

無補強組積造壁を含む

RC 造架構の耐震性能評価に関する実験的研究

晉 沂雄

2013 年度 博士学位論文

無補強組積造壁を含む
RC 造架構の耐震性能評価に関する実験的研究

東京大学大学院工学系研究科 建築学専攻 中埜研究室

晋 沂雄

2013 年 8 月

目次

目次.....	I
論文の内容の要旨.....	V
謝辞.....	X

第1章 序論

1.1 研究の背景.....	1-1
1.2 研究の目的.....	1-3
1.3 RC造架構に内蔵された無補強組積造壁に関する既往の研究.....	1-4
1.4 本論文の構成.....	1-10
[参考文献].....	1-13

第2章 無補強組積造壁を含むRC造縮小架構の予備静的加力実験

2.1 はじめに.....	2-1
2.2 対象建物および参照した実大試験体の概要.....	2-1
2.2.1 対象建物.....	2-1
2.2.2 実大試験体.....	2-4
2.3 縮小試験体の設計と製作.....	2-6
2.3.1 実験パラメータ.....	2-6
2.3.2 柱の設計.....	2-7
2.3.3 コンクリートブロックの設計と製作.....	2-10
2.3.4 梁の設計.....	2-24
2.3.5 試験体の製作.....	2-32
2.4 実験計画と実験結果.....	2-33
2.4.1 実験計画.....	2-33
2.4.1.1 計測計画.....	2-33
2.4.1.2 加力計画.....	2-33
2.4.2 材料試験結果.....	2-44
2.4.2.1 コンクリート.....	2-44
2.4.2.2 鉄筋.....	2-46
2.4.2.3 コンクリートブロック.....	2-48
2.4.2.4 モルタル.....	2-52
2.4.3 実験結果.....	2-53
2.4.3.1 破壊経過および荷重－変形関係.....	2-53
2.4.3.2 無補強組積造壁の復元力特性を考慮した架構全体の荷重－変形関係の算定.....	2-59

2.5 まとめ.....	2-65
[参考文献].....	2-66

第3章 無補強組積造壁のひずみ度分布に着目した RC 造縮小架構の静的加力実験

3.1 はじめに.....	3-1
3.2 縮小試験体の再設計と製作.....	3-1
3.2.1 実験パラメータ.....	3-1
3.2.2 柱の設計.....	3-3
3.2.3 コンクリートブロックの設計と製作.....	3-6
3.2.4 梁の設計.....	3-10
3.2.5 無架構コンクリートブロック造壁試験体の設計.....	3-19
3.2.6 試験体の製作.....	3-20
3.3 実験計画と実験結果.....	3-22
3.3.1 実験計画.....	3-22
3.3.1.1 計測計画.....	3-22
3.3.1.2 加力計画.....	3-35
3.3.2 材料試験結果.....	3-40
3.3.2.1 コンクリート.....	3-40
3.3.2.2 鉄筋.....	3-42
3.3.2.3 コンクリートブロック.....	3-44
3.3.2.4 モルタル.....	3-49
3.3.3 実験結果.....	3-50
3.3.3.1 破壊経過.....	3-50
(1) IW（無架構組積造壁）試験体.....	3-50
(2) BFRB（剛梁型純フレーム）試験体.....	3-51
(3) BFFB（柔梁型純フレーム）試験体.....	3-54
(4) IFRB(M)（剛梁型組積造壁内蔵フレーム(単調載荷)）試験体.....	3-57
(5) IFFB(M)（柔梁型組積造壁内蔵フレーム(単調載荷)）試験体.....	3-59
(6) IFRB(C)（剛梁型組積造壁内蔵フレーム(繰返し載荷)）試験体.....	3-61
(7) IFFB(C)（柔梁型組積造壁内蔵フレーム(繰返し載荷)）試験体.....	3-63
3.3.3.2 荷重－変形関係.....	3-66
(1) IW（無架構組積造壁）試験体.....	3-66
(2) BFRB（剛梁型純フレーム）試験体.....	3-67
(3) BFFB（柔梁型純フレーム）試験体.....	3-68
(4) IFRB(M)（剛梁型組積造壁内蔵フレーム(単調載荷)）試験体.....	3-69
(5) IFFB(M)（柔梁型組積造壁内蔵フレーム(単調載荷)）試験体.....	3-70

(6) IFRB(C) (剛梁型組積造壁内蔵フレーム(繰返し載荷)) 試験体.....	3-71
(7) IFFB(C) (柔梁型組積造壁内蔵フレーム(繰返し載荷)) 試験体.....	3-72
3.3.3.3 圧縮主ひずみ度の分布.....	3-73
3.4 まとめ.....	3-79
[参考文献].....	3-80
 第4章 圧縮主ひずみに基づく無補強組積造壁の負担せん断力および架構全体のせん断力の評価	
4.1 はじめに.....	4-1
4.2 架構の荷重－変形関係の推定.....	4-1
4.2.1 推定方法.....	4-1
4.2.2 RC 造柱の負担せん断力の評価.....	4-5
4.2.3 架構の荷重－変形関係の推定結果.....	4-19
4.3 圧縮主ひずみに基づく無補強組積造壁の負担せん断力の評価手法の提案.....	4-22
4.3.1 評価手法の概要.....	4-22
4.3.2 対角圧縮ストラットの形成角度.....	4-22
4.3.3 対角圧縮ストラットの平均圧縮主ひずみ.....	4-27
4.3.4 対角圧縮ストラットの等価幅.....	4-29
4.3.5 対角圧縮ストラットの中心軸.....	4-31
4.3.6 対角圧縮ストラットの平均圧縮主応力.....	4-33
4.4 提案手法に基づく架構の荷重－変形関係の詳細推定.....	4-36
4.4.1 対角圧縮ストラットの形成角度の推移.....	4-36
4.4.2 対角圧縮ストラットの平均圧縮主ひずみの推移.....	4-38
4.4.3 対角圧縮ストラットの等価幅の推移.....	4-44
4.4.4 対角圧縮ストラットの中心軸.....	4-50
4.4.5 対角圧縮ストラットの平均圧縮主応力の推移.....	4-52
4.4.6 無補強組積造壁および架構全体の荷重－変形の推定結果.....	4-54
4.5 まとめ.....	4-58
[参考文献]	4-60
 第5章 無補強組積造壁を含む RC 造架構の骨格曲線の簡易評価手法	
5.1 はじめに.....	5-1
5.2 RC 造架構に内蔵された無補強組積造壁の骨格曲線のモデル化.....	5-1
5.2.1 骨格曲線の概要.....	5-1
5.2.2 ひび割れ点.....	5-3
5.2.2.1 ひび割れ耐力.....	5-3
5.2.2.2 ひび割れ部材角.....	5-3

5.2.3 最大耐力点.....	5-15
5.2.3.1 最大耐力.....	5-15
5.2.3.2 最大耐力部材角.....	5-17
5.2.4 耐力低下後の残留耐力保持点.....	5-19
5.2.4.1 耐力低下後の残留耐力.....	5-19
5.2.4.2 耐力低下後の残留耐力保持部材角.....	5-20
5.3 無補強組積造壁を含むRC造架構全体の骨格曲線の評価.....	5-25
5.4 まとめ.....	5-27
[参考文献]	5-29

第6章 結論

付録

付録1 無補強組積造壁の各ブロックユニットにおける圧縮主ひずみの分布

付1.1 IW（無架構組積造壁）試験体.....	付1-1
付1.2 IFRB(M)（剛梁型組積造壁内蔵フレーム(単調載荷)）試験体.....	付1-5
付1.3 IFFB(M)（柔梁型組積造壁内蔵フレーム(単調載荷)）試験体.....	付1-9
付1.4 IFRB(C)（剛梁型組積造壁内蔵フレーム(繰返し載荷)）試験体.....	付1-14
付1.5 IFFB(C)（柔梁型組積造壁内蔵フレーム(繰返し載荷)）試験体.....	付1-18

付録2 RC造架構部および無補強組積造壁部の残留ひび割れ幅

付2.1 ひび割れ幅の計測方法.....	付2-1
付2.2 ひび割れ幅の計測手順.....	付2-2
付2.3 BFRB（剛梁型純フレーム）試験体.....	付2-4
付2.4 BFFB（柔梁型純フレーム）試験体.....	付2-10
付2.5 IFRB(C)（剛梁型組積造壁内蔵フレーム(繰返し載荷)）試験体.....	付2-17
付2.6 IFFB(C)（柔梁型組積造壁内蔵フレーム(繰返し載荷)）試験体.....	付2-22

付録3 簡易評価手法の適用例

付3.1 適用例1.....	付3-1
付3.2 適用例2.....	付3-3
付3.3 適用例3.....	付3-4
付3.4 適用例4.....	付3-5
付3.5 適用例5.....	付3-6
付3.6 適用例6.....	付3-7
[参考文献]	付3-8

論文の内容の要旨

論文題目：無補強組積造壁を含む RC 造架構の耐震性能評価に関する実験的研究

氏 名：晉 沂雄

本研究は、梁の変形を考慮した無補強コンクリートブロック（以下、ブロック）造壁を含む鉄筋コンクリート（以下、RC）造架構を対象として、その面外挙動を含む耐震性能評価に関する研究への展開を視野に入れながら、壁体に生じるひずみ度を詳細に計測した縮小架構の静的加力実験を行うことにより、現時点で十分明確にはされてない架構の面内方向の挙動およびその耐震性能を明らかにしようとするものである。本実験での計測計画は、全てのブロックユニットに 3 軸ひずみゲージを貼付することにより、壁体に生じる主ひずみの方向および大きさが、変形レベルに応じて時々刻々と変化する様子を観察することができるという特徴を有している。本論文では、この実験結果に基づき、一つひとつのブロックユニットに生じた圧縮主ひずみの角度と大きさから、壁体の対角圧縮ストラットの形成状態を精密に分析し、本研究の目的である RC 造架構と無補強組積造壁それぞれの負担せん断力、また全体架構の骨格曲線を中心とした耐震性能を詳細かつ精緻に評価する方法を提案した。そして、より一般的かつ簡便な耐震性能評価を可能にするという観点から、ブロック造壁の骨格曲線を壁体の幾何学的形状とブロックの圧縮強度から評価する方法を提案した。本論文の構成および各章の概要は以下のとおりである。

第 1 章「序論」では、1992 年トルコ・エルジンジャン地震、1999 年台湾・集集地震およびトルコ・コジャエリ地震、2006 年インドネシア・ジャワ島中部地震、また 2009 年度イタリア中部・ラクイラ地震など世界各地で発生する地震において、無補強組積造壁およびこれを含む鉄筋コンクリート造建物が大きな被害を受けていることから、その耐震性を向上し地震被害を抑制するための第一段階として、この構造形式を有する建物の荷重－変形関係を中心とする耐震性能の評価が重要であることを述べた。また、同種の構造形式を有する建物を対象とし、本研究に先行して実施された実大実験、およびこれを参照して過去に筆者が実施した縮小実験について簡略に紹介し、無補強組積造壁を含む架構の面内および面外方向への破壊挙動を検討するためには、壁体の破壊パターンおよびその拘束に影響を与える梁の変形を考慮する必要があることを述べた。

第 2 章「無補強組積造壁を含む RC 造縮小架構の予備静的加力実験」では、まず梁の変形が架構の面内方向への挙動に与える影響を検討するため、2008 年に筆者が実施した予備静的加力実験における剛梁型および柔梁型縮小試験体の設計方法、またその実験結果について詳細に説明した。まず、本予備静的加力実験の対象建物である 1980 年代における韓国の学校建物の標準設計例およびこれに基づいた 1 層 1 スパンの実大試験体の概要を示した。この実大試験体は本研究が参照した試験体であり、本章で述べる縮小試験体の設計では上述した設計例あるいは実大試験体におけ

る各部材の寸法を約 1/4 とし、各部材の強度比およびせん断余裕度は両者でほぼ等しくなるよう設定した。特に、柔梁型縮小試験体は対象建物における梁の最大たわみレベルを模擬するために重要となる 1 層柱頭接合部における節点モーメントを再現することを目的として、階高の半分程度の高さを有する鉄骨柱を設置し、1.5 階の試験体として設計している。次いで、本予備静的加力実験における計測計画および加力計画、コンクリート、鉄筋、ブロックおよびモルタルにおける材料試験結果についても述べた。また、剛梁型および柔梁型縮小試験体の実験結果を破壊経過および荷重－変形関係を中心に示し、柔梁型縮小試験体では梁の変形により壁体に局部的な損傷集中をもたらした結果、剛梁型縮小試験体とは圧縮ストラットによる壁体の破壊パターンに差異が生じたことを説明した。最後に、FEMA306, 356 等の既往の研究で提案された壁体の骨格曲線評価法を剛梁型および柔梁型試験体に適用した結果、特に各変形レベルにおけるせん断耐力が大きく過小評価される結果となった。従って、無補強組積造壁を有する RC 造架構のより正確な面内方向の骨格曲線評価を行うためには、ブロック造壁に形成される対角圧縮ストラットの詳細な計測を行い、基礎的ではあるが重要なデータを収集し分析を行う必要があることを述べた。

第 3 章「無補強組積造壁のひずみ度分布に着目した RC 造縮小架構の静的加力実験」では、無補強組積造壁を含む RC 造架構の面内方向の耐震性能を明らかにするため、ブロック造壁に形成される対角圧縮ストラットの詳細な計測に基づく縮小試験体の計画およびその静的加力実験結果について述べた。本章で計画した実験には、以下の 2 点の特徴がある。一点目は、試験体のブロック造壁を構成する全ブロックユニットに 3 軸ひずみゲージを貼付し、その圧縮主ひずみから荷重レベル・変形レベルおよび梁の剛性の違い等による対角圧縮ストラットの主ひずみの大きさや角度などの変化を詳細に分析可能にした点である。二点目は、ブロック造壁あるいは周囲フレームのみの試験体および両者を組み合わせた試験体をそれぞれ製作することにより、無補強組積造壁を含む架構試験体の中でのブロック造壁および周囲フレームそれぞれの負担せん断力を定量的に評価し、その妥当性を検証可能にした点である。本研究における試験体は無架構組積造壁試験体（単調載荷）、剛梁型および柔梁型純フレーム試験体（繰返し載荷）、剛梁型および柔梁型組積造壁内蔵フレーム試験体（それぞれ単調・繰返し載荷）の計 7 体で構成されている。ここで、柔梁型試験体については、梁の変形が過大となった予備静的加力実験時の柔梁型試験体の改善すべき点、すなわち第 2 章で示した標準設計例建物の 2 階部に設置されていると想定した壁体のせん断力負担分を考慮した上で 2 階部の柱高さを再設定し、同建物における梁のたわみレベルを再現すべく 2 階部の梁を再設計した。次いで、各試験体における破壊経過および荷重－変形関係について説明し、純フレームと比較して組積造壁内蔵フレーム試験体では壁体の設置によって引張側柱の曲げひび割れがより高い位置まで発生し、壁体の寄与により架構の耐力は増加したがその靱性は減少したこと、また剛梁型および柔梁型組積造壁内蔵フレーム試験体では梁変形の有無に伴う壁体の損傷パターンから、対角圧縮ストラットの形成角度が異なる可能性が見られたということ述べた。最後に、壁体に 3 軸ひずみゲージを貼付した試験体において、3 軸ひずみデータから圧縮主ひずみおよびその角度を算出し、これらの分布図を示した。

第4章「圧縮主ひずみに基づく無補強組積造壁の負担せん断力および架構全体のせん断力の評価」では、第3章で精緻に計測した圧縮主ひずみから算定される対角圧縮ストラットによる壁体の負担せん断力と周囲架構の負担せん断力の和により、実験結果における架構全体の荷重－変形関係を推定した。ここでは、まず実験で得られる曲率分布に基づき各柱の負担せん断力を算定した結果、純フレーム試験体の実験結果による荷重－変形関係と精度よく対応することを示した。しかしながら、これと FEMA306, 356 等で提案された手法により評価した対角圧縮ストラットによる壁体の負担せん断力の和により架構全体の荷重－変形関係を追跡したところ、実験結果を大きく過小評価する結果となった。そこで、本章では壁体のみのせん断力が計測された無架構組積造壁試験体の圧縮主ひずみに基づき、壁体の負担せん断力を評価する手法を提案した。具体的には、まず各ブロックユニットの圧縮主ひずみおよびその角度を算出し、壁体の圧縮主ひずみの分布と対角圧縮ストラットの形成領域を把握した。次に、このストラットの形成領域内に分布する圧縮主ひずみの値および角度を用いて、ストラットの代表角度、等価幅および等価幅に作用する平均的な圧縮主ひずみをそれぞれ算定した。さらに、壁体に生じたストラットの形成角度と同程度の角度から載荷を行った材料試験（斜めプリズム圧縮試験）より得られた圧縮主応力－圧縮主ひずみ関係との対応から、ストラットの等価幅に作用する平均的な圧縮主応力を各変形レベルで算定した。この値を用いて、試験体の変形レベルに応じた負担せん断力を評価した結果、実験結果と精度よく対応することを示した。次に、本評価手法を用いて剛梁型および柔梁型組積造壁内蔵フレーム試験体における対角圧縮ストラットの形成メカニズムを調べた結果、柔梁型試験体では梁変形の影響によりストラットの形成角度が剛梁型試験体より大きくなること、ストラットの等価幅は両試験体ともに変形レベルに応じて若干ばらつきが見られるが部材角の進展による大きな変動はないこと、また「水平変形－ストラットの等価幅に作用する平均的な圧縮主応力」関係は「水平変形－壁体の負担せん断力」関係とほぼ同様の推移を示すことから、ストラットの等価幅に作用する平均的な圧縮主応力を把握することで壁体の負担せん断力が精度良く推定できることについて説明した。一方、これらの結果を FEMA306 の評価式と比較したところ、FEMA306 では対角圧縮ストラットの等価幅を過小に評価していることが主要因で、実験結果における負担せん断力を過小評価する結果になったことを述べた。最後に、本提案手法に基づき算定した壁体の負担せん断力を各柱の負担せん断力に加算したところ、実験結果の荷重－変形関係を精度良く再現できた。なお、柔梁型試験体を用いてより現実的な梁の挙動を考慮し壁体の破壊パターンを調べた結果、梁変形に伴う圧縮力の作用によって対角圧縮ストラットの形成角度がより大きくなることは先にも述べた通りであったが、その等価幅および平均的な圧縮主応力には大きな差が見られなかった。以上で示したように、3 軸ひずみゲージを全ブロックユニットに貼付したひずみ度計測に基づき、対角圧縮ストラットの角度や等価幅を詳細かつ精密に分析して壁体の負担せん断力を算定することにより、変形レベルに応じた各試験体の耐力を、FEMA 等の従来の評価法と比較して非常に高い精度で追跡できたと言える。

第5章「無補強組積造壁を含む RC 造架構の骨格曲線の簡易評価手法」では、第4章で提案し

た壁体の負担せん断力評価手法に基づき、より一般化・簡単化された壁体の荷重－変形関係について検討を行った。ここでは、本実験結果から得られた壁体の荷重－変形関係を、3 折れ点を有する骨格曲線により推定することを試み、その骨格曲線上の特徴点、すなわちひび割れ点、最大耐力点および耐力低下後の残留耐力保持点の簡易評価手法を提案した。まず、ひび割れ点については、ひび割れ耐力を本実験結果と既往の研究結果に基づき後述する壁体の最大耐力の 70% とし、またひび割れ部材角を定めるための初期剛性は等価幅を有する対角圧縮ストラットの軸剛性を水平剛性に変換したものとした。この際に対角圧縮ストラットの等価幅は、本実験結果より、ストラットの形成に寄与する圧縮主ひずみが壁体全領域に生じていると仮定することにより算定できることから、本研究で用いた壁体の幾何学的形状に基づき、 $0.25l_d$ (l_d : 壁体の対角長さ) と提案した。なお、この提案は本実験結果における等価幅を若干過小評価し、従って初期剛性および負担せん断力も過小評価になるものの、既往の研究結果とは整合するものである。次に、第 4 章での検討によりストラットの等価幅に作用する平均的な圧縮主応力 σ_m を把握することで壁体の負担せん断力が精度良く推定できることが明らかとなったことを利用し、壁体の最大耐力を次のように評価した。まず、壁体の最大耐力時にストラットの等価幅に作用する σ_m 、即ち $\sigma_{m,max}$ をストラットの形成角度を想定した材料試験（斜めプリズム圧縮試験）結果から評価した。その時、壁体に形成される等価なストラット幅に作用する平均的な圧縮主ひずみ $\varepsilon_{m,max}$ が斜めプリズム圧縮試験における最大圧縮応力度発生時のひずみ $\varepsilon_{斜め,max}$ の 50% 程度であり、 $\sigma_{m,max}$ も斜めプリズム圧縮強度 $\sigma_{斜め,max}$ の約 50% に対応したため、 $\sigma_{m,max}$ を $0.5\sigma_{斜め,max}$ と設定した。次に、この $\sigma_{m,max}$ とストラットの等価幅および角度を用いることで壁体の負担せん断力を算出した結果、実験における最大耐力と概ね整合することを確認した。なお、斜めプリズム試験体は 3 段プリズム試験体と同様、ブロックユニット自体が圧縮力により破壊したことや両者の圧縮試験結果が概ね等しかったことなどから、両プリズム試験体は圧縮力の作用角度による影響は小さかったものと考えられる。従って、本評価手法を用いて無補強組積造壁の最大耐力を評価する場合、基本的には斜めプリズム圧縮試験を行うことが望ましいが、これが困難な場合には FEMA306 で簡易的に採用されている手法と同様に 3 段プリズム圧縮強度 σ_{max} の 50% 相当値を用いても $\sigma_{m,max}$ の算定結果に大きな差は生じないものと考えられる。最大耐力時部材角については、最大耐力時に観測された壁体の損傷状況から、壁体の対角方向の全長さにわたりブロックユニットの貫通ひび割れを伴う階段状ひび割れが発生した部材角である 0.4% と設定した。なお、最大耐力時部材角に関する既往の研究結果はほとんどないものの、FEMA306 では上記の壁体の損傷状況が部材角 0.5% 程度で見られるとしており、上記の設定と概ね整合する。最後に、耐力低下後の残留耐力保持点については、実験結果から残留耐力保持時にストラットの等価幅における平均的な圧縮主応力が最大耐力時の 1/2 程度に低下していたことより最大耐力の 50% と提案した。その時の部材角は、実験において引張側柱頭部および圧縮側柱脚部のせん断ひび割れが部材せい全長にわたってほぼ完全に進展した損傷状況、即ち周囲フレームによる壁体の拘束力がこれ以上期待できない状況になったと判断される部材角 1.0% を採用した。以上の本簡易評価手法による壁体の骨格曲線と各柱の負担せん断力を加算した結果と実験結果を比較したところ、両者は概ね整合していることからその妥当性を確認した。ま

た、FEMA 等の既往の評価法と比較すると、その推定精度は大きく向上した。

なお、本研究では架構の幾何学的条件の違いも反映しうる復元力特性の評価・設定手法を提案しているが、その一方で本研究では一貫してある一定の縦横比を有する無補強組積造壁を含む架構の実験結果を検討対象としているため、異なる縦横比を有する無補強コンクリートブロック造壁について、実験的あるいは解析的検討より、本研究で提案したブロック造壁の骨格曲線の簡易評価手法の妥当性や適用可能範囲を検証する必要がある。また、本研究ではまだ十分明確にされていない無補強組積造壁を有する RC 造架構の面内方向加力に対する耐震性能について詳細な検討を行ったが、面内のみならず面外加力による壁体の損傷およびこれによる架構の耐力低下などを考慮した耐震性能評価への展開も必要である。そのためには、面内および面外加力の相互影響を考慮した架構の耐震性能を、例えば壁体を面内に損傷を与え、次に面外加力により損傷を与えた後に再度面内加力を行うなどして、検討することが、今後の課題として挙げられる。

謝辞

本論文は、私が東京大学大学院在学中に研究した成果を取り纏めたものです。私が留学生として日本へ来た当時には日本語も儘ならず、日常生活すら困難な状態でした。そんな私が充実した研究生生活を送り、博士論文の執筆まで到達出来たのは多くの方々のご指導ご協力、そして励ましによるものであります。ここに深く御礼申し上げます。

東京大学教授 中埜良昭先生には、研究の場を与えて頂くと共に研究生として在籍して以来、今日に至るまで常にご指導を賜りました。本研究テーマを進める中、思うように成果を上げられない時期もありました。そんな時でも辛抱強く、そして温かく見守って頂き、思い起こせば感謝の念にたえません。先生に示して頂いた理想の研究者像を目指し、これからも日々精進していく所存であります。

韓国慶熙大学教授 金熙哲先生、洪元基先生、李泳學先生には、遠い韓国にいなながらも常に気にかけて頂きました。時には厳しいご指摘も受けましたが、その背景には先生の学生を思う優しさが常に感じられるものでした。先生の支えがなければ、ここまで日本での研究生生活続けることは出来ませんでした。心より感謝致します。

東京大学助教（中埜研究室） 崔琥先生、研究室の先輩でもあり日本における日常生活を始め、研究および実験全般に渡りいろいろと面倒をみて頂きました。また、各種学会論文の投稿の際には細部に渡り内容のチェックを受け、適切にご指導を頂きました。特に、研究や留学生活において最も悩んだ時期に私に大きな力から入れってくれました。その熱心さゆえにどれ程の貴重な時間を割いて頂いたことか、感謝の気持ちを込めて御礼申し上げます。

東北大学准教授（元中埜研究室助教） 高橋典之先生、研究室の生活や研究全般において適切にご指導をいただきました。また、私生活においても楽しい時間を過ごさせて頂き、ここに深く感謝するとともに、厚く御礼申し上げます。

東京大学助教（中埜研究室） 松川和人先生、私が博士論文をまとめる時期に中埜研究室の助手に来て頂き、様々なアドバイスをして頂きました。ここに深く感謝するとともに、厚く御礼申し上げます。

研究室秘書の大井あき子様、所長室秘書の滝澤亜希様、近藤理沙子様（元所長室秘書）には、行き届いた気遣いでとても気持ち良く研究生生活を送ることが出来ました。大変感謝しております。

素晴らしい中埜研究室の仲間たち、権淳日氏、李煥九氏、陽勇氏、沙拉依丁沙吾提氏、板倉正英氏、宋在璟氏、ISKREN MIHAYLOV 氏、DEVJYOTI PAUL 氏には、同じ研究室で一緒に学べたことを心から感謝しています。博士論文の完成をみる事が出来たのも皆様の温かいご協力と励ましがあったからこそと感じています。また、数え切れぬほどの思い出を有り難うございました。

この他にも非常に多くの方々のお世話になりました。名前を挙げられなかったことをお詫び申し上げますと共に、心から感謝致します。

最後に私事で恐縮ですが、著者が博士課程で勉強することに対して理解を示してくださり、有形・無形の様々なサポートを頂いた父・晉洪敏，母・李景淑と兄・晉沂泳，そして，心の大きな支えとなってくれた妻・岡藤たかねと息子・娘，晉瀚彬・晉瀚拿（岡藤暁・岡藤愛）に心から深く感謝致します。

2013 年 8 月

第 1 章

序 論

1. 序論

1.1 研究の背景

1992 年トルコエルジンジャン地震^[1.1]，1999 年台湾集集地震^[1.2]およびトルココジャエリ地震，2006 年インドネシアジャワ島中部地震^[1.3]，また 2009 年イタリア中部ラクイラ地震^[1.4]など，近年極めて甚大な建物被害を伴う地震災害が世界各地で発生している（写真 1.1 (a) ～ (d)）。これらの地震多発地域の鉄筋コンクリート造（以下，RC 造）建物においては，架構内に無補強組積造壁を内蔵し，これらが間仕切り壁や外壁として用いられているものが多く存在している。このような間仕切り壁などは地震時に大きく損傷し，人的および物的被害を拡大させている。

特に，アジアおよび中南米などの地域にはこの構造形式を有する建物が数多く存在しており，地震被害を軽減するためには，これらの建物の耐震性能を把握した上でその耐震性能を向上する必要がある。しかし，これらの地域では全ての脆弱な建物を耐震改修するだけの技術的・経済的余裕が生じる前に，次の地震被害に見舞われる可能性が高い。そのため発災前の耐震改修の推進や発災後の被災程度などを判定するためには，この構造形式の基礎的データを蓄積することが重要であると考えられる。そこで，筆者の所属する中塾研究室では，無補強組積造壁を有する RC 造架構の構造特性に関する基礎データを蓄積すべく，無補強コンクリートブロック造壁を含む RC 造架構の実大試験体および縮小試験体の面内方向への静的加力実験を実施し，その耐震性能評価に関する研究を行ってきた^{[1.5], [1.6]}。

一方，これらの実大実験^[1.5]では梁を剛とみなした剛梁型試験体に限定したものであったが，過去の被害事例でもたびたび観察されたとおり，無補強組積造壁を有する架構の被害形態は壁面の面外方向への破壊とこれによる耐力低下に特徴があり，このような被害実態を反映した耐震性能を検討するためには，壁体の拘束に影響を与えると予想される梁の変形を考慮した実験データの取得が必要不可欠であると考えた。

そこで，本研究における予備的実験として 2008 年に実施した縮小実験^[1.6]では梁変形による壁体の拘束有無が壁体の面外転倒に影響を与える重要な要因のひとつと考え，梁変形の有無をパラメータとした 1/4 スケールの剛梁型および柔梁型試験体を計画し，まず架構の面内挙動を調べるための静的加力実験を行った。その結果，梁の挙動によって両試験体における壁体の破壊パターンが大きく異なり，梁の変形が架構の破壊メカニズムや荷重－変形関係など，架構の面内方向の耐震性能にも大いに影響を与えることが確認された。

しかし，予備静的加力実験においては，柔梁型試験体における梁変形が想定よりも過大に発生し，壁体に局所的な損傷集中をもたらした可能性が見られたため，より現実的な梁の挙動による壁体の破壊パターンを調べる必要があること，また既往の研究で提案している無補強組積造壁の復元力特性では実験結果による架構の荷重－変形が正確に再現できないことがわかった。よって，面外挙動に関する研究の展開への前段階として，架構の面内方向の挙動およびその耐震性能を明らかにする必要があると考えた。



(a) 1992 年トルコ エルジンジャン地震



(b) 1999 年台湾 集集地震



(c) 2006 年インドネシア ジャワ島中部地震



(d) 2009 年イタリア中部 ラクイラ地震

写真 1.1 無補強組積造壁を内蔵した RC 造架構の被害事例

1.2 研究の目的

前述のとおり，既実施した予備静的加力実験結果から，梁変形の有無によって架構の破壊メカニズムおよび荷重－変形関係が大きく変化し，梁の挙動が架構の面内方向の耐震性能に重大な影響を与えることが確認された。また，無補強組積造壁を含む RC 造架構の復元力特性についても，これを精度よく推定するためには RC 造架構と壁体の負担せん断力の評価について，さらなる検討が必要であることがわかった。そこで，本研究では面外挙動に関する研究の展開への前段階として，架構の面内方向の挙動およびその耐震性能に関する基礎的ではあるが極めて重要なデータを収集・分析すべく無補強組積造壁を内蔵する RC 造縮小試験体を対象とした新たな計測計画を含む静的加力実験を実施し，その結果に基づき壁体の対角圧縮ストラットの形成状態，RC 造架構と無補強組積造壁それぞれの負担せん断力，全体架構の骨格曲線の評価等を中心に詳細な検討を行い，面内方向の耐震性能を明らかにすることを主目的とした。

上記した本研究の目的に関して，周囲架構に内蔵された無補強組積造壁の代表的な破壊メカニズムには対角圧縮ストラットが挙げられており，その負担せん断力の評価のためには対角圧縮ストラットの形成角度，等価幅および圧縮応力度などを把握する必要があると考えられる。そこで，本研究では先行して実施した実大および縮小実験^{[1.5], [1.6]}と同様，無補強コンクリートブロック（以下，CB）造壁を多用する 1980 年代における韓国の学校建物を対象に，CB 造壁の対角圧縮ストラット形成角度やその幅に基づく壁体の負担せん断力を実験的に明らかにすべく，全 CB ユニットの 3 軸ひずみゲージを貼付した 1 層 1 スパンの剛梁型および柔梁型縮小試験体を計画し，その静的加力実験を実施した。

本実験における計測結果により，各 CB ユニットの貼付した 3 軸ひずみデータから圧縮主ひずみとその角度を算出すると，壁体に作用する圧縮主ひずみの分布とその形成領域が把握でき，対角圧縮ストラットの形成角度や等価幅などの検討が可能になる。また，ストラットの形成領域内に存在する圧縮主ひずみの大きさとこれに対応する圧縮主応力の関係が CB ユニットの用いた材料試験結果からわかると，対角圧縮ストラットによる壁体の負担せん断力が定量的に評価できる。

よって，本研究ではこれらの関係を用い，圧縮主ひずみに基づく CB 造壁の負担せん断力の評価手法を提案し，本提案手法により算定した壁体の負担せん断力を曲率分布に基づき算定した両柱の負担せん断力に加算して架構全体の荷重－変形を推定する。次に，この推定結果を実験結果と比較することで本評価手法の妥当性を検討・検証する。一方，一般的には壁体に作用する圧縮主ひずみの分布が把握できないため，本研究結果に基づき RC 造架構に内蔵された無補強組積造壁の荷重－変形関係の簡易評価手法を提示することを最終目標とする。

1.3 RC 造架構に内蔵された無補強組積造壁に関する既往の研究

本節では、RC 造架構に内蔵された無補強組積造壁の破壊メカニズムおよびせん断強度、またその復元力特性に関する代表的な既往の研究事例を紹介する。

B. Stafford Smith^{[1.7], [1.8]}は、周囲フレームに囲まれた無補強組積造壁の破壊機構および耐力などを調べるため、図 1.1 に示すようにコンクリートモルタル壁体を有する軟鋼フレームを用いた圧縮試験を実施した。この実験結果から、同図に示すように圧縮力が作用することによって周囲フレームと壁体の間には接触および分離される区間が発生する現象に着目し、接触が生じる区間により壁体が対角方向の圧縮力に抵抗する圧縮ストラットを形成すると仮定した。この際に、周囲フレームと壁体の接触長さ α は弾性床上の梁理論に基づき、式 (1.1) および式 (1.2) から算定するとしている。

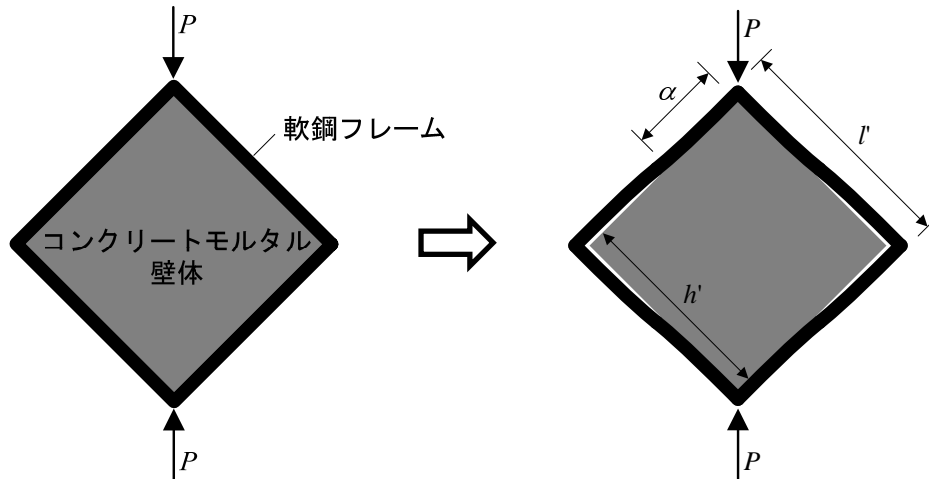


図 1.1 周囲フレームとインフィル間の接触および分離（文献[1.7], [1.8]に基づき作成）

$$\alpha = \frac{\pi}{2\lambda} \quad (1.1)$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_I \cdot t \cdot \sin 2\theta}{4 \cdot E \cdot I \cdot h'}} \quad (1.2)$$

ここで、

α : 周囲フレームと壁体の接触長さ

λ : 周囲フレームと壁体の相対的剛性を表すパラメータ

E_I : 壁体のヤング係数 (MPa)

t : 壁体の厚さ (mm)

θ : 壁体の両隅と水平方向のなす角度 (rad.)

E : 柱のヤング係数 (MPa)

I : 柱の断面 2 次モーメント (mm^4)

h' : 壁体の高さ (mm)

また、上記の式 (1.1) および (1.2) による接触長さに基づき、対角圧縮ストラットによる対角方向の最大圧縮強度を式 (1.3) のように提案した。一方、同文献では無補強組積造壁の対角圧縮ストラットの形成機構について詳細に検討されたものの、主に周囲フレームに内蔵された壁体がコンクリートモルタルとなっている場合が多く、またすべりせん断破壊機構などに関する検討は行われていない。

$$R_c = \alpha \cdot t \cdot \sec \theta \cdot f_c \quad (1.3)$$

ここで、

R_c : 対角圧縮ストラットによる対角方向の最大圧縮強度 (kN)

α : 周囲フレームと壁体の接触長さ (mm)

t : 壁体の厚さ (mm)

θ : 壁体の両隅と水平方向のなす角度 ($rad.$)

f_c : 壁体の圧縮強度 (MPa)

T. Paulay・M.J.N. Priestley^[1.9]は、周囲フレームに内蔵された無補強組積造壁の面内方向の代表的な破壊メカニズムおよびそのせん断耐力を、以下のように説明している。

① 対角ストラット圧縮破壊

無補強組積造壁を含む建物に水平力が作用すると、図 1.2 に示すように周囲フレームと壁体が離れる現象が生じ、等価な幅を有するブレースのように壁体が水平力に抵抗するとしている。これは、文献[1.8]と同様の考え方に基づいたもので、同図に示す等価ストラット幅 W は壁体の対角長さ d_m の約 0.25 倍と提案している。また、対角圧縮ストラットにおける対角方向の最大圧縮強度は式 (1.4) のように提案し、ここで z は式 (1.1) の α に置換して算定するとしている。

$$R_c = 2/3 \cdot z \cdot t \cdot f'_m \cdot \sec \theta \quad (1.4)$$

ここで、

R_c : 対角圧縮ストラットによる対角方向の最大圧縮強度 (kN)

t : 壁体の厚さ (mm)

θ : 壁体の両隅と水平方向のなす角度 ($rad.$)

f'_m : 組積単体の圧縮強度 (MPa)

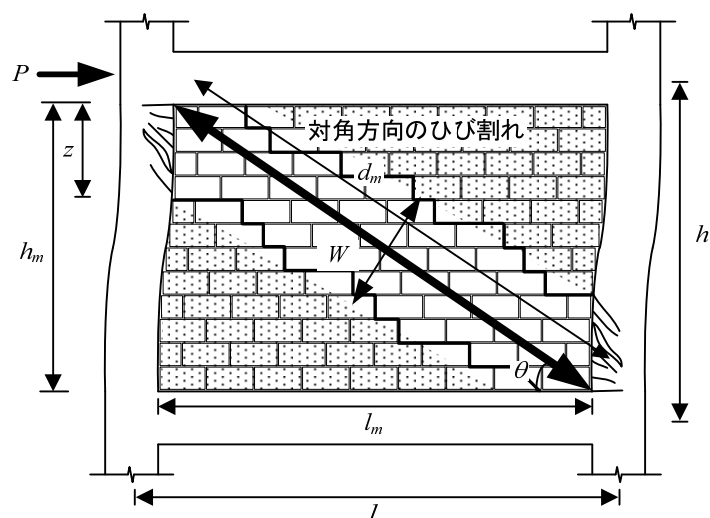


図 1.2 対角ストラット圧縮破壊メカニズム

② すべりせん断破壊

図 1.3 に示すように、すべりせん断破壊メカニズムは、周囲フレームに内蔵された無補強組積造壁中央部の横目地に全長にわたるすべりひび割れが発生するメカニズムである。壁体すべりせん断破壊メカニズムが形成されると、対角圧縮ストラットとして作用した壁体は腰壁のような挙動に切り替わると述べている。また、この破壊メカニズムによって両柱の可撓長さが短くなり、引張側柱には柱頭部および中央部に、圧縮側柱には中央部および柱脚部に降伏ヒンジが形成される可能生があると説明している。本破壊メカニズムにおける壁体の最大せん断強度は式 (1.5) より算定し、ここで R_s はすべりせん断が生じるときの対角圧縮ストラットによる鉛直方向成分の圧縮力で、式 (1.6) のように仮定している。

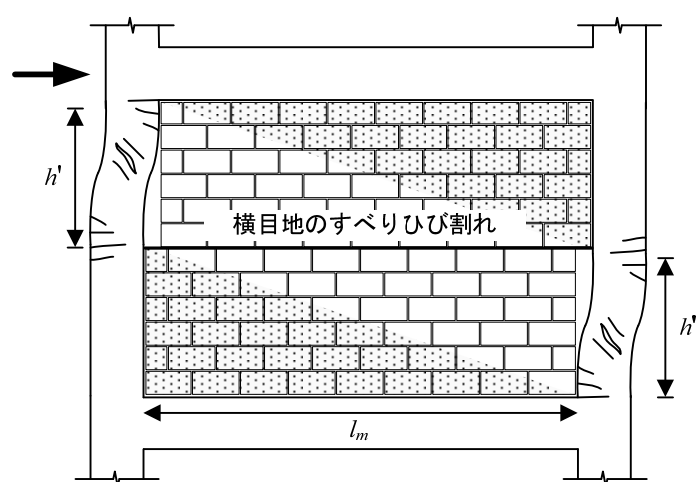


図 1.3 すべりせん断破壊メカニズム

$$V_f = \tau_0 \cdot l_m \cdot t + \mu \cdot R_s \sin \theta \quad (1.5)$$

$$R_s = \frac{\tau_0}{1 - \mu(h/l)} \cdot d_m \cdot t \quad (1.6)$$

ここで,

V_f : 壁体のすべりせん断強度 (kN)

τ_0 : 横目地モルタルの粘着応力度 (=0.03 f_m' と仮定) (MPa)

l_m : 壁体の横長さ (mm)

t : 壁体の厚さ (mm)

R_s : すべりせん断が生じるときの対角圧縮ストラットによる鉛直方向成分の圧縮力 (kN)

μ : 横目地モルタルのすべり摩擦係数 (=0.3と仮定)

θ : 壁体に作用する軸力 (kN)

一方, FEMA306^[1.10]では上記した破壊メカニズムによる壁体のせん断強度を, 次のように提案している。まず, 対角圧縮ストラット破壊によるせん断強度 V_c は式 (1.7) から算定し, ここで対角圧縮ストラットの等価幅 a は前述した λ (式 (1.2)) を用いた実験式 (式 (1.8)) から提案されている。

$$V_c = a \cdot t_{inf} \cdot f_m' \cdot \cos \theta \quad (1.7)$$

$$a = 0.175 \cdot (\lambda \cdot h_{col})^{-0.4} \cdot r_{inf} \quad (1.8)$$

ここで,

V_c : 対角圧縮ストラットによるせん断強度 (kN)

a : 対角圧縮ストラットの等価幅 (mm)

h_{col} : 上下梁の中心間距離 (mm)

r_{inf} : 壁体の対角長さ (mm)

t_{inf} : 壁体の厚さ (mm)

θ : 壁体両隅と水平方向のなす角度 (rad.)

f_m' : 3 段ブリズム圧縮強度の 50% (MPa)

また, 同文献では横目地モルタルの粘着応力度 τ_0 および摩擦係数 μ , 壁体の鉛直方向に作用する圧縮応力度 σ_0 を考慮した式 (1.9) より, 壁体のすべりせん断強度 V_s を算定するとしている。なお, τ_0 および μ は押し抜き試験から得られるものとしている。

$$V_s = (\tau_0 + \mu \cdot \sigma_0) \cdot l_{inf} \cdot t_{inf} \quad (1.9)$$

ここで,

V_s : 壁体すべりせん断耐力 (kN)

τ_0 : 横目地モルタルの粘着応力度 (MPa)

- μ : 横目地モルタルのすべり摩擦係数
 σ_0 : 圧縮応力度 (MPa)
 l_m : 壁体の横長さ (mm)
 t : 壁体の厚さ (mm)

一方、周囲フレームに囲まれた無補強組積造壁の復元力特性に関する既往の研究はほとんどないものの、FEMA273^[1.11]およびFEMA356^[1.12]ではその復元力特性を図1.4に示すように提案している。以下に、同図における各変数について説明する。

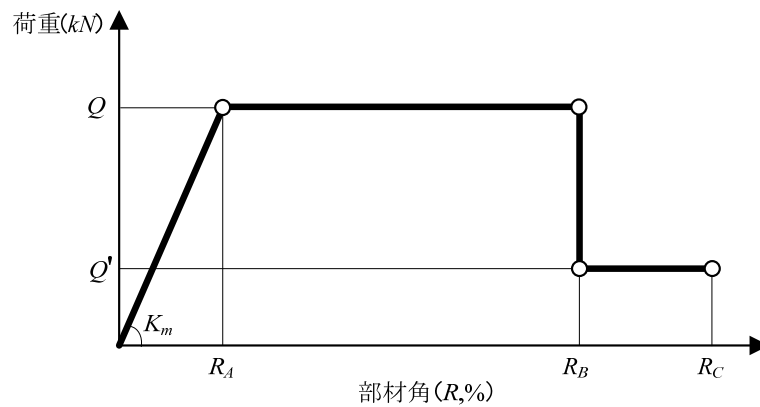


図1.4 周囲フレームに内蔵された無補強組積造壁の復元力特性（文献[1.12]に基づき作成）

- ① 同文献^{[1.11], [1.12]}では、図1.4に示す初期剛性 K_m を等価な幅を有する対角圧縮ストラットの軸剛性を水平剛性に換算したものとしている。これを式で表現すれば式(1.10)のようになり、同式の対角圧縮ストラットの有効幅 a は、式(1.8)より算定するものとしている。

$$K_m = E_m \cdot a \cdot t / l_d \cdot \cos^2 \theta \quad (1.10)$$

ここで、

- K_m : 壁体の初期剛性 (kN/mm)
 E_m : プリズムのヤング係数 (MPa)
 a : 対角圧縮ストラットの等価幅 (mm)
 t : 壁体の厚さ (mm)
 l_d : 壁体の対角長さ (mm)
 θ : 壁体の両隅と水平方向のなす角度 (rad.)

- ② 図1.4に示す壁体に期待するせん断力 Q は、すべりせん断破壊によるせん断強度を考慮した式(1.11)から算定する。また、同式の壁体に期待するすべりせん断応力度 f_{vie} は、押し抜き試験で得られるものとし、式(1.12)の v_{me} を超えないものとしている。以上より、図1.4に示

す部材角 R_A はせん断強度と初期剛性の比 (Q/K_m) から算定できる。

$$Q = A_{ni} \cdot f_{vie} \quad (1.11)$$

$$v_{me} = \frac{0.75(0.75v_{te} + P_{CE}/A_{ni})}{1.5} \quad (1.12)$$

ここで,

Q : 壁体に期待するすべりせん断耐力 (kN)

A_{ni} : 壁体のモルタル塗布面積 (mm^2)

f_{vie} : 壁体に期待するすべりせん断応力度 (横目地の粘着応力度) (MPa)

V_{me} : f_{vie} の上限値 (半枚積みの場合には $0.75v_{te}$ を v_{te} とする)

V_{te} : 押し抜き試験による粘着応力度 (MPa)

P_{CE} : 壁体自重による圧縮力 (kN)

③ 図 1.4 に示す部材角 R_B は, 周囲架構と壁体それぞれに期待するせん断強度の比 β , また壁体のアスペクト比 γ (縦横比) から, 表 1.1 のように提案されている。一方, 図 1.4 に示す Q' および部材角 R_C については提案されていない。

表 1.1 無補強組積造壁の復元力特性を定めるパラメータ (文献[1.12]に基づき作成)

$\beta = Q_f^{*1}) / Q_m^{*2})$	$\gamma = l_m^{*3}) / h_m^{*4})$	Q'	$R_B^{*5})$	R_C
$\beta < 0.7$	0.5	未提案	0.5%	未提案
	1.0		0.4%	
	2.0		0.3%	
$0.7 \leq \beta < 1.3$	0.5		1.0%	
	1.0		0.8%	
	2.0		0.6%	
$1.3 \leq \beta$	0.5		1.5%	
	1.0		1.2%	
	2.0		0.9%	

*1) Q_f : 周囲架構に期待するせん断強度

*2) Q_m : 壁体に期待するせん断強度

*3) l_m : 壁体の横長さ

*4) h_m : 壁体の縦長さ

*5) R_B : γ の値に応じて直線補間してよい

1.4 本論文の構成

本論文の構成を以下に示す。

- 第1章 序論
- 第2章 無補強組積造壁を含む RC 造縮小架構の予備静的加力実験
- 第3章 無補強組積造壁のひずみ度分布に着目した RC 造縮小架構の静的加力実験
- 第4章 圧縮主ひずみに基づく無補強組積造壁の負担せん断力および架構全体のせん断力の評価
- 第5章 無補強組積造壁を含む RC 造架構の骨格曲線の簡易評価手法
- 第6章 結論

第1章「序論」では、1992年トルコ・エルジンジャン地震、1999年台湾・集集地震およびトルコ・コジャエリ地震、2006年インドネシア・ジャワ島中部地震、また2009年度イタリア中部・ラクイラ地震^[1.4]など世界各地で発生する地震において、無補強組積造壁あるいはこれを含む鉄筋コンクリート造建物が大きな被害を受けていることから、その耐震性を向上し地震被害を抑制するための第一段階として、この構造形式を有する建物の荷重－変形関係を中心とする耐震性能の評価が重要であることを述べる。また、これのために本研究に先行して実施された実大実験および縮小実験について紹介し、本研究に至るまでの背景および本研究の目的について詳細に述べる。次に、RC造架構に内蔵された無補強組積造壁に関する研究を説明し、最後に本論文の構成について述べる。

第2章「無補強組積造壁を含む RC 造縮小架構の予備静的加力実験」では、まず既実施した予備静的加力実験における対象建物および参照した実大試験体の概要について紹介する。次に、既実施した1/4スケールの剛梁型および柔梁型縮小試験体の設計方法、また予備静的加力実験における実験計画および材料試験結果を示す。また、梁変形の有無による各試験体の実験結果、すなわち破壊経過および荷重－変形関係について詳細に説明し、FEMA306、356等の既往の研究で提案している壁体の復元力特性に基づくせん断力の評価では、架構の変形レベルに応じたせん断耐力とあまり対応せず、実験結果による架構の荷重－変形関係が正確に再現できないことを指摘する。その後、第3章で後述する詳細な計測計画に基づき、梁の挙動を考慮した架構の面内方向の耐震性能をより詳細に検討する必要があることを述べる。

第3章「無補強組積造壁のひずみ度分布に着目した RC 造縮小架構の静的加力実験」では、本研究における実験パラメータおよび予備静的加力実験時に用いた縮小試験体から改善すべき点を指摘し、これに基づく縮小試験体の再設計について述べる。次に、無補強組積造壁の負担せん断力を定量的に評価するため、3軸ひずみゲージを壁体の全コンクリートブロックユニットに貼付

する新たな計測計画を立案し、静的加力実験における加力計画について述べる。その後、各試験体における破壊経過および荷重－変形関係について詳細に述べ、最後には本加力実験から得られた3軸ひずみデータから算出した壁体の圧縮主ひずみの分布を示す。

第4章「圧縮主ひずみに基づく無補強組積造壁の負担せん断力および架構全体のせん断力の評価」では、両柱の負担せん断力と対角圧縮ストラットによる壁体の負担せん断力の和により、架構の荷重－変形関係を推定する。ここでは、まず実験結果から得られた曲率分布に基づき両柱の負担せん断力を算定し、純フレーム試験体の加力実験結果を再現できることを確認する。しかしながらこれと FEMA306, 356 等の既往の研究で提案された対角圧縮ストラットによる壁体の負担せん断力の和により架構全体の荷重－変形関係を推定した結果、実験結果と良く対応しないことを示す。そこで、3 軸ひずみデータから得られた壁体の圧縮主ひずみに基づき、その形成角度や等価幅などを含む対角圧縮ストラットの形成メカニズムを検討し、ストラットの形成角度を想定し別途実施した材料試験（斜めプリズム圧縮試験）結果に基づく圧縮主応力－圧縮主ひずみの関係を用いて、壁体における負担せん断力の評価手法を提案する。最後に、本提案手法に基づき算定した壁体の負担せん断力を両柱の負担せん断力に加算したところ、実験結果の荷重－変形関係が精度良く再現できることを述べる。

第5章「無補強組積造壁を含むRC造架構の骨格曲線の簡易評価手法」では、無補強組積造壁の骨格曲線上の特徴点、すなわちひび割れ点、最大耐力点および耐力低下後の残留耐力保持点の簡易評価手法を提案する。まず、本実験結果と既往の研究結果よりひび割れ点を設定し、第4章で提案した壁体の負担せん断力の評価手法と壁体の損傷状況に基づいて最大耐力点を評価する。次に、本実験結果と壁体の損傷状況から耐力低下後の残留耐力保持点を定め、最後に本簡易評価手法による壁体の骨格曲線と両柱の負担せん断力を加算した結果と実験結果を比較し、本評価手法の妥当性を検討・検証する。

第6章「結論」では、本研究で得られた結果を総括するとともに、今後も引き続き検討すべき課題について記述する。

本研究の構成を図化して、以下の図 1.5 に示す。

第1章 序論

研究の背景, 研究の目的, 既往の研究, 論文の構成

第2章 無補強組積造壁を含むRC造
縮小架構の予備静的加力実験

既実施した予備静的加力実験結果の紹介および
既往の無補強組積造壁の復元力特性の推定手法における問題点の指摘

第3章 無補強組積造壁のひずみ度分布に着目
したRC造縮小架構の静的加力実験

新たな計測計画に基づく
静的加力実験の実施とその結果の議論

第4章 圧縮主ひずみに基づく無補強組積造壁の
負担せん断力および架構全体のせん断
力の評価

周囲フレーム・圧縮主ひずみに基づく
無補強組積造壁の負担せん断力評価
および実験結果との比較・検証

第5章 無補強組積造壁を含むRC造架構の
骨格曲線の簡易評価手法

無補強組積造壁の骨格曲線の簡易評価手法の提案と検証

第6章 結論

本研究のまとめおよび今後の課題

図 1.5 本研究の流れ

[参考文献]

- [1.1] 日本建築学会：1992年トルコ地震災害調査報告
- [1.2] 日本建築学会：1999年台湾・集集地震災害調査報告および応急復旧技術資料
- [1.3] 日本建築学会：2006年ジャワ島中部地震災害調査報告
- [1.4] 青木孝義，岸本一蔵，迫田丈志：震災報告 2009年4月6日イタリア・ラクイラ地震による建築物の被害調査，建築防災，日本建築防災協会，380，2009.9，pp.51-68，
- [1.5] 崔琥：無補強コンクリートブロック造壁を有する鉄筋コンクリート造建物の残存耐震性能に関する研究，東京大学博士学位論文，2006.3
- [1.6] 晋沂雄：梁の変形を考慮した無補強組積造壁を有する RC 造架構の破壊メカニズムと耐震性能に関する実験的研究，東京大学修士学位論文，2009.3
- [1.7] B.S. Smith：Behavior of Square Infilled Frames, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 92, 1966, pp.381-404
- [1.8] B.S. Smith：A Method of Analysis for Infilled Frames, Proceedings of the Institute of Civil Engineering, 44, 1969, pp.31-48
- [1.9] T. Paulay, M.J.N. Priestley：Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, JOHN WILEY & SONS, INC., 1992, pp.532-638
- [1.10] FEMA 306：Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings, Applied Technology Council (ATC-43 Project), 1998
- [1.11] FEMA 273：NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, 1997
- [1.12] FEMA 356：Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, 2000

第 2 章

無補強組積造壁を含む RC 造縮小架構の 予備静的加力実験

2.1 はじめに

本研究に直接的に関連する研究として、崔が先行して実施した研究^[2.1]では、無補強組積造壁を有する鉄筋コンクリート造建物の耐震性能および残存耐震性能の評価手法を開発するため、無補強コンクリートブロック造壁を多用する韓国の学校建物を対象に、実大試験体を製作し面内方向への正負交番繰り返し静的加力実験を実施した。しかしながら、この実験は梁を剛と見なした剛梁型試験体であったため、無補強組積造壁の面外方向への破壊とこれによる架構全体の耐力低下などを検討するためには、壁体の拘束に影響を与えると予想される梁の変形を考慮した実験データの取得が必要不可欠であると考えた。そこで、2008年に筆者が実施した縮小実験^[2.2]では剛梁型および柔梁型試験体を計画し、まず面内方向への予備静的加力実験を行い、梁変形の有無による架構の面内挙動およびその耐震性能について検討を行った。本章では、本研究において予備の実験と位置づけられた縮小試験体を用いた静的加力実験を対象に、まず縮小試験体製作のために参照した実大試験体の概要を示し、次に筆者が2008年に実施した縮小試験体の設計およびその実験結果について詳細に述べる。さらに、実験結果と既往の評価式との検討から、無補強組積造壁を有する架構の復元力特性を評価するための肝要点について整理する。

2.2 対象建物および参照した実大試験体の概要^[2.1]

2.2.1 対象建物

既実施した縮小実験^[2.2]における対象建物は先行して行った実大実験^[2.1]と同様、1980年代における韓国の学校建物の標準設計例^[2.3]に基づいたものである。韓国では1988年に初めて耐震設計基準が規定されたため、本研究の対象建物は1988年以前に建てられた現存する鉄筋コンクリート造学校建物で、耐震設計がなされていない。1980年代における韓国の学校建物の標準設計例を図2.1および図2.2(a)～(f)に示す。また、柱および梁断面の詳細を図2.3に示す。図2.1および図2.2に示すように、韓国の学校建物では、無補強コンクリートブロック（以下、ブロック）造壁が間仕切り壁あるいは外壁として多用されている。

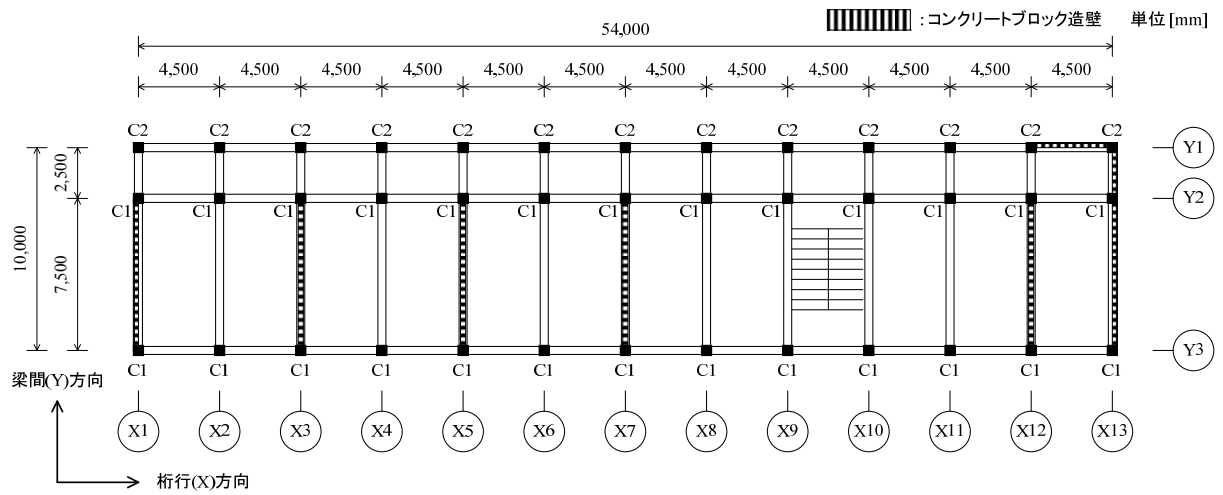
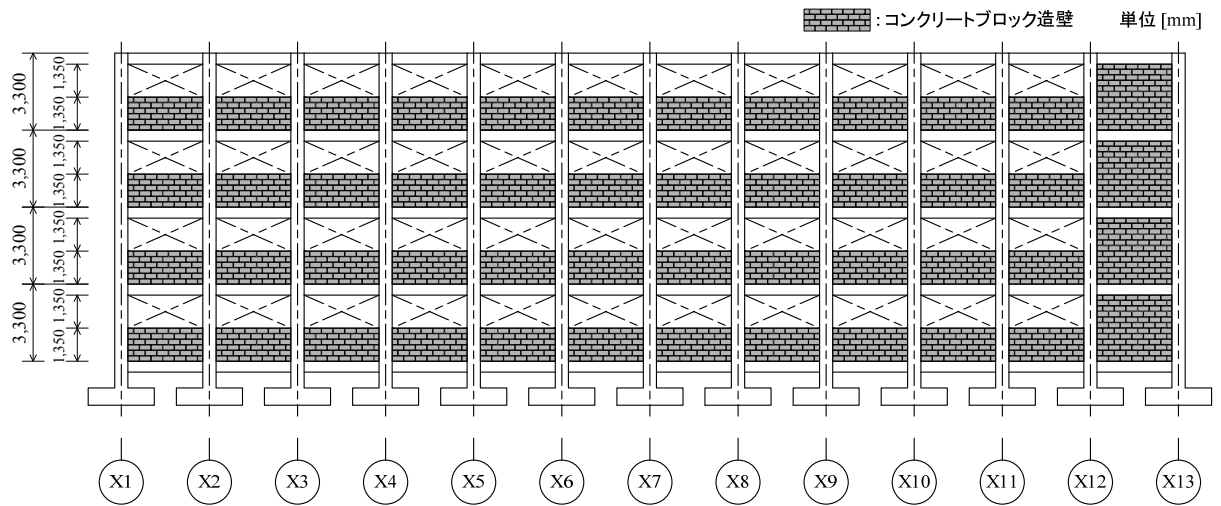
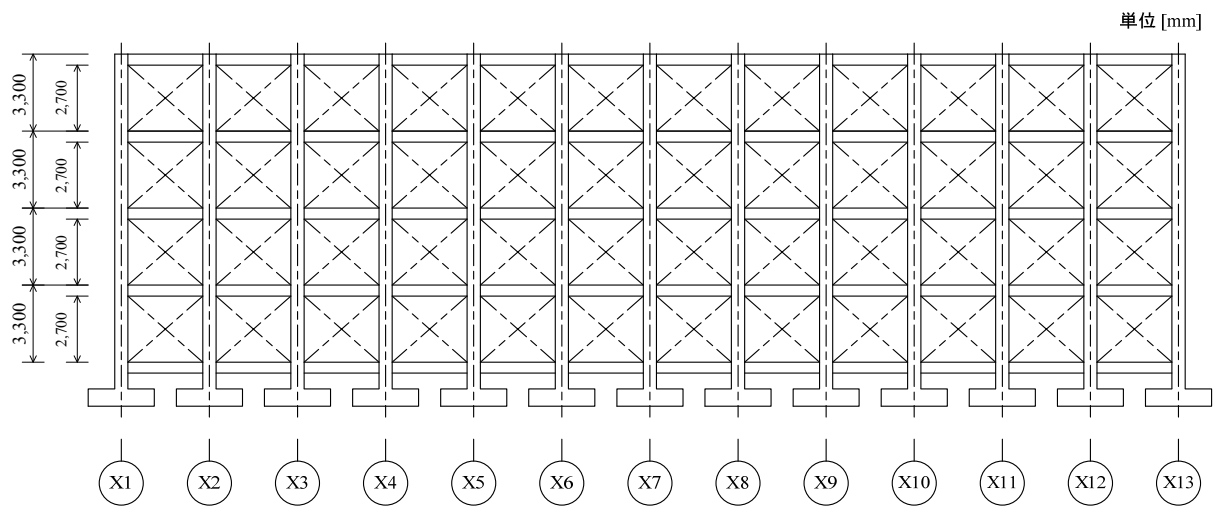


図 2.1 対象建物の伏図^[2,3] (各階同一)



(a) Y1 の軸組



(b) Y2 の軸組

図 2.2 対象建物の軸組図^[2,3] (続く)

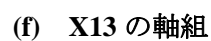
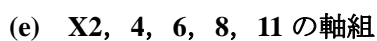
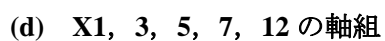
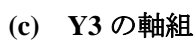


図 2.2 対象建物の軸組図^[2.3]

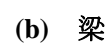
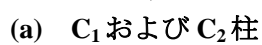


図 2.3 柱および梁断面の詳細^[2.3]

2.2.2 実大試験体^[2.1]

