開口高さに関する耐力低減率 r_3 の概要

1.2.2 節で前述したように開口高さに関する耐力低減率は現行の技術基準⁴⁾および RC 規準¹⁵⁾において提示されている。しかしながら、現行法として技術基準⁴⁾においては層単位の開口高さに関する耐力低減率 h_0/h' (Eq.(1.2.13)) を適用する必要があると示されているが、連層耐震壁に対しても各階ごとに低減率を算定することを原則としているため、現行の RC 規準¹⁵⁾とは一般に異なる低減率が得られることになる。

RC 規準¹⁵⁾で示された開口高さに関する耐力低減率 r_3 は縦長開口連層耐震壁の壁脚部の負担曲げ耐力および開口上下の梁の負担耐力を仮定して求められている。本節では、 r_3 が想定する開口壁における壁脚部の負担せん断力 Q_{wM0} (Eq.(1.4.1)) および開口上下の梁の負担せん断力 Q_{wB0} (Eq.(1.4.2)) の算定式と、その主な算定仮定を整理する。ここで、 Q_w は広沢式を用いた無開口耐震壁のせん断終局強度である。

<柱を含む壁脚部の負担曲げ耐力>

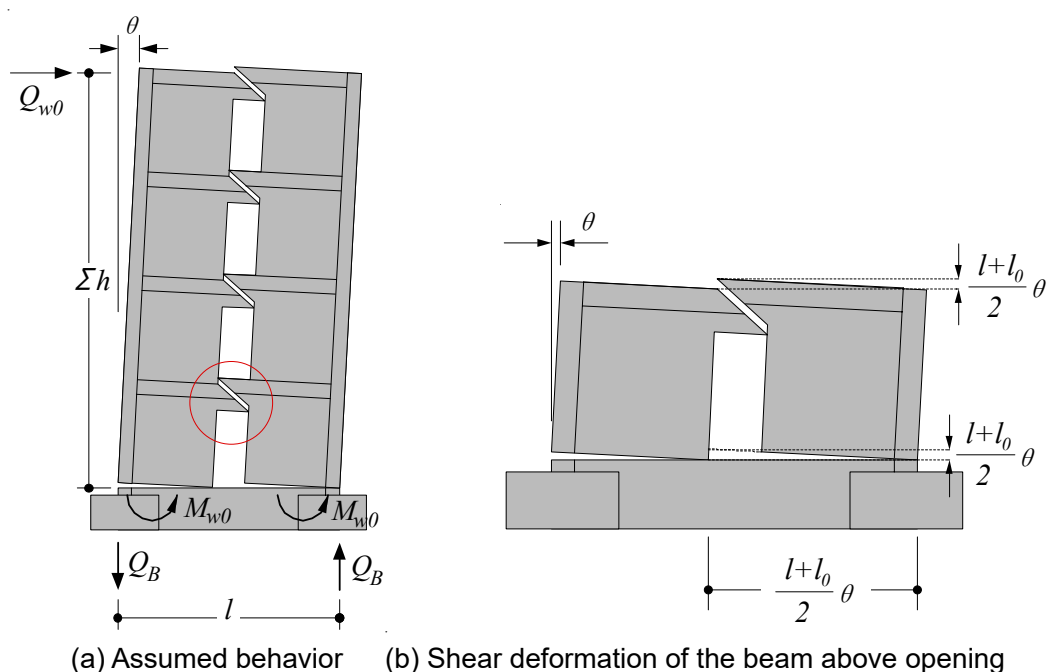
$$Q_{wM0} = \frac{Q_w}{n_h + 1} \left(1 - n_h \frac{l_0}{l} \right) \quad (1.4.1a)$$

$$Q_{wM0} = \frac{Q_w}{2} \left(1 - \frac{l_0}{l} \right) \quad (1.4.1b)$$

<開口上下の梁の負担耐力>

$$Q_{wB0} = \frac{n_h \cdot Q_w}{n_h + 1} \left(1 - \frac{\sum h_0}{\sum h} \right) \cdot \left(1 + \frac{l_0}{l} \right) \quad (1.4.2a)$$

$$Q_{wB0} = \frac{Q_w}{2} \left(1 - \frac{\sum h_0}{\sum h} \right) \cdot \left(1 + \frac{l_0}{l} \right) \quad (1.4.2b)$$



(a) Assumed behavior (b) Shear deformation of the beam above opening
Fig.1.4.1 Concept of r_3 for shear walls with single-aligned door openings

Fig.1.4.1 に縦長開口が 1 列の場合 ($n_h=1$) の開口低減率 r_3 の評価概念図を示している。これから、以下の仮定を用いて、1 列開口の場合を想定して各算定式を誘導する。

<仮定 1> 壁脚部の負担せん断力は無開口耐震壁の曲げ耐力に基づいて評価する。

$$Q_w = \frac{M_w}{\Sigma h} \quad (1.4.3)$$

<仮定 2> 開口幅 l_0 の開口により分割された壁脚部の曲げ耐力 M_{w0} への影響は壁の全せい l に対する開口幅の l_0 の比 l_0/l として考慮する。つまり、曲げ耐力の和 ΣM_{w0} は Eq.(1.4.4) で近似できるものとする。

$$M_{w0} = \frac{M_w}{4} \times \frac{(l-l_0)/2}{l/2} \Rightarrow \Sigma M_{w0} = 2M_{w0} = \frac{M_w}{2} \left(1 - \frac{l_0}{l}\right) \quad (1.4.4)$$

Eq.(1.4.4)では開口位置は壁長さを等分する位置と仮定され、 r_3 の想定では各壁脚部の曲げ耐力は均等であると考えられている。また、開口位置が中央で壁脚負担モーメントが最も減少する場合とみなされ、RC 規準¹⁵⁾では開口が偏在する場合にも Eq.(1.4.4)が成立するものと考えられている。

<仮定 3> 水平変形角 θ による開口上下の梁のせん断変形は、Fig.1.4.1 (b)に示す変形適用条件より、 $(l+l_0)\theta/2$ とする。

以上三つの仮定により耐力を定式化する。縦長開口が 1 列の場合における壁脚曲げモーメントの負担による水平せん断力 (Eq.(1.4.1b)) は、Eq.(1.4.3)および Eq.(1.4.4)より得られる。

<仮定 4> 梁幅および柱幅は壁厚さと同じで、壁と梁の許容せん断力時の平均せん断応力度が等しい。また、開口上下の梁の負担せん断力は無開口壁のせん断応力度に基づいて評価する。

まず、無開口耐震壁の水平耐力 Q_w を平均せん断応力度 τ_a により、Eq.(1.4.5)と表す。また、この仮定により、有開口耐震壁における水平耐力時の開口上下の梁のせん断力 Q_B は、上記の平均せん断応力度 τ_a を用いて、Eq.(1.4.6)と表される。Eq.(1.4.6)と Eq.(1.4.5)により、縦長開口が 1 列の場合における開口上下の梁の負担せん断力 (Eq.(1.4.7)) を算定することができる。

$$Q_w = \tau_a t l \quad (1.4.5)$$

$$Q_B = \tau_a t (\sum h - \sum h_0) \quad (1.4.6)$$

$$Q_B = Q_w \left(1 - \frac{\sum h_0}{\sum h} \right) \frac{\sum h}{l} \quad (1.4.7)$$

一方、開口上下の梁の鉛直せん断力 Q_B の負担による水平せん断力 Q_{wB0} は、仮想仕事法により、水平せん断力による外力仕事 ($=Q_{wB0} \times \sum h \times \theta$) と梁のせん断力による内力仕事 ($=\sum Q_B \times (l+l_0)\theta/2$) の釣り合いから開口上下の梁の負担せん断力 (Eq.(1.4.2b)) を算定できる。

<仮定 5> 有開口耐震壁全体の水平耐力 Q_{w0} は、壁脚部の曲げ耐力 Q_{wM0} と開口上下の梁の負担せん断力 Q_{wB0} の和である。

$$Q_{w0} = Q_{wM0} + Q_{wB0} = Q_w \left[1 - \frac{1}{2} \left(1 + \frac{l_0}{l} \right) \frac{\sum h_0}{\sum h} \right] = r_3 Q_w \quad (1.4.8)$$

Eq.(1.4.8)に縦長開口が 1 列の場合における耐震壁の水平耐力評価式 Q_{w0} を示す。すなわち、縦長開口耐震壁の耐力は、RC 規準が想定する壁脚部の負担曲げ耐力および開口上下の梁の負担耐力が同時に発揮すると仮定されている。しかしながら、既往の検証実験¹³⁾では開口上下の梁および壁脚部の耐力が同時に発現されなかった結果、 r_3 の想定する耐力を下回った可能性が指摘された。そこで、開口低減率 r_3 を適切に運用するためには縦長開口耐震壁の開口上下における梁の負担耐力および開口によって分割された壁脚部の曲げ耐力、それらの加算可否などを適切に評価する必要があると考えられる。

1.5 まとめ

本章では本研究の背景と目的を示した。また，有開口連層耐震壁の耐震性能に関する過去の研究を整理した。さらに，有開口連層耐震壁におけるせん断終局強度の算定法については現在日本で採用されている各既往の開口低減率を引用してまとめるとともに，RC 規準に示される縦長開口低減率 r_3 が想定する開口壁における各部材の負担せん断力の算定式と，その主な算定仮定を整理した。

第2章 開口高さに関する耐力低減率の修正案

2.1 はじめに

本章では、縦長開口連層耐震壁における開口高さに関する耐力低減率 r_3 の高精度化を目的とする筆者の先行研究¹⁴⁾についてまとめる。具体的に、1.3.3 節で示した既往の検証実験¹³⁾を対象に二次元 FEM 解析を実施し、内部応力状態から当該部材の応力伝達機構および各構成要素のせん断耐力に対する寄与について検討した。また、FEM 解析の結果から、開口上下の梁の負担せん断力および柱を含む壁脚の負担モーメントとそれらの劣化が縦長開口連層耐震壁の耐力に及ぼす影響を解明するとともに、RC 規準に示される開口低減率 r_3 において想定された崩壊機構を踏襲しつつ、開口低減率の修正案を提示した。

2.2 既往の検証実験における FEM 解析

2.2.1 解析対象試験体¹³⁾

試験体は 1.3.3 節で示した壁高さ方向に連続する縦長開口の列数を変数とした連層耐震壁 3 体である。Table 2.2.1 に試験体の構造詳細を、Table 2.2.2 にコンクリートの材料特性を、Table 2.2.3 に鉄筋の材料特性をそれぞれ示しており、試験体形状および配筋詳細は Fig. 1.3.3 を参照されたい。

Fig. 2.2.1 に荷重装置を示す。水平荷重は、荷重フレームおよび頂部スタブに取り付けた 2 台のオイルジャッキによって行われ、左右のオイルジャッキによる作用荷重が等しくなるように制御された。また、頂部スタブが分割された本試験体では、水平力の荷重時に左右スタブの間に引張力の作用が予想されたため、両スタブ間は Fig. 2.2.2 に示すように両端にナックルジョイントを設けた PC 鋼棒により緊結された。荷重は試験体頂部の水平変位 δ を計測位置高さ $h=1,500\text{mm}$ で除した変形角 $R (= \delta/h)$ で制御された。

Table 2.2.1 Details of specimens

		W0	W1	W2
Reduction Factor	r_1	-	0.93	0.85
	r_2		0.75	0.65
	r_3		0.59	0.45
Column	$b \times D$ (mm)	150×150		
	Main Bars	16-D10 ($p_g=5.0\%$)		
	Shear Reinforcement	D4@75 ($p_w=0.25\%$)		
Beam	$b \times D$ (mm)	50×120		
	Main Bars	4-D4 ($p_t=0.54\%$)		
	Shear Reinforcement	D4@75 ($p_w=0.75\%$)		
Wall Panel	$t_w \times l_w$ (mm)	50×1350		
	Wall Reinforcement	D4@75 staggered ($p_s=0.37\%$)		
	Opening Reinforcement	1-D4		

Table 2.2.2 Material properties of concrete

	Compressive strength (N/mm^2)	Elastic modulus (kN/mm^2)	Strain at compressive strength (μ)
W0	25.8	25.6	1,838
W1	26.5	26.3	1,993
W2	26.6	25.7	1,920

Table 2.2.3 Material properties of steel

	Yield stress (N/mm^2)	Elastic modulus (kN/mm^2)	Tensile strength (N/mm^2)
D10 (SD345)	379	174	479
D4 (SD295A)	323	153	458

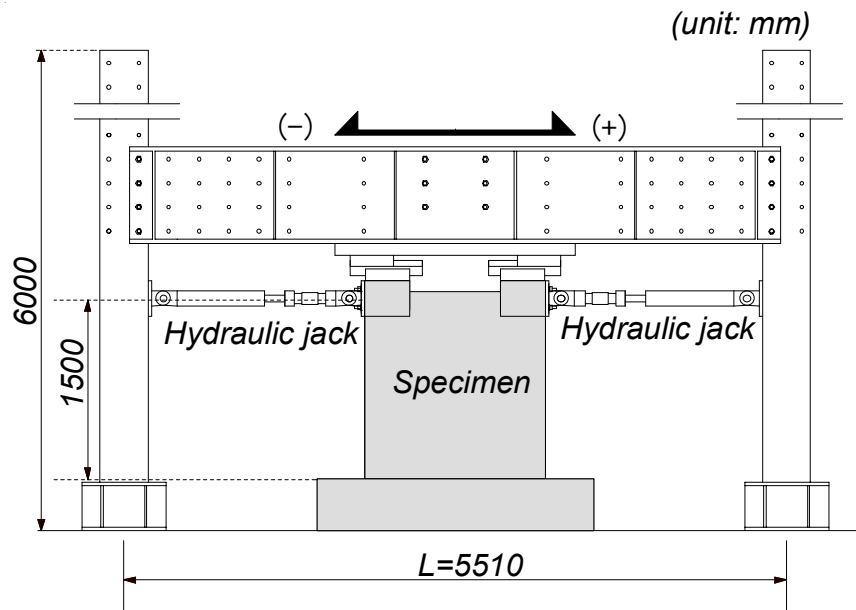


Fig.2.2.1 Loading apparatus of verification experiment

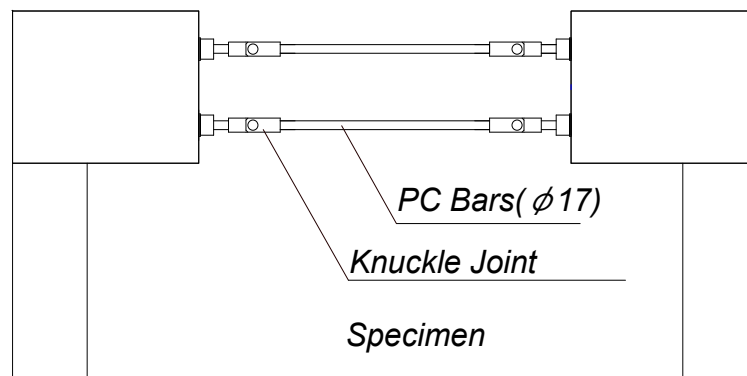


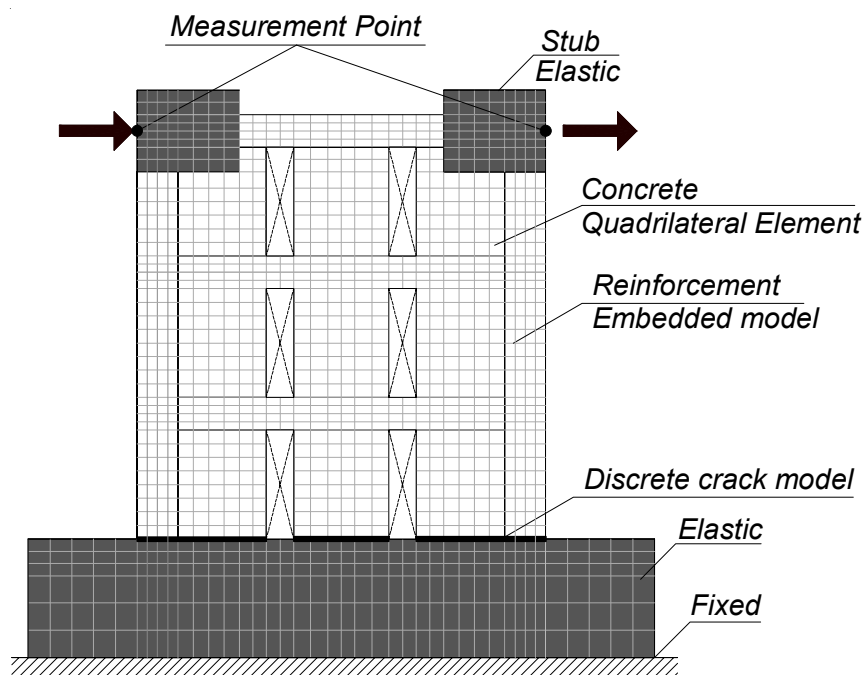
Fig.2.2.2 Details of PC and knuckle joints

2.2.2 解析モデル

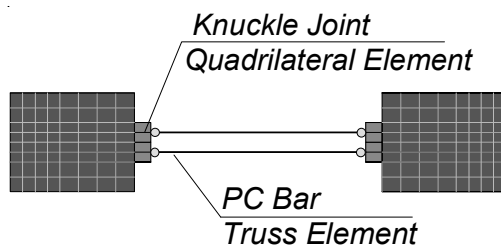
FEM 解析は汎用ソフトの「FINAL」²⁶⁾を用いた。解析は二次元解析とし、平面応力場を仮定した。Fig.2.2.3 に試験体 W2 を例とした要素分割図を示す。スタブ部分は試験部分と比べて十分に剛性が高いことから、弾性体で定義した。下スタブ底面における節点の鉛直および水平の自由度を拘束することで完全固定とした。また、実験では左右の上スタブに等しい水平力を作用させ、解析では実験時に左右の上スタブで計測された水平変位と等しくなるように変位を制御した。また、上スタブ間の PC 鋼棒とナックルジョイントは等価な断面積を有するトラス要素および四辺形要素を用いて表現した (Fig.2.2.3 (b)参照)。解析に用いた材料特性は Table 2.2.2 および Table 2.2.3 の数値である。ただし、縦長開口を有する試験体 W1 および試験体 W2 では、Fig.2.2.4 に示されるように、載荷前にすべての開口上下における梁に初期ひび割れの発生が確認されたことから、開口上下の梁のコンクリート要素のひび割れ強度 σ_{cr} の値を $0.313\sqrt{\sigma_B}$ (σ_B : コンクリートの圧縮強度) から 0.01N/mm^2 へと低減し、解析の初期ステップにおいて開口上下の梁にひび割れが生じるようにした。

コンクリートは 4 節点平面応力要素で定義し、鉄筋は埋め込み鉄筋として要素内に層状置換した。また、ひび割れは非直交ひび割れモデル²⁷⁾により表現した。二軸応力下の破壊条件は Kupfer らの提案²⁸⁾に従った。応力-ひずみ関係は上昇域を修正 Ahmad モデル²⁹⁾とし、軟化域を Nakamura モデル³⁰⁾と仮定した。また、ひび割れ発生後は圧縮特性の劣化を長沼モデル³¹⁾によって考慮した。引張側の応力-ひずみ関係は、ひび割れ強度までは線形とし、テンションステイニング特性は長沼・山口モデル³²⁾を仮定した。また、コンクリートの履歴特性は繰り返しによる軟化挙動を考慮した³³⁾。ひび割れ後のせん断伝達モデルは Al-Mahaidi モデル³⁴⁾を仮定した。鉄筋の応力-ひずみ関係はバイリニアモデルを、履歴特性は修正 Menegotto-Pinto モデル³⁵⁾を仮定した。

壁脚部に生じた曲げひび割れの影響を考慮するために、壁脚部の節点と下スタブの節点を別々に定義し、分散ひび割れ要素を設けた。分散ひび割れ要素の復元力特性は、圧縮側を剛とし、引張側をコンクリートのひび割れ強度に達した後に鉄筋の抜け出しを考慮するモデル³⁶⁾とした。また、分散ひび割れ要素のせん断伝達特性は山田・青柳の提案モデル³⁷⁾を仮定した。

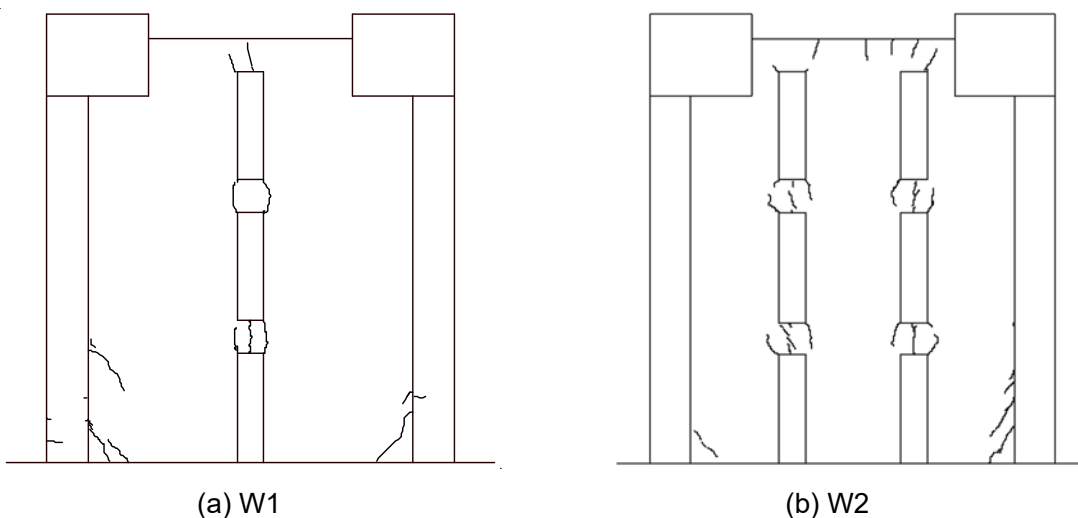


(a) Element replacement (W2)



(b) Details between the upper stubs

Fig.2.2.3 Modeling for FEM analysis



(a) W1

(b) W2

Fig.2.2.4 Initial cracking pattern

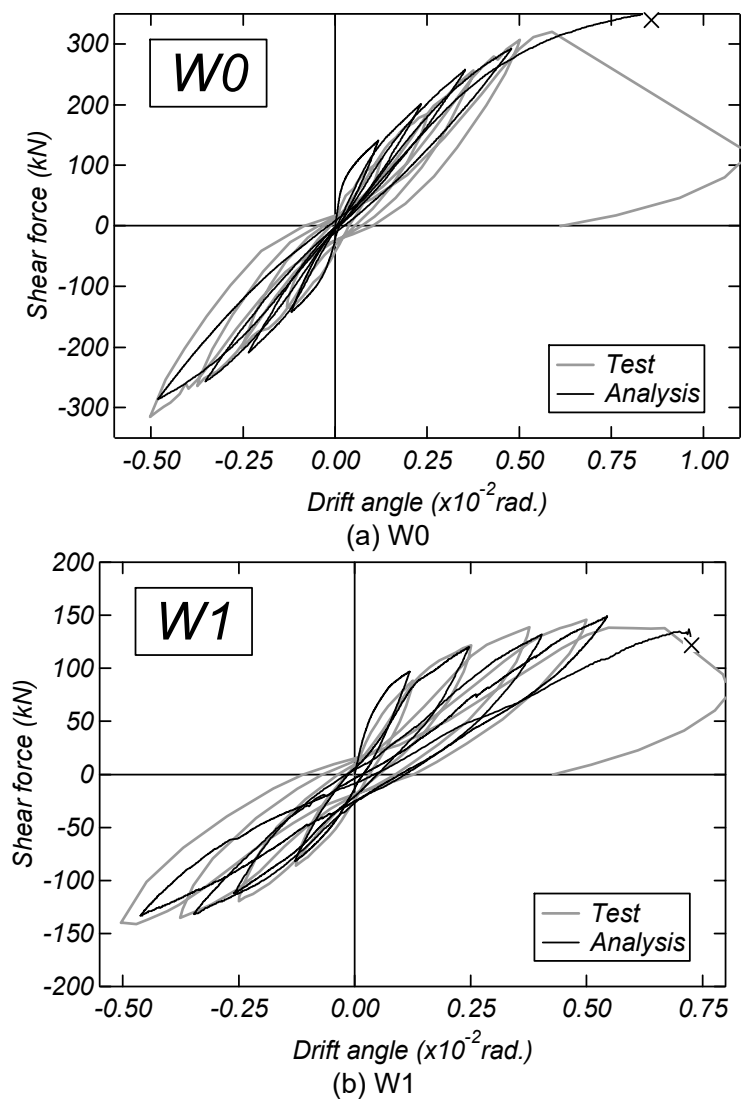
Table 2.2.4 Outline for analytical model for verification experiment

試験体		W0	W1	W2	
コンクリート	要素		4 節点平面応力要素		
	材料特性	σ_B (Mpa)	25.8	26.5	26.6
		E_c (GPa)	25.6	26.3	25.7
		ε_{c0} (μ)	1,838	1,993	1,920
		σ_{cr} (Mpa)	1.6	開口上下の梁: 0.01 その他: 1.6	開口上下の梁: 0.01 その他: 1.6
		ν	0.17		
	σ - ε 関係	圧縮側	上昇域: 修正 Ahmad モデル 下降域: Nakamura モデル		
		引張側	上昇域: 直線モデル 下降域: 長沼・山口モデル		
	破壊規準		二軸圧縮: Kupfer らのモデル		
	ひび割れ後のせん断伝達特性		修正 Al-Mahaidi モデル		
	履歴特性		長沼の曲線モデル		
ひび割れモデル		独立 2 方向分布ひび割れモデル			
鉄筋	要素		埋込鉄筋としてコンクリート要素に置換		
	材料特性 (D4)	σ_y (Mpa)	323		
		E_s (GPa)	1.53		
		ν	0.3		
	材料特性 (D10)	σ_y (Mpa)	379		
		E_s (GPa)	1.74		
		ν	0.3		
	σ - ε 関係		bi-linear モデル		
	降伏基準		応力 \geq 降伏点		
	履歴特性		修正 Menegotto-pinto モデル		
PC	要素		2 節点トラス要素		
	材料特性	σ_y (Mpa)	1176		
		E_s (GPa)	2.01		
		ν	0.3		
	σ - ε 関係		bi-linear モデル		
	降伏基準		応力 \geq 降伏点		
履歴特性		修正 Menegotto-pinto モデル			
壁板と下スタブ	要素		4 節点		
	圧縮側		剛体		
	引張側		抜け出しを考慮したモデル		
	ひび割れ後のせん断伝達特性		山田・青柳の提案モデル		

2.2.3 解析結果

Fig.2.2.5 に解析結果と実験結果の履歴特性の比較を示す。また、同図では解析においてコンクリート要素の軟化により収束計算が不安定になった時点を X で示している。各試験体の解析結果は実験においておよそ最大耐力が記録された変形角 $R=0.5\%rad$ までの載荷サイクルにおける実験結果を概ね再現できた。

Fig.2.2.6 に $R=0.5\%rad$ のサイクル終了時における解析結果と実験結果の損傷状況の比較を示す。同図中の解析結果では、要素の塗り潰し箇所はコンクリート要素の応力が軟化域に達したものを意味する。各試験体の解析結果をみると、側柱に発生した曲げひび割れ、壁板に発生したせん断ひび割れ、および有開口試験体における開口上下の梁の損傷状況は実験結果と概ね一致している。



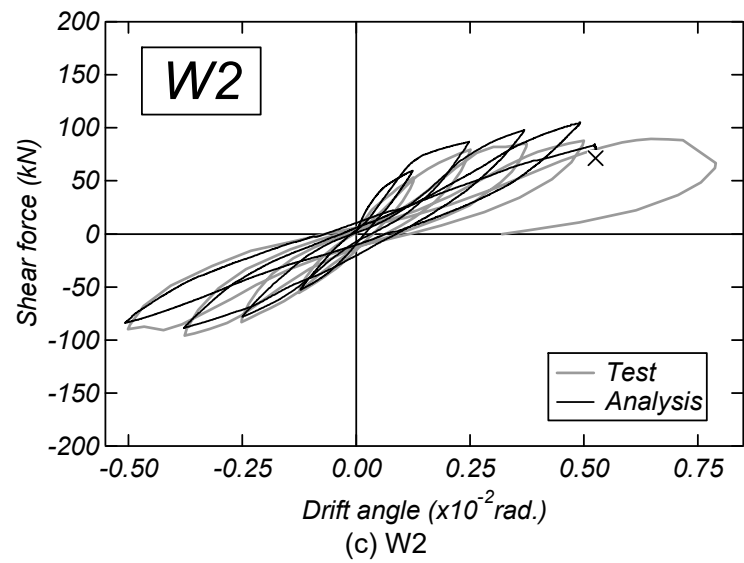


Fig.2.2.5 Comparisons between experimental and analytical shear force-drift angle relationships
 (c) W2

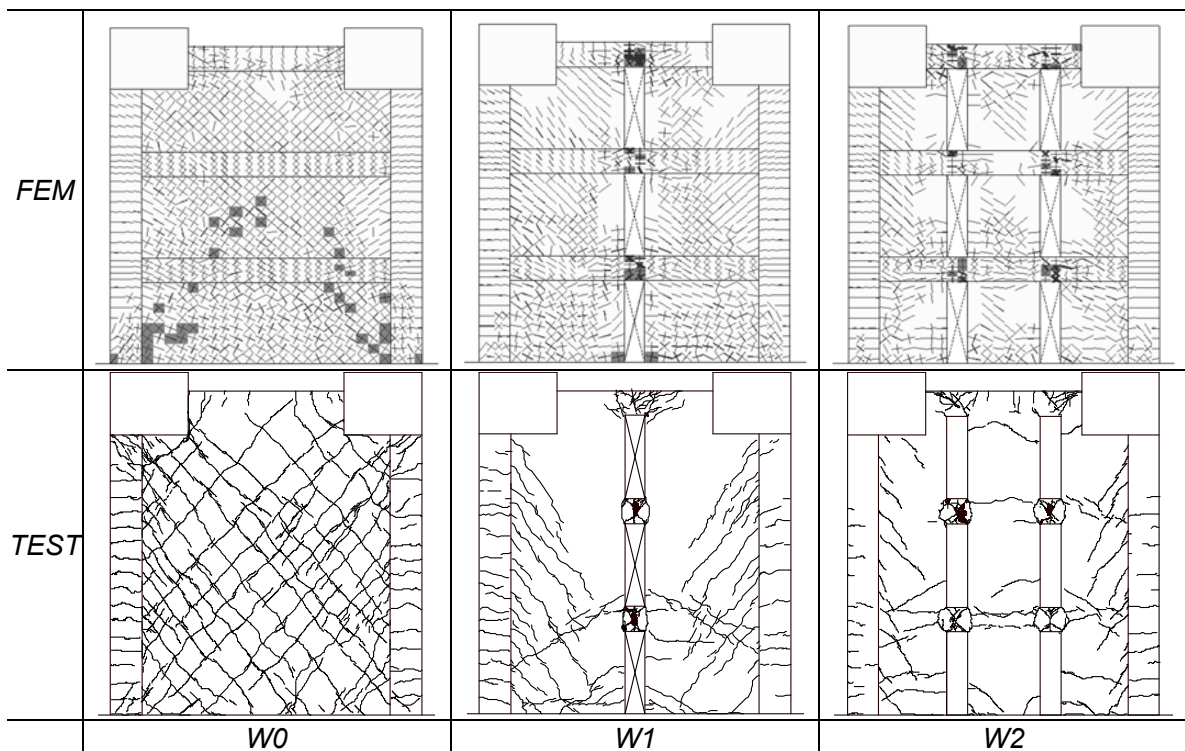


Fig.2.2.6 Comparisons between experimental and analytical cracking patterns ($R=0.5\%$ rad)

2.2.4 各構成要素の負担せん断力の推移

文献 13)に示した実験結果では、開口上下の梁のせん断破壊と壁脚の曲げ圧壊が生じ、試験体の破壊機構は r_3 における想定と概ね整合したが、 r_3 の想定耐力は開口列数にかかわらず両試験体の最大耐力を大幅に過大評価した。本節では、縦長開口耐震壁試験体において r_3 の想定する耐力の過大評価の原因を明らかにするため、FEM 解析結果から開口上下の梁の負担せん断力および柱を含む壁脚の負担モーメントとそれらの劣化が縦長開口連層耐震壁の耐力に及ぼす影響を検討する。

Fig.2.2.7 に解析結果から算出した変形角 $R=0.5\%$ rad ピーク時までにおいて開口上下の梁および壁脚部の負担せん断力の推移を、Fig.2.2.8 に 1 列開口試験体 W1 を例とした算定概念図をそれぞれ示す。構成要素の負担するせん断力は試験体に作用する外力 P 、壁脚部の曲げモーメント M_{wi} および開口上下の梁の負担せん断力 Q_{jk} の曲げモーメントの釣り合いを考慮した Eq.(2.2.1)より算出した

$$P = \frac{\sum_i^{n_h+1} M_{wi}}{\sum h} + \frac{\sum_j^{n_h} \left(\sum_k^o Q_{jk} \cdot (x_{lj} + x_{rj}) \right)}{\sum h} \quad (2.2.1)$$

ここで、 n_h : 開口列数、 o : 開口一列あたりの梁数、 M_{wi} : 側柱を含む壁脚部の曲げモーメント、 Q_{jk} : 開口上下の梁の（鉛直方向）せん断力、 x_{lj} 、 x_{rj} : 開口上下の梁の中心から左右の壁重心までの距離、 $\sum h$: 試験体の高さである。

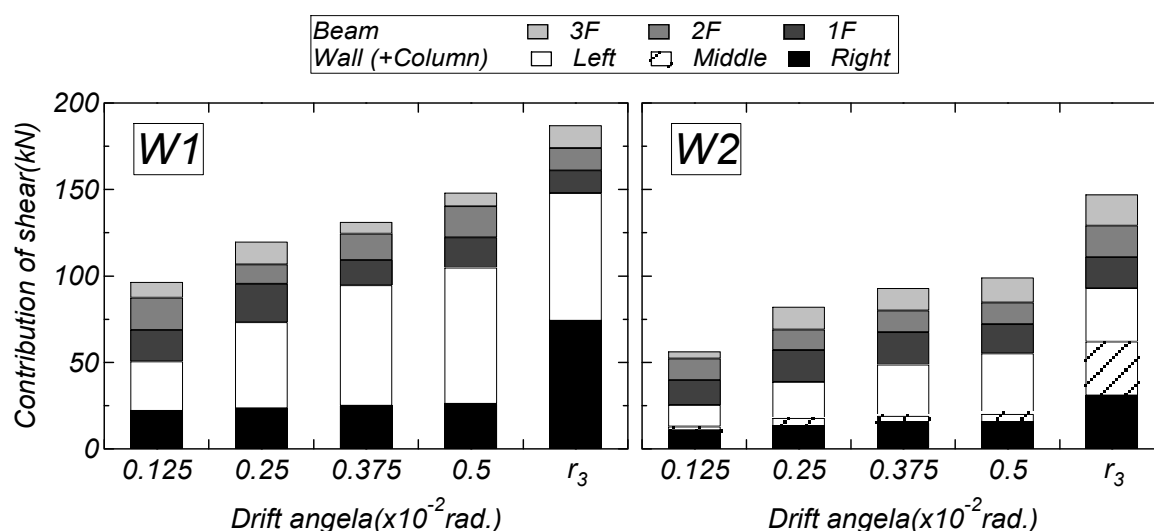


Fig.2.2.7 Transition of shear force contributions

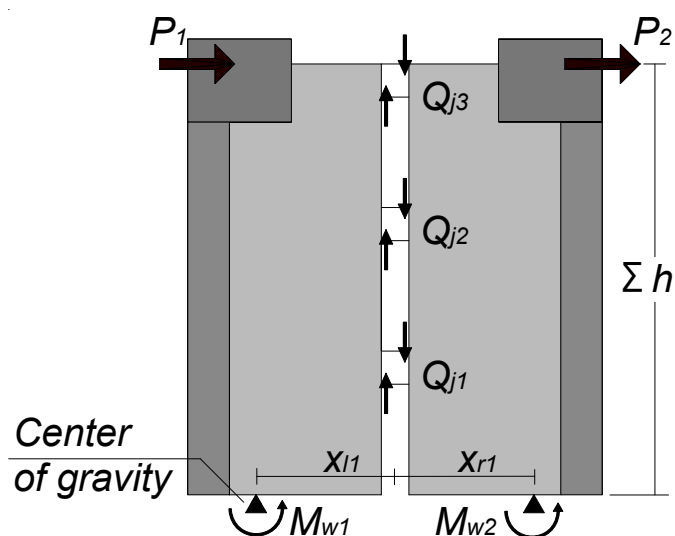


Fig.2.2.8 Modeling for Eq. (2.2.1)

Eq.(2.2.1)の第1項は側柱を含む壁脚の曲げモーメントと釣り合うせん断力を示している。同式中の曲げモーメント M_{wi} は、側柱を含む壁脚部におけるコンクリート要素と鉄筋要素の鉛直方向応力度に面積を乗じ、各要素と柱を含む壁の重心間の距離を乗じて算定した。一方、Eq.(2.2.1)の第2項は開口上下の梁のせん断力と釣り合う耐震壁に作用する水平方向のせん断力を表している。各層梁のせん断力 Q_{jk} は開口上下の梁のコンクリート要素のせん断応力度に断面積を乗じることによって算定した。

Fig.2.2.9に開口上下の梁に作用する軸力およびせん断力の合計値の推移を示す。開口上下の梁に作用するせん断力の合計値の推移をみると、1列開口試験体 W1 では $R=0.375\%rad$ の载荷サイクルに、2列開口試験体 W2 の右側における開口上下の梁では $R=0.5\%rad$ の载荷サイクルにせん断力の低下が確認されるものの、両試験体ともに開口上下の梁のせん断力は $R=0.5\%rad$ の载荷サイクルまで一定以上の値を保持していることがわかる。また、梁に作用する軸力の合計値の推移をみると、両試験体ともに圧縮軸力は载荷サイクルの進行に伴い増加する傾向が認められる。

Fig.2.2.7に示す壁脚の負担せん断力の推移をみると、両試験体ともに载荷サイクルの進行に伴い、引張側柱を有する左側壁（以後、引張側壁）の負担せん断力は増加する傾向がみられる。一方、圧縮側柱を有する右側壁（以後、圧縮側壁）および中央壁の負担せん断力は引張側壁のものとは比べて相対的に低い値で推移する傾向が認められる。引張側壁は、開口上下の梁に作用するせん断力と釣り合う引張軸力が作用するものの（壁の負担軸力の推移はFig.2.2.10を参照）、曲げモーメントに寄与する側柱主筋量が多いことから高いせん断力を負担した。圧縮側壁は、開口上下の梁に作用するせん断力と釣り合う圧縮軸力が作用するものの、曲げモーメントに寄与する壁縦筋量が少ないことから低いせん断力を負担した。また、試験体 W2 の中央壁は、载荷サイクルの進行に伴い開口上下の梁に作用するせん断力と釣り合う圧縮軸力が徐々に増加するものの、圧縮側壁と同様に曲げモーメントに寄与する壁縦筋量が少ないことから負担せん断力が低かった。

次に、解析結果および RC 規準に示される r_3 が想定する壁の構成部材の負担せん断力について比較する。RC 規準の各部材の想定耐力は Eq.(1.4.1a)および Eq.(1.4.2a)に広沢 mean 式 (Eq.(1.2.2)) を用いた無開口耐震壁 W0 のせん断終局強度 (322kN) を代入して算定した。Fig.2.2.7 をみると、開口の列数に拘わらず両試験体において RC 規準の想定する耐力は解析結果のせん断力の合計値を上回っており、壁脚部の曲げ耐力の合計値の過大評価が顕著である。前述のように開口上下の梁は作用軸力の影響により $R=0.5\%$ rad の载荷サイクルにおいても RC 規準の想定する耐力と同程度のせん断力を負担しており、有意な耐力低下が生じていない。これらの結果を総合し、既往の検証実験¹³⁾で示した縦長開口耐震壁試験体において RC 規準¹⁵⁾に示す開口低減率 r_3 の想定する耐力の過大評価の原因は壁脚部に想定する曲げ耐力に所在すると判断し、次節では壁脚部の曲げ耐力の低減を考慮した開口低減率を提案する。

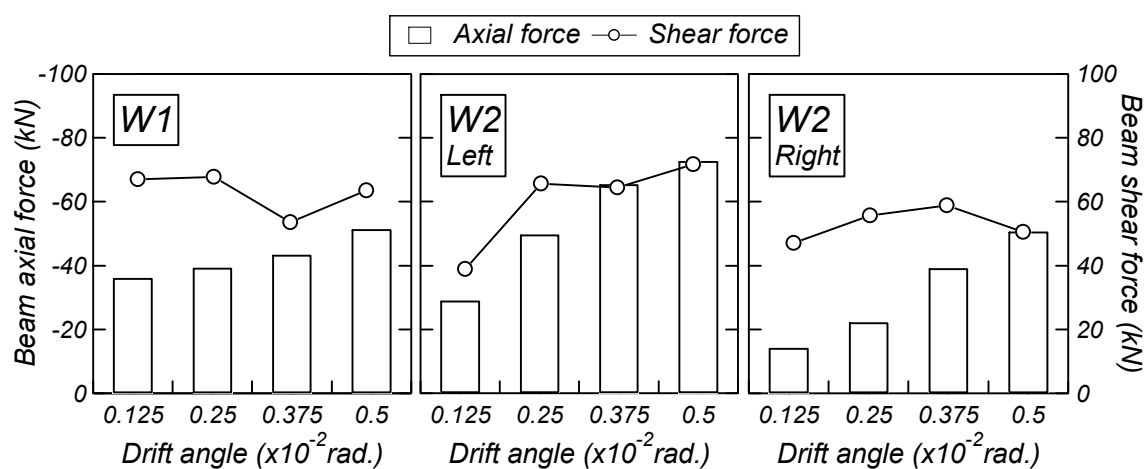


Fig.2.2.9 Transition of total axial and shear forces applied to beams

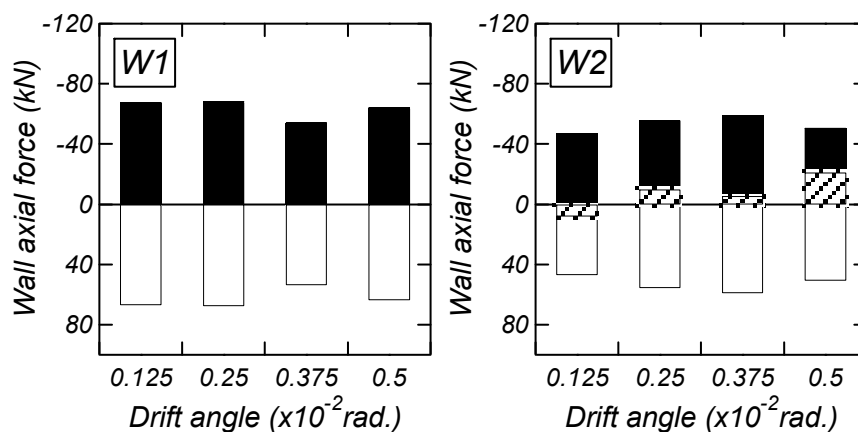


Fig.2.2.10 Transition of axial forces applied to wall bottoms

2.3 開口高さによる低減率の修正案

開口低減率 r_3 は縦長開口連層耐震壁の壁脚部の曲げ耐力および開口上下の梁の負担せん断力を仮定して求められている。しかしながら、2.2.4 節に示したように FEM 解析における壁脚部の負担せん断力は RC 規準の想定する曲げ耐力と比べて過剰に低い値を示した。よって、開口低減率を構成する壁脚部の曲げ耐力は後述する曲げ耐力の低減係数（以下、低減係数） α を用いて評価することとする。また、開口上下の梁は RC 規準の想定するせん断耐力と同程度のせん断力を保持し続ける傾向が認められたことから、本研究では RC 規準の想定するメカニズムを踏襲することとする。

2.3.1 壁脚部の曲げ耐力

壁脚部の曲げ耐力の低減係数 α を誘導する前に、開口によって分割された壁の曲げ耐力を分析する。有開口壁の脚部の曲げ耐力は、以下の仮定を用いて、 n_h 列開口の場合を想定して誘導する。Fig.2.3.1 に n_h 列開口の有開口壁（ただし、開口幅 $l_0=0$ として固定する）における壁脚部の曲げ耐力の評価概念図を示す。

- ① 無開口耐震壁のせん断耐力 Q_w は曲げ耐力 M_w 時のせん断力に等しい。また、曲げ耐力 M_w は文献 5) に示される Eq.(2.3.1) で表すことができる。

$$Q_w = \frac{M_w}{\sum h} = \frac{(a_t \sigma_y + 0.5 \sum a_w \sigma_w + 0.5 N) \cdot l_w}{\sum h} \quad (2.3.1)$$

ここで、 a_t ：側柱主筋の全断面積、 σ_y ：側柱主筋の降伏強度、 $\sum a_w$ ：壁縦筋全断面積、 σ_w ：壁縦筋の降伏強度、 l_w ：柱中心間距離である。

- ② 開口が n_h 列の場合、耐震壁は側柱中心間距離 l_w および壁縦筋の断面積が均等に分割される。
- ③ 長期軸力 N は左右の側柱中心位置にそれぞれ $N/2$ が作用する。
- ④ コンクリートの負担する圧縮力は壁の圧縮側端部もしくは側柱中心位置に作用する。
- ⑤ 側柱主筋の引張力は柱の中心に、壁縦筋の引張力は開口によって分割された壁端部から $l_w(n_h+1)/2$ に集中して作用し、それぞれ降伏強度に達している。
- ⑥ 開口幅 l_0 の曲げ耐力への影響は RC 規準と同様に壁の全せい l に対する開口幅の合計値 $n_h l_0$ の比 $n_h l_0 / l$ として考慮する。すなわち、開口幅 l_0 の n_h 列開口を有する耐震壁の曲げ耐力は無開口耐震壁と比べて $1 - n_h l_0 / l$ 倍となる。

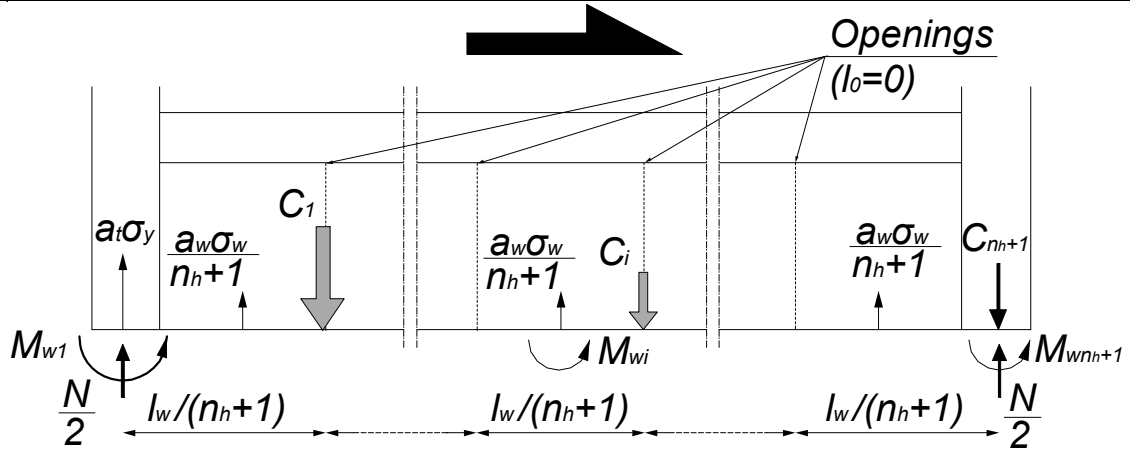


Fig.2.3.1 Concept of evaluating flexural strength of walls with multi-openings

Fig.2.3.1 の引張側壁脚部の断面には側柱主筋の引張力 $a_t \sigma_y$ 、壁縦筋の引張力 $\Sigma a_w \sigma_w / (n_h + 1)$ および壁脚部の圧縮力 $C_1 (= N/2 + a_t \sigma_y + \Sigma a_w \sigma_w / (n_h + 1))$ が作用している。その他の引張側壁から i 番目の壁および圧縮側柱を有する壁の脚部は壁縦筋の引張力 $\Sigma a_w \sigma_w / (n_h + 1)$ および圧縮側脚部の圧縮力 C_i を負担している。ここで、圧縮力 C_i は、圧縮側壁では $N/2 + \Sigma a_w \sigma_w / (n_h + 1)$ 、開口に挟まれた壁では $\Sigma a_w \sigma_w / (n_h + 1)$ となる。

以上の仮定より壁脚部の曲げ耐力は、引張側壁が Eq.(2.3.2)、開口に挟まれた壁および圧縮側壁が Eq.(2.3.3) となり、縦長開口耐震壁の脚部曲げ耐力の合計値が Eq.(2.3.4) となる。

$$M_{w1} = \left(C_1 - 0.5 \cdot \frac{\Sigma a_w \sigma_w}{n_h + 1} \right) \cdot \frac{l_w}{n_h + 1} \cdot \left(1 - \frac{n_h \cdot l_0}{l} \right) = \frac{1}{n_h + 1} \cdot \left(M_w - \frac{n_h \cdot \Sigma a_w \sigma_w l_w}{2(n_h + 1)} \right) \cdot \left(1 - \frac{n_h \cdot l_0}{l} \right) \quad (2.3.2)$$

$$M_{wi} = \left(0.5 \cdot \frac{\Sigma a_w \sigma_w}{n_h + 1} \right) \cdot \frac{l_w}{n_h + 1} \cdot \left(1 - \frac{n_h \cdot l_0}{l} \right) = \frac{1}{n_h + 1} \cdot \frac{\Sigma a_w \sigma_w l_w}{2(n_h + 1)} \cdot \left(1 - \frac{n_h \cdot l_0}{l} \right) \quad (2.3.3)$$

$$\sum_{i=1}^{n_h+1} M_{wi} = \frac{M_w}{n_h + 1} \cdot \left(1 - \frac{n_h \cdot l_0}{l} \right) \quad (2.3.4)$$

壁脚部の終局強度を想定して算定した Eq.(2.3.4) は RC 規準に示される壁脚部の曲げ耐力の計算式 (解 19.26) ¹⁵⁾ と同じ形式で表現されることがわかる。

2.3.2 壁脚部の曲げ耐力低減係数 α の提案

前述したように、引張側壁および開口に挟まれた壁の脚部に作用する圧縮力は断面の圧縮側端部に作用すると仮定した。この仮定は壁板の両側に側柱が取り付く一般的な無開口耐震壁ではおよそ成立すると考えられる。Fig.2.3.1 中の引張側壁は側柱主筋の存在によって壁断面の圧縮側に高い圧縮応力度が作用する。しかしながら、壁断面の圧縮域は圧縮側柱がないことから壁の内側に分布し、結果的に引張側壁の応力中心間距離は Eq.(2.3.2) に示される $l_w/(n_h+1)$ と比べて短くなる。そこで、壁の端部に作用する圧縮力 C_1 は厚さ t を有する壁板の圧縮域長さ D_w の中心位置に作用するものと仮定する (Fig.2.3.2)。ここで、壁板の圧縮域長さ D_w に壁厚 t を乗じた圧縮域の面積 A_{eq} は側柱の断面積 $b \times D$ と等価なものと仮定し、Eq.(2.3.5) のように定義する。

$$A_{eq} = b \cdot D = D_w \cdot t \Rightarrow D_w = b \cdot D / t \quad (2.3.5)$$

以上より、低減係数 α は開口によって分割された壁板長さに対して上記の応力負担領域を考慮した場合の応力中心間距離の比率として定義する。Eq.(2.3.6) に壁脚部の曲げ耐力の低減係数 α を示す。

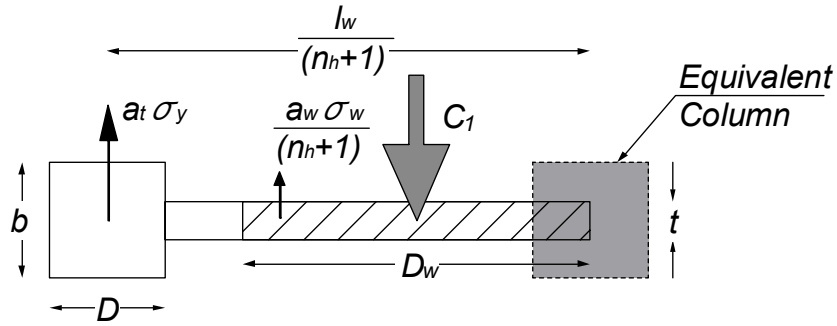
<壁脚部の曲げ耐力の低減係数 α >


$$\alpha = \frac{l_w / (n_h + 1) - D_w / 2}{l_w / (n_h + 1)} = \frac{l_w - D_w (n_h + 1) / 2}{l_w} \quad (2.3.6)$$

引張側壁の応力中心間距離は $l_w/(n_h+1)$ に α を乗じて評価され、引張側壁脚部の曲げ耐力 M'_{w1} および曲げモーメントによるせん断力 Q'_{wM1} は Eq.(2.3.7) により算定される。

$$M'_{w1} = \frac{\alpha}{n_h + 1} \cdot \left(M_w - \frac{n_h \cdot \sum a_w \sigma_w l_w}{2(n_h + 1)} \right) \cdot \left(1 - \frac{n_h \cdot l_0}{l} \right) \quad (2.3.7a)$$

$$Q'_{wM1} = \frac{M'_{w1}}{\sum h} = \frac{\alpha}{n_h + 1} \cdot \left(Q_w - \frac{n_h \cdot \sum a_w \sigma_w l_w}{2(n_h + 1) \cdot \sum h} \right) \cdot \left(1 - \frac{n_h \cdot l_0}{l} \right) \quad (2.3.7b)$$



 : Equivalent column with identical cross-sectional area of the boundary column ($=b \times D$)

 : Equivalent cross-sectional area to the equivalent column

Fig.2.3.2 Modeling for α

一方、圧縮側壁および開口に挟まれた壁における脚部の曲げ耐力 M_{wi} は壁縦筋の引張力が曲げモーメントに寄与している (Eq.(2.3.7))。これらの壁では、壁縦筋の引張力が小さいため、引張側壁のように曲げ耐力の低減は必要ないと考えられる。しかしながら、これらの壁の曲げ耐力への寄与は引張側壁と比べて遥かに小さく、評価式への影響が小さい。よって、式の簡略化を目的として Eq.(2.3.7) の壁脚部の曲げ耐力 M_{wi} にも α を乗じることとした。Eq.(2.3.8) に圧縮側壁および開口に挟まれた壁における脚部の曲げ耐力 M'_{wi} および曲げモーメントによるせん断力 Q'_{wMi} を示す。

$$M'_{wi} = \frac{\alpha}{n_h + 1} \cdot \frac{\sum a_w \sigma_w l_w}{2(n_h + 1)} \cdot \left(1 - \frac{n_h \cdot l_0}{l}\right) \quad (2.3.8a)$$

$$Q'_{wMi} = \frac{M_{wi}}{\sum h} = \frac{\alpha}{n_h + 1} \cdot \frac{\sum a_w \sigma_w l_w}{2(n_h + 1) \cdot \sum h} \cdot \left(1 - \frac{n_h \cdot l_0}{l}\right) \quad (2.3.8b)$$

Eq.(2.3.7) および Eq.(2.3.8) より、壁脚部の曲げ耐力の合計 M'_{w0} および曲げモーメントによるせん断力 Q'_{wM0} は Eq.(2.3.9) として表すことができる。

$$M'_{w0} = \sum_{i=1}^{n_h+1} M'_{wi} = \frac{\alpha \cdot M_w}{n_h + 1} \cdot \left(1 - \frac{n_h \cdot l_0}{l}\right) \quad (2.3.9a)$$

$$Q'_{wM0} = \frac{M'_{w0}}{\sum h} = \frac{\alpha \cdot Q_w}{n_h + 1} \cdot \left(1 - \frac{n_h \cdot l_0}{l}\right) \quad (2.3.9b)$$

2.3.3 縦長開口を有する耐震壁の終局強度評価

Eq.(2.3.10)に縦長開口耐震壁の水平耐力評価式 Q'_{w0} を, Eq.(2.3.11)に開口低減率 $newr_3$ を示す。Eq.(2.3.10)および Eq.(2.3.11)中の第 1 項は壁脚部の負担曲げ耐力の寄与を, 第 2 項は開口上下の梁のせん断耐力の寄与をそれぞれ評価している。

<修正評価式>

$$Q'_{w0} = Q_w \cdot newr_3 = \frac{\alpha \cdot Q_w}{n_h + 1} \cdot \left(1 - \frac{n_h \cdot l_0}{l}\right) + \frac{n_h \cdot Q_w}{n_h + 1} \cdot \left(1 - \frac{\sum h_0}{\sum h}\right) \cdot \left(1 + \frac{l_0}{l}\right)$$

$$= Q_w \cdot \left[1 - \frac{n_h}{n_h + 1} \left\langle (1 - \alpha) \cdot \left(\frac{1}{n_h} - \frac{l_0}{l}\right) + \left(1 + \frac{l_0}{l}\right) \cdot \frac{\sum h_0}{\sum h} \right\rangle\right] \quad (2.3.10)$$

$$newr_3 = 1 - \frac{n_h}{n_h + 1} \left\langle (1 - \alpha) \cdot \left(\frac{1}{n_h} - \frac{l_0}{l}\right) + \left(1 + \frac{l_0}{l}\right) \cdot \frac{\sum h_0}{\sum h} \right\rangle \quad (2.3.11)$$

Fig.2.3.3 に各試験体の RC 規準の r_3 の想定する耐力, 提案する $newr_3$ の想定する耐力, 2.2.3 節で示した FEM 解析においてほぼ最大耐力に達した $R=0.5\%rad$ のピーク時の解析結果, および実験結果の最大耐力をそれぞれ示す。Table 2.3.1 に各低減率の想定する耐力の計算結果をそれぞれ示す。ここで, RC 規準の r_3 が各部材に想定する耐力は 1.4 節に示す Eq.(1.4.1)および Eq.(1.4.2)の結果を, 提案する $newr_3$ が壁部材に想定する耐力は 2.3.2 節に示す Eq.(2.3.8b)および Eq.(2.3.9b)の結果を, 梁部材に想定する耐力は Eq.(1.4.2)の結果をそれぞれ用いた。また, 同式中で用いる無開口耐震壁の終局強度 Q_w は 2.2.4 節と同様に広沢 mean 式の結果 (322kN) を用いた。

提案した $newr_3$ の値は RC 規準の r_3 の値と比べて, 1 列開口試験体では 0.16, 2 列開口試験体 W2 では 0.13 低減された。その結果, 提案した $newr_3$ の想定耐力は, 1 列開口試験体 W1 では 140kN, 2 列開口試験体では 105kN となり, 実験結果と良好に整合した。

提案した $newr_3$ および FEM 解析の各構成部材の負担せん断力に着目すると, 引張側壁脚部の曲げ耐力は解析結果の負担せん断力と比べて高く, 圧縮側壁脚部の曲げ耐力は解析結果の負担せん断力と比べて低い値を示した。これは, 解析結果では開口上下の梁に作用するせん断力により引張側壁に引張軸力が, 圧縮側壁に圧縮軸力が作用するためである。しかしながら, 壁脚部の曲げ耐力の合計値および開口上下の梁のせん断耐力の合計値はそれぞれ解析結果と整合している。以上より, 提案した $newr_3$ を用いた終局強度の計算結果は縦長開口耐震壁の最大耐力および開口上下の梁と壁脚部の負担せん断力を精度良く評価可能である。

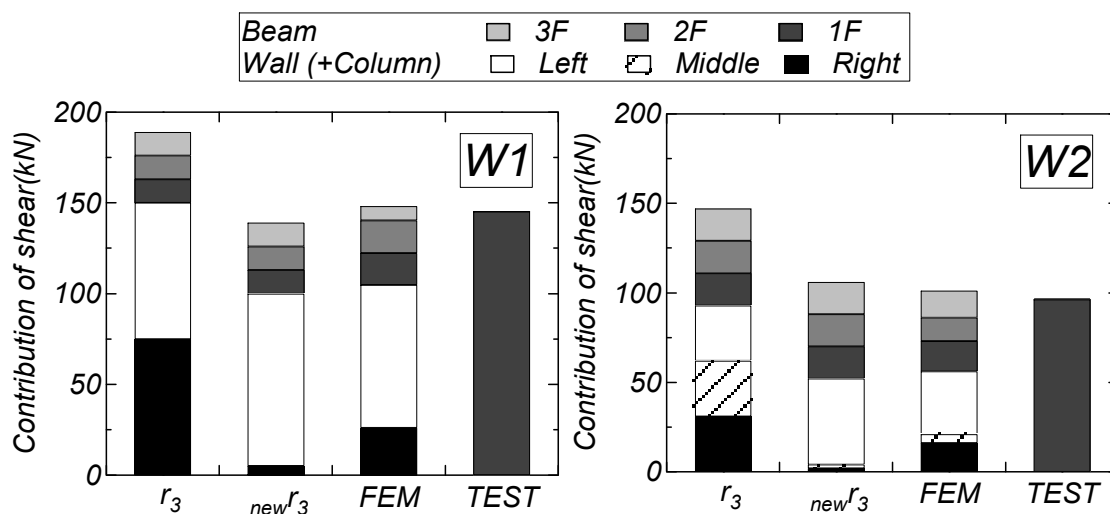


Fig.2.3.3 Verification of $new r_3$

Table 2.3.1 Comparisons between r_3 and $new r_3$

(a) r_3

Unit: kN	Q_{exp}	r_3	Q_{wM0}				Q_{wB0}		Q_{w0} (kN)	Q_{exp} / Q_{w0}
			Total	Left	Mid.	Right	Total	Single		
W1	145	0.59	150	75	-	75	40	13	190	0.76
W2	96	0.45	93	31	31	31	53	9	146	0.66

(b) $new r_3$

Unit: kN	Q_{exp}	$new r_3$	Q_{wM0}				Q_{wB0}		Q'_{w0}	Q_{exp} / Q_{w0}
			Total	Left	Mid	Right	Total	Single		
W1	145	0.43	100	95	-	5	40	13	140	1.04
W2	96	0.32	52	48	2	2	53	9	105	0.92

2.4 まとめ

本章では、はじめに縦長開口連層耐震壁の FEM 解析を行い、開口上下の梁および壁脚部の負担応力を検討し、また、RC 規準の開口低減率 r_3 が想定する耐力と比較した。次に、RC 規準の開口低減率 r_3 において想定された崩壊機構を踏襲しつつ、縦長開口連層耐震壁の開口低減率の高精度化を試みた。

得られた知見を以下に示す。

- 1) 縦長開口耐震壁における開口上下の梁は変形角の進行に伴う圧縮軸力の増大により r_3 が想定する水準のせん断力を負担した。
- 2) 引張側柱が取り付く壁は、開口上下の梁のせん断力と釣り合う引張軸力が作用するものの、曲げモーメントに寄与する側柱の鉄筋量が多いことから、高いせん断力を負担した。一方、圧縮側柱が取り付く壁および開口に挟まれた壁は、梁のせん断力と釣り合う圧縮軸力が作用するものの、曲げモーメントに寄与する壁縦筋量が少ないことから、負担するせん断力は低かった。
- 3) r_3 の想定する耐力は壁脚部の曲げ耐力の過大評価によって縦長開口耐震壁試験体の最大耐力を上回った。
- 4) 縦長開口耐震壁の終局状態を想定し、壁脚部の曲げ耐力時の応力中心間距離を低減するための低減係数 α を提案した。 α は開口によって分割された壁長さに対する壁脚部の圧縮域を考慮した場合の応力中心間距離の比率として定義した。
- 5) RC 規準に示される崩壊機構を踏襲しつつ、 α を用いた壁脚部の曲げ耐力および開口上下の梁のせん断力を考慮した $newr_3$ を提案した。 $newr_3$ を用いた終局強度計算の結果は開口の列数に拘わらず縦長開口耐震壁試験体の最大耐力および開口上下の梁と壁脚部の負担せん断力を精度良く評価できた。

第3章 せん断破壊が先行する縦長開口を有する 連層耐震壁の静的載荷実験に基づく耐力低減率の追検証

3.1 はじめに

第2章で示した検証実験では、RC 規準¹⁵⁾に示される開口高さに関する耐力低減率 r_3 の仮定の通り、壁高さ方向に連続する縦長開口が壁中央に配置された連層耐震壁を対象としており、梁に垂れ壁・腰壁を設けないような計画であり、開口上下の梁に想定された負担せん断力が最も低い場合である。しかしながら、実際の建築物では縦長開口が偏在配置される場合や、一部開口なしの場合も考えられている。そこで、本章では、RC 規準¹⁵⁾に示される r_3 および本研究で提案した ${}_{new}r_3$ (第2章) の妥当性を追検証するため、縦長開口が一行に偏在配置された連層耐震壁 (以下、縦長開口連層耐震壁) 試験体を基準に最上層開口の有無および開口高さを変数とし、異なる開口配置であるが r_3 が等しい縦長開口連層耐震壁 2 体を加えて静的載荷実験を行い、当該耐震壁の破壊状況、最大耐力および全体挙動を検討する。

3.2 試験体計画

3.2.1 基本計画と構造詳細

Fig.3.2.1 に試験体形状および配筋詳細を、Fig.3.2.2 に梁および柱の断面詳細を、Table 3.2.1 に試験体の構造詳細をそれぞれ示す。試験体は中層の RC 建物における連層耐震壁を想定した 1/4 スケールのもので 4 体作成されており、高さは 3,000mm、全長は 1,900mm である。梁幅は壁厚と同一の寸法 60mm とし、断面積および形状は RC 規準¹⁵⁾に示される枠梁の推奨値を満足するように設計した。実験変数は r_3 と開口配置・形状である。試験体 WN0 は無開口壁試験体とし、試験体 WV1 は各層の壁板に縦長開口を有する試験体である。また、 r_3 が縦長開口連層耐震壁の水平耐力に与える影響を実験的に検証するため、試験体 WV4 と WV5 は WV1 よりも一階の r_3 が 1.21 倍大きい試験体である。これを実現するため、試験体 WV4 では三層開口をなくし、試験体 WV5 では全層の開口高さを縮小した。さらに、開口配置・形状が縦長開口連層耐震壁の水平耐力に与える影響を検証するため、上記の通り試験体 WV4 と WV5 の r_3 は等価となるように計画した。これらの試験体計画の方針を実現するため、試験体 WV1 および WV4 の開口形状は $h_0 \times l_0 = 700\text{mm} \times 200\text{mm}$ であり、試験体 WV5 は $h_0 \times l_0 = 467\text{mm} \times 200\text{mm}$ である。

Table 3.2.1 に示した各試験体の開口低減率（ただし、WV4 の 3 層は割愛する）を比較する。ここで、 r_1 、 r_2 および r_3 の中の最も小さい値を現行の RC 規準¹⁵⁾では開口低減率 r と定義している。ここで、 r_1 および r_2 は層ごとの損傷を想定し、各層ごとに開口による水平断面積および見付面積の欠損率を評価する低減率である。したがって、全試験体における r_1 は同じ値である。また、各層に縦長開口を配置された試験体 WV1 および WV5 では、RC 規準の開口低減率は r_3 が最小となる。上記の通り試験体 WV4 は r_3 が試験体 WV5 と等価となるように設計したが、一層当たりの開口面積が試験体 WV5 より大きいため、開口の見付面積による低減率 r_2 が最小値を示した（ただし、後述するように実験による破壊性状は r_3 の想定に近い結果が得られた）。

Table 3.2.1 Specifications of specimens

		WN0	WV1	WV4	WV5
Reduction Factor	$r = \min.(r_1, r_2, r_3)$	-	0.61	0.70	0.74
	r_1	-	0.88		
	r_2	-	0.70		0.76
	r_3	-	0.61	0.74	
Column	$b \times D$ (mm)	180×200			
	Main bars	12-D13 ($p_g=4.23\%$)		8-D16 ($p_g=4.41\%$)	
	Shear reinforcement	D4@50 ($p_{wc}=0.31\%$)			
Beam	$b \times D$ (mm)	60×180			
	Main bars	4-D4 ($p_t=0.29\%$)			
	Shear reinforcement	D4@100 ($p_{wb}=0.47\%$)			
Wall Panel	$t_w \times l_w$ (mm)	60×1,700			
	Wall reinforcement	D4@50 staggered ($p_s=0.47\%$)			
Opening	$h_o \times l_o$ (mm)	-	700×200	467×200	
	Σh_o (mm)	-	2100	1400	
	Vertical reinforcement	-	3-D4		2-D4
	Horizontal reinforcement	-	1-D10		2-D4

p_g : reinforcement ratio of column, p_{wc} : shear reinforcement ratio of column,
 p_t : tensile reinforcement ratio of beam, p_s : shear reinforcement ratio of wall,
 p_{wb} : shear reinforcement ratio of beam

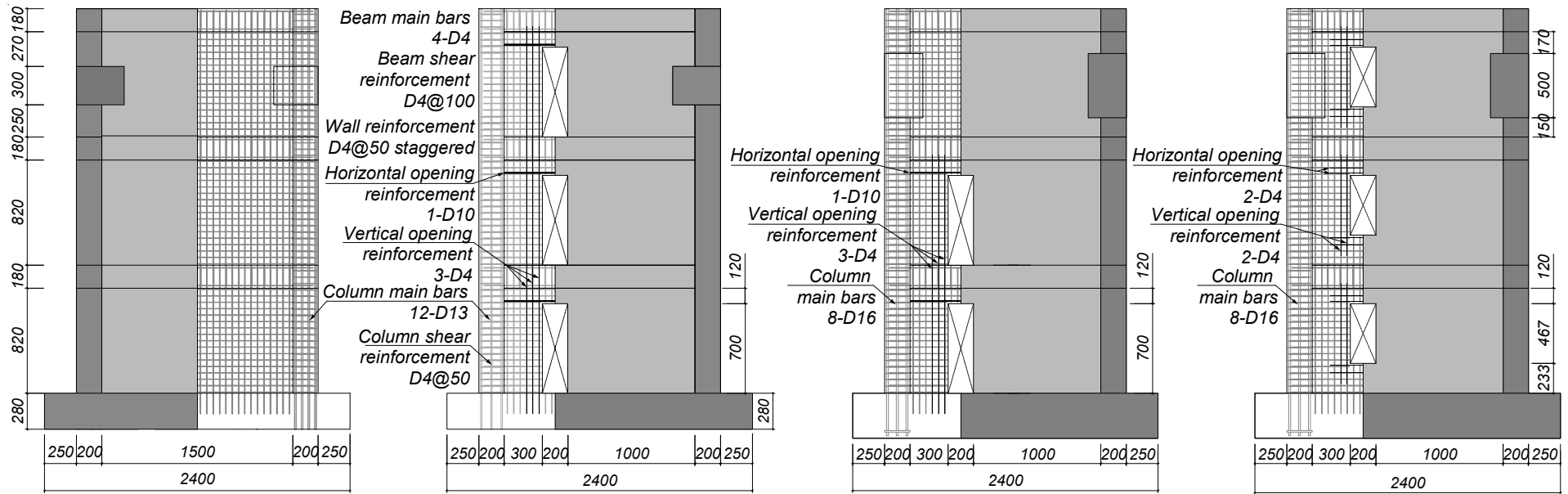
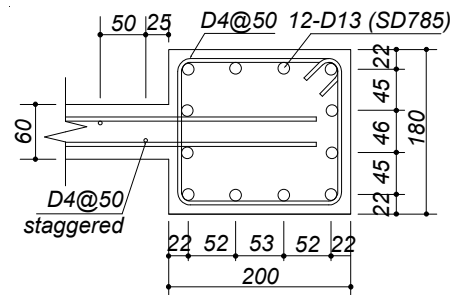
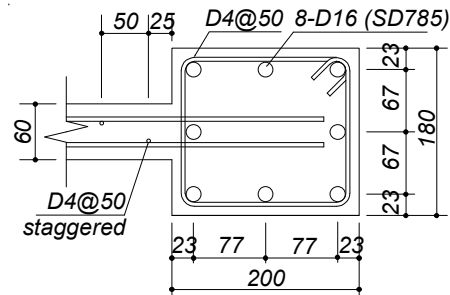


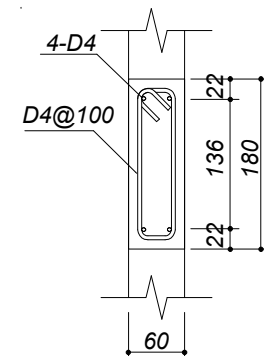
Fig.3.2.1 Configuration and bar arrangement of specimens (unit: mm)



(a) Column (WN0/ WV1)



(b) Column (WV4/ WV5)



(c) Beam

Fig.3.2.2 Cross-sectional details of members (unit: mm)

3.2.2 材料特性

試験体計画時のコンクリートの設計基準強度は $F_c=24\text{N/mm}^2$ ，鉄筋材種は，側柱主筋が D13 (SD785) または D16 (SD785)，開口横補強筋が D10 (SD295A)，その他の鉄筋が D4 (SD295A) である。Table 3.2.2 にコンクリートの材料特性，Table 3.2.3 に鉄筋の材料特性をそれぞれ示す。試験体 WV1 と試験体 WV4 と WV5 は実験の実施年度が異なるが，設計基準強度は同一であり養生条件も大きく異ならず，コンクリート強度の差は予期できぬばらつきにより生じたため，試験体間の性能などを比較する場合にはこれを考慮する方針とした。

Table 3.2.2 Material properties of concrete

	WN0	WV1	WV4	WV5
Compressive strength (N/mm^2)	27.0	27.7	36.4	38.1
Elastic modulus (kN/mm^2)	25.7	25.9	28.4	28.8

Table 3.2.3 Material properties of steel

		Yield stress (N/mm^2)	Elastic modulus (kN/mm^2)	Tensile strength (N/mm^2)
WN0	D4 (SD295A)	347	18.2	491
WV1	D13 (SD785)	766	18.7	1,017
WV4	D4 (SD295A)	385	19.2	523
	D10 (SD295A)	342	19.0	499
WV5	D16 (SD785)	790	20.8	1,006

3.2.3 開口補強筋の算定

壁部材の壁板の開口補強筋は、2010 年版 RC 規準¹⁵⁾推奨の計算方法に従い各階の設計用せん断力 Q_D によって生じる開口隅角部の付加斜張力および周辺部材の付加曲げモーメントに抵抗できるように、開口周囲に有効に配置した。開口補強筋の有効範囲は開口から 500mm 以内と RC 規準⁸⁾では規定されているが、試験体の縮尺を 1/4 とするため、Fig.3.2.3 に示すように開口から 125mm 以内、かつ開口端と壁端もしくは隣接開口端との中間線を超えない位置を開口補強筋の有効範囲とした。本節では、試験体 WV1 および WV4 の中間層の有開口耐震壁を計算例として、必要な開口補強筋を下記の①-③の手順に従って算定する。

① 開口左右の付加曲げモーメントに対する検討

$$(l - l_{0p}) \left(\frac{A_d f_t}{\sqrt{2}} + A_{v0} f_t \right) + \frac{t(l - l_{0p})^2}{4(n_h + 1)} p_{sv} f_t \geq \frac{h_0}{2} Q_D \quad (3.2.1)$$

