



壁板と柱の分離施工を容易とする新しい耐震壁システムの開発研究

メタデータ	言語: jpn 出版者: 公開日: 2014-12-04 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 小坂, 英之 メールアドレス: 所属:
URL	https://doi.org/10.15118/00005118

博 士 学 位 論 文

題 目 壁板と柱の分離施工を容易とする
新しい耐震壁システムの研究開発

氏 名 小 坂 英 之

提出年月日 平成 26 年 9 月 25 日

壁板と柱の分離施工を容易とする新しい耐震壁システムの研究開発

内 容 梗 概

本論文は、鉄筋コンクリート造耐震壁における壁板と側柱の接合工法を簡便にするために、壁横筋の柱への定着を省略して設計・施工の両場面で壁板と柱を分離して扱うという新しい耐震壁システムを提案し、これを設計するための壁板強度の算定法および壁板と柱からなるシステム全体の終局強度の評価方法を論じたものであり、全7章よりなっている。

第1章 緒論

本論文で提案する耐震壁システムの基本構成と特長を述べ、既往のプレキャスト耐震壁に関する研究を概観した後、本システムを具現化するための解決すべき技術的課題を指摘し、本論文の目的と研究の範囲を明らかにした。

第2章 曲げ補強筋のない単層壁板の強度算定法

壁板と柱からなる本システムの終局強度は、壁板部分の強度に依存するが、本システムの壁板には柱主筋等の曲げ補強筋がないため、壁板強度の算定に既往のせん断強度設計法は適用できない。そこで、1層1スパンの単層壁板を対象とし、壁板内の横筋の応力度分布と縦筋の効果が考慮された、新たなトラス・アーチ理論に基づく強度算定法を提案した。壁板が側柱によって拘束される影響は、両者間に作用するせん断力（鉛直拘束力と定義）を考慮することにより評価している。トラス機構では、横筋の応力度が両端部で0となり、中央部で最大応力度を示すという曲げ補強筋のない壁板に特有のせん断応力度分布を考慮している。すなわち、横筋に応力度変化のある部分では、横筋の引張力が付着抵抗によってコンクリートに伝達され、コンクリートの斜め圧縮束と縦筋の引張力に釣り合う応力抵抗機構を構成している。アーチ機構では、壁板を細分割し、軸力と縦筋を考慮して各要素ごとにアーチを形成し、壁脚部に設定したせん断破壊判定領域における ϕ 方向（ ϕ ：トラス機構の圧縮束の角度）の圧縮応力度がコンクリートの有効強度に達するまで積算して強度を算定している。本算定法は、コンクリート、横筋および縦筋の応力の釣り合いから壁板でとり得る強度を求めるものであり、曲げ破壊からせん断破壊までの統一された強度算定法となっている。本算定法の適合性を検証するために、単層壁板の水平加力実験を実施し、強度計算値（曲げ強度あるいはせん断強度）は、実験値とよく適合することを確認した。

第3章 曲げ補強筋のない連層壁板の強度算定法

水平力を多層から受ける連層壁板の場合には、下層ほどせん断力が大きくなるため、ト

ラス機構は単層壁板のように一様にはならない。そこで、第 2 章の単層壁板の算定法を基本とし、連層壁板の強度算定法に拡張した。 n 層からなる壁板のトラス機構は、各水平力の作用高さまでの n 個の壁板を合成して扱っており、トラス機構の成立はせん断ひび割れの多数発生する層のみとしている。アーチ機構では、各層の水平力に釣り合う斜め圧縮束を考慮し、単層壁板の場合と同様に連層アーチ機構を構成している。2 層壁板の水平加力実験による実験値と本算定法の計算値を検証した結果、実験結果のひび割れ状況と本算定法のトラス機構の形成状況は概ね対応し、強度計算値は実験値によく適合した。

第 4 章 せん断破壊型耐震壁システムの終局強度

柱-壁板間の鉛直接合部が破壊する前に、曲げ補強筋のない壁板がせん断破壊する強度抵抗型耐震壁システムの加力実験を行い、システム全体の破壊性状と終局強度について検討した。壁板強度は第 2 章の算定法により求めることができるが、この破壊形式の場合は、強度算定時に用いる鉛直拘束力は独立して得ることはできず、柱と壁板の関係から定める必要がある。そこで、鉛直拘束力を特定して壁板強度を算定し、これに柱の負担せん断力を加えることでシステム全体の終局強度を評価する方法を示し、本計算値が実験値に適合することを確認した。

第 5 章 鉛直接合部の滑り破壊型耐震壁システムの終局強度

柱-壁板間の鉛直接合部の滑りを許容するプレキャスト連層耐震壁の実験を実施し、このような新たな破壊形式となるシステムの破壊性状と終局強度を把握した後、システム全体の終局強度の評価方法を検討した。実験の結果、鉛直接合部の滑り破壊型耐震壁システムは優れた変形性能を示し、靱性抵抗型のシステムとなることを明らかにした。システム全体の終局強度は、鉛直接合部の滑り強度を鉛直拘束力として第 3 章の算定法により壁板強度を求め、第 4 章と同様に柱負担せん断力を加えることで評価できることを確認した。

第 6 章 壁板と柱の分離型設計法の試案

鉛直拘束力を介在させて壁板と柱を分離して扱う、本システムの分離型設計法の一連の流れを整理し、試案として提示した。本設計法によれば、壁板と柱のそれぞれについて、設計応力の把握と終局強度の評価が独立して行えるので、双方の損傷程度に配慮した設計が可能となる。静的弾塑性解析時の力学モデルとして、壁板と柱のそれぞれを線材要素に置換し、鉛直接合部の位置で両者間を滑りばねで連結したモデルを設定した。本モデルを用いてプレキャスト連層耐震壁システム試験体の荷重増分解析を行った結果、荷重-変形曲線は実験結果と良い対応を示し、その崩壊メカニズムを検証できることが明らかになった。

第 7 章は本論文の総括である。

目 次

第1章 緒論	1
1.1 概説	1
1.2 既往の研究	2
1.3 耐震壁システムの提案	4
1.4 本論文の目的と研究の範囲	7
第2章 曲げ補強筋のない単層壁板の強度算定法	9
2.1 はじめに	9
2.2 セン断抵抗機構	10
2.3 トラス機構の基本概念	11
2.4 壁板のアスペクト比に応じたトラス機構	14
2.4.1 壁横筋の応力度分布の仮定	14
2.4.2 コンクリートの圧縮合力と縦筋の合力	14
2.4.3 曲げ戻しモーメントによる応力	16
2.4.4 壁脚縦筋の応力度分布	17
2.4.5 壁脚縦筋の最大引張応力度	18
2.5 アーチ機構	18
2.6 セン断破壊判定法	19
2.7 壁板強度時の各部の応力状態	20
2.8 単層壁板の実験による強度算定法の検証	22
2.8.1 実験概要	22
2.8.2 破壊状況	24
2.8.3 強度算定法の適合性	26
2.8.4 曲げ補強筋のない単層壁板の強度特性	27
2.9 まとめ	29
第3章 曲げ補強筋のない連層壁板の強度算定法	31
3.1 はじめに	31

3.2	せん断抵抗機構	31
3.3	トラス機構	32
3.4	アーチ機構	34
3.5	計算手順	36
3.6	二層壁板の実験による強度算定法の検証	37
3.6.1	実験概要	37
3.6.2	連層壁板の強度算定法の適合性	39
3.7	まとめ	45
第4章	せん断破壊型耐震壁システムの終局強度	46
4.1	はじめに	46
4.2	実験概要	46
4.2.1	試験体	46
4.2.2	加力方法および計測方法	55
4.3	実験結果	56
4.3.1	破壊性状と荷重-変形角曲線	56
4.3.2	壁筋のひずみ性状	60
4.4	せん断破壊型耐震壁システムの終局強度の評価方法	63
4.4.1	柱-壁板間の鉛直拘束力の特定	63
4.4.2	側柱の負担せん断力	67
4.4.3	せん断強度の実験値と計算値の比較	71
4.5	まとめ	74
第5章	鉛直接合部の滑り破壊型耐震壁システムの終局強度	76
5.1	はじめに	76
5.2	実験概要	77
5.2.1	試験体	77
5.2.2	加力方法および計測方法	82
5.3	実験結果	83
5.3.1	破壊性状と荷重-変形角曲線	83
5.3.2	鉛直接合部の滑り性状	87
5.3.3	等価粘性減衰定数	92

5.4	滑り破壊型耐震壁システムの終局強度の評価方法	93
5.4.1	鉛直接合部の滑り強度と鉛直拘束力	93
5.4.2	鉛直滑りを考慮した曲げ強度の実験値と計算値の比較	93
5.5	まとめ	96
第6章	壁板と柱の分離型設計法の試案	97
6.1	はじめに	97
6.2	総則	97
6.2.1	設計方針	97
6.2.2	適用範囲	98
6.2.3	破壊形式と強度算定のフロー	100
6.3	曲げモーメントに対する設計	103
6.4	せん断力に対する設計	105
6.5	梁－壁板間の水平接合部の設計	105
6.6	最上階および最下階の梁の設計	107
6.7	許容応力度設計	109
6.8	静的非線形解析時の力学モデル	116
6.9	まとめ	117
第7章	総括	119
	謝辞	121
	参考文献	122
	本研究に関連して発表した論文	124

第 1 章

緒 論

1.1 概説

鉄筋コンクリート（RC）造耐震壁は、柱梁架構内に壁板が組み入れられて構成される耐震要素であり、地震時の水平力に対する剛性および耐力が高いことから、広く用いられている。壁板の横筋は柱内に定着されて柱と壁板はコンクリートで一体となっており、剛性や耐力を評価する際には I 形断面の両側柱付き壁¹⁾として扱われることが多い。

耐震壁を造る工法としては、建設現場で鉄筋・型枠・コンクリート工事を行う在来工法が主流であるが、施工現場での省力化や短工期化および高品質化を目的とし、あらかじめ工場で製作した部材を施工現場で組み立てるプレキャスト（PCa）工法の開発が進められてきた。1960 年代には日本住宅公団（現 都市再生機構）による壁式プレキャスト鉄筋コンクリート部材組立工法（W-PC 工法）による低層住宅の建設が始まり、その後柱・梁部材の PCa 化が進んで 1990 年前後には住宅・都市整備公団（現 都市再生機構）により壁式ラーメンプレキャスト鉄筋コンクリート部材組立工法（WR-PC 工法）、ラーメンプレキャスト鉄筋コンクリート部材組立工法（R-PC 工法）が採用され、PCa 工法の適用範囲は高層建物へと拡大した²⁾。PCa 工法では部材間の接合部の性能が架構全体の構造性能に影響するため、現場打ち RC 造と同等な構造性能が得られるように接合方法が開発され、設計指針がまとめられている^{3)~5)}。現在の PCa 工法は、この現場打ち同等型に類するものであり、床、梁および柱を PCa 化した建物は、高層集合住宅などの大規模で部材数の多い建物を中心に広く適用されるようになっている。しかしながら、耐震壁の PCa 化は過去の適用実績は多数あるものの、現在では採用されることが少なくなっている。耐震壁の PCa 化が普及していないのは、壁板に配される多数の補強筋（縦筋、横筋）を柱・梁と接合させるために、多くの接合筋が必要となり、配筋・型枠工事が煩雑になるなど、接合工法によっては必ずしも合理的にならないといった点も一因であると思われる。また、スパンや階高が大きな建物の耐震壁では、運搬時や揚重時の制限から壁板は分割せざるを得なくなり、壁板-壁板間の接合部も必要になる。したがって、省力化工法としての特長が損なわれないように PCa 工法を推進するためには、部材同士の接合工法を簡便にすることが不可欠であろう。

本研究は、このような背景のもと、簡便な接合工法の採用を前提として、壁板と柱を分離して扱う新しい耐震壁システムを開発することを目的としたものである。したがって、

本システムは、壁板と柱が一体となった一般の耐震壁と比べれば同等ではない。壁板、柱および両者間の鉛直接合部の仕様に基づき、本システムのもつ構造特性を適正に評価して設計するものである。本システムによれば、柱-壁板間の鉛直接合部に壁横筋を貫通させる必要が無いため、耐震壁の PCa 工法が採用し易くなるほか、在来工法では壁板と柱の施工時期を工法上の配慮で変えること、既存建物の耐震補強工法では柱梁架構内に壁板を組み入れることが容易になる。

本論文は、この提案システムの構造性能を実験に基づき明らかにするとともに、壁板の横筋、縦筋およびコンクリートの応力度が考慮された壁板強度の算定法ならびにシステム全体の終局強度の評価方法を提案するものである。

1.2 既往の研究

柱と壁板が分離された RC 耐震壁の研究としては、村橋ら^{6),7)}の有開口耐震壁に関わる実験がある。壁板-柱間に縦長の開口を設けた試験体で靱性に富む破壊性状を示したこと、開口幅が小さく、スリット状の試験体では壁板のせん断破壊を示したことが報告されているが耐力評価については言及されていない。小山内ら⁸⁾、五十嵐ら^{9),10)}の研究では、PCa 耐震壁の簡便な工法を意図して壁板-柱間の鉛直接合部をスリット扱いとし、曲げ変形を卓越させることで変形性能が確保されることが示されている。これらは層間内での鉛直滑りを許容するが、梁位置での鉛直滑りは許容しないとしたものであり、各層の梁を剛強にすることが不可欠であると思われる。

PCa 耐震壁の鉛直接合部を簡便にするために、壁板部の接合筋は省略して接合面にコッターを設け、壁頂部の梁主筋やスラブ筋を集中させて現場打ち耐震壁と同等の構造性能を確保するといった研究は比較的多い。ここで、コッター（シヤーキー⁵⁾）とは、凹状と凸状のコンクリート同士を嵌合するせん断伝達機構であり、せん断強度に達するまでは境界面のずれ変形はほとんど生じないことから広く用いられているものである。望月ら¹¹⁾は鉛直接合部のコッターの有無と梁主筋量をパラメータとした実験を行い、鉛直接合部に接合筋のない場合でもコッターを設け、梁の主筋量を増すことで十分な耐力が得られることを報告しており、長・仲地・望月ら^{12)~14)}は、スラブ有効幅内に接合筋を集中して配筋すれば曲げ強度は既往の計算値で算定できるとしている。五味・壁谷澤ら¹⁵⁾は3層の連層耐震壁試験体の各層に水平力を加える実験を行って、壁頂部のみを集中加力する場合より鉛直接合部の滑り変形は十分に小さく、梁筋のみを接合筋としても曲げ降伏型の靱性のある挙動を示すと述べている。また、壁板を3分割し、壁板-壁板間の接合部もコッターのみとした実験

としては、田中ら¹⁶⁾、田淵・藤村ら¹⁷⁾の研究があり、靱性のある復元力特性を示すことが報告されている。

鉛直接合部の接合筋を省略した場合のせん断強度を検討した実験としては、古屋ら¹⁸⁾、関根ら¹⁹⁾、福本・森ら²⁰⁾、柳瀬・柳沢ら²¹⁾、松本・西原²²⁾などの研究があるが、いずれも一般の耐震壁のせん断強度式により検討されている。実務設計で広く用いられている式(1.1)例えば²³⁾(以下、広沢式)によるせん断強度計算値に対する実験時の最大荷重の比率は、0.9～1.3程度と示されており、壁板の鉛直接合部や水平接合部の滑りがない場合には広沢式で概ね安全側に評価できることが確認されている。

$$Q_{wsu} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M/(Q \cdot D) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t_e \cdot j \quad (N) \quad \dots (1.1)$$

ここに、

t_e : I形断面の耐震壁を長さで断面積とが等しい等価長方形断面に置き換えた時の幅(mm), D : 耐震壁の全長(mm), j : $7/8 \cdot d$ (mm), p_{te} : 等価引張鉄筋比(= $100a_t/t_e \cdot d$) (%), a_t : I形断面の場合は引張側柱内の主筋断面積, 長方形断面の場合は端部の曲げ補強筋の断面積(mm²), d : I形断面の場合 $D - D_c/2$ (D_c は圧縮側柱のせい), 長方形断面の場合は $0.95D$ (mm), 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} : 水平せん断補強筋の降伏強度(N/mm²), σ_0 : 全断面積に対する平均軸方向応力度(N/mm²)

PCa 連層耐震壁の設計法として壁谷澤^{24),25)}は、せん断抵抗機構をトラス機構とアーチ機構の累加とする²⁶⁾が、鉛直接合部の接合筋を省略する場合は、トラス機構を梁主筋によるものと壁筋によるものに分けて考え、壁筋のトラス機構では壁長さを壁筋のある壁板の内法長さとすることを提案した。アーチ機構では各階床位置の水平力が直接壁脚部に伝達される連層アーチ機構を考慮している。この設計法は実験値に対して安全側の評価となることが示されているが、柱に定着されていない横筋は壁板端部で降伏することがないはずであるのに、一般の耐震壁のような様なトラス機構の成立を想定してトラス機構で壁板の内法長さをとることには矛盾がある。また壁谷澤は、せん断応力度が接合部せん断強度に達しても上層で滑りが生じなければ安定した挙動が得られることを想定し、曲げ理論で算出された各層の鉛直接合部のせん断応力度を上下層に再配分する方法を提案した。これは全層にわたる滑りを防止する設計を行う際には、実用的な設計法であると考えられる。

以上のように、PCa 耐震壁の鉛直接合部で接合筋を省略することは、簡便化の手段として共通しており、本研究で提案する耐震壁システムも同じである。しかし、鉛直接合部の滑りがある程度許容する観点に立っているのは、前述の壁谷澤らの研究に見られる程度であ

り，他の研究は鉛直接合部の破壊や滑りを生じさせず，現場打ち耐震壁と同等の構造性能を確保しようとしたものである。よって，これらの研究の実験においては，壁板上部に剛性の高い加力用のスタブや梁を設け，全層滑りが生じ難い条件下で検証されていることが多い。したがって，本システムのように柱-壁板間の鉛直接合部の全層滑りをも許容することを意図した研究は見あたらず，柱とは分離された壁板のせん断強度の算定方法および柱と壁板からなるシステム全体の終局強度の評価方法は，未だ明らかになっていない。

1.3 耐震壁システムの提案

本研究の耐震壁システムは，図 1.1 の概念図に示すように壁板と柱を並列に配置して構成するものであり，壁板と柱の間（以下，鉛直接合部と記す）は鉛直方向のせん断力を伝達するためのコッターと梁位置の主筋等の接合筋により接合されている。したがって，地震時の水平力 P は，スラブと梁を介して，柱と壁板のそれぞれに伝達され，両者間は鉛直接合部に生じる鉛直方向のせん断力によって連成する状態となる。

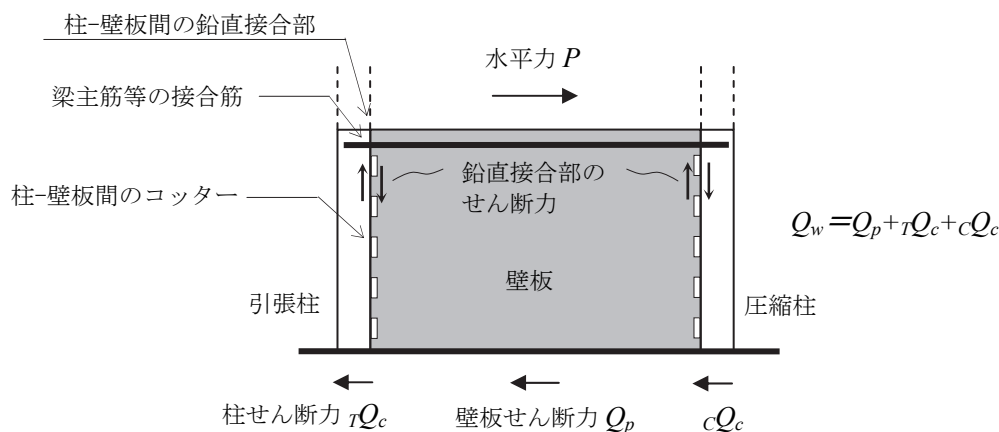


図 1.1 耐震壁システムの概念図

一般の耐震壁と本システムの耐震壁を比較して図 1.2 に示す。耐震壁は同図(1)に示すように壁板と柱が一体となり I 形断面となっていることが一般的であり，壁板の横筋は柱内に定着され，両端に曲げ補強筋として柱主筋がある。同図(2)に示すように柱幅を壁板厚さと同じにし，耐震壁を長方形断面とする場合も I 形断面と同様であり，横筋の両端部には柱主筋等の曲げ補強筋が配されている。一方，同図(3)の本システムは，横筋の柱への定着を省

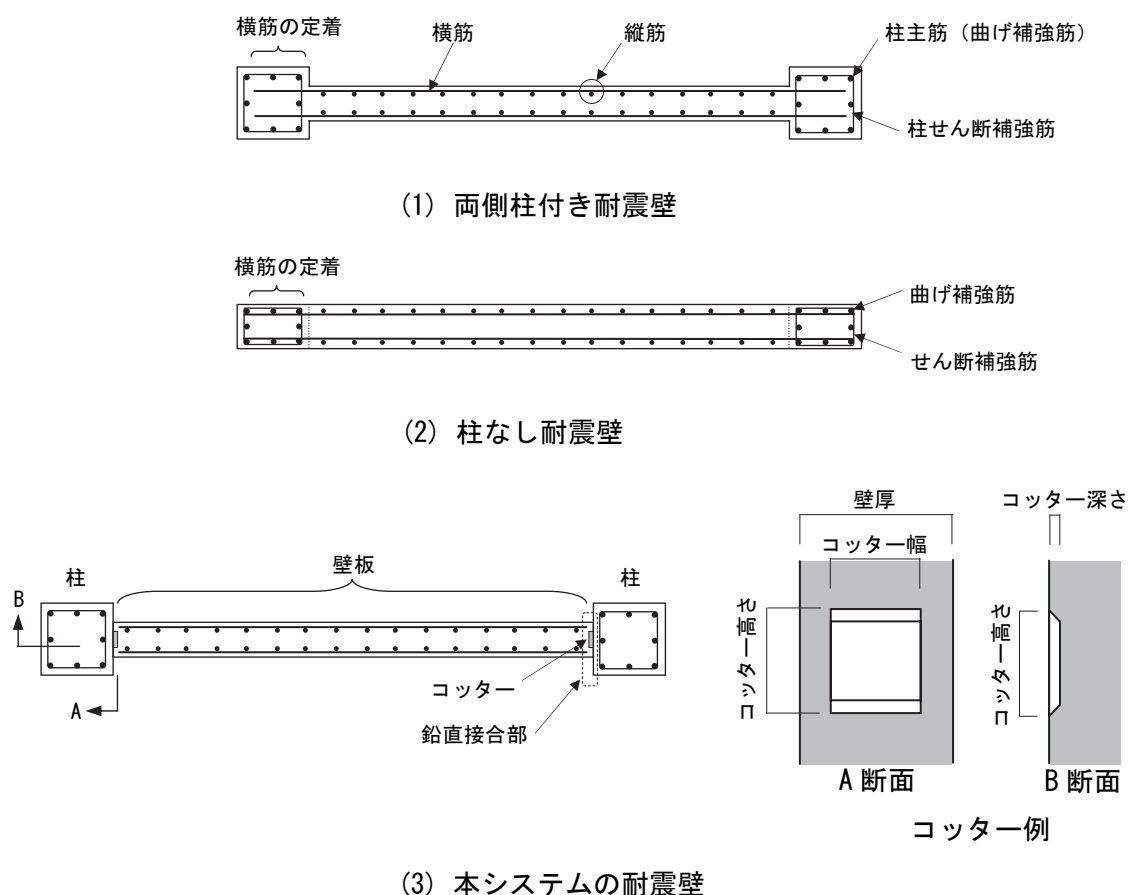


図 1.2 一般の耐震壁と本システムの耐震壁

略しており、壁板の両端部に曲げ補強筋は存在しない。このような曲げ補強筋のない壁板では、曲げ補強筋のある場合とは壁板内の応力伝達機構が異なるために、せん断強度はやや低くなるが、これを柱梁架構に組み込むことによって以下に示す工法上の特長が生まれる。

- 1) 鉛直接合部に貫通させる接合筋の位置を梁近傍部のみとすることができるので、配筋・型枠工事の省力化が図れる
- 2) 在来工法では柱を先行して施工し、壁板を任意の時期に施工するなど、壁板部分の施工を工事全体のクリティカルパスから外すことが可能となり、工期の短縮が図れる
- 3) 耐震壁にプレキャスト工法を採用し易くなる
- 4) 既存の RC 造や SRC（鉄骨鉄筋コンクリート）造の建物に壁板を増設する耐震補強工事が容易となる

構造設計を行う際には、壁板と柱を分けて扱うことができ、壁板、柱および両者間の鉛直

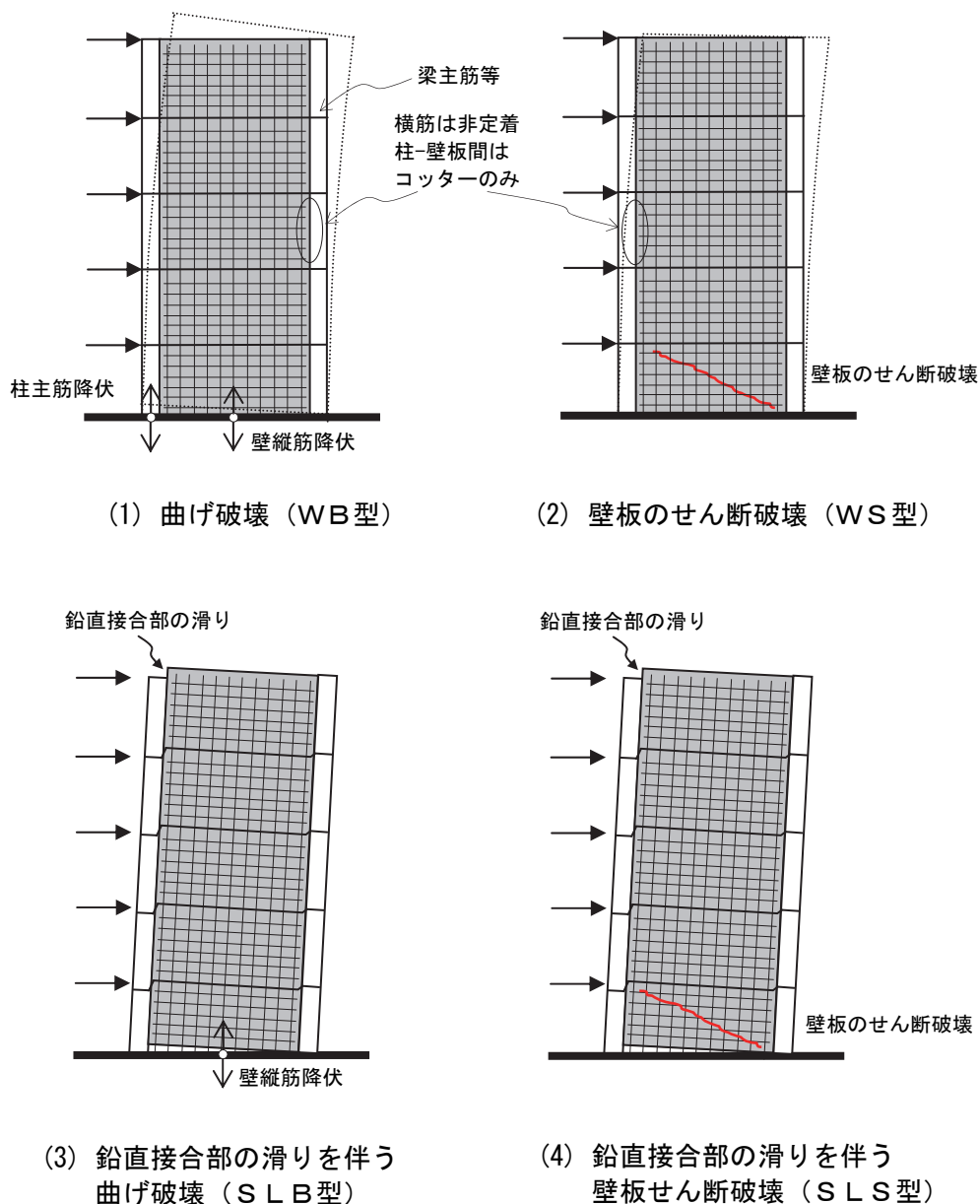


図 1.3 本システムの破壊形式

接合部の強度を適宜設計することによって、図 1.3 に示すような本論文で定義する破壊形式をとり得る。

破壊形式「WB 型」は、鉛直接合部が破壊せず、水平力の作用時に曲げ引張側となる柱の主筋および壁板の縦筋が引張降伏し、システム全体の曲げ破壊となる破壊形式である。したがって、WB 型は、図 1.4(1)に示すような在来工法や現場打ち同等型 PCa 工法による I 形断面耐震壁の曲げ破壊と同様な破壊形式となる。ただし、本システムでは横筋の柱への定

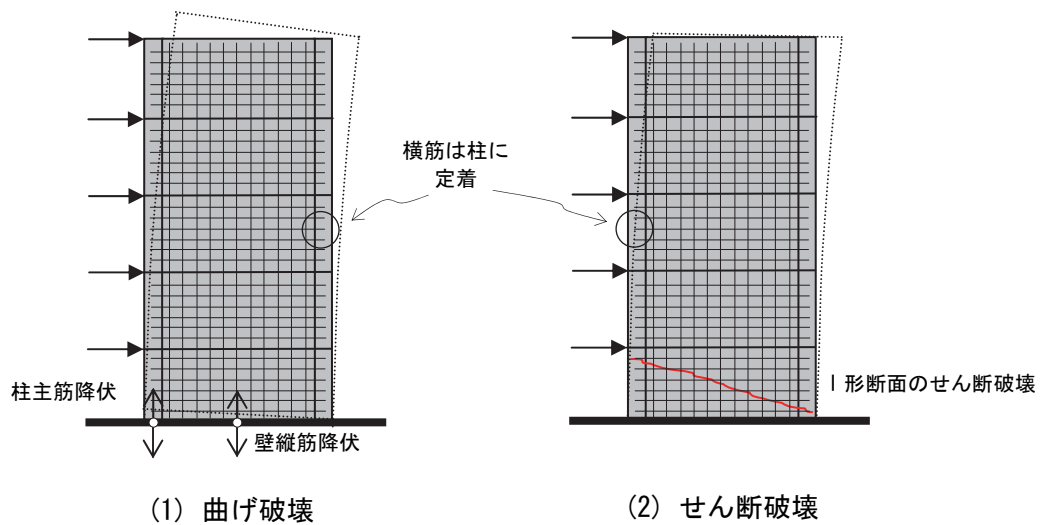


図 1.4 I 形断面耐震壁（在来工法，現場打ち同等型 PCa 工法）の破壊形式

着を省略しているため、この破壊形式は梁主筋量が十分に確保されている場合に想定されるものである。

破壊形式「WS 型」は、鉛直接合部は破壊せず、壁板がせん断破壊する破壊形式である。壁板のせん断破壊が先行するので、図 1.4(2)に示す I 形断面耐震壁のせん断破壊形式と類似しているが、柱と壁板の水平方向が分離された本システムでは、壁板のせん断ひび割れの柱への伸展が緩和され、両側柱の損傷は比較的小さくなる。

破壊形式「SLB 型」と破壊形式「SLS 型」は、柱主筋が引張降伏する前に鉛直接合部の滑り破壊が先行する破壊形式であり、滑り変形を伴いながら、SLB 型は壁縦筋が引張降伏して壁板は曲げ破壊し、SLS 型は壁板がせん断破壊するというものである。側柱が伸縮して I 形断面全体の曲げ変形が卓越する WB 型に対して、SLB 型および SLS 型は鉛直接合部の滑り変形を許容して側柱の伸縮を抑制し、壁板の拘束を小さくすることで、壁板部分の曲げ変形を卓越させるものであり、曲げ破壊のように優れた変形性能を示す。

曲げ補強筋のない壁板の破壊により強度が決定される WS 型や、鉛直接合部の滑りを許容した SLB 型および SLS 型は、システム全体の強度と変形性能が、曲げ補強筋のない壁板と鉛直接合部の破壊性状に左右される新たな構造システムと言える。

1.4 本論文の目的と研究の範囲

本論文の目的は、設計・施工の両場面で壁板と柱を分離して扱う、前節で述べた新しい

耐震壁システムの構造性能を把握し、設計を可能にすることにある。本システムの壁板には曲げ補強筋がなく、鉛直接合部となる両端には図 1.5 に示すようにせん断力（以下、鉛直拘束力 V_j ）が壁板を拘束するように作用する状態となっているが、このような壁板のせん断強度を算定する方法は見あたらない。そこで本論では、まず横筋、縦筋およびコンクリートの応力度を考慮したトラス・アーチ理論に基づく単層壁板の強度算定法を提案し、実験によって算定法の適合性を検証する。さらに、この強度算定法を複数層から水平力を受ける連層壁板の算定法に拡張し、2 層から水平力を加える実験を行って算定法の適合性を検証する。

このように壁板部分の強度算定を可能にした後、壁板と柱で構成される耐震壁システムの水平加力実験による検証を行う。前節で示した 4 つの破壊形式のうち、まず壁板のせん断破壊で終局強度が決定される WS 型、すなわち終局強度が最も高い、強度抵抗型のシステムとした場合の破壊性状を把握し、システム全体の終局強度の評価方法を検討する。

次に、鉛直接合部の滑りを許容する SLB 型および SLS 型のプレキャスト連層耐震壁システムの実験を行い、このような新たな破壊形式となるシステムの破壊性状を明らかにした後、システム全体の終局強度の評価方法を述べる。

最後に、本システムにおける壁板と柱の分離型設計法の一連の流れを整理し、試案としてまとめる。

他方、PCa 耐震壁では、壁板-梁間の水平接合部の仕様によっては水平滑りが生じることがある²⁷⁾。壁縦筋の接合筋量を少なく計画したり、敷モルタルを介すなど摩擦抵抗の小さい状態で PCa 壁板を設置する場合はこれにあたる。このような水平滑りを考慮したせん断強度の評価方法に関しては、文献 27) にいくつかの提案が示されている。しかし、第 2 章で述べるように壁縦筋は曲げ強度に寄与するだけではなく、壁板を拘束することによりせん断強度に寄与するものであるため、本研究で提案する耐震壁システムでは壁縦筋の接合筋量を過度に少なく計画するものは対象外とし、壁板-梁間の水平接合部の滑り破壊は許容しないこととする。

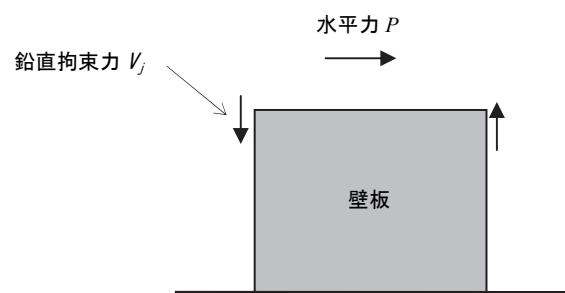


図 1.5 壁板に作用する鉛直拘束力

第 2 章

曲げ補強筋のない単層壁板の強度算定法

2.1 はじめに

本耐震壁システムは、曲げ補強筋のない壁板と柱を並列に配置して構成するものであり、システム全体の終局強度は、壁板の強度と柱の負担せん断力の累加により得られると考えられる。耐震壁のせん断強度式としては、広沢式（式(1.1)参照）やトラス・アーチ理論に基づく日本建築学会の靱性指針式²⁶⁾がよく知られているが、いずれも耐震壁に曲げ補強筋があることを前提としたものとなっており、本システムで扱うような曲げ補強筋のない壁板の強度算定法は未だ明らかにされていない。靱性指針式のトラス機構では、壁横筋の引張応力度は壁全長にわたって一定とし、横筋の引張力は柱主筋等の曲げ補強筋の軸方向力とコンクリートの斜め圧縮力に釣り合うという応力抵抗機構が想定されている。しかし、曲げ補強筋のない壁板の場合には横筋の反力がとれないことになるため、そのような応力抵

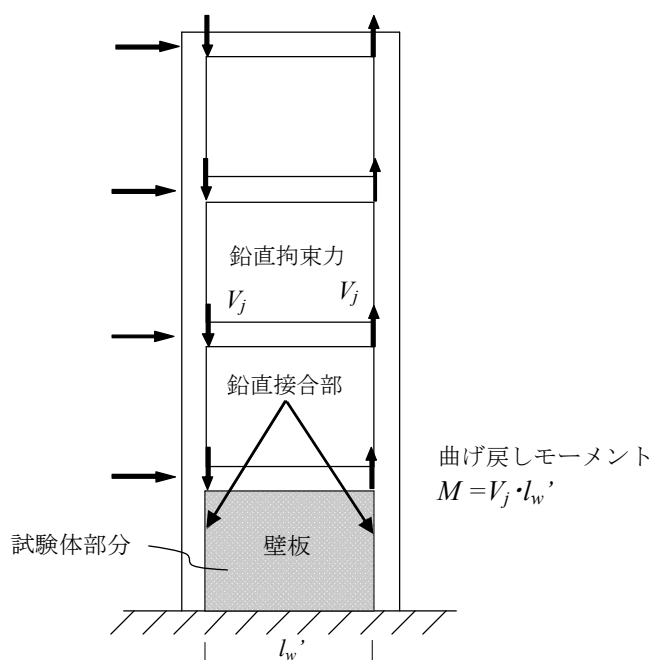


図 2.1 PCa 連層耐震壁

抗機構に基づく一般のトラス・アーチ機構が成立しないことは明らかである。そこで、本章では、壁脚固定の 1 層 1 スパンの壁板（単層壁板）を対象とし、曲げ補強筋がない場合の横筋、縦筋およびコンクリートの応力度が考慮された、新たなトラス・アーチ理論に基づく壁板強度の算定法を提案する。さらに、図 2.1 に示すような PCa 連層耐震壁の 1 層の壁板部分を取り出し、鉛直接合部のせん断力を模した拘束力（鉛直拘束力 V_j ）を作用させた水平加力実験を行って、本算定法の適合性を検証する。

2.2 せん断抵抗機構

本算定法は、図 2.2 に示すように RC 壁板をトラス機構とアーチ機構によるせん断抵抗機構²⁶⁾に分けて考え、式(2.1)で表されるように各々の機構のせん断力の和を壁板のせん断強度とするものである。

$$Q_p = Q_t + Q_a \quad (2.1)$$

ここに、

Q_p : 壁板のせん断強度

Q_t : トラス機構による強度

Q_a : アーチ機構による強度

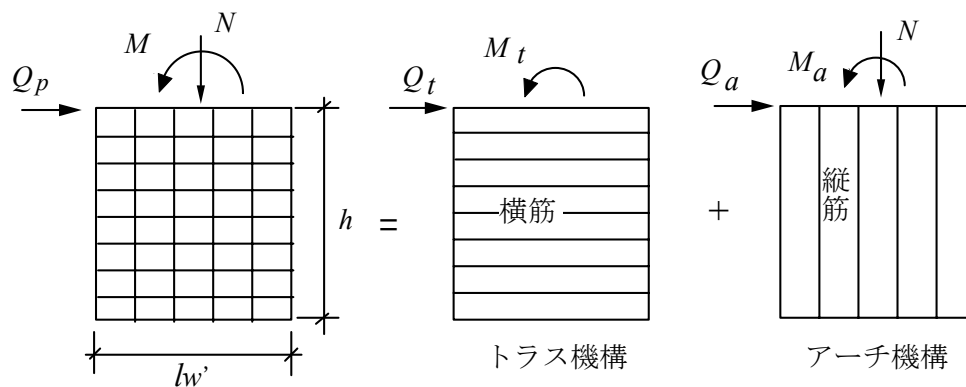


図 2.2 壁板のせん断抵抗機構

図 2.1 に示すように長さ l_w' の壁板の両側に柱が取り付けく場合には、柱と壁板との間に生じる鉛直方向のせん断力を鉛直拘束力 V_j と定義し、これによる曲げ戻しモーメント $M(=V_j \cdot l_w')$ を両機構で配分することにより壁板が柱によって拘束される影響を考慮する。すなわち、

$$M = M_t + M_a \quad (2.2)$$

ここに,

M : 曲げ戻しモーメント, $M = V_j \cdot l_w'$

M_t : トラス機構分の曲げ戻しモーメント

M_a : アーチ機構分の曲げ戻しモーメント

M_t と M_a の配分は、下界定理より横筋、縦筋およびコンクリートのそれぞれが降伏強度を超えず、せん断強度 Q_p が最も大きくなるように与える。したがって、 M_t はトラス機構によって横筋が降伏強度に達するように大きく設定すればよいが、縦筋の応力度が降伏強度以下となるように定める。アーチ機構では、トラス機構で使用した曲げ戻しモーメントの余剰分 $M_a (=M - M_t)$ のほか、軸力 N および縦筋の引張力により壁板が拘束されることを考慮する。

2.3 トラス機構の基本概念

2.8 節に示す実験で計測された壁横筋のひずみ度分布は、図 2.3 に示すようになっている。これは鉛直拘束力 V_j のみを変化させた 3 試験体 (V_j が大きいと強度も大きい) の比較であり、 V_j の大小に拘わらず横筋のひずみは両端で非常に小さく、壁板の対角を結ぶ線上付近で大きくなっている。このように横筋の応力度が変化する部分では、横筋の引張力は、鉄筋-コンクリート間の付着によってコンクリートに伝達されて、図 2.4 に示すように x 方向に付着応力度 τ が生じており、横筋と縦筋の交点では ϕ 方向 (ϕ : トラス機構の圧縮束の角度) のコンクリート圧縮束の応力度増分 $d\sigma_c$ および y 方向の縦筋の応力度増分 $d\sigma_{sv}$ と釣り合っている。

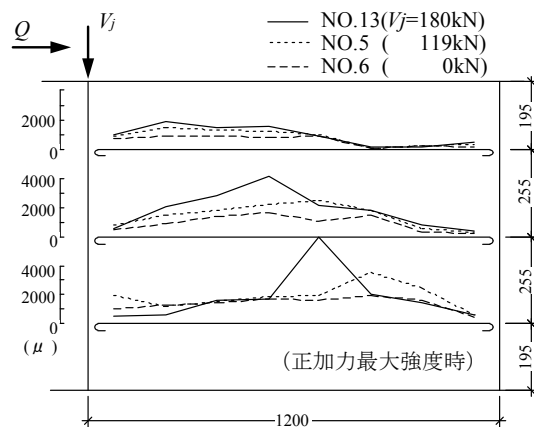


図 2.3 壁横筋のひずみ分布

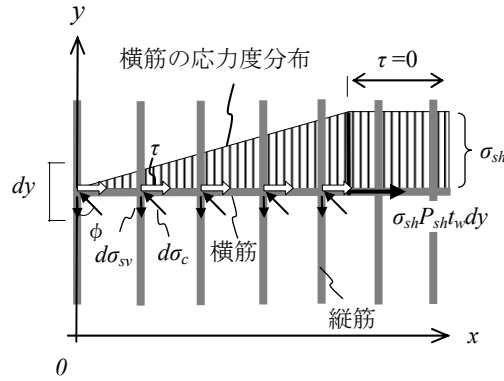


図 2.4 横筋に応力度変化がある場合のトラス機構における力の釣り合い

そこで本算定法では、実験で得られた横筋のひずみ分布を参考に、壁横筋の応力度は図 2.5 に示すように壁対角線上で最大値 σ_{sh} をとり、両端部で 0 となる線形分布に設定し、壁板内の応力度増分によって形成される新たなトラス機構を考える。同図に示すように、トラス機構のコンクリート圧縮束の角度を ϕ とする壁高 h 、壁長さ $h \tan \phi$ 、壁厚 t_w の壁板において、壁頂から y の位置の微小区間 dy の対角線上での引張力は $dT = \sigma_{sh} p_{sh} t_w dy$ であるから付着応力度は $\tau = dT / t_w y \tan \phi$ となり、これによるコンクリートの ϕ 方向応力度増分 $d\sigma_c$ と縦筋の応力度増分 $d\sigma_{sv}$ はそれぞれ次式で表される。

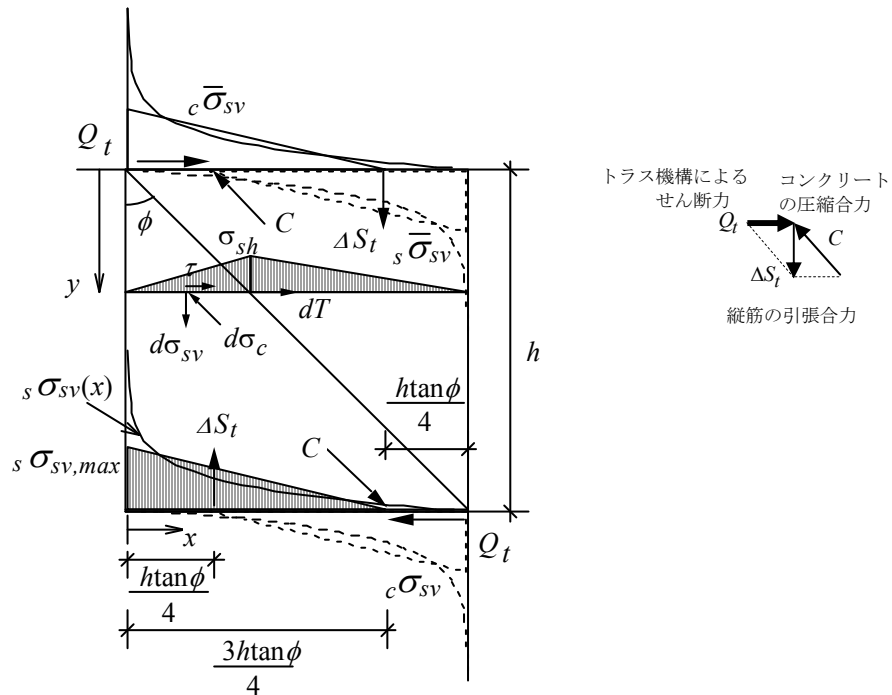


図 2.5 トラス機構の基本概念

$$d\sigma_c = \frac{\tau}{\cos\phi \sin\phi} = \frac{\sigma_{sh} p_{sh}}{\sin^2\phi} \frac{dy}{y} \quad (2.3)$$

$$d\sigma_{sv} = \frac{\cos^2\phi}{p_{sv}} d\sigma_c = \frac{\sigma_{sh} p_{sh}}{p_{sv}} \cot^2\phi \frac{dy}{y} \quad (2.4)$$

ここに、 p_{sh} と p_{sv} は、それぞれ壁横筋比と壁縦筋比である。

座標 x における壁板の左下三角形全領域による縦筋応力度の変化量 ${}_s\sigma_{sv}(x)$ は、

$${}_s\sigma_{sv}(x) = \frac{\sigma_{sh} p_{sh} \cot^2\phi}{p_{sv}} \log\left(\frac{h}{x \cot\phi}\right) \quad (2.5)$$

で表されるので、これによる縦筋の引張合力 ΔS_t は、

$$\Delta S_t = \sigma_{sh} p_{sh} t_w h \cot\phi \quad (2.6)$$

となる。コンクリートの圧縮合力 C は、

$$C = \sigma_{sh} p_{sh} t_w h / \sin\phi \quad (2.7)$$

である。 ${}_s\sigma_{sv}(x)$ は $x = 0 \sim h/\cot\phi$ の範囲で無限大から 0 に漸近する曲線分布となるが、その重心位置は $x = h \tan\phi/4$ の確定値となる。コンクリート圧縮応力度の鉛直成分は、縦筋の応力度に換算すると同図中に破線で表示した ${}_c\sigma_{sv}$ のように ${}_s\sigma_{sv}(x)$ と逆対称になっているので、 ΔS_t および C の作用点は、いずれも最大応力度となる端部から $h \tan\phi/4$ の位置となる。