実大試験体^[2.1]を用いた既往の研究では、前述した対象建物の平面架構の一部を取り出し、面内方向の正負交番繰返し載荷実験を行った。実験変数としては、軸力レベル、開口の有無および開口の位置であり、開口の位置による破壊パターンの違い、ひいてはブロック造壁が架構全体の耐震性能に与える影響を調べるため、図 2.4 に示す 4 体の試験体を計画した。これらは、梁間方向の 1 階を想定した 1 階壁体試験体（以下、IW1 試験体）、1 階壁試験体とは軸力レベルが異なる 4 階を想定した 4 階壁試験体（以下、IW4 試験体）、桁行方向の 1 階を想定した開口部を有する腰壁型試験体（以下、PW 試験体）、また PW 試験体とは異なる開口形状を有する袖壁型試験体（以下、WW 試験体）の計 4 体の試験体で、各試験体はいずれも 1 層 1 スパンの実大平面架構である。

なお、試験体の製作および加力実験はいずれも韓国の RIST 研究所 (Research Institute of Industrial Science & Technology) で実施した。

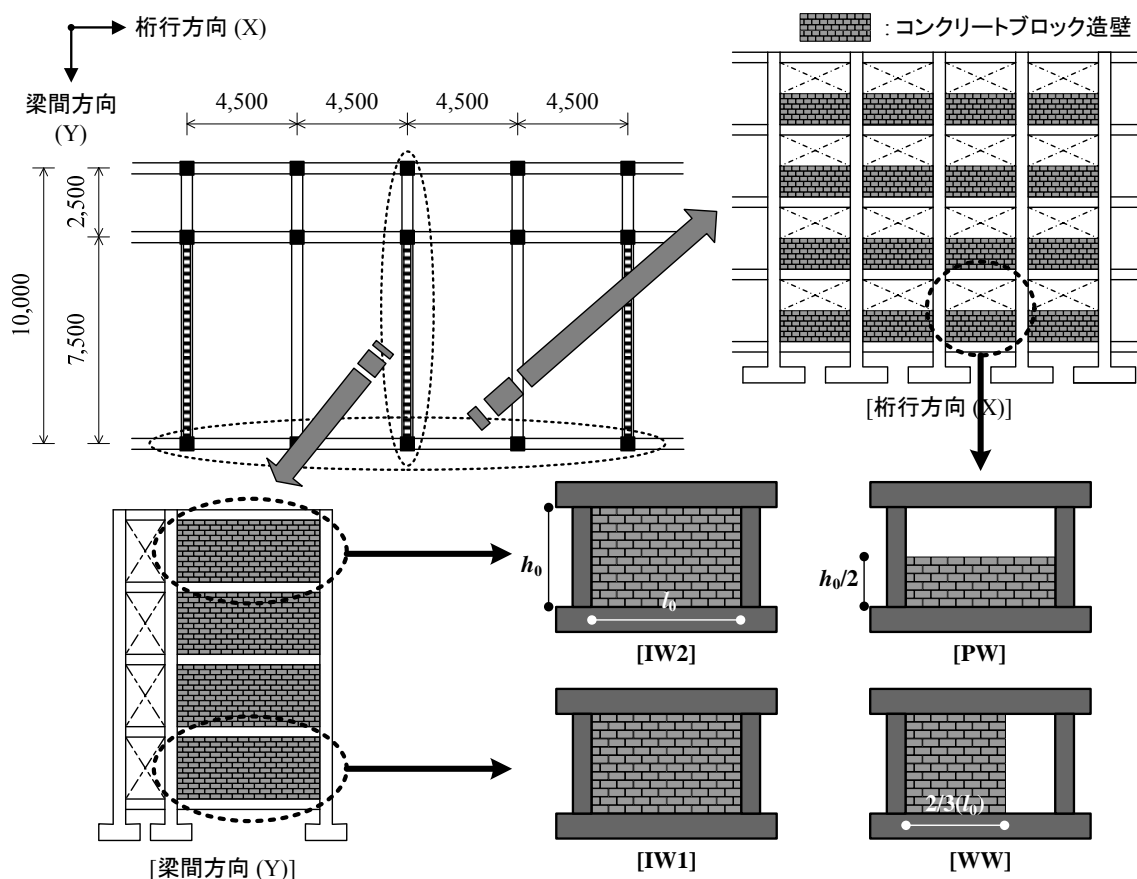


図 2.4 1980 年代の韓国学校建物の標準設計に基づく実大試験体計画^[2.1]（単位：mm）

加力実験を実施した実験施設の制約（加力装置を含む試験体の高さ 12m 以下、クレーンの容量 180kN 以下）により、標準設計例を忠実に再現するものではないが、なるべく実大に近い試験体を設計した。実大試験体のうち、IW1 および IW4 試験体の詳細図を図 2.5 および図 2.6 にそれぞれ

れ示す。上下スタブを含めた試験体のサイズは $5.3\text{m} \times 3.6\text{m}$ ，ブロック造壁のサイズは $3.6\text{m} \times 2.4\text{m}$ （9列 \times 12段），柱の内法高さは 2.4m である。本試験体は1988年に耐震規定が制定される以前の韓国の標準設計に基づいた配筋規定に従っており，柱のフープ筋は 90° フック，その間隔は 300mm となっている。

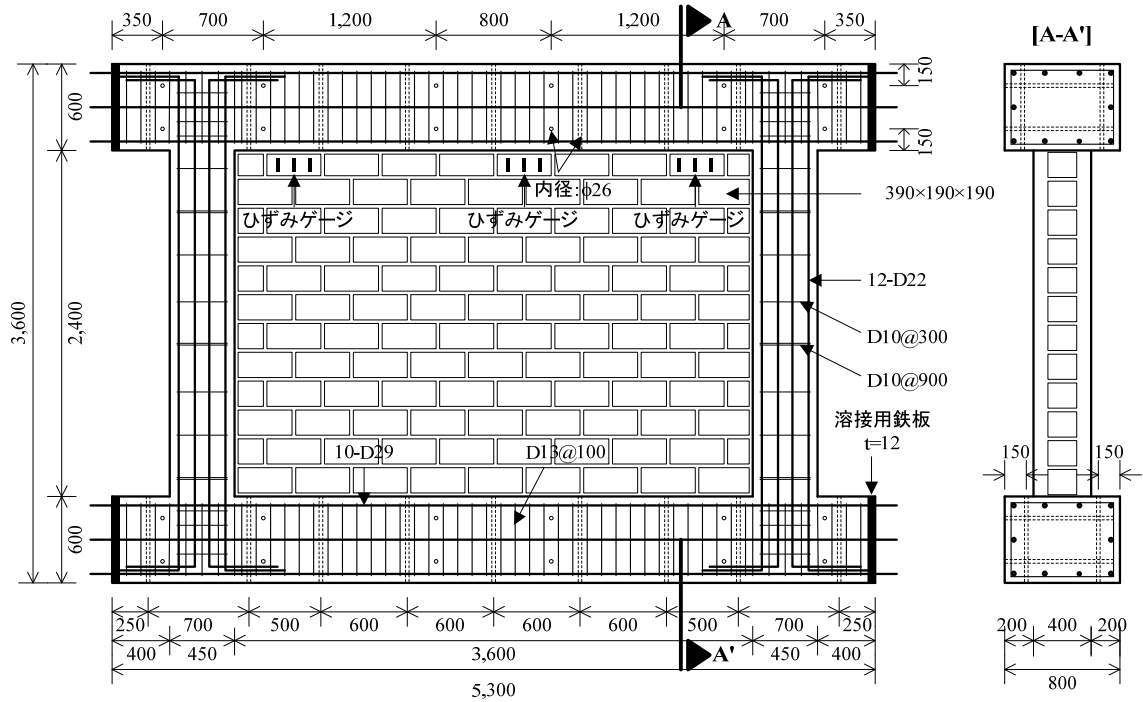


図 2.5 IW1 試験体の詳細（単位：mm）（文献[2.1]に基づき作成）

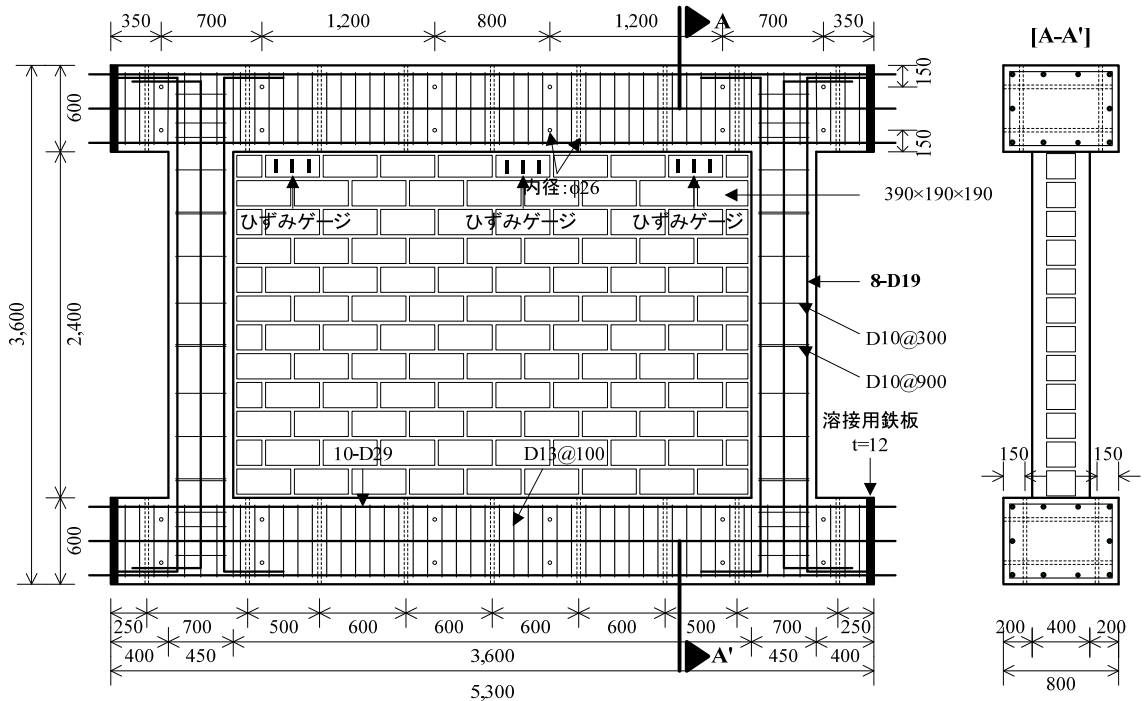


図 2.6 IW4 試験体の詳細（単位：mm）（文献[2.1]に基づき作成）

2.3 縮小試験体の設計と製作^[2.2]

2.3.1 実験パラメータ

前述したとおり、先行して実施した実大実験^[2.1]では、梁を剛と見なした剛梁型試験体に限定したものであったため、無補強組積造壁を含む鉄筋コンクリート造架構における真の耐震性能を評価するためには、無補強組積造壁の面外方向への破壊に影響を与えると予想される梁面内方向への変形、すなわち壁体の拘束効果を考慮する必要があると考えられる。

そこで既実施した縮小実験^[2.2]では、図 2.7 に示すように、対象建物の梁間方向の 1 階および 4 階を想定し、梁の変形の有無を主なパラメータとした剛梁型 (Infilled Frame with Stiff Beam, 以下, IFSB) 試験体および柔梁型 (Infilled Frame with Flexible Beam, 以下, IFFB) 試験体に対し、計 4 体の縮小試験体を計画した。これらは、1 階を想定した 1 階剛梁型 (IFSB1) 試験体および 1 階柔梁型 (IFFB1) 試験体、4 階を想定した 4 階剛梁型 (IFSB4) 試験体および 4 階柔梁型 (IFFB4) 試験体の計 4 体の試験体で、1/4 スケールの縮小試験体である。次節に、縮小試験体における縮小柱、縮小コンクリートブロックおよび縮小梁の設計について詳細に述べる。

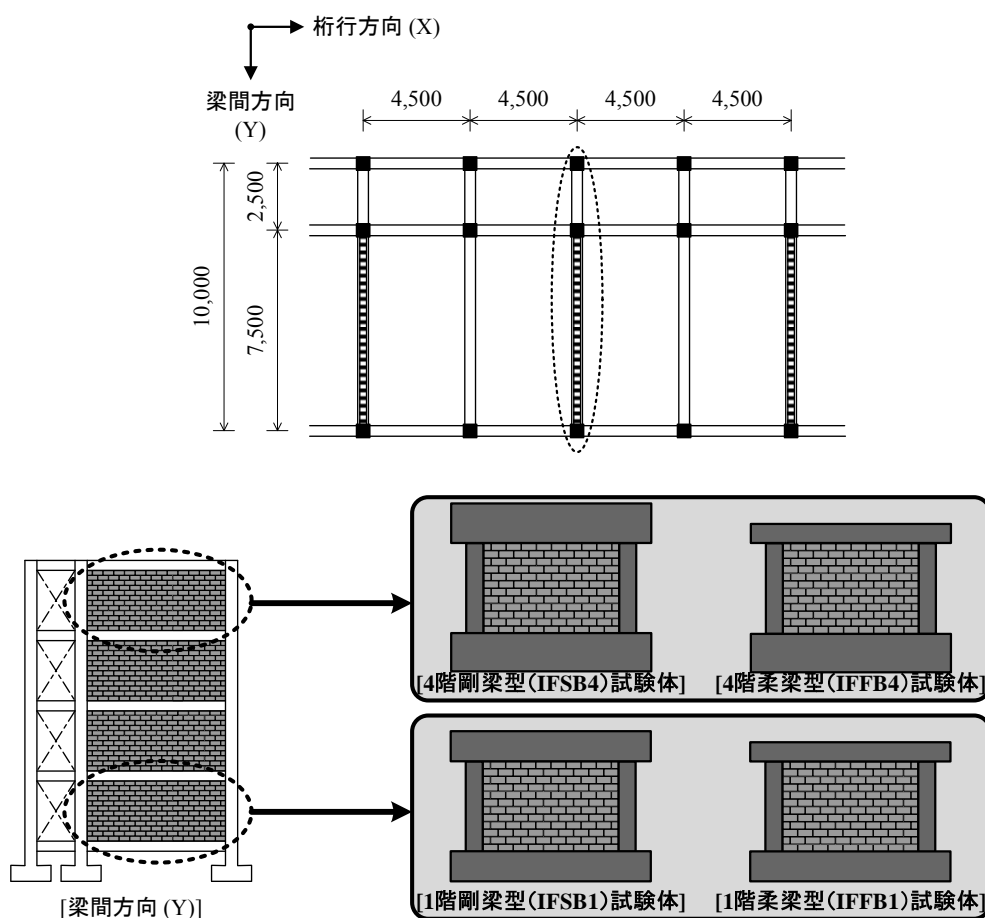


図 2.7 対象建物の標準設計に基づく縮小試験体の計画^[2.1]

2.3.2 柱の設計^[2.2]

既実施した縮小試験体^[2.2]における縮小柱は以下の方針に従って計画した。

- ① 縮小柱の断面寸法は実大試験体の約 1/4 とする。
- ② 縮小柱の軸力は、実大試験体の軸方向応力度と同程度と設定する。
- ③ 縮小柱の引張鉄筋比およびせん断補強筋比を実大試験体とほぼ同程度とし、そのせん断余裕度を概ね等しく設定する。

以上の方針に従い計画した縮小柱の諸元を実大試験体^[2.1]の柱と併せて表 2.1 および表 2.2 に示す。ここで、実大実験ではコンクリート設計基準強度は 21MPa を、主筋およびせん断補強筋は異形鉄筋 SD395 を用いたが、材料試験結果は表 2.2 に示したようにいずれも基準強度を上回っていた。そのため、縮小柱においても同規格の鉄筋およびコンクリートを想定し、鉄筋の降伏強度は規格点降伏強度を 10%増加、コンクリート圧縮強度は設計基準強度を 20%増加させた値を強度計算に用いることとした。

表 2.1 柱の寸法、主筋およびせん断補強筋

試験体		柱幅 $b\text{ (mm)}$	柱せい $D\text{ (mm)}$	柱内法高さ $h\text{ (mm)}$	主筋	引張 鉄筋比	せん断 補強筋	せん断 補強筋比
実大 試験体	IW1	400	450	2,400	12-D22	0.0086	D10@300	0.0012
	IW4				8-D19	0.0048		0.0012
縮小試験体		110	110	610	8-D6	0.0079	D3@70	0.0018

表 2.2 柱の強度に関する因子

試験体		主筋 降伏強度 $\sigma_y\text{ (MPa)}$	せん断補強筋 降伏強度 $\sigma_{wy}\text{ (MPa)}$	コンクリート 圧縮強度 $F_c\text{ (MPa)}$	軸力 $N\text{ (kN)}$	軸方向 応力度 $\sigma_0\text{ (MPa)}$
実大 試験体	IW1	441.1 (395.0)	412.2 (395.0)	26.7 (21.0)	720	4.0
	IW4	471.0 (395.0)		28.7 (21.0)	180	1.0
縮小試験体		440.0 (395.0)	440.0 (395.0)	25.2(21.0)	48 [12]	4.0 [1.0]

*() : 想定した設計基準強度あるいは規格降伏点強度, [] : 4 階に相当する値

これらの因子を用い計算した実大および縮小試験体のせん断耐力およびせん断余裕度を表 2.3 に示す。ここで、曲げ終局強度時のせん断力を式 (2.1) ～ (2.2) ^[2.4]より、せん断終局強度を式 (2.3) ～ (2.5) ^{[2.4], [2.5]}より求めた。ただし、実大試験体の柱の曲げ終局モーメントは式 (2.1) を用いたが、縮小柱ではコンクリートのかぶり厚さ(本研究では 20mm とした)が断面寸法 ($D=110\text{mm}$) に比べて相対的に大きいことを考慮した上で、ストレスブロックに基づき曲げ終局モーメントを精算(圧縮縁のコンクリートのひずみ度: 0.003, 圧縮ストラスブロックの形状係数: 0.85) ^[2.6]して求めた。柱のせん断終局強度は式 (2.3) ^[2.5]に示す荒川 mean 式を用いることとした。実大柱および縮小柱の荒川 mean 式を式 (2.4) および式 (2.5) にそれぞれ示す。縮小柱における断面寸法の影響は断面寸法による補正係数 k_u で考慮した(通常の柱: 0.72, 本縮小柱: 1.0)。また、縮小柱の応力中心間距離 j は断面の力の釣り合いの関係から求めた値を用いた。その結果、表 2.3 に示すように実大および縮小試験体における柱のせん断余裕度が概ね同様となった。

表 2.3 柱の強度とせん断余裕度

試験体		柱 2 本分			
		曲げ終局 モーメント $M_U(kN \cdot m)$	曲げ終局時 せん断力 $Q_{MU}(kN)$	せん断終局強度 $Q_{SU,mean}(kN)$	せん断余裕度 $Q_{SU,mean} / Q_{MU}$
1 階	実大試験体	755.0	629.2	545.0	0.9
	縮小試験体	9.4	30.9	35.2	1.1
4 階	実大試験体	370.0	308.3	456.0	1.5
	縮小試験体	7.2	23.9	32.3	1.4

・曲げ終局モーメント M_U

$$\text{実大柱: } M_U = 0.8 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D \cdot \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c}\right) \quad (2.1)$$

ここで、

M_U : 曲げ終局モーメント ($N \cdot \text{mm}$)

a_t : 引張鉄筋断面積 (mm^2)

σ_y : 鉄筋の降伏点強度 (MPa)

D : 柱のせい (mm)

N : 軸力 (N)

b : 柱の幅 (mm)

F_c : コンクリート圧縮強度 (MPa)

・曲げ終局強度時のせん断力 Q_{MU}

$$Q_{MU} = \frac{M_U}{(h_0/2)} \quad (2.2)$$

ここで,

Q_{MU} : 曲げ終局強度時のせん断力 (N)

h_0 : 柱の内法高さ (mm)

・せん断終局強度 Q_{SU}

$$Q_{SU,mean} = \left\{ \frac{0.115 \cdot k_u \cdot k_p \cdot (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \cdot \sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j \quad (2.3)$$

$$\text{実大柱: } Q_{SU,mean} = \left\{ \frac{0.068 \cdot p_t^{0.23} \cdot (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \cdot \sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j \quad (2.4)$$

$$\text{縮小柱: } Q_{SU,mean} = \left\{ \frac{0.094 \cdot p_t^{0.23} \cdot (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \cdot \sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j \quad (2.5)$$

ここで,

$Q_{SU,mean}$: せん断終局強度 (mean 式, kN)

k_u : 断面寸法による補正係数 (実大 : 0.72, 縮小 : 1.0)

k_p : 引張鉄筋比 p_t (%) による補正係数 ($=0.82 p_t^{0.23}$)

M/Qd : せん断スパン比 ($=h_0/2d$)

h_0 : 柱の内法高さ (mm)

d : 有効せい (mm, 圧縮縁から引張鉄筋中心までの距離 (実大 : $D-50\text{mm}$, 縮小 : $D-26\text{mm}$))

p_w : せん断補強筋比

σ_{wy} : せん断補強筋の降伏点強度 (MPa)

σ_0 : 柱の軸方向応力度 (MPa)

j : 応力中心間距離 (mm, 実大 : $0.8D$, 縮小 : $0.6D$ (1 階), $0.65D$ (4 階))

2.3.3 コンクリートブロックの設計^[2.2]

2.3.3.1 実大試験体の破壊挙動を考慮した縮小ブロックの形状決定

本節では、縮小ブロックの形状を決定する際、実大試験体^[2.1]の破壊パターンや挙動を再現させるため、ブロック造壁の負担軸応力度、貫通ひび割れおよびブロック造壁の面内・面外方向のせん断応力度について検討を行った。

(1) 実大ブロックの寸法、形状およびモルタル塗布面積

実大実験時に用いた実大コンクリートブロック^[2.1]は、韓国で間仕切り壁として一般的に使われているもので、図 2.8 に示すようにサイズが $390\text{mm} \times 190\text{mm} \times 190\text{mm}$ で、中に 3 つの空洞と両端に切り欠きを有している。目地モルタルの調合は、韓国で一般的に用いられている 1 : 3.5 (セメント : 砂) の配合率とした。

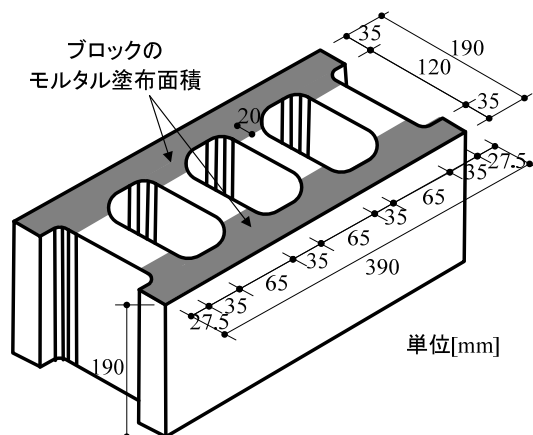


図 2.8 実大コンクリートブロックの形状



写真 2.1 ブロック造壁の組積様子



写真 2.2 目地モルタルの塗布

韓国ではブロック造壁の施工の際、写真 2.1 に示すようにモルタルをブロックの長辺方向のシェルのみに乗せて積むため、モルタル塗布面積は、投影面積（空洞部を除いた全断面積）ではなく、図 2.8 および写真 2.2 に示した面積になる。

(2) 柱導入軸力によるブロック造壁の負担軸応力度およびせん断応力度

まず、柱への導入軸力によるブロック造壁の負担軸力を実大実験結果^[2.1]より求める。実大実験では、図 2.9 に示すとおり図 2.5 および 2.6 のようにブロック造壁の最上段のブロックの正面と背面に計 18 枚のひずみゲージを貼付し、ブロック造壁の負担軸応力度 σ_0 を算定した。IW1 試験体および IW4 試験体の柱に軸力（IW1 試験体：1,440kN，IW4 試験体：360kN）を導入した後の壁体のひずみ度分布を同図に示す。1 つのブロック内でもひずみ度が局所的に大きく変化するので、本研究では単純平均値をブロック造壁に生じたひずみ度とし、IW1 試験体ではおよそ 5.6μ ，IW4 試験体ではおよそ 4.2μ となった。ブロックのプリズム圧縮強度試験より求めた軸応力度－ひずみ度関係（図 2.10）の回帰直線 $\sigma_0=0.019\mu$ と前述したひずみ度の単純平均値より、ブロック造壁の負担軸応力度 σ_0 は IW1 試験体で 0.1MPa ，IW4 試験体で 0.08MPa となり、導入軸力レベルが異なるにも関わらず両試験体でほとんど差がなかった。これは、ブロック造壁が後積み施工であるため、最上段ブロックと上部スタブの間のモルタル充填が不完全で、軸力がブロック造壁に十分伝達しなかったためと考えられる。

次に、ブロックの圧縮応力度に応じて発現する目地のせん断強度を求める。図 2.11 に示す積み方（1 列 3 段および 2 列 3 段）および圧縮応力度（ 0.5MPa および 0.25MPa ）を試験変数とした。押し抜き試験結果（ $\tau_s=\tau_0+\mu\sigma_0=0.31+0.76\sigma_0$ ， τ_s ：ブロック造壁のせん断応力度， τ_0 ：粘着力， μ ：摩擦係数， σ_0 ：軸応力度）と図 2.10 に示したブロックのプリズム圧縮強度試験より求めた軸応力度－ひずみ度の関係からブロック造壁のせん断応力度を算定すると、ブロック造壁のせん断応力度 τ_s は IW1 試験体で 0.39MPa （ブロック造壁の負担せん断力は 260kN ），IW4 試験体で 0.37MPa （ブロック造壁の負担せん断力は 240kN ）であった。仮に、最上段ブロックと上下スタブの間の目地モルタルの充填が極めて不十分で、ブロック造壁に軸力が作用しない $\sigma_0=0$ の場合では τ_s は 0.31MPa （ブロック造壁の負担せん断力は 210kN ）になり、導入軸力の有無によるせん断力の差（IW1 試験体： 50kN ，IW4 試験体： 30kN ）は架構全体の耐力（IW1 試験体： 980kN ，IW4 試験体： 640kN ）に対していずれも 5%程度であった。

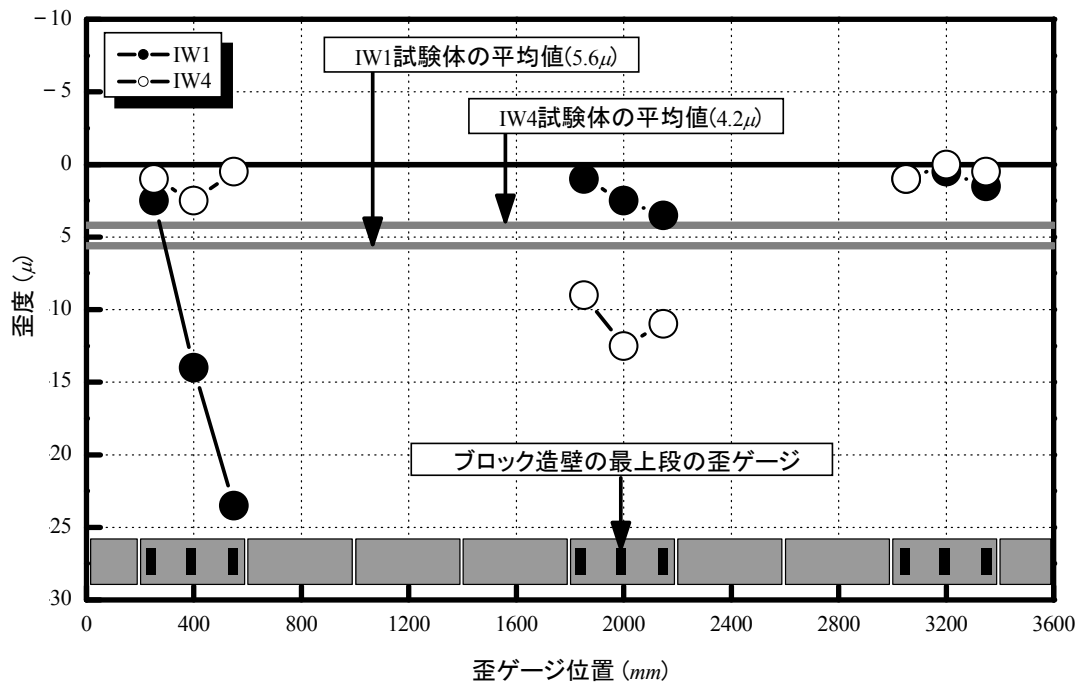


図 2.9 実大ブロック造壁の最上段のひずみ度分布

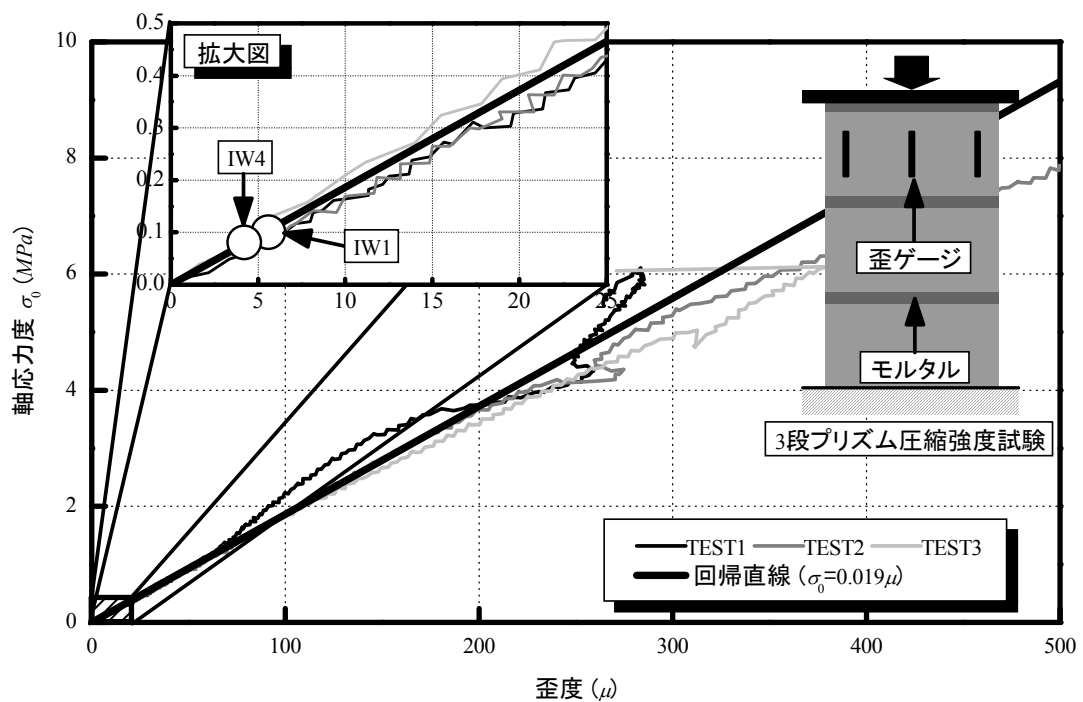


図 2.10 実大ブロックの軸応力度－ひずみ度の関係

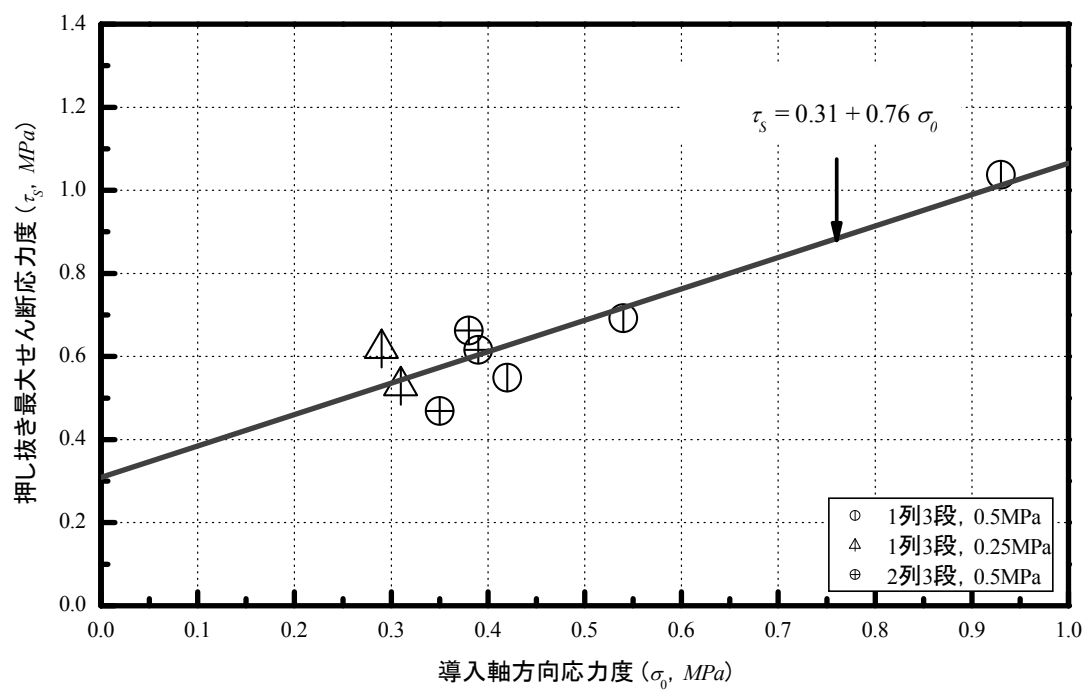
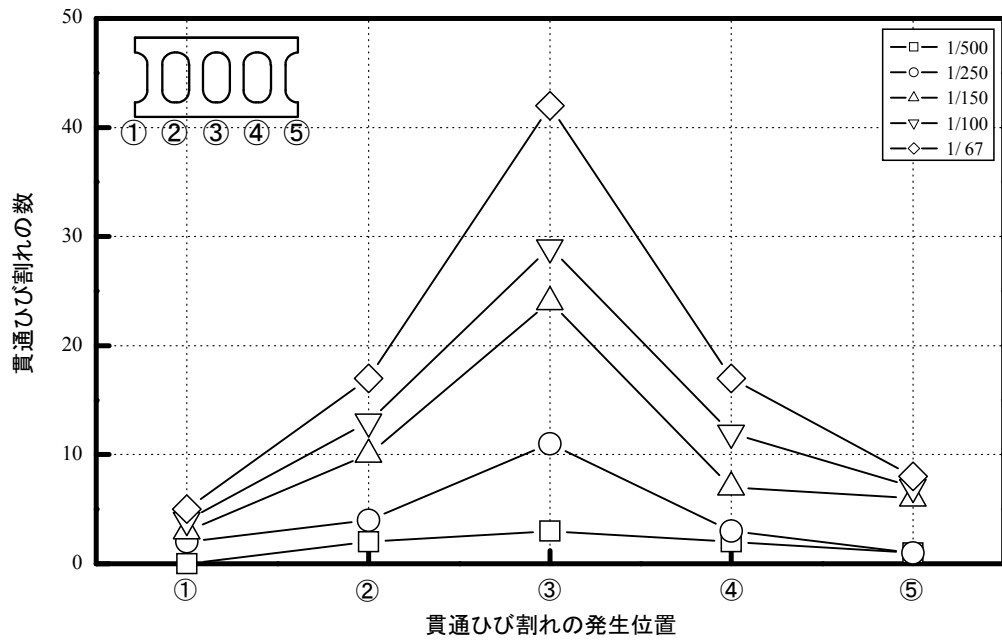


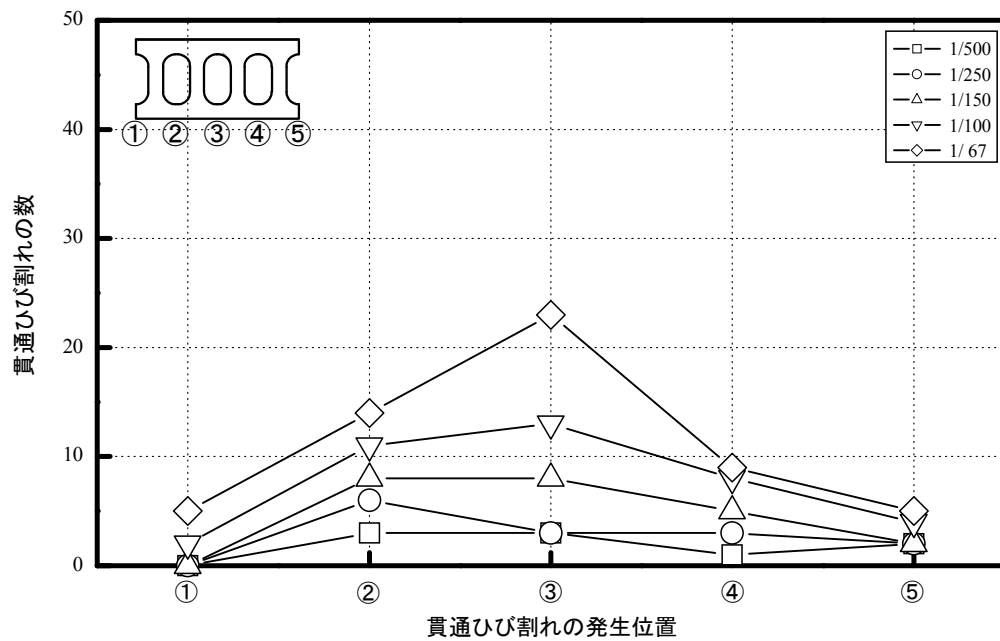
図 2.11 導入軸方向応力度－押し抜きせん断応力度の関係

(3) 自重によるブロック造壁の軸応力度およびせん断応力度

材料の比重は相以率の如何に関わらずほぼ一定であるので、自重による軸応力度を実大試験体と合わせるには、ブロックの空洞部を充填する等の工夫をする必要がある。しかし、空洞部を埋めて重量を増やすことで軸応力度を合わせると、破壊パターンが実大試験体と異なる可動性も考えられる。そこで、ブロックの空洞部が破壊パターンに与える影響を実大実験結果に基づき調べた。具体的には、IW1 試験体および IW4 試験体の実験結果^[2.1]より、図 2.12 に示すように部材角毎の各空洞部の貫通ひび割れの発生位置および数を調べた。貫通ひび割れは、壁体内に生じる階段状のひび割れのうちブロック内を鉛直方向に貫通したひび割れで、中央の空洞部分 (③) で最も多く発生するものの、他の空洞部でも無視できない程度であった。即ち、各空洞部を埋めることで破壊パターンが変化する可能性があると言える。実大ブロックの空洞を維持した場合軸応力度の相似率は 1/4 となる。軸応力度 σ_0 が 1/4 になると、壁体部がひび割れた後 ($\tau_0=0$) の摩擦抵抗を再現するためには、ブロック造壁の面内方向へのせん断応力度 ($\tau_s=\tau_0+\mu\sigma_0=\mu\sigma_0$) が 1/4 となるため、摩擦係数 μ を 4 倍にする必要があるがこれは非現実的である。摩擦係数 μ がそのままあっても、摩擦抵抗による壁体負担力 (IW1 試験体 : 52kN, IW4 試験体 : 42kN, ここで $Q=\mu\sigma_0A$, 図 2.11 より $\mu=0.76$, 図 2.10 より σ_0 : IW1 では 0.1MPa, IW4 では 0.08MPa, $A=190\text{mm}\times 3,600\text{mm}$) と架構の最大耐力 (IW1 試験体 : 980kN, IW4 試験体 : 640kN) の比は IW1 で約 1/20, IW4 で 1/15 と十分小さいので、自重によるブロック造壁の軸応力度が縮小率に応じて変化しても架構全体の耐力および挙動にはほとんど影響がないと判断しブロック造壁の自重については特に調節しないこととした。



(a) IW1 試験体



(b) IW4 試験体

図 2.12 実大ブロック造壁の貫通ひび割れの発生位置および数

(4) 縮小ブロックの形状

以上の検討結果より、縮小ブロックは実大ブロックの形状を 1/4 とし、ブロックの長辺方向のみにモルタルが乗るようにウェブ部分に予め溝（5mm）を設け、空洞部数を実大ブロックと同一とした。縮小ブロックの寸法および形状を図 2.13 に示す。また、次節で詳述する方法と工程により製作した縮小ブロックを写真 2.3 に示す。

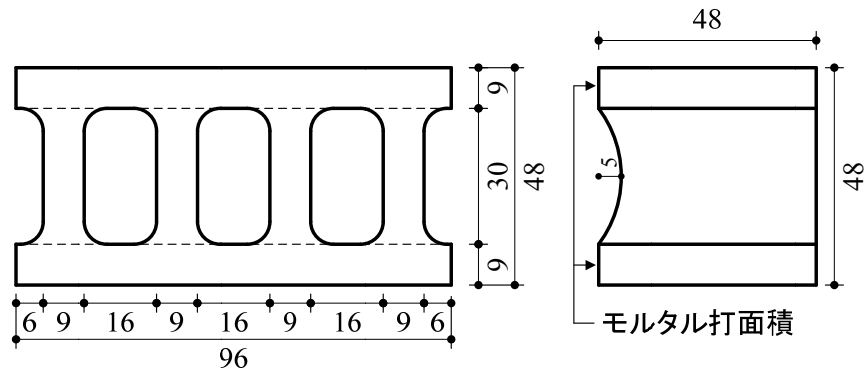


図 2.13 縮小ブロックの寸法および形状

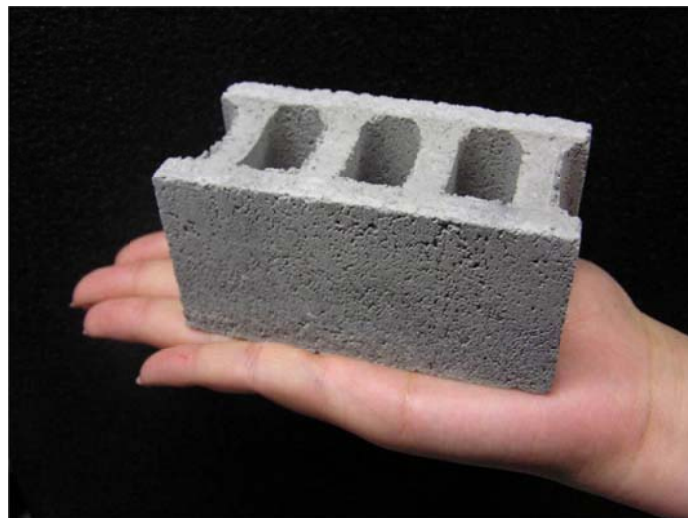


写真 2.3 縮小ブロックの形状の様子

2.3.3.2 縮小ブロックの配合率の決定

(1) 縮小ブロックの配合率

本節では表 2.4 に示す 3 種類の配合率について縮小ブロックの単体および 3 段プリズム圧縮試験を行い、圧縮強度およびヤング係数が実大ブロックをどの程度模擬できるか確認するとともに、これが架構のせん断耐力に与える影響を検討した。

配合率の A 案は韓国で一般に用いられている配合率（実大ブロックの配合率）とし、B 案は日本国内（有）山内コンクリートブロックで通常用いられている配合率、C 案は B 案より海砂を増加させた配合率とした。

表 2.4 縮小ブロックの配合率（重量比）

案	セメント	砕砂	海砂	水	混和材	規定単体 圧縮強度	備考
A 案 (韓国)	1.0	3.5	4.5	0.35 ～ 0.4	0.0005	8MPa 以上	実大ブロックの プリズム圧縮強度および ヤング係数を目指す
B 案 (山内)		2.0	2.9			16MPa 以上	
C 案		2.0	3.5			-	

*実大ブロックの場合、プリズム圧縮強度（7.3MPa）は単体（8.4MPa）の約 85%であった。

(2) 縮小ブロックの製作工程

縮小ブロックは（有）山内コンクリートブロック（沖縄県西原町字小那覇 1184-1）で製作した。写真 2.4 に縮小ブロックの製作工程を示す。

各材料（セメント、砕砂および海砂）をビニール袋に入れて計量を行い（写真 2.4 (a)）、水を加える前に各材料を丁寧に混ぜる（写真 2.4 (b)）。その後、水を加えながらスランプ値 0（握って団子ができる程度）を目指し、丁寧に練り混ぜる（写真 2.4 (c)）。この時、季節・天候によって水量を若干変化させる。打設は型枠下の架台を振動させながら人力でモルタルをブロック 1 個当たり 10 回（長辺方向シェル 3 回、短辺方向シェル 1 回ずる）3 セットずつ突き固める（写真 2.4 (d)）。このようにして製作したものを 30～40 分間蒸気養生し（写真 2.4 (h)）、2 週間の屋外養生後に出荷する。



(a) 材料の計量



(b) 材料の混合



(c) 練り混ぜ



(d) 打設



(e) 表面のならし



(f) 脱型



(g) 脱型直後の縮小ブロック



(h) 蒸気養生

写真 2.4 縮小ブロックの製作工程

(3) 縮小ブロックの要素試験

1) 単体圧縮試験

縮小ブロックの単体の圧縮試験結果を表 2.5 および表 2.6 に示す。ここで、単体圧縮試験はそれぞれ 3 個ずつ実施した (B 案のみ 2 個)。ひずみ度はブロックの前面と背面に 3 枚ずつ貼付した計 6 枚のひずみケージの単純平均値を算定し、圧縮応力度はブロックの空洞部分を含む全矩形断面積で除したものとした。また、ブロックのヤング係数はコンクリート供試体と同様 1/3 割線剛性として算定した。

実験結果より、韓国の一般的な配合率 A 案は、実大ブロックに比べて圧縮強度は約 50%、ヤング係数は約 15%と、実大ブロックの結果を遥かに下回っている。国内 (資) 山内コンクリートブロックの配合率 B 案は、圧縮強度は実大ブロックの約 1.5 倍で、ヤング係数は約 50%であった。また、C 案は B 案より圧縮強度とヤング係数が若干低いものであった。

表 2.5 全断面に対する単体圧縮強度

	実大ブロック (MPa)	縮小ブロックの圧縮強度 (MPa)		
		A 案 (韓国)	B 案 (山内)	C 案
Test1	6.7	3.8	11.8	10.2
Test2	11.1	4.4	13.1	14.4
Test3	7.6	4.8	—	11.5
平均	8.5	4.3 (実大の約 50%)	12.5 (実大の約 150%)	12.0 (実大の約 140%)

表 2.6 全断面に対するヤング係数

	実大ブロック ($\times 10^4 \text{MPa}$)	縮小ブロックの圧縮強度 ($\times 10^4 \text{MPa}$)		
		A 案 (韓国)	B 案 (山内)	C 案
Test1	2.3	0.25	1.1	0.90
Test2	2.1	0.43	1.0	0.90
Test3	2.6	0.38	—	0.85
平均	2.3	0.35 (実大の約 15%)	1.1 (実大の約 50%)	0.88 (実大の約 40%)

2) プリズム圧縮試験

3 段プリズム圧縮試験結果を表 2.7、表 2.8 および図 2.14 に示す。ここで、プリズム圧縮試験はそれぞれ 3 個ずつ実施した (C 案のみ 2 個)。ひずみ度、圧縮応力度およびヤング係数の算定方法は単体と同様である。

図 2.14 より、韓国の一般的な配合率 A 案は、実大ブロックに比べて圧縮強度は約 15%、ヤング係数は約 10%と、実大ブロックの結果を遥かに下回っている。国内 (資) 山内コンクリートブロックの配合率 B 案は、圧縮強度は約 1.1 倍で実大ブロックと同程度であったが、ヤング係数は約 40%であった。C 案は B 案より圧縮強度は低かったものの、ヤング係数は B 案と同程度であった。B 案および C 案の圧縮強度は、実大ブロックを概ね現できたが、ヤング係数は、モルタルの締め固めが、実大ブロックのように機械振動ではなく人力であったため、再現できなかった。

表 2.7 全断面に対する 3 段プリズム圧縮強度

	実大ブロック (MPa)	縮小ブロックの圧縮強度 (MPa)		
		A 案 (韓国)	B 案 (山内)	C 案
Test1	6.4	1.0	7.8	6.2
Test2	9.0	1.5	8.0	4.6
Test3	6.6	0.9	8.9	—
平均	7.3	1.1 (実大の約 15%)	8.2 (実大の約 110%)	5.4 (実大の約 75%)

表 2.8 全断面に対するヤング係数

	実大ブロック ($\times 10^4 \text{MPa}$)	縮小ブロックの圧縮強度 ($\times 10^4 \text{MPa}$)		
		A 案 (韓国)	B 案 (山内)	C 案
Test1	2.5	0.24	0.83	0.83
Test2	2.0	0.30	0.81	0.76
Test3	1.9	0.20	0.80	—
平均	2.1	0.25 (実大の約 12%)	0.81 (実大の約 40%)	0.80 (実大の約 40%)

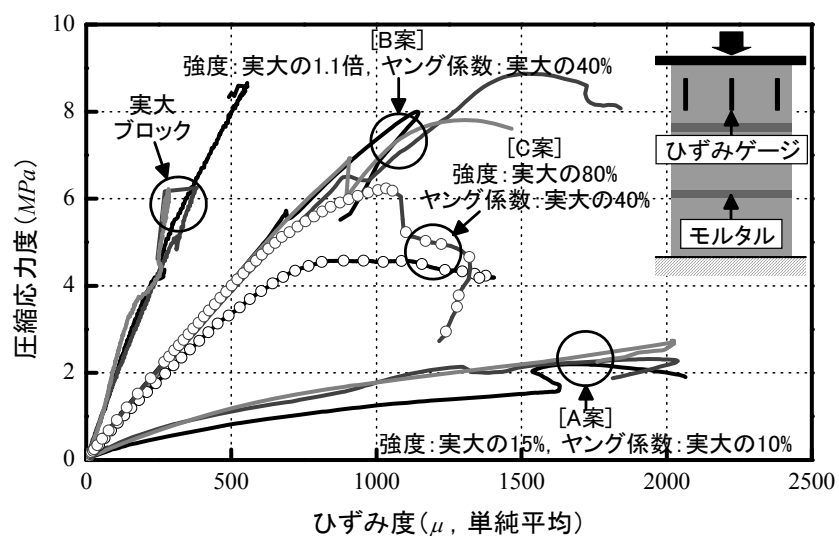


図 2.14 ブロックの圧縮応力度－ひずみ関係

3) 縮小ブロックの圧縮強度、ヤング係数とせん断力との関係

縮小ブロックの圧縮強度が 3 案中で最も実大ブロックに近い B 案のプリズム圧縮試験結果を用い、ヤング係数の低下がブロック造壁のせん断耐力に及ぼす影響について検討を行う。

ブロック造壁のせん断耐力は、図 2.15 に示すように無補強組積造壁の一般的な破壊メカニズムである対角ストラット圧縮破壊時のせん断力 V_c ^[2.7]を用いて検討した。これは、無補強組積造壁を等価な有効幅を持つ圧縮ストラットに置換して強度を求めるもので、等価圧縮ストラット有効幅 W_{eq} および対角ストラット圧縮破壊時のせん断耐力 V_c は式 (2.6) および式 (2.7) からそれぞれ求められる^[2.7]。

$$W_{eq} = 0.175 \cdot \left(\frac{4 \cdot E_c \cdot I_c \cdot h_m}{E_m \cdot t \cdot \sin 2\theta \cdot h^4} \right)^{0.1} \cdot l_d \quad (2.6)$$

$$V_c = W_{eq} \cdot t \cdot f'_m \cdot \cos \theta \quad (2.7)$$

ここで、

W_{eq} : 等価圧縮ストラットの有効幅 (mm)

h_m : 組積造壁の高さ (mm)

t : 組積造壁の厚さ (mm)

f'_m : プリズム強度の 50% (MPa)

h : 上下梁の中心間距離 (mm)

l_d : 組積造壁の対角長さ (mm)

E_c : コンクリートのヤング係数 (MPa)

E_m : プリズムのヤング係数 (MPa)

I_c : 柱の断面 2 次モーメント (mm⁴)

式 (2.6) に示すように、等価圧縮ストラット有効幅 W_{eq} は組積体 (ブロック) のヤング係数 E_m がパラメータの 1 つとなっており、これによる影響を検討するために、実大ブロックに対する縮小ブロックのヤング係数の比と等価圧縮ストラット有効幅の比との関係を検討した。その結果を図 2.16 に示す。実大ブロックに対する縮小ブロックのヤング係数の比は約 40%であったので、縮小ブロック造壁の等価圧縮ストラット有効幅は実大ブロック造壁より約 10%増加する結果となった。また、本研究で選択した配合率 B 案の圧縮強度は実大ブロックの約 1.1 倍であったので、式 (2.7)^[2.7]より縮小ブロック造壁のせん断耐力は実大の約 1.2 倍になると予想された。

そこで、ブロック造壁のせん断耐力の増加分を調べたところ、およそ 50kN 程度となり、実大試験体の最大耐力 (IW1 試験体 : 980kN, IW4 試験体 : 640kN) と比べ十分小さい値であるので、架構全体の耐力に大きな影響は与えないものと考えられる。

以上の検討より、縮小ブロックの配合は B 案を採用することとした。

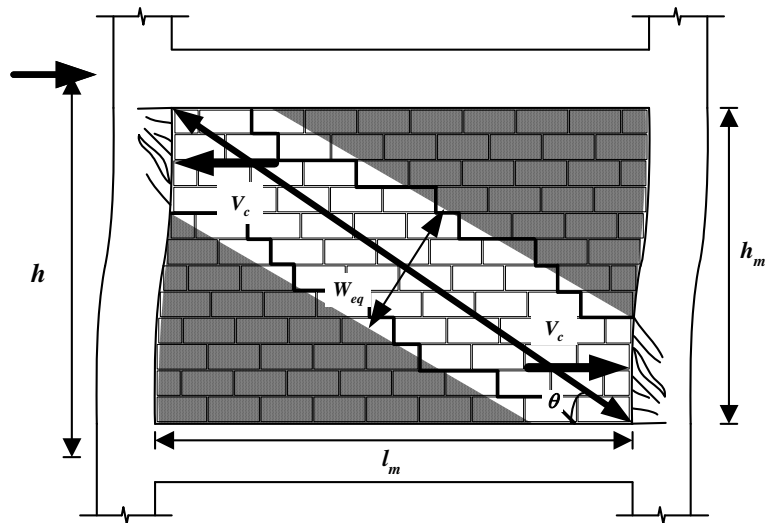


図 2.15 対角ストラット圧縮破壊メカニズムおよびせん断強度 V_c

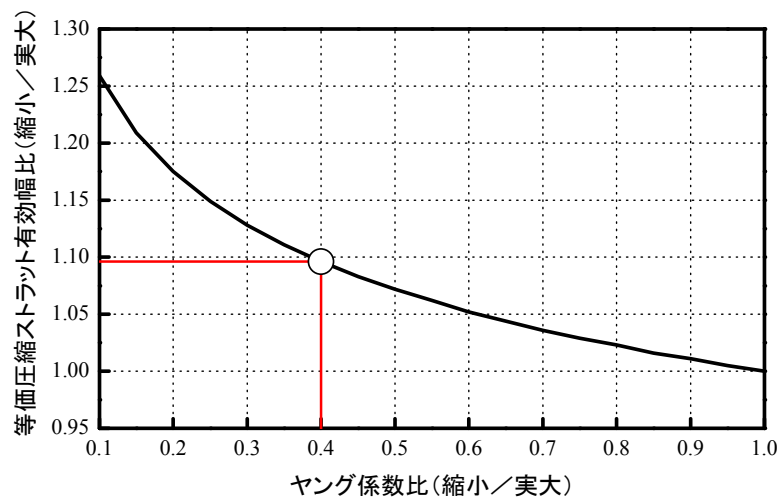


図 2.16 ブロックのヤング係数と圧縮ストラット有効幅の関係

2.3.3.3 縮小ブロック造壁の設計

前項の検討結果による B 案の配合で製作した縮小ブロック造壁については、実大試験体とひび割れパターンを比較するため、ブロック造壁の配列数および段数を実大試験体のそれと同一とした (9 列×12 段)。また、縮小ブロック造壁における目地モルタルの厚さは実大ブロック造壁の目地モルタル (厚さ : 10mm) の 1/4 厚さ (2.5mm) とした。

2.3.4 梁の設計^[2.2]

剛梁型 (IFSB) 試験体の上下部梁および柔梁型 (IFFB) 試験体の下部梁 (いわゆるスタブ) は、架構全体が終局に至っても弾性域に留まるように設計した。この剛梁スタブの寸法および配筋詳細は図 2.20 に示したとおりである。本節では、既実施した柔梁型 (IFFB) 試験体における上部梁の設計について検討した結果を述べる。

2.3.4.1 柔梁型 (IFFB) 試験体の架構形状の決定

既実施した柔梁型 (IFFB) 試験体の形状を決定するのにあたって、対象建物^[2.3]を模擬した 4 層架構に作用する水平力を、図 2.17 に示す逆三角形分布と仮定し、2 階梁に作用するモーメントを再現する加力方法を検討した。同図に示すように、1 階柱に作用するせん断力 ($0.5P$)、対象建物および IFFB 試験体の 1 階柱頭部に作用するモーメント (M_1 および M_1') および 2 階柱脚部に作用するモーメント (M_2 および M_2') が等しくなるように、IFFB 試験体の上部に長さ $0.45h$ のヒンジ付き鉄骨柱を 2 階柱として設置し、2 階柱の上部を加力ビームを介して加力することとした。この加力方法により、対象建物および IFFB 試験体の 2 階梁におけるモーメント ($M_1+M_1'=M_2+M_2'$) が再現できた。その際、2 階に設置した鉄骨柱は 1 階の架構全体が終局に至るまで弾性域に留まるように設計した。

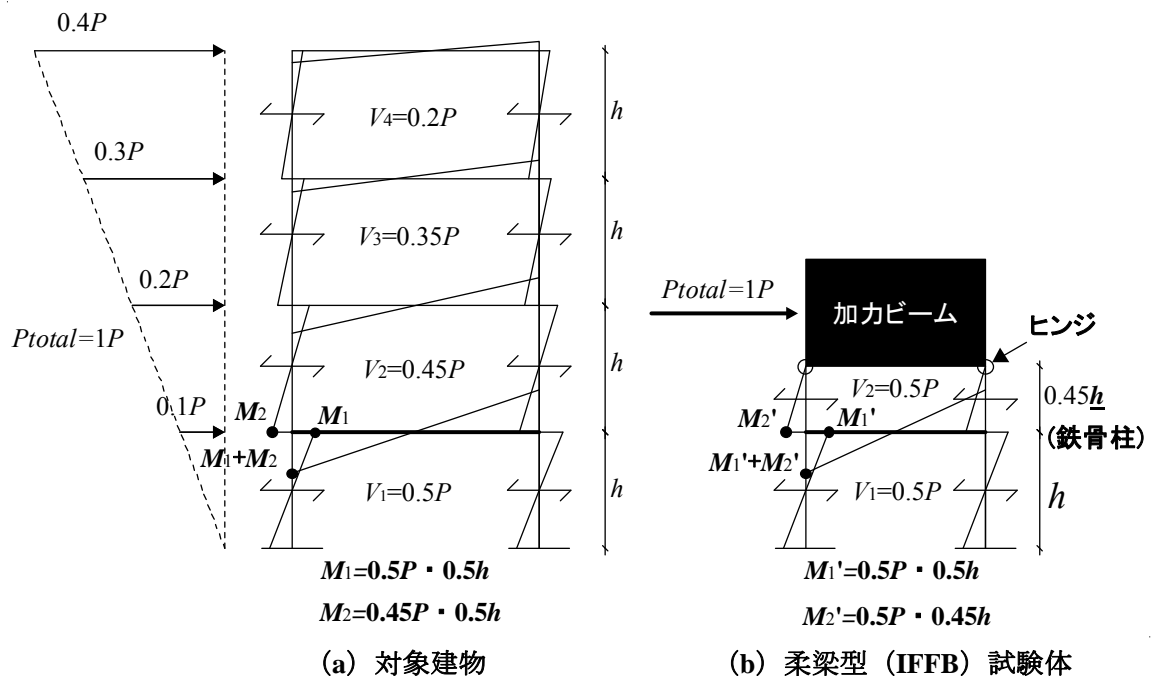


図 2.17 柔梁型 (IFFB) 試験体の応力度状態および架構の形状設定

2.3.4.2 縮小柔梁の形状決定および強度算定

(1) 対象建物の T 形梁の長方形梁への変換

既実施した柔梁の断面設定においては、対象建物の T 形梁^[2.3]を長方形梁に置換し、これを縮小梁の断面設計に用いた。長方形梁への置換方針は、梁の曲げ剛性、強度およびせん断余裕度が対象建物の T 形梁を再現することを目標とした。

長方形梁の曲げ剛性の再現にあたって、図 2.18 に示すように T 形梁のスラブ協力幅を $0.2L \times 2$ とし、梁せい D に対し、断面 2 次モーメント I が等価になる長方形梁の幅 b' を求めた。その結果を表 2.9 にまとめた。長方形梁の強度およびせん断余裕度の再現にあたっては、表 2.10 に示すように長方形梁の主筋量がスラブ筋を含む T 形梁と同程度になるように設定し、さらにせん断補強筋径および間隔を T 形梁と同様とした。この結果に基づき計算した強度およびせん断余裕度を表 2.11 に示す。強度計算の際に、想定した鉄筋の降伏強度は規格点降伏強度（異形棒鋼 SD395 想定）を 10% 増加、コンクリート圧縮強度は設計基準強度を 20% 増加させた値を用いた。また、梁の曲げ終局モーメントおよび曲げ終局強度時のせん断力は式 (2.8) および式 (2.9) ^{[2.4][2.5]}、せん断終局強度は靱性保証型設計指針の式 (式 (2.10) ～式 (2.12)) ^[2.8] を用いて求めた。その結果、表 2.13 に示すように両梁の強度およびせん断余裕度はほぼ一致した。

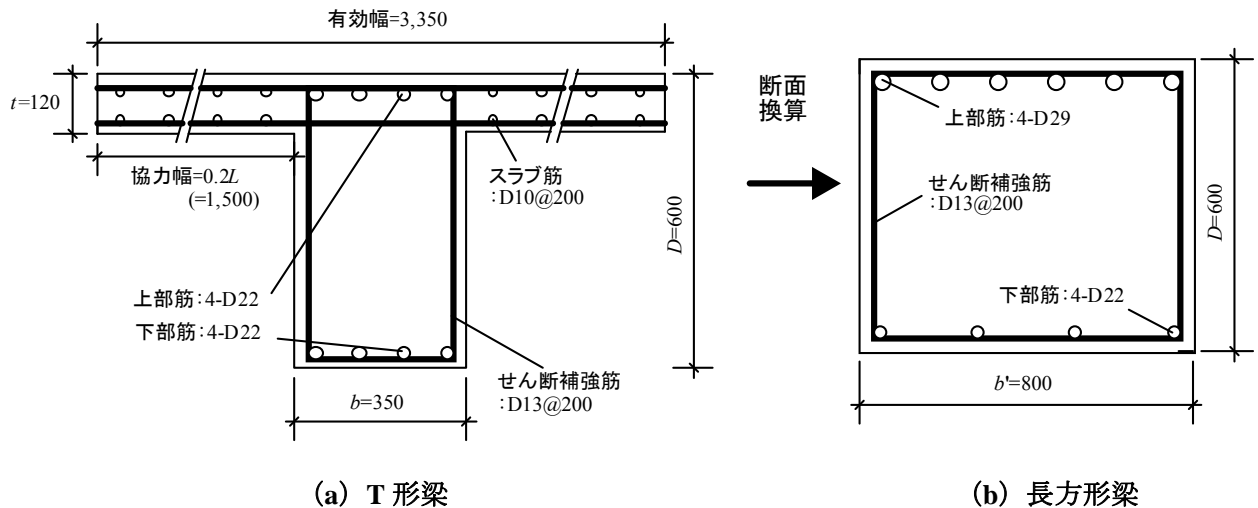


図 2.18 対象建物の T 形梁の長方形梁への置換 (単位[mm])

表 2.9 T 形梁の長方形梁への置換における断面算定

断面 形状	梁の せい D (mm)	梁の幅 (ウェブ幅) b, b' (mm)	協力幅 b_a (mm)	有効幅 B (mm)	スラブ 厚さ t (mm)	梁の 長さ L (mm)	断面 2 次 モーメント I (mm ⁴)	断面積 A (mm ²)
T 形梁	600	350	1,500	3,350	120	7,500	143.7×10^8	570,000
長方形梁		800	-	-	-	7,500	144.0×10^8	480,000

表 2.10 T 形梁および長方形梁の強度に関する因子

断面 形状		コンクリート 圧縮強度 F_c (MPa)	引張鉄筋	引張鉄筋 断面積 a_t (mm ²)	引張鉄筋 降伏強度 σ_y (MPa)	せん断 補強筋	せん断補強筋 降伏強度 σ_{wy} (MPa)
T 形梁	上端	25.2 (21.0)	4- D22 / 32-D10	3,831	440 (390)	D13 @200	440 (390)
	下端		4- D22	1,548			
長方形梁	上端		6- D29	3,854			
	下端		4- D22	1,548			