② 開口上下の付加曲げモーメントに対する検討

$$(h - h_{0p}) \left(\frac{A_d f_t}{\sqrt{2}} + A_{h0} f_t \right) + \frac{t(h - h_{0p})^2}{4n_v} p_{sh} f_t \geq \frac{l_0}{2} \frac{h}{l} Q_D \quad (3.2.2)$$

③ 開口隅角部の付加斜張力に対する検討

$$A_d f_t + \frac{A_v f_t + A_h f_t}{\sqrt{2}} \geq \frac{h_0 + l_0}{2\sqrt{2} \cdot l} Q_D \quad (3.2.3)$$

ここで、 Q_D ：設計用水平せん断力、 A_d ：開口周囲の斜め筋の断面積、 A_v ：開口周囲の縦筋の断面積（下記の A_{v0} や柱主筋を含む）、 A_h ：開口周囲の横筋の断面積（下記の A_{h0} や梁主筋を含む）、 A_{v0} ：開口補強の目的で通常の縦筋とは別に配筋される縦筋の断面積、 A_{h0} ：開口補強の目的で通常の横筋とは別に配筋される横筋の断面積、 n_h ：当該層で水平方向に並ぶ開口の数、 n_v ：当該層で鉛直方向に並ぶ開口の数、 p_{sv} ：壁板の縦筋の補強筋比（縦筋比）、 p_{sh} ：壁板の横筋の補強筋比（横筋比）である。

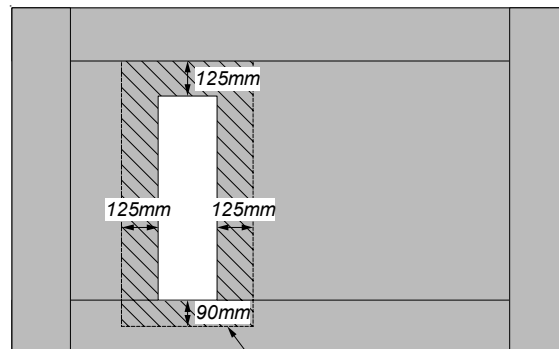


Fig.3.2.3 Effective area for opening reinforcement

以下では、縦長開口連層耐震壁試験体 WV1 および WV4 において開口補強筋の算定について示す。

(i) 設計用せん断力の算定

計算例の耐震壁の開口を無視した短期許容せん断力 Q_A は RC 規準¹⁵⁾に示される Eq.(3.2.4)よりを求める。

$$Q_A = \max(Q_1, Q_2) \quad (3.2.4)$$

$$Q_1 = t l f_s \quad (3.2.5)$$

$$Q_2 = \sum Q_w + \sum Q_c = p_s t l_e f_t + b j \{ \alpha f_s + 0.5 w f_t (p_w - 0.002) \} \quad (3.2.6)$$

ここで、 t : 壁板の厚さ、 l : 柱を含む壁部材の全せい、 f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度、 p_s : 壁板のせん断補強筋比、 l_e : 壁板の有効長さ（両側に柱がある場合は $l_e = l'$ 、 l' : 壁板の内法長さ）、 f_t : 壁筋のせん断補強用短期許容引張応力度、 $w f_t$: 柱帯筋のせん断補強用短期許容引張応力度、 p_w : 柱の帯筋比 (≤ 0.012)、 α : 拘束効果による割増係数（両側柱付き壁の柱では $\alpha = 1.0$ とする）である。

また、Table 3.2.1 より計算例の開口低減率は r_3 が最小であり、これを用いて付加曲げモーメントにたいする設計用せん断力 Q_D を得る。

$$Q_D = Q_A \times r_3 = 154 \text{ kN}$$

(ii) 開口左右の付加曲げモーメントに対する検討

開口左右の付加曲げモーメントについては、Eq.(3.2.1) 式が満足されないため、左右の開口補強筋（縦筋）は必要である。したがって、開口左右の開口補強筋（縦筋）の断面積 A_{v0} は、次式により算定する。

$$A_{v0} \geq \frac{h_0}{2 \cdot (l - l_{0p}) \cdot f_t} \cdot Q_D - \frac{t \cdot (l - l_{0p}) \cdot \rho_{sv}}{4(n_h + 1)} - \frac{A_d}{\sqrt{2}} = 31.6 \text{ mm}^2$$

縦筋には D4（1 本あたりの断面積 14.05 mm^2 ）を用いると、開口補強筋の目的で通常の縦筋とは別に配筋される横筋の必要本数は 3 本 ($\geq 31.6 \text{ mm}^2 / 14.05 \text{ mm}^2$) と算定される。

(iii) 開口上下の付加曲げモーメントに対する検討

開口上下の付加曲げモーメントについては、Eq.(3.2.2)が満足されないため、上下の開口補強筋（横筋）は必要である。したがって、開口上下の開口補強筋（横筋）の断面積 A_{h0} は、次式により算定する。

$$A_{h0} \geq \frac{l_0 \cdot h}{2 \cdot l \cdot (h - h_{0p}) \cdot f_t} \cdot Q_D - \frac{t \cdot (h - h_{0p}) \cdot \rho_{sh}}{4n_v} - \frac{A_d}{\sqrt{2}} = 56.7 \text{ mm}^2$$

開口上部では、横筋には D10（1 本あたりの断面積 71.3 mm^2 ）を用いると、開口補強の目的で

通常の横筋とは別に配筋される横筋の必要本数は1本 ($\geq 71.3\text{mm}^2/56.7\text{mm}^2$) と算定される。一方、開口下部では、梁主筋 (4-D22) が開口補強筋として有効であるため、開口補強の目的で通常の横筋とは別に配筋される横筋は不要であると考えられる。

(iv) 開口隅角部の付加斜張力に対する検討

開口隅角部の付加斜張力については、Eq.(3.2.3)が満足されることを確認する必要がある。

$$\text{ここで, } \frac{h_0 + l_0}{2f_t \cdot l} \cdot Q_D - \sqrt{2}A_d = \frac{700 + 200}{2 \times 345 \times 1900} \times 154 \times 10^3 = 105.7\text{mm}^2$$

開口上部では、 $A_v=99.43\text{mm}^2$ (1-D10, 2-D4), $A_h=84.3\text{mm}^2$ (6-D4)より、

$$A_v + A_h = 183.7\text{mm}^2 \geq 105.7\text{mm}^2$$

したがって、開口上部の付加斜張力に対する設計条件を満足する。

開口下部では、 $A_v=28.1\text{mm}^2$ (2-D4), $A_h=84.3\text{mm}^2$ (6-D4)より、

$$A_v + A_h = 1124\text{mm}^2 \geq 105.7\text{mm}^2$$

したがって、開口下部の付加斜張力に対する設計条件を満足する。

以上より、縦長開口連層耐震壁試験体 WV1 および WV4 ($h_0 \times l_0 = 700 \times 200\text{mm}$) では、開口上部での開口補強横筋は D10 の1本を、開口左右での開口補強縦筋は D4 の三本が必要である。また、同様な手順を用いて試験体 WV5 ($h_0 \times l_0 = 467 \times 200\text{mm}$) では開口補強横筋および開口補強縦筋ともに D4 の2本が必要である。

3.3 実験計画

3.3.1 載荷計画

Fig.3.3.1 に試験体の加力装置への設置図を示す。本研究では既往の研究³⁸⁾で提案した地震力による分布荷重を集中荷重に置換する手法を用いて、試験体全体の高さの $7/9H$ に加力する。なお、本研究に示す連層耐震壁試験体 WN0 と WV1 は既往の検証実験¹³⁾で示した試験体と同様に載荷装置と接続するための部分的なスタブを設置し、両スタブ間を Fig.3.3.2 (a)に示すようにナックルジョイントを設けた PC 鋼棒により緊結した。ここで、PC 鋼棒は、実際の建物の二層から四層において協力幅 1.5m と仮定した床スラブに配筋される鉄筋 (D13@100 ダブル) の軸剛性におよそ相当する 6-φ17 とした。また、PC 鋼棒と上スタブの挿入孔間にも十分なクリアランスがあるため、試験体 WV4 と WV5 では PC 鋼棒の端部に設置したナックルジョイントを省略し、また、反力フレームの変更に伴い上スタブの形状も変更した (Fig.3.3.2(b)参照)。

既往の実験を含めて本実験では側柱の主筋量を割り増すことにより終局時に圧縮域に作用する圧縮力が現実的な数値となるように設計し (Table 3.2.1 参照)、柱に軸力を加えない載荷計画とした (この計画は耐震壁の中立軸位置が圧縮側柱のおよそ中心に位置するとの仮定に基づく)。水平力の載荷は載荷フレームおよび上スタブに取り付けた左右 2 台の水平オイルジャッキの荷重の絶対値が等しくなるように制御した。正負交番繰り返し載荷として荷重制御による水平力 20kN, 40kN, 90kN の 3 サイクルを行った後、両上スタブの水平変位 δ の平均値を計測位置高さ h ($=2,400\text{mm}$, Fig.3.2.3 参照) で除した変形角 $R (= \delta/h)$ で変位制御し、0.0625%rad, 0.125%rad, 0.25%rad, 0.375%rad, 0.50%rad, 0.75%rad, 1.0%rad, 1.25 %rad, 1.67%rad, 2.0%rad, 2.5%rad を 1 サイクルずつ与えた。ただし、無開口壁試験体 WN0 では、載荷装置の容量の制限により $R=0.375\%$ rad から正載荷方向のみの単調載荷とした。また、縦長開口連層耐震壁試験体では、開口の偏在の影響により正載荷および負載荷の最大耐力の差が予測された。各試験体では、負載荷側の加力は正載荷側の加力と比べて壁板から開口上部付近のコンクリートに伝達される応力が低くなり、開口上下の梁の損傷レベルが小さくなると考えられ、負載荷側の加力から実施することとした。

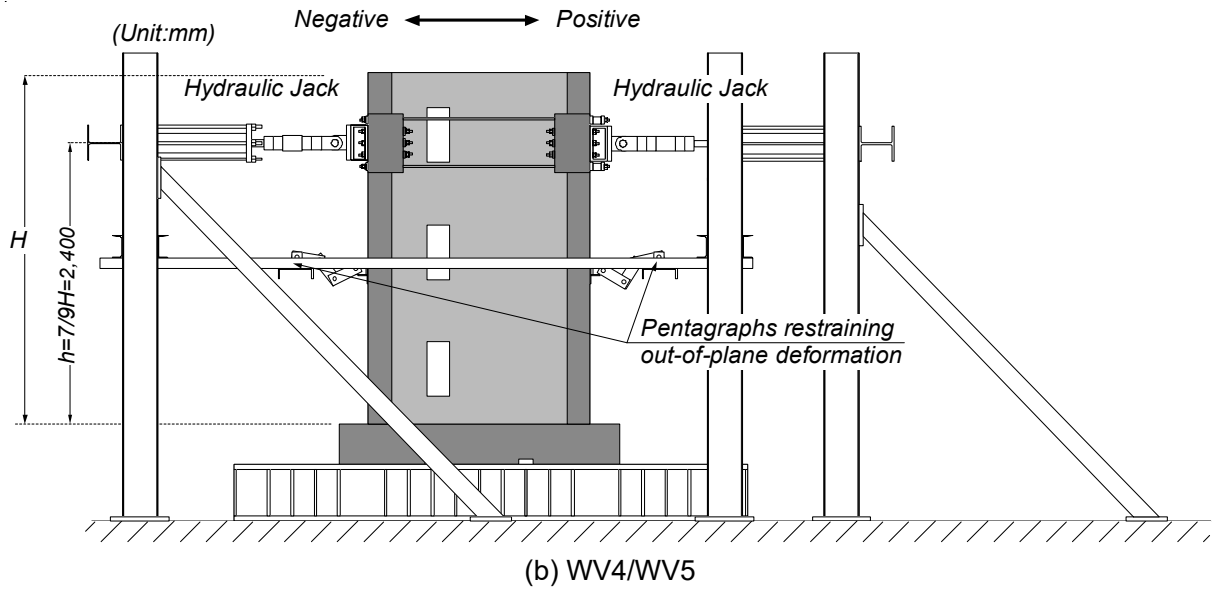
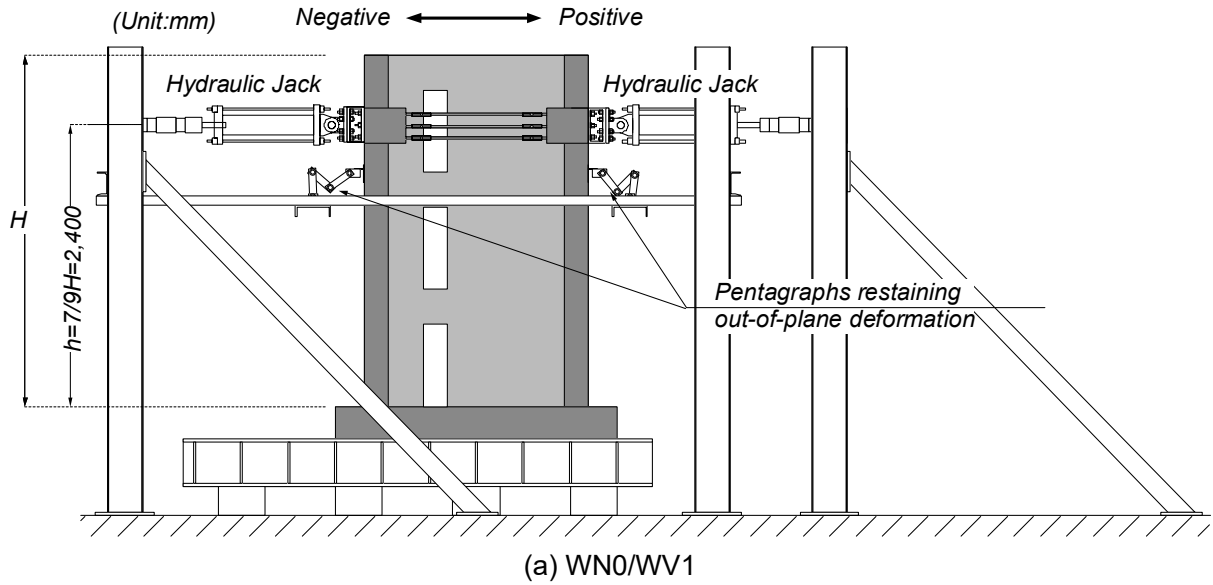


Fig.3.3.1 Loading system

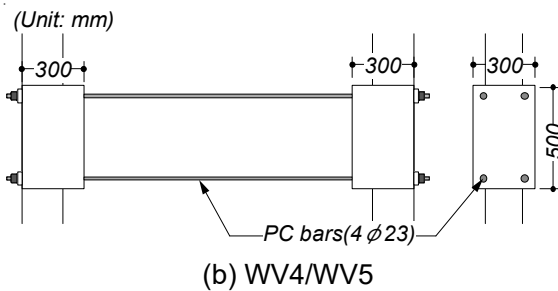
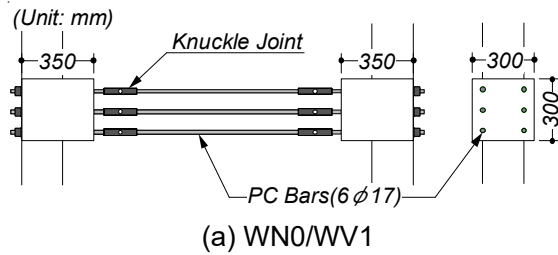


Fig.3.3.2 Details between stubs

3.3.2 測定計画

各試験体の変位の計測計画を Fig.3.3.3 に示す。試験体 WV4 と WV5 は頂部梁の両端における水平変位をレーザ変位計により測定した。水平載荷の制御変計角 R (水平変位 δ) は Fig.3.3.2 に示す左右の上スタブの絶対変位として計測した。また、ひずみゲージ貼付け位置を Fig.3.3.4 に示す。ひずみゲージにより柱および梁の主筋、開口補強筋、壁の補強筋のひずみが測定された。

ひび割れは加力によって生じた亀裂を目視により確認され、サイクルごとに対応する色のマーカーによってひび割れが記録され、併せて、ひび割れの発生状況および加力ステップを用紙に記録された。また、各サイクルの正負載荷ピーク時および除荷時の主要なひび割れの幅がクラックスケールにより測定された。

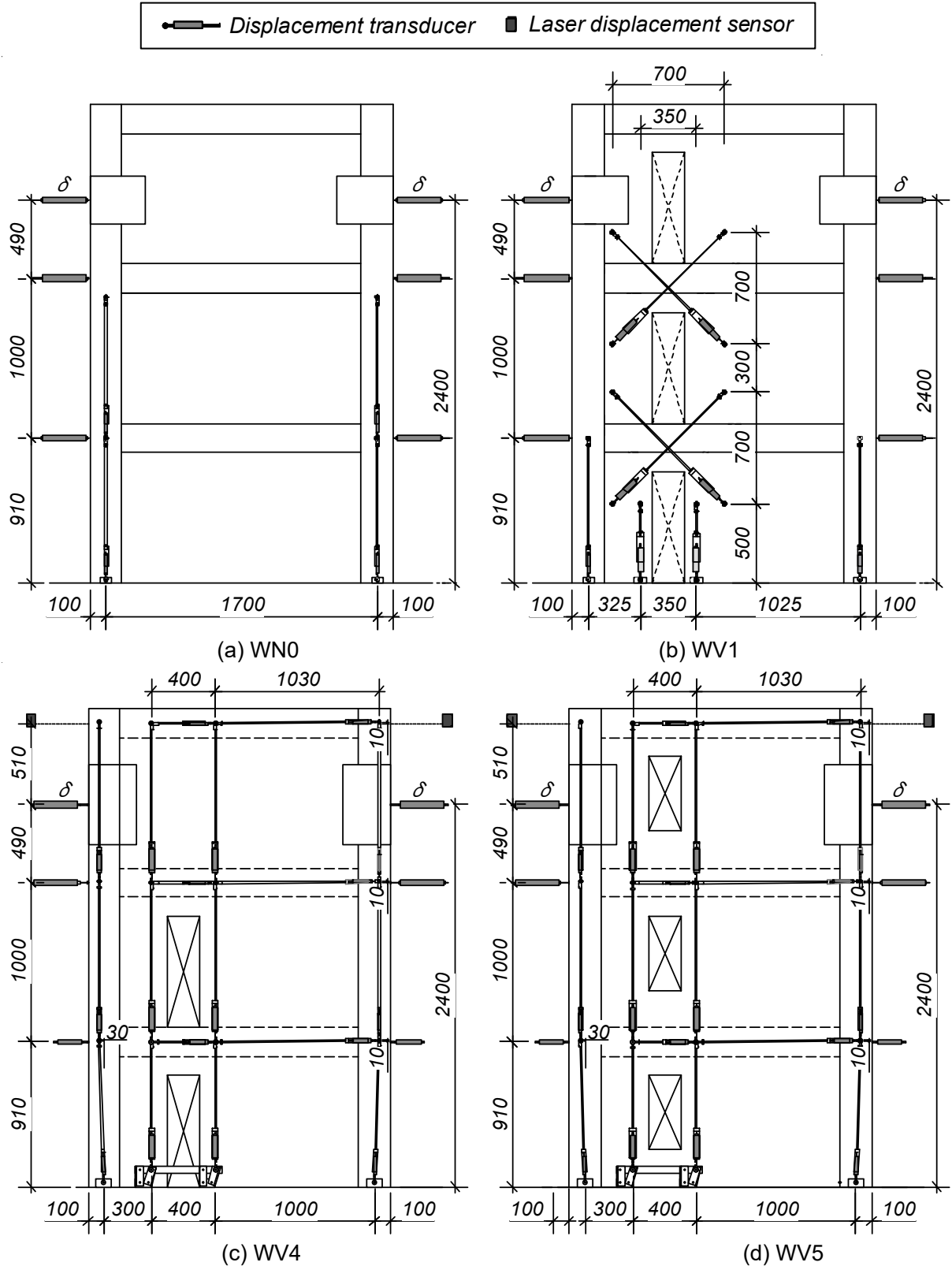
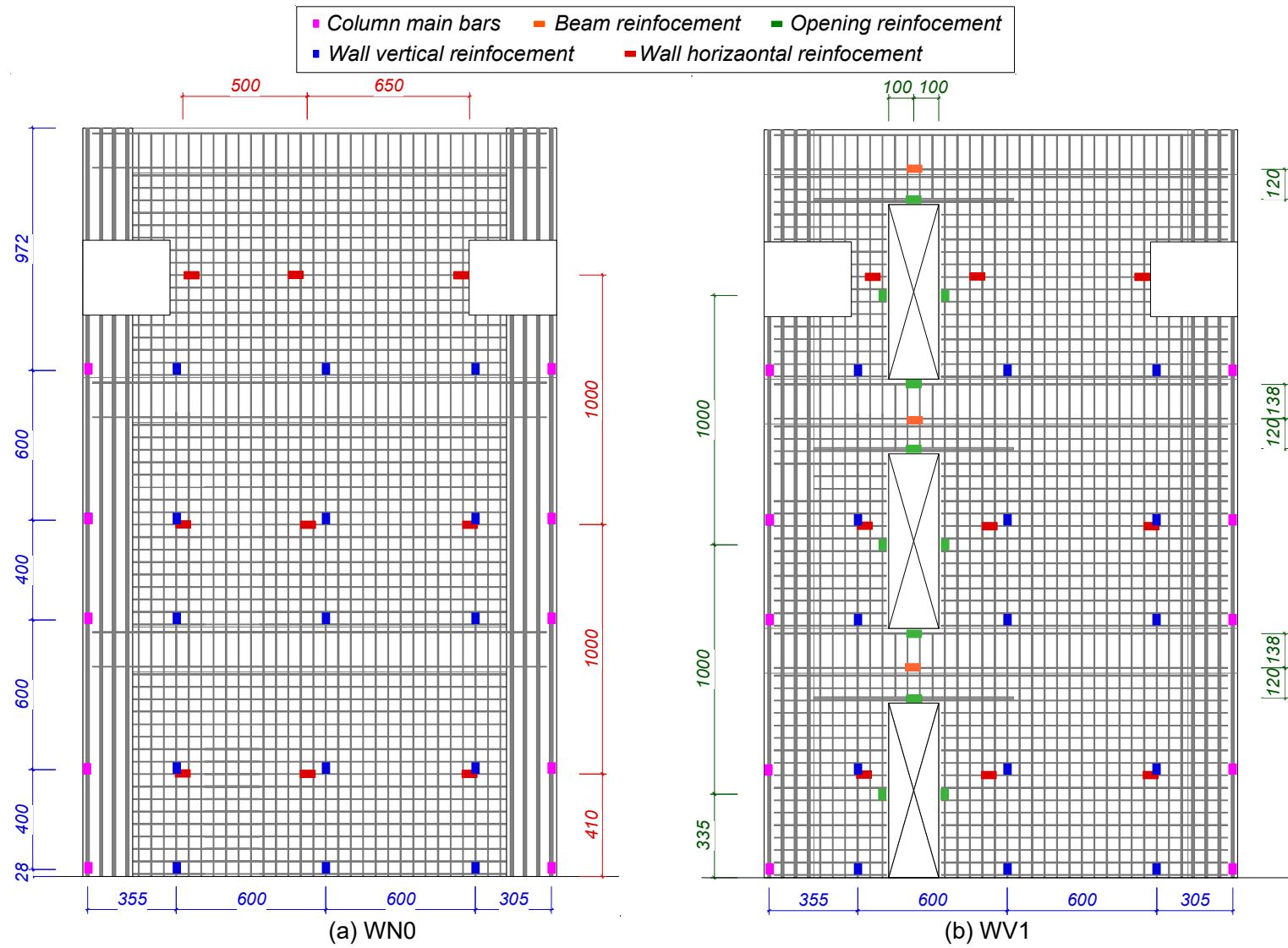


Fig.3.3.3 Disposition of displacement transducer (unit: mm)



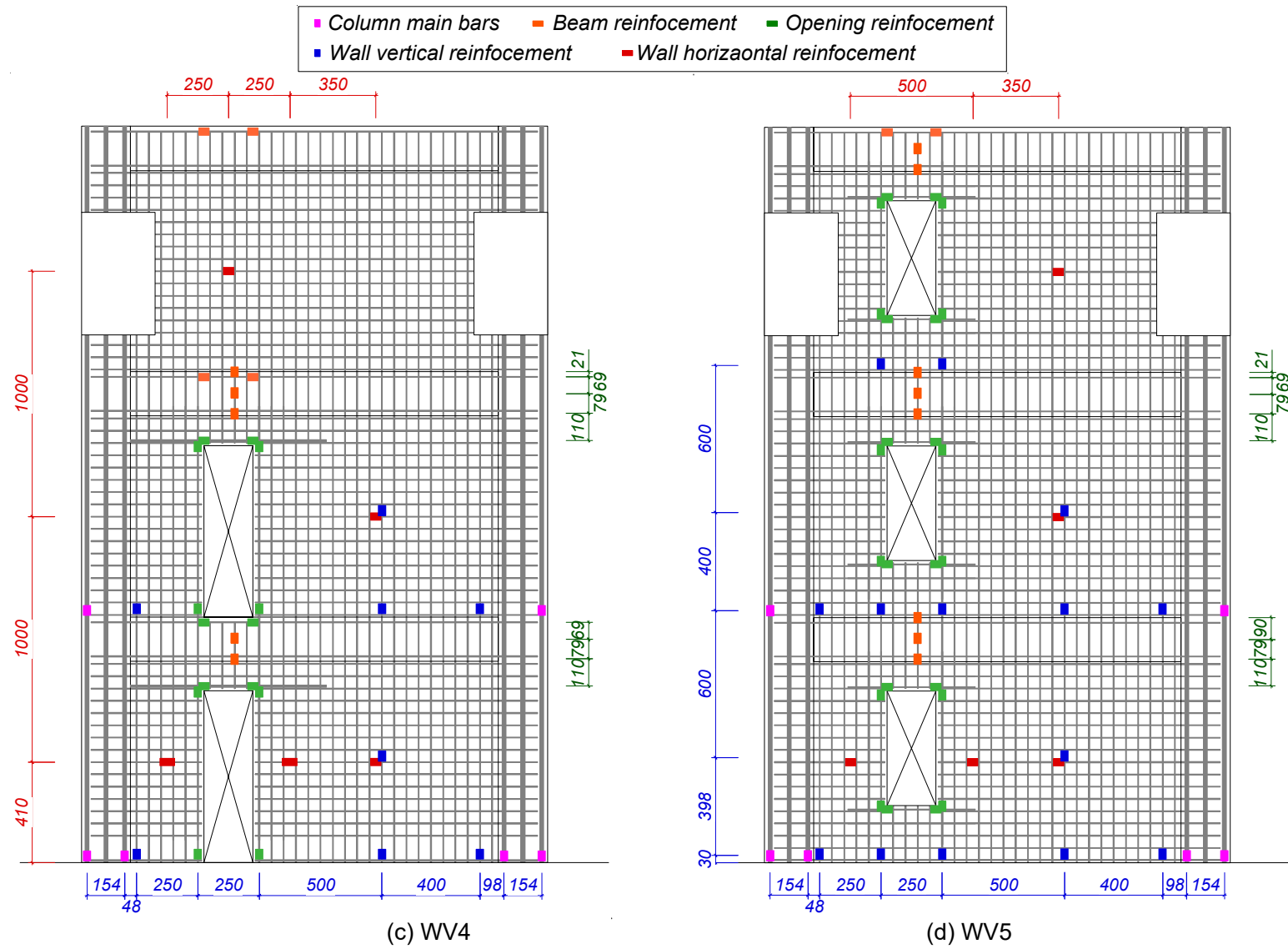


Fig.3.3.4 Disposition of strain gauges (unit: mm)

3.4 既往の設計式による耐力計算

各試験体の曲げ終局強度は Eq.(3.4.1)で算定する。無開口試験体のせん断終局強度は 1.2.1 節で示した広沢 mean 式 (Eq.(1.2.2)) より算定されており、縦長開口連層耐震壁試験体のせん断終局強度は無開口連層耐震壁試験体のせん断終局強度の計算結果に RC 規準¹⁵⁾の低減率 r (Eq.(1.2.6)) および本研究で提案した $newr_3$ (Eq.(2.3.11)) を乗じて算定する。Table 3.4.1 に各試験体の材料試験値 (Table 3.2.2 および Table 3.2.3 を参照) に基づく各構造特性計算値の一覧を示す。Table 3.4.1 のせん断余裕度 rQ_{su}/Q_{mu} より、すべての試験体の破壊形式がせん断破壊型となるように計画した。

$$Q_{mu} = \frac{M_{wu}}{H} = \frac{a_t \cdot \sigma_y \cdot l_w + 0.5 \sum (a_w \cdot \sigma_{wy}) \cdot l_w + 0.5 N \cdot l_w}{H} \quad (3.4.1)$$

ここで、 N : 当該壁に取りつく柱の全軸力、 a_t : 側柱主筋の全断面積、 $\sum a_w$: 壁縦筋の全断面積、 σ_y : 側柱主筋の降伏強度、 σ_{wy} : 壁縦筋の降伏強度、 l_w : 両側柱の中心間距離、 H : 加力高さである。

Table 3.4.1 Computed strengths

	Strength reduction factors		Seismic performance			
	$r = \min(r_1, r_2, r_3)$	$newr_3$	rQ_{su} (kN)	Q_{mu} (kN)	rQ_{su}/Q_{mu}	$newr_3Q_{su}$ (kN)
WN0	-	-	471	877	0.54	
WV1	0.61 (r_3)	0.45	289	880	0.33	217
WV4*	0.70 (r_2)	0.58	389	950	0.41	324
WV5	0.74 (r_3)	0.58	421	947	0.44	332

* Values are for the 1st and 2nd floor.

3.5 実験結果

各試験体の荷重—変形角関係を Fig.3.5.1 に、局所の破壊状況の写真を Fig.3.5.2 にそれぞれ示す。また、Fig.3.5.1 では無開口試験体 WN0 のせん断終局強度 Q_{su} を一点鎖線で、これに r_3 を乗じた計算結果 r_3Q_{su} を黒点線で、 r_2Q_{su} を灰色実線で、 $newr_3Q_{su}$ を灰色の一点鎖線で併せて示す。また、実験より得られた最大耐力を○、梁のせん断破壊を×、壁脚部の圧壊を▲で示す。

また、Fig.3.5.3 に各試験体における実験終了時の破壊性状を示す。同図では、正載荷時に生じたひび割れを実線で、負載荷時に生じたひび割れを破線で、およびコンクリートの剥落を塗りつぶしでそれぞれ示している。

3.5.1 無開口試験体 WN0

無開口試験体 WN0 では、載荷装置の容量の制限により変形角 $R=0.375\%rad$ から正方向のみの単調載荷とした。 $R=0.125\%rad$ の載荷サイクルでは、三層梁下端から一層壁脚部にかけてせん断ひび割れが生じた。 $R=0.375\%rad$ の載荷サイクルでは、左側上スタブから二層目梁にかけてのせん断ひび割れおよび右側の上スタブと壁板の境界のひび割れがそれぞれ生じた。無開口試験体 WN0 では、 $R=+1.0\%rad$ のサイクルにおいて、圧縮側の壁板および側柱の脚部におけるコンクリートの圧壊が確認され (Fig.3.5.2(a))、耐力低下が認められた。また、試験体 WN0 の最大耐力は 500kN であり、広沢式を用いたせん断終局強度 Q_{su} は実験の最大耐力を安全側に評価できることを示した。

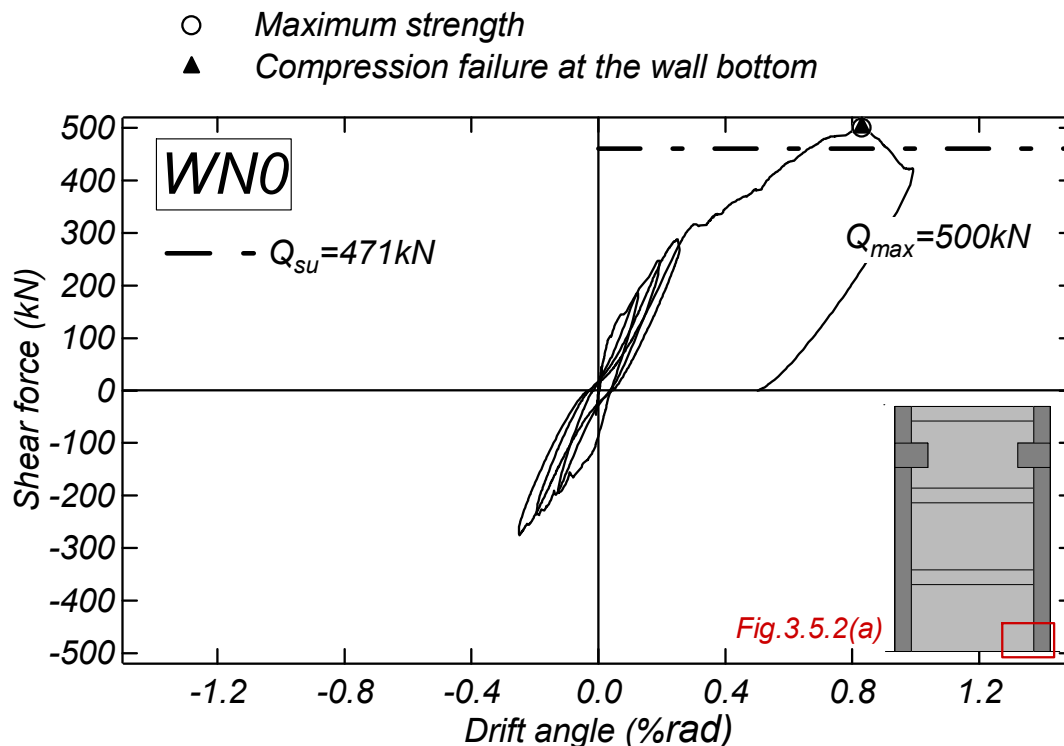
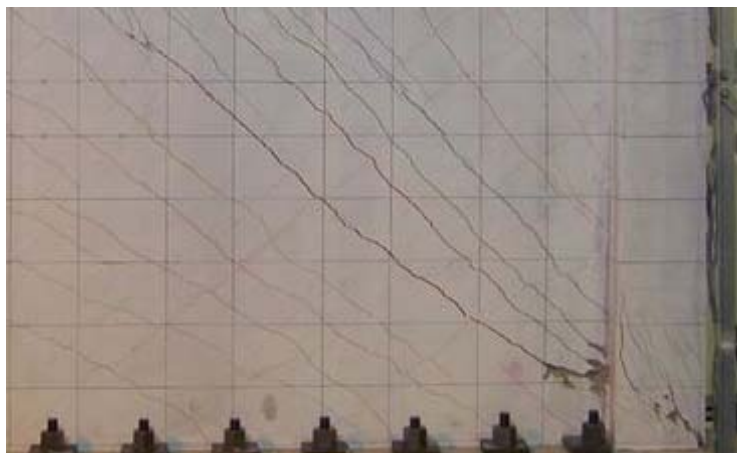


Fig.3.5.1(a) Shear force-drift angle relationships



(a) Failure of the wall bottom ($R=+1.0\%rad$)

Fig.3.5.2 Local failure condition

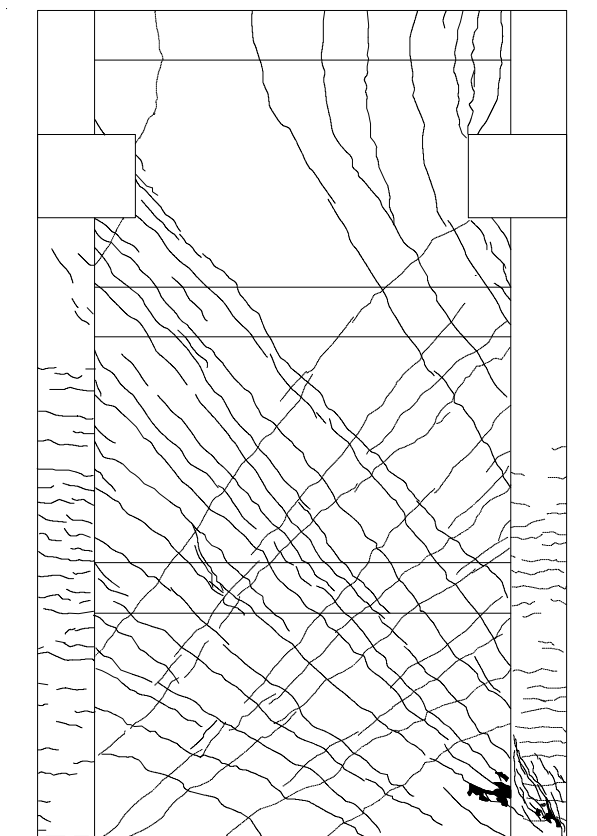
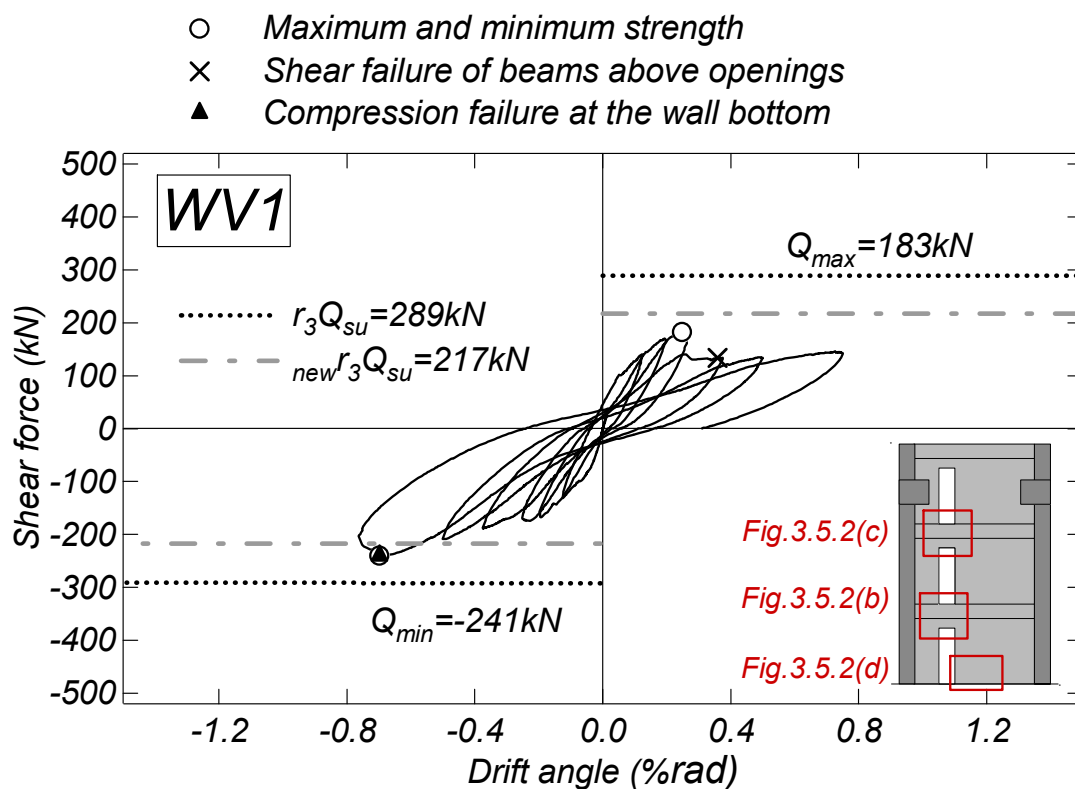


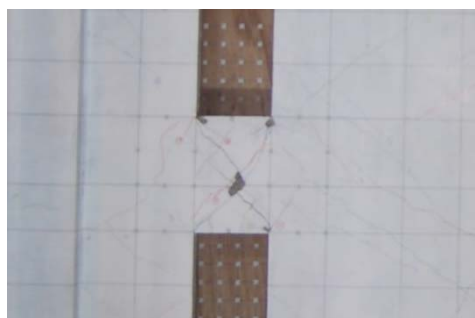
Fig.3.5.3(a) Final crack patterns

3.5.2 標準試験体 WV1

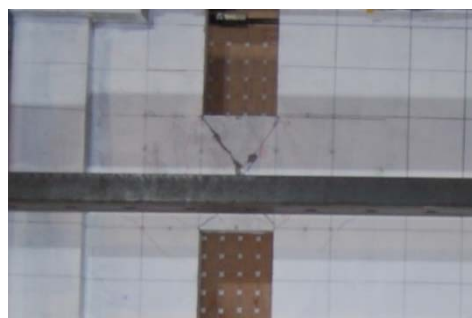
本研究における縦長開口連層耐震壁試験体は載荷時に開口上下の梁の損傷レベルが相対的に小さくなると予想された負荷荷側の加力から載荷を行った。試験体 WV1 では、変形角 $R=+0.25\%rad$ のサイクルにおいて、二層（床位置）および三層開口下梁のせん断ひび割れの拡幅が確認され、 $R=+0.375\%rad$ のサイクルで二層および三層開口下梁のせん断ひび割れ上のコンクリートが剥落し始め、せん断による損傷が顕著になった (Fig.3.5.2(b)および(c))。また、 $R=-0.75\%rad$ のサイクルにおいて一層開口部付近の壁脚部におけるコンクリートの圧壊に伴う耐力低下が生じた (Fig.3.5.2(d))。

最大耐力は正載荷で 183kN、負載荷で -241kN を記録し、実験の最大耐力は r_3 による計算値 289kN を大きく下回った。この原因については後述の 3.7 節で解説するが、本研究で提案した $newr_3$ による計算値は r_3 より良好な評価結果を示し、実験の最大耐力に対し正側でやや上回ったが、両載荷方向ともに実験値に近い値を示すことを確認した。

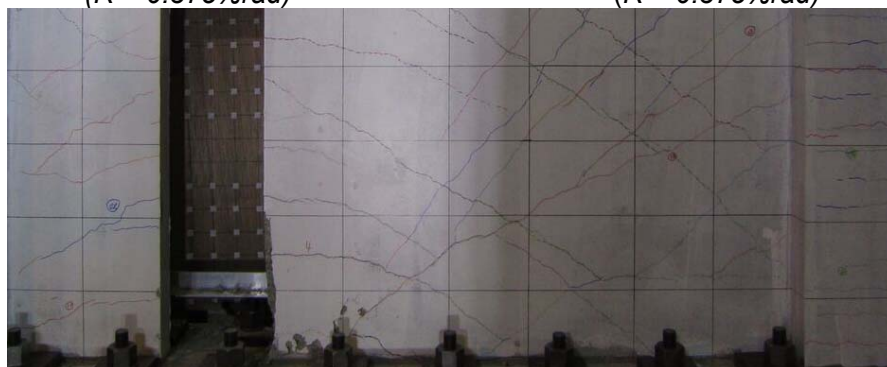




(b) Failure of the 2nd floor beam
($R=+0.375\%rad$)



(c) Failure of the 3rd floor beam
($R=+0.375\%rad$)



(d) Failure of the wall bottom ($R=-0.75\%rad$)

Fig.3.5.2 Local failure condition

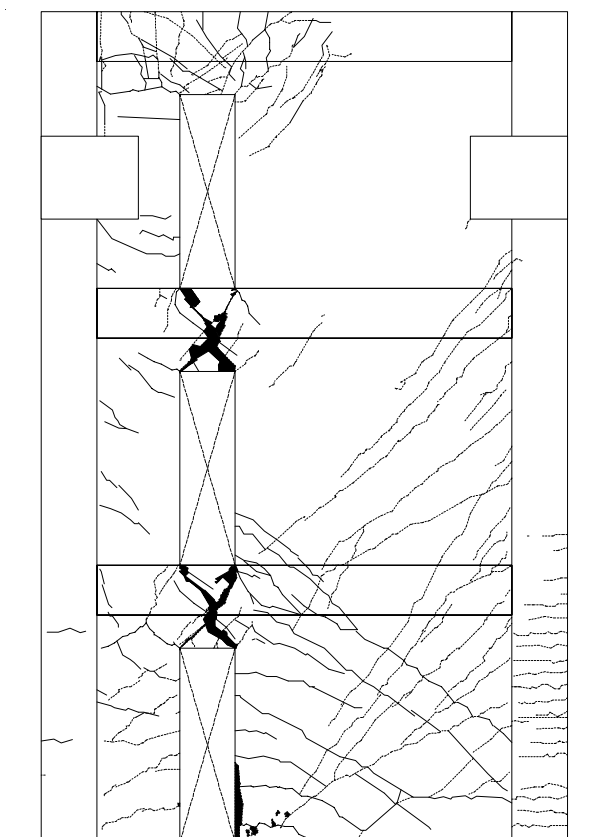


Fig.3.5.3(b) Final crack patterns

3.5.3 頂部開口なし試験体 WV4

頂部開口なし試験体 WV4 の正載荷では、変形角 $R=+0.125\%rad$ のサイクルにおいて一層開口上部の二層梁、二層開口上部、一層開口右側における壁板にせん断ひび割れがそれぞれ生じた。 $R=+0.25\%rad$ のサイクルにおいて左側柱に曲げひび割れが確認された。 $R=+0.75\%rad$ のサイクルでは二層開口上部におけるコンクリートが剥落し (Fig.3.5.2(e)の i)), 耐力低下が生じた。続く、 $R=+1.0\%rad$ のサイクルで二層開口上部から左側スタブにかけてひび割れが拡幅し (Fig.3.5.2(e)の ii)), 耐力が大きく低下した。

負載荷では、 $R=-0.125\%rad$ のサイクルにおいて一層開口上部の二層梁、二層開口の右側上部から右側スタブ間、一層開口右側における壁板にせん断ひび割れがそれぞれ生じた。 $R=-0.25\%rad$ のサイクルにおいて右側柱に曲げひび割れが確認された。 $R=-0.375\%rad$ のサイクルで一層開口上部の二層梁のせん断ひび割れ上のコンクリートが剥落し始め、 $R=-0.75\%rad$ のサイクルにおいて一層開口上部の二層梁のせん断による損傷が顕著になった。 $R=-1.0\%rad$ のサイクルで一層開口右側の壁脚部でコンクリートの圧壊に伴う耐力低下がみられた (Fig.3.5.2(f))。その後、 $R=-1.25\%rad$ のサイクルで二層開口上部の三層梁と上部壁板がせん断破壊した。すなわち、三層開口の有無にかかわらず試験体 WV1 と同様に縦長開口を境界とした左右の壁板がそれぞれ壁脚部を支点として回転 (ロッキング) する挙動が観察された。

最大耐力は正載荷で 348kN、負載荷で-362kN を記録し、実験の最大耐力は開口低減率を考慮したせん断終局強度 r_2Q_{su} に達しなかった。これは上記の通り本試験体が r_2 が想定する層単位の破壊機構ではなく、 r_3 が想定する連層の破壊機構を呈したことに起因すると考えられる。Table 3.2.1 に示したように、本試験体は r_2 が r_3 を下回ったが、これは r_3 が実験値を過大評価した結果とも解釈できる。 r_3 を修正した $newr_3$ は r_2 を下回っており、正負載荷ともに実験の最大耐力と良好に整合する結果が上記の考察を裏付けている。

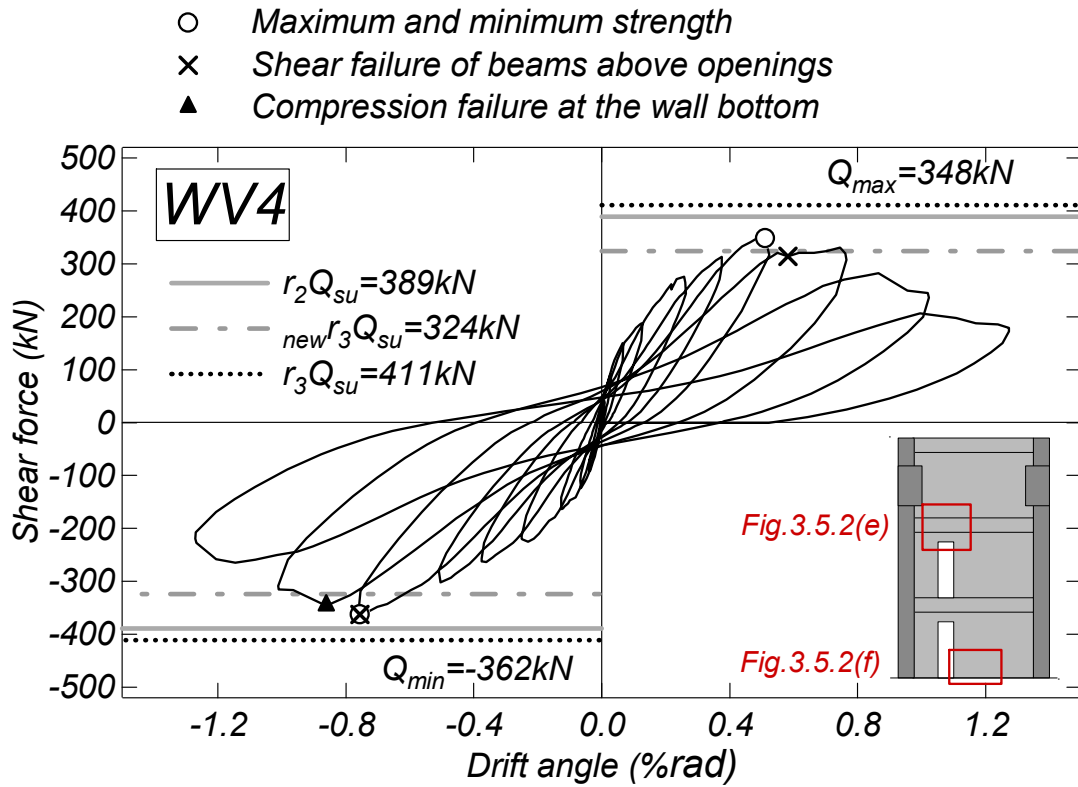
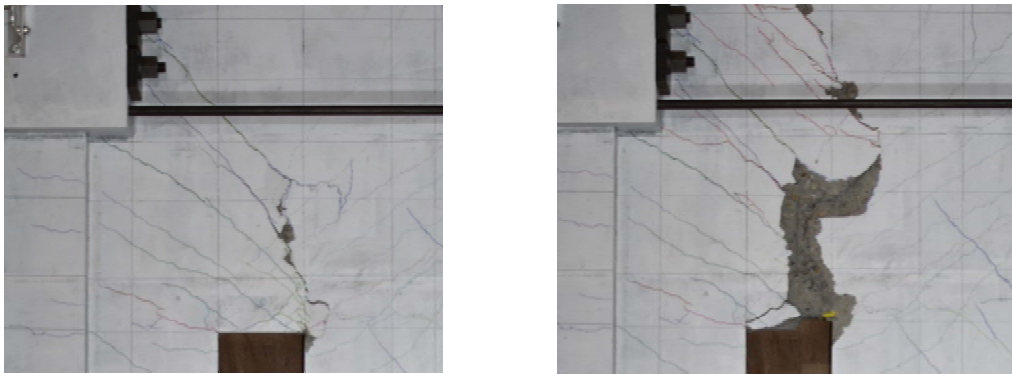


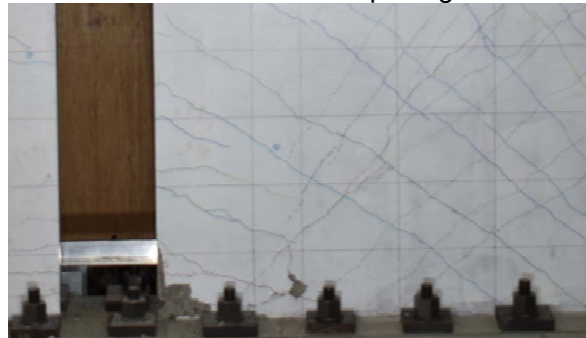
Fig.3.5.1(c) Shear force-drift angle relationships



i) $R = +0.75\% \text{ rad}$

ii) $R = +1.0\% \text{ rad}$

(e) Failure of the wall above the opening on the 2nd floor



(f) Failure of the wall bottom ($R = -1.0\% \text{ rad}$)

Fig.3.5.2 Local failure condition

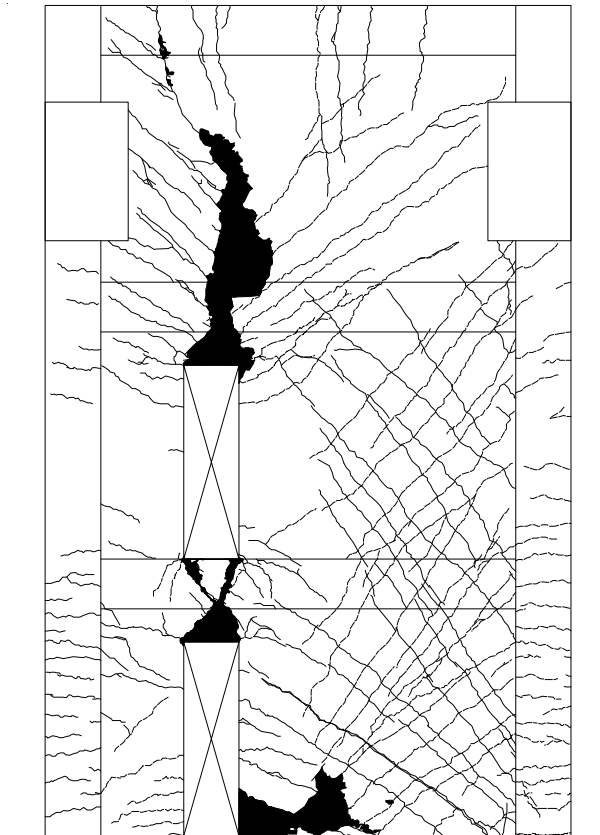


Fig.3.5.3(c) Final crack patterns

3.5.4 縦長小開口試験体 WV5

正載荷では、変形角 $R=+0.0625\%rad$ のサイクルにおいて左側柱に曲げひび割れ、開口隅角部にせん断ひび割れが生じた。 $R=+0.125\%rad$ のサイクルで一層および二層壁板にせん断ひび割れ、一層開口上部の二層梁にせん断ひび割れがそれぞれ生じた。 $R=+0.5\%rad$ のサイクルにおいて一層および二層の開口上部における梁のせん断による損傷が顕著になり (Fig.3.5.2 (g)および(h))、急激な耐力低下が確認された。

負載荷では、 $R=-0.0625\%rad$ のサイクルにおいて右側柱に曲げひび割れ、開口隅角部にせん断ひび割れ、一層および二層開口右側における壁板にせん断ひび割れが生じた。 $R=-0.5\%rad$ のサイクルで一層開口上部の二層梁におけるコンクリートの剥落に伴う耐力低下が確認された。 $R=-0.75\%rad$ のサイクルで二層開口上部の三層梁のせん断破壊と一層開口右側の壁脚部におけるコンクリートの圧壊 (Fig.3.5.2 (i)) により耐力が大きく低下した。

最大耐力は正載荷で 364kN、負載荷で-352kN を記録し、標準試験体 WV1 と同様に r_3 は実験の最大耐力を過大評価し、 $newr_3$ により評価結果が改善された。

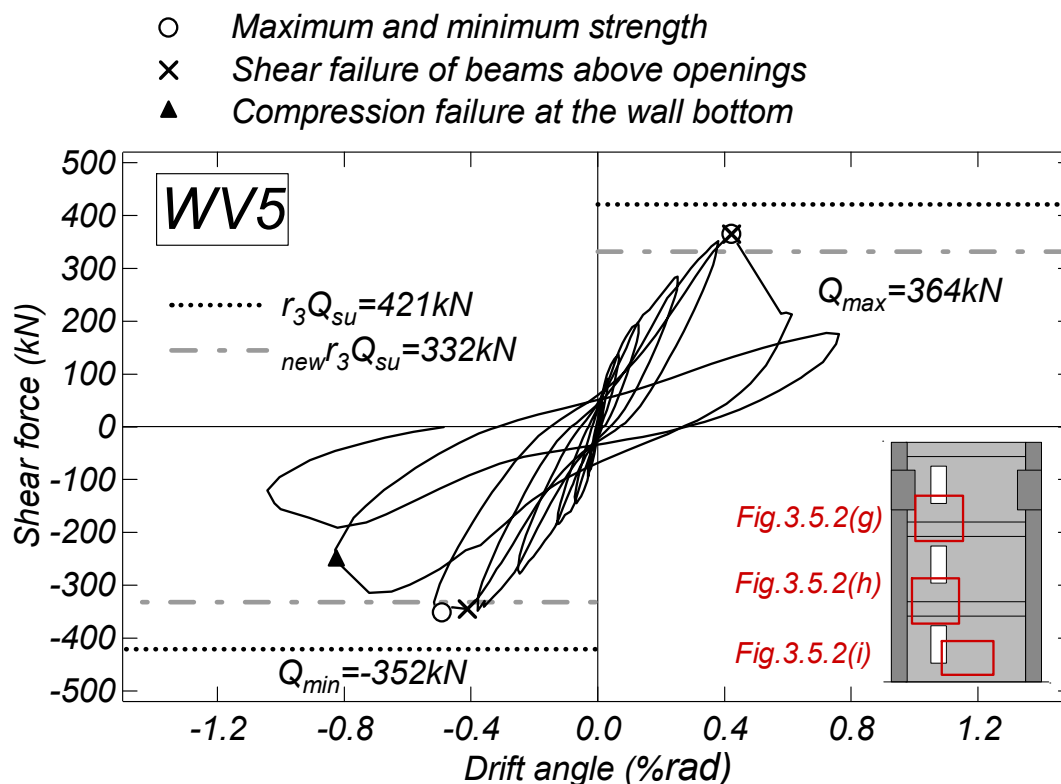
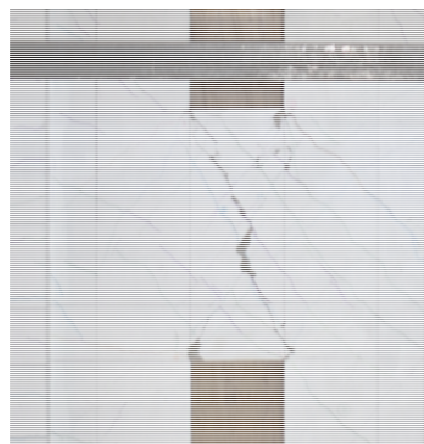


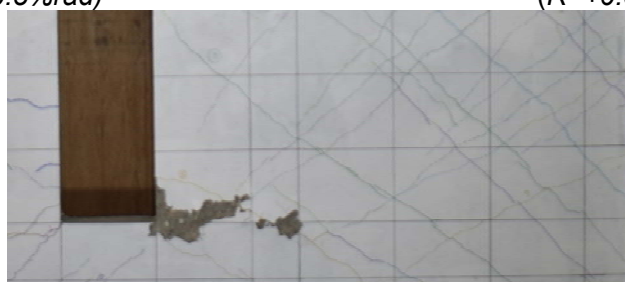
Fig.3.5.1(d) Shear force-drift angle relationships



(g) Failure of the 3rd floor beam
($R=+0.5\%rad$)



(h) Failure of the 2nd floor beam
($R=+0.5\%rad$)



(i) Failure of the wall bottom ($R=-0.75\%rad$)

Fig.3.5.2 Local failure condition

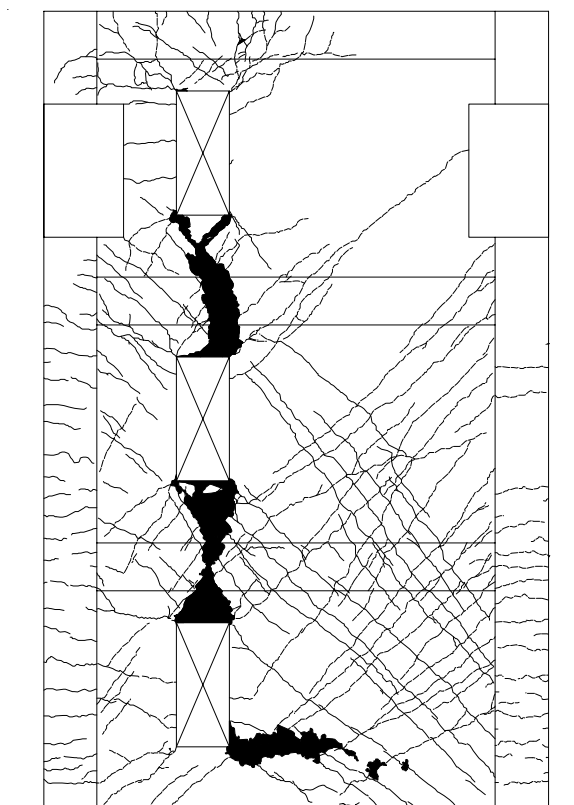


Fig.3.5.3(d) Final crack patterns

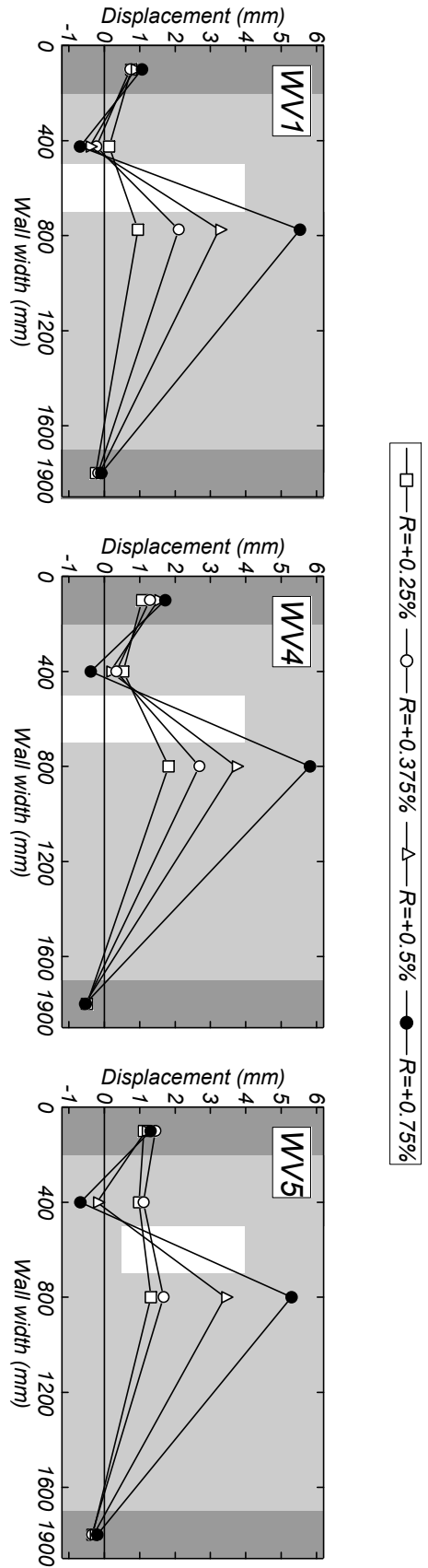
3.6 縦長開口連層壁試験体における破壊機構の検討

各縦長開口連層壁試験体における変形角 $R=0.25\%$ rad から $R=0.75\%$ rad までのサイクルピーク時の柱、壁脚部の軸方向変位分布を Fig.3.6.1 に示す。同図中の軸方向変形は Fig.3.2.6 に示す各試験体脚部に取り付けた変位計により測定した。また、各縦長開口連層壁試験体における $R=\pm 0.75\%$ rad の載荷サイクルピーク時の変形概略図を Fig.3.6.2 に示す。同図の変形は Fig.3.2.5 に示した水平、鉛直変位計の実測値を 10 倍して表現した。試験体内部の変形状況は実験で観測された主要なひび割れをもとに作成した。加えて、各層梁の左右端部における水平変形量 δ から各層壁板の水平変形量を算出し、Table 3.6.1 にまとめて示す。

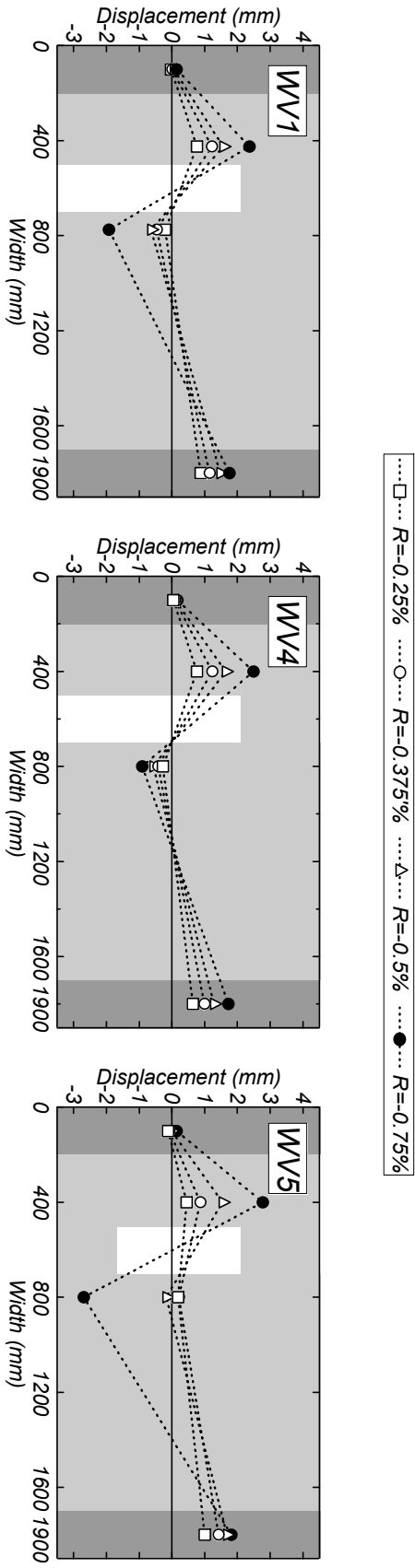
Fig.3.6.1 より、標準試験体 WV1 の軸方向変位分布では $R=0.25\%$ rad のサイクル以降から開口によって分割された左右壁板がそれぞれ回転変形した。Fig.3.3.3 より、頂部開口なし試験体 WV4 では試験体 WV1 と開口際の軸方向変位の計測区間が異なるため絶対値の比較はできないものの、両者の変位分布は同様な傾向を示した。したがって、試験体 WV4 も WV1 と同様に開口を境界とした左右壁板が、独立してモーメントに抵抗したと考えられる。また、Fig.3.6.2 (a)および(b)に示した全体変形状況を比較すると、試験体 WV4 は負載荷 $R=-0.75\%$ rad では試験体 WV1 と同様に開口上部の三層梁と上部壁板がせん断破壊したため、右の壁板が一層壁脚で塑性ヒンジを形成し全体として回転挙動が卓越している。一方、正載荷 $R=+0.75\%$ rad では、試験体 WV4 の三層梁のせん断ひび割れが上部壁板を貫通することなく局所的な損傷を生じており (Fig.3.5.2 (b))、三層壁板が下層壁板の変形をやや曲げ戻す様相を呈した。その結果、Table 3.6.1 より三層壁の左側の水平変形量 $\delta_{L3}-\delta_{L2}$ は試験体 WV1 より明らかに小さいことを確認した。

縦長小開口試験体 WV5 では、Fig.3.6.1 より正載荷負載荷ともに $R=0.375\%$ rad のサイクルまでは壁が一体的に回転変形した。これは試験体 WV5 の開口配置が試験体 WV1 および WV4 と異なり、開口直下の壁板の存在により開口上下の梁の損傷のタイミングが遅く、小変形時では壁全体の一体性が維持され、脚部断面も平面が保持されたためと考えられる。開口上下の梁のせん断破壊が確認された $R=0.5\%$ rad のサイクルからは試験体 WV1 および WV4 と同様に左右壁板がそれぞれ回転変形した。また、Fig.3.6.2 (c)に示した $R=\pm 0.75\%$ rad における全体変形状況は基準試験体 WV1 とほぼ同様であったが、負載荷 $R=-0.75\%$ rad においては開口右側の壁板の回転挙動は一層壁脚ではなく一層開口の下端で見られた。これは試験体 WV5 の開口下の腰壁の存在により、一層開口右下付近におけるコンクリートの圧壊発生位置 (Fig.3.5.2 (i)を参照) が試験体 WV1 より高くなったことが原因である。一方、 r_3 が等価な頂部開口なし試験体 WV4 と比較すると、開口数にかかわらず両試験体の最大耐力は同程度であった (Fig.3.5.1 (c)および(d)を参照)。ただし、両試験体では正負載荷における一層および二層壁板の左右の水平変形量はほぼ同程度であるが (Table 3.6.1 参照)、頂部開口の有無により試験体 WV5 は試験体 WV4 と比べて三層壁板の水平変形量 $\delta_{L3}-\delta_{L2}$ および $\delta_{R3}-\delta_{R2}$ が大きい傾向を示した。とくに前述のように試験体 WV4 では正載荷において三層壁の曲げ戻しにより左側壁の変位がとくに小さかった。

以上より、本節の検討と 3.5 節での各試験体の破壊性状 (開口上下の梁のせん断破壊および壁脚部の圧壊) を踏まえ、全試験体における破壊機構は総じて r_3 の想定に近いと判断した。

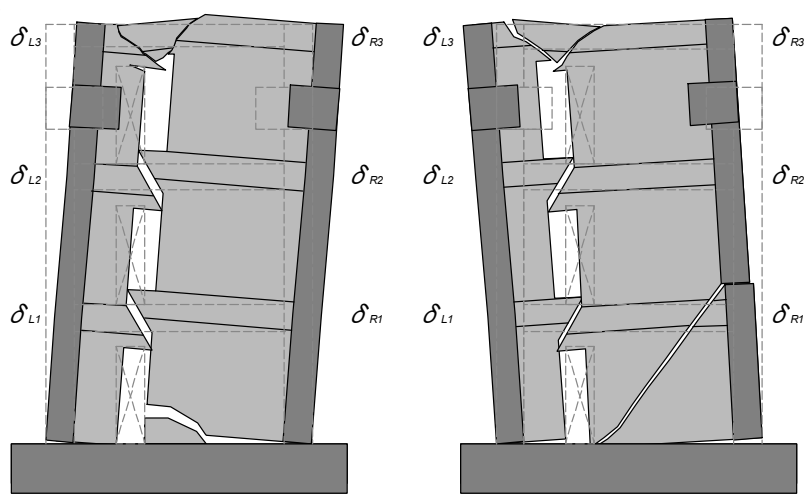


(a) Positive loading

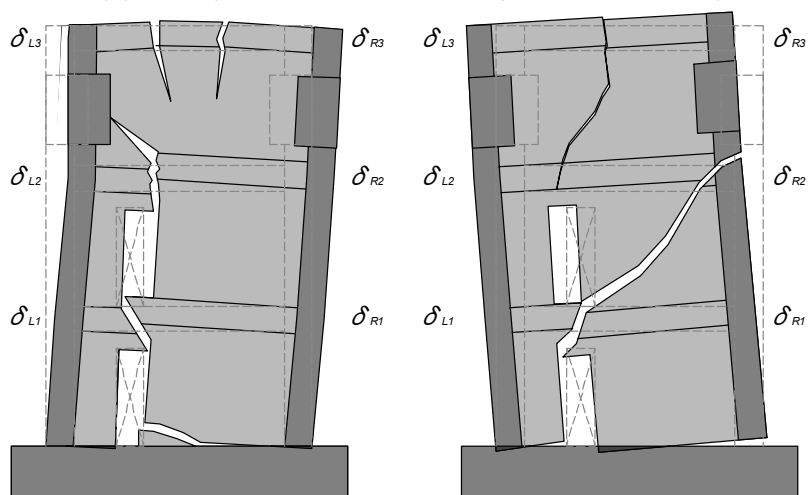


(b) Negative loading

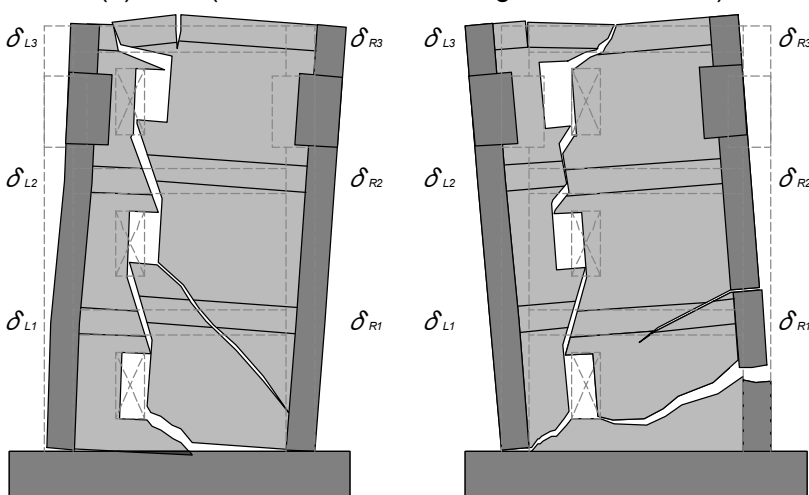
Fig.3.6.1 Transitions of axial deformation at the wall bottoms



(a) WV1 (Left: $R=+0.75\%rad$, Right: $R=-0.75\%rad$)



(b) WV4 (Left: $R=+0.75\%rad$, Right: $R=-0.75\%rad$)



(c) WV5 (Left: $R=+0.75\%rad$, Right: $R=-0.75\%rad$)

Fig.3.6.2 Overall deformation (10 times magnified)

Table 3.6.1 Horizontal displacements of walls on every floor (unit: mm)

<i>R (rad)</i>		<i>Left side wall</i>			<i>Right side wall</i>		
		<i>1st floor</i>	<i>2nd floor</i>	<i>3rd floor</i>	<i>1st floor</i>	<i>2nd floor</i>	<i>3rd floor</i>
		δ_{L1}	$\delta_{L2} - \delta_{L1}$	$\delta_{L3} - \delta_{L2}$	δ_{R1}	$\delta_{R2} - \delta_{R1}$	$\delta_{R3} - \delta_{R2}$
+0.75%	WV1	5.7	8.7	7.2	6.3	8.7	7.0
	WV4	6.4	9.5	0.5	8.9	7.0	5.1
	WV5	4.4	9.1	4.3	7.0	7.3	7.2
-0.75%	WV1	-6.3	-8.6	-8.1	-5.2	-8.8	-6.8
	WV4	-8.0	-8.1	-5.0	-4.9	-9.1	-5.4
	WV5	-7.6	-9.1	-8.1	-4.7	-9.8	-7.7

3.7 開口高さによる開口低減率の検証

本章では、RC 規準¹⁵⁾に示される開口低減率および本研究で提案した $newr_3$ の妥当性を追検証するため、開口配置と開口高さが異なる連層耐震壁試験体を対象に静的載荷実験を実施した。本節では、実験より得られた各縦長開口連層耐震壁試験体の最大耐力に基づいて RC 規準における開口低減率および本研究で提案した $newr_3$ の評価精度を検証する。

Table 3.7.1 および Fig.3.7.1 に各試験体の最大耐力 Q_{Test} とせん断終局強度の計算値 r_3Q_{su} , r'_3Q_{su} , $newr_3Q_{su}$ の比較、また同表では各開口高さによる低減率の計算値と実験値 r_{Test} の比較を合わせて示す。ここで、開口低減率の実験値 r_{Test} は縦長開口試験体の最大耐力 Q_{Test} を無開口試験体の最大耐力 Q_{WNO} で除した値である。ただし、有開口と無開口試験体では材料強度、とくにコンクリートの圧縮強度に最大 10N/mm^2 程度の強度差があるため (Table 3.2.2 および Table 3.2.3 参照)、無開口試験体の最大耐力 Q_{WNO} に各材料強度に基づく広沢式 (Eq.(1.2.2)) によるせん断強度の比を考慮する Eq.(3.7.1) の補正係数 μ (Table 3.7.2) を乗じることとした。

$$\mu = \frac{wV Q_{su}}{wN0 Q_{su}} \quad (3.7.1)$$

ここで、 wVQ_{su} : 有開口試験体の材料強度を用いたせん断終局強度、 $wN0Q_{su}$: 無開口試験体の材料強度を用いたせん断終局強度である。

Table 3.7.1 Comparisons of strength and reduction factor

	TEST			AIJ Standards 2010						Proposed		
	Q_{Test} (kN)	$\mu W_{N0}Q_{su}$ (kN)	r_{Test}	Eq.(1.2.9)			Eq.(1.2.11)			$new r_3$	$new r_3 Q_{su}$ (kN)	$Q_{Test}/$ $new r_3 Q_{su}$
				r_3	$r_3 Q_{su}$ (kN)	$Q_{Test}/$ $r_3 Q_{su}$	r'_3	$r'_3 Q_{su}$ (kN)	$Q_{Test}/$ $r'_3 Q_{su}$			
WV1	(+)	183	506	0.36	292	0.63	0.30	143	1.28	0.45	217	0.84
	(-)	241				0.48			0.83			1.69
WV4	(+)	348	589	0.59	411	0.85	0.53	296	1.18	0.58	324	1.07
	(-)	362				0.61			0.88			1.22
WV5	(+)	364	603	0.60	421	0.86	0.53	303	1.20	0.58	332	1.10
	(-)	352				0.58			0.84			1.16

Table 3.7.2 Correction coefficient μ

	$WV Q_{su}$ (kN)	$W_{N0} Q_{su}$ (kN)	μ
WV1	476 ($\sigma_c=27.7N/mm^2$)	471 ($\sigma_c=27N/mm^2$)	1.01
WV4	554 ($\sigma_c=36.4N/mm^2$)		1.18
WV5	568 ($\sigma_c=38.1N/mm^2$)		1.21

σ_c : compressive strength.