C に釣り合う水平力がトラス機構によるせん断力 Q_t であり、

$$Q_t = \sigma_{sh} p_{sh} t_w h \quad (2.8)$$

のように表される。

一方、右上三角形領域についても同様の応力が生ずるので、壁頂が自由端の場合には、コンクリートの圧縮応力は縦筋の引張応力度 ${}_c\bar{\sigma}_{sv}$ に、縦筋の引張応力度の変化量 ${}_s\bar{\sigma}_{sv}$ は壁頂の応力度が 0 であるので壁脚では圧縮応力となる。したがって、壁脚部の応力を全て縦筋応力度に換算すると壁脚縦筋応力度 ${}_B\sigma_{sv}$ は次式のように表される。

$${}_B\sigma_{sv} = {}_s\sigma_{sv} + {}_c\bar{\sigma}_{sv} + {}_c\sigma_{sv} + {}_s\bar{\sigma}_{sv} \quad (2.9)$$

なお、壁脚に $2\Delta S_t$ の引張力と圧縮力 ($\because C \cos\phi = \Delta S_t$) が作用しており、応力中心間距離は $h \tan\phi/2$ であるので、当然ながら壁頂の水平力 Q_t と釣り合っている。

以上が本算定法のトラス機構の基本的な考え方である。なお、応力度分布 ${}_c\sigma_{sv}$, ${}_s\sigma_{sv}$ は、対数関数で表されるものを取り扱い易いように三角形分布とするが、三角形の重心位置を合力 C , ΔS_t の作用位置に一致するように設定する。したがって、 ${}_c\sigma_{sv}$, ${}_s\sigma_{sv}$ の作用域の長さは、ともに $3h \tan\phi/4$ となる。

2.4 壁板のアスペクト比に応じたトラス機構

2.4.1 壁横筋の応力度分布の仮定

前節では，壁高 h ，壁長さ $h \tan \phi$ の壁板を例に挙げてトラス機構の基本概念を述べたが，横筋の応力度分布は，壁板のアスペクト比

$$\alpha_t = h/l'_w \cot \phi \quad (2.10)$$

(ϕ ：トラス機構の圧縮束の角度) によって図 2.6 に示すように異なる。すなわち， $\alpha_t \geq 1$ の縦長の壁板の場合には， ϕ 方向の線上と壁中心線上で最大応力度 σ_{sh} ($\leq \sigma_{sy}$ ：壁筋の降伏点) となる応力度分布を， $\alpha_t < 1$ の横長の壁板の場合には ϕ 方向の線上で σ_{sh} となる応力度分布を設定する。 $\alpha_t < 1$ の場合には， ϕ 方向の 2 線で挟まれた領域では横筋に応力度増分がなく，付着応力度が生じないため ($\tau=0$)，壁板内に圧縮応力は作用しないので，壁脚におけるコンクリートの圧縮応力作用域 l_{tc} は， α_t によって異なり下式のように表される。

$$l_{tc} = \begin{cases} l'_w & [\alpha_t \geq 1] \\ \alpha_t l'_w & [\alpha_t < 1] \end{cases} \quad (2.11)$$

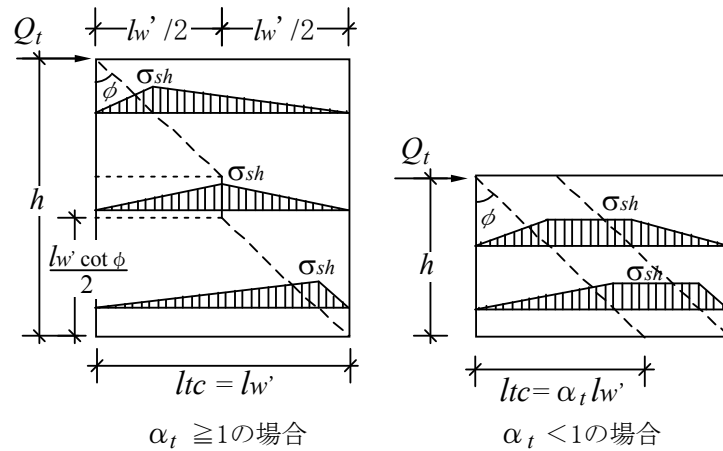


図 2.6 横筋の応力度分布の仮定

2.4.2 コンクリートの圧縮合力と縦筋の合力

コンクリートの圧縮合力 C は，図 2.7 に示すように $\alpha_t < 1$ の場合には横筋の応力度が変化する三角形領域が左右に分かれるため前掲の式(2.7)と同様に求められる。 $\alpha_t \geq 1$ の場合には，同図に示すように上下三角形領域の間の帯状部分では左右からの圧縮力 C_c は釣り合うので，圧縮合力 C は上下の三角形領域内の応力増分で定まるが，壁高中央のハッチした面積の大

きさによって、トラス機構に有効な横筋の引張力の合計が異なる。これらを α_t によって整理すると次式のように表される。

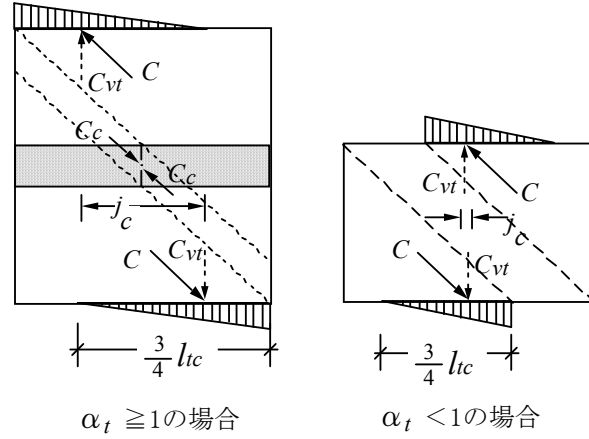


図 2.7 コンクリートの圧縮合力

$$C = \frac{\sigma_{sh} p_{sh} t_w l_{tc} \cot \phi}{\sin \phi} \cdot A \quad (2.12)$$

$$A = \begin{cases} 1 & [\alpha_t < 1] \\ 1 - (\alpha_t - 1)^2 + (\alpha_t - 1) \log(2\alpha_t - 2) & [1 \leq \alpha_t < 3/2] \\ 3/4 & [\alpha_t \geq 3/2] \end{cases} \quad (2.13)$$

ここに、 p_{sh} は壁横筋比、 t_w は壁厚である。 A は、 α_t に応じた σ_{sh} の低減係数に相当し、 $A \cdot \sigma_{sh}$ はトラス機構に有効な横筋の平均応力度と云える。

これよりトラス機構のせん断力 Q_t は次式となる。

$$Q_t = C \sin \phi = \sigma_{sh} p_{sh} t_w l_{tc} \cot \phi \cdot A \quad (2.14)$$

圧縮合力 C による壁脚壁頂での応力度分布は、前節で述べたように $(3/4)l_{tc}$ の範囲に作用する三角形分布に設定しているので、 C の鉛直成分 $C_{vt}(=C \cos \phi)$ の応力中心間距離 j_c は次式で表される。

$$j_c = \begin{cases} (1/2)l'_w & [\alpha_t \geq 1] \\ [1 - (3/2)\alpha_t]l'_w & [\alpha_t < 1] \end{cases} \quad (2.15)$$

一方、図 2.8 に示す縦筋の引張合力 ΔS_t は α_t によらず次式で表される。

$$\Delta S_t = \sigma_{sh} p_{sh} t_w h \cot \phi \quad (2.16)$$

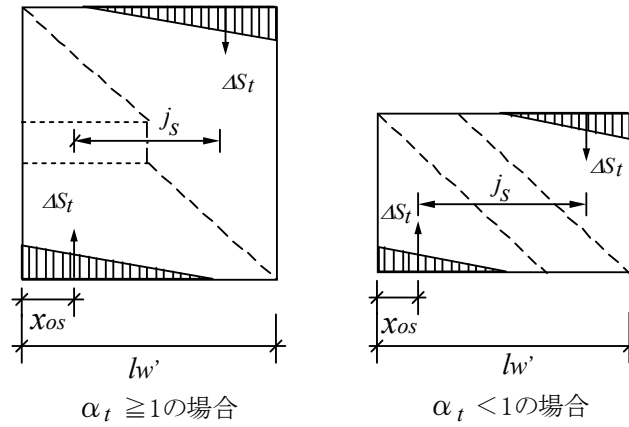


図 2.8 縦筋の引張合力

また，縦筋の合力 ΔS_t の応力中心間距離 j_s は，脚部モーメントの釣り合いにより定める。
すなわち，

$$Q_t h = C_{vt} j_c + \Delta S_t j_s \quad (2.17)$$

より j_s は次式となる。

$$j_s = \begin{cases} \left(1 - \frac{1}{2\alpha_t}\right) A''_w & [\alpha_t \geq 1] \\ (1 - \alpha_t/2) l'_w & [\alpha_t < 1] \end{cases} \quad (2.18)$$

2.4.3 曲げ戻しモーメントによる応力

曲げ戻しモーメント M_t は，前項の合力 C ， ΔS_t の作用点と同じ位置に，逆向きに作用する偶力に置換して扱う。すなわち， M_t による圧縮合力を C_{vM} ，引張合力を ΔS_M とすると，

$$M_t = C_{vM} j_c + \Delta S_M j_s \quad (2.19)$$

C_{vM} と ΔS_M の比率は式(2.17)に同じにすると，

$$\left. \begin{aligned} C_{vM} &= \frac{C_{vt}}{Q_t h} M_t = \frac{M_t}{\alpha_t l'_w} \\ \Delta S_M &= \frac{\Delta S_t}{Q_t h} M_t = \frac{M_t}{l_{tc} A} \end{aligned} \right\} \quad (2.20)$$

となる。以上より，曲げ戻しモーメントを考慮したコンクリートの圧縮合力 C_v と縦筋の引張合力 ΔS は次式で表される。

$$\left. \begin{aligned} C_v &= C_{vt} - C_{vM} \\ \Delta S &= \Delta S_t - \Delta S_M \end{aligned} \right\} \quad (2.21)$$

2.4.4 壁脚縦筋の応力度分布

コンクリートの圧縮合力 C_v による応力度は、前述のように三角形分布としているので、図 2.9 に示す ${}_c\sigma_{sv}$ および ${}_c\bar{\sigma}_{sv}$ のようになり、縦筋に換算した最大応力度は次式で表される。

$${}_c\sigma_{sv,max} = \frac{8C_v}{3p_{sv}t_w l_{tc}} \quad (2.22)$$

縦筋の引張合力 ΔS による応力度分布は、 $\alpha_t \geq 1$ の場合には壁中心線上で σ_{sh} となる領域（図 2.7，ハッチ部）があることにより、壁長さの中央位置で不連続となるが、本論文では次章で述べる連層壁板の算定法に拡張するために簡単化し、圧縮合力の場合と同様に三角形分布の応力度に設定する。すなわち、 ΔS の作用点は壁縁から

$$x_{os} = (l'_w - j_s)/2 \quad (2.23)$$

の位置にあるので、引張合力 ΔS による応力度 ${}_s\sigma_{sv}$ は、同図に示すように $3x_{os}$ の範囲に作用する直線分布とする。最大応力度は次式で表される。

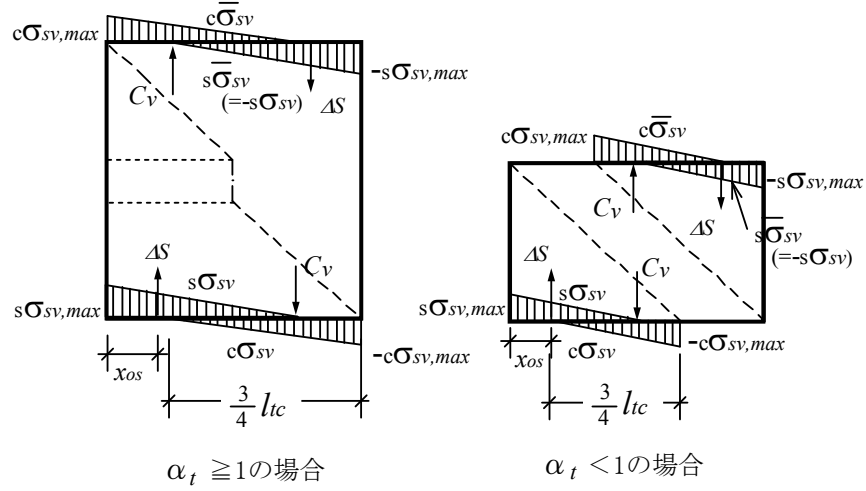


図 2.9 壁脚縦筋の応力度

$${}_s\sigma_{sv,max} = \frac{2\Delta S}{3x_{os}t_w p_{sv}} \quad (2.24)$$

一方、右上領域に関する応力度 ${}_s\bar{\sigma}_{sv}$ についても、上記の左下領域に逆対称であるので、

$${}_s\bar{\sigma}_{sv} = -{}_s\sigma_{sv} \quad (2.25)$$

である（図 2.9 参照）。

また、軸力 N による縦筋の応力度 σ_N は、

$$\sigma_N = -N/p_{sv}t_w l'_w \quad (2.26)$$

である。以上より、壁脚縦筋の応力度 ${}_B\sigma_{sv}$ は次式となる。

$${}_B\sigma_{sv} = {}_c\bar{\sigma}_{sv} + {}_c\sigma_{sv} + {}_s\sigma_{sv} + {}_s\bar{\sigma}_{sv} + \sigma_N \quad (2.27)$$

2.4.5 壁脚縦筋の最大引張応力度

${}_B\sigma_{sv}$ が最大引張応力度をとる位置は、 $\alpha_t \geq 1$ の場合は壁脚の曲げ引張域となる端部（図 2.9, 左端）になるが、 $\alpha_t < 1$ の場合には α_t によって変化するので、 ${}_B\sigma_{sv,\max}$ は次式のように表される。

$${}_B\sigma_{sv,\max} = \begin{cases} {}_s\sigma_{sv,\max} + {}_c\sigma_{sv,\max} + \sigma_N & [\alpha_t \geq 1] \\ \frac{10\alpha_t - 4}{3\alpha_t} {}_c\sigma_{sv,\max} + \sigma_N & [\frac{4}{5} < \alpha_t < 1] \\ \frac{15\alpha_t - 8}{3\alpha_t} {}_c\sigma_{sv,\max} + \sigma_N & [\frac{2}{3} < \alpha_t \leq \frac{4}{5}] \\ {}_c\sigma_{sv,\max} + \sigma_N & [\alpha_t \leq \frac{2}{3}] \end{cases} \quad (2.28)$$

ところで、曲げ戻しモーメント M のうち M_t をトラス機構に使用するが、 ${}_B\sigma_{sv,\max} = \sigma_{sy}$ となるモーメントを M_t^* とすると（表計算ソフトの探索機能で容易に求められる）、 $M \geq M_t^*$ の場合には $M_t = M_t^*$ とする。一方、 $M < M_t^*$ の場合には $M_t = M$ とするが、縦筋の強度が不足していることになるので、横筋の応力度 σ_{sh} を ${}_B\sigma_{sv,\max} = \sigma_{sy}$ となるまで低下させる。したがって、このような縦筋不足の場合にはせん断強度時に横筋は降伏しないことになる。

2.5 アーチ機構

アーチ機構に使用する曲げ戻しモーメント M_a も、縦筋の応力度に換算して鉛直方向拘束力とする。すなわち、 M_a による応力度は、

$$\sigma_M = \frac{1}{p_{sv}} \cdot \frac{M_a}{I} \left(x - \frac{l'_w}{2} \right) \quad (2.29)$$

ここに、 I ：壁板の断面二次モーメント、 x ：壁縁からの距離であるから、縦筋に換算した拘束応力度 σ_{sva} は、

$$\sigma_{sva} = \sigma_{sy} - {}_B\sigma_{sv} - \sigma_M \quad (2.30)$$

となる。したがって、図 2.10 に示すように微少区間 Δx における鉛直拘束力 V_{ai} は、

$$V_{ai} = \sigma_{sva} p_{sv} t_w \Delta x \quad (2.31)$$

となるので、これに釣り合う水平力 ΔQ_{ai} は次式となり、

$$\Delta Q_{ai} = V_{ai} \cdot \tan \theta_{ai} \quad (2.32)$$

$$\tan \theta_{ai} = (l_i - 0.05l'_w) / h \quad (2.33)$$

アーチ機構による水平力 Q_a は次式で表される。

$$Q_a = \Sigma \Delta Q_{ai} \quad (2.34)$$

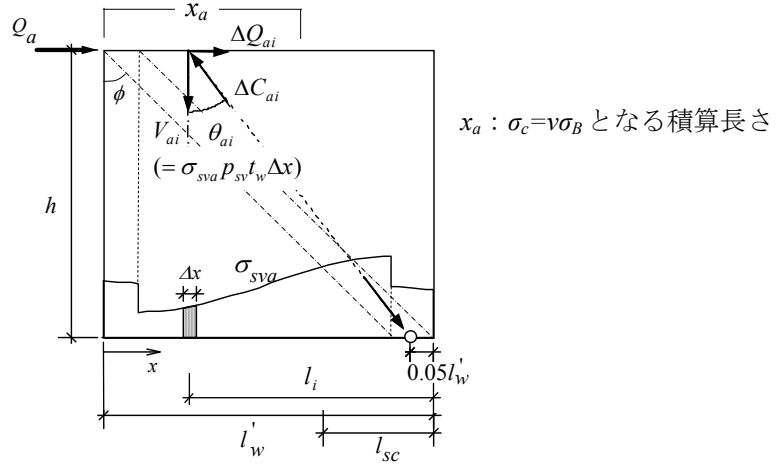


図 2.10 アーチ機構

ここで、圧縮力 ΔC_{ai} の壁脚側作用点を圧縮縁から $0.05l'_w$ にとっているのは、文献²⁸⁾ にならった次式の曲げ強度算定式に合わせるためである。

$$M_u = 0.5 p_{sv} t_w l'_w \sigma_{sy} l + 0.5 N l + M \quad (2.35)$$

ここに、 $l = 0.9 l'_w$

2.6 セン断破壊判定法

せん断破壊は、コンクリートのひび割れ方向 (ϕ 方向) の圧縮応力度 σ_c に関して式(2.36)が成立した時点で起こるものとする。

$$\sigma_c (= \sigma_t + \sigma_a) = \nu \sigma_B \quad (2.36)$$

ここに、 $\nu \sigma_B$ はコンクリートの有効強度²⁶⁾ であり、 σ_t と σ_a はそれぞれトラス機構とアーチ機構による応力度である。圧縮応力度の評価は、図 2.11 に示すようにせん断破壊判定領域 l_{sc} を設定して、その領域の平均的な値で行うこととする。すなわち、トラス機構の応力度 σ_t は、同図に示すように圧縮合力 C のうち l_{sc} の領域に作用する γC から、

$$\sigma_t = \gamma C / t_w l_{sc} \cos \phi \quad (2.37)$$

のように定める。

γ は,

$$\left. \begin{array}{ll} l_{sc} \leq l'_w - l_{tc} \text{ の場合} & \gamma = 0 \\ l'_w - l_{tc}/4 \leq l_{sc} \text{ の場合} & \gamma = 1 \\ l'_w - l_{tc} < l_{sc} < l'_w - l_{tc}/4 \text{ の場合} & \gamma = (2 - \beta)\beta \\ & \beta = 4(l_{sc} - l'_w + l_{tc})/3l_{tc} \end{array} \right\} \quad (2.38)$$

となる。

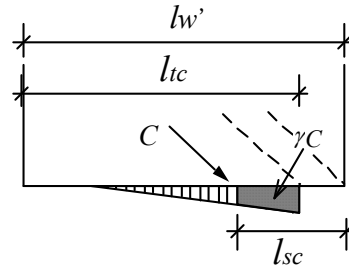


図 2.11 セン断破壊判定領域

一方、図 2.10 に示したアーチ機構の鉛直拘束力 V_{ai} に釣り合う圧縮力 ΔC_{ai} は、

$$\Delta C_{ai} = V_{ai} / \cos \theta_{ai} \quad (2.39)$$

であるので、 ϕ 方向の圧縮合力 C_a は

$$C_a = \sum \Delta C_{ai} \cos(\phi - \theta_{ai}) \quad (2.40)$$

となる。したがって、アーチ機構の応力度 σ_a は、

$$\sigma_a = C_a / t_w l_{sc} \cos \phi \quad (2.41)$$

ただし、式(2.40)の左端からの総和は、式(2.36)が成立する時点までであり、水平力 Q_a を示す式(2.34)についても同様である。壁全長にわたっての総和（図 2.10、積算長さ $x_a = l'_w$ 時）に対して $\sigma_c (= \sigma_t + \sigma_a) < \nu \sigma_B$ であれば、曲げ破壊することになり式(2.1)の Q_p は曲げ強度になる。

2.7 壁板強度時の各部の応力状態

通常の壁板強度の算定では、曲げ強度とせん断強度を別途に計算し、小さいほうで耐力が決定されるものとするが、本算定法はこれと異なり、コンクリート、横筋および縦筋の応力の釣り合いから、壁板でとり得る強度（曲げ強度あるいはせん断強度）を求めるものである。 ϕ 方向の壁脚コンクリートが $\sigma_c = \nu \sigma_B$ となり、せん断強度が算定される場合には、

せん断強度時の横筋の最大引張応力度 σ_{sh} が得られるので、横筋を降伏するまで活用することや損傷を軽減するために横筋の応力度を抑えること等を検討できる。

縦筋はトラス機構では式(2.27)の $B\sigma_{sv}$ 、アーチ機構では式(2.30)の σ_{sva} で考慮されており、アーチ機構の強度算定時に ΔQ_{ai} を積算した範囲（図 2.10 の x_a ）の縦筋はせん断強度時に降伏強度に達していることになる。

他方、前節で述べたようにアーチ機構の積算長さ x_a が l_w' となり、 $\sigma_c < \nu\sigma_B$ となって曲げ強度が算定された際には、壁板のアスペクト比が大きい場合や軸力が大きい場合などは断面解析等により曲げ圧縮破壊について別途検討する必要がある。本算定法でせん断破壊の判定に用いた ϕ 方向の圧縮応力度 σ_c を鉛直方向に換算すると、曲げ圧縮域における壁脚コンクリートの圧縮応力度 σ_V は次式で表される。

$$\sigma_V = \sigma_c \frac{l_{sc} \cos^2 \phi}{x_n} \quad (2.42)$$

ここで、 x_n は圧縮縁からの中立軸位置であり、本算定法ではアーチ機構の圧縮束の作用点を圧縮縁から $0.05l_w'$ としているので、三角形のひずみ分布を想定して $x_n \doteq 0.15 l_w'$ と仮定すれば、式(2.42)より σ_V の概算値が得られる。例えば σ_V と ACI318 規準²⁹⁾の応力ブロックの平均圧縮応力度 $0.85\sigma_B$ を比較することで、曲げ圧縮域の応力状態の予備検討が行える。

2.8 単層壁板の実験による強度算定法の検証

2.8.1 実験概要

(1) 試験体

図 2.12 に示すような単層の RC 壁板の上部に、本システムにおける鉛直接合部のせん断力を模した拘束力（鉛直拘束力 V_j ）を作用させて、水平力 Q を加える水平加力実験を実施した。実験は時期を 3 回に分けて行っており、これをパラメータで整理すると表 2.1 に示すように、(a)～(e)シリーズの計 17 体の試験体で構成されている。試験体の上部には剛な梁を設けて V_j および Q を作用させた。壁板長さ l_w は 1200mm、壁厚 t_w は 50mm で共通とし、壁高（加力高さ） h を 1050, 1350, 1750mm の 3 段階に変えてアスペクト比 α_l を設定した。(a), (b)シリーズでは、拘束力 V_j のみを変化させており、(b)シリーズは(a)シリーズに比べて横筋および縦筋の補強筋量が多い。(c), (d)シリーズでは、横筋間隔（横筋比）のみを変化させており、(c)シリーズでは $V_j=120\text{kN}$ とし、(d)シリーズでは $V_j=0\text{kN}$ とした。(a)～(d)シリーズはアスペクト比が $\alpha_l=0.88$ の横長壁であり、(e)シリーズは $\alpha_l=1.13, 1.46$ の縦長壁である。表 2.2 に、試験体に用いたコンクリートと鉄筋の力学的性質を示す。

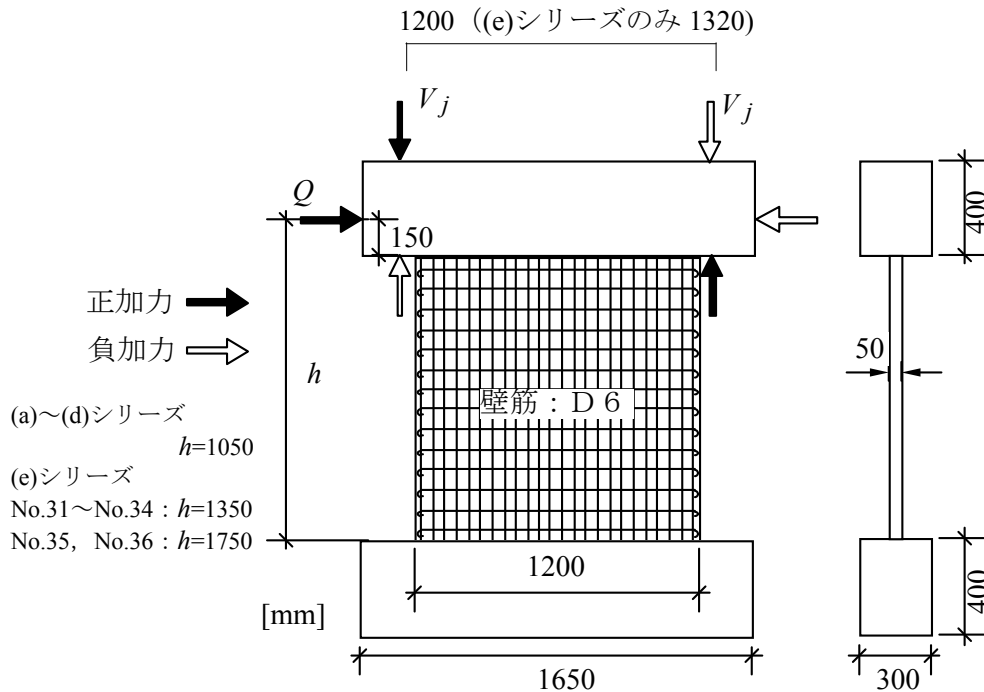


図 2.12 試験体

表 2.1 試験体一覧

シリーズ	試験体	壁長さ	壁高	加力高さ	拘束力	軸力	横筋 (D6) 間隔 (mm)	縦筋 (D6) 間隔 (mm)
		l_w' (mm)	h_w (mm)	h (mm)	V_j (kN)	N (kN)		
(a)シリーズ V_j のみ変化	No.11	1200	900	1050	180	180	120	85
	No.12				120	120	120	85
	No.2				59	59	120	85
	No.3				29	29	120	85
(b)シリーズ V_j のみ変化	No.13				180	180	85	50
	No.5				119	119	85	50
	No.6				0	0	85	50
(c)シリーズ 横筋間隔のみ変化	No.14				120	120	150	85
	(No.12)				120	120	120	85
	No.15				120	120	85	85
(d)シリーズ 横筋間隔のみ変化	No.16				0	0	150	50
	No.4				0	0	120	50
	(No.6)				0	0	85	50
(e)シリーズ 縦長壁	No.31		1200	1350	150	85	180	50
	No.32				150	85	85	50
	No.33				100	85	180	50
	No.34				100	85	85	50
	No.35		1600	1750	150	85	180	50
	No.36				100	85	180	50

表 2.2 コンクリートおよび鉄筋の力学的性質

(1) コンクリート

(2) 鉄筋

シリーズ	試験体	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	ヤング係数 $E_c (\times 10^4)$ N/mm ²	割裂強度 σ_t (N/mm ²)	壁縦横筋 (D6)	降伏点※ σ_y (N/mm ²)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	伸び (%)
(a)シリーズ V_j のみ変化	No.11	41.3	2.63	3.39		355	525	24.0
	No.12	38.3	2.56	3.01				
	No.2	39.7	2.46	3.27				
	No.3	41.0	2.39	3.26				
(b)シリーズ V_j のみ変化	No.13	37.0	2.48	2.74	No.1～No.6	388	548	23.4
	No.5	43.6	2.44	3.15				
	No.6	44.4	2.59	3.57				
(c)シリーズ 横筋間隔のみ変化	No.14	40.5	2.61	3.36	No.11～No.16	400	549	27.5
	(No.12)	38.3	2.56	3.01				
	No.15	39.9	2.60	3.17				
(d)シリーズ 横筋間隔のみ変化	No.16	38.2	2.52	3.26	No.31～No.35			
	No.4	41.8	2.49	2.96				
	(No.6)	44.4	2.59	3.57				
(e)シリーズ 縦長壁	No.31	43.8	2.97	3.91				
	No.32	42.3	2.96	4.01				
	No.33	44.2	2.82	3.86				
	No.34	42.2	2.92	3.81				
	No.35	42.5	2.95	3.72				
	No.36	41.9	2.88	3.83				

※: 0.2%耐力

(2) 加力方法

加力装置を図 2.13 に示す。加力方法は、表 2.1 に示す鉛直拘束力 V_j と軸力 N となるように壁上部に設置した 2 台の垂直方向のアクチュエータを制御し、水平方向のアクチュエータにより水平力を加える方法である。水平力は変位漸増の正負繰り返し加力とし、各サイクルの部材角 R を 1000 分の 1, 2, 4, 6, 10, 15rad とした。なお、鉛直拘束力は各サイクルで壁頂部の変形が 1000 分の 1rad に達したときに設定した V_j となり、その後は一定の値となるように制御した。

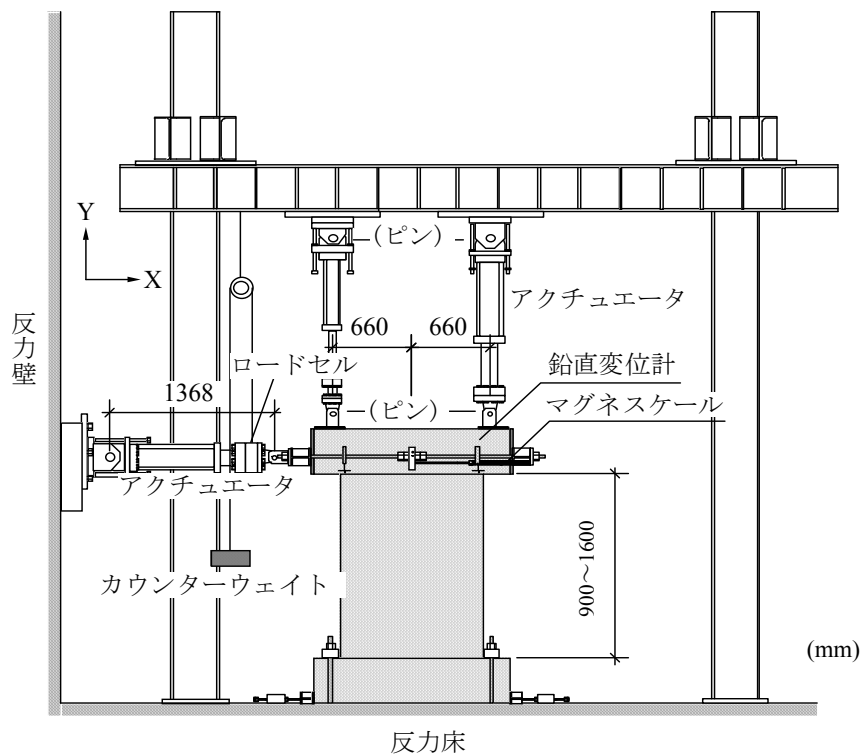


図 2.13 加力装置 (e) シリーズ

2.8.2 破壊状況

壁板の破壊状況として、 V_j を変化させた (b) シリーズの最終ひび割れ図を図 2.14 に例示する。壁脚部近傍には両端から伸展した水平なひび割れが、壁板全体には斜めひび割れが多数発生し、せん断破壊した試験体では荷重が急激に低下して破壊した。図 2.15 に示す荷重-変形角包絡線に見られるように、 V_j が大きくなると、破壊形式が曲げ破壊型からせん断破壊型に明らかに変化している。また、横筋比 p_{sh} が小さい試験体 (c) シリーズ) や、 V_j および

縦筋比 p_{sv} が比較的大きな縦長壁 ((e)シリーズ) においてもせん断破壊型となり, 壁板に曲げ補強筋がない場合であってもせん断破壊に至ることが確認された。破壊形式がせん断破壊型となった 11 体の最大荷重時の変形角 R (正負加力の平均値) は $3.5 \sim 7.4/1000\text{rad}$ であり, 一般の I 形断面耐震壁の R よりやや大きい試験体が見られた。

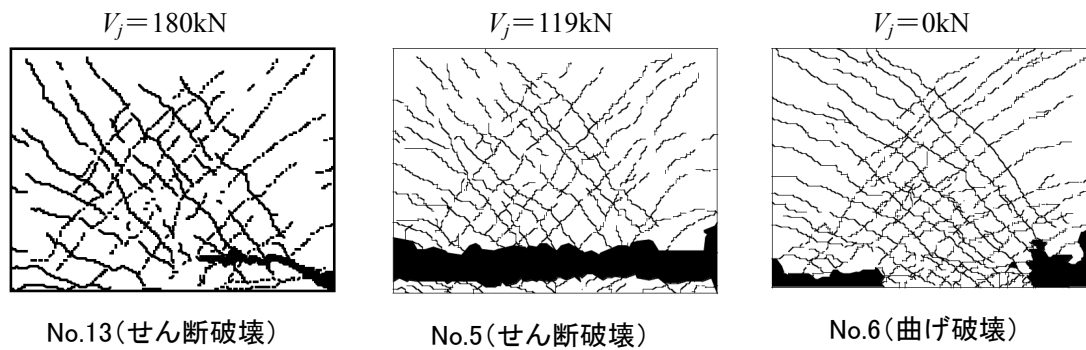


図 2.14 ひび割れ状況例 ((b)シリーズ)

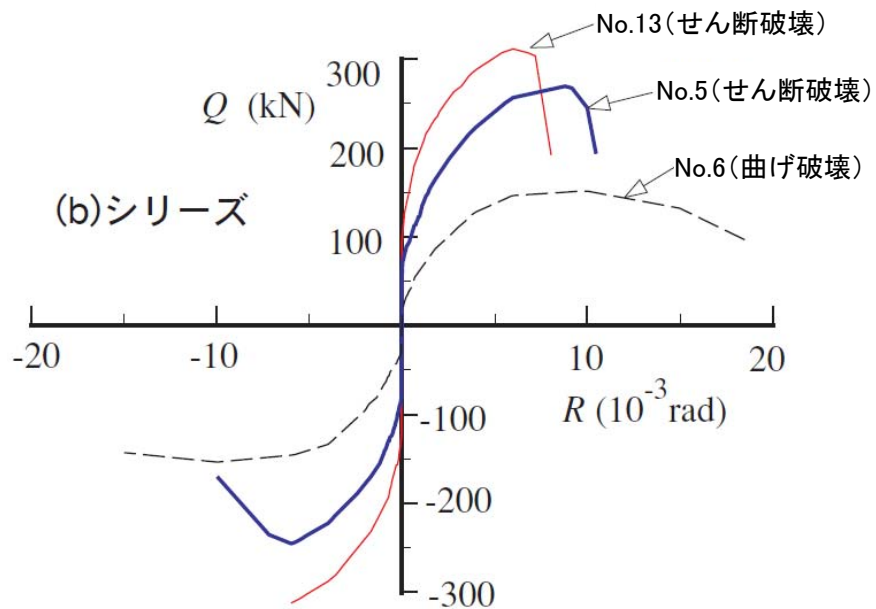


図 2.15 荷重-変形角包絡線例 ((b)シリーズ)

2.8.3 強度算定法の適合性

最大強度の実験値 $Q_{\max}$ と、曲げ強度計算値 Q_{bl} および本算定法による強度 Q_p を表 2.3 に示す。 Q_{bl} は式(2.35)の曲げ強度式を用いて、 $Q_{bl} = M_u/h$ として求めた曲げ強度時のせん断力であり、 Q_p は試験体の破壊状況（図 2.14 参照）を参考にしてせん断破壊判定領域 l_{sc} を $l'_w/3$ とし、また、壁長さ l'_w を 24 分割して本算定法により求めた壁板強度である。

$\alpha_t < 1$ の(a)～(d)シリーズでは、せん断破壊した試験体の $Q_{\max}/Q_p$ は 1.02～1.19 平均 1.08 であり、曲げ破壊した試験体の $Q_{\max}/Q_p$ は 1.06～1.16 平均 1.12 となっており、どちらの破壊形式においても本算定法の計算値は実験値を同程度に評価している。(a)および(b)シリーズでは、 V_j が小さいほど本算定法で得られる強度時の横筋の応力度（横筋応力度比 σ_{sh}/σ_{sy} ）は小さくなり、破壊形式がせん断破壊から曲げ破壊に移行したことと対応している。また、(c)および(d)シリーズでは、曲げ破壊型となった横筋比 p_{sh} が大きな試験体では σ_{sh}/σ_{sy} が小さく算定されている。

曲げ強度に対する本算定法による強度の比率 Q_p/Q_{bl} を見ると、せん断破壊した試験体ではいずれも 1 以下となっており、No.15 以外の曲げ破壊した試験体では、 $Q_p/Q_{bl}=1.0$ となっている。No.15 の Q_p/Q_{bl} は 0.98 であり、本算定法によれば壁脚部の ϕ 方向のコンクリートの圧縮応力度が有効強度に達し、せん断破壊と判定されるが、横筋は降伏しない（ $\sigma_{sh}/\sigma_{sy}=0.77$ ）状態であり、実験では曲げ破壊に至ったことを示している。

表 2.3 最大強度の実験値と計算値の比較

シリーズ	試験体名	加力高 h (mm)	壁厚 t_w (mm)	横筋比 p_{sh} (%)	縦筋比 p_{sv} (%)	曲げ戻し モーメント M (kNm)	軸力 N (kN)	実験値 $Q_{\max}$ (kN)	曲げ強度 Q_{bl} (kN)	壁板強度 Q_p (kN)	比較			実験の 破壊 形式	横筋応力 度比 $\frac{\sigma_{sh}}{\sigma_{sy}}$
											$\frac{Q_{\max}}{Q_{bl}}$	$\frac{Q_{\max}}{Q_p}$	$\frac{Q_p}{Q_{bl}}$		
(a)シリーズ V_j 変化	No.11	1050	56	0.50	0.66	108	180	272	284	255	0.96	1.07	0.90	せん断	1.00
	No.12	1050	57	0.50	0.65	72	120	220	219	216	1.01	1.02	0.99	せん断	1.00
	No.2	1050	49	0.58	0.75	35	59	162	145	146	1.12	1.11	1.00	曲げ	0.69
	No.3	1050	47	0.60	0.79	17	29	132	113	113	1.17	1.16	1.00	曲げ	0.48
(b)シリーズ V_j 変化	No.13	1050	53	0.73	1.15	108	180	312	341	263	0.92	1.19	0.77	せん断	1.00
	No.5	1050	50	0.77	1.22	71	119	257	263	236	0.98	1.09	0.90	せん断	0.95
	No.6	1050	47	0.82	1.29	0	0	153	133	134	1.15	1.14	1.00	曲げ	0.32
(c)シリーズ 横筋間隔 変化	No.14	1050	52	0.40	0.71	72	120	218	219	210	1.00	1.04	0.96	せん断	1.00
	(No.12)	1050	57	0.50	0.65	72	120	220	219	216	1.01	1.02	0.99	せん断	1.00
	No.15	1050	54	0.72	0.69	72	120	227	219	214	1.04	1.06	0.98	曲げ	0.77
(d)シリーズ 横筋間隔 変化	No.16	1050	50	0.43	1.22	0	0	155	146	145	1.07	1.07	1.00	曲げ	0.60
	No.4	1050	48	0.59	1.27	0	0	153	133	134	1.15	1.14	1.00	曲げ	0.45
	(No.6)	1050	47	0.82	1.29	0	0	153	133	134	1.15	1.14	1.00	曲げ	0.32
(e)シリーズ 縦長壁	No.31	1350	48	0.39	1.27	198	85.2	227	297	202	0.76	1.12	0.68	せん断	1.00
	No.32	1350	45	0.81	1.34	198	85.2	257	297	219	0.86	1.17	0.74	せん断	1.00
	No.33	1350	51	0.36	1.19	132	85.2	220	249	206	0.89	1.07	0.83	せん断	1.00
	No.34	1350	46	0.81	1.33	132	85.2	230	249	208	0.93	1.10	0.84	せん断	1.00
	No.35	1750	47	0.38	1.29	198	85.2	179	229	173	0.78	1.03	0.75	せん断	1.00
	No.36	1750	48	0.37	1.26	132	85.2	186	192	165	0.97	1.12	0.86	せん断	1.00

一方、いずれもせん断破壊となった $\alpha_t > 1$ の縦長壁の(e)シリーズでは、 $Q_{\max}/Q_p$ は 1.03～1.17 平均 1.10 となっている。(e)シリーズと(a)～(d)シリーズの $Q_{\max}/Q_p$ が同程度の値であることから、アスペクト比が異なる場合でも本算定法は良く対応することが分かる。

最大強度実験値 $Q_{\max}$ と本算定法による強度 Q_p を比較して図 2.16 に示す。 Q_p は $Q_{\max}$ によく適合しており、本算定法によって曲げ補強筋のない単層壁板の強度（曲げ強度あるいはせん断強度）を精度よく算定できることが確認された。

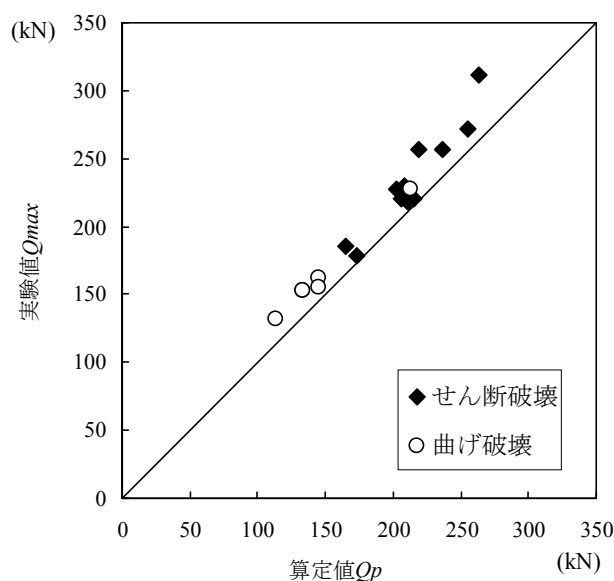


図 2.16 算定値の適合性

2.8.4 曲げ補強筋のない単層壁板の強度特性

本算定法により、曲げ補強筋のない単層壁板の強度（曲げ強度あるいはせん断強度）を精度よく算定できることが明らかになったので、試験体のパラメータの範囲を拡大して壁板強度を計算し、曲げ補強筋のない壁板の強度について検討する。(e)シリーズの No.31, No.32, No.35 の諸元を基に、加力高さ h を変えてアスペクト比 $\alpha_t (=h/l_w)$ が 0.4～3.6 の範囲、横筋比 p_{sh} が 0.004～0.012 の範囲について壁板強度を計算した。

図 2.17 は、壁板強度時のせん断応力度比 τ/σ_B (σ_B : コンクリート圧縮強度) と α_t の関係である。 τ/σ_B は、横筋比が大きいほど大きな値を示しているが、 α_t が 0.6 程度以上では α_t に依存して小さくなり、徐々に曲げ強度に一致するようになっている。また、 α_t が大きいほど横筋比の影響は小さくなっている。

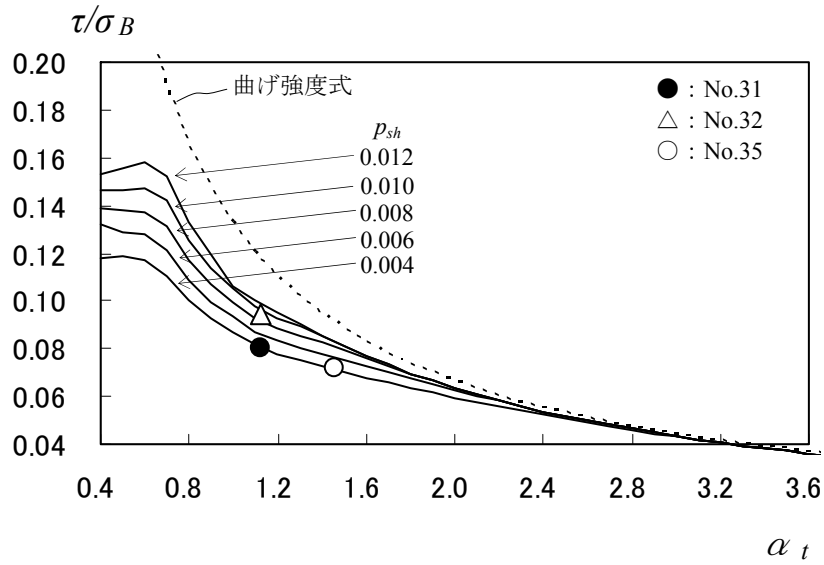


図 2.17 壁板強度時のせん断応力度比とアスペクト比の関係

図 2.18 は、壁板強度に対するトラス機構による強度の比率 Q_t/Q_p と α_t の関係を示したものである。横筋比が大きいほど Q_t/Q_p は大きくなっており、 $0.4 \leq \alpha_t \leq 1$ では α_t が大きいほどトラス機構の割合が高くなっている。しかし、 α_t が 1 より大きくなると、トラス機構に有効な横筋応力度が低下する（式(2.13)の A が小さくなる）ので図示のように Q_t/Q_p が減少

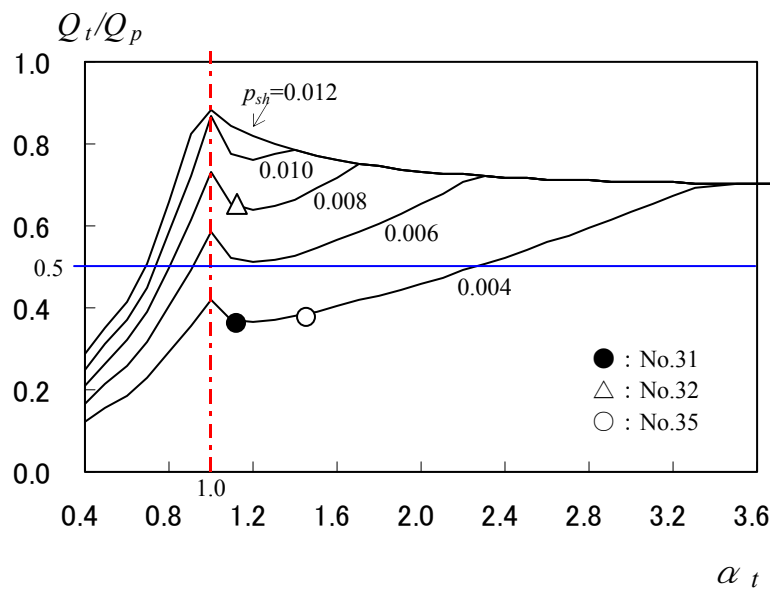


図 2.18 壁板強度に占めるトラス機構による強度比とアスペクト比の関係

する α_t の範囲があり、 Q/Q_p は $\alpha_t=1$ で極大値を示す。 α_t が 1.2 程度より大きくなると、トラス機構の割合は増加するが、その後、横筋比にかかわらず同じ値を示すようになる。このようにトラス機構の割合が頭打ちとなるのは、図 2.19 に示すように α_t が大きくなると横筋が降伏しない(横筋の応力度比 $\sigma_{sh}/\sigma_{sy} < 1$, σ_{sy} : 横筋の降伏強度)ためである。なお、 $\sigma_{sh}/\sigma_{sy}=1$ にし、 Q/Q_p を大きくするためには、縦筋比を大きくする必要がある。

以上のように、壁板に曲げ補強筋がない場合であっても横筋はトラス機構に有効に機能し、本算定法による壁板強度は、曲げ強度式による強度より小さなせん断強度として評価されることが分かる。

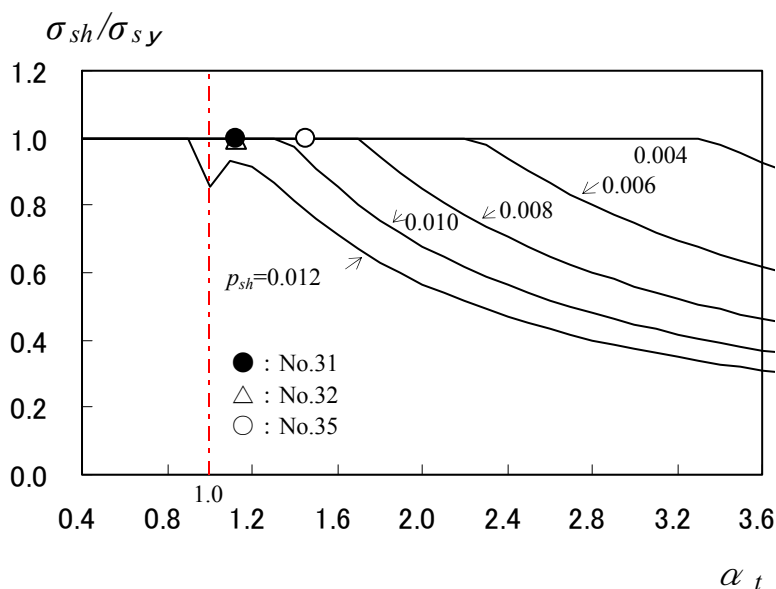


図 2.19 壁板強度時の横筋応力度比とアスペクト比の関係

2.9 まとめ

本章では、柱主筋などの曲げ補強筋のない鉄筋コンクリート単層壁板の強度算定法を提案した。本算定法は、トラス機構とアーチ機構に基づいている。トラス機構では壁横筋の応力度が両端部で 0 となり、中央部で最大応力度を示すという曲げ補強筋がない場合の壁横筋の応力度分布が考慮されており、その応力度変化が壁縦筋の引張力とコンクリートの斜め圧縮力に釣り合う新たな応力抵抗機構を構成している。アーチ機構では、水平力に釣り合う斜め圧縮力の壁脚側作用点を壁側面から $0.05l_w$ (l_w : 壁長さ) の位置にとり、鉛直方向力は軸力と曲げ戻しモーメントを含めた壁縦筋応力度に釣り合わせている。本算定法は、

破壊形式の判別を設定したせん断破壊判定領域における ϕ 方向（ ϕ ：トラス機構の圧縮束の角度）のコンクリートの圧縮応力度により行っており、曲げ破壊からせん断破壊までの統一された強度算定法となっている。

本算定法の適合性を検証するために、鉄筋コンクリート単層壁板に拘束力を作用させた水平加力実験を行った。本算定法による強度に対する実験強度の比率 $Q_{\max}/Q_p$ を検証した結果、せん断破壊した 11 体の $Q_{\max}/Q_p$ は 1.02～1.19 平均 1.09、曲げ破壊した 6 体の値は 1.06～1.16 平均 1.12 となり、本算定法は両破壊形式とも同等の精度で強度を算定できることが明らかになった。

第 3 章

曲げ補強筋のない連層壁板の強度算定法

3.1 はじめに

第 2 章では、柱主筋などの曲げ補強筋がない単層壁板の強度算定法を提案した。これは、壁頂部に水平力を受ける場合のように壁板に作用するせん断力が高さ方向に一定の場合の強度算定法である。これに対し、複数の層から水平力を受ける連層壁板の場合には、せん断力が下層ほど大きくなる分布形状を示すため、トラス機構が単層壁板のように壁高さの全体に形成されると仮定すると、強度を過大に評価する場合があると考えられる。また、アーチ機構では、靱性指針²⁶⁾で示されているように、各層の水平力の作用点から壁脚までの連層アーチ機構を考慮する必要があると考えられる。そこで、本章では、第 2 章で述べた単層壁板の算定法を基本とし、複数層から水平力を受ける連層壁板の算定法に拡張する。さらに、2 層から水平力を加える連層壁板の実験を行ってその算定法の適合性を検証する。

3.2 せん断抵抗機構

図 3.1 に示すように i 層 ($i=1\sim n$) に水平力 $b_i P$ 、曲げ戻しモーメント M_i および軸力 N_i の作用する n 層の連層壁板を考える。 h_i は i 層の壁高、 $i t_w$ 、 $i p_{sh}$ 、 $i p_{sv}$ はそれぞれ i 層での

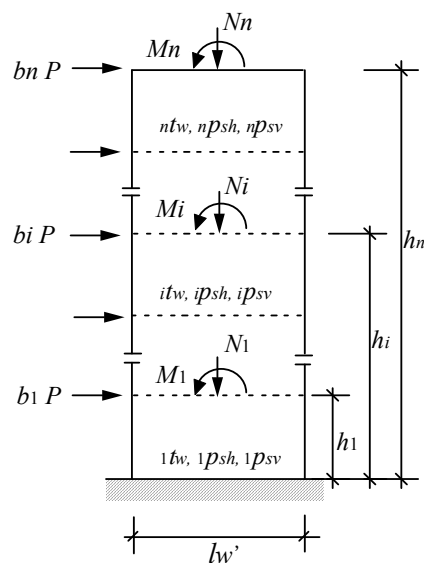


図 3.1 連層壁板

$$b_i P = b_{ti} P_t + b_{ai} P_a \quad (3.1)$$

3.3 トラス機構

$$M_{ti} = r_{ti} M_i \quad (3.2)$$

Figure 1 illustrates the equivalent frame model for a multi-story building. The diagram shows the full building, an equivalent frame, and a detailed view of a single story.