*() : 設計基準強度あるいは規格降伏点強度

表 2.11 T 形梁および長方形梁の強度およびせん断余裕度

断面形状		曲げ終局モーメント M_U (kN・m)	曲げ終局時せん断力 Q_{MU} (kN)	せん断終局強度 $V_{U, 靱性指針}$ (kN)	せん断余裕度 $V_{U, 靱性指針} / Q_{MU}$
T 形梁	上端	823.0	164.2	599.0	3.65
	下端	334.9			
長方形梁	上端	852.3	171.9	650.6	3.78
	下端	359.4			

・ 曲げ終局モーメント M_U

$$M_U = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad (2.8)$$

ここで,

M_U : 曲げ終局モーメント (N・mm)

a_t : 引張鉄筋断面積 (mm²)

σ_y : 鉄筋の降伏点強度 (MPa)

d : 剛梁の有効せい (mm, 本研究では $D-50\text{mm}$)

・曲げ終局強度時のせん断力 Q_{MU}

$$Q_{MU} = \frac{M_U}{(L_0/2)} \quad (2.9)$$

ここで、

Q_{MU} : 曲げ終局強度時のせん断力 (N)

L_0 : 梁の内法長さ (mm)

・靱性保証型耐震設計指針 V_U

$$V_{U1} = \mu \cdot p_{we} \cdot \sigma_{wy} \cdot b_e \cdot j_e + \left(\nu \cdot \sigma_B - \frac{5 \cdot p_{we} \cdot \sigma_{wy}}{\lambda} \right) \cdot \frac{bD}{2} \cdot \tan \theta \quad (2.10)$$

$$V_{U2} = \frac{\lambda \cdot \nu \cdot \sigma_B + p_{we} \cdot \sigma_{wy}}{3} \cdot b_e \cdot j_e \quad (2.11)$$

$$V_{U3} = \frac{\lambda \cdot \nu \cdot \sigma_B}{2} \cdot b_e \cdot j_e \quad (2.12)$$

ここで、

μ : トラス機構の角度を表す係数 ($=2-20R_p$)

R_p : 終局限界状態でのヒンジ領域の回転角 (rad)

p_{we} : 有効せん断補強筋比 ($=a_w/(b_e s)$)

a_w : 1組のせん断補強筋の断面積 (mm^2)

b_e : トラス機構に関与する断面の有効幅で、外側のせん断補強筋のせん断力直交方向への芯々間隔とする (mm)

j_e : トラス機構に関与する断面の有効せいで、外側のせん断補強筋のせん断力方向への芯々間隔とする (mm)

s : せん断補強筋の鉛直方向への間隔 (mm)

ν : コンクリート圧縮強度の有効係数 ($=(1-20R_p)\nu_0$)

ν_0 : 降伏ヒンジを計画しないときの有効係数 ($=0.7-\sigma_B/200$)

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (MPa)

λ : トラス機構の有効係数 ($=1-s/(2j_e)-b_s/(4j_e)$)

b_s : せん断補強筋の断面方向の最大間隔 (mm)

ただし、中子筋が断面内にほぼ均等に配置されている場合は、 $b_s=b_e/(N_s+1)$

N_s : 中子筋の本数

θ : アーチ機構の圧縮束の角度で、 $h_0/D \geq 1.5$ の部材では、 $\tan \theta = 0.9 \times D/(2h_0)$

(2) 長方形梁の縮小長方形梁への変換

既実施した縮小実験における柔梁型試験体では、長方形梁から縮小長方形梁への変換は次の方針に従って行った。

- ① 縮小長方形梁の断面サイズを長方形梁の 1/4 程度にする。
- ② 縮小長方形梁の曲げ終局モーメントレベルを長方形梁と合わせながら（縮小率が 1/4 であるため、長方形梁の約 1/64）、せん断余裕度を長方形梁と同程度とする。
- ③ 弾性区間における縮小長方形梁の最大たわみレベルを長方形梁と等しくなるようにする（長方形梁の約 1/4）。

条件①については、後述する条件③に関する制約を優先したため、断面サイズを長方形梁の 1/4 サイズ（200mm×150mm）より若干小さい 160mm×140mm とした。

条件②については、長方形梁と同様の曲げ終局モーメントレベルにするため、表 2.12 に示すように上端と下端の鉄筋の降伏点強度を変えた（上端筋：2-D10，SD785，下端筋：2-D10，SD295）。また、対象建物における柱芯－芯距離は 7.5m（図 2.3 参照）であるが、実大試験体では実験施設の制約から 4.05m（図 2.3 および図 2.4 参照）としたため、縮小試験体の柱芯－芯距離についても実大試験体のおよそ 1/4 である 1.0m とした。梁のスパン長さが相対的に短くなるため曲げ終局時のせん断力（ Q_M ）はせん断終局強度（ Q_{SU} ）よりも著しく増大し、同表に示すようにせん断補強筋強度と間隔を調整することで（SD785，30mm 間隔）対象建物のせん断余裕度を概ね再現するようにした。強度およびせん断余裕度を表 2.13 に示す。ここで、強度計算の際に鉄筋の降伏点は規格点強度を 10%，コンクリート圧縮強度は設計基準強度を 20%増加させた値を用いた。縮小長方形梁の曲げ終局モーメントは、前述したとおりスラブ筋の考慮による上端筋の増加，また縮小断面の実情を反映させるため、ストレスブロックに基づき精算して求めた（圧縮縁のコンクリートのひずみ度：0.003，圧縮ストラスブロックの形状係数：0.85）^[2.6]。長方形梁のせん断終局強度は荒川 mean 式（式（2.14））^[2.4]を用いたが、縮小長方形梁については断面寸法による補正係数 k_u を考慮した式（2.15）を用いた^[2.4]。

表 2.13 より、縮小長方形梁断面の曲げ終局モーメントは上端で対象建物の約 1/70，下端で約 1/64 と曲げ終局モーメントレベルを概ね合わせることができた。また、せん断余裕度は長方形梁の結果を下回るものの、対象建物の梁の破壊メカニズムを概ね再現できたと考えられる。

表 2.12 長方形梁および縮小長方形梁の強度に関する因子

断面 形状	コンクリート 圧縮強度 $F_c (MPa)$	主筋			せん断 補強筋	せん断 補強筋比	せん断補強筋 降伏強度 $\sigma_{wy} (MPa)$
		引張 鉄筋	引張 鉄筋比	降伏強度 $\sigma_y (MPa)$			
長方形梁	上端	6-D29	0.0081	440 (395)	D13@200	0.0016	440 (395)
	下端	4-D22	0.0032				
縮小 長方形梁	上端	2-D10	0.0064	880 (785)	D6@30	0.0132	880 (785)
	下端	2-D10	0.0064	330 (295)			

*() : 基準強度あるいは降伏点強度

表 2.13 長方形梁および縮小長方形梁の強度およびせん断余裕度

断面 形状	曲げ終局モーメント $M_U (kN \cdot m)$	曲げ終局時せん断力 $Q_{MU} (kN)$	せん断終局強度 $Q_{SU,mean} (kN)$	せん断余裕度 $Q_{SU,mean} / Q_{MU}$
長方形梁	上端	171.9	658.4	3.8
	下端		506.4	2.9
縮小 長方形梁	上端	19.0	59.5	3.2
	下端		47.7	2.5

・せん断終局強度 Q_{SU}

$$Q_{SU,mean} = \left\{ \frac{0.115 \cdot k_u \cdot k_p \cdot (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} \cdot b \cdot j \quad (2.13)$$

$$\text{長方形梁: } Q_{SU,mean} = \left\{ \frac{0.068 \cdot p_t^{0.23} \cdot (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} \cdot b \cdot j \quad (2.14)$$

$$\text{縮小長方形梁: } Q_{SU,mean} = \left\{ \frac{0.094 \cdot p_t^{0.23} \cdot (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} \cdot b \cdot j \quad (2.15)$$

ここで,

$Q_{SU,mean}$: せん断終局強度 (mean 式, N)

p_t : 引張鉄筋比 (%)

F_c : コンクリート圧縮強度 (MPa)

M/Qd : せん断スパン比 ($= L_0 / 2d$)

p_w : せん断補強筋比

σ_{wy} : せん断補強筋の降伏点強度 (MPa)

b : 梁幅 (mm)

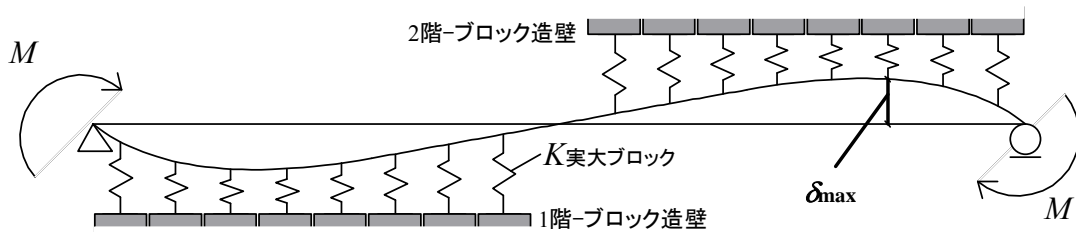
j : 応力中心間距離 (mm , 本研究では $0.8D$)

条件③については、図 2.19 に示すたわみ算定モデルを用いて梁の最大変位を検討した。対象建物には図 2.19 (a) に示すように梁の上下にブロック造壁があるものとし、縮小試験体では実際の実験を想定して図 2.19 (b) に示すように梁の下部のみにブロック造壁があるものとしている。この際、梁の両端に作用するモーメントは、梁に曲げ終局時せん断力 Q_{MU} の 1/3 (表 2.13 より、長方形梁では $60kN$ 、縮小長方形梁では $6.3kN$) が作用した時に発生するモーメント (長方形梁: $M=Q \times L_0/2=60kN \times 7.05m/2 \div 200kN \cdot m$ 、縮小長方形梁: $M'=6.3kN \times 0.89m/2 \div 3kN \cdot m$) とした (表 2.14)。また、ブロックのヤング係数は表 2.8 のプリズム圧縮試験結果を用いた。その結果、縮小長方形梁の断面寸法を $160mm \times 140mm$ と設定することによって、縮小長方形梁に生じる最大変位 (δ'_{max}) は長方形梁の最大変位 (δ_{max}) に縮小率 1/4 を乗じた程度 ($0.06mm$) になることが確認された。

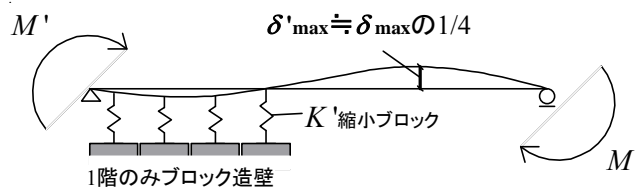
以上の検討を踏まえて設計した IFSB 試験体および IFFB 試験体の詳細を図 2.20 に示す。

表 2.14 長方形梁および縮小長方形梁の最大変位解析のための諸元

断面形状	外力 モーメント $M (kN \cdot m)$	梁に関する因子			ブロックに関する因子	
		断面寸法		内法長さ $L_0 (mm)$	ブロックの ヤング係数 $E (MPa)$	ブロックの 全断面積 $A (mm^2)$
		梁幅 $b (mm)$	梁のせい $D (mm)$			
長方形	200.0	800	600	7,050	2.1×10^5	7,410,000
縮小長方形梁	3.0	160	140	890	0.81×10^5	4,631

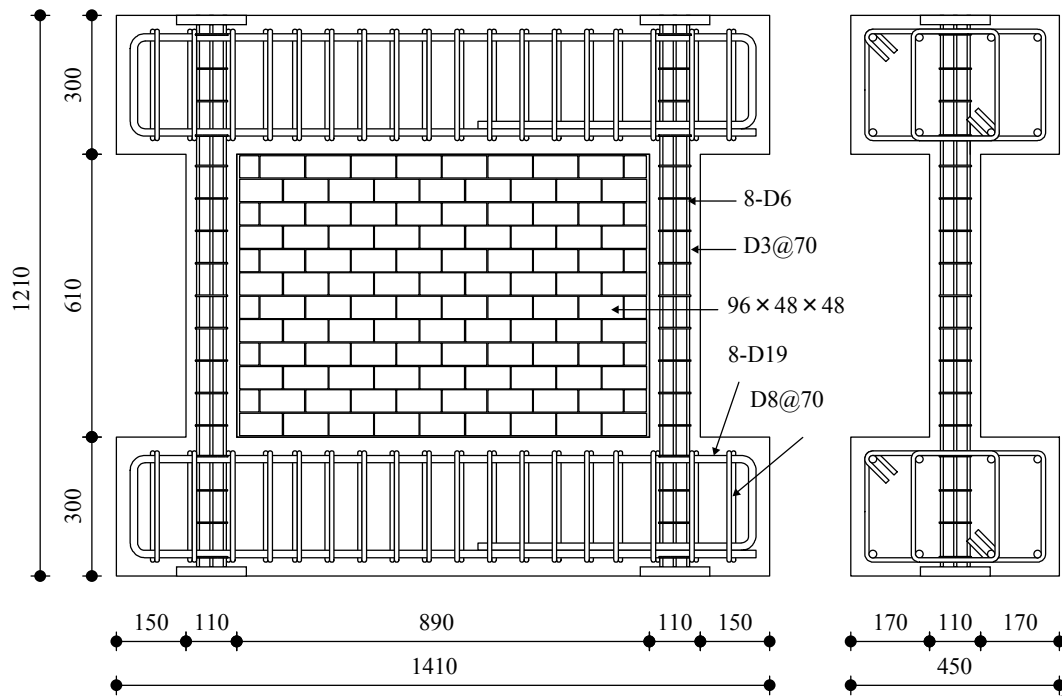


(a) 置換長方形梁

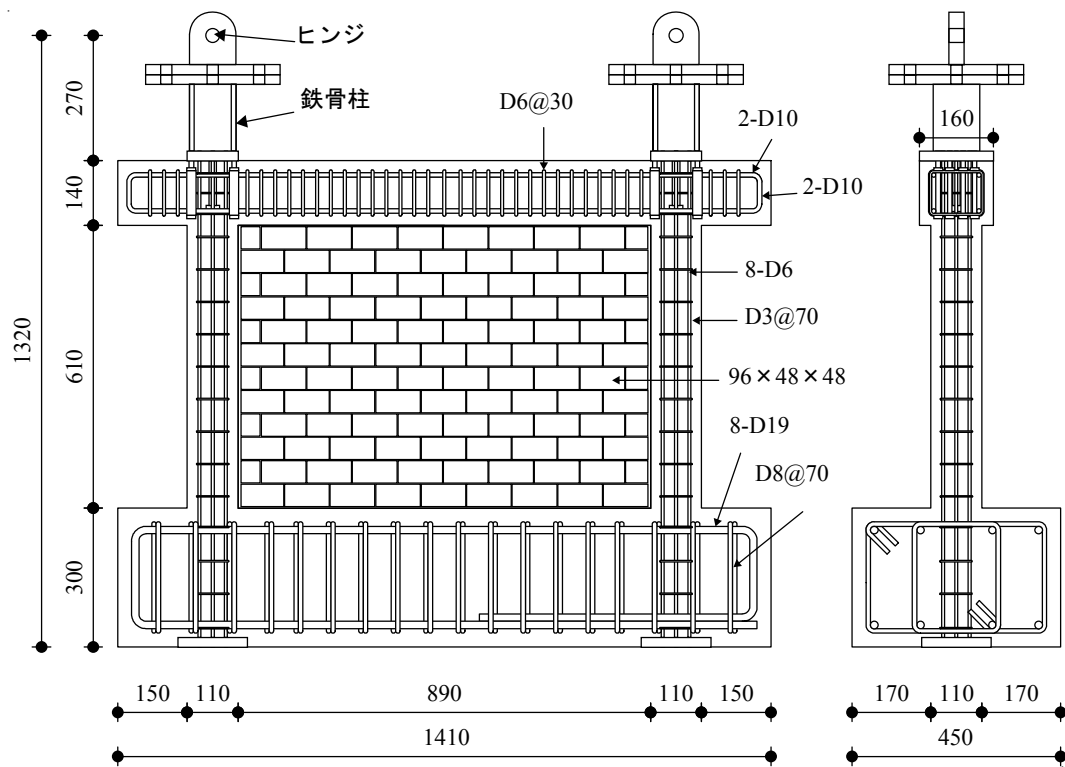


(b) 縮小長方形梁

図 2.19 梁の最大変位算定モデル



(a) IFSB 試験体



(b) IFFB 試験体

図 2.20 縮小試験体の詳細図 (単位: mm)

2.3.5 試験体の製作

既実施した縮小実験における剛梁型および柔梁型試験体の配筋状況やコンクリート打設を含む製作状況を写真 2.5 に示す。同写真に示すように、縮小試験体については横打ちでコンクリートを打設し、予備静的加力実験時に立て起こした。また、ブロック造壁は、実際の現場と同様に 2 日に分けて半分ずつ組積作業を行った。一方、縮小ブロックは縦打ちで製作し、その製作過程は写真 2.4 を参考されたい。



(a) 剛梁型試験体の配筋 (IFSB)



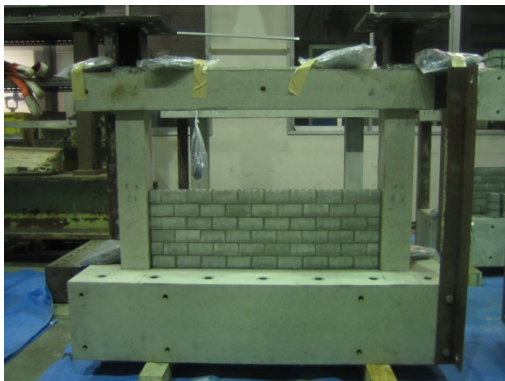
(b) 柔梁型試験体の配筋 (IFFB)



(c) コンクリート打設の状況



(d) コンクリート打設の直後



(e) 1 日目の組積の直後



(f) 2 日目の組積の直後

写真 2.5 縮小試験体の製作状況

2.4 実験計画と実験結果

2.4.1 実験方法

2.4.1.1 計測計画

IFSB および IFFB 試験体における計測計画を図 2.21 および図 2.22 に、鉄筋のひずみゲージ貼付位置を図 2.23 に、チャンネル番号を表 2.15 および表 2.16 にそれぞれ示す。

IFSB 試験体では、上下スタブ間の相対水平変位、フレームのせん断変形および柱の鉛直変位、スタブと鋼製試験装置間のスリップを計測した。柱の曲率および曲げ変形を算定するため、柱の両側に 150mm 間隔で材軸方向の変位を、またせん断変形を算定するため、同区間において柱の水平変位を計測した。危険断面位置を含む柱の主要な箇所にはひずみゲージを貼付し、主筋および補強筋のひずみを計測した。ブロック造壁の最上段にこれらが負担する軸力を算定するため、試験体正面と背面の両面にひずみゲージを貼付した。

IFFB 試験体の計測計画は基本的に IFSB 試験体と同様であるが、梁の軸方向変位の有無を確認するため柔梁の両端の変位を、また柔梁の最大変位が発生すると予測される箇所の変位を計測した。危険断面位置を含む柱および梁の主要な箇所にはひずみゲージを貼付し、主筋および補強筋のひずみを計測した。

2.4.1.2 加力計画

本実験は東京大学生産技術研究所千葉実験所の地震応答実験棟で実施した。剛梁型（IFSB）試験体および柔梁型（IFFB）試験体の荷重システムおよび全景を、図 2.24 および写真 2.7、図 2.25 および写真 2.8 にそれぞれ示す。試験体の水平および鉛直荷重用アクチュエータの容量は+200kN、-100kN のものを使用した。

図 2.26 に本実験の加力計画を示す。試験体に作用する水平力は原則として正負交番荷重で、実大実験と同様に、正負方向の破壊パターンを等しくするため試験体の頂部変形に対する部材角 0.1, 0.2, 0.4, 0.67, 1.0, 2.0%までそれぞれ 2.5 サイクルずつ荷重することとし、大振幅後の小振幅繰り返しを想定して部材角 1.0%経験後に 0.4%を 1 サイクル荷重することとした。ただし、試験体の破壊状況に応じて安全のため荷重計画を変更または荷重を終了した。1 階を想定した IFSB1 および IFFB1 試験体では計 96kN (48kN×2 台)、4 階を想定した IFSB4 および IFFB4 試験体では計 24kN (12kN×2 台) の一定軸力を与えた。

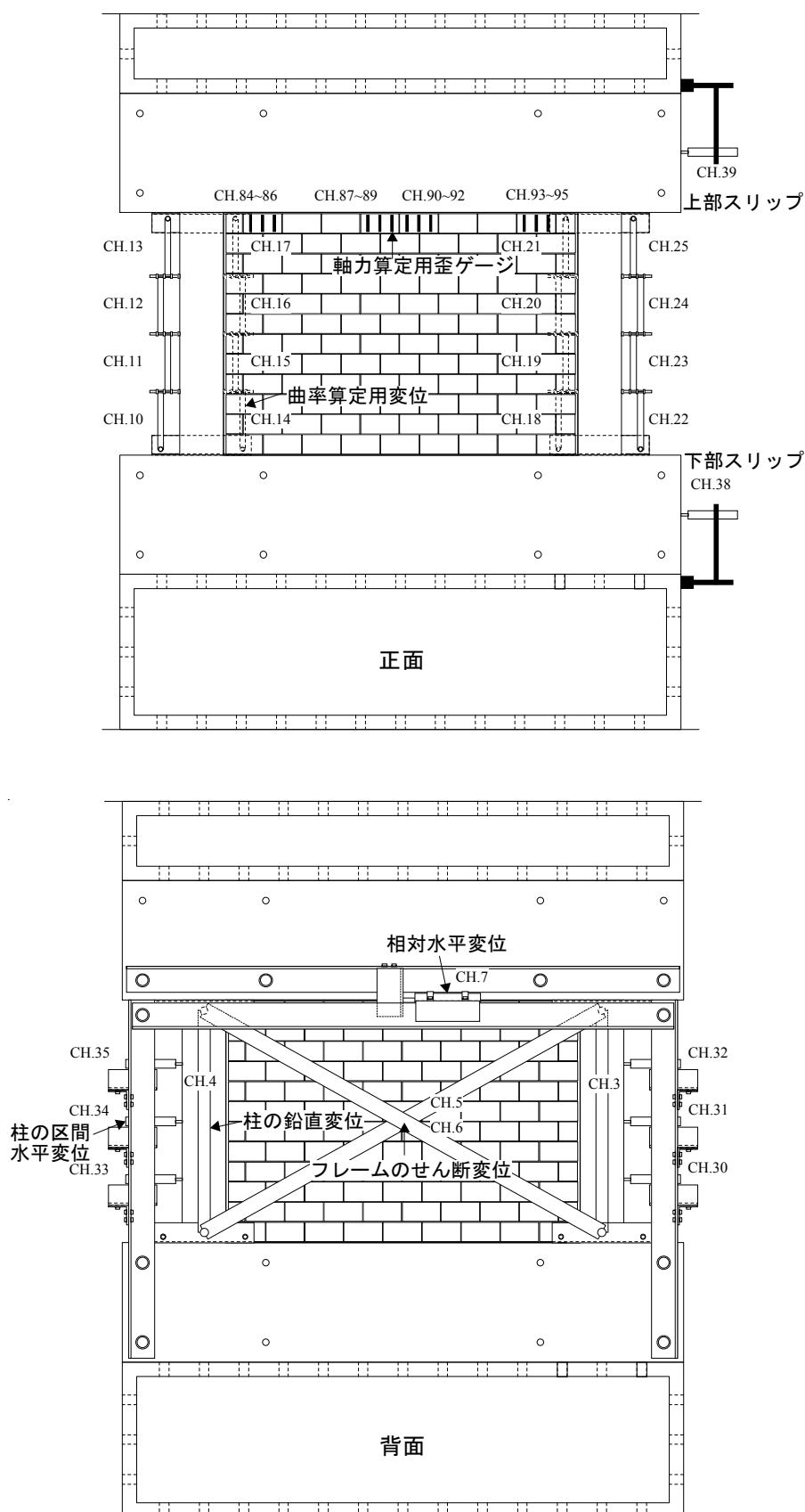


図 2.21 剛梁型（IFSB）試験体の計測計画

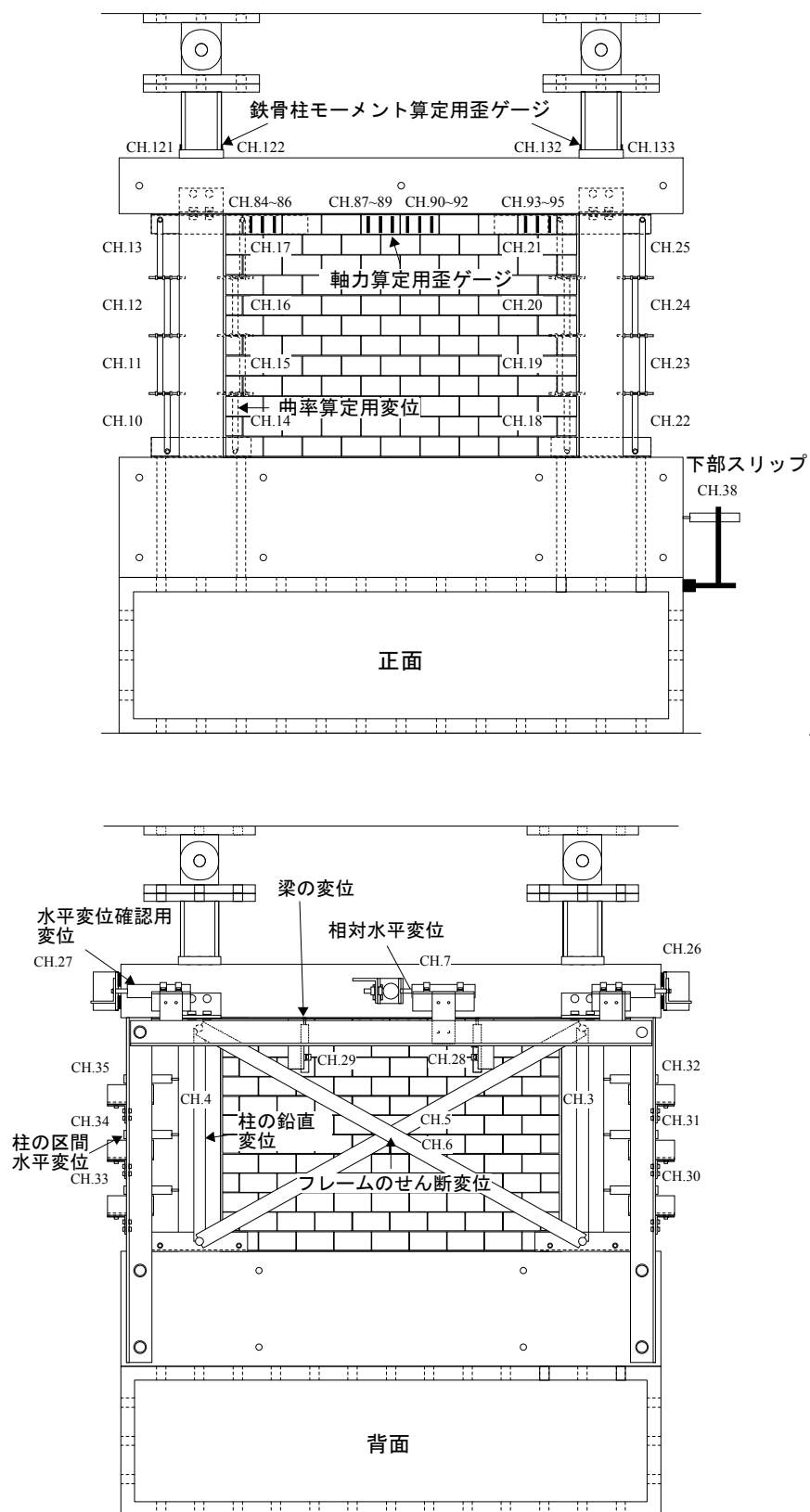
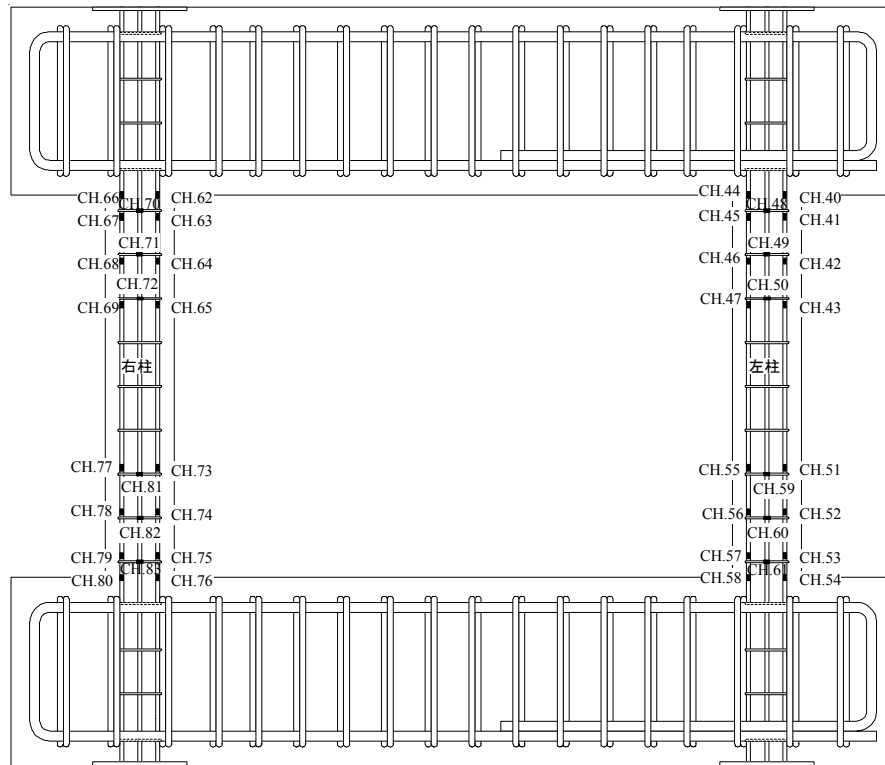
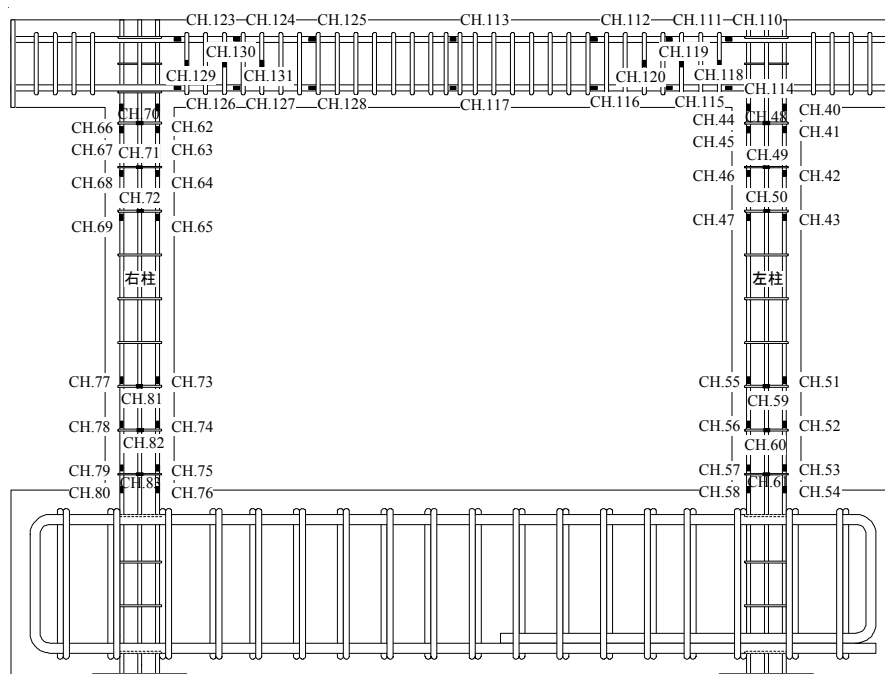


図 2.22 柔梁型 (IFFB) 試験体の計測計画



(a) 剛梁型 (IFSB) 試験体



(b) 柔梁型 (IFFB) 試験体

図 2.23 ひずみゲージの貼付位置 (単位 : mm)

表 2.15 剛梁型 (IFSB) 試験体の計測器・CH 番号

CH	計測器	計測器位置	CH	計測器	計測器位置
0	ロードセル	(水平アクチュエータの荷重)	33	CDP-25	右柱 (せん断変形算定用変位)
1		(左鉛直アクチュエータの荷重)	34		
2		(右鉛直アクチュエータの荷重)	35		
3	CDP-10	左柱(鉛直変位)	36		
4		右柱(鉛直変位)	37		
5	CDP-50	(フレームのせん断変形)	38	CDP-25	(下部スリップ変位)
6			39		(上部スリップ変位)
7	CDP-50	(相対水平変位)	40	FLA-3-11	左柱左側上部の主筋
8			41		
9			42		
10	CDP-10M	左柱左側(曲率算定用変位)	43		
11			44		左柱右側上部の主筋
12			45		
13			46		
14		左柱右側(曲率算定用変位)	47	FLK-2-11	左柱上部のせん断補強筋
15			48		
16			49		
17			50		
18		右柱左側(曲率算定用変位)	51	FLA-3-11	左柱左側下部の主筋
19			52		
20			53		
21			54		
22		右柱右側(曲率算定用変位)	55		左柱右側下部の主筋
23			56		
24			57		
25			58		
26			59	FLK-2-11	左柱下部のせん断補強筋
27			60		
28			61	FLA-3-11	右柱左側上部の主筋
29			62		
30	CDP-25	左柱 (せん断変形算定用変位)	63		
31			64		
32			65		

CH	計測器	計測器位置	CH	計測器	計測器位置
66	FLA-3-11	右柱右側上部の主筋	100		ブロック造壁の背面 (軸力算定用ひずみゲージ)
67			101		
68			102		
69			103		
70	FLK-2-11	右柱上部のせん断補強筋	104		
71			105		
72			106		
73	FLA-3-11	右柱左側下部の主筋	107		
74					
75					
76					
77		右柱右側下部の主筋			
78					
79					
80					
81	FLK-2-11	右柱下部のせん断補強筋			
82					
83					
84	PFL-20-11	ブロック造壁の正面 (軸力算定用ひずみゲージ)			
85					
86					
87					
88					
89					
90					
91					
92		ブロック造壁の背面 (軸力算定用ひずみゲージ)			
93					
94					
95					
96					
97					
98					
99					

表 2.16 IFFB 試験体の CH 番号, 計測器表

CH	計測器	計測器位置	CH	計測器	計測器位置
0	ロードセル	(水平アクチュエータの荷重)	33	CDP-25	右柱 (せん断変形算定用変位)
1		(左鉛直アクチュエータの荷重)	34		
2		(右鉛直アクチュエータの荷重)	35		
3	CDP-10	左柱(鉛直変位)	36		
4		右柱(鉛直変位)	37		
5	CDP-50	(フレームのせん断変形)	38	CDP-25	(下部スリップ変位)
6			39		
7	CDP-50	(相対水平変位)	40	FLA-3-11	左柱左側上部の主筋
8			41		
9			42		
10	CDP-10M	左柱左側(曲率算定用変位)	43		
11			44		左柱右側上部の主筋
12			45		
13			46		
14		左柱右側(曲率算定用変位)	47	FLK-2-11	左柱上部のせん断補強筋
15			48		
16			49		
17			50		
18		右柱左側(曲率算定用変位)	51	FLA-3-11	左柱左側下部の主筋
19			52		
20			53		
21			54		
22		右柱右側(曲率算定用変位)	55		左柱右側下部の主筋
23			56		
24			57		
25			58		
26	CDP-50	柔梁左側(水平変位)	59	FLK-2-11	左柱下部のせん断補強筋
27		柔梁右側(水平変位)	60		
28	CDP-25	柔梁左側(変位)	61	FLA-3-11	右柱左側上部の主筋
29		柔梁右側(変位)	62		
30	CDP-25	左柱 (せん断変形算定用変位)	63		
31			64		
32			65		

CH	計測器	計測器位置	CH	計測器	計測器位置		
66	FLA-3-11	右柱右側上部の主筋	100		ブロック造壁の背面 (軸力算定用ひずみゲージ)		
67			101				
68			102				
69			103				
70	FLK-2-11	右柱上部のせん断補強筋	104			FLA-3-11	柔梁左側上部の主筋
71			105				
72			106				
73	FLA-3-11	右柱左側下部の主筋	107	FLA-3-11	柔梁中央上部の主筋		
74			108				
75			109				
76			110				
77		右柱右側下部の主筋	111		柔梁左側下部の主筋		
78			112				
79			113		柔梁中央下部の主筋		
80			114				
81	FLK-2-11	右柱下部のせん断補強筋	115	FLA-3-11	柔梁左側のせん断補強筋		
82			116				
83			117				
84	PFL-20-11	ブロック造壁の正面 (軸力算定用ひずみゲージ)	118		YFLA-5-5LT	左鉄骨柱左側	
85			119				左鉄骨柱右側
86			120		FLA-3-11	柔梁右側上部の主筋	
87			121				
88			122				
89			123				
90			124				
91			125				
92			126				
93			127	柔梁右側下部の主筋			
94			128				
95			129	柔梁右側のせん断補強筋			
96		ブロック造壁の背面 (軸力算定用ひずみゲージ)	130				
97			131				
98			132		YFLA-5-5LT	右鉄骨柱左側	
99			133	右鉄骨柱右側			

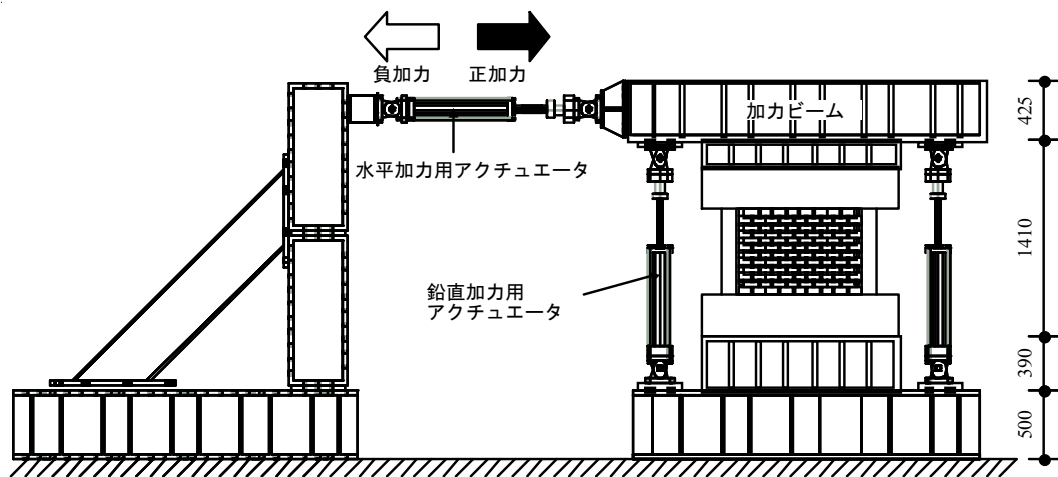


図 2.24 剛梁型 (IFSB) 試験体の載荷システム (単位: mm)

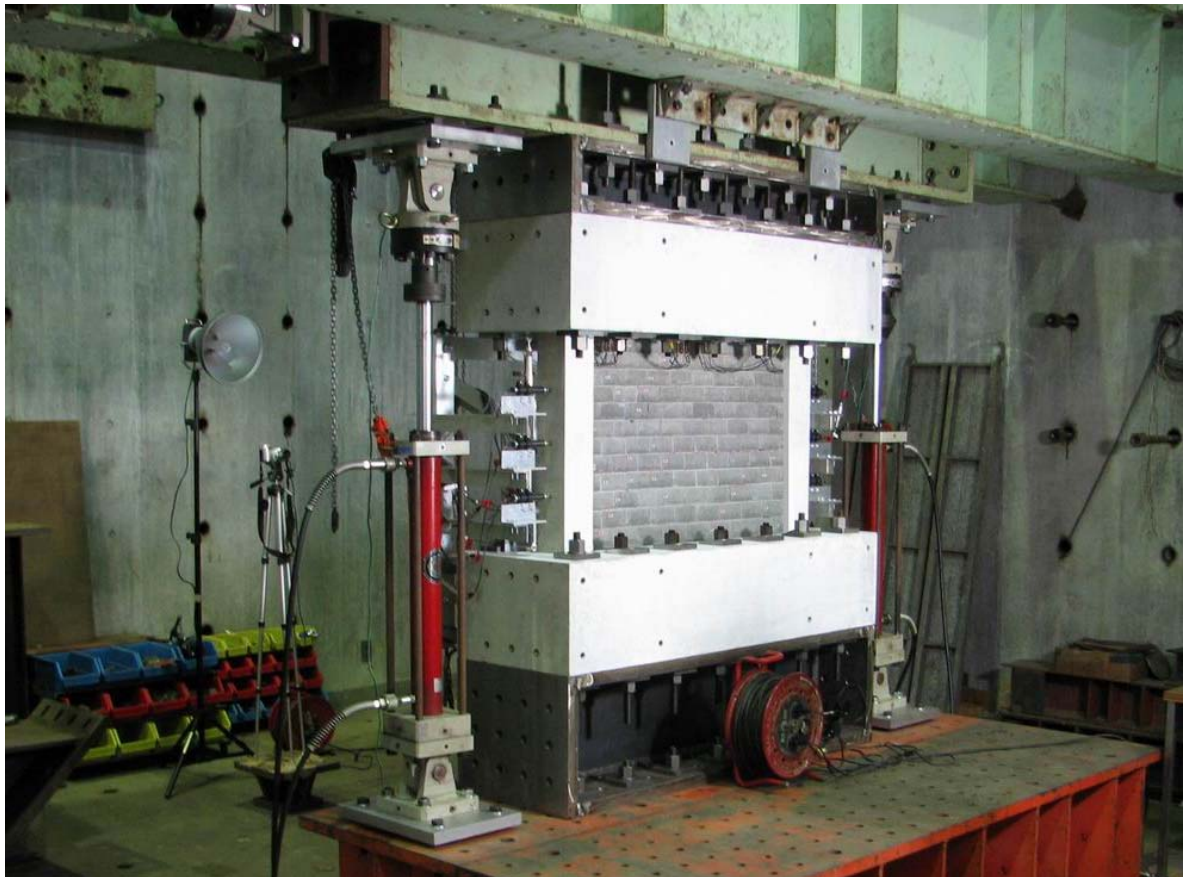


写真 2.7 剛梁型 (IFSB) 試験体の載荷システムの全景

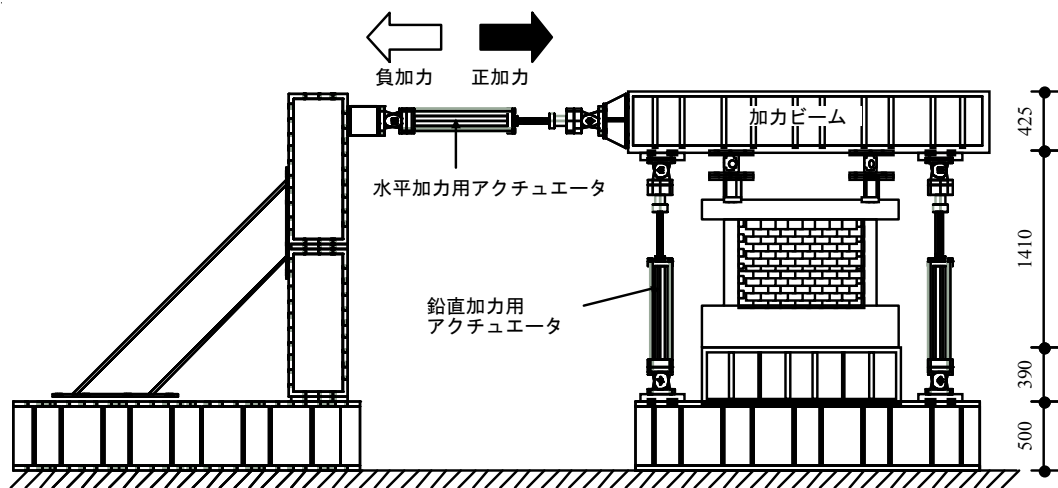


図 2.25 柔梁型 (IFFB) 試験体載荷システム (単位 : mm)

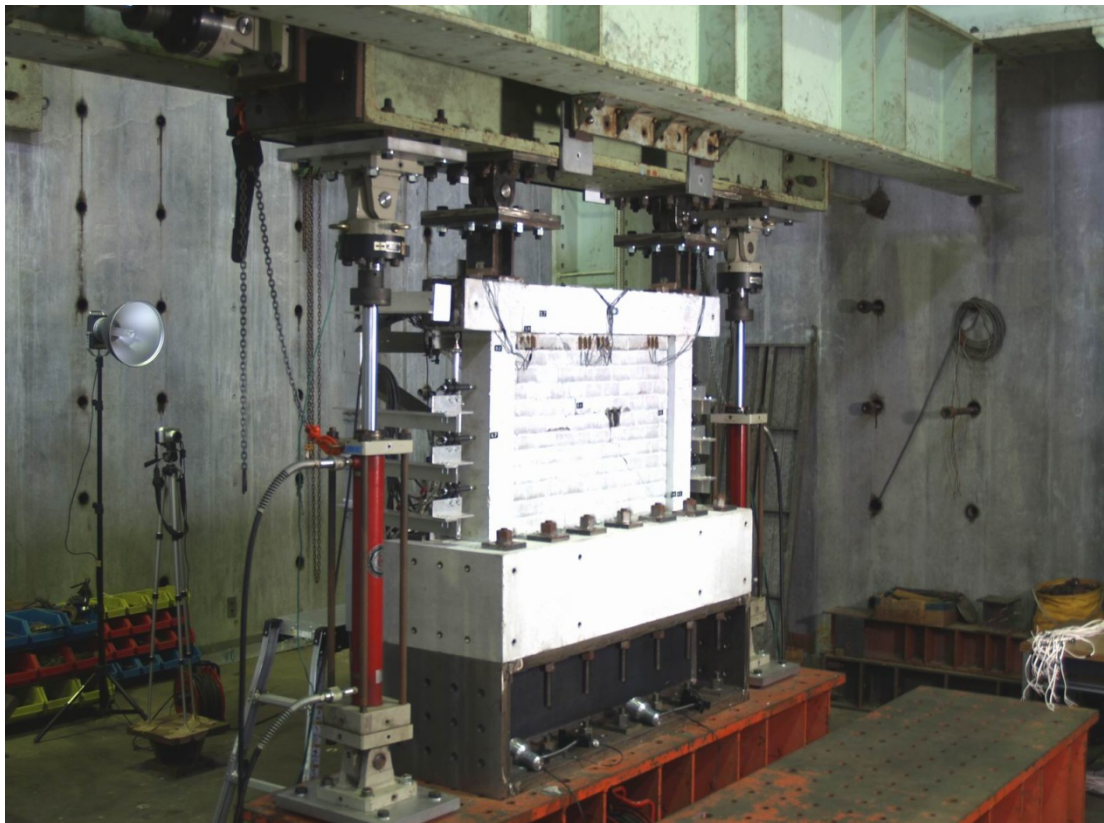


写真 2.8 柔梁型 (IFFB) 試験体の載荷システムの全景

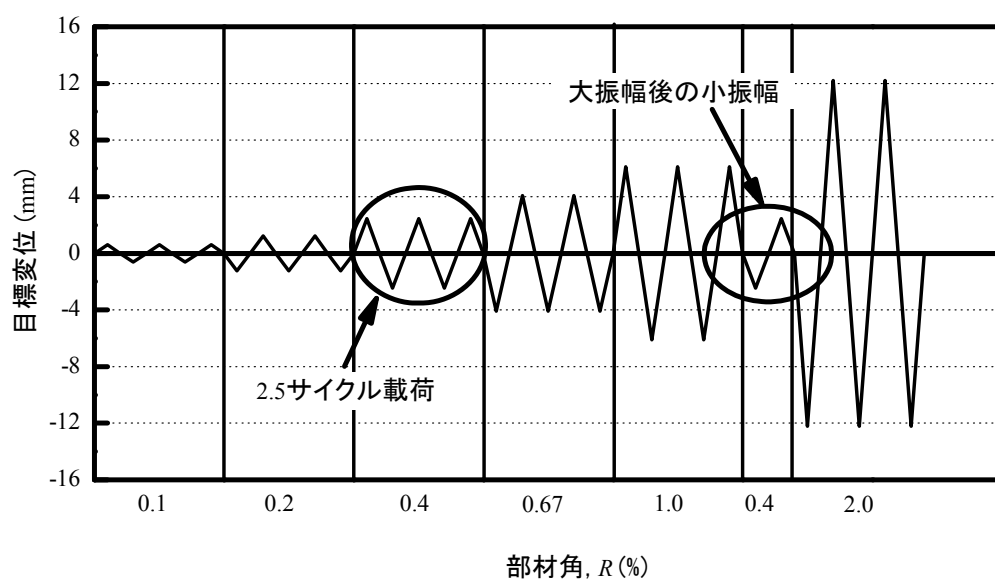


図 2.26 加力計画

2.4.2 材料試験結果

既実施した静的加力実験におけるコンクリート、鉄筋、縮小コンクリートブロックの材料試験結果を以下に示す。

2.4.2.1 コンクリート

コンクリートの設計基準強度は 21MPa 、スランプ値は 18cm 、空気量は 4.5% 、粗骨材の最大寸法は 13mm のものを使用した。

(1) 28 日圧縮強度試験

材令 28 日のテストピースはひずみ度を計測せずに圧縮強度試験を行った。その結果を表 2.17 に示す。同表より、28 日強度は設計基準強度の約 0.8 倍であった。

表 2.17 28 日圧縮強度試験結果

データ名	最大荷重 (kN)	最大応力度 (MPa)	備 考
Test1	131.1	16.7	
Test2	138.1	17.6	
Test3	138.1	17.6	
平均	135.8	17.3	設計基準強度の約 0.8 倍

(2) 実験時（材令 218 日）圧縮強度試験

実験時（材令 218 日）のテストピースは、コンプレッソメーターを用いて圧縮強度試験を行った。その結果を表 2.18 に、圧縮試験におけるテストピースの応力度－ひずみ関係を図 2.27 に示す。ここで、コンクリート圧縮強度試験における縦静弾性係数（ヤング係数）^[2.9]は供試体の応力度－ひずみ度曲線上、最大応力度の $1/3$ 応力度を示す点とひずみ度が 50×10^{-6} を示す点を結ぶ線分がひずみ度軸に対してなすこう配とした。同表より、実験当日圧縮強度は基準強度の約 1.4 倍となった。

表 2.18 実験時コンクリート圧縮強度試験結果（材令 218 日）

データ名	最大荷重 (kN)	最大応力度 (MPa)	ヤング係数 (MPa)	備 考
Test1	232.5	29.6	2.1×10^4	
Test2	237.1	30.2	2.1×10^4	
Test3	232.5	29.6	2.1×10^4	
平均	234.0	29.8	2.1×10^4	設計基準強度の約 1.4 倍

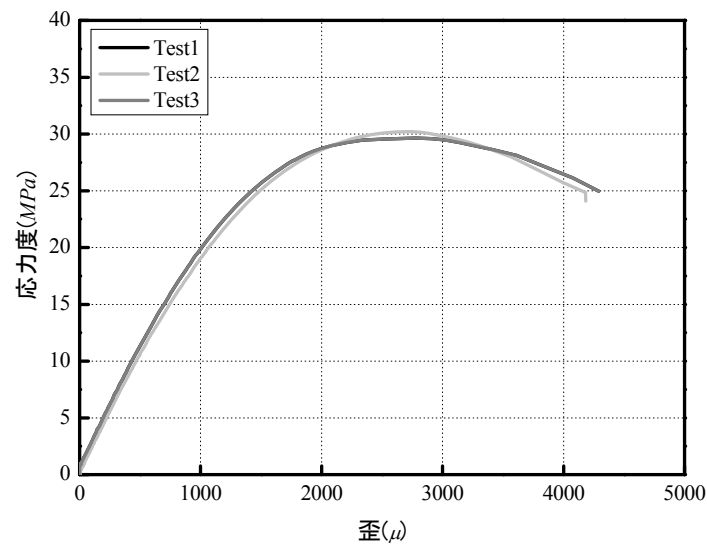


図 2.27 実験時圧縮強度試験の応力度－ひずみ関係（材令 218 日）

(3) 実験時（材令 218 日）引張強度試験

実験時（材令 218 日）のテストピースの引張強度試験の結果を表 2.19 に示す。コンクリートの引張強度は、コンクリート圧縮強度の約 0.1 倍であった。

表 2.19 実験時コンクリート引張強度試験結果（材令 218 日）

データ名	最大荷重 (kN)	最大応力度 (MPa)	備 考
Test1	93.0	3.0	
Test2	93.7	3.0	
Test3	84.4	2.7	
平均	90.4	2.9	圧縮強度の約 0.1 倍

2.4.2.2 鉄筋

本研究で用いた鉄筋種類および引張試験結果を表 2.20 に、鉄筋の応力度－ひずみ度関係を図 2.28 に示す。鉄筋のひずみ度は、試験片中央を両面研磨し、貼付した 2 枚のひずみゲージによる測定値の平均値を用いた。また、柔梁下端筋 D10 (SD295) 以外の鉄筋の降伏応力度はオフセット法^[2.9]により求めた。

表 2.20 鉄筋の引張試験結果

鉄筋径	使用箇所	データ名	降伏応力度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (MPa)
D3	柱補強筋	TEST1	411	492	19×10^5
		TEST2	435	497	1.9×10^5
		平均	423	495	1.9×10^5
D6	柱主筋	TEST1	366	529	1.9×10^5
		TEST2	375	526	2.1×10^5
		平均	371 (345)	528	2.0×10^5
D6	柔梁補強筋	TEST1	890	1156	2.0×10^5
		TEST2	888	1148	2.0×10^5
		平均	889 (785)	1152	2.0×10^5
D10	柔梁上端筋	TEST1	960	1069	2.0×10^5
		TEST2	965	1102	1.9×10^5
		平均	963 (785)	1086	2.0×10^5
D10	柔梁下端筋	TEST1	365	485	2.0×10^5
		TEST2	357	484	2.0×10^5
		平均	361 (295)	485	2.0×10^5

*() : 規格降伏点強度

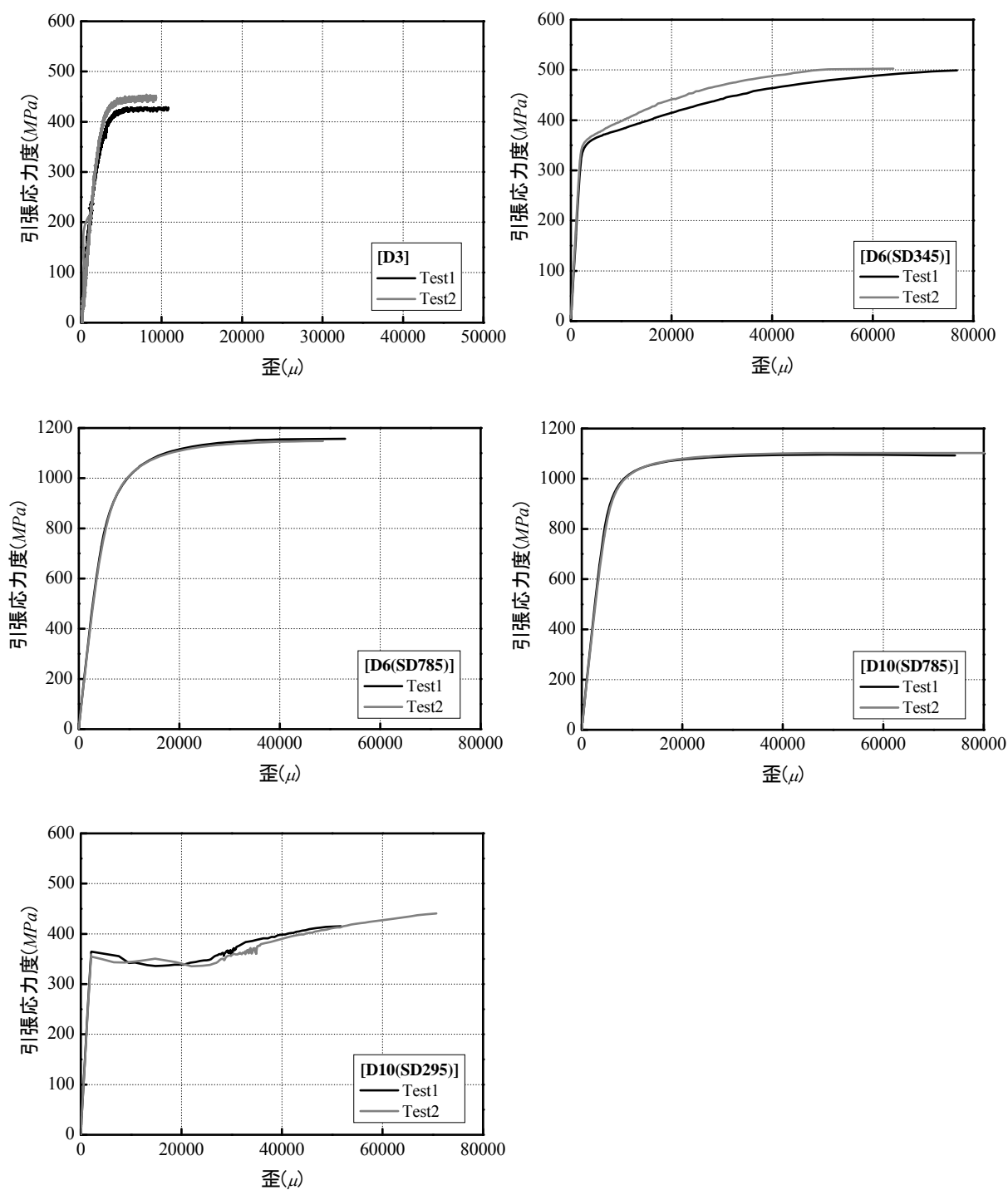


図 2.28 鉄筋の引張試験による応力度－ひずみ度関係

2.4.2.3 コンクリートブロック

縮小コンクリートブロックの単体圧縮強度試験，3 段プリズム圧縮強度試験および押し抜き試験の結果を以下に示す。

(1) 単体圧縮強度試験

単体圧縮強度試験結果を表 2.21 および図 2.29 に示す。ここで，同図のひずみデータはブロック両側に 3 枚ずつ貼付した計 6 枚のひずみゲージ測定値の平均値で，圧縮応力度は最大荷重をブロックの全断面積（空洞部分を含む）で除した値である。また，ヤング係数はコンクリート供試体と同様 1/3 割線剛性として算定した。

表 2.21 単体圧縮強度試験結果

データ名	最大荷重 (kN)	全断面積 (空洞部分を含む) (mm ²)	最大応力度 (MPa)	ヤング係数 (MPa)
TEST1	55.6	4,631	12.1	0.9×10^4
TEST2	59.1		12.8	1.6×10^4
TEST3	64.1		13.9	1.0×10^4
平均	59.6		12.9 (12.5)	1.2×10^4 (1.1×10^4)

*()：実験前の予備試験の結果（前章の表 2.6 および表 2.7 参照）

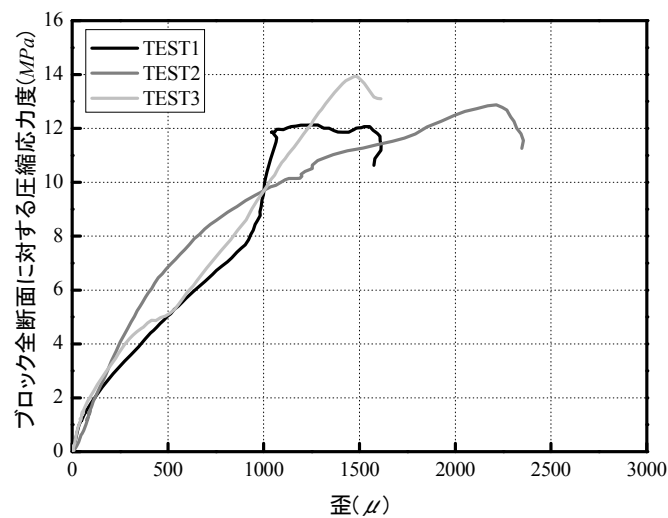


図 2.29 単体圧縮強度試験における応力度—ひずみ度関係

(2) プリズム圧縮強度試験

プリズム圧縮強度試験の結果を表 2.22 および図 2.30 に示す。同図に示すひずみデータは、最上段ブロックに貼付した 6 つのひずみゲージ測定値の平均値で、圧縮応力度はブロックの全断面積（空洞部分を含む）に対する値である。また、ヤング係数はコンクリート供試体と同様 1/3 割線剛性として算定した。

前章で示した縮小ブロックの予備試験結果（ヤング係数は実大ブロックの約 40%，圧縮強度は実大ブロックの約 1.1 倍）に対し、本実験時の縮小ブロックプリズム圧縮強度試験では、ヤング係数は実大ブロックの約 50%（試作縮小ブロックの約 1.3 倍）、圧縮強度は実大ブロックの約 85%（試作縮小ブロックの約 80%）となった。前章の式 (2.6)，(2.7) ^[2.7] より、実験時の縮小ブロック造壁のせん断耐力レベルは実大ブロック造壁の約 0.95 倍程度になると算定される。

表 2.22 プリズム圧縮強度試験結果

データ名	最大荷重 (kN)	全断面積 (mm ²)	最大応力度 (MPa)	ヤング係数 (MPa)
TEST1	26.7	4,631	5.8	1.2×10^4
TEST2	32.9		7.1	1.2×10^4
TEST3	26.7		5.6	1.0×10^4
平均	28.8		6.2 (7.3) [8.2]	1.1×10^4 (2.1×10^4) [0.81×10^4]

*(): 実大ブロックの結果, []: 実験前の予備試験結果（前章 2.8 および表 2.9 参照）

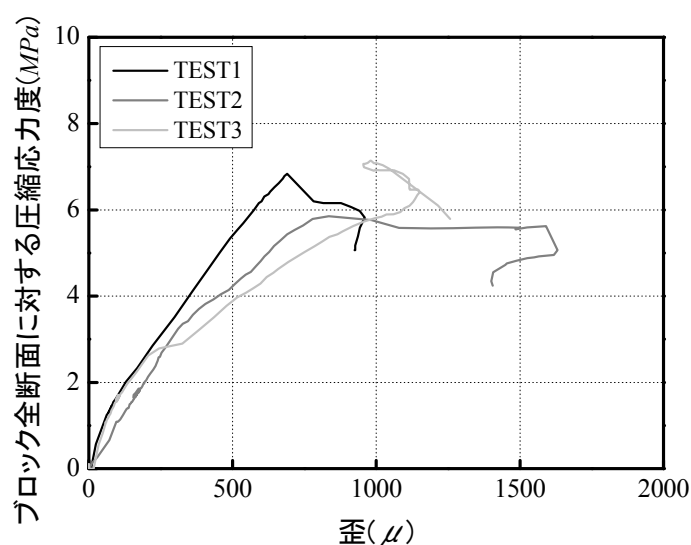


図 2.30 プリズム圧縮強度試験における応力度－ひずみ度関係

(3) 押し抜き試験

目地のすべりせん断強度を調べるために押し抜き試験を行った。試験パラメータは、積み方（1列3段および2列3段）と導入圧縮応力度（0, 0.25, 0.5, 0.75, 1.0 および 1.5MPa）とした。

本試験では、軸力を写真 2.9 および写真 2.10 に示すアムスラー万能試験機を用いて導入し、水平方向に油圧ジャッキを用いて押し抜き载荷をした。

押し抜き試験結果を表 2.23 および図 2.31 に示す。同図から、押し抜き試験結果は若干ばらつきが見られるものの、ほぼ直線上に分布している。また、実大実験時に行った結果と比較すると、粘着力（ τ_0 ）、摩擦係数（ μ ）ともに大きな差はなかった。