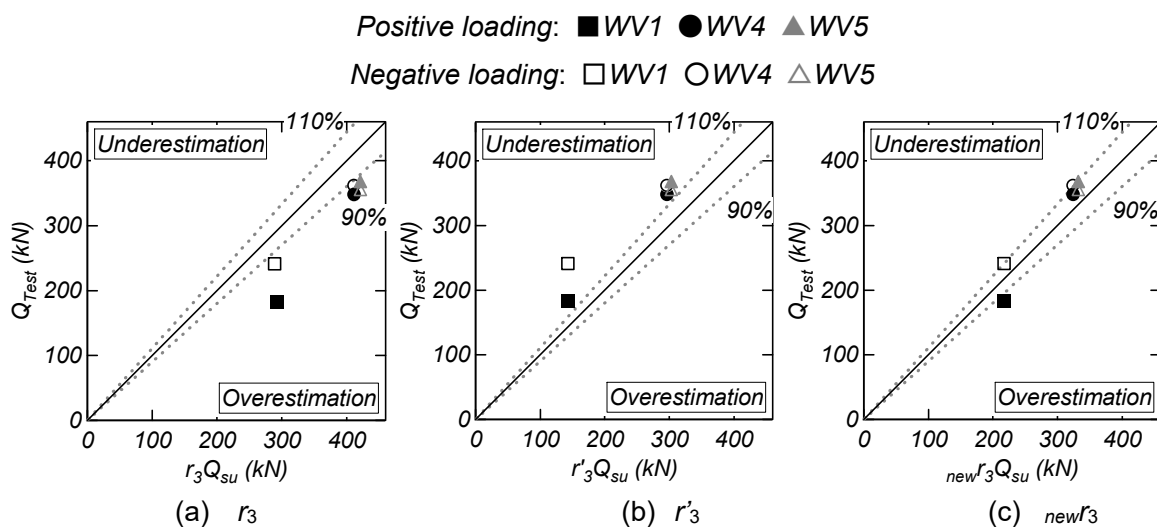


Fig.3.7.1 Comparison of calculated and observed strength

3.7.1 RC 規準の開口高さに関する耐力低減率 r_3

1.2 節で先述したように、RC 規準に示される r_3 は Eq.(1.2.9)より算定されており、基礎梁あるいは下階が十分に剛強である場合に適用する。また、ピロティの直上階や中間階の単層壁では Eq.(1.2.10)より評価される係数 λ は考慮されず Eq.(1.2.11) に示した開口低減率を r'_3 とする。Table 3.7.1 に示した正/負載荷における開口低減率の実験値 r_{Test} は、標準試験体 WV1 が 0.36/0.48、頂部開口なし試験体 WV4 が 0.59/0.61、縦長小開口試験体 WV5 が 0.60/0.58 であった。 r_3 と比較すると、いずれの試験体でも r_3 を大幅に下回る結果を示した。すなわち r_3 に基づく計算値 $r_3 Q_{Su}$ は縦長開口試験体の最大耐力 Q_{Test} を大幅に上回っており (Fig.3.7.1(a))、本実験結果ではいずれの縦長開口試験体の崩壊機構も r_3 の想定とおおよそ整合したにもかかわらず、 r_3 は実験値を大幅に過大評価した。これは、3.7.2 節で後述するように Fig.3.4.1 に示したように各縦長開口連層耐震壁試験体の最大耐力時には開口際の壁端の圧縮域が壁内に深く入り込んでいることが主因と考えられる。

一方、 r'_3 による耐力計算値 $r'_3 Q_{Su}$ は Fig.3.7.1 (b)に示すようにすべての試験体の最大耐力 Q_{Test} を下回ったが、とくに試験体 WV1 の負載荷における最大耐力 Q_{Test} を 1.69 倍過小に評価した。これは剛強な基礎梁上の壁脚部のモーメント抵抗を無視する r'_3 の仮定に起因しており、本研究で検討された試験体では基礎スタブが剛強であるため、耐力低減率を過小評価したと考えられる。

3.7.2 壁脚部の曲げモーメント抵抗を見直した $newr_3$

第 2 章で提案した $newr_3$ では、RC 規準に示された r_3 の想定された崩壊機構を踏襲しつつ、壁脚部のモーメント抵抗を修正して評価した。Table 3.7.1 における本研究で提案した $newr_3$ と実験値 r_{Test} を比較すると、 $newr_3$ は標準試験体 WV1 の正載荷において 1.26 倍 r_{Test} を上回ったが、その他において $newr_3$ は r_{Test} と概ね一致している。また、Fig.3.7.1 (c)に示すように、 $newr_3$ による耐力計算値 $newr_3 Q_{Su}$ は試験体 WV1 の正側において実験の最大耐力 Q_{Test} をやや上回ったが、その他では実験の最大耐力を約 10%の誤差内で評価でき、 $r_3 Q_{Su}$ (Fig.3.7.1(a)) と比べて実験と良く整合した。

以上の検討より、既存の RC 規準による低減率 r_3 は縦長開口連層耐震壁の耐力を十分に評価できない場合があることを再確認できた。一方、 $newr_3$ を用いると本章で示した縦長開口連層耐震壁試験体の実験の最大耐力を良好に評価することができた。

3.8 まとめ

本章では、縦長開口が 1 列に偏在配置された連層耐震壁試験体をもとに、開口配置と開口高さが異なる試験体を対象に静的載荷実験を実施し、破壊性状、最大耐力、試験体の全体挙動を中心に検討した。また、実験より得られた各縦長開口連層耐震壁試験体の最大耐力に基づいて、RC 規準の縦長開口低減率および第 2 章で提案した開口低減率 $newr_3$ の評価精度について検討した。

本研究で得られた知見は下記の通りである。

- 1) 標準試験体 WV1 および頂部開口なし試験体 WV4 では、 $R=0.25\%$ の小変形時から開口によって分割された左右の壁板がそれぞれ回転変形していることが確認された。一方、縦長小開口試験体 WV5 では開口直下に壁板が存在することにより、開口上下の梁の損傷が遅延し、小変形時は壁脚部で壁断面が平面保持したが、開口上下の梁の損傷が進行するとともに試験体 WV1、WV4 と同様な壁板の回転挙動を示した。
- 2) r_3 が等価な試験体 WV4 と試験体 WV5 では、頂部開口なし試験体 WV4 は頂部開口あり試験体 WV5 と比べて三層壁板の水平変形量が小さかったが、開口数にかかわらず両試験体の最大耐力は同程度であることを確認した。
- 3) 本章に示した縦長開口連層耐震壁では、全試験体の破壊機構（開口上下の梁のせん断破壊および壁脚部の圧壊）は RC 規準の r_3 における想定と概ね整合することを実験的に確認した。 r_3 による計算値は実験の最大耐力を過大評価し、本研究で提案した $newr_3$ による計算値は実験値を良好に評価できることを確認した。
- 4) 実験結果に基づく開口低減率 r_{Test} を RC 規準の開口低減率 r_3 と比較すると、 r_3 は実験値 r_{Test} を過大評価した。一方、基礎梁上の壁脚部のモーメント抵抗を無視する r'_3 は実験値 r_{Test} を下回ったが、標準試験体 WV1 の正載荷におけるせん断終局強度の実験値を大幅に過小評価した。
- 5) 本稿で検討された試験体のように開口際に側柱がない構造詳細を想定した場合に対して壁脚部の曲げモーメント抵抗を見直した $newr_3$ は、各縦長開口連層耐震壁試験体における開口低減率の実験値 r_{Test} を RC 規準の低減率に比べ精度よく評価した。

第4章 FEM 解析によるシミュレーションと耐力低減率の検証

4.1 はじめに

第 3 章では、縦長開口が 1 列に偏在配置された試験体を基準に最上層開口の有無および開口高さを変数とし、 r_3 が等しい異なる開口配置の縦長開口連層耐震壁の実験を実施した。また、実験より得られた各縦長開口連層耐震壁試験体の最大耐力に基づいて RC 規準¹⁵⁾における開口低減率および本研究で提案した $newr_3$ の評価精度を追検証した。その結果、開口配置と開口高さにかかわらず開口低減率 r_3 が想定する縦長開口耐震壁の耐力は実験の最大耐力を過大評価し、 $newr_3$ による計算値は実験値を良好に評価できることが示された。

一方で、縦長開口連層耐震壁の各部材における詳細な応力状態の解明および縦長開口が耐震壁内部における応力伝達機構に及ぼす影響を明らかにする必要がある。そこで、本章では縦長開口連層耐震壁の構造性能評価法の実現に資する基礎資料を整備することを目的として、第 3 章に示した実験を対象に二次元 FEM 解析を実施し、履歴特性、破壊状況および壁脚部の挙動から解析のモデル化および材料モデル構成則の妥当性について検討する。また、内部応力状態から当該部材の応力伝達機構および各構成要素のせん断耐力に対する寄与について検討する。FEM 解析の結果から、開口上下の梁の負担せん断力および柱を含む壁脚の負担モーメントとそれらの劣化が縦長開口を有する耐震壁の耐力に及ぼす影響を明らかにする。

4.2 解析方法

FEM 解析には汎用ソフトの FINAL²⁶⁾を用いた。解析は二次元解析とし、とくにコンクリート要素については平面応力場を仮定した。Fig.4.2.1 に FEM 解析のための試験体の要素分割図および境界条件を示す。実験では試験体の上部に設置した左右のスタブに等しい荷重を作用させたが、解析では実験時の左右スタブで計測された水平変位と等しくなるように変位制御した。また、Fig.4.2.2 に示すように実験においてスタブ間に設置された PC 鋼棒は等価な断面積を有するトラス要素を用いて表現した。ただし、試験体 WN0 および WV1 において、PC 鋼棒端部のナックルジョイントはピン支点としてモデル化した。

コンクリートは 4 節点四辺形要素で定義した。なお、コンクリートのひび割れモデルは非直交ひび割れモデルにより表現した。また、壁脚部に生じた曲げひび割れを考慮するために、壁脚部の節点と下スタブの節点を別々に定義し、離散ひび割れ要素を設けた。鋼材については、壁筋、帯筋およびあばら筋は埋め込み鉄筋としてコンクリート要素内に層状置換した。また、柱と梁の主筋および開口補強筋は 2 節点トラス要素で定義しており、鉄筋とコンクリートの間の付着挙動は 4 節点ライン要素を接合要素としてモデル化した。

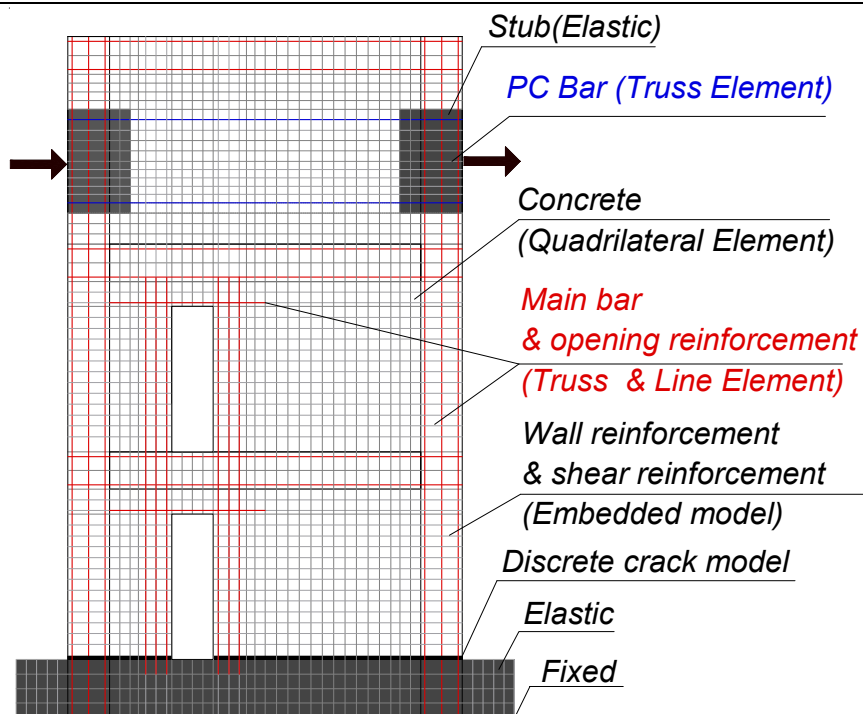


Fig.4.2.1 Modeling for FEM analysis

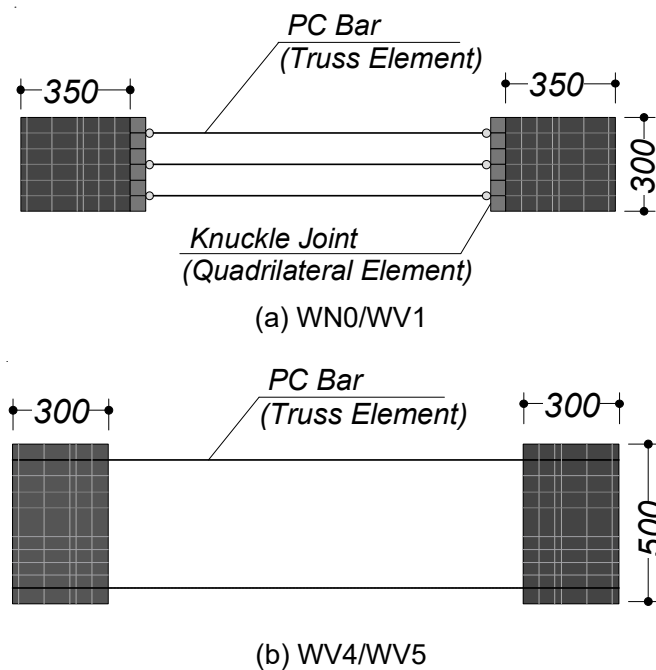


Fig.4.2.2 Details between the stubs

4.3 材料モデル

本節では、縦長開口連層耐震壁の二次元 FEM 解析で用いた材料構成則について示す。

4.3.1 コンクリートモデル

コンクリートは四辺形要素で定義した。ひび割れは要素内に一様に分布し、非直交ひび割れモデル²⁷⁾により表現した。二軸応力下の破壊条件は Kupfer らの提案²⁸⁾に従った。

<応力-ひずみ関係>

応力-ひずみ関係の包絡線については、Fig.4.3.1 に示すように、圧縮側の応力上昇域を修正 Ahmad モデル²⁹⁾ (Eq.(4.3.1)~(4.3.6)) を、軟化域を要素寸法とコンクリート強度によって勾配が変化する Nakamura モデル³⁰⁾とした (Eq.(4.3.7)~(4.3.10))。また、ひび割れ発生後は圧縮特性の劣化を長沼モデル³¹⁾によって考慮しており、コンクリートの圧縮強度低減係数 λ は Eq.(4.3.11)で算定する。

上昇域 ($|\varepsilon| < |\varepsilon_p|$) : 修正 Ahmad モデル

$$\sigma = \frac{[(A \cdot X + (D-1) \cdot X^2)] \cdot \sigma_p}{1 + (A-2) \cdot X + D \cdot X^2} \quad (4.3.1)$$

$$A = \frac{E_0}{E_p} \quad (4.3.2)$$

$$X = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} \quad (4.3.3)$$

$$D = \frac{200}{\sigma_B} - \left(\frac{E_B}{E_p - 1} \right)^2 \quad (4.3.4)$$

$$\sigma_p = \sigma_B \left[1 + 5 \left(\frac{\sigma_p}{\sigma_B} \right)^{0.77} \right] \quad (4.3.5)$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon_B \left(\frac{\sigma_p}{\sigma_B} \right)^{1.8} \quad (4.3.6)$$

ここで、 σ_B : 圧縮強度、 ε_B : 圧縮強度時ひずみ、 E_B : ヤング係数 ($=\sigma_B/\varepsilon_B$)、 σ_p : 側圧を考慮した最大応力点、 ε_p : 最大応力点のひずみ、 E_p : 最大応力点の割線剛性 ($=\sigma_p/\varepsilon_p$) である。

軟化域 ($|\varepsilon| \geq |\varepsilon_p|$) : Nakamura モデル

$$\sigma = \frac{(\varepsilon - \varepsilon_u)}{(\varepsilon_u - \varepsilon_p)} \quad (4.3.7)$$

$$\varepsilon_u = \frac{2G_{\sigma B}}{\sigma_B \cdot L_{eim}} - \varepsilon_0 \quad (4.3.8)$$

$$G_{\sigma B} = 8.8\sqrt{\sigma_B} \quad (4.3.9)$$

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_p / 2 \quad (4.3.10)$$

ここで、 $G_{\sigma B}$: 圧縮破壊エネルギー、 L_{eim} : 要素寸法に応じた等価長さである。

圧縮強度低減係数

$$\lambda = \lambda_{ps} + 1.45\eta (\leq 0.95) \quad (4.3.11)$$

$$\lambda_{ps} = 0.74 - \frac{\sigma_B}{2600} \quad (4.3.12)$$

$$\eta = \frac{\sigma_0 - \sigma_{0C}}{\sigma_B} (> 0) \quad (4.3.13)$$

$$\sigma_{0C} = 2.1\sigma_B^{0.66} - P_s\sigma_y (> 0) \quad (4.3.14)$$

ここで、 λ_{ps} : 純せん断応力状態の圧縮強度低減係数、 η : 有効圧縮軸応力比、 σ_{0C} : 鉄筋降伏と同時にコンクリートの圧壊を生じさせるのに必要な圧縮軸応力、 P_s : 鉄筋比である。

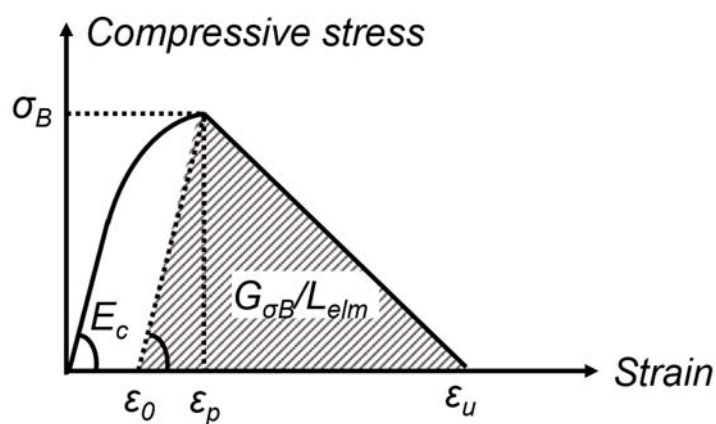


Fig.4.3.1 Compression model for concrete

また、引張側の応力-ひずみ関係は、Fig.4.3.2 に示すようにひび割れ強度までは線形とし、ひび割れ発生後の軟化域は出雲らのモデル³⁹⁾を仮定した。上記のモデルはコンクリートの平均応力-平均ひずみ関係を鉄筋比に関係なく、鉄筋の付着形状を表すパラメータ c を導入し、Eq.(4.3.15)で表した。本研究では $c=0.4$ としてテンションスティフニングを考慮した。

$$\sigma_t = \sigma_{cr} \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_t} \right)^c \quad (4.3.15)$$

ここで、 σ_t : コンクリートの引張応力、 σ_{cr} : ひび割れ発生応力、 ε_{cr} : ひび割れ発生時の平均引張ひずみ、 ε_t : ひび割れ直前ひずみ (ひび割れを含む平均ひずみ)、 c : 付着性状を表すパラメータである。

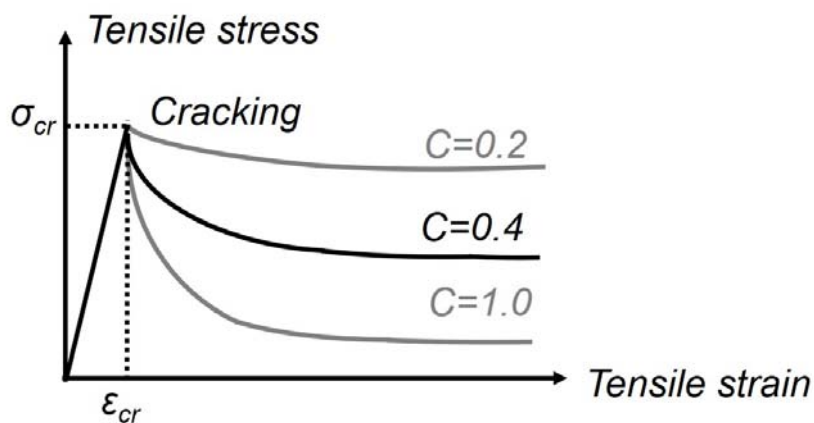
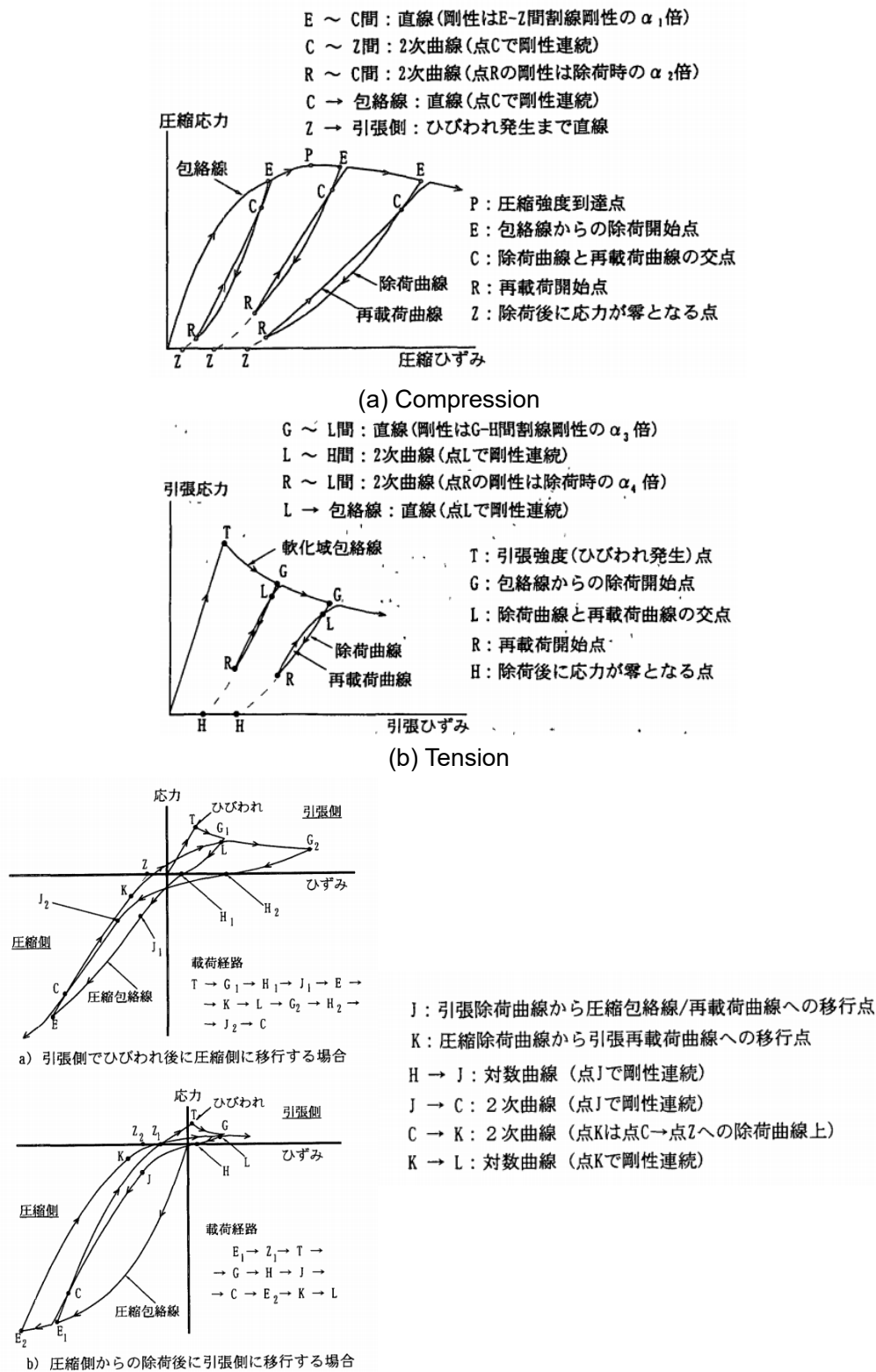


Fig.4.3.2 Tension model for concrete

<履歴特性>

繰り返し応力下における履歴特性は除荷と再載荷過程における軟化挙動を考慮した長沼らの提案する曲線モデル³³⁾を使用した (Fig.4.3.3)。



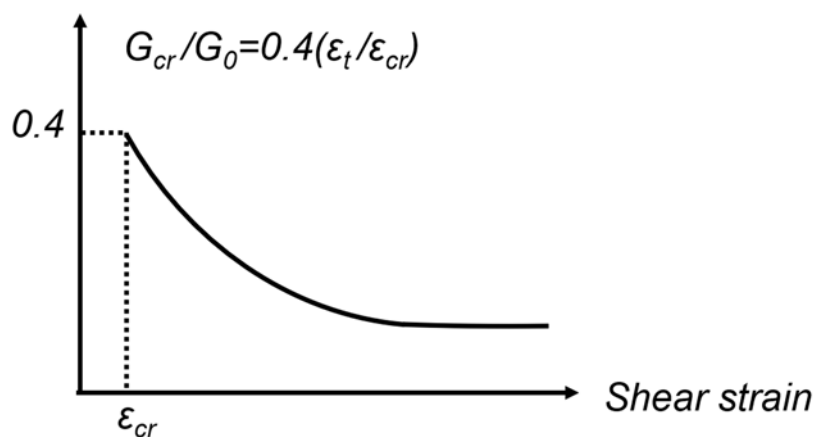


Fig.4.3.4 Shear transfer model

<せん断伝達特性>

ひび割れ後のせん断伝達モデルは Fig.5.3.4 に示す Al-Mahaidi モデル³⁴⁾を仮定した。

$$\frac{G_{cr}}{G_0} = \frac{0.4}{\epsilon_t/\epsilon_{cr}} \quad (4.3.16)$$

ここで、 G_{cr} : ひび割れ後のせん断剛性、 G_0 : コンクリートのせん断弾性係数、 ϵ_{cr} : ひび割れ発生後のひずみ、 ϵ_t : ひび割れ直交ひずみである。

なお、壁脚部とスタブの境界に生じたひび割れの影響を考慮するために、壁脚部に離散ひび割れ要素を設けた。離散ひび割れ要素は、圧縮側を剛とし、引張側をコンクリートのひび割れ強度に達した後に鉄筋の抜け出しを考慮するモデル³⁵⁾とした (Fig.4.3.5)。離散ひび割れ要素のひび割れ面のせん断伝達特性は山田・青柳の提案モデル³⁶⁾を仮定した。

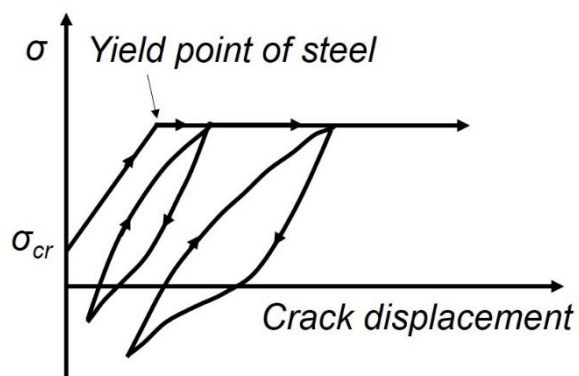


Fig.4.3.5 Steel slippage model

4.3.2 鉄筋モデル

鋼材については、壁筋、帯筋およびあばら筋は埋め込み鉄筋として要素内に層状置換した。また、鉄筋の応力-ひずみ関係をバイリニアモデルとし、降伏前については除荷・最載荷時においても弾性的関係を保っており、降伏後は弾性的関係が失われても非線形となる。鉄筋の繰り返し応力下の履歴特性は Clampi 等の提案する修正 Menegotto- Pinto モデル⁴⁰⁾を仮定した (Fig.4.3.6)。

<包絡線>

$$\frac{\sigma}{\sigma_y} = H \frac{\varepsilon}{\varepsilon_y} + \frac{(1-H) \cdot \varepsilon / \varepsilon_y}{\left(1 + \left|\varepsilon / \varepsilon_y\right|^R\right)^{1/R}}, \quad R = 20 - \frac{18.5\varepsilon_{\max}}{0.00015 + \varepsilon_{\max}} \quad (4.3.17)$$

<除荷および再載荷曲線>

$$\frac{(\sigma - \sigma_l)}{2\sigma_y} = H \frac{(\varepsilon - \varepsilon_l)}{2\varepsilon_y} + \frac{(1-H) \cdot (\varepsilon - \varepsilon_l)}{2\varepsilon_y} \frac{1}{\left(1 + \left|\frac{(\varepsilon - \varepsilon_l)}{2\varepsilon_y}\right|^R\right)^{1/R}} \quad (4.3.18)$$

ここで、 σ_y : 降伏強度、 ε_y : 降伏時ひずみ、 H : ひずみ硬化率、 ε_y : 経験した最大塑性ひずみである。

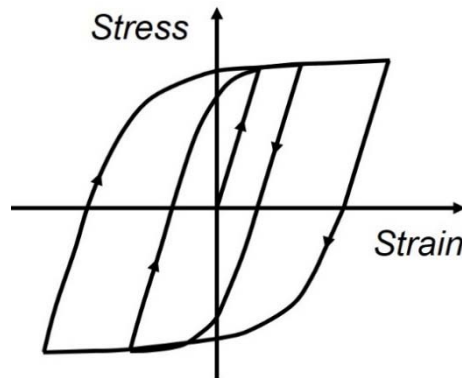


Fig.4.3.6 Hysteresis model for steel

また、柱脚部では柱主筋はトラス要素で定義したため、柱脚部における離散ひび割れ要素ではひび割れ後の引張応力を零と定義した。Fig.4.3.7 に示す主筋とコンクリートとの付着応力-すべり関係は、長沼らのモデル⁴¹⁾とし、最大付着応力 τ_u は文献 1) に示される付着割裂強度とし、最大付着応力時のすべりは 1.0mm と仮定した。また、繰り返し応力下における付着応力-すべり関係の履歴モデルは曲線モデルを使用した。

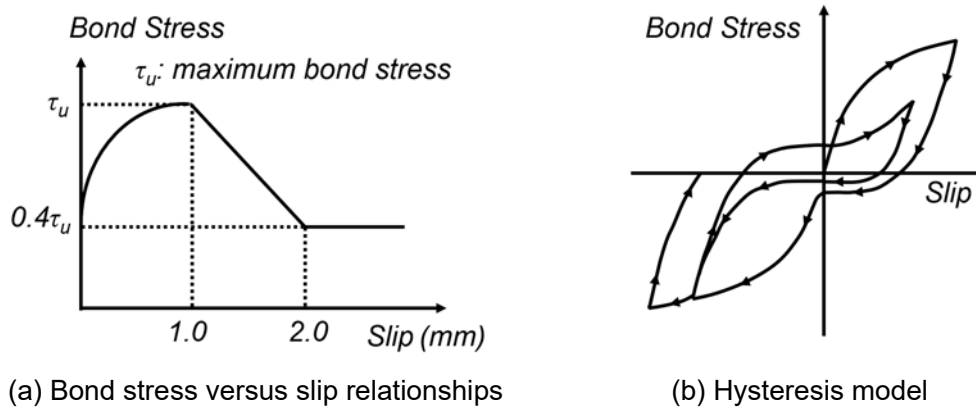


Fig.4.3.7 Bond-slip model

Table 4.3.1 Outline for analytical model

試験体		WN0	WV1	WV4	WV5	
コンクリート	要素	4 節点平面応力要素				
	材料特性	σ_B (Mpa)	27.0	27.7	36.4	38.1
		E_c (GPa)	25.7	25.9	28.4	28.8
		$\epsilon_{c0}(\mu)$	2067	2077	2199	2222
		σ_{cr} (Mpa)	1.71	1.74	1.99	2.04
	ν	0.17				
	σ - ϵ 関係	圧縮側	上昇域: 修正 Ahmad モデル 下降域: Nakamura モデル			
		引張側	上昇域: 直線モデル 下降域: 出雲モデル ($c=0.4$)			
	破壊規準		二軸圧縮: Kupfer らのモデル			
	ひび割れ後のせん断伝達特性		修正 Al-Mahaidi モデル			
履歴特性		長沼の曲線モデル				
ひび割れモデル		独立 2 方向分布ひび割れモデル				
梁・柱主筋, 開口補強筋	要素	2 節点トラス要素				
	材料特性 (柱主筋)	σ_y (Mpa)	766		790	
		E_s (GPa)	187		208	
	材料特性 (D4)	σ_y (Mpa)	347		385	
		E_s (GPa)	182		192	
	材料特性 (D10)	σ_y (Mpa)	347		342	
		E_s (GPa)	182		190	
	σ - ϵ 関係		bi-linear モデル			
降伏基準		応力 \geq 降伏点				
履歴特性		修正 Menegotto-pinto モデル				
壁筋・せん断補強筋	要素	埋込鉄筋としてコンクリート要素に置換				
	材料特性	σ_y (Mpa)	347		385	
		E_s (GPa)	182		192	
	σ - ϵ 関係		bi-linear モデル			
	降伏基準		応力 \geq 降伏点			
履歴特性		修正 Menegotto-pinto モデル				
付着特性	要素	接合要素				
	T_u (MPa)	6.3	6.4	7.7	7.9	
	S_{max} (mm)	1.0				
せん断 τ - s 関係		長沼らのモデル				
壁板と下スタブ	要素	4 節点平面応力要素				
	圧縮側	剛体				
	引張側	抜け出しを考慮したモデル				
	ひび割れ後のせん断伝達特性	山田・青柳の提案モデル				

4.4 解析結果と実験結果の比較

4.4.1 荷重－変形角関係と破壊状況

Fig.4.4.1 に最大耐力を発揮するサイクルまでの解析結果と実験結果の履歴挙動の比較を示す。また、同図中では実験結果と同様に解析結果の最大耐力点を○で、解析においてコンクリート要素の軟化により収束計算が不安定になった時点を×で併せて示す。同図を見ると、解析における荷重－変形角関係は実験における初期剛性および最大耐力をよく捉えることができた。ただし、試験体 WV1 については $R=+0.25\%rad$ のサイクルにおいて解析では耐力低下が生じず、 $R=+0.375\%rad$ のサイクルにおいて最大耐力を発揮したが、最大耐力は実験結果と概ね一致している。また、頂部開口なし試験体 WV4 については、 $R=+0.5\%rad$ のサイクルにおいて解析ではより早期に劣化が生じ、最大耐力は実験結果を過小評価した。これは、解析では二層開口上部における梁および壁板の圧壊が実験より早期に発生したことが原因と考えられる (Fig.4.4.1(c)の位置 : □1)。

また、各試験体の変形角 $R=+0.5\%rad$ における損傷状況に関する実験と解析の比較を Fig.4.4.2 に示す。また、同図の灰色はコンクリートが軟化域に達した要素を示している。解析結果は実験結果と比較して損傷の範囲がやや広域であるものの、実験における曲げひび割れおよびせん断ひび割れ、開口上下の梁の損傷状況を概ね良好に再現した。

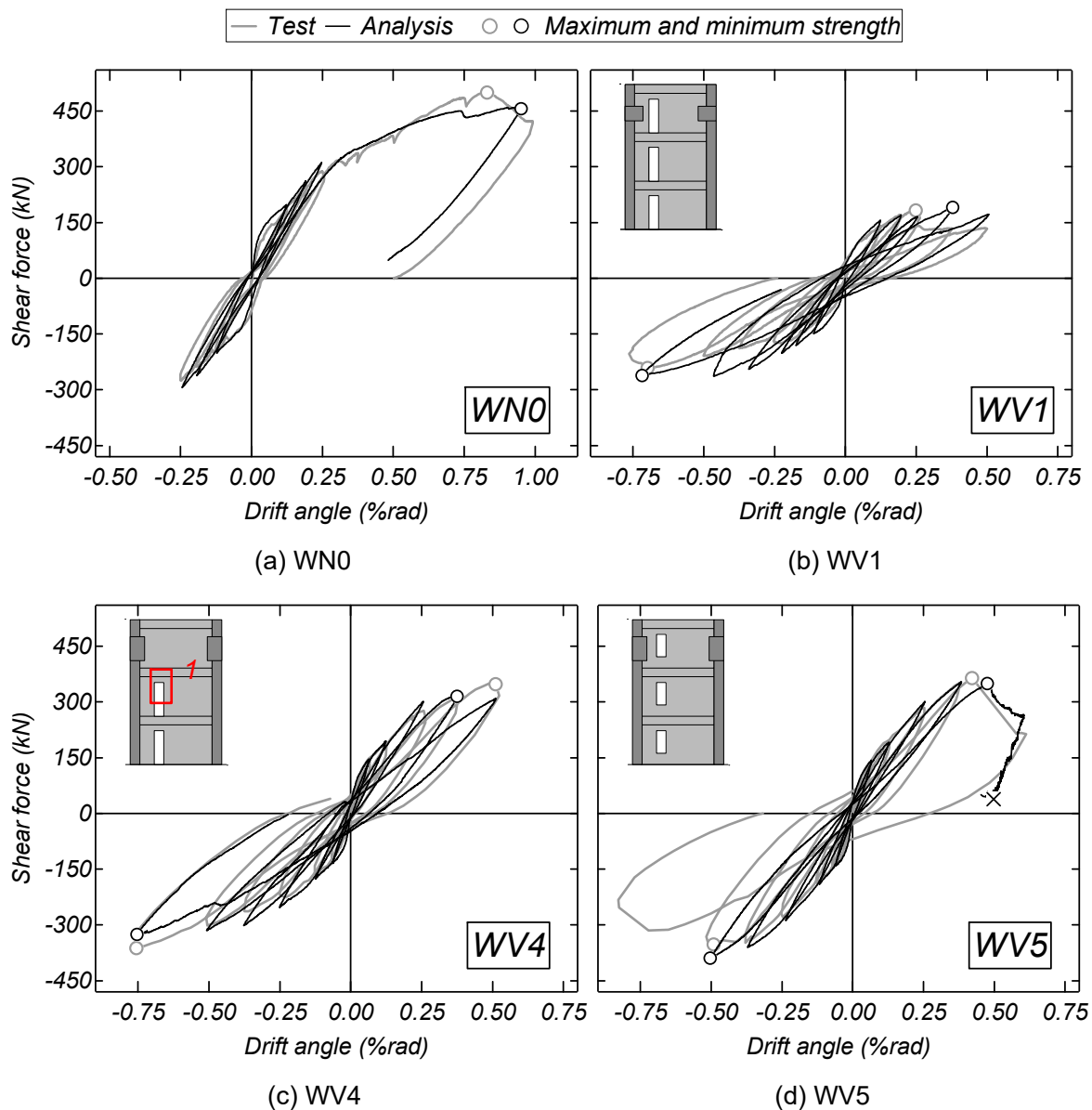


Fig.4.4.1 Comparisons between the experimental and analytical shear force-drift angle relationships

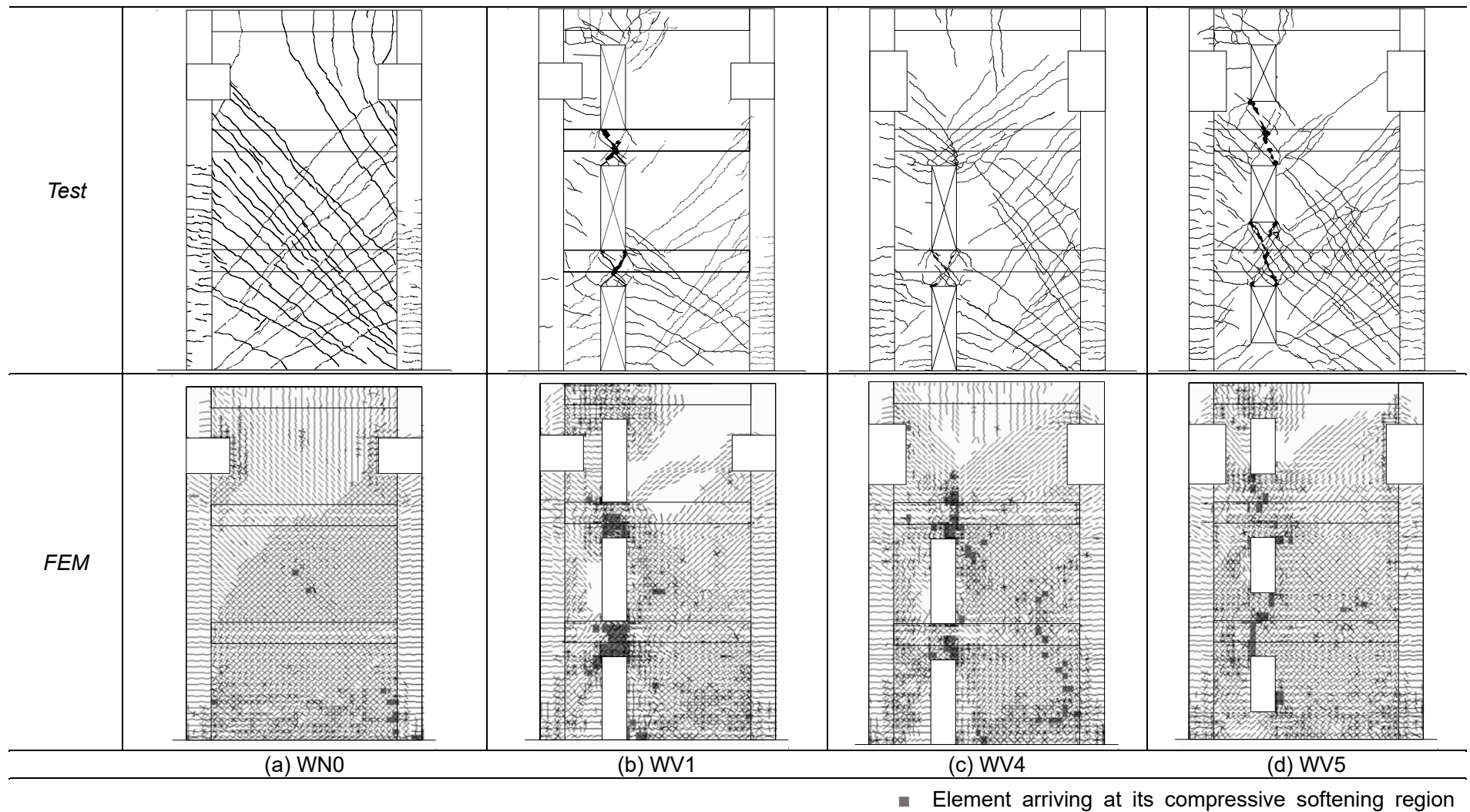


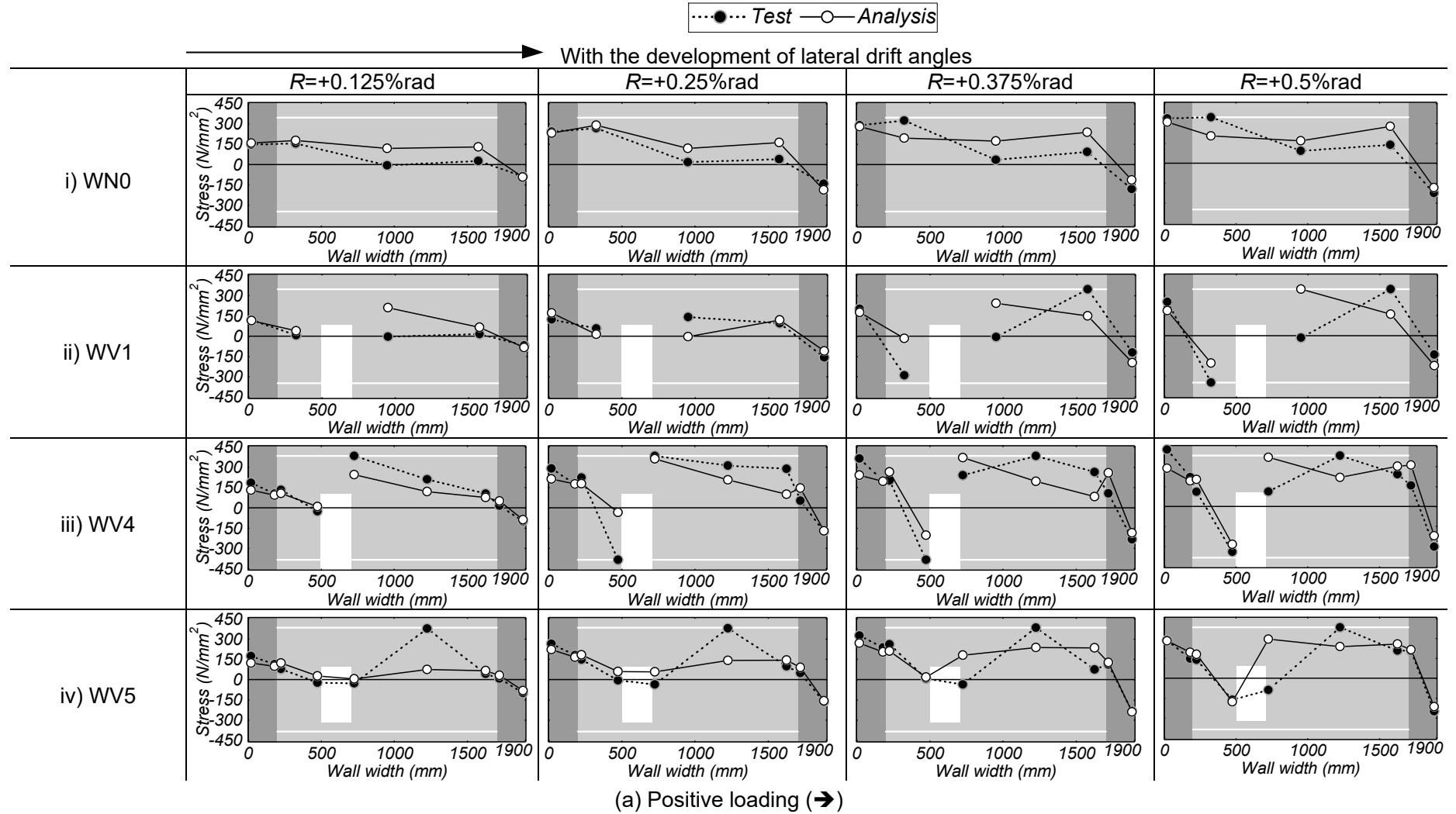
Fig.4.4.2 Comparisons between the experimental and analytical cracking patterns at R of +0.5%rad

4.4.2 柱壁脚部の縦筋応力分布

Fig.4.4.3 に各試験体における $R=\pm 0.125\text{rad}$ から $R=\pm 0.5\text{rad}$ までの実験結果および解析結果における柱壁脚部の縦筋応力分布の比較を、Fig.4.4.4 に各試験体の柱壁脚部のひずみ測定位置をそれぞれ示す。また、Fig.4.4.3 の図中に壁における白線は壁筋の降伏強度を表す。実験における縦筋の応力は鉄筋の履歴特性を完全弾塑性型モデルと仮定し、ひずみの測定値より算出した。また、解析における縦筋の応力は実験の測定位置と同位置である鉄筋要素の鉛直方向応力である。ただし、試験体 WV1 および WV4 は開口直下に壁板がないため、応力分布を連続的に表記しない方針とした。

解析結果における柱壁脚部の応力分布は、いずれの試験体も総じて実験結果と同様な傾向を示している。Fig.4.4.3 (a)の i)に示した無開口試験体 WN0 では、右側から左側に向かって引張応力がおよそ漸増しており、壁脚部が一体的に曲げモーメントに抵抗していることが確認できた。縦長開口試験体 WV1 および WV4 では、変形角および载荷方向にかかわらず開口によって分割された左右の壁板において、引張側壁では柱の主筋で引張応力、開口際の壁筋で圧縮応力をそれぞれ負担しており、圧縮側壁では柱の外側主筋で圧縮応力、開口際の壁筋で引張応力をそれぞれ負担し、左右の壁板がそれぞれ曲げモーメントに抵抗していることが確認できた。一方、縦長小開口試験体 WV5 では、 $R=\pm 0.5\text{rad}$ における縦筋応力分布において試験体 WV1 および WV4 と同様に、開口によって分割された左右壁板がそれぞれ回転変形した傾向が確認できた。ただし、試験体 WV5 は小変形時において壁全体の一体性が維持される傾向が見られた。これは試験体 WV5 の開口高さが試験体 WV1 および WV4 より小さく、開口直下の壁板の存在により梁の損傷のタイミングが遅く、壁脚部断面の平面が保持されたためと考えられる。

以上の検討より、本解析モデルは第 3 章で示した実験の挙動と概ね良好に対応し、総じて実験結果を再現したと判断した。



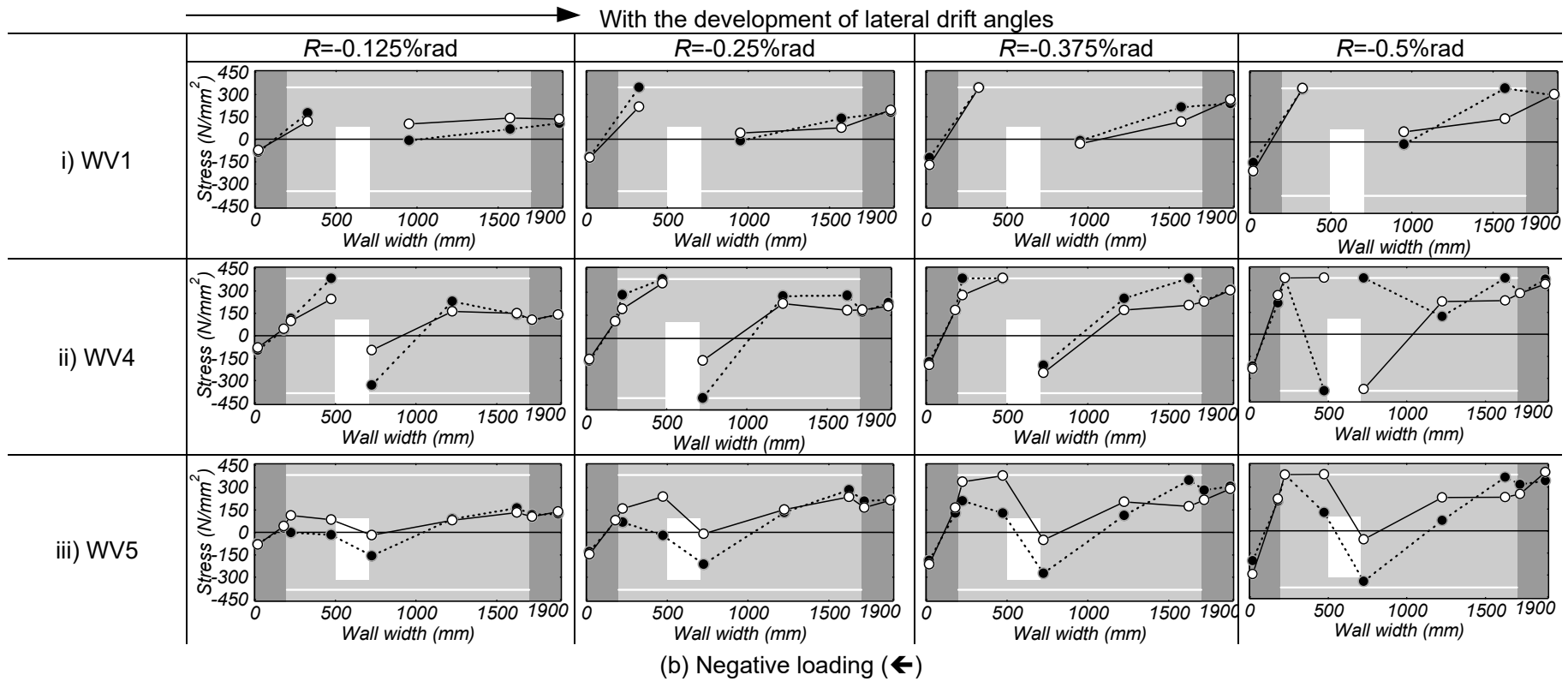


Fig.4.4.3 Comparisons between the experimental and analytical stress distribution in steels at the wall bottom

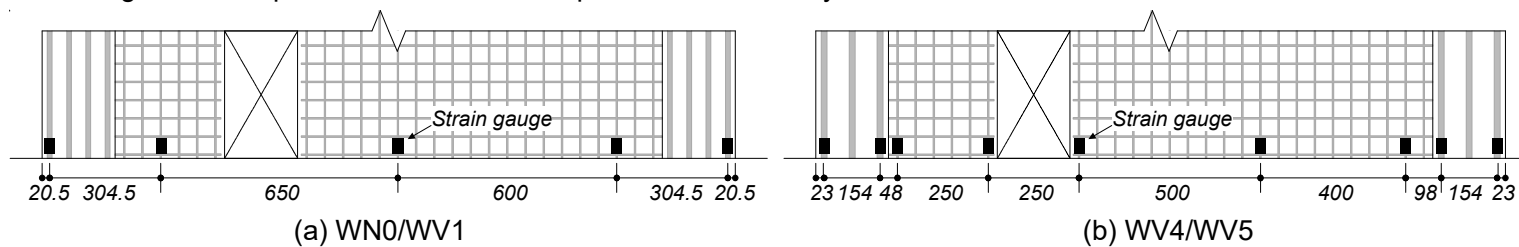


Fig.4.4.4 Disposition of strain gauges (unit:mm)

4.5 内部応力状態

4.5.1 最小主応力分布

Fig.4.5.1 に変形角 $R=\pm 0.5\%$ rad の荷重サイクルピーク時におけるコンクリートの最小主応力分布を示す。無開口試験体 WN0 では、Fig.4.5.1(a)に示すよう左上のスタブ付近から圧縮側の側柱脚部付近にかけて圧縮ストラットが形成されている。一方、Fig.4.5.1 の(b)~(d)に示した縦長開口連層壁試験体の最小主応力分布をみると、一層および二層開口上部における梁において正負荷荷に拘わらず高い圧縮応力度が生じており、開口両側の壁板において伝達された。特に、縦長小開口試験体 WV5 では、開口高さが異なる試験体 WV1 と比べ開口高さが小さくなることでより高い圧縮応力度が開口の間において伝達された。

また、縦長開口連層壁試験体の正荷重時における応力分布では、開口偏在により縦長開口連層耐震壁の左側壁の長さが短いため、左側壁の開口際脚部の圧縮応力度は負荷荷時より低く、圧縮応力度が左側壁の上スタブ付近から各層の開口間を通じて主に右側壁の側柱脚部に伝達される傾向を確認した。一方、負荷荷時では、右側壁の上スタブ付近から左側壁脚部のみならず右側壁脚部の圧縮側にかけても圧縮ストラットの形成が確認できた。

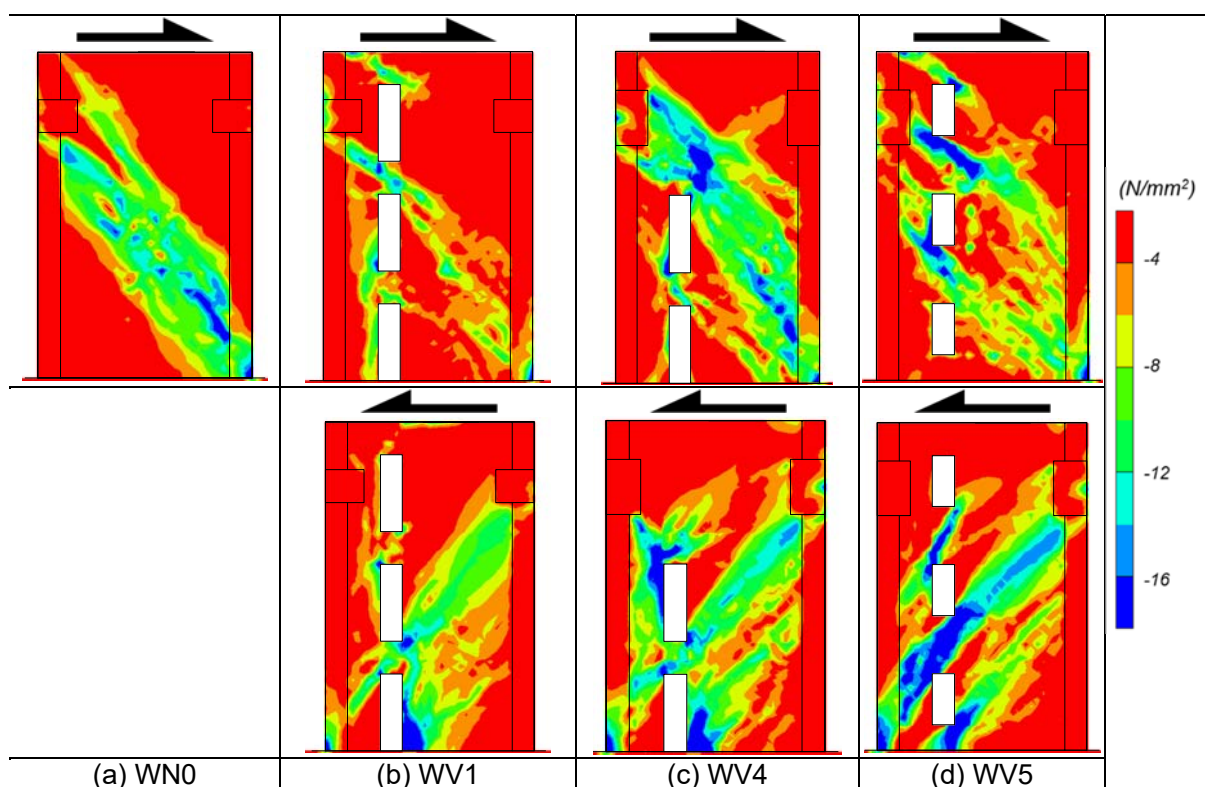


Fig.4.5.1 Comparisons of minimum principle stress contours (at $R = \pm 0.5\%$ rad)

4.5.2 各構成要素の負担せん断力の推移

3.7 節に示した各開口高さに関する耐力低減率の検証結果では、実験より得られた各縦長開口連層耐震壁試験体の最大耐力は RC 規準¹⁵⁾のせん断終局強度 $r_3 Q_{su}$ に達しなかった。一方、 $newr_3$ を用いると実験の最大耐力をおおよそ良好に評価することができたが、 $newr_3$ による耐力計算値 $newr_3 Q_{su}$ は標準試験体 WV1 の正側において実験の最大耐力をやや上回ったことを確認できた。この原因を分析するため、本節では縦長開口連層耐震壁を構成する各構造要素の負担せん断力を 2.2.3 節で示した方法に基づいて抽出する。

Fig.4.5.2 に各試験体における各構成要素（開口上下の梁および左右の壁）の負担せん断力の抽出に関する概念図を示す。構成要素の負担するせん断力は試験体に作用する外力 P 、壁脚部の曲げモーメント M_{wi} ($i=1\sim 2$) および梁の負担せん断力 Q_{bj} ($j=1\sim 4$) の曲げモーメントの釣り合いを考慮した Eq.(4.5.1)より算出した。

$$P = \frac{\sum_i^2 M_{wi}}{\sum h} + \frac{\sum_j^4 Q_{bj} \cdot (x_{lj} + x_{rj})}{\sum h} \quad (4.5.1)$$

ここで、 x_{lj} , x_{rj} : 開口上下の j 番目の梁の中心から左右の壁重心までの水平距離、 $\sum h$: 試験体の加力点高さである。

Eq.(4.5.1)の第 1 項は側柱を含む壁脚部の曲げモーメントと釣り合うせん断力を示している。この中で、壁脚部の曲げモーメント M_{wi} は側柱を含む壁板の脚部におけるコンクリート要素と鉄筋要素の鉛直方向応力度に面積を乗じ、各要素と側柱を含む壁の重心間の距離を乗じて算定した。一方、Eq.(4.5.1)の第 2 項は開口上下の梁のせん断力と釣り合う耐震壁に作用する水平方向のせん断力を表している。各層の梁のせん断力 Q_{bj} は開口上下の梁中央のコンクリート要素のせん断応力度に断面積を乗じることによって算定した。

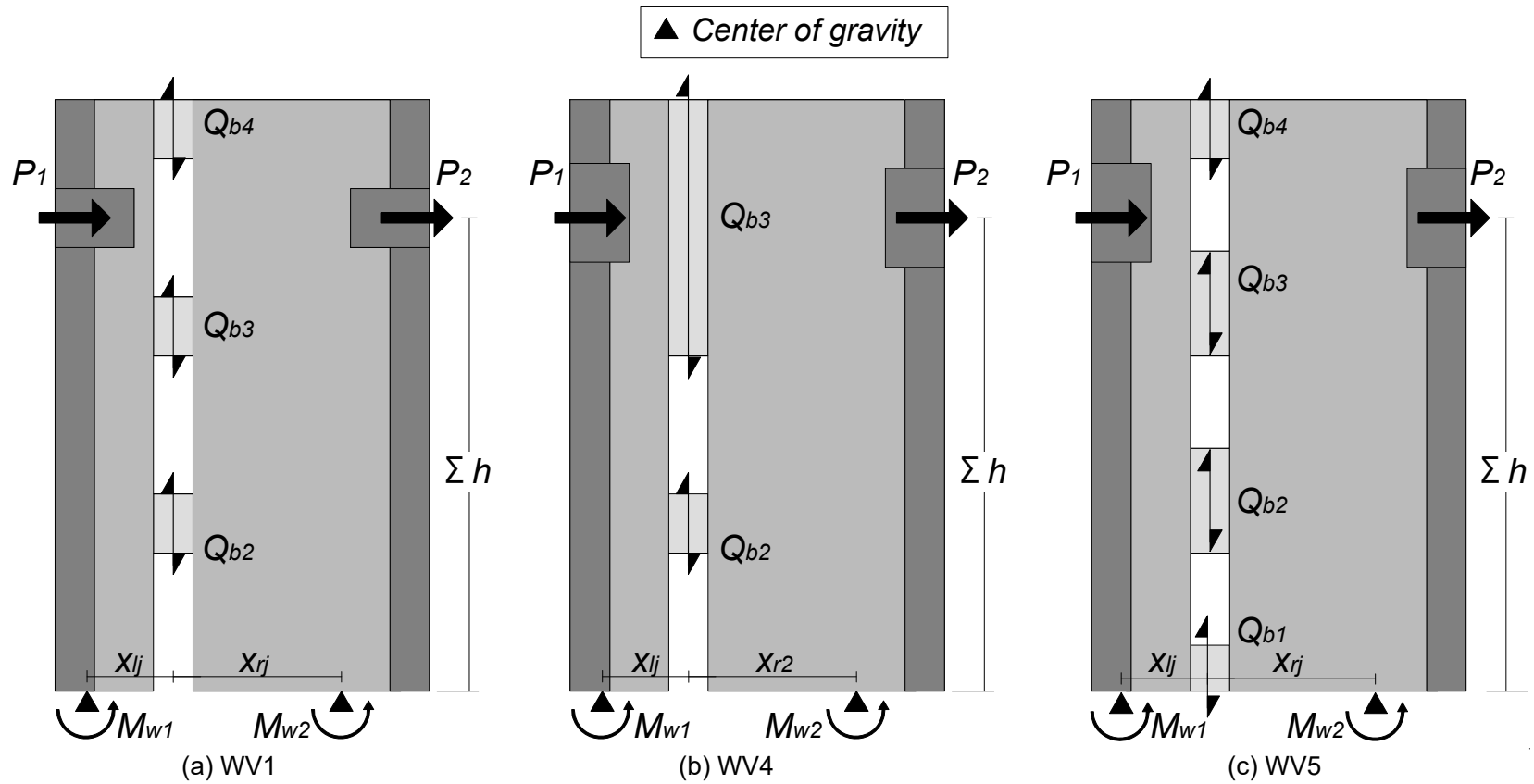


Fig.4.5.2 Modeling for Eq.(4.5.1)

Fig.4.5.3 に Eq.(4.5.1)を用いて算定した各試験体における変形角 $R=\pm 0.75\% \text{rad}$ ピーク時までの各構成要素の負担せん断力の推移を示す。また、同図には r_3 の想定耐力の計算結果も併せて示す。ここで、引張側柱を有する壁を引張側壁（正載荷：左側壁，負載荷：右側壁）と、圧縮側柱を有する壁を圧縮側壁（正載荷：右側壁，負載荷：左側壁）と定義する。Fig.4.5.3 に示した左右の壁脚部の負担せん断力の推移では、負載荷時における引張側壁の負担せん断力は載荷サイクルの進行に伴い増加する傾向がみられたが、圧縮側壁の負担せん断力は引張側壁のものと比べて相対的に低い値を保持している傾向が確認された。これは、引張側壁では曲げモーメントに寄与する側柱主筋量が多く、圧縮側壁では曲げモーメントに寄与する壁縦筋量が少なく、限定的なためである。一方、正載荷時における各壁の負担せん断力は一定の値を保持し、引張側壁の負担が圧縮側壁より相対的に低いことがわかる。これは後述するように引張側壁の壁長さが開口の偏在により短いことに起因している。

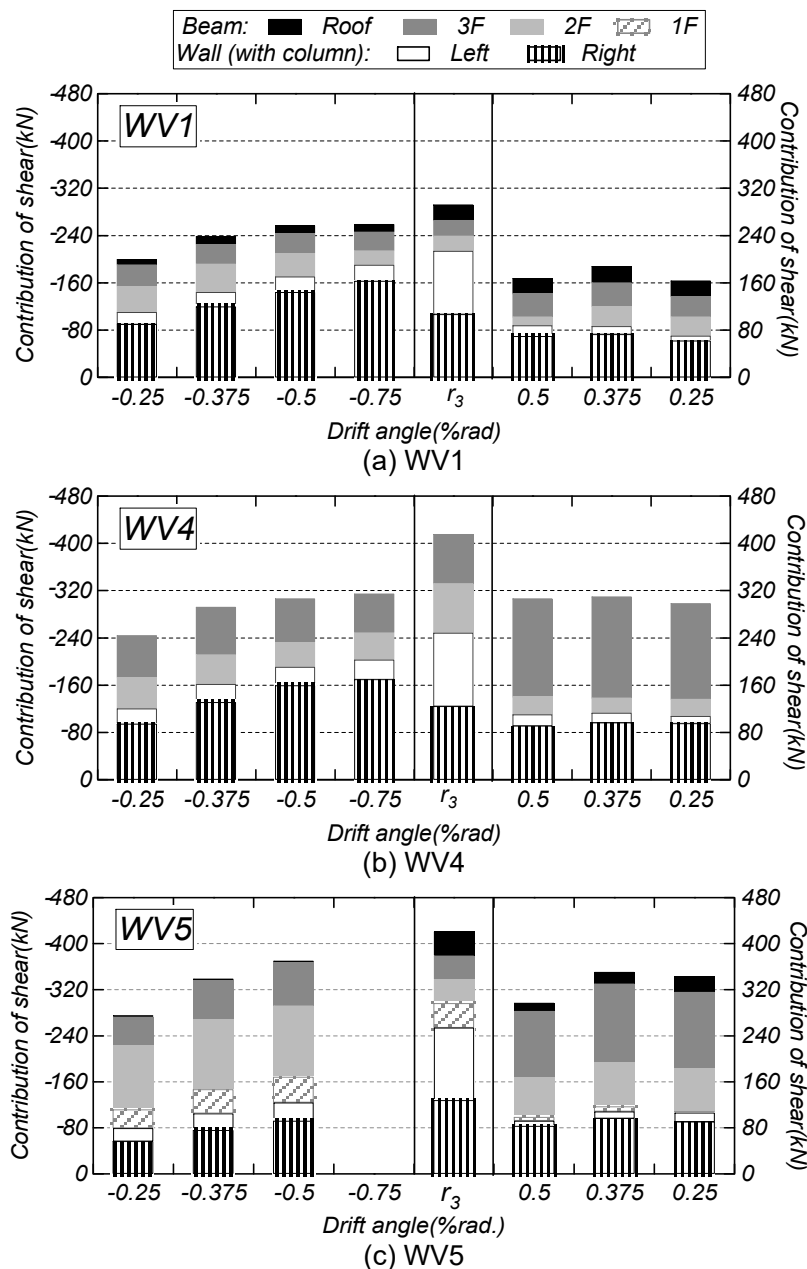


Fig.4.5.3 Transitions of shear resistance contributions

また、Fig.4.5.4 に各試験体の r_3 および $newr_3$ の想定する耐力、解析において最大耐力に達したサイクルピーク時の解析結果、および実験結果の最大耐力をそれぞれ示す。Table 4.5.1 に各低減率の想定する耐力の計算結果をそれぞれ示す。ここで、RC 規準の r_3 および $newr_3$ が想定する開口上下の梁に作用するせん断力の合計値は 1.4 節に示す Eq.(1.4.2a)の結果、壁脚部の負担せん断力の合計値は Eq.(1.4.1a)および 2.3.2 節に示す Eq.(2.3.9b)の結果である。また、同式中で用いる無開口耐震壁の終局強度 Q_w は各縦長開口試験体の材料強度を用いたせん断終局強度である。

r_3 の想定する耐力の合計値は載荷方向にかかわらずいずれの試験体の解析結果を上回った結果を示した。一方、本研究で提案した $newr_3$ の想定耐力は標準試験体 WV1 の正側において解析の最大耐力 Q_{FEM} をやや上回ったが、その他では解析の最大耐力を RC 規準の r_3 に比べ概ね精度良く評価可能であることを確認できた。

また、開口上下の梁の負担せん断力の合計値に着目すると、 r_3 および $newr_3$ の想定は解析結果を概ね評価可能であるが、頂部開口なし試験体 WV4 の正側および縦長小開口試験体 WV5 の正・負側において解析結果を多少過小評価する傾向がある。これは、試験体 WV4 では頂部開口がないことおよび試験体 WV5 では各層開口の下に腰壁が存在することなどに起因していると考えられる。すなわち、縦長開口連層耐震壁の耐力は壁脚部の曲げモーメント抵抗のみならず、開口間の梁も寄与することを示す結果である。しかしながら、 r_3 および $newr_3$ の想定する開口上下の梁の負担せん断力の過小評価は設計上には安全であるため、本研究においては補正しない方針とした。

一方、壁脚部の負担せん断力の合計値に着目すると、 $newr_3$ の想定するものは r_3 のものより低減されたが、正側においてはいずれの試験体の解析結果も過大評価したことを確認できた。これは、 $newr_3$ の導出過程では r_3 と同様に開口位置が壁長さを等分する位置と仮定しており、本研究の試験体では開口が偏在して設置されたため、正載荷時では壁脚部の負担せん断力に大きく寄与する引張側壁の壁長さが短いことに起因すると考えられる。一方、負側では $newr_3$ の想定する壁脚部の負担せん断力の合計値は標準試験体 WV1 および頂部開口なし試験体 WV4 の解析結果を概ね評価可能であるが、 $newr_3$ は縦長小開口試験体 WV5 の解析結果をやや過大評価することを確認できた。

これらの結果を総合し、第3章に示す縦長開口連層耐震壁において本研究で提案した $newr_3$ の想定する壁脚部の負担せん断力の一部の条件下において、解析結果を過大評価する場面があることを確認し、開口の偏在配置に起因すると判断し、次節では開口偏在の影響を考慮した係数を提案する。

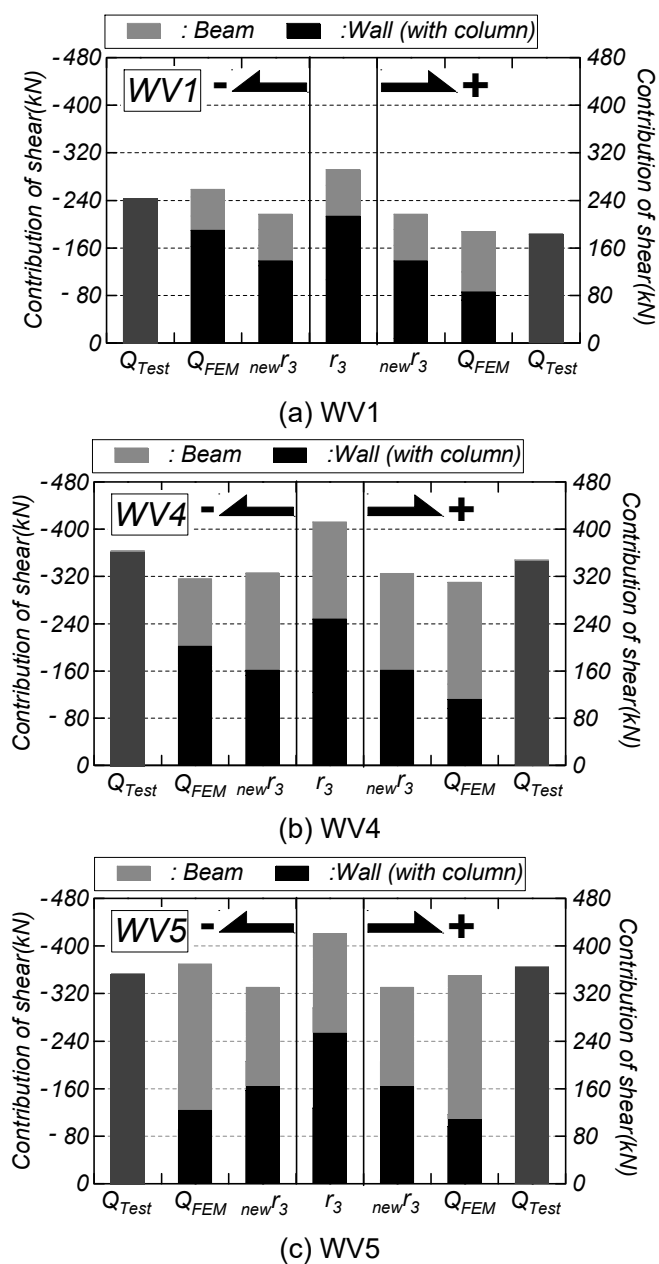


Fig.4.5.4 Comparison of the shear resistance contribution for maximum and minimum strength