Full Building: Height H , width l_w' . Floor loads are $b_{ti} P_t$. Internal moments are M_{tn} .

Equivalent Frame: Height h_n , width l_{cn} . Floor loads are $b_{tn} P_t$. Internal moments are M_{tn} . The angle ϕ is indicated.

Single Story i : Height h_i , width l_{ci} . Floor loads are $b_{ti} P_t$. Internal moments are M_{ti} . Internal stresses are σ_{shi} . The angle ϕ is indicated.

Text box:

- i 層加力の壁板のアスペクト比: $\alpha_{ti} = h_i / l_w' \cot \phi$
- i 層加力の壁板のコンクリート圧縮応力作用域長さ: l_{ci}

32

$$b_{ti}P_t = a_{shi}l_{tci} \cot \phi \cdot A_i \quad (3.3)$$

$$a_{shi} = {}_i\sigma_{shi} {}_i p_{sh} {}_i t_w = \cdots = {}_j\sigma_{shi} {}_j p_{sh} {}_j t_w = \cdots = {}_1\sigma_{shi} {}_1 p_{sh} {}_1 t_w \quad (3.4)$$

ここに、

l_{tci} : i 層目加力の壁板の圧縮応力作用域の長さ

A_i : i 層目加力の壁板のアスペクト比 α_{ti} による係数

$$A_i = \begin{cases} 1 & [\alpha_{ti} < 1] \\ 1 - (\alpha_{ti} - 1)^2 + (\alpha_{ti} - 1) \log(2\alpha_{ti} - 2) & [1 \leq \alpha_{ti} < 3/2] \\ 3/4 & [\alpha_{ti} \geq 3/2] \end{cases} \quad (3.5)$$

また、コンクリートの圧縮合力 C_i は次式のように表され、

$$C_i = a_{shi}l_{tci} (\cot \phi / \sin \phi) A_i \quad (3.6)$$

壁脚のせん断破壊判定領域 l_{sc} におけるコンクリートの ϕ 方向圧縮応力度は次式となる。

$$\sigma_{ti} = \gamma_i C_i / ({}_1 t_w l_{sc} \cos \phi) \quad (3.7)$$

ここに、 γ_i は、第 2 章で述べたように、判定領域 l_{sc} に作用する C_i の割合である。

$$\left. \begin{aligned} l_{sc} \leq l'_w - l_{tci} \text{ の場合} & \quad \gamma_i = 0 \\ l'_w - l_{tci} / 4 \leq l_{sc} \text{ の場合} & \quad \gamma_i = 1 \\ l'_w - l_{tci} < l_{sc} < l'_w - l_{tci} / 4 \text{ の場合} & \quad \gamma_i = (2 - \beta) \beta \\ & \quad \beta = 4(l_{sc} - l'_w + l_{tci}) / 3l_{tci} \end{aligned} \right\} \quad (3.8)$$

以上により、全層に作用する水平力 $b_{ti}P_t$ ($i=1 \sim n$) による壁横筋の i 層の応力度 ${}_i\sigma_{sh}$ は次式で表され、

$${}_i\sigma_{sh} = \sum_{j=i}^n {}_i\sigma_{shj} = \sum_{j=i}^n a_{shj} / ({}_i p_{sh} \cdot {}_i t_w) \quad (3.9)$$

1 層壁脚コンクリートの ϕ 方向圧縮応力度 ${}_1\sigma_t$ は次式となる。

$${}_1\sigma_t = \sum_{i=1}^n \sigma_{ti} \quad (3.10)$$

また、 i 層目加力の壁板のコンクリートの圧縮合力と縦筋の引張合力による縦筋応力度を ${}_c\sigma_{svi}$ 、 ${}_c\bar{\sigma}_{svi}$ 、 ${}_s\sigma_{svi}$ 、 ${}_s\bar{\sigma}_{svi}$ とおくと、全水平力 $b_{ti}P_t$ ($i=1 \sim n$) に対する 1 層壁脚縦筋の応力度 ${}_B\sigma_{sv}$ は次式で表される。

$${}_B\sigma_{sv} = \sum_{i=1}^n ({}_c\sigma_{svi} + {}_c\bar{\sigma}_{svi} + {}_s\sigma_{svi} + {}_s\bar{\sigma}_{svi}) + \sigma_N \quad (3.11)$$

ここに、 $\sigma_N = -\sum N_i / ({}_1 p_{sv} {}_1 t_w l'_w)$

連層壁板のトラス機構による i 層のせん断力は、式(3.3)の水平力の $i \sim n$ 層の和であるので次式となる。

$${}_iQ_t = \sum_{j=i}^n b_{ij}P_t \quad (3.12)$$

$b_{ii}P_t$ を算定する際の横筋の最大応力度 σ_{shi} は、前章でも述べたように降伏強度以下で出来る限り大きくなるように定める。このとき、式(3.11)の壁脚縦筋の応力度 ${}_B\sigma_{sv}$ も降伏強度以下とする必要がある。 ${}_B\sigma_{sv}$ が大きい場合は、曲げ戻しモーメントの割合 r_{ti} を上げることによって調整する。従来のトラス機構では、柱などの曲げ補強筋による引張合力が大きいので横筋は降伏するものとし、縦筋はせん断強度の算定に考慮されていないが、本算定法では縦筋不足の場合には横筋は降伏せず、トラス機構分のせん断強度は低くなる。

3.4 アーチ機構

アーチ機構に使用できる曲げ戻しモーメント M_a は次式であり、

$$M_a = \sum (1 - r_{ti}) M_i \quad (3.13)$$

M_a を縦筋の応力度に換算して鉛直拘束力とする。鉛直方向の拘束応力度 σ_{sva} は、単層壁板の場合と同様に次式で表される。

$$\sigma_{sva} = \sigma_{sy} - {}_B\sigma_{sv} - \sigma_M \quad (3.14)$$

$$\sigma_M = \frac{1}{{}_l p_{sv}} \cdot \frac{M_a}{I} \left(x - \frac{l_w''}{2} \right) \quad (3.15)$$

ここに、 I ；壁板の断面二次モーメント、 x ；壁縁からの距離

連層壁板では、拘束応力度 σ_{sva} の鉛直拘束力は、各層に配分して用いる必要があるので、 i 層の分配率を r_{ai} とおくと図 3.3 に示すように微少区間 Δx における各層の鉛直拘束力 ${}_iV_{aj}$ (j は壁長を分割した微少区間の番号) は、

$${}_iV_{aj} = r_{ai} \sigma_{sva} {}_l p_{sv} {}_l t_w \Delta x \quad (3.16)$$

となる。分配率 r_{ai} はアーチ機構の水平力分布係数 b_{ai} に対応させると次式となる。

$$r_{ai} = \left(h_i / \sum_{i=1}^n b_{ai} h_i \right) b_{ai} \quad (3.17)$$

${}_iV_{aj}$ に釣り合う水平力 $\Delta {}_iQ_{aj}$ は、

$$\Delta {}_iQ_{aj} = {}_iV_{aj} \tan({}_i\theta_{aj}) \quad (3.18)$$

$$\tan(i\theta_{aj}) = (l_j - 0.05l_w') / h_i \quad (3.19)$$

であるので、 i 層の水平力 $b_{ai}P_a$ は次式となる。

$$b_{ai}P_a = \sum_j \Delta_i Q_{aj} \quad (3.20)$$

よって、連層壁板のアーチ機構による i 層のせん断力は次式となる。

$${}_iQ_a = \sum_{k=i}^n b_{ak}P_a \quad (3.21)$$

また、 ${}_iV_{aj}$ による圧縮力は $\Delta_i C_{aj} = {}_iV_{aj} / \cos(i\theta_{aj})$ であるので、 i 層全体の ϕ 方向圧縮合力 ${}_iC_\phi$ は次式となる。

$${}_iC_\phi = \sum_j \Delta_i C_{aj} \cos(\phi - i\theta_{aj}) \quad (3.22)$$

したがって、1 層目壁板の圧縮応力度 ${}_1\sigma_a$ （せん断破壊判定領域における平均応力度）は次式となる。

$${}_1\sigma_a = \sum {}_iC_\phi / ({}_1t_w l_{sc} \cos \phi) \quad (3.23)$$

式(3.20)の $\Delta_i Q_{aj}$ の積算は、トラス機構による式(3.10)とアーチ機構による式(3.23)の圧縮応力度の和 ($\sigma_c = {}_1\sigma_t + {}_1\sigma_a$) が有効強度 $v\sigma_B$ に達するまで行い（以下、「 σ_c の調整」と記す）、その時のトラス機構とアーチ機構のせん断力（式(3.12), 式(3.21)）の和をせん断強度とする。

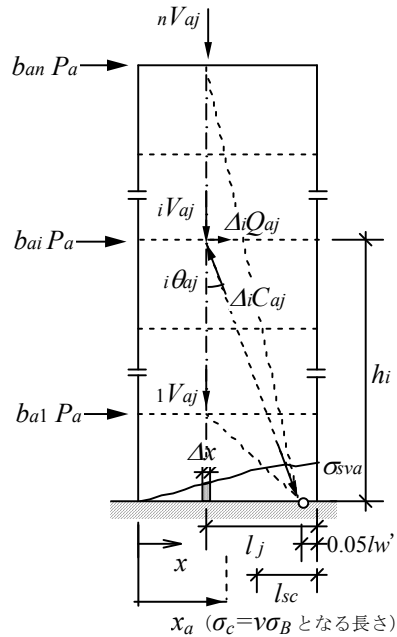


図 3.3 アーチ機構

3.5 計算手順

連層壁板の上層部など壁板のせん断ひび割れが少ない層に、トラス機構を設定することは不合理である。そこで、本算定法では、計算時に壁板の平均せん断応力度 ${}_i\bar{\tau}$ を求め、 ${}_i\bar{\tau}$ が壁板の全域にせん断ひび割れの発生するせん断応力度 τ_s 以上となる層にのみトラス機構を形成させるものとする。

本算定法におけるせん断強度の計算手順を以下に示す。ここでは、 i 層の水平力の高さ方向分布係数 b_i をトラス機構の b_{ti} とアーチ機構の b_{ai} に分ける際に、1層目で基準化($b_1=1$)し、 $b_i=b_{ti}+b_{ai}$ とする。

【計算手順】

- (1)アーチ機構のみを考慮し(P_t , b_{ti} , r_{ti} を全て 0)、式(3.20)右辺の $\Delta_i Q_{aj}$ を壁全長にわたって積算する(曲げ強度が算定される)。
- (2)「 σ_c の調整」を行い、 ${}_i\bar{\tau} \geq \tau_s$ となる層の全てにトラス機構を形成($b_{ti}=1.0$)する。
- (3)横筋が降伏する状態を想定し、トラス機構による最大の水平力($\max({}_i\sigma_{sh})=\sigma_{sy}$ となる P_t)を求める。
- (4)縦筋の応力度が降伏点以下($\max({}_B\sigma_{sv}) \leq \sigma_{sy}$)となり、水平力の分布係数が設定値 b_i になるように、トラス機構の負担水平力 P_t を下げ、曲げ戻しモーメントの負担割合 r_{ti} を調整する。(上層の分布係数が設定値 b_i より大きくなる場合は、高さ方向分布係数 b_{ti} を減少させて前記を行う。)
- (5)壁脚コンクリートが有効強度($\sigma_c = \nu\sigma_B$)となるように、「 σ_c の調整」を行う。
- (6)新たに ${}_i\bar{\tau} \geq \tau_s$ となる層が現れたら、その層の b_{ti} に適切な数値を代入にして(3)以下を繰り返す。

上記のように、計算過程では水平力の高さ方向分布係数 b_{ti} , b_{ai} や曲げ戻しモーメントの両機構の配分 r_{ti} は異なる値を用いることができるが、全ての条件を満足すれば得られる結果の差異は小さい。

3.6 二層壁板の実験による強度算定法の検証

3.6.1 実験概要

(1) 試験体

試験体は図 3.4 に示すように二層壁板であり、壁板側面に剥離剤を塗布した厚さ 16mm の鋼板(SS400)を配置して接合筋を溶接接合し、曲げ戻しモーメント M_i (=鉛直接合部拘束力 $V_j \times l'_w$) を表現している。試験体数は表 3.1 に示す接合筋拘束力 V_j 、横筋比、縦筋比および水平力の分布係数 b_i をパラメータとした 17 体である。ここで、 V_j は鉛直接合部のせん断強度 Q_v に関する次式³⁾を参考とし、

$$Q_v = 0.10F_c \cdot A_{sc} + \sigma_y \Sigma a_v \quad (3.24)$$

ここに、

F_c : コンクリートの設計基準強度

A_{sc} : 鉛直接合部のコッターの断面積

σ_y : 接合筋の降伏強度

a_v : 接合筋断面積

試験体にはコッターがないため、第 2 項のみの V_j = 接合筋断面積 × 降伏強度により算定した。コンクリートは早強ポルトランドセメントを用いた豆砂利普通コンクリートであり、材料試験結果を使用鉄筋と共に表 3.2 に示す。

(2) 加力方法

加力装置を図 3.5 に示す。軸力 N は中層建物(8 階程度)の下層階の長期軸力を想定して、No.11～No.21 では 64kN、No.22～No.27 では 61kN とし、試験体上部のアクチュエータにより作用させた。水平力は、上下 2 層に設置したアクチュエータの荷重が表 3.1 に示す比率(1 層目 b_1 : 2 層目 b_2) になるように制御して加えた。水平力が壁板に均等に作用するように、加力用治具は壁板両面から圧着している。加力の変位漸増の繰り返し加力とし、各サイクルの部材角 R_2 (2 層位置)を 1000 分の 1,2,4,6,10,15,20rad とした。計測は、図 3.5 に示した各アクチュエータに作用する荷重と、壁板の 1, 2 層目の頂部の変位を計測した。また、壁縦横筋のひずみ度を計測した。

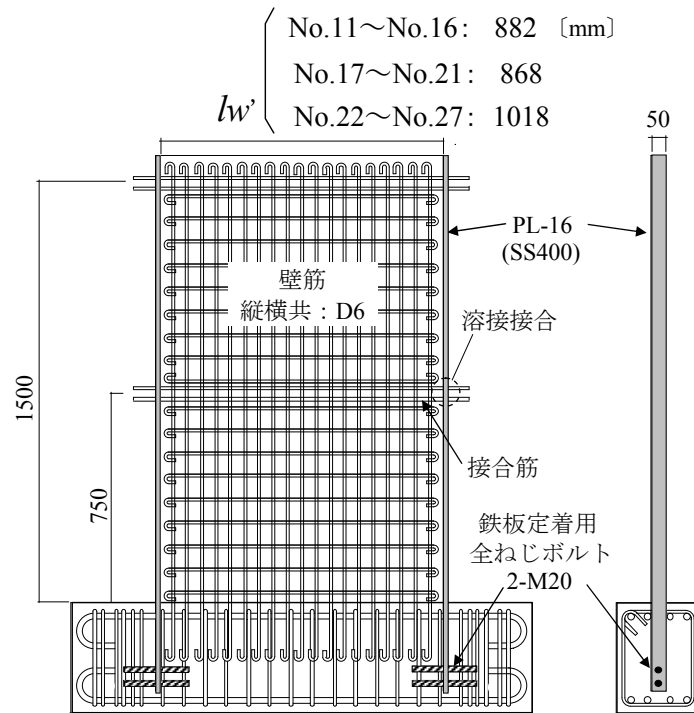


図 3.4 試験体

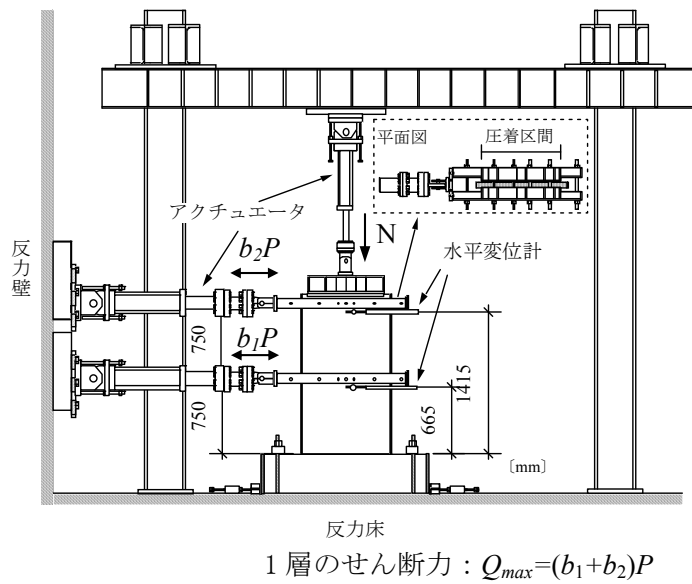


図 3.5 加力装置

表 3.1 試験体一覧

試験体名	横筋間隔 (mm)	縦筋間隔 (mm)	接合筋本数 (1,2層共通)	分布係数 $b_1:b_2$
No.11	50	50	8-D6	1:1
No.12	75	50	4-D6	1:1
No.13	105	50	2-D6	1:1
No.14	105	50	8-D6	1:1
No.15	75	90	4-D6	1:1
No.16	105	90	2-D6	1:1
No.17	50	72	8-D6	1:1
No.18	75	72	8-D6	1:1
No.19	125	72	8-D6	1:1
No.20	75	72	4-D6	1:1
No.21	125	72	4-D6	1:1
No.22	105	51	8-D6	1:2
No.23	78	51	8-D6	1:2
No.24	48	51	8-D6	1:2
No.25	107	51	4-D6	1:2
No.26	83	51	4-D6	1:2
No.27	83	51	2-D6	1:2

表 3.2 材料の力学的性質

コンクリート 試験体名	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数* (N/mm ²)
No.11	42.6	4.02	26100
No.12	40.4	4.59	26800
No.13	45.3	3.75	26900
No.14	42.8	3.50	24200
No.15	43.2	4.64	24400
No.16	46.1	4.52	28600
No.17	30.0	2.34	29100
No.18	31.8	2.21	24200
No.19	32.0	2.22	27400
No.20	30.7	2.48	25300
No.21	33.7	2.37	25800
No.22	29.0	2.11	27300
No.23	28.1	2.10	26600
No.24	28.8	2.04	25900
No.25	30.4	2.19	27700
No.26	29.2	2.07	25100
No.27	28.7	2.11	27500
壁縦横筋 D 6 31.7mm ²		降伏強度** (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
No.11～No.16		304	428
No.17～No.21		326	437
No.22～No.27		410	538

*: 1/3割線弾性係数

**: 0.2%耐力

3.6.2 連層壁板の強度算定法の適合性

図 3.6 に、各試験体の最大強度（正・負加力の平均値）時における 1 層目および 2 層目の平均せん断応力度 $\bar{t}_u$ ($=Q_i / t_w l_w'$) とコンクリートの圧縮強度 σ_B との関係を示す。図中の黒塗り印は壁板の全域にせん断ひび割れが多数発生したことを、白抜き印はせん断ひび割れが壁板の全域には発生していないことを示す。同図に RC 規準¹⁾の短期許容せん断応力度 f_s を併記すると、曲げ補強筋のない本試験体においても f_s 相当のせん断応力度ではせん断ひび割れがほとんど発生していないことが分かる。RC 規準を参考に終局強度相当のせん断応力度の目安として f_s を 1.5 倍にしたせん断応力度では、せん断ひび割れが多数発生した黒塗り印の実験値のほぼ下限を示している。そこで本算定法では、 $1.5f_s$ 相当のせん断力を超える層には、せん断ひび割れが十分に発生しているとみなし、トラス機構が形成されるものとした。

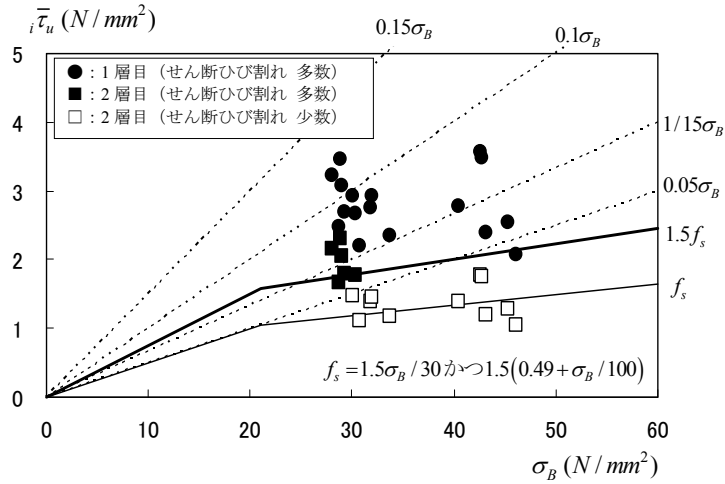


図 3.6 壁板の平均せん断応力度とコンクリート強度の関係

各試験体の最大強度実験値 $Q_{\max}$ （1 層目せん断力）と各種計算値 Q_{b1} 、 ${}_F Q_{b1}$ 、 Q_{p1} を表 3.3 に示す。実験値 $Q_{\max}$ と部材角 R_2 は、それぞれ正加力時と負加力時の平均値である。 Q_{b1} は式(3.26)により計算した曲げ強度であり、 ${}_F Q_{b1}$ は式(3.26)の M_u を断面解析（応力-ひずみ関係：コンクリート（梅村の e 関数法，引張応力無視），鉄筋（完全弾塑性型））により求めた曲げ強度である。 Q_{p1} は本算定法による値であり， $\cot \phi = 1$ ，せん断破壊判定領域 l_{sc} を $l'_w/3$ とし，壁長さ l'_w を 24 分割して計算した。なお，同表に実測した平均壁厚も記してある。

$$Q_{b1} = (\sum b_i / \sum b_i h_i) M_u \quad (3.26)$$

ここに，

$$M_u = 0.5 l_1 p_{sv} t_w l'_w \sigma_{sy} l + 0.5 \sum N_i l + \sum M_i, \quad l = 0.9 l'_w, \quad M_i = V_j \times l'_w$$

実験値 $Q_{\max}$ は，縦筋比 P_{sv} が同じ場合には鉛直拘束力 V_j が大きいほど大きくなっており，接合筋を壁側面の鉄板に溶接して V_j を得る方法は，計画通り機能していると判断できる。断面解析による曲げ強度 ${}_F Q_{b1}$ は，いずれも縦筋が降伏して最大曲げモーメントとなり，最外縁の圧縮ひずみは $2700 \sim 3700 \times 10^{-6}$ 程度となる状態であった。よって，曲げ強度式による Q_{b1} に対する ${}_F Q_{b1}$ の比率は $0.89 \sim 1.02$ （平均 0.96 ）となり，双方の曲げ強度計算値は近い値となっている。

(1) 曲げ破壊した試験体の最大強度

表 3.3 に示すように，本算定法で曲げ破壊と判定されたのは No.15 と No.16 である。この 2 体の壁脚コンクリートの ϕ 方向の圧縮応力度は，アーチ機構の強度算定時に壁全長にわた

って $\Delta_i Q_{aj}$ が積算 ($x_a/l_w'=1.0$) されたが、表 3.3 の $\sigma_c/v\sigma_B$ に示すように、両試験体とも有効強度以下となっている。No.15 は 1 層目にのみトラス機構が形成され、No.16 は 1 層目も平均せん断応力度が $1.5f_s$ 以下となり、アーチ機構のみで Q_{pl} が算定された。両試験体の Q_{pl} は、曲げ強度 Q_{b1} 、 ${}_F Q_{b1}$ と同程度の値となり、実験値との比率 Q_{max}/Q_{pl} はそれぞれ 0.89, 1.05 となっている。なお、このように曲げ強度の計算値が実験値と概ね対応することから、計算に用いた試験体の鉛直接合部拘束力 V_j (=接合筋断面積×降伏強度) は妥当であると考えられるため、以降のせん断強度算定時の V_j も同様に評価した。

(2) せん断破壊した試験体の変形性能

本算定法でせん断破壊と判定された試験体の荷重-変形曲線の例と、ひび割れおよび破壊状況の例をそれぞれ図 3.7, 図 3.8 に示す。せん断破壊の試験体の曲げ強度計算値に対する実験値の比率を見ると、No.13 以外では $Q_{max}/Q_{b1}=0.58\sim0.86$, $Q_{max}/{}_F Q_{b1}=0.60\sim0.93$ となっており、実験値 Q_{max} は曲げ強度計算値より小さくなっている。曲げ強度計算値より Q_{max} の大きい No.13 (図 3.7(a)) は、鉛直拘束力 V_j が小さく、曲げ強度とせん断強度の近い試験体であり、実験では曲げ降伏後にせん断破壊したものと判断される。なお、断面解析結果の中立軸位置 (x_n/l_w') を用い式(3.25)より鉛直方向のコンクリート圧縮応力度 σ_V を算出すると、表 3.3 の $\sigma_V/(0.85\sigma_B)$ に示すように、各試験体のせん断破壊時の σ_V は ACI318 規準²⁹⁾の応力ブロックの平均圧縮応力度 $0.85\sigma_B$ 以下となっている。

表 3.3 の Q_{max} 時の部材角 R_2 を見ると、No.13 以外でも R_2 の比較的大きなせん断破壊の試験体がある。柱付き耐震壁で柱主筋の降伏前に壁板がせん断破壊するときのような破壊状況とはなっていない。これは、曲げ補強筋のない壁板では、前章で述べたように縦筋が降伏してせん断破壊に至ることによるものであると考えられる。アーチ機構の強度算定時の x_a/l_w' は、No.13 では 0.88, 他の試験体では 0.13~0.58 となっており、鉛直拘束力 V_j の小さい試験体ほど x_a/l_w' が大きくなって強度時の縦筋の降伏範囲が広がるという算定結果を示している。

(3) せん断破壊した試験体の最大強度

水平力分布 $b_1 : b_2$ が 1 : 1 の No.11~No.14, No.17~No.21 のシリーズでは、図 3.7(a),(b) に示すように 2 層目の壁板のひび割れは非常に少ない。水平力分布 $b_1 : b_2$ を 1 : 2 に変えた No.22~No.27 のシリーズでは、図 3.7(c) に示すように 2 層目にも多くの斜めひび割れが発生した。本算定法で ${}_2\bar{\tau}_u > 1.5f_s$ となって 2 層目にもトラス機構が形成されたのは、表 3 の水平力分布係数 ($b_{f1} : b_{f2}$) に示すように No.22~No.27 のうち 4 体であった。

実験値 Q_{max} と本算定法による計算値 Q_{pl} を比較して図 3.9 に示す。本算定法でせん断破壊と判定された試験体の Q_{max}/Q_{pl} は 0.84~1.08 平均 0.98 となっており、本算定値は実験結果によく適合していると言えよう。表 3.3 より、縦筋比 P_{sv} と鉛直拘束力 V_j がほぼ同じで、横筋比 P_{sh} の異なる試験体 (No.11 と No.14, No.17 と No.19, No.22 と No.23) をそれぞれ比較すると、 P_{sh} が大きいにも関わらず実験値 Q_{max} はそれほど大きくならない状況についても本算定法の Q_{pl} はよく対応している。 P_{sh} の大きな試験体では、降伏強度に対する横筋の応力度比 σ_{sh}/σ_{sy} が小さく算定されている。

表 3.3 最大強度の実験値と計算値

試験 体名	壁厚 t_w [mm]	横筋比 p_{sh} [%]	縦筋比 p_{sv} [%]	拘束力 V_j [kN]	実験値		曲げ強度					本算定法								
							曲げ強度式		断面解析			Q_{p1}	$\frac{Q_{max}}{Q_{p1}}$	トラス 機構の 形成状況 $b_{t1} : b_{t2}$	アーチ 機構の 積算範囲 x_a/l_w	横筋 応力度比 σ_{sh}/σ_{sv}	せん断破壊 判定領域の コンクリート応力度比 (ϕ 方向)		曲げ圧縮域 のコンクリート 応力度比 (鉛直方向) $\sigma_r/(0.85\sigma_g)$	
					Q_{b1}	$\frac{Q_{max}}{Q_{b1}}$	$F Q_{b1}$	中立軸 の位置 x_n/l_w	$\frac{Q_{max}}{F Q_{b1}}$	Q_{p1}	$\frac{Q_{max}}{Q_{p1}}$						$b_{t1} : b_{t2}$	x_a/l_w		σ_{sh}/σ_{sv}
Q_{max} [kN]	R_s [10^{-3} rad]	[kN]			[kN]															
No.11	52.8	1.20	1.23	77.1	166	8.9	205	0.81	200	0.12	0.83	160	1.03	1 : 0	0.25	0.55	1.00	せん断	0.78	
No.12	51.0	0.83	1.27	38.5	125	9.8	144	0.86	139	0.13	0.90	135	0.93	1 : 0	0.58	0.70	1.00	せん断	0.75	
No.13	52.6	0.57	1.23	19.3	118	10.0	114	1.04	110	0.12	1.07	115	1.02	1 : 0	0.88	0.84	1.00	せん断	0.79	
No.14	52.4	0.58	1.23	77.1	161	7.8	205	0.79	200	0.12	0.80	156	1.04	0.88 : 0	0.21	0.99	1.00	せん断	0.77	
No.15	49.4	0.86	0.73	38.5	105	10.0	117	0.89	118	0.10	0.89	117	0.89	1 : 0	1.00	0.61	0.91	曲げ	0.87	
No.16	49.6	0.61	0.72	19.3	91	15.0	87	1.05	88	0.10	1.03	87	1.05	0 : 0	1.00	0.00	0.78	曲げ	0.76	
No.17	51.8	1.22	0.85	82.7	132	6.3	193	0.68	191	0.14	0.69	124	1.07	1 : 0	0.13	0.40	1.00	せん断	0.75	
No.18	53.8	0.79	0.81	82.7	129	10.5	193	0.67	192	0.14	0.67	133	0.97	1 : 0	0.17	0.64	1.00	せん断	0.79	
No.19	52.1	0.49	0.84	82.7	132	6.3	193	0.68	191	0.14	0.69	129	1.03	0.97 : 0	0.13	1.00	1.00	せん断	0.77	
No.20	53.3	0.79	0.82	41.3	102	9.7	129	0.79	115	0.14	0.89	117	0.87	1 : 0	0.50	0.57	1.00	せん断	0.77	
No.21	52.6	0.48	0.83	41.3	107	10.4	129	0.83	115	0.13	0.93	121	0.88	1 : 0	0.58	0.98	1.00	せん断	0.79	
No.22	52.5	0.58	1.13	104.0	164	9.4	282	0.58	273	0.18	0.60	172	0.96	0.82 : 0.82	0.13	1.00	1.00	せん断	0.59	
No.23	52.5	0.77	1.13	104.0	173	5.3	282	0.61	272	0.19	0.64	185	0.93	1 : 1	0.13	0.98	1.00	せん断	0.59	
No.24	50.8	1.30	1.16	104.0	179	5.3	282	0.63	272	0.19	0.66	182	0.98	1 : 1	0.13	0.59	1.00	せん断	0.58	
No.25	54.1	0.55	1.09	52.0	147	9.5	198	0.74	189	0.17	0.78	147	1.00	0.9 : 0	0.25	0.48	1.00	せん断	0.62	
No.26	53.0	0.72	1.12	52.0	145	5.7	198	0.73	188	0.18	0.77	172	0.84	1 : 1	0.50	0.97	1.00	せん断	0.60	
No.27	52.5	0.73	1.13	26.0	133	11.0	155	0.86	145	0.19	0.92	130	1.02	1 : 0	0.50	0.37	1.00	せん断	0.59	

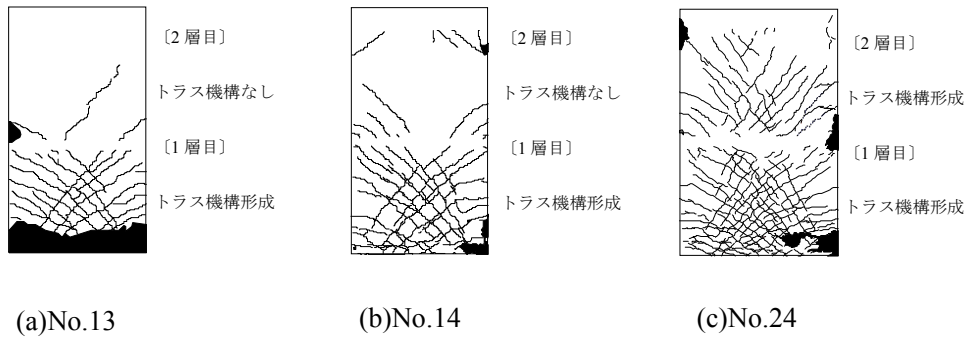


図 3.7 ひび割れおよび破壊状況の例

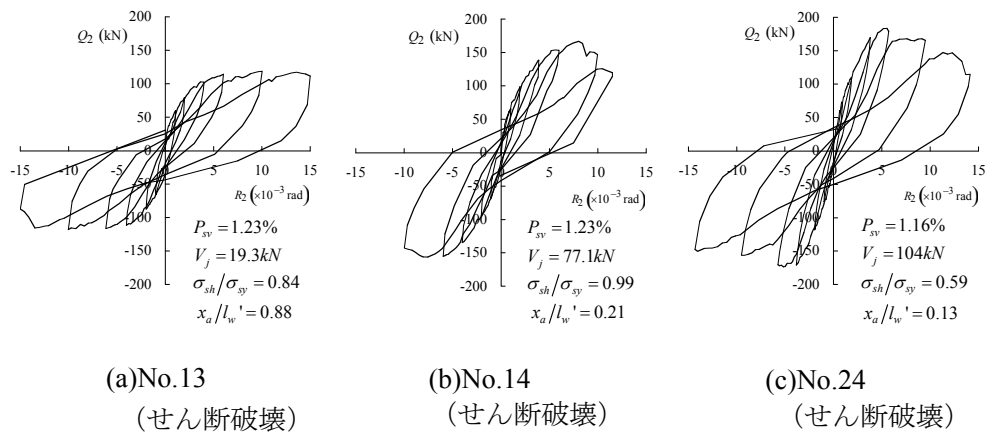


図 3.8 荷重-変形曲線の例

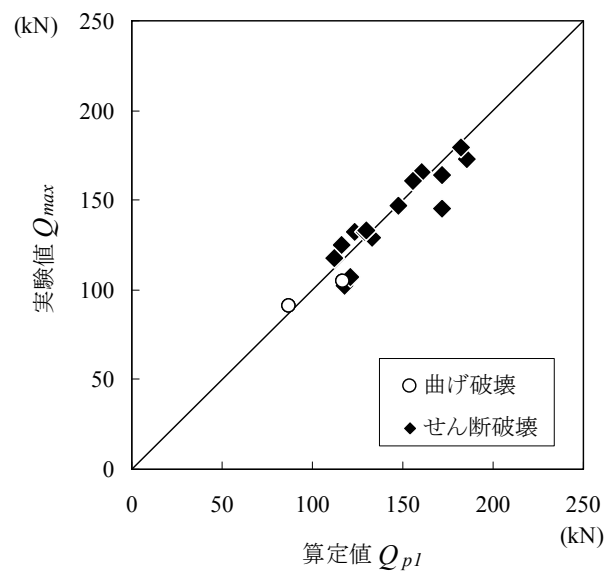


図 3.9 算定値の適合性

3.7 まとめ

本章では、前章で述べた単層壁板の算定法を拡張し、複数の層から水平力を受ける曲げ補強筋のない鉄筋コンクリート連層壁板の強度算定法を提案した。 n 層からなる連層壁板のトラス機構は、水平力が作用する高さまでの n 個の壁板を合成して扱っており、計算過程では各層の平均せん断応力度 $i\bar{\tau}$ を求め、 $i\bar{\tau}$ がせん断ひび割れの多数発生するせん断応力度 τ_s 以上となる層にのみトラス機構を成立させている。アーチ機構では、単層壁の場合と同様に、各層の水平力に釣り合う斜め圧縮力の壁脚側作用点を壁側面から $0.05l_w'$ (l_w' : 壁長さ) の位置にとり、鉛直方向力は軸力と曲げ戻しモーメントを含めた壁縦筋応力度に釣り合わせている。

本算定法の適合性を検証するために、17 体の鉄筋コンクリート二層壁板の水平加力実験を行った。実験結果のせん断ひび割れの発生状況と本算定法のトラス機構の形成状況は概ね対応し、本算定法の計算値（曲げ強度あるいはせん断強度）は実験値によく適合した。

第 4 章

せん断破壊型耐震壁システムの終局強度

4.1 はじめに

第 2 章および第 3 章では、曲げ補強筋のない壁板の終局強度の算定法を提案した。このような壁板の両側に柱を設けて構成した耐震壁システムでは、第 1 章で述べたように 4 つの破壊形式をとり得るが、このうち本章では柱-壁板間の鉛直接合部が破壊する前に、壁板がせん断破壊する WS 型システムについて述べる。

一般の I 形断面耐震壁のせん断破壊では、壁板のせん断ひび割れが側柱まで貫通して破壊することが想定されているが、本システムは、柱-壁板間の水平方向は分離され、梁のみで接合されているため、その破壊性状や終局強度は一般の耐震壁とは異なるものと考えられる。よって本章では、まず施工法を想定した 2 シリーズの WS 型システムの実験を実施し、本システムの破壊性状と終局強度を把握する。

本システム全体のせん断強度の評価方法としては、壁板強度に柱の寄与分を加えることが考えられるが、この場合は第 2 章および第 3 章で述べたとおり柱-壁板間の鉛直接合部に作用する力（鉛直拘束力 V_j ）を考慮する必要がある。すなわち、鉛直拘束力 V_j は、壁板強度を算定するための境界条件として、また鉛直接合部の仕様を決めるための設計用応力として不可欠なものである。そこで本章では、終局時に柱-壁板間に作用する鉛直拘束力 V_j を特定して本システム全体のせん断強度を評価する方法を示し、2 シリーズの実験により得られた終局強度の実験値と本計算値との適合性を検証する。

4.2 実験概要

4.2.1 試験体

WS 型システムでは、柱-壁板間は壁横筋を貫通させずコッターのみで接合する簡便な仕様とするが、壁板がせん断強度に達するまでは鉛直接合部の滑りを防止するため、梁部材は鉛直接合部を貫通させることが考えられる。そこで試験体は、表 4.1 および図 4.1(1),(2)に示すように梁を鉄骨 (S) 造とした実験 I と鉄筋コンクリート (RC) 造とした実験 II の 2 シリーズを計画した。実験 I は、柱を RC 造、梁を S 造とした混合構造の架構に RC 壁板を組み入れることを想定したものであり、試験体数は 3 体である。実験 II は、柱、

梁、壁板のすべてをプレキャスト工法（フル PCa 工法）とすることを想定し、PCa 壁板を 3 分割にしたものであり、試験体数は 2 体である。各シリーズの試験体は、それぞれ図 4.2(1),(2) に示す施工手順例を想定して製作した。試験体に用いたコンクリートおよび鋼材の力学的性質を表 4.2 に示す。

(1) 実験 I（柱 RC 梁 S 架構に RC 壁板を組み入れた実験）

柱 RC 梁 S 構造の架構に耐震要素を組込む際には、取付けが簡便なことから鉄骨ブレースを用いることが多い。RC 耐震壁を用いる場合には、一般に柱、梁、壁板が一体となるように配筋する必要があるため、柱 RC 梁 S 構法の特長である短工期施工とは必ずしも対応しなかった。本システムを適用すると、図 4.2(1)に示すように柱、梁の施工は純ラーメン架構の場合と同様に進めることができ、壁板の工事は建物全体の工程を考慮して、後日適切な時期に行うことが可能となる。そこで実験 I では、このような混合構造の WS 型システムを検証対象とした。

各試験体の柱、壁、基礎梁の形状、配筋は共通とし、梁と壁板の接合方法を主なパラメータとした。WI-S と WI-SC は建物内部の架構を想定し、柱、梁、壁板の各々の材軸芯を一致させた試験体であり、WO-SC は建物の外壁面となる架構を想定し、柱と壁板の一面を同面とした試験体である。いずれも壁横筋（1-D10@110mm）は、端部にフックを設けておらず、柱の 10mm 手前まで配筋し、柱へは定着していない。柱-壁板間の鉛直接合部には、幅 68×高さ 68×深さ 8mm のコッター（WO-SC：13 個、WI-S,WI-SC：12 個）を設け、梁鉄骨（H-200×100×5.5×8）は鉛直接合部を貫通している。なお、梁鉄骨の端部（図中×印）のウェブは厚さ 22mm の鋼板に入れ替えて補強している。

WI-S は梁が S 造であり、図 4.1(1)の(a)左半分に示すように梁鉄骨の下フランジには、梁-壁板間のせん断力を支圧抵抗により伝達するための溝形鋼(C-100×50×6×7.5、長さ 100mm,8 本)と、壁縦筋（1-D10@90mm）の定着用の鉄筋スタッド(D13(KSW490),29 本)を溶接した。壁板のコンクリートは、梁の下部 50mm の高さまで打設し、後日打継ぎ面から梁までの隙間にモルタルを圧入した。

WI-SC の梁は鉄骨コンクリート（SC）造である。梁主筋は、壁横筋と同様に、柱には定着されていない。梁鉄骨には同図(a)右半分に示すように支圧板(厚さ 4.5mm,6 枚)を溶接し、ウェブに貫通孔を開けてあばら筋(D6@90mm)を配し、壁板と梁の上フランジ位置までのコンクリートを同時に打設した。梁鉄骨の下フランジには、WI-S と同様に鉄筋スタッドを溶接している。