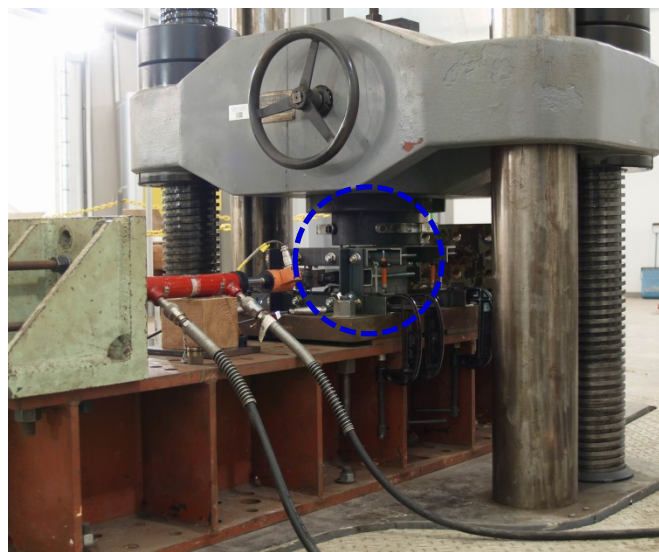


写真 2.9 押し抜き試験の加力装置

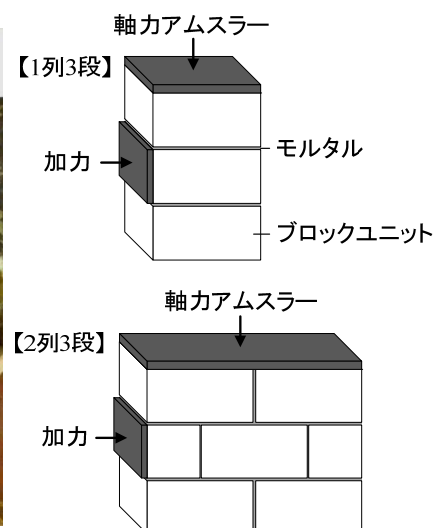


写真 2.10 押し抜き試験の加力装置と試験様子（1列3段試験体）

表 2.23 押し抜き試験結果

データ名	変数		導入軸応力度 $\sigma_0(MPa)$	最大荷重 (kN)	ブロックの 最大せん断応力度 $\tau_s(MPa)$
	積み方	圧縮応力度 $\sigma_0(MPa)$			
TEST 1	1列3段	0	0	2.9	0.31
TEST 2			0	3.3	0.36
TEST 3		0.25	0.23	3.7	0.40
TEST 4			0.22	6.5	0.70
TEST 5		0.5	0.46	8.6	0.93
TEST 6			0.49	9.0	0.97
TEST 7		0.75	0.66	9.4	1.02
TEST 8			0.84	7.7	0.83
TEST 9		1.0	0.86	10.5	1.13
TEST10			1.01	10.4	1.12
TEST11		1.5	1.31	12.1	1.31
TEST12			1.42	13.0	1.40
TEST13	2列3段	0	0	4.6	0.25
TEST14			0	4.8	0.26
TEST15		0.25	0.21	5.7	0.31
TEST16			0.23	11.1	0.60
TEST17		0.5	0.52	15.9	0.86
TEST18			0.56	15.2	0.82

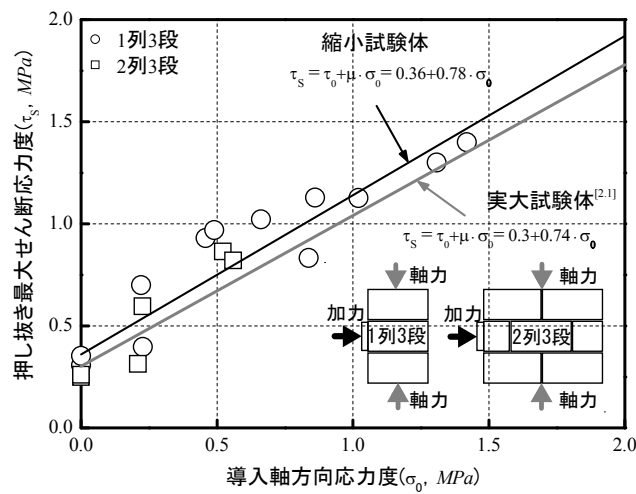


図 2.31 縮小ブロックの押し抜き試験結果

2.4.2.4 モルタル

モルタルの圧縮試験では、圧縮強度試験用シリンダー（ $\phi 10 \times 20 \text{ cm}$ ）を用いた。モルタルの配合率は韓国で一般的に使用されている1:3.5（セメント：砂）とした結果、表2.24に示すように実大実験時の強度と概ね一致した^[2.1]。

表 2.24 モルタル圧縮強度試験結果

データ名	最大荷重 (kN)	最大応力度 (MPa)
Test1	42.5	21.7
Test2	40.8	20.8
Test3	43.9	22.4
平均	42.4	21.6 (21.0)

*() : 実大ブロックの結果

2.4.3 実験結果

本項では、1 階の軸力を想定した剛梁型（IFSB1）および柔梁型（IFFB1）試験体の予備静的加力実験結果における破壊経過および荷重－変形関係を紹介し、既往の研究に基づく無補強組積造壁の負担せん断力を考慮して架構全体の荷重－変形関係を算定する。

2.4.3.1 破壊経過および荷重－変形関係

(1) 剛梁型（IFSB1）試験体

IFSB1 試験体における各部材角の第1サイクルピーク時の破壊状況を図 2.32 に、荷重－変形関係を図 2.33 にそれぞれ示す。本試験体は、部材角（水平変位/柱内法長さ）0.1%の第1サイクルから両柱に曲げひび割れが発生し、ブロック造壁にも目地ひび割れが発生し始めた。部材角 0.2%では、両柱に新たな曲げひび割れが観察され、ブロック造壁には階段状のひび割れが伸展し始めた。また、ブロックを貫通する斜めひび割れも観察された。部材角 0.4%および 0.67%では新たなひび割れが僅かに発生したものの、既に発生したブロック造壁の目地ひび割れ幅の増加が主要な変化であった。また、部材角 0.4%では引張側柱頭部に、部材角 0.67%では圧縮側柱脚部にそれぞれせん断ひび割れが観察され、またこの部材角付近で主筋が降伏し最大耐力 48.6kN となった。その後部材角+1.0%まで耐力を維持したが、部材角－1.0%の加力途中に圧縮側柱脚部のせん断ひび割れが急激に開き、耐力が急減した。

本試験体では、柱の曲げ降伏が先行したが、ブロック造壁に水平力に抵抗する対角圧縮ストラットが形成され、引張側柱頭部および圧縮側柱脚部に大きなせん断力が作用した結果、最終的にせん断破壊して終局に至ったと考えられる。本試験体における架構の荷重－変形関係の算定は次節で詳細に検討する。

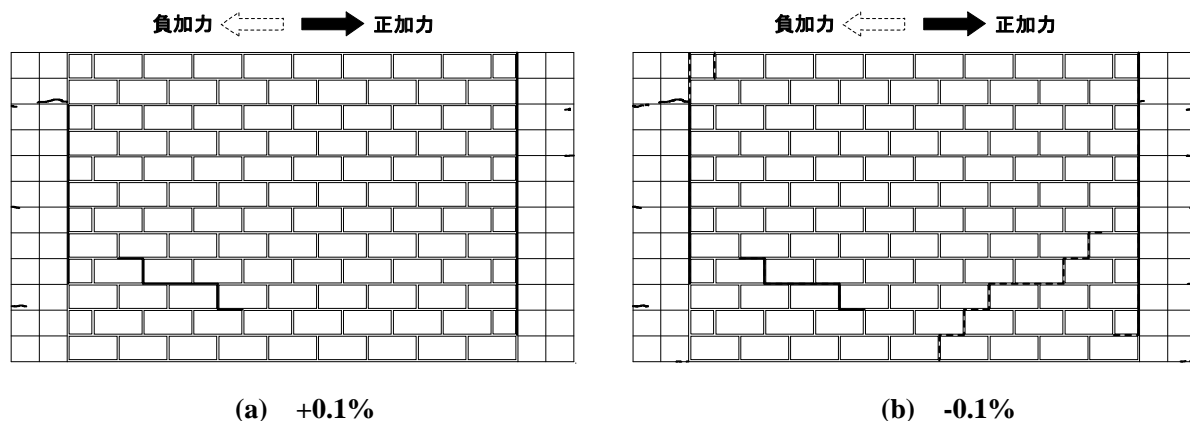


図 2.32 IFSB1 試験体における各部材角の第1サイクルピーク時の破壊状況（続く）

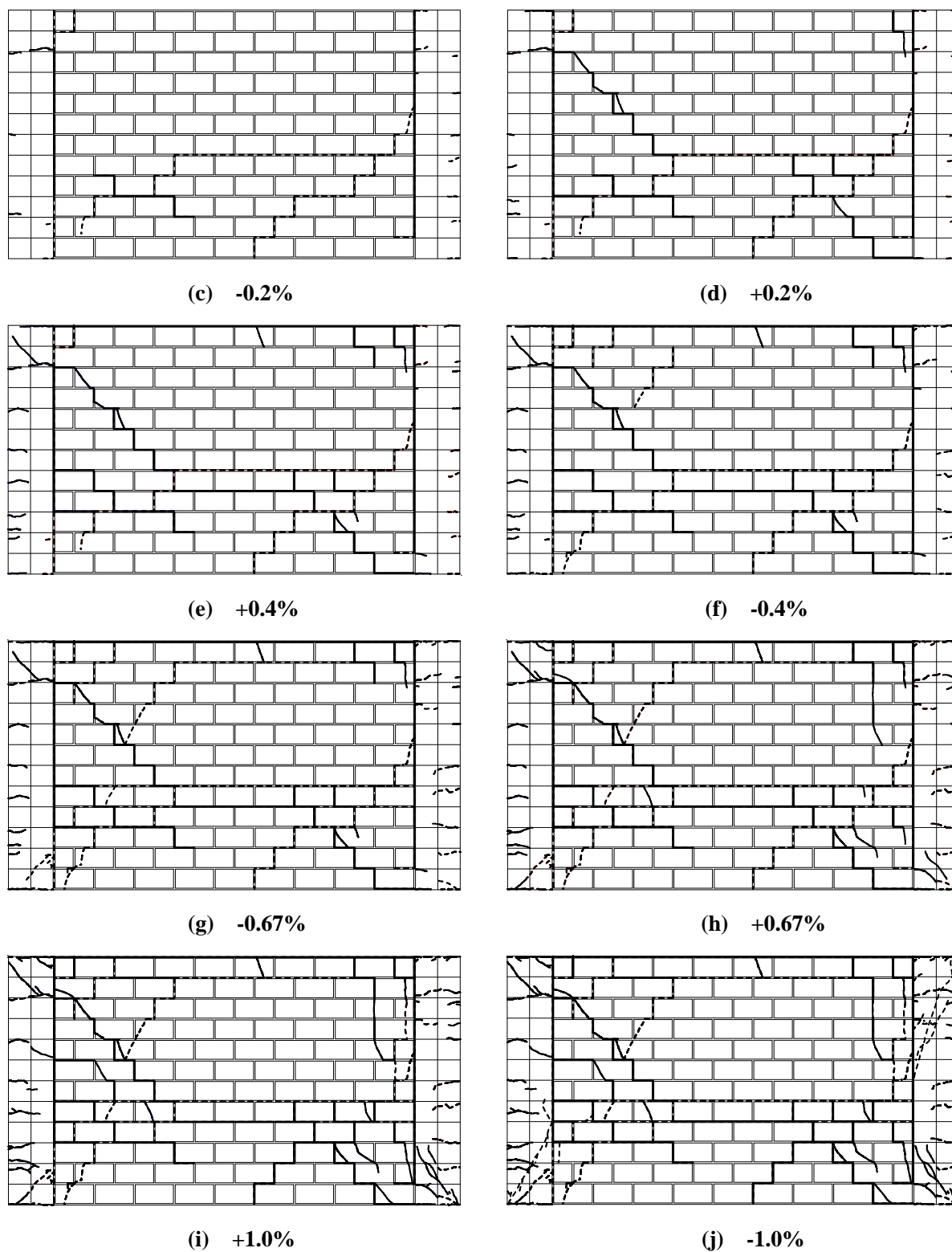


図 2.32 IFSB1 試験体における各部材角の第1サイクルピーク時の破壊状況

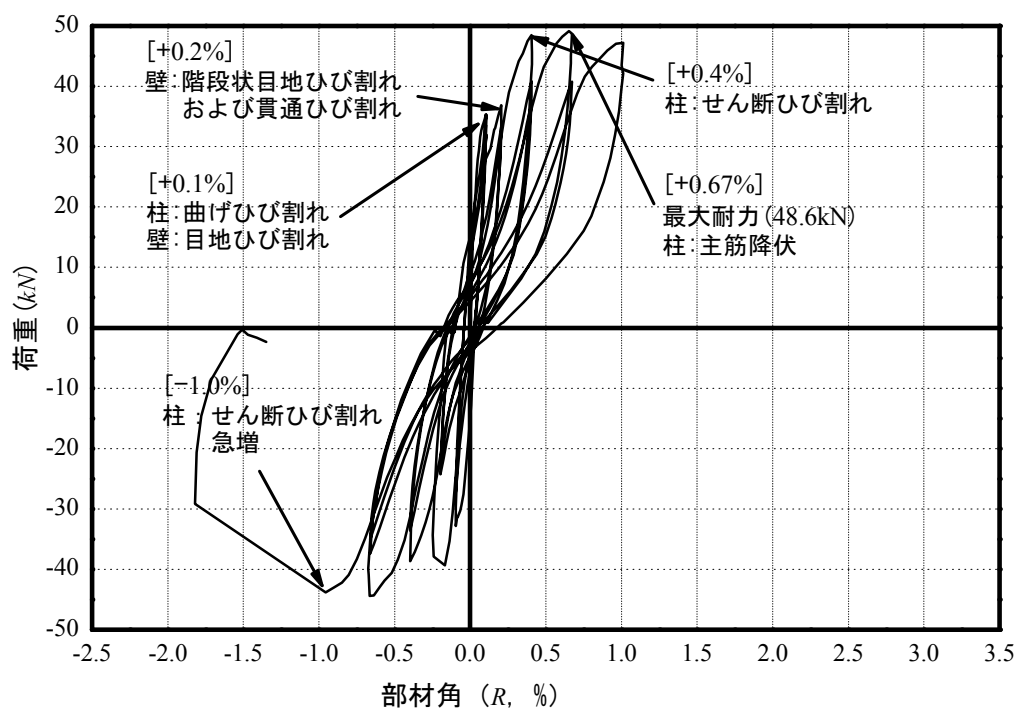
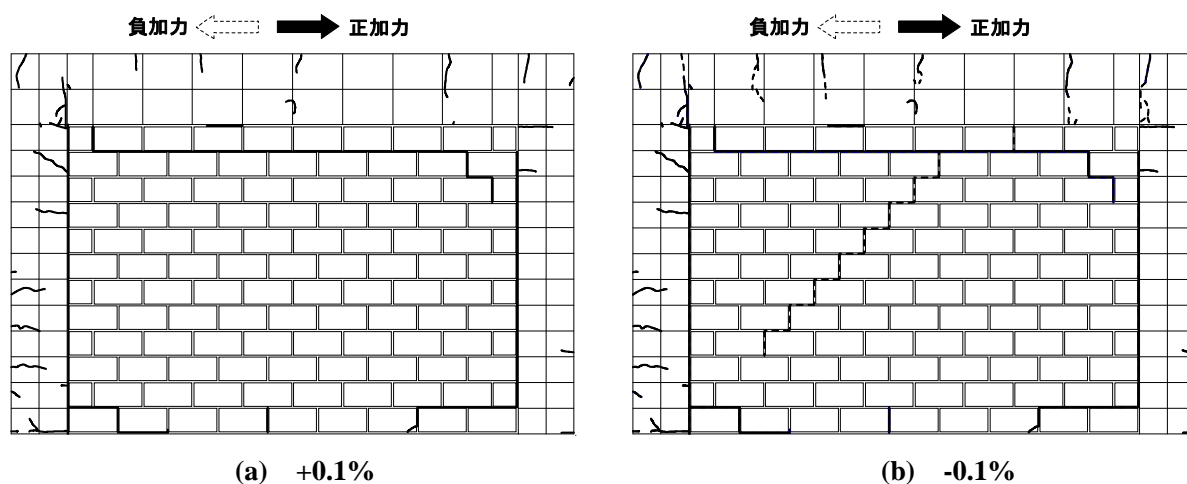


図 2.33 IFSB1 試験体の荷重－変形関係

(2) 柔梁型 (IFFB1) 試験体

図 2.34 に IFFB1 試験体における各部材角の第 1 サイクルピーク時の破壊状況を、図 2.35 にその荷重－変形関係をそれぞれ示す。梁の変形が生じる本試験体は、部材角 0.1% の第 1 サイクルから引張側柱および梁の両側危険断面に曲げひび割れが発生し、梁の変形によってブロック造壁には上部 1 段目と 2 段目の横目地にほぼ全長さにわたってすべりひび割れが発生した。部材角 0.2% では、引張側柱に新たな曲げひび割れが観察され、ブロック造壁に階段状の目地ひび割れが伸展し始めた。引張側柱に隣接する最上段ブロックには、梁の変形によって貫通ひび割れが観察された。また、部材角 0.4% では引張側柱頭部と下部梁の対角方向の全長にわたり壁体に階段状ひび割れが進展し、これとともに引張側柱頭部にもせん断ひび割れが進展した。部材角 0.55% 付近で梁主筋が降伏し、部材角 0.67% ではブロック造壁の最上段ブロックに、梁の変形によって新たな貫通ひび割れが発生した。その後、部材角 1.3% 付近では柱主筋が降伏し、部材角 1.8% 付近で最大耐力 39.8kN を記録した。なお、本試験体では部材角 0.67% から 2.0% まで、柱では主に曲げひび割れの本数および幅が増加するのみで著しい損傷集中は観察されなかったのに対し、梁では危険断面での曲げひび割れに損傷が集中する傾向が見られた。その後、最終部材角である 3.0% に至るまで著しい耐力低下は起こらなかったが、梁の危険断面での曲げひび割れに損傷が集中するとともにそのひび割れ幅が大きく開き (4mm 程度)、梁主筋のひずみ値が急激に増加したため実験を終了した。

本試験体は梁降伏先行型で、破壊状況から分かるように梁の変形によってブロック造壁上部の損傷が激しく生じ、加力初期段階から壁体の最上端ブロックに貫通ひび割れが発生するとともにその横目地にすべりひび割れが発生した。そのため、このブロック造壁の破壊パターンの違いにより架構を構成している柱および梁の損傷パターンや挙動が剛梁型試験体と全く異なる結果となった。次節で、本試験体における架構の荷重－変形関係の算定について詳細に検討する。



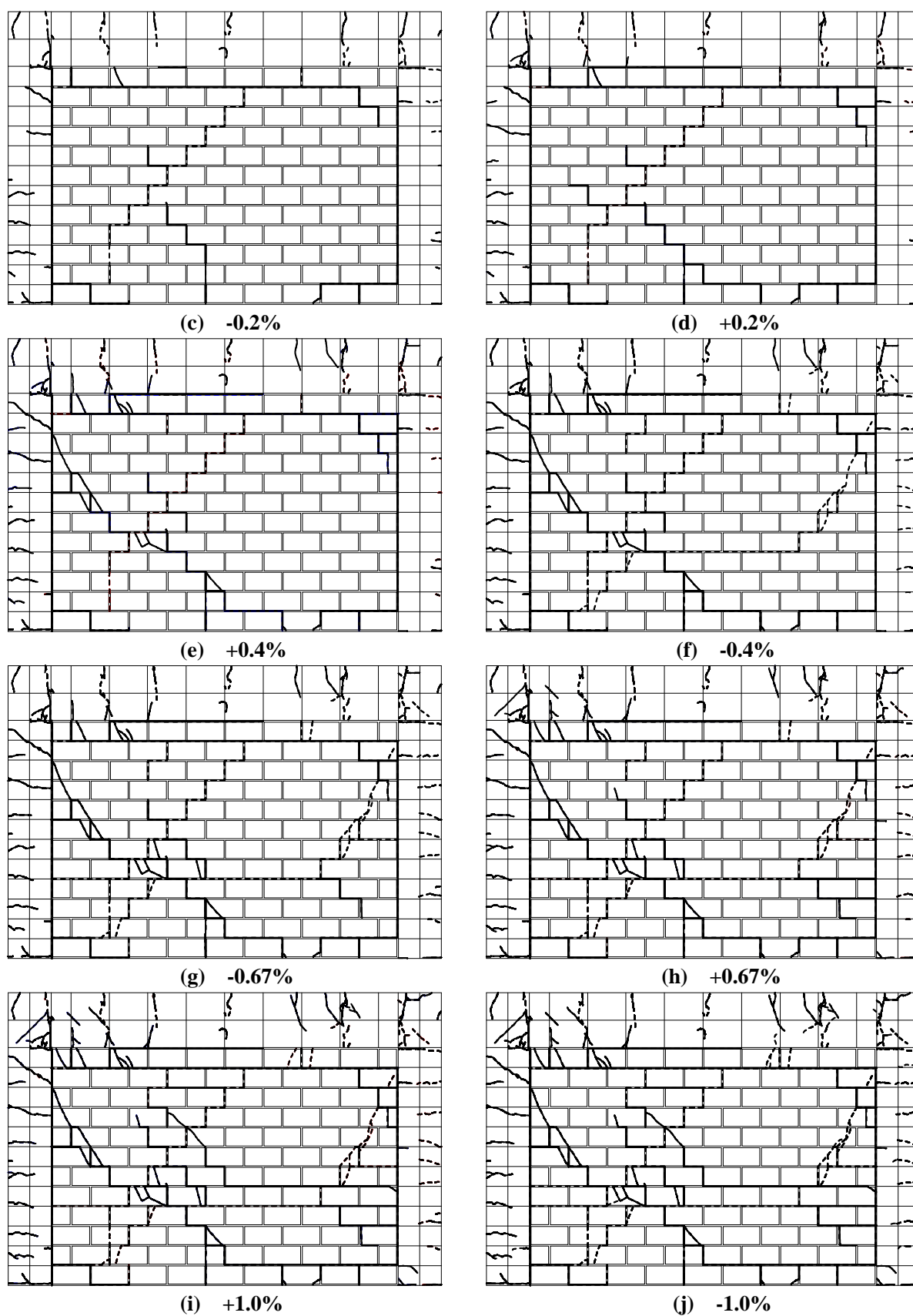


図 2.34 IFFB1 試験体における各部材角の第1サイクルピーク時の破壊状況 (続く)

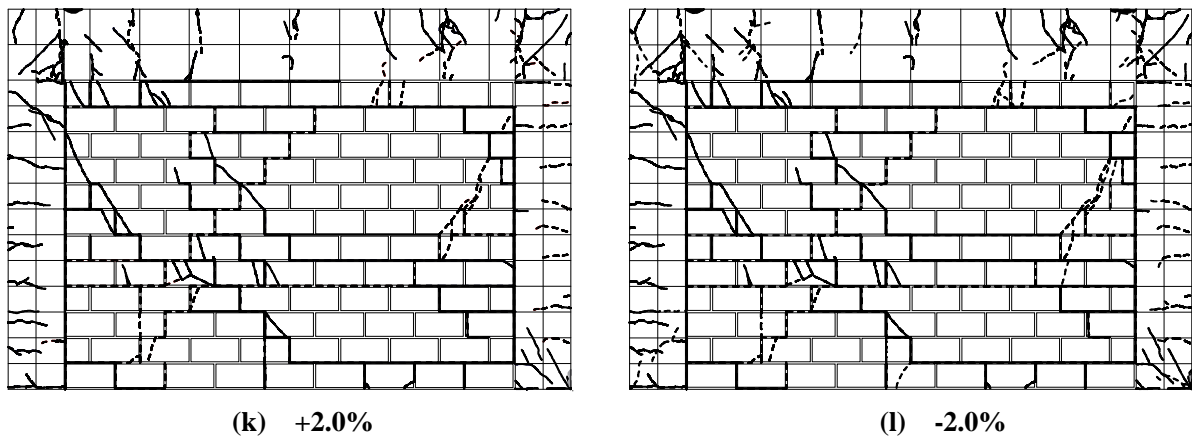


図 2.34 IFFB1 試験体における各部材角の第 1 サイクルピーク時の破壊状況

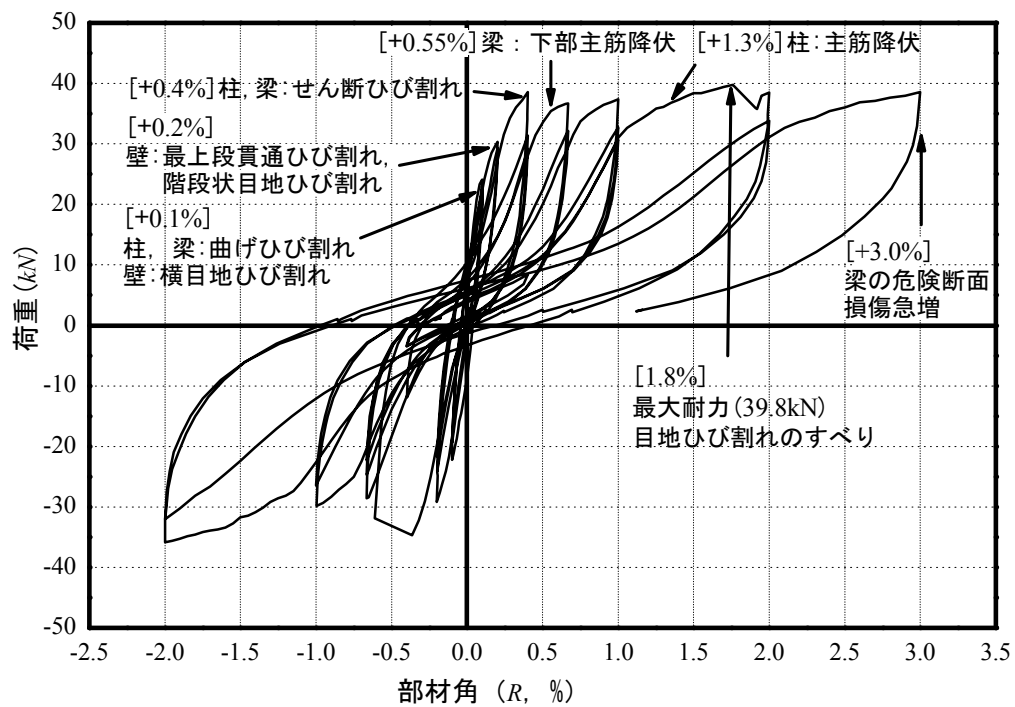


図 2.35 IFFB1 試験体の荷重－変形関係

2.4.3.2 無補強組積造壁の復元力特性を考慮した架構全体の荷重－変形関係の算定

本節では、2.4.3.1 節で紹介した IFSB1 および IFFB1 試験体における架構全体の荷重－変形関係を評価する。ここで、架構全体の荷重－変形関係は基本的に両柱とブロック造壁の負担せん断力の和により算定し、柱およびブロック造壁におけるせん断力の評価方針を以下にそれぞれ示す。

【評価方針】

① 両柱の負担せん断力の評価

無補強組積造壁を含む RC 造架構では、壁体の影響により両柱の可撓長さが短くなる可能性があり^[2.10]、可撓長さが変化すると変動軸力が柱のせん断力に影響を与える。本実験でも壁体の影響により柱の可撓長さの変化が見られたため、変動軸力を考慮することとした。柱のせん断力算定方法は次のとおりである。まず、曲率分布に基づき両柱の可撓長さを仮定する。次に、ひび割れモーメント M_C は、両柱の変動軸力 N を図 2.36(a) のように仮定し、同図から求めた N を用い式 (2.16) から算定する。また、IFSB1 試験体の初期剛性 K_C は、式 (2.17)^[2.4] から算定する。一方、IFFB1 試験体では後述するとおり、実験結果から両柱がキャンチレバーのように挙動したため、式 (2.18) を用いて K_C を算定する。曲げ終局モーメント M_U はコンクリートかぶり厚さ (20mm) が断面せい (110mm) に比べて相対的に大きいことを考慮した上でストレスブロックに基づき精算し (圧縮縁のコンクリートのひずみ度 : 0.003, 圧縮ストラスブロックの形状係数 : 0.85)^[2.6]、この際に 2.36(b) の仮定による変動軸力を用いた。最後に、降伏時の剛性低下率 α は、式 (2.19)^[2.4] から算定する。なお、変動軸力 N および N' は図 2.36 におけるモーメントのつり合いより算出した。

・ 曲げひび割れモーメント M_C

$$M_C = 0.56\sqrt{\sigma_B} Z_e + ND/6 \quad (2.16)$$

・ 初期剛性 K_C

$$\text{IFSB1 試験体 : } K_C = (h_0^3 / 12EI_c + \kappa h_0 / GA)^{-1} \quad (2.17)$$

$$\text{IFFB1 試験体 : } K_C = (h_0^3 / 3EI_c + \kappa h_0 / GA)^{-1} \quad (2.18)$$

・ 降伏時の剛性低下率 α_y

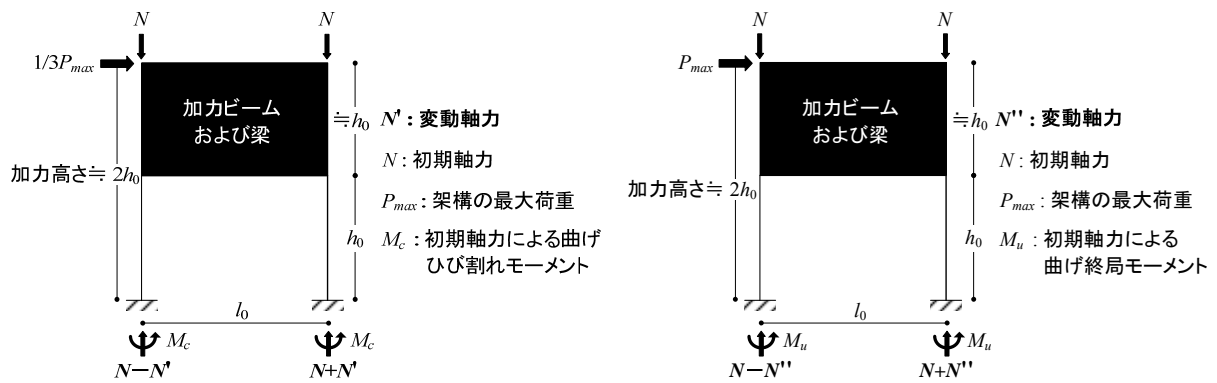
$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.43a/D + 0.33\eta_0) \cdot (d/D)^2 \quad (2.19)$$

ここで、

σ_B : コンクリート圧縮強度 (MPa)

Z_e : 断面係数 (mm^3)

- N : 軸力 (kN)
 D : 柱の断面幅 (mm)
 h_0 : 柱の内法高さ (mm)
 E : コンクリートのヤング係数 (MPa)
 I_c : 柱の断面二次モーメント (mm^4)
 κ : 形状係数 ($=1.5$)
 G : せん断弾性係数 (MPa)
 A : 柱の断面積 (mm^2)
 n : ヤング係数の比 ($=10$)
 p_t : 主筋比
 a/D : せん断スパン比
 η_0 : $N/(bD\sigma_B)$
 d : 柱断面の有効幅 (mm)



(a) M_c 算定における変動軸力 N' の仮定 (b) M_u 算定における変動軸力 N'' の仮定

図 2.36 本研究における変動軸力の仮定

② ブロック造壁の負担せん断力の評価

前述した IFSB1 および IFB1 試験体の破壊経過から、両試験体の壁体には対角圧縮ストラットが形成されたと考えられる。そこで、本研究では 1.3 節で紹介した FEMA306^[2.7] による圧縮ストラットの評価式を用いブロック造壁のせん断強度を算定し、その復元力特性は FEMA356^[2.11] を準用することとした。これらにより設定したブロック造壁の復元力特性を図 2.37 および表 2.25 に示す。ここで、対角ストラットのせん断強度 V_c は FEMA306 に従い式 (2.20) ~ (2.22) から算定し、壁体の耐力低下後のせん断強度 V_c' は同文献により V_c の 30% とした。また、初期剛性 K_m は等価な幅を有する対角圧縮ストラットの軸剛性を水平剛性に換算したものであること^{[2.7], [2.11]}、これを式で表現した式 (2.23) より算定する。次に、部材角 R_A はせん断強度と初期剛性の比 (V_c/K_m) より算定し、部材角 R_B は FEMA356 に従い 1.0% と設定した。また、部材角 R_C は実験時の最終加力部材角（剛梁型試験体：1.2%，柔梁型試験体：3.0%）と仮定した。

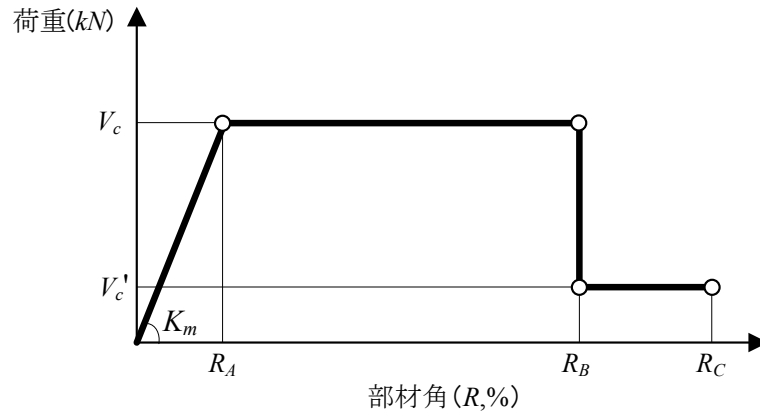


図 2.37 無補強組積造壁の復元力特性（文献[2.7]および[2.11]に基づき作成）

 表 2.25 無補強組積造壁の復元力特性における強度および変形^{[2.7], [2.11]}

V_c (kN)	V_c' (kN)	R_A (%)	R_B (%)	R_C (%)
15.4	4.6	0.07	1.0	実験時の 最終部材角と仮定

・ 対角圧縮ストラットによるせん断強度

$$V_c = a \cdot t_{inf} \cdot f_m' \cdot \cos \theta \quad (2.20)$$

$$a = 0.175 \cdot (\lambda_1 \cdot h_{col})^{-0.4} \cdot r_{inf} \quad (2.21)$$

$$\lambda = \left[\frac{E_{me} \cdot t_{inf} \cdot \sin 2\theta}{4E_{fe}I_{col} \cdot h_{inf}} \right]^{1/4} \quad (2.22)$$

ここで、

a : 対角圧縮ストラットの等価幅 (mm)

t_{inf} : 壁体の厚さ (mm)

f_m' : 3 段プリズム圧縮強度の 50% (MPa)

θ : 壁体の両隅と水平方向のなす角度 (rad.)

h_{col} : 上下梁の中心間距離で、本研究では内法高さとして仮定 (mm)

E_{me} : 組積体のヤング係数 (MPa)

r_{inf} : 壁体の対角長さ (mm)

E_{fe} : コンクリートのヤング係数 (MPa)

I_{col} : 柱の断面 2 次モーメント (mm⁴)

h_{inf} : 壁体の高さ (mm)

・ 壁体の初期剛性

$$K_m = E_{me} \cdot a \cdot t_{inf} \cdot \cos^2 \theta / r_m \quad (2.23)$$

以上の評価方針に従い、両柱およびブロック造壁の負担せん断力を算定する。図 2.38(a)に、IFSB1 試験体の曲率分布から仮定した両柱の可撓長さおよび応力分布を示す。同図に示す曲率分布は両柱の曲率算定用変位計（左右計位系の変位/変位計の水平中心間距離/変位計の鉛直中心間距離）および主筋（引張および圧縮主筋のひずみ度/鉄筋水平中心間距離）から求めたもので、両者はほぼ対応していた。また、これらから引張側柱の可撓長さは約 $0.85h_0$ となり、そのため半曲点位置も若干高く位置した。ところが、圧縮側柱については可撓長さがほぼ h_0 となり、半曲点高さもほぼ中央に位置した。

一方、IFFB1 試験体の曲率分布に基づき仮定した両柱の可撓長さおよび応力分布を図 2.38(b)に示す。本試験体はその破壊パターンより、両柱がキャンチレバーのような挙動を示しており、これは同図に示す曲率分布とよく整合する。ここで、引張側柱については柱の中央部の曲率が正確に把握できないため、変位計および主筋から算定した曲率のうち大きいものを基準に仮定することとし、引張側柱の可撓長さは約 $0.4h_0$ 、圧縮側柱は h_0 とした。

上記した可撓長さに基づき算定した両柱の負担せん断力を、図 2.39 および表 2.26 に示す。また、図 2.37 および表 2.25 に示したブロック造壁の負担せん断力とこれを柱の負担せん断力に加算した結果を図 2.39 に併せて示す。

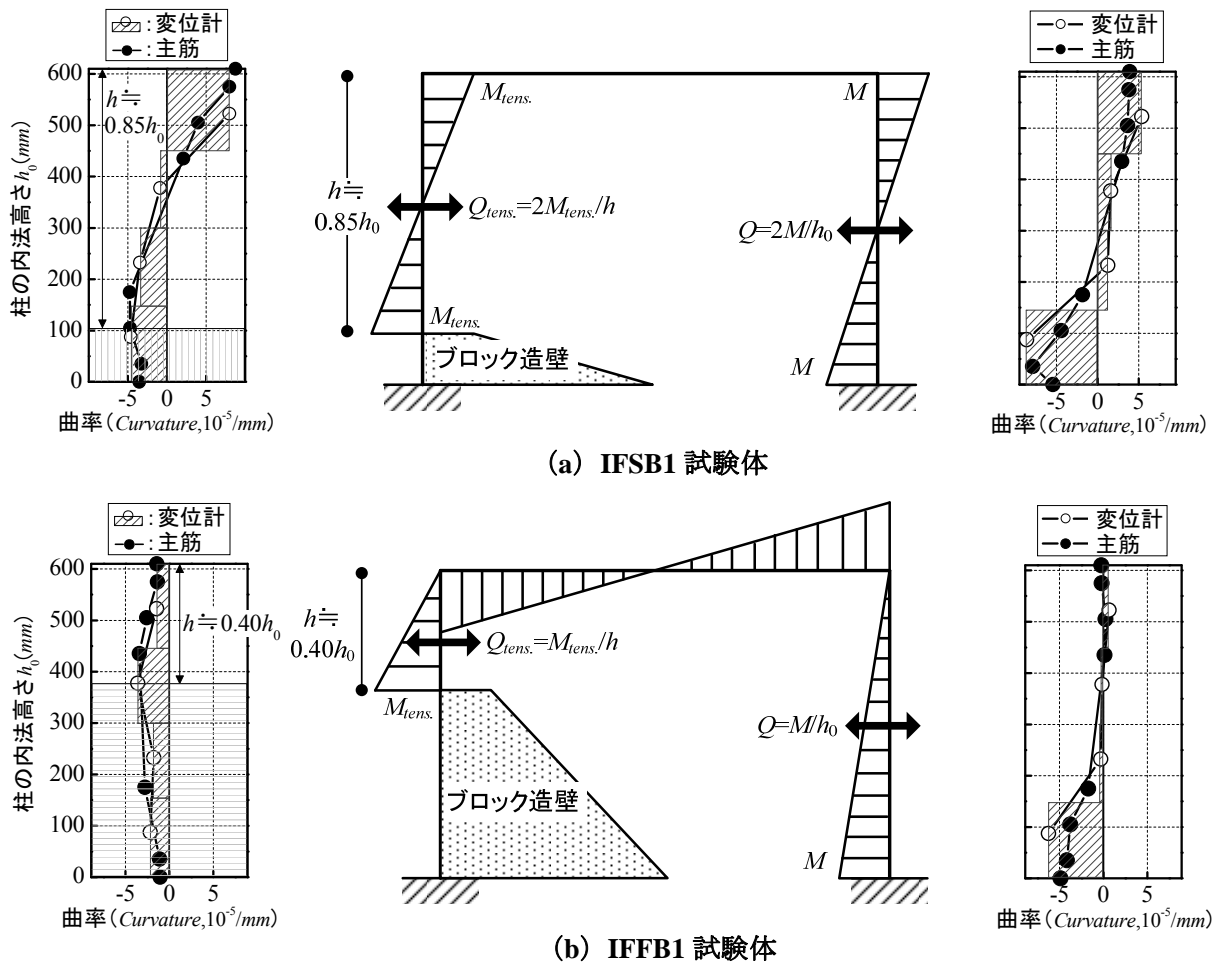
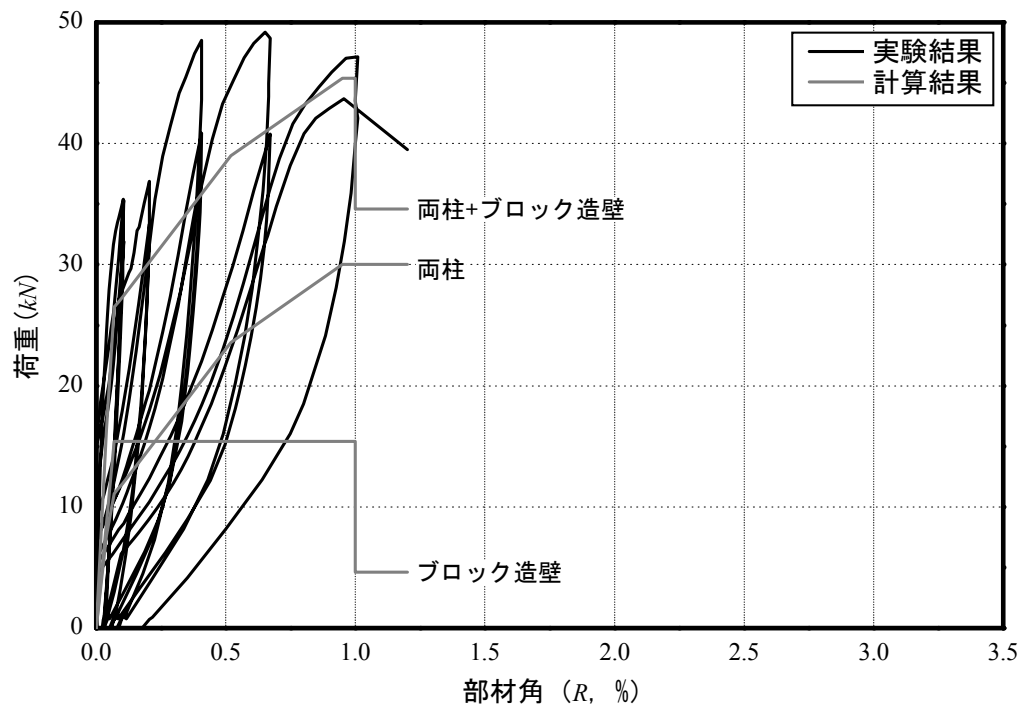
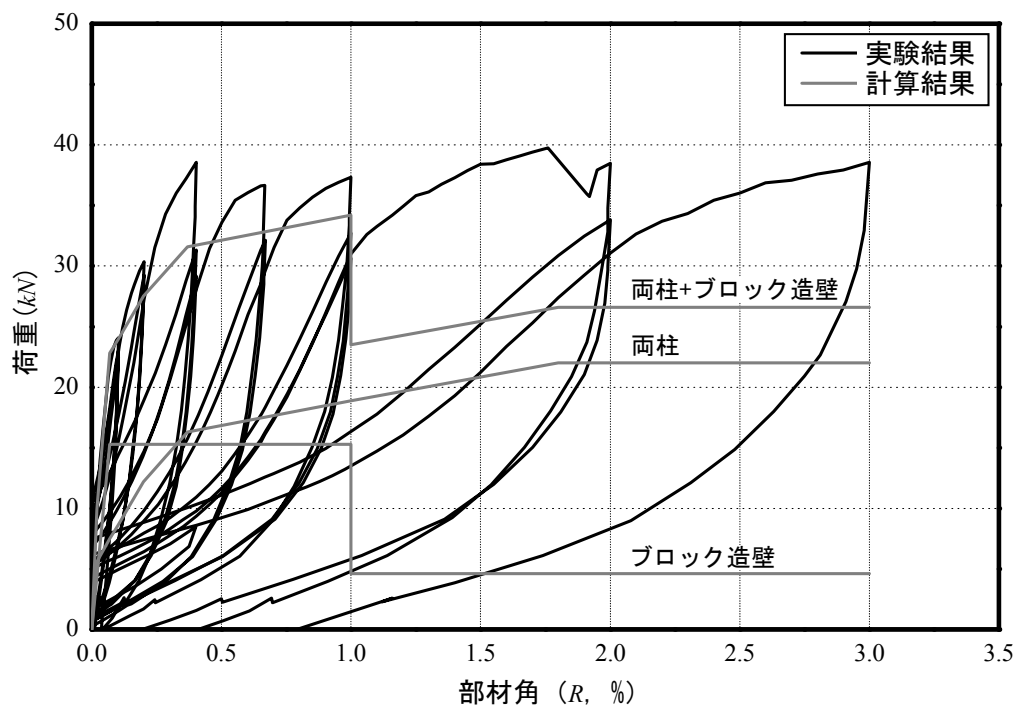


図 2.38 両試験体における両柱の曲率分布（1.0%）および応力分布の仮定



(a) IFSB1 試験体



(b) IFB1 試験体

図 2.39 両試験体における荷重－変形関係の算定

表 2.26 両柱の両柱の強度計算結果

試験体	曲げひび割れ モーメント $M_C(kN \cdot m)$		曲げひび割れ時 せん断力 $Q_C(kN)$		曲げ終局 モーメント $M_U(kN \cdot m)$		曲げひび割れ時 せん断力 $Q_{MU}(kN)$	
	引張側柱	圧縮側柱	引張側柱	圧縮側柱	引張側柱	圧縮側柱	引張側柱	圧縮側柱
ISFB1 試験体	1.2	1.9	4.8	6.2	2.8	5.8	11.5	18.5
IFFB1 試験体	1.3	1.8	5.4	3.0	3.1	5.6	12.9	9.2

図 2.39 に示すように、両試験体ともに架構全体の最大耐力はやや対応したものの、変形レベルに応じた全体的な荷重－変形関係は整合しない結果となった。また、IFFB 試験体については、部材角の増加につれて両者が大きく異なる結果となった。これについて、FEMA^{[2.7], [2.11]}ではひび割れ発生以降および耐力低下以前の壁体せん断耐力を全変形レベルにおいて一定と評価していることや急激な耐力低下を仮定しているためと考えられる。

よって、既往の評価式によるブロック造壁の負担せん断力では、架構の荷重－変形関係が正確に再現できず、壁体の最大耐力および残留耐力、またこれらに対応する変形レベルなどの検討がまだ不十分であると考えられる。従って、変形レベルに応じた対角圧縮ストラットの負担せん断力を評価するためには、その等価幅、圧縮応力度および形成角度などについて、より詳細な検討が必要であると考えられる。

なお、本実験における柔梁型試験体の詳細な検討結果、対象建物には 2 階部に壁体が設置されせん断力を負担するにも関わらず、純フレームを想定して架構の応力分布を再現（2 階部に $0.45h$ の柱を設置）したため（2.3.4 節の説明参照）、対象建物と比べ過大なモーメントが 2 階梁に作用し、梁の変形が過大になったと考えられる。また、実大試験体の梁スパン（柱の芯－芯距離： $4.05m$ ）を基準に縮約した縮小梁で、対象建物の梁スパン（柱の芯－芯距離： $7.5m$ ）での最大たわみレベルを模擬したため、実際より梁の曲率および変形が過大になり、壁体の最上段部に局所的な損傷集中をもたらした可能性が見られた。

次章では、対象建物における梁の挙動が模擬できる柔梁型試験体を設計するとともに、壁体の負担せん断力を定量的に検討するための計測計画、またこれを用いた縮小試験体の静的加力実験結果について詳細に説明する。

2.5 まとめ

本章では、まず梁の変形が架構の面内方向への挙動に与える影響を検討するため、2008年に筆者が実施した縮小実験における 1/4 スケールの剛梁および柔梁を有する縮小試験体の設計方法、またこれらを用いた予備静的加力実験について詳細に説明した。本章で得られた知見を以下示す。

- 1) 既実施した予備静的加力実験における縮小試験体は、各部材（縮小柱，縮小コンクリートブロック，縮小梁）の寸法を約 1/4 程度とし，対象建物および実大試験体の破壊メカニズムを概ね再現することを目指して設計した。
- 2) 剛梁型および柔梁型縮小試験体では，梁の変形により壁体に局所的な損傷集中をもたらした結果，対角圧縮ストラットによる壁体の破壊パターンが大きく異なる結果となった。
- 3) FEMA の既往の評価法によるブロック造壁の復元力特性を用い，架構全体の荷重－変形関係进行评估した結果，実験結果が正確に再現できなかった。この結果から，対角圧縮ストラット形成状態や変形レベルに応じた壁体の負担せん断力などを詳細に把握する必要があると考えられる。
- 4) 予備静的加力実験時の柔梁型試験体では，加力治具の影響により梁に想定より大きなモーメントが伝達されたため，梁変形が過大に発生し，壁体に局所的な損傷集中をもたらした可能性が見られたため，より現実的な梁の挙動に対する壁体の破壊パターンを調べる必要がある。

[参考文献]

- [2.1] 崔琬：無補強コンクリートブロック造壁を有する鉄筋コンクリート造建物の残存耐震性能に関する研究，東京大学博士学位論文，2006.3
- [2.2] 晉沂雄：梁の変形を考慮した無補強組積造壁を有する RC 造架構の破壊メカニズムと耐震性能に関する実験的研究，東京大学修士学位論文，2009.3
- [2.3] 韓国建設交通部：韓国の中低層鉄筋コンクリート造建築物の地震被害予測および補修補強法に関する研究（年次報告書要約本），pp.111-186，1997.9
- [2.4] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説，pp.63-198，2010
- [2.5] 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料，pp.52-55，1987
- [2.6] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説，pp.600-615，1988
- [2.7] FEMA 306：Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings, Applied Technology Council (ATC-43 Project), 1998
- [2.8] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，pp.138-192，2006
- [2.9] 日本建築学会：建築材料実験用教材，2000，pp.36-72，86-88
- [2.10] T. Paulay, M.J.N. Priestley：Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, JOHN WILEY & SONS, INC., 1992, pp.532-638
- [2.11] FEMA356：Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, 2000

第 3 章

無補強組積造壁のひずみ度分布に着目した

RC 造縮小架構の静的加力実験

3.1 はじめに

前章で説明したとおり，既実施した縮小実験^[3.1]では梁の変形が過大となりコンクリートブロック（以下，ブロック）造壁の上端部に局所的な損傷集中をもたらし，壁体およびこれを含む架構全体の破壊パターンが実際と異なる可能性が示された。また，既往の研究で提案しているブロック造壁の復元力特性は変形レベルに応じる架構の荷重－変形関係を再現できないことから，まだ不十分であることがわかった。そこで，本研究では対象建物の梁の挙動が模擬できる柔梁型試験体を設計するとともに，架構の変形レベルに応じた壁体の負担せん断力を明らかにすべく，3 軸ひずみゲージを用いた新たな計測計画を立案し，剛梁型および柔梁型試験体の静的加力実験を実施した。本章では，本研究の特徴である柔梁型試験体の設計および 3 軸ひずみゲージを用いた計測計画を含めた本静的加力実験における計測計画および加力計画についてまず述べる。最後に，静的加力実験における実験結果，すなわち破壊経過，荷重－変形関係，壁体の圧縮主ひずみ分布について詳細に説明する。

3.2 縮小試験体の再設計および製作

3.2.1 実験パラメータ

本研究における対象建物は先行して実施した研究^{[3.1], [3.2]}と同様に，1980 年代における韓国の学校建物の標準設計例に基づいた 4 階建物^[3.3]である。また，本研究における試験体は既実施した縮小実験^[3.1]と同様に梁変形の有無をパラメータとした剛梁型および柔梁型試験体とし，壁体設置による影響の検討かつブロック造壁の対角圧縮ストラットの形成角度や幅の推移などを定量的に算定するため，図 3.1 に示す計 7 体の縮小試験体を計画した。具体的には，壁体設置の有無による架構の挙動を調べるための剛梁型純フレーム（BFRB, Bare Frame with Rigid Beam）および柔梁型純フレーム（BFFB, Bare Frame with Flexible Beam）試験体，壁体の負担せん断力の算定のために最も基礎的な試験体となる単調載荷用無架構組積造壁（IW, Infilled Wall），剛梁型組積造壁内蔵フレーム（単調載荷）（IFRB(M), Infilled Frame with Rigid Beam (Monotonic loading)）および柔梁型組積造壁内蔵フレーム（単調載荷）（IFFB(M), Infilled Frame with Flexible Beam (Monotonic loading)）試験体，また正負交番繰返し載荷用剛梁型組積造壁内蔵フレーム（繰返し載荷）（IFRB(C), Infilled Frame with Rigid Beam (Cyclic loading)）および柔梁型組積造壁内蔵フレーム（繰返し載荷）（IFFB(C), Infilled Frame with Flexible Beam (Cyclic loading)）試験体である。なお，いずれの試験体も縮小率は 1/4 スケールで，対象建物のうち層せん断力が最も大きい 1 階部を想定したものである。

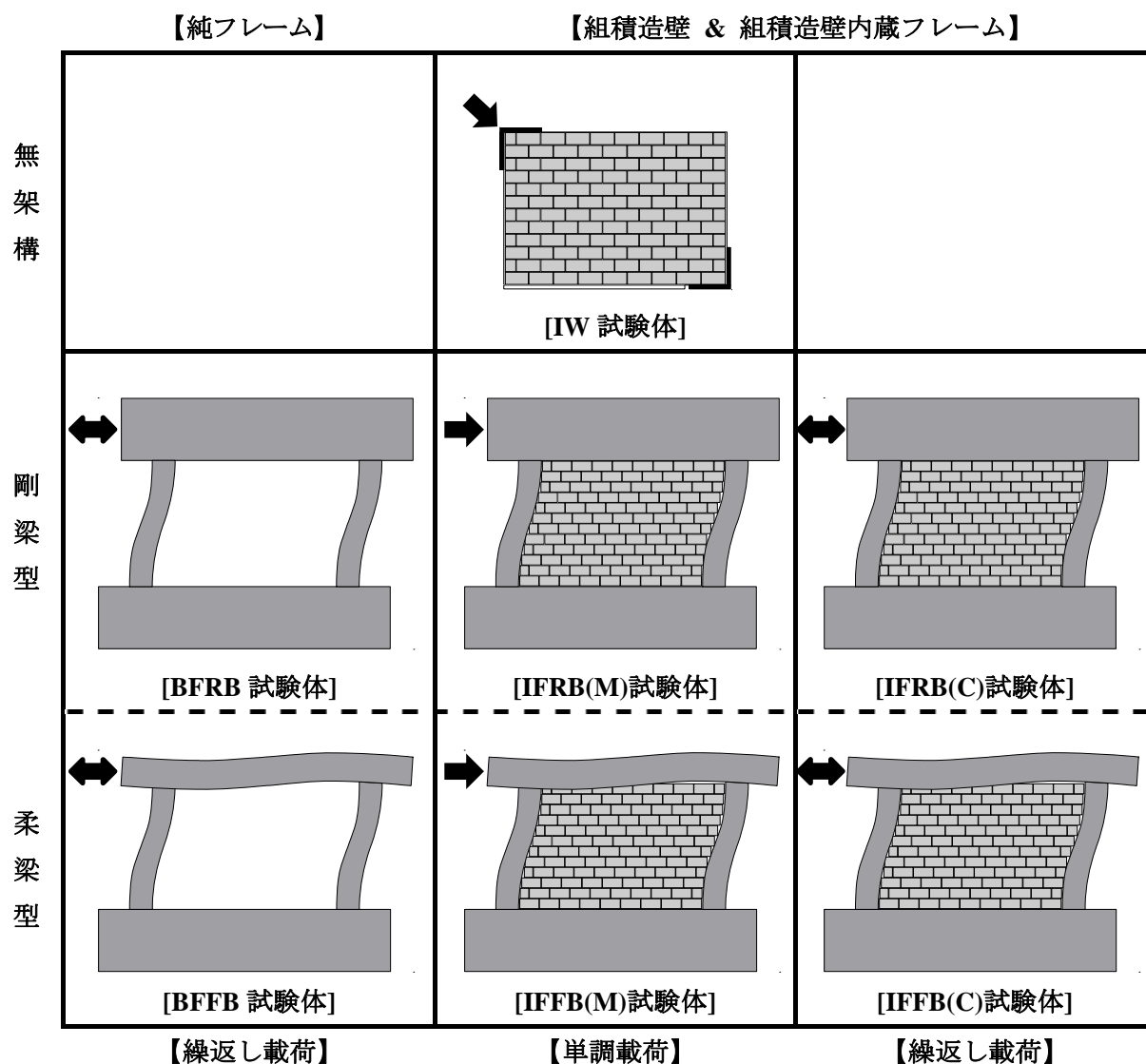


図 3.1 本研究における試験体のパラメータ

3.2.2 柱の設計

本研究における縮小柱の設計方針は基本的に既実施した縮小実験^[3.1]と同様であり，その設計手順について以下に簡略に示す。

【設計方針】

- ① 縮小柱の断面寸法は実大試験体の約 1/4 とする。
- ② 縮小柱の軸力は，実大試験体の軸方向応力度と同程度に設定する。
- ③ 縮小柱の引張鉄筋比およびせん断補強筋比を実大試験体と同程度とし，そのせん断余裕度を概ね等しく設定する。

以上の方針に従い設計した縮小柱の諸元および強度計算結果を実大柱と併せて表 3.1～3.3 に改めて示す。なお，同表に示す実大および縮小柱の強度計算結果は，先行して行った実大^[3.2]および縮小実験^[3.1]の材料強度を用い式 (3.1) ～ (3.5) ^{[3.4], [3.5], [3.6]}より算定したもので，その計算方法については 2.3.2 節で詳細に説明したとおりである。

また，ここでも縮小柱ではコンクリートのかぶり厚さ（本研究では 20mm とした）が断面寸法（ $D=110\text{mm}$ ）に比べて相対的に大きいことを考慮した上で，ストレスブロックに基づき曲げ終局モーメントを精算^[3.6]して求めた。

表 3.1 柱の寸法，主筋およびせん断補強筋

試験体	柱幅 $b \text{ (mm)}$	柱せい $D \text{ (mm)}$	柱内法高さ $h \text{ (mm)}$	主筋	引張 鉄筋比	せん断 補強筋	せん断 補強筋比
実大試験体	400	450	2,400	12-D22	0.0086	D10@300	0.0012
縮小試験体	110	110	610	8-D6	0.0079	D3@70	0.0018

表 3.2 柱の強度に関する因子

試験体	主筋 降伏強度 $\sigma_y \text{ (MPa)}$	せん断補強筋 降伏強度 $\sigma_{wy} \text{ (MPa)}$	コンクリート 圧縮強度 $F_c \text{ (MPa)}$	軸力 $N \text{ (kN)}$	軸方向 応力度 $\sigma_0 \text{ (MPa)}$
実大試験体	441.1 (395.0)	412.2 (395.0)	26.7 (21.0)	720	4.0
縮小試験体	371.0 (345.0)	423.0 (395.0)	30.0(21.0)	48	4.0

*()：設計基準強度あるいは規格降伏点強度

表 3.3 柱の強度計算結果

試験体	柱 2 本分			
	曲げ終局モーメント $M_U (kN \cdot m)$	曲げ終局時せん断力 $Q_{MU} (kN)$	せん断終局強度 $Q_{SU,mean} (kN)$	せん断余裕度 $Q_{SU,mean} / Q_{MU}$
実大試験体	755.0	629.2	545.0	0.9
縮小試験体	9.1	30.0	34.4	1.1

・曲げ終局モーメント M_U

$$\text{実大柱： } M_U = 0.8 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D \cdot \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} \right) \quad (3.1)$$

ここで、

M_U : 曲げ終局モーメント ($N \cdot mm$)

a_t : 引張鉄筋断面積 (mm^2)

σ_y : 鉄筋の降伏点強度 (MPa)

D : 柱のせい (mm)

N : 軸力 (N)

b : 柱の幅 (mm)

F_c : コンクリート圧縮強度 (MPa)

・曲げ終局強度時のせん断力 Q_{MU}

$$Q_{MU} = \frac{M_U}{(h_0/2)} \quad (3.2)$$

ここで、

Q_{MU} : 曲げ終局強度時のせん断力 (N)

h_0 : 柱の内法高さ (mm)

・せん断終局強度 Q_{SU}

$$Q_{SU,mean} = \left\{ \frac{0.115 \cdot k_u \cdot k_p \cdot (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \cdot \sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j \quad (3.3)$$

$$\text{実大柱： } Q_{SU,mean} = \left\{ \frac{0.068 \cdot p_t^{0.23} \cdot (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \cdot \sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j \quad (3.4)$$

$$\text{縮小柱： } Q_{SU,\text{mean}} = \left\{ \frac{0.094 \cdot p_t^{0.23} \cdot (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \cdot \sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j \quad (3.5)$$

ここで、

$Q_{SU,\text{mean}}$: せん断終局強度 (mean 式, kN)

k_u : 断面寸法による補正係数 (実大 : 0.72, 縮小 : 1.0)

k_p : 引張鉄筋比 p_t (%) による補正係数 ($=0.82 p_t^{0.23}$)

M/Qd : せん断スパン比 ($=h_0/2d$)

h_0 : 柱の内法高さ (mm)

d : 有効せい (mm , 圧縮縁から引張鉄筋中心までの距離 (実大 : $D-50mm$, 縮小 : $D-26mm$))

p_w : せん断補強筋比

σ_{wy} : せん断補強筋の降伏点強度 (MPa)

σ_0 : 柱の軸方向応力度 (MPa)

j : 応力中心間距離 (mm , 実大 : $0.8D$, 縮小 : $0.6D$ (1 階))

3.2.3 コンクリートブロックの設計と製作

縮小コンクリートブロック（以下、ブロック）の設計も 2.3.3 節と同様で、その設計方針を以下に簡略に紹介する。

【設計方針】

- ① 縮小ブロックの形状およびその断面寸法は実大ブロックの約 1/4 とする。
- ② 縮小ブロックの圧縮強度およびヤング係数が、実大ブロックを近似できる配合率を選定する。

(1) 縮小ブロックの形状および寸法

2.3.3 節で説明したとおり、本研究における実大ブロック^[3.2]は韓国で間仕切り壁として一般的に使われているもので、図 3.2 に示すようにサイズは $390\text{mm} \times 190\text{mm} \times 190\text{mm}$ 、中に 3 つの空洞と両端に切り欠きを有している。また、韓国ではブロック造壁の施工の際、同図に示すようにモルタルをブロックの長辺方向のシェルのみに乗せて積むため、モルタル塗布面積は、空洞部を除いた面積となる（図 3.2 参照）。

そこで、縮小ブロックは図 3.3 に示すように実大ブロックの形状を 1/4 とし、ブロックの長辺方向のみにモルタルが乗るようにウェブ部分に予め溝（5mm）を設け、

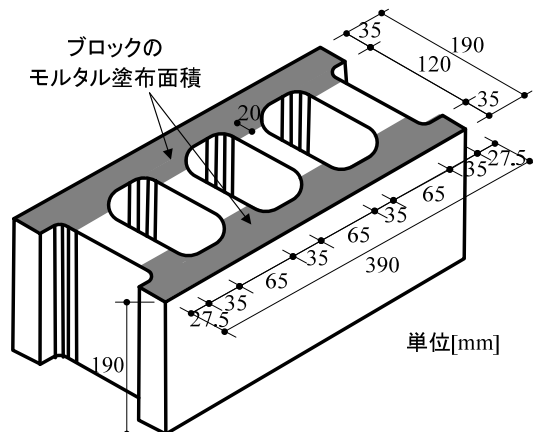


図 3.2 実大ブロックの寸法および形状

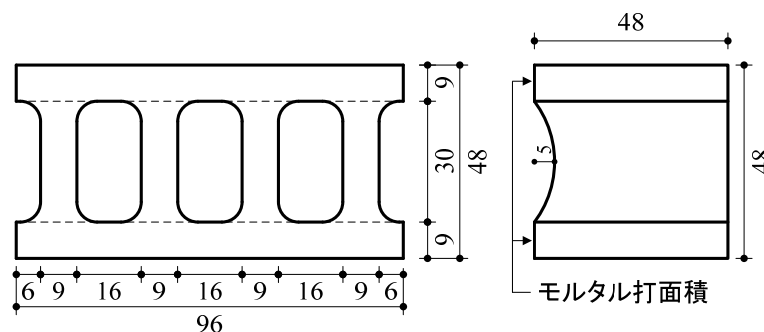


図 3.3 縮小ブロックの寸法および形状

(2) 縮小ブロックの製作およびプリズム圧強度

条件②を満たす配合率およびこれを用いた縮小ブロックの材料特性（3 段プリズムの圧縮強度およびヤング係数）についても、2.3.3 節で詳細に検討した。ところが、写真 3.1 に示すとおり、既実施した予備静的加力実験時の縮小ブロック（2.3.3.2 参照）に用いた骨材は、既に工場（（有）山内コンクリートブロック（沖縄県西原町字小那覇 1184-1））の方で使われていない状態（骨材サイズが変更）であったため、ブロック製作フローから外れており、また絶乾状態で保存されたため、既実施した予備静的加力実験でのブロックと同様の強度や剛性は再現できない可能性が見られた。さらに、既実施の縮小ブロック製作における脱型方法は手動脱型であったため、非常に難しい作業であった。そこで、本研究における静的加力実験では、表 3.4 に示すように骨材種類（既骨材/新骨材）および脱型方法（手動脱型/治具脱型）を主パラメータとした縮小ブロックの試作を行なった。なお、縮小ブロックの配合率は、既実施した予備静的加力時と同様として製作した（セメント：砕砂：海砂：水：混和材＝1：2.0：2.9：0.35～0.40：0.0005（重量比））。