Table 4.5.1 Verification of reduction factors

unit:kN		WV1			WV4			WV5		
		FEM	new r_3	r_3	FEM	new r_3	r_3	FEM	new r_3	r_3
Q_{wM0}	+	86	138	213	112	160	248	109	164	254
	-	190			202			124		
Q_{wB0}	+	102	79	79	197	163	163	242	167	167
	-	69			112			246		
Q_{FEM}	+	190	217	292	317	324	411	354	332	421
	-	263			326			389		

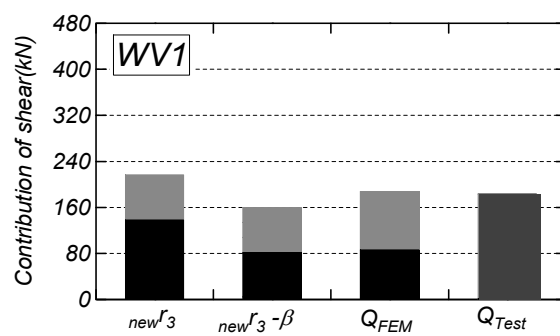
4.5.3 開口偏在の影響を考慮する係数

前述したように本研究で提案した $newr_3$ では RC 規準¹⁵⁾の r_3 と同様に開口偏在の影響を考慮せず、開口位置が壁長さを等分する位置と仮定している。しかしながら、本研究の縦長開口連層耐震壁試験体では、開口の偏在の影響により正載荷と負載荷の最大耐力に差が生じており、Fig.4.5.4 に示したように正側における壁脚部の負担せん断力は $newr_3$ の想定する耐力を下回ったことを確認できた。とくに、 $newr_3$ による耐力計算値は標準試験体 WV1 の正側において実験の最大耐力 Q_{Test} を上回ったことがわかる。これは、壁脚部の負担せん断力について、引張側壁では曲げモーメントに寄与する側柱主筋量が多く、圧縮側壁では壁縦筋量が少ないことより、引張側壁が壁脚部の負担せん断力に大きく寄与していることに起因する。本研究の縦長開口連層耐震壁試験体では、正載荷時において引張側壁（左側壁）の壁長さが、開口位置が壁長さを等分する位置と仮定した場合の $l_w/2$ より大幅に短いことにより壁脚部の負担せん断力が $newr_3$ の想定する耐力より低くなったと考えられる。

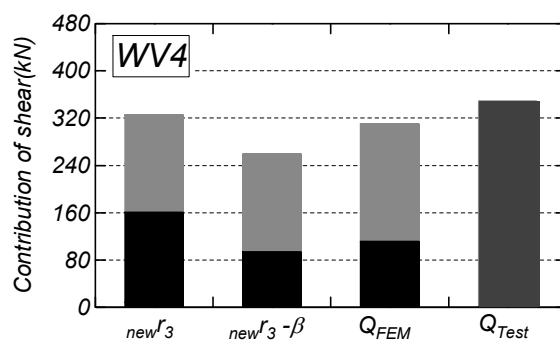
そこで、本節では開口偏在の影響を考慮するため、引張側壁の壁長さ l_T が $l_w/2$ より短い場合に対して、Eq.(4.5.1) のように係数 β を提案する。この l_T は引張側壁板の開口端部（ただし、開口幅 $l_0=0$ と仮定）から柱中心までの長さであり、本研究で扱った縦長開口連層耐震壁の正載荷においては $l_T=500\text{mm}$ 、 $\beta=500/850=0.59$ となる。また、壁脚部の負担せん断力の合計値 (Eq.(2.3.9b)) に β を乗じた結果を $newr_3\beta$ の想定する耐力として Fig.4.5.5 に示している。

$$\beta = l_T / (l_w / 2), \quad (l_T < l_w / 2) \tag{4.5.1}$$

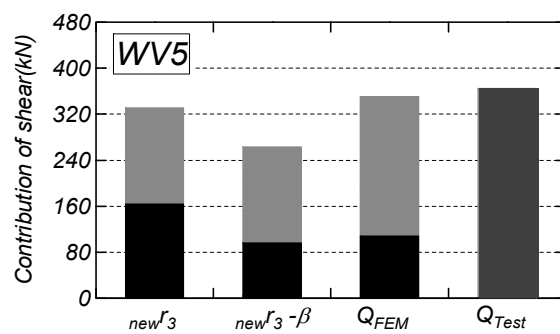
β を用いた $newr_3\beta$ の想定する壁脚部の負担せん断力は $newr_3$ のものと比べて低減され、各試験体の解析結果を下回る評価ができた。一方、4.5.2 節でも前述したように $newr_3$ の想定する開口上下の梁の負担せん断力は解析結果を過小評価する傾向があるため、 $newr_3\beta$ の想定する耐力は実験の最大耐力をやや過剰に安全側に評価する傾向がある。



(a) WV1



(b) WV4



(c) WV5

Fig.4.5.5 Verification of reduction factors $new f_3$ considering of β

4.6 まとめ

本章では縦長開口連層耐震壁の構造性能評価法の実現に資する基礎資料を充実することを目的とし、第 3 章で示した縦長開口連層耐震壁試験体の実験を対象に二次元 FEM 解析を実施し、実験結果との比較を通して解析モデルの妥当性を検証した。また、開口上下の梁および壁脚部の負担応力を検討し、RC 規準¹⁵⁾の r_3 と本研究で提案した $newr_3$ の想定耐力と比較した。

本研究により得られた知見をまとめる。

- 1) 本研究の FEM 解析モデルより、実験における荷重－変形角関係、履歴特性、破壊性状および壁脚部における応力分布を概ね再現できることを確認し、同解析モデルの有効性を示した。
- 2) 開口低減率 r_3 の想定する耐力は壁脚部の曲げ耐力の過大評価によって縦長開口耐震壁試験体の最大耐力を上回ったが、本研究で提案した壁脚部の曲げモーメント抵抗を見直した $newr_3$ の想定耐力は縦長開口連層耐震壁試験体の最大耐力および開口上下の梁と壁脚部の負担せん断力を r_3 に比べ良好に評価できた。
- 3) ただし、縦長開口連層耐震壁試験体の正側における壁脚部の負担せん断力は $newr_3$ の想定する耐力を下回ったことを確認した。これは正載荷において引張側壁（左側壁）の壁長さが、開口位置が壁長さを等分する位置と仮定した場合の $l_w/2$ より大幅に短いことに起因しており、修正方法として開口偏在の影響を考慮する係数 β を提案した。 β を用いた $newr_3-\beta$ の終局強度計算の結果はすべての縦長開口耐震壁試験体の正側における壁脚部の負担せん断力を下回る評価ができた。

第5章 耐力低減率に対する梁型と柱型の増設効果に関する分析

5.1 はじめに

第 4 章ではせん断破壊型の縦長開口連層耐震壁試験体を対象に二次元 FEM 解析を実施し、実験結果との比較を通して解析モデルの妥当性を検証した。また、FEM 解析結果に基づいて抽出した最大耐力時における各構成要素の負担せん断力について、載荷方向にかかわらず開口上下の梁の負担せん断力の合計値は r_3 の想定する耐力に概ね達したが、左右の壁脚部の負担せん断力の合計値は r_3 の想定する耐力に達さなかった。とくに、正載荷時では壁脚部の負担せん断力は r_3 の想定を大幅に下回ることを確認できた。

一方、日本建築学会の 1999 年版 RC 規準²⁾では、耐震壁の壁板周辺の梁および柱の最小断面積と最小径に関する推奨規定が示されていた。その後、2010 年の同規準改定に際し、連層耐震壁の中間梁、開口周辺や袖壁端部には、必ずしも梁型や柱型を設ける必要がない場合もあることが解説され、したがって、これらの断面積と最小径に関する最小規定も表現が改められた。しかし、第 3 章でも説明したように、RC 規準⁸⁾における開口高さに関する低減率 r_3 では開口際の壁が十分に圧縮力に抵抗できる（例えば、側柱が設けられた）構造詳細や、開口間の梁が十分な応力を伝達できることが導出の前提としてあり、これらが満足されない場合に r_3 の想定耐力が過大評価される場合があることが示されてきた。こうした結果は換言すると、これらの条件が満足されれば、 r_3 の想定耐力が適切に発現されることを同時に示唆していた。

そこで、本章では縦長開口連層耐震壁において r_3 の想定耐力を発現させることを試みるため、第 3 章で示した連層耐震壁試験体を対象に梁の幅および開口周辺の壁板の幅（すなわち梁型と柱型の有無）を変数としたパラメトリック解析を実施し、開口際における梁型と柱型の有無が縦長開口連層耐震壁の応力伝達メカニズムや構造性能に与える影響について検討する。

5.2 パラメトリック解析の方法

1999 年版 RC 規準²⁾で示された耐震壁の壁板周辺の梁および柱の最小断面積と最小径に関する推奨規定を Table 5.2.1 に、パラメトリック解析変数を Table 5.2.2 にそれぞれ示す。Table 5.2.2 に示す梁柱型モデルは Fig.5.3.1 の図示の通り、1999 年版 RC 規準²⁾の推奨規定を満足するように、梁幅が 130mm、開口際の柱の断面積が 24,600mm² (=幅×せい=150mm×164mm) とした解析モデルである。ただし、無開口試験体の解析モデル WN0B では開口がないため、梁幅のみを 130mm とした解析モデルである。なお、梁柱型モデルにおける開口上下の梁の幅および開口際の柱の形状を除く構造詳細は 4 章の試験体モデル（以下、標準モデル）と同一である。そのため、本解析における材料特性は前章と同様に Table 3.2.2 および Table 3.2.3 の値を用いた。

Table 5.2.1 Recommendation for beam and column dimensions

Cross-sectional area	$\geq st/2$	$\geq 24,600\text{mm}^2$
Minimum diameter	$\geq \sqrt{st/3}$ and $\geq 2t$	$\geq 128\text{mm}$

s: wall length of the shorter side (=820mm), *t*: wall thickness (60mm)

Table 5.2.2 Analytical parameter

	Beam width	Width and depth of columns beside openings
Standard model	60mm	60×60mm
Beam-column model	130mm	150×164mm

5.3 梁型と柱型の増設効果に関する解析結果

5.3.1 荷重－変形角関係

Fig.5.3.1 に梁型および開口際の壁に柱型を設けた場合の解析結果と 4 章の解析結果の荷重－変形角関係 (Fig.4.4.1) の比較を示す。同図では Table 3.4.1 に示した RC 規準¹⁵⁾の r_3 を用いたせん断終局強度の計算値を併せて示す。Table 5.3.1 に各縦長開口連層耐震壁の解析モデルにおける最大耐力 Q_{FEM} とせん断終局強度の計算値 r_3Q_{su} の比較を示す。

無開口の解析モデル WN0B の最大耐力はせん断終局強度の計算値 Q_{su} とほぼ一致し、梁型を設けても標準モデル WN0 と最大耐力の差は見られなかった。この結果は開口がない耐震壁では、中間梁に対する梁型の効果は限定的であることを示しており、2010 年版の RC 規準¹⁵⁾の改定内容を支持するものと考えられる。一方、縦長開口試験体においては梁型と柱型を設けることで最大耐力が大幅に増大することが確認できた。Table 5.3.1 より、とくに梁柱型モデル WV1BC と WV5BC の負荷荷ではせん断終局強度 r_3Q_{su} に対する解析値 Q_{FEM} の比がそれぞれ 1.0 を上回った。一方、梁柱型モデル WV1BC と WV5BC の正載荷では同比がそれぞれ 0.86, 0.95 となり、解析値は r_3 の想定耐力を下回った。とくに正載荷における結果については 4.3 節で詳述するが、梁型と柱型の有無に関わらず、開口偏在の影響により開口の左側壁において壁脚部の負担せん断力が r_3 の想定より大幅に小さかったことに起因する。また、梁柱型モデル WV4BC の最大耐力は負荷荷時においては r_2Q_{su} には達した。しかし、第 3 章で検討したように、標準モデル WV4 は層単位の独立挙動ではなく、開口によって分割された左右の壁板がそれぞれ曲げモーメントに抵抗したことから、 r_3Q_{su} と比較することが妥当である。この場合、解析における最大耐力 Q_{FEM} は正載荷時／負荷荷時においてそれぞれ r_3 に基づく計算値 r_3Q_{su} を 10%/6% 下回った。

以上より、梁型および開口際の壁端部に柱型を設けることで本研究に示す縦長開口耐震壁の最大耐力が大幅に増大することを確認した。ただし、梁柱型モデルの最大耐力は r_3 の想定耐力の 86%～108% の範囲にあり、全梁柱型モデルの正載荷時、WV4BC の負荷荷時には r_3 の想定耐力をやや下回ったため、その原因について次節で分析する。

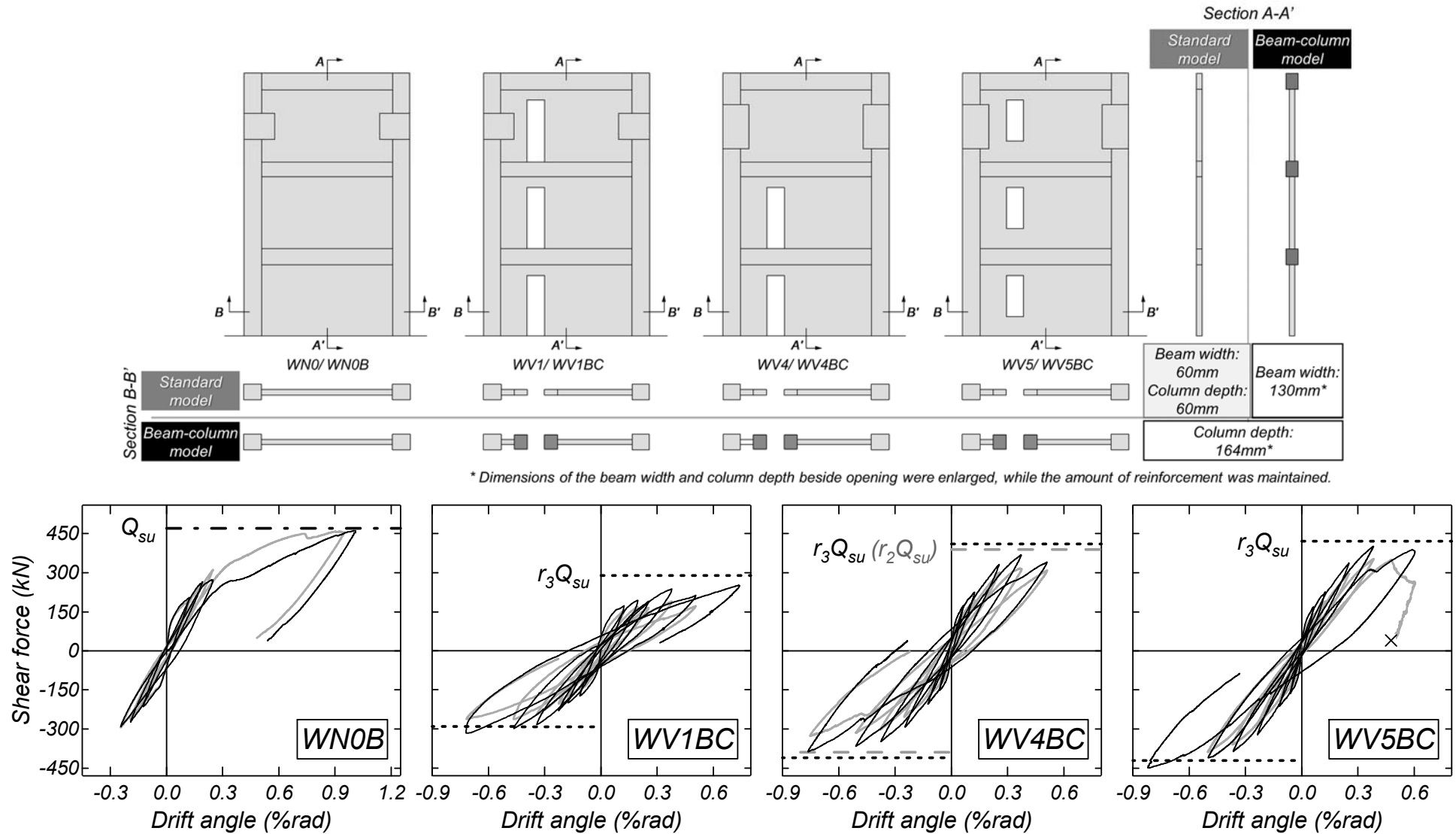


Fig.5.3.1 Comparisons between the hysteresis loops from parametric analyses

Table 5.3.1 Comparisons between the FEM analysis results and design calculations

	Standard model			Beam-column model			
	WV1	WV4	WV5	WV1BC	WV4BC	WV5BC	
r_3Q_{su} (kN)	292	411	421	292	411	421	
Q_{FEM} (kN)	+	190	317	354	252	368	402
	-	263	326	389	316	388	449
Q_{FEM} / r_3Q_{su}	+	0.65	0.77	0.84	0.86	0.90	0.95
	-	0.90	0.79	0.92	1.08	0.94	1.07

+: positive loading, -: negative loading

Table 5.3.2 Comparison of the shear resistance contributions
 for maximum and minimum strength

unit:kN	WV1	WV1BC	r_3Q_{su}	WV4	WV4BC	r_3Q_{su}	WV5	WV5BC	r_3Q_{su}	
Q_{wM0}	+	86	100	213	112	137	248	109	153	254
	-	190	202		202	263		124	221	
Q_{wB0}	+	102	146	79	197	224	163	242	248	167
	-	69	114		112	120		246	216	

+: positive loading, -: negative loading

5.3.2 各構成要素の負担せん断力の推移

5.3.1 節のパラメトリック解析結果では、梁型と柱型の有無に関わらず一部の条件下において解析値 Q_{FEM} は RC 規準¹⁵⁾のせん断終局強度 $r_3 Q_{su}$ に達しなかった。この原因を分析するため、本節では 4.5.2 節に示したように梁型および開口際の壁端部に柱型を設けた縦長開口連層耐震壁を構成する各構造要素の負担せん断力を抽出する。

Fig.5.3.2 に各梁柱型モデルの解析結果に基づいて抽出した $R=\pm 0.75\%$ rad ピーク時までにおいて開口上下の梁および左右の壁脚部の負担せん断力の推移を示す。また、同図には r_3 の想定耐力の計算結果も併せて示す。なお、Table 5.3.2 に各解析モデルの最大耐力時における開口上下の梁に作用するせん断力の合計値および壁脚部の負担せん断力の合計値を比較する。

Fig.5.3.2 に示した各梁柱型モデルの最大耐力に達した時 (WV1BC : $R=\pm 0.75\%$ rad, WV4BC/WV5BC : $R=+0.375\%$ rad, $R=-0.75\%$ rad) の解析結果と r_3 の想定耐力を比較すると、WV4BC の正載荷において開口上下の梁の負担せん断力の合計値は r_3 の想定する耐力を下回ったが、その他において載荷方法にかかわらず開口上下の梁の負担せん断力の合計値は r_3 の想定する耐力に達したことが確認できた。一方、左右の壁脚部の負担せん断力の合計値について、正載荷では r_3 の想定耐力を大幅に下回ったが、負載荷では r_3 の想定耐力とおよそ一致した。また、左右の壁脚部 (引張側・圧縮側) の負担せん断力の割合が r_3 の想定と大幅に異なり、負載荷時では引張側壁の負担が大きく、圧縮側壁の負担は小さくことがわかる。これは圧縮側壁では曲げモーメントに寄与する壁縦筋量が少ないためである。一方、正載荷時では引張側壁の負担が圧縮側壁より相対的に低いことがわかる。これは 4.5 節で前述するように引張側壁の壁長さが開口の偏在により短いことに起因している。

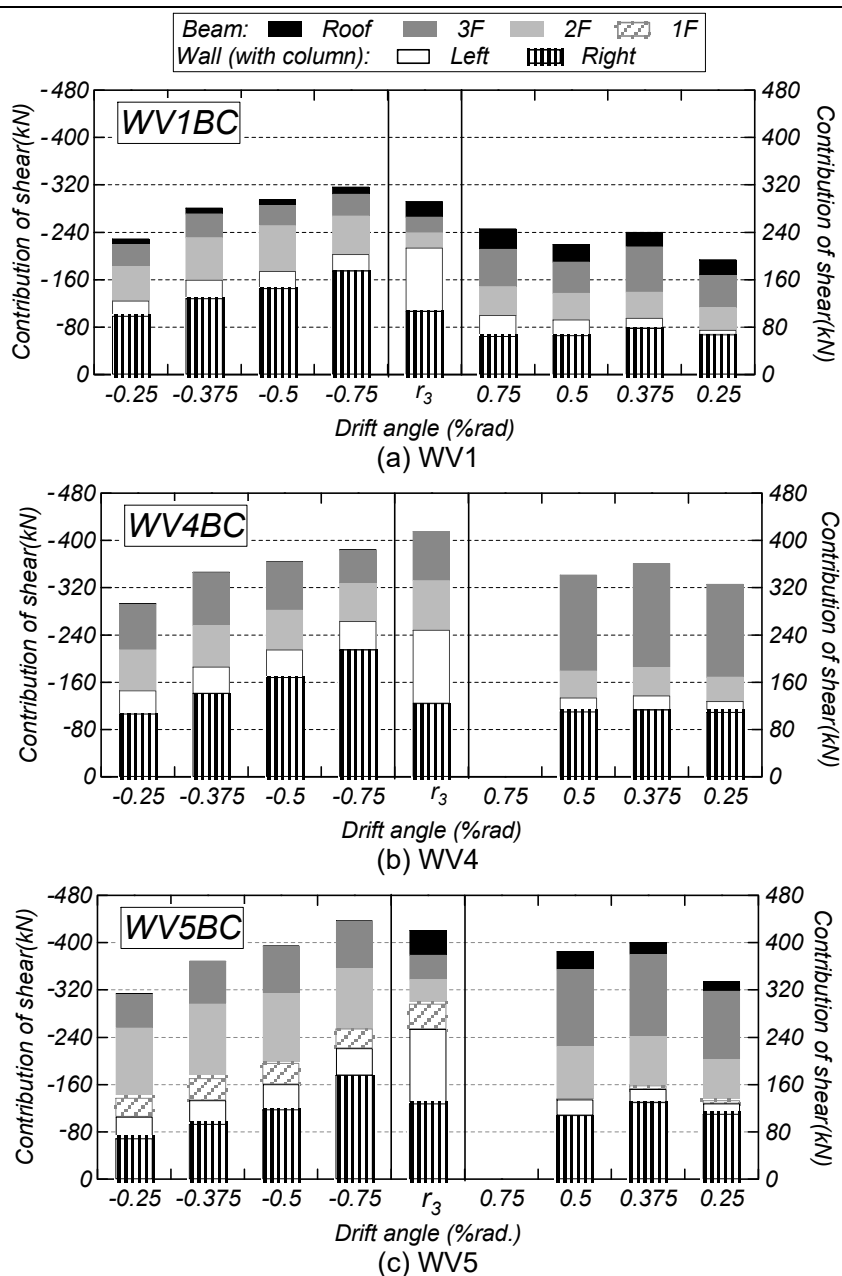


Fig.5.3.2 Transitions of shear resistance contributions of beam-column model

ここで、RC 規準¹⁵⁾の r_3 の導出仮定、とくに開口によって分割された各壁脚部の曲げ耐力の導出仮定について振り返る。Fig.5.3.3 に無開口と一列開口の場合を想定した壁脚部の曲げ耐力の概念図を示す。 r_3 の想定する壁脚部の曲げ耐力は以下の仮定の下に誘導されている。

- ① 縦長開口連層耐震壁の壁脚部の曲げ耐力は Fig.5.3.3 (a) に示した無開口耐震壁の曲げ耐力 M_w と比較して表現される。無開口耐震壁の曲げ耐力 M_w は厳密には Eq.(3.4.1) に示した M_{wu} のように算定されるが、ここでは r_3 の誘導過程の概念を示すため $M_w = T \times l_w$ と表現する。ここで、 T : 壁脚部の引張力、 l_w : 柱中心間距離である。
- ② Fig.5.3.3 (a) に示すように開口（ただし、開口幅 $l_o = 0$ と仮定）によって分割された各壁脚部の引張側端部に $T/2$ の引張力が作用する。また、開口位置は壁長さを等分する位置と仮定され、開口によって分割された壁一枚当たりの長さは $l_w/2$ となる。
- ③ したがって、開口によって分割された各壁脚部の曲げ耐力 M_{w0} は等しく、一枚当たりの曲げ耐力 M_{w0} は $T/2 \times l_w/2 = M_w/4$ となる。縦長開口連層耐震壁の曲げ耐力 ΣM_{w0} は $M_w/2$ に近似する。

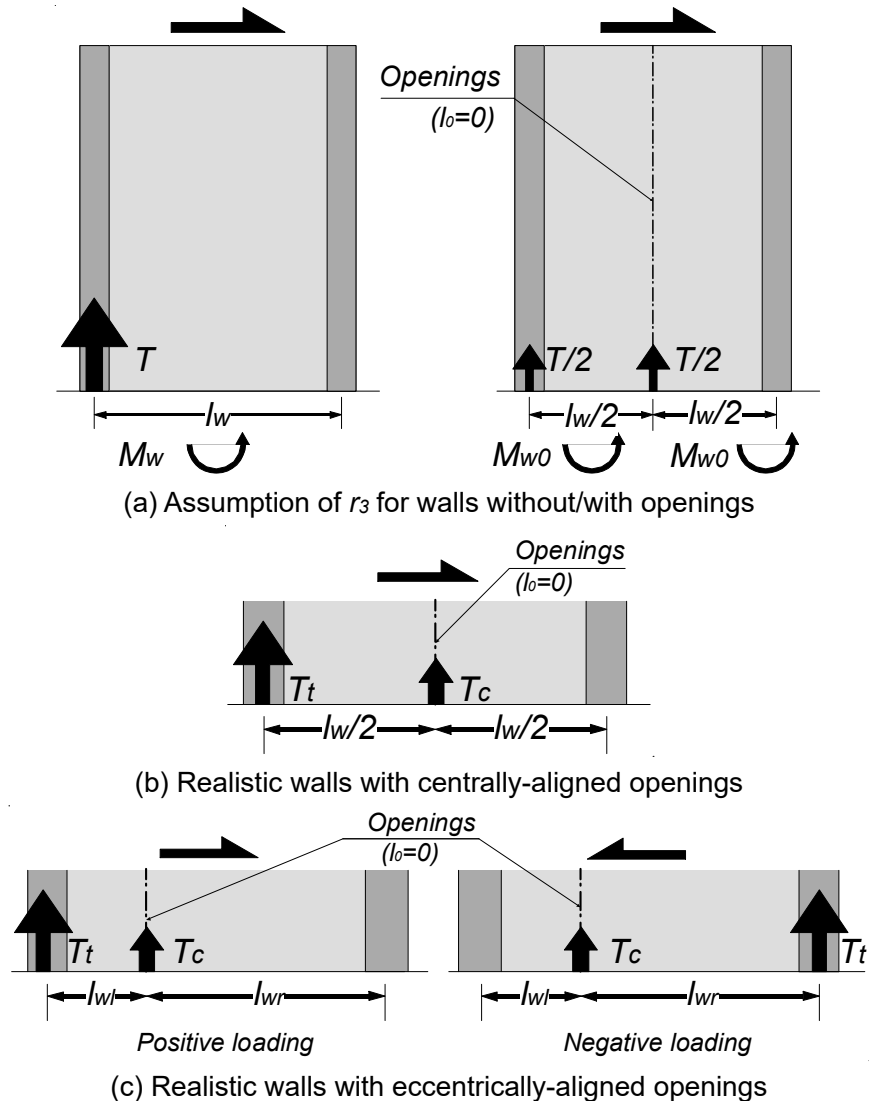


Fig.5.3.3 Concept of wall shear resistance (Single aligned openings)

つまり、 r_3 では開口位置が中央の場合に壁脚部負担モーメントが最も減少するとみなされ、開口が偏在する場合にも同様に上記③が成立するものと考えられている。しかしながら、現実的な耐震壁では Fig.5.3.3 (b)に示すよう左右壁脚部に期待できる引張力には大きな差がある。これは引張側壁では曲げモーメントに寄与する側柱の主筋量が多く、圧縮側壁では壁縦筋量が限定的なためである。ただし、Fig.5.3.3 (b)の T_t が Fig.5.3.3 (a)の T に近似し ($T_t \approx T$)、Fig.5.3.3 (b)の T_c の寄与はほとんどない ($T_c \approx 0$) と仮定すると、縦長開口耐震壁に期待する曲げ耐力 ΣM_{w0} は $T \times l_w / 2 = M_w / 2$ となり、結果的に上記の仮定に依存しないことがわかる。しかし、Fig.5.3.3(c)に示す本研究で扱った試験体のように開口が偏在する場合において、正載荷時では壁脚部の負担せん断力に大きく寄与する引張側壁の壁長さ l_{wt} が、開口位置が壁長さを等分する位置と仮定した場合の $l_w / 2$ より大幅に短く、曲げ耐力 ΣM_{w0} は $M_w / 2$ よりも小さくなる（負載荷時には逆に大きくなる）。これが Fig.5.3.2 に示された各梁柱型モデルの正載荷側において r_3 の想定を下回った直接的な原因である。また、Fig.5.5.3 に示された縦長開口連層耐震壁の標準モデルにおいても同様な傾向を示している。

また、Fig.5.3.2 (b)の梁柱型モデル WV4BC の負載荷時の最大耐力に着目すると、解析における最大耐力 Q_{FEM} は r_3 の想定耐力を 6%下回った。同図より、最大耐力時 ($R = -0.75\% \text{rad}$) において壁脚部の負担せん断力の合計値は梁柱型モデル WV1BC と同様に r_3 の想定耐力に達したものの、開口上下の梁の負担せん断力の合計値が r_3 の想定を下回った。ただし、梁柱型モデル WV4BC では、開口上下の梁の負担せん断力の合計値は $R = -0.375\% \text{rad}$ のとき最大値を記録し、その後 $R = -0.75\% \text{rad}$ にかけてコンクリートの損傷の進行に伴い低下した結果であることがわかる。換言すると、 r_3 の想定する梁と壁脚部の耐力が同時に発現される崩壊メカニズムが梁柱型モデル WV4BC の負載荷時には成立しなかったことが r_3 の想定耐力をやや下回った直接的な原因であることを確認した。

以上より、1999 年版 RC 規準²⁾が推奨する梁型と柱型を設けることで縦長開口連層耐震壁の耐力が大幅に向上できることを確認した。ただし、開口が偏在する縦長開口連層耐震壁の最大耐力は載荷方向によっては r_3 の想定耐力に達さない場合があること、また、梁の靱性が不十分であると同様に r_3 の想定耐力に達さない場合があることを確認した。

5.3.3 提案した開口偏在の影響を考慮する係数の検証

4.5 節で検討したように、 $newr_3$ では RC 規準¹⁵⁾の r_3 と同様に開口位置が壁長さを等分する位置と仮定しており、開口偏在の影響を考慮していないことで開口偏在によって試験体の耐力を過大評価する可能性があることを確認された。また、第 4 章で提案した開口偏在の影響を考慮する係数 β を考慮して $newr_3$ の想定耐力を補正した結果、いずれの試験体についても最大耐力を下回る評価ができることを示した。そこで本節では、1999 年版 RC 規準²⁾が推奨する梁型と柱型を設けることで縦長開口連層耐震壁の最大耐力においても同様に開口偏在の影響を考慮する係数 β を用いることで r_3 の評価精度の改善が見られるのかを検討する。なお、提案した β の詳細は 4.5.3 節を参照されたい。

r_3 の想定耐力に第 4 章で提案した β を考慮して補正した結果、Fig.5.3.4 に示すように各梁型と柱型を設けたいずれの試験体についても同指標が解析に基づく壁の負担せん断力を精度良く評価できること、また、 $r_3 - \beta$ の想定する耐力は解析での最大耐力を下回る評価を実現できることを確認した。しがしながら、4.5.2 節でも前述したように標準モデルでは r_3 の想定する開口上下の梁の負担せん断力は解析結果を過小評価する傾向があり、梁柱型モデルにおいてこの傾向が顕著となった。これは、 r_3 の導出過程において、梁幅は壁厚さと同じであることを仮定した上で梁の負担せん断力を算定していることに起因すると考えられる。そのため、 $r_3 - \beta$ の想定する耐力は解析での最大耐力をやや過剰に安全側に評価する傾向がある。

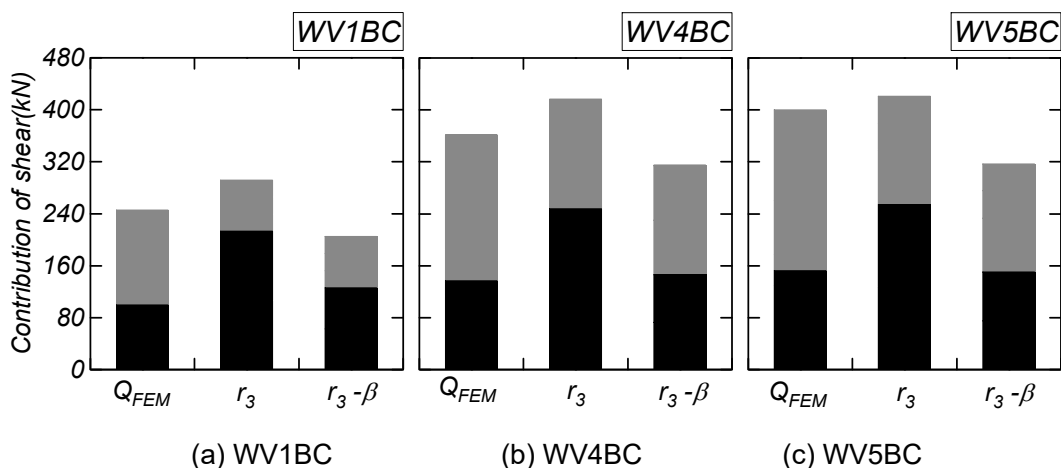


Fig.5.3.4 Verification of correlation factor β applied to r_3

5.4 まとめ

本章では、第 4 章に示される FEM 解析モデル方法を採用し、縦長開口連層耐震壁試験体の解析結果に基づいて 1999 年版 RC 規準²⁾が推奨する梁型と柱型の有無を変数としたパラメトリック解析を実施し、梁型と柱型の増設効果を検討するとともに、各解析モデルの最大耐力と RC 規準¹⁵⁾の r_3 の想定耐力を比較して分析した。

本研究で得られた知見は下記の通りである。

- 1) 縦長開口連層耐震壁では梁型と柱型を設けても r_3 の想定耐力に達さない場合があることを r_3 の導出仮定をレビューしながら理論的に説明した。本章で確認された主要因は、開口の偏在により引張側壁の壁長さが短いと壁脚部の負担せん断力が r_3 の想定を下回る場合があること、開口上下の梁と開口で分割された壁の耐力が同時に発現されない場合があることである。
- 2) 1999 年版 RC 規準²⁾に示された枠梁を設けた無開口試験体の FEM 解析を行った結果、梁型の効果は限定的であることを確認した。
- 3) 1999 年版 RC 規準²⁾に示された枠梁および枠柱の最小断面積と最小径の推奨値を満足する梁型と柱型を設けることで、本研究で扱った縦長開口連層耐震壁試験体の耐力を大幅に向上できたが、一部の試験体について開口偏在により r_3 の想定耐力には達さない（最小で想定¹⁵⁾の 86%）場合があることを確認した。そこで、 r_3 の想定耐力に第 4 章で提案した β を考慮して補正した結果、各梁型と柱型を設けた試験体についても同指標が解析結果を下回る評価を実現できることを確認した。

第6章 耐力低減率の曲げ降伏が先行する縦長開口を有する 連層耐震壁の保証設計への適用と検証

6.1 はじめに

第 3 章ではせん断破壊型の縦長開口連層耐震壁試験体を対象に実験を実施し、実験で得られた最大耐力に基づいて筆者らが本研究で提案した $newr_3$ が現行の RC 規準の r_3 よりも良好に有開口耐震壁の耐力低減率を評価できることを示した。既往の検証実験¹³⁾を含めて本研究のすべての実験はせん断破壊型の縦長開口連層耐震壁を対象としており、曲げ降伏が先行する場合の実験的研究は過去に行われていない現状である。

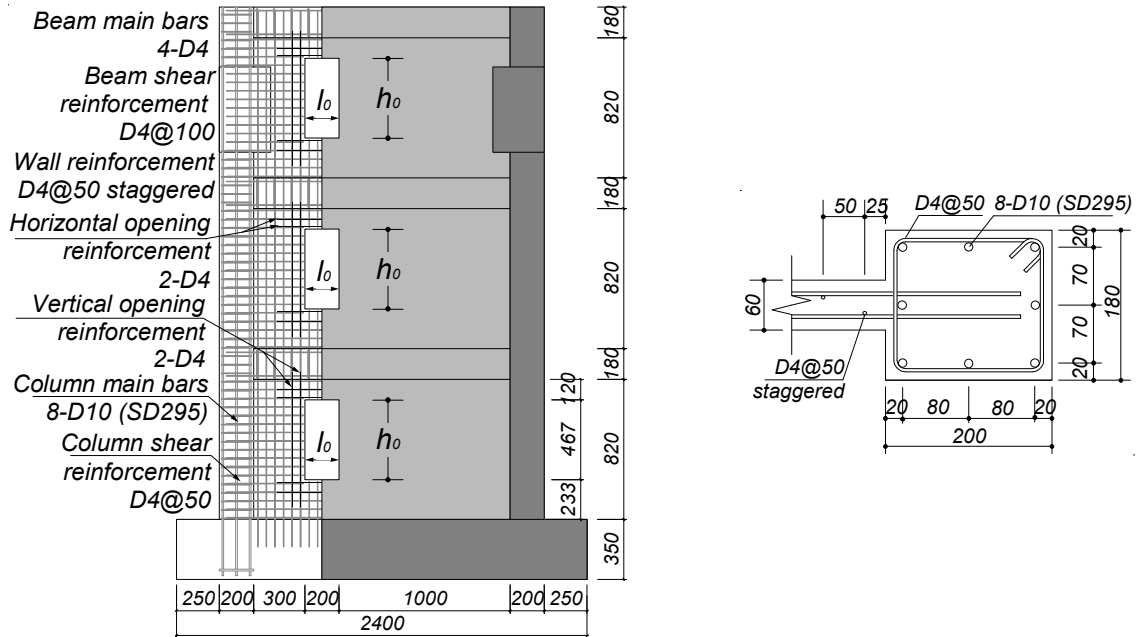
一方、実務では $newr_3$ を用いて曲げ降伏が先行する有開口耐震壁のせん断破壊の防止を確認する保証設計への適用が想定されるため、 $newr_3$ により同保証設計を行った曲げ降伏先行型の試験体を計画・実験し、同指標の有効性を実証する。

6.2 実験方法

6.2.1 試験体計画

Fig.6.2.1 (a)に試験体形状および配筋詳細を、Fig.6.2.1 (b)に柱の断面詳細を、Table 6.2.1 に試験体の構造詳細をそれぞれ示す。文献 4)に示される耐力壁のせん断破壊を防止する保証設計では、せん断余裕度 1.25 以上とすることが示されている。そこで、試験体 WV6 は、第 3 章で示した縦長小開口試験体 WV5 をもとに柱主筋を D16 の SD785 から D10 の SD295A に変更することで、 $newr_3$ を用いたせん断余裕度が 1.25 程度となるように設計し、曲げ降伏が先行することを期待した縦長開口連層耐震壁試験体である。

なお、試験体 WV6 のその他の詳細は縦長小開口試験体 WV5 と同様である。Table 6.2.2 に試験体 WV6 の計画時における終局強度の計算値を示す。ここで、使用材料はコンクリートの設計基準強度が $F_c=24\text{N/mm}^2$ 、鉄筋が SD295A である。ただし、曲げ終局強度 Q_{mu} の計算では開口部の壁縦筋は欠損しているとし、鉄筋の降伏強度として規格降伏点強度を 1.1 倍に割増した値 ($=325\text{N/mm}^2$) を用いた。試験体 WV6 のせん断余裕度 r_3Q_{su}/Q_{mu} は 1.54、 $newr_3Q_{su}/Q_{mu}$ は 1.21 であり、曲げ降伏先行型であることが予想される。実験時のコンクリートおよび鉄筋の材料特性は Table 6.2.3 に示し、その値を用いた耐力計算結果は Table 6.2.2 にまとめて示す



(a) Configuration and bar arrangement of specimen (b) Sectional details of column
 Fig.6.2.1 Details of specimen WV6 (unit: mm)

Table 6.2.1 Specifications of WV6

Column	$b \times D$ (mm)	180x200
	Main Bars	8-D10 ($p_g=1.58\%$)
	Shear Reinforcement	D4@50 ($p_w=0.31\%$)
Beam	$b \times D$ (mm)	60x180
	Main Bars	4-D4 ($p_t=0.29\%$)
	Shear Reinforcement	D4@100 ($p_w=0.47\%$)
Wall Panel	$t_w \times l_w$ (mm)	60x1,700
	Wall Reinforcement	D4@50 staggered ($p_s=0.47\%$)
Opening	$l_o \times h_o$ (mm)	200x467
	Vertical reinforcement	2-D4
	Horizontal reinforcement	2-D4

Table 6.2.2 Computed strengths of WV6

	Ultimate strength (kN)			Shear margin	
	$r_3 Q_{su}$	$new r_3 Q_{su}$	Q_{mu}	$r_3 Q_{su} / Q_{mu}$	$new r_3 Q_{su} / Q_{mu}$
Based on design strength of materials	276	217	180	1.54	1.21
Based on strength from material testing	353	278	196	1.80	1.42

Table 6.2.3 Material properties of WV6 (unit: N/mm²)

Concrete	Compressive strength		Elastic modulus	
	38.2		28.8×10^3	
Steel		Yield strength	Elastic modulus	Tensile strength
	D4 (SD295A)	385	1.92×10^5	523
	D10 (SD295A)	342	1.90×10^5	499

6.2.2 荷重計画

試験体 WV6 の荷重計画は試験体 WV4 および WV5 と同様であるため、3.3.1 節を参照されたい。また、荷重装置の容量の制限により、試験体 WV6 では変形角 $R=1.67\%$ rad 以降の荷重サイクルにおいて負荷荷は 1.67% rad までとし、正荷重のみ変形角を増大させる繰り返し荷重を行った。

6.2.3 測定計画

試験体 WV6 の測定計画は試験体 WV5 と同様であるため、3.3.2 節の Fig.3.3.3(d)および Fig.3.3.4(d)を参照されたい。

6.3 実験結果

6.3.1 荷重－変形角関係と破壊状況

試験体 WV6 の荷重－変形角関係を Fig.6.3.1 に、変形角 $R=\pm 0.75\%$ rad の载荷サイクル終了時および実験終了時の破壊性状を Fig.6.3.2 にそれぞれ示す。また、Fig.6.3.1 では最大耐力を○、柱主筋の降伏を■、壁脚部の圧壊を▲、Table 6.2.2 に示した曲げ終局強度 $Q_{mu}^{4)}$ (=196kN) を二点鎖線で併せて示す。

試験体 WV6 は変形角 $R=0.25\%$ rad まで試験体 WV5 と同様の破壊経過を示した。 $R=+0.25\%$ rad のサイクルにおいて左側柱脚部の外側主筋の降伏、 $R=-0.25\%$ rad のサイクルにおいて右側柱脚部の外側主筋の降伏とともに曲げ降伏し大きく剛性低下した。その後は耐力を維持して塑性変形が進展したが、 $R=+1.67\%$ rad のサイクルで一層開口右側の壁脚部におけるコンクリートの圧壊が確認され、 $R=+2.0\%$ rad のサイクルで一層開口右側の壁脚部から右側柱脚部にかけての水平せん断破壊 (Fig.6.3.3) に伴い耐力低下したため、実験を終了した。実験での最大耐力は正側で 226kN、負側で -224kN であり、正負载荷ともに実験の最大耐力は曲げ終局強度の計算結果 Q_{mu} に達した。また、柱主筋降伏後 $R=+2.0\%$ rad まで最大耐力の 80%以上を保持した。

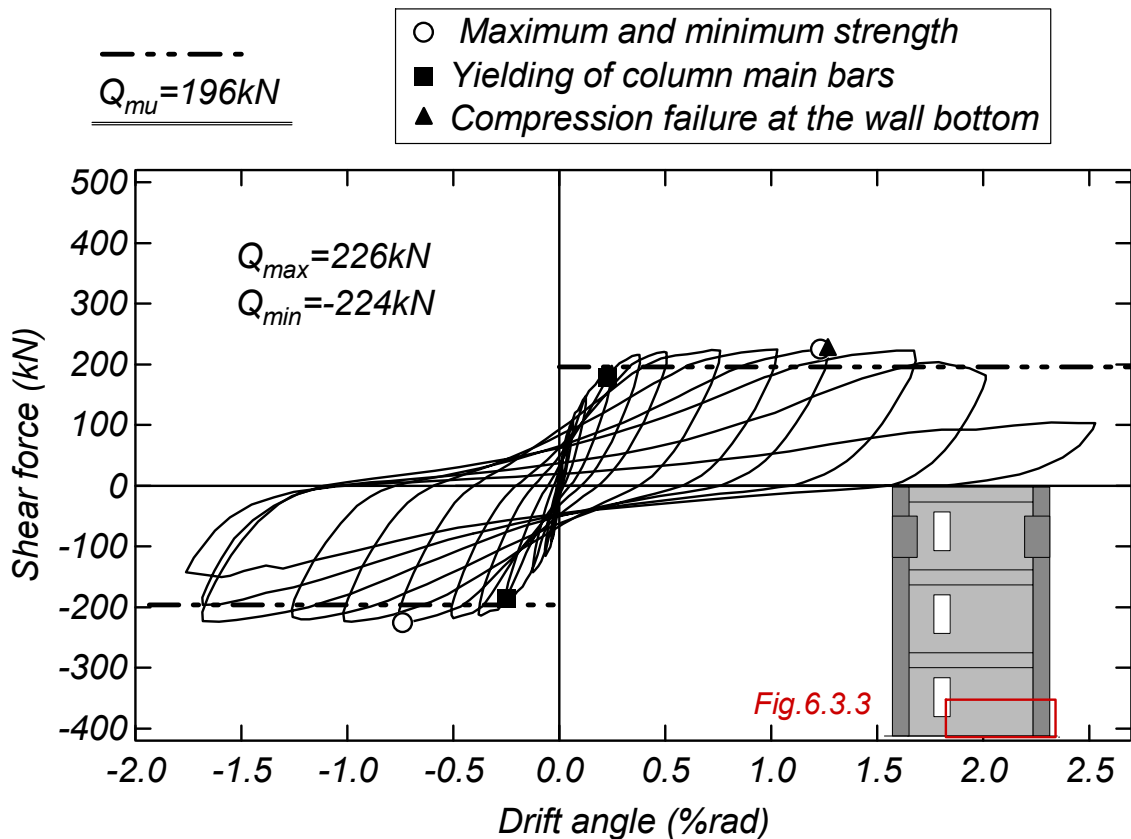


Fig.6.3.1 Shear force-drift angle relationship of WV6



Fig.6.3.2 Damage to WW6

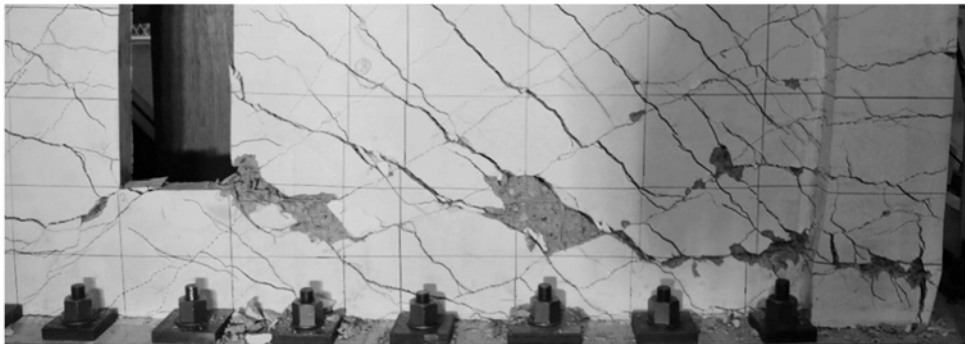


Fig.6.3.3 Failure across the wall bottom to column bottom ($R=+2.0\% \text{rad}$)

6.3.2 柱壁脚部の縦筋応力分布と全体の変形

各サイクルピーク時の柱、壁脚部の軸方向変位分布を Fig.6.3.4 に、変形角 $R=\pm 0.75\%$ のサイクルピーク時の変形概略図を Fig.7.3.5 に示す。Fig.6.3.5 の変形概略図をみると、試験体 WV6 は同じ開口配置であるせん断破壊型試験体 WV5 (Fig.3.6.2(c)) と比べて開口上下の梁の損傷が小さく、最上層梁（正負荷）および三層梁（負荷）において明らかな損傷が生じていない。その結果、Table 6.3.1 に示すように、試験体 WV6 の最上層梁（正負荷）および三層梁（負荷）における水平方向（軸方向）の伸びは、試験体 WV5 と比べ明らかに小さかった。また、Fig.6.3.4 に示す壁脚部の軸方向変位分布のように、試験体 WV6 では荷重方向によらず左右の壁が一体となり回転変形を生じていた。

以上の実験結果を踏まえて、試験体 WV6 は曲げ降伏先行型であり、設計時の破壊機構を実現できたと判断した。

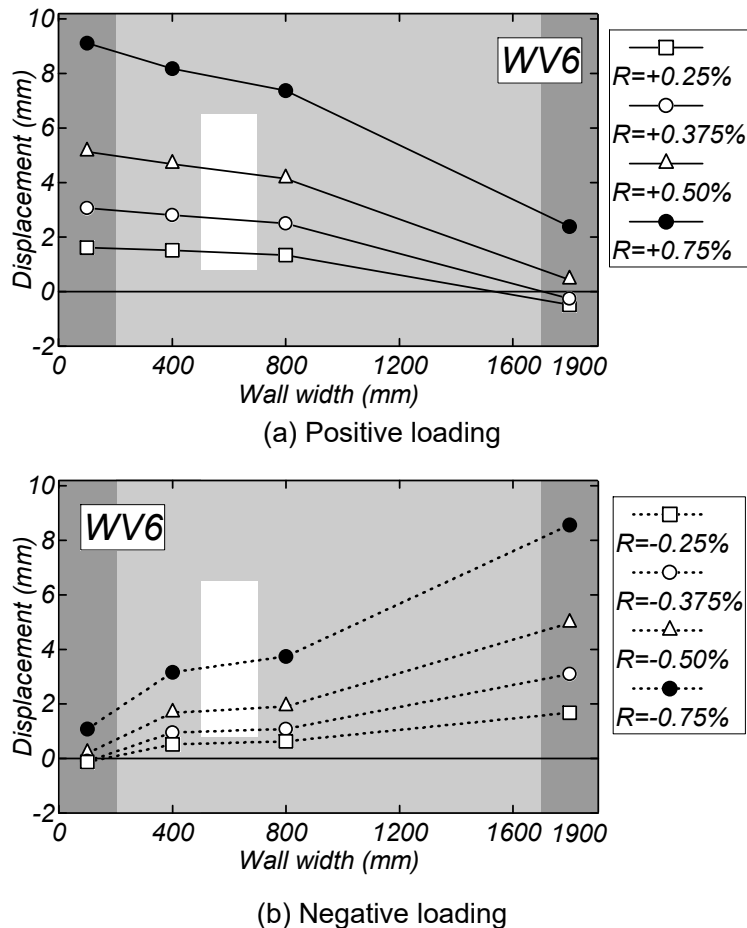
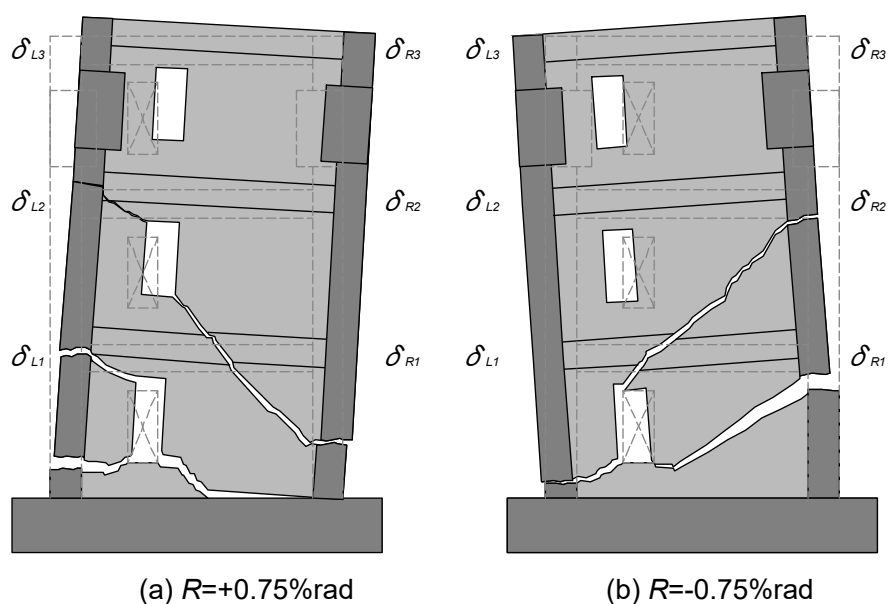


Fig.6.3.4 Transitions of axial deformation at the wall bottoms (WV6)



(a) $R=+0.75\%rad$ (b) $R=-0.75\%rad$
 Fig.6.3.5 Overall deformation of WW6 (10 times magnified)

Table 6.3.1 Horizontal elongation of beams on every floor (mm)

R (rad)		2 nd floor	3 rd floor	Roof top
		$\delta_{L1} - \delta_{R1}$	$\delta_{L2} - \delta_{R2}$	$\delta_{L3} - \delta_{R3}$
+0.75%	WW5	-2.6	-0.7	-3.6
	WW6	-1.9	-0.7	-0.4
-0.75%	WW5	-3.0	-2.2	-2.6
	WW6	-2.1	-0.9	-0.4

6.4 変形性能の検証

曲げ降伏先行型となる連層耐震壁の変形性能については、耐震診断基準³⁾ではせん断余裕度に基づいた靱性指標 F より評価している。靱性指標 F は、せん断壁で $F=1.0$ となり、曲げ壁は Eq.(6.4.1)より求める。Table 6.2.2 に示した材料試験値に基づくせん断余裕度では、 r_3Q_{sw}/Q_{mu} で 1.80, $newr_3Q_{sw}/Q_{mu}$ は 1.42 となり、試験体 WV6 の靱性指標は $F=2.0$ である。

$$\left. \begin{array}{l} \text{せん断余裕度}=1.0 \text{ の場合} : F=1.0 \\ \text{せん断余裕度} \geq 1.3 \text{ の場合} : F=2.0 \text{ (両側柱付き壁でない場合は } F=1.5) \\ \text{中間の場合} : \text{線形補間する。} \end{array} \right\} (6.4.1)$$

靱性指標 F と部材角の関係は、 $F=0.8$ で $1/500$, $F=1.0$ で $1/250$, $F=1.27$ で $1/150$ および $F=2.0$ で $1/82$ にそれぞれ相当するものと仮定しており、Fig.6.4.1 に示すように文献³⁾で想定された曲げ壁の荷重変位関係では、 $F=2.0$ の場合の終局変形角は約 $1/82\text{rad}$ ($1.22\%\text{rad}$) である。また、試験体 WV6 では変形角 $R=1.67\%\text{rad}$ 以降の载荷サイクルにおいて負荷荷は $1.67\%\text{rad}$ までの载荷とし、正载荷のみ変形角を増大させたものの、実験における終局限界部材角 R_u は正载荷における最大耐力の 80%に低下時の部材角 $R_u=2.0\%\text{rad}$ と評価した。

以上より、 $newr_3$ を用いたせん断余裕度を 1.4 程度とすると、およそ $2.0\%\text{rad}$ の変形性能を確保でき、Eq.(6.4.1)は終局限界部材角の実験値に対して安全側に評価することはできることを確認できた。

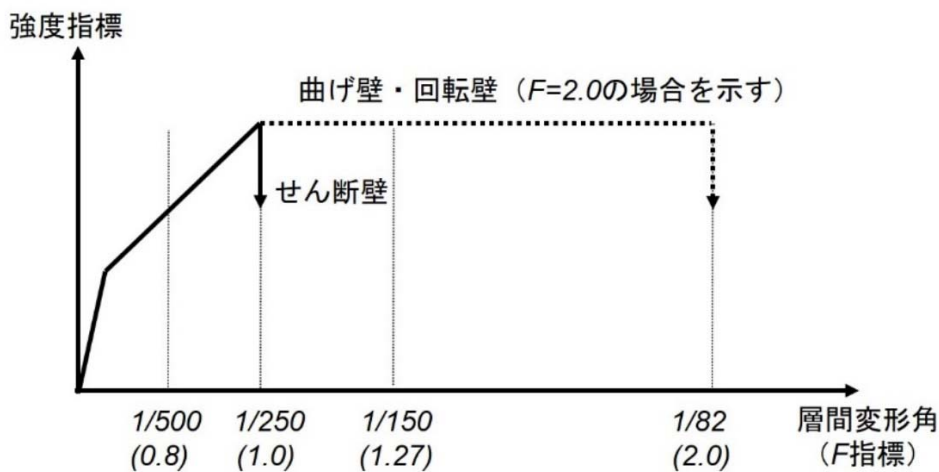


Fig.6.4.1 Assumption of strength-drift angle relationship for walls³⁾

6.5 まとめ

3.7 節では、実験より得られた各試験体の最大耐力に基づいて現行の RC 規準と本研究で提案した開口高さによる耐力低減率の評価精度を検証した。本章では、3.7 節で得られた知見に基づいて、曲げ降伏が先行する縦長開口連層耐震壁の実験を計画、実施し、とくに本研究で提案した耐力低減率 $newr_3$ が妥当である可能性を示した。

以下に得られた知見を整理して示す。

- 1) $newr_3$ に基づいて曲げ降伏を先行させる保証設計を施した縦長開口連層耐震壁の試験体を製作し、静的載荷実験を実施した。せん断余裕度として 1.4 程度を確保することにより、曲げ降伏先行型の降伏機構（柱主筋の降伏および壁板脚部の曲げ圧縮破壊）と、約 2%rad の変形性能が得られることを実証した。
- 2) $newr_3$ を用いたせん断余裕度に基づいて、耐震診断基準³⁾で示された靱性指標 F により曲げ降伏先行型耐震壁の変形性能を評価する方法について検証した結果、本試験体の終局限界部材角の実験値を約 1.5 倍の余裕度をもって評価できることを確認した。

第7章 本研究のまとめ

本研究では、開口配置と開口高さが異なるせん断破壊が先行する RC 連層耐震壁の静的載荷実験および FEM 解析を行い、縦長開口耐震壁の基本的な構造性能を把握した上で、RC 規準に示された縦長開口低減率 $r_3^{15)}$ および本研究で提案した壁脚部の曲げモーメント抵抗を見直した $newr_3$ の評価精度を追検討し、開口低減率の高精度のための検討を行った。これらの知見に基づいて、曲げ降伏が先行する縦長開口連層耐震壁の実験を計画、実施し、とくに本研究で提案した耐力低減率 $newr_3$ を曲げ降伏が先行する有開口耐震壁のせん断破壊の防止を確認する保証設計への適用性を実証した。本章では、本論文の各章において示した検討項目および研究成果を総合し、さらに、本研究で未検討・未解決事項および今後の課題について述べる。

7.1 研究結果のまとめ

第1章では、本研究の背景と目的を示した。また、有開口連層耐震壁の耐震性能に関する既往の研究を整理した。さらに、有開口連層耐震壁におけるせん断終局強度の算定法については現在日本で採用されている各既往の開口低減率を引用してまとめるとともに、RC 規準に示される縦長開口低減率 $r_3^{15)}$ が想定する開口壁における各部材の負担せん断力の算定式と、その主な算定仮定を整理した。

第2章では、既往の検証実験¹³⁾を対象に二次元 FEM 解析を実施し、開口上下の梁および壁脚部の負担応力を検討し、また、RC 規準の開口低減率 r_3 が想定する耐力と比較した。その結果、縦長開口耐震壁試験体において r_3 の想定する耐力の過大評価の原因は壁脚部の曲げ耐力の過大評価に所在すると判断した。そこで、開口低減率 r_3 において想定された崩壊機構を踏襲しつつ、壁脚部の曲げ耐力時の応力中心間距離を低減するための低減係数 α 、および、 α を用いた壁脚部の曲げ耐力および開口上下の梁のせん断力を考慮した $newr_3$ を提案し、その有効性を示した。

第3章では、RC 規準¹⁵⁾に示される開口高さに関する耐力低減率 r_3 および第2章で提案した $newr_3$ の妥当性を追検証するため、最上層開口の有無および開口高さを変数としたせん断破壊が先行する縦長開口連層耐震壁の静的載荷実験を行い、当該耐震壁の破壊状況、最大耐力および全体挙動を検討した。また、 $newr_3$ の想定耐力は各縦長開口連層耐震壁試験体の最大耐力を RC 規準の低減率に比べ精度よく評価できることを示した。

第4章では、第3章の実験を対象に二次元 FEM 解析を実施し、履歴特性、破壊状況および壁脚部の挙動を精度良く評価できる解析のモデル化および材料モデル構成則を明らかにした。また、FEM 解析結果より、開口低減率 r_3 の想定する耐力は壁脚部の曲げ耐力の過大評価によって縦長開口耐震壁試験体の最大耐力を上回ったが、 $newr_3$ の想定耐力は縦長開口連層耐震壁試験体の最大耐力および開口上下の梁と壁脚部の負担せん断力を r_3 に比べ良好に評価できた。ただし、縦長開口連層耐震壁試験体の正側における壁脚部の負担せん断力は $newr_3$ の想定する耐力を下回ったことも確認した。これは開口が偏在したことに起因しており、開口偏在の影響を考慮する係数 β を用いた終局強度計算の結果はすべての縦長開口耐震壁試験体の正側における壁

脚部の負担せん断力を下回る評価が可能であることを示した。

第 5 章では、縦長開口連層耐震壁において r_3 の想定耐力を発現させることを試みるため、第 3 章で示した連層耐震壁試験体を対象に梁の幅および開口周辺の壁板の幅を変数としたパラメトリック解析を実施し、梁型と柱型の増設効果を検討するとともに、各解析モデルの最大耐力と RC 規準の $r_3^{15)}$ の想定耐力を比較して分析した。その結果、無開口試験体では 1999 年版 RC 規準²⁾に示された枠梁を設けることで梁型の効果は限定的であり、縦長開口連層耐震壁では推奨する梁型と柱型を設けることで耐力を大幅に向上できることを確認した。ただし、開口の偏在により引張側壁の壁長さが短いと壁脚部の負担せん断力が r_3 の想定を下回る場合、開口上下の梁と開口で分割された壁の耐力が同時に発現されない場合において、縦長開口連層耐震壁の耐力は r_3 の想定耐力には達さない場合があることも確認した。そこで、 r_3 の想定耐力に第 4 章で提案した β を考慮して補正した結果、各梁型と柱型を設けたいずれの試験体についても同指標が解析結果を下回る評価を実現できることを確認した。

第 6 章では曲げ降伏が先行する縦長開口連層耐震壁の実験を計画、実施し、とくに本研究で提案した耐力低減率 $newr_3$ が縦長開口連層耐震壁の早期のせん断破壊を防止する保証設計に適用できることを明らかにした。

7.2 今後の課題

本研究の一連の検討を行った結果、縦長開口が RC 連層耐震壁の構造性能に与える影響を実験的および解析的に示した。また、現行の RC 規準に示された開口高さに関する耐力低減率の評価精度を検証したとともに、それを高精度化する方法を提案し、検証した。本研究で未検討および未解決の事項を以下に列記し、今後の課題を整理する。

(a) 縦長開口連層耐震壁の剛性および変形性能の評価法の開発

本論では開口高さに関する耐力低減率を用いてせん断破壊型の縦長開口連層耐震壁のせん断終局強度を検証したものの、その剛性および強度時の変形性能の評価については検討するには至らなかった。有開口耐震壁は無開口耐震壁と比べて剛性が低下することは既往の様々な研究に報告されており、本研究で実施した実験結果においても同様の傾向を示した。今後は実験で得られた結果に基づき、縦長開口連層耐震壁のせん断剛性および変形性能の評価法の構築を試みたい。

(b) 縦長開口が壁長さ方向に不規則に配置され連層耐震壁のせん断伝達機構の解明

本論では、壁高さ方向に連続する縦長開口連層耐震壁のせん断強度は本研究で提案した $newr_3$ によって精度良く評価することが可能と結論づけた。しかしながら、 $newr_3$ は RC 規準の開口低減率 $r_3^{15)}$ において想定された崩壊機構を踏襲しつつ、 r_3 と同様に Fig.7.1.1(a)~(c) のような各層の開口が壁長さ方向の同じ位置に配置された連層耐震壁を対象に算定されている。しかしながら、Fig.7.1.1(d)~(g) に示すような各層の開口が壁長さ方向に不規則に配置された場合は r_3 および $newr_3$ の適用範囲外とすべき場合があることも考えられる。また、現行の RC 規準¹⁵⁾ では縦長開口が不規則に配置された連層耐震壁については開口部高さの和 Σh_0 として下記の 2 通りを上限・下限とした任意の値を許容している。

- ① 開口部の鉛直断面への投影高さ h_{op} の和
- ② 水平断面へ投影した時当該階の開口と重なる開口の高さの和

ただし、この算定方法は実験的な検証はなく理論的な根拠が乏しいため、引き続き検討する必要があると考えられる。筆者らは開口位置を変数とした縦長開口連層耐震壁の実験を継続的に実施したが³⁸⁾⁴²⁾、縦長開口が不規則に配置された連層耐震壁の崩壊機構を解明するには至らなかったため、引き続き実験的および解析的な検討を行う必要がある。また、Fig.7.1.1(d)~(g) のような不規則な配置な場合においても簡便かつ設計上安全側に評価できる縦長開口耐震壁の性能評価法を構築することは、耐震壁の設計自由度を大幅に拡大できる重要な課題と考えられるため、一刻も早く全容解明することが望ましいと考えている。

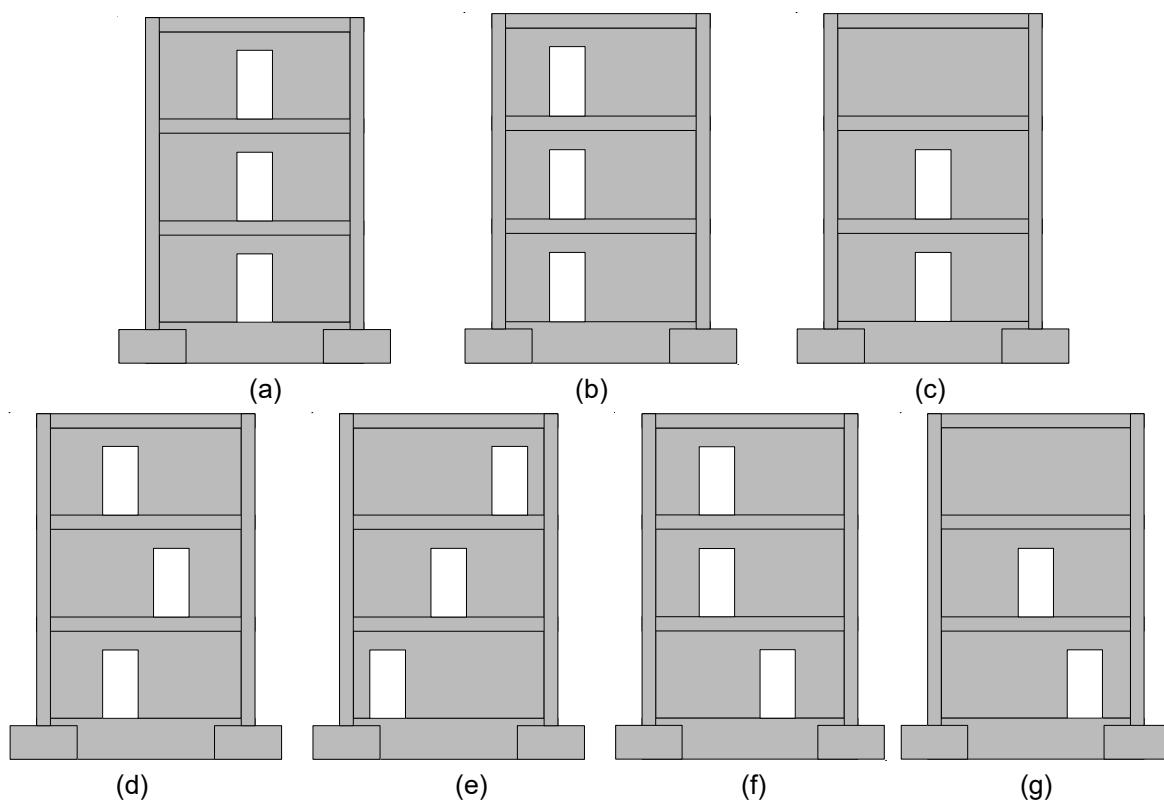


Fig.7.1.1 Shear walls with different disposition of openings

参考文献

- 1) 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，1999.8
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法，1999.11
- 3) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説，2017年改訂版，2017.9
- 4) 国土交通省住宅局建築指導課，ほか：2015年版建築物の構造関係技術基準解説書，2015.5
- 5) 小野正行，徳広育夫：鉄筋コンクリート造耐震壁の開口の影響による耐力低減率の提案，日本建築学会構造系論文集，No.435，pp.119-129，1992.5
- 6) 壁谷澤寿海，木村匠：鉄筋コンクリート耐震壁の開口による終局強度低減率，コンクリート工学年次講演会論文集，Vol.11，pp.585-590，1989.6
- 7) 加藤大介，壁谷澤寿海，小谷俊介，青山博之：鉄筋コンクリート造有開口壁の耐震設計法，コンクリート工学論文集，Vol.2，No.2，pp.143-152，1991.7
- 8) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2014.9
- 9) Paulay, T and Santhakumar, A.R.: Ductile Behavior of Coupled Shear Walls, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.102, pp.93-108, 1976.1
- 10) Harries, K.A., Mitchell, D., Cook, W.D., and Redwood, R.G.: Seismic Response of Steel Coupling Concrete Walls, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.199, pp.3611-3629, 1993.12
- 11) 熊谷仁志，田村和夫，柴慶治，磯田和彦：鉄骨梁および鋼材ダンパーで連結された連層耐震壁架構に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.21，No.1，pp.355-360,1999.6
- 12) 勅使川原正臣，菅谷憲一，加藤真人，西山功：12層立体並列壁の地震時における全体挙動に関する実験的研究：ハイブリッド構造に関する日米共同構造実験研究(HWS)，日本建築学会構造系論文集，Vol.62，pp.149-156，No.497，1997
- 13) 真田靖士，市之瀬敏勝，高橋之，飯塚桃子：RC耐震壁の開口高さによる耐力低減率の検証，日本建築学会構造系論文集，Vol.80，No.709，pp.481-490，2015.3
- 14) 鈴木卓，真田靖士，劉虹：RC耐震壁の開口高さによる耐力低減率の高精度化，日本建築学会構造系論文集，Vol.81，No.723，pp.883-891，2016.5
- 15) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2018.12
- 16) 鈴木健太，秋田知芳，松井智哉，倉本洋：複数開口を有するRC造有開口耐震壁の静的載荷実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.3，pp.325-330，2007.7.
- 17) 櫻井真人，松井智哉，鈴木健太，倉本洋：複数開口を有するRC造耐震壁の耐震性能に及ぼす開口位置の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.421-426，2008.7.
- 18) 櫻井真人，松井智哉，倉本洋：複数開口を有するRC造耐震壁の破壊モードに及ぼす開口配置の影響，コンクリート工学年次論文集，第32巻，第2号，pp.421-426，2010.7.
- 19) 及川有也，櫻井真人，西田哲也：包絡開口とみなされる有開口RC造耐震壁の静的載荷実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.41，No.2，pp.397-402，2019.7
- 20) 森恭平，藁科誠，坂下雅信，河野進：偏在開口を有するRC造連層耐震壁の耐震性能に関

- する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.433-438, 2008.7
- 21) 土井公人, 坂下雅信, 河野進, 田中仁史: 開口が偏在する RC 造連層耐震壁のせん断性状に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.421-426, 2009.7
 - 22) 土井公人, 坂下雅信, 河野進, 田中仁史: 千鳥開口を有する RC 造連層耐震壁のせん断耐力評価に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.355-360, 2010.7
 - 23) 壁谷澤寿成, 壁谷澤寿海, 東條有希子, 壁谷澤寿一: せん断破壊型そで壁付き柱に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.115-120, 2008.7
 - 24) 櫻井真人, 松井智哉, 鈴木健太, 倉本洋: 複数開口を有する RC 造耐震壁のせん断強度算定法, 日本建築学会構造系論文集, Vol.77, No.679, pp.1445-1453, 2012.3
 - 25) 加藤大介, 綱島朋直: 鉄筋コンクリート造有開口壁の終局強度と変形能の評価法, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.3, pp.101-112, 2013.9
 - 26) 伊藤忠テクノソリューションズ(株): FINAL/V11 HELP
 - 27) 米澤健次, 長沼一洋, 江戸宏彰: RC 構造物の三次元繰り返し FEM 解析手法, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.13-18, 2001.7
 - 28) Kupfer, H.B, Gerstle, K.H.: Behavior of Concrete under Biaxial Stress, Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol.99, No.EM4, pp.853-866, 1973.8
 - 29) 長沼一洋: 三軸圧縮下の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.474, pp.163-170, 1995.8
 - 30) H. Nakamura and T. Higai: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Seminar on Post-peak Behavior of RC Structures Subjected of Seismic Load, JCI-C51E, Vol. 2, pp.259-272, 1999.10
 - 31) 長沼一洋: 平面応力場における鉄筋コンクリート板の解析モデル: 鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究 (その 1), 日本建築学会構造系論文集, No.421, pp.39-48, 1991.3
 - 32) 長沼一洋, 山口恒雄: 面内せん断応力下におけるテンションスティフニング特性のモデル化, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, pp.649-650, 1990.10
 - 33) 長沼一洋, 大久保雅章: 繰り返し応力下における鉄筋コンクリート板の解析モデル, 日本建築学会構造系論文集, No.536, pp.135-142, 2000.10
 - 34) Al-Mahaidi, R.S.H.: Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Report 79-1, Department of Structural Engineering, Cornell University, 1979.1
 - 35) Clampi, V et al: Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars under Generalized Excitations, Report No. EERC-82/23, Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California, Nov. 1982
 - 36) 三島徹也, 山田一字, 前川宏一: 正負交番載荷下における鉄筋コンクリートひび割れ面の局所的挙動, 土木学会論文集, No.442, Vol.16, pp.161-170, 1992.2
 - 37) 山田一字, 青柳征夫: ひび割れ面におけるせん断伝達, 第 2 回 R C 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集, 日本コンクリート工学協会, JCI-C5, pp.19-26, 1983.10
 - 38) 廣澤光法, 劉虹, Rado RAMAROZATOVO, 鈴木卓, 高橋之, 真田靖士, 市之瀬敏勝: 複

- 数の縦長開口を有する RC 連層耐震壁の構造性能：縦開口が 1 列に偏在配置される場合と斜めに配置される場合の実験，日本建築学会構造系論文集，Vol.82，pp.579-588，No.734，2017.4
- 39) 出雲淳一ほか：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル，コンクリート工学論文，No.87.9-1，pp.107-120，1987.9
- 40) Ciampi, V et al : Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars under Generalized Excitations, Report No. EERC-82/23, Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California, 1982.11
- 41) K. Naganuma et al : Simulation of nonlinear dynamic response of reinforced concrete scaled model using three-dimensional finite element method, 13th World Conference on Earthquake Engineering, No.586, 2004.8
- 42) 高橋広人，市之瀬敏勝，劉虹，真田靖士，鈴木卓，高橋之，楠原文雄：一階の縦長開口をずらして配置した RC 連層耐震壁の静的載荷実験，日本建築学会大会学術講演梗概集（構造 IV），2018.7

記号

A_d	: 開口周囲の斜め筋の断面積
A_e	: 壁板の斜めひび割れ傾斜角を 45° とした時の圧力場を形成する壁板の面積
A_h	: 開口周囲の横筋の断面積 (下記の A_{h0} や梁主筋を含む)
A_{h0}	: 開口補強の目的で通常の横筋とは別に配筋される横筋の断面積
a_t	: 側柱主筋の全断面積
A_v	: 開口周囲の縦筋の断面積 (下記の A_{v0} や柱主筋を含む)
A_{v0}	: 開口補強の目的で通常の縦筋とは別に配筋される縦筋の断面積
a_w	: 1組のせん断強度筋の断面積
b	: 長方形梁または柱の幅
c	: 付着性状を表すパラメータ
d	: 梁有効せい
D	: 柱せい
d_{ce}	: 柱有効せい ($=0.95D$) (Eq.(1.2.28))
d_w	: 壁有効せい ($=0.95L$) (Eq.(1.2.27))
E_B	: ヤング係数 ($=\sigma_B/\epsilon_B$)
E_P	: 最大応力点の割線剛性 ($=\sigma_P/\epsilon_P$)
F_c	: コンクリートの設計基準強度
f_s	: コンクリートの短期許容せん断応力度
f_t	: 壁筋のせん断補強用短期許容引張応力度
${}_w f_t$: 柱帯筋のせん断補強用短期許容引張応力度
G_{cr}	: ひび割れ後のせん断剛性
G_0	: コンクリートのせん断弾性係数
$G_{\sigma B}$: 圧縮破壊エネルギー
H	: ひずみ硬化率 : 加力高さ
h	: 当該階の壁部材の高さ
h'	: 開口部を有する耐力壁の上下のはりの中心間距離 (Eq.(1.2.15))
h_{0p}	: 開口部の鉛直断面への投影高さの和
h_t	: 開口上端部から上階梁芯 (または床位置) までの距離
h_{tc}	: 開口下端部から下階梁芯 (または床位置) までの距離
h_w	: 耐震壁の高さ (設計する階の階高さとしてよい)
j	: $7d/8$
j_{ce}	: 柱の応力中心間距離 ($=7d_{ce}/8$) (Eq.(1.2.28))
j_w	: 壁応力中心間距離 ($=7d_w/8$) (Eq.(1.2.27))
L	: 部材全せい (Eq.(1.2.27))

l	: 柱を含む壁部材の全せい
l'	: 壁板の内法長さ : 開口部を有する耐力壁の両端の柱の中心間距離 (Eq.(1.2.15))
l_e	: 壁板の有効長さ
L_{eim}	: 要素寸法に応じた等価長さ
l_w	: 柱中心間距離である
l_{pi}	: 壁板長 (Eq.(1.2.24))
l_T	: 引張側壁板の開口端部から柱中心までの長さ (Eq.(4.5.1))
l_{wa}	: トラス機構の等価壁長さ
$\Delta l_{wa}, \Delta l_{wb}$: 壁板の有効長さの増分
l_{wat}, l_{wac}	: アーチ機構に有効な袖壁長さで引張側および圧縮側壁板の開口縁から柱内端までの長さ
l_{wb}	: アーチ機構の等価壁長さ
l_{wbc}	: トラス機構に有効な袖壁長さで圧縮側壁板端から柱内端までの長さ
l_{wbt}	: トラス機構に有効な袖壁長さで引張側壁板の開口補強筋から柱内端までの長さ
l_0	: 開口部の長さ
l_{op}	: 開口部の水平断面への投影長さの和
M_w	: 無開口耐震壁の曲げ耐力
M_{w0}	: 有開口耐震壁の壁脚部左右それぞれの曲げ耐力
$M/(Ql)$: 耐震壁に作用する応力のせん断スパン比 ($1 \leq M/(Ql) \leq 3$)
N	: 当該壁に取りつく柱の全軸力
n_h	: 当該層で水平方向に並ぶ開口の数
n_v	: 当該層で鉛直方向に並ぶ開口の数
p_s	: 壁板のせん断補強筋比
p_{sh}	: 壁板の横筋の補強筋比 (横筋比)
p_{sv}	: 壁板の縦筋の補強筋比 (縦筋比)
p_{te}	: 引張側柱の等価鉄筋比 (%) ($=100a_t/(t_e \cdot d)$)
p_w	: 柱の帯筋比 (≤ 0.012)
p_{wh}	: t_e を厚さと考えた場合の水平せん断補強筋比 (小数)
Q_1	: 壁板のコンクリートの許容応力度による壁部材の短期許容せん断力 Q_A
Q_2	: 柱と壁板の許容せん断応力度の累加による壁部材の短期許容せん断力 Q_A
Q_A	: 水平荷重を受ける壁部材の短期許容せん断力
Q_{A0}	: 開口がある壁部材の短期許容せん断力
Q_c	: 壁板周辺の柱 (1 本) が負担できる短期許容せん断力
Q_D	: 設計用水平せん断力
Q_{mu}	: 耐震壁の曲げ断終局強度
Q_{su}	: 耐震壁のせん断終局強度
Q_{swv}, Q_{suc}	: 壁と柱の断面を縦方向に分割してそれぞれのせん断終局強度 (Eq.(1.2.26))

Q_w	: 無開口耐震壁の水平耐力
Q_{w0}	: 有開口耐震壁の水平耐力
Q_{wB0}	: 開口上下の梁の負担による水平せん断力
Q_{wM0}	: 開口がある場合の壁脚曲げモーメントの負担による水平せん断力
r	: 壁部材の開口による低減率 (Eq.(1.2.6))
r_0	: 等価開口周比 (Eq.(1.2.15))
r_1'	: 耐力壁のせん断剛性低減率 (Eq.(1.2.14))
r_2'	: 耐力壁のせん断耐力に対する低減率 (Eq.(1.2.16))
r_1	: 壁部材の開口の水平断面積による低減率 (Eq.(1.2.7))
r_2	: 壁部材の開口の見付面積による低減率 (Eq.(1.2.8))
r_3	: 壁部材の開口による鉛直断面積による低減率 (Eq.(1.2.9))
r_3'	: ピロティの直上階や中間階の単層壁の開口による 鉛直断面積による低減率 (Eq.(1.2.11))
r_u	: 小野・徳広による強度低減率 (Eq.(1.2.18))
t	: 壁板の厚さ
t_e	: I 形断面を長さと同断面積とが等しい等価長方形断面に置き換えた時の幅
t_w	: 壁板の厚さ (Eq.(1.2.3))
T	: 壁脚部の引張力
V_u	: 耐震壁のせん断終局強度 (Eq.(1.2.3))
V_{uc}	: 圧縮側の袖壁付き柱のせん断強度 (Eq.(1.2.19))
V_{ut}	: 引張側の袖壁付き柱のせん断強度 (Eq.(1.2.19))
α	: 壁脚部に期待する曲げモーメント抵抗を低減する係数 (Eq.(2.3.6)) : 拘束効果による割増係数 ¹⁵⁾ (Eq.(3.2.6))
β	: コンクリート圧縮力のトラス機構の負担比率 (Eq.(1.2.3)) : 開口偏在の影響を考慮する係数 (Eq.(4.5.1))
γ	: 開口周辺による耐力低減率 (Eq.(1.2.12))
ε_B	: 圧縮強度時ひずみ
ε_{cr}	: ひび割れ発生時の平均引張ひずみ
ε_P	: 最大応力点のひずみ
ε_t	: ひび割れ直行ひずみ (ひび割れを含む平均ひずみ)
ε_y	: 経験した最大塑性ひずみ
η	: 有効圧縮軸応力比
λ	: 壁長さ方向の (縦方向に規則的に連続する) 開口列数と開口部長さ による強度低減係数 (Eq.(1.2.10))
λ_{ps}	: 純せん断応力状態の圧縮強度低減係数
ν	: コンクリート圧縮強度の有効係数
θ	: アーチ機構の圧縮束の角度
θ_i	: 壁板で仮定した圧縮ストラットの角度

σ_B	: 圧縮強度
σ_{cr}	: ひび割れ発生応力
σ_P	: 側圧を考慮した最大応力点
σ_{sy}	: 壁板のせん断強度筋強度 (4000kgf/cm ² 以下とする)
σ_t	: コンクリートの引張応力
σ_{wh}	: 壁横筋の降伏強度
σ_y	: 鉄筋の降伏強度
σ_0	: 軸力による応力度
σ_{0C}	: 鉄筋降伏と同時にコンクリートの圧壊を生じさせるのに必要な圧縮軸応力
τ_u	: 最大付着応力
τ_a	: 平均せん断応力度 (Eq.(1.4.5))
Φ	: トラス機構のコンクリート圧縮束の角度 ($\cot\Phi=1$)
μ	: 材料強度に基づくせん断強度の比を考慮する補正係数 (Eq.(3.7.1))

The study on the strength reduction factor related to opening height for RC multi-story shear walls

Abstract

Reinforced concrete (RC) multi-story shear walls are often adopted as an efficient structural element in the construction of buildings for resisting lateral force. However, it is inevitable to place openings in the buildings for architectural requirements, which may significantly affect the structural performance of shear walls. Putting importance on clarifying the effect of door opening on the seismic performance for multi-story RC shear walls and developing the sophisticated structural design method for RC buildings, a series of experimental and analytical studies was performed in this study in order to improving a strength reduction factor r_3 related to opening height for RC multi-story shear walls adopted in the AIJ standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures since 2010.