WO-SC は、同図(b)に示すように梁鉄骨の片側ウェブに支圧板(厚さ 4.5mm,4 枚)とあばら

筋(D6@90mm)を溶接し、先端を 180° フックとした壁縦筋を SC 梁内に定着させ、壁板と梁のコンクリートを同時に打設した。

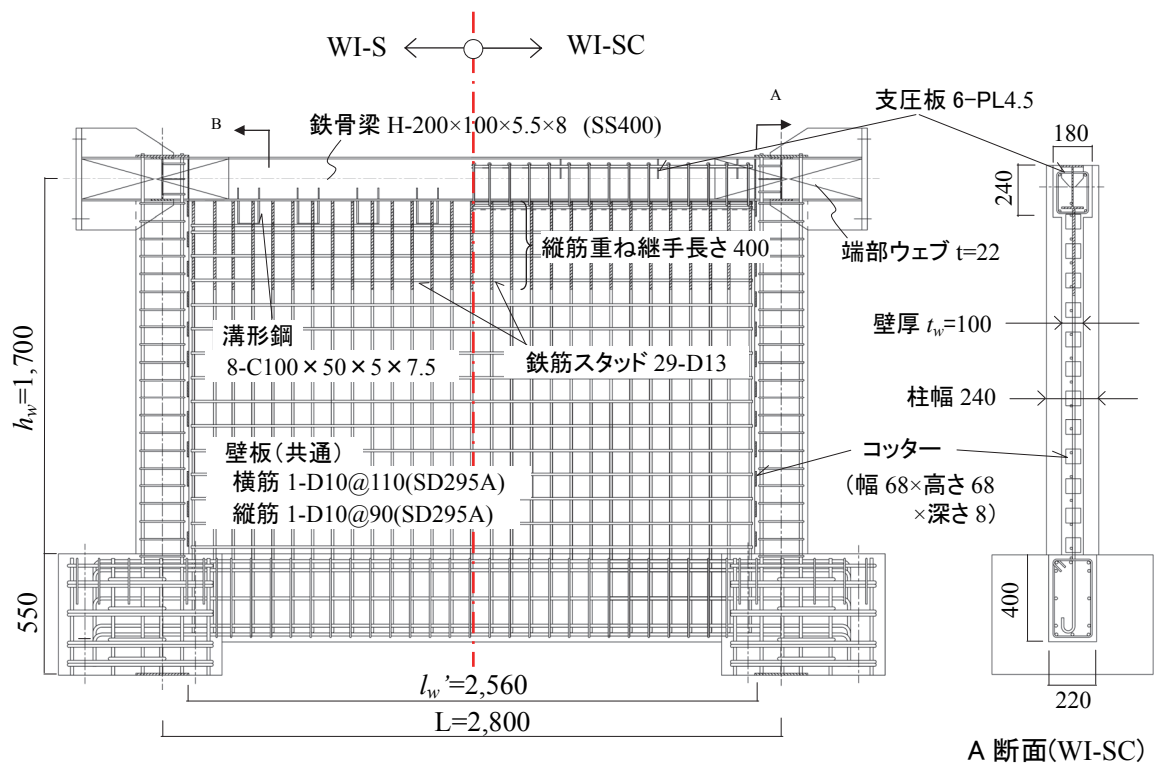
(2) 実験Ⅱ（プレキャスト工法の実験）

PCa 工法では、部材の運搬、揚重の制限から壁板を分割せざるを得ないことがある。実験Ⅱの試験体で想定した工法は、図 4.2(2)に示すように柱部材の設置後に 3 分割された壁板部材を順次設置し、その後柱梁接合部が一体となった梁部材を設置し、各部材間にモルタルを充填して一体化するというものである。

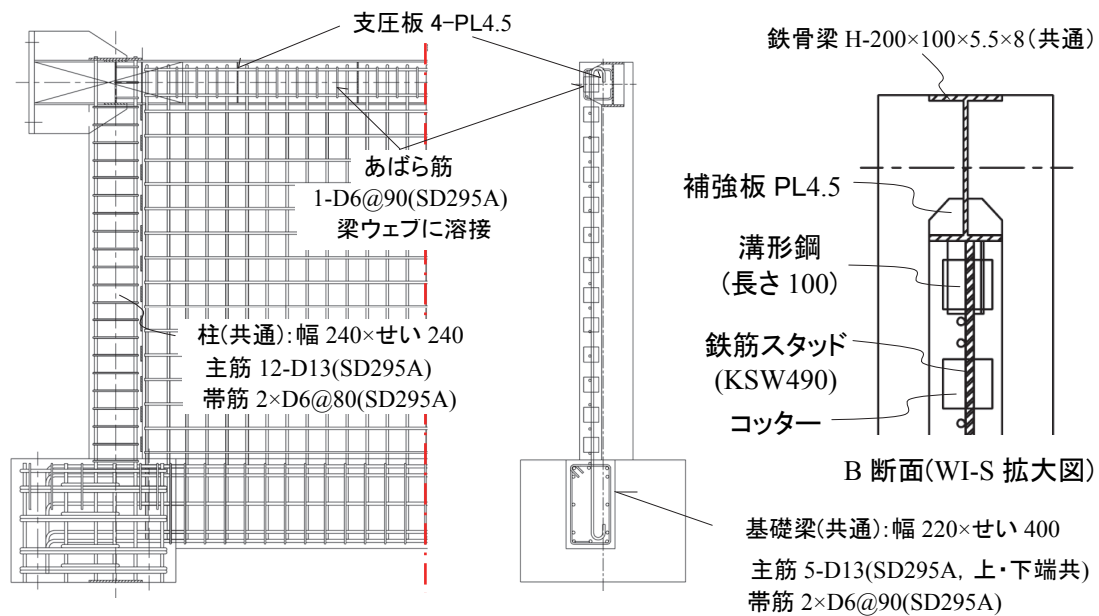
各試験体の柱、梁、基礎梁の形状および配筋は共通である。壁板の厚さ t_w は 100mm、横筋は壁板内に D10@110mm（補強筋比 $p_{sh}=0.65\%$ ）で共通であるが、PCa 工法では縦筋の継手箇所数を少なくすることも実用上の課題であることから、壁縦筋は補強筋比 $p_{sv}=0.95\%$ を共通とし、2 体の配筋仕様を変えている。WI-PCa1 は、横筋に比べて鉄筋径を太く、鉄筋間隔を大きくした試験体であり、縦筋を D16@210mm とした。WI-PCa2 は、壁板内の縦筋は横筋と同じ D10 を @75mm で配筋し、端部で重ね継手（重ね継手長さ 350mm）により D16@210mm に集約させた。PCa 壁板は、下方に縦筋を突出させた形状とし、上部にモルタル充填式鉄筋継手を設けた。鉛直接合部となる柱面および壁板面には幅 68×高さ 68×深さ 8mm のコッターを 11 個形成した。3 枚の壁板を幅 19mm の間隔を確保して設置した後、基礎梁のコンクリートを打設した。柱－壁板間は柱のコンクリートを打設することにより、壁板－壁板間は隙間にモルタルを充填することにより接合した。

表 4.1 試験体諸元

試験体		柱中心 間距離	壁高	加力 高さ	壁 板					コッ ター	柱	梁	基礎梁		
					壁厚	横筋		縦筋							
						L (mm)	h_w (mm)	H (mm)	t_w (mm)					配筋	補強 筋比 p_{sh} (%)
実験 Ⅰ	WI-S	2,800	1,700	1,700	100	1-D10 @110mm	0.65	1-D10 @90mm	0.79	幅68 × 高さ68 × 深さ8 (12個)	〔幅Bc× せい Dc(mm)〕 240×240	〔主筋〕 12-D13	〔帯筋〕 2-D6 @80mm	【鉄骨梁】 H-200×100 ×5.5×8	〔幅×せい〕 220×400mm
	WI-SC													【SC梁】 H-200×100 ×5.5×8 〔幅×せい〕 180× 240mm	
	WO-SC									同上 (13個)	【SC梁】 H-200×100 ×5.5×8 〔幅×せい〕 200× 200mm	〔腹筋〕 2-D13			
実験 Ⅱ	WI-PCa1	2,800	1,680	2,200	100	1-D10 @110mm (3分割)	0.65	1-D16 @210mm	0.95	幅68 × 高さ68 × 深さ8 (11個)	〔幅Bc× せい Dc(mm)〕 240×240	〔主筋〕 12-D13	〔帯筋〕 2-D6 @80mm	【RC梁】 〔幅×せい〕 180× 240mm	〔幅×せい〕 220×400mm
	WI-PCa2							1-D10 @75mm 〔端部〕 1-D16 @210mm 重ね 継手 長さ: 350mm						〔主筋〕 5-D13 (上・下共)	

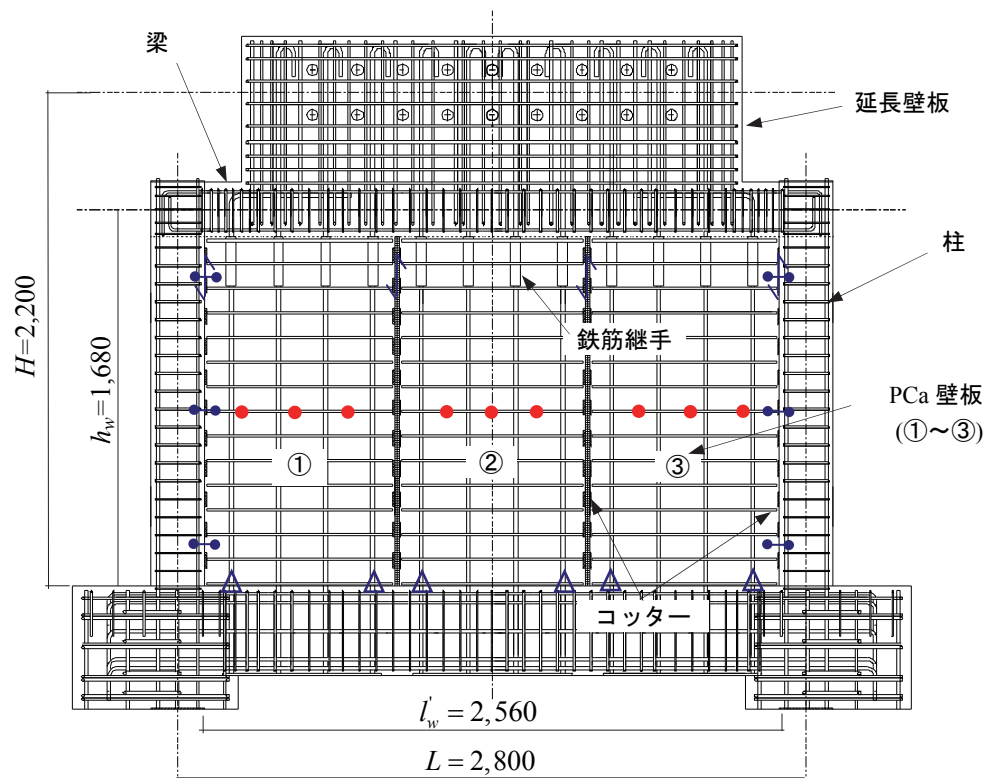


(a) 内壁タイプ(WI-S,WI-SC)

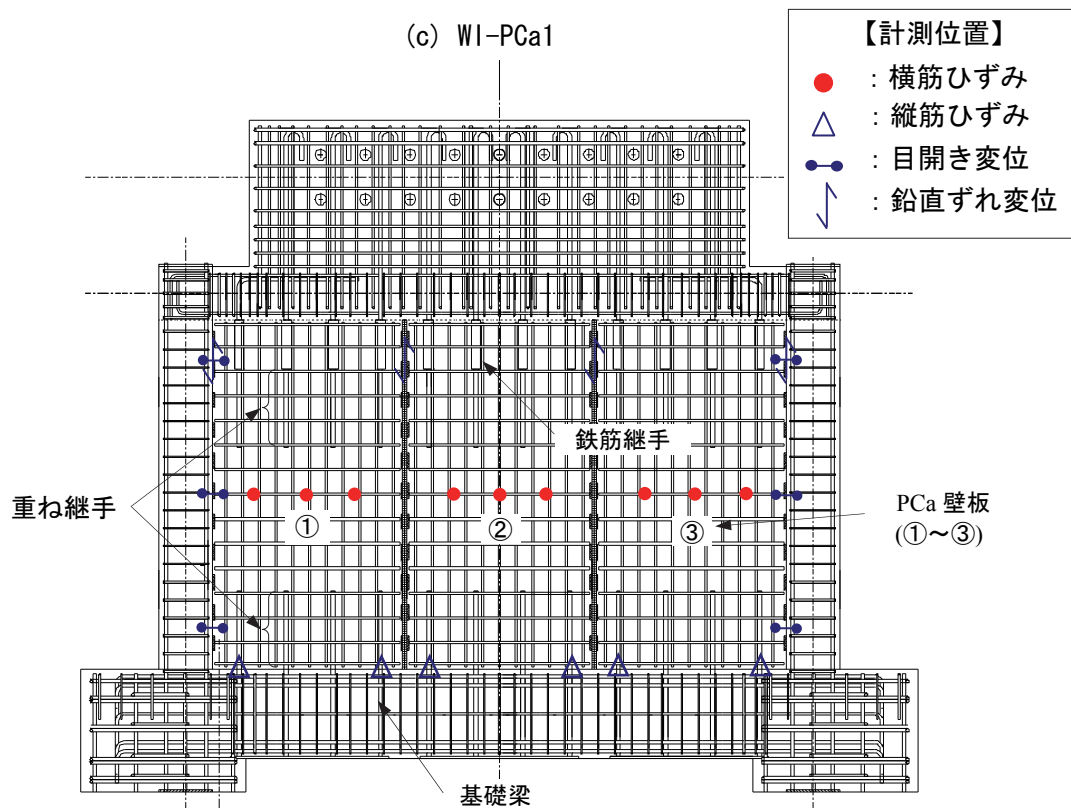


(b) 外壁タイプ(WO-SC)

図 4.1(1) 試験体 (実験 I)



(c) WI-PCa1



(d) WI-PCa2

図 4.1 (2) 試験体 (実験Ⅱ)

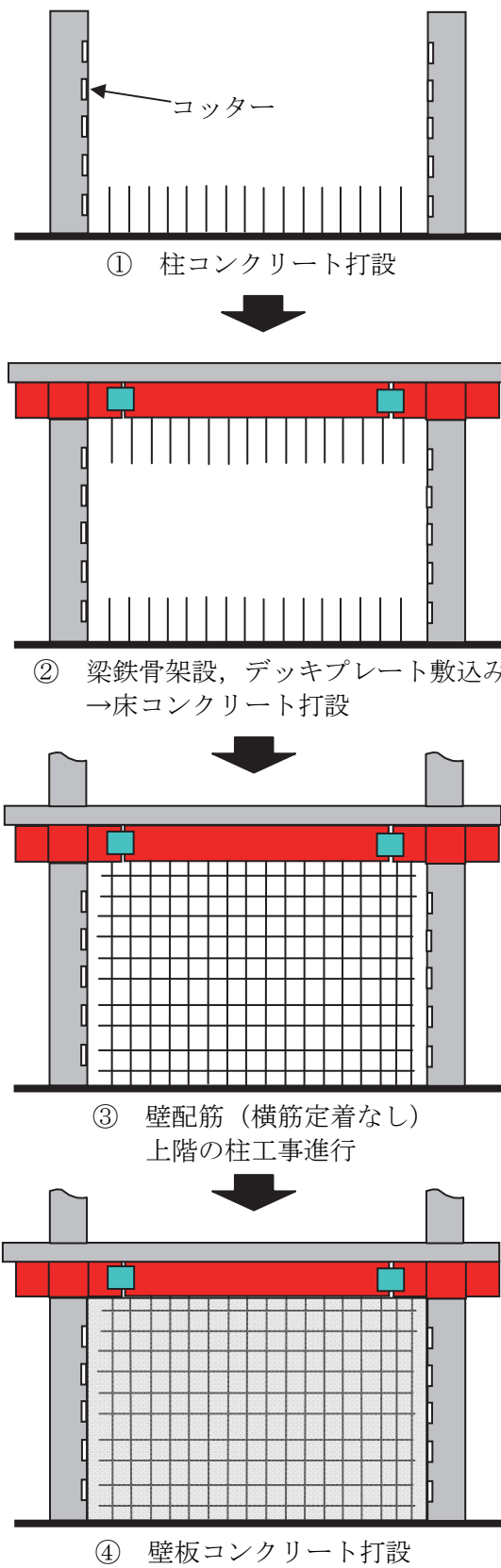
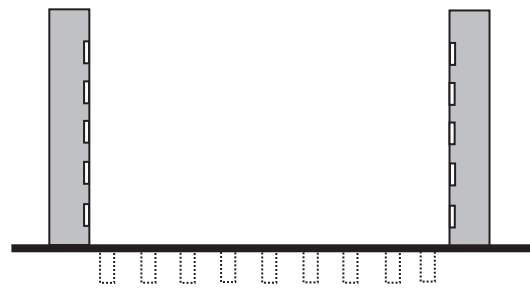
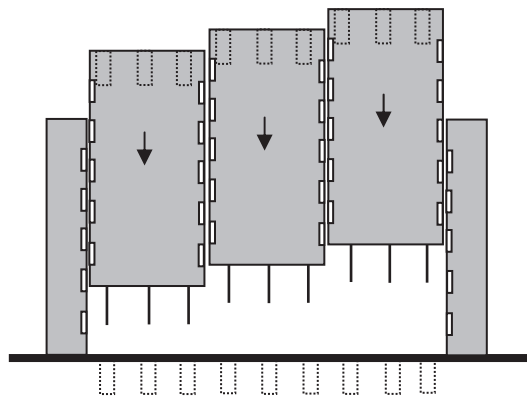


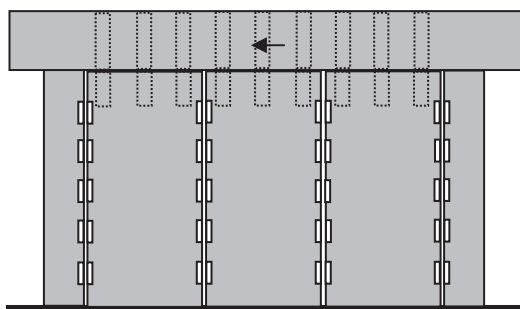
図 4.2(1) 想定した施工手順（実験 I）



① 柱 PCa 設置



② PCa 壁板逆差し設置



③ 柱梁接合部一体型 PCa 梁設置
→ PCa 部材間モルタル充填

図 4.2(2) 想定した施工手順（実験Ⅱ）

表 4.2 使用材料の力学的性質

(1) コンクリート

試験体		部位	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	ヤング係数 E_c ($\times 10^4$ N/mm ²)	割裂強度 σ_t (N/mm ²)
実験 I	WI-S	基礎梁	31.2	2.78	2.53
		柱	35.0	3.01	2.86
		壁板	30.5	2.74	2.75
		壁板上部充填モルタル	92.7	3.03	4.08
	WI-SC	基礎梁	30.9	2.85	2.44
		柱	38.5	3.01	2.67
		壁板・梁	29.1	2.71	2.70
	WO-SC	基礎梁	30.1	2.78	2.38
		柱	34.7	2.91	2.77
		壁板	30.6	2.84	2.77
実験 II	WI-PCa1	基礎梁	34.1	2.72	2.96
		柱	35.0	2.88	3.07
		壁板(プレキャスト)	33.5	2.69	2.96
		梁	32.5	2.70	3.32
		目地モルタル	63.9	—	—
	WI-PCa2	基礎梁	39.4	2.89	3.22
		柱	38.0	2.92	3.20
		壁板(プレキャスト)	33.6	2.76	2.88
		梁	33.6	2.74	3.14
		目地モルタル	66.7	—	—

(2) 鋼材

部位				降伏点 σ_y (N/mm ²)	降伏 ひずみ ε_y ($\times 10^{-6}$)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	伸び (%)	ヤング 係数 E_s ($\times 10^5$ N/mm ²)
実験 I	壁	縦・横筋	D10	365	1980	498	21	1.87
		鉄筋スタッド	D13	387	—	544	23	1.96
	柱 基礎梁	主筋	D13	341	1820	480	23	1.87
		せん断補強筋	D6	348	—	521	27	1.93
	梁	鉄骨フランジ	t=8	320	2010	437	38	2.03
		鉄骨ウェブ	t=5.5	379	1920	478	30	2.04
		鉄骨ウェブ	t=22	270	1310	425	32	2.06
		主筋	D10	365	1980	498	21	1.87
		せん断補強筋	D6	408	—	568	17	1.88
実験 II	壁	縦・横筋	D10	351	1920	487	23	1.86
		壁縦筋, 集約鉄筋	D16	357	1900	527	25	1.89
	柱 基礎梁	主筋	D13	351	1910	497	24	1.86
		せん断補強筋	D6	348	—	513	22	1.89
	梁	主筋	D10	351	1920	487	23	1.86
		せん断補強筋	D6	348	—	513	22	1.89

4.2.2 加力方法および計測方法

図 4.3 に加力装置図を示す。柱上部の油圧ジャッキにより一定軸力 N (軸力比 $\eta=N/(B_c \cdot D_c \cdot F_c)=0.2$, B_c : 柱幅, D_c : 柱せい, $F_c: 33\text{N/mm}^2$) を作用させ、左右の油圧ジャッキにより同じ水平力を加えて正負漸増繰返し加力を行った。水平加力の折返し変形角 R は、1000 分の $\pm 1, 2, 4, 6, 10, 15\text{rad}$ (各 2 回) を基本とし、せん断強度の確認後に加力を終了させた。

実験 I では鉄骨梁を図示のように延長し、両端に油圧ジャッキを取り付けて加力した。RC 梁の実験 II では上階に連続して壁板が存在することを考慮し、梁幅で壁板を上方に延長し、この延長壁板部分に治具を圧着して壁板に均等なせん断力を載荷できるようにした。梁端部分では上階の壁板を一部省略し、せん断ひび割れが梁に貫通した場合に壁板を拘束する程度が小さくなる影響を含めて扱うこととした。試験体にはスラブを設けていないが、水平力がスラブの面内剛性を介して柱および壁板に流れることを模して、梁側面の位置の柱間に外側から異形 PC 鋼棒 (2-D32, 締付け力 20kN/本) を設置した。

計測については、水平力および軸力用の油圧ジャッキの荷重をロードセルにより、梁中央位置と柱梁接合部の中央位置の水平・鉛直変位を変位計により計測した。また、柱－壁板間、梁－壁板間、壁板－壁板間の相対変位を変位計により、柱主筋、梁主筋および壁板の縦筋・横筋のひずみをワイヤーストレインゲージにより計測した。

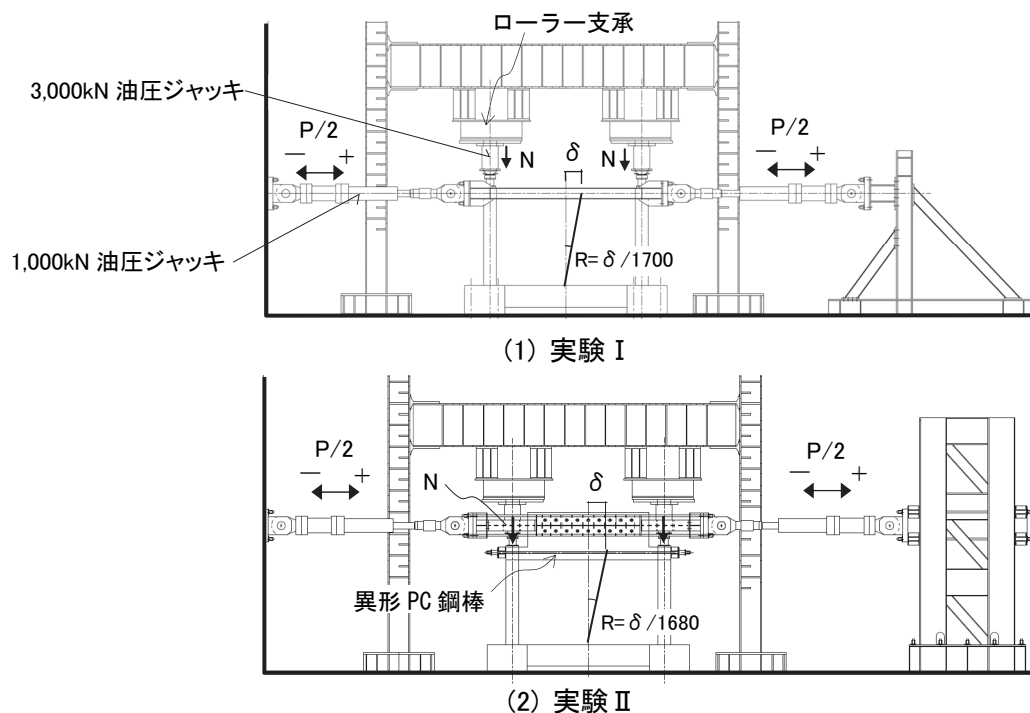


図 4.3 加力装置

4.3 実験結果

4.3.1 破壊性状と荷重-変形角曲線

試験体の破壊形式は、いずれも壁板のせん断破壊であった。図 4.4 に最終ひび割れ状況を、図 4.5 に荷重-変形角曲線を示す。

(1) 実験Ⅰ（柱 RC 梁 S 架構に RC 壁板を組み入れた実験）

壁板のせん断ひび割れは、 $R=1/8300 \sim 1/4300\text{rad}$ で発生し始め、その後加力の進展とともにひび割れ数が増加し、 $R=\pm 4/1000\text{rad}$ では壁板のほぼ全域にせん断ひび割れが発生した。最大荷重時には、壁頂部の隅角部近傍の壁板のコンクリートが圧壊し、対角線方向の斜めひび割れが開口して破壊した。柱-壁板間の鉛直接合部近傍の壁板部を見ると、斜めひび割れが少ないことが分かる。

荷重-変形角曲線を見ると、いずれの試験体もせん断ひび割れ発生後に剛性が低下し、壁板のほぼ全域にせん断ひび割れが発生した $R=\pm 4/1000\text{rad}$ 以降では荷重の増加は緩やかになり、その後最大荷重に達した。最大荷重時の変形角は、WI-S は $R=-5.6/1000\text{rad}$ 、WI-SC と WO-SC は $R=+5.9/1000\text{rad}$ であり、同様な変形角であった。壁筋が降伏する変形角は、ひび割れ発生位置の影響を受けるものと思われるが、 $R=2/1000 \sim 4/1000\text{rad}$ で壁中央の縦筋が降伏ひずみに達し、 $R=4/1000\text{rad}$ 程度から最大荷重時までの加力で横筋が降伏ひずみに達している。

(2) 実験Ⅱ（プレキャスト工法の実験）

縦筋間隔の大きい WI-PCa1 は、正加力の $R=+1/3330\text{rad}$ で壁板にせん断ひび割れが発生し、 $R=+1/1560\text{rad}$ で斜めひび割れが梁端部に伸展して梁主筋の一部が降伏ひずみに達した。 $R=+4.0/1000\text{rad}$ では壁頂部の隅角部近傍でひび割れ間の局所的な圧壊が見られ、 $R=+4.8/1000\text{rad}$ で梁主筋の梁端位置が降伏ひずみに達し、その後 $R=+5.8/1000\text{rad}$ で最大荷重を示した。負加力も同様の破壊経過であるが、正加力時より耐力が低くなっている。負加力時の隅角部近傍の壁板のひび割れ（壁板③の上部）は、鉄筋継手の下部付近で水平に近い角度となっており、この部分のスリップ破壊が顕著であった。正加力ではこのような破壊性状は見られていないが、縦筋間隔が横筋間隔に比べて極端に大きいことによる影響とも考えられるので検討が必要である。

壁板内の縦筋間隔の小さい WI-PCa2 の正加力では、 $R=+1/3700\text{rad}$ で壁板にせん断ひび割れが発生し、 $R=+1.0/1000\text{rad}$ で斜めひび割れが梁端部に伸展し、 $R=+3.4/1000\text{rad}$ で最大荷重を示した。最大荷重時には、壁頂部の隅角部近傍でひび割れ間の局所的な圧壊が見られた。最大荷重後の $R=+3.6/1000 \sim 5.6/1000\text{rad}$ では梁主筋の梁端部が降伏ひずみに達し、

$R=+10/1000\text{rad}$ まで荷重を保持した。負加力時では、 $R=-1/1350\sim 5.5/1000\text{rad}$ で梁主筋が降伏し、その後 $R=-6/1000\text{rad}$ 以降で荷重が緩やかに低下した。WI-PCa2 では、正・負加力とも壁板の隅角部近傍の圧壊が顕著となる破壊形式となり、正・負加力の耐力差は WI-PCa1 に比べて小さくなっている。

両試験体とも壁板の斜めひび割れは、PCa 壁板間の目地に沿って若干垂直に下がった後、隣の PCa 壁板に伸展した。正加力時の壁板③（負加力時の壁板①）には、PCa 壁板の角から柱脚を結ぶ角度の立ったひび割れも観察された。

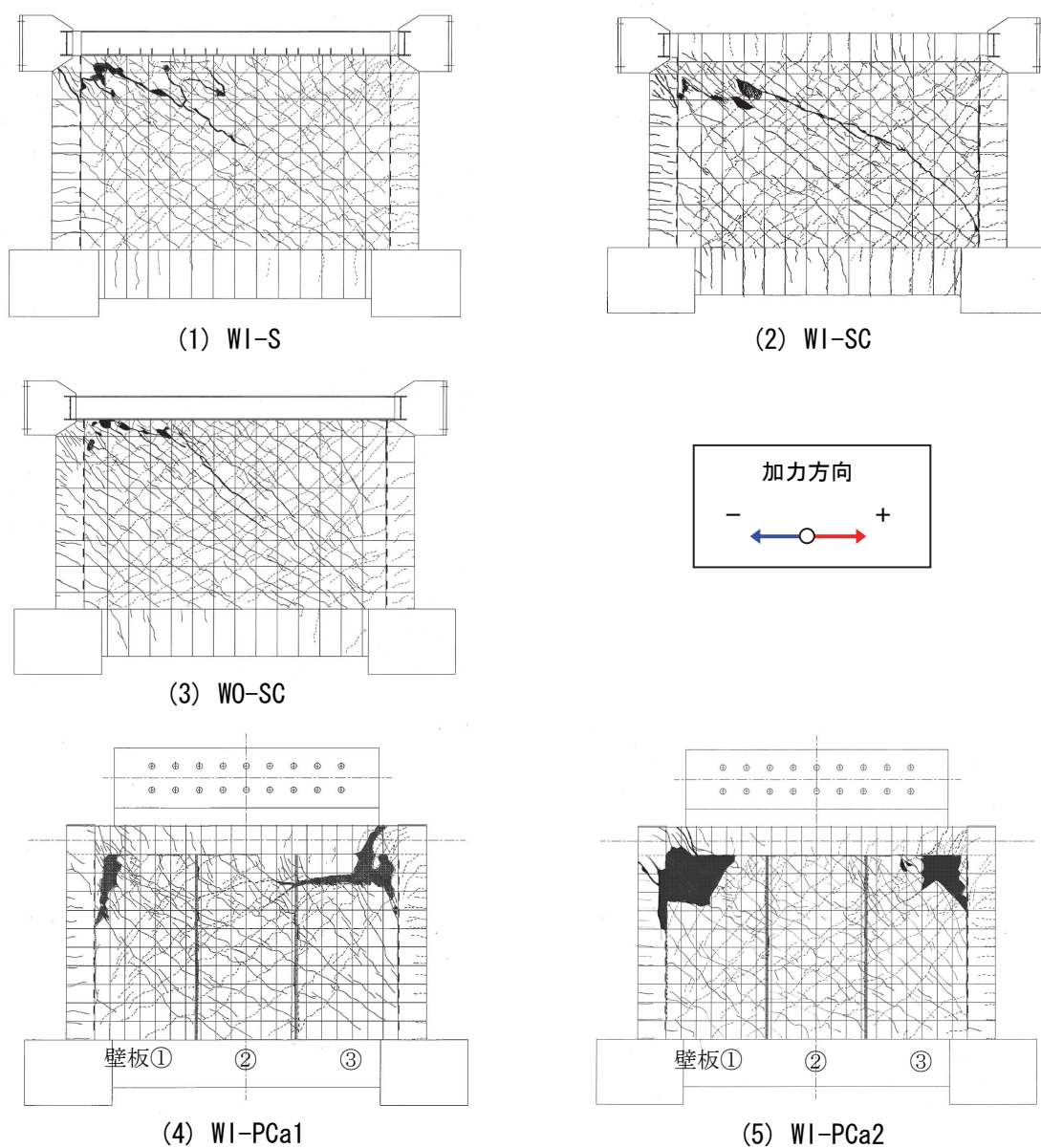


図 4.4 最終ひび割れ状況

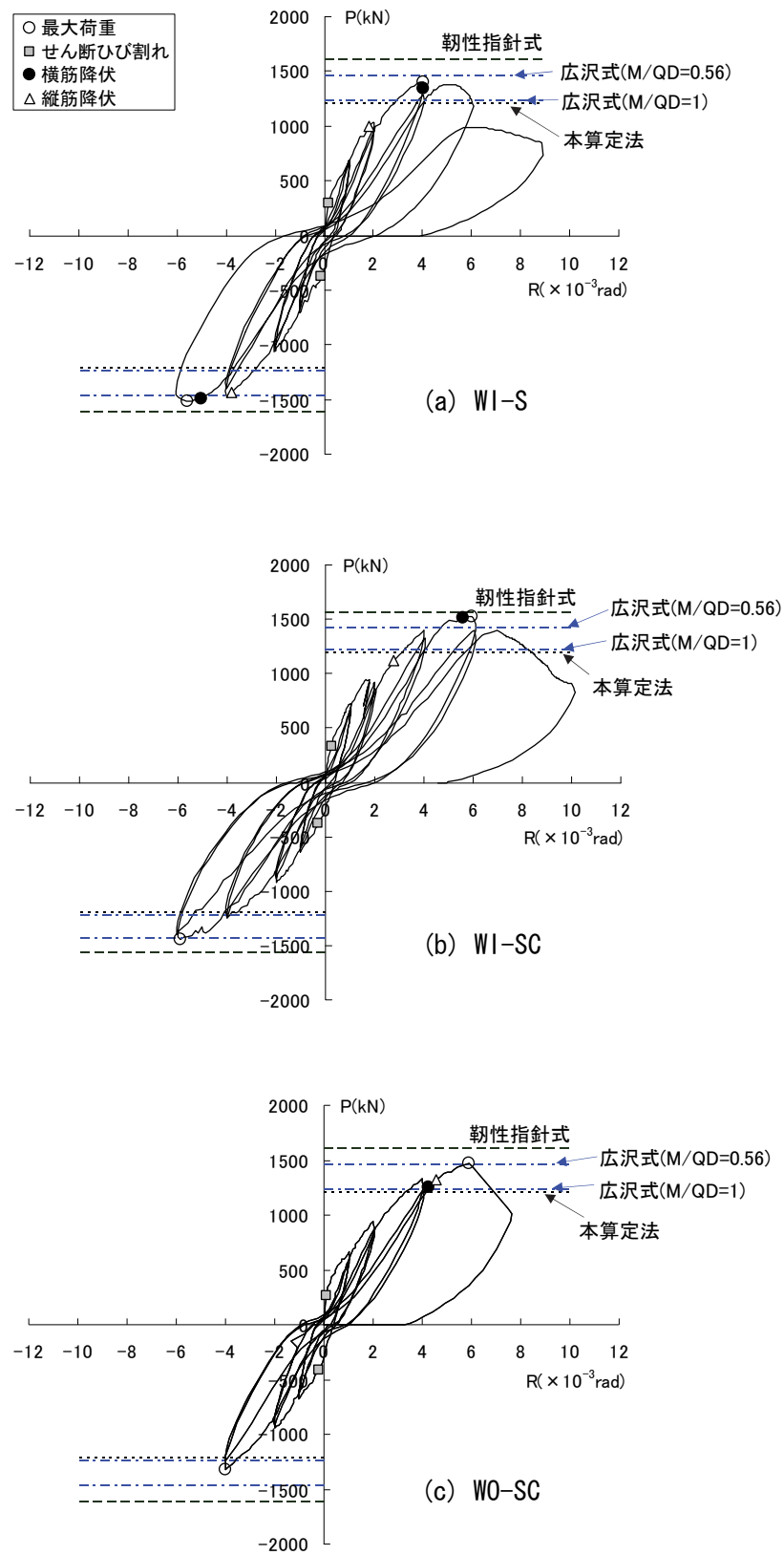
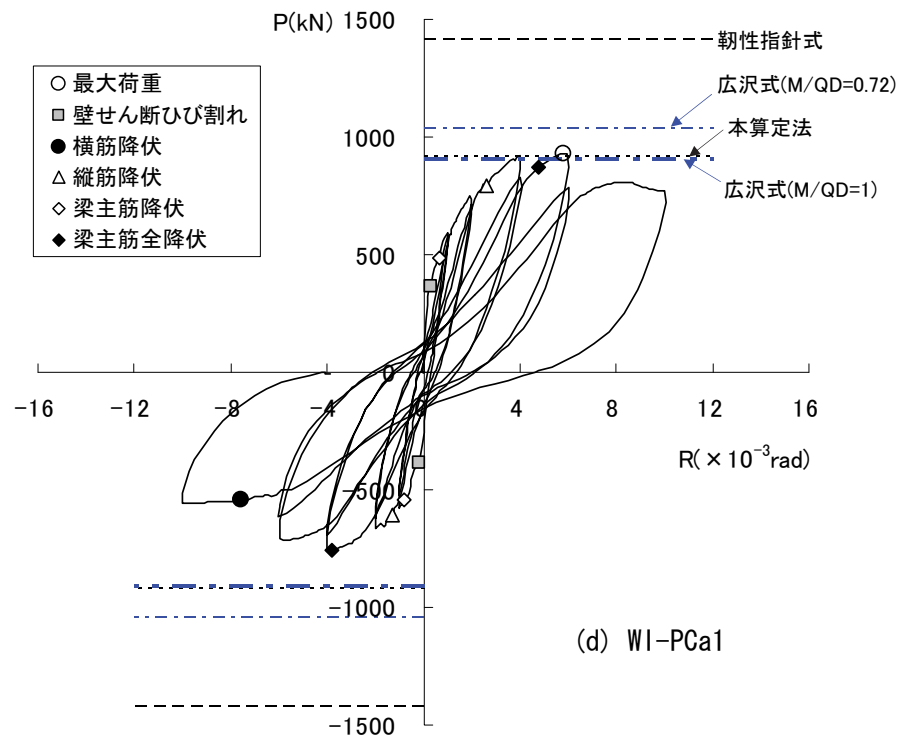
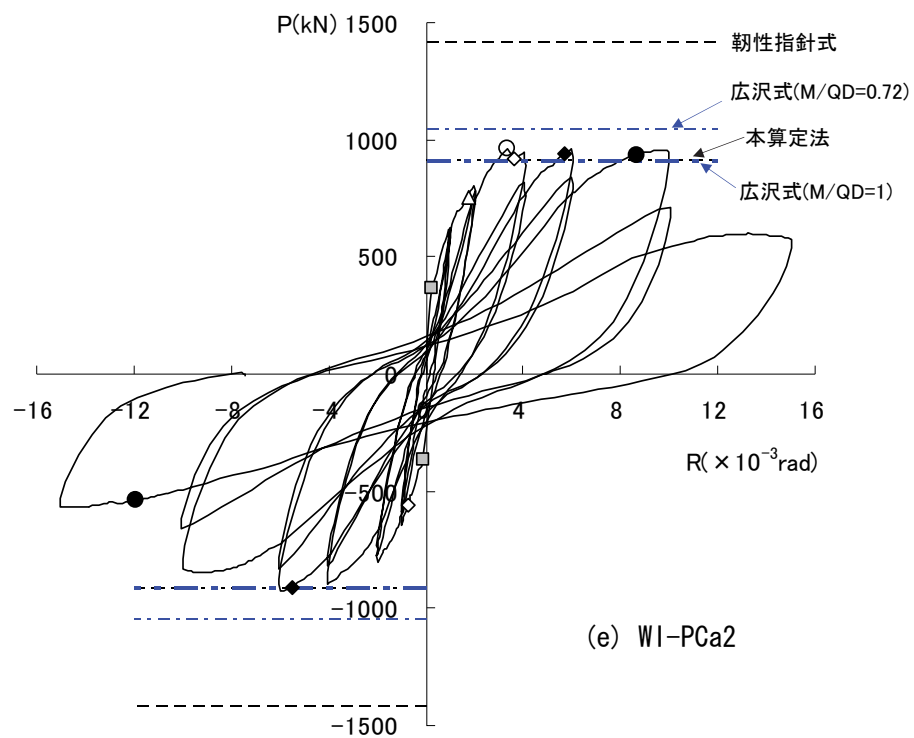


図 4.5(1) 荷重-変形角関係



(d) WI-PCa1



(e) WI-PCa2

図 4.5(2) 荷重-変形角関係

4.3.2 壁筋のひずみ性状

(1) 実験Ⅰ（柱 RC 梁 S 架構に RC 壁板を組み入れた実験）

図 4.6 に、WI-S の正加力時における横筋のひずみ分布を示す。同図には、第 2 章の強度算定法で定義した、横筋が最大応力度をとる領域（凡例図の σ_{sh} 領域、 $\cot \phi=1$ ）を破線で示した。壁高さの中央位置の横筋 b のひずみは、両端寄りで小さく、中央部で大きくなる分布形状を示している。横筋 b は、最大荷重時までに σ_{sh} 領域で降伏ひずみに達し、その後の加力で降伏範囲が広がっている。壁上部の横筋 a のひずみは、最大荷重時までに σ_{sh} 領域で降伏ひずみに達したが、壁下部の横筋 c は最大荷重時以降に一部が降伏ひずみに達した。

(2) 実験Ⅱ（プレキャスト工法の実験）

図 4.7 に、壁高さの中央位置の横筋（図 4.1(2)参照）のひずみ分布を示す。横筋のひずみは、実験Ⅰで見られたように壁中央部で大きくなると考えられるが、両試験体の壁中央の壁板②のひずみは、柱寄りの壁板①、③に比べてやや小さくなっている。両試験体とも $R=+4/1000\text{rad}$ 以降のひずみの増加の程度は小さく、最大荷重時に横筋は降伏していない。図 4.8 に、壁脚部の縦筋のひずみ分布を示す。図 4.1(2)に計測位置を示すように、WI-PCa2 では集約鉄筋のひずみである。両試験体とも壁板－壁板間のひずみの勾配は、曲げモーメントと逆向きとなっており、壁板が分割されている影響が見られる。壁板③の柱寄りのひずみを見ると、 $R=+6/1000\text{rad}$ 以降で圧縮ひずみに転じており、曲げ圧縮域が壁板内に広がっていることを示している。

図 4.9 に、正加力時の柱と壁板①の目開き変位（図 4.1(2)参照）を示す。両試験体とも柱－壁板間の目開き変位は、 $R=+4/1000\text{rad}$ までは非常に小さい。 $R=+6/1000\text{rad}$ では壁高さの中央および下部で $0.6\sim 0.8\text{mm}$ の目開きが生じた。

図 4.10 に壁上部（図 4.1(2)参照）における柱－壁板間および壁板－壁板間の鉛直ずれ変位を示す。柱－壁板間の鉛直ずれ変位は、WI-PCa1 では $R=+10/1000\text{rad}$ まで、WI-PCa2 では $R=+4/1000\text{rad}$ まで生じていない。一方、壁板－壁板間の鉛直ずれ変位は、両試験体とも $R=+2/1000\text{rad}$ 以降の変形角から徐々に増加している。 $R=+6/1000\text{rad}$ になると、WI-PCa1 では壁板②-③間に鉛直ずれ変位が集中し、WI-PCa2 では柱－壁板間と壁板－壁板間の鉛直ずれ変位が一樣に大きくなっている。斜めひび割れの多くは、PCa 壁板間を貫通して発生し、最大荷重時までは壁板間の目開き変位と鉛直ずれ変位は比較的小さく、壁全体が概ね一体に挙動しているが、さらに変形角が大きくなると各 PCa 壁板は異なる変形モードを示している。WI-PCa2 が $R=10/1000\text{rad}$ 程度まで荷重を保持しているのは、このような変形モードの移行によるものと考えられる。

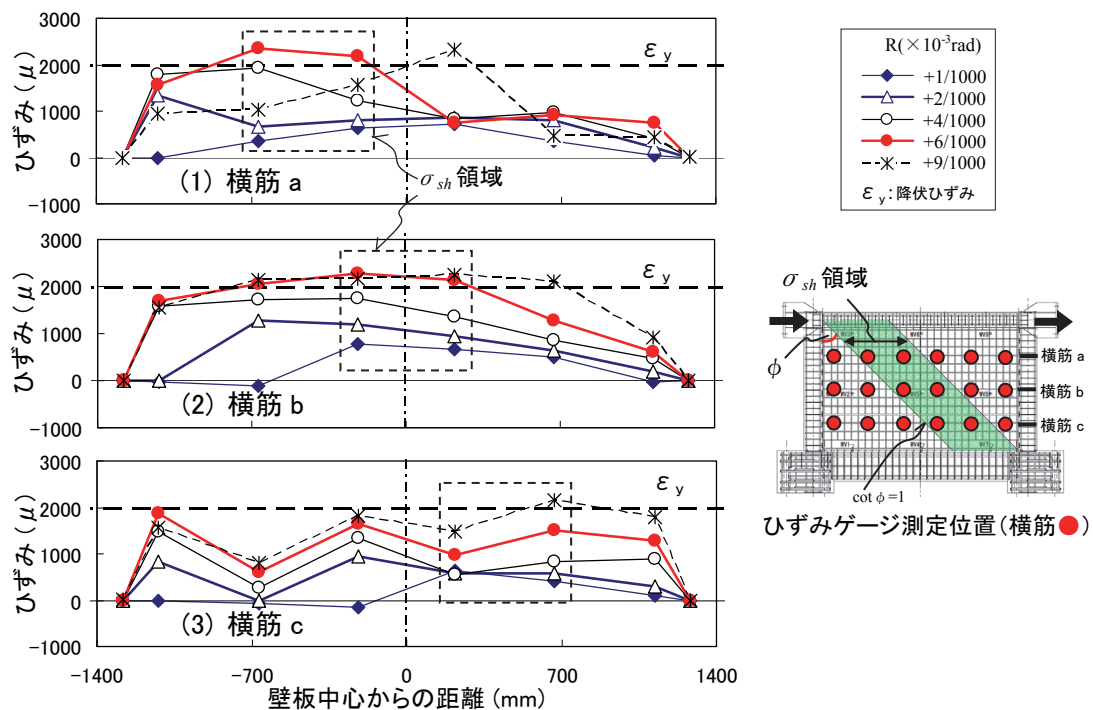


図 4.6 実験 I の横筋のひずみ分布例 (WI-S, 正加力時)