上記したパラメータを用い試作した縮小ブロックの製作工程を写真 3.2 示す。同写真に示す製作工程において、骨材種類（写真 3.1）と脱型方法（写真 3.2(e)および写真 3.2(f)）の他には既製作した縮小ブロックと同様である。



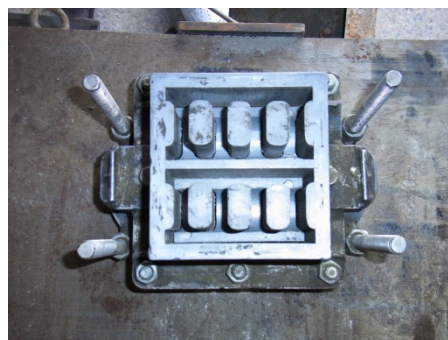
写真 3.1 本研究の縮小ブロックにおける骨材サイズの変更（左図：既骨材，右図：新骨材）

表 3.4 縮小ブロックの製作パラメータ

パラメータ (骨材種類 / 脱型方法)	脱型方法	
	手動脱型（写真 2.4(f)）	治具脱型（写真 3.1(d)）
既骨材（絶乾状態）	A1	A1－1
新骨材	－	A2－1



(a) 練り混ぜ



(b) 型枠準備



(c) 打設



(d) 表面のならし



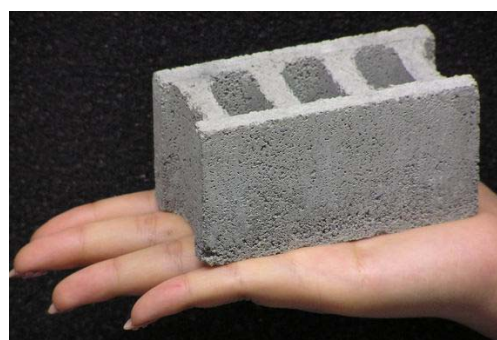
(e) 脱型 (手動脱型)



(f) 脱型 (治具脱型)



(g) 脱型直後の縮小ブロック



(h) 縮小ブロックの様子

写真 3.2 縮小ブロックの製作工程

以上の製作工程による3種類の縮小ブロックの3段プリズム圧縮試験結果を表3.5に示す。同表に示すとおり、骨材サイズおよびその脱型方法には変更があったものの、新骨材および治具脱型より製作したA2-1の方が、既製作した縮小ブロックおよび実大ブロックの圧縮強度およびヤング係数を最も近似する結果となった。そのため、本研究ではA2-1の縮小ブロックを用いることとした。

表 3.5 プリズム圧縮強度試験結果 (圧縮強度の単位：MPa, ヤング係数：N/mm²)

データ名	A1		A2		A2-1	
	圧縮強度	ヤング係数	圧縮強度	ヤング係数	圧縮強度	ヤング係数
TEST1	6.2	0.74×10^4	4.2	0.82×10^4	7.2	1.10×10^4
TEST2	4.5	0.80×10^4	7.1	0.90×10^4	6.5	0.93×10^4
TEST3	5.8	0.81×10^4	5.5	0.80×10^4	4.8	1.24×10^4
平均	5.5	0.78×10^4	5.6	0.84	6.2	1.10×10^4
	(7.3)	(2.1×10^4)	(7.3)	(2.1×10^4)	(7.3)	(2.1×10^4)
	[6.4]	$[1.1 \times 10^4]$	[6.4]	$[1.1 \times 10^4]$	[6.4]	$[1.1 \times 10^4]$

*(): 実大ブロックの結果^[4.2], []: 既実施した縮小実験の結果^[4.1]

3.2.4 梁の設計

剛梁型 (IFRB) 試験体の上下部梁および柔梁型 (IFFB) 試験体の下部梁 (いわゆるスタブ) は、既実施した縮小試験体と同様に、架構全体が終局に至っても弾性域に留まるように設計した。この剛梁スタブの寸法および配筋詳細は図 3.8 にて示した。本研究で再設計した柔梁型 (IFFB) 試験体の設計方針およびその方法を以下に述べる。

3.2.4.1 柔梁型 (IFFB) 試験体の架構形状の決定

既実施した柔梁型試験体の設計では、本研究の対象建物を図 3.4 のように想定し、2 階柱脚部に作用するモーメントを再現することを設計方針とした。同図に示すように、対象建物および柔梁型試験体の 2 階柱脚部に作用するモーメント (M_2 および M_2') が等しくなるように、柔梁型試験体の 2 階部に長さ $0.45h$ (加力高さ) のヒンジ付き鉄骨柱を設置し、実験対象となる 1 階部に無補強組積造壁を設置した。ところが、対象建物では 2 階部の壁体がせん断力を負担するにも関わらず (図 3.5), 図 3.4 のように純フレームで 2 階柱脚部に作用するモーメントを再現したため (すなわち、2 階部の壁体の影響が考慮されていなかったため)、実際よりも大きいモーメントが 2 階柱脚部に作用したと考えられる。

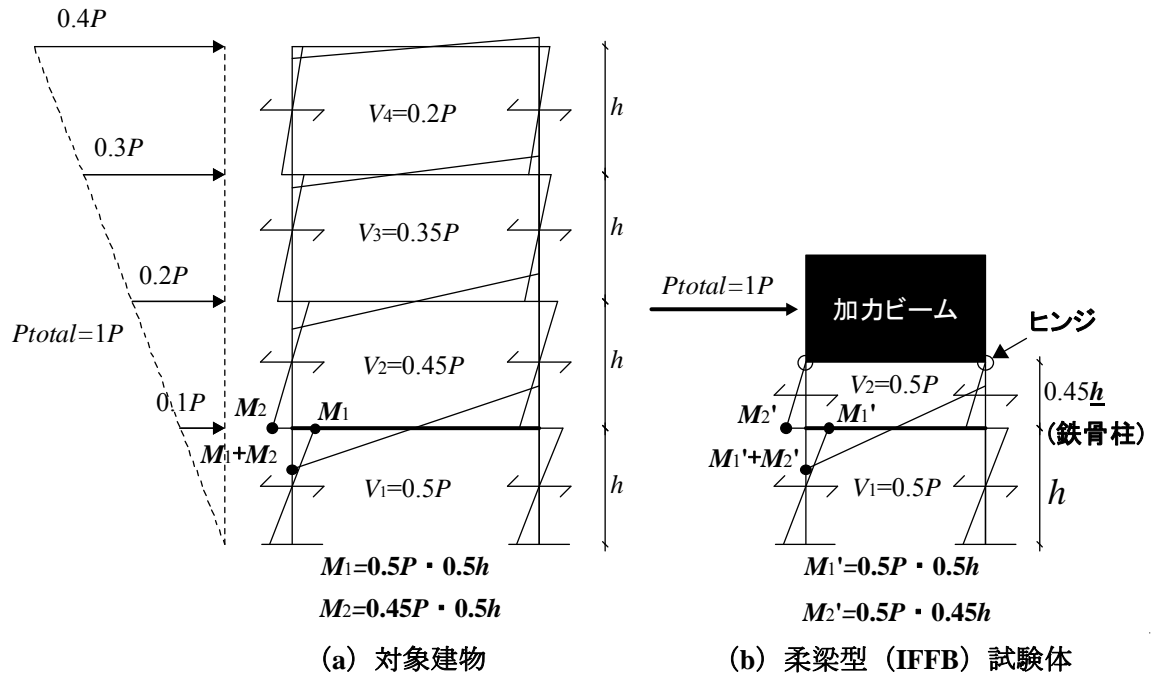


図 3.4 既実施した柔梁型試験体の応力状態および架構の形状設定

そこで、本研究の柔梁型試験体では、図 3.5 に示すように対象建物の 2 階部に存在する壁体のせん断力の影響を考慮した上で 2 階柱脚部に作用するモーメントを再現することとした。すなわち、同図に示すように対象建物および柔梁型試験体の 2 階柱脚部に作用するモーメント M_2 ($=0.5 \times (0.9P - P_x) \times 0.5h$) および M_2' ($=0.5P \cdot \alpha h$) を等しくするには、2 階部の壁体負担せん断力 P_x および架構全体の耐力 P を仮定し、柔梁型試験体の 2 階部の加力高さ α ($=0.45 - 0.5 \times P_x/P$) を定める必要がある。そこで、本研究では図 3.5(a) に示す一般的な対角圧縮ストラットの形成を想定し、予備加力実験における IFSB1 試験体でこれと等しいストラットが形成されたことから、その実験結果による架構全体の最大耐力と両柱の曲げ終局時せん断力計算値の差分 ($\approx 18.5kN$, 図 2.39 参照) を P_x と仮定した。また P については、図 3.5(b) に示すように柔梁型試験体の挙動を仮定し、両柱の曲げ終局時せん断力 ($26.5kN$) と P_x の和で設定した ($P=45kN$)。

その結果、本研究における柔梁型試験体の 2 階部の加力高さ α は約 $0.25h_0$ ($150mm$) となり、この高さを有するヒンジ付き鉄骨柱を 2 階柱として設置することとした。また、その鉄骨柱は 1 階の架構全体が終局に至るまで弾性域に留まるように設計し、その上部には加力ビームを介して加力することとした。

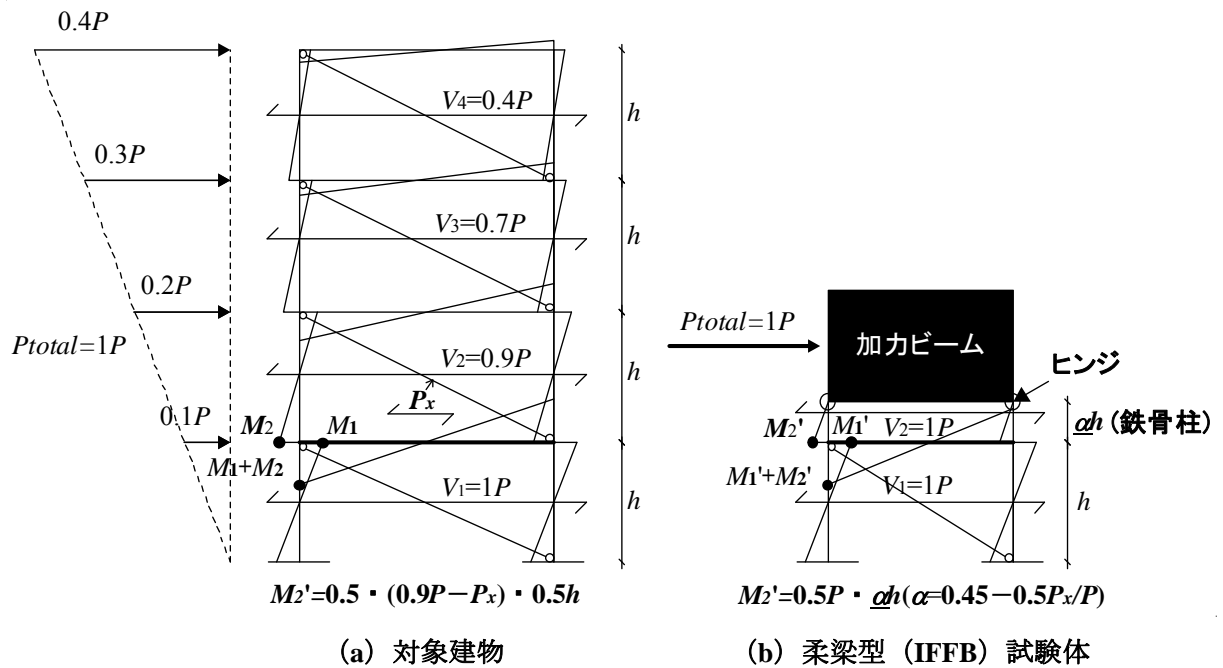


図 3.5 既実施した柔梁型試験体の応力度状態および架構の形状設定

3.2.4.2 縮小柔梁の形状決定および強度算定

本研究における縮小梁の設計でも、既実施した縮小梁と同様に、まず対象建物の T 形梁^[3.3]を長方形梁に変換し、長方形梁を縮小長方形梁に更に変換する。

(1) 対象建物の T 形梁の長方形梁への変換

本研究では、前述したとおり対象建物の T 形梁を等価な曲げ剛性を有する長方形梁に置換し、これを縮小梁の断面設計に用いた（図 3.6）。長方形梁への置換方針は、梁の曲げ剛性、強度およびせん断余裕度が対象建物の T 形梁を再現することである。これらの方針により変換した長方形梁の諸元および強度計算結果を表 3.6~3.8 に、その強度計算式を式 (3.6) ~ (3.10) ^{[3.4], [3.5], [3.8]}にまとめて示す。また、その詳細な内容については、2.3.4 節で説明したとおりである。

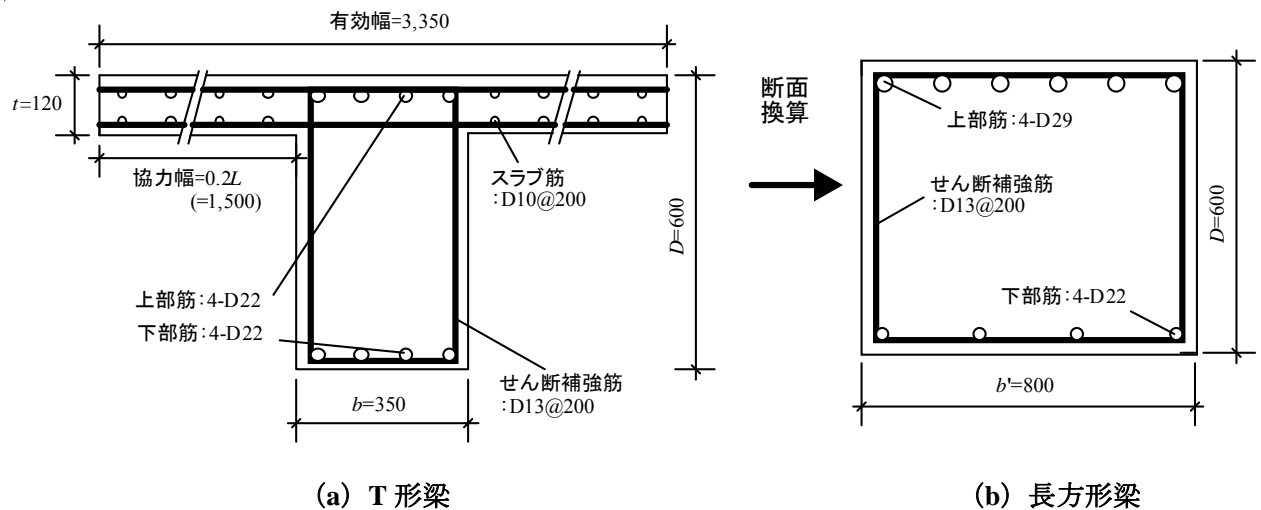


図 3.6 対象建物の T 形梁の長方形梁への置換（単位[mm]）

表 3.6 T 形梁の長方形梁への置換における断面算定

断面 形状	梁の せい D (mm)	梁の幅 (ウェブ幅) b, b' (mm)	協力幅 b_a (mm)	有効幅 B (mm)	スラブ 厚さ t (mm)	梁の 長さ L (mm)	断面 2 次 モーメント I (mm^4)	断面積 A (mm^2)
T 形梁	600	350	1,500	3,350	120	7,500	143.7×10^8	570,000
長方形梁		800	-	-	-	7,500	144.0×10^8	480,000

表 3.7 T 形梁および長方形梁の強度に関する因子

断面形状		コンクリート 圧縮強度 $F_c (MPa)$	引張鉄筋	引張鉄筋 断面積 $a_t (mm^2)$	降伏点強度 $\sigma_y (MPa)$	せん断補強筋	せん断補強筋 降伏点強度 $\sigma_{wy} (MPa)$
T 形梁	上端	25.2 (21.0)	4- D22 / 32-D10	3,831	440 (390)	D13 @200	440 (390)
	下端		4- D22	1,548			
長方形梁	上端		6- D29	3,854			
	下端		4- D22	1,548			

*() 設計基準強度あるいは規格降伏点強度

表 3.8 T 形梁および長方形梁の強度およびせん断余裕度

断面形状		曲げ終局モーメント $M_U (kN \cdot m)$	曲げ終局時せん断力 $Q_{MU} (kN)$	せん断終局強度 $V_{U, 靱性指針} (kN)$	せん断余裕度 $V_{U, 靱性指針} / Q_{MU}$
T 形梁	上端	823.0	164.2	599.0	3.65
	下端	334.9			
長方形梁	上端	852.3	171.9	650.6	3.78
	下端	359.4			

・ 曲げ終局モーメント M_U

$$M_U = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad (3.6)$$

ここで,

M_U : 曲げ終局モーメント ($N \cdot mm$)

a_t : 引張鉄筋断面積 (mm^2)

σ_y : 鉄筋の降伏点強度 (MPa)

d : 剛梁の有効せい (mm , 本研究では $D-50mm$)

・ 曲げ終局強度時のせん断力 Q_{MU}

$$Q_{MU} = \frac{M_U}{(L_0/2)} \quad (3.7)$$

ここで,

Q_{MU} : 曲げ終局強度時のせん断力 (N)

L_0 : 梁の内法長さ (mm)

・ 靱性保証型耐震設計指針 V_U

$$V_{U1} = \mu \cdot p_{we} \cdot \sigma_{wy} \cdot b_e \cdot j_e + \left(\nu \cdot \sigma_B - \frac{5 \cdot p_{we} \cdot \sigma_{wy}}{\lambda} \right) \cdot \frac{bD}{2} \cdot \tan \theta \quad (3.8)$$

$$V_{U2} = \frac{\lambda \cdot \nu \cdot \sigma_B + p_{we} \cdot \sigma_{wy}}{3} \cdot b_e \cdot j_e \quad (3.9)$$

$$V_{U3} = \frac{\lambda \cdot \nu \cdot \sigma_B}{2} \cdot b_e \cdot j_e \quad (3.10)$$

ここで,

μ : トラス機構の角度を表す係数 ($=2-20R_p$)

R_p : 終局限界状態でのヒンジ領域の回転角 (rad)

p_{we} : 有効せん断補強筋比 ($=a_w/(b_e s)$)

a_w : 1組のせん断補強筋の断面積 (mm^2)

b_e : トラス機構に関与する断面の有効幅で, 外側のせん断補強筋のせん断力直交方向への芯々間隔とする (mm)

j_e : トラス機構に関与する断面の有効せいで, 外側のせん断補強筋のせん断力方向への芯々間隔とする (mm)

s : せん断補強筋の鉛直方向への間隔 (mm)

ν : コンクリート圧縮強度の有効係数 ($=(1-20R_p)\nu_0$)

ν_0 : 降伏ヒンジを計画しないときの有効係数 ($=0.7-\sigma_B/200$)

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (MPa)

λ : トラス機構の有効係数 ($=1-s/(2j_e)-b_s/(4j_e)$)

b_s : せん断補強筋の断面方向の最大間隔 (mm)

ただし, 中子筋が断面内にほぼ均等に配置されている場合は, $b_s=b_e/(N_s+1)$

N_s : 中子筋の本数

θ : アーチ機構の圧縮束の角度で, $h_0/D \geq 1.5$ の部材では, $\tan \theta = 0.9 \times D/(2h_0)$

(2) 長方形梁の縮小長方形梁への変換

既実施した柔梁型試験体において、長方形梁から縮小長方形梁への置換は次の方針に従って行った。

- ① 縮小長方形梁の断面サイズを長方形梁の 1/4 程度とする。
- ② 縮小長方形梁の曲げ終局モーメントレベルを長方形梁と合わせながら（縮小率が 1/4 であるため、長方形梁の約 1/64）、せん断余裕度を長方形梁と同程度とする。
- ③ 弾性区間における縮小長方形梁のたわみレベルを長方形梁と等しくするようにする（長方形梁の約 1/4）。ただし、本研究では実大試験体の梁スパン長さを基準とする。

条件①と②は、既実施した柔梁試験体と同様であるが、本研究における梁の設計では条件③に基づき、縮小長方形梁の断面剛性を調節した。これは、前述したとおり、既実施した柔梁試験体では実大試験体の梁スパン（柱の芯－芯距離：4.05m）を基準とした縮小梁で、対象建物の梁スパン（柱の芯－芯距離：7.5m）でのたわみレベルを再現しようとしたので、実際よりも梁の曲率が相対的に大きくなり、この影響により壁体の最上段部に局部的な損傷集中が生じた可能性が考えられたためである。本研究で再設計した縮小梁について、以下に説明する。

条件①については、後述する条件③に関する制約を優先したため、断面サイズを長方形梁の 1/4 サイズ（200mm×150mm）より若干大きい 200mm×170mm とした。

条件②については、長方形梁と等しい曲げ終局モーメントレベルにするため、表 3.9 に示すように上端筋と下端筋を設定した（上端筋：4-D10，SD295，下端筋：4-D6，SD295）。また、2.3.4 で説明したとおり、縮小試験体の柱芯－芯距離は実大試験体のおよそ 1/4 である 1.0m としたため、梁のスパンが相対的に短くなり（対象建物の柱芯－芯距離：7.5m）、曲げ終局時のせん断力（ Q_{Mu} ）はせん断終局強度（ Q_{Su} ）よりも著しく増大する。そこで、表 3.9 に示すようにせん断補強筋強度と間隔を調整することで（SD785，30mm 間隔）対象建物のせん断余裕度を概ね再現するようにした。強度およびせん断余裕度を表 3.10 に示す。なお、これらの強度計算は式（3.11）～（3.13）^[3,4]を用いており、その詳細内容については 2.3.4 節に詳しく説明されている。その結果、表 3.10 より、縮小長方形梁断面の曲げ終局モーメントは上端で対象建物の約 1/70，下端で約 1/57 と曲げ終局モーメントレベルを概ね合わせることができた。また、両者のせん断余裕度から、対象建物の梁の破壊メカニズムを概ね再現できると考えられる。

表 3.9 長方形梁および縮小長方形梁の強度に関する因子

断面 形状	コンクリート 圧縮強度 $F_c (MPa)$	主筋			せん断 補強筋	せん断 補強筋比	せん断補強筋 降伏点強度 $\sigma_{wy} (MPa)$
		引張 鉄筋	引張 鉄筋比	降伏点強度 $\sigma_y (MPa)$			
長方形梁	上端	6-D29	0.0081	440 (395)	D13@200	0.0016	440 (395)
	下端	4-D22	0.0032				
縮小 長方形梁	上端	4-D10	0.0084	330 (295)	D6@30	0.0124	880 (785)
	下端	4-D6	0.0037				

*() 基準強度

表 3.10 長方形梁および縮小長方形梁の強度およびせん断余裕度

断面 形状	曲げ終局モーメント $M_U (kN \cdot m)$	曲げ終局時せん断力 $Q_{MU} (kN)$	せん断終局強度 $Q_{SU,mean} (kN)$	せん断余裕度 $Q_{SU,mean} / Q_{MU}$
長方形梁	上端	171.9	658.4	3.8
	下端		506.4	2.9
縮小 長方形梁	上端	20.7	77.4	3.7
	下端		53.1	2.6

 ・せん断終局強度 Q_{SU}

$$Q_{SU,mean} = \left\{ \frac{0.115 \cdot k_u \cdot k_p \cdot (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} \cdot b \cdot j \quad (3.11)$$

$$\text{長方形梁: } Q_{SU,mean} = \left\{ \frac{0.068 \cdot p_t^{0.23} \cdot (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} \cdot b \cdot j \quad (3.12)$$

$$\text{縮小長方形梁: } Q_{SU,mean} = \left\{ \frac{0.094 \cdot p_t^{0.23} \cdot (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} \cdot b \cdot j \quad (3.13)$$

ここで,

 $Q_{SU,mean}$: せん断終局強度 (mean 式, N)

 p_t : 引張鉄筋比 (%)

 F_c : コンクリート圧縮強度 (MPa)

 M/Qd : せん断スパン比 ($= L_0 / 2d$)

 p_w : せん断補強筋比

 σ_{wy} : せん断補強筋の降伏点強度 (MPa)

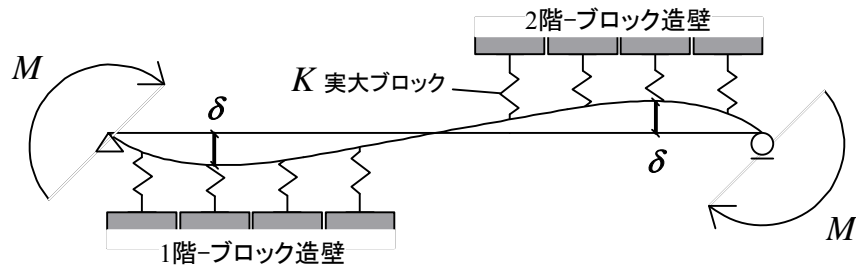
 b : 梁幅 (mm)

 j : 応力中心間距離 (mm , 本研究では $0.8D$)

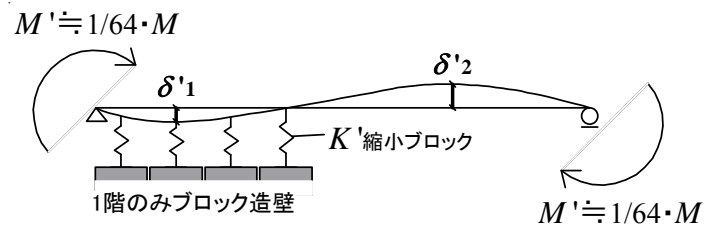
最後に条件③については、図 3.7 に示すたわみ算定モデルを用いて梁の最大変位を検討した。実大試験体の梁スパンを想定した対象建物には、図 3.7 (a) に示すように梁の上下にブロック造壁があるものとし、縮小試験体では実際の実験を想定して図 3.7 (b) に示すように梁の下部のみにブロック造壁があるものとしている。この際、梁の両端に作用するモーメントは、梁に曲げ終局時せん断力 Q_{MU} の 1/3 (表 3.10 より、長方形梁では $60kN$ 、縮小長方形梁では $6.3kN$) が作用した時に発生するモーメント (長方形梁: $M=Q \times L_0/2=60kN \times 7.05m/2 \doteq 200kN \cdot m$ 、縮小長方形梁: $M'=6.3kN \times 0.89m/2 \doteq 3kN \cdot m$) とした (表 3.11)。また、ブロックのヤング係数は前章に示した表 2.22 のプリズム圧縮試験結果を用いた。その結果、縮小長方形梁の断面寸法を $200mm \times 170mm$ と設定することによって、図 3.7 に示す縮小長方形梁に生じるたわみ δ'_1 ($0.015mm$)、 δ'_2 ($0.029mm$) が平均的に長方形梁のたわみ (δ) の 1/4 程度 ($1/4 \cdot \delta \doteq (\delta'_1 + \delta'_2) / 2$) になることを確認した。以上の検討を踏まえて設計した IFRB 試験体および IFFB 試験体の詳細を図 3.8 に示す。

表 3.11 長方形梁および縮小長方形梁の最大変位解析のための諸元

断面形状	外力 モーメント $M (kN \cdot m)$	梁に関する因子			ブロックに関する因子	
		断面寸法		内法長さ $L_0 (mm)$	ブロックの ヤング係数 $E (MPa)$	ブロックの 全断面積 $A (mm^2)$
		梁幅 $b (mm)$	梁のせい $D (mm)$			
長方形	200.0	800	600	3,600	2.1×10^5	7,410,000
縮小長方形梁	3.0	200	170	890	1.1×10^5	4,631

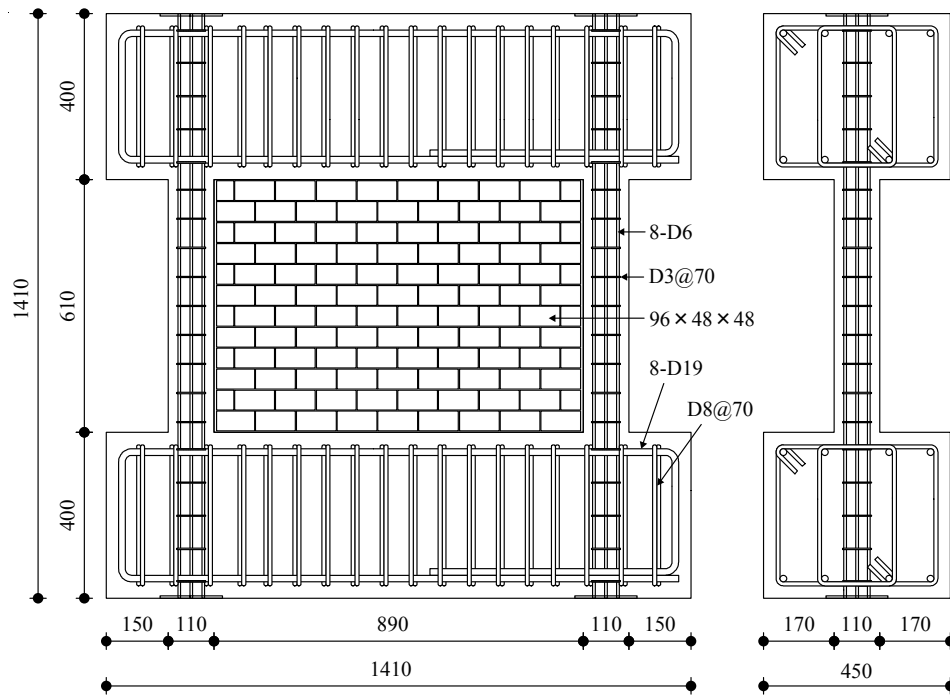


(a) 長方形梁

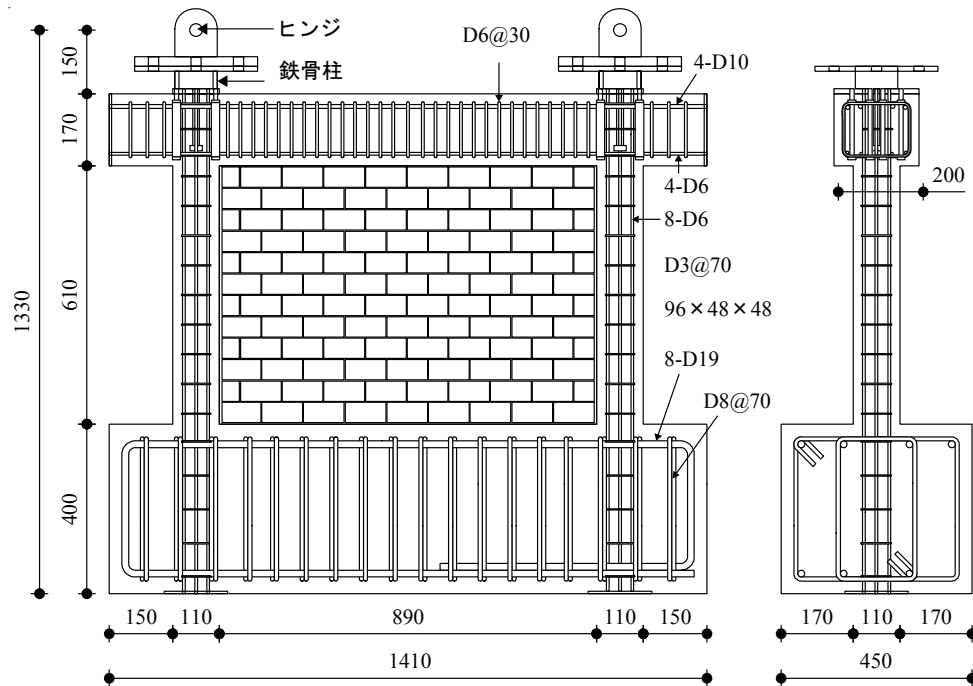


(b) 縮小長方形梁

図 3.7 梁の最大たわみ算定モデル



(a) IFRB 試験体



(b) IFFB 試験体

図 3.8 縮小試験体の詳細図 (単位 : mm)

3.2.5 無架構コンクリートブロック造壁試験体の設計

本研究では、前述したとおり壁体の全てのブロックユニットに 3 軸ひずみゲージを貼付し、圧縮主ひずみの分布から対角圧縮ストラットの形成角度および領域、その圧縮主ひずみの大きさなどを検討することとした。そこで、本実験では壁体のせん断力のみが計測できる無架構コンクリートブロック造壁 (IW) 試験体を並行して計画し、後述するとおり対角圧縮ストラットの形成メカニズムとその負担せん断力の評価手法を検討する。IW 試験体の詳細を、図 3.9 に示す。同図に示すように、本試験体は IFRB および IFFB 試験体の壁体と同様に周囲にモルタルを塗布しており、そのサイズも全く同じである。また、全てのブロックユニットに 3 軸ひずみゲージを貼付している。次節で、本研究における計測計画について詳細に説明する。

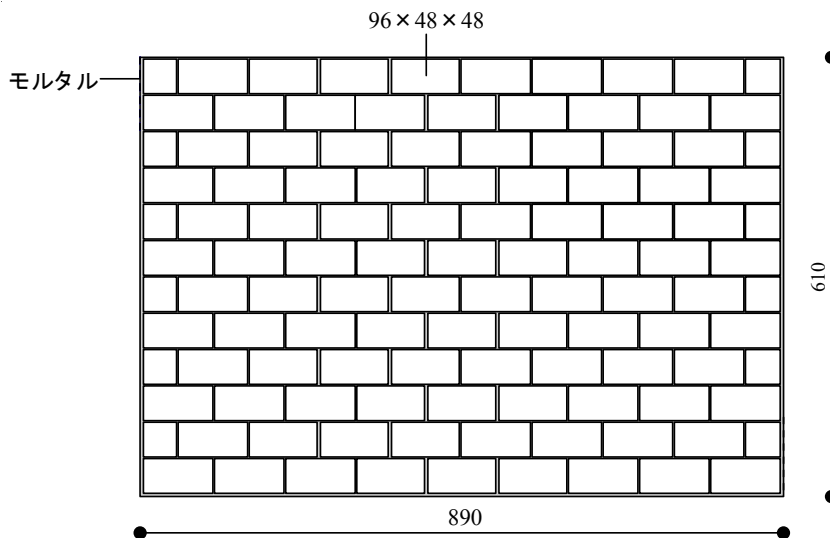


図 3.9 無架構コンクリートブロック造壁 (IW) 試験体の詳細図 (単位 : mm)

3.2.6 試験体の製作

IFRB および IFFB 試験体における配筋状況，コンクリート打設および組積作業などを含む製作状況を写真 3.3 に，IW 試験体の製作状況を写真 3.4 にそれぞれ示す。写真 3.3 に示すように，縮小試験体については横打ちでコンクリートを打設し，本加力実験時に立て起こした。また，ブロック造壁は，実際の現場と同様に 2 日に分けて半分ずつ組積作業を行った。一方，縮小ブロックの製作状況については，3.2.3 節を参考されたい。



(a) 剛梁型試験体の配筋 (IFRB)



(b) 柔梁型試験体の型枠 (IFFB)



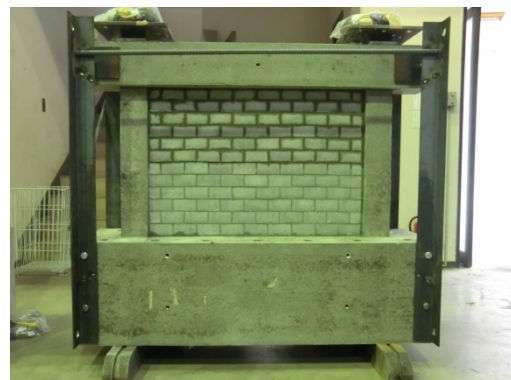
(c) コンクリート打設の様子



(d) コンクリート打設の直後



(e) 1 日目の組積造作の直後



(f) 2 日目の組積造作の直後

写真 3.3 IFRB および IFFB 試験体の製作様子



(a) 1 日目の組積造作の直後



(b) 2 日目の組積造作の直後

写真 3.4 IW 試験体の製作様子

3.3 実験計画と実験結果

3.3.1 実験計画

3.3.1.1 計測計画

IW 試験体の計測計画を図 3.10 に示す。本試験体では、まず試験体の水平変位を計測し、壁体の背面の全てのブロックユニットに 3 軸ひずみゲージを貼付した(総 114 ユニット)。本研究では、このように全てのブロックユニットに 3 軸ひずみゲージを貼付することにより、壁体に生じる主ひずみの方向および大きさが、変形レベルに応じて時々刻々と変化する様子を観察することができるという点に特徴がある。このことは、壁体が負担するせん断力を精微に評価する上で、重要な資料となる。図 3.10 に示すように、3 軸ひずみゲージは、壁体の行列(行：右行から左行(すなわち、正面を基準にすると左行から右行)、列：下列から上列)およびその方向(A, B, C)によって番号付けした。3 軸ひずみゲージの貼付状況を写真 3.5 に示す。なお、3 軸ひずみゲージの番号付けは他の試験体でも同様の方法を用いた。

IFRB および IFFB 試験体における変位計測計画を図 3.11 および図 3.12 に、鉄筋のひずみゲージ貼付位置を図 3.13 に、チャンネル番号を表 3.12 にそれぞれ示す。なお、BFRB および BFFB 試験体の計測装置およびチャンネル番号は、壁体部を除き IFRB および IFFB 試験体と同様である。IFRB 試験体では、上下スタブ間の相対水平変位、フレームのせん断変形および柱の鉛直変位などを計測した。柱の曲率および曲げ変形を算定するため、柱の両側に 150mm 間隔で材軸方向の変位を、せん断変形を算定するため、同区間において柱の水平変位を計測した。また、危険断面位置を含む両柱主筋および補強筋の主要な箇所にはひずみゲージを貼付し、主筋および補強筋のひずみを計測した。さらに、IW 試験体と同様、全てのブロックユニットに 3 軸ひずみゲージを貼付した。IFFB 試験体の計測計画は基本的に IFRB 試験体と同様であるが、梁の曲率および曲げ変形を算定するため、梁の両側に 200mm 間隔で材軸方向の変位を計測し、また危険断面位置を含む梁主筋および補強筋の主要な箇所にはひずみゲージを貼付した。



図 3.10 IW 試験体の計測計画



写真 3.5 3 軸ひずみゲージの貼付様子

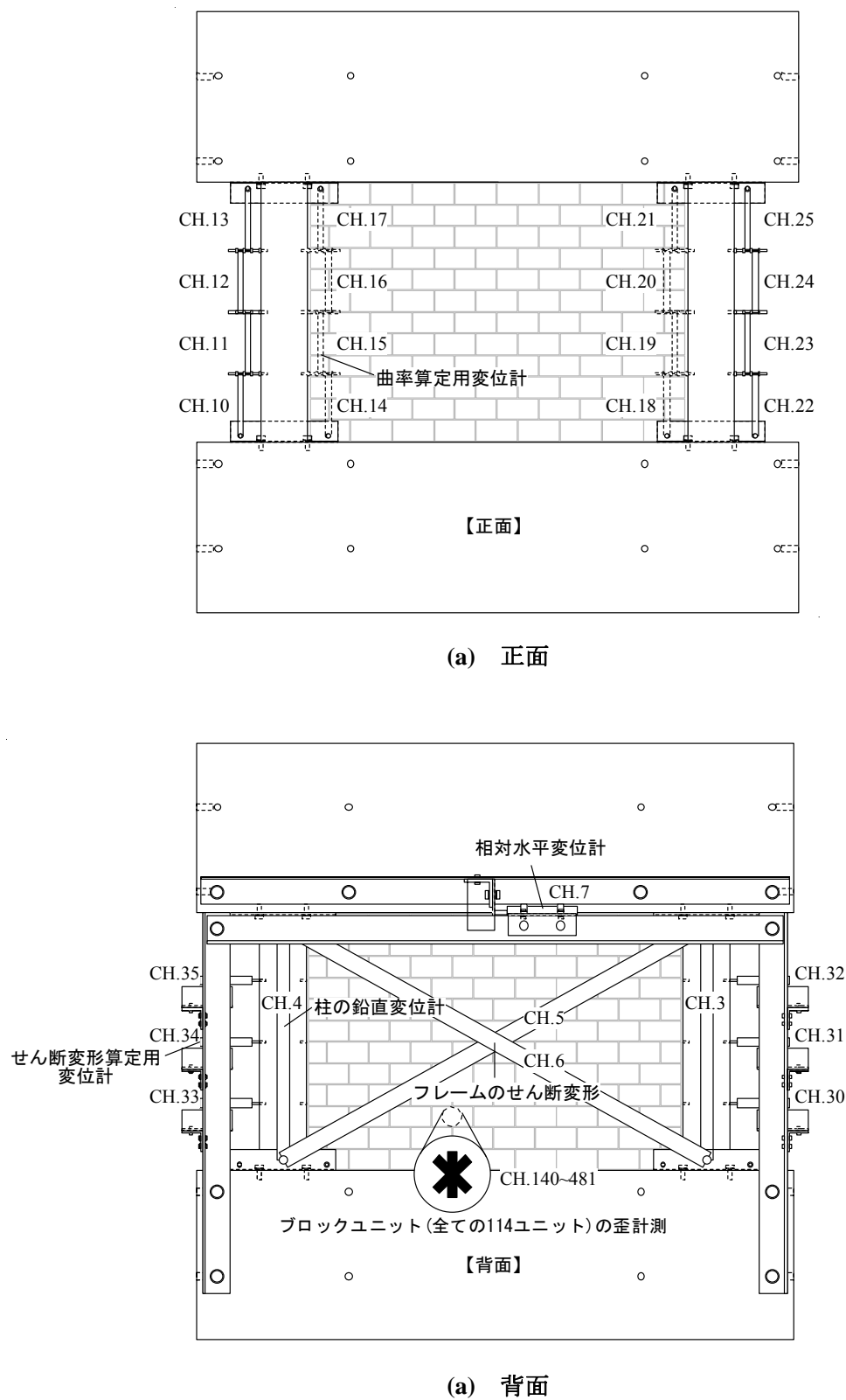


図 3.11 剛梁型 (IFRB) 試験体の計測計画

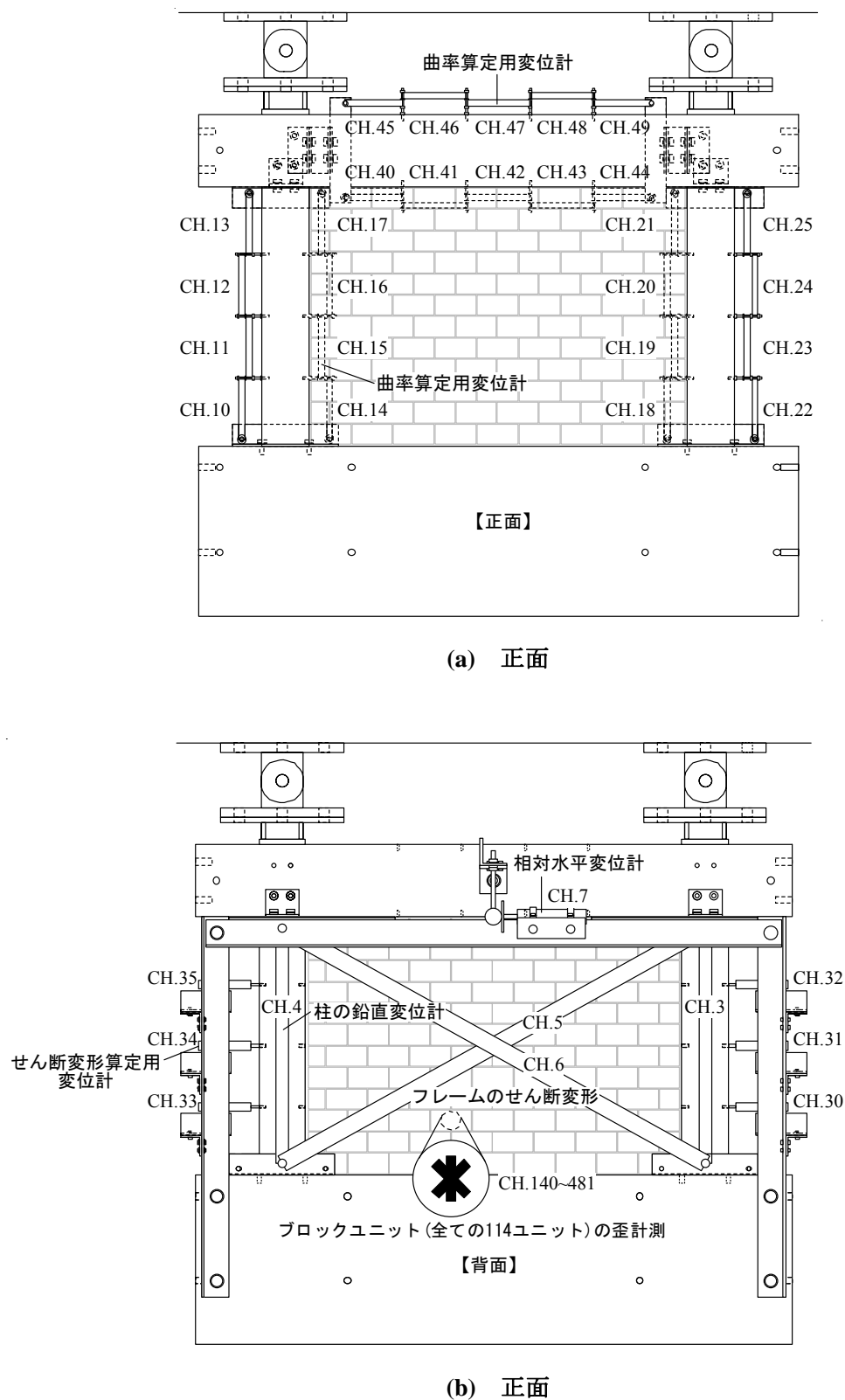
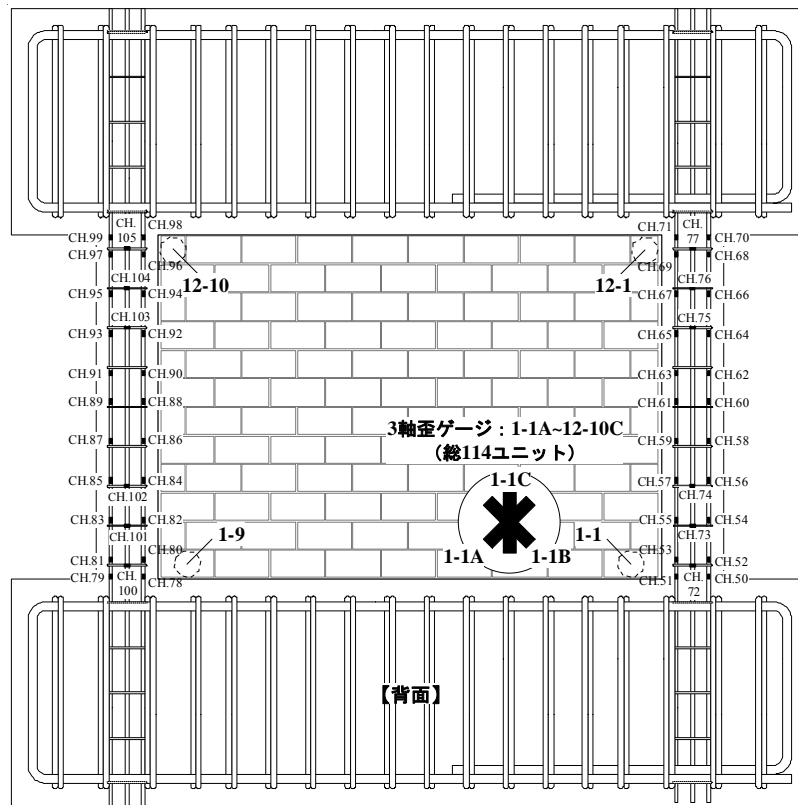
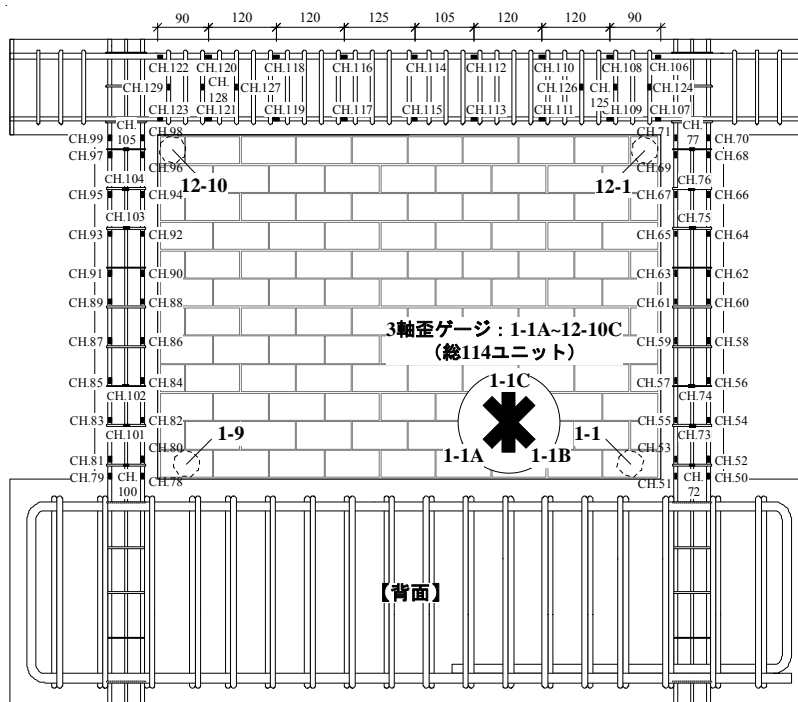


図 3.12 柔梁型 (IFFB) 試験体の計測計画



(a) 剛梁型 (IFRB) 試験体



(b) 柔梁型 (IFFB) 試験体

図 3.13 ひずみゲージの貼付位置 (単位[mm])

表 3.12 IFRB および IFFB 試験体の計測器・CH 番号

CH	計測器位置	計測器	CH	計測器位置	計測器
0	水平アクチュエータ	ロード セル	30	左柱のせん断変形算定用変位計	CDP-25
1	左鉛直アクチュエータ		31		
2	右鉛直アクチュエータ		32		
3	左柱の鉛直変位	CDP-10	33	右柱のせん断変形算定用変位計	CDP-25
4	右柱の鉛直変位		34		
5	フレームのせん断変形 (1)	CDP-50	35		
6	フレームのせん断変形 (2)		36		
7	相対水平変位	CDP-50	37		
8			38		
9			39		
10	左柱の曲率算定用変位計 (左側)	CDP-10M	40	柔梁の曲率算定用変位計 (下側) *	CDP-10M
11			41		
12			42		
13			43		
14	左柱の曲率算定用変位計 (右側)	CDP-10M	44	柔梁の曲率算定用変位計 (上側) *	CDP-10M
15			45		
16			46		
17			47		
18	右柱の曲率算定用変位計 (左側)	CDP-10M	48	左柱の主筋	FLA-3-11
19			49		
20			50		
21			51		
22	右柱の曲率算定用変位計 (右側)	CDP-10M	52		
23			53		
24			54		
25			55		
26			56		
27			57		
28	水平変位 (左側) *	CDP-50	58		
29	水平変位 (右側) *	CDP-50	59		

* : 柔梁形試験体のみ

CH	計測器位置	計測器	CH	計測器位置	計測器
60	左柱の主筋	FLA-3-11	90	右柱の主筋	FLA-3-11
61			91		
62			92		
63			93		
64			94		
65			95		
66			96		
67			97		
68			98		
69			99		
70			100	右柱のせん断補強筋	FLK-2-11
71			101		
72	左柱のせん断補強筋	FLK-2-11	102		
73			103		
74			104	柔梁の主筋*	FLA-3-11
75			105		
76	右柱の主筋	FLA-3-11	106		
77			107		
78			108		
79			109		
80			110		
81			111		
82			112		
83			113		
84			114		
85			115		
86			116		
87			117		
88			118		
89			119		

*：柔梁形試験体のみ

CH	計測器位置		計測器	CH	計測器位置		計測器
120	柔梁の主筋*		FLA-3-11	150	ブロック ユニット	4-1B	PFL-20
121				151		4-1C	
122				152		5-1A	
123				153		5-1B	
124	柔梁のせん断補強筋*		FLK-2-11	154		5-1C	
125				155		6-1A	
126				156		6-1B	
127				157		6-1C	
128				158		7-1A	
129				159		7-1B	
130	左鉄骨柱（外側）*	YFLA-5		160		7-1C	
131	左鉄骨柱（内側）*			161		8-1A	
132	右鉄骨柱（内側）*			162		8-1B	
133	右鉄骨柱（外側）*			163		8-1C	
134				164		9-1A	
135				165		9-1B	
136				166		9-1C	
137				167		10-1A	
138				168		10-1B	
139				169		10-1C	
140	ブロック ユニット	1-1A	PFL-20	170		11-1A	
141		1-1B		171		11-1B	
142		1-1C		172		11-1C	
143		2-1A		173		12-1A	
144		2-1B		174		12-1B	
145		2-1C		175		12-1C	
146		3-1A		176		1-2A	
147		3-1B		177		1-2B	
148		3-1C		178		1-2C	
149		4-1A		179		2-2A	

*：柔梁形試験体のみ

CH	計測器位置		計測器	CH	計測器位置		計測器
180	ブロック ユニット	2-2B	PFL-20	210	ブロック ユニット	12-2B	PFL-20
181		2-2C		211		12-2C	
182		3-2A		212		1-3A	
183		3-2B		213		1-3B	
184		3-2C		214		1-3C	
185		4-2A		215		2-3A	
186		4-2B		216		2-3B	
187		4-2C		217		2-3C	
188		5-2A		218		3-3A	
189		5-2B		219		3-3B	
190		5-2C		220		3-3C	
191		6-2A		221		4-3A	
192		6-2B		222		4-3B	
193		6-2C		223		4-3C	
194		7-2A		224		5-3A	
195		7-2B		225		5-3B	
196		7-2C		226		5-3C	
197		8-2A		227		6-3A	
198		8-2B		228		6-3B	
199		8-2C		229		6-3C	
200		9-2A		230		7-3A	
201		9-2B		231		7-3B	
202		9-2C		232		7-3C	
203		10-2A		233		8-3A	
204		10-2B		234		8-3B	
205		10-2C		235		8-3C	
206		11-2A		236		9-3A	
207		11-2B		237		9-3B	
208		11-2C		238		9-3C	
209		12-2A		239		10-3A	

CH	計測器位置		計測器	CH	計測器位置		計測器
240	ブロック ユニット	10-3B	PFL-20	270	ブロック ユニット	8-4B	PFL-20
241		10-3C		271		8-4C	
242		11-3A		272		9-4A	
243		11-3B		273		9-4B	
244		11-3C		274		9-4C	
245		12-3A		275		10-4A	
246		12-3B		276		10-4B	
247		12-3C		277		10-4C	
248		1-4A		278		11-4A	
249		1-4B		279		11-4B	
250		1-4C		280		11-4C	
251		2-4A		281		12-4A	
252		2-4B		282		12-4B	
253		2-4C		283		12-4C	
254		3-4A		284		1-5A	
255		3-4B		285		1-5B	
256		3-4C		286		1-5C	
257		4-4A		287		2-5A	
258		4-4B		288		2-5B	
259		4-4C		289		2-5C	
260		5-4A		290		3-5A	
261		5-4B		291		3-5B	
262		5-4C		292		3-5C	
263		6-4A		293		4-5A	
264		6-4B		294		4-5B	
265		6-4C		295		4-5C	
266		7-4A		296		5-5A	
267		7-4B		297		5-5B	
268		7-4C		298		5-5C	
269		8-4A		299		6-5A	

CH	計測器位置		計測器	CH	計測器位置		計測器
300	ブロック ユニット	6-5B	PFL-20	330	ブロック ユニット	4-6B	PFL-20
301		6-5C		331		4-6C	
302		7-5A		332		5-6A	
303		7-5B		333		5-6B	
304		7-5C		334		5-6C	
305		8-5A		335		6-6A	
306		8-5B		336		6-6B	
307		8-5C		337		6-6C	
308		9-5A		338		7-6A	
309		9-5B		339		7-6B	
310		9-5C		340		7-6C	
311		10-5A		341		8-6A	
312		10-5B		342		8-6B	
313		10-5C		343		8-6C	
314		11-5A		344		9-6A	
315		11-5B		345		9-6B	
316		11-5C		346		9-6C	
317		12-5A		347		10-6A	
318		12-5B		348		10-6B	
319		12-5C		349		10-6C	
320		1-6A		350		11-6A	
321		1-6B		351		11-6B	
322		1-6C		352		11-6C	
323		2-6A		353		12-6A	
324		2-6B		354		12-6B	
325		2-6C		355		12-6C	
326		3-6A		356		1-7A	
327		3-6B		357		1-7B	
328		3-6C		358		1-7C	
329		4-6A		359		2-7A	

CH	計測器位置		計測器	CH	計測器位置		計測器
360	ブロック ユニット	2-7B	PFL-20	390	ブロック ユニット	12-7B	PFL-20
361		2-7C		391		12-7C	
362		3-7A		392		1-8A	
363		3-7B		393		1-8B	
364		3-7C		394		1-8C	
365		4-7A		395		2-8A	
366		4-7B		396		2-8B	
367		4-7C		397		2-8C	
368		5-7A		398		3-8A	
369		5-7B		399		3-8B	
370		5-7C		400		3-8C	
371		6-7A		401		4-8A	
372		6-7B		402		4-8B	
373		6-7C		403		4-8C	
374		7-7A		404		5-8A	
375		7-7B		405		5-8B	
376		7-7C		406		5-8C	
377		8-7A		407		6-8A	
378		8-7B		408		6-8B	
379		8-7C		409		6-8C	
380		9-7A		410		7-8A	
381		9-7B		411		7-8B	
382		9-7C		412		7-8C	
383		10-7A		413		8-8A	
384		10-7B		414		8-8B	
385		10-7C		415		8-8C	
386		11-7A		416		9-8A	
387		11-7B		417		9-8B	
388		11-7C		418		9-8C	
389		12-7A		419		10-8A	

CH	計測器位置		計測器	CH	計測器位置		計測器
420	ブロック ユニット	10-8B	PFL-20	450	ブロック ユニット	8-9B	PFL-20
421		10-8C		451		8-9C	
422		11-8A		452		9-9A	
423		11-8B		453		9-9B	
424		11-8C		454		9-9C	
425		12-8A		455		10-9A	
426		12-8B		456		10-9B	
427		12-8C		457		10-9C	
428		1-9A		458		11-9A	
429		1-9B		459		11-9B	
430		1-9C		460		11-9C	
431		2-9A		461		12-9A	
432		2-9B		462		12-9B	
433		2-9C		463		12-9C	
434		3-9A		464		2-10A	
435		3-9B		465		2-10B	
436		3-9C		466		2-10C	
437		4-9A		467		4-10A	
438		4-9B		468		4-10B	
439		4-9C		469		4-10C	
440		5-9A		470		6-10A	
441		5-9B		471		6-10B	
442		5-9C		472		6-10C	
443		6-9A		473		8-10A	
444		6-9B		474		8-10B	
445		6-9C		475		8-10C	
446		7-9A		476		10-10A	
447		7-9B		477		10-10B	
448		7-9C		478		10-10C	
449		8-9A		479		12-10A	

3.3.1.2 加力計画

本静的加力実験は、東京大学生産技術研究所千葉実験所の地震応答実験棟で実施した。IW 試験体、IFRB および IFFB 試験体における载荷システムを図 3.14 から図 3.16 に、その全景を写真 3.6 から写真 3.10 にそれぞれ示す。なお、本研究における BFRB および BFFB 試験体の载荷装置は、IFRB および IFFB 試験体と同様である。

図 3.14 に示すように、壁体のせん断力算定のために最も基礎的な試験体となる IW 試験体では、斜め方向単調载荷を行った。同図に示すように、本試験体の载荷方向は壁体の両隅を結ぶ対角線方向とし、壁体が鋼製加力治具と接する幅である接続幅は既実施した縮小実験^[3.1]の損傷パターンから 350mm とした。また、前述した IFRB (M) および IFFB (M) 試験体については、水平方向単調载荷を行った（正方向のみ）。一方、図 3.15 および図 3.16 に示すように IFRB (C) および IFFB (C) 試験体では、水平方向正負交番繰返し载荷を行った。図 3.17 に IFRB (C) および IFFB (C) 試験体の载荷計画を示す。同図に示すように、本試験体に作用する水平力は、既実施した実験と同様^{[3.1], [3.2]}、正負方向の破壊パターンを等しくするため試験体の頂部変形に対する部材角 0.1, 0.2, 0.4, 0.67, 1.0, 2.0%までそれぞれ 2.5 サイクルずつ载荷することとし、大振幅後の小振幅繰返しを想定して部材角 1.0%経験後に 0.4%を 1 サイクル载荷することとした。ただし、試験体の破壊状況に応じて安全のため载荷ルールを変更または载荷を終了した。また、IW 試験体を除く他の試験体では、1 階を想定した計 96kN (48kN×2 台) の一定軸力を与えた。ここで、試験体における水平および鉛直载荷用アクチュエータの容量は+200kN, -100kN のものを使用した。

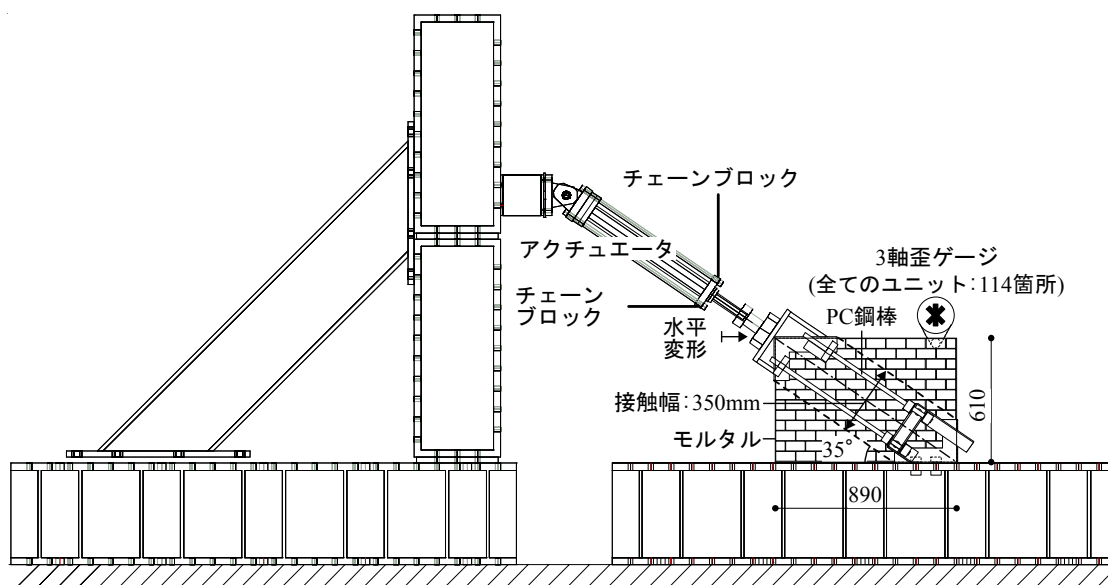


図 3.14 IW 試験体の载荷システム (単位: mm)