The dissertation consists of seven chapters as follows:

Chapter 1 introduces the background and objective of this study. Meanwhile the abstract of previous research on estimation method of shear ultimate strength for multi-story RC shear walls with openings was summarized, and the calculation assumptions of the strength reduction factor r_3 in AIJ standards were organized.

Chapter 2 aims at improving the strength reduction factor r_3 in the AIJ standard, and two-dimensional FEM analyses were conducted for the previous verification experiments of r_3 . As a result, the flexural resistances of the partial walls divided by the openings were overestimated by r_3 , while the shear resistances of the beams between the openings agreed with those by r_3 . Therefore, a new strength reduction factor ${}_{new}r_3$ was proposed on the basis of a flexural strength reduction index α for this type of wall. Consequently, the estimations for the shear ultimate strengths of the above specimens using ${}_{new}r_3$ showed good agreements with the experimental strength reductions.

In Chapter 3, additional verification of strength reduction factors r_3 and ${}_{new}r_3$ were conducted with 4 four multi-story RC shear wall specimens with different disposition and height of door openings based on a control 1/4 scale specimen with eccentricity-aligned door openings on every floor. As a result, it has been demonstrated experimentally that estimations using ${}_{new}r_3$ showed better agreements with the experimental results than those using r_3 in the AIJ standard.

Chapter 4 describes the two-dimensional FEM analyses for the specimens shown in Chapter 3 based on the analytical model used in Chapter 2. The advantages of proposed strength reduction factor ${}_{new}r_3$ over r_3 in the AIJ standard was verified additionally according to the analytical results. In addition, the potential issue of ${}_{new}r_3$ was identified and it was indicated particularly that the eccentric disposition of openings

may cause the overestimation of ${}_{new}r_3$ in some cases. Therefore, a correction index β was proposed to considering the effect of eccentrically-disposed openings and its effectiveness was also verified.

In Chapter 5, a series of FEM analyses was conducted based on specimens shown in Chapter 3 by enlarging beam and column dimension around openings recommended in obsolete AIJ standard, for proving the extension effect of beam/column dimensions with regard to the strength reduction factor r_3 and clarifying its application condition. As a result, the effect of beam dimensions for specimens with no openings can be neglected while the extension of beam/column dimensions improved the strength for specimen with openings significantly. On the other hand, the eccentric disposition of openings resulted in the overestimation of r_3 for some of the specimens with beam/column dimensions, while the adopt of correction index β proposed in Chapter 4 enabled the estimations of ${}_{new}r_3$ lower than analytical results for all specimens.

In Chapter 6, an assurance design for predominant flexural yielding of another RC shear wall specimen was made by using the proposed ${}_{new}r_3$ with the shear margin of approximately 1.2. Consequently, the effectiveness of ${}_{new}r_3$ for the assurance design was verified experimentally.

Chapter 7 summarizes the main conclusions of this study and suggestions for the further research.

付録 A1 各試験体の損傷状況

この付録では第 3 章および第 6 章の実験結果において、各載荷サイクルピーク時におけるひび割れ図を示す。

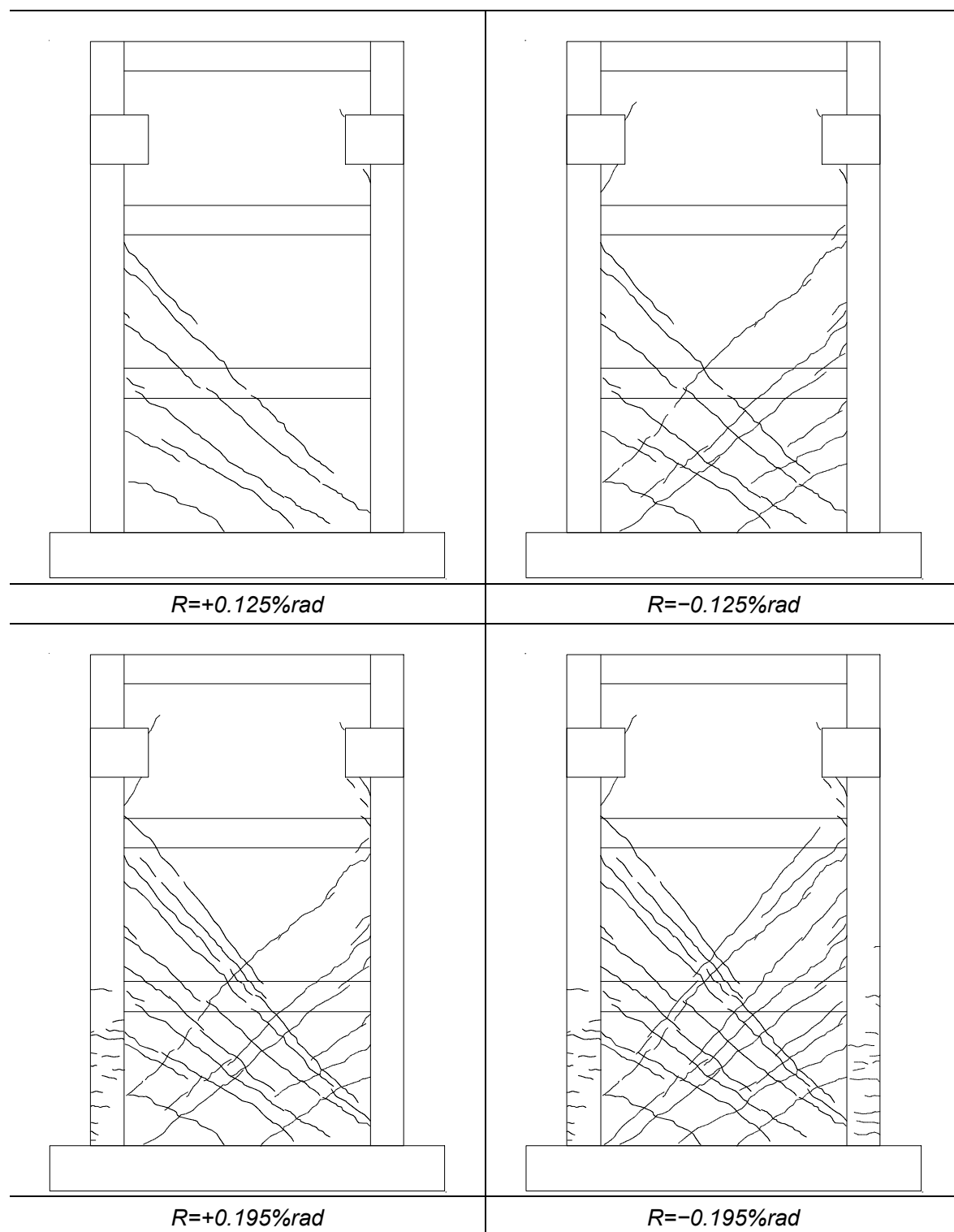
実験は正負交番繰り返し載荷とした。試験体 WN0 および WV1 の載荷プログラムは変位制御により $R=0.125\%rad$, $0.195\%rad$, $0.25\%rad$, $0.375\%rad$, $0.50\%rad$, $0.75\%rad$, $1.0\%rad$ まで 1 サイクルずつ実施した。ただし、無開口壁試験体 WN0 では、載荷装置の容量の制限により $R=0.375\%rad$ から正載荷方向のみの単調載荷とした。

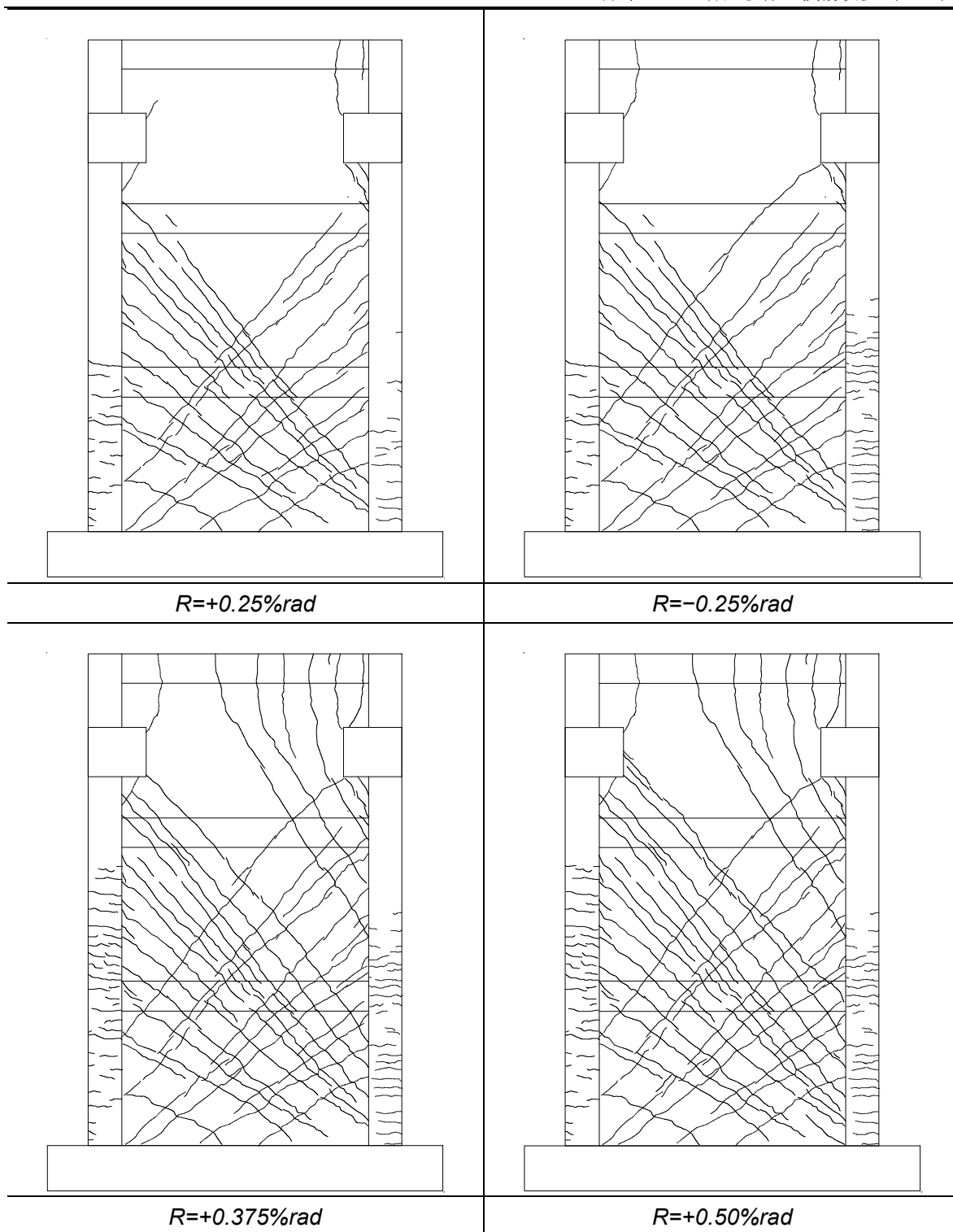
また、試験体 WV4, WV5 および WV6 の変位制御により載荷プログラムは、 $0.0625\%rad$, $0.125\%rad$, $0.25\%rad$, $0.375\%rad$, $0.50\%rad$, $0.75\%rad$, $1.0\%rad$, $1.25\%rad$, $1.67\%rad$, $2.0\%rad$, $2.5\%rad$ を 1 サイクルずつ与えた。また、試験体 WV6 では、載荷装置の容量の制限により、 $1.67\%rad$ 以降の載荷サイクルにおいて負載荷は $1.67\%rad$ までとし、正載荷のみ変形角を増大させる繰り返し載荷を行った。

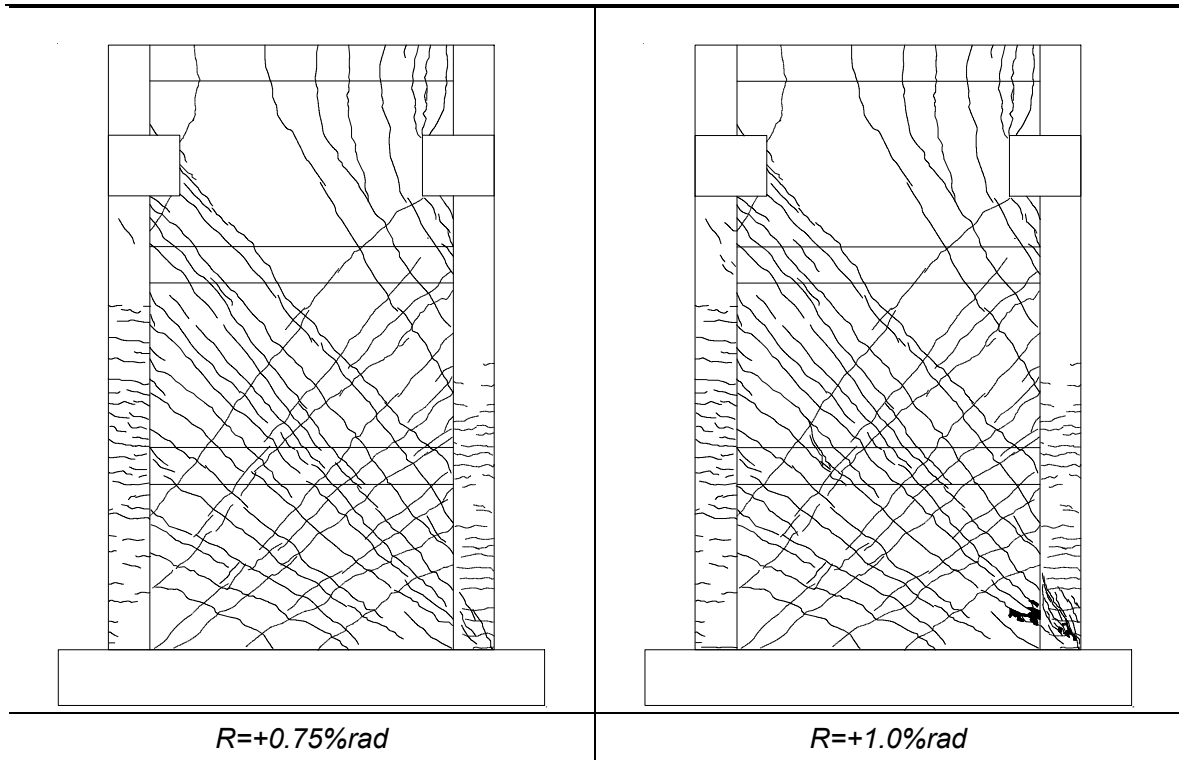
なお、すべての縦長開口連層耐震壁試験体では、負載荷側の加力から実施することとした。

□ A1-1	試験体 WN0	146
□ A1-2	試験体 WV1	149
□ A1-3	試験体 WV4	152
□ A1-4	試験体 WV5	156
□ A1-5	試験体 WV6	160