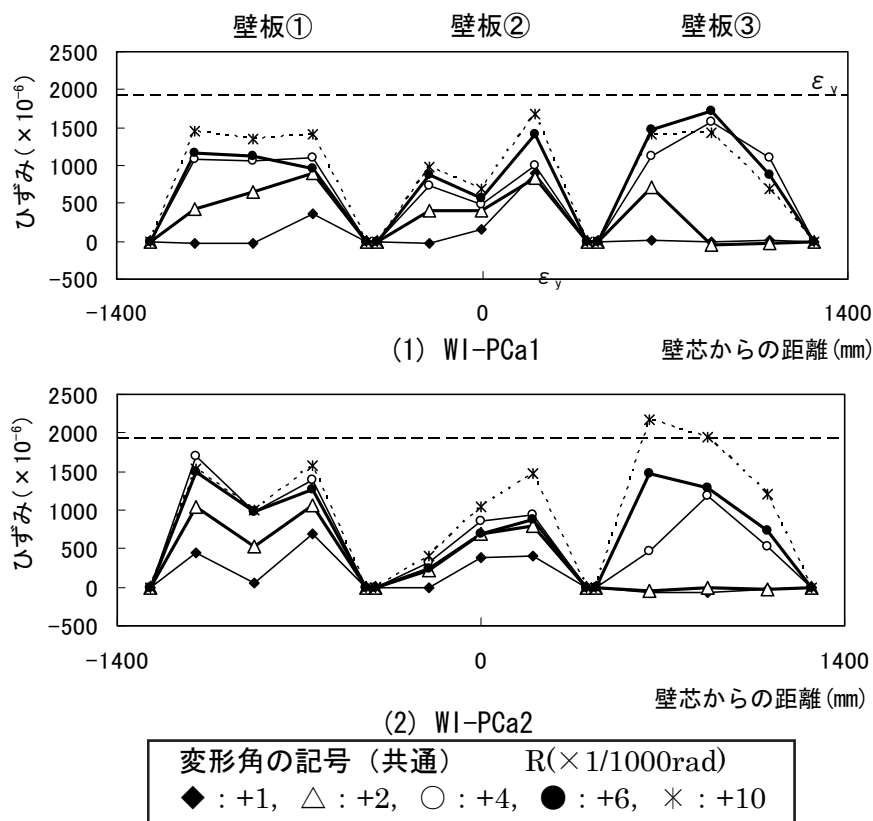
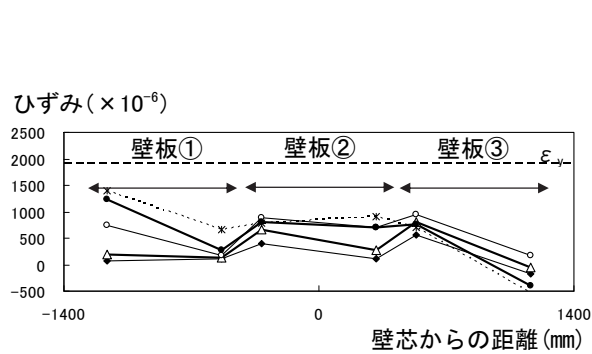
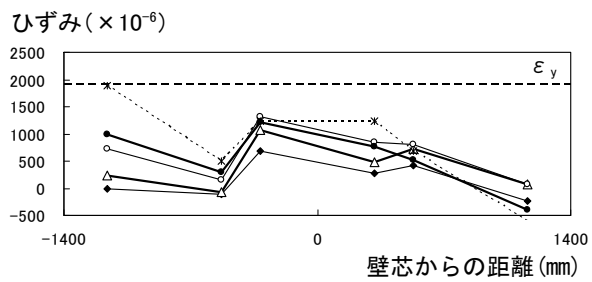


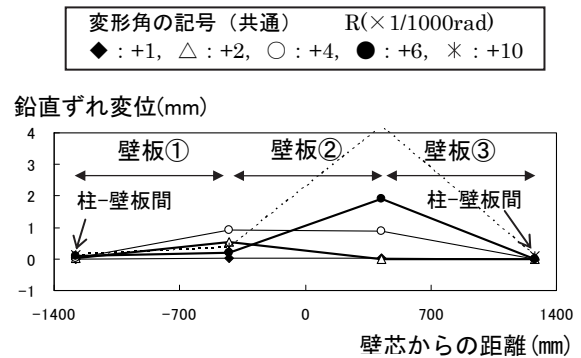
図 4.7 実験 II の各 PCa 壁板の横筋のひずみ分布 (壁高さの中央位置, 正加力)



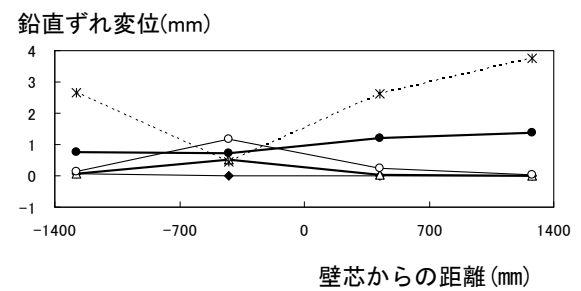
(1) WI-PCa1



(2) WI-PCa2



(1) WI-PCa1

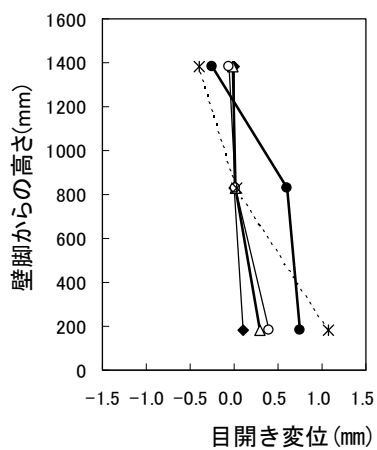


(2) WI-PCa2

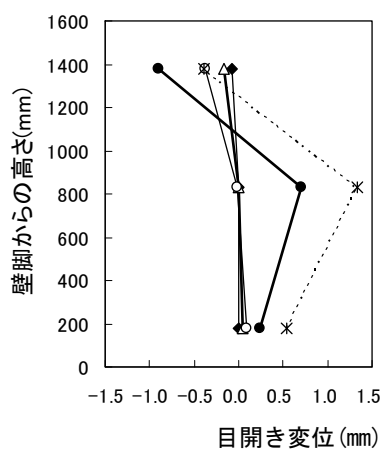
※正加力時 (→) に右の壁板が上がる方向が正

図 4.8 壁脚部の縦筋のひずみ分布
(正加力時)

図 4.10 壁上部の鉛直ずれ変位
(正加力時)



(1) WI-PCa1



(2) WI-PCa2

図 4.9 柱-壁板間の目開き変位 (正加力時の壁板①側)

4.4 せん断破壊型耐震壁システムの終局強度の評価方法

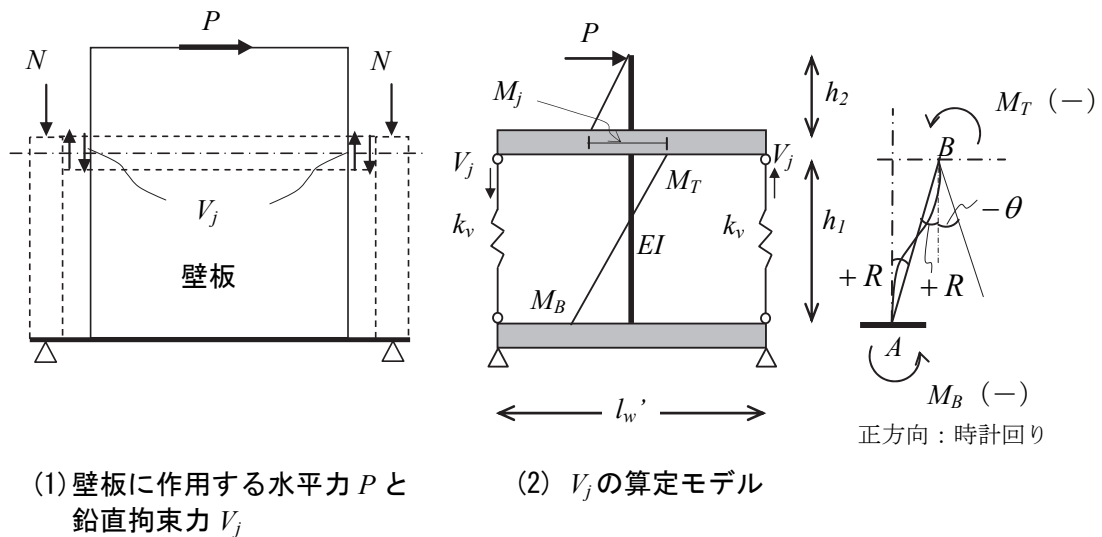
4.4.1 柱-壁板間の鉛直拘束力の特定

壁板と柱からなる耐震壁システムの強度 Q_w は、壁板強度 Q_p と左右 2 本の柱の負担せん断力 ΣQ_c (=引張柱+圧縮柱) の和より算定する。すなわち、

$$Q_w = Q_p + \Sigma Q_c \quad (4.1)$$

壁板強度 Q_p は第 2 章で述べた強度算定法により得られる。強度算定時に必要な壁板の両側に作用する鉛直拘束力 V_j は、鉛直接合部を破壊させない WS 型システム (WB 型も同様) では水平力 (水平変形) に応じて柱-壁板間の鉛直接合部に生じるせん断力であり、独立して得ることはできない。したがって、本項で示すように壁板のせん断強度 Q_p と鉛直拘束力 V_j の関係から両者を同時に求めることになる。 V_j は、WS 型システムにおいては鉛直接合部を破壊しないように設計する際の設計せん断力でもある。以下に、鉛直拘束力を特定する方法を示す。

壁板に作用する力は、図 4.11 に示すように 3 本柱置換ばねモデル²³⁾のように表されるので、壁板の脚部と頂部のモーメント M_B 、 M_T は、図 4.11 中に示す記号を参照してたわみ角法より次式となる。



[記号]

P : 水平力, N : 柱軸力, l_w' : 壁板長さ

h_1 : 壁高, h_2 : 壁頂部から水平力の作用位置までの高さ

M_j : 壁頂部の曲げ戻しモーメント ($M_j = V_j \cdot l_w'$)

M_T : 壁板の頂部モーメント, M_B : 壁板の脚部モーメント

$E_w I_w$: 壁板の曲げ剛性, k_v : 柱の軸剛性, R : 部材角, θ : 頂部回転

図 4.11 鉛直拘束力の推定

$$M_T = -\frac{2E_w I_w}{h}(2\theta + 3R) \quad (4.2)$$

$$M_B = -\frac{2E_w I_w}{h}(\theta + 3R) \quad (4.3)$$

壁板頂部の曲げ戻しモーメント M_j は，側柱の軸剛性 k_v による拘束モーメントであるから，次式で表わされる。

$$M_j = Ph_2 + M_T = -k_v \theta \frac{l_w'^2}{2} \quad (4.4)$$

よって，壁板脚部のモーメント M_B は，

$$M_B = Ph_1 - M_T = Ph_1 + Ph_2 + k_v \theta \frac{l_w'^2}{2} \quad (4.5)$$

となり，式(4.2)～式(4.5)より部材角 R ，頂部回転角 θ は次式で表わされる。

$$R = \frac{h_1}{12E_w I_w} \left(-2h_2 + \frac{k_v l_w'^2 h_1 + 8E_w I_w}{k_v l_w'^2 h_1 + 2E_w I_w} (h_1 + 2h_2) \right) P \quad (4.6)$$

$$\theta = -\frac{h_1^2 + 2h_1 h_2}{k_v l_w'^2 h_1 + 2E_w I_w} P \quad (4.7)$$

式(4.6)，式(4.7)を式(4.2)，式(4.3)に代入すると M_T ， M_B は，

$$M_T = \frac{k_v l_w'^2 h_1^2 - 4E_w I_w h_2}{2k_v l_w'^2 h_1 + 4E_w I_w} P \quad (4.8)$$

$$M_B = \frac{k_v l_w'^2 h_1^2 + 4E_w I_w (h_1 + h_2)}{2k_v l_w'^2 h_1 + 4E_w I_w} P \quad (4.9)$$

となるので，壁板の脚部モーメントに対する頂部モーメントの比率 M_T/M_B は式(4.10)で表され，壁脚から反曲点までの高さ h' は M_T/M_B 比を用いて式(4.11)で求めることができる。

[M_T/M_B 比]

$$M_T/M_B = \frac{1 - \frac{4E_w I_w}{k_v l_w'^2 h_1^2} h_2}{1 + \frac{4E_w I_w}{k_v l_w'^2 h_1^2} (h_1 + h_2)} \quad (4.10)$$

[反曲点高さ]

$$h' = \frac{1}{1 + M_T/M_B} h_1 \quad (4.11)$$

また，壁脚モーメントに対する曲げ戻しモーメントの比率 M_j/M_B は，

[M_j/M_B 比]

$$M_j/M_B = \frac{h_1 + 2h_2}{h_1 + \frac{4E_w I_w}{k_v l_w'^2 h_1} (h_1 + h_2)} \quad (4.12)$$

となる。鉛直拘束力 V_j とせん断力 P との関係は、

$$P(h_1 + h_2) = M_j + M_B = M_j + \frac{M_j}{M_j/M_B} = V_j l_w' \left(1 + \frac{1}{M_j/M_B}\right) \text{ より,}$$

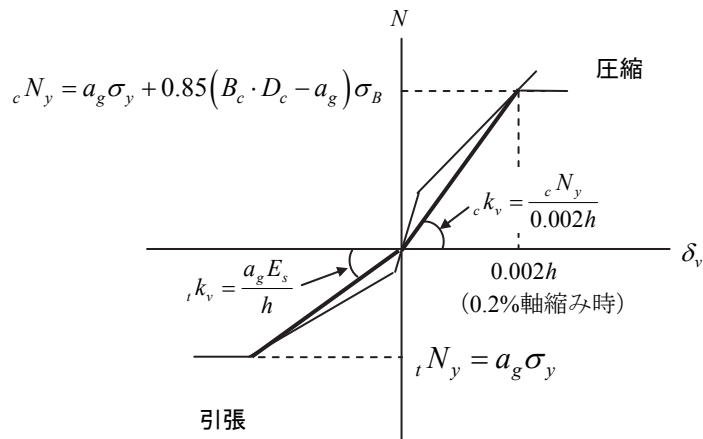
$$V_j = \frac{h_1 + h_2}{l_w' \left(1 + \frac{1}{M_j/M_B}\right)} P \quad (4.13)$$

となる。以上は弾性時の関係であり、壁板がせん断強度に達する時の柱の軸剛性 k_v と壁板の曲げ剛性 $E_w I_w$ は弾性時より低くなっている。そこで式(4.13)により V_j を特定する際の k_v , $E_w I_w$ は、以下に示すように剛性低下を考慮した値を用いることとする。

(1) 柱の軸剛性 k_v

k_v は、図 4.12 および式(4.14)に示すように、圧縮柱と引張柱の降伏時の割線剛性の平均値とする。

$$k_v = \frac{t k_v + c k_v}{2} \quad (4.14)$$



[記号]

N : 柱軸力, δ_v : 軸変形, $c N_y$: 柱の圧縮強度, $t N_y$: 柱の引張強度

σ_y : 柱主筋の降伏強度, E_s : 鉄筋のヤング係数, σ_B : 柱コンクリートの圧縮強度

B_c : 柱幅, D_c : 柱せい, a_g : 柱主筋断面積, h : 柱長さ (階高)

図 4.12 V_j を特定する際の柱の平均軸剛性 k_v

(2) 壁板の曲げ剛性 $E_w I_w$

$E_w I_w$ は、図 4.13 および式(4.15)に示すように、弾性時の曲げ剛性に剛性低下率 α' ²³⁾ を乗じた値とする。

$$E_w I_w = \alpha' \frac{E_w \cdot t_w \cdot l_w'^3}{12} \quad (4.15)$$

$$\alpha' = \frac{{}_w M_y}{E_w I_w \cdot \phi_y} \quad (4.16)$$

ここに、

E_w : 壁板のコンクリートのヤング係数

I_w : 壁板の断面 2 次モーメント

${}_w M_y$: 壁板の曲げ強度で次式による

$${}_w M_y = 0.5 p_{sv} t_w l_w' \sigma_{sy} \cdot 0.9 l_w' + 0.5 N \cdot 0.9 l_w' \quad (4.17)$$

p_{sv} : 壁縦筋比, t_w : 壁厚, l_w' : 壁板長さ, N : 軸力

ϕ_y : 降伏時曲率, ε_y : 壁縦筋の降伏ひずみ

c_n : 弾性時中立軸から壁引張縁までの距離, E_s : 鉄筋のヤング係数

$$\phi_y = \varepsilon_y / c_n \quad (4.18)$$

$$\varepsilon_y = \sigma_y / E_s \quad (4.19)$$

$$c_n = \frac{l_w'}{2} - \frac{N}{{}_w M_y} \frac{l_w'^2}{12} \quad (4.20)$$

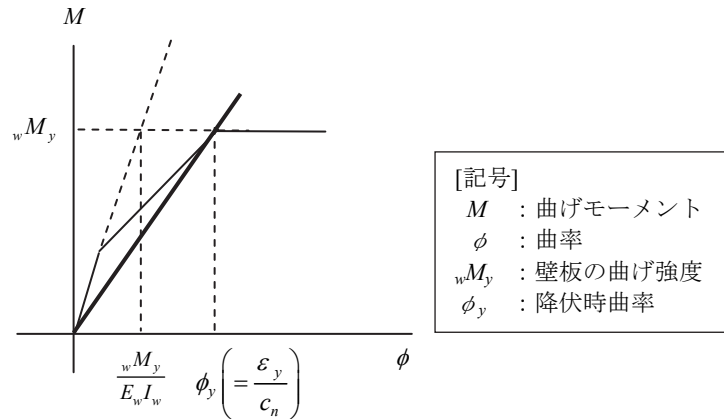


図 4.13 V_j を特定する際の壁板の曲げ剛性 $E_w I_w$

第2章の算定法により壁板強度を計算する際には、鉛直接合部のせん断強度以下の V_j を仮定して繰り返し計算し、式(4.13)を満足した時点の P が壁板のせん断強度 Q_p となり、 V_j が鉛直拘束力となる。

4.4.2 側柱の負担せん断力

側柱の負担せん断力は、壁板がせん断破壊したときの耐震壁システムの部材角 R_{wp} および鉛直拘束力 V_j による曲げ戻しモーメントから算出される。算出方法は単層・連層とも共通であるので、実験Ⅱの加力位置と同様に1層目の上方に水平力が作用する場合について考える。側柱には図4.14に示すように、壁板の強度算定時に考慮した鉛直拘束力の反力として逆向きに同じ大きさの V_j が作用するので、左右2本の柱（引張柱，圧縮柱）の曲げ戻しモーメントの合計 ΣM_j は次式で表される。

$$\Sigma M_j = V_j \cdot D_c \quad (4.21)$$

ここに、

V_j : 式(4.13)を満足する壁板強度時の鉛直拘束力（図4.14: $V_j = V_{j1} + V_{j2}$ ）

D_c : 柱せい

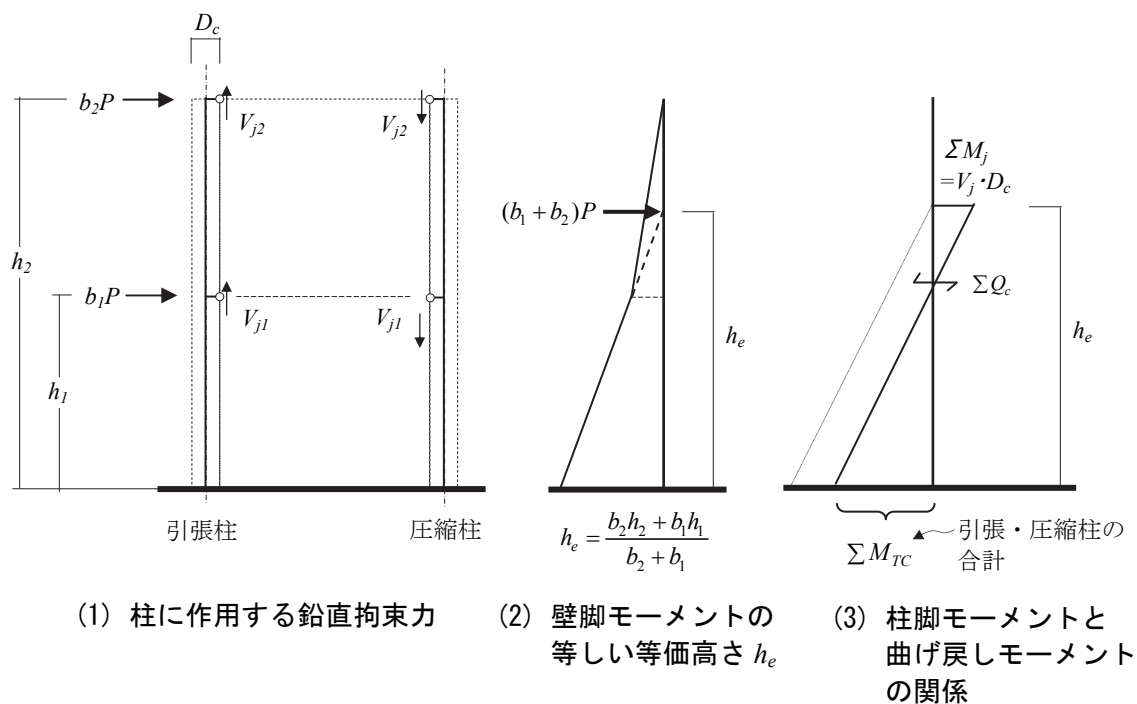


図 4.14 側柱の負担せん断力の算定

柱脚の曲げモーメントの合計を $\sum M_{TC}$ とおくと、1層目の柱せん断力 $\sum Q_c$ は次式で表される。

$$\sum Q_c = \frac{\sum M_j + \sum M_{TC}}{h_e} \quad (4.22)$$

ここで、柱脚モーメント $\sum M_{TC}$ は、以下に示すように、壁板がせん断強度 Q_p に達するときの部材角 R_{wp} に応じて算出する。

(1) 部材角 R_{wp} の計算値

壁板強度時の耐震壁システムの部材角 R_{wp} は、図4.15に示すように水平剛性 K_w の算定モデルの Q_p 時の頂部変形 δ を算出し、 δ を高さ h_e で除すことにより得られる。

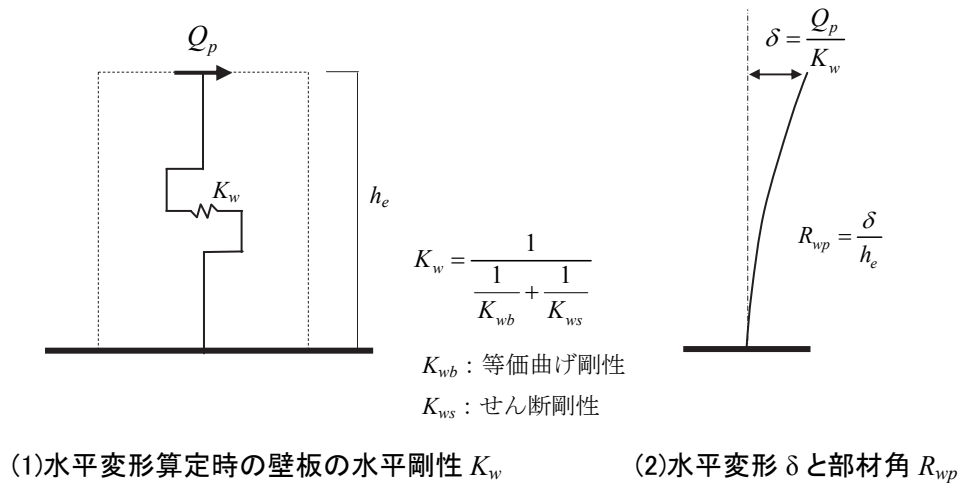


図 4.15 壁板強度時の部材角の算定モデル

等価曲げ剛性 K_{wb} は式(4.6)の関係を参照して、次式で表される。

$$K_{wb} = \frac{12E_w I_w}{\left(1 + \frac{6E_w I_w}{k_v l_w'^2 h_e + 2E_w I_w}\right) h_e^3} \quad (4.23)$$

一方、せん断剛性 K_{ws} は次式である。

$$K_{ws} = \frac{G_w A_w}{\kappa \cdot h_e} \quad (4.24)$$

ここで、 $E_w I_w$ および K_{ws} は剛性低下の影響を考慮する必要がある。 $E_w I_w$ には、鉛直拘束力を特定する際と同様に式(4.16)の曲げ剛性低下率 α' を、 K_{ws} には式(4.27)²³⁾のせん断剛性低下率 β_y を乗じると、式(4.23)は、

$$K_{wb} = \frac{12\alpha' E_w I_w}{\left(1 + \frac{6\alpha' E_w I_w}{k_v I_w^2 h_e + 2\alpha' E_w I_w}\right) h_e^3} \quad (4.25)$$

式(4.24)は,

$$K_{ws} = \beta_y \frac{G_w A_w}{\kappa \cdot h_e} \quad (4.26)$$

ここで,

$$\beta_y = 0.46 p_{sh} \cdot \sigma_{sy} / \sigma_B + 0.14 \quad (4.27)$$

p_{sh} : 壁横筋比

σ_{sy} : 壁横筋の降伏強度

σ_B : コンクリートの圧縮強度

となる。壁板の水平剛性は、式(4.25)と式(4.26)式の直列ばねとして,

$$K_w = \frac{1}{\frac{1}{K_{wb}} + \frac{1}{K_{ws}}} \quad (4.28)$$

で表されるから、壁板強度時の耐震壁システムの部材角 R_{wp} は次式より得られる。

$$R_{wp} = \frac{Q_p}{K_w h_e} \quad (4.29)$$

(2) 柱脚曲げモーメント分のせん断力 $\Sigma M_{TC}/h_e$

柱脚曲げモーメント分のせん断力 $\Sigma M_{TC}/h_e$ (=引張柱 Q_T +圧縮柱 Q_C) は、図 4.16 に示すように柱の曲げモーメント M -変形角 R 関係から変形角 R_{wp} (式(4.29)) 時の引張柱および圧縮柱の柱脚曲げモーメント M_T , M_C を算出し、両者の和 ΣM_{TC} を等価高さ h_e で除すことにより得られる。

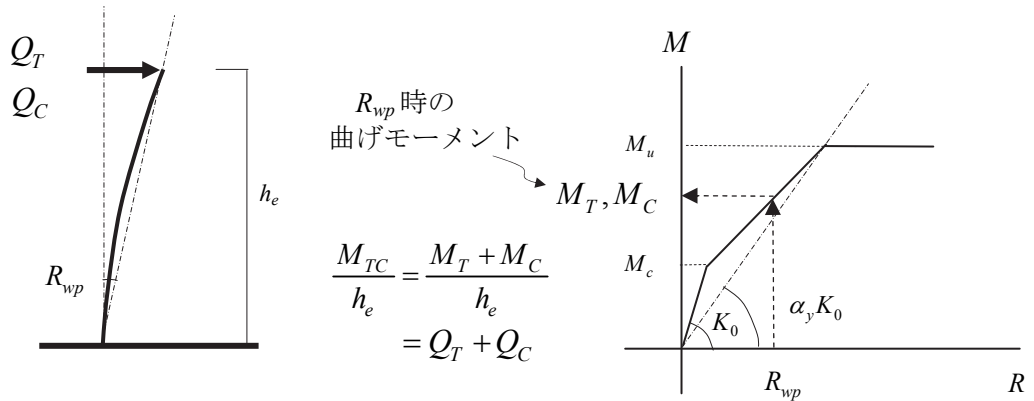


図 4.16 柱脚曲げモーメント分のせん断力の算出

M - R 関係を作成する際の柱の初期曲げ剛性 K_0 、曲げひび割れ強度 M_c 、剛性低下率 α_y 、曲げ強度 M_u の例を式(4.30)～式(4.36)に示す。

〔柱の初期曲げ剛性〕

$$K_0 = \frac{6E_c \{I_c + (n-1)I_r\}}{2h_e} \quad (4.30)$$

〔柱の曲げひび割れ強度〕²³⁾

$$M_c = 0.56\sqrt{\sigma_B}Z_e + \frac{ND_c}{6} \quad (4.31)$$

〔柱の剛性低下率〕²³⁾

$h_e/D_c > 2$ の時

$$\alpha_y = \left(0.043 + 1.64np_t + 0.043\frac{h_e}{D_c} + 0.33\eta_0 \right) \left(\frac{d}{D_c} \right)^2 \quad (4.32)$$

$h_e/D_c \leq 2$ の時

$$\alpha_y = \left(-0.0836 + 0.159\frac{h_e}{D_c} + 0.169\eta_0 \right) \left(\frac{d}{D_c} \right)^2 \quad (4.33)$$

〔柱の曲げ強度〕²³⁾

$N_{min} \leq N < 0$ の時

$$M_u = 0.5a_g\sigma_y g_1 D_c + 0.5Ng_1 D_c \quad (4.34)$$

$0 \leq N \leq N_b$ の時

$$M_u = 0.5a_g\sigma_y g_1 D_c + 0.5ND_c \left(1 - \frac{N}{B_c D_c \sigma_B} \right) \quad (4.35)$$

$N_b < N \leq N_{max}$ の時

$$M_u = \left\{ 0.5a_g\sigma_y g_1 D_c + 0.024(1 + g_1)(3.6 - g_1)B_c D_c^2 \sigma_B \right\} \left(\frac{N_{max} - N}{N_{max} - N_b} \right) \quad (4.36)$$

〔記号〕

σ_B :コンクリートの圧縮強度, D_c :柱せい, B_c :柱幅, d :有効せい

Z_e :鉄筋を考慮した断面係数, E_c :コンクリートのヤング係数

I_c :コンクリート部分の断面 2 次モーメント, I_r :鉄筋の断面 2 次モーメント

n :ヤング係数比, p_t :引張鉄筋比, η_0 :軸力比

N :軸方向力 (引張柱: 長期軸力-鉛直拘束力 V_j , 圧縮柱: 長期軸力+ V_j)

$N_b=0.22(1+g_l)B_cD_c\sigma_B$

N_{max} :中心圧縮時終局強度 ($=B_cD_c\sigma_B+a_g\sigma_y$)

N_{min} :中心引張時終局強度 ($=-a_g\sigma_y$)

a_g :柱主筋全断面積, σ_y :柱主筋の降伏強度

g_l :引張筋重心と圧縮筋重心との距離の柱せいに対する比

4. 4. 3 セン断強度の実験値と計算値の比較

(1) 本算定法の適合性

表 4.3 に実験時の最大荷重 Q_{max} (正・負加力の平均値) と本算定法によるせん断強度の計算値 Q_w を比較して示す。本実験では軸力を柱のみに載荷しているが、鉛直接合部の滑りが生じない場合には、壁板に軸力が作用していると考えられるので、壁板強度の算定時には、全断面積に対する平均軸圧相当の軸力を考慮した。また、壁板が 3 分割されている実験Ⅱの 2 体の強度算定では、トラス機構を無視し、アーチ機構のみで算定した。同表に示すように本算定法では、せん断破壊判定領域における ϕ 方向のコンクリート応力度比 $\Sigma\sigma_c/\nu\sigma_B$ はいずれも 1.0 となり、破壊形式はいずれも壁板のせん断破壊と判定される。中立軸位置を $x_n/l_w'=0.15$ と仮定した時の曲げ圧縮域の垂直方向のコンクリート応力度比 $\sigma_v/(0.85\sigma_B)$ は 0.7 程度となっている。計算値に対する実験値の比率 Q_{max}/Q_w は 0.93~1.25 (平均 1.11) となっており、鉄骨梁を用いた実験Ⅰの値が 2 割程度大きくなっている。これは、鉄骨梁によりトラス機構分が付与されたとも考えられる。そこで、梁フランジ断面積を上下の層に配分してトラス機構に考慮することを想定し、加力位置から下に位置する下端側のフランジ断面積を横補強筋比 p_{sh} に含めて計算すると、 Q_{max}/Q_w は WI-S で 1.04, WI-SC で 1.06, WO-SC で 1.00 となり、非常によく適合した。実験Ⅱの Q_{max}/Q_w を見ると、縦筋間隔の大きい WI-PCa1 では 0.93 となりやや小さいが、WI-PCa2 では 1.03 となり適合している。

柱の負担せん断力 ΣQ_c は、全体の 6.5%程度と非常に小さくなっている。 ΣQ_c に占める曲げ戻しモーメント分 $\Sigma M_j/h_e$ と柱脚曲げモーメント分(Q_T+Q_C)を比較すると、曲げ戻しモー

メント分の方が大きいことから、計算が煩雑な(Q_T+Q_C)は無視しても実用上は安全側の評価になるものと考えられる。

表 4.3 実験時の最大荷重とせん断強度の計算値

試験体		実験値	壁板計算値						柱負担せん断力計算値				システム全体強度計算値	実験計算
			壁板の曲げ強度	鉛直拘束力	横筋応力度比	せん断破壊判定領域のコンクリート応力度比（ ϕ 方向）	曲げ圧縮域のコンクリート応力度比（垂直方向）	壁板強度	曲げ戻しモーメント分	柱脚曲げモーメント分		合計		
										引張柱	圧縮柱			
		Q_{max} (kN)	Q_b (kN)	V_j (kN)	$\frac{\sigma_{sh}}{\sigma_y}$	$\frac{\Sigma\sigma_c}{v\sigma_B}$	$\frac{\sigma_v}{0.85\sigma_B}$	Q_p (kN)	$\Sigma M_j/h_e$ (kN)	Q_T (kN)	Q_C (kN)	ΣQ_c (kN)	Q_w (kN)	$\frac{Q_{max}}{Q_w}$
実験Ⅰ	WI-S	1464	1414	282	1.00	1.0	0.72	1130	40	15	24	79	1209	1.21
	WI-SC	1481	1355	281	1.00	1.0	0.72	1109	40	14	24	78	1187	1.25
	WO-SC	1392	1360	282	1.00	1.0	0.71	1126	40	14	23	77	1203	1.16
実験Ⅱ	WI-PCa1	843	2041	331	0	1.0	0.69	852	36	7	16	59	911	0.93
	WI-PCa2	943	2071	336	0	1.0	0.69	853	37	7	16	60	913	1.03

(2) 既往の設計式との比較

横筋が柱に定着されている一般の RC 耐震壁とみなし、既往の設計式で算定した場合の結果を本算定法の場合と比較して表 4.4 に示す。 Q_{su2} は式(4.37)に示す実験式（広沢式）²³⁾による計算値であり、 Q_{su3} は広沢式のせん断スパン比 M/QD の制限を解除した場合の計算値である。 Q_{su4} は、式(4.38)に示す日本建築学会のトラス・アーチ理論による設計式（靱性指針式）²⁶⁾による計算値である。実験 II の試験体では、本算定法と同様に横補強筋比を 0 としで計算した。

[広沢式 ²³⁾]

$$Q_{su2} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M/(Q \cdot D) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{\sigma_{sy} \cdot p_{sh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t_e \cdot j \quad (N) \quad (4.37)$$

ただし、 $1 \leq M/(Q \cdot D) \leq 3$

[靱性指針式 ²⁶⁾]

$$Q_{su4} = t_w l_{wb} p_{sh} \sigma_{sy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w l_{wa} v \sigma_B / 2 \quad (4.38)$$

$$\tan \theta = \sqrt{(h_w / l_{wa})^2 + 1} - h_w / l_{wa}$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) p_{sh} \sigma_{sy} / (v \sigma_B)$$

計算値に対する実験値の比率を見ると、広沢式の Q_{max}/Q_{su2} では 0.93~1.23 (平均 1.10)、広沢式の M/QD の制限を解除した場合の Q_{max}/Q_{su3} では 0.81~1.04 (平均 0.94) となっており、横筋が柱に定着されていないにも関わらず良い対応を示している。靱性指針式の Q_{max}/Q_{su4} は、壁横筋が柱に定着されていない本試験体では 0.60~0.95 (平均 0.80) と小さな値となっている。本算定法と靱性指針式はいずれもトラス・アーチ理論に基づいているので、両機構が考慮された実験Ⅰの場合で比較すると、横筋を柱に定着しないことによってせん断強度は 20%程度は低くなるものと推察される。このように強度が低くなる要因の一つは、実験結果の横筋のひずみ分布に見られたように、壁脚・壁頂部近傍の σ_{sh} 領域の横筋の定着不足により、トラス機構に有効な横筋が減少することによるものと考えられる。

アーチ機構のみで強度が計算された実験Ⅱの場合について、本算定法と靱性指針式の計算値を比較すると、実験Ⅰの場合より差異が大きくなっている。靱性指針式における等価壁長さを壁板長さとし、側柱の影響を除いた壁板のみのアーチ機構の強度を計算すると、WI-PCa1 は 1233kN、WI-PCa2 は 1235kN となる。この靱性指針式による強度に対する本算定法のアーチ機構の強度 Q_{AR} の比率は、いずれも 0.69 であり、本算定法のアーチ機構の強度は靱性指針式の 7 割程度となっている。したがって、実験Ⅱの場合に靱性指針式による強度が過大に算定されたのは、アーチ機構における圧縮束の設定方法によると云える。

表 4.4 本算定法と既往の設計式とのせん断強度計算値の比較

試験体		実験値	本算定法						広沢式				靱性指針式	
			トラス	アーチ	壁板強度	柱負担分	システム全体	$\frac{Q_{max}}{Q_w}$	$M/QD \geq 1$	$\frac{Q_{max}}{Q_{su2}}$	M/QDの制限なし	$\frac{Q_{max}}{Q_{su3}}$	$Ru=0.005時$	$\frac{Q_{max}}{Q_{su4}}$
			Q_{max} (kN)	Q_{TR} (kN)	Q_{AR} (kN)	Q_p (kN)	ΣQ_c (kN)	Q_w (kN)	Q_{su2} (kN)	$\frac{Q_{max}}{Q_{su2}}$	Q_{su3} (kN)	$\frac{Q_{max}}{Q_{su3}}$	Q_{su4} (kN)	$\frac{Q_{max}}{Q_{su4}}$
実験Ⅰ	WI-S	1464	401	729	1130	79	1209	1.21	1231	1.19	1456	1.01	1604	0.91
	WI-SC	1481	401	708	1109	78	1187	1.25	1207	1.23	1426	1.04	1560	0.95
	WO-SC	1392	401	725	1126	77	1203	1.16	1229	1.13	1455	0.96	1607	0.87
実験Ⅱ	WI-PCa1	843	0	852	852	59	911	0.93	908	0.93	1037	0.81	1414	0.60
	WI-PCa2	943	0	853	853	60	913	1.03	910	1.04	1038	0.91	1417	0.67
							平均	1.11	平均	1.10	平均	0.94	平均	0.80

(3) 強度算定時の鉛直拘束力と鉛直接合部のせん断強度計算値の関係

強度算定に用いた鉛直拘束力 V_j と鉛直接合部のせん断強度計算値 ${}_AQ_V$, ${}_BQ_V$ を比較して表 4.5 に示す。 ${}_AQ_V$, ${}_BQ_V$ は、コッターのせん断強度に鉛直接合部を貫通している梁のせん断強度を加えたものである。 ${}_AQ_V$ は、コッターのせん断強度を $0.1\sigma_B \cdot A_{sc}$ ³⁾ (σ_B : コンクリート圧縮強度, A_{sc} : コッター断面積) とし, ${}_BQ_V$ は $0.5\sqrt{\sigma_B} \cdot A_{sc}$ ⁵⁾ とした場合の計算値である。梁のせん断強度は、実験Ⅰでは鉄骨梁のウェブのせん断強度とし、実験Ⅱでは RC 梁のコンクリート断面積を用いてコッターと同様に算出した。

鉄骨梁を用いた実験Ⅰの ${}_AQ_V/V_j$, ${}_BQ_V/V_j$ は 2.8~2.9 となっており、鉛直接合部のせん断強度計算値は、壁板のせん断強度時の鉛直拘束力より十分に大きくなっている。一方、RC 梁の実験Ⅱの場合には、 ${}_AQ_V/V_j$ は 1.0~1.1, ${}_BQ_V/V_j$ は 0.8~0.9 となっており、実験では柱-壁板間の鉛直接合部では破壊しなかったにもかかわらず、小さな値を示している。したがって、 ${}_AQ_V$, ${}_BQ_V$ に設計上の余裕率を考慮することで、鉛直接合部の破壊を防止できるものと考えられる。

表 4.5 強度算定時の鉛直拘束力と鉛直接合部のせん断強度計算値

試験体		鉛直拘束力	鉛直接合部せん断強度計算値		鉛直拘束力に対する鉛直接合部のせん断強度計算値の比率	
		V_j (kN)	${}_AQ_V$ (kN)	${}_BQ_V$ (kN)	${}_AQ_V/V_j$ (kN)	${}_BQ_V/V_j$ (kN)
実験Ⅰ	WI-S	282	801	785	2.84	2.79
	WI-SC	281	793	781	2.83	2.79
	WO-SC	282	816	798	2.89	2.83
実験Ⅱ	WI-PCa1	331	329	278	0.99	0.84
	WI-PCa2	336	357	290	1.06	0.86

4.5 まとめ

本章では、柱-壁板間の鉛直接合部が破壊する前に、曲げ補強筋のない壁板がせん断破壊する 2 シリーズの WS 型システムの実験を行い、本システムの破壊性状を把握した後、壁

板と柱からなるシステム全体のせん断強度の評価方法を検討した。結果をまとめると以下のとおりである。

- ①試験体の破壊形式は、いずれも壁板のせん断破壊型となり、本システムでは横筋が柱に定着されていないにも関わらず、広沢式²³⁾による計算値相当のせん断強度を発揮した。
- ②壁板が3分割され、柱-壁板間および壁板-壁板間の鉛直接合部がコッターのみで接合された試験体では、最大荷重時までは全体が概ね一体に挙動して壁板がせん断破壊し、その後鉛直接合部の鉛直ずれや目開きが顕著になり、PCa 壁板のそれぞれが変形する状況を呈した。このような変形モードの移行によって、縦筋間隔の小さい試験体では、変形性能の向上が見られた。
- ③WS 型システムのせん断強度は、柱-壁板間の鉛直拘束力を側柱の軸剛性と壁板の曲げ剛性との関係から特定して第2章の算定法により壁板強度を算定し、これに柱の負担せん断力を加えることによって精度よく評価できる。
- ④壁板を3分割した場合のせん断強度は、計算上横筋を無視し、アーチ機構のみ考慮することによって実験値とよく適合した。

本章で述べた WS 型システムは、鉛直接合部の強度を壁板強度時の鉛直拘束力以上に高く設計する必要があるため、中低層の建物の構造として適しているものと考えられる。実験Ⅰのように S 梁を用いれば、鉛直接合部に過剰な補強をすることなく同システムが可能となることを示した。また、耐震壁にプレキャスト工法を適用する場合には、実験Ⅱのように施工性を考慮して壁板を縦に分割することで、横筋が連続する場合より強度は低くなるものの、壁板のせん断破壊後も変形性能がある程度確保されるシステムとなることが確認された。

第 5 章

鉛直接合部の滑り破壊型耐震壁システムの終局強度

5.1 はじめに

前章では、柱-壁板間の鉛直接合部の滑りを防止し、曲げ補強筋のない壁板のせん断破壊により終局強度が決定される強度抵抗型の WS 型システムについて述べた。WS 型システムは比較的低層の建物の構造として適しているものと考えられるが、高層の建物の場合には、変形性能を十分に確保して靱性抵抗型のシステムとするほうが耐震安全性、経済性の両面で合理的であることが知られている。一般の連層耐震壁の場合には壁板のせん断破壊を防止し、図 5.1(1)に示すように柱主筋が引張降伏する曲げ破壊型となるように設計されている。本システムにおいても鉛直接合部のせん断強度を柱主筋の引張強度以上とすれば、破壊形式を一般の連層耐震壁と同様に曲げ破壊型（WB 型システム）とすることが可能であるが、この場合には鉛直接合部を貫通する接合筋や梁主筋の量が増大し、本システムでねらう鉛直接合部の簡略化が図れなくなることにもなりかねないであろう。

建物によっては、曲げ破壊型とするのが困難な場合もある。低層建物では連層耐震壁を曲げ破壊させることが困難な場合が多いが、高層建物であっても側柱の主筋量が壁直交方向のラーメン架構設計時に決定される場合には連層耐震壁の曲げ強度が必要以上に高くなり、せん断破壊を防止するために壁板の厚さ、コンクリート強度あるいは補強筋量を過剰に設定せざるを得ない場合がある。したがって、このような建物の破壊形式を曲げ破壊型とするためには、壁直交方向の設計に依存することなく、壁方向に必要な耐力を自由に設計できるようにする必要があると考えられる。そこで本システムにおいては、図 5.1(2)に示すように柱主筋が降伏する前に鉛直接合部の滑りを許容して壁板の曲げ変形を卓越させ、靱性抵抗型のシステムとすることを考案した。このような鉛直接合部の滑り破壊型システムには、第 1 章で定義したように、終局時に壁板が曲げ破壊する SLB 型システムと壁板がせん断破壊する SLS 型システムがある。

本章では、まず SLB 型および SLS 型のプレキャスト連層耐震壁システムの水平加力実験を実施し、鉛直接合部が滑り破壊する本システムの破壊性状と終局強度について検討する。続いて、壁板と柱からなる本システム全体の終局強度の評価方法を示す。

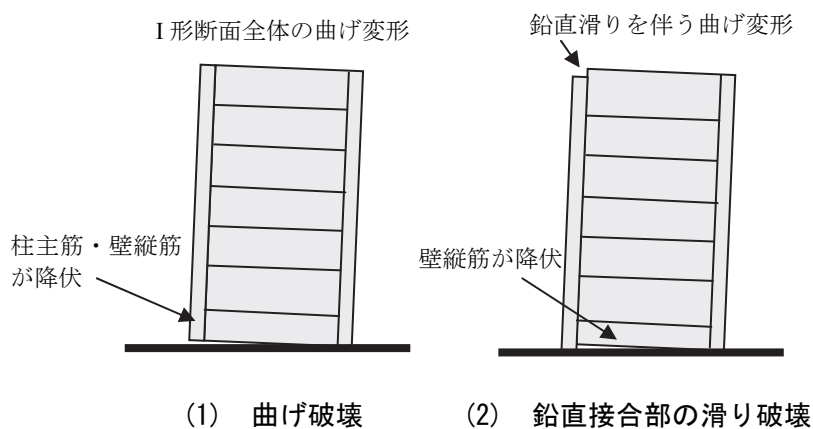


図 5.1 曲げ破壊と鉛直接合部の滑り破壊

5.2 実験概要

5.2.1 試験体

試験体は、実験Ⅲ～Ⅴの 3 シリーズの計 12 体である。いずれも梁形のない 4 層の連層システムを想定しているが、水平加力は 2 層目と 4 層目の 2 点載荷である。図 5.2(1)～(3)に示すように、壁高 $h_w=2,200\text{mm}$ 、壁厚 $t_w=50\text{mm}$ 、柱せい $D_c \times$ 柱幅 $B_c=120 \times 120\text{mm}$ は共通である。実験Ⅲは、軸力を載荷せず、水平力は 2 層目：4 層目=1：1 の等分布載荷としたシリーズであり、鉛直接合部のコッターの有無をパラメータとした。なお、実験Ⅲの No.1 は、破壊性状を比較するために計画した試験体であり、横筋を柱に定着しコンクリートを一体打ちにした。実験Ⅳは、軸力を載荷し、水平力は 2 層目：4 層目=1：2 の逆三角形分布載荷としたシリーズであり、表 5.1 に示すように鉛直接合部を貫通する接合筋および梁主筋をパラメータとした。実験Ⅴでは、実験Ⅳと同様に軸力および逆三角形分布の水平力を載荷し、床スラブの有無と壁のアスペクト比（壁長さに対する壁高の形状比）をパラメータとした。

試験体の製作は、上下逆にして壁部分全層を先打ちし、後に柱部分を打設する鉛直打ちとした。したがって、水平接合部は設けていない。試験体に用いたコンクリートおよび鉄筋の力学的性質を表 5.2 に示す。

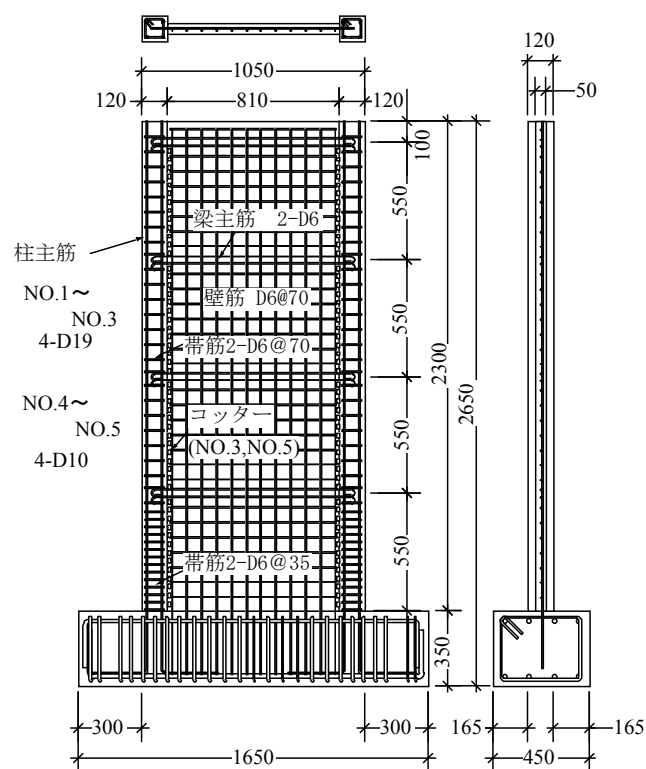


図 5.2(1) 試験体図 (実験Ⅲ)