写真 3.6 IW 試験体の載荷状況

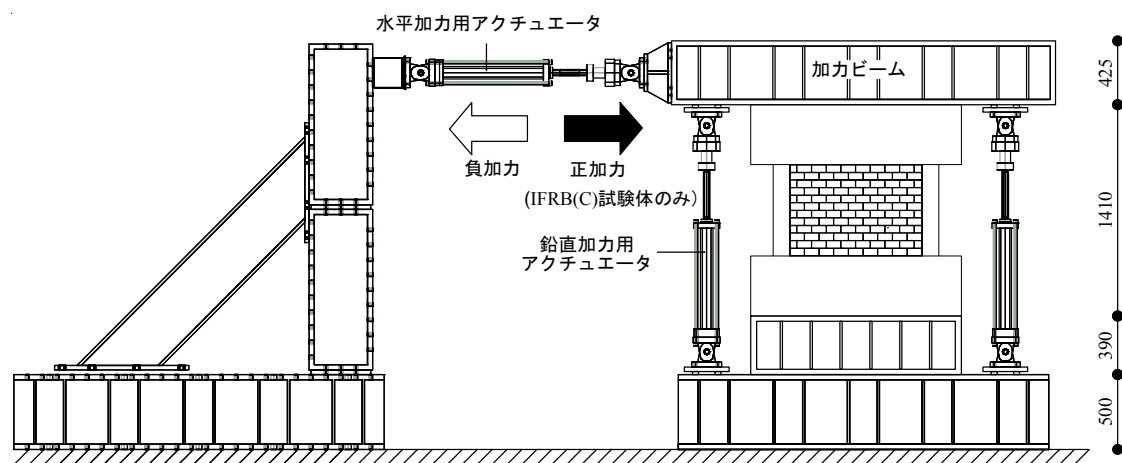


図 3.15 IFRB 試験体の載荷システム (単位 : mm)



写真 3.7 BFRB 試験体の載荷システムの全景



写真 3.8 IFRB 試験体の載荷システムの全景

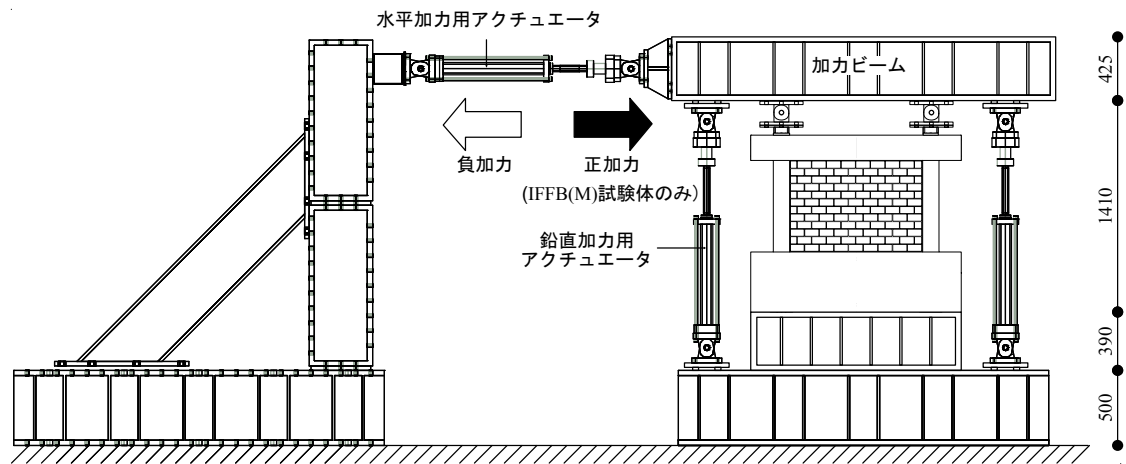


図 3.16 柔梁型 (IFFB) 試験体載荷システム (単位[mm])



写真 3.9 BFRB 試験体の載荷システムの全景

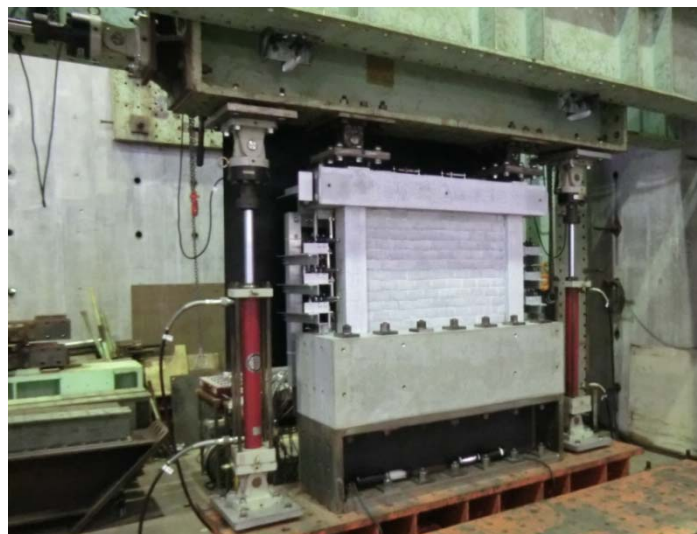


写真 3.10 IFFB 試験体の載荷システムの全景

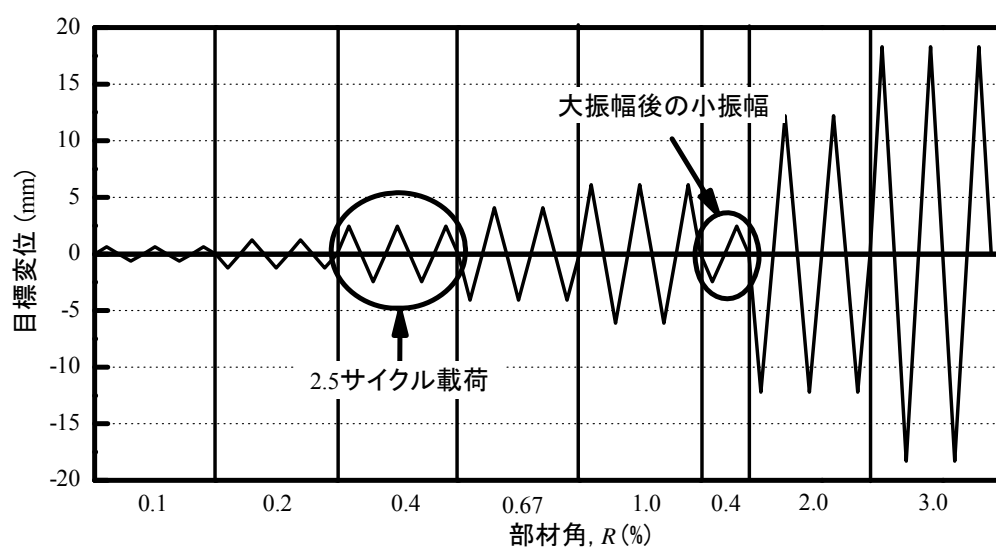


図 3.17 载荷計画 (BFRB および IFRB 試験体, IFRB(C)および IFRB(C)試験体)

3.3.2 材料試験結果

3.3.2.1 コンクリート

本実験におけるコンクリートは普通コンクリートで、設計基準強度は 21MPa 、設計用スランブ値は 18cm 、粗骨材の最大寸法は 13mm 、空気量は 4.5% のものである。以下に、材令 7 日における圧縮強度試験、実験時における圧縮強度および割裂強度試験結果を示す。

(1) 7 日圧縮強度試験

材令 7 日のコンクリート供試体については、圧縮ひずみを計測せずに圧縮強度試験を行った。その結果を表 3.13 に示す。同表より、コンクリートの 7 日圧縮強度の平均値は約 24.4MPa となり、設計基準強度を上回る結果となった。

表 3.13 コンクリートの 7 日圧縮強度試験結果

データ名	最大荷重 (kN)	最大応力度 (MPa)	備 考
Test1	191.5	24.4	
Test2	188.4	24.0	
Test3	193.9	24.7	
平均	191.5	24.4	設計基準強度の約 1.16 倍

(2) 実験時（材令 41 日）圧縮強度試験

実験時（材令 41 日）におけるコンクリートの圧縮強度試験は、コンプレッソメータを利用して実施した。その結果を表 3.14 に、コンクリート供試体における応力度－ひずみ関係を図 3.18 に示す。ここで、コンクリート圧縮強度試験における弾性係数（ヤング係数）は、その応力度－ひずみ曲線上、ひずみが 50μ を示す点と最大応力度の $1/3$ となる点を結ぶ線分と横軸がなす勾配とした^[3.9]。表 3.14 より、実験時における圧縮強度は設計基準強度の約 1.4 倍であった。

表 3.14 実験時コンクリート圧縮強度試験結果（材令 41 日）

データ名	最大荷重 (kN)	最大応力度 (MPa)	ヤング係数 (MPa)	備 考
Test1	231.2	29.6	2.03×10^4	
Test2	232.5	29.7	2.07×10^4	
Test3	230.1	29.4	2.03×10^4	
平均	231.3	29.6	2.04×10^4	設計基準強度の約 1.4 倍

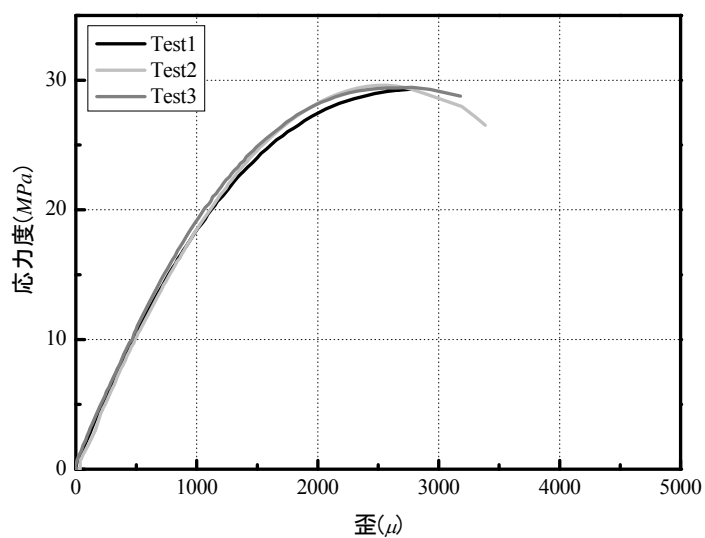


図 3.18 実験時圧縮強度試験の応力度－ひずみ度関係（材令 218 日）

(3) 実験時（材令 41 日）割裂強度試験

実験時（材令 41 日）における供試体の割裂強度試験結果を表 3.15 に示す。本材料試験結果によるコンクリートの引張強度は、コンクリート圧縮強度の約 1/15 であった。

表 3.15 実験時におけるコンクリート割裂強度試験結果（材令 41 日）

データ名	最大荷重 (kN)	最大応力度 (MPa)	備 考
Test1	57.2	1.82	
Test2	59.8	1.91	
Test3	67.2	2.14	
平均	90.4	1.96	圧縮強度の約 1/15

3.3.2.2 鉄筋

本実験における鉄筋の引張試験結果を表 3.16 に、その応力度－ひずみ度関係を図 3.19 に示す。表 3.16 には規格点強度、降伏応力度、引張強度、ヤング係数を示しており、図 3.19 のひずみについては、試験片中央を両面研磨し、貼付した 2 枚のひずみゲージによる測定値の平均値を用いた。また、柔梁上端筋および下端筋以外の鉄筋の降伏応力度は文献[4.1]のオフセット法により求めた。

表 3.16 鉄筋の引張試験結果

鉄筋径	使用箇所	データ名	降伏応力度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (MPa)
D3	柱補強筋	TEST1	411	492	1.9×10^5
		TEST2	435	497	1.9×10^5
		平均	423	495	1.9×10^5
D6	柱主筋	TEST1	349	526	1.8×10^5
		TEST2	330	512	1.7×10^5
		平均	340 (345)	519	1.8×10^5
D6	柔梁補強筋	TEST1	900	1165	1.9×10^5
		TEST2	870	1140	1.9×10^5
		平均	885 (785)	1152	1.9×10^5
D10	柔梁上端筋	TEST1	370	505	1.9×10^5
		TEST2	355	491	1.9×10^5
		平均	363 (295)	498	1.9×10^5
D6	柔梁下端筋	TEST1	329	483	1.9×10^5
		TEST2	319	472	1.9×10^5
		平均	324 (295)	478	1.9×10^5

*(): 鉄筋の規格降伏点強度

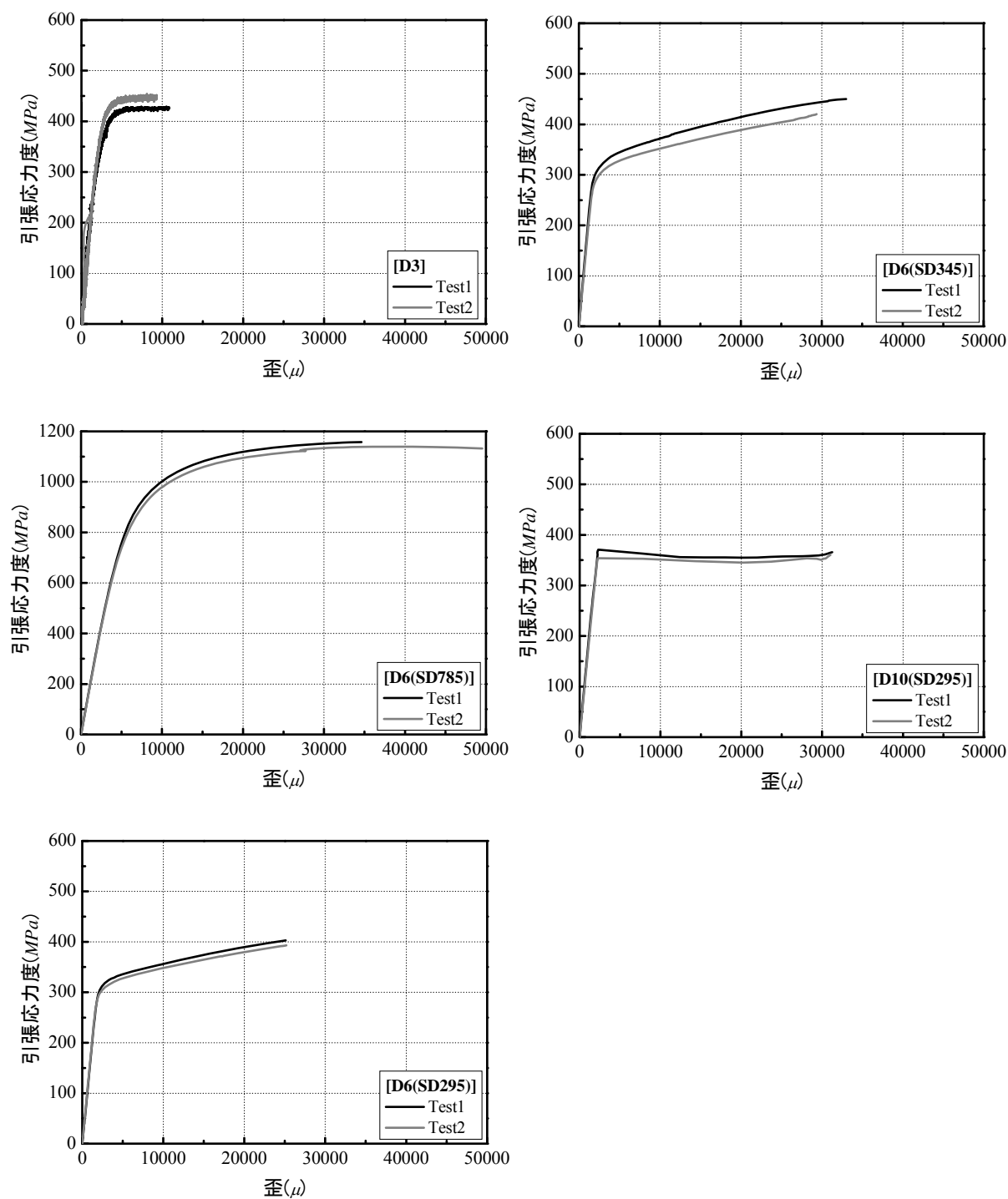


図 3.19 鉄筋の引張試験による応力度－ひずみ度関係

3.3.2.3 コンクリートブロック

縮小ブロックについては、単体圧縮強度試験、3 段プリズム圧縮強度試験を行った。また、追加の試験としてブロック造壁の対角圧縮ストラットにおける圧縮主ひずみに対応する圧縮主応力度を求めるため、ストラットの形成角度をパラメータとしたプリズム材料試験を行った。これらの結果を以下に示す。

(1) 単体圧縮強度試験

縮小ブロックにおける単体圧縮強度試験結果を表 3.17 および図 3.20 に示す。ここで、同図のひずみデータはブロック両側に 3 枚ずつ貼付した計 6 枚のひずみゲージ測定値の平均値で、圧縮応力度は最大荷重をブロックの全断面積（空洞部分を含む）で除した値である。また、ヤング係数はコンクリート供試体と同様に 1/3 割線剛性として算定した^[3.9]。

表 3.17 単体圧縮強度試験結果

データ名	最大荷重 (kN)	全断面積 (空洞部分を含む) (mm ²)	最大応力度 (MPa)	ヤング係数 (N/mm ²)
TEST1	54.2	4,631	11.7	1.4×10^4
TEST2	54.0		11.7	1.3×10^4
TEST3	38.1		8.2	1.0×10^4
平均	48.8		10.5	1.2×10^4

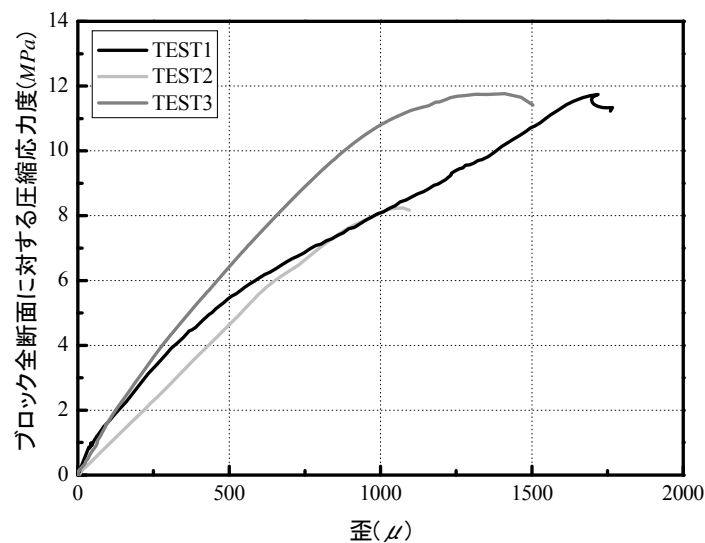


図 3.20 単体圧縮強度試験における応力度—ひずみ度関係

(2) 3 段プリズム圧縮強度試験

無補強組積造壁の負担せん断力の評価のために実施した、一般に行われている縮小ブロックの 3 段プリズム圧縮強度試験結果を表 3.18 および図 3.21 に示す。同図に示す応力度－ひずみ度関係は、ひずみは最上段ブロックに貼付した 6 枚のひずみゲージ測定値の平均値とし、圧縮応力度はブロックの全断面積（空洞部分を含む）に対する値である。また、ヤング係数はコンクリート供試体と同様に 1/3 割線剛性として算定した^[3.9]。

表 3.18 および図 3.21 のとおり、本実験時における縮小ブロックの圧縮強度は実大ブロック^[3.2]の約 80%となり、そのヤング係数は約 60%程度となった。

表 3.18 プリズム圧縮強度試験結果

データ名	最大荷重 (kN)	全断面積 (mm ²)	最大応力度 (MPa)	ヤング係数 (MPa)
TEST1	28.3	4,631	6.1	1.1×10^4
TEST2	26.4		5.7	1.1×10^4
TEST3	25.0		5.4	1.0×10^4
平均	26.4		5.7 (7.3)	1.1×10^4 (2.1×10^4)

*() : 実大ブロックの結果^[3.2]

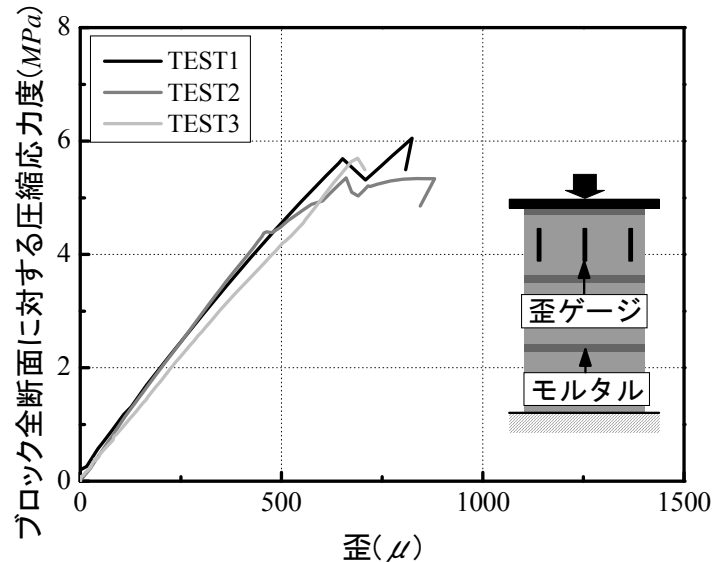


図 3.21 プリズム圧縮強度試験における応力度－ひずみ度関係

(3) 対角ストラットの形成角度をパラメータとしたプリズム圧縮試験

本研究では、後述するとおりブロック造壁に作用する対角ストラットのせん断力を評価する際に、ストラットに作用する圧縮主ひずみに対応する圧縮主応力度を求めるため、3 段プリズム圧縮試験に加え、図 3.22 に示すように対角圧縮ストラットの形成角度をパラメータとする 3 種類のブロックプリズム材料試験（斜めプリズム圧縮試験）を行った。同図に示すように、斜めプリズム試験体のブロックユニットは想定した対角圧縮ストラットとなす角度がそれぞれ 45° 、 37.5° 、 30° であり、その正面および裏面にひずみゲージを貼付し、ブロックユニットに作用するひずみを計測した。また、アムスラー万能試験機を用いて圧縮力を加えた。

本材料試験の加力状況を写真 3.11 に、その結果を表 3.19 および図 3.23 に示す。ここで、圧縮応力度は最大荷重をブロックの全断面積（空洞部分を含む、 $215\text{mm} \times 48\text{mm}$ ）で除した値で、ひずみデータは斜めプリズム試験体の両面に貼付したひずみゲージ測定値の平均値である。同図に示すように、いずれの角度においても斜めプリズム圧縮試験結果による応力度－ひずみ度関係はほぼ同様であった。また、図 3.21 に示した 3 段プリズムの圧縮試験結果とも概ね同様であった。

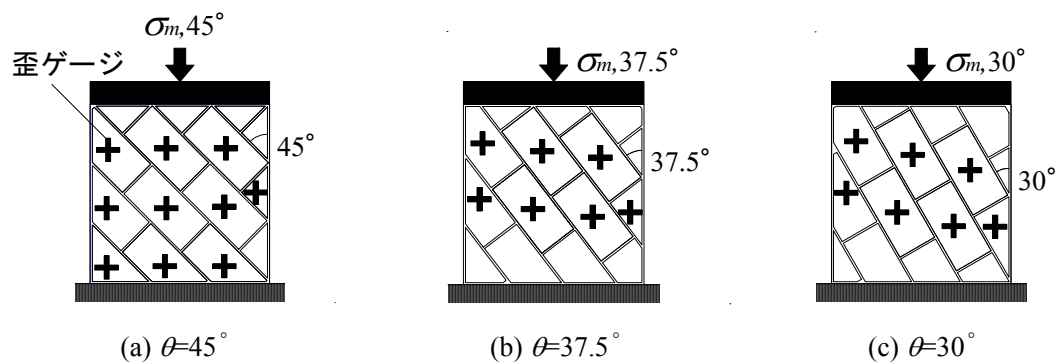


図 3.22 ストラットの形成角度をパラメータとしたブロックプリズム材料試験体

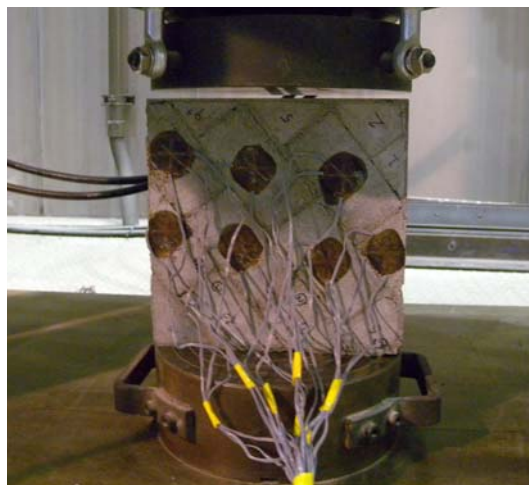


写真 3.11 材料試験の状況

表 3.19 対角圧縮ストラットの形成角度をパラメータとしたブロックプリズム材料試験結果

ストラット 形成角度 θ		最大荷重 (kN)	全断面積 (mm ²)	最大応力度 (MPa)	ヤング係数 (MPa)
45°	TEST1	56.8	10,320	5.5	1.1×10^4
	TEST2	53.7		5.2	1.0×10^4
	TEST3	60.9		5.9	1.2×10^4
平均		57.1		5.5	1.1×10^4
37.5°	TEST1	52.6	10,320	5.1	1.1×10^4
	TEST2	57.8		5.6	1.2×10^4
平均		55.2		5.4	1.2×10^4
30°	TEST1	72.2	10,320	5.8	1.0×10^4
	TEST2	71.2		6.9	1.2×10^4
	TEST3	72.2		7.0	1.2×10^4
平均		71.9		6.6	1.1×10^4

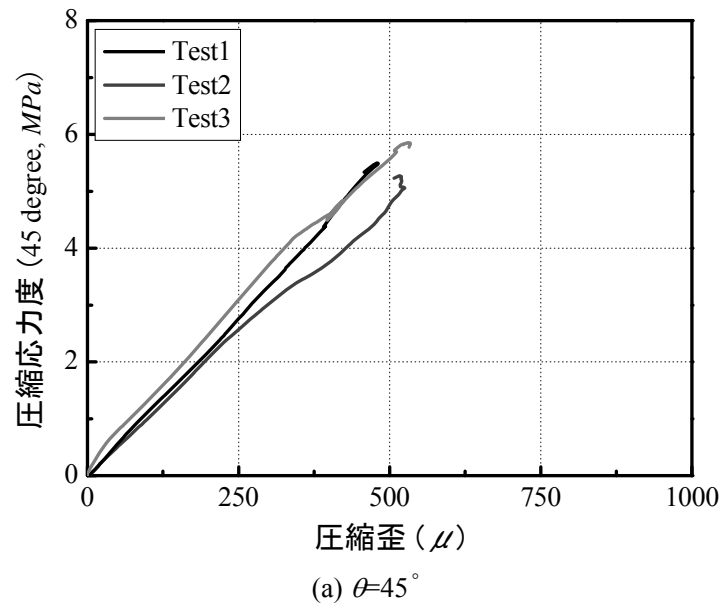
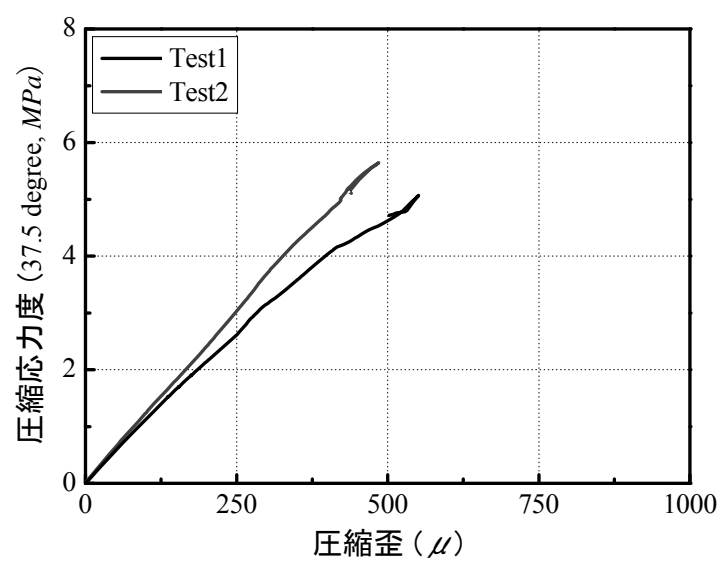
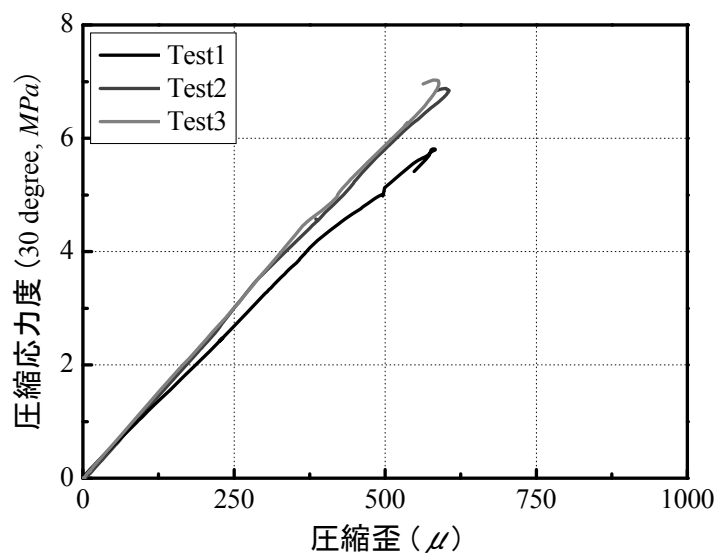


図 3.23 材料試験における応力度－ひずみ度関係（続く）



(b) $\theta=37.5^\circ$



(c) $\theta=30^\circ$

図 3.23 材料試験における応力度－ひずみ度関係

3.3.2.4 モルタル

モルタルの圧縮試験は圧縮強度試験用シリンダーを使用し、その結果を表 3.20 に示す。モルタルの配合率は実大実験時と同様に韓国で一般的に用いられている 1 : 3.5 (セメント : 砂) とした結果^[4.3]，同表に示すとおり実大試験体のモルタル強度と概ね等しかった。

表 3.20 モルタル圧縮強度試験結果

データ名	最大荷重 (kN)	最大応力度 (MPa)
Test1	45.9	23.4
Test2	51.0	26.0
Test3	48.4	24.7
平均	42.4	24.7 (21.0)

*() : 実大実験^[4.2]のモルタルの結果

3.3.3 実験結果

本節では、IW 試験体、BFRB および BFFB 試験体、IFRB(M)および IFFB(M)、また IFRB(C)および IFFB(C)試験体の静的加力実験結果から得られた破壊経過および荷重－変形関係について詳細に説明する。

次に、壁体面に 3 軸ひずみゲージを貼付した試験体（IW 試験体、IFRB(M)および IFFB(M)試験体、IFRB(C)および IFFB(C)試験体）において、3 軸ひずみデータを用い圧縮主ひずみおよびその角度を算出し、その分布例を示す。

3.3.3.1 破壊経過

(1) 無架構コンクリートブロック造壁（IW）試験体

無補強組積造壁のみのせん断力が計測でき、その負担せん断力の算定のために最も基礎的なものとなる IW 試験体では、安全のためにひび割れ計測等の破壊経過の記録は行わず、荷重制御で単調載荷を実施した。本試験体における破壊後の損傷状況を、図 3.24 に示す。同図に示すように、本試験体には階段状ひび割れおよび横目地ひび割れが観測されており、また加力治具が接した壁体の両隅では目地モルタルの圧壊が発生した。本試験体では、後述するように最大耐力発現以降に急激な耐力低下が発生し破壊に至った。

本試験体における荷重－変形については、次節で詳細に説明する。

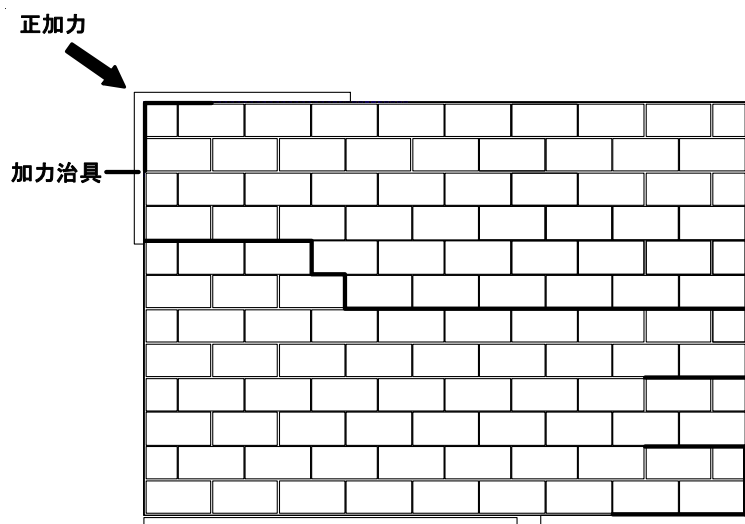
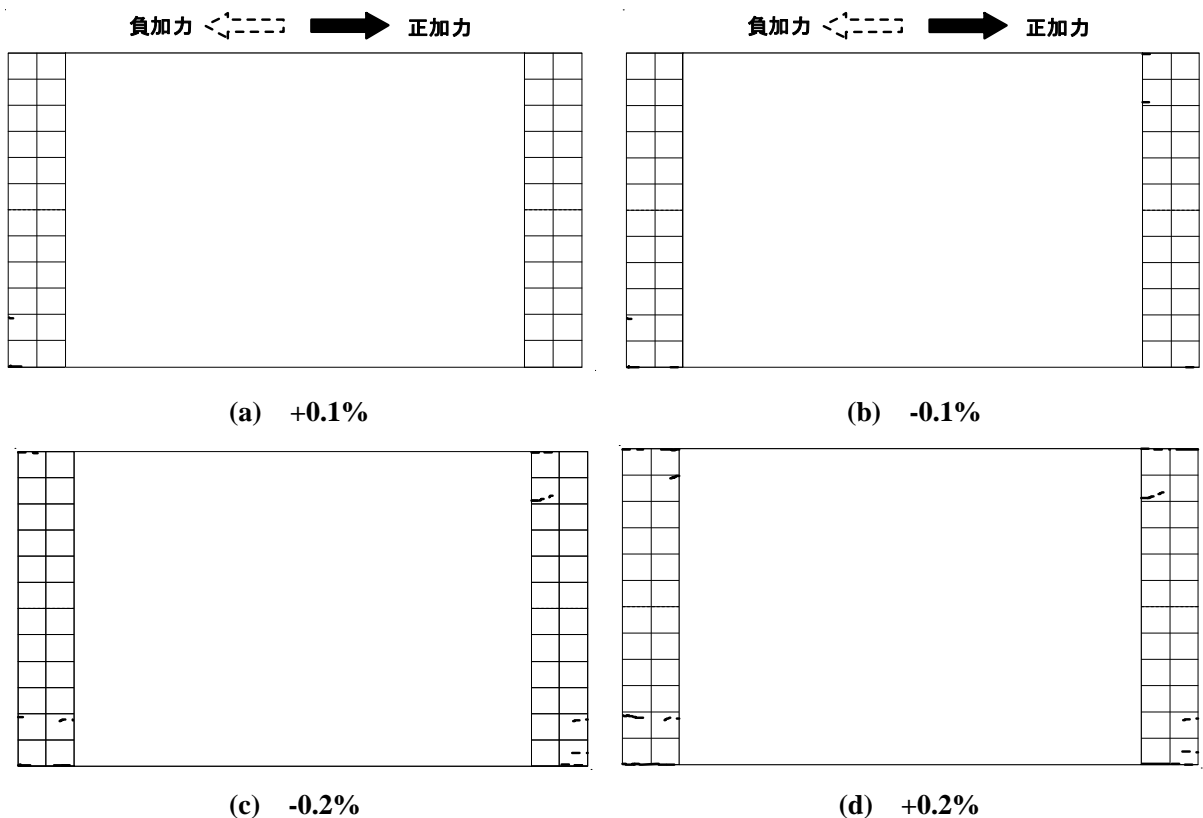


図 3.24 IW 試験体の最終破壊状況

(2) 剛梁型純フレーム (BFRB) 試験体

梁を剛とした BFRB 試験体における各載荷部材角の第 1 サイクルピーク時の破壊状況を、図 3.25 に示す。図 3.25 に示すとおり、本試験体では部材角（水平変位/柱内法長さ）0.1%の第 1 サイクルから両柱に曲げひび割れが発生した。部材角 0.2%では、両柱の柱脚部および柱頭部に新たな曲げひび割れが、0.4%では両柱にせん断ひび割れが観測された。また、部材角 0.67%および 1.0%では新たな曲げひび割れが増加するとともに、既に発生した曲げひび割れはせん断ひび割れに進展した。部材角 1.5%および 2.0%にはかぶりコンクリートの剥落が生じ、新たなひび割れが僅かに発生したものの、既に発生した曲げおよびせん断ひび割れの幅および長さの進展が主要な変化であった。その後、部材角 3.0%の載荷途中、両柱のせん断ひび割れが大きく開き、最終的にせん断破壊したため実験を終了した。本試験体では、破壊パターンからわかるように、両柱の柱頭部および柱脚部における曲げおよびせん断ひび割れはほぼ対称的に発生した。



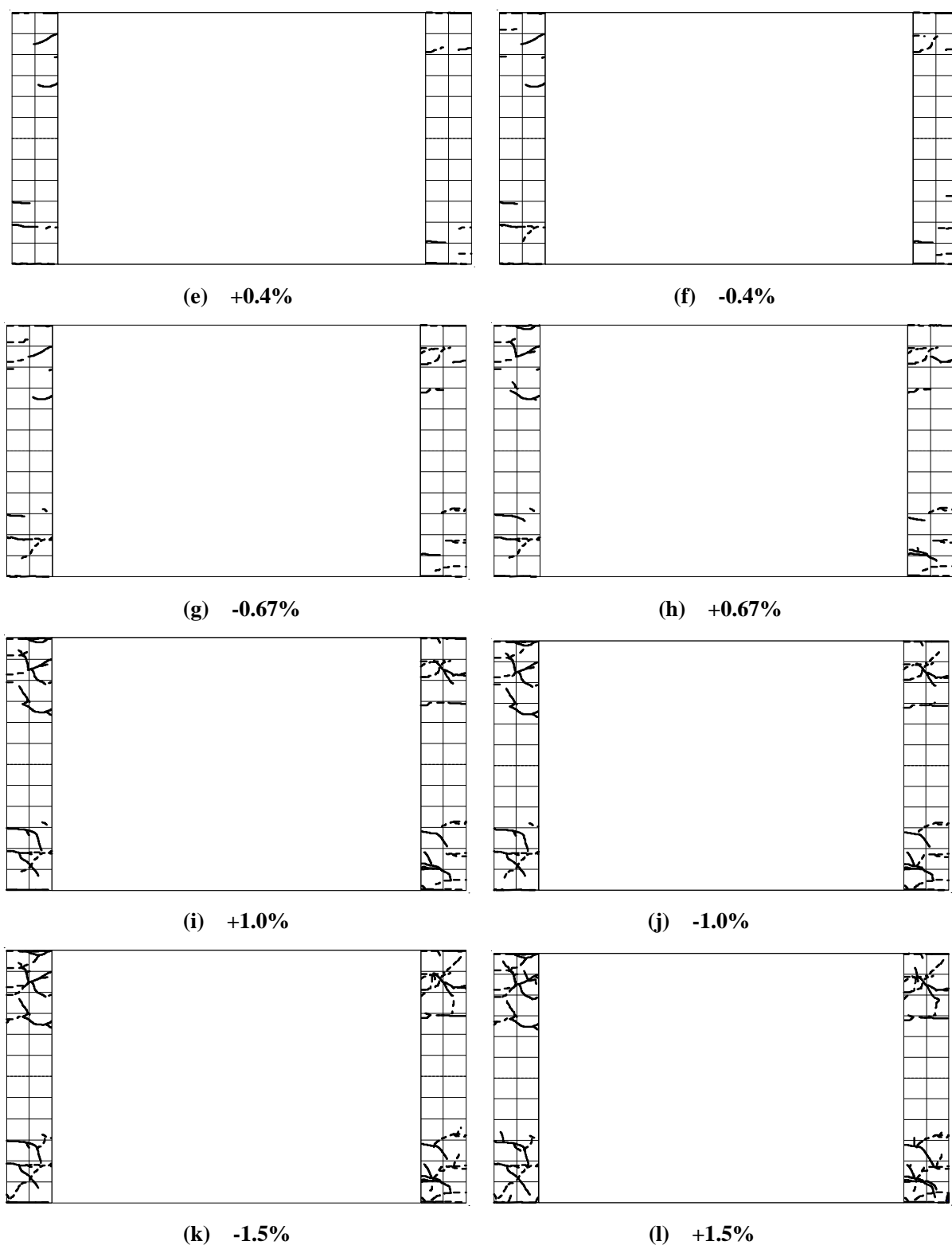


図 3.25 BFRB 試験体における各部材角の第1サイクルピーク時の破壊状況 (続く)

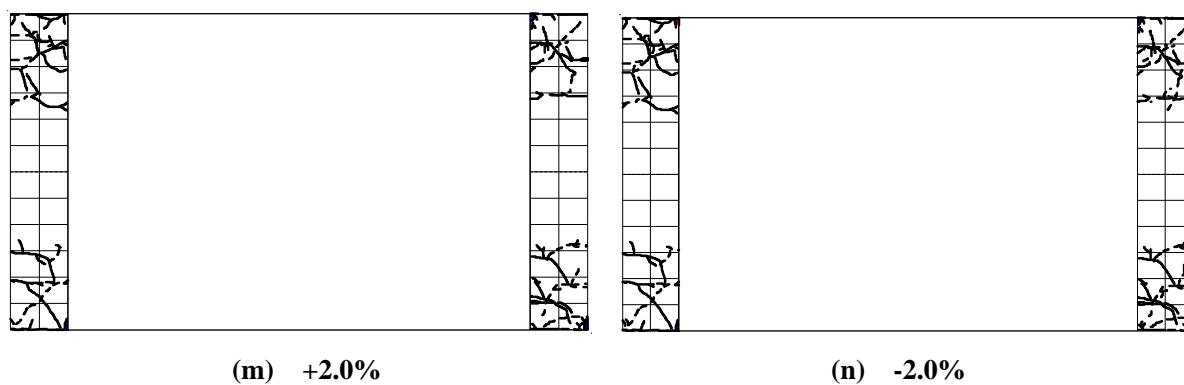


図 3.25 BFRB 試験体における各部材角の第 1 サイクルピーク時の破壊状況

(3) 柔梁型純フレーム（BFFB）試験体

梁が変形する BFFB 試験体における各載荷部材角の第1サイクルピーク時の破壊状況を、図3.26に示す。同図に示すように、本試験体でも処女載荷部材角である0.1%の第1サイクルから両柱に曲げひび割れが発生した。部材角0.2%では梁の危険断面部に曲げひび割れが発生し、両柱の柱脚部および柱頭部には新たな曲げひび割れが観測された。また、部材角0.4%では両柱および梁に新たな曲げひび割れの発生が見られた。その後、部材角0.67%では両柱および梁にせん断ひび割れが観測され、部材角1.0%では既に発生した曲げひび割れがせん断ひび割れに進展し、新しいひび割れの増加は僅かであった。本試験体でも、部材角1.5%以降にかぶりコンクリートの剥落が観測されており、新たなひび割れの発生より既に生じた曲げおよびせん断ひび割れ幅および長さが主に進展した。その後、部材角4.0%の载荷途中、両柱のせん断ひび割れが急激に開き、部材角が大きく増加したため実験を終了した。本試験体でも、両柱の柱頭部および柱脚部における曲げおよびせん断ひび割れは概ね対称的に発生し、この傾向は梁でも同様であった。

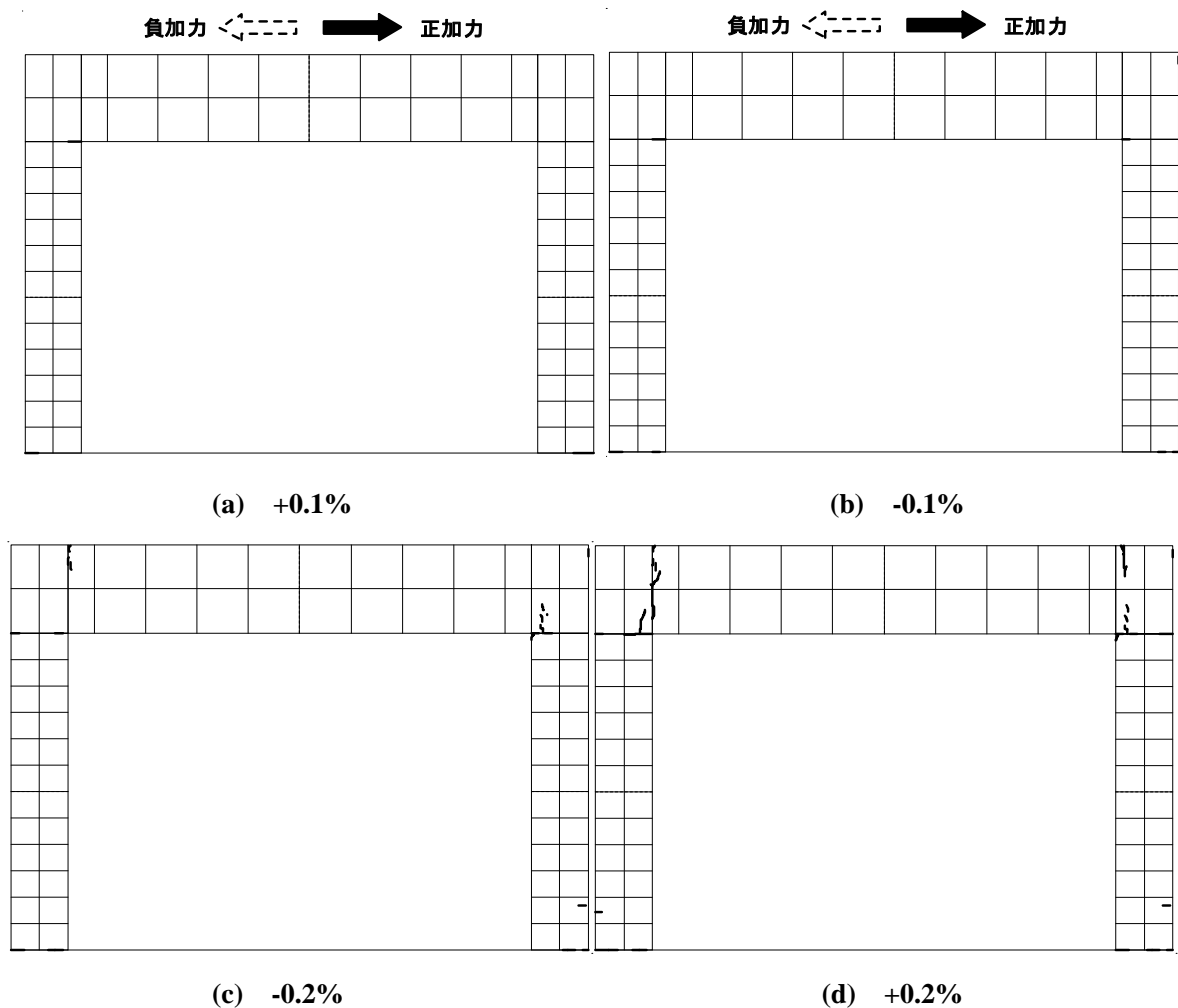


図 3.26 BFRB 試験体における各部材角の第1サイクルピーク時の破壊状況（続く）

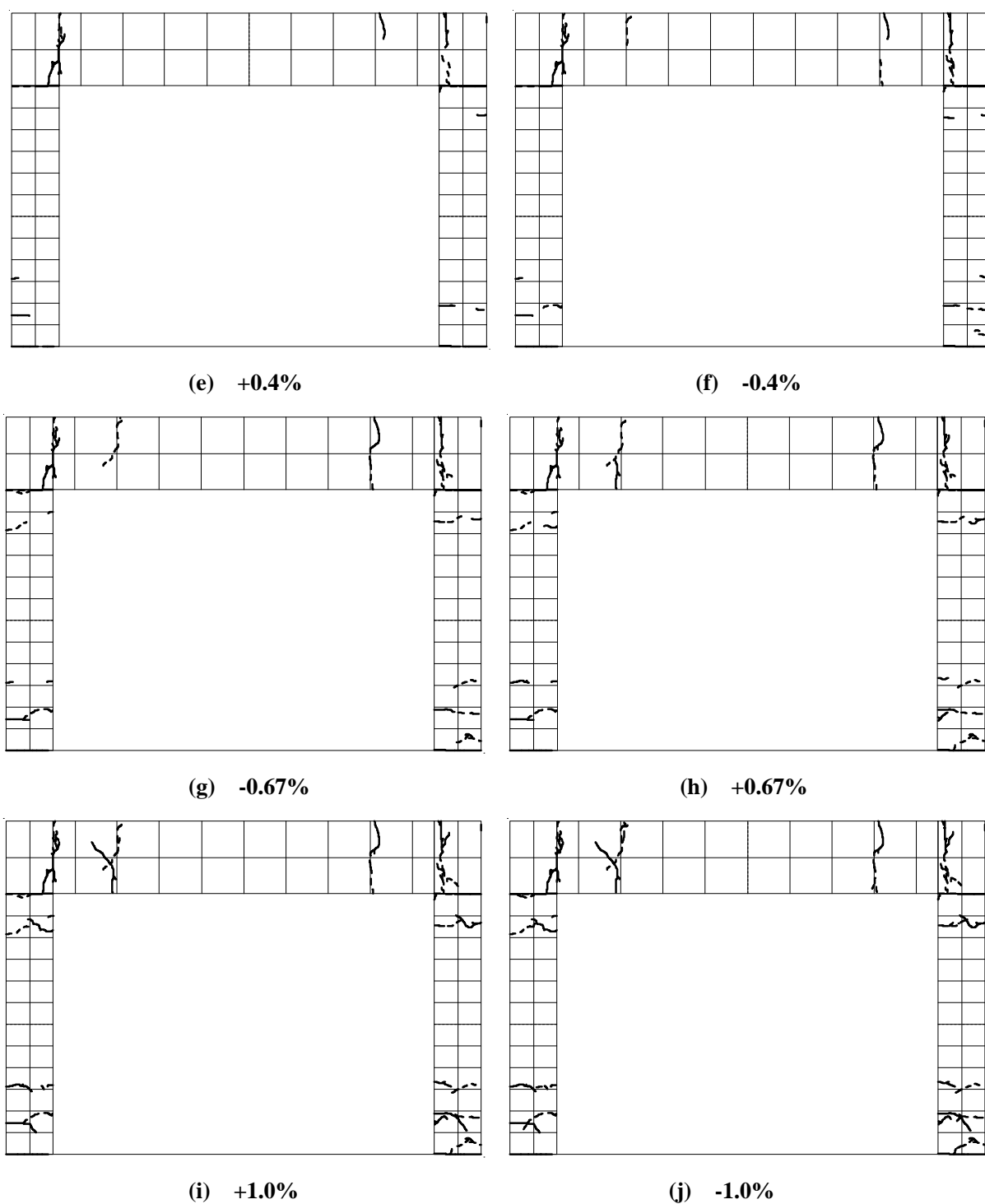


図 3.26 BFRB 試験体における各部材角の第 1 サイクルピーク時の破壊状況 (続く)

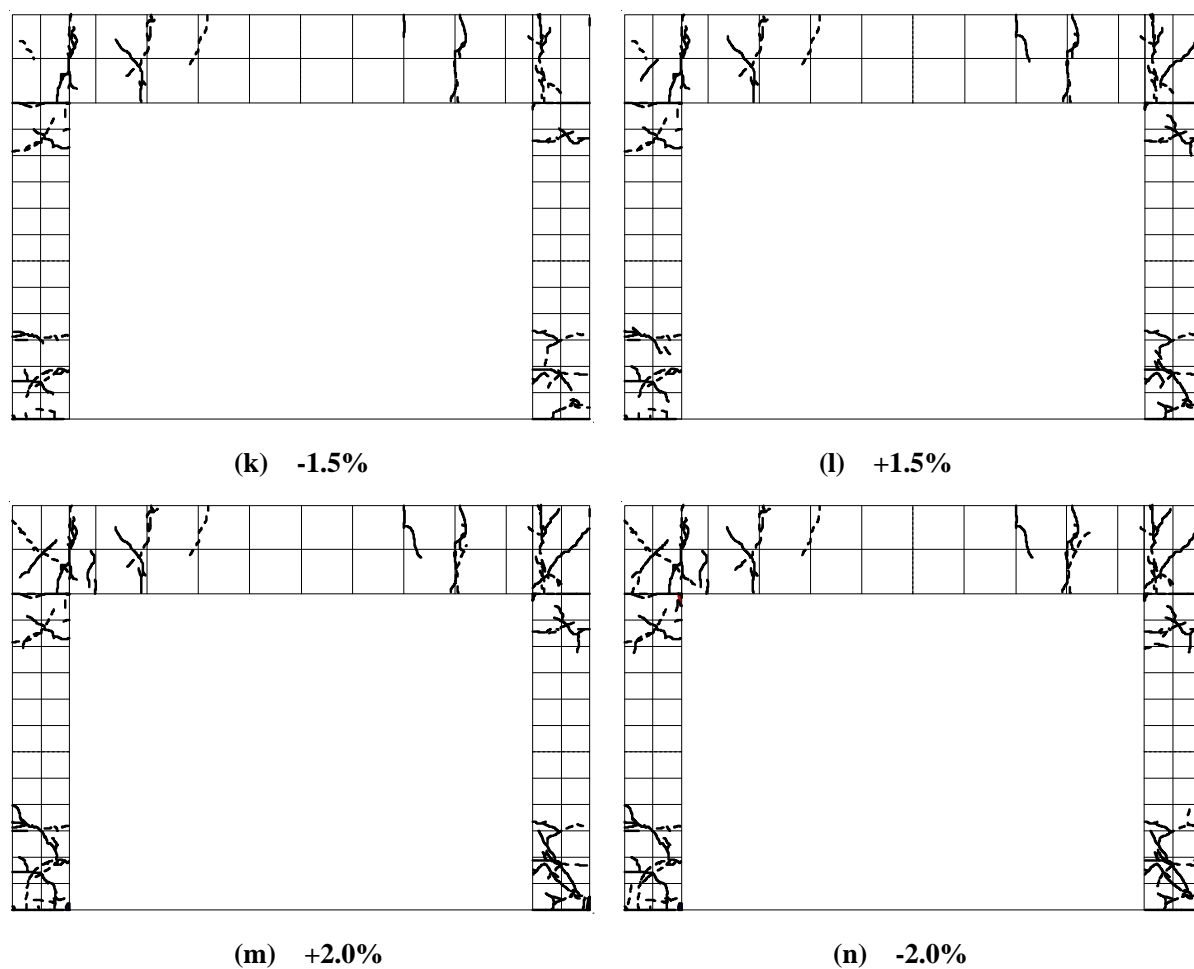


図 3.26 BFRB 試験体における各部材角の第 1 サイクルピーク時の破壊状況

(4) 剛梁形組積造壁内蔵フレーム（単調載荷）（IFRB(M)）試験体

周囲フレームに内蔵されたブロック造壁の負担せん断力の評価のため、基礎的なものとなる IFRB(M)試験体では、単調載荷途中に繰返し載荷を行った試験体と同じ部材角で架構の損傷進展を記録した。その破壊状況を図 3.27 に示す。本試験体の載荷部材角 0.1%では、壁体にブロックユニットを貫通する斜めひび割れおよび階段状ひび割れが、引張側柱には曲げひび割れが発生した。部材角 0.2%では、壁体に新たな階段状ひび割れが発生するとともに、引張側柱には新たな曲げひび割れの増加が見られた。また、圧縮側柱にも曲げひび割れが発生した。部材角 0.4%では、壁体の対角方向にブロックユニットを貫通する階段状ひび割れが進展し、引張側柱頭部には曲げひび割れがせん断ひび割れに進展し始めた。また、部材角 0.67%では、引張側柱頭部および圧縮側柱脚部に明確なせん断ひび割れが観測された。部材角 1.0%および 1.5%では、壁体の横目地の損傷が部分的に増加するなど、既に生じたひび割れの幅および長さの進展が主な変化であった。その後、載荷部材角 1.8%付近で引張側柱頭部および圧縮側柱脚部のせん断ひび割れが急激に開き、せん断破壊したため実験を終了した。

以上の破壊状況から、本試験体では壁体の設置により、引張側柱の曲げひび割れが高い位置まで発生するなど BFRB 試験体と大きく異なる破壊パターンを示した。本試験体における破壊メカニズムおよび負担せん断力の評価については、次章で詳しく検討する。

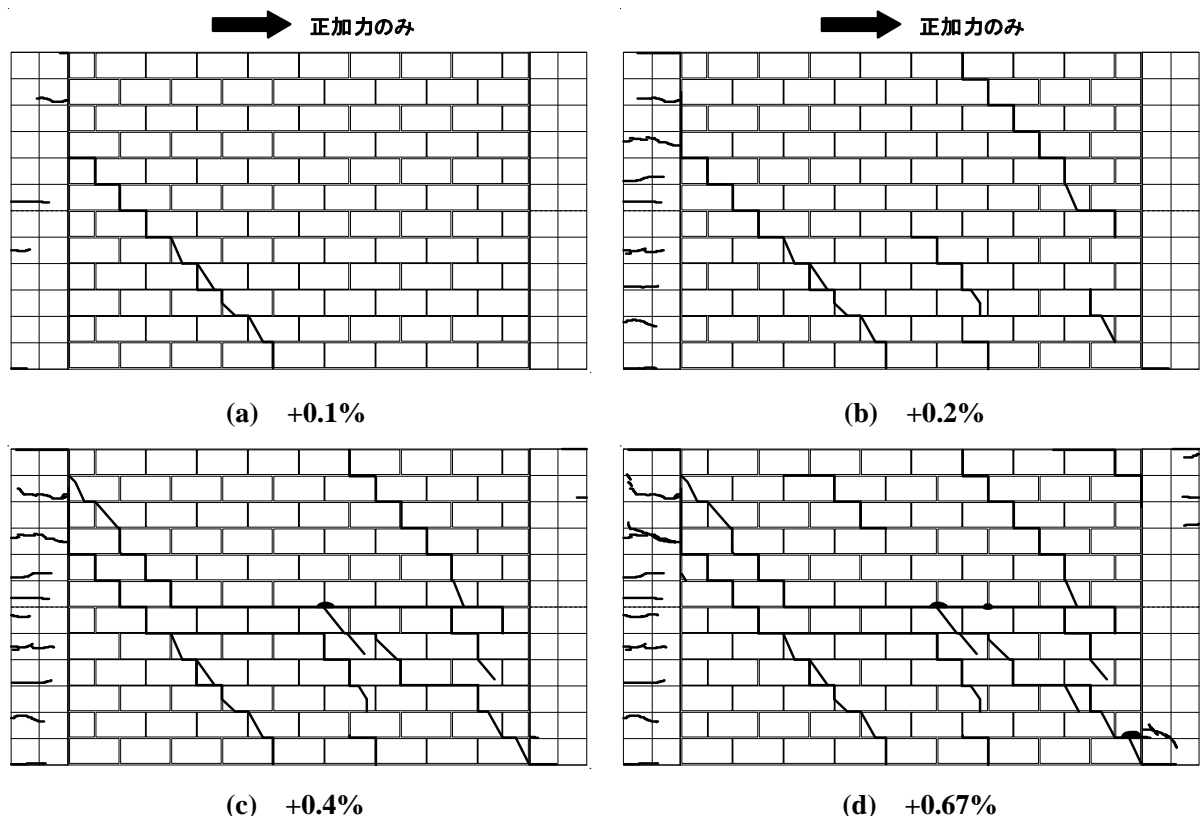
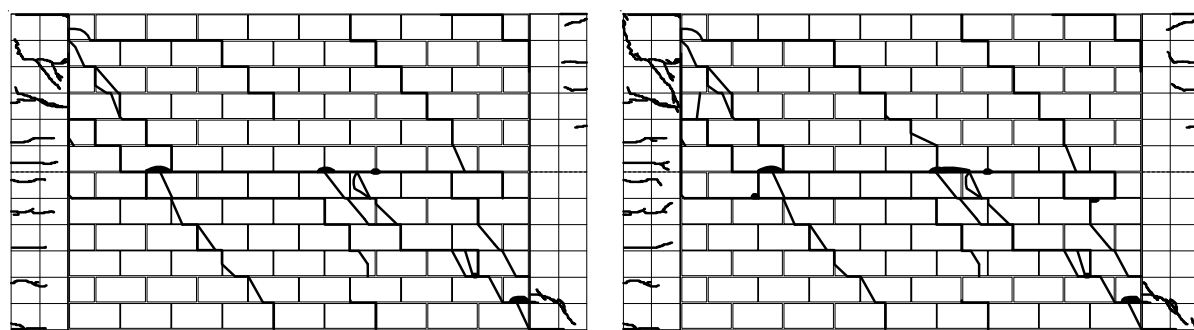


図 3.27 IFRB(M)試験体における破壊状況（載荷部材角）（続く）



(e) +1.0%

(f) +1.5%

図 3.27 IFRB(M)試験体における破壊状況（載荷部材角）

(5) 柔梁形組積造壁内蔵フレーム（単調載荷）（IFFB(M)）試験体

IFRB (M) 試験体と同様に単調載荷を行った IFFB(M)試験体の破壊状況を図 3.28 に示す。なお、同図に示した破壊状況は繰返し載荷用試験体と同じ部材角で記録したものであり、本試験体では他の試験体より初期ひび割れの発生がやや多かった（グレー色）。本試験体でも IFRB(M)試験体と同様に載荷部材角 0.1%で壁体にブロックユニットの貫通ひび割れおよび階段状ひび割れが発生した。また、引張側柱および梁の危険断面部に曲げひび割れが発生した。部材角 0.2%では、引張側柱および梁に生じた曲げひび割れがせん断ひび割れに進展し、部材角 0.4%では引張側柱および梁に明確なせん断ひび割れが発生した。部材角 0.67%では壁体の対角方向にブロックユニットを貫通する階段状ひび割れが発生し、部材角 1.0%では圧縮側柱脚部に明確なせん断ひび割れが観測された。その後、部材角 1.5%以降には特に壁体の横目地モルタルの損傷が激しく発生し、既に生じた各部材のひび割れ幅および長さの増加が主な進展であった。本試験体では、載荷部材角 3.0%付近で両柱のせん断ひび割れが大きく開き、せん断破壊した。

以上の破壊状況より、本試験体では 2 階梁から 45° に近い方向へ階段状ひび割れが集中的に進展したことから、梁の変形によって IFRB (M) 試験体とストラットの形成角度が異なる可能性が考えられる。本試験体における破壊メカニズムおよび負担せん断力の評価は、次章で詳細に検討する。