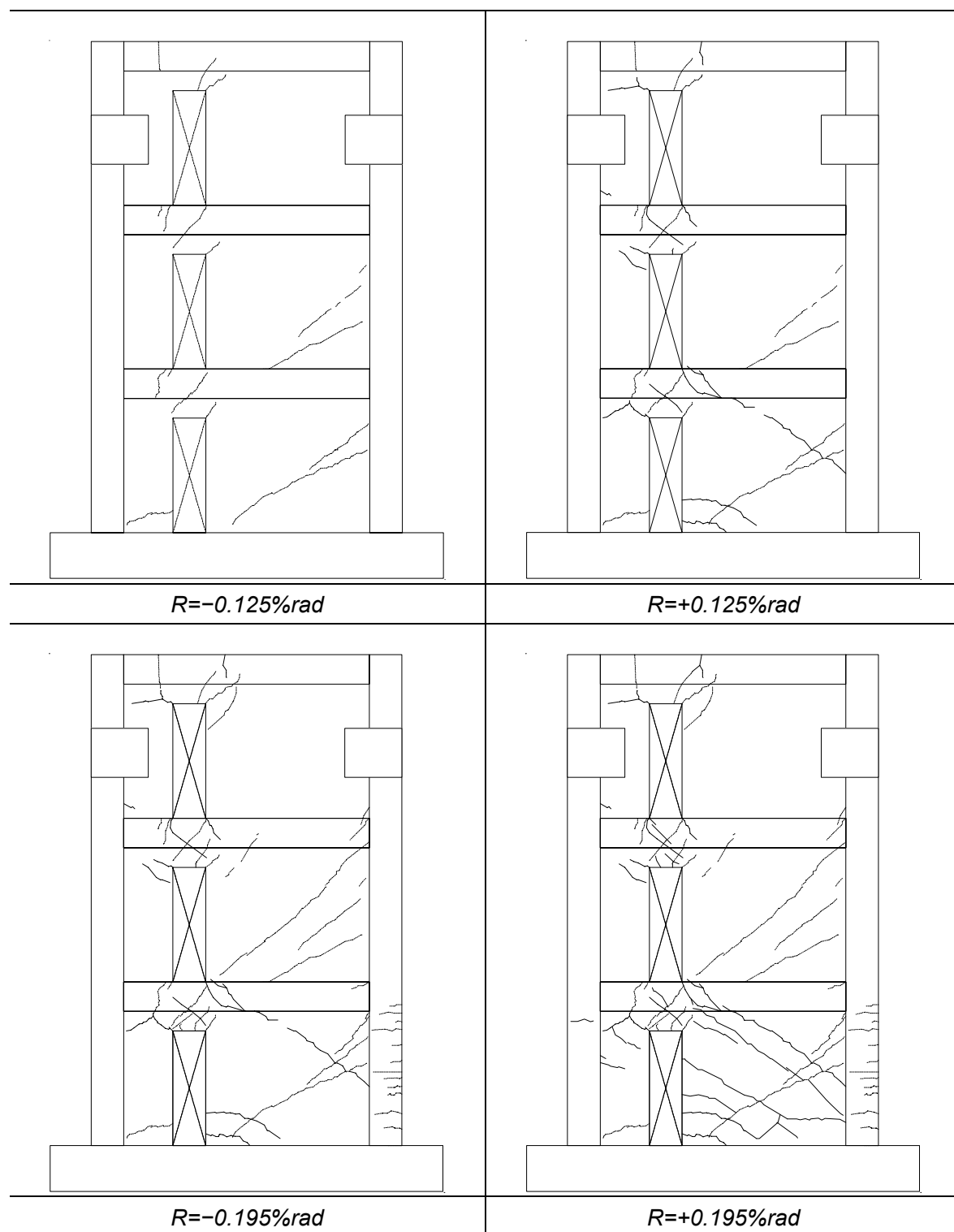
A1-1 試験体 WN0

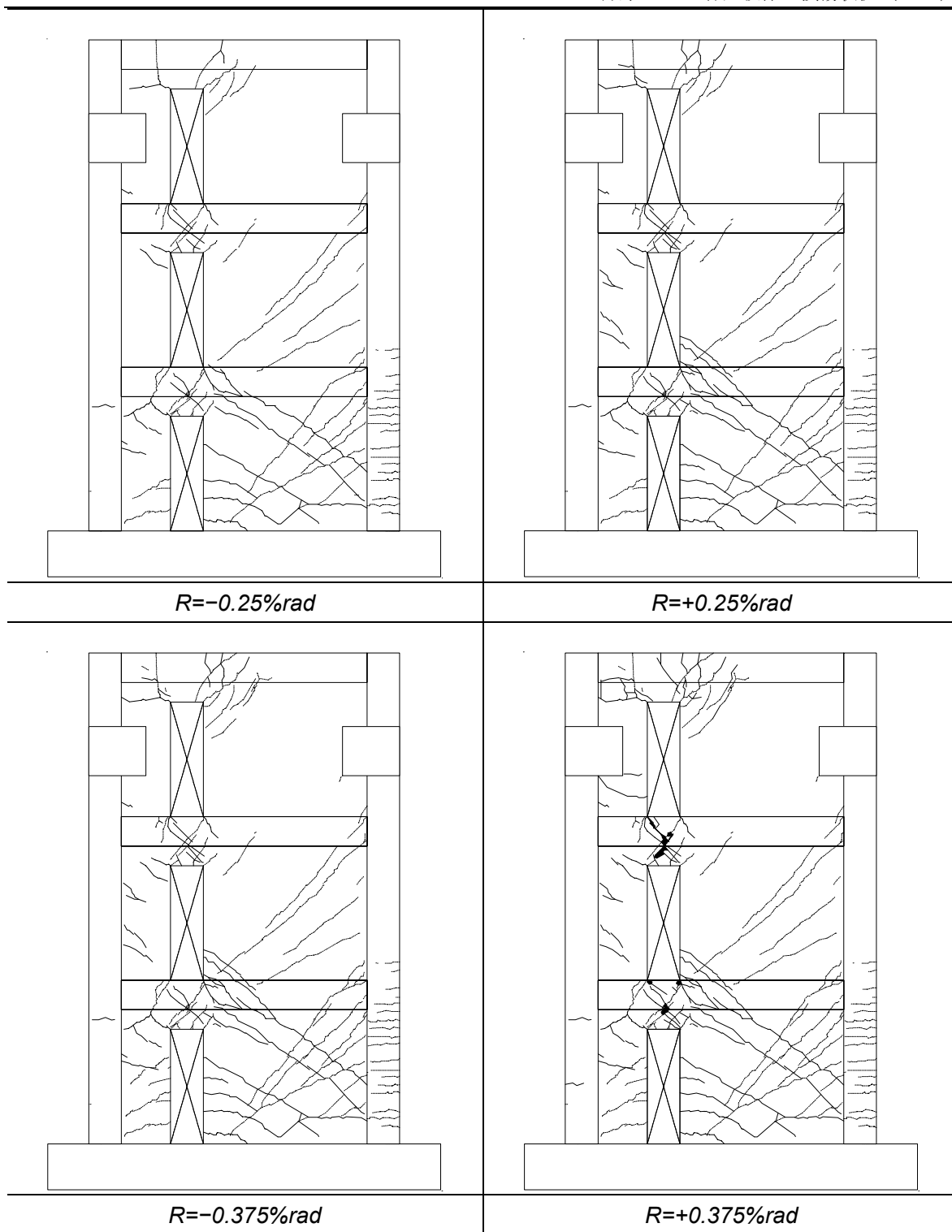


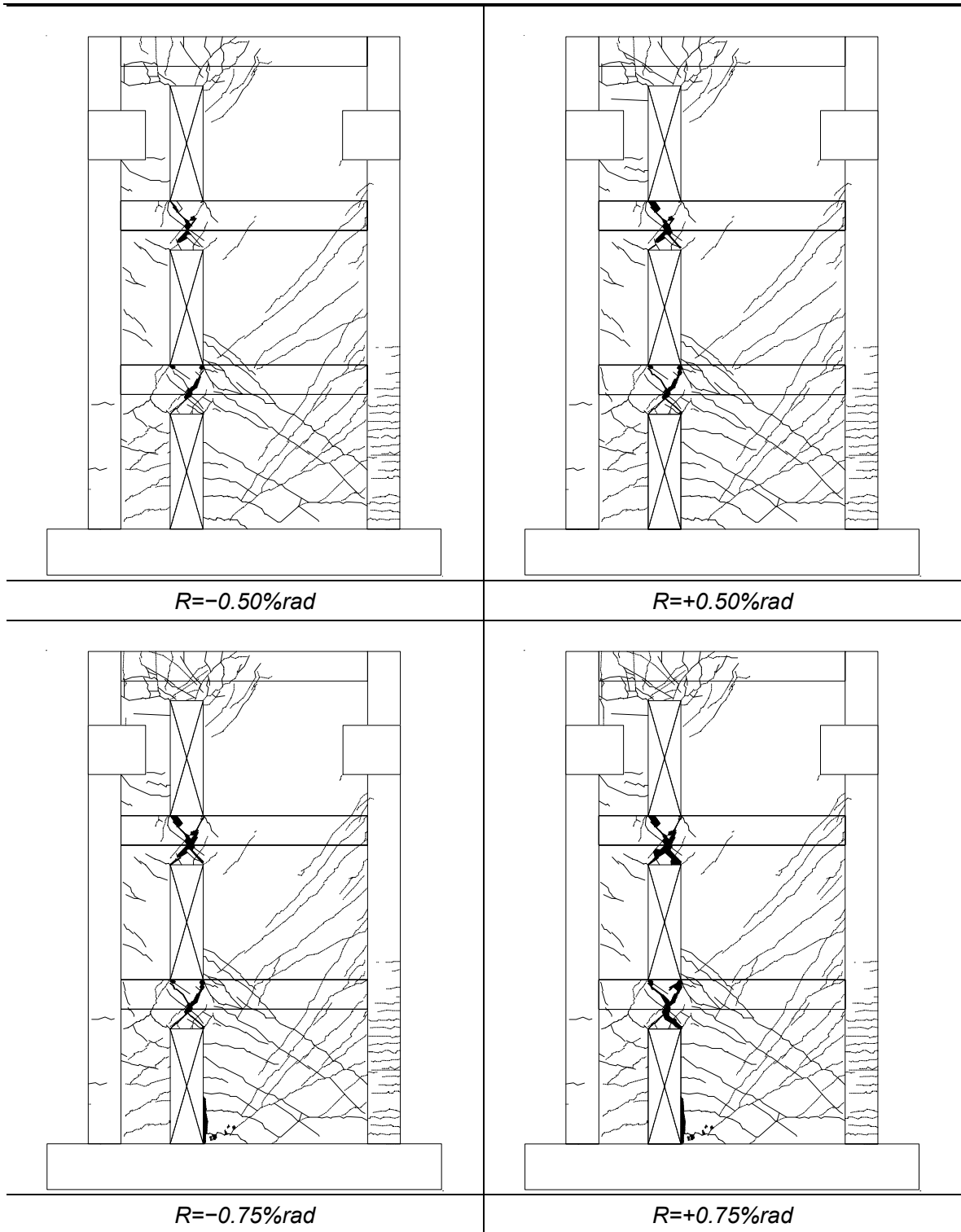




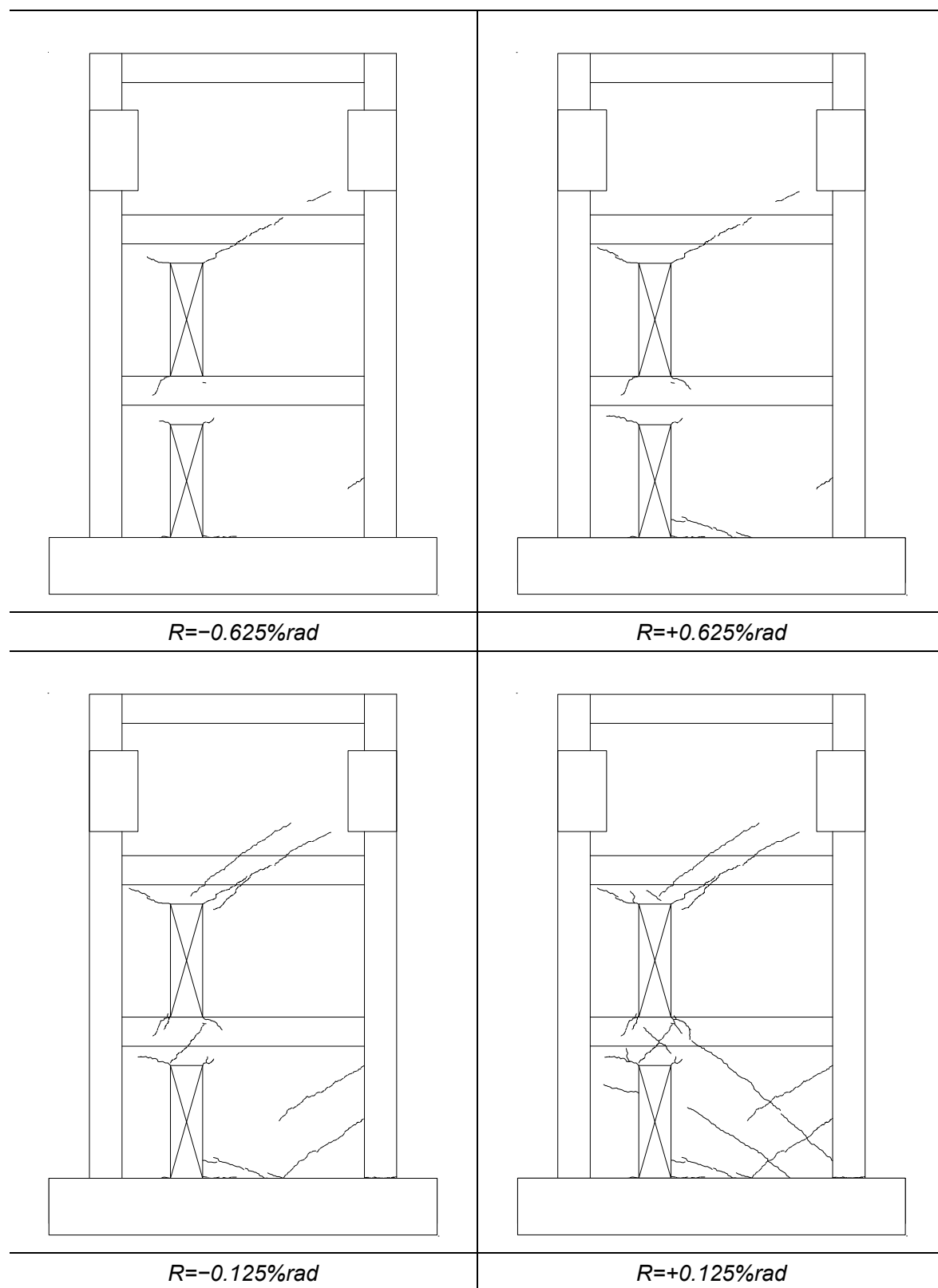
A1-2 試験体 WV1

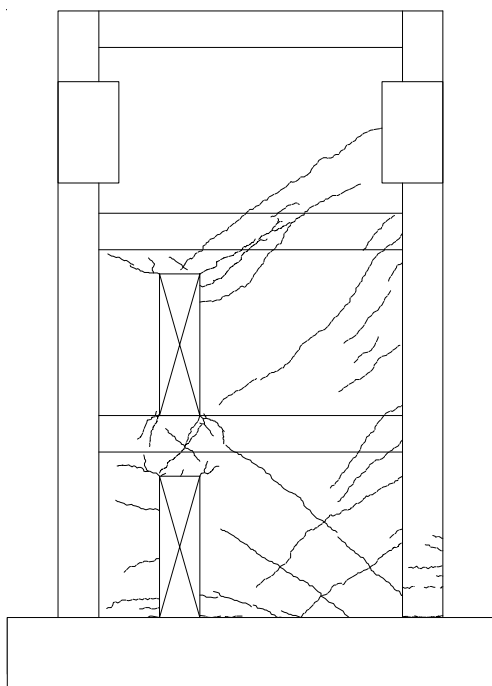




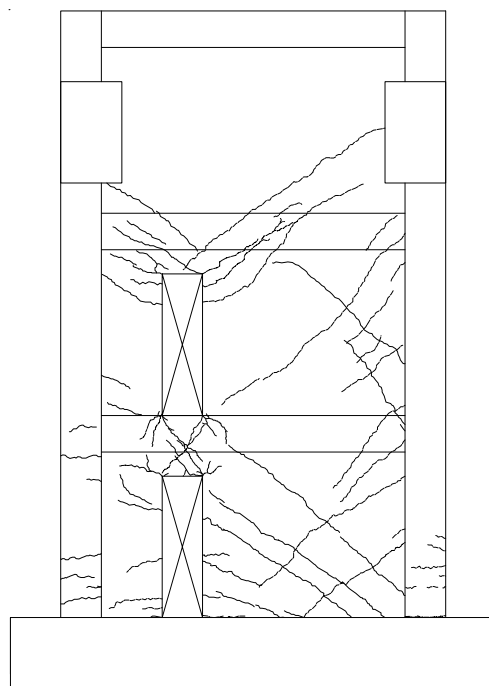


A1-3 試験体 WV4

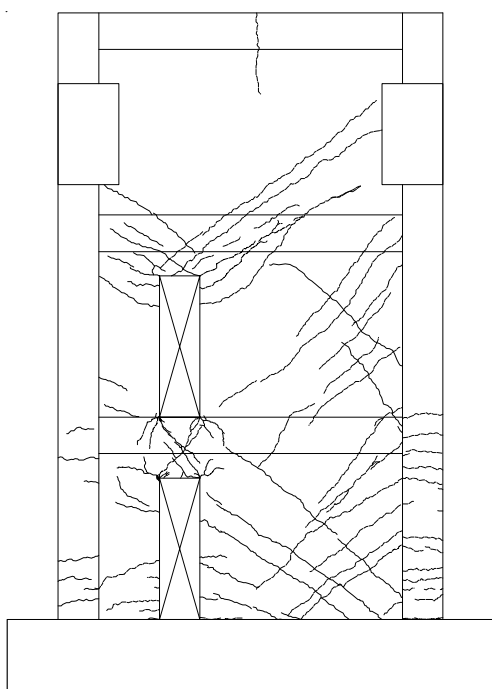




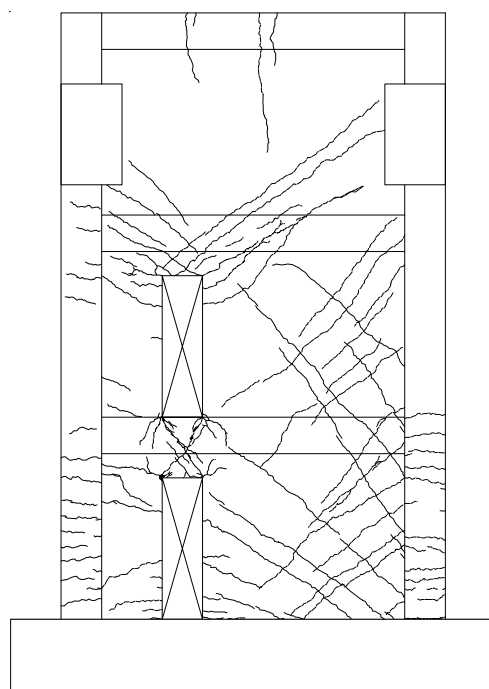
$R=-0.25\%rad$



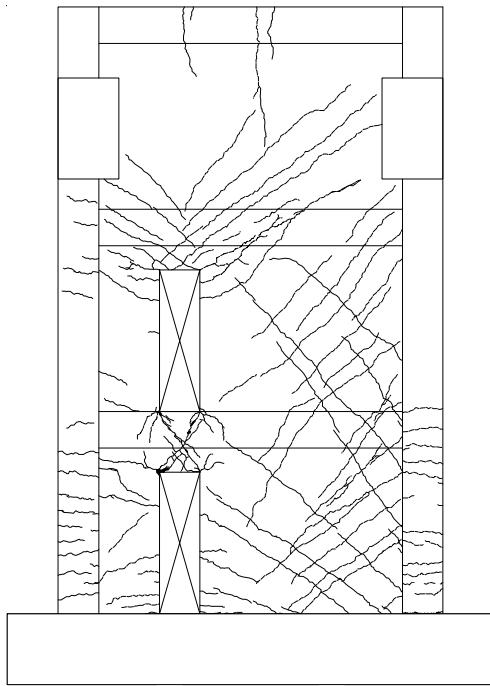
$R=+0.25\%rad$



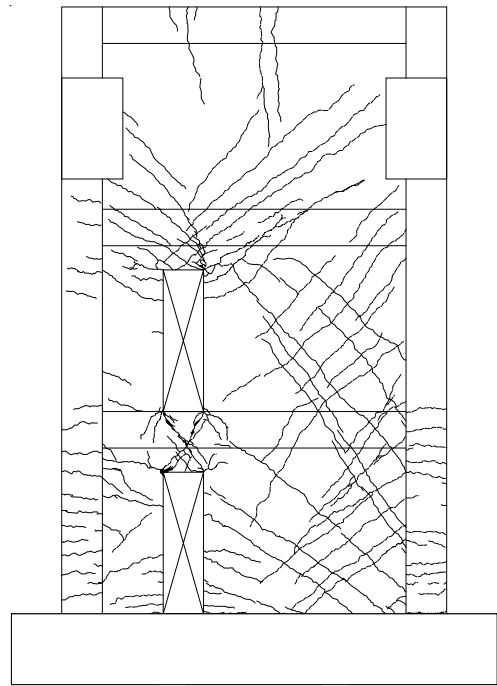
$R=-0.375\%rad$



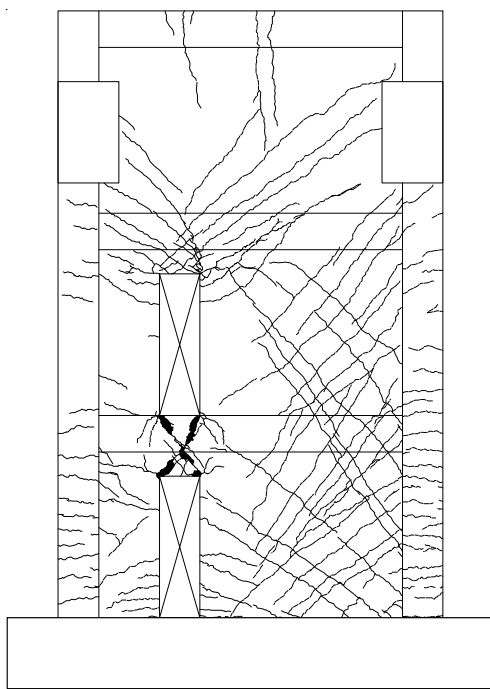
$R=+0.375\%rad$



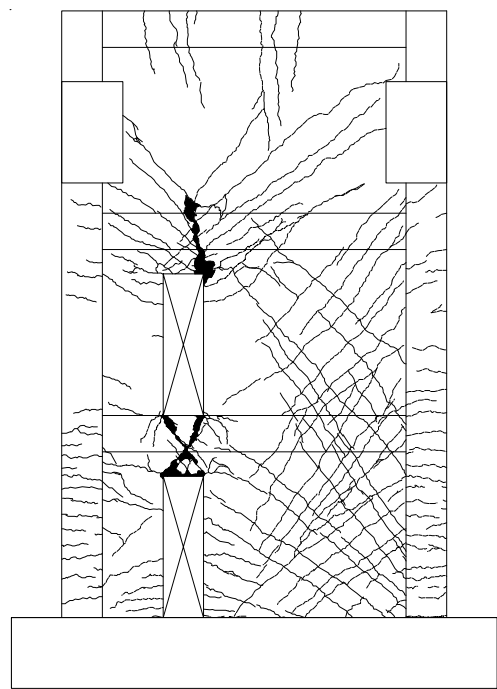
$R=-0.50\%rad$



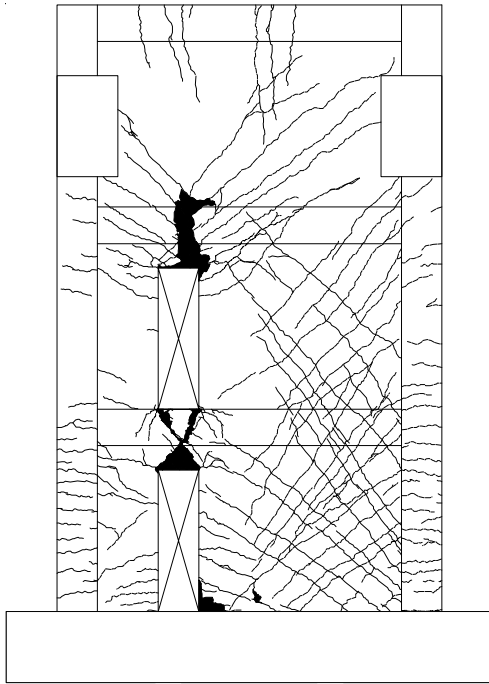
$R=+0.50\%rad$



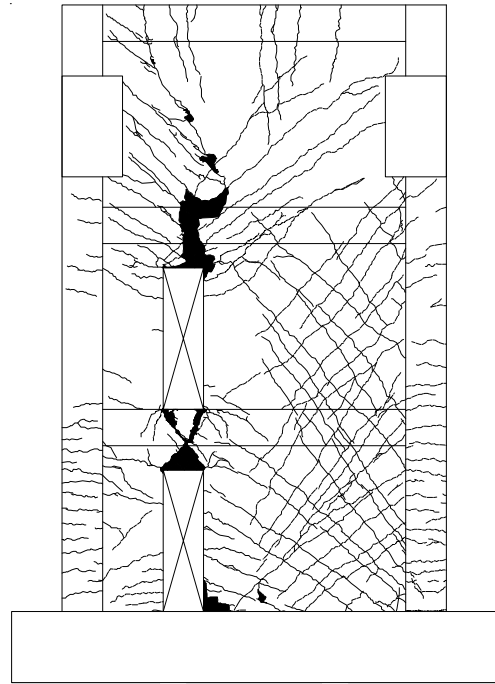
$R=-0.75\%rad$



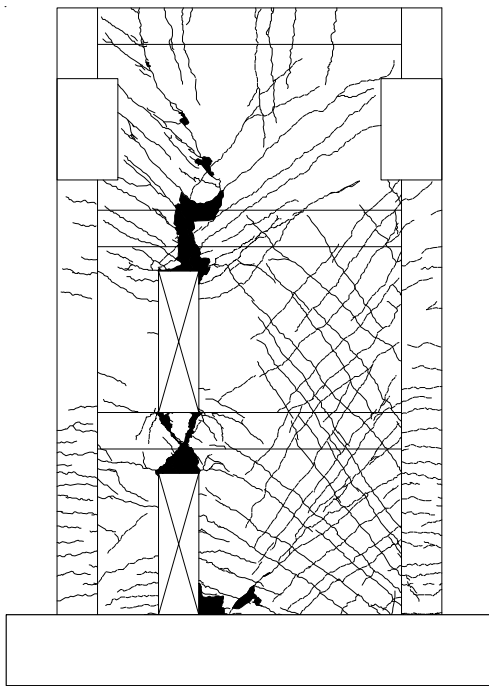
$R=+0.75\%rad$



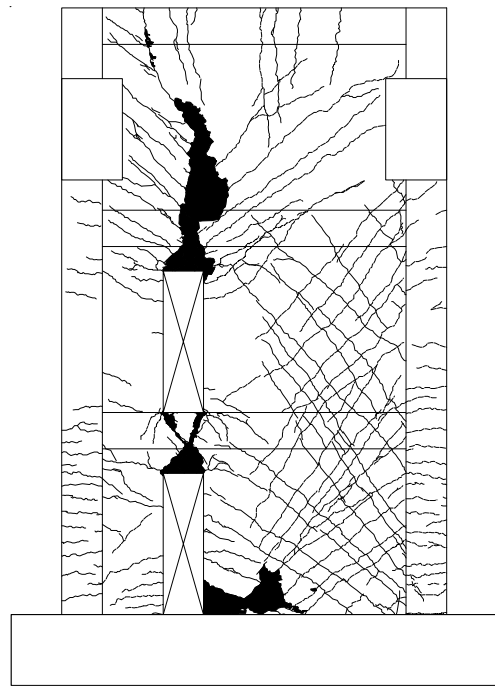
$R=-1.0\%rad$



$R=+1.0\%rad$

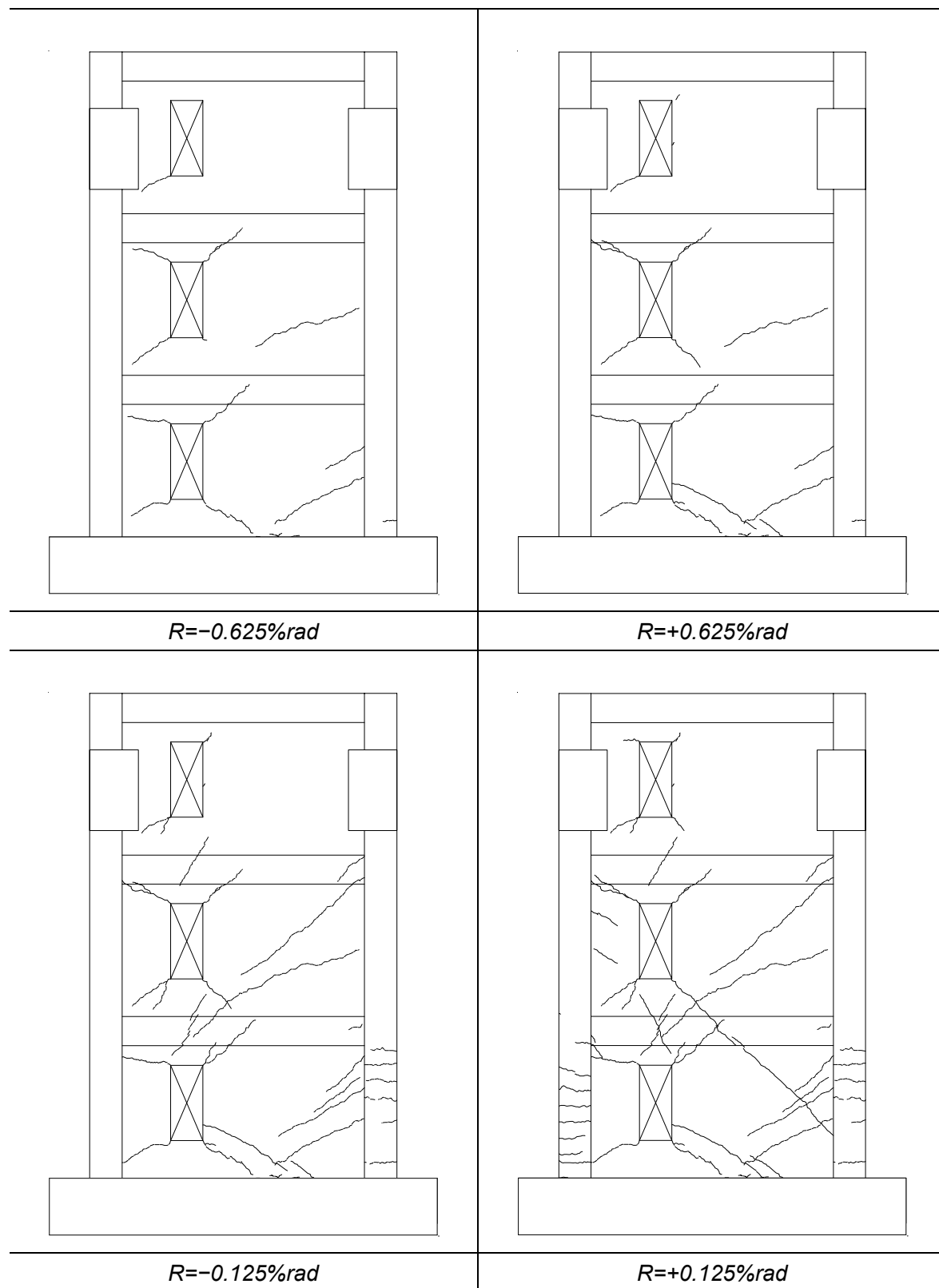


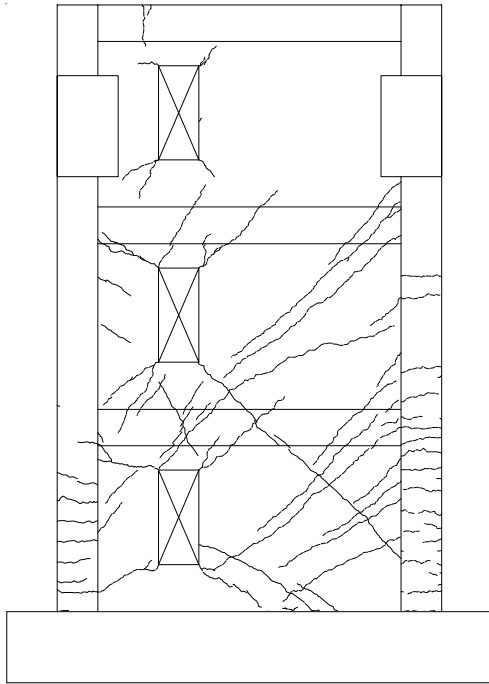
$R=-1.25\%rad$



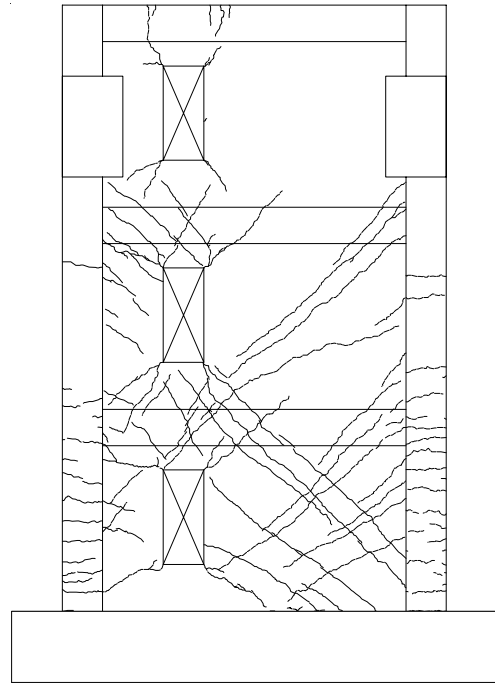
$R=+1.25\%rad$

A1-4 試験体 WV5

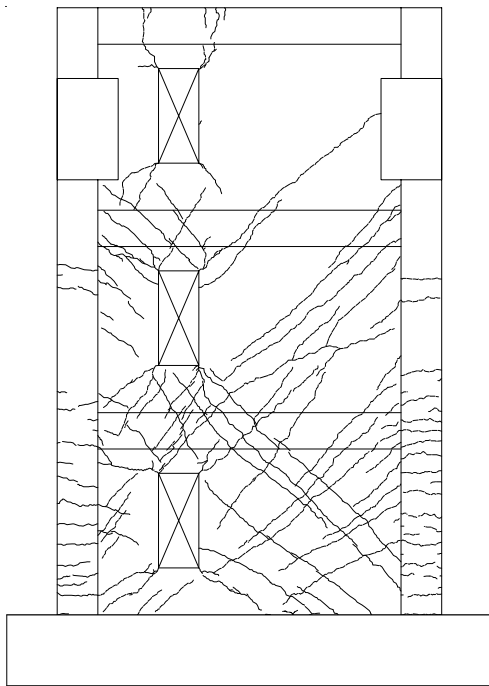




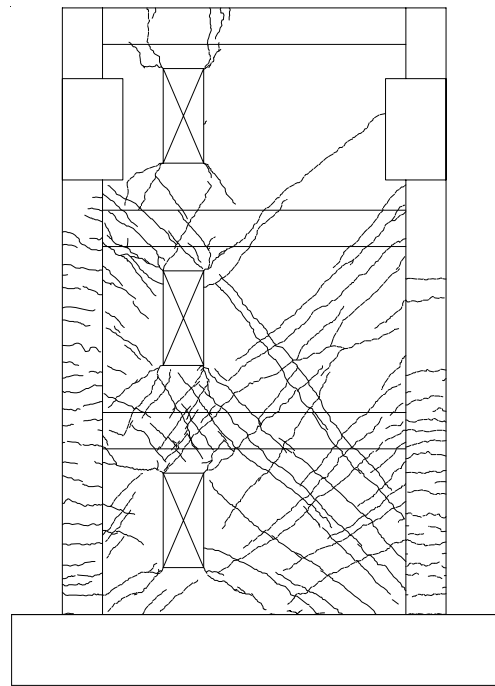
$R=-0.25\%rad$



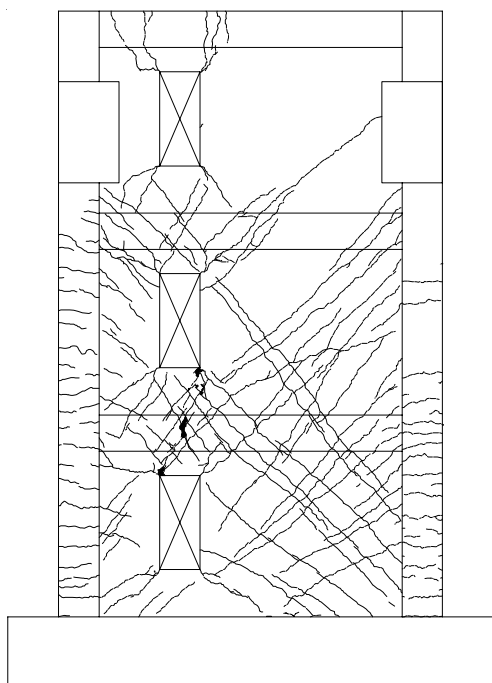
$R=+0.25\%rad$



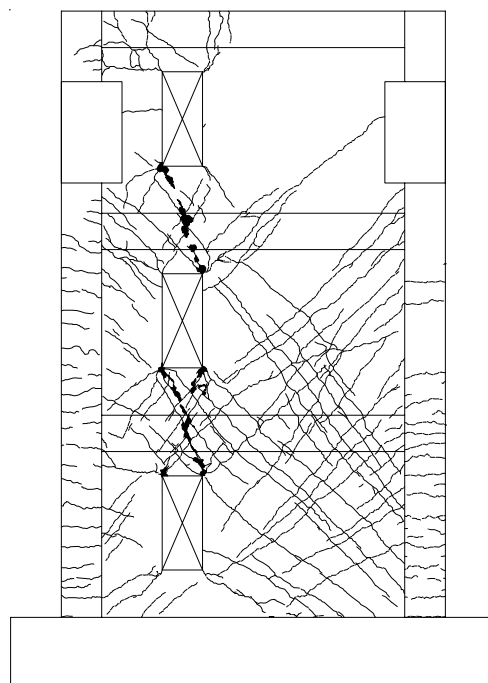
$R=-0.375\%rad$



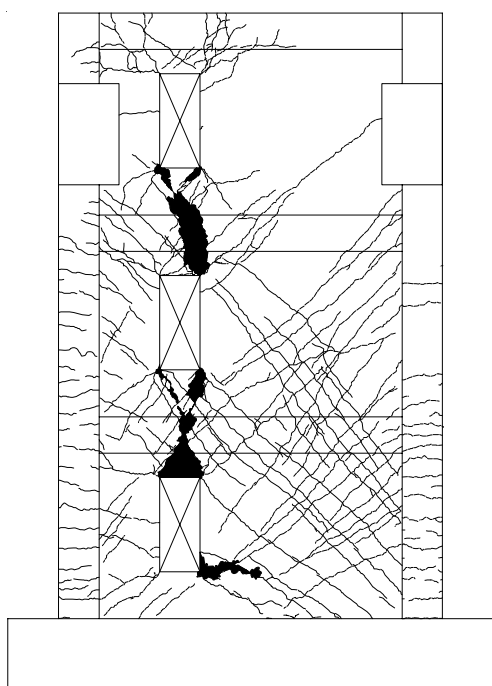
$R=+0.375\%rad$



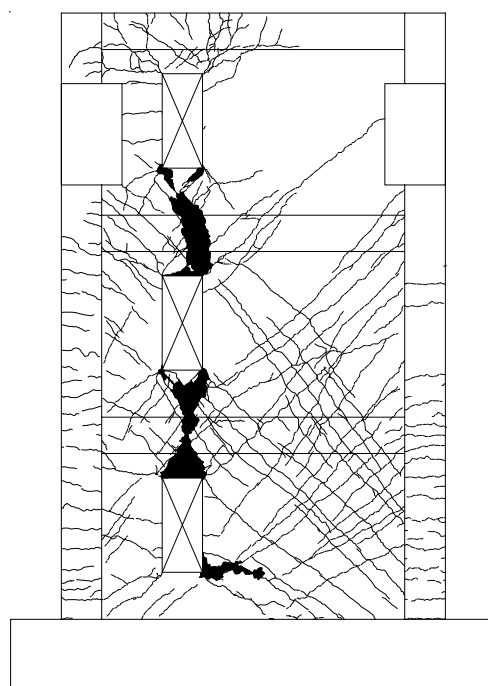
$R=-0.50\%rad$



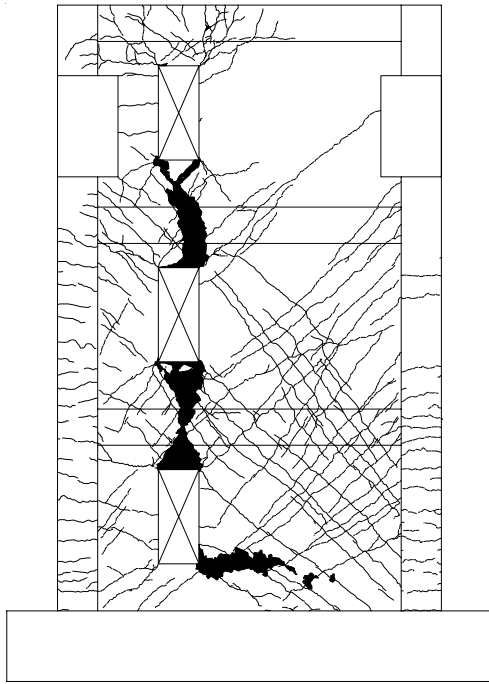
$R=+0.50\%rad$



$R=-0.75\%rad$

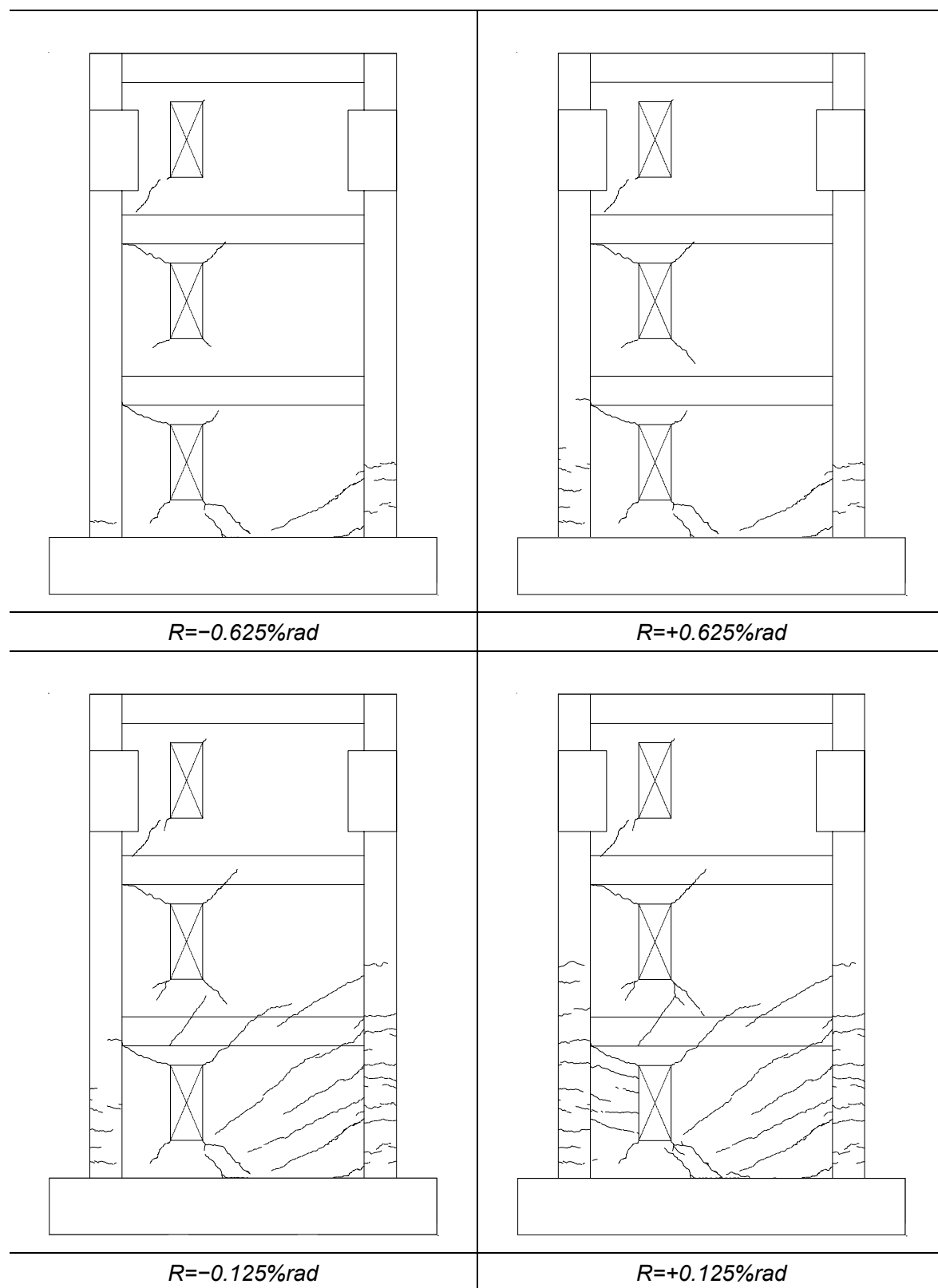


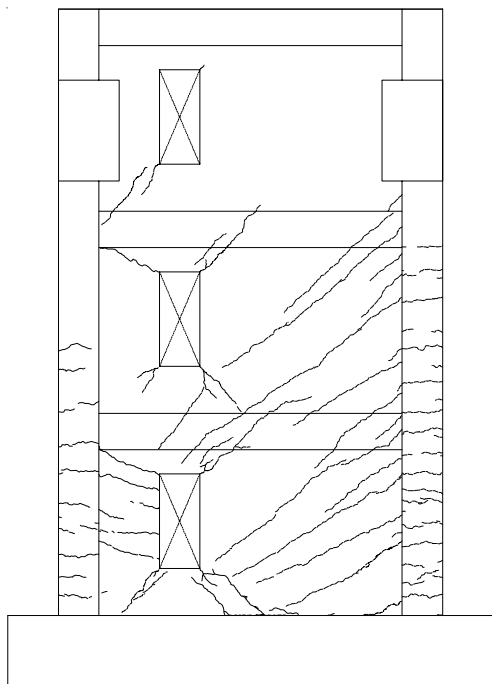
$R=+0.75\%rad$



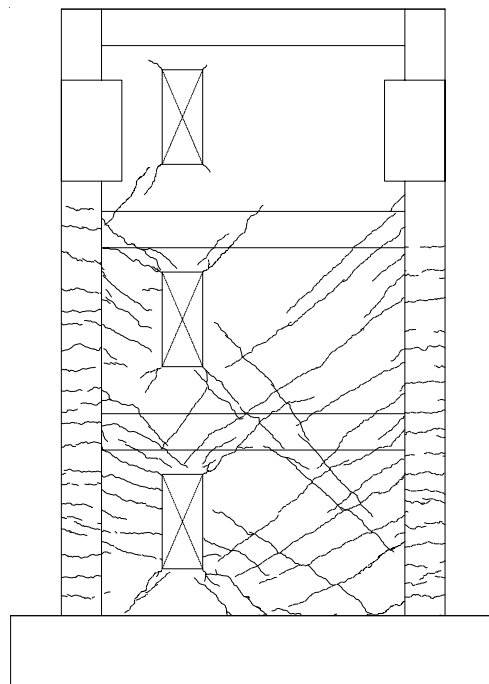
$R=-1.0\%rad$

A1-5 試験体 WV6

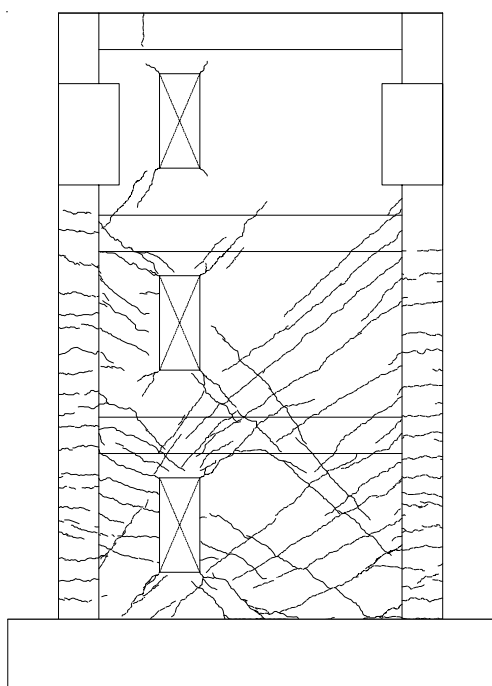




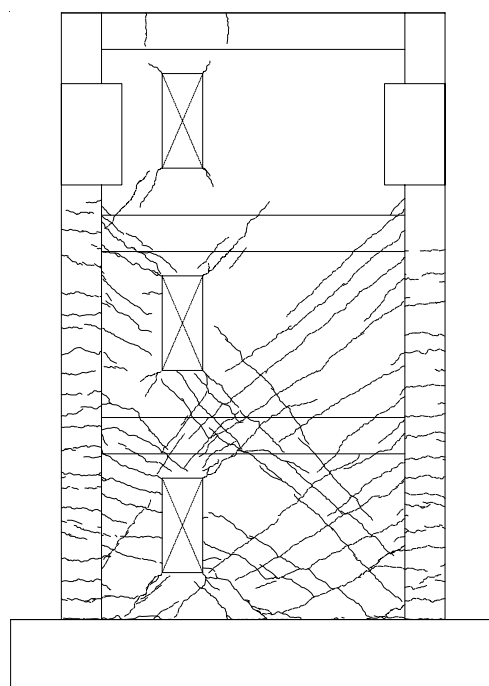
$R=-0.25\%rad$



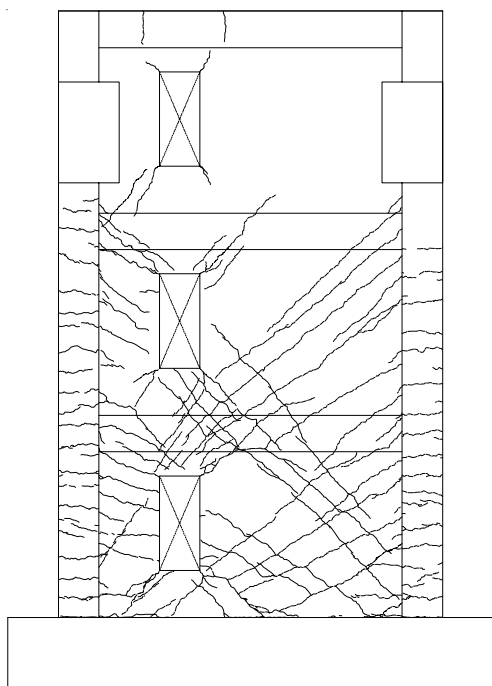
$R=+0.25\%rad$



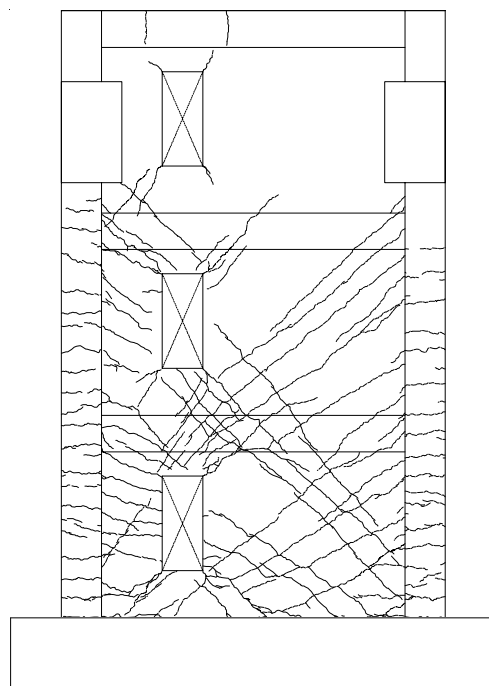
$R=-0.375\%rad$



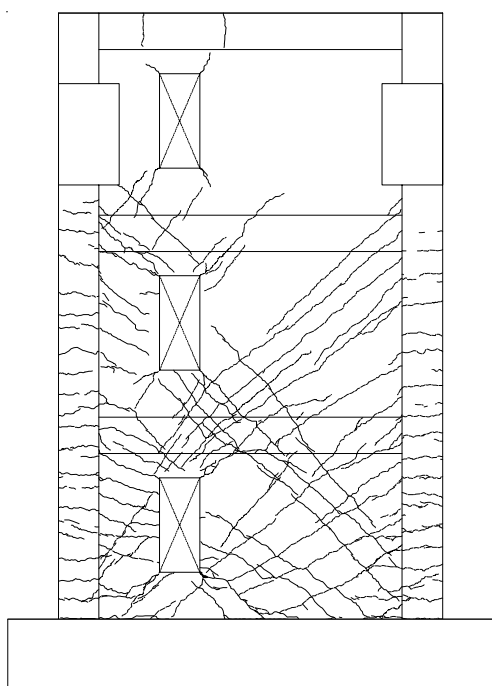
$R=+0.375\%rad$



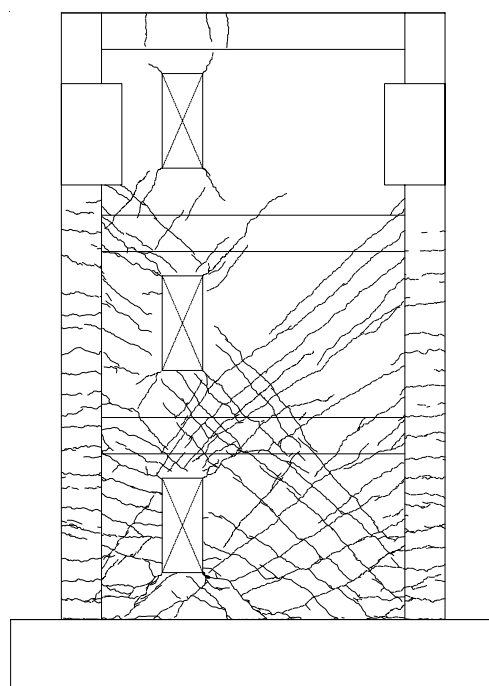
$R=-0.50\%rad$



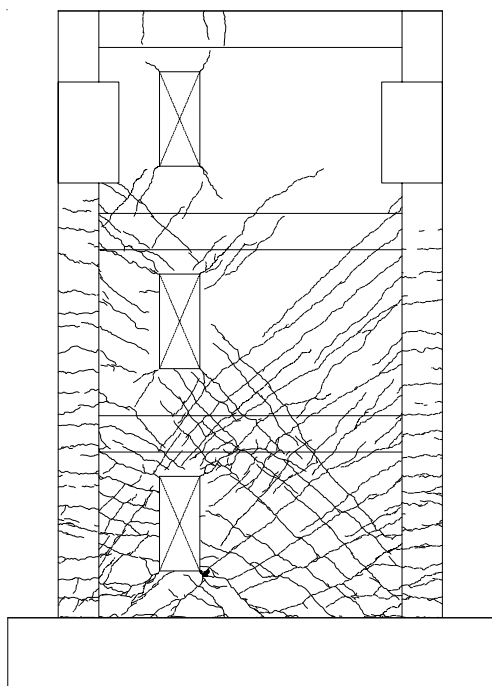
$R=+0.50\%rad$



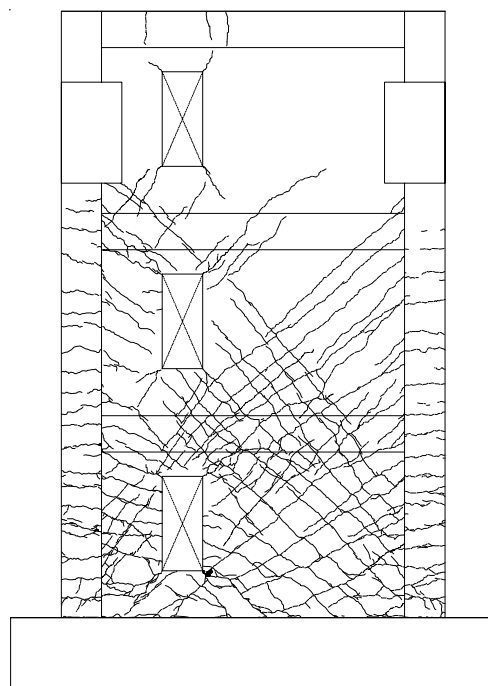
$R=-0.75\%rad$



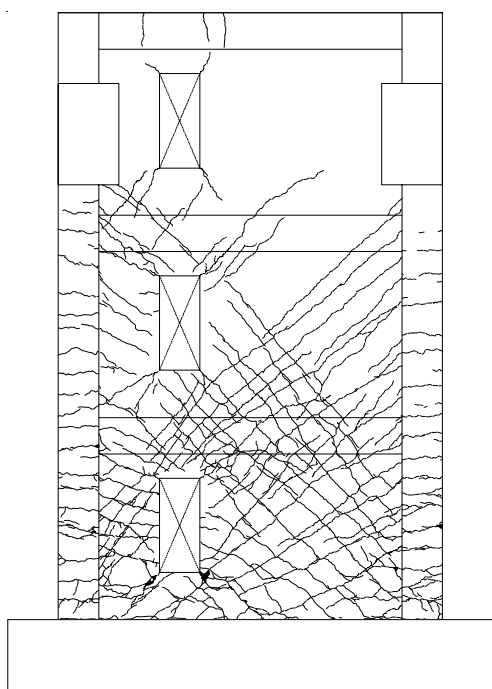
$R=+0.75\%rad$



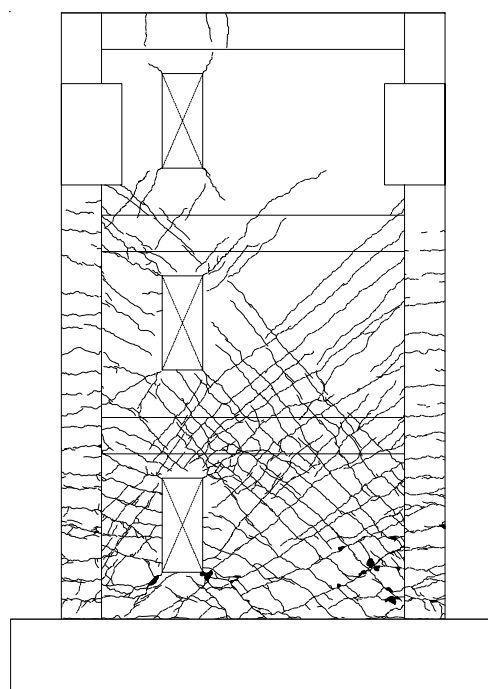
$R=-1.0\%rad$



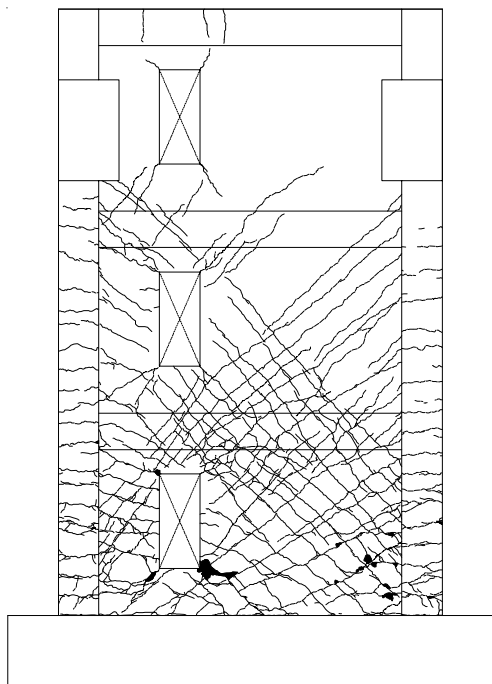
$R=+1.0\%rad$



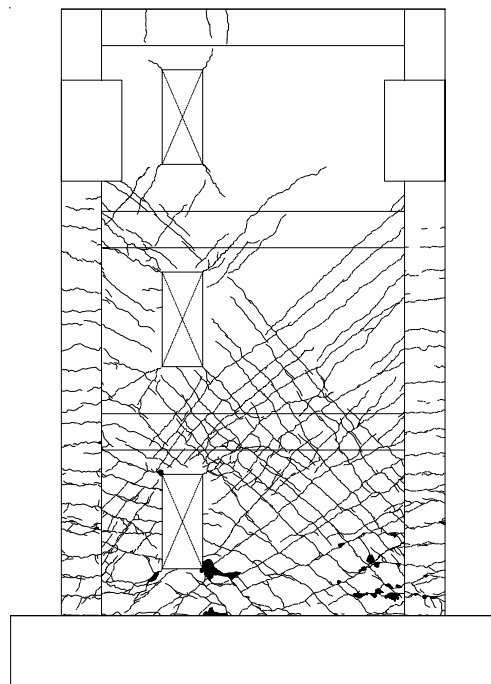
$R=-1.25\%rad$



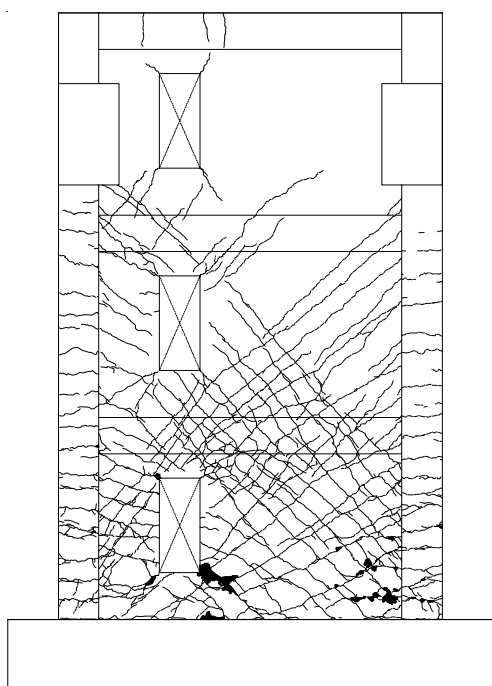
$R=+1.25\%rad$



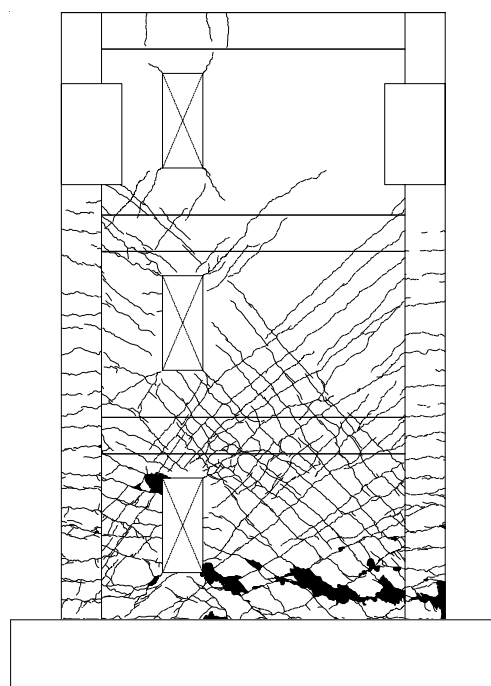
$R=-1.67\%rad$



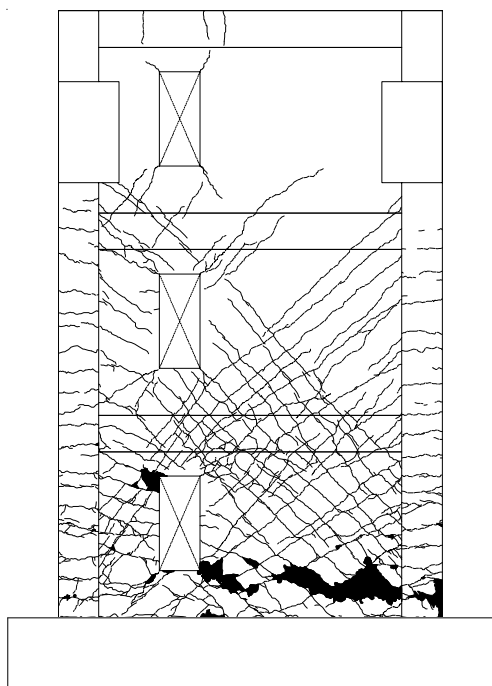
$R=+1.67\%rad$



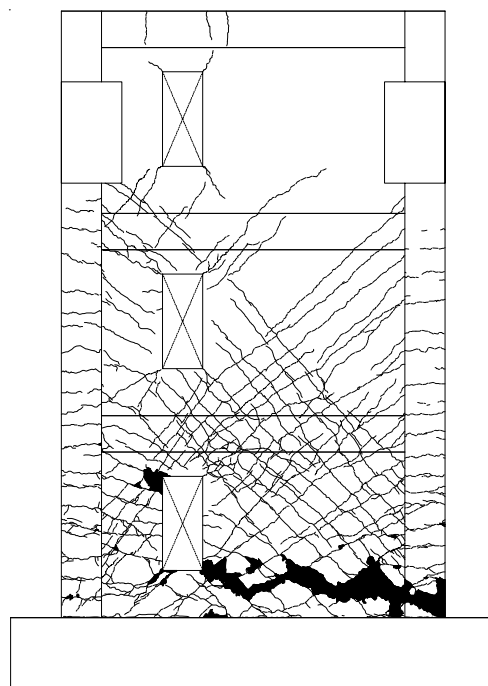
$R=-1.67\%rad (2)$



$R=+2.0\%rad$



$R=-1.67\%rad$ (3)

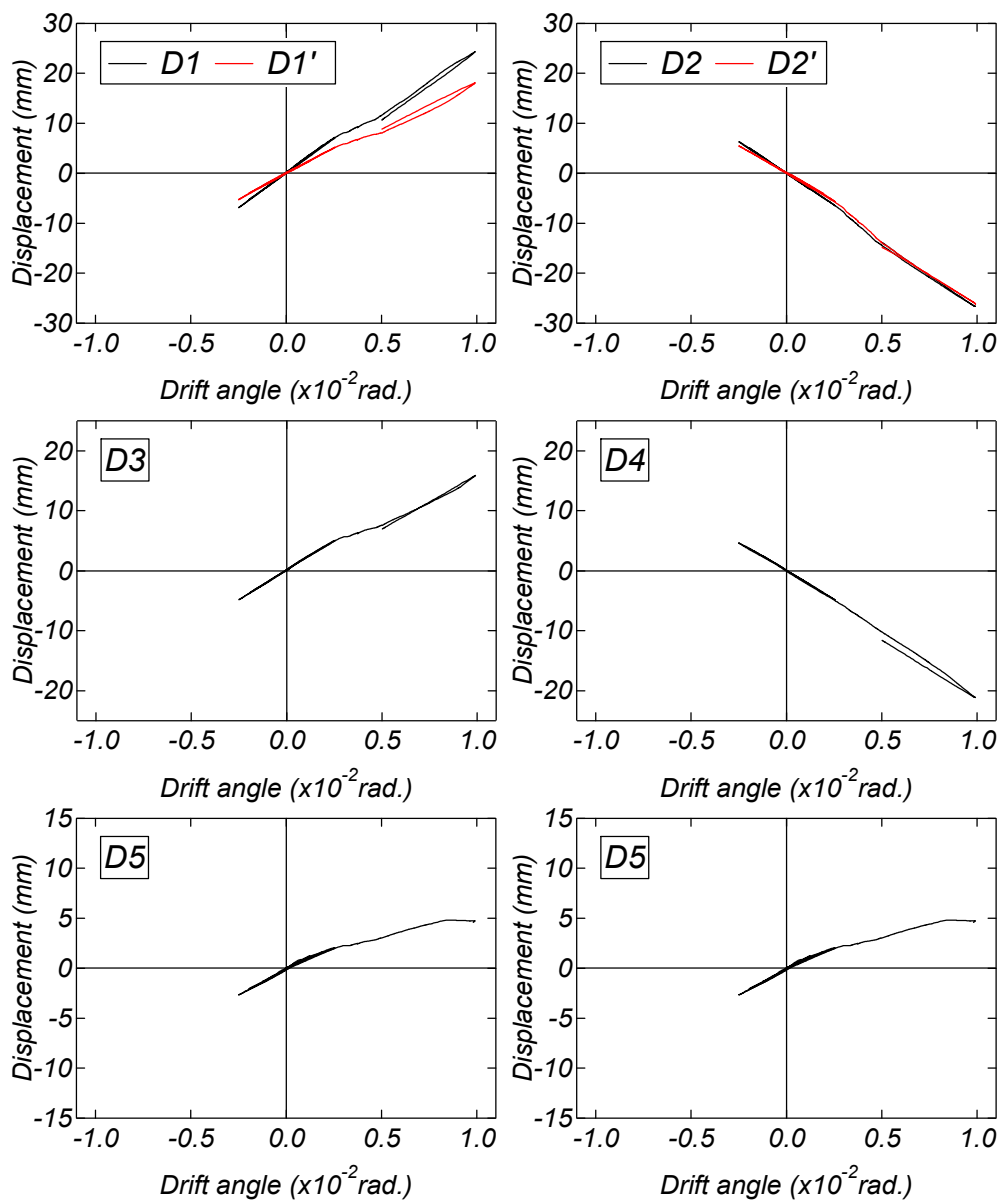


$R=+2.5\%rad$

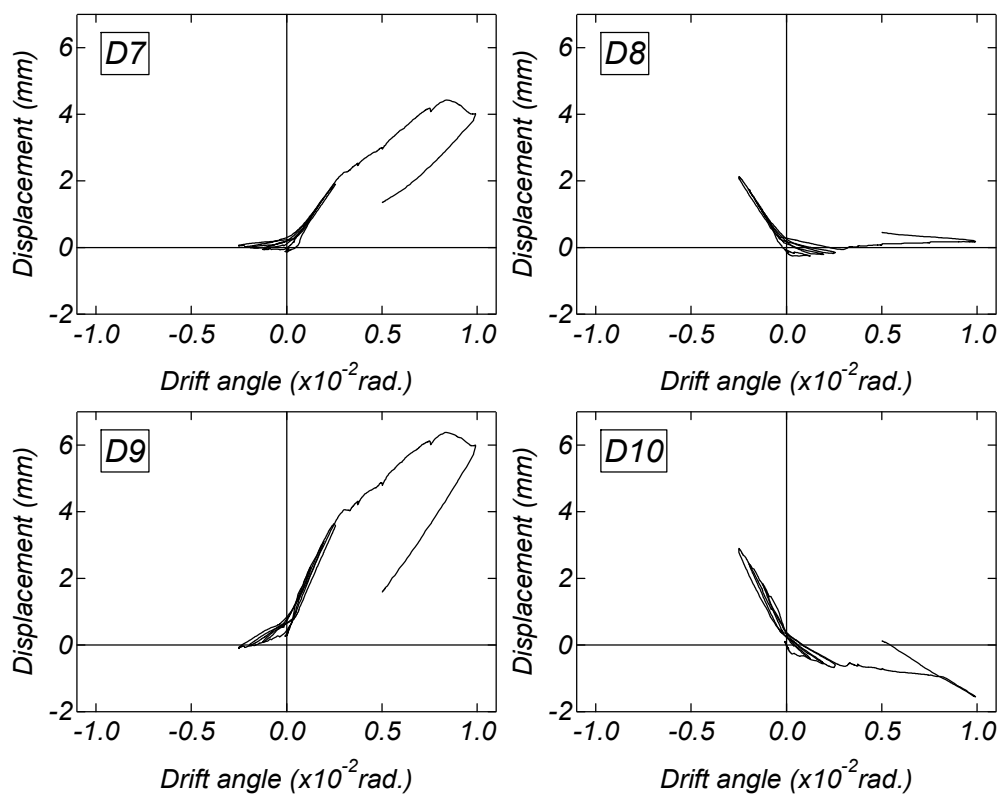
□ A2-1 試験体 WN0	168
(a) 上スタブおよび側柱の水平変位	168
(b) 側柱の軸方向変位	169
□ A2-2 試験体 WV1	170
(a) 上スタブおよび側柱の水平変位	170
(b) 一層における側柱および開口左右の軸方向変位	171
(c) 開口周辺の対角方向変位	171
□ A2-3 試験体 WV4	172
(a) 水平変位	172
(b) 軸方向変位	174
□ A2-4 試験体 WV5	176
(a) 水平変位	176
(b) 軸方向変位	178
□ A2-5 試験体 WV6	180
(a) 水平変位	180
(b) 軸方向変位	182

A2-1 試験体 WN0

(a) 上スタブおよび側柱の水平変位

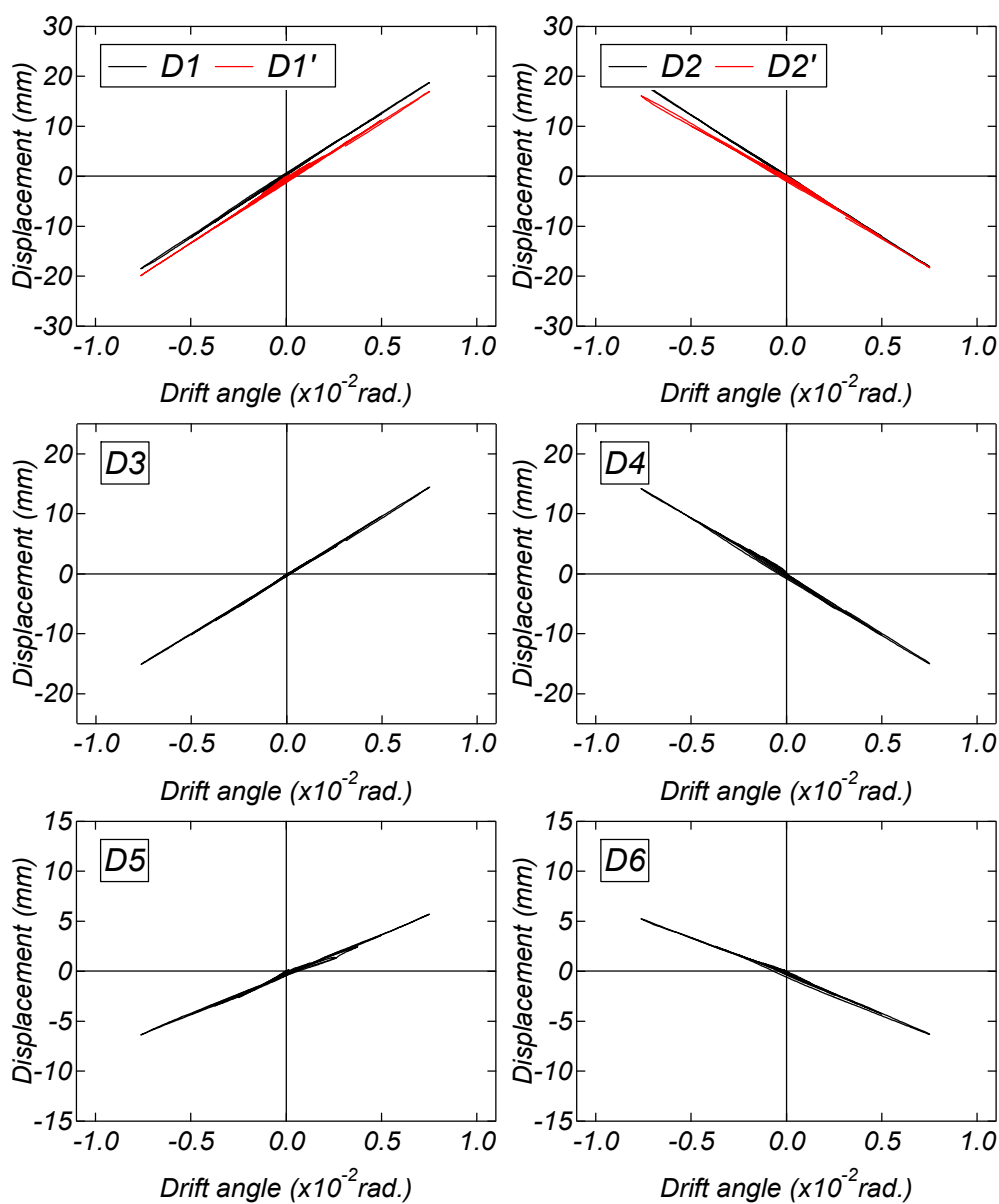


(b) 側柱の軸方向変位

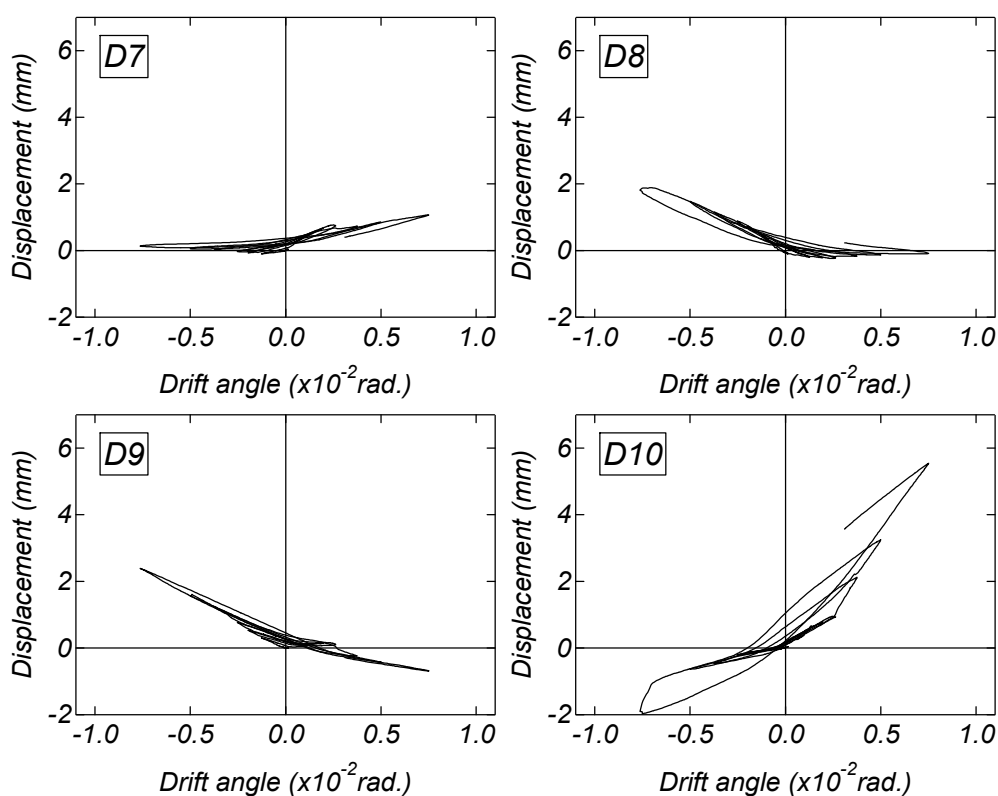


A2-2 試験体 WV1

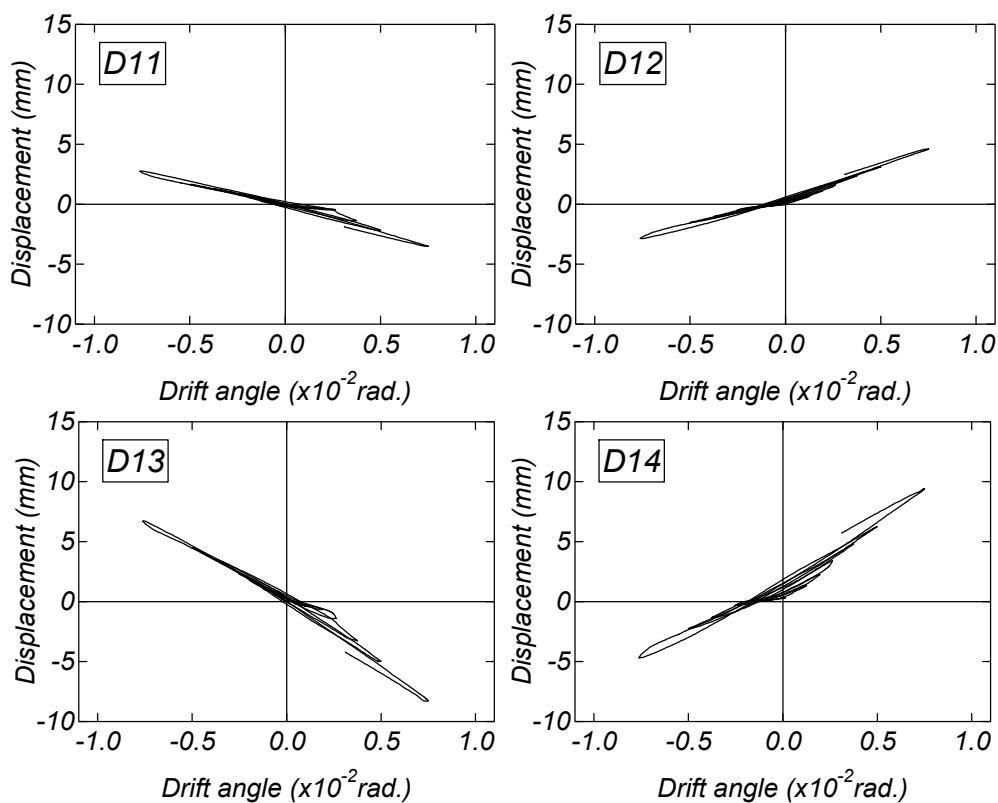
(a) 上スタブおよび側柱の水平変位



(b) 一層における側柱および開口左右の軸方向変位

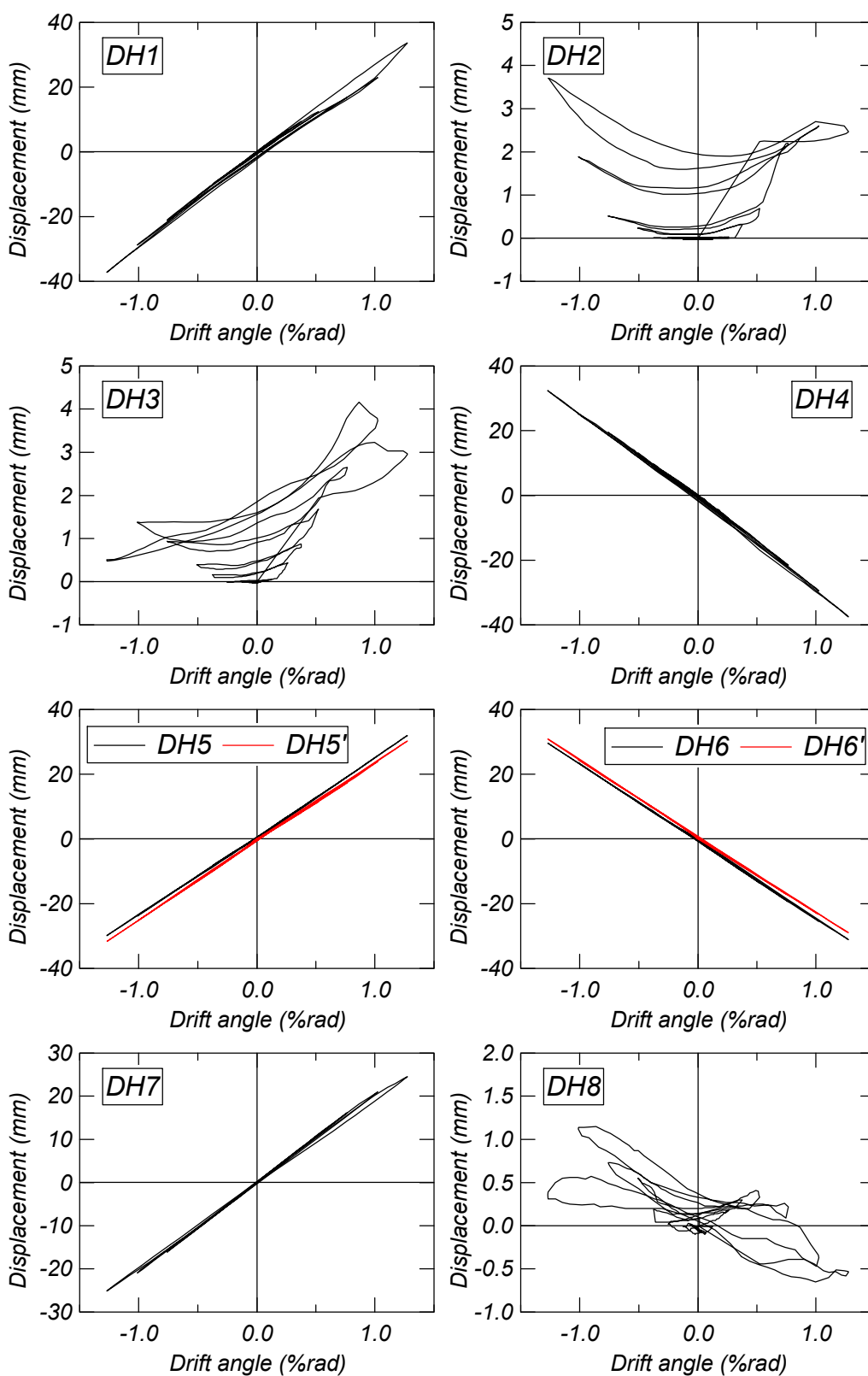


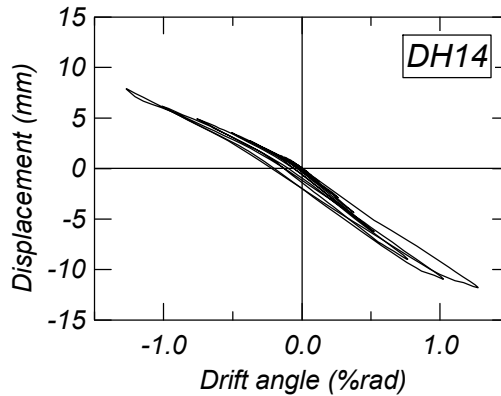
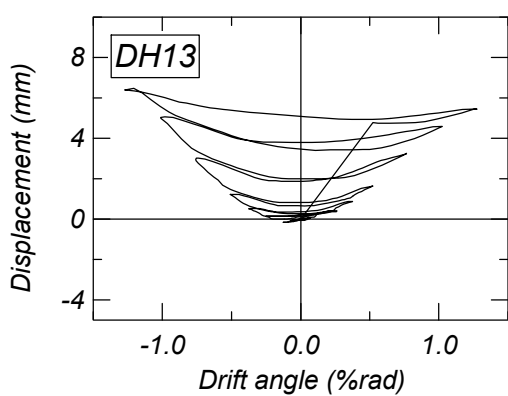
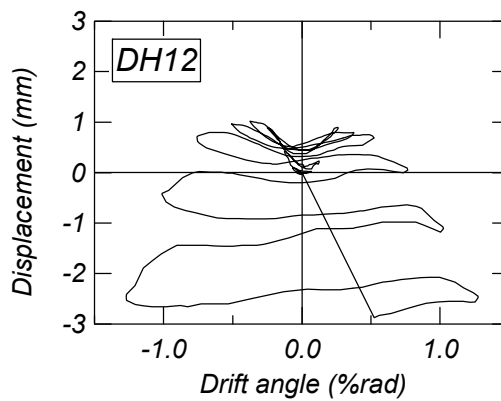
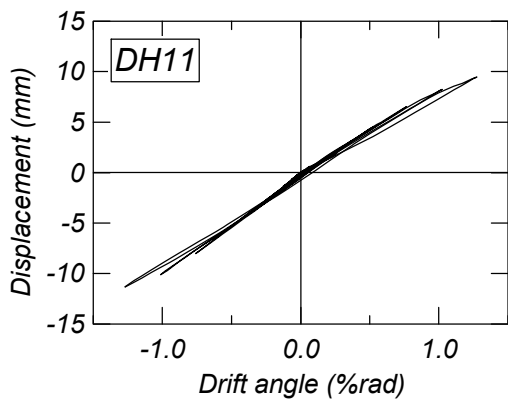
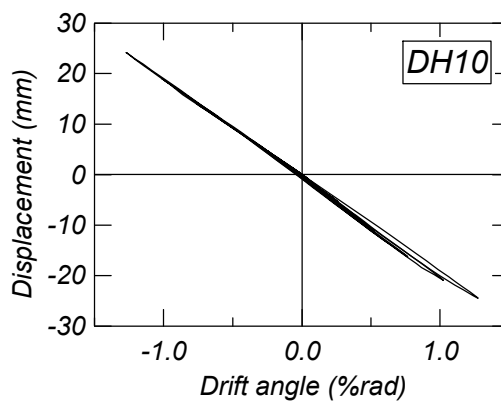
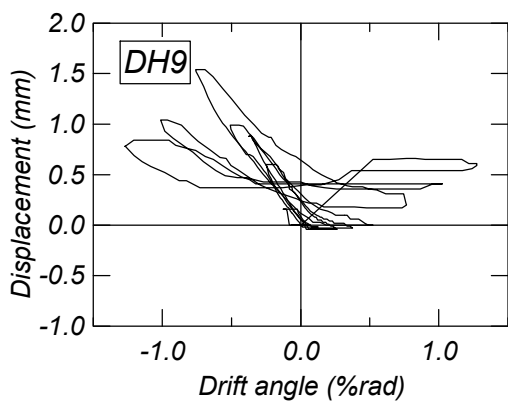
(b) 開口周辺の対角方向変位



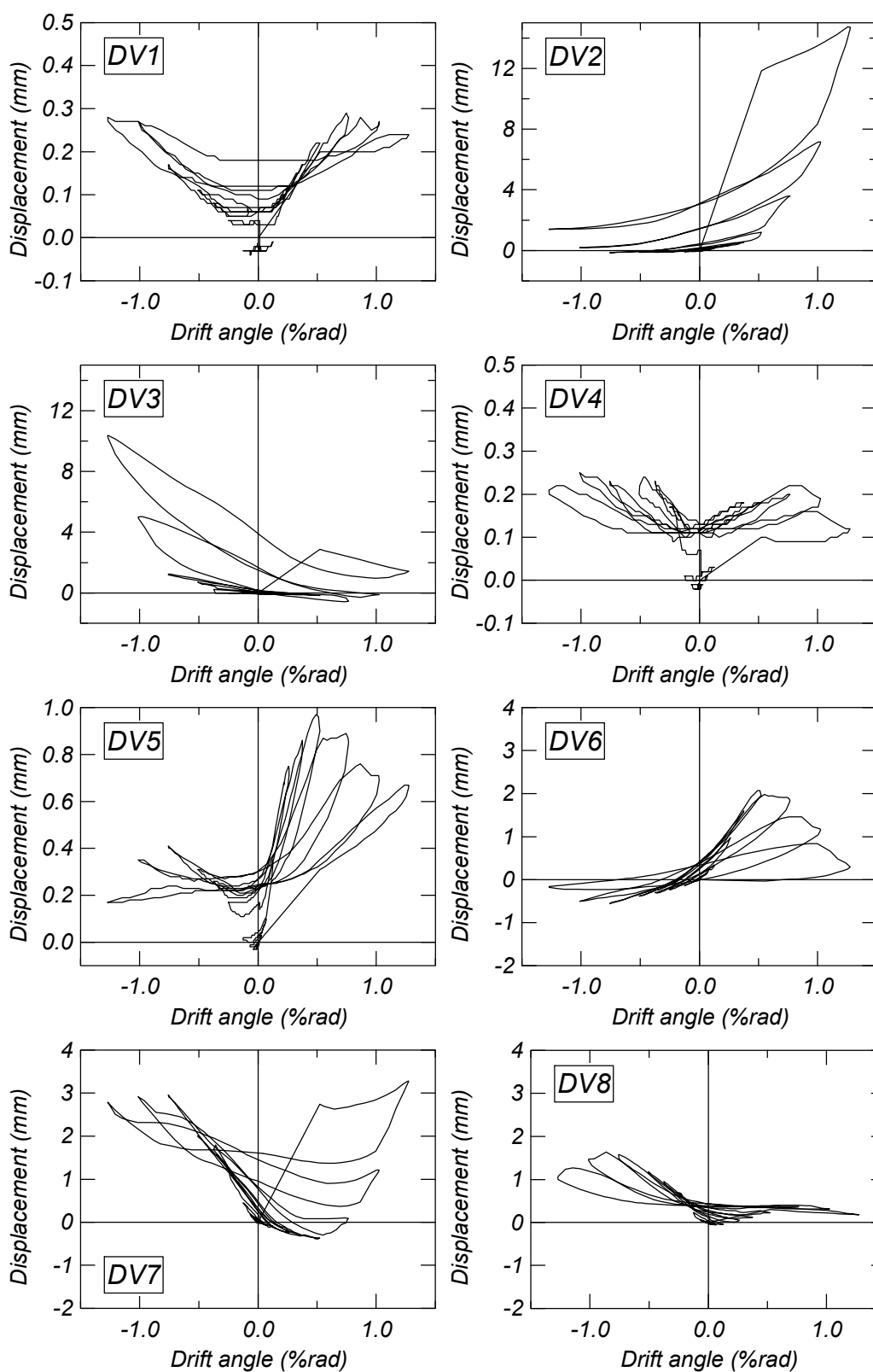
A2-3 試験体 WV4

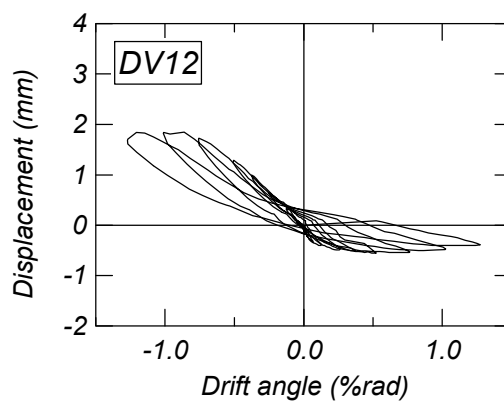
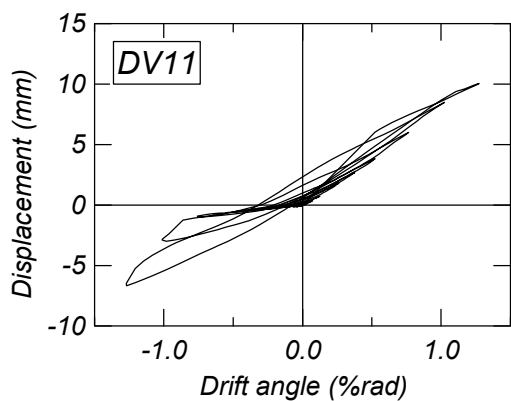
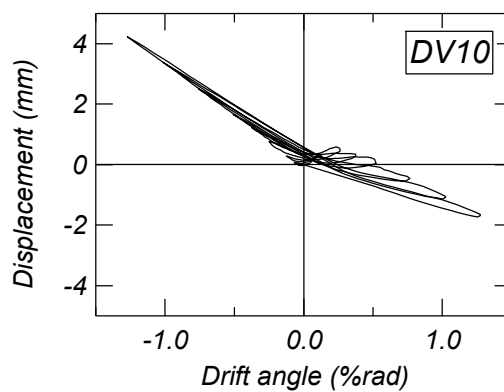
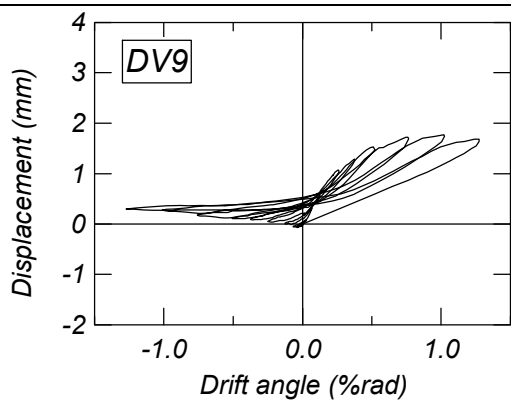
(a) 水平変位





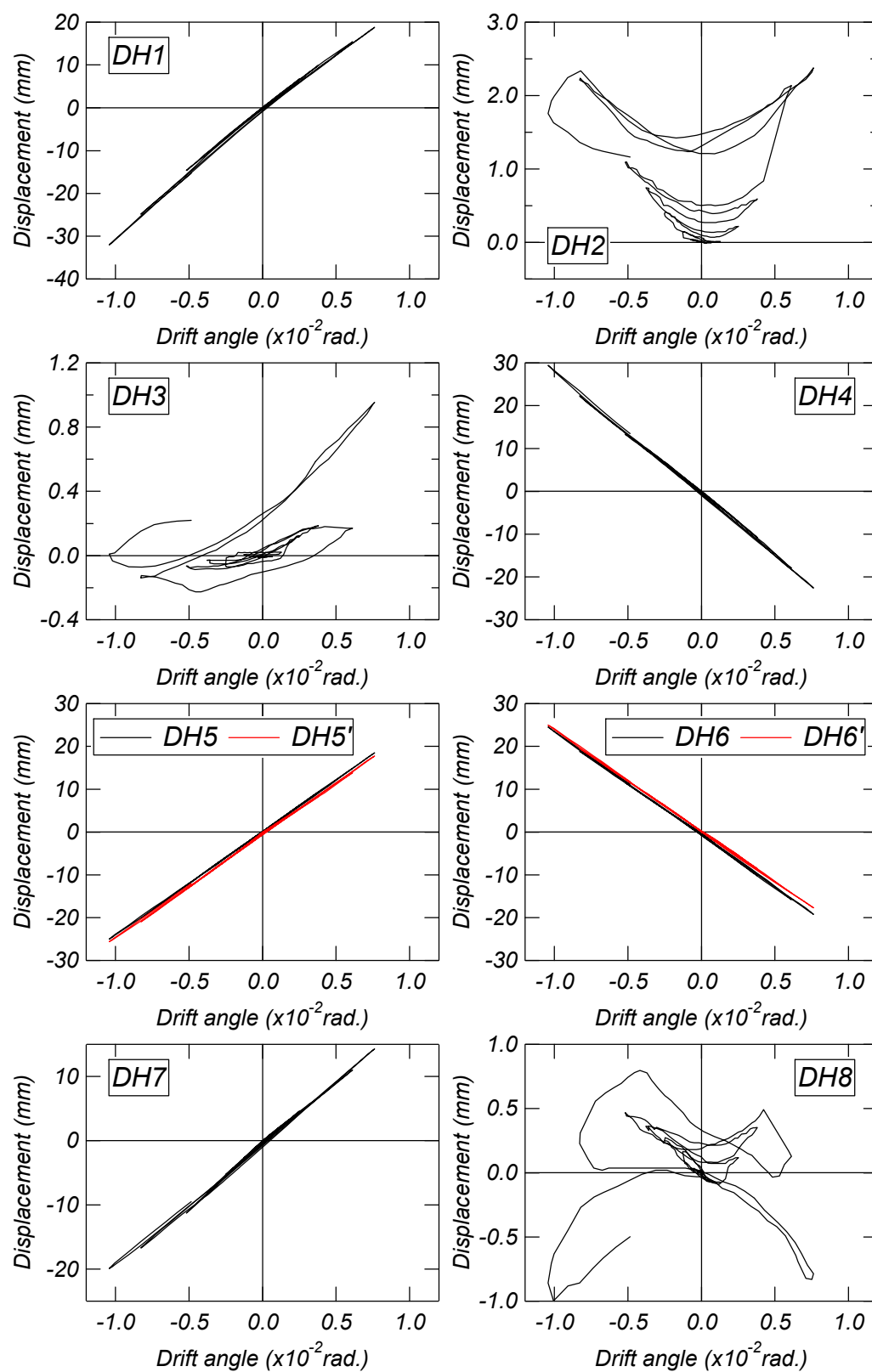
(b) 軸方向変位

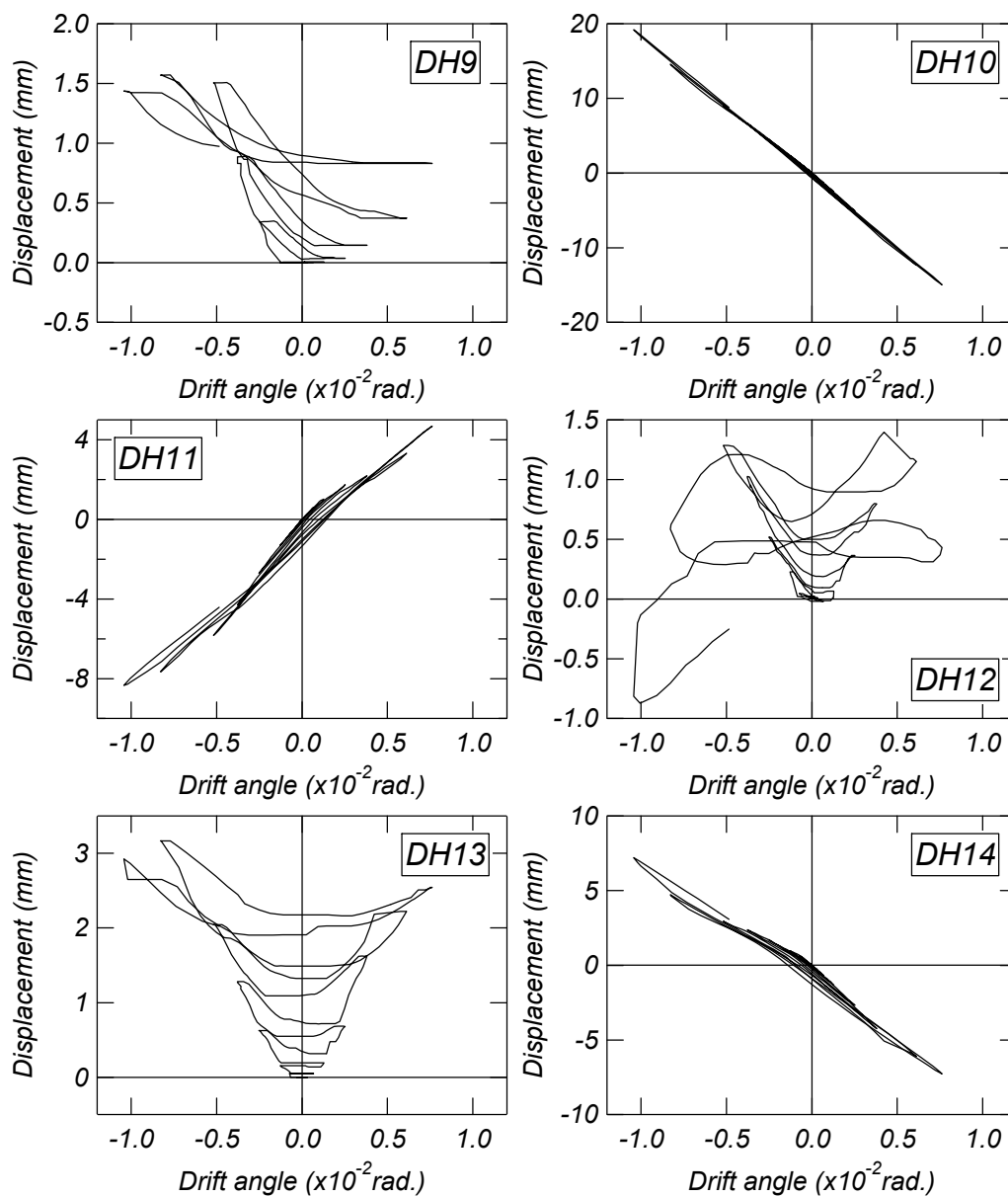




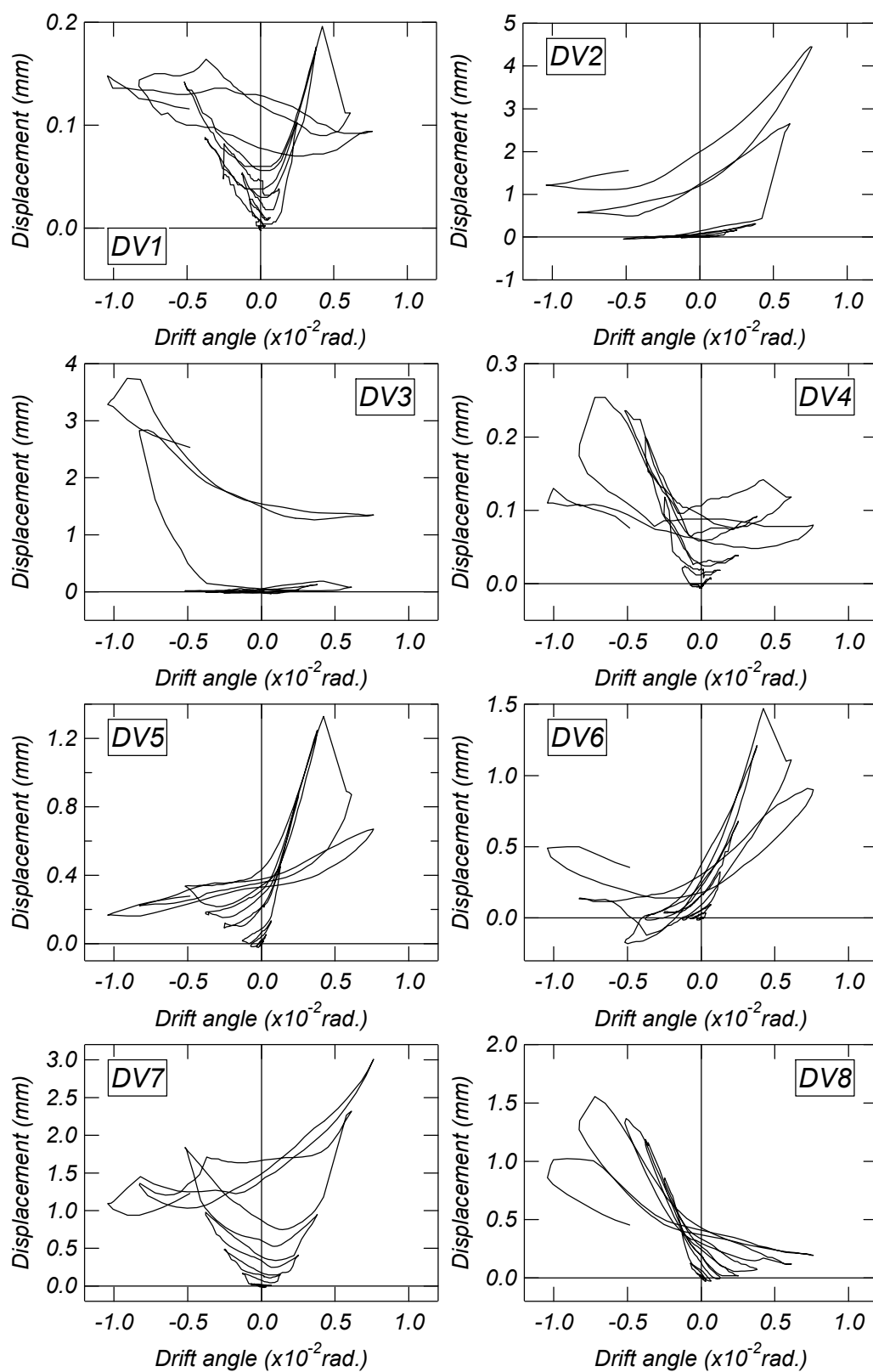
A2-4 試験体 WV5

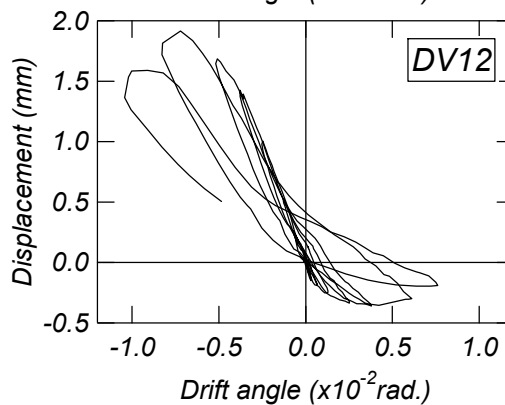
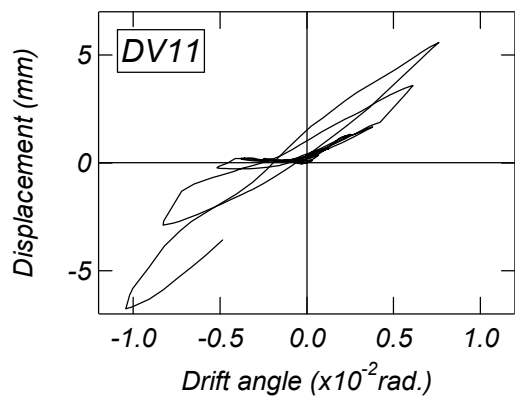
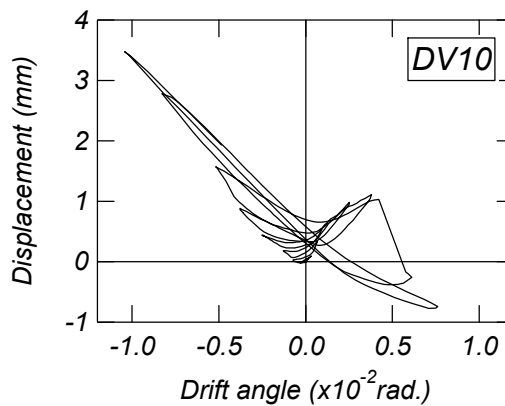
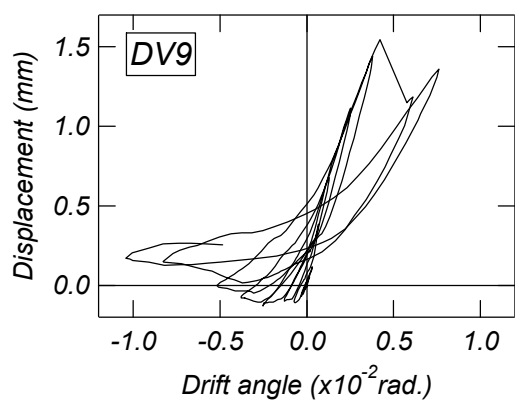
(a) 水平変位





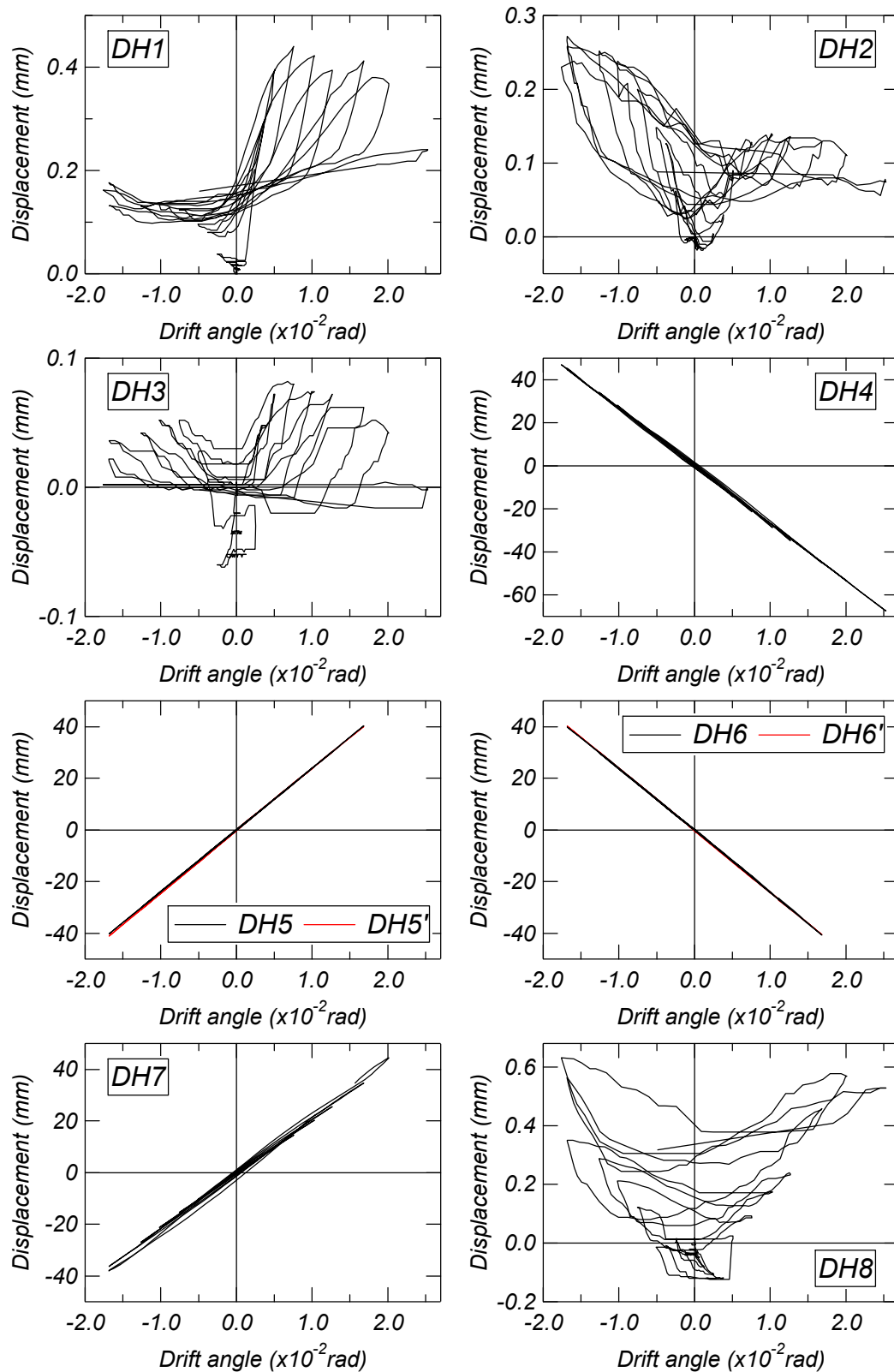
(b) 軸方向変位

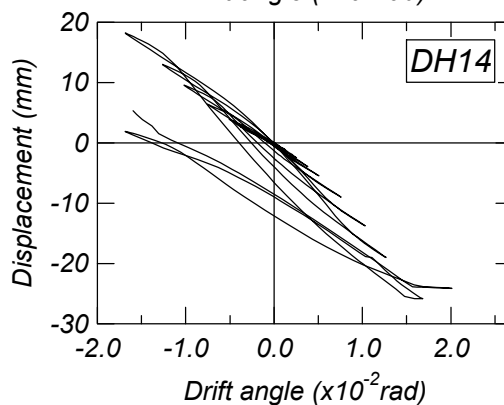
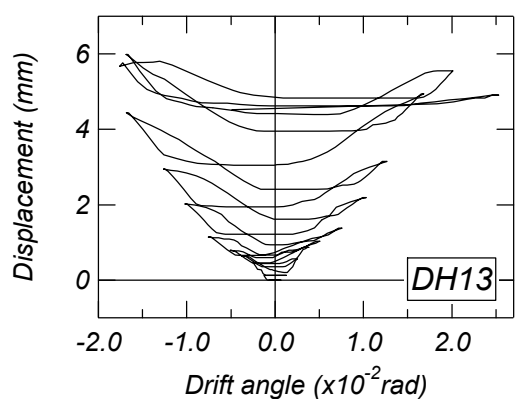
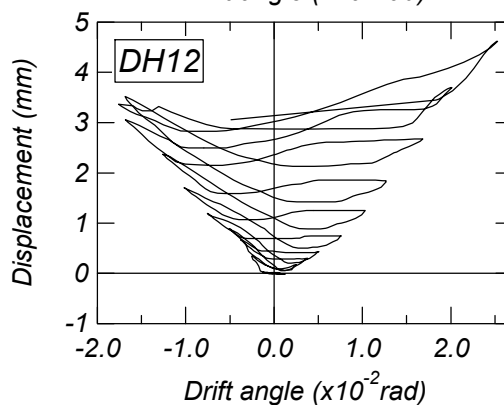
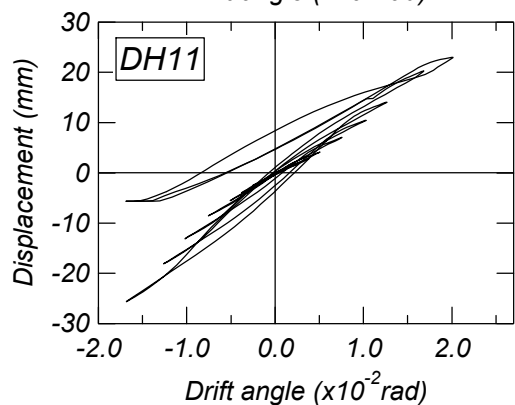
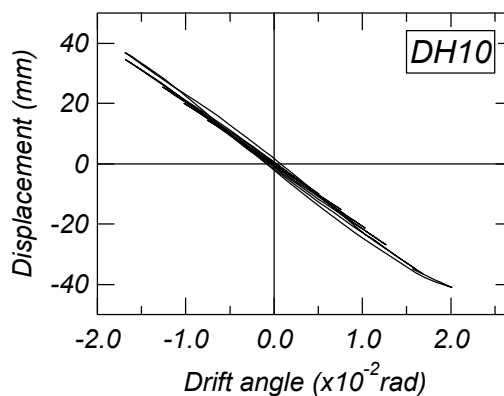
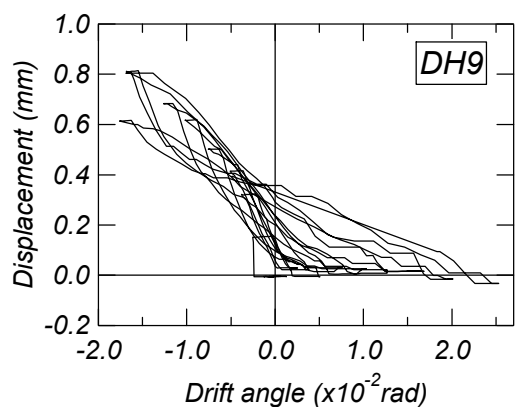




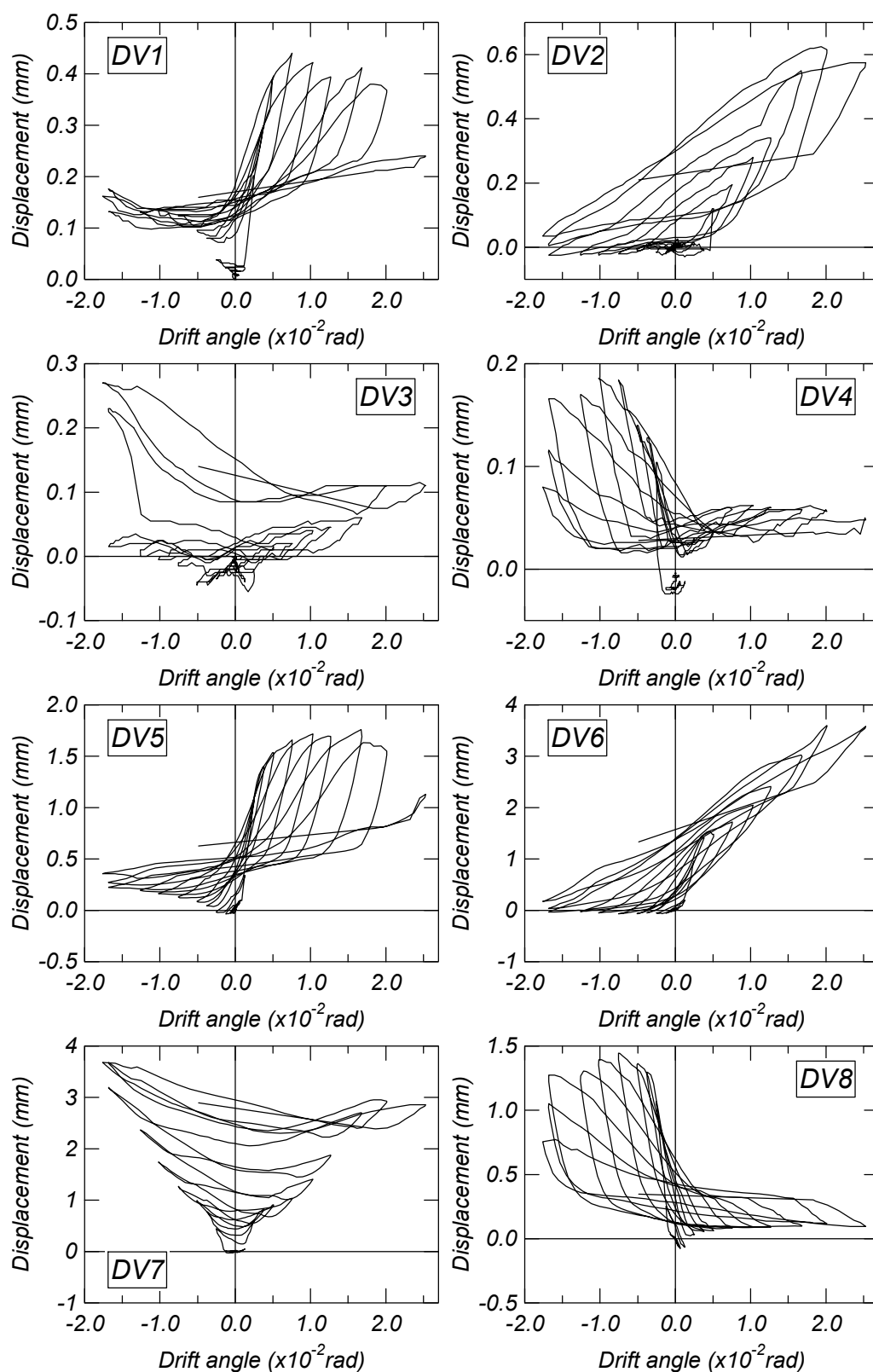
A2-5 試験体 WV6

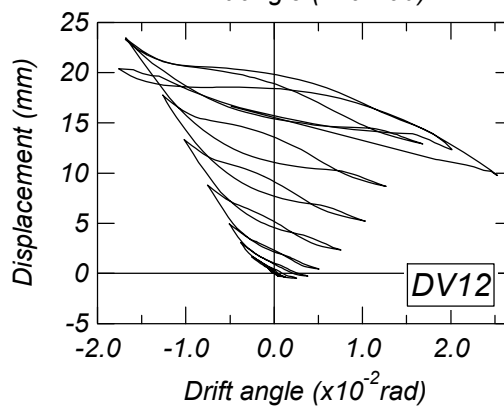
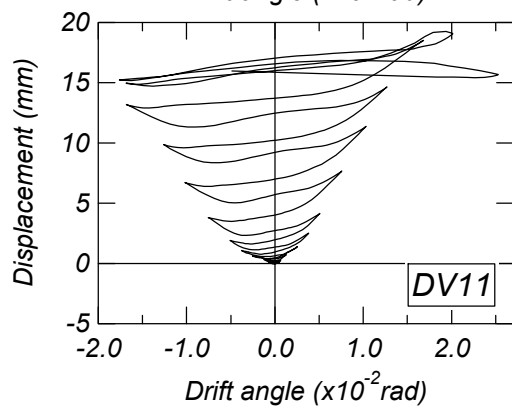
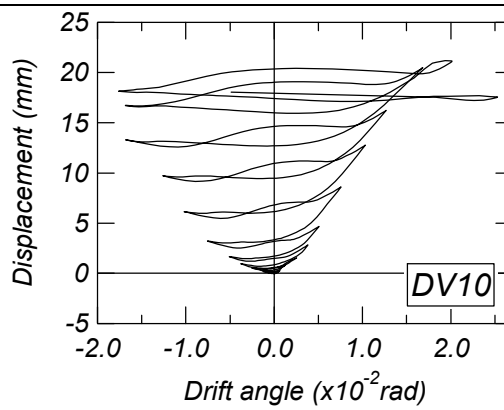
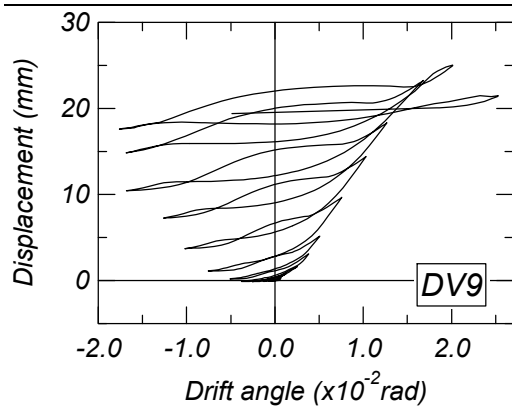
(a) 水平変位