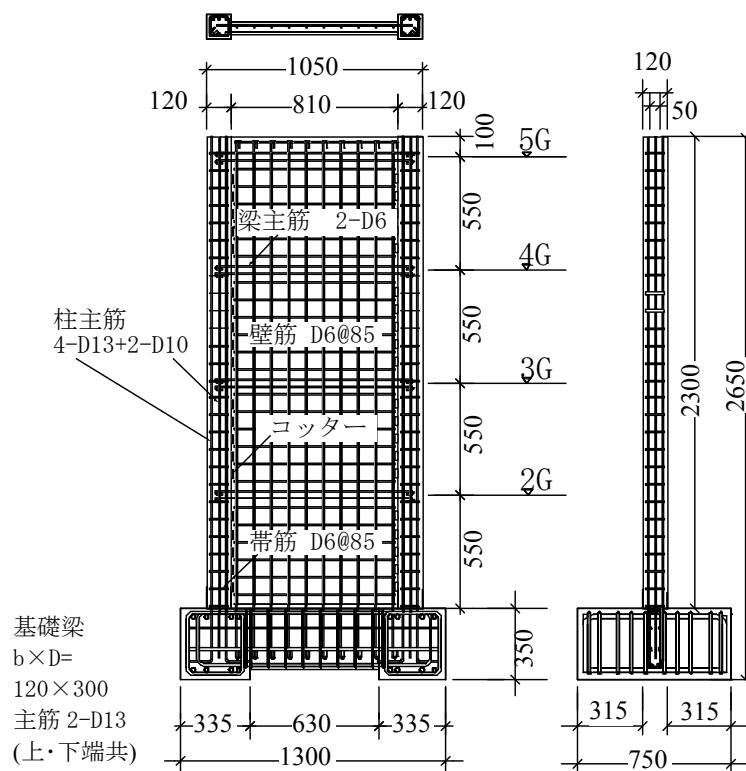


図 5.2(2) 試験体図 (実験Ⅳ)

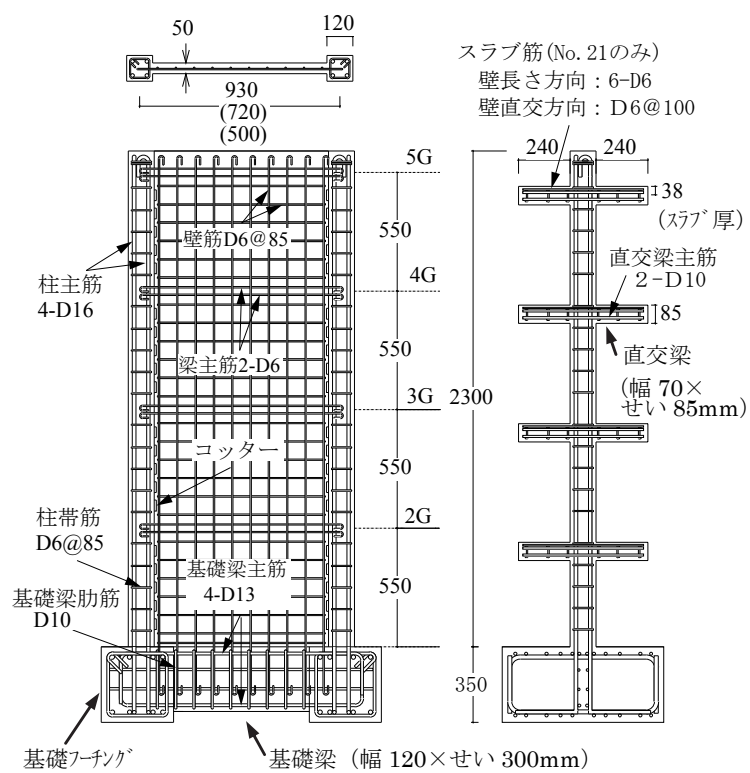


図 5.2(3) 試験体図 (実験 V)

表 5.1 試験体一覧

試験体		柱中心 間距離	壁高	アスペ クト比	軸圧	外力 分布	壁 板				鉛直接合部				柱		
							壁厚 t_w (mm)	横筋		縦筋		接合筋		コッター		幅Bc× せいDc 帯筋 (mm)	主筋
		L (mm)	h_w (mm)	h_w/L	σ_o (N/mm^2)	$b_2:b_4$		配筋 (mm)	補強 筋比 p_{sh} (%)	配筋 (mm)	補強 筋比 p_{sv} (%)	配筋	接合 筋比 (%)	幅×高さ × 深さ (mm)	数量 (個)		
実験Ⅲ	No.2	930	2,200 (4層)	2.37	—	1:1	50	1-D6 @70	0.906	1-D6 @70	0.906	2-D6 (2～5G)	0.23	—	0	120× 120 〔帯筋〕 2-D6 @70	4-D19
	No.3													20×20×10	13		4-D19
	No.4													—	0		4-D10
	No.5													20×20×10	13		4-D10
実験Ⅳ	No.11	930	2,200 (4層)	2.37	1.42	1:1	50	1-D6 @85	0.746	1-D6 @85	0.746	2-D6 (2～5G)	0.23	20×42.5×10	20	120× 120 〔帯筋〕 2-D6 @85	4-D13 + 2-D10
	No.12					1:2								20×42.5×10	20		
	No.13											3-D6 (2～5G)	0.35	20×42.5×10	20		
	No.14											2-D6 (2～4G) 3-D10 (5G)	0.37	20×42.5×10	20		
	No.15											2-D6 (2～5G) 1-D6 (各層 の中間)	0.35	20×42.5×10	20		
実験Ⅴ	No.21 (スラブ 付き)	930	2,200 (4層)	2.37	1.42	1:2	50	1-D6 @85	0.746	1-D6 @85	0.783	2-D6 (2～5G) 〔スラブ〕 厚さ38mm スラブ筋 6-D6	0.23 (スラブ 筋除く)	20×42.5×10	20	120× 120 〔帯筋〕 2-D6 @85	4-D16
	No.22	720		3.06	2.17					1-D6 @80	0.845	2-D6 (2～5G)	0.23	20×42.5×10	20		
	No.23	500		4.40	3.08					1-D6 @68	1.00		0.23	20×42.5×10	20		

表 5.2 使用材料の力学的性質

(1) コンクリート

試験体		部位	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	ヤング係数 E_c ($\times 10^4$ N/mm ²)	割裂強度 σ_t (N/mm ²)
実験Ⅲ	No.2	壁板	34.8	2.74	3.87
		柱	40.2	2.39	2.64
	No.3	壁板	36.1	2.74	2.87
		柱	36.8	3.03	2.89
	No.4	壁板	46.4	2.85	3.53
		柱	45.1	2.76	3.41
実験Ⅳ	No.5	壁板	35.9	2.63	3.09
		柱	34.0	2.70	3.59
	No.11	壁板	36.5	2.79	2.58
		柱	43.1	2.80	3.34
	No.12	壁板	44.3	2.83	3.47
		柱	43.8	2.79	3.19
	No.13	壁板	41.7	2.88	3.30
		柱	41.1	2.79	3.17
	No.14	壁板	40.0	2.83	3.00
		柱	39.2	2.82	2.87
	No.15	壁板	41.5	2.72	3.10
		柱	42.7	2.82	2.99
実験Ⅴ	No.21	壁板	50.4	2.96	3.95
		柱	48.7	2.91	3.70
		スラブ	46.6	2.95	3.60
	No.22	壁板	47.6	2.96	4.05
		柱	44.5	2.93	3.57
	No.23	壁板	47.5	2.88	4.19
		柱	51.7	2.87	4.33

(2) 鉄筋

呼び名		降伏点 σ_y (N/mm ²)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	伸び (%)
実験Ⅲ	D19	409	630	23
	D10	418	594	24
	D6	333 ※	537	25
実験Ⅳ	D13	375	534	—
	D10	387	544	25
	D6	304 ※	506	24
実験Ⅴ	D16	393	584	23
	D10	387	551	18
	D6	309 ※	474	16

※:0.2%耐力

5.2.2 加力方法および計測方法

図 5.3 に加力装置図を示す。水平力は、鉛直接合部の滑りを拘束しないように 2 層目と 4 層目の壁板部分のみに加力用治具を両面から圧着し、これにアクチュエータを取り付けて加力した。水平力の制御は 4 層位置の部材角で行い、折返し変形角 R_4 は 1000 分の $\pm 1, 2, 4, 6, 10, 15, 20\text{rad}$ (各 2 回) を基本とした。実験Ⅳ, 実験Ⅴにおける軸力は、加力用治具を介して壁板部分のみに加わるようにし、一定軸力 N (全断面についての軸圧 $\sigma_o=1.42\text{N/mm}^2$ (No.11~No.21), $\sigma_o=2.17\text{N/mm}^2$ (No.22), $\sigma_o=3.08\text{N/mm}^2$ (No.23)) を作用させた。

変形の計測は、図 5.3 に示すように 2 層と 4 層位置の両側柱の水平変位, 柱脚の鉛直変位, 壁板と柱の相対変位を測定した。また、柱主筋と中間梁主筋および壁筋のひずみ度を計測した。

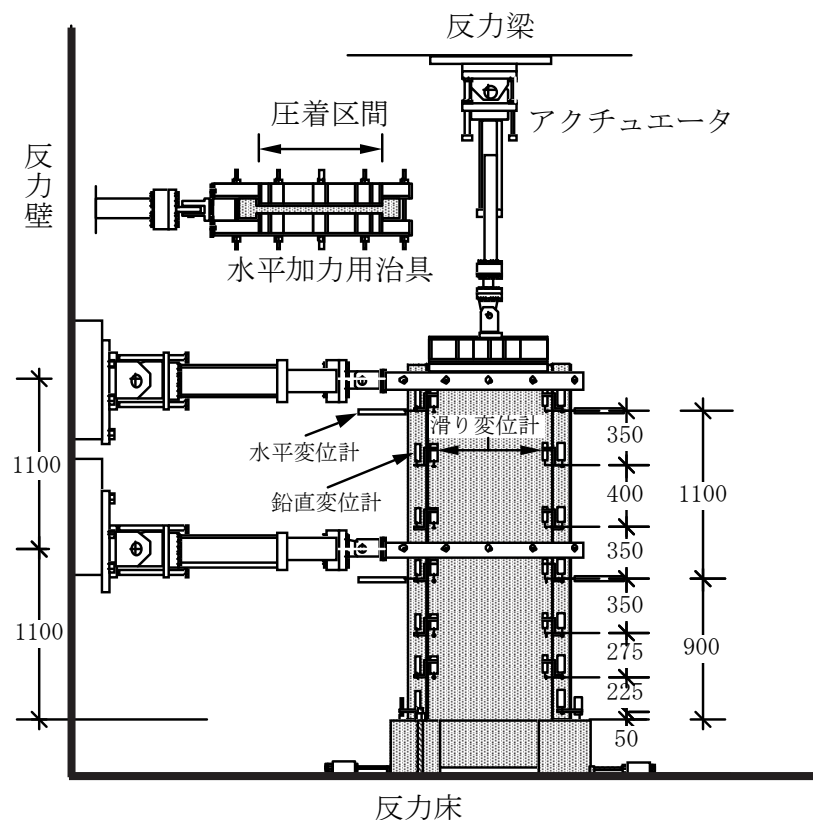


図 5.3 加力装置

5.3 実験結果

5.3.1 破壊性状と荷重-変形角曲線

図 5.4 に最終ひび割れ状況を、図 5.5 に荷重-変形角曲線を示す。荷重-変形角曲線の荷重は 1 層目のせん断力 Q_1 であり、変形角は 4 層目の部材角 R_4 (両側柱の平均) である。なお、図 5.5 には、鉛直接合部の滑りが大きくなったサイクルを S 印で示している。

(1) 実験Ⅲ

実験Ⅲは、軸力のないシリーズである。柱主筋量の多い No.2 と No.3 では、斜めひび割れは 3 層以上でほとんど発生せず、柱主筋は降伏せずに、壁と柱の接合面に滑りが生じて終局に至った。No.2 と No.3 を比べると、コッターのある No.3 では 1 層目に加力の早期から斜めひび割れが発生した。柱主筋量の少ない No.4 と No.5 も同様に、終局時には鉛直接合部に滑りが生じているが、柱主筋は No.4 では降伏していないのに対して、No.5 では降伏した。

側柱には、最外縁から発生するひび割れのほかに、壁板が取り付く面から発生するひび割れも見られ、これらの水平なひび割れは、柱主筋量の多い No.2, No.3 に比べて柱主筋量の少ない No.4, No.5 のほうが高い位置にまで多く発生している。外力による曲げモーメントが小さい上層部に発生する柱のひび割れは、柱の軸剛性の小さい No.4, No.5 で顕著に見られることから、接合筋やコッターを用いた鉛直接合部を介して柱が壁板を鉛直方向に拘束していることが確認できる。

荷重-変形角曲線を見ると、No.2~No.5 はいずれも優れた靱性能を示している。コッターの無い No.2 と No.4 を比較すると、柱主筋量が異なるにもかかわらず同様な曲線となっており、剛性急変後も荷重が徐々に上昇しており、接合筋による鉛直拘束力は低下していないことを示している。コッターを有する No.3 と No.5 は、両者ともコッターの無い場合より最大荷重に達するまでの剛性は高くなっており、剛性急変後の荷重上昇は小さくなっている。

(2) 実験Ⅳ

実験Ⅳは、壁板に軸力を作用させたシリーズであり、全試験体とも初ひび割れは 1 サイクル目で壁脚部引張側に発生し、その後、壁と柱の接合面にひび割れが発生し、滑りが生じて破壊した。外力分布を実験Ⅲと同じ等分布とした No.11 では、実験Ⅲの場合と同様に 3 層以上では斜めひび割れがほとんど発生していない。外力分布を逆三角形分布とした No.12 では 4 層部の壁板にも斜めひび割れが発生しており、柱のひび割れ範囲は No.11 と同様に 1 ~3 層となっている。接合筋比が大きい No.13 と No.15 は 3 層部にも長い斜めひび割れが発生している。接合筋を最上層の 5G 梁に集中して配筋した No.14 は、他の試験体に比べて 4

層部の斜めひび割れが多く発生し、5G 梁の壁と柱の接合面付近に深いひび割れが見られた。No.13～No.15 では、4 層部にも柱のひび割れが発生しており、接合筋比が大きくなることによって、鉛直拘束力が大きくなったことが分かる。壁板の圧壊は壁脚部および鉛直接合部近傍に見られたが、柱や基礎梁の損傷は比較的軽微であった。

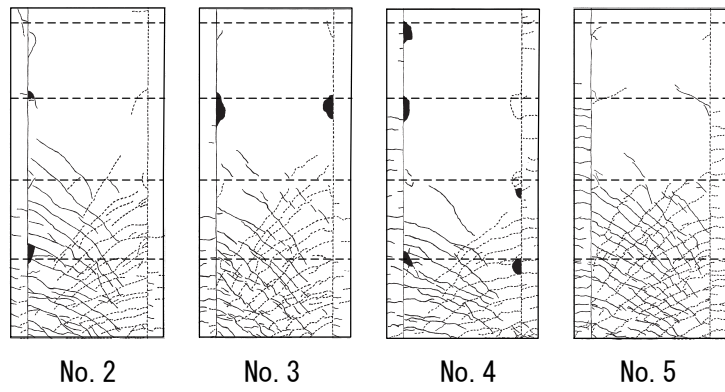
荷重-変形角曲線を見ると、各試験体の曲線の形状にあまり違いは見られず、全試験体ともに鉛直接合部に滑りが生じているにもかかわらず、優れた靱性能を示している。

(3) 実験Ⅴ

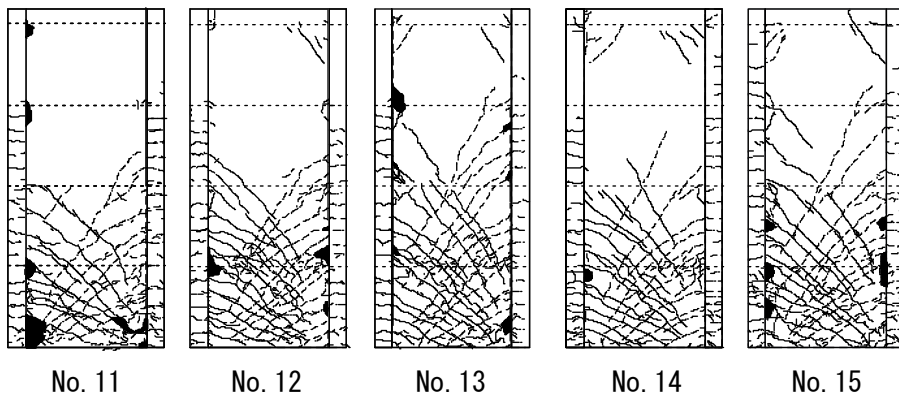
実験Ⅴは、実験Ⅳの No.12 を基本試験体とし、床スラブの有無およびアスペクト比をパラメータとしたシリーズである。いずれの試験体も初ひび割れは1 サイクル目で壁脚部引張側に発生し、その後、鉛直接合部に滑りが生じて破壊した。床スラブの有無で No.21 と No.12 のひび割れ状況を比較すると、壁板の長い斜めひび割れの範囲や柱のひび割れ範囲が概ね3 層目までであることは同様であるが、柱のひび割れはスラブ付きの No.21 では No.12 より少なく、ひび割れ間隔も一様ではなかった。No.22, No.23 のひび割れ図を見ると、アスペクト比が大きくなると上層部の斜めひび割れ数が少なくなり、また、斜めひび割れの角度が緩やかになっている。No.22, No.23 の柱のひび割れは、No.12 と同様に1～3 層目までに一様に発生している。

図 5.4(4)に示す No.21 のスラブのひび割れ状況を見ると、壁板にほぼ直角なひび割れや、柱（鉛直接合部）から放射状に発するひび割れが、スラブの上下面ともに多数発生している。終局時には、鉛直接合部付近のコンクリートが剥離剥落してパンチング破壊の様相を呈した。

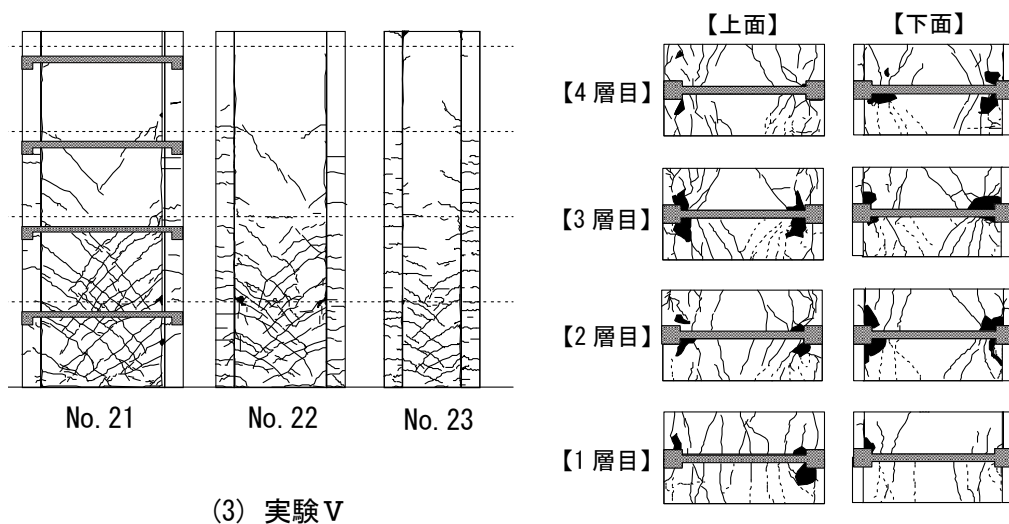
荷重-変形角曲線を見ると、アスペクト比が大きい試験体ほど耐力は小さくなっているが、3 試験体とも5 サイクル目 ($R_4=4/1000\text{rad}$) で最大荷重をとり、以後のサイクルでのピーク荷重は徐々に低下しているものの荷重の急激な低下は見られず、優れた靱性能を示している。



(1) 実験Ⅲ



(2) 実験Ⅳ



(3) 実験Ⅴ

(4) No. 21 の床スラブ

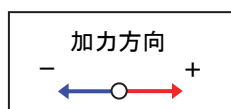
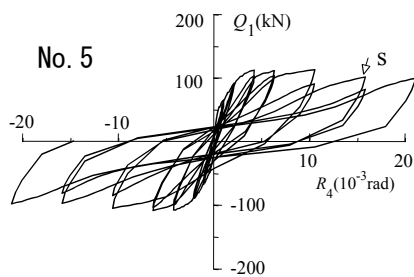
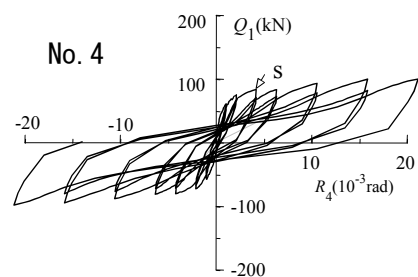
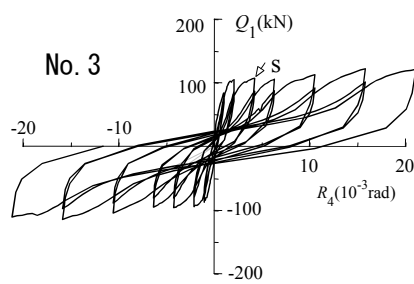
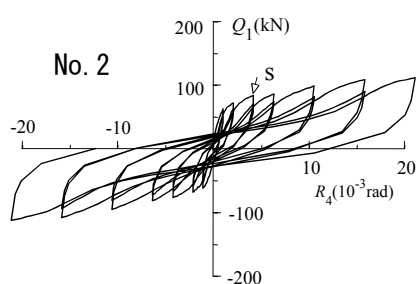
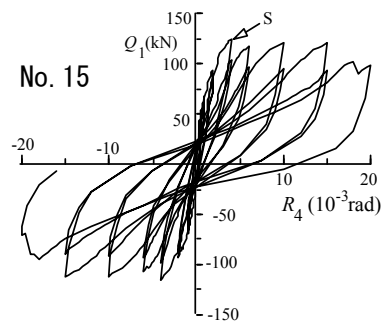
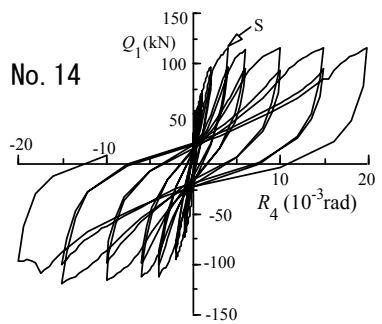
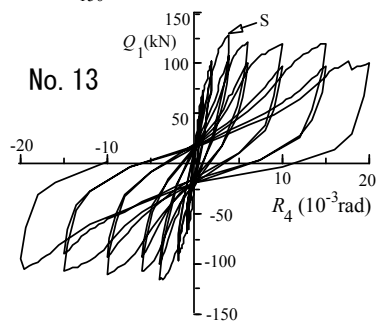
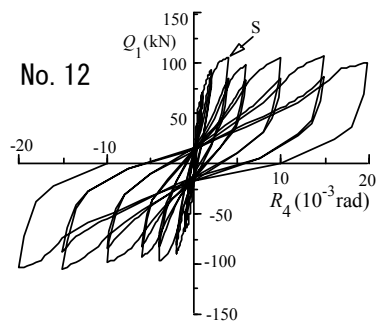
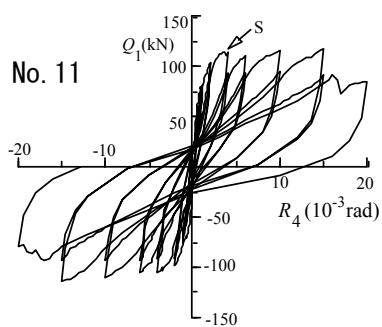


図 5.4 最終ひび割れ状況

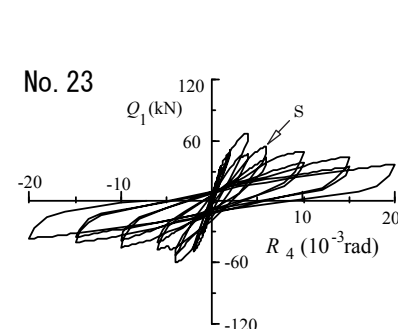
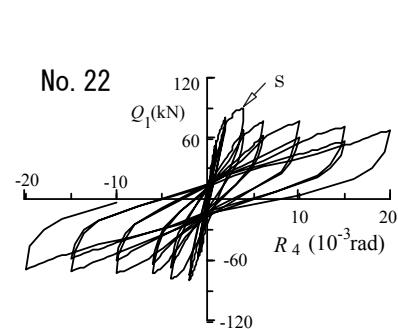
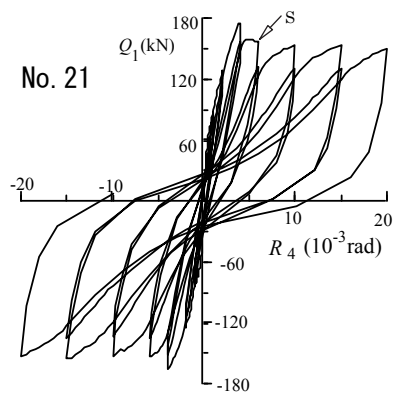


(1) 実験Ⅲ



Q_1 : 1 層目せん断力
 R_4 : 4 層位置の部材角

(2) 実験Ⅳ



(3) 実験Ⅴ

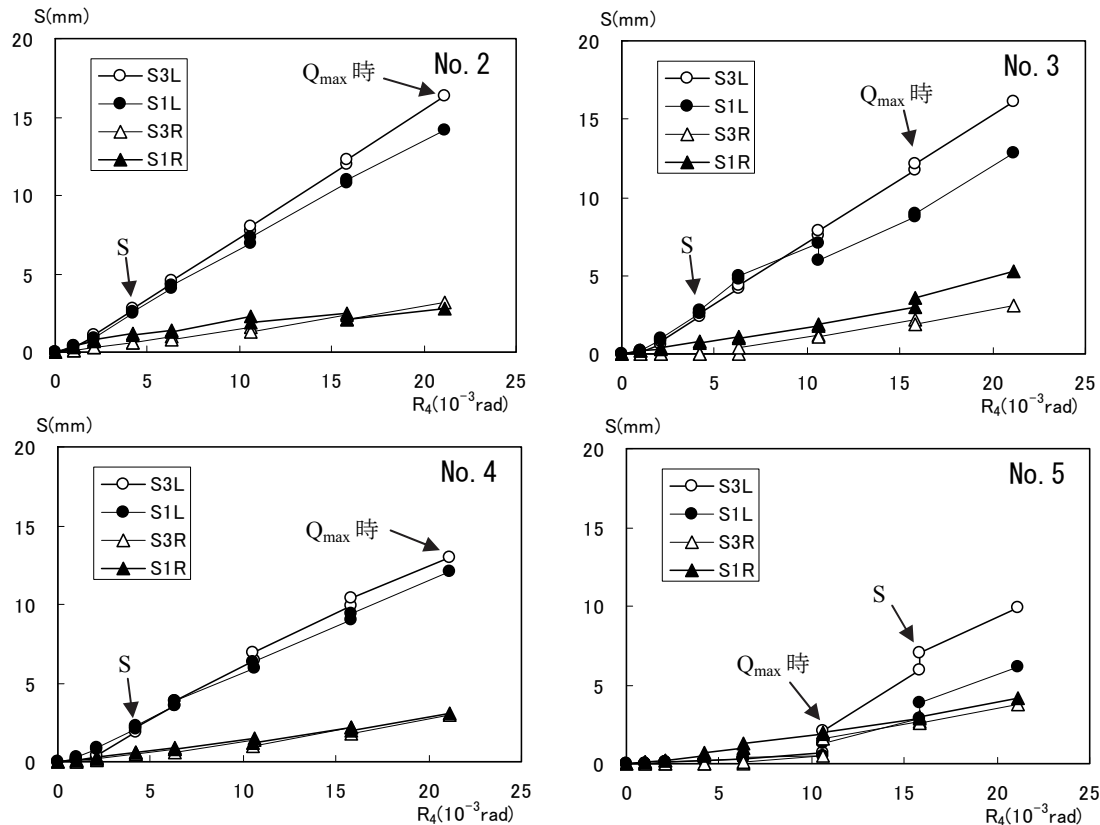
図 5.5 荷重-変形角曲線

5.3.2 鉛直接合部の滑り性状

(1) 鉛直滑りが生じる部材角

1 層と 3 層位置で計測した鉛直接合部の滑り変形 S と部材角 R_4 (4 層位置) との関係を図 5.6 に示す。同図は加力サイクルのピーク時の値を結んだものである。左右の鉛直接合部のうち、正加力時に引張側となるほうの滑り変形 (S_{3L} : ○, S_{1L} : ●) と圧縮側となるほうの滑り変形 (S_{3R} : △, S_{1R} : ▲) を比較すると、どの試験体も引張側となるほうの滑り変形がかなり大きい。また、加力時に引張側となる場合について見ると、滑り変形が大きくなる部材角は No.5 以外では概ね $R_4=4\sim6/1000\text{rad}$ 程度となっている。No.5 は柱主筋が降伏した試験体であり、最大荷重時 ($R_4=10/1000\text{rad}$) までの滑り変形は他の試験体に比べて小さくなっている。1 層目 (黒塗り印) と 3 層目 (白抜き印) の滑り変形を比較すると、 $R_4=6\sim10/1000\text{rad}$ 程度までは双方の滑り変形は近い値を示しているが、部材角がさらに大きくなると 3 層目の滑りが 1 層目より大きくなる傾向が見られる。

滑り変形が大きくなる部材角を床スラブの有無で比較すると、スラブの無い No.12 で $R_4=4/1000\text{rad}$, スラブ付の No.21 で $R_4=6/1000\text{rad}$ となっており、スラブがあることによって 3 層目まで鉛直滑りが生じる時期は遅くなっているが、その後の傾向は類似している。



(1) 実験Ⅲ

図 5.6(1) 滑り変形 S と部材角 R_4 の関係

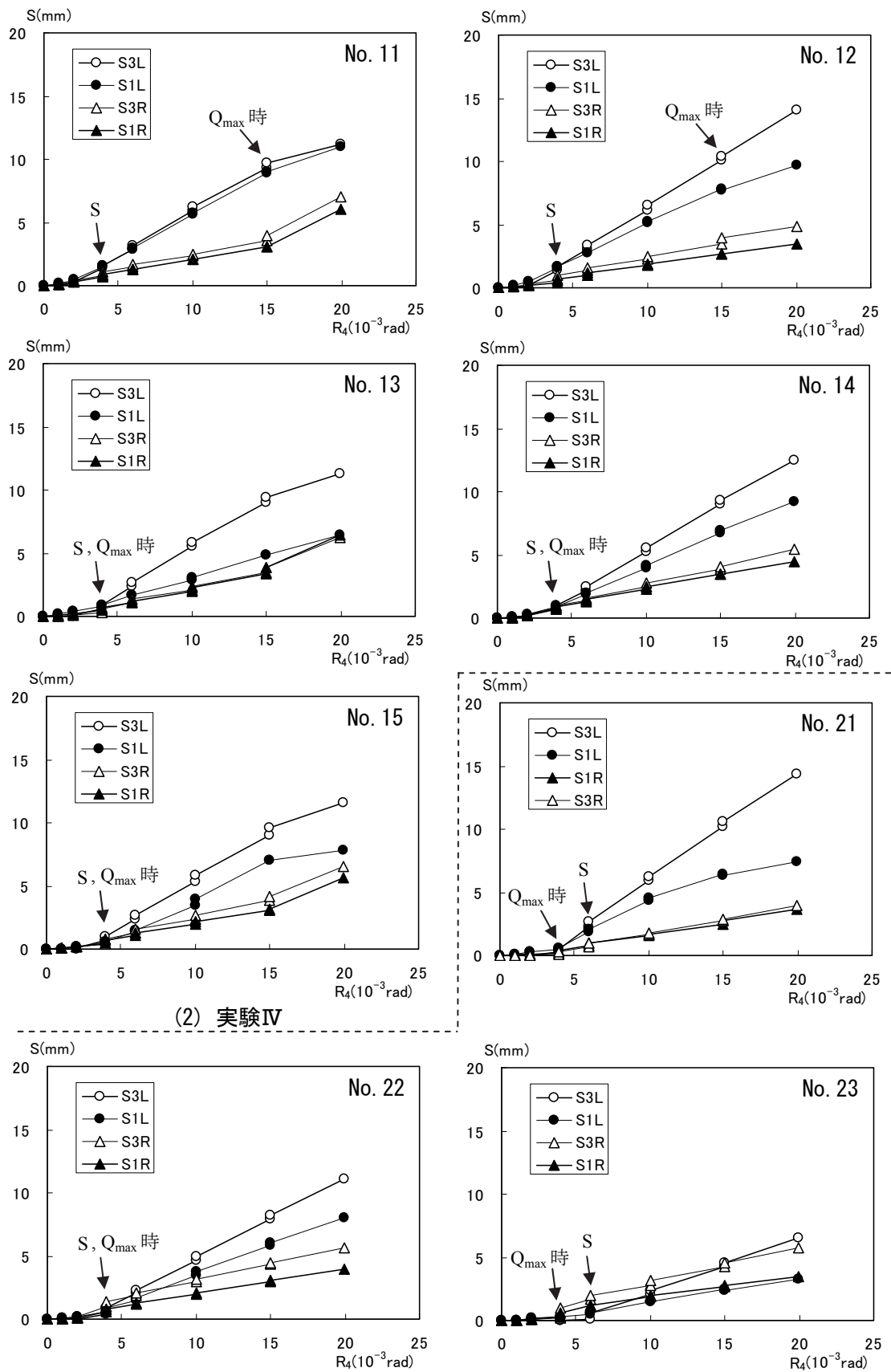
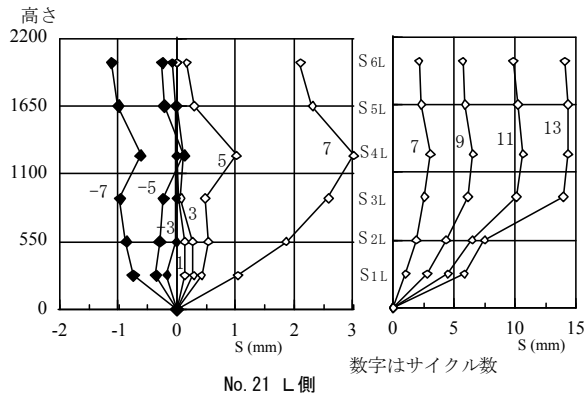


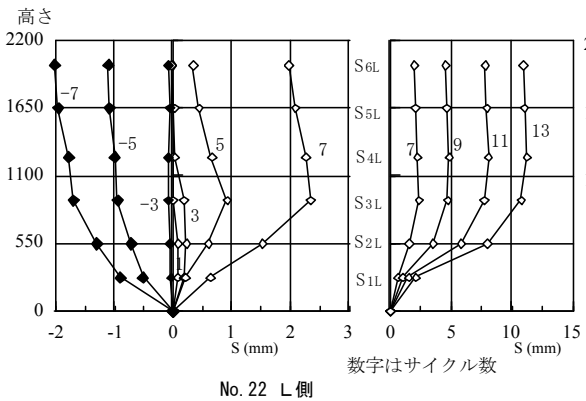
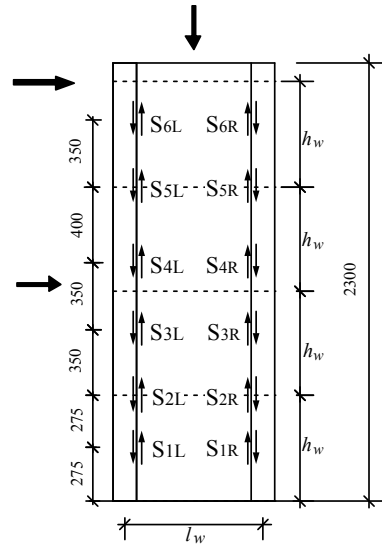
図 5.6(2) 滑り変形 S と部材角 R_4 の関係

(2) 滑り変形の高さ方向分布

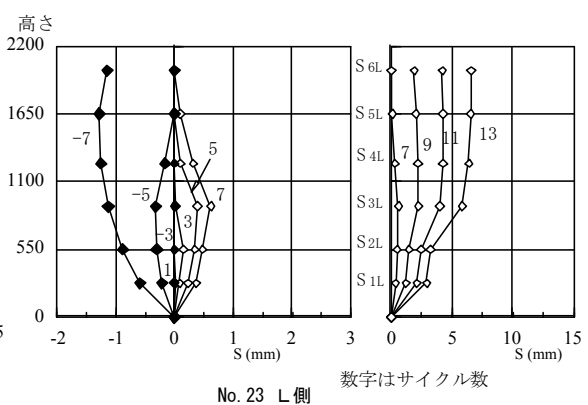
No.21～No.23 の鉛直接合部の高さ方向滑り分布を図 5.7 に示す。横軸に滑り変形 S を、縦軸に壁脚からの高さをとってあり、図中の数字はサイクル数である。表示の奇数のサイクル数は各部材角の 1 回目であり、部材角 R_4 ではそれぞれ 1000 分の 1, 2, 4, 6, 10, 15, 20rad である。同図の左側には正負加力の 7 サイクルまでを、右側には正加力 7 サイクル以降を示している。同図を見ると、滑りは下層部 ($S_{1L} \sim S_{2L}$) から始まって徐々に上方に広がっている。その後、5～7 サイクルで中層部 ($S_{3L} \sim S_{4L}$) の滑りが最大となった以降は S_{3L} より上層の滑りはほとんど同じ値となっている。各試験体の最大強度は 5 サイクル目 (部材角 $R_4=4/1000\text{rad}$) であり、最大強度時には最上部の滑り変形は小さいことが分かる。



(1) No. 21 (スラブ付き, アスペクト比 2.5)



(2) No. 22 (アスペクト比 3.2)



(2) No. 23 (アスペクト比 4.6)

図 5.7 鉛直接合部の高さ方向滑り分布

(3) 部材角と滑り変形角の関係

滑り変形 S/l_w を滑り変形角 R_s と定義し、部材角 R_4 と R_s (4G 位置, 1 回目のサイクル) の関係を図 5.8 に, 滑り変形が大きくなったサイクル (図 5.5 の荷重-変形角曲線の S 印) の R_s/R_4 を表 5.3 に示す。表 5.3 の最大強度 Q_{lmax} は正・負加力の 1 層目せん断力の平均値であり, 滑り強度 Q_{ls} は滑りが大きくなった正加力時の 1 層目せん断力である。滑り変位 S_L は, 1 層目 (2G 位置) と 3 層目 (4G 位置) の滑り変位の平均値である。なお, 軸力のない実験Ⅲで $Q_{lmax} > Q_{ls}$ となっているのは鉛直滑りが生じた後に最大荷重に達したことを, 軸力のある実験Ⅳで $Q_{lmax} \doteq Q_{ls}$ となっているのは鉛直滑りとほぼ同時に最大強度に達したことを示している。実験Ⅴでは, 最大強度を示した後のサイクルで鉛直滑りが生じたため $Q_{lmax} > Q_{ls}$ となっている。

R_s - R_4 関係を見ると, いずれの試験体も鉛直滑りが生じた後は, 部材角 R_4 が大きくなるのに伴って R_s は直線的に増大している。鉛直滑りが大きくなり始めるときの R_s/R_4 は, 実験Ⅲを見ると柱主筋量の多い No.2, No.3 ではそれぞれ 0.67, 0.61 となっており, 部材角に占める滑り変形成分が曲げ変形よりも大きくなっている。これに対し, 柱主筋量の少ない No.4 の R_s/R_4 は 0.48, 柱主筋が降伏した No.5 では 0.40 となっており, R_s/R_4 は柱の軸剛性が低いほど小さな値を示し, 曲げ変形成分の割合が増加していることを示している。実験Ⅳを見ると, No.11, No.12 では R_s/R_4 がそれぞれ 0.36, 0.37 となっており, 外力分布の異なることによる差異は見られない。外力分布が同じ No.12~No.15 の R_s/R_4 を比較すると, 接合筋比が大きい No.13~No.15 では $R_s/R_4=0.2$ 前後, 接合筋比の小さな No.12 では $R_s/R_4=0.37$ となっており, 接合筋比の大きいほうが滑り変形の割合が小さくなっている。実験Ⅴのスラブ付きの No.21 の R_s/R_4 は 0.41 となっており, スラブのない No.12 の 0.37 と同程度の値を示している。なお, アスペクト比の大きい No.22, No.23 で R_s/R_4 が小さくなっているのは, 図 5.7 に示したように, 滑り変形が中層部で先行して生じたためである。

前述のように鉛直滑りが大きくなり始めるときの部材角は, 柱主筋が降伏した No.5 を除くと $R_4=4\sim6/1000\text{rad}$ 程度であり, 荷重-変形角曲線では勾配が緩やかになり始める部材角に概ね対応することが明らかになった。最大強度を示す時期は, 鉛直滑りの前・後あるいはほぼ同時の場合があることが分かった。鉛直滑りが大きくなり始めるときの R_s/R_4 は, 柱の軸剛性が小さい場合や接合筋比が大きい場合には小さな値を示し, 部材角に占める壁板の曲げ変形分が大きくなることを示している。鉛直滑りが発生した後の大変形時には, 図 5.8 に見られるように, 柱主筋が降伏した No.5 以外では $R_s/R_4=0.6\sim0.8$ 程度となり, 曲げ変形成分に比べて鉛直滑り成分の割合が大きくなっている。

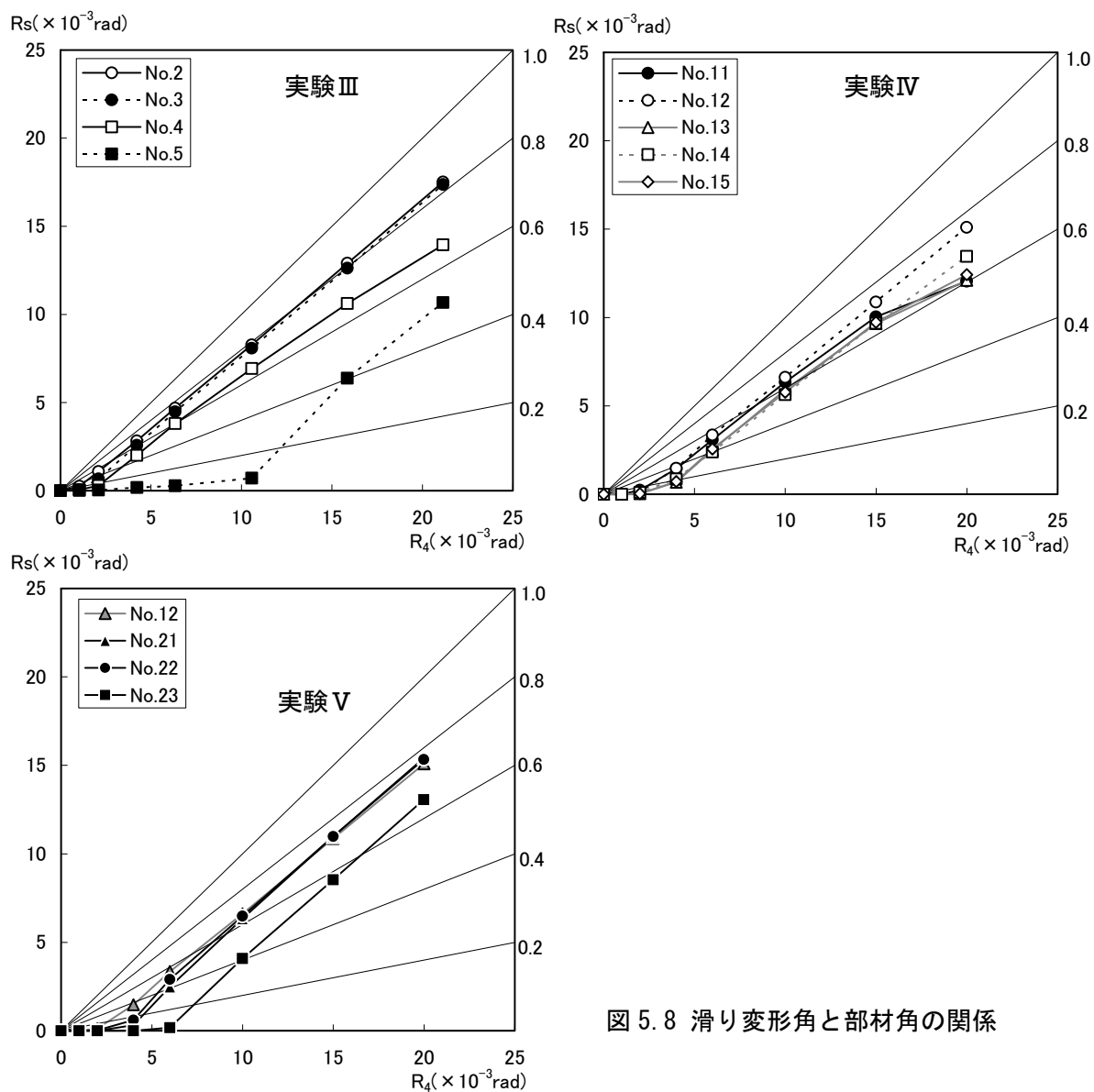


図 5.8 滑り変形角と部材角の関係

表 5.3 滑り変形が大きくなったサイクルの R_s/R_4

試験体		最大強度	滑り強度	滑り変位		滑り変形角	
		Q_{1max} (kN)	Q_{1S} (kN)	S_L (mm)	部材角 R_4 ($\times 10^{-3}$ rad)	R_s ($\times 10^{-3}$ rad)	R_s/R_4
実験Ⅲ	No.2	111	83	2.5	4.2	2.8	0.67
	No.3	122	107	2.5	4.2	2.6	0.61
	No.4	100	84	2.0	4.2	2.0	0.48
	No.5	113	101	4.4	15.9	6.4	0.40
実験Ⅳ	No.11	117	115	1.4	4.0	1.4	0.36
	No.12	107	106	1.5	4.0	1.5	0.37
	No.13	128	127	0.7	4.0	0.7	0.17
	No.14	116	116	0.9	4.0	0.9	0.22
	No.15	124	124	0.6	4.0	0.7	0.18
実験Ⅴ	No.21	171	158	2.1	6.0	2.5	0.41
	No.22	85	91	0.5	4.0	0.6	0.15
	No.23	64	56	0.3	6.0	0.2	0.03

5.3.3 等価粘性減衰定数

荷重-変形角曲線から算出した全試験体の等価粘性減衰定数 h_{eq} （正・負加力の平均値，1 サイクル目）と $R_4=4/1000\text{rad}$ を基点とした塑性率 μ の関係を図 5.9 に示す。同図には，次式による値を併記した。なお，式(5.1)の α を $1/\pi$ とした場合は，除荷時の剛性を $k/\sqrt{\mu}$ （ k ：初期剛性）としたときの剛性低下型バイリニアモデルにおける定常ループ時の等価粘性減衰定数の関係となる。

$$h_{eq} = \alpha \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) \quad (5.1)$$

実験値の h_{eq} の下限は，塑性率 $\mu=2.5$ 程度までは $\alpha=1/\pi$ 時の計算値を上回っているが，さらに塑性率が大きくなると $\alpha=1/\pi$ 時の関係より h_{eq} は小さくなり， $\alpha=0.25$ 時の関係と対応している。