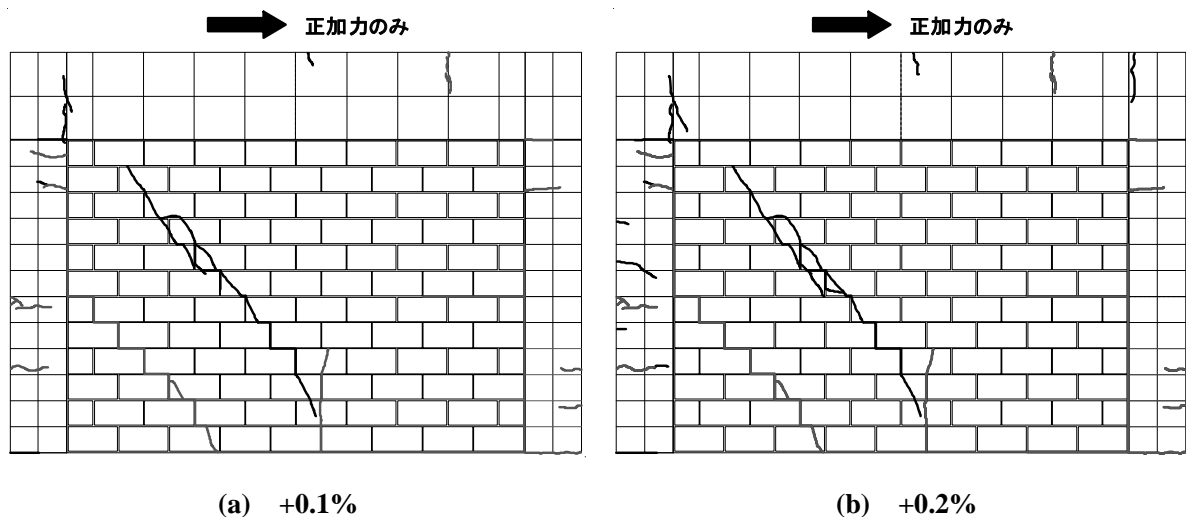


図 3.28 IFFB(M)試験体における破壊状況（載荷部材角）（続く）

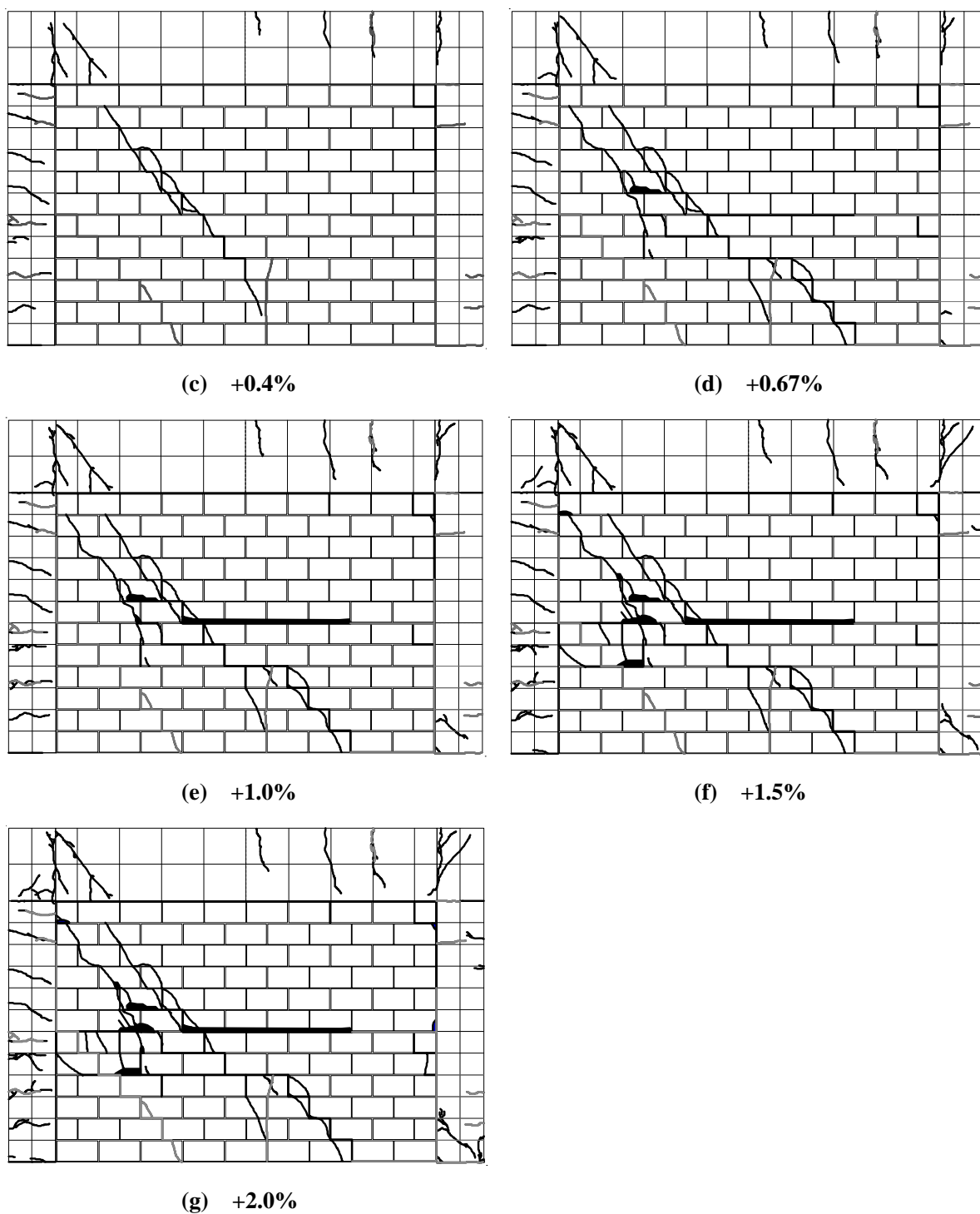


図 3.28 IFFB(M)試験体における破壊状況（載荷部材角）

(6) 剛梁形組積造壁内蔵フレーム（繰返し載荷）（IFRB(C)）試験体

繰返し載荷を行った IFRB(C)試験体における各載荷部材角の第 1 サイクルにおけるピーク時の破壊状況を、図 3.29 に示す。同図に示すように、本試験体では部材角 0.1%の第 1 サイクルから壁体には目地ひび割れが、引張側柱には曲げひび割れが発生した。部材角 0.2%では引張側柱頭部にせん断ひび割れが、圧縮側柱には曲げひび割れが生じ、壁体の対角方向にはブロックユニットの貫通ひび割れおよび階段状ひび割れが進展した。部材角 0.4%では、壁体両隅の全長にわたりブロックユニットを貫通する階段状ひび割れが発生した。また、部材角 0.67%では両柱に新たな曲げひび割れが生じ、圧縮側柱脚部に明確なせん断ひび割れが観測された。部材角 1.0%では柱のかぶりコンクリートの剥落が観測されており、既に各部材に発生した曲げおよびせん断ひび割れの幅および長さの増加が主な変化であった。その後、部材角 1.5%の載荷途中、部材角 1.45%付近で引張側柱頭部のせん断ひび割れが大きく開き始め、架構の耐力が最大耐力の 80%以下に低下したため、間もなく終局に至ると判断し載荷ルールを変更して載荷を続けたが、結果として部材角 3.0%まで著しい耐力低下は見られず、部材角 3.0%を超えた後に引張側柱頭部および圧縮側柱脚部のせん断ひび割れが急激に開き、せん断破壊した。

以上の破壊状況より、本試験体の破壊パターンは IFRB(C)試験体と概ね同様であった。本試験体における両柱および壁体の破壊メカニズム、またそれぞれの負担せん断力については、次章で詳細に説明する。

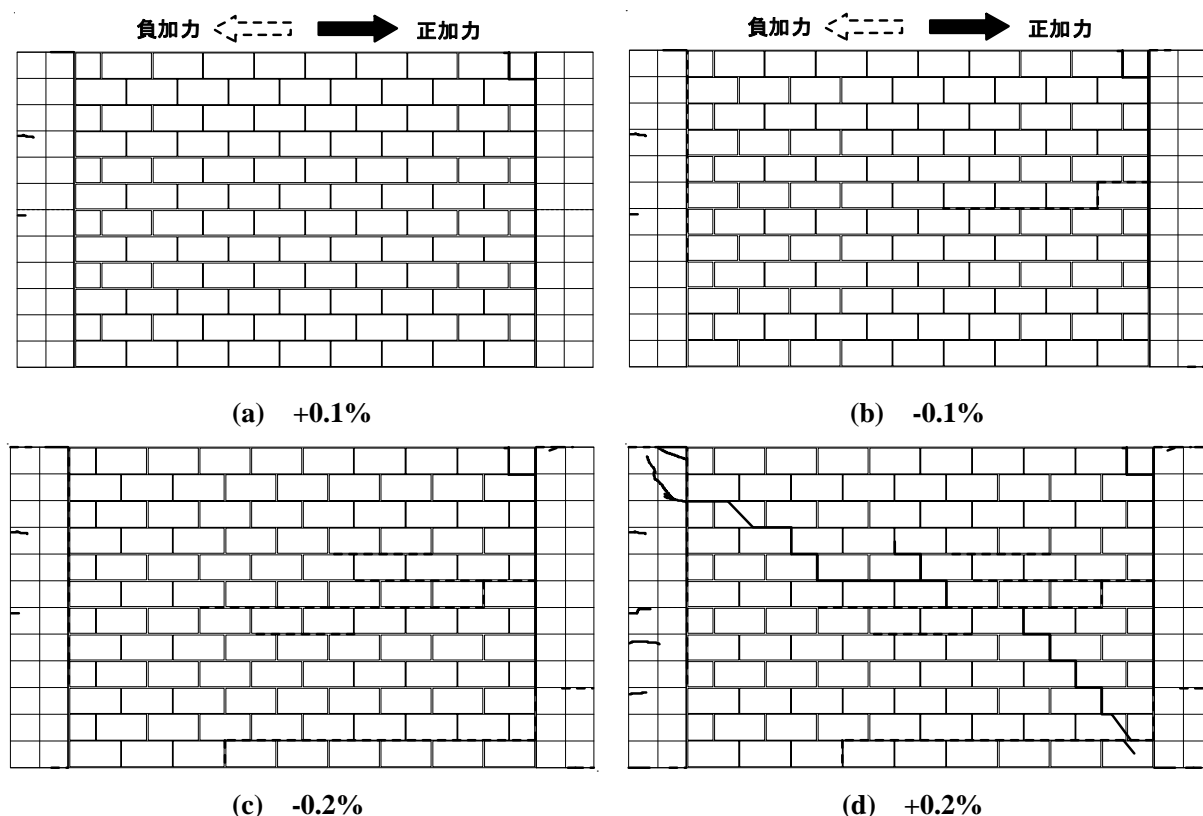


図 3.29 IFRB(C)試験体における各部材角の第 1 サイクルピーク時の破壊状況（続く）

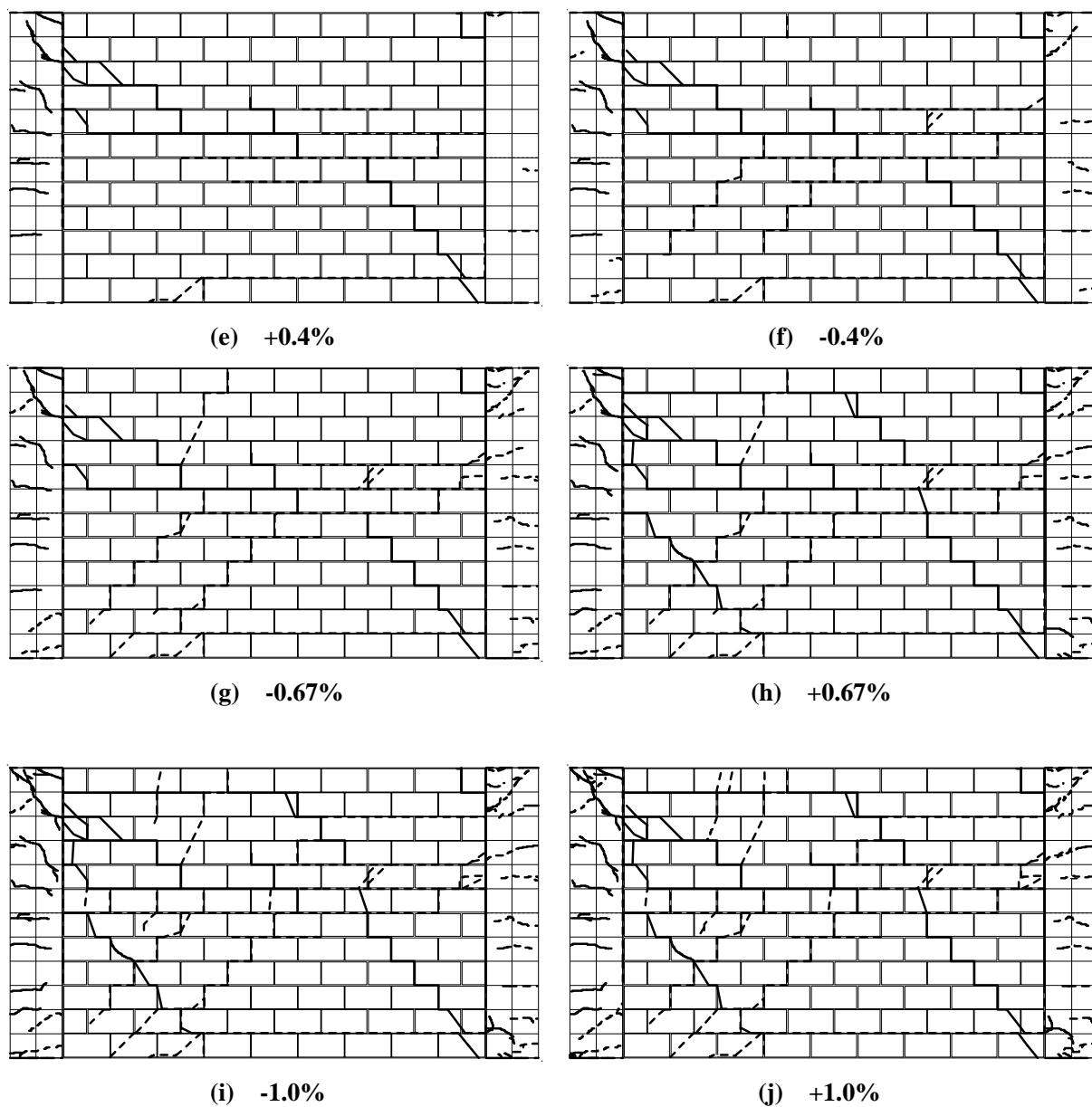


図 3.29 IFRB(C)試験体における各部材角の第1サイクルピーク時の破壊状況

(7) 柔梁形組積造壁内蔵フレーム（繰返し載荷）（IFFB(C)）試験体

繰返し載荷を行った IFFB(C)試験体における各載荷部材角の第1サイクルにおけるピーク時の破壊状況を図3.30に示す。本試験体では部材角0.1%の第1サイクルから壁体に目地ひび割れが、引張側柱および梁の危険断面には曲げひび割れが発生した。部材角0.2%では両柱および梁に新たな曲げひび割れが観測されており、壁体には上下の梁方向へ階段状ひび割れが発生した。部材角0.4%では、引張側柱頭部および梁の危険断面部に生じた曲げひび割れがせん断ひび割れに進展するとともに、壁体にはブロックユニットを貫通する階段状ひび割れが進展した。また、部材角0.67%では新たな場所に壁体の目地ひび割れが発生し、圧縮側柱脚部にはせん断ひび割れが発生し始めた。部材角1.0%では梁の危険断面部および圧縮側柱脚部のせん断ひび割れが著しく進展し、壁体の横目地の損傷も部分的に見られた。その後、1.5%以降には既に各部材に生じたひび割れの幅および長さが主に進展し、本試験体では部材角3.0%載荷途中、両柱の柱頭部および柱脚部のせん断ひび割れが急激に開き、せん断破壊したため実験を終了した。

以上より、本試験体の破壊パターンは IFFB(M)試験体とほぼ同様であった。周囲架構を含め、梁の変形による壁体の対角圧縮ストラットの形成メカニズムおよびその負担せん断力については、次章で詳細に説明する。

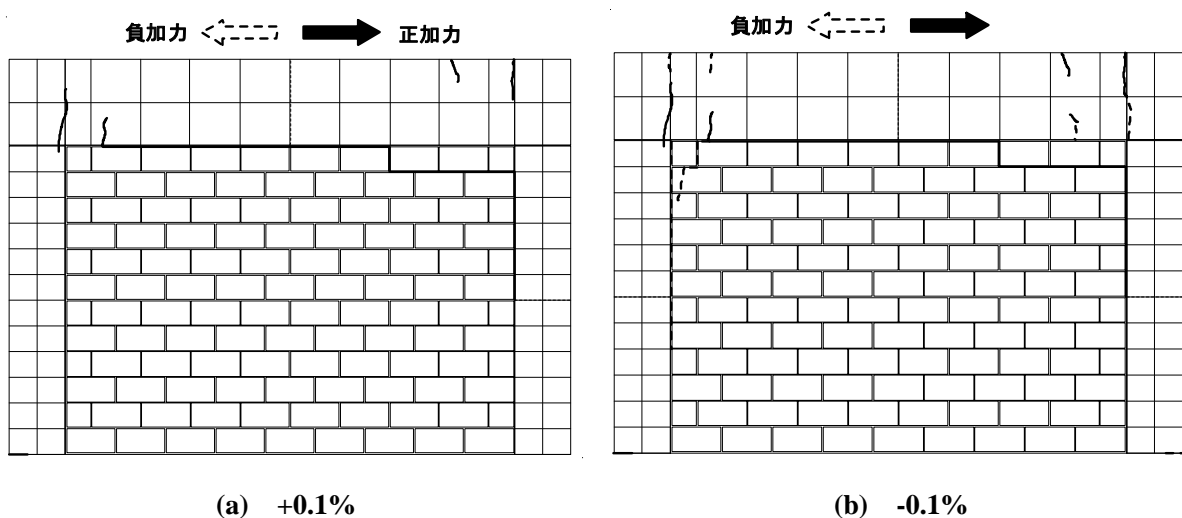


図 3.30 IFFB(C)試験体における各部材角の第1サイクルピーク時の破壊状況（続く）

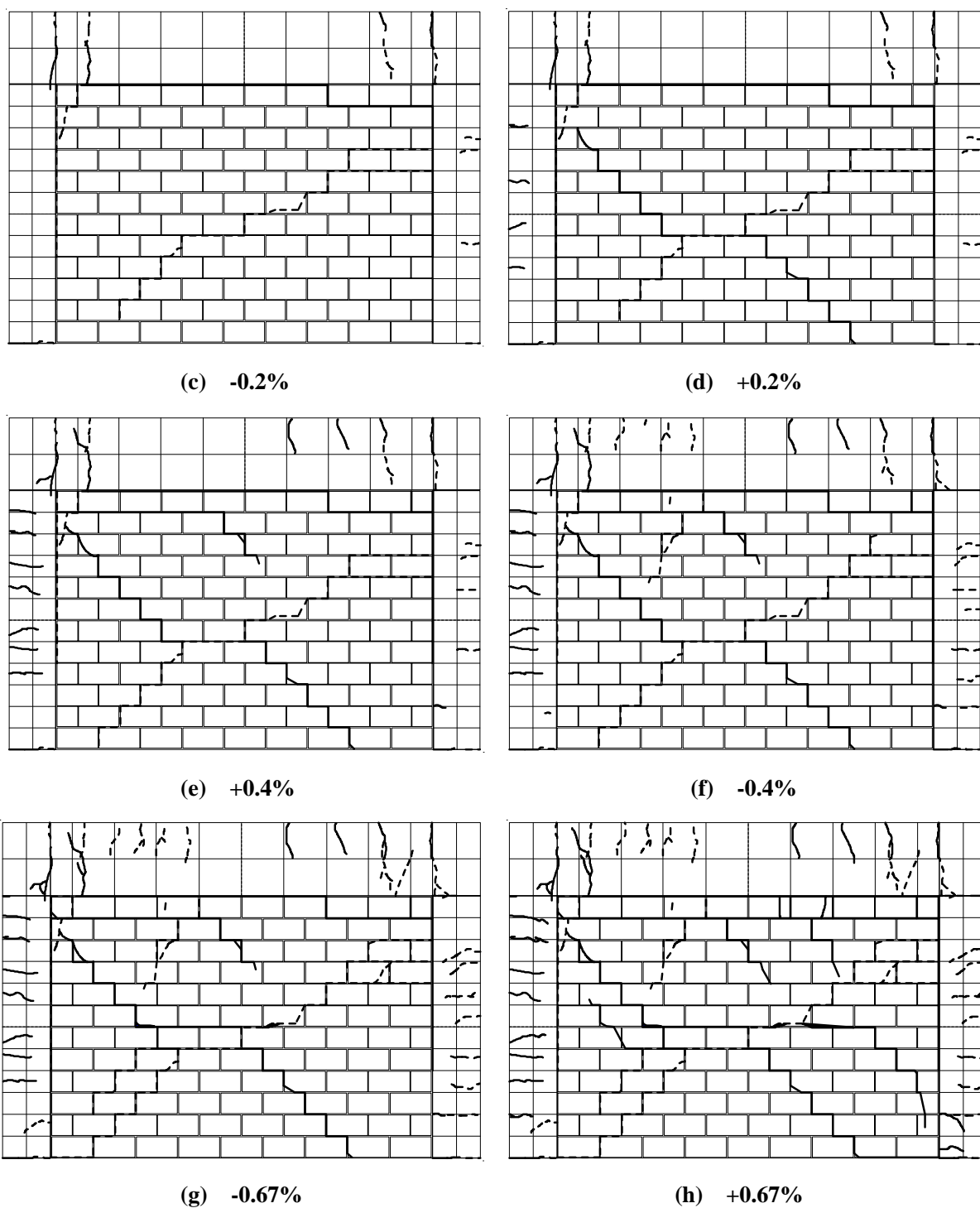


図 3.30 IFFB(C)試験体における各部材角の第1サイクルピーク時の破壊状況 (続く)

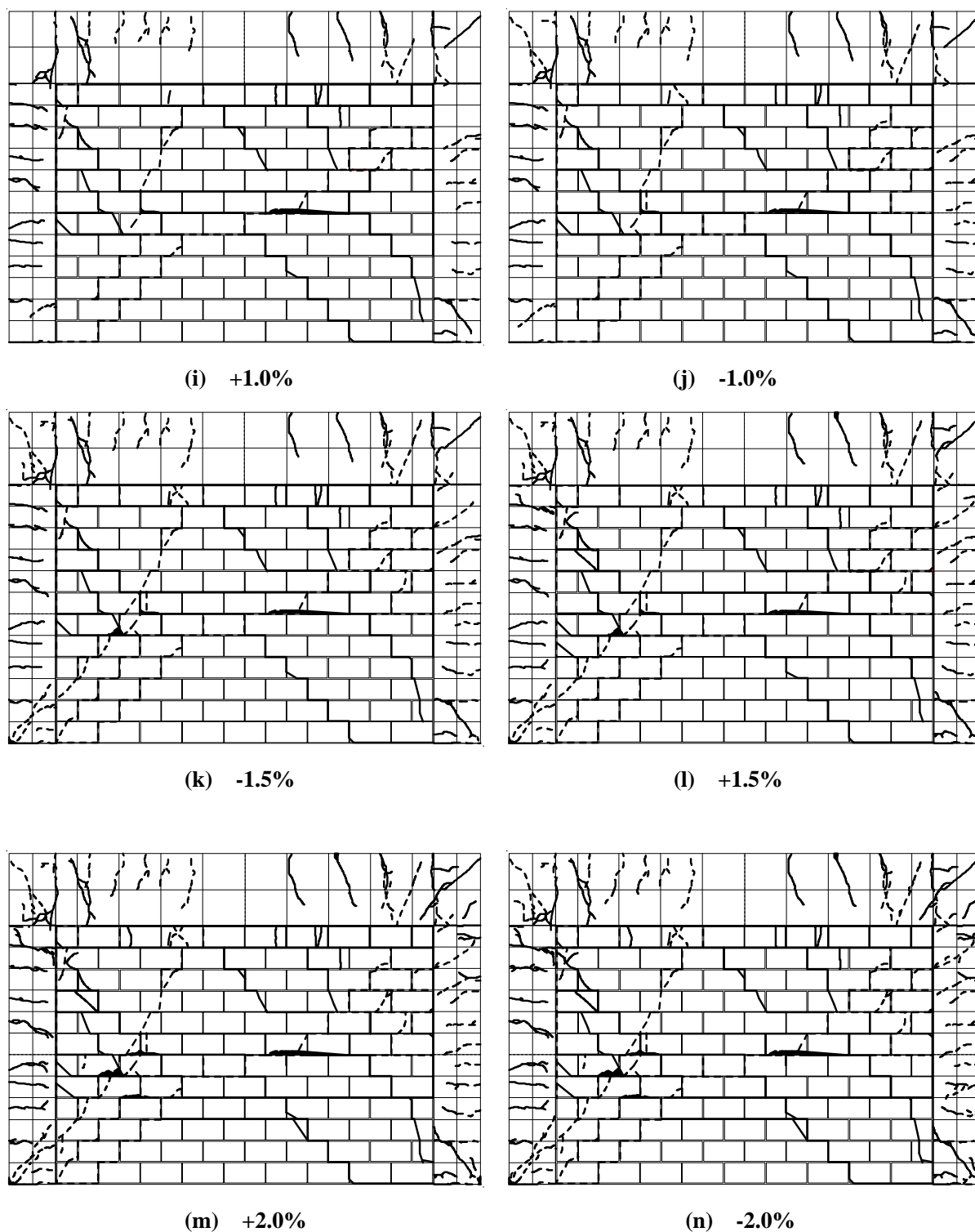


図 3.30 IFFB(C)試験体における各部材角の第1サイクルピーク時の破壊状況

3.3.3.2 荷重－変形関係

(1) 無架構コンクリートブロック造壁 (IW) 試験体

周囲フレームの無い IW 試験体における荷重－変形関係を図 3.31 に示す。ここで、同図に示す水平荷重 P は、試験体に作用する対角方向の荷重 P_{35} を水平方向に換算したもので、本試験体では水平変位の増加とともに水平荷重が徐々に増加し最大水平荷重 37.3kN を記録した。また、先に述べたとおり、本試験体では最大耐力発現以降、階段状ひび割れおよび目地ひび割れが大きく開き、急激な耐力低下が発生して破壊に至った。

前述したとおり、本試験体は壁体のせん断力評価のため最も基礎的なもので、形成角度、圧縮主ひずみ、等価幅および形成場所などを含む対角圧縮ストラットの形成メカニズム、またそのせん断力の評価手法については、次章で詳細に検討する。

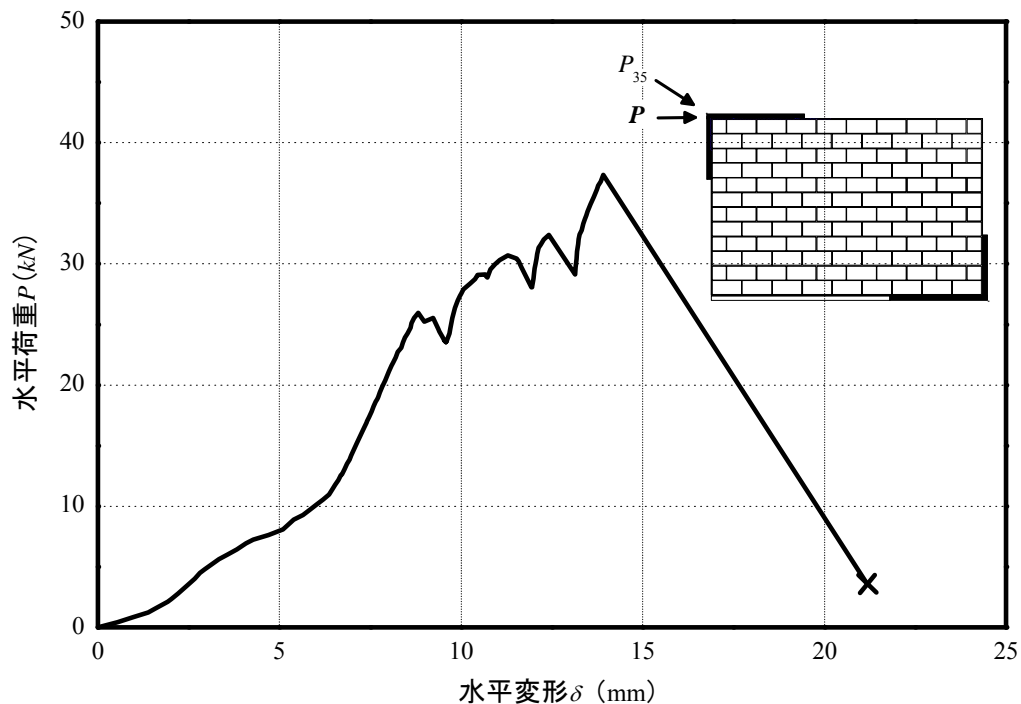


図 3.31 IW 試験体の荷重－変形関係

(2) 剛梁形純フレーム (BFRB) 試験体

繰返し載荷を行った BFRB 試験体における荷重－変形関係を図 3.32 に示す。同図に示すように、本試験体では正負加力における荷重－変形関係がほぼ等しかった。図 3.32 に示すように、本試験体では部材角+0.67%付近で柱主筋が降伏した後、部材角+2.0%まで耐力が徐々に上昇し、最大耐力+33.8kN を記録した。また、負側加力については部材角-2.0%付近で負側の最大耐力-33.8kN となった。その後、部材角+3.0%の載荷途中、両柱のせん断ひび割れが大きく開き、最終的にせん断破壊して終局に至った。

本試験体は曲げ降伏先行型の純フレームで、両柱における破壊メカニズムおよびその荷重－変形関係の評価は、次章で詳細に述べる。

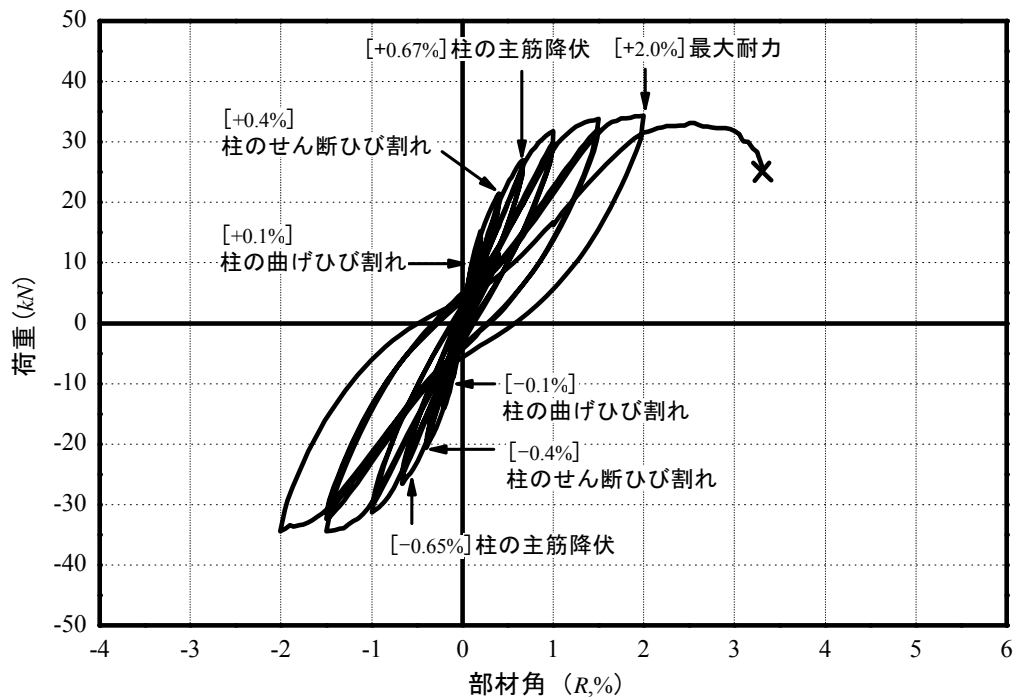


図 3.32 BFRB 試験体の荷重－変形関係

(3) 柔梁形純フレーム (BFFB) 試験体

繰返し載荷を実施した BFFB 試験体における荷重－変形関係を図 3.33 に示す。同図に示すように、本試験体でも正負加力時における荷重－変形関係がほぼ等しい結果となった。本試験体では部材角+0.67%付近で梁主筋が降伏し、部材角+0.9%で柱主筋が降伏した。また、部材角+3.0%まで耐力が徐々に増加し、最大耐力+33.3kN を記録した。また、負側加力については、部材角-0.74%および部材角-0.85%付近で梁および柱の主筋が降伏し、部材角-3.0%で負側の最大耐力-31.7kN となった。その後、目標部材角+4.0%の載荷途中、両柱のせん断ひび割れが大きく開き、その耐力が最大耐力の 80%以下に低下したため、加力を終了した。

梁が変形する本試験体は、梁の剛性によって BFRB 試験体と比べ架構の初期剛性が低く、柱の主筋降伏や最大耐力の発現時期なども若干遅れる結果になったと考えられる。次章で、本試験体における破壊メカニズムおよび両柱の荷重－変形関係の評価について、詳細に検討する。

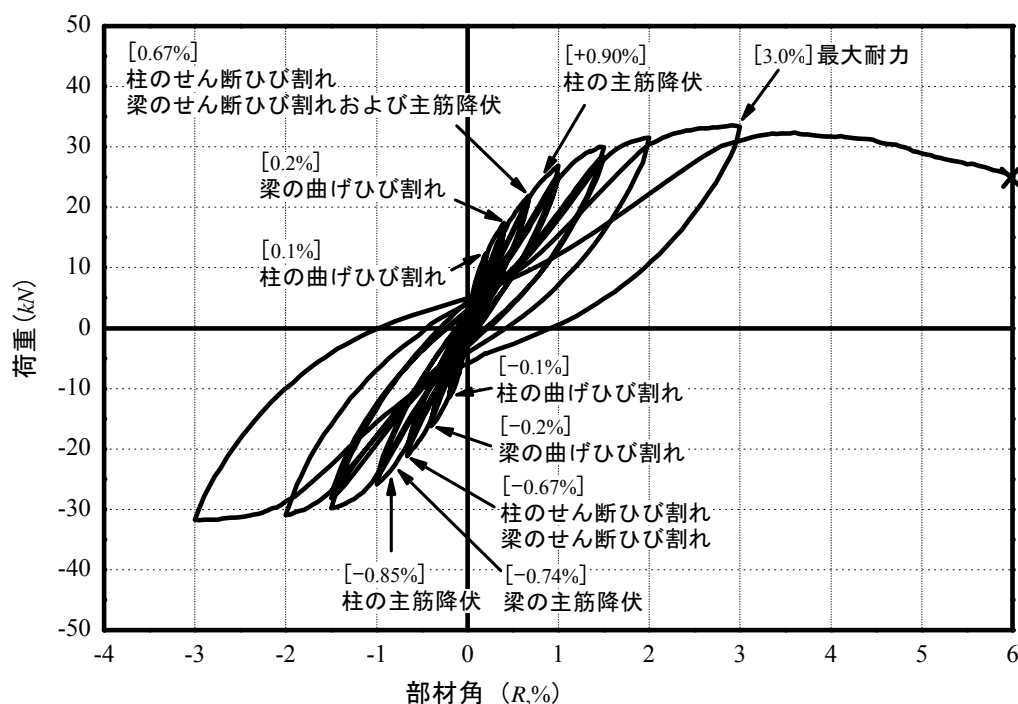


図 3.33 BFFB 試験体の荷重－変形関係

(4) 剛梁形組積造壁内蔵フレーム（単調載荷）（IFRB(M)）試験体

単調載荷を行った IFRB(M)試験体の荷重－変形関係を、図 3.34 に示す。本試験体では、部材角 0.3%付近で引張り側柱の主筋が降伏した後、部材角 0.72%付近で圧縮側柱の主筋が降伏し、最大耐力 69kN を記録した。その後、部材角 1.8%まで著しい耐力低下は生じなかったが、載荷部材角 1.8%付近で引張側柱頭部および圧縮側柱脚部のせん断ひび割れが急激に開き、耐力が急激に減少した。

本試験体でも柱の曲げ降伏が先行したが、壁体に形成された対角圧縮ストラットによって引張側柱頭部および圧縮側柱脚部に大きなせん断力が作用した結果、最終的にせん断破壊して終局に至ったと考えられる。また、これによって壁体が設置されていない BFRB 試験体より靱性能力が低い結果になったと考えられる。次章で、本試験体における破壊メカニズムおよび両柱の荷重－変形関係の評価について、詳細に検討する。

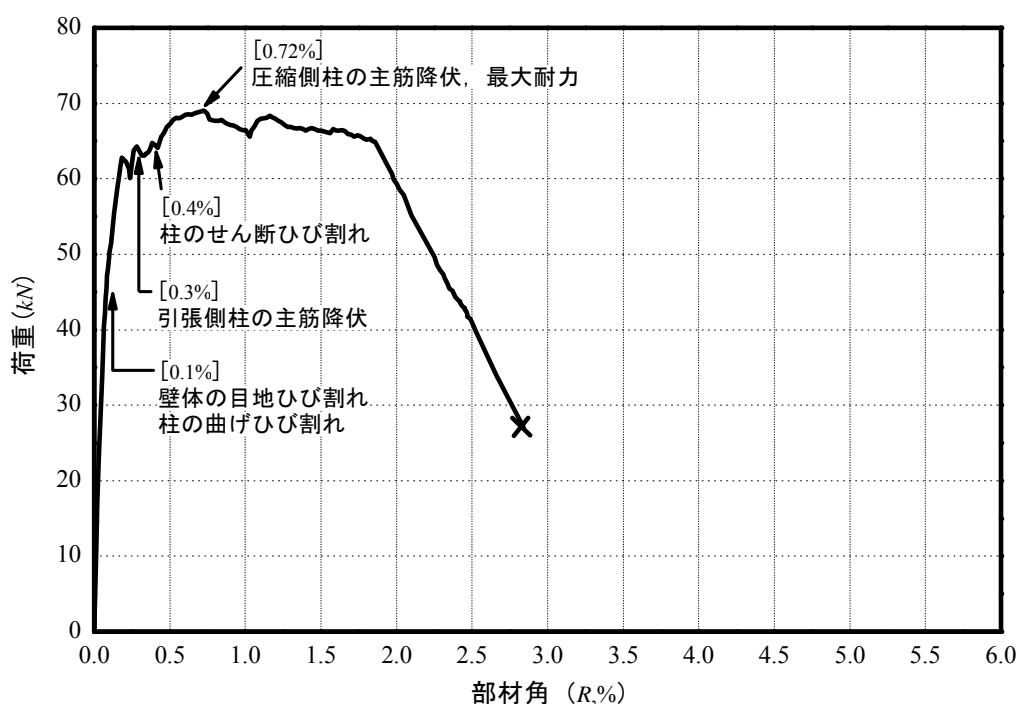


図 3.34 IFRB(M)試験体の荷重－変形関係

(5) 柔梁形組積造壁内蔵フレーム（単調載荷）（IFFB(M)）試験体

単調載荷を行った IFFB(M)試験体の荷重－変形関係を図 3.35 に示す。梁が変形する本試験体では、部材角 0.3%付近で梁主筋が降伏し、部材角 0.44%付近で引張側の柱主筋が降伏した。また、部材角 0.67%付近で最大耐力 67.3kN を記録し、部材角 1.1%付近で圧縮側の柱主筋が降伏した。本試験体では、部材角 0.67%以降に急激な耐力低下が生じたものの、載荷部材角 4.2%までほぼその耐力を維持し、この部材角で両柱の柱頭部および柱脚部のせん断ひび割れが急激に開きせん断破壊した。

本試験体でも、対角圧縮ストラットによる壁体のせん断力が周囲フレームに作用したため、BFRB 試験体より靱性能力が低い結果になったと考えられる。本試験体における周囲フレームと壁体の破壊メカニズム、またこれらの負担せん断力の評価について、次章で詳細に検討する。

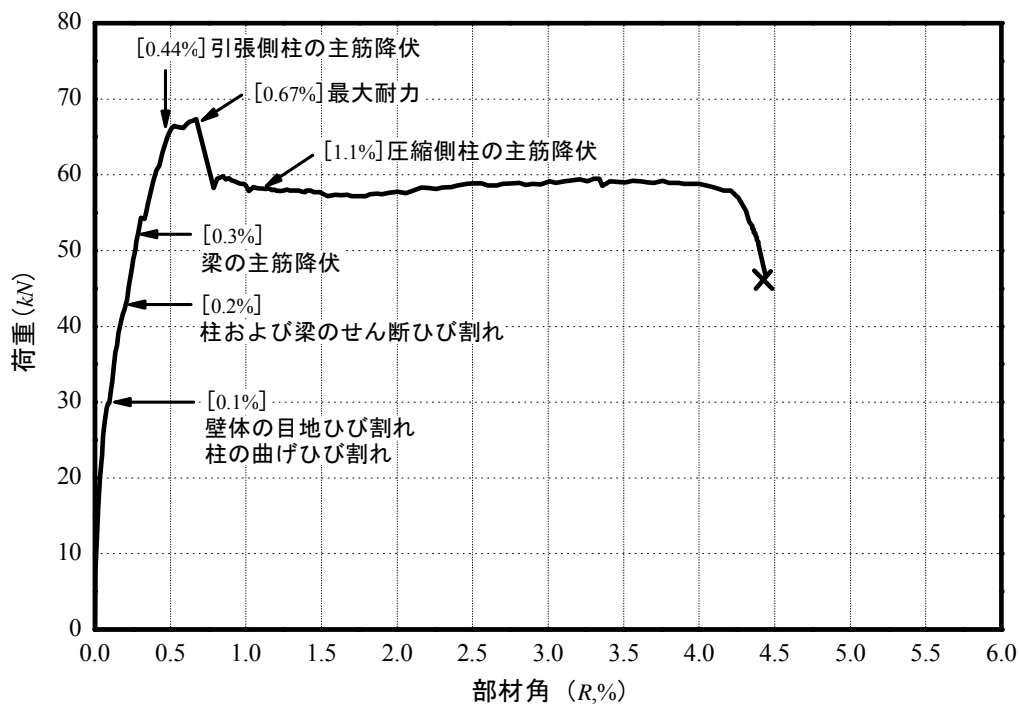


図 3.35 IFFB(M)試験体の荷重－変形関係

(6) 剛梁形組積造壁内蔵フレーム（繰返し載荷）（IFRB(C)）試験体

図 3.36 に、繰返し載荷を行った IFRB(C)試験体の荷重－変形関係を示す。本試験体では部材角 $+0.36\%$ 付近で引張側の柱主筋が降伏し、部材角 $+0.4\%$ で最大耐力 60.6kN を記録した。また、部材角 $+0.8\%$ 付近で圧縮側の柱主筋が降伏した。負側加力における荷重－変形関係は正側加力時と概ね同様であるが、部材角 -0.67% で負側の最大耐力 -54.2kN となった。その後、部材角 $+1.5\%$ の載荷途中、部材角 $+1.45\%$ 付近で引張側柱頭部のせん断ひび割れが大きく開き、架構の耐力が最大耐力の 80% 以下に低下したため、間もなく終局に至ると判断し載荷を続けたが、部材角 $+3.0\%$ まで耐力の著しい低下は見られず、部材角 $+3.0$ 直後に引張側柱頭部および圧縮側柱脚部のせん断ひび割れ幅が急増し、せん断破壊した。

本試験体でも柱の曲げ降伏が先行したが、壁体に形成された対角圧縮ストラットの影響によって、BFRB 試験体より早い段階で架構の耐力が最大耐力の 80% 以下に低下したと考えられる。なお、本試験体の最大耐力は IFRB(M)試験体より若干低い結果となったが、これは主に繰返し載荷による影響と思われる。この結果を含めて次章では、本試験体における両柱の挙動および壁体の対角圧縮ストラットの形成メカニズム、またそれぞれの負担せん断力について詳しく検討する。

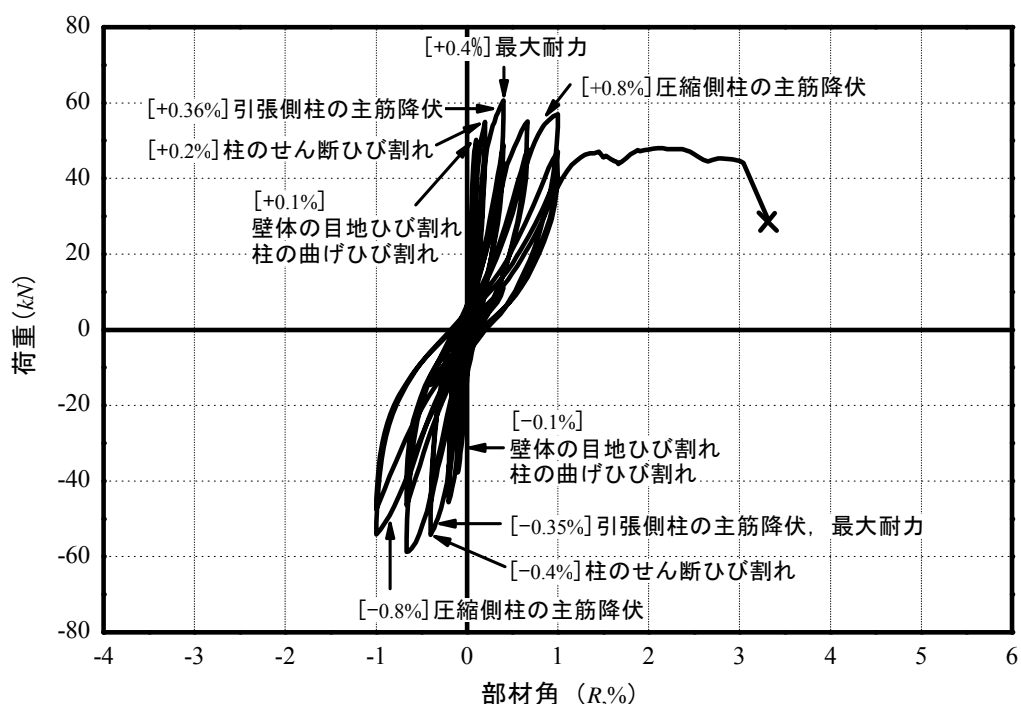


図 3.36 IFRB(C)試験体の荷重－変形関係

(7) 柔梁形組積造壁内蔵フレーム（繰返し載荷）（IFFB(C)）試験体

図 3.37 に、繰返し載荷を行った IFFB(C)試験体の荷重－変形関係を示す。同図に示すように、本試験体では部材角+0.2%付近で梁主筋が降伏し、部材角+0.4%付近で最大耐力+49.2kN を記録した。その後、部材角+0.75%および+0.9%付近では、それぞれ引張側および圧縮側の柱主筋が降伏した。本試験体でも負側加力における荷重－変形関係は正側加力時とほぼ同様であるが、部材角-0.67%で負側の最大耐力-48.2kN となった。また、最大耐力の発現以降、架構の耐力低下が生じたものの、他の試験体比べてその勾配は緩やかであった。本試験体では部材角+3.0%載荷途中に、せん断破壊が発生した。

本試験体でも対角圧縮ストラットの形成により、壁体のせん断力が周囲フレームに作用した結果、BFFB 試験体より靱性が低くなったと考えられる。次章で、本試験体における周囲フレームの挙動、梁の変形による壁体の対角圧縮ストラットの形成メカニズムの変化、またそれぞれの負担せん断力について詳細に検討する。

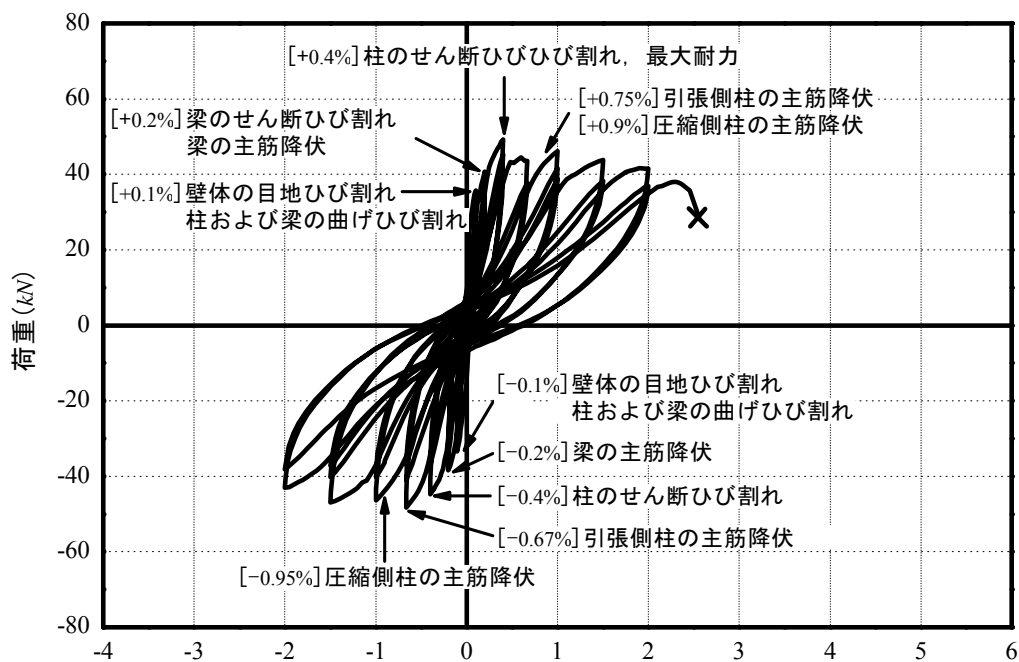


図 3.37 IFFB(C)試験体の荷重－変形関係

3.3.3.3 圧縮主ひずみの分布

本節では、上記した試験体のうち、壁体面に3軸ひずみゲージを貼付したIW試験体、IFRB(M)およびIFFB(M)試験体、IFRB(C)およびIFFB(C)試験体において、3軸ひずみデータを用い圧縮主ひずみおよびその角度を算出し、その分布例を示す。

ブロック造壁における圧縮主ひずみの大きさおよびその角度は、3軸ひずみデータを用い式(3.14)～(3.16)から算出した^[3.10]。

$$\varepsilon_{1,2} = \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_x - \varepsilon_y}{2}\right)^2 + \left(\frac{\gamma_{xy}}{2}\right)^2} \quad (3.14)$$

$$\gamma_{xy} = 2\varepsilon_{xy} - (\varepsilon_x + \varepsilon_y) \quad (3.15)$$

$$\tan 2\theta_2 = \frac{\gamma_{xy}}{\varepsilon_x - \varepsilon_y} \quad (3.16)$$

ここで、

ε_1 : 引張主ひずみ (μ)

ε_2 : 圧縮主ひずみ (μ)

ε_x : ブロックユニットの対角線上ひずみ (μ) : 図 3.10 に示す A

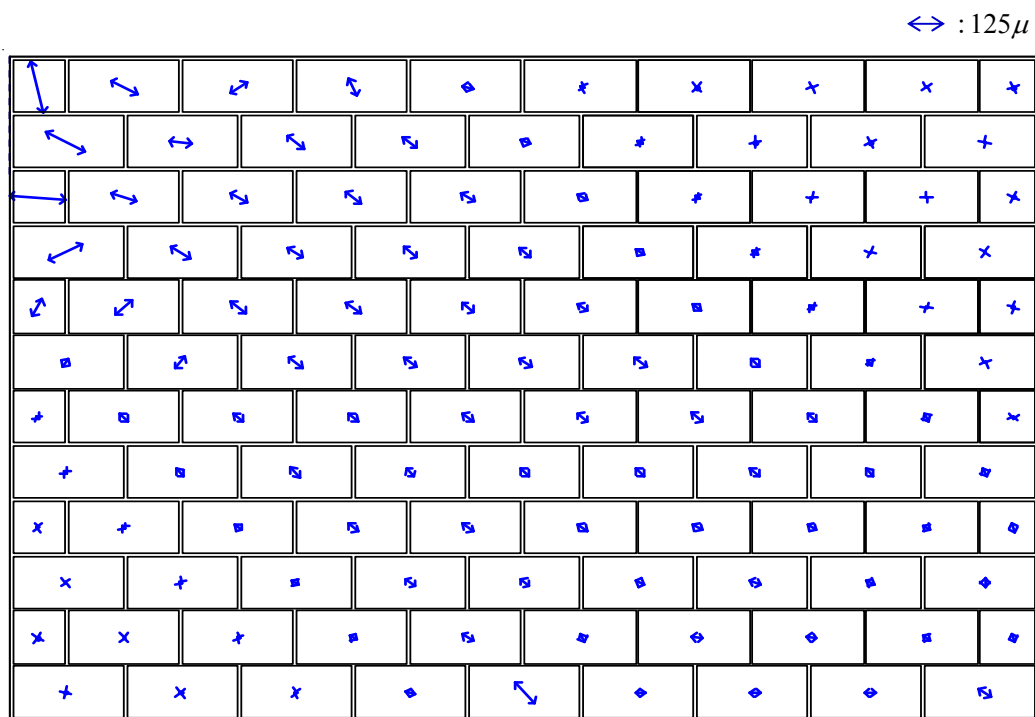
ε_y : ブロックユニットの対角線上ひずみ (μ) : 図 3.10 に示す B

ε_{xy} : ブロックユニットの鉛直方向のひずみ (μ) : 図 3.10 に示す C

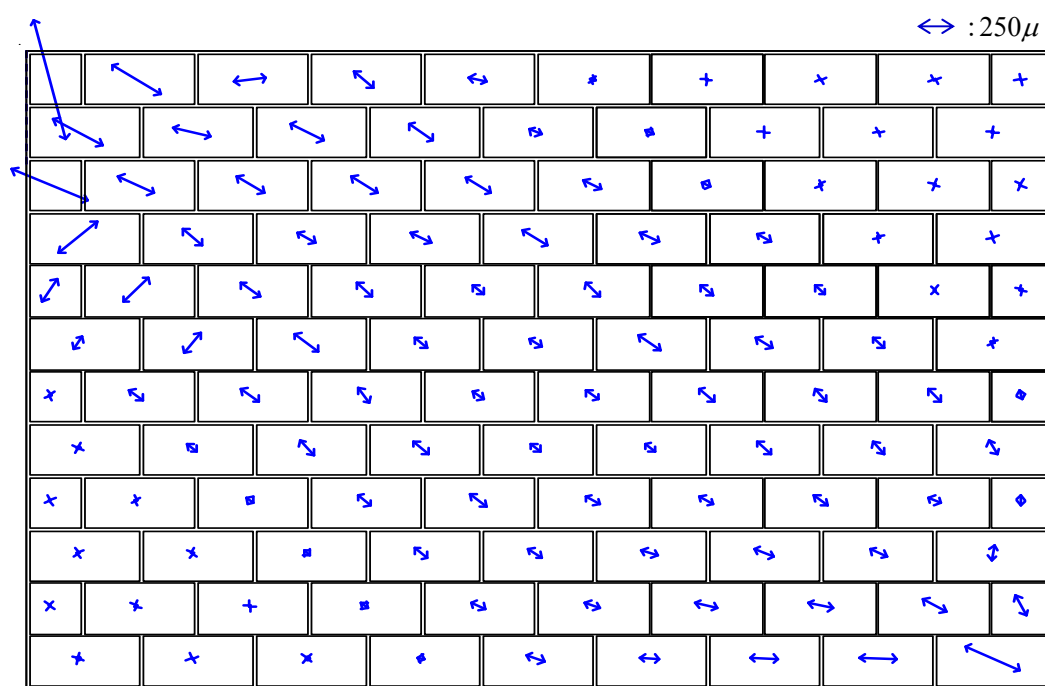
θ_2 : 主ひずみの水平方向となす角度 (rad.)

上記した式より算出した壁体面の圧縮主ひずみの分布を、図 3.38～図 3.42 に示す。なお、本節では、試験体の加力初期段階である部材角 0.1%、また架構の最大耐力時における圧縮主ひずみの分布を示しており (IW 試験体では、最大耐力時およびその約 1/2.5 程度のところ)、全ピーク時部材角における圧縮主ひずみの分布については、付録 1 に示す。

図 3.37～図 3.41 に示すように、本実験から計測された3軸ひずみデータより壁体に作用する圧縮主ひずみの分布がわかり、これらを用いた定量的な検討については次章で詳細に述べる。

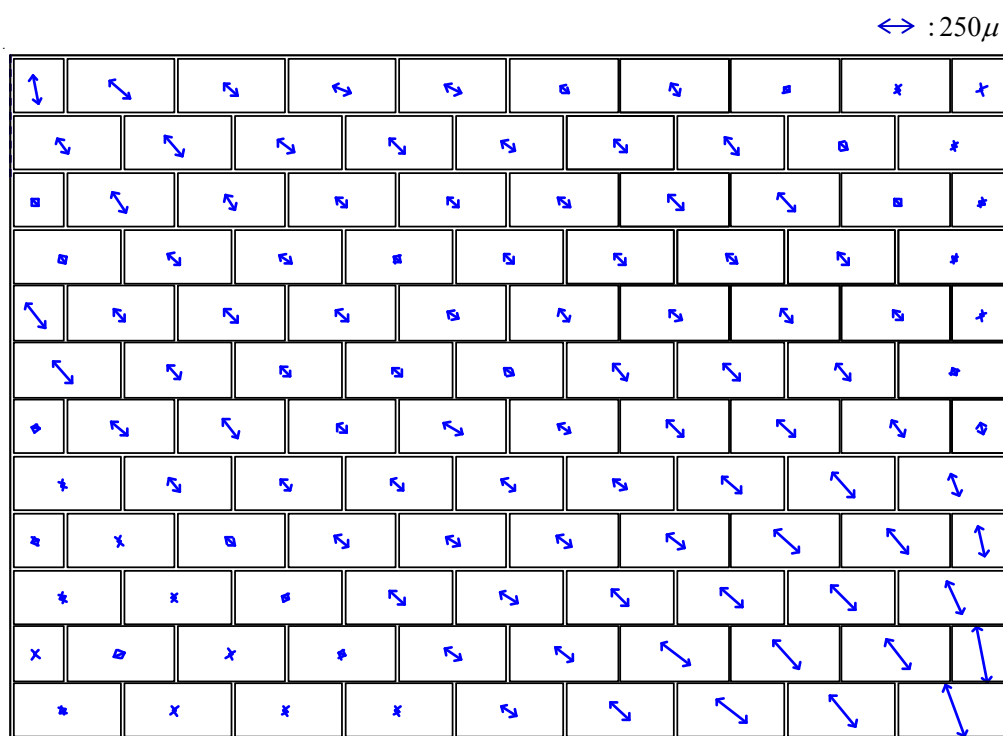


(a) 対角方向荷重 $\simeq 20\text{kN}$

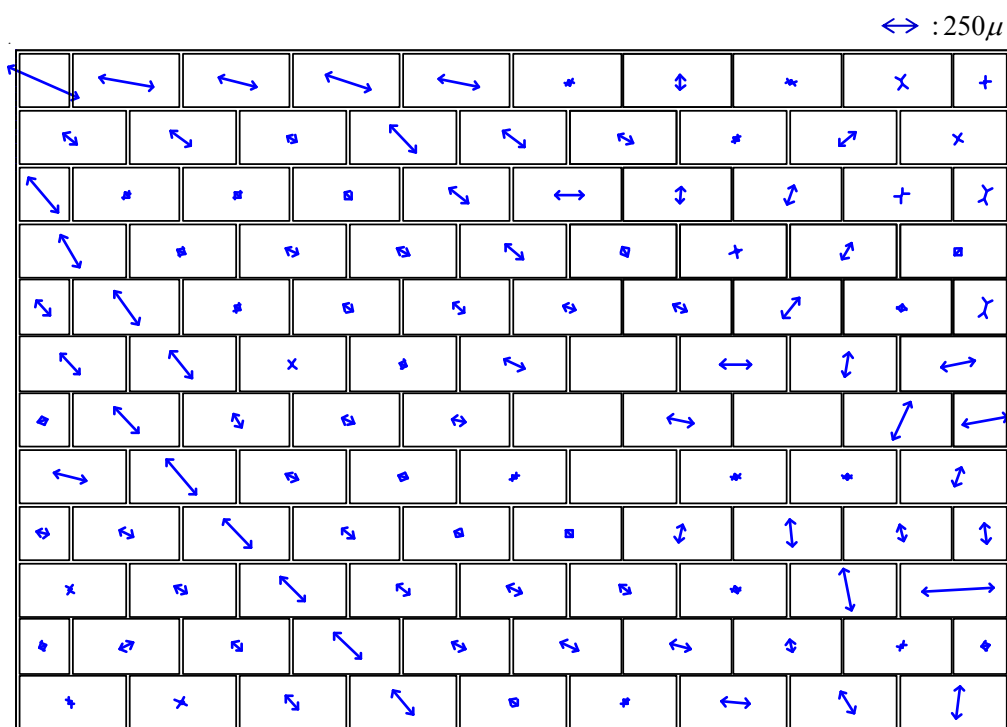


(b) 最大耐力時

図 3.38 IW 試験体の圧縮主ひずみ分布

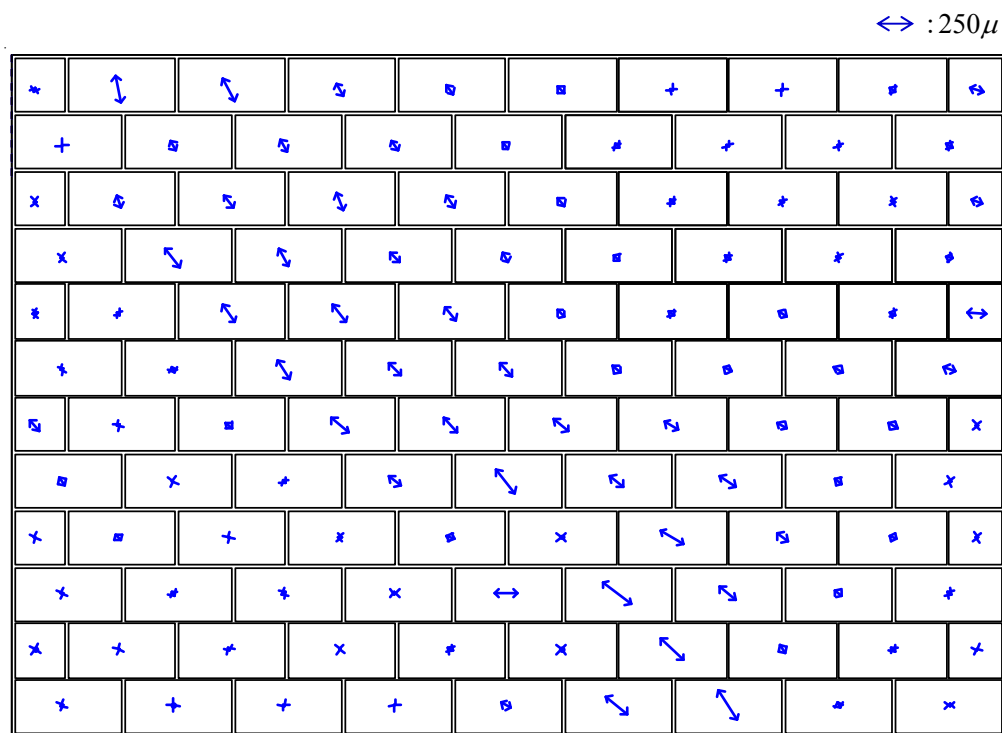


(a) 部材角 0.1%

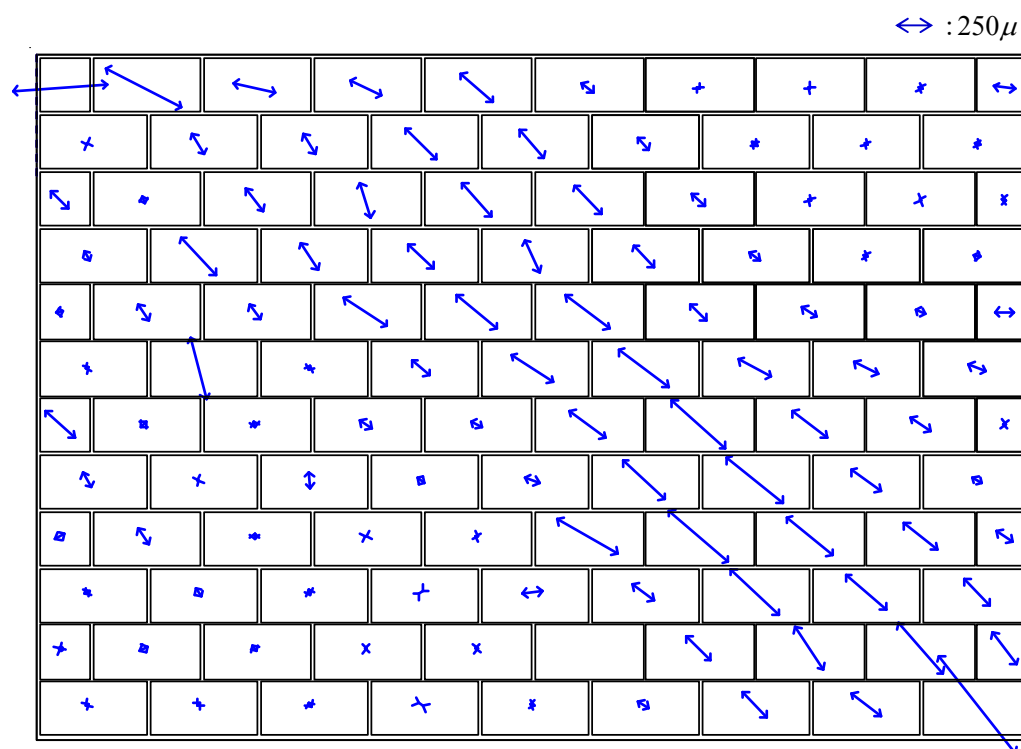


(b) 最大耐力時 (部材角 0.67%)