(b) 軸方向変位





付録 A3 各試験体のひずみゲージのデータ

この付録では第3章および第6章の実験結果において、各ひずみゲージから測定した鉄筋のひずみ—変形角関係を示している。貼り付けたひずみゲージの番号は Fig.A3 に示している。

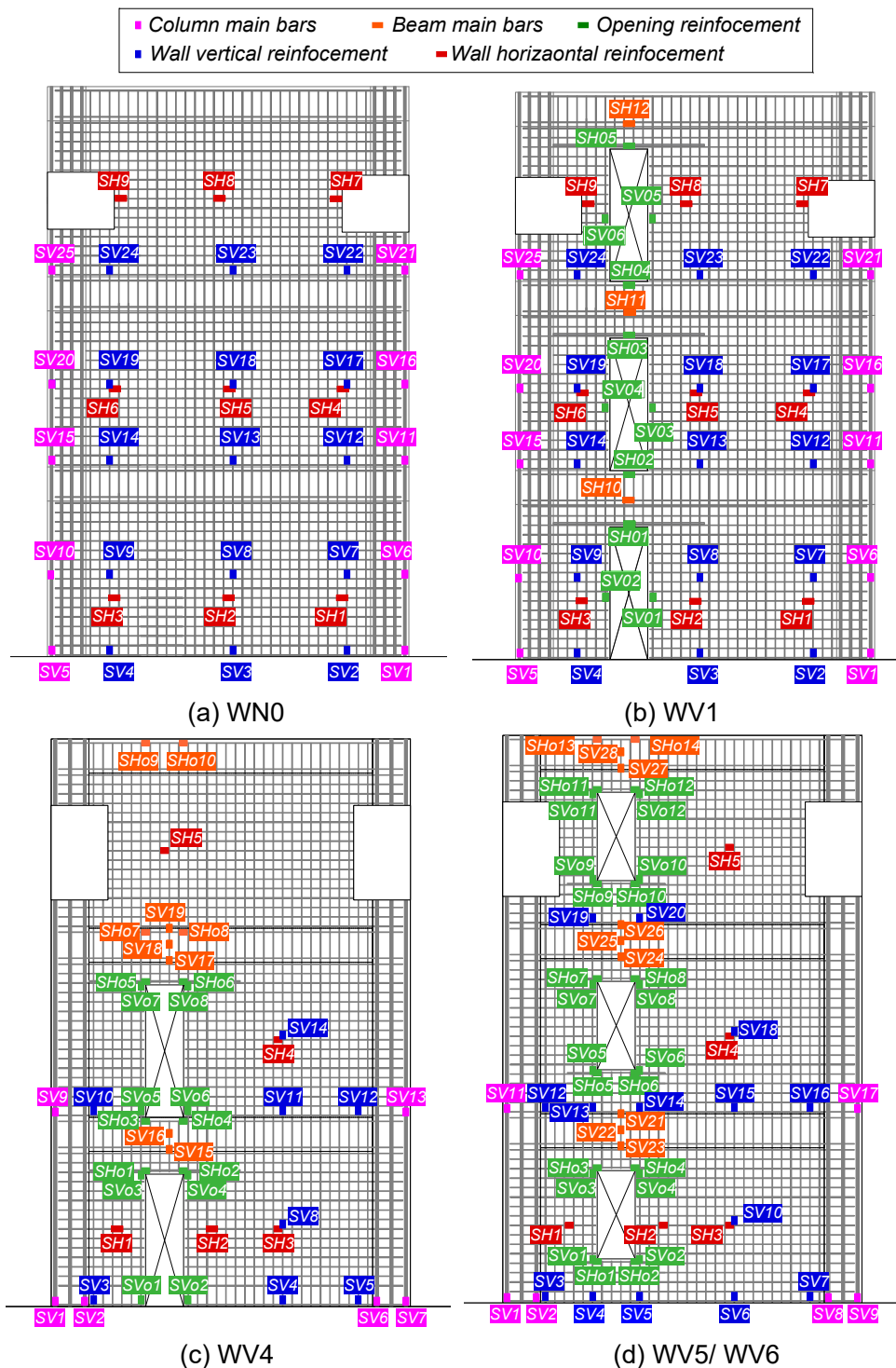
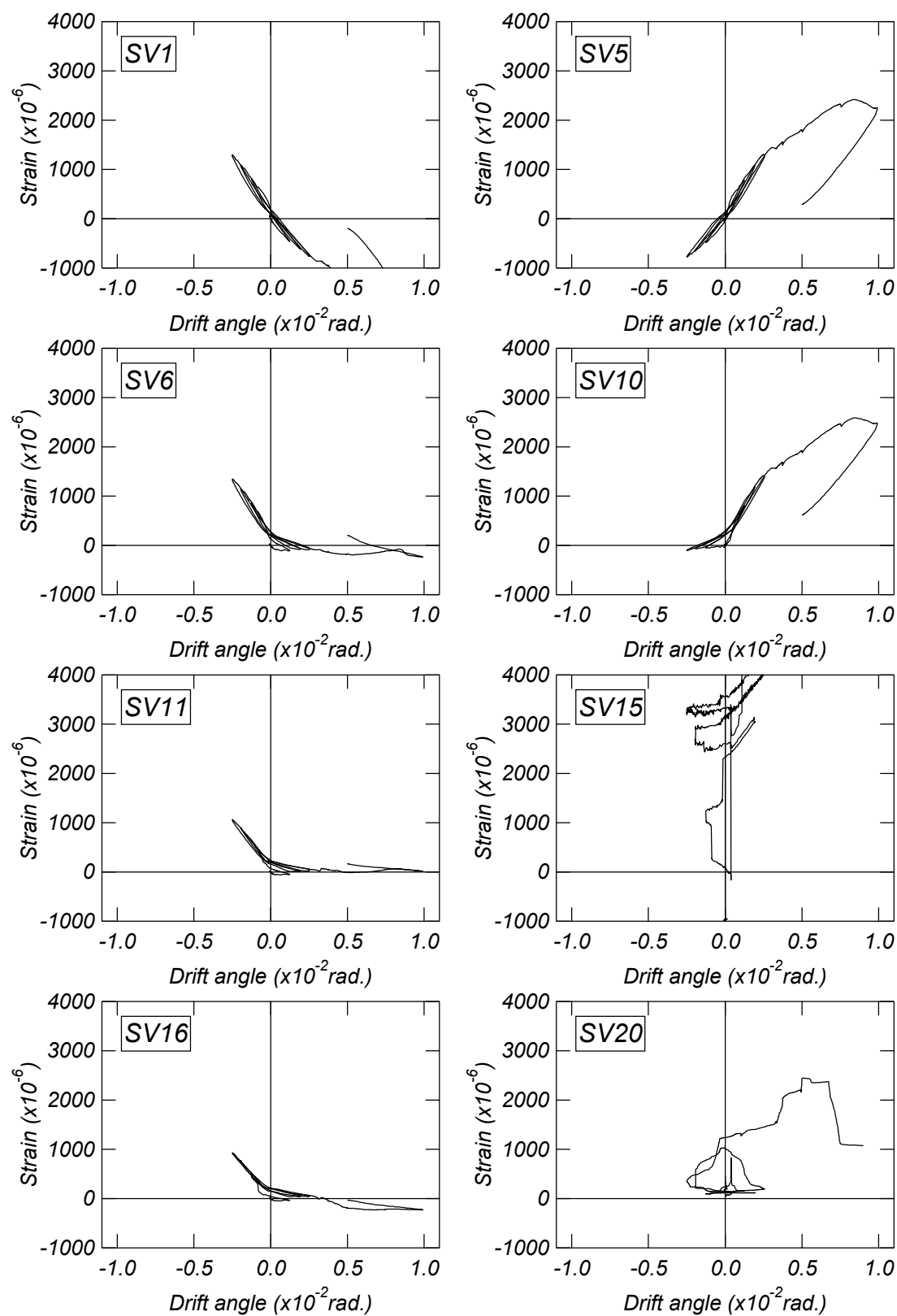


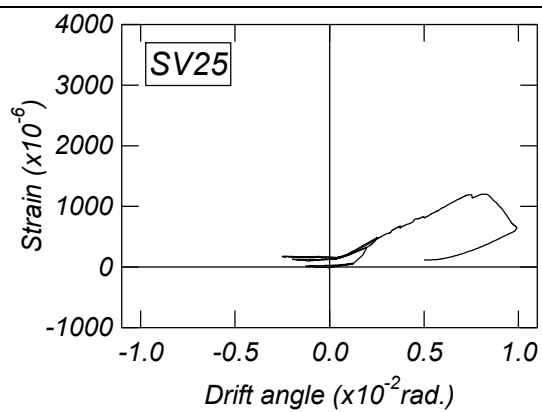
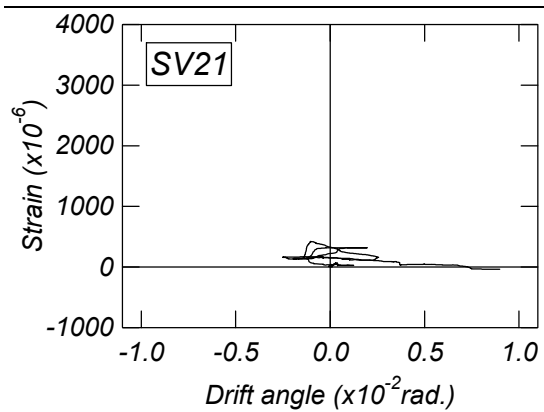
Fig.A3 Code of strain gauges

□ A3-1 試験体 WN0	186
(a) 柱主筋におけるひずみゲージ	186
(b) 壁縦筋におけるひずみゲージ	188
(c) 壁横筋におけるひずみゲージ	189
□ A3-2 試験体 WV1	190
(a) 柱主筋におけるひずみゲージ	190
(b) 壁縦筋におけるひずみゲージ	192
(c) 壁横筋におけるひずみゲージ	193
(d) 梁主筋におけるひずみゲージ	194
(e) 開口補強筋におけるひずみゲージ	195
□ A3-3 試験体 WV4	196
(a) 柱主筋におけるひずみゲージ	196
(b) 梁位置におけるひずみゲージ	197
(c) 開口補強筋におけるひずみゲージ	198
(d) 壁縦筋におけるひずみゲージ	200
(e) 壁横筋におけるひずみゲージ	201
□ A3-4 試験体 WV5	202
(a) 柱主筋におけるひずみゲージ	202
(b) 梁位置におけるひずみゲージ	203
(c) 開口補強筋におけるひずみゲージ	205
(d) 壁縦筋におけるひずみゲージ	207
(e) 壁横筋におけるひずみゲージ	208
□ A3-5 試験体 WV6	209
(a) 柱主筋におけるひずみゲージ	209
(b) 梁位置におけるひずみゲージ	210
(c) 開口補強筋におけるひずみゲージ	212
(d) 壁縦筋におけるひずみゲージ	214
(e) 壁横筋におけるひずみゲージ	215

A3-1 試験体 WN0

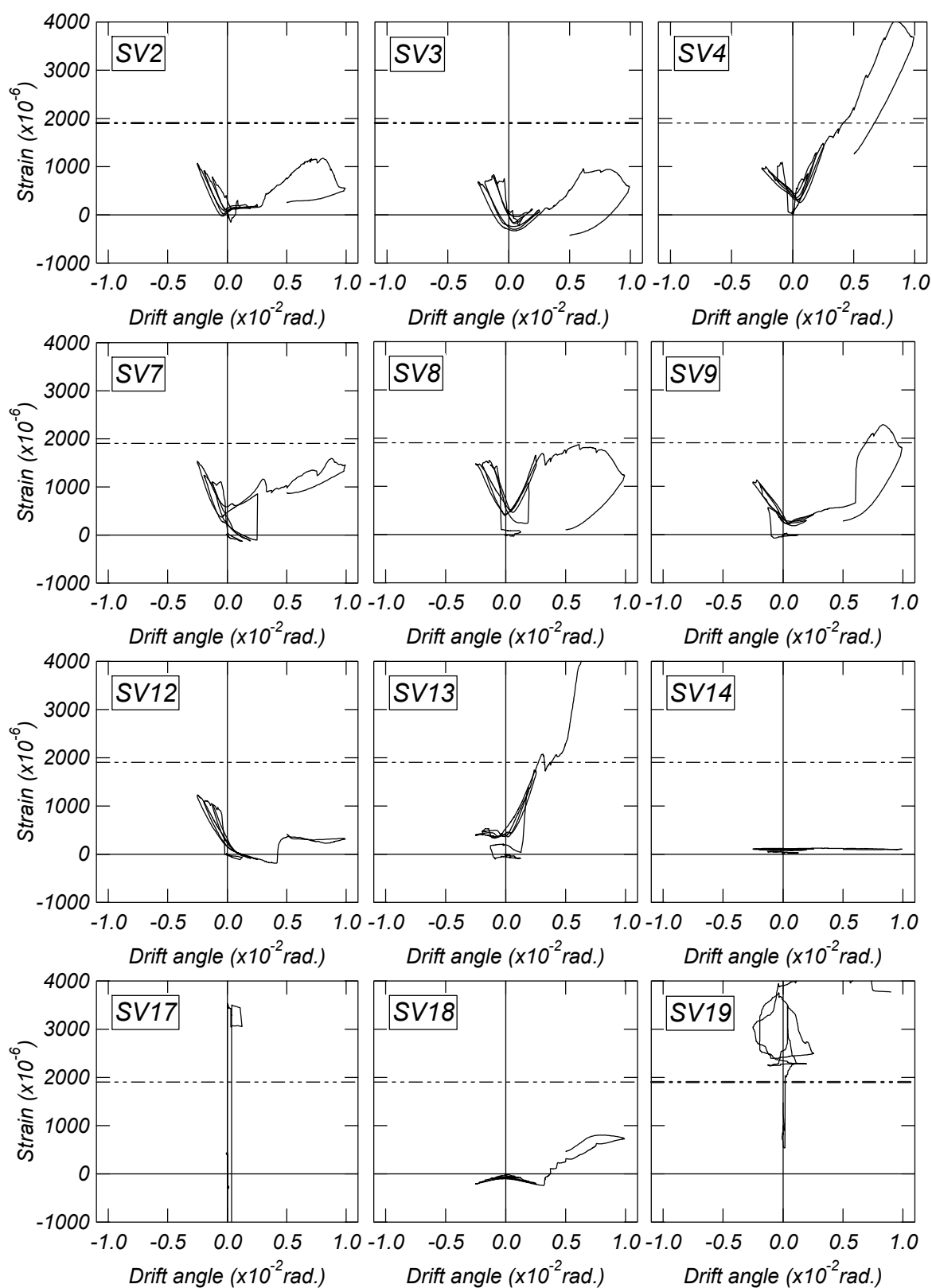
(a) 柱主筋におけるひずみゲージ

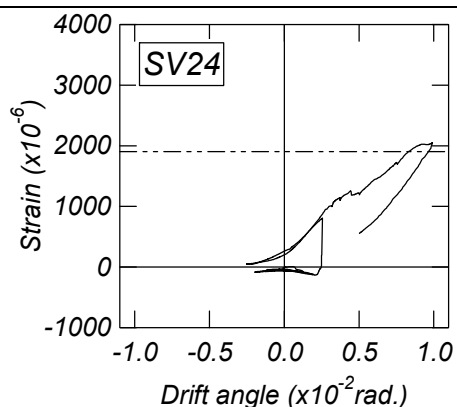
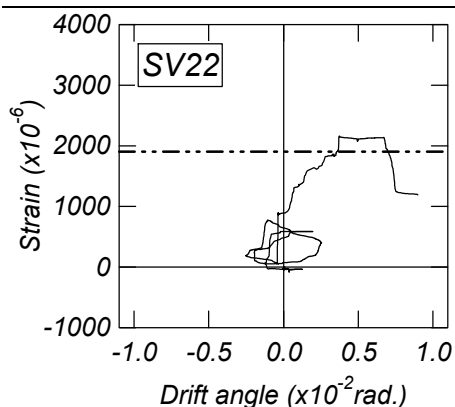




(b) 壁縦筋におけるひずみゲージ

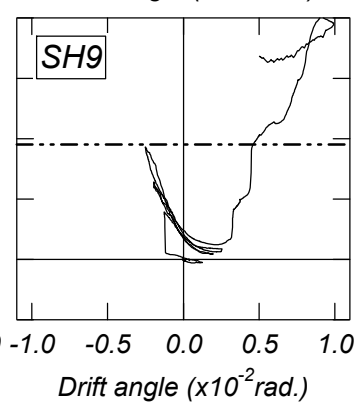
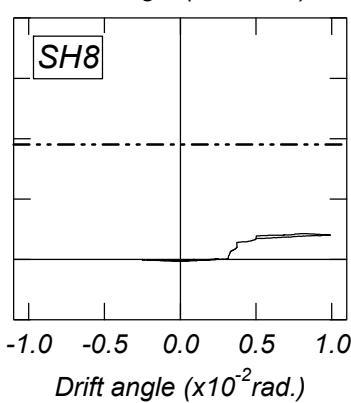
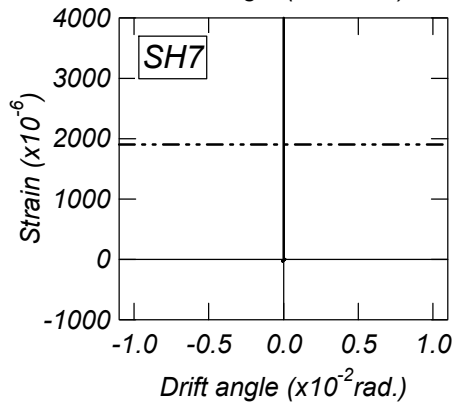
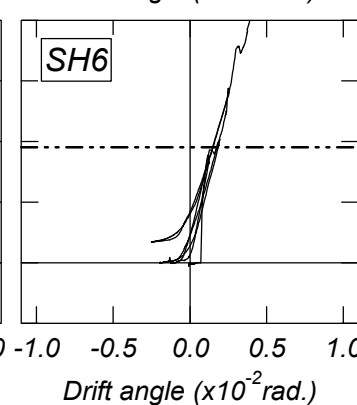
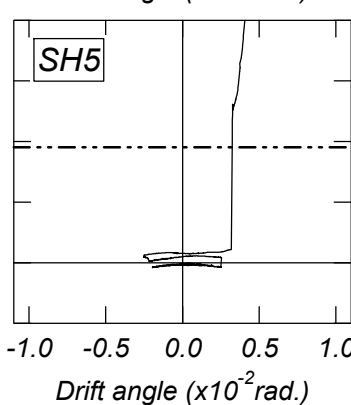
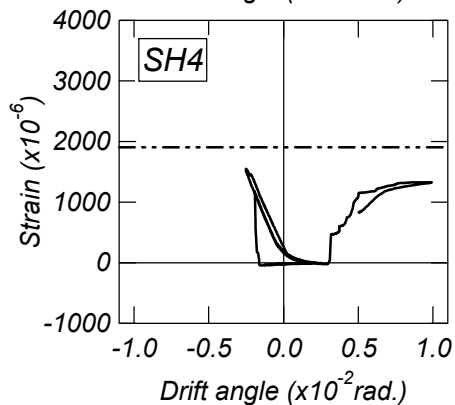
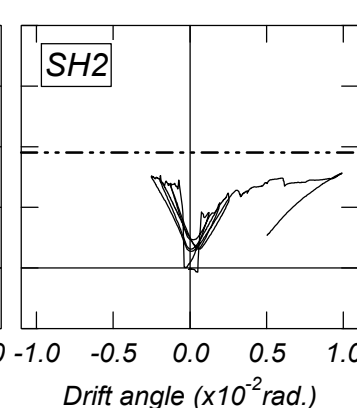
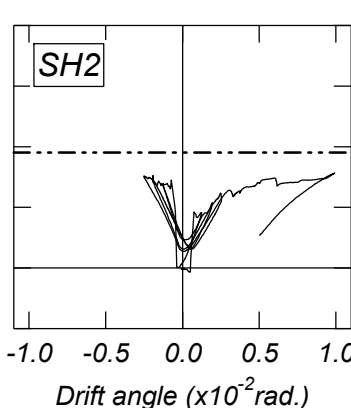
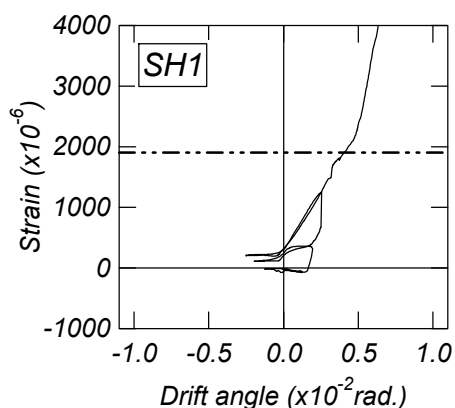
(点線：壁筋 (D4) の降伏ひずみ)





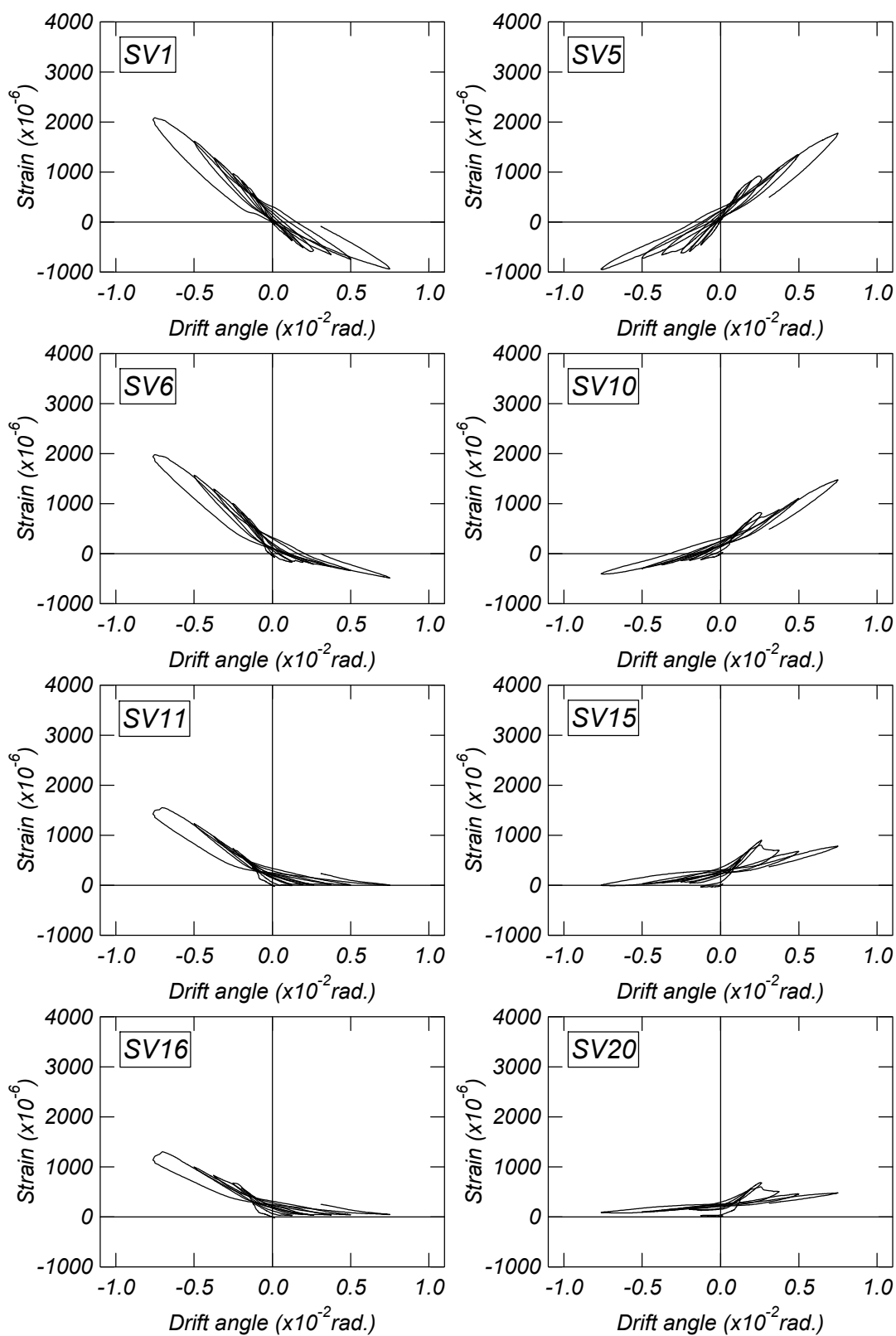
(c) 壁横筋におけるひずみゲージ

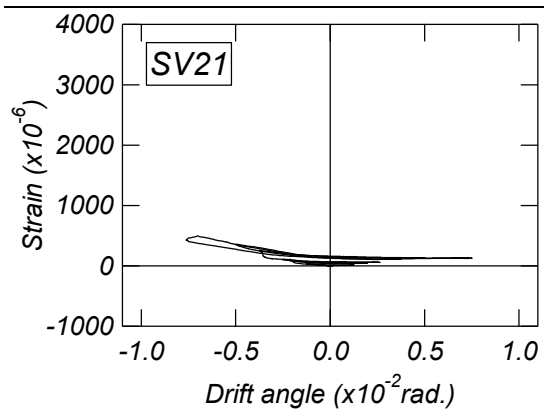
(点線：壁筋 (D4) の降伏ひずみ)



A3-2 試験体 WV1

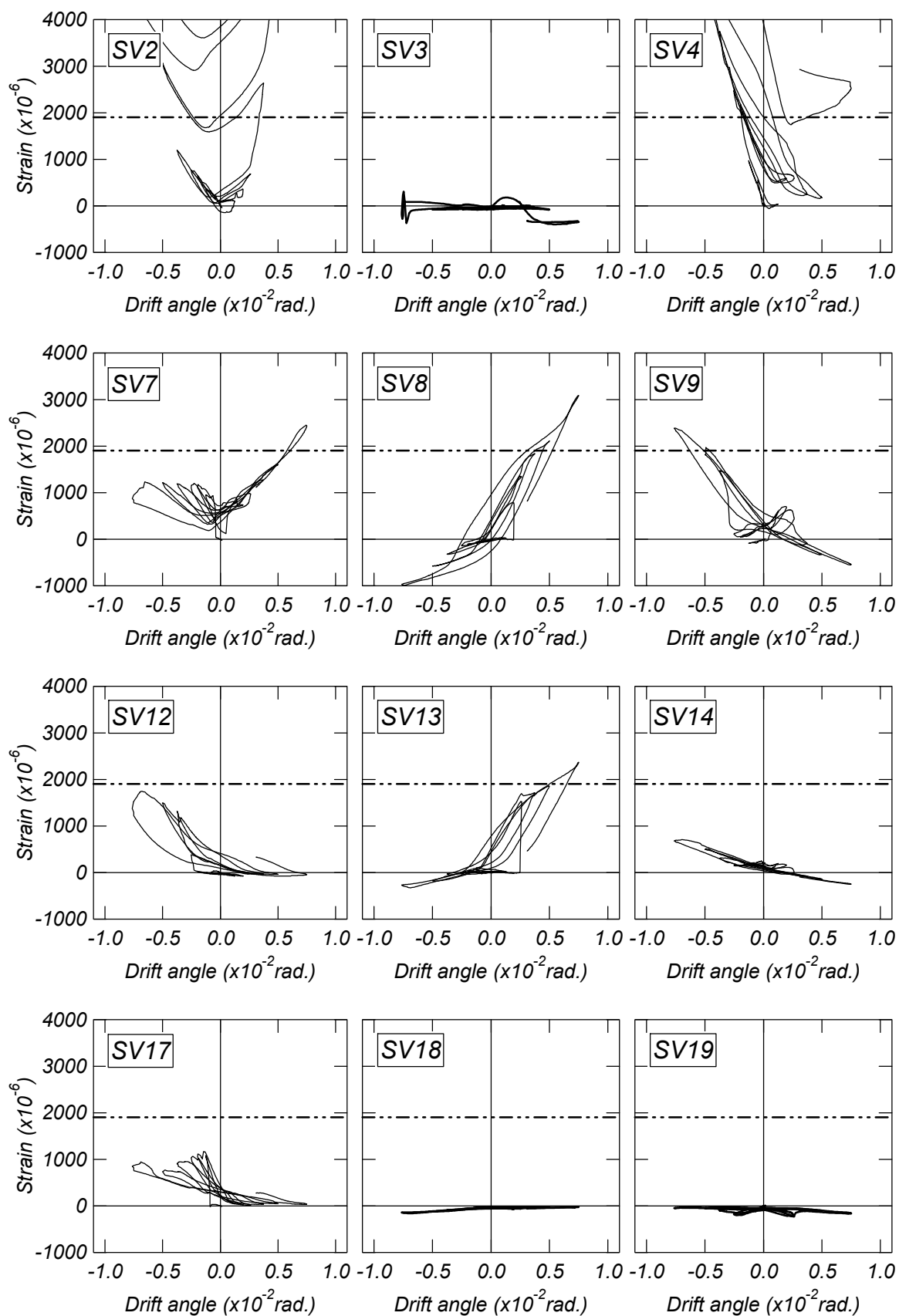
(a) 柱主筋におけるひずみゲージ

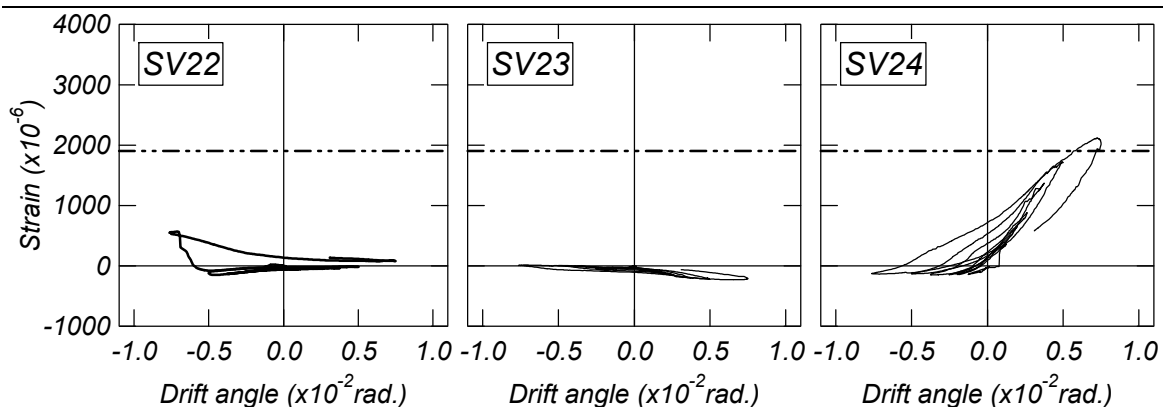




(b) 壁縦筋におけるひずみゲージ

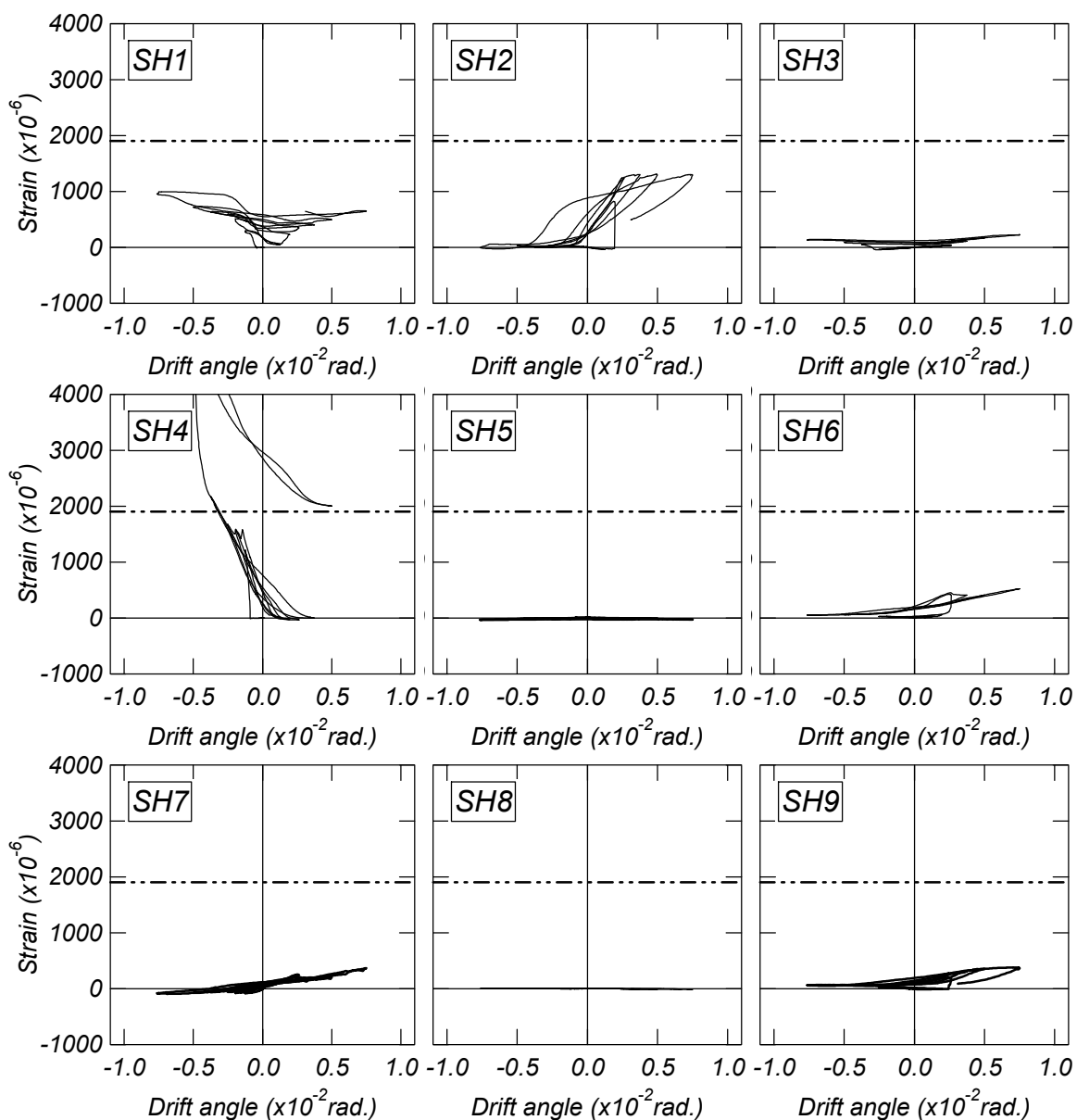
(点線：壁筋 (D4) の降伏ひずみ)





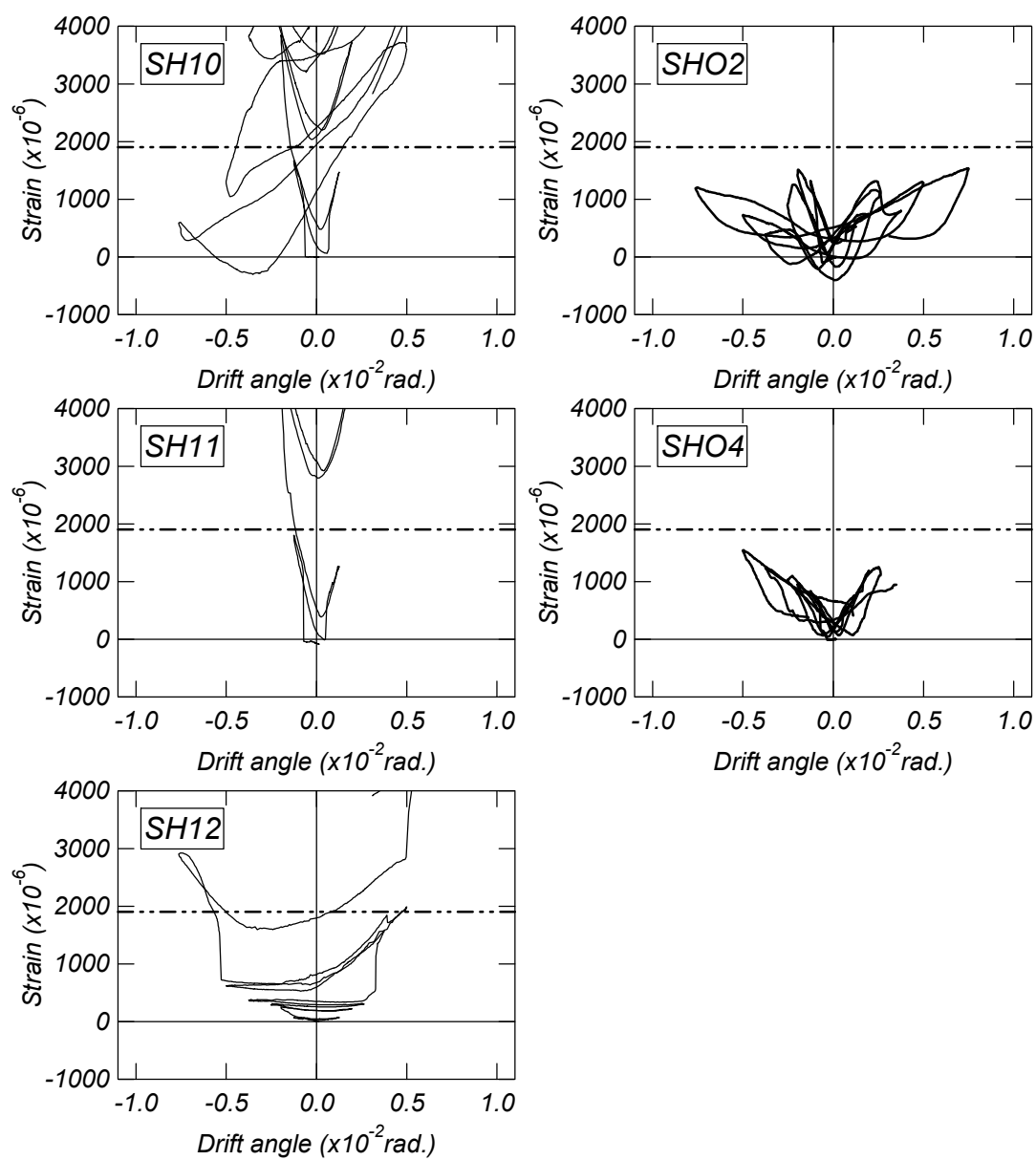
(c) 壁横筋におけるひずみゲージ

(点線：壁筋 (D4) の降伏ひずみ)



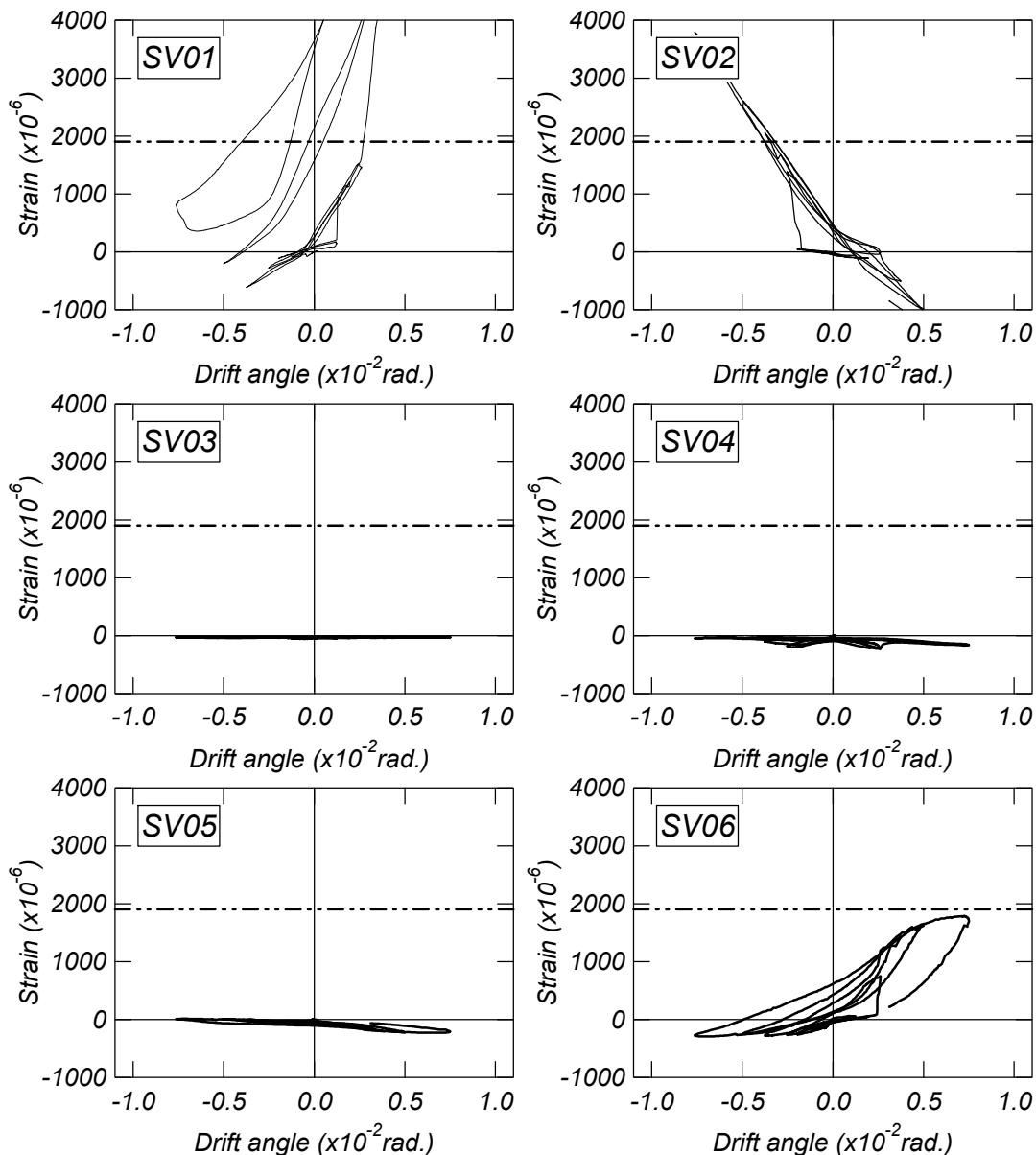
(d) 梁主筋におけるひずみゲージ

(点線：梁主筋 (D4) の降伏ひずみ)

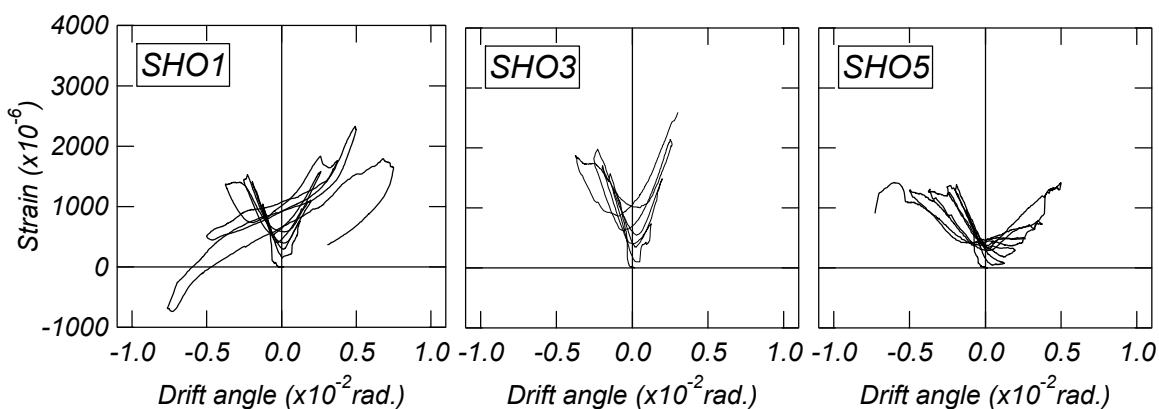


(e) 開口補強筋におけるひずみゲージ

縦筋 D4 (点線：縦筋 (D4) の降伏ひずみ)



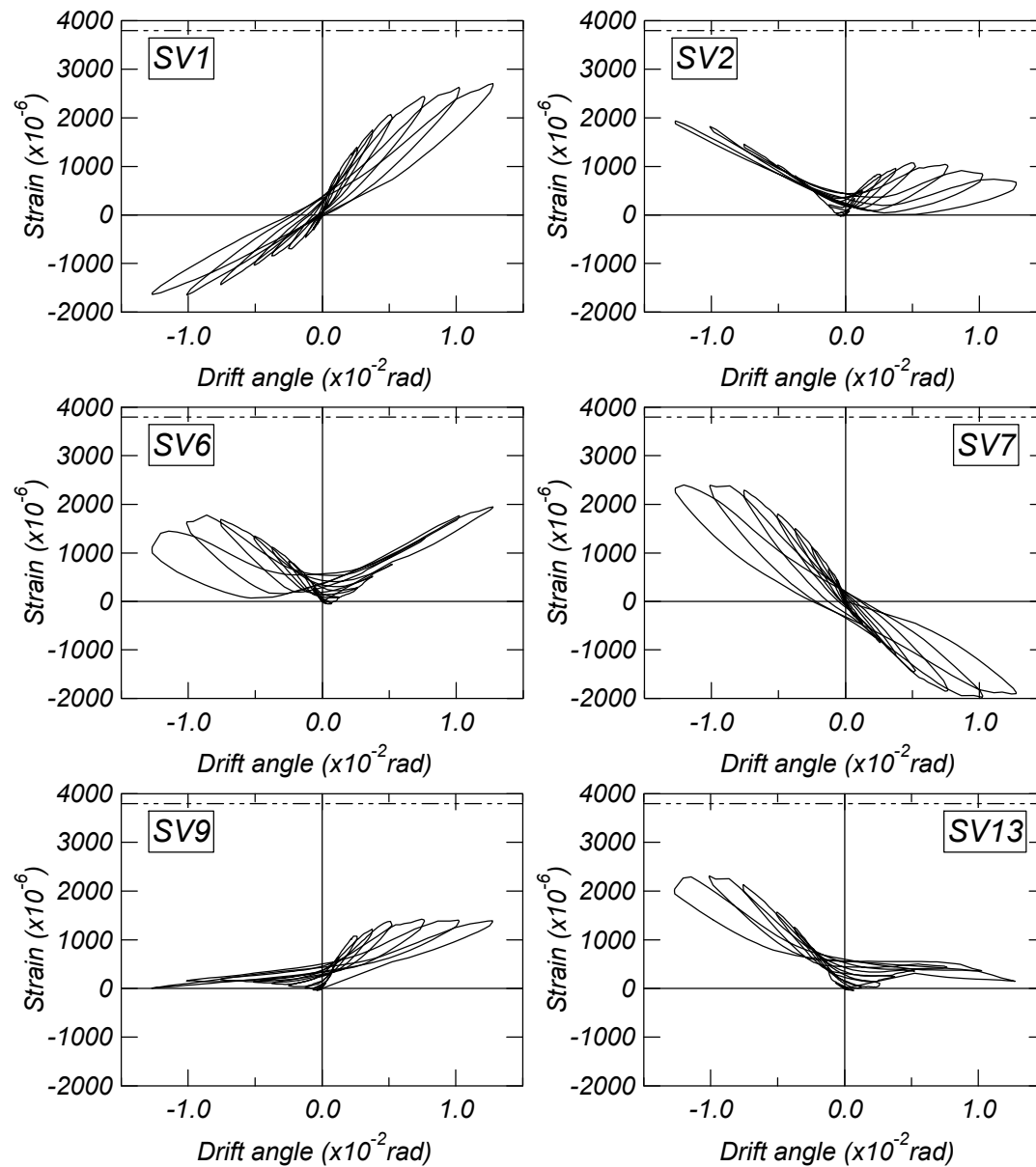
横筋 D10



A3-3 試験体 WV4

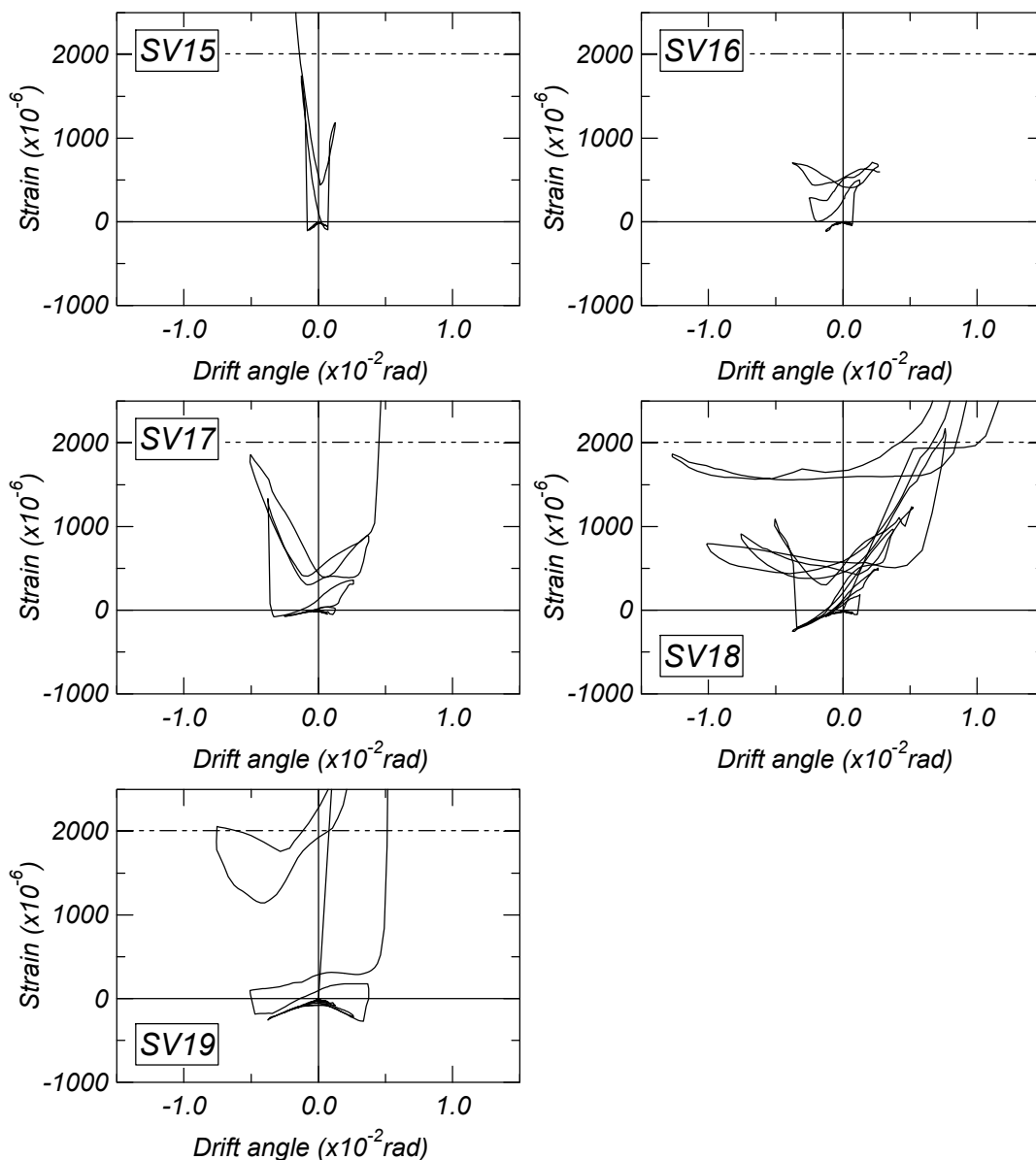
(a) 柱主筋におけるひずみゲージ

(点線：柱主筋 (D16) の降伏ひずみ)

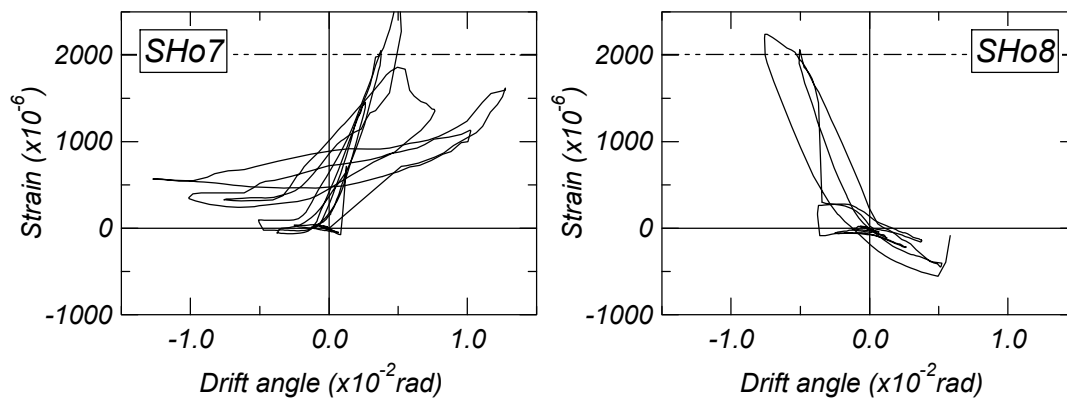


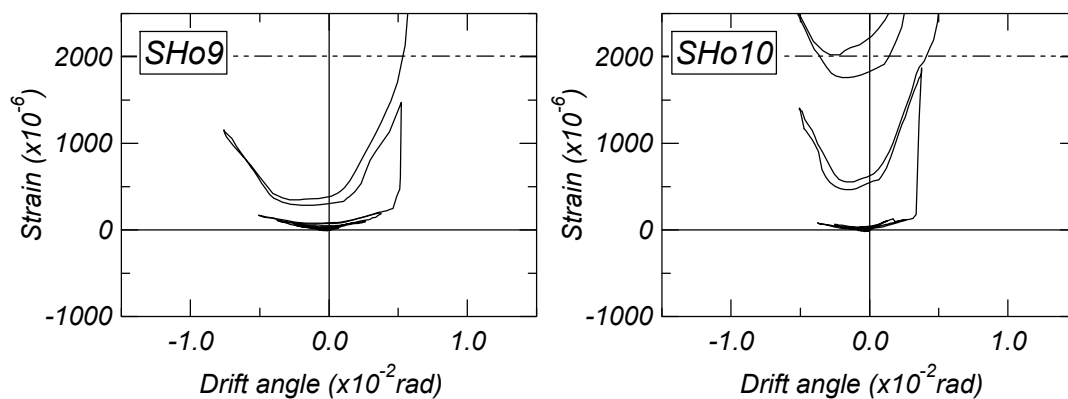
(b) 梁位置におけるひずみゲージ

縦筋 (点線: 壁筋および梁補強筋縦筋 (D4) の降伏ひずみ)



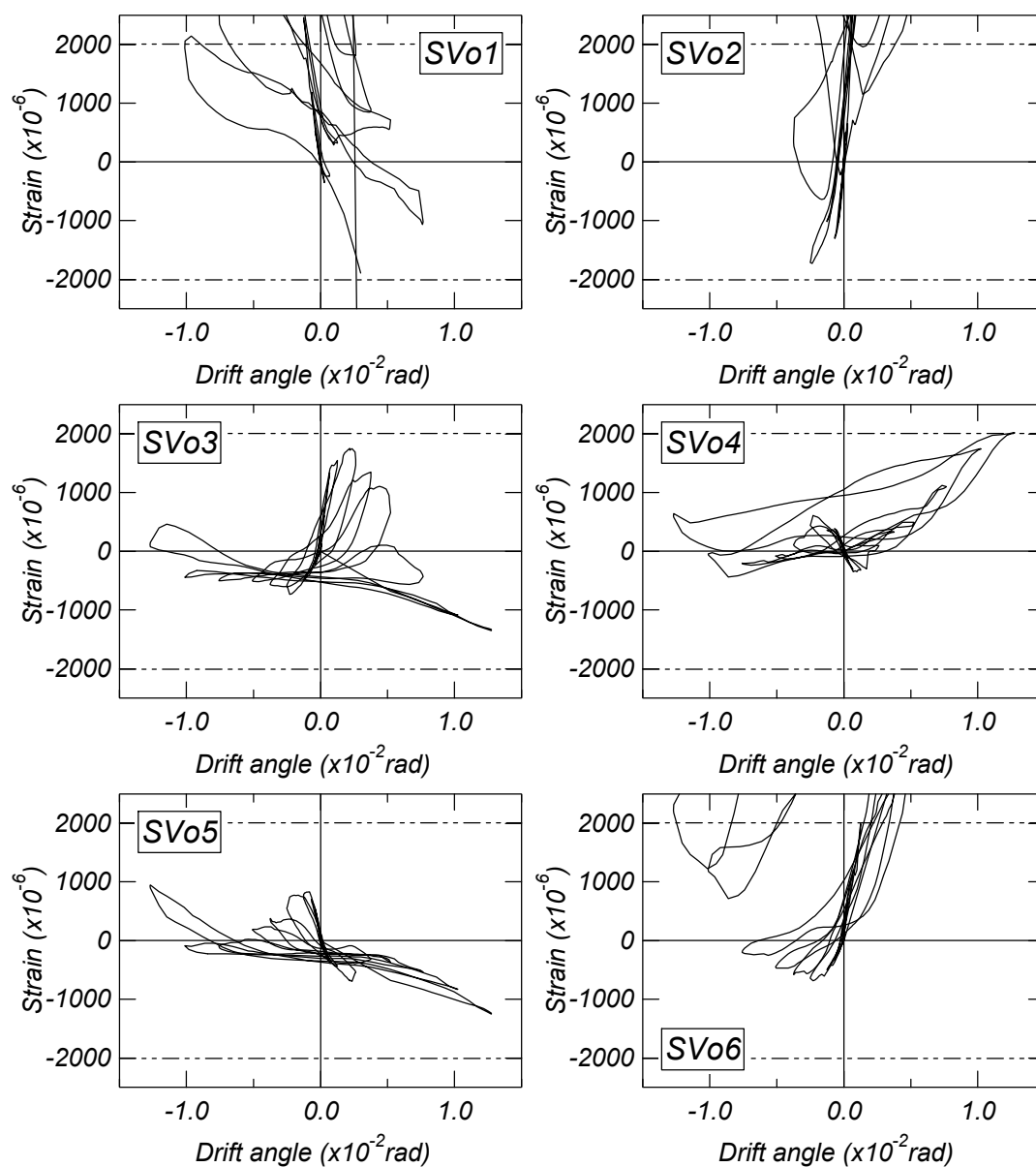
横筋 (点線: 梁主筋 (D4) の降伏ひずみ)

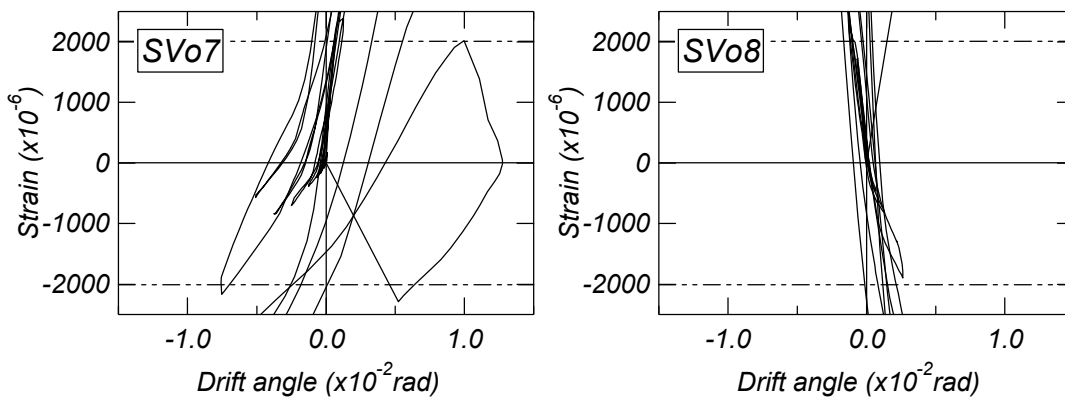




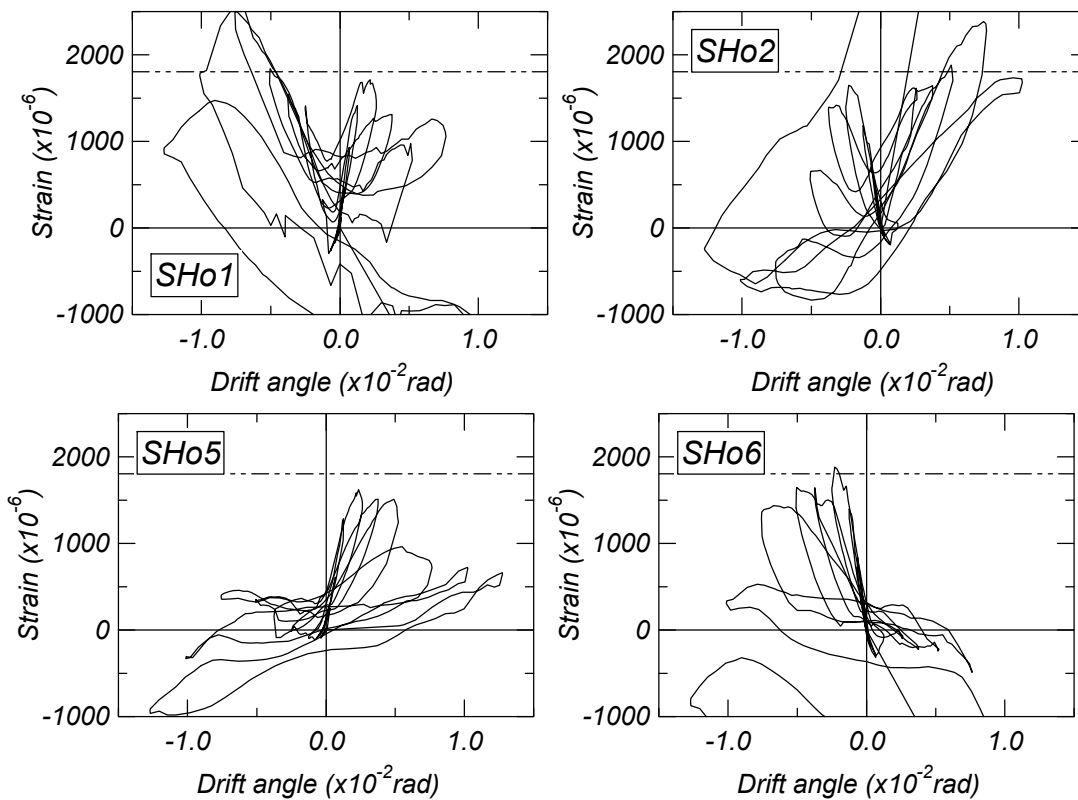
(c) 開口補強筋におけるひずみゲージ

縦筋 (点線: 壁筋および梁補強筋 (D4) の降伏ひずみ)

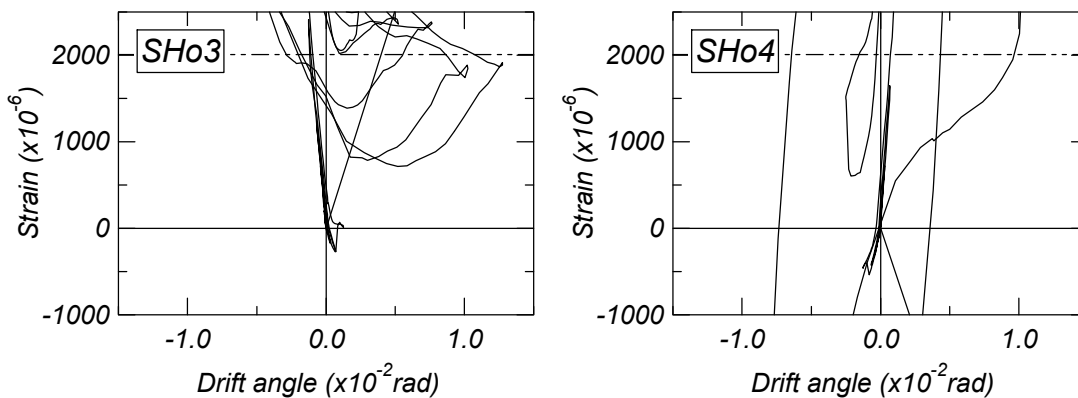




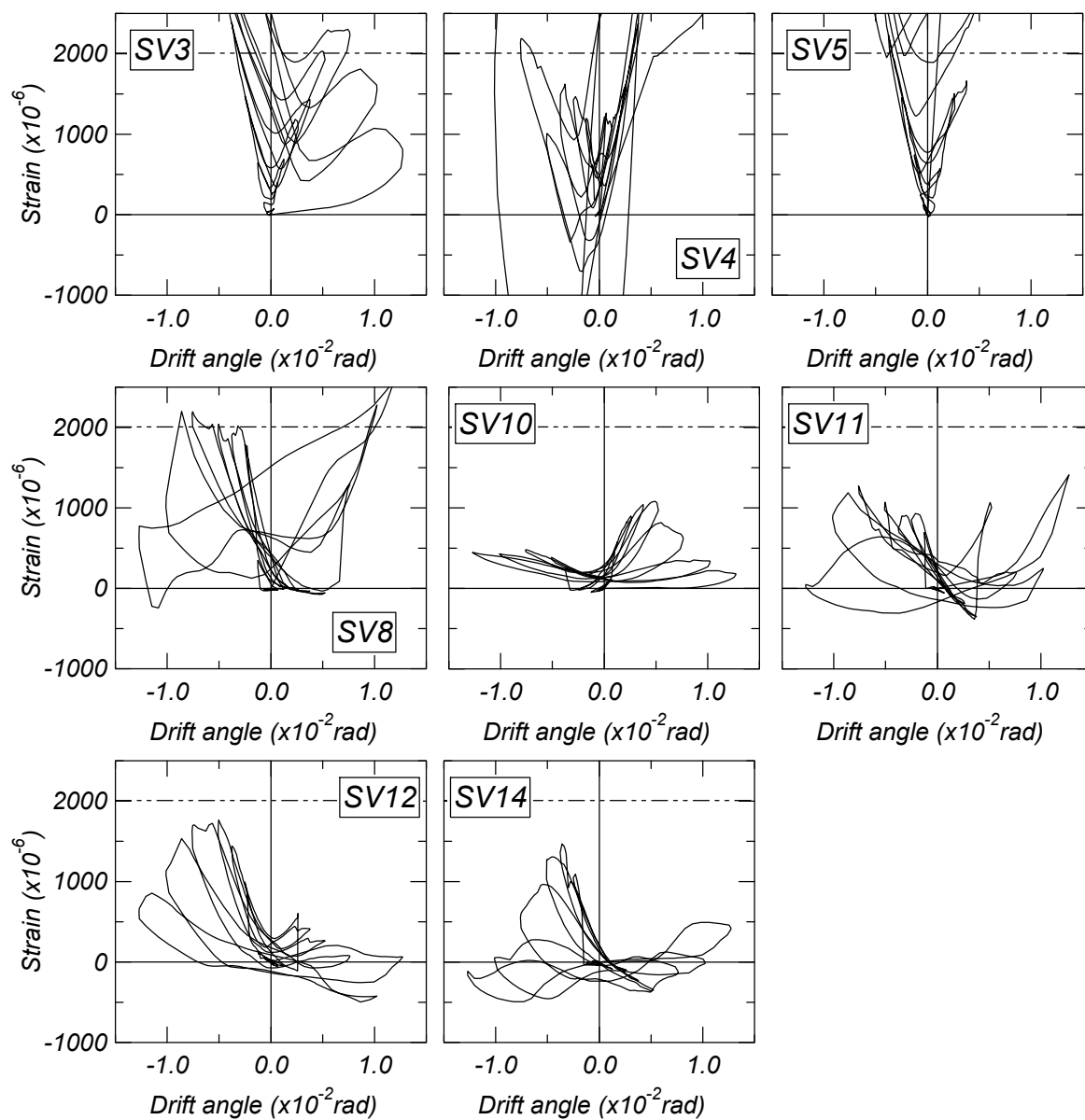
横筋 (点線 : 開口補強筋 (D10) の降伏ひずみ)



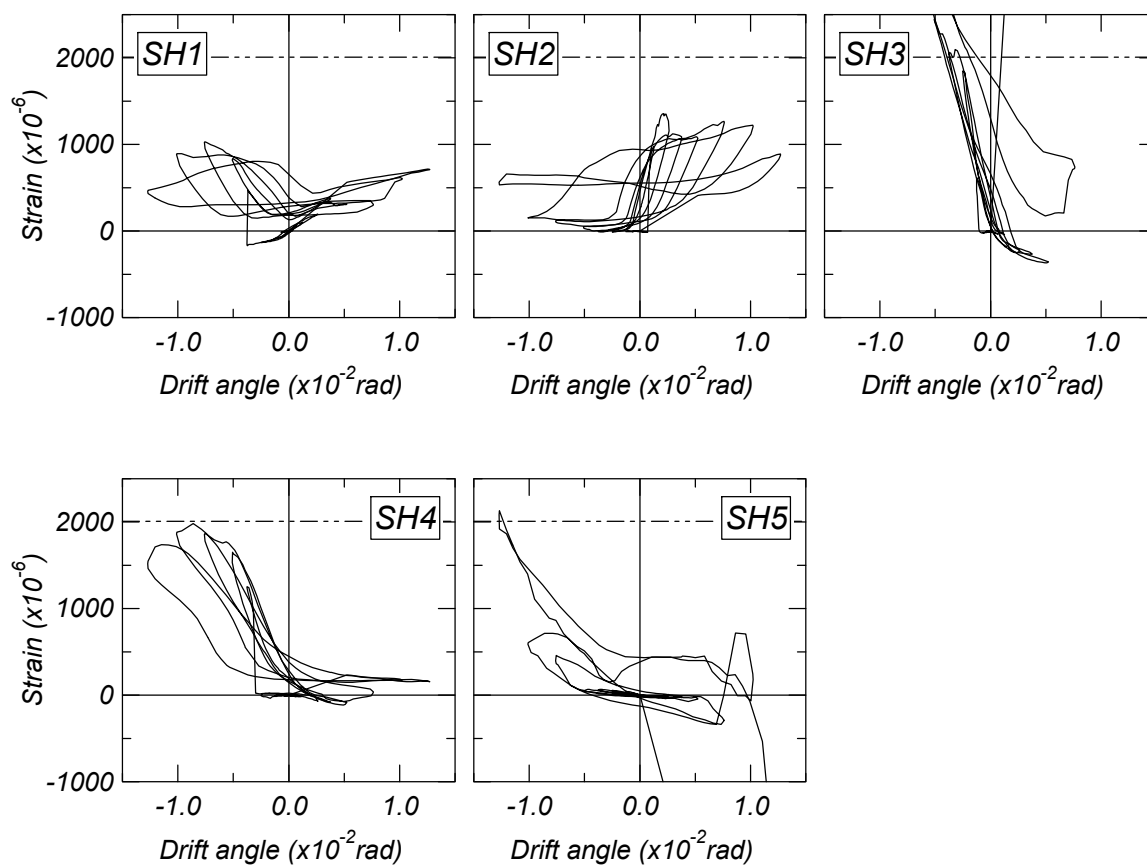
横筋 (点線 : 梁主筋 (D4) の降伏ひずみ)



(d) 壁縦筋におけるひずみゲージ (点線: 壁筋 (D4) の降伏ひずみ)



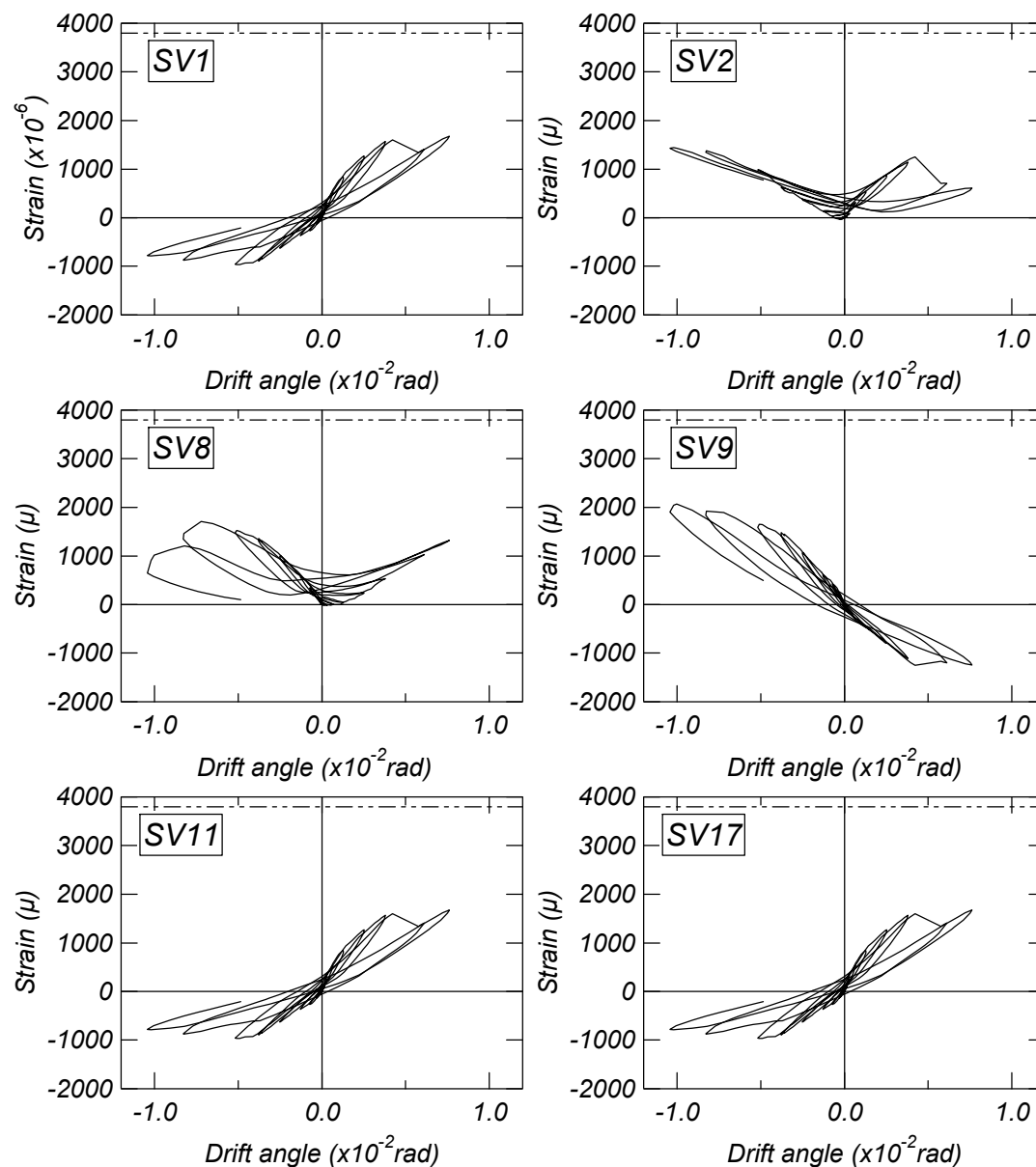
(e) 壁横筋におけるひずみゲージ (点線: 壁筋 (D4) の降伏ひずみ)



A3-4 試験体 WV5

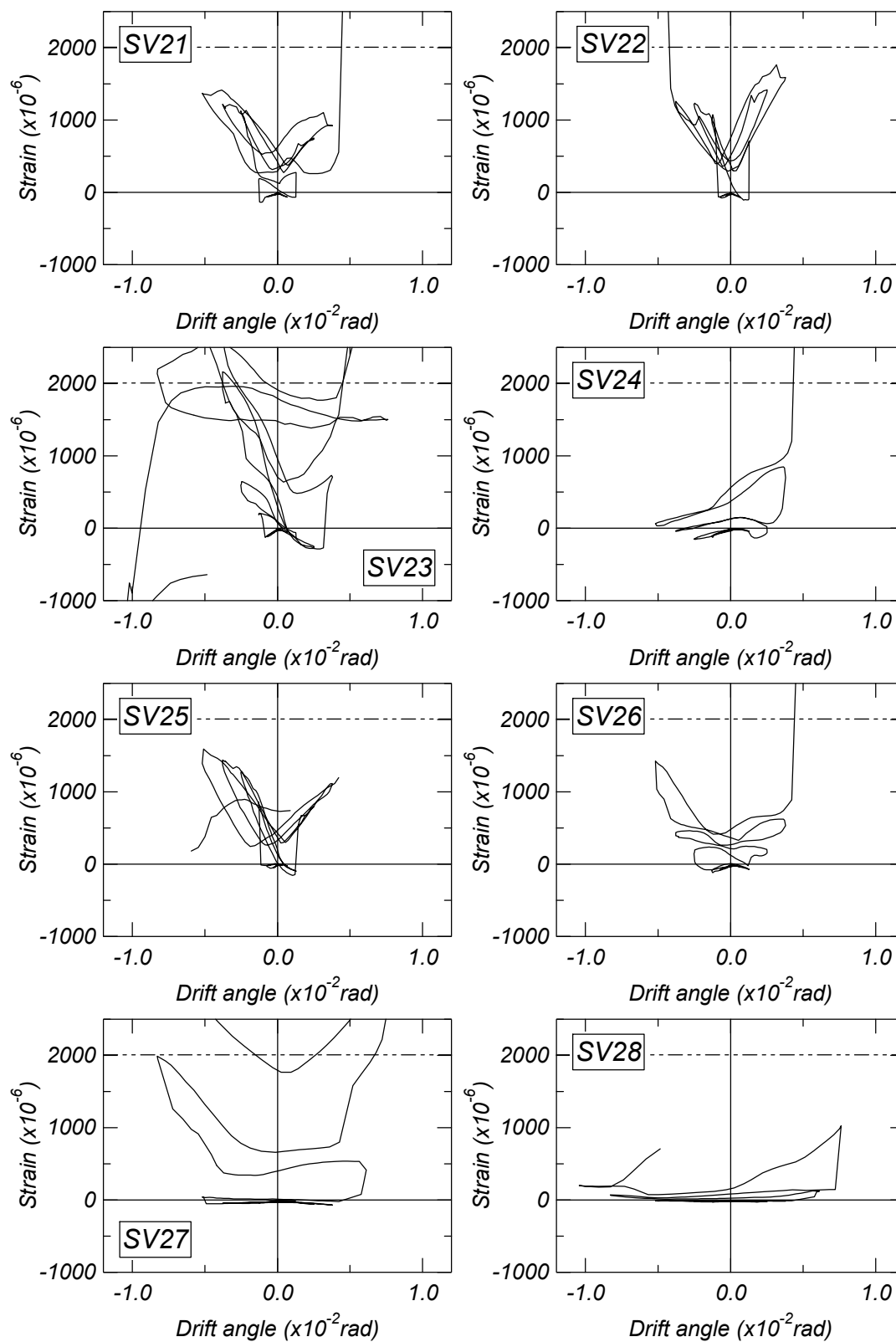
(a) 柱主筋におけるひずみゲージ

(点線：柱主筋 (D16) の降伏ひずみ)

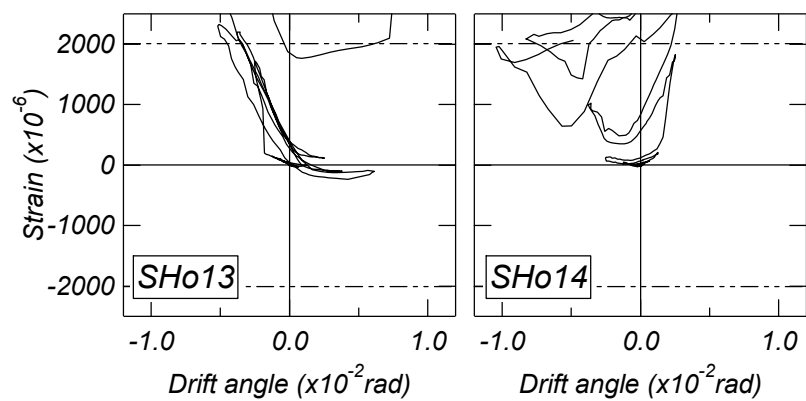


(b) 梁位置におけるひずみゲージ

縦筋 (点線: 壁筋および梁補強筋縦筋 (D4) の降伏ひずみ)

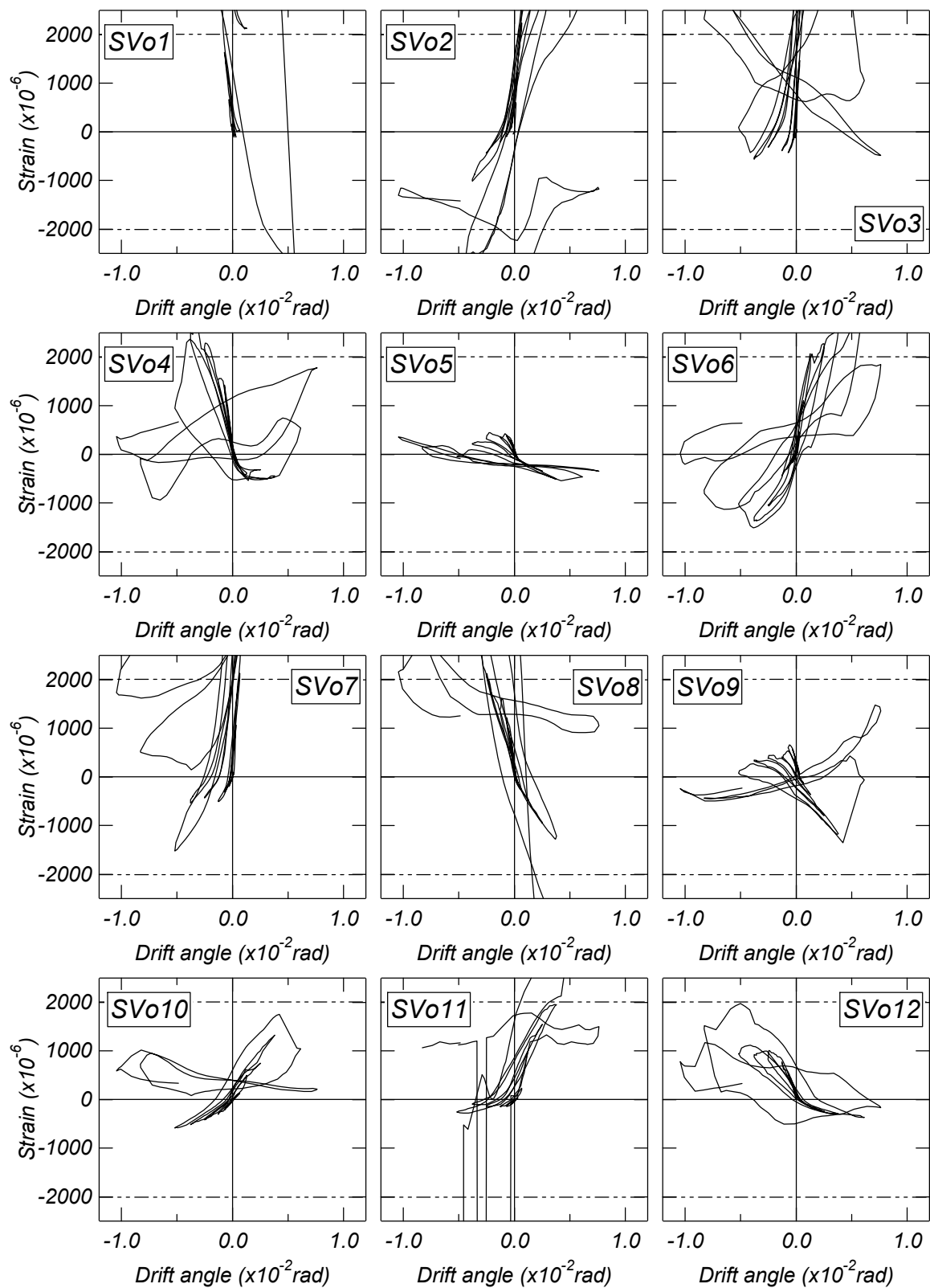


横筋 (点線: 梁主筋 (D4) の降伏ひずみ)



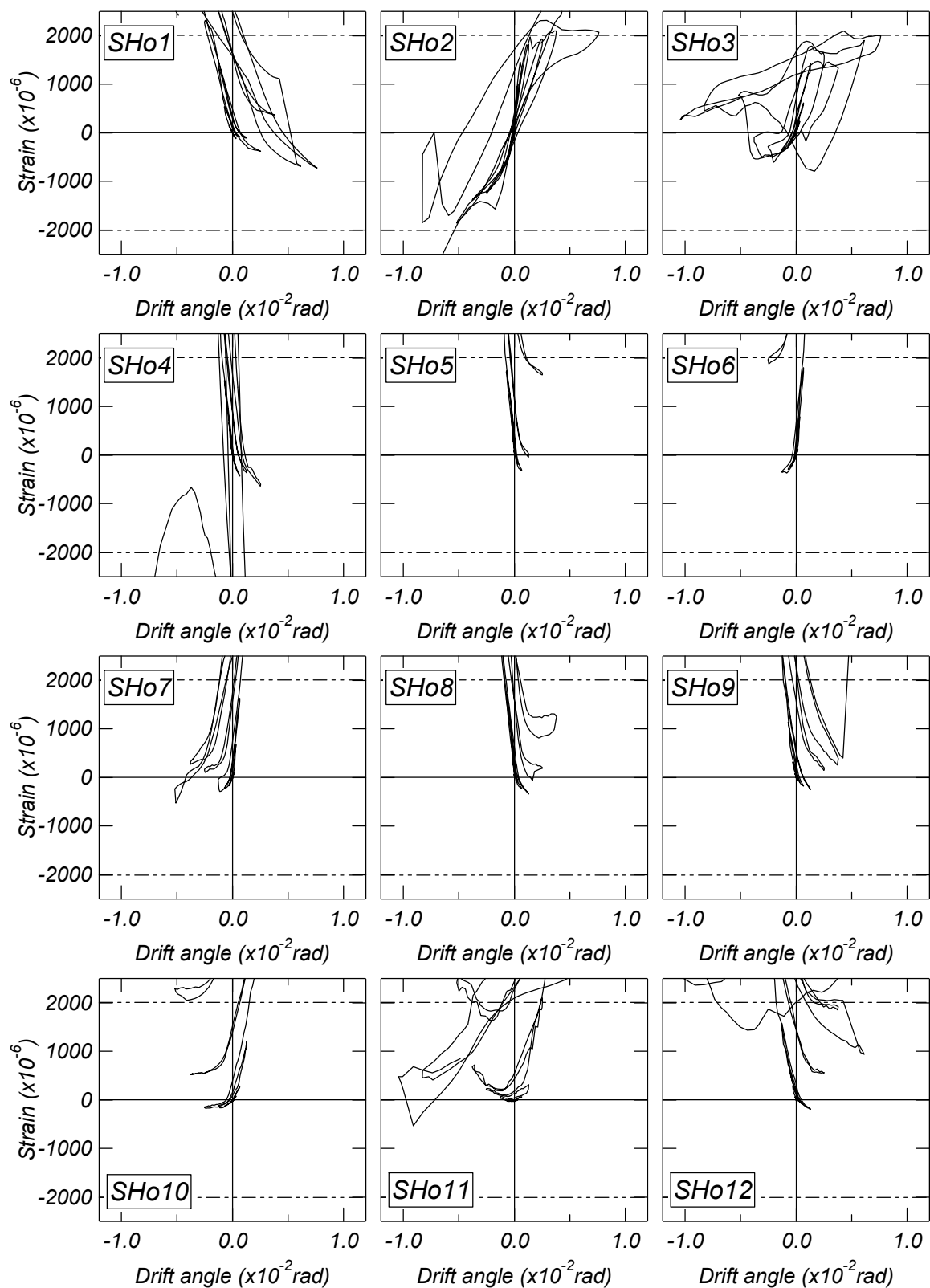
(c) 開口補強筋におけるひずみゲージ

縦筋 (点線: 壁筋および梁補強筋 (D4) の降伏ひずみ)

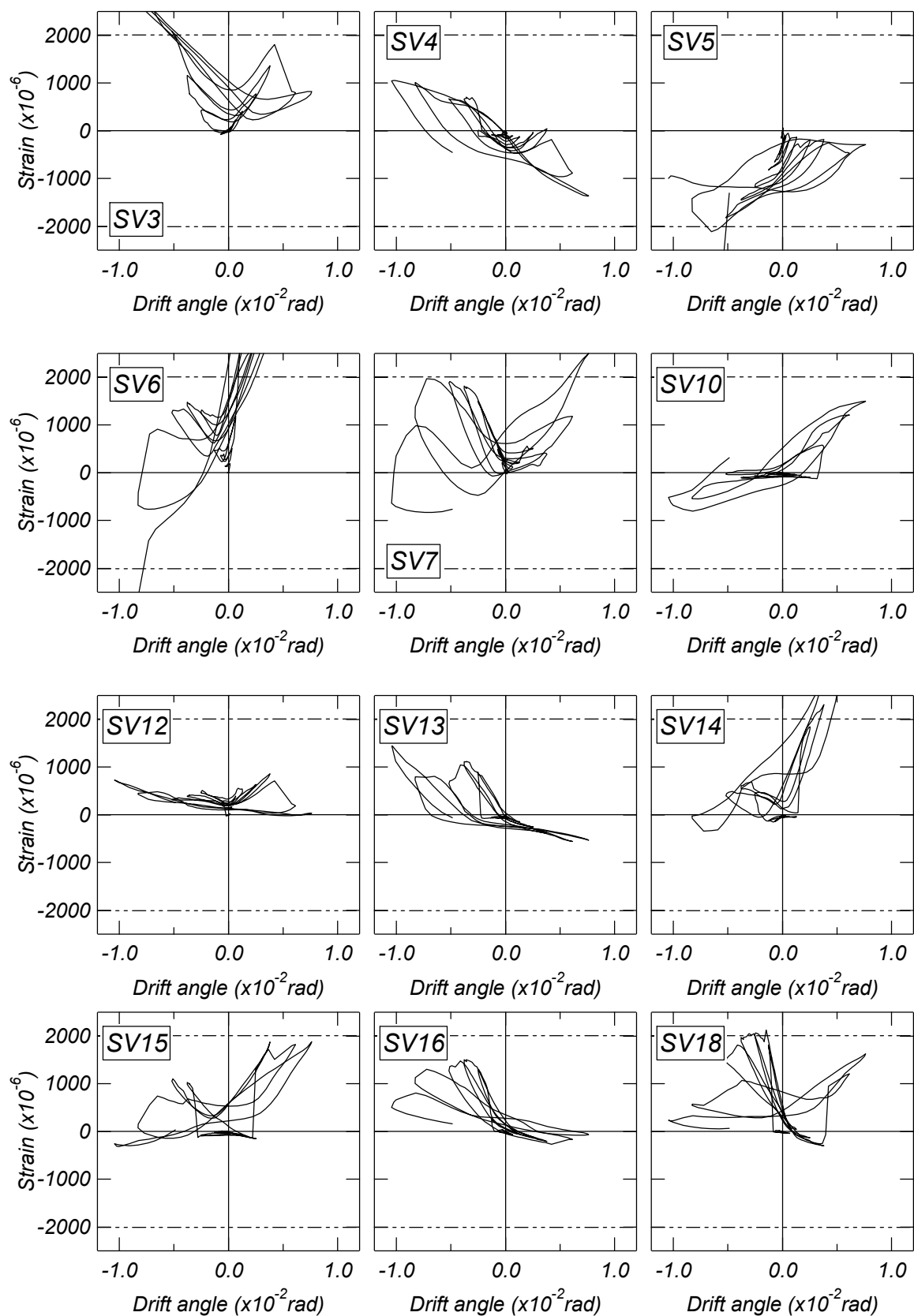


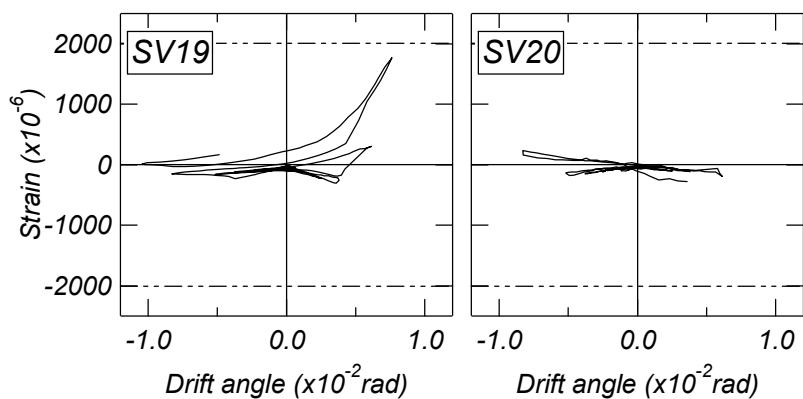
横筋

(点線：開口補強筋および梁主筋 (D4) の降伏ひずみ)

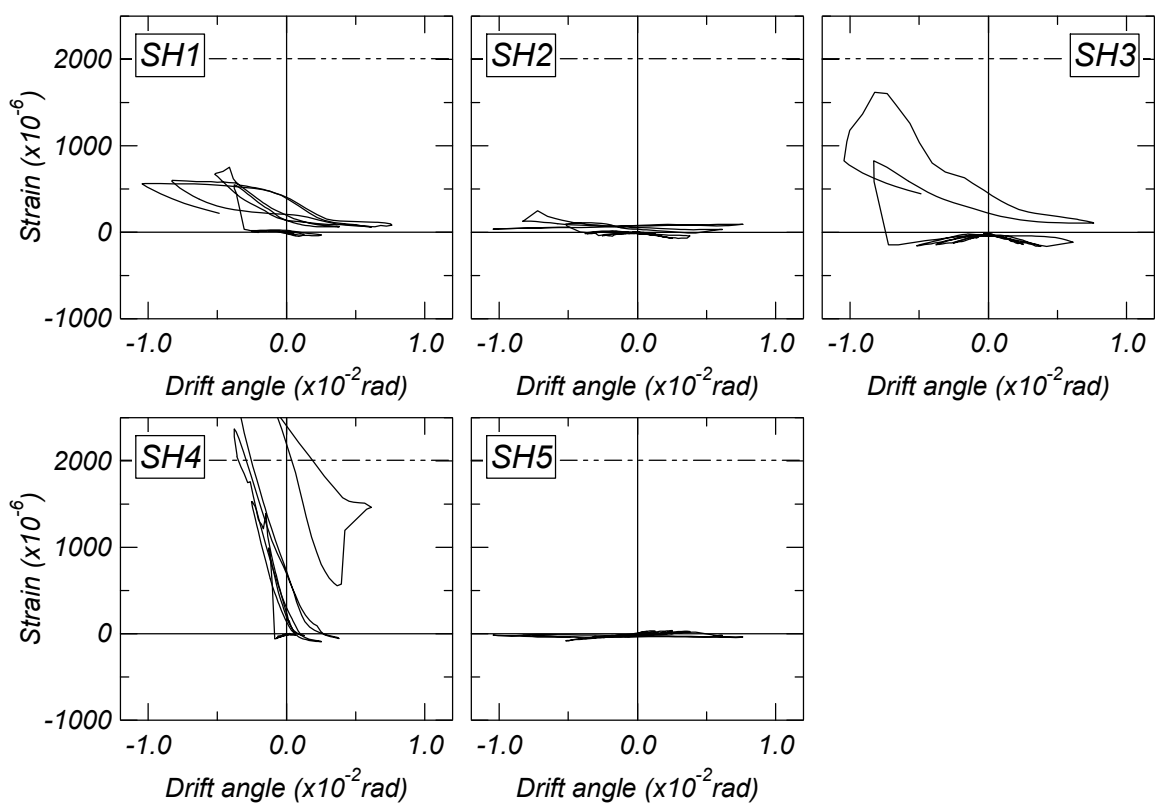


(d) 壁縦筋におけるひずみゲージ (点線: 壁筋 (D4) の降伏ひずみ)





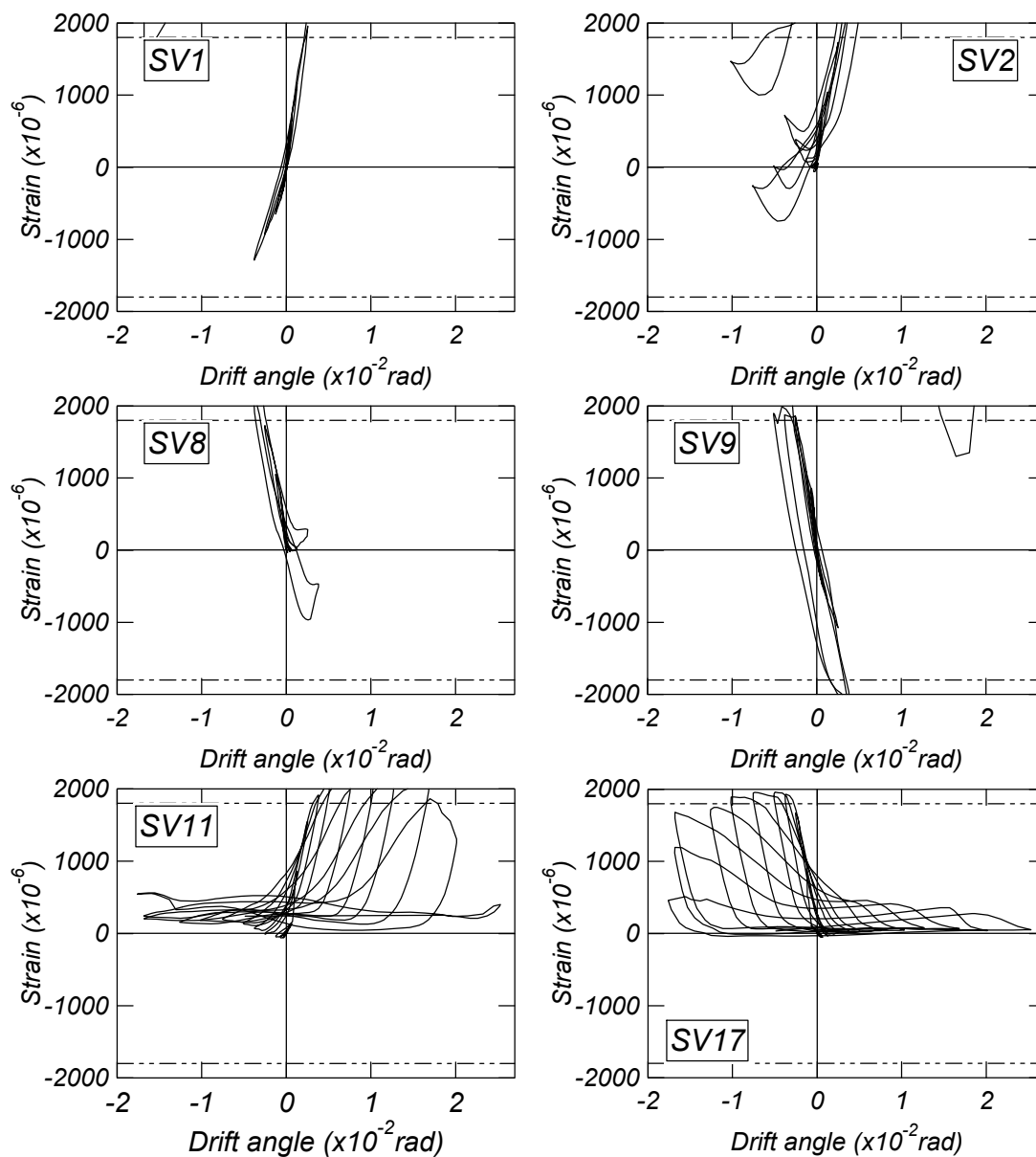
(e) 壁横筋におけるひずみゲージ (点線: 壁筋 (D4) の降伏ひずみ)



A3-5 試験体 WV6

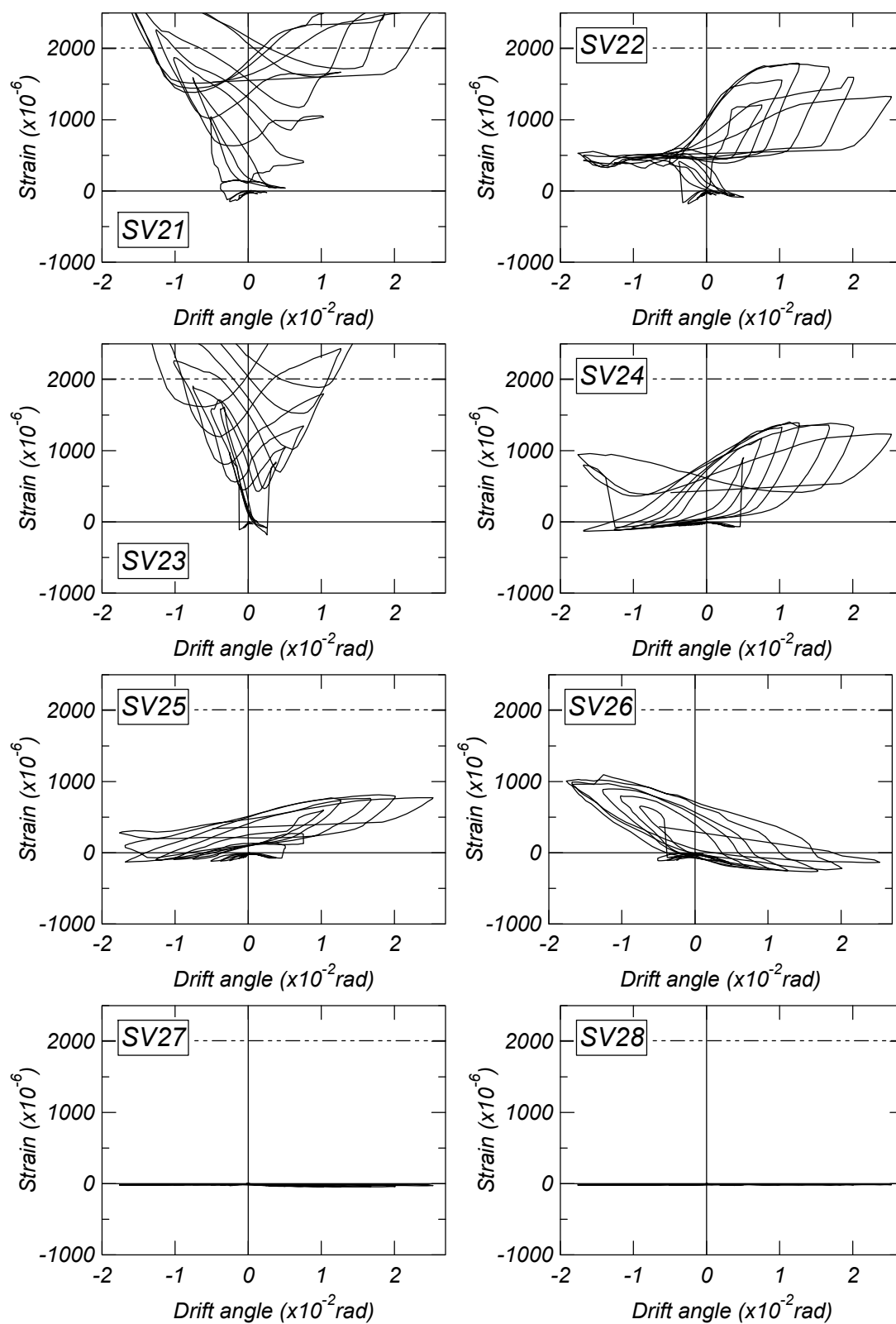
(a) 柱主筋におけるひずみゲージ

(点線：柱主筋 (D10) の降伏ひずみ)

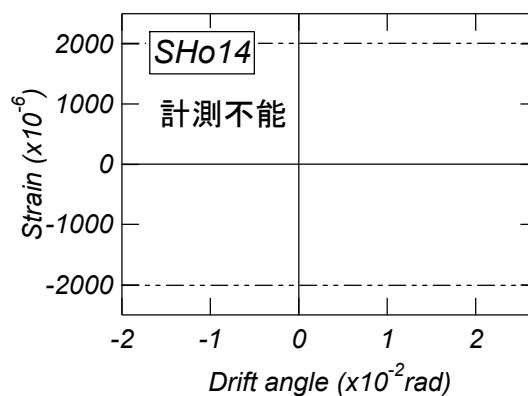
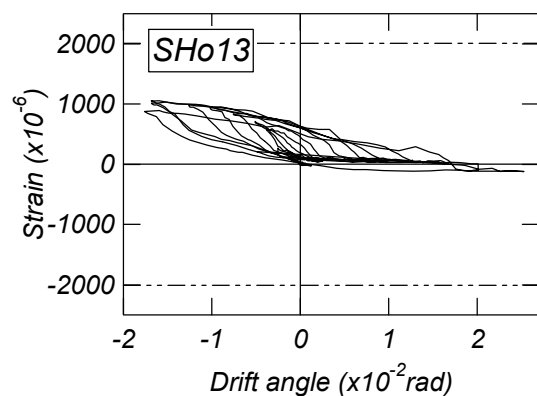


(b) 梁位置におけるひずみゲージ

縦筋 (点線: 壁筋および梁補強筋縦筋 (D4) の降伏ひずみ)

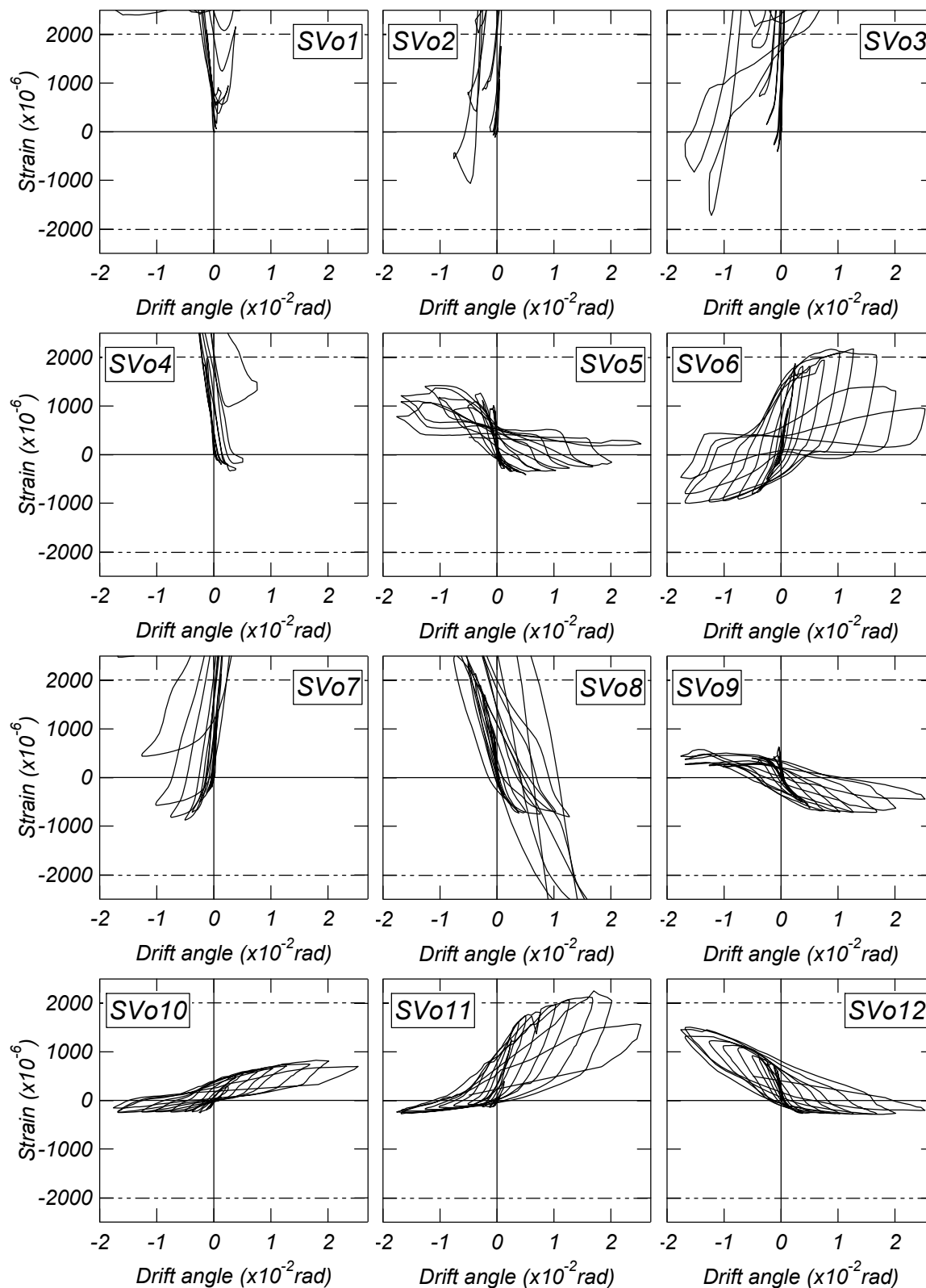


横筋 (点線: 梁主筋 (D4) の降伏ひずみ)

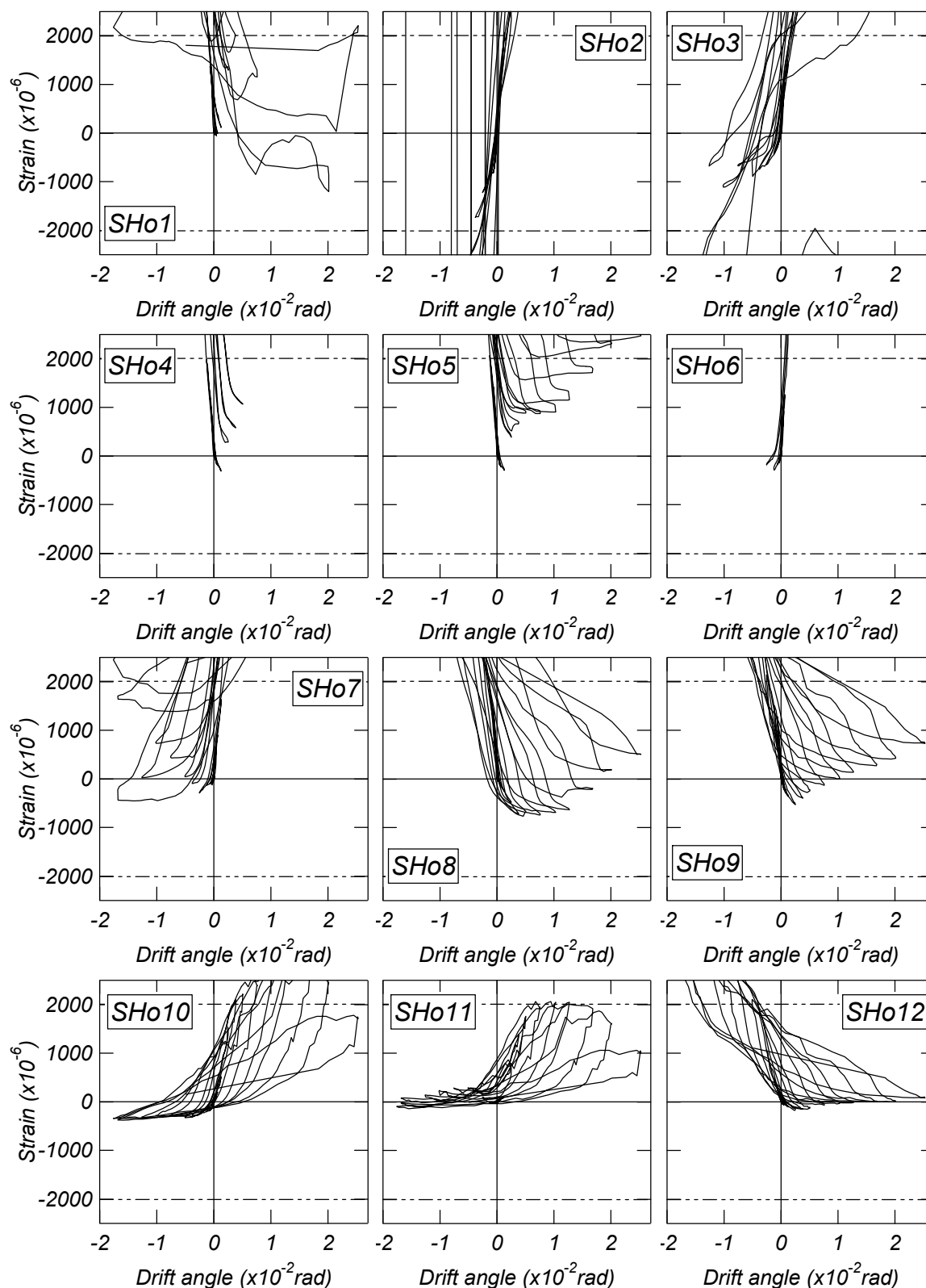


(c) 開口補強筋におけるひずみゲージ

縦筋 (点線: 壁筋および梁補強筋 (D4) の降伏ひずみ)

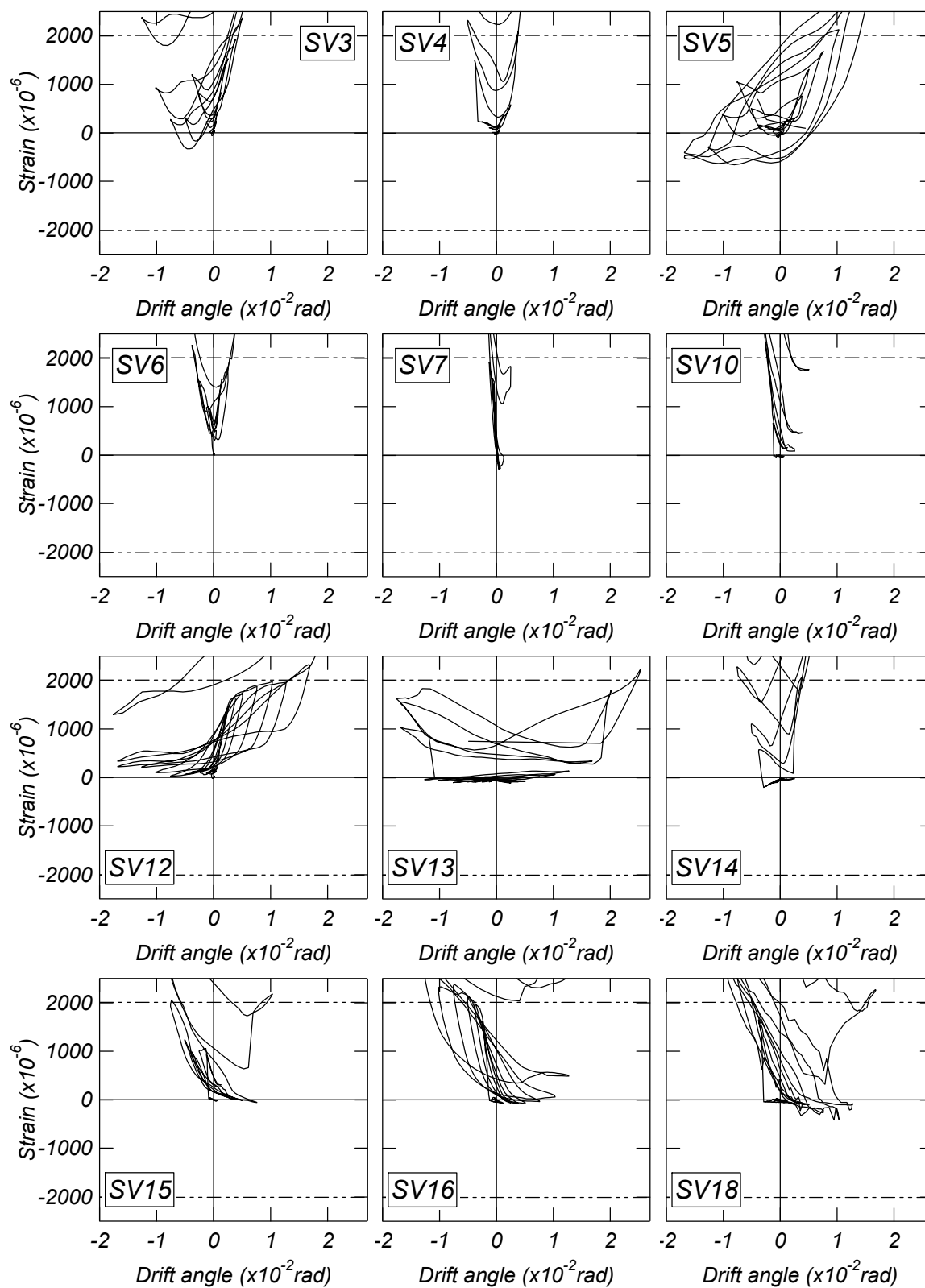


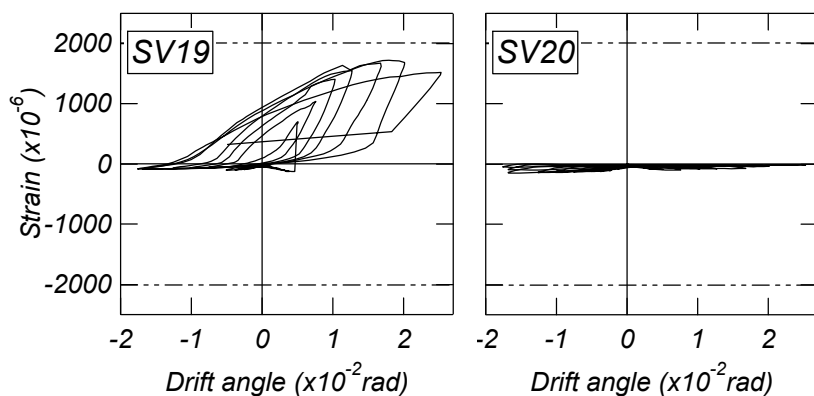
横筋（点線：開口補強筋および梁主筋（D4）の降伏ひずみ）



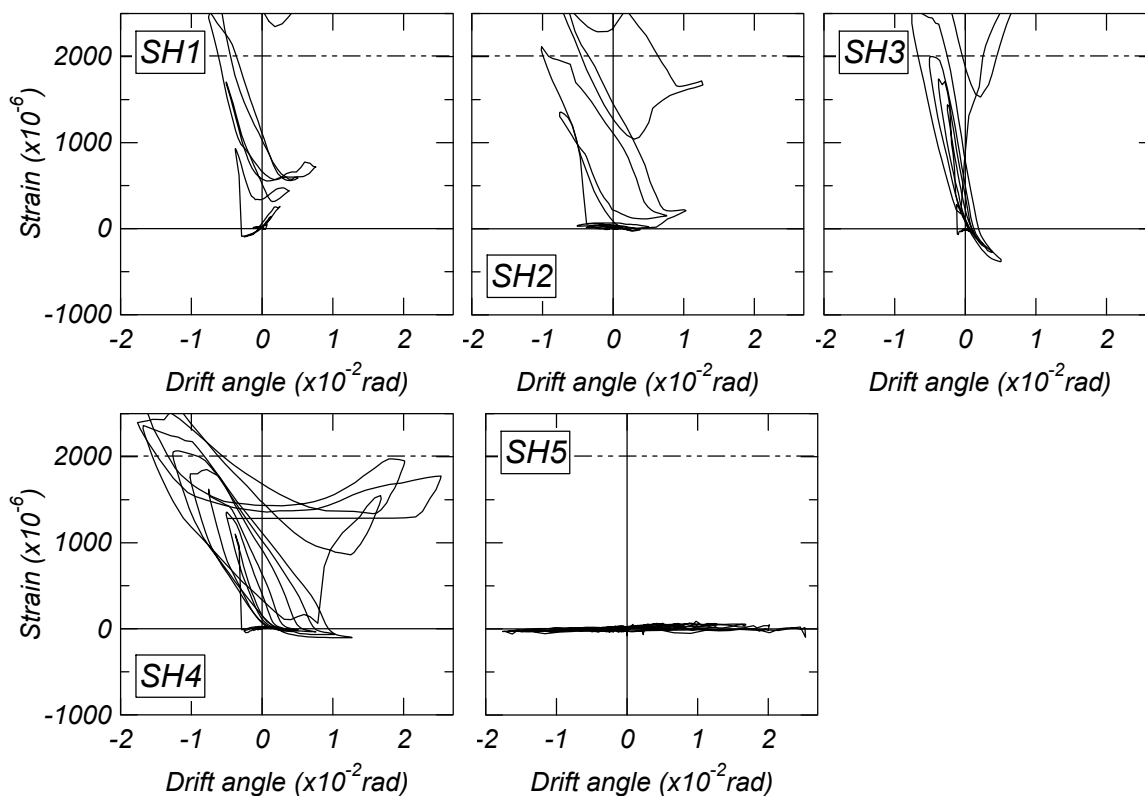
(d) 壁縦筋におけるひずみゲージ

(点線：壁筋 (D4) の降伏ひずみ)





(e) 壁横筋におけるひずみゲージ (点線: 壁筋 (D4) の降伏ひずみ)



付録 B1 壁高さ方向に連続する縦長開口を有する連層耐震壁の 復元力モデル

B.1 はじめに

静的増分解析で用いられる有開口耐震壁の復元力特性モデルは開口低減率¹⁵⁾を用いて無開口耐震壁のせん断強度およびせん断剛性を低減することで評価される。しかしながら、1.3.3 節で示した壁高さ方向に連続する縦長開口連層耐震壁の実験結果では、開口によって挟まれた梁のせん断破壊が壁脚部の圧壊と比べて早期に生じることから文献¹⁵⁾に示された縦長開口連層耐震壁の想定する崩壊機構と異なることが示された。このことから、開口低減率を用いて復元力特性は縦長開口連層耐震壁の耐力および剛性を適切に評価されていない可能性があると考えられる。

そこで、本章では 1.3.3 節で示した既往の検証実験で用いた連層耐震壁試験体を縦長開口によって分割された梁、片側柱付き壁および方立壁に置換する架構モデルの静的増分解析を行い、解析および実験結果の比較から提案した復元力特性モデルの有効性を示す。

B.2 復元力特性のモデル化

B.2.1 解析方法

Fig.B1.2.1 に試験体の解析モデルを示す。解析モデルは柱および梁の図心軸を通る線材に置換した。壁部材の剛域は節点から梁フェイス位置までに仮定し、梁部材の剛域は節点から開口端部までに仮定した。なお、各部材の危険断面位置は剛域端部に仮定した。

実験では試験体の上部に設置した左右のスタブに等しいせん断力を作用させ、解析では実験時に左右のスタブで計測された水平変位の平均値と等しくなるように変位を制御した。また、実験においてスタブ間に設置した PC 鋼棒は等価な断面積を有する線材要素に置換し、ナックルジョイントはピンによりモデル化した。拘束条件は一層の壁脚部を完全固定とした。なお、解析には汎用の非線形フレーム構造解析ソフトウェアを使用した^{B.1)}。

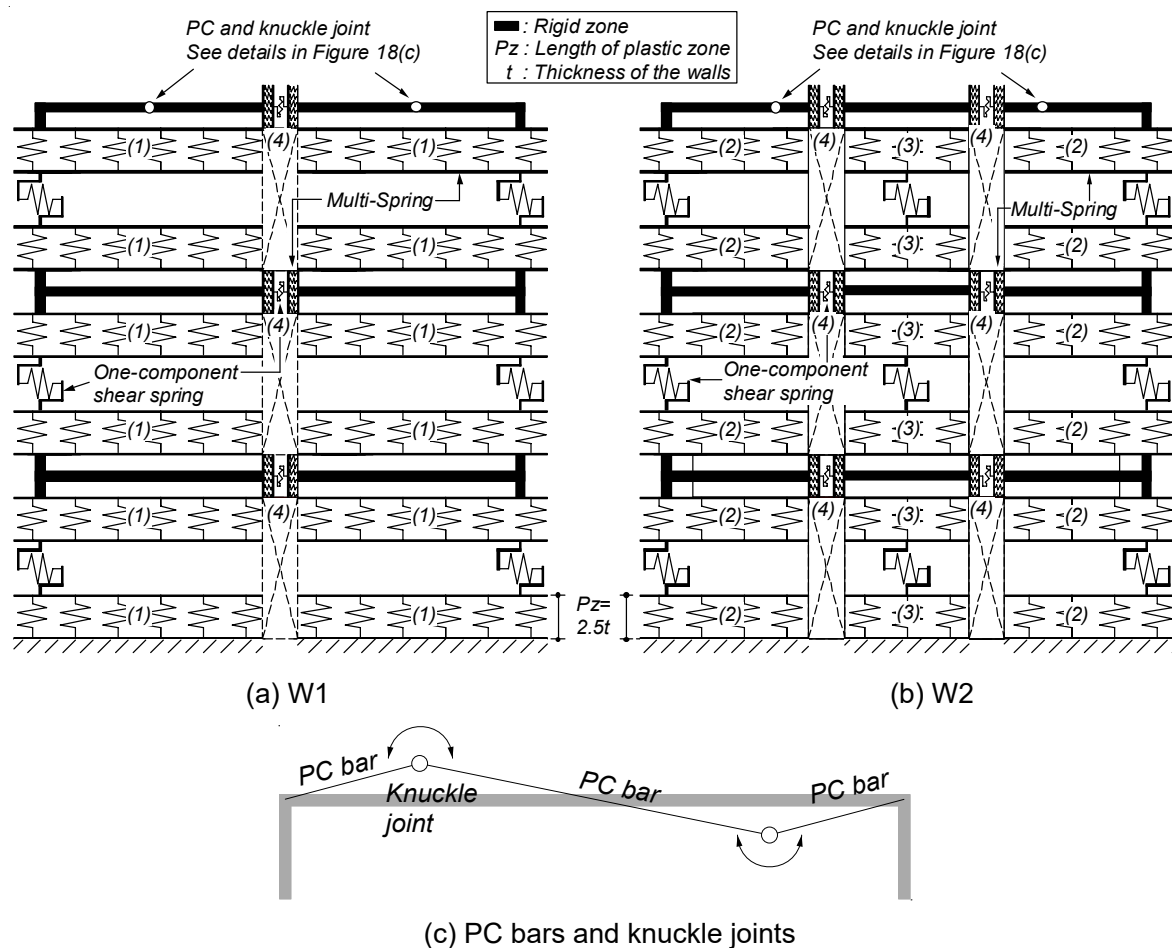


Fig.B1.2.1 Analytical models

B.2.2 MS モデル

解析では、壁および梁部材の軸力-曲げモーメント相関関係を部材端部に設けたマルチスプリングモデル (以下、MS モデル)^{B.2)}で表現した。Fig.B1.2.2 各部材における MS モデルの要素分割を示し、同図中の記号は Fig.B1.2.1 に示す記号とそれぞれ対応している。また、MS モデルに用いたコンクリートバネおよび鉄筋バネの材料構成則を Fig.B1.2.3 に示す。コンクリートの応力-ひずみ関係の上昇域は星隈らの式 (Eq.(B1.2.1))^{B.3)}で表現し、軟化域は Darwin-Pecknold モデル^{B.4)}により直線で定義した。また、鉄筋の応力-ひずみ関係は Bi-linear モデルとした。なお、MS モデルの塑性域長さについては、壁部材では文献 B.5) に基づき壁厚さ t の 2.5 倍とし、梁部材では実験の破壊状況により開口部長さ l_0 の 1/2 とした。

$$\sigma = E_c \cdot \varepsilon \cdot \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} \right) \right\}^{n-1}, \quad n = \frac{E_c \cdot \varepsilon_c}{E_c \cdot \varepsilon_c - \sigma_B} \quad (\text{B1.2.1})$$

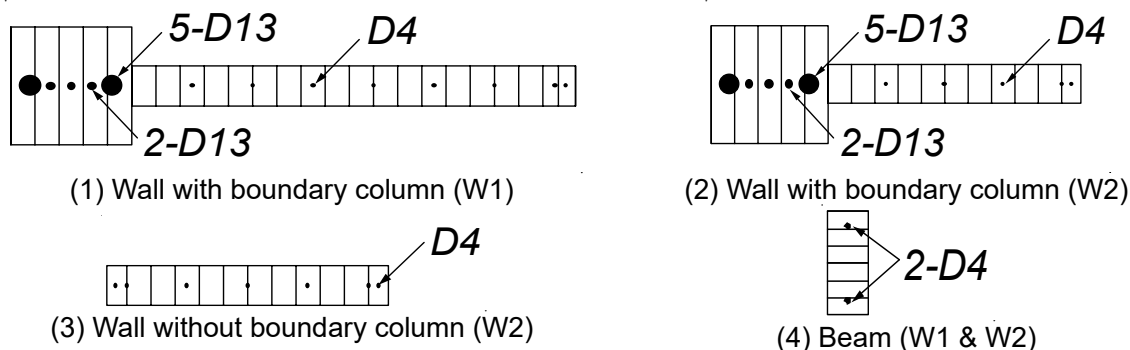


Fig.B1.2.2 Modeling of member cross sections for MS models

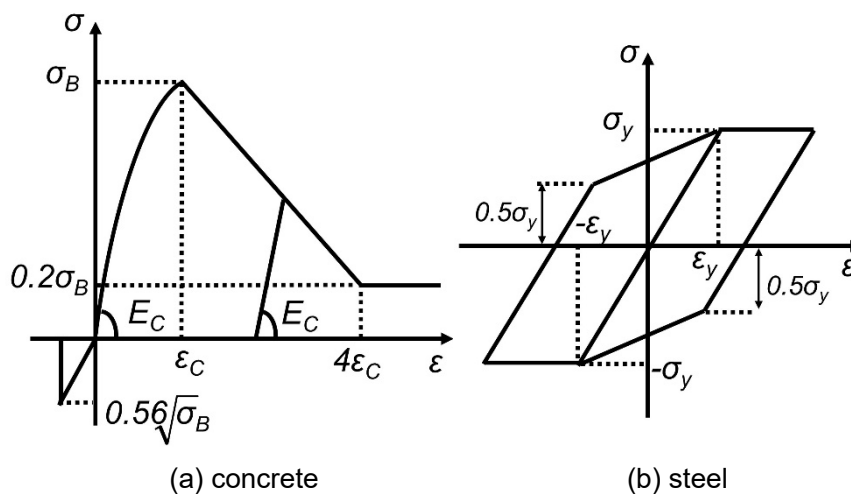


Fig.B1.2.3 Stress-strain relationships of concrete and reinforcement for MS models

B.2.3 単軸せん断バネモデル

各部材のせん断特性は単軸バネモデルで表現した。せん断の復元力特性を Fig.B1.2.4 に示す。

壁部材では、せん断ひび割れ強度点およびせん断降伏点を折れ点とするトリリニア型により表現し、第三剛性は弾性剛性の 0.001 倍とした。せん断ひび割れ強度 Q_{cr} は主応力式 (Eq.(B1.2.2))¹⁾ によって算定し、ひび割れ強度時せん断ひずみ度 γ_{cr} は式 Eq.(B1.2.3) により定めた。せん断終局強度 Q_{su} は 1.2.3 節 C) に示した分割累加式 (Eq.(1.2.26)) を準用した。せん断終局強度時の変形角 γ_{su} は文献 1) を参考に 0.004rad と仮定した。

$$Q_{cr} = \phi \sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_T \sigma_0} bD \frac{1}{k} \quad (\text{B1.2.2})$$

$$\gamma_{cr} = Q_{cr} / GA_w \quad (\text{B1.2.3})$$

ここで、 ϕ : 耐力係数 (=1.0), σ_T : コンクリートの引張強度 (=0.33 $\sqrt{\sigma_B}$ N/mm²), σ_0 : 軸応力度, k : 断面形状係数 (=1.5), d : 部材の有効せい, a/D : シアスパン比, G : コンクリートのせん断弾性係数, A_w : せん断有効断面積である。

梁部材では、開口上下の境界梁のせん断破壊を再現するために Fig.B1.2.4(b) に示す耐力低下を考慮したトリリニアモデルとし、履歴モデルは Takeda モデル^{B.6)} を選択した。 Q_{cr} は壁部材と同様に主応力式¹⁾ により算出した。せん断終局強度は靱性指針¹⁾ に示されるトラス・アーチ機構によるせん断終局強度 V_u (Eq.(B1.2.4)) で算出し、 γ_{su} も同様に 0.004rad と仮定した。また、せん断終局強点に達した後、せん断変形角 γ_0 においてせん断力がゼロになるものと仮定した。本論では、この γ_0 は Fig.B1.2.5 に示す崩壊機構を基に幾何学的に算出した。ここで、崩壊機構形成時の全体変形角は Fig.B1.2.6 に示すように実験において開口上下の梁コンクリートの剥離顕著となった $R_0=0.5\%$ rad と仮定した。すなわち、Fig.B1.2.5 より $\gamma_0=2 \times R_0 \times l_w / l_0$ の関係が求まり、試験体 W1 では $\gamma_0=0.0455$ rad, 試験体 W2 では $\gamma_0=0.0305$ rad となる。

$$V_u = \min(V_{u1}; V_{u2}; V_{u3}) \quad (\text{B1.2.4})$$

$$V_{u1} = \mu p_{we} \sigma_{wy} b_e j_e + \left(v \sigma_B - \frac{5 p_{we} \sigma_{wy}}{\lambda} \right) \frac{bD}{2} \tan \theta \quad (\text{B1.2.5})$$

$$V_{u2} = \frac{\lambda v \sigma_B + p_{we} \sigma_{wy}}{3} b_e j_e \quad (\text{B1.2.6})$$

$$V_{u3} = \frac{\lambda v \sigma_B}{2} b_e j_e \quad (\text{B1.2.7})$$

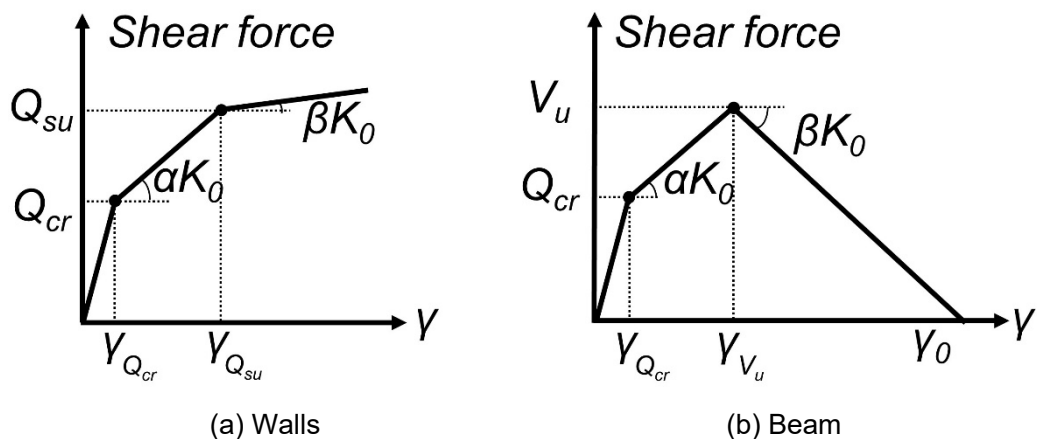


Fig.B1.2.4 Restoring force characteristics for one-component shear springs

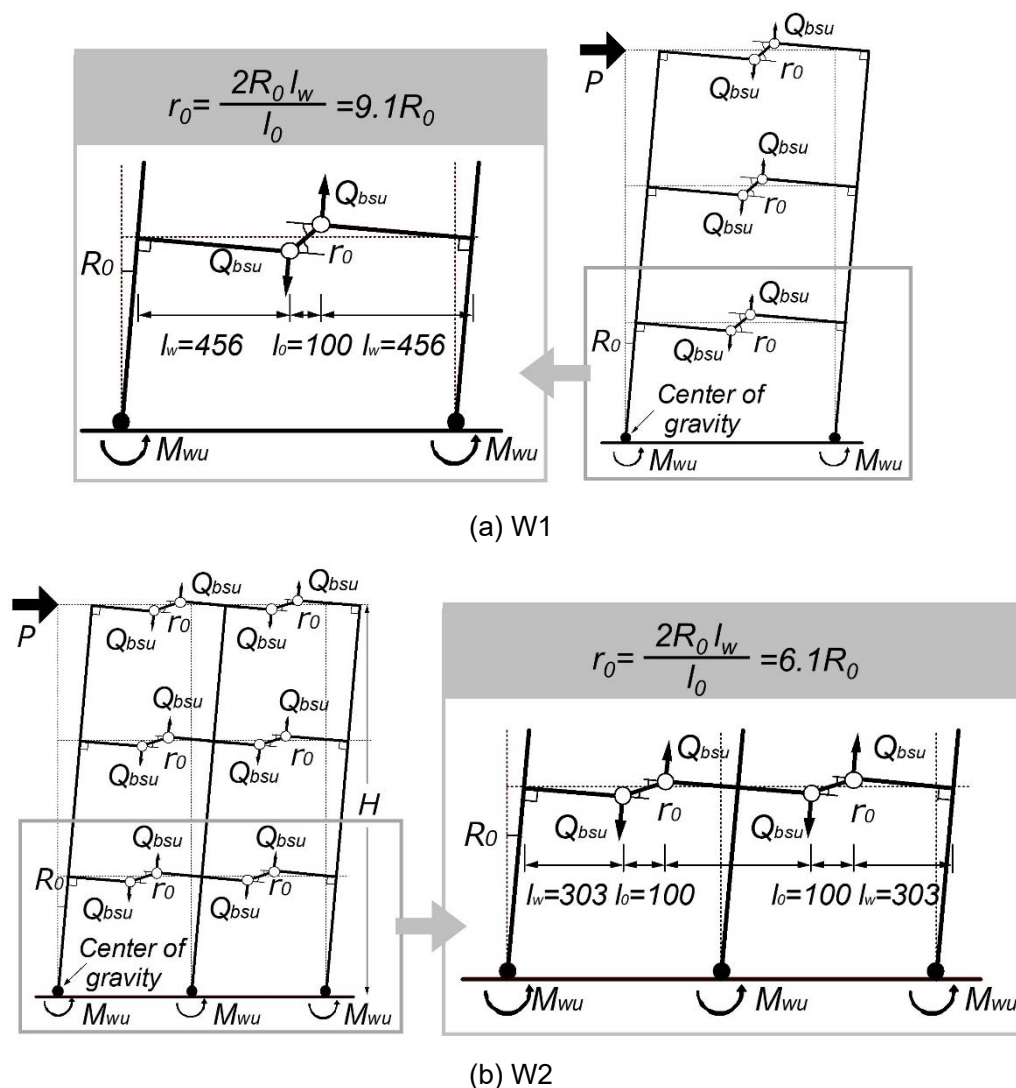


Fig.B1.2.5 Failure mechanism

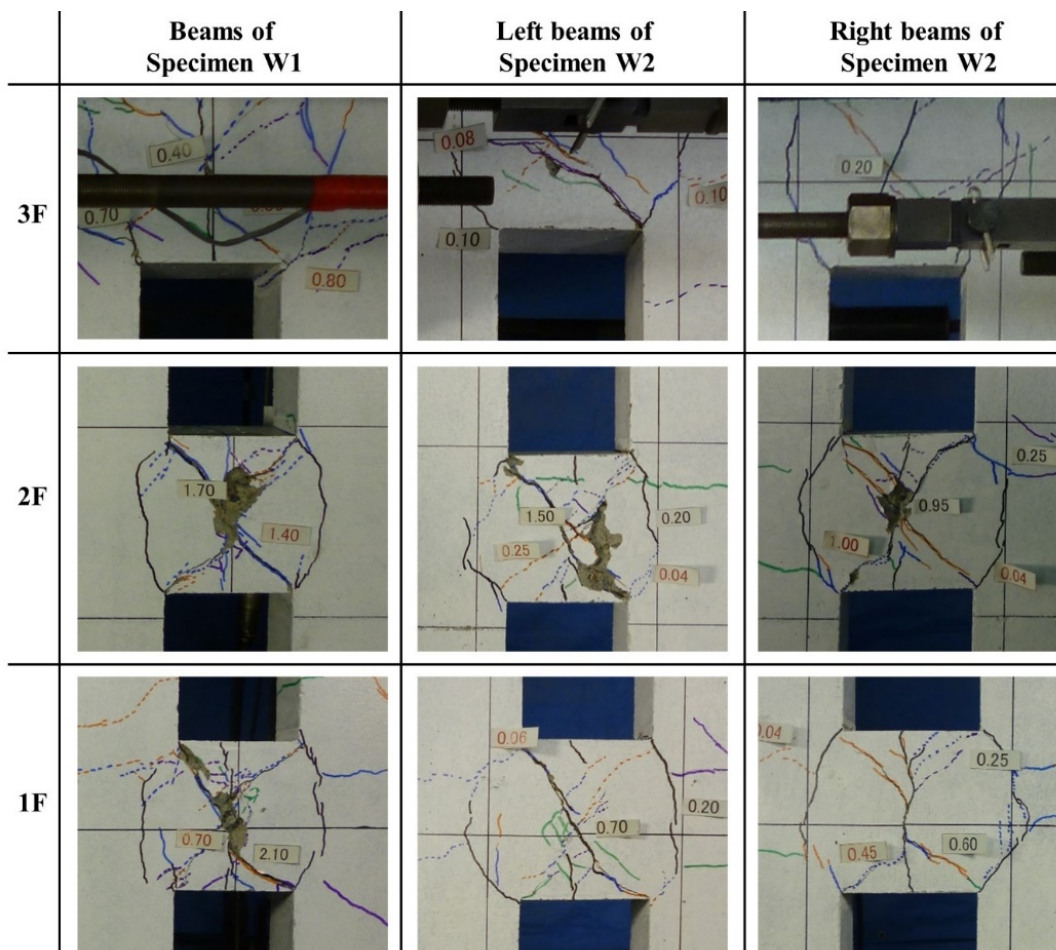


Fig.B1.2.6 Damage condition of beams ($R=0.5\%$ rad)

B.3 解析結果

Fig.B1.3.1 に各縦長開口連層耐震壁試験体の解析結果および実験結果における荷重－変形角関係の比較を示す。同図では最大耐力点●を併せて示す。両試験体ともに解析結果は実験においておよそ最大耐力が記録された $R=0.5\%rad$ の载荷サイクルまでの実験結果の初期剛性および耐力を精度よく評価した。

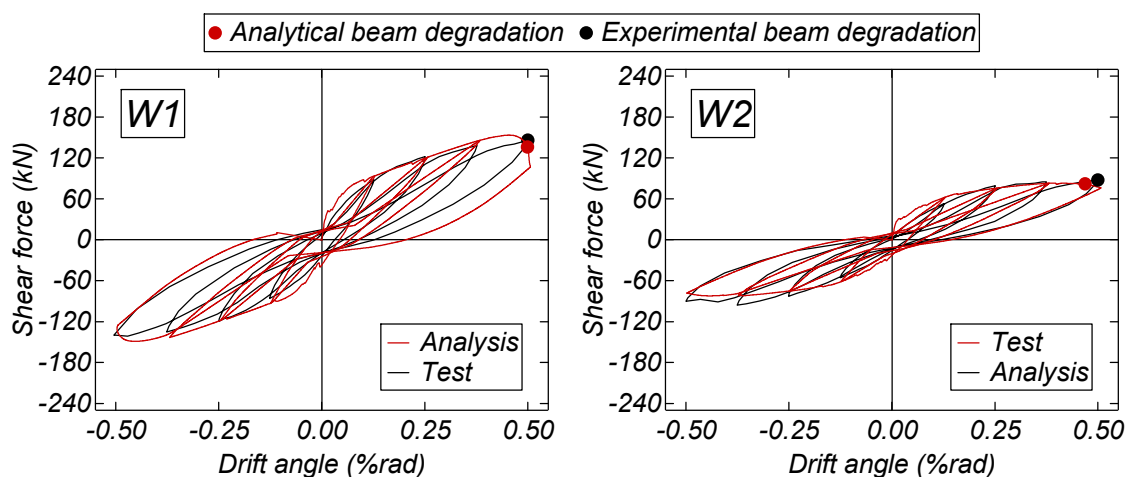


Fig.B1.3.1 Shear force vs. drift angle relationships

また、開口周辺の軸方向変形について検討する。Fig.B1.3.2 に一層および二層における開口周辺に設置した変位計の位置を示しており、Fig.B1.3.2 に各サイクルピーク時における開口周辺の軸方向変形を示している。両試験体ともに、変形角の増大に伴い軸方向の伸びが大きくなり、解析結果は実験結果と概ね一致していることが確認できた。

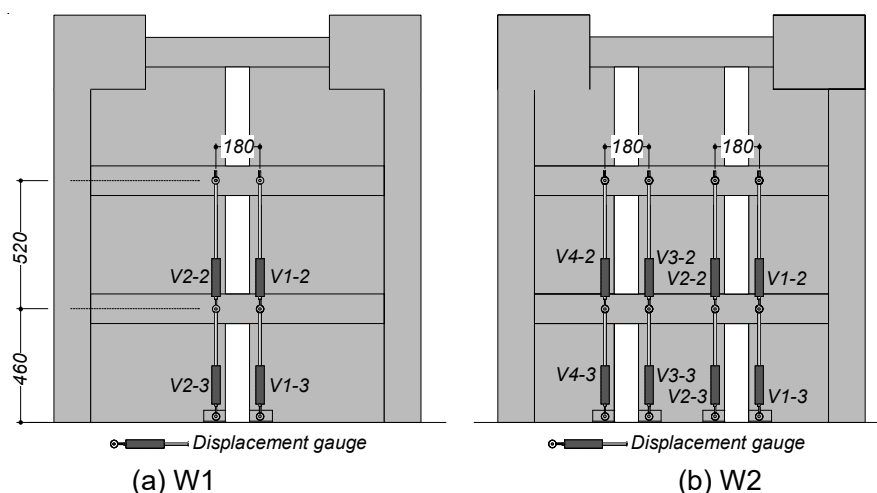


Fig.B1.3.2 Experimental measurement of vertical displacements along door openings

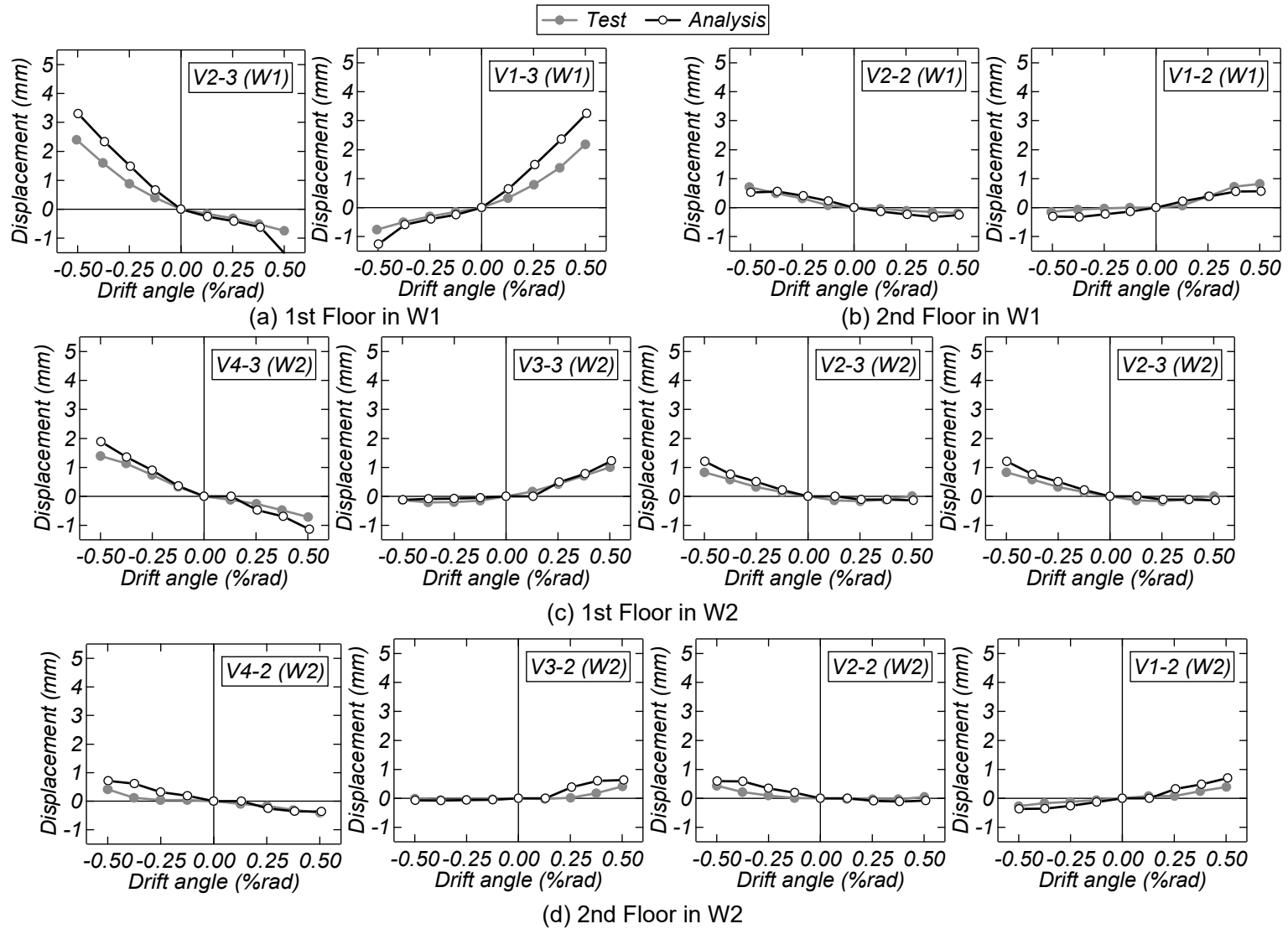


Fig.B1.3.3 Axial deformation vs. drift angle relationships

B.4 まとめ

本章では、壁高さ方向に連続する縦長開口を有する連層耐震壁試験体を対象として静的増分解析を実施し、提案したモデル化方法の有効性を確認した。

参考文献（付録 B）

- B.1) 構造システム：SNAP Ver.7 テクニカルマニュアル，2015.11
- B.2) Kang-Ning, Li, H. Aoyama and S. Otani：Reinforced Concrete Columns under Varying Axial Load and Bi-Direction Lateral Load Reversal, Procs. of 9th WCEE, Tokyo-Kyoto, pp.537-544, 1988
- B.3) 星隈順一，川島一彦，長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係，土木学会論文集，Vol.28, pp.1-11, No.520, 1995.8
- B.4) Darwin D. and Pecknold D.A.：Nonlinear Biaxial Stress-Strain Law for Concrete, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.103, No.EM2, pp.229-241, 1977.4
- B.5) 高橋之，吉田和也，市之瀬敏勝，真田靖士，松本健規，福山洋，諏訪田晴彦：圧縮側に柱型がない RC 耐震壁の曲げ変形性能，日本建築学会構造系論文集，Vol.76, pp. 371-377, No. 660, 2011.2
- B.6) Takeda T, Sozen MA, Nielsen NN. Reinforced concrete response to simulated earthquakes. J Struct Div, Proceedings of ASCE, Vol.96, pp.19-26, 1981