一般の曲げ破壊型耐震壁の h_{eq} の実験値は，文献 31)によれば $\mu=2$ で $0.08\sim0.15$ 程度， $\mu=4$ で $0.10\sim0.20$ 程度となっており，本システムの h_{eq} と同程度である。したがって，本システムでは，本実験の範囲（ $\mu<5$ ， $R_4<20/1000\text{rad}$ ）では一般の曲げ破壊型と同等のエネルギー吸収性能を有しているものと判断される。なお，同図に示すように，壁板が終局時に曲げ破壊する SLB 型，せん断破壊する SLS 型ともに $h_{eq}-\mu$ 関係は同様である。

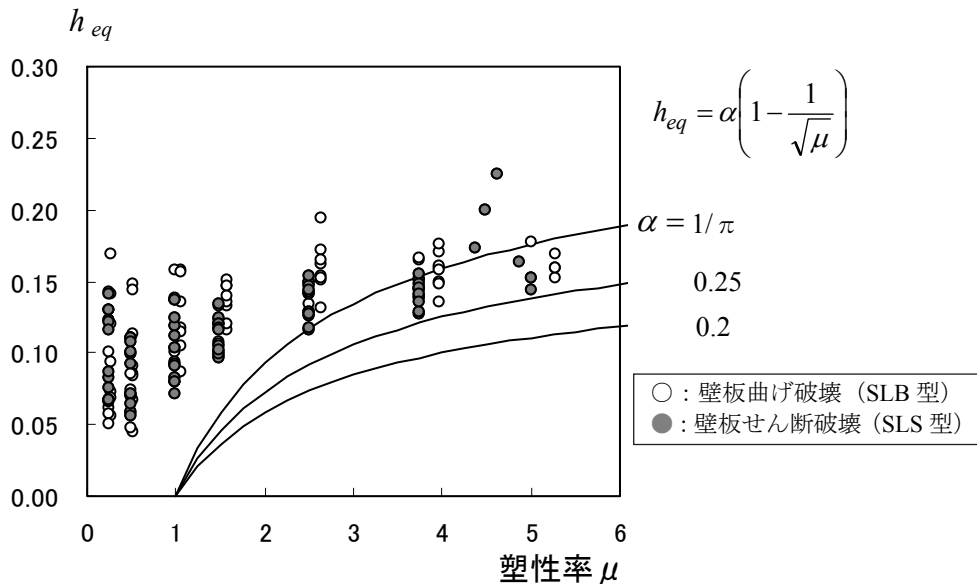


図 5.9 等価粘性減衰定数と塑性率の関係

5.4 滑り破壊型耐震壁システムの終局強度の評価方法

5.4.1 鉛直接合部の滑り強度と鉛直拘束力

柱-壁板間の鉛直接合部の滑りが先行する SLB 型システムおよび SLS 型システムの曲げ強度 Q_w も、4 章と同様に壁板強度 Q_p と左右 2 本の柱の負担せん断力の和 ΣQ_c を累加することによって算定する。すなわち、

$$Q_w = Q_p + \Sigma Q_c \quad (5.2)$$

SLB 型、SLS 型システムでは、終局時には鉛直接合部の滑り強度に達しており、壁板の両側には滑り強度に等しい鉛直拘束力が作用していると考えられる。したがって、鉛直拘束力 V_j を日本建築学会規準による次式³⁾の鉛直接合部の滑り強度 Q_{DV} とすると、壁板強度 Q_p は第 2 章および第 3 章の算定法により、柱の負担せん断力 ΣQ_c は 4.4.2 項と同様に求めることができる。

【鉛直接合部の滑り強度】³⁾

$$Q_{DV} = 0.10\sigma_B \cdot A_{SC} + \sigma_y \Sigma a_v \quad (5.3)$$

ここに、

σ_B : コッター部のコンクリート圧縮強度

A_{SC} : コッター断面積

σ_y : 鉛直接合部を貫通する接合筋（梁主筋等）の降伏強度

a_v : 接合筋断面積

5.4.2 鉛直滑りを考慮した曲げ強度の実験値と計算値の比較

表 5.4 に実験時の最大荷重 Q_{lmax} （正・負加力の平均値）と前項で述べた鉛直滑りを伴う曲げ強度の計算値 Q_w を比較して示す。本実験では軸力を壁板のみに載荷しているため、壁板強度の算定時にこの全軸力を考慮し、柱負担せん断力（同表、 Q_T 、 Q_C ）の算定時には鉛直拘束力 V_j が軸力として作用するものとした。最大強度時には壁板の下層部には鉛直滑りが生じており、また、ひび割れが多く発生しているので、ヒンジ領域²⁶⁾（壁板高さの 1/6 または水平長さの大きいほうの長さ）に相当する部分のコッターは最大強度に寄与しないものと考えて、 Q_w を算定する際にはヒンジ領域のコッターは無視した。スラブ付きの No.21 では、直交梁に定着されているスラブ筋は接合筋と同様の作用をするものと考えられるので、スラブ協力幅¹⁾内のスラブ筋（両側で 2 本）を接合筋に加えて計算した。また、表 5.4 には Q_w に対する滑り強度実験値 Q_{IS} （表 5.3 参照）の比率を併記した。

(1) 壁板の強度

No.2, No.4, No.22, No.23 は、トラス機構が形成されず、アーチ機構のみで強度が算定された。曲げ圧縮域における垂直方向の応力度比 $\sigma_v / 0.85\sigma_B$ は、No.23 以外は 1 以下となっており、明らかに曲げ破壊であることを示している。No.23 の $\sigma_v / 0.85\sigma_B$ は 1.33 となっているので、断面解析（応力-ひずみ関係：コンクリート（梅村の e 関数法、引張応力無視）、鉄筋（完全弾塑性型））により検討した結果、壁板強度は本算定法と一致して 47kN となり、中立軸比は $x_n / l_w' = 0.26$ 、圧縮縁のひずみは $2,970 \times 10^{-6}$ であった。したがって、No.23 の壁板も曲げ圧壊ではなく、縦筋の降伏による曲げ破壊であると判断される。

実験Ⅲの No.3 と No.5 は、トラス機構が形成されているが、せん断破壊判定領域における ϕ 方向の圧縮応力度は有効強度に達しておらず ($\sigma_c / \nu \sigma_B < 1$)、いずれも壁板は曲げ破壊である。以上の曲げ破壊した 6 体の本算定法による壁板強度 Q_p は、壁板の曲げ強度式による Q_b とほぼ一致しており、システム全体の破壊形式は SLB 型である。

実験Ⅳの No.11～No.15 と実験Ⅴの No.21 は、 $\sigma_c / \nu \sigma_B = 1$ となり、壁板はせん断破壊していることが分かる。したがって、本算定法の Q_p は、曲げ強度式の Q_b を下回っている。壁板のせん断破壊と判定される、これら SLS 型の 6 体のうち、No.11, No.13, No.14, No.15 は $R_4 = 15/1000\text{rad}$ まで、No.12, No.21 は $R_4 = 20/1000\text{rad}$ までは荷重の急激な低下は生じておらず、3 章の壁板単独の実験で確認されたように、柱を設けた本システムにおいても優れた変形性能を示すことが明らかになった。横筋の降伏強度に対する応力度比 $\sigma_{sh} / \sigma_{sy}$ は 0.40～0.63 であり、横筋はひび割れ幅の抑制に寄与していたものと考えられる。

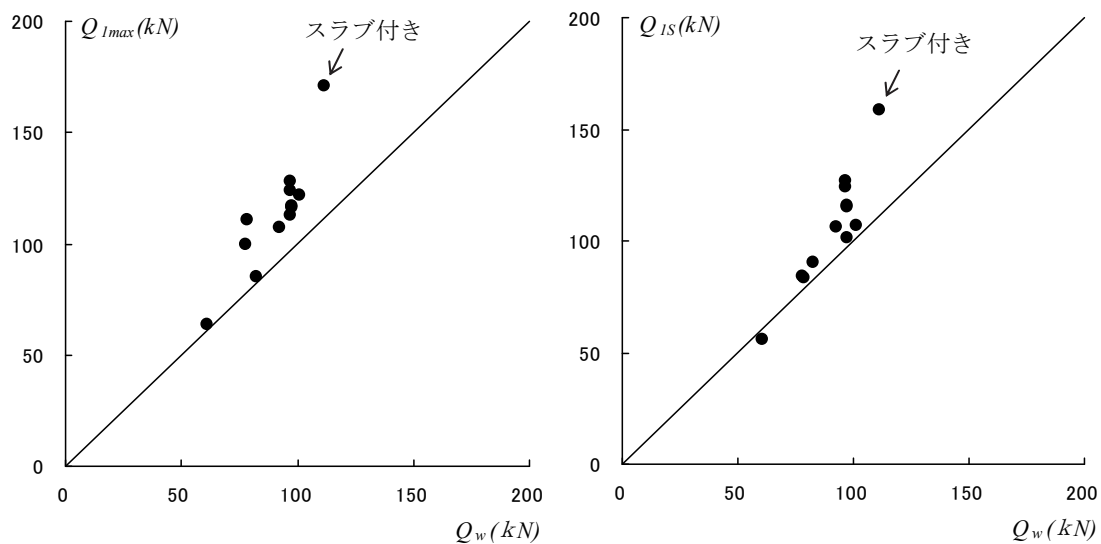
(2) 本算定法の適合性

Q_p に柱負担せん断力計算値 ΣQ_c を加えることによって、システム全体の強度計算値 Q_w が得られる。表 5.4 および図 5.10 に示すように、 Q_w に対する実験時の最大荷重 Q_{lmax} の比率 Q_{lmax} / Q_w は 1.03～1.53（平均 1.23）となっており、 Q_w に対する滑り強度実験値 Q_{ls} の比率 Q_{ls} / Q_w は 0.91～1.42（平均 1.15）となっている。壁板の強度算定時の鉛直拘束力 V_j は、鉛直接合部の滑り強度式に基づいて設定しているので、 Q_w は滑り強度実験値 Q_{ls} によく適合していることが分かる。

No.13, No.15 およびスラブ付きの No.21 では、 Q_{ls} / Q_w がやや大きくなっている。鉛直滑りは下層から生じ、徐々に上層に進展することは先に述べたが、これらの試験体では最大強度時には最上部近傍では滑り強度計算値以上のせん断力を負担していたものと考えられる。しかしながら、これらの試験体では、最大荷重を示した次のサイクルで荷重が低下して一定値を示すような荷重-変形角関係を示しており、本算定法でシステムの最大強度を評価することは妥当であると言える。

表 5.4 実験時の最大荷重と本算定法による計算値

試験体		実験値		壁板計算値						柱負担せん断力計算値				システム全体 強度 計算値	実験 計算	
		最大 強度	滑り 強度	壁板の 曲げ 強度	鉛直 拘束力	横筋 応力比	せん断破壊 判定領域の コンクリート 応力度比 (φ方向)	曲げ圧縮 域のコン クリート 応力度比 (垂直方向)	壁板 強度	曲げ 戻し モーメント 分	柱脚曲げ モーメント分		合計			
											引張 柱	圧縮 柱				
		$Q_{I\max}$ (kN)	Q_{IS} (kN)	Q_b (kN)	ΣV_j (kN)	$\frac{\sigma_{sh}}{\sigma_y}$	$\frac{\Sigma \sigma_c}{v\sigma_B}$	$\frac{\sigma_v}{0.85\sigma_B}$	Q_p (kN)	$\Sigma M_j/h_e$ (kN)	Q_T (kN)	Q_C (kN)	ΣQ_c (kN)	Q_w (kN)	$\frac{Q_{I\max}}{Q_w}$	$\frac{Q_{IS}}{Q_w}$
実験Ⅲ	No.2	111	83	69	84	—	—	0.47	69	6	1	2	9	79	1.41	1.06
	No.3	122	107	88	123	0.48	0.92	0.61	88	9	1	3	13	101	1.21	1.06
	No.4	100	84	69	84	—	—	0.42	69	6	1	2	9	78	1.28	1.07
	No.5	113	101	87	120	0.47	0.91	0.65	87	9	0	2	11	98	1.16	1.04
実験Ⅳ	No.11	117	115	99	114	0.63	1.00	0.57	87	7	1	2	10	97	1.20	1.18
	No.12	107	106	89	114	0.40	1.00	0.63	82	7	1	2	10	93	1.15	1.14
	No.13	128	127	105	151	0.40	1.00	0.65	84	10	1	2	13	97	1.32	1.31
	No.14	116	116	116	174	0.40	1.00	0.67	83	11	1	2	15	98	1.19	1.19
	No.15	124	124	106	152	0.40	1.00	0.63	83	10	1	2	13	97	1.28	1.28
実験Ⅴ	No.21	171	158	127	198	0.46	1.00	0.61	94	13	1	3	17	112	1.53	1.42
	No.22	85	91	71	124	—	—	0.81	71	8	1	2	12	83	1.03	1.10
	No.23	64	56	49	144	—	—	1.33	47	9	2	3	14	61	1.05	0.91



(1) 最大強度実験値と強度計算値の関係 (2) 滑り強度実験値と強度計算値の関係

図 5.10 実験値と計算値の適合性

5.5 まとめ

本章では、鉛直接合部の滑りを許容した SLB 型および SLS 型のプレキャスト連層耐震壁システムの水平加力実験を実施し、破壊性状と終局強度を把握した後、本システム全体の終局強度の評価方法を示した。結果をまとめると以下のとおりである。

- ①柱-壁板間の鉛直接合部の滑りを許容した破壊形式は、終局時に壁板が曲げ破壊する SLB 型システム、壁板がせん断破壊する SLS 型システムともに優れた靱性能を有すること、部材角が $1/50\text{rad}$ 程度までのエネルギー吸収能は一般の曲げ破壊型耐震壁と同等であることが確認された。
- ②鉛直接合部の滑り変形は下層部から生じ、上層部に進展する。下層部の滑り変形が急増する部材角は $4\sim 6/1000\text{rad}$ であり、その後、大変形時には全層が鉛直滑りを生じる変形モードを示す。
- ③鉛直滑りが大きくなるときの部材角に占める滑り変形の割合は、柱の軸剛性および接合筋比に依存する。すなわち、柱の軸剛性が小さく、接合筋比が大きいほど曲げ変形の割合が増加し、滑り変形の割合が減少する。大変形時における部材角に占める滑り変形の割合は、概ね $60\sim 80\%$ であった。
- ④壁板の鉛直拘束力を鉛直接合部の滑り強度に設定し、第 3 章で述べた連層壁板の強度算定法により壁板強度を求め、これに柱の負担せん断力を加えることでシステム全体の終局強度を評価できる。計算値に対する実験時の最大荷重の比率は $1.03\sim 1.53$ (平均 1.23)、計算値に対する滑り強度実験値の比率は $0.91\sim 1.42$ (平均 1.15) となり、計算値は安全側に評価することが明らかになった。
- ⑤壁板強度算定時には、ヒンジ領域²⁶⁾(壁板高さの $1/6$ または水平長さの大きいほうの長さ)に相当する部分のコッターは無効とし、スラブの協力幅¹⁾内のスラブ筋は接合筋に含めて計算する必要がある。

本章で述べた SLB 型および SLS 型システムは、中高層の建物に適している構造であると考えられる。中層建物の連層耐震壁ではせん断破壊型となることも多いが、本システムを適用することによって、耐力を調整し、変形性能を向上させることが可能になる。また、本システムを高層建物に適用すると、曲げ破壊時に壁脚部の側柱の圧壊を回避し、長期荷重を支える柱や基礎構造の損傷を軽減することができるものと考えられる。

第 6 章

壁板と柱の分離型設計法の試案

6.1 はじめに

曲げ補強筋のない壁板と柱を並列に配置し、両者間はコッターと梁位置の接合筋で接合するという耐震壁システムの設計を可能にすることを目的とし、第 2 章および第 3 章では壁板の強度算定法を提案し、第 4 章では壁板がせん断破壊する強度抵抗型の WS 型システムについて、第 5 章では鉛直滑りを伴う靱性抵抗型の SLB 型および SLS 型システムについて破壊性状を把握し、システム全体の終局強度の評価方法を明らかにした。本システムの終局強度は、柱-壁板間に介在する鉛直拘束力を考慮して壁板強度を算定し、これに柱の負担せん断力を累加することにより得られる。したがって、壁板と柱のそれぞれについて、設計用応力の把握と終局強度の評価が独立して行えるので、双方の損傷程度に配慮した設計が可能になる。本章は、既往の設計指針や設計規準も参照して、このような壁板と柱の分離型設計法の一連の流れを整理し、試案としてまとめるものである。

6.2 総則

6.2.1 設計方針

本耐震壁システムは、柱-壁板間の鉛直接合部を適宜設計することによって、壁板のせん断強度を発揮させる強度抵抗型システム（WS 型）あるいは鉛直接合部の滑りを伴う靱性抵抗型システム（SLB 型、SLS 型）とすることができる。柱-壁板間に鉛直滑りが生じて剛性が低下した後も耐力を保持し、優れた靱性能を示すことが実験により確認されているが、このような新しい崩壊形をとる本システムでは、耐震安全性を確保するためにメカニズム時の終局強度を把握することが重要であり、終局強度設計を行うことを原則とする。

実験によれば、靱性抵抗型システムとした場合に鉛直滑りが急増する変形角は概ね $4 \sim 6/1000\text{rad}$ であり、長期荷重時および短期荷重時においては、柱-壁板間の鉛直滑りは非常に小さい。そこで、長期許容応力度設計および短期許容応力度設計を行う際には、柱-壁板間の鉛直接合部が破壊しないことを確認し、6.7 節に示すように耐震壁に関わる既往の設計指針・規準に準じて設計するものとする。

6.2.2 適用範囲

(1) 壁板のコンクリートと補強筋

本論文において強度算定法の適合性が検証された試験体の壁板部分のコンクリート圧縮強度 σ_B の範囲は $28 \sim 50 \text{ N/mm}^2$ である。壁板の強度算定法では、第2章および第3章で述べたようにせん断破壊の判定にコンクリートの有効強度 ($\nu\sigma_B$)²⁶⁾を用いており、コンクリート強度が 60 N/mm^2 を超える高強度コンクリートを用いる場合には、有効係数 ν は適正な値を用いる必要がある。

試験体の壁板に用いた補強筋の降伏点 σ_y の範囲は $304 \sim 410 \text{ N/mm}^2$ である。したがって、壁板の縦筋、横筋および鉛直接合部を貫通する接合筋に使用する異形鉄筋の種類はこれに対応させて SD295A, SD295B, SD345, SD390 とする。これより高強度の鉄筋を用いる場合には、本算定法で設定した壁横筋の応力度分布との整合性や鉛直接合部のせん断強度評価式の妥当性を実験等により確認する必要がある。図6.1に、縦筋と横筋の補強筋比（壁縦筋比 p_{sv} 、壁横筋比 p_{sh} ）の実験データの範囲を示す。壁板の耐力を高めるために p_{sv} 、 p_{sh} を上げ過ぎても耐力が頭打ちになることも考えられるため、 p_{sv} 、 p_{sh} の上限値は、同図に示すように実験で検証された範囲に基づき、 $p_{sv} \leq 0.0135$ 、 $p_{sh} \leq 0.0130$ とし、 p_{sv} 、 p_{sh} の下限値は、RC 規準に準じ双方とも 0.0025 とする。

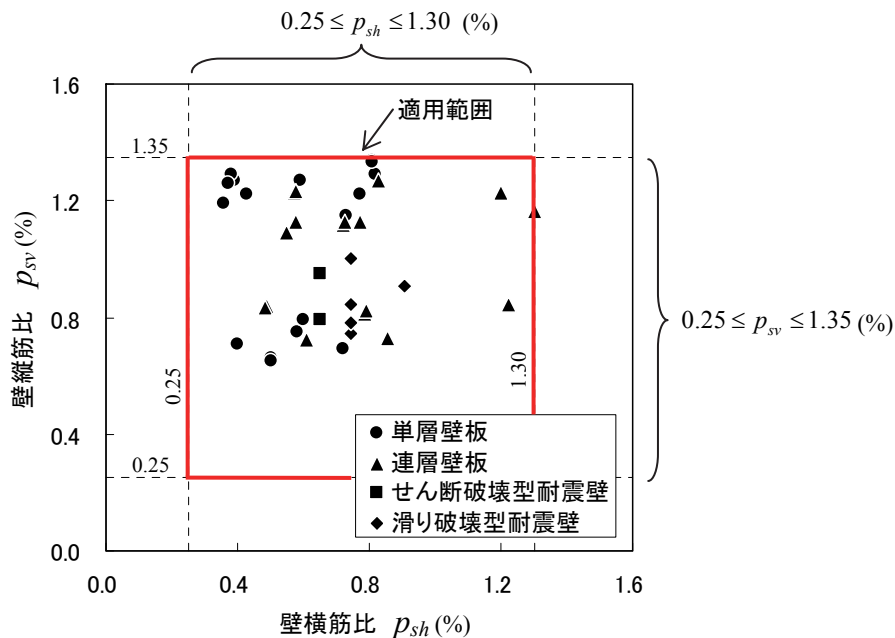


図 6.1 壁板のせん断補強筋比の適用範囲と実験データの範囲の対応

(2) 壁板のアスペクト比

図 6.2 に、試験体の壁板長さ l_w' と加力高さ h （連層壁板の場合は最上部の加力高さ）の範

図を示す。壁板のアスペクト比 h/l'_w の適用範囲は、同図に示すように 0.66 以上かつ 5.8 以下とし、この範囲外となる場合は実験等によって構造性能を確認するものとする。

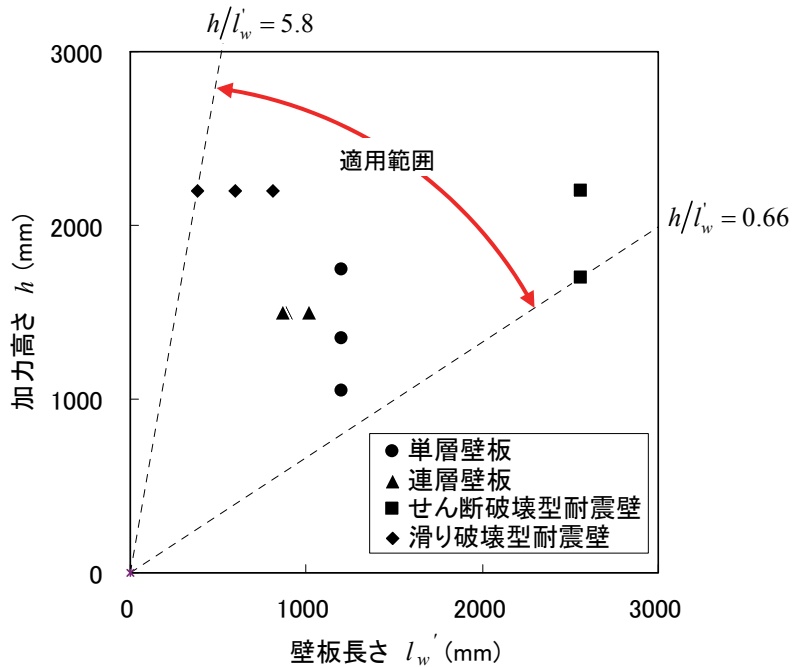


図 6.2 壁板形状に関する適用範囲

(3) 壁板の開口

図 6.3 に、壁開口位置の適用範囲を示す。本章は、無開口の壁板（同図左）に適用することを原則とし、壁板中央部に開口のある壁（同図右）は適用外とする。同図中央のように柱に接して開口がある場合は、強度算定時の壁板長さ l'_w を図示のように開口幅を除くことによって扱うことができるが、開口部上部の垂れ壁の設計を別途行う必要がある。

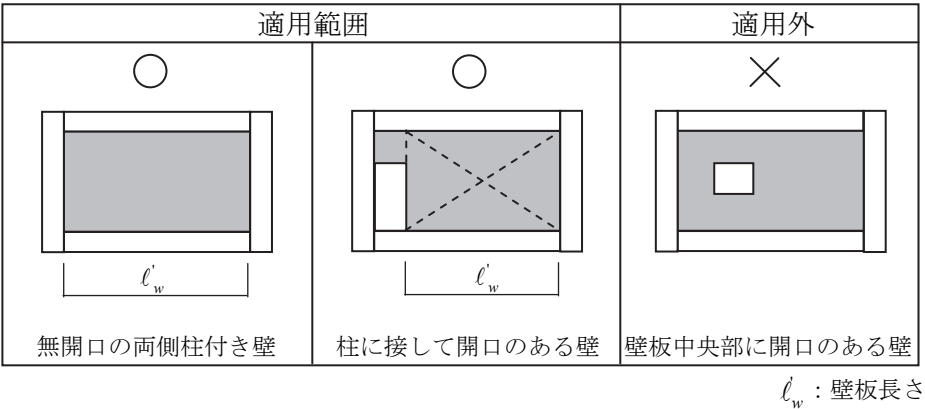


図 6.3 壁開口位置の適用範囲

6.2.3 破壊形式と強度算定のフロー

システム全体の強度算定のフローを破壊形式の識別方法と共に図 6.4 に示す。まず柱の引張強度 ($N_c + a_l \cdot c \sigma_y$) と鉛直接合部強度 Q_{DV} を比較することによって、鉛直接合部の滑り破壊の有無を検討する。 Q_{DV} が大きい場合 ($N_c + a_l \cdot c \sigma_y < Q_{DV}$) には鉛直接合部は滑らず一体を保ち、破壊形式はシステム全体の曲げ破壊 (WB 型) あるいはせん断破壊 (WS 型) となる。一方、 Q_{DV} が小さい場合 ($N_c + a_l \cdot c \sigma_y \geq Q_{DV}$) には鉛直接合部は滑り破壊となり、鉛直滑りを伴う壁板の曲げ破壊 (SLB 型) あるいはせん断破壊 (SLS 型) となる。

壁板部分の強度 Q_p は、第 2 章および第 3 章の算定法により計算する。壁板強度の計算過程では、壁板の平均せん断応力度 $\bar{\tau}_u$ を算出し、コンクリートの短期許容せん断応力度 f_s の 1.5 倍以上となる層にのみトラス機構を形成する。壁板の破壊形式は、トラス機構とアーチ機構の双方を考慮し、壁脚のせん断破壊判定領域 (曲げ圧縮側の壁端から $l_w'/3$ の領域) における ϕ 方向 (ϕ : トラス機構の圧縮束の角度) のコンクリート圧縮応力度 σ_c を検討することにより判定する。 σ_c がコンクリートの有効強度 $v\sigma_B$ に達する場合はせん断強度が得られ、壁板の破壊形式はせん断破壊 (SLS 型) である。一方、 $\sigma_c < v\sigma_B$ の場合は、全ての壁縦筋が引張降伏する際の曲げ強度が得られ、壁板の破壊形式は曲げ破壊 (SLB 型) となる。ただし、SLB 型の場合は、壁脚部における曲げ圧縮破壊について別途検討する必要がある。 ϕ 方向の σ_c を換算して垂直方向圧縮応力度 σ_V を算出し、 σ_V が例えば $0.85\sigma_B$ (曲げ圧縮域の応力ブロックの平均圧縮応力度²⁹⁾) 以上に大きく算定される場合などは、断面解析等により壁板の曲げ圧壊の有無を検討することとする。

壁板強度 Q_p を算定した後、柱の負担せん断力 Q_c を計算し、両者の和をシステム全体の終局強度 Q_w とする。柱の負担せん断力は、第 4 章および第 5 章で述べた評価方法によるほか、システム全体を 6.8 節に示す力学モデルで表し、静的弾塑性解析により算定してもよい。

以上のように、本耐震壁システムにおける破壊形式は、鉛直接合部の滑り破壊の有無および壁板部分の破壊形式に応じて、以下の 4 つのタイプに分類される。

(1) システム全体の曲げ破壊 (WB 型)

WB 型は、鉛直接合部は一体を保ち、柱主筋および壁縦筋は引張降伏して、壁板はせん断強度に達していない状態の破壊形式であり、一般の曲げ破壊型耐震壁と同様に既往の曲げ強度式を用いて曲げ強度を算定できる。ただし、この破壊形式とするためには、鉛直接合部の接合筋やコッターの仕様が他の破壊形式より過剰になると考えられるのでディテールを詳細に検討する必要がある。

(2) システム全体のせん断破壊 (WS 型)

WS 型は、鉛直接合部は一体を保ち、壁板がせん断破壊する破壊形式であり、本システムでは壁横筋が柱に定着されていないために、強度算定に一般の耐震壁のせん断強度式は適用できない。したがって、第 4 章で述べたように鉛直拘束力を特定して壁板強度と柱負担せん断力を算定し、システム全体の終局強度を評価する。WS 型は、比較的低層の建物などの強度抵抗型システムに適した破壊形式であると考えられる。

(3) 鉛直接合部の滑りを伴う壁板曲げ破壊 (SLB 型)

SLB 型は、鉛直接合部の滑り破壊が先行し、終局時に壁板が曲げ破壊する破壊形式である。第 5 章で述べたように、壁板強度算定時に壁板の平均せん断応力度が小さく ($\bar{\tau}_u < 1.5f_s$) トラス機構が形成されない場合や、トラス・アーチ両機構によるコンクリートの ϕ 方向圧縮応力度が有効強度以下 ($\sigma_c < v\sigma_B$) となる場合の破壊形式である。SLB 型は変形性能に優れた破壊形式である。

(4) 鉛直接合部の滑りを伴う壁板せん断破壊 (SLS 型)

SLS 型は、鉛直接合部の滑り破壊が先行し、終局時にコンクリートの ϕ 方向圧縮応力度 σ_c が有効強度 $v\sigma_B$ に達して壁板がせん断破壊する破壊形式である。SLS 型は壁板がせん断破壊するので、SLB 型に比べて壁板の損傷程度は大きいものの、5 章で述べたように、優れた変形性能を有している。

6.3 曲げモーメントに対する設計

終局時の曲げモーメントに対する検討では、壁板と柱についてそれぞれ式(6.1)、式(6.2)を満足することを確認する。

【壁板】

$$M_{wu} \geq \omega \cdot {}_U M_{wD} \quad (6.1)$$

【柱】

$$M_{cu} \geq \omega \cdot {}_U M_{cD} \quad (6.2)$$

ここに、

- M_{wu} : 壁板の曲げ強度で式(6.3)による
- ${}_U M_{wD}$: 保有水平耐力時の壁板の設計用曲げモーメント
- M_{cu} : 柱の曲げ強度で 4.4.2 項^(例えば 1), 23)による
- ${}_U M_{cD}$: 保有水平耐力時の柱の設計用曲げモーメント
- ω : 割増し係数

[壁板の曲げ強度]

$$\begin{aligned} M_{wu} &= V_j \cdot 0.9\ell'_w + 0.5a_w \cdot {}_v \sigma_y \cdot 0.9\ell'_w + 0.5N \cdot 0.9\ell'_w \\ &= 0.9V_j \cdot \ell'_w + 0.45a_w \cdot {}_v \sigma_y \cdot \ell'_w + 0.45N \cdot \ell'_w \end{aligned} \quad (6.3)$$

ここに、

V_j : 柱-壁板間の鉛直拘束力

破壊形式が WB 型または WS 型の場合 : 第 4 章に従い V_j を特定

破壊形式が SLB 型または SLS 型の場合 : V_j は式(6.4)による鉛直接合部のせん断強度 Q_{DV}

a_w : 壁縦筋の全断面積

${}_v \sigma_y$: 壁縦筋の降伏強度

ℓ'_w : 壁板長さ

N : 壁板の軸力

[柱-壁板間鉛直接合部のせん断強度³⁾]

$$Q_{DV} = 0.10\sigma_B \cdot A_{SC} + \sigma_y \cdot \sum a_v \quad (6.4)$$

ただし、コッター前面の支圧強度 $1.0\sigma_B \cdot A_b$ ⁵⁾ が式(6.4)第 1 項の $0.10\sigma_B \cdot A_{SC}$ より大きくなるように、コッター深さ x_i を設定する

ここに、

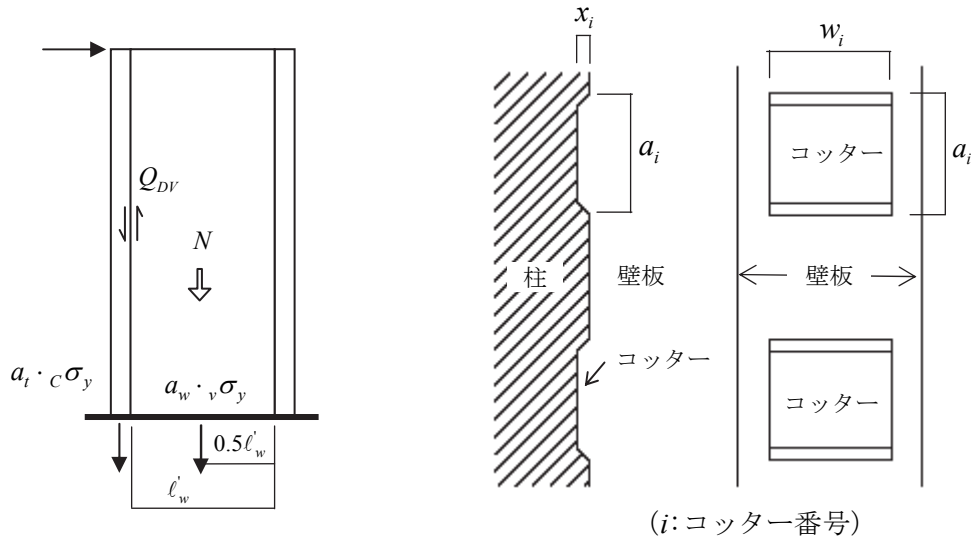
σ_B : コッター部のコンクリート圧縮強度

A_{SC} : コッター断面積 ($=\sum (a_i \times w_i)$)

σ_y : 柱-壁板間の鉛直接合部を貫通する接合筋（梁主筋等）の降伏強度

a_v : 接合筋の断面積

A_b : コッター前面の支圧面積 ($=\sum (x_i \times w_i)$)



(1) 曲げ強度式の記号

(2) コッター形状に関する記号

図 6.5 記号の説明

なお、破壊形式が WB 型または WS 型の場合の曲げ強度は、柱と壁板が一体となった耐震壁と同様に検討できる。この場合の曲げ強度は次式で表される。

[WB 型, WS 型の場合のシステム全体の曲げ強度]

$$\begin{aligned}
 M_{wu} &= a_t \cdot c \cdot \sigma_y \cdot 0.9 \ell_w + 0.5 a_w \cdot v \cdot \sigma_y \cdot 0.9 \ell_w + 0.5 N \cdot 0.9 \ell_w \\
 &= 0.9 a_t \cdot c \cdot \sigma_y \cdot \ell_w + 0.45 a_w \cdot v \cdot \sigma_y \cdot \ell_w + 0.45 N \cdot \ell_w
 \end{aligned}
 \tag{6.5}$$

ここに、

ℓ_w : 柱中心間距離

a_t : 引張側柱の主筋全断面積

$c \cdot \sigma_y$: 引張側柱の主筋の降伏強度

6.4 せん断力に対する設計

終局時のせん断力に対する検討では、壁板と柱についてそれぞれ式(6.6)、式(6.7)を満足することを確認する。

【壁板】

$$Q_p \geq \omega \cdot {}_U Q_{wD} \quad (6.6)$$

【柱】

$$\Sigma Q_{cu} \geq \omega \cdot {}_U Q_{cD} \quad (6.7)$$

ここで、

Q_p : 第2章（単層壁板）または第3章（連層壁板）によるせん断強度

${}_U Q_{wD}$: 保有水平耐力時の壁板の設計用せん断力

ΣQ_{cu} : 柱のせん断強度の合計で例えば文献 1), 23)による

${}_U Q_{cD}$: 保有水平耐力時の柱の設計用せん断力

ω : 割増し係数

6.5 梁－壁板間の水平接合部の設計

壁板－梁間の水平接合部の検討では、式(6.8)を満足すること確認する

$$Q_{DH} \geq \omega \cdot {}_w Q_{su} \quad (6.8)$$

ここに、

Q_{DH} : 壁板－梁間の水平接合部のせん断強度で式(6.9)による

${}_w Q_{su}$: 壁板のせん断強度

ω : 割増し係数

$$Q_{DH} = \mu \left(\sigma_V \cdot t_w \cdot 0.15 l'_w + \frac{1}{3} t_w \cdot l'_w \cdot p_{sv} \cdot \sigma_{sy} \right) + {}_B A \cdot 1.0 {}_B \sigma_B \quad (6.9)$$

ここに、

μ : 摩擦係数

鋼-コンクリート間³⁰⁾ : 0.4

コンクリート-コンクリート間⁵⁾ : 1.4（一体打ち相当）
1.0（粗面仕上げ）
0.6（無処理）

l'_w : 壁板長さ

t_w : 壁厚

- σ_V : 壁脚コンクリートの鉛直方向の圧縮応力度 (第2章参照)
 p_{sv} : 縦筋比
 σ_{sy} : 縦筋の降伏強度
 ${}_BA$: 鉄骨梁を用いた際の支圧抵抗部 (タイプ A, C : 支圧板, タイプ B : 支圧鉄骨) の受圧面積 (図 6.6 参照)
 ${}_B\sigma_B$: 支圧抵抗部のコンクリートの圧縮強度

床スラブに作用する地震時の慣性力が梁を介して壁板に確実に伝達されるように、梁－壁板間の水平接合部の検討を行う。式(6.9)の括弧内の第1項は梁－壁板間に作用する圧縮力であり、壁板強度算定時にせん断破壊を判定する際に計算する ϕ 方向の圧縮応力度の鉛直成分の応力度 σ_V に曲げ圧縮域の面積 ($t_w \cdot 0.15l_w'$ に仮定) を乗じて算定する。括弧内の第2項はせん断破壊判定領域 $l_{sc} (=l_w'/3)$ の縦筋がせん断摩擦抵抗に寄与するものとしたときの圧縮力である。これらに摩擦係数 μ を乗じることでせん断摩擦抵抗分のせん断強度を算定する。第3項は、図 6.6 に示すように鉄骨梁に支圧板等を用いたディテールとした際の支圧力であり、受圧面積にコンクリート強度の1.0倍を乗じて算定する。

本実験の水平接合部の余裕率は表 6.1 に示すように、1.21～1.90 となっており、現段階では各ディテールに応じてこれらの値を確保する必要があると考えられる。

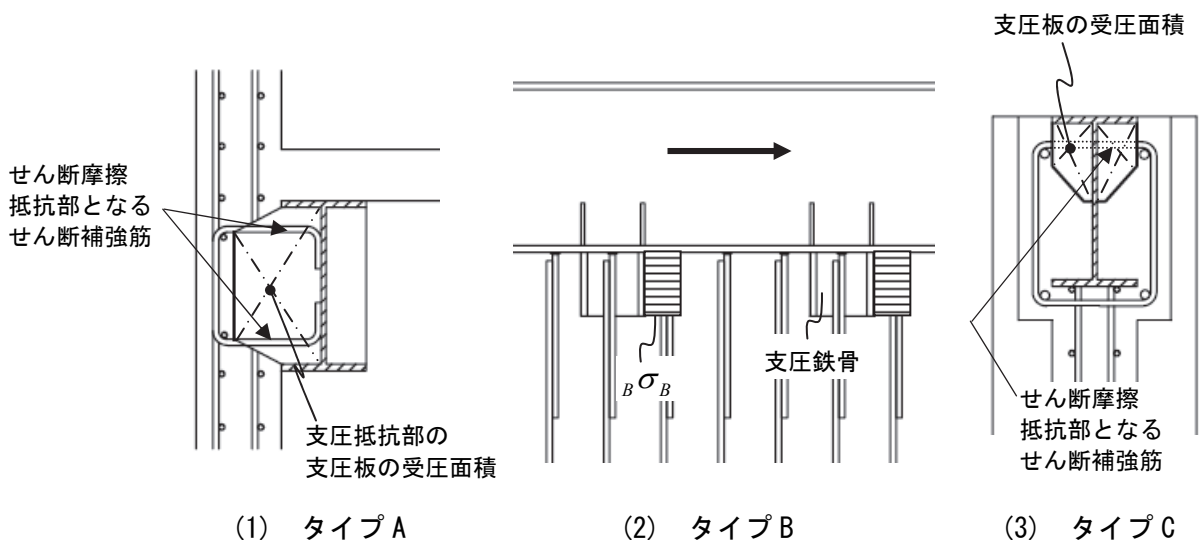


図 6.6 水平接合部の支圧抵抗部とせん断摩擦抵抗部

表 6.1 試験体の水平接合部強度の余裕率

試験体		壁板強度 計算値 Q_p (kN)	摩擦 係数 μ	水平接合部強度計算値(式(6.9))				余裕率 Q_{DH}/Q_p
				第1項	第2項	第3項	Q_{DH} (kN)	
実験Ⅰ	WI-S	1323	0.4	285	98	1220	1603	1.21
	WI-SC	1309	0.4	275	98	1452	1826	1.39
	WO-SC	1312	0.4	286	98	2108	2491	1.90
実験Ⅱ	WI-PCa1	852	1.0	758	289	0	1047	1.23
	WI-PCa2	853	1.0	758	289	0	1047	1.23

6.6 最上階および最下階の梁の設計

耐震壁システムの最上階および最下階の梁は、式(6.10)を満足することを確認する。

$$M_{bu} > M_{b\max} \quad (6.10)$$

$$M_{b\max} = M_{bt} + M_{ba} + M_L \quad (6.11)$$

$$M_{bt} = V_{jt} \cdot \frac{\ell'_w - j_s}{2} \quad (6.12)$$

$$M_{ba} = 0.0962 V_{ja} \cdot \ell'_w \quad (6.13)$$

ここに、

M_{bu} : 梁の曲げ強度

$M_{b\max}$: 梁の最大曲げモーメント

M_{bt}, M_{ba} : トラス機構, アーチ機構による最大曲げモーメント

V_{jt}, V_{ja} : トラス機構分, アーチ機構分の鉛直拘束力

M_L : 長期荷重による曲げモーメント (梁端から $(\ell'_w - j_s)/2$ の位置)

j_s : 下式による縦筋の合力の応力中心間距離

$$j_s = \begin{cases} \left(1 - \frac{\ell'_w}{2h}\right) \ell'_w \cdot A & [\alpha_t \geq 1] \\ \ell'_w - \frac{h}{2} & [\alpha_t < 1] \end{cases} \quad (6.14)$$

$$A = \begin{cases} 1 & [\alpha_t < 1] \\ 1 - (\alpha_t - 1)^2 + (\alpha_t - 1) \log(2\alpha_t - 2) & [1 \leq \alpha_t < 3/2] \\ 3/4 & [\alpha_t \geq 3/2] \end{cases} \quad (6.15)$$

最上階および最下階の梁の曲げ強度 M_{bu} は、壁板強度算定時のトラス機構とアーチ機構による最大曲げモーメントと当該位置における長期荷重による曲げモーメントの和

$M_{b\max}(=M_{bt}+M_{ba}+M_L)$ を上回っている必要がある。トラス機構による梁の曲げモーメントは、図 6.7 に示すようにトラス機構分の曲げ戻しモーメント M_t に応じて得られるので、最大曲げモーメント M_{bt} は縦筋の引張合力の作用位置に生じ、式(6.12)で表される。

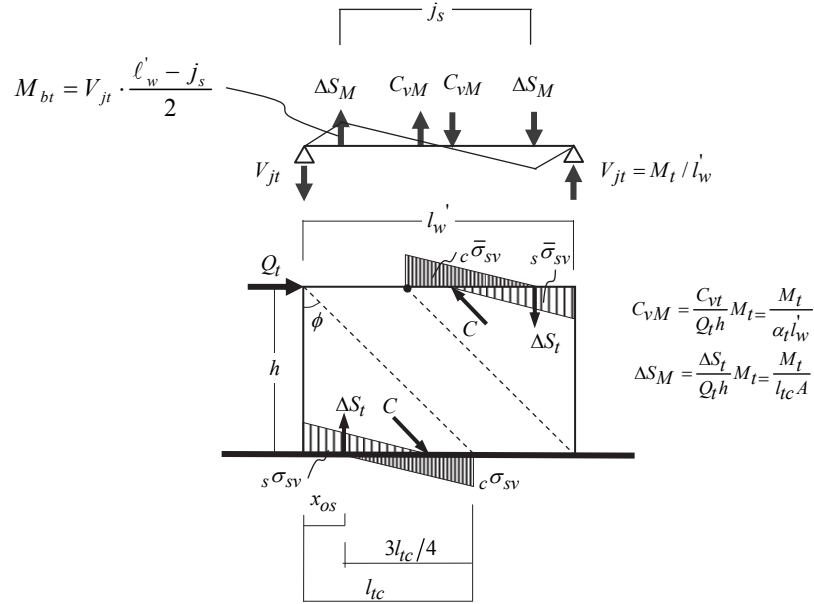


図 6.7 トラス機構による梁の最大曲げモーメント

一方、アーチ機構による梁の曲げモーメントは、アーチ機構分の曲げ戻しモーメント M_a が作用した時に梁に作用する反力を図 6.8 に示すように仮定すると、最大曲げモーメント M_{ba} は梁端から $0.211l_w' (= \{(3-\sqrt{3})/6\}l_w')$ の位置に生じ、式(6.13)のように表される。 M_{bt} と M_{ba} の発生位置は若干異なるが、式(6.11)に示すように両者の和を水平力による梁の設計用曲げモーメントとする。

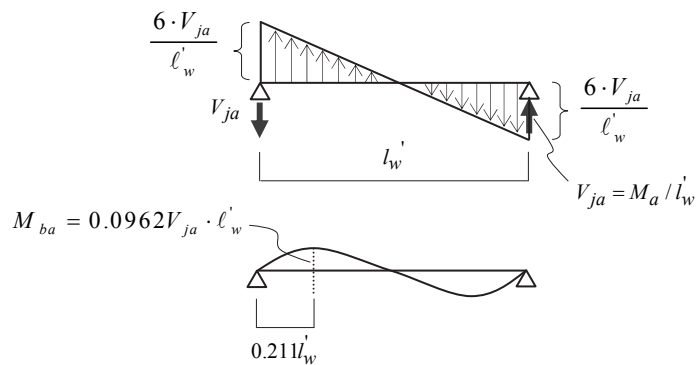


図 6.8 アーチ機構による梁の最大曲げモーメント

6.7 許容応力度設計

本システムでは、長期および短期荷重時に柱-壁板間の鉛直滑りを生じさせないこととする。終局時においても鉛直滑りを生じさせない破壊形式（WB 型，WS 型）では，長期および短期荷重時の許容応力度設計は，RC 規準¹⁾に従い，式(6.16)および式(6.17)を用い，一般の耐震壁と同様に扱うこととする。ただし，壁板の短期許容せん断力 $Q_{ws}(Q_2$ の第 1 項)を算定する際の壁板の有効長さ l_e (式(6.21)) は，本システムの壁横筋が柱に定着されていないことを考慮し，付着区間を控除することを意図して，壁板長さ（両側の柱-柱間の内法長さ） l' に 0.8 を乗じた値を用いる。また，柱が負担する許容せん断力 Q_{cs} (式(6.22)) の算定では，拘束効果による割増係数 α は両側に柱が付く壁であっても 1.0 とする。

一方，終局時に鉛直滑りを許容する破壊形式（SLB 型および SLS 型）では，長期荷重時は同様に式(6.16)を用い，短期荷重時はせん断ひび割れ強度のほぼ下限値に相当する，コンクリートのみの許容せん断応力度による耐力 Q_1 (式(6.19)) を用いることとする。

以上のように設定した，各試験体の長期および短期許容せん断力を，実験時の荷重-変形角曲線と比較して図 6.9(1)～(5)に示す。実験により確認された，短期許容せん断力 Q_{AS} に対する終局強度（実験時の最大荷重 Q_{lmax} ）の余裕率は，強度抵抗型の WS 型で $Q_{lmax}/Q_{AS}=2.24 \sim 2.50$ （平均 2.35），靱性抵抗型の SLB，SLS 型で $Q_{lmax}/Q_{AS}=1.33 \sim 2.18$ （平均 1.66）となっている。