図 3.39 IFRB(M)試験体の圧縮主ひずみ分布

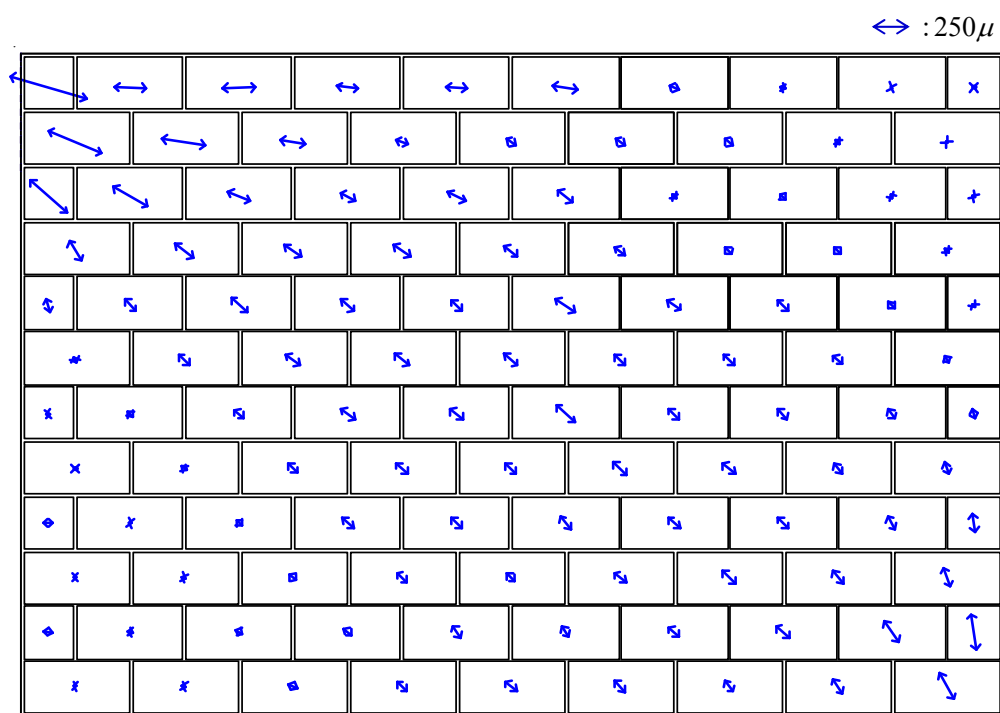


(a) 部材角 0.1%

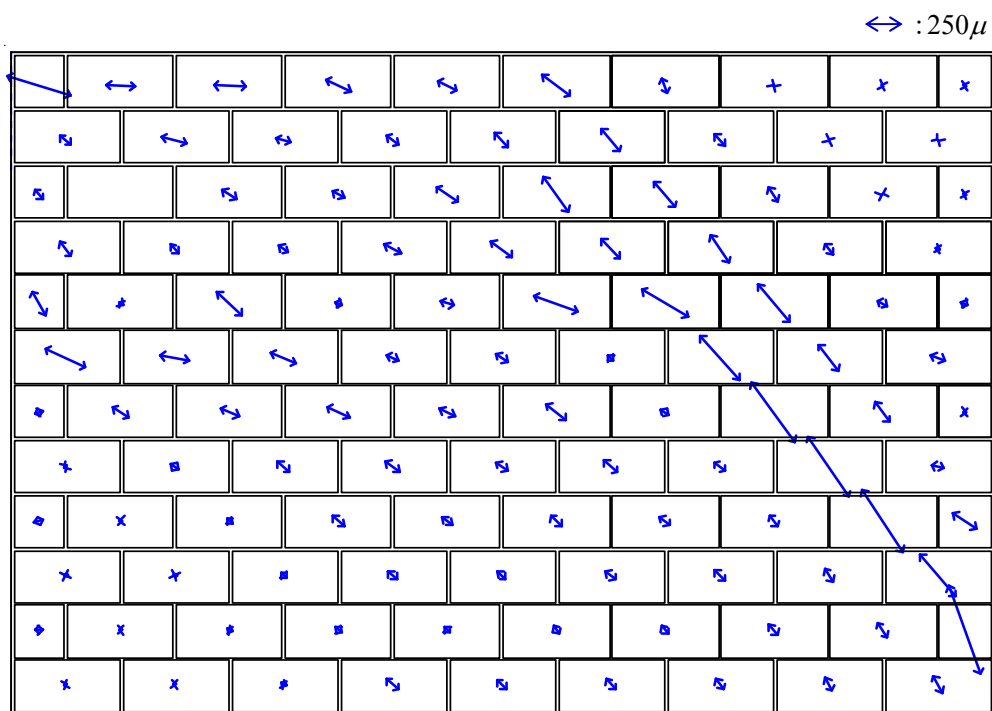


(b) 最大耐力時 (部材角 0.67%)

図 3.40 IFFB(M)試験体の圧縮主ひずみ分布

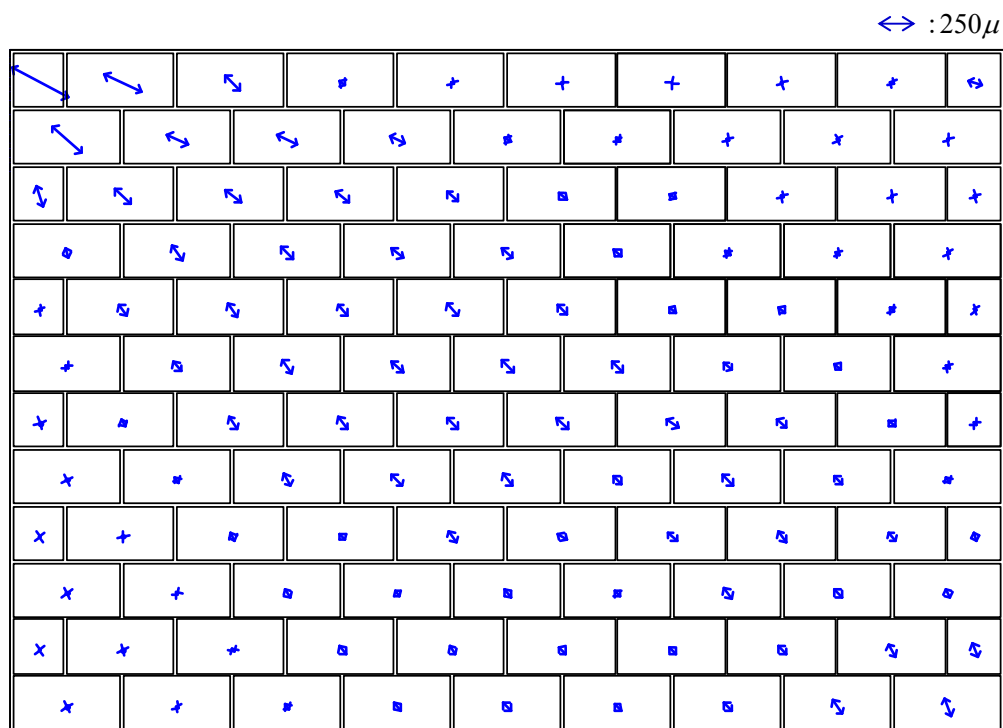


(a) 部材角 0.1%

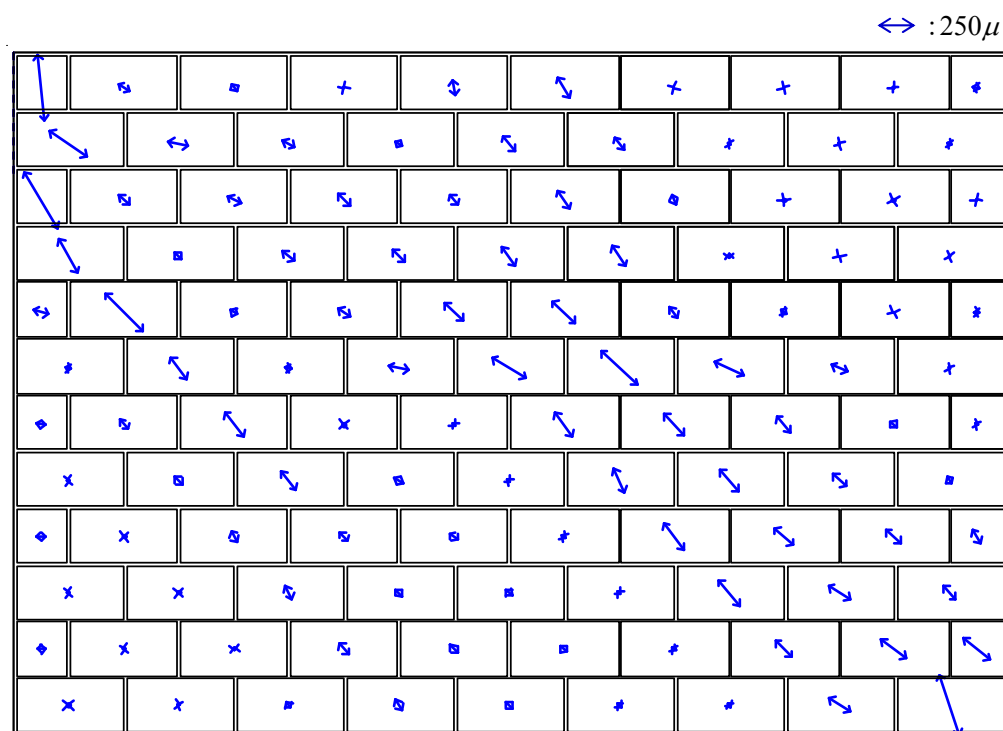


(b) 最大耐力時（部材角 0.4%）

図 3.41 IFRB(C)試験体の圧縮主ひずみ分布



(a) 部材角 0.1%



(b) 最大耐力時（部材角 0.4%）

図 3.42 IFFB(M)試験体の圧縮主ひずみ分布

3.4 まとめ

本章では、本研究の対象建物における梁の挙動が模擬できる柔梁型試験体を設計し、新たな計測計画を用いた縮小試験体の静的加力実験について説明した。すなわち、まず本研究の実験パラメータを紹介し、主に縮小梁を中心とした縮小部材の設計および無架構コンクリートブロック造壁試験体の製作について述べた。次に、本研究における実験計画では、壁体の負担せん断力を定量的かつ精微的に評価するために、全ブロックユニットに3軸ひずみゲージを貼付した計測計画を立案するとともに各試験体の加力計画を紹介した。最後に、縮小試験体における材料試験結果、また静的加力実験結果から得られた各試験体の破壊状況および荷重－変形関係について詳しく説明し、壁体面に貼付した3軸ひずみデータから算出した圧縮主ひずみの分布を示した。本章から得られた知見を以下示す。

- 1) 本研究における柔梁型積造壁内蔵フレーム試験体では、対象建物の梁の挙動が模擬できることを目標として設計した。また、各部材（縮小柱、縮小コンクリートブロック、縮小梁）の縮小率は1/4とし、対象建物および実大試験体の破壊メカニズムを概ね再現しうる試験体が設計できた。
- 2) 本実験結果より、純フレームと比較して、組積造壁内蔵フレーム試験体では壁体の設置によって引張側柱の曲げひび割れが高い位置まで発生し、架構耐力は増加したがその靱性は減少する結果となった。また剛梁型および柔梁型組積造壁内蔵フレーム試験体では梁変形の有無に伴う壁体の損傷パターンから、対角圧縮ストラットの形成角度が異なる可能性が見られた。
- 3) 単調荷重および正負交番繰返し荷重を行った剛梁型および柔梁型積造壁内蔵フレーム試験体では、破壊パターンは概ね同様であったものの、荷重方法の違いによって耐力が異なる結果になった。

次章では、以上の実験結果に基づき、周囲フレームおよび無補強組積造壁の破壊メカニズムを明らかにするとともにそれぞれの負担せん断力の評価について詳細に検討する。

[参考文献]

- [3.1] 晉沂雄：梁の変形を考慮した無補強組積造壁を有する RC 造架構の破壊メカニズムと耐震性能に関する実験的研究，東京大学学位論文，2009.3
- [3.2] 崔琥：無補強コンクリートブロック造壁を有する鉄筋コンクリート造建物の残存耐震性能に関する研究，東京大学学位論文，2006.3
- [3.3] 韓国建設交通部：韓国の中低層鉄筋コンクリート造建築物の地震被害予測および補修補強法に関する研究（年次報告書要約本），pp.111-186，1997.9
- [3.4] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説，pp.63-198，2010
- [3.5] 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料，pp.52-55，1987
- [3.6] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説，pp.600-615，1988
- [3.7] FEMA 306：Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings, Applied Technology Council (ATC-43 Project), 1998
- [3.8] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，pp.142-162，1999
- [3.9] 日本建築学会：建築材料実験用教材，2000，pp.36-72，86-88
- [3.10] James M. Gere, Stephen P. Timoshenko：Mechanics of Material Fourth Edition，PWS Publishing Company, 1997，pp.516-531

第 4 章

圧縮主ひずみに基づく無補強組積造壁の負担せん断力 および架構全体のせん断力の評価

4.1 はじめに

本章では、第3章で計測を行った IW、IFRB および IFFB 試験体における個々のコンクリートブロック（以下、ブロック）の圧縮主ひずみ分布に基づく対角圧縮ストラットに着目したブロック造壁の負担せん断力ならびに架構全体の荷重－変形関係を推定する手法を提案する。より一般化・単純化された評価手法を提案するという観点から、第5章ではブロック造壁を含む架構の荷重－変形関係の簡易評価手法について議論を行うが、本章では圧縮主ひずみを用いたブロック造壁の負担せん断力評価を精微に行うことにより、実験結果を正しく評価することが可能かを検証する。

本章ではまず、既往のブロック造壁の負担せん断力評価法である FEMA^{[4.1], [4.2]}に基づいた実験結果の追跡を試み、FEMA の評価式の妥当性について議論する。この時、周囲架構の負担せん断力は実験結果における曲率分布に基づき算定する。続いて、各試験体で得られた個々のブロックにおける圧縮主ひずみから、圧縮ストラットの形成角度および等価幅ならびにブロック造壁の負担せん断力を算定する手法を提案し、無架構組積造壁 (IW) 試験体を対象として計算過程を示す。最後に、本提案手法を用いて IFRB および IFFB 試験体を対象に架構全体の荷重－変形関係の評価を行い、その妥当性について議論する。

4.2 架構の荷重－変形関係の推定

4.2.1 推定方法

架構の荷重－変形関係は、純フレームである BFRB および BFFB 試験体については、両柱の負担せん断力で評価し、ブロック造壁を内蔵する IFRB および IFFB 試験体については両柱および対角圧縮ストラットによるブロック造壁の負担せん断力の和により評価する。本節では、新しい評価法の提案に先立ち、まず FEMA の評価式^{[4.1], [4.2]}を用いてブロック造壁の負担せん断力を算定し、その推定精度について議論する。

両柱および FEMA の評価式による壁体の負担せん断力は、基本的に 2.4.3.2 の評価方法と同様であり、その評価方法を以下に改めて示す。

【柱および FEMA に基づくブロック造壁の負担せん断力の算定方法】

① 柱の負担せん断力の評価

柱の負担せん断力評価にあたっては、①ブロック造壁が柱の変形を拘束することによる可撓長さの変化と、②変動軸力による曲げ強度の増大・低下による影響を、実験結果に即して正しく評価することが肝要である。まず、BFRB および BFFB 試験体では柱が壁体による拘束を受けないため、可撓長さの変化は生じない。変動軸力の影響については、引張側柱では曲げ強度の低下が、

圧縮側柱では曲げ強度の増加が実際に生じていると思われるが、架構全体で考えれば両者の影響は相殺されると考え、以下の計算では無視している。ひび割れモーメント M_C は式 (4.1) ^[4.3] を、初期剛性 K_C は梁の剛性を考慮した式 (4.2) から算定する ^{[4.3], [4.4]}。ここで、BFRB 試験体の K_C (柱 1 本) を計算する際には梁を剛とみなし、梁-柱の剛性比 ρ を無限大とした。また、曲げ終局モーメント M_U はコンクリートかぶり厚さ (20mm) が断面せい (110mm) に比べて相対的に大きいことを考慮した上でストレスブロックに基づき精算し (圧縮縁のコンクリートのひずみ度: 0.003, 圧縮ストラスブロックの形状係数: 0.85) ^[4.5], 降伏時の剛性低下率 α は式 (4.4) ^[4.3] から算定した。

一方、ブロック造壁を有する IFRB および IFFB 試験体では、後述するとおり壁体の影響により両柱の可撓長さに差異が生じた。具体的には引張側柱では上下梁間の内法高さより短くなり、圧縮側柱では内法高さとはほぼ等しくなった。従って、壁体がない BFRB および BFFB 試験体とは異なり、変動軸力の影響度合いが両柱の間で異なることが考えられ、以下ではそれぞれの柱で個々に変動軸力の影響を考慮し曲げ強度を計算した。

まず、実験結果で得られた柱の曲率分布に基づき両柱の可撓長さをそれぞれ設定した上で、ひび割れモーメント M_C は両柱の変動軸力 N' (図 4.1(a)) を用い、式 (4.1) から算定した。IFRB 試験体の初期剛性 K_C は BFRB 試験体と同様に算定した (式 (4.2))。一方、IFFB 試験体では後述するとおり、実験結果から引張側柱のみがキャンチレバーのように挙動したため、引張側柱の K_C は式 (4.3) より計算し、圧縮側柱については BFFB 試験体と同様に算定した (式 (4.2))。また、曲げ終局モーメント M_U は、図 4.1(b) の仮定による変動軸力を用い精算し (圧縮縁のコンクリートのひずみ度: 0.003, 圧縮ストラスブロックの形状係数: 0.85), 降伏時の剛性低下率 α は前述した式 (4.4) から算定した。なお、変動軸力 N' および N'' は図 4.1 の力のつり合いより算出した。

・ 曲げひび割れモーメント M_C

$$M_C = 0.56\sqrt{\sigma_B} Z_e + ND/6 \quad (4.1)$$

・ 初期剛性 K_C (柱 1 本当たり)

$$K_C = \left(\frac{h_0^3}{12EI_c} \cdot \frac{12\rho + 4}{12\rho + 1} + \kappa h_0 / GA \right)^{-1}, \quad \rho = \frac{\sum EI_b / L_b}{\sum EI_c / L_c} \quad (4.2)$$

$$K_C = (h_0^3 / 3EI_c + \kappa h_0 / GA)^{-1} : \text{IFFB 試験体の引張側柱のみ} \quad (4.3)$$

・ 降伏時の剛性低下率 α_y

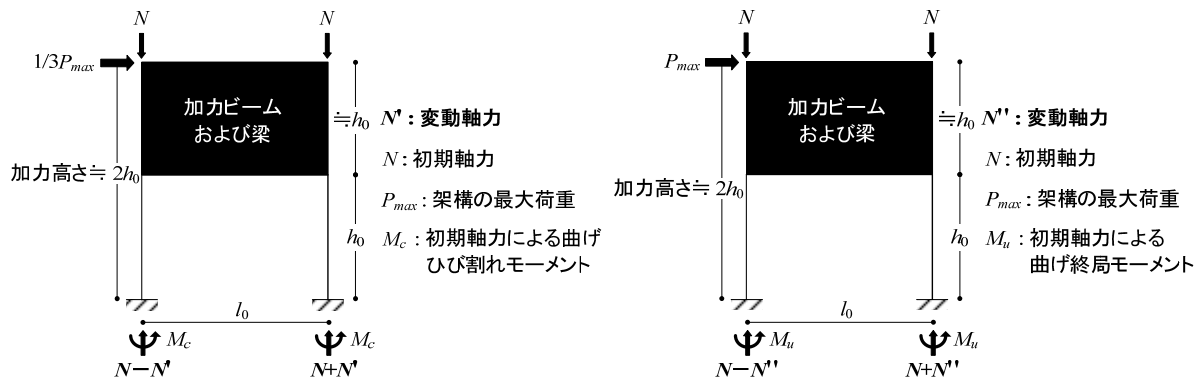
$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.43a/D + 0.33\eta_0) \cdot (d/D)^2 \quad (4.4)$$

ここで、

σ_B : コンクリート圧縮強度 (MPa)

Z_e : 断面係数 (mm^3)

- N : 軸力 (kN) : IFRB および IFB 試験体では, 図 4.1(a)に示す N'
 D : 柱の断面幅 (mm)
 h_0 : 柱の内法高さ (mm) : IFRB および IFB 試験体では仮定した可撓長さ h (mm)
 E : コンクリートのヤング係数 (MPa)
 I_b : 梁の断面二次モーメント (mm^4)
 L_b : 梁の内法長さ (mm)
 I_c : 柱の断面二次モーメント (mm^4)
 L_c : 柱の内法高さ (mm)
 κ : 形状係数 (1.5)
 G : せん断弾性係数 (MPa)
 A : 柱の断面積 (mm^2)
 n : ヤング係数比 (10)
 p_t : 主筋比
 a/D : せん断スパン比
 η_0 : $N/(bD\sigma_B)$
 d : 柱断面の有効せい (mm)



(a) M_c 算定における変動軸力 N' の仮定 (b) M_u 算定における変動軸力 N'' の仮定

※変動軸力 N および N'' は上図におけるモーメントのつり合いより算出した。

図 4.1 本研究における変動軸力の仮定

② ブロック造壁の負担せん断力の評価

2.4.3.2 の検討方法と同様, FEMA306^[4.1] および FEMA356^[4.2] の評価式に基づきブロック造壁の負担せん断力を算定した。FEMA による評価式から算定した壁体の復元力特性を図 4.2 および表 4.1 に示す。ここで, 対角ストラットのせん断強度 V_c は FEMA306 に従い式 (4.5) ~ (4.7) から算定し, 壁体の耐力低下後のせん断強度 V_c' は文献[4.1]より V_c の 30% とした。また, 初期剛性 K_m は等価な幅を有する対角圧縮ストラットの軸剛性を水平剛性に換算したものであることとして^[4.1] ^[4.2], これを式で表現した式 (4.8) より算定する。次に, 部材角 R_A はせん断強度と初期剛性の比 (V_c/K_m) より算定し, 部材角 R_B は FEMA356 に従い 1.0% と設定した。また, 部材角 R_C は実験時

の最終加力部材角と設定した。

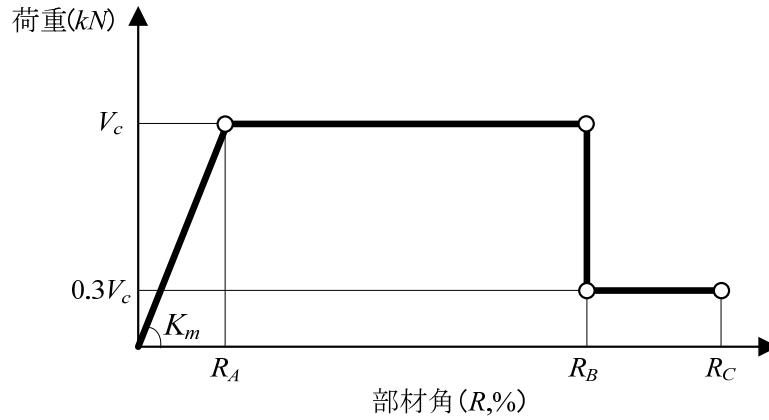


図 4.2 無補強組積造壁の復元力特性（文献[4.1], [4.2]に基づき作成）

表 4.1 無補強組積造壁の復元力特性における強度および変形（文献[4.1], [4.2]に基づき作成）

V_c (kN)	R_A (%)	R_B (%)	R_C (%)
13.9	0.07	1.0	実験時の最終部材角と設定

・対角圧縮ストラットによるせん断強度

$$V_c = a \cdot t_{inf} \cdot f_m' \cdot \cos \theta \quad (4.5)$$

$$a = 0.175 \cdot (\lambda_1 \cdot h_{col})^{-0.4} \cdot r_{inf} \quad (4.6)$$

$$\lambda_1 = \left[\frac{E_{me} \cdot t_{inf} \cdot \sin 2\theta}{4E_{fe} I_{col} \cdot h_{inf}} \right]^{1/4} \quad (4.7)$$

ここで,

a : 対角圧縮ストラットの等価幅 (mm)

t_{inf} : 壁体の厚さ (mm)

f_m' : 3 段ブリズム圧縮強度の 50% (MPa)

θ : 壁体の両隅と水平方向のなす角度 (rad.)

h_{col} : 上下梁の中心間距離で, 本研究では内法高さで代用 (mm)

E_{me} : 壁体のヤング係数 (MPa)

r_{inf} : 壁体の対角線長さ (mm)

E_{fe} : コンクリートのヤング係数 (MPa)

I_{col} : 柱の断面 2 次モーメント (mm⁴)

h_{inf} : 壁体の高さ (mm)

・壁体の初期剛性

$$K_m = E_{me} \cdot a \cdot t \cdot \cos^2 \theta / r_{inf} \quad (4.8)$$

4.2.2 RC 造柱の負担せん断力の評価

前述した評価方法に従い、各試験体の RC 柱の負担せん断力を評価する。まず、BFRB および BFFB 試験体の検討を行い、次に IFRB および IFBB 試験体について検討する。

本実験では IW 試験体を除く全ての試験体において、両柱の曲率および可撓長さを検討するために柱主筋の全高さにわたりほぼ等間隔にひずみゲージを貼付した(図3.13参照)。図4.3に、BFRB および BFFB 試験体の柱主筋ひずみ度から求めた部材角 1.0% 時の曲率分布(引張および圧縮主筋のひずみ度の差分/主筋の水平中心間距離)およびこれに基づき設定した両柱の応力分布の概略を示す。両試験体では、3.3.3.1 で示したように両柱の両端部に曲げおよびせん断ひび割れが対称的に発生し、両試験体は加力終了時まで両柱の反曲点がほぼ柱高さの中央に位置した。従って、強度計算にあたっては、反曲点を中央としても問題ないと判断した。

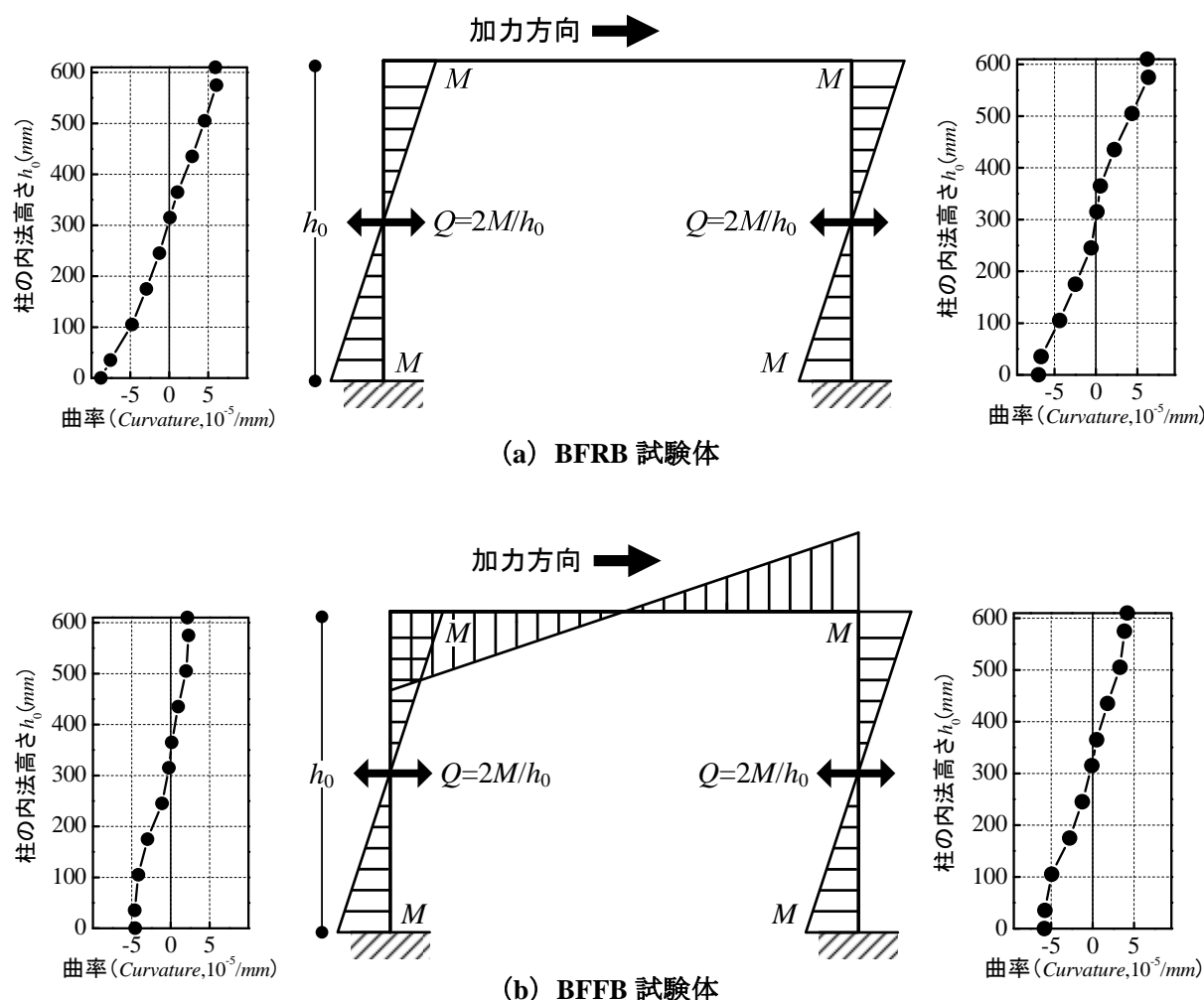


図 4.3 BFRB および BFFB 試験体における両柱の曲率分布(部材角:1.0%)および応力分布の設定

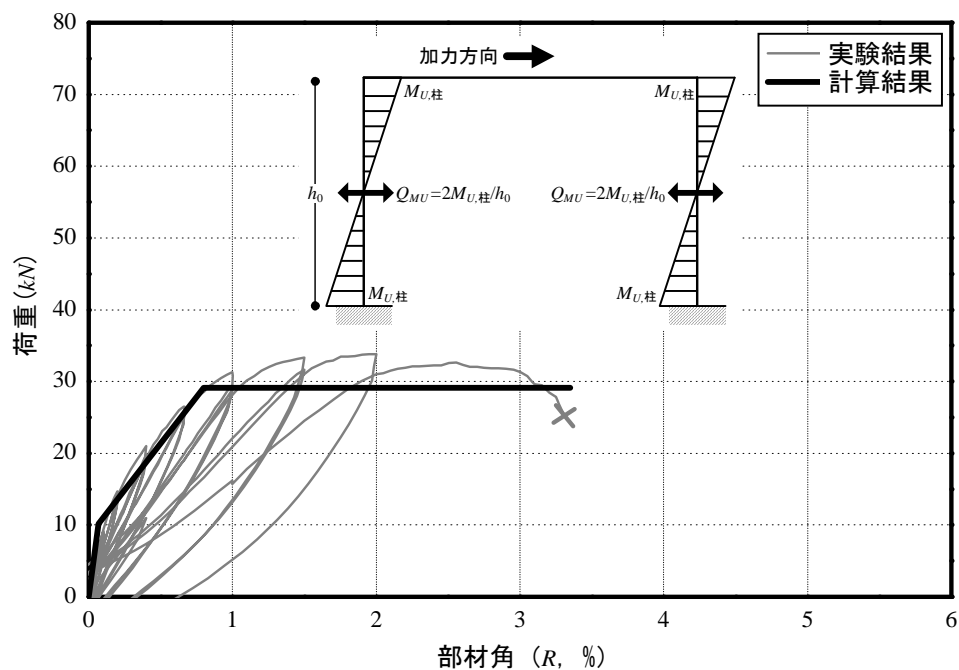
これらの応力分布に基づき算定した両柱の強度計算結果を表 4.2 に、その荷重－変形関係を実験結果と併せて図 4.4 にそれぞれ示す。ここで、BFRB 試験体の柱曲げ終局時せん断力 Q_{MU} は、同図の(a)に示すように両柱の両端部を $M_{U,柱}$ として求めた。一方、BFFB 試験体は梁降伏が先行（下端部引張時のみ）したため、同図の(b)に示すように、梁の降伏モーメント（ $M_{U,梁下端}$ ）が1階柱頭部に弾性時と等しい比率で分配されると仮定し、引張側柱の終局時せん断力 $Q_{MU,引張側}$ を算定した。なお、 $Q_{MU,圧縮側}$ は BFRB 試験体と同様に求めた。

その結果、同図に示すように、最大耐力が若干低く評価されたものの、全変形レベルにおいて両柱の荷重－変形関係が概ね再現できた。以上の検討結果から、前述した柱のせん断力評価方法で両柱の荷重－変形関係が精度よく推定できることを確認した。

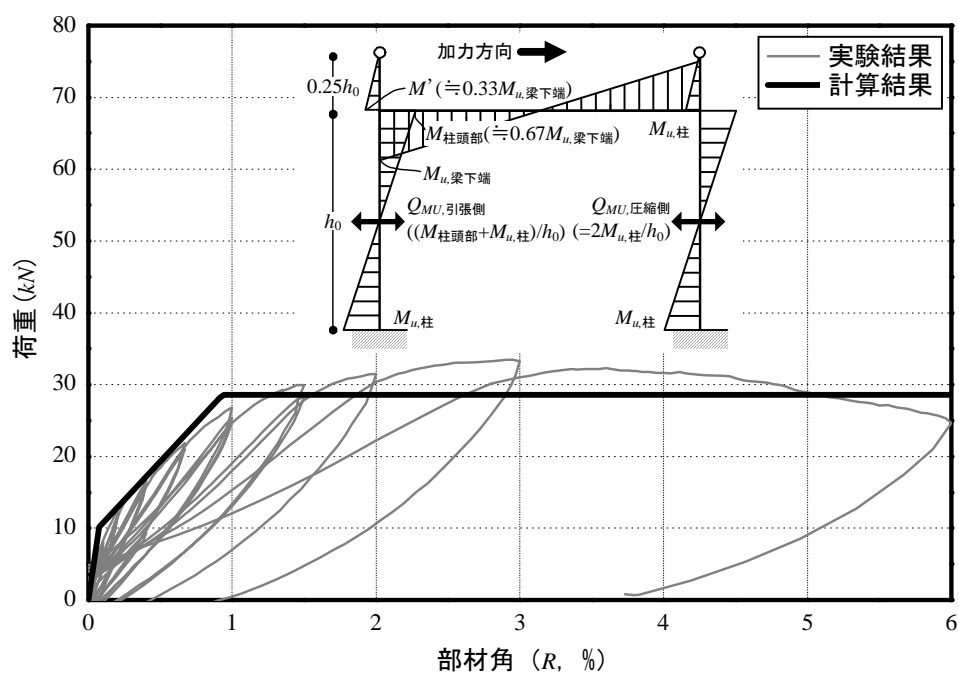
表 4.2 両柱の強度算定結果（柱 2 本分）

試験体	曲げひび割れ モーメント $M_C(kN \cdot m)$	曲げひび割れ時 せん断力 $Q_C(kN)$	曲げ終局モーメント $M_U(kN \cdot m)$			曲げ終局時 せん断力 $Q_{MU}(kN)$
			引張側 柱頭部	圧縮側 柱脚部	圧縮側柱	
BFRB	3	9.8	8.8			29.0
BFFB	3	9.8	4.2 [*]	4.4	4.4	28.6

* 2 階梁の $M_{U, 梁}$ から引張側柱頭部に分配されるモーメント



(a) BFRB 試験体



(b) BFFB 試験体

図 4.4 BFRB および BFFB 試験体における架構全体のせん断力の評価結果

次に、IFRB および IFFB 試験体のうち、単調載荷実験を行った IFRB (M) および IFFB (M) 試験体における両柱の負担せん断力を算定する。前述したとおり、両試験体においても両柱の曲率および挙動を検討するために柱主筋にひずみゲージを貼付しており、その曲率分布から部材角が増加するにつれて引張側柱の可撓長さが変化する様子が観察された。図 4.5 に IFRB (M) 試験体における引張側柱の可撓長さの推移を、図 4.6 にピーク時部材角 0.4%, 0.67%の曲率分布およびこれらにより仮定した両柱の応力分布を示す。図 4.5 および図 4.6 に示すように、本試験体では部材角 0.4%と 0.67%の間で壁体の損傷進展によるものと考えられる引張側柱の可撓長さ h の変化が発生した。そこで、本試験体では部材角 0.4%までは引張側柱の h を $0.5h_0$ 、部材角 0.67%以降には h を $0.6h_0$ とし、これらの可撓長さを用いて各変形段階における引張側柱の負担せん断力を算定する。また、その間（部材角 0.4%~0.67%）については、両部材角における可撓長さを直線補間して負担せん断力を算定することとした。一方、圧縮側柱の可撓長さについては柱両端分の曲率が大きくなっていることから内法高さ h_0 とした。ここで述べた可撓長さは、3.3.3.1 で示したとおり、引張側柱の高い位置まで生じた曲げひび割れや、また圧縮側柱の両端部に対称的に発生したひび割れから考えれば、本試験体の破壊状況と整合するものであると言える。

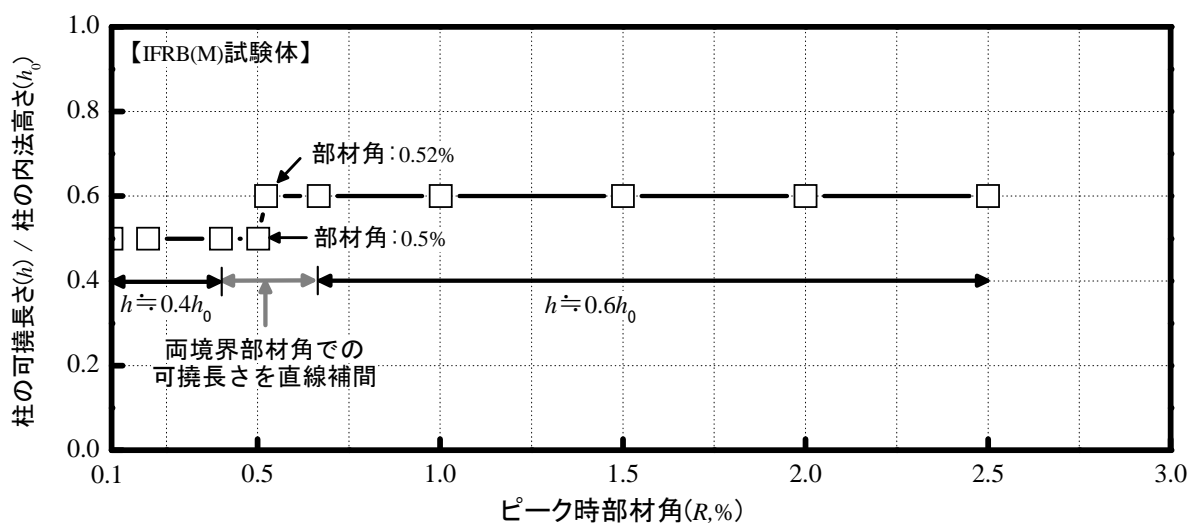


図 4.5 IFRB (M) 試験体における引張側柱の可撓長さの推移

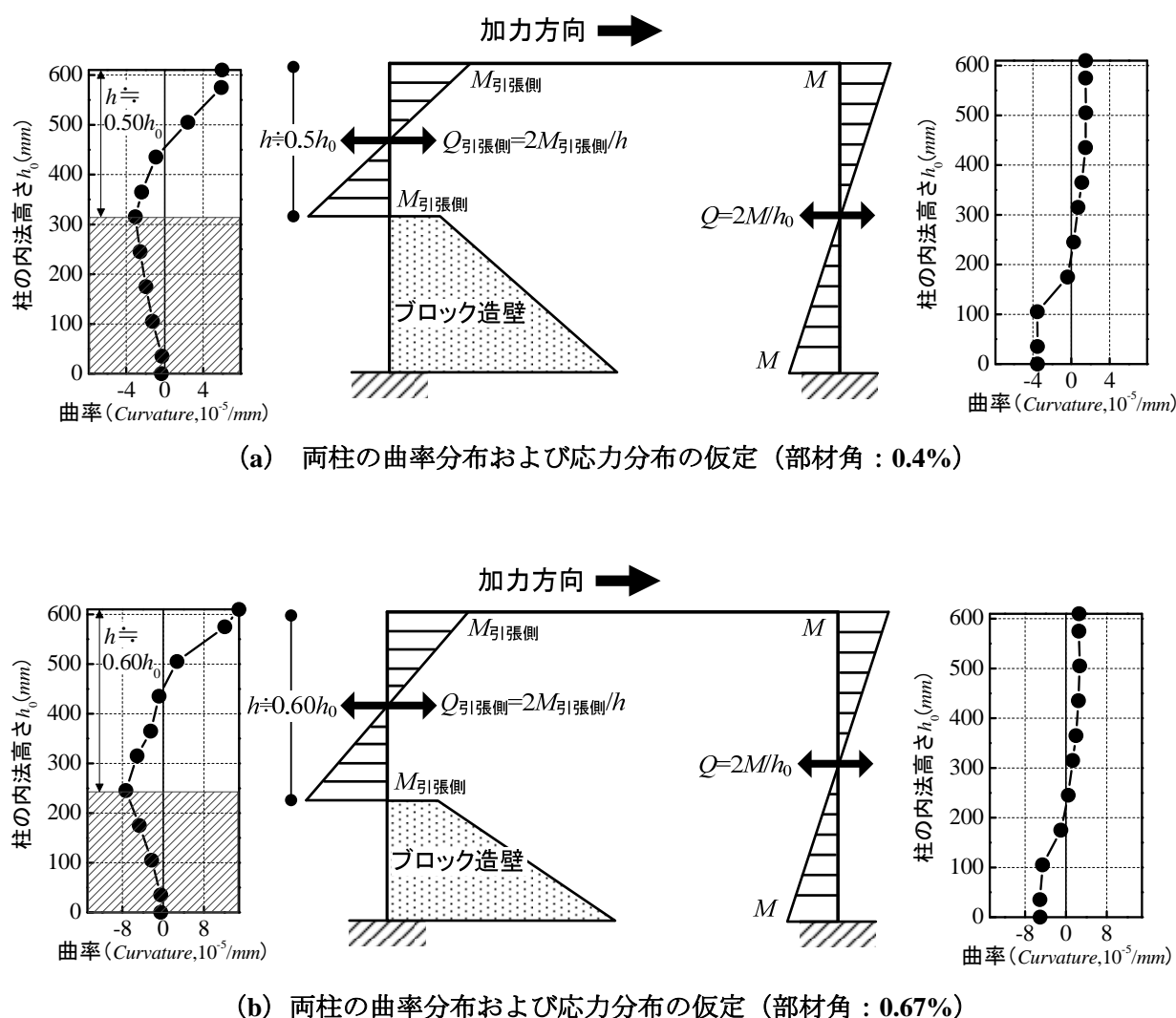


図 4.6 IFRB (M) 試験体における両柱の曲率分布および応力分布の設定

続いて、IFFB (M) 試験体における引張側柱の可撓長さの推移を図 4.7 に示す。同図に示すとおり、本試験体ではピーク時部材角 0.67%と 1.0%の間に、またピーク時部材角 2.0%と 3%の間にそれぞれ可撓長さの変化が発生した。本試験体におけるピーク時部材角 0.67%、1.0%、3.0%の曲率分布およびこれらにより仮定した両柱の応力分布を図 4.8 に示す。図 4.7 および図 4.8 より、部材角が大きくなるに連れて引張側柱の可撓長さ h が増加することがわかる。そこで、本試験体ではピーク時部材角 0.67%までは引張側柱の h を $0.4h_0$ 、部材角 1.0%と 2.0%の間には h を $0.6h_0$ 、また部材角 3%以降には h を $0.7h_0$ とし、引張側柱の負担せん断力を算定する。なお、これらの間における部材角 (0.67%~1.0%、2.0%~3.0%) においては、両境界にある部材角での可撓長さを直線補間して負担せん断力を算定することとした。一方、圧縮側柱の可撓長さについては柱両端分の曲率が大きくなっていることから内法高さ h_0 とした。ここで述べた可撓長さは、3.3.3.1 で示したとおり、引張側柱の高い位置まで生じた曲げひび割れや、また圧縮側柱の両端部に対称的に発

生したひび割れから考えれば、本試験体の破壊状況と整合するものであると言える。

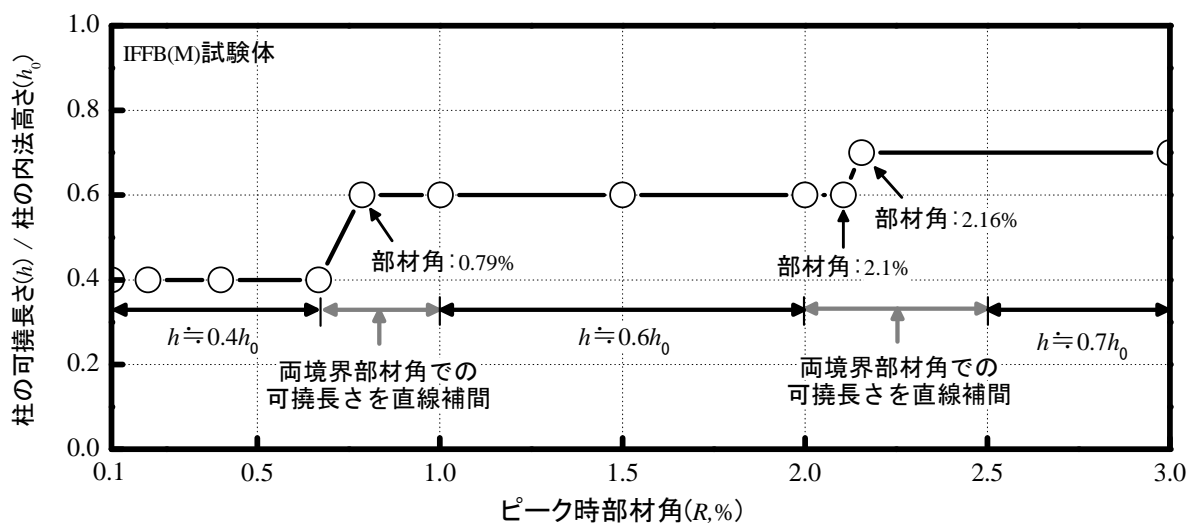
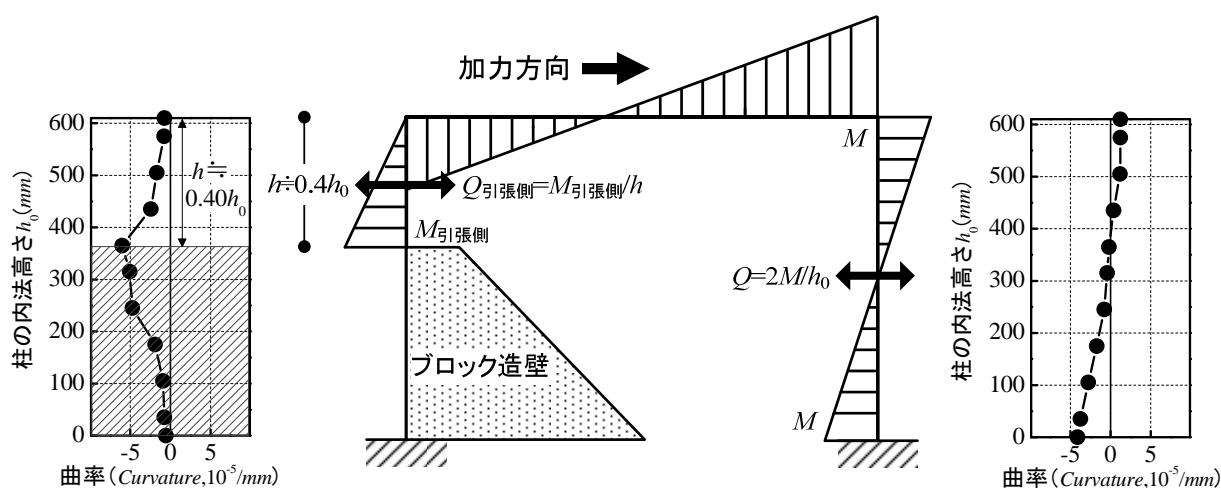


図 4.7 IFFB (M) 試験体における引張側柱の可撓長さの推移



(a) 両柱の曲率分布および応力分布の仮定 (部材角: 0.67%)

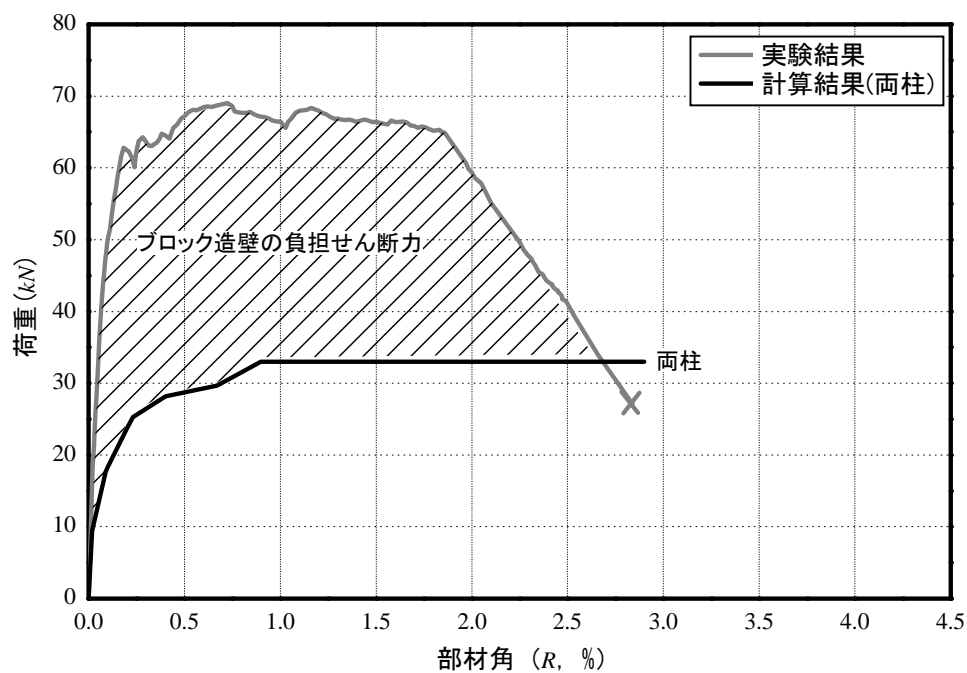
図 4.8 IFRB (M) 試験体における両柱の曲率分布および応力分布の設定 (続く)

これらの可撓長さおよび応力分布に基づく両柱の強度計算結果を表 4.3 に、その荷重－変形関係を実験結果と併せて図 4.9 にそれぞれ示す。前述したとおり、壁体のない BFRB および BFFB 試験体における両柱の負担せん断力の評価結果は、実験結果の荷重－変形関係とほぼ対応したことから推測すると、同図に示す実験結果と計算結果の差分はブロック造壁の負担せん断力とほぼ等しいものであると考えられる。

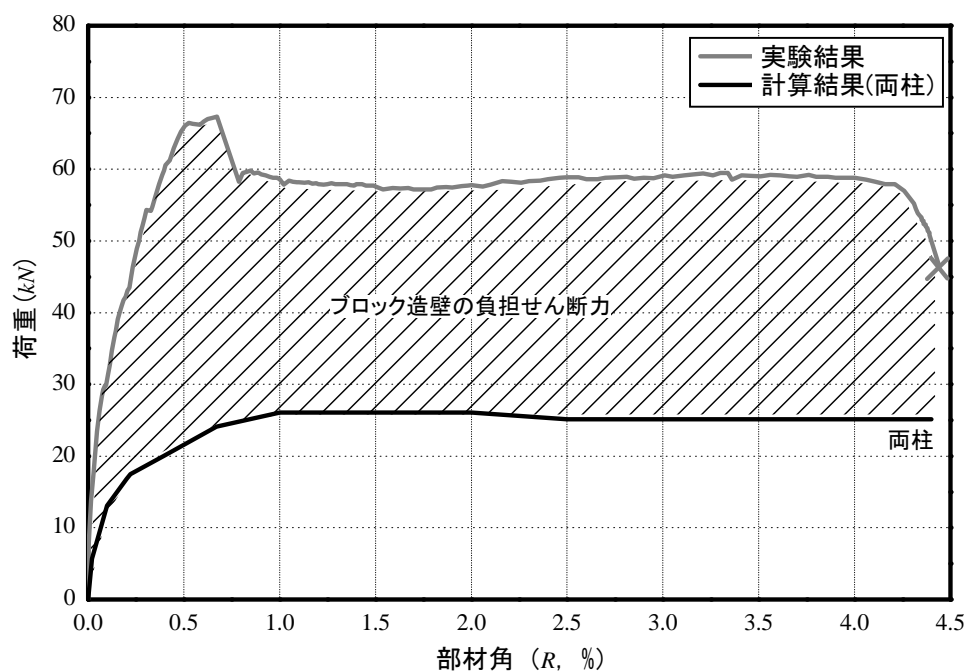
表 4.3 両柱の強度算定結果

試験体	曲げひび割れ モーメント $M_C(kN \cdot m)$		曲げひび割れ時 せん断力 $Q_C(kN)$		曲げ終局 モーメント $M_U(kN \cdot m)$		曲げ終局時 せん断力 $Q_{MU}(kN)$	
	引張側柱	圧縮側柱	引張側柱	圧縮側柱	引張側柱	圧縮側柱	引張側柱	圧縮側柱
IFRB(M)	1.2	2.0	8.0	6.5	2.3	6.0	12.8	19.7
IFFB(M)	1.2	2.0	4.8	6.5	2.3	6.0	6.4 (5.4)	19.7

* () : IFFB(M)試験体における部材角 2.5%以降の Q_{MU}



(a) IFRB(M)試験体



(b) IFFB(M)試験体

図 4.9 IFRB(M)および IFFB(M)試験体における RC 造柱の負担せん断力の評価結果

最後に、繰返し載荷実験を行った IFRB (C) および IFFB (C) 試験体における両柱の負担せん断力について検討する。両試験体共に、単調載荷を行った IFRB (M) および IFFB (M) 試験体とほぼ等しい挙動を示した。図 4.10 に IFRB (C) 試験体における引張側柱の可撓長さの推移を、図 4.11 にピーク時部材角 0.4% および 0.67% における両柱の曲率分布および応力分布を示す。図 4.10 および図 4.11 に示すように、本試験体においても部材角 0.4% と 0.67% の間に引張側柱の可撓長さ h の変化 (h は $0.5h_0$ から $0.6h_0$ への変化) が発生したため、柱の可撓長さの設定およびその負担せん断力の算定は IFRB (M) と同様に行った。

また、IFFB (C) 試験体における引張側柱の可撓長さの推移を図 4.12 に、部材角 0.67%, 1.0%, 1.5% の曲率分布およびこれらにより仮定した両柱の応力分布を図 4.13 に示す。前述したとおり、本試験体は IFFB (M) 試験体とほぼ等しい挙動を示したが、引張側柱の可撓長さの変化が IFFB 試験体より小さい部材角で発生した (部材角 1.0% と 1.5% の間で、 h が $0.6h_0$ から $0.7h_0$ に変化)。そこで、本試験体では部材角 1.5% 以降に引張側柱の h を $0.7h_0$ とし、部材角 1.0% と 1.5% の間については両境界にある部材角での可撓長さを直線補間して負担せん断力を算定することとした。なお、その他の設定については、IFFB (M) 試験体と同様である。以上の結果から、壁体の設置によって主に引張側柱の可撓長さが短くなり、壁体の損傷進展によってその可撓長さがさらに変化する可能性があることがわかった。

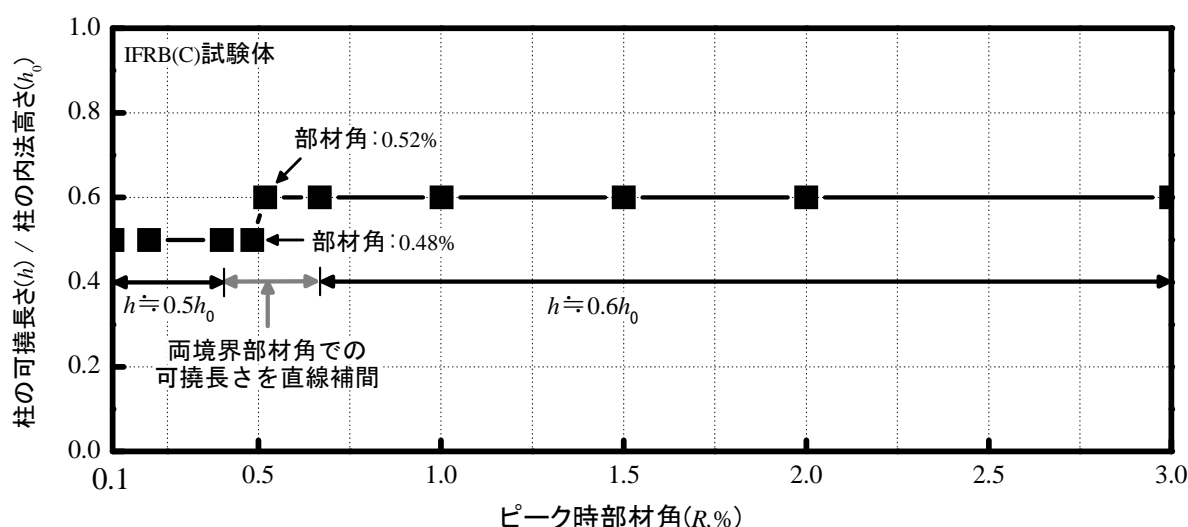


図 4.10 IFRB (C) 試験体における引張側柱の可撓長さの推移

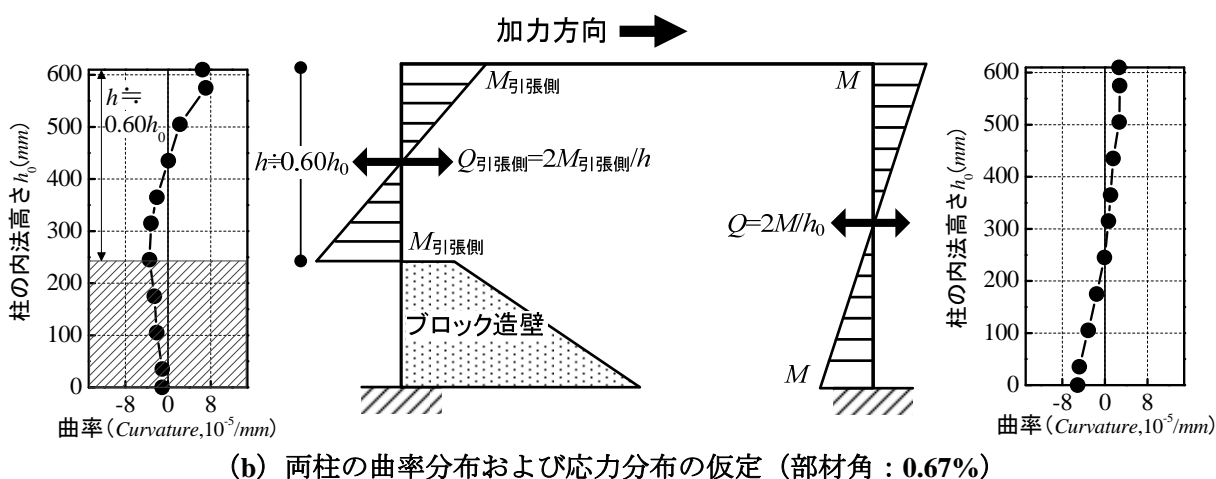
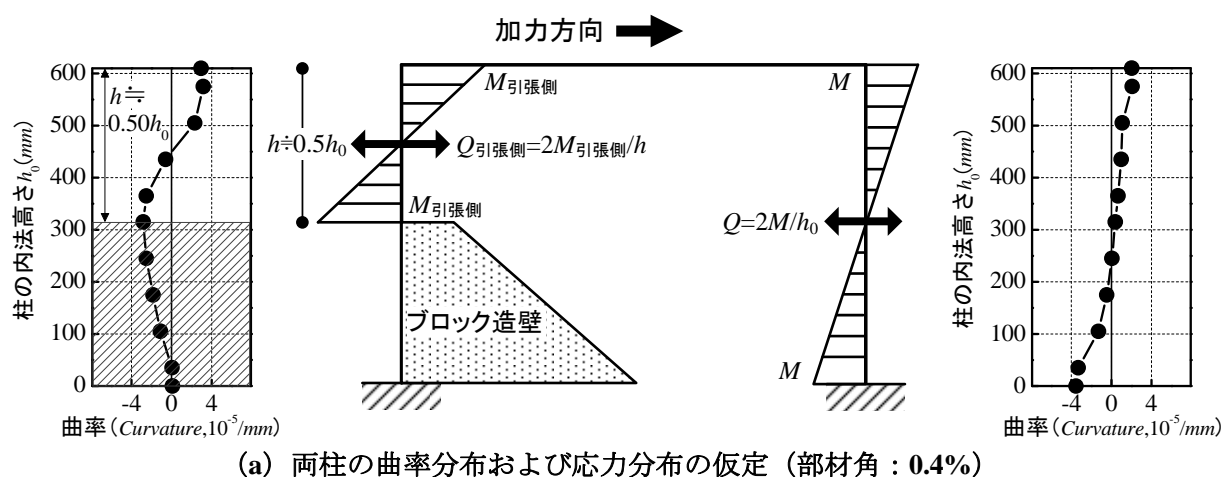
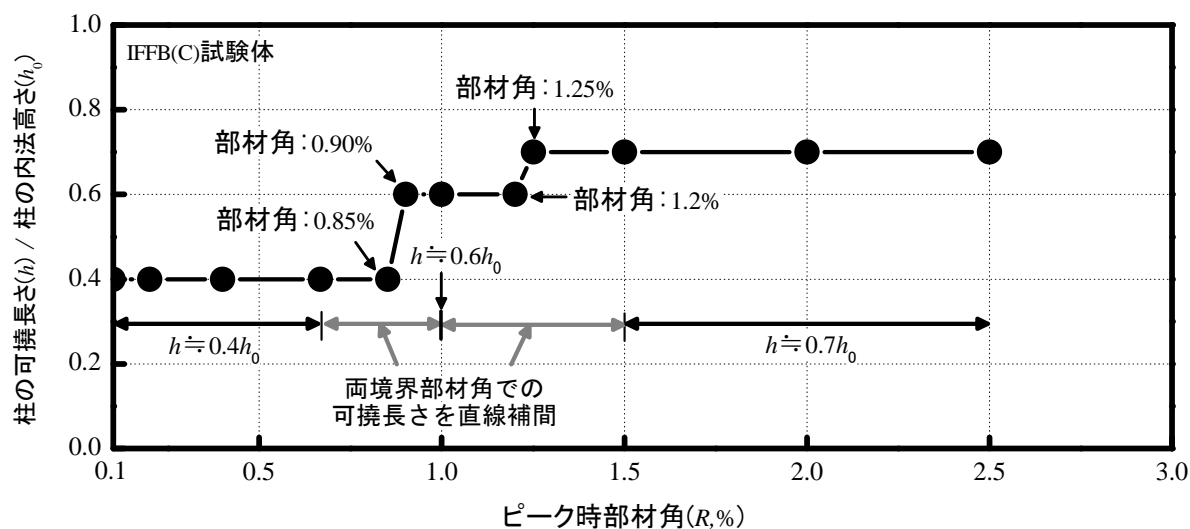
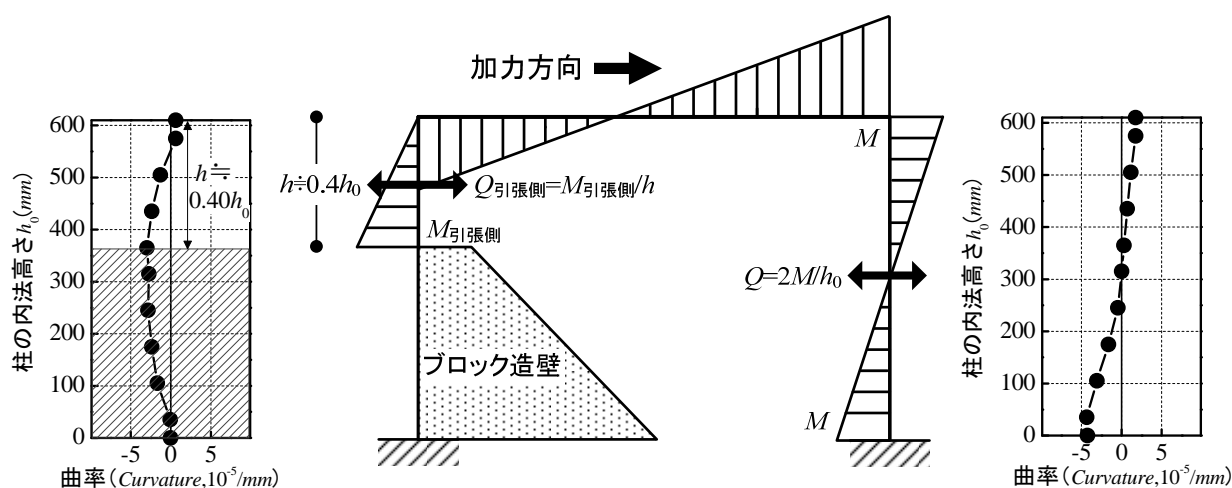