【長期許容せん断力 Q_{AL} 】

$$Q_{AL} = t \cdot l \cdot f_s \quad (6.16)$$

ここで，

t : 壁厚

l : 柱を含む耐震壁システムの全せい

f_s : コンクリートの長期許容せん断応力度

【短期許容せん断力 Q_{AS} 】

WB 型および WS 型

$$Q_{AS} = \max(Q_1, Q_2) \quad (6.17)$$

SLB 型および SLS 型

$$Q_{AS} = Q_1 \quad (6.18)$$

$$Q_1 = t \cdot l \cdot f_s \quad (6.19)$$

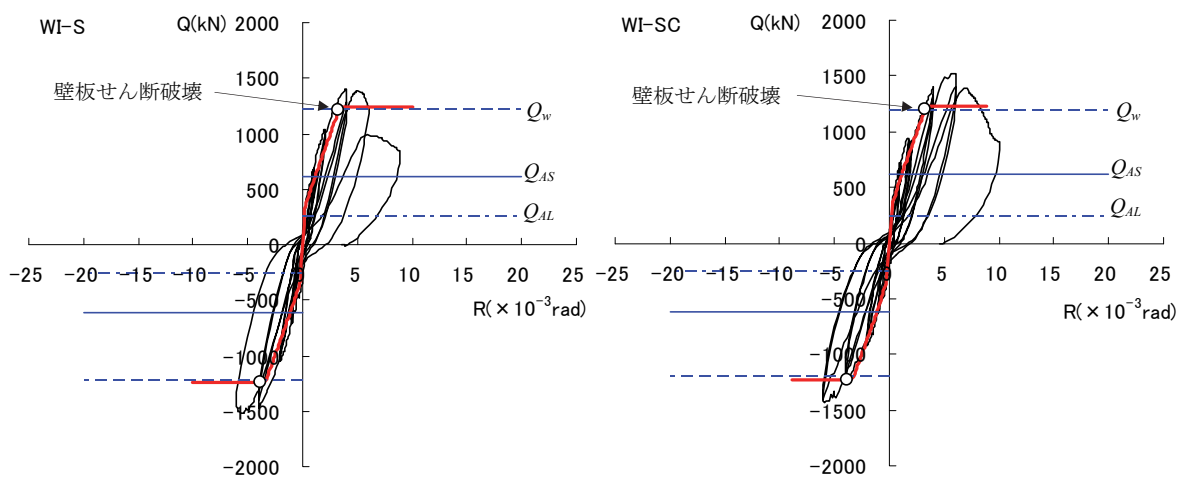
$$Q_2 = Q_{ws} + \sum Q_{cs} \quad (6.20)$$

$$Q_{ws} = p_{sh} \cdot t \cdot l_e \cdot f_t \quad (6.21)$$

$$Q_{cs} = b_c j \{ \alpha f_s + 0.5 {}_w f_t (p_w - 0.002) \} \quad (6.22)$$

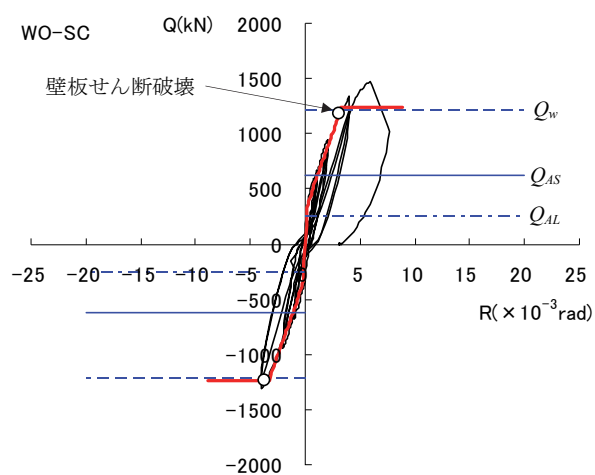
ここに,

- t : 壁厚
- l : 柱を含む耐震壁の全せい
- l_e : 壁板の有効長さで $l_e = 0.8\ell'$ とする
- ℓ' : 壁板長さ (両側の柱-柱間の内法長さ)
- b_c : 柱幅
- j : 柱の応力中心間距離 ($= (7/8)d_c$ または $0.8D_c$)
- D_c : 柱せい
- d_c : 柱の有効せい
- ${}_s f_s$: 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
- p_{sh} : 壁横筋のせん断補強筋比
- p_w : 柱の帯筋比で 0.012 以上の場合は 0.012 とする
- α : 拘束効果による割増係数で本論文では $\alpha = 1.0$ とする



(1) WI-S

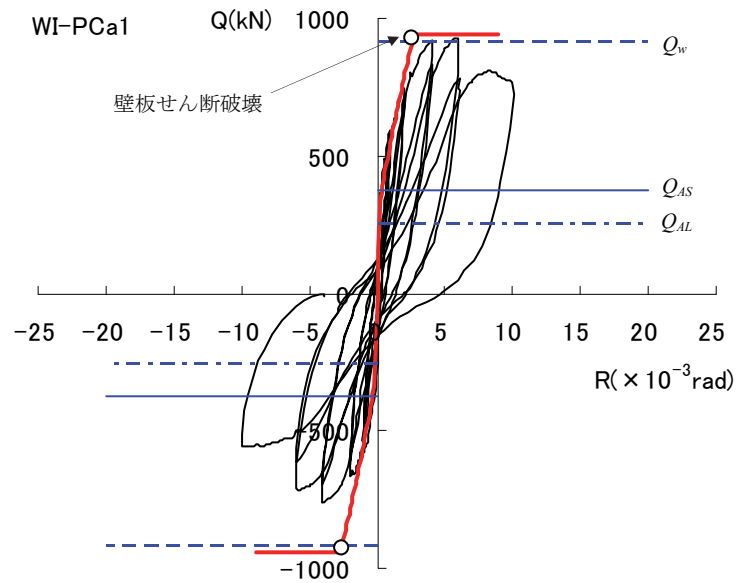
(2) WI-SC



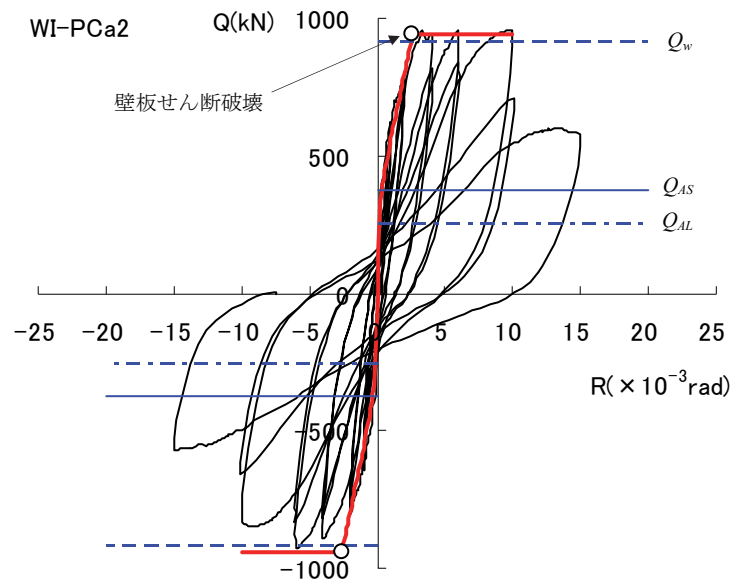
(3) WO-SC

—, ○ : 荷重増分解析結果

図 6.9(1) 実験と荷重増分解析結果の比較 (WS 型, 鉄骨梁, 実験 I)



(4) WI-PCa1 (縦筋太径, 間隔大)



(5) WI-PCa2 (縦筋集約)

—, ○ : 荷重増分解析結果

図 6.9(2) 実験と荷重増分解析結果の比較 (WS 型, 壁板 3 分割, 実験Ⅱ)

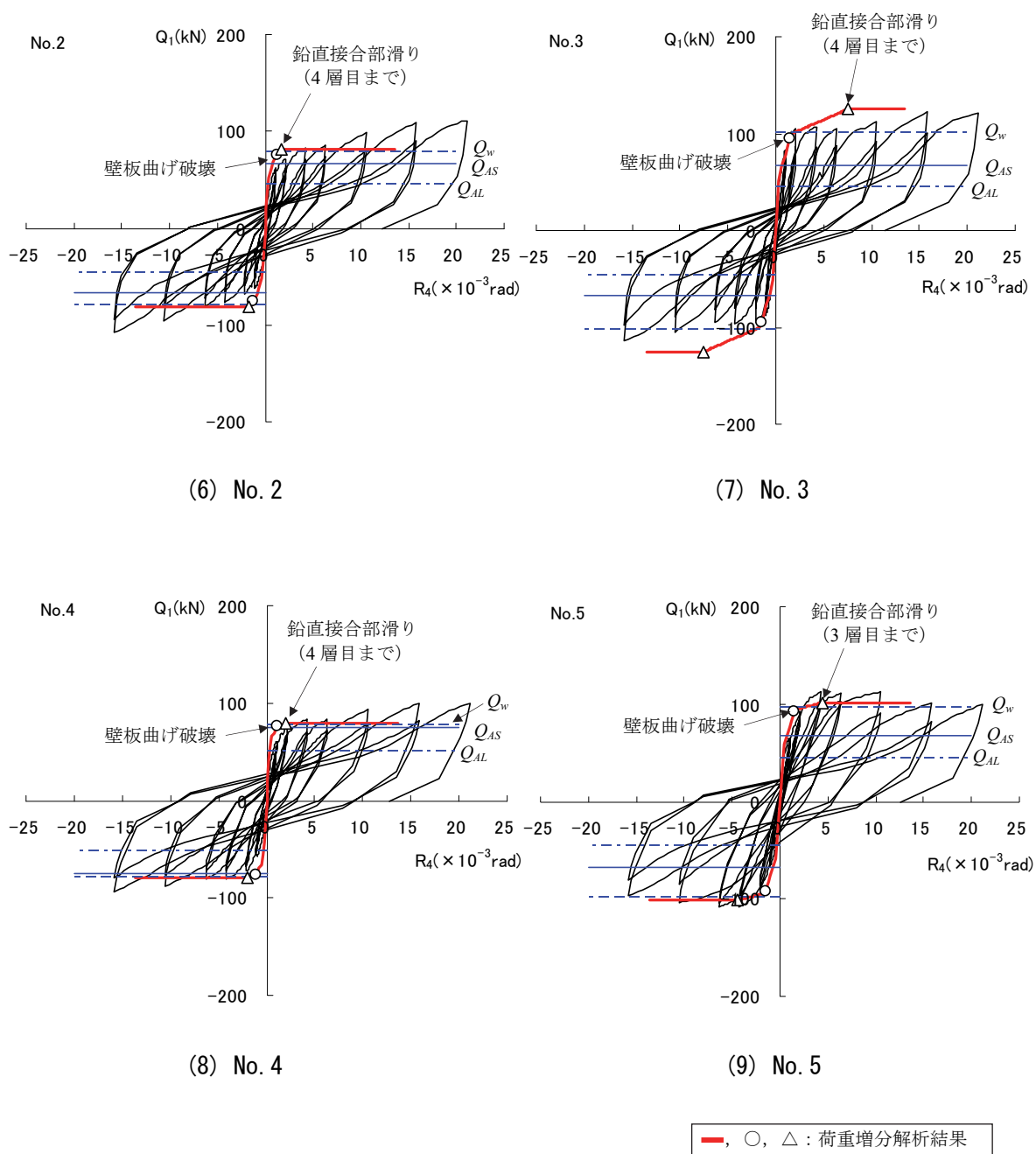


図 6.9(3) 実験と荷重増分解析結果の比較 (SLB 型, 実験Ⅲ, 軸力なし)

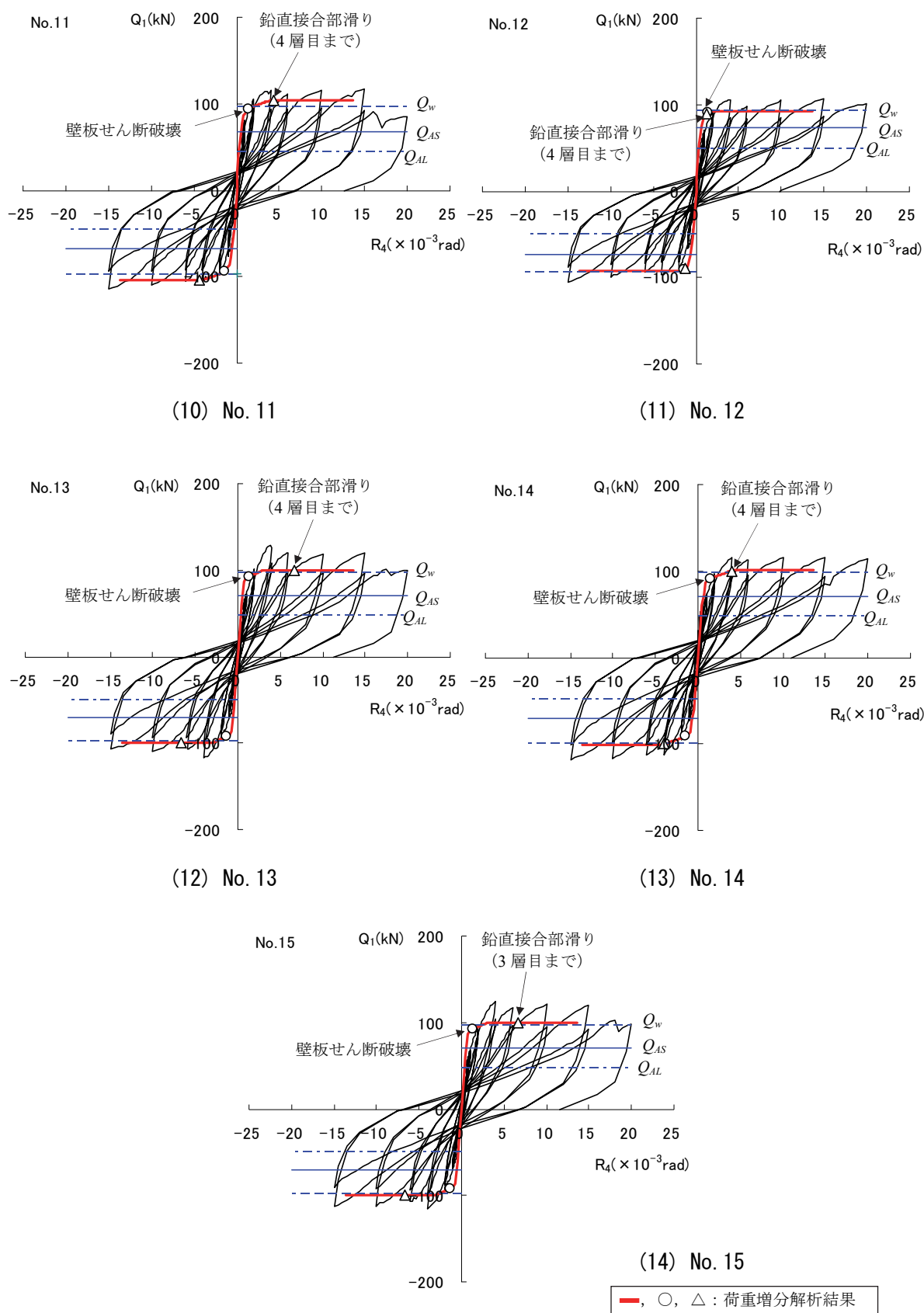
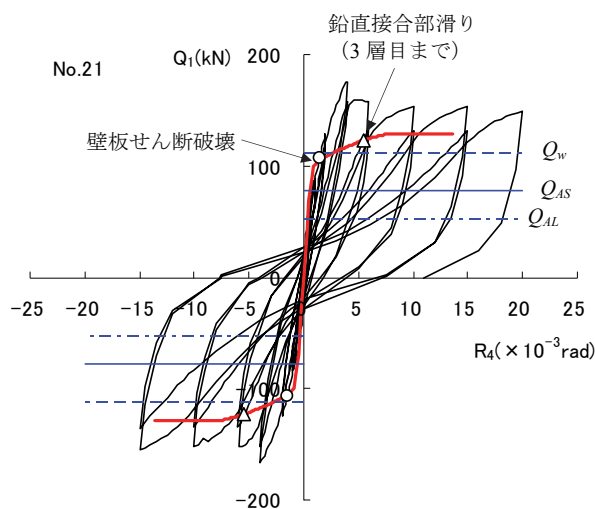
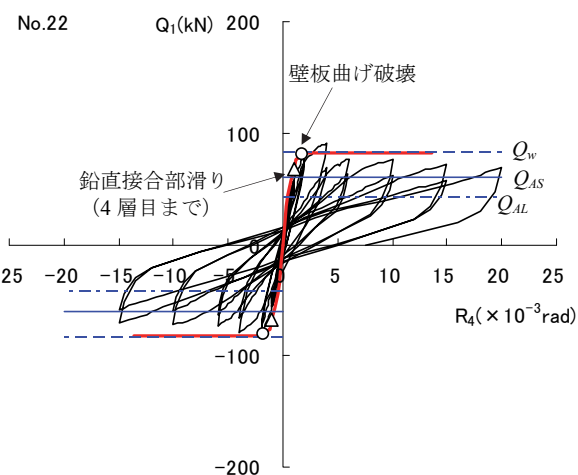


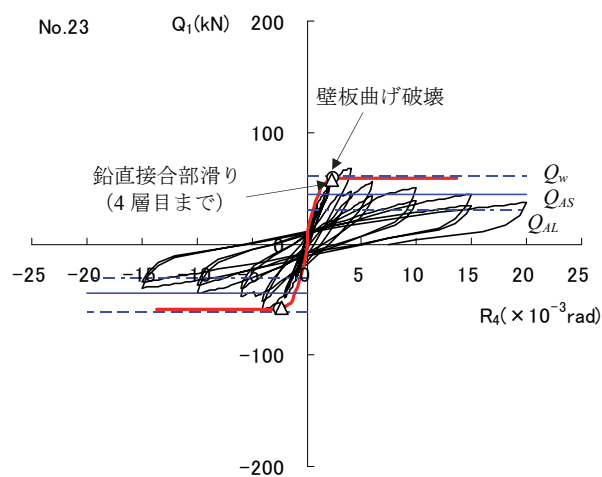
図 6.9(4) 実験と荷重増分解析結果の比較 (SLS 型, 実験Ⅳ)



(15) No. 21 (スラブ付き)



(16) No. 22



(17) No. 23

—, ○, △ : 荷重増分解析結果

図 6.9 (5) 実験と荷重増分解析結果の比較 (SLB 型, SLS 型, 実験 V)

6.8 静的非線形解析時の力学モデル

建物の静的非線形解析を行う際の本耐震壁システムの解析モデルを図 6.10 に示す。3 本柱置換ばねモデル²³⁾のように壁板と柱をそれぞれ線材置換したモデルであるが、本モデルでは柱-壁板間の鉛直接合部の位置に垂直方向のせん断ばね（滑りばね）を配して、鉛直接合部の滑り変形を考慮する。滑りばねは、非常に小さな変形で終局強度に達した後、実験で確認されたように急激な荷重低下は生じないものとし、図 6.11 に示すバイリニア型の復元力モデルに設定する。ヒンジ領域の滑りばねは、第 5 章で述べたようにコッターを無効として扱う。本モデルによる試験体の荷重増分解析結果を、実験時の荷重-変形角曲線および第 4 章, 第 5 章の評価方法によるシステム全体の終局強度計算値 Q_w と比較して前出の図 6.9 に併記した。なお、壁板のせん断ばねの終局強度は、単層試験体では第 2 章の方法により、連層試験体では第 3 章の方法により算定し、その他のばねの諸元は第 4 章 4.4 節と同様に設定した。

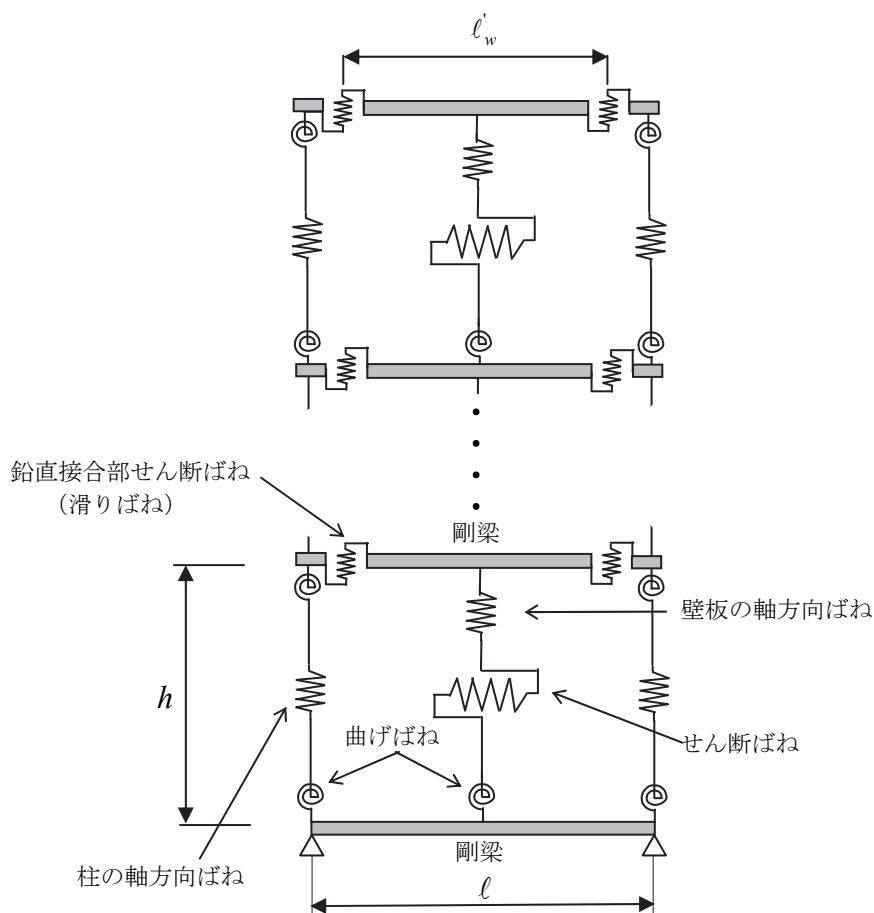
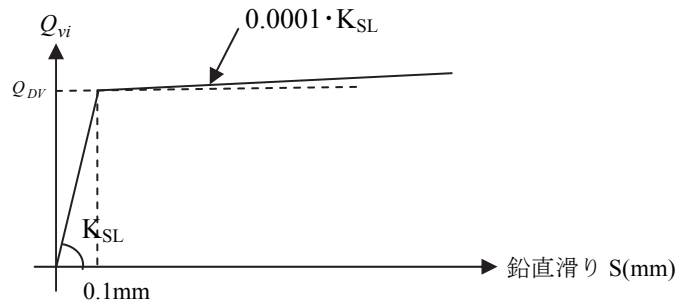


図 6.10 耐震壁システムの力学モデル



ヒンジ領域以外

$$Q_{DV} = 0.10\sigma_B \cdot A_{sc} + \sigma_y \sum a_v$$

ヒンジ領域 (全高さの 1/6 または壁板水平長さの大きい方の長さの領域) ²⁶⁾

$$Q_{DV} = \sigma_y \sum a_v$$

ここに、 Q_{DV} : 鉛直接合部の滑り強度、 σ_B : コンクリート圧縮強度、 A_{sc} : コッター断面積、 σ_y : 接合筋の降伏強度、 a_v : 接合筋の断面積

図 6.11 滑りばねの復元力モデル

図 6.9(1),(2)の WS 型の荷重増分解析結果を見ると、WI-PCa1 (縦筋間隔の大きい試験体)を除き、壁板がせん断破壊に至るまでの荷重-変形角曲線と良い対応を示している。図 6.9(3)～(5)の SLB 型、SLS 型の荷重増分解析結果では、壁板が終局強度 Q_p (曲げ強度あるいはせん断強度、図中の○印) に達して、剛性が大きく低下する状況が共通して見られる。荷重増分解析結果の Q_p 時の層せん断力は、壁板と柱 2 本のせん断力を累加したものであるが、図示のように第 4 章、第 5 章で述べた全体強度計算値 Q_w と同程度の値を示している。上層部(3 層目、4 層目)の鉛直接合部の滑り (図中の△印) は、試験体によって Q_p 時に前後して現れるが、上層部が滑るまでは Q_p 後も荷重は若干上昇する様子が解析結果に表れており、荷重-変形角曲線と概ね対応することが分かる。したがって、本モデルを用いて静的非線形解析を行うことによって、連層耐震壁システムの崩壊メカニズムの検証が行えるものと考えられる。

6.9 まとめ

曲げ補強筋のない壁板と柱を並列に配置して構成する耐震壁システムの設計法として、両者間に介在する鉛直拘束力を考慮し、柱と壁板を独立して取り扱う分離型設計法の試案を提示した。本設計法では、柱-壁板間の鉛直接合部が終局時に滑り破壊する新たな崩壊形

を許容しているため、耐震安全性を確保するためにメカニズム時の終局強度を把握することが重要であり、終局強度設計を行うことを原則としている。

本システムでは梁-壁板間の水平接合部の破壊は許容しないことから、水平接合部の設計では実験に基づく余裕率を確保することとしている。最上階の梁や 1 階がピロティの場合の 2 階の梁では、壁板強度算定時のトラス機構およびアーチ機構の反力がとれるように設計することとしている。また、許容応力度設計を行う場合の長期および短期許容せん断力は、RC 規準を準用している。ただし、鉛直滑りを許容する場合の短期許容せん断力は、コンクリートのみの許容せん断応力度による耐力を用い、短期荷重時の壁板の損傷をせん断ひび割れがあまり発生していない状態に抑えることとした。短期許容せん断力に対する終局強度の余裕率は、強度抵抗型（WS 型）で 2.24～2.50（平均 2.35）、靱性抵抗型（SLB, SLS 型）で 1.33～2.18（平均 1.66）である。

システム全体の終局強度の算定は、第 4 章および第 5 章で示したように壁板強度と柱の負担せん断力を累加することにより容易に行える（表計算ソフトで計算可能）が、建物の骨組モデルに本システムを組み込んで静的非線形解析を行う際には、3 本柱置換ばねモデル²³⁾に鉛直接合部の滑りばねを設けたモデルを適用することとしている。試験体をモデル化して荷重増分解析を行った結果、荷重-変形角曲線は実験結果と良い対応を示した。このように、本モデルを用いて連層耐震壁システムの崩壊メカニズムを検証し、壁板と柱の設計用応力を把握してそれぞれの設計を分離して扱うことで、双方の損傷程度に配慮した詳細な設計が可能になるものと考えられる。

第 7 章

総 括

本論文では、壁横筋の柱への定着を省略し、設計・施工の両場面で壁板と柱を分離して扱う、新しい耐震壁システムの設計を可能にすることを目的として、本システムの構造的な性能を実験に基づき把握するとともに、壁板強度の理論的算定法とシステム全体の終局強度の評価方法を提案した。

本システムは、壁板、柱および両者間の鉛直接合部の強度を適宜設計することによって、終局時の破壊形式を、鉛直接合部の滑りを防止してシステム全体の曲げ破壊（WB 型）や壁板のせん断破壊（WS 型）としたり、鉛直接合部の滑りを許容して、柱主筋の降伏する前に壁板を曲げ破壊（SLB 型）あるいはせん断破壊（SLS 型）とすることができる。水平力に対する抵抗機構において壁板と柱を分離することによって、壁板に発生するせん断ひび割れの柱への伸展が抑制され、柱の損傷状況を軽減できること、鉛直接合部の滑りを許容する SLB 型や SLS 型では優れた変形性能を示すことが明らかになった。

このように破壊形式を自由に設計できるようにするためには、壁板のせん断強度を把握することが不可欠であるが、本システムのように曲げ補強筋のない壁板のせん断強度を算定する方法は見あたらない。そこで、まず 1 層 1 スパンの単層壁板を対象とし、新たなトラス・アーチ理論に基づく強度算定法を提案した。トラス機構では、壁横筋の応力度が両端部で 0 となり、中央部で最大応力度を示すという曲げ補強筋のない壁板に特有のせん断応力度分布を考慮し、応力度変化のある部分では、横筋の引張力が付着抵抗によってコンクリートに伝達され、コンクリートの斜め圧縮束と縦筋の引張力に釣り合う応力抵抗機構を構成している。アーチ機構では、壁板を細分割し、軸力と縦筋を考慮して各要素ごとにアーチを形成し、壁脚部に設定したせん断破壊判定領域における圧縮応力度がコンクリートの有効強度に達するまで積算して強度を算定する。この積算を全要素（壁長さ）で行えば、壁縦筋が全て降伏するときの曲げ強度に等しくなるように設定しており、したがって、本算定法は曲げ強度からせん断強度までの統一された強度算定法となっている。本算定法による強度計算値（曲げ強度あるいはせん断強度）は、単層壁板の実験結果とよい対応を示すことを確認した。

水平力を多層から受ける連層壁板の場合には、下層ほどせん断力が大きくなるため、トラス機構は単層壁板のように一様にはならない。そこで、単層壁板の算定法を基本とし、連層壁板の強度算定法に拡張した。n 層からなる壁板のトラス機構は、各水平力の作用高さ

までの n 個の壁板を合成して扱っており、トラス機構の成立はせん断ひび割れの多数発生する層のみとしている。アーチ機構では、各層の水平力に釣り合う斜め圧縮束を考慮し、単層壁の場合と同様に連層アーチ機構を構成した。2 層壁板の実験結果と本算定法の計算を検証した結果、実験結果のひび割れ状況と本算定法のトラス機構の形成状況は概ね対応し、計算値は実験値によく適合した。

壁板の強度算定法を明らかにした後、壁板と柱で耐震壁システムを構成し、水平加力実験を実施した。壁板のせん断強度を発揮させる強度抵抗型の WS 型耐震壁システムでは、鉛直接合部に作用する鉛直拘束力を特定して壁板強度を算定し、これに柱負担せん断力を加えることでシステム全体の強度を把握できることを確認した。なお、壁板をプレキャスト化し 3 分割にした場合には、アーチ機構のみを考慮することで実験値と対応することを確認した。

鉛直接合部の滑りを許容する靱性抵抗型の SLB 型および SLS 型プレキャスト連層耐震壁システムの実験結果では、優れた変形性能を示すことが明らかになった。システム全体の強度算定では、鉛直接合部の滑り強度を鉛直拘束力として壁板強度を算定し、これに柱負担せん断力を加えることで、実験値と計算値が対応することを確認した。すなわち、本耐震壁システムは、全体系の破壊形式に関わらず、壁板強度と柱負担せん断力を累加することにより終局強度の評価が可能である。

建設業界では熟練工の不足が懸念されて久しいが、建物の品質に対するニーズはますます高まっている。天候に左右されない工場内で高い品質管理のもとで部材を製造し、現場で部材を組み立てるというプレキャスト工法の適用は、これらの課題の解決策のひとつであろう。壁板と柱を分離して扱う本システムは、壁板と柱を一体打ちにした耐震壁に比べてせん断強度は低くなるが、施工面ではプレキャスト工法の採用を容易にし、設計面では主としてせん断力を負担する壁板と軸力を支える柱のそれぞれの設計用応力に応じた詳細な設計を可能にするものと考えられる。第 6 章では、既往の設計指針や設計規準も参照して、このような新たな耐震壁システムを設計する際の指針を試案として提示した。

謝 辞

本研究は、室蘭工業大学大学院教授（現 名誉教授）荒井康幸博士ならびに同大学院教授 溝口光男博士のご指導のもとに行われたものである。耐震壁を含めて RC 造の構造躯体の全てをプレキャスト化したいという思いから、平成 14 年に母校の恩師である両先生に共同研究をお願いしたのが本研究の始まりである。十余年の研究期間を経て、ここに博士論文としてまとめることができたのは、ひとえに荒井先生の高い見識に基づかれた懇切なるご指導とご高配によるものであり、ここに深く感謝の意を表します。論文審査の主査でもある溝口先生には、修士論文の執筆時に直接指導を仰いで以来、終始暖かいご助言と激励をいただき、本研究では実験の細部に亘ってご指導ご鞭撻を賜りました。ここに深く感謝の意を表します。

室蘭工業大学大学院教授 土屋勉博士、同大学院准教授 菅田紀之博士からは、本論文の審査に際して多くの有益なご助言を賜りました。ここに厚くお礼申し上げます。

室蘭工業大学元学長・名誉教授 荒川卓博士には、学部・修士学生時代に建築構造工学講座の一員として鉄筋コンクリート構造学の教えを受けて以来、著者が三井建設株式会社（現三井住友建設株式会社）に入社し、研究開発に携わることとなった以降も折にふれて貴重なご助言と暖かい激励を賜りました。あらためて心よりお礼申し上げます。

三井住友建設株式会社執行役員 西村憲義技術研究開発本部長には、本論文をまとめるにあたり様々な便宜と暖かい激励をいただきました。深くお礼申し上げます。同社に入社後は上司、先輩、同僚に恵まれ、建築構造に関わる多様な研究開発業務の実施を通して、未熟な著者を教え導いてくださいました。同社技術研究所元副所長・元福井工業大学教授 野路利幸博士、同社元主席研究員 立見栄司博士、同社元建築研究開発部長・現ファイベックス株式会社 山中久幸取締役、同社技術企画部 谷垣正治部長には、公私にわたり親身なご指導ご鞭撻を賜りました。殊に山中久幸氏には、本研究の着手段階から様々な便宜を賜り、直面する技術的課題に対して多くの知見をご教示いただきました。同社技術研究開発本部 藤田学副本部長兼技術開発センター長、赤尾伸一副センター長、三上浩前副センター長ならびに建築構造グループの鈴木亨グループ長、平田裕一上席研究員、江頭寛主任研究員、原田浩之主任研究員、新上浩主任研究員、田野健治主任研究員、松永健太郎研究員、野村弘子氏からは多大なご支援をいただきました。厚くお礼申し上げます。

本研究の実験は、室蘭工業大学構造物水平加力試験機室および三井住友建設技術開発センター構造実験棟で実施されたものであり、実験の実施では、室蘭工業大学荒井研究室・溝口研究室の卒業生諸兄、SMC テック株式会社の畠山準一氏、安楽眞智夫氏、久保龍雄氏、橋本隆氏ほか多くの皆様のご協力を得ました。ここに記して深く感謝申し上げます。

平成 26 年 9 月吉日

小 坂 英 之

参 考 文 献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010
- 2) プレハブ建築協会：プレキャスト建築技術集成，第1編プレキャスト建築総論，2003.1
- 3) 日本建築学会：壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計規準，1983
- 4) 日本建築学会：プレキャスト鉄筋コンクリート構造の設計と施工，1986
- 5) 日本建築学会：現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針（案）・同解説（2002），2002
- 6) 村橋：RC造独立有開口耐震壁の実験研究（両側縦対称開口の場合），日本建築学会大会学術講演梗概集（構造系），pp.1677-1678，1977.10
- 7) 村橋，瀬崎：RC造独立有開口耐震壁の実験研究（両側縦対称スリット開口の場合），日本建築学会大会学術講演梗概集（構造系），pp.1651-1652，1978.9
- 8) 小山内，渡辺，勅使川原，森山：柱との接合を省略したプレキャスト壁の耐震性に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17，No.2，pp.559-564，1995
- 9) 五十嵐，池田，斉藤，池谷：可撓性を有するプレキャスト耐震壁の実験的研究（その1：実験概要と破壊性状），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.173-174，1995.8
- 10) 五十嵐，倉田，Sanjay，八木，渡辺：鉄筋コンクリート造 PCa 壁の滑り挙動に関する研究（その1 実験概要とその結果），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.399-400，1999.9
- 11) 望月，山田，熊田，金子，石川：プレキャスト連層耐震壁の抵抗破壊機構に関する研究開発（その1 鉛直接合部の水平接合筋のない場合），日本建築学会大会学術講演梗概集，C，pp.607-608，1985.10
- 12) 長，望月，戸田：プレキャスト連層耐震壁の構造性能，コンクリート工学年次論文報告集，11-2，pp.561-566，1989
- 13) 長，仲地，戸田，望月：プレキャスト連層耐震壁のせん断挙動に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，12-2，pp.533-538，1990
- 14) 長，戸田，仲地，望月：曲げ降伏型プレキャスト合成連層耐震壁における水平つなぎ筋の効果について，日本建築学会構造系論文報告集，第420号，pp.9-18，1991.2
- 15) 五味，壁谷澤，倉本：プレキャスト造連層耐震壁鉛直接合部の挙動に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.15，No.2，pp.1213-1218，1993

- 16) 田中, 佐藤, 安藤, 福島: プレキャスト鉄筋コンクリート造耐震壁に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, 9-2, pp.163-168, 1987
- 17) 田淵, 藤村ほか: プレキャストユニット耐震壁(分割耐震壁)の実験的研究(その1, その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, pp.471-474, 1990.10
- 18) 古屋, 吉岡, 栗田, 高見: ハーフプレキャスト化構工法による鉛直接合部差筋のない耐震壁架構モデルの水平加力実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14, No.2, pp.825-830, 1992
- 19) 関根, 吉岡: プレキャスト耐震壁のせん断性状に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, pp.873-874, 1992.8
- 20) 福本, 森ほか: プレキャスト鉄筋コンクリート合成造耐震壁に関する実験研究(その1, その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, pp.659-662, 1993.9
- 21) 柳瀬, 柳沢ほか: プレキャスト耐震壁に関する実験的研究(その1, その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.295-296, 1994.9
- 22) 松本, 西原: 水平接合部の滑りを拘束したプレキャスト連層耐震壁の実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.823-828, 1999
- 23) 2007年版建築物の構造関係技術基準解説書, 2007.8
- 24) 壁谷澤: 連層耐震壁の設計法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, pp.357-358, 1992.8
- 25) 壁谷澤, 倉本, 五味: プレキャスト造連層耐震壁の鉛直接合部の設計法, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15, No.2, pp.1219-1224, 1993
- 26) 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, 1997
- 27) 日本建築学会: プレキャスト鉄筋コンクリート連層耐震壁の水平せん断力の評価法と設計例, 2002
- 28) 財)日本建築センター他: 壁式鉄筋コンクリート造設計施工指針, 井上書院, p.10, 2003.2
- 29) American Concrete Institute: Building Code and Commentary ACI 318-95/318R-95, 1995
- 30) 日本建築学会: 鋼構造設計規準—許容応力度設計法—, 2005
- 31) 松本, 壁谷澤: RC 耐震壁の等価粘性減衰, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, pp.273-274, 1994.9

本研究に関連して発表した論文

審 査 論 文

- 1) 小坂英之, 山中久幸, 荒井康幸, 溝口光男: 鉛直接合部の滑りを許容した PCa 連層耐震壁の実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.2, pp.457~462, 2005.6
- 2) 小坂英之, 山中久幸, 荒井康幸, 溝口光男: 鉛直接合部滑り破壊型 PCa 連層耐震壁の滑り強度に関する実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.427~432, 2006.7
- 3) 荒井康幸, 溝口光男, 小坂英之, 山中久幸: 鉛直接合部の滑りを許容した PCa 連層耐震壁における壁パネルの強度, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.433~438, 2006.7
- 4) 荒井康幸, 溝口光男, 小坂英之, 山中久幸: 鉛直接合部滑り降伏型 PCa 連層耐震壁における壁パネルの強度, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.349~354, 2007.7
- 5) 小坂英之, 山中久幸, 荒井康幸, 溝口光男: 床スラブを有する鉛直接合部滑り破壊型 PCa 連層耐震壁の実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.445~450, 2008.7
- 6) 荒井康幸, 溝口光男, 小坂英之, 山中久幸: 軸力と曲げ戻しモーメントの作用する鉄筋コンクリート壁板の強度算定法, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.427~432, 2009.7
- 7) 小坂英之, 松永健太郎, 荒井康幸, 溝口光男: 横筋非定着型プレキャスト RC 耐震壁のせん断強度の検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.349~354, 2013.7
- 8) 小坂英之, 溝口光男, 荒井康幸: 鉄筋コンクリート連層壁板の強度算定法, 日本建築学会構造系論文集, 第 79 巻, 第 695 号, pp.129~136, 2014.1
- 9) 小坂英之, 溝口光男: 鉛直接合部の滑り破壊を許容したプレキャスト連層耐震壁の強度評価, 鉄筋コンクリート連層壁板の強度算定法(その 2), 日本建築学会構造系論文集, 第 79 巻, 第 700 号, pp.819~827, 2014.6

口 頭 発 表 論 文

- 1) 山中久幸, 小坂英之, 荒井康幸, 溝口光男: PCa 連層耐震壁における鉛直接合部の滑り破壊性状 (その 1 実験概要と破壊状況), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.337-338, 2003.9

- 2) 小坂英之, 山中久幸, 荒井康幸, 溝口光男: PCa 連層耐震壁における鉛直接合部の滑り破壊性状(その2 鉛直接合部の滑り性状と終局強度), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.339-340, 2003.9
- 3) 山中久幸, 小坂英之, 荒井康幸, 溝口光男: 鉛直接合部滑り破壊型 PCa 連層耐震壁の実験(その1 実験概要と破壊状況), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.395-396, 2005.9
- 4) 小坂英之, 山中久幸, 荒井康幸, 溝口光男: 鉛直接合部滑り破壊型 PCa 連層耐震壁の実験(その2 鉛直接合部の滑り性状と終局強度), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.397-398, 2005.9
- 5) 高橋俊一, 荒井康幸, 溝口光男, 小坂英之, 山中久幸: 鉛直接合部滑り破壊型 PCa 連層耐震壁における壁パネルの強度についての実験(その1 実験概要と破壊状況), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.399-400, 2005.9
- 6) 荒井康幸, 溝口光男, 高橋俊一, 小坂英之, 山中久幸: 鉛直接合部滑り破壊型 PCa 連層耐震壁における壁パネルの強度についての実験(その2 壁パネルの強度), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp. 401-402, 2005.9
- 7) 高橋俊一, 荒井康幸, 溝口光男, 小坂英之, 山中久幸: 鉛直接合部滑り破壊型 PCa 連層耐震壁における壁パネルの強度についての実験(その3 追加実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.171-172, 2006.9
- 8) 荒井康幸, 溝口光男, 高橋俊一, 小坂英之, 山中久幸: 鉛直接合部滑り破壊型 PCa 連層耐震壁における壁パネルの強度についての実験(その4 強度についての検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.173-174, 2006.9
- 9) 高橋俊一, 荒井康幸, 溝口光男, 小坂英之, 山中久幸: 鉛直接合部滑り破壊型 PCa 連層耐震壁における壁パネルの強度についての実験, 日本建築学会北海道支部研究報告集, No.79, pp.113-116, 2006.7
- 10) 荒井康幸, 溝口光男, 小坂英之, 山中久幸: 鉛直接合部滑り破壊型 PCa 連層耐震壁における壁パネルの強度についての実験(その5 強度算定法の検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.713-714, 2007.8
- 11) 及川寛樹, 荒井康幸, 溝口光男, 浅野幸史, 小坂英之, 山中久幸: 鉛直接合部滑り破壊型 PCa 連層耐震壁における縦長壁パネルの強度(その1 強度算定法), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.405-406, 2008.9
- 12) 浅野幸史, 荒井康幸, 溝口光男, 及川寛樹, 小坂英之, 山中久幸: 鉛直接合部滑り破壊型 PCa 連層耐震壁における縦長壁パネルの強度(その2 実験概要), 日本建築学会大会

学術講演梗概集, C-2, pp.407-408, 2008.9

- 13) 荒井康幸, 溝口光男, 及川寛樹, 浅野幸史, 小坂英之, 山中久幸: 鉛直接合部滑り破壊型 PCa 連層耐震壁における縦長壁パネルの強度 (その 3 実験結果との対応), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.409-410, 2008.9
- 14) 浅野幸史, 荒井康幸, 溝口光男, 及川寛樹, 小坂英之, 山中久幸: 鉛直接合部滑り破壊型プレキャスト連層耐震壁における縦長壁パネルの強度, 日本建築学会北海道支部研究報告集, No.81, pp.109-112, 2008.6
- 15) 高山丈司, 荒井康幸, 溝口光男, 浅野幸史, 小坂英之, 山中久幸: 鉛直接合部滑り破壊型 PCa 連層耐震壁における壁パネルの強度算定法 (その 1 基本概念とトラス機構), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.495-496, 2009.8
- 16) 浅野幸史, 荒井康幸, 溝口光男, 高山丈司, 小坂英之, 山中久幸: 鉛直接合部滑り破壊型 PCa 連層耐震壁における壁パネルの強度算定法 (その 2 アーチ機構と適合性の検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.497-498, 2009.8
- 17) 高山丈司, 荒井康幸, 溝口光男, 藤田晋吾, 小坂英之, 山中久幸: 鉛直接合部滑り破壊型 PCa 連層耐震壁における壁パネルの強度算定法 (その 3 連層壁パネルの算定法), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.379-380, 2010.9
- 18) 藤田晋吾, 荒井康幸, 溝口光男, 高山丈司, 小坂英之, 山中久幸: 鉛直接合部滑り破壊型 PCa 連層耐震壁における壁パネルの強度算定法 (その 4 連層壁パネルの実験と適合性の検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.381-382, 2010.9
- 19) 高山丈司, 荒井康幸, 溝口光男, 浅野幸史, 小坂英之, 山中久幸: 鉛直接合部滑り破壊型 PCa 連層耐震壁における壁パネルの強度算定法, 日本建築学会北海道支部研究報告集, No.82, pp.117-120, 2009.7
- 20) 藤田晋吾, 荒井康幸, 溝口光男, 高山丈司, 小坂英之, 山中久幸: 軸力と曲げ戻しモーメントの作用する RC 連層壁パネルの強度算定法, 日本建築学会北海道支部研究報告集, No.83, pp.55-58, 2010.7
- 21) 川上純平, 荒井康幸, 溝口光男, 藤田晋吾, 小坂英之: 軸力と曲げ戻しモーメントの作用する RC 連層壁パネルの強度算定法 (その 2 追加実験による検討), 日本建築学会北海道支部研究報告集, No.84, pp.173-176, 2011.7
- 22) 川上純平, 荒井康幸, 溝口光男, 藤田晋吾, 小坂英之: 鉛直接合部滑り破壊型 PCa 連層耐震壁における壁パネルの強度算定法 (その 5 連層壁パネルの追加実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.605-606, 2011.8
- 23) 藤田晋吾, 荒井康幸, 溝口光男, 川上純平, 小坂英之: 鉛直接合部滑り破壊型 PCa 連

層耐震壁における壁パネルの強度算定法（その 6 適合性の検討），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.607-608，2011.8

24) 川上純平，荒井康幸，溝口光男，小坂英之：軸力と曲げ戻しモーメントの作用する RC 連層壁パネルの強度算定法（その 3 追加実験による強度算定手順の検討），日本建築学会北海道支部研究報告集，No.85，pp.191-194，2012.6

25) 川上純平，荒井康幸，溝口光男，小坂英之：鉛直接合部滑り破壊型 PCa 連層耐震壁における壁パネルの強度算定法（その 7 連層壁パネルの強度算定手順），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.371-372，2012.9

26) 松永健太郎，小坂英之，江頭寛，荒井康幸，溝口光男：柱 RC 梁 S 骨組と RC 壁板からなる横筋非定着型耐震壁の実験（その 1 実験計画および破壊状況），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.1429-1430，2012.9

27) 小坂英之，江頭寛，松永健太郎，荒井康幸，溝口光男：柱 RC 梁 S 骨組と RC 壁板からなる横筋非定着型耐震壁の実験（その 2 荷重-変形関係およびせん断強度），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.1431-1432，2012.9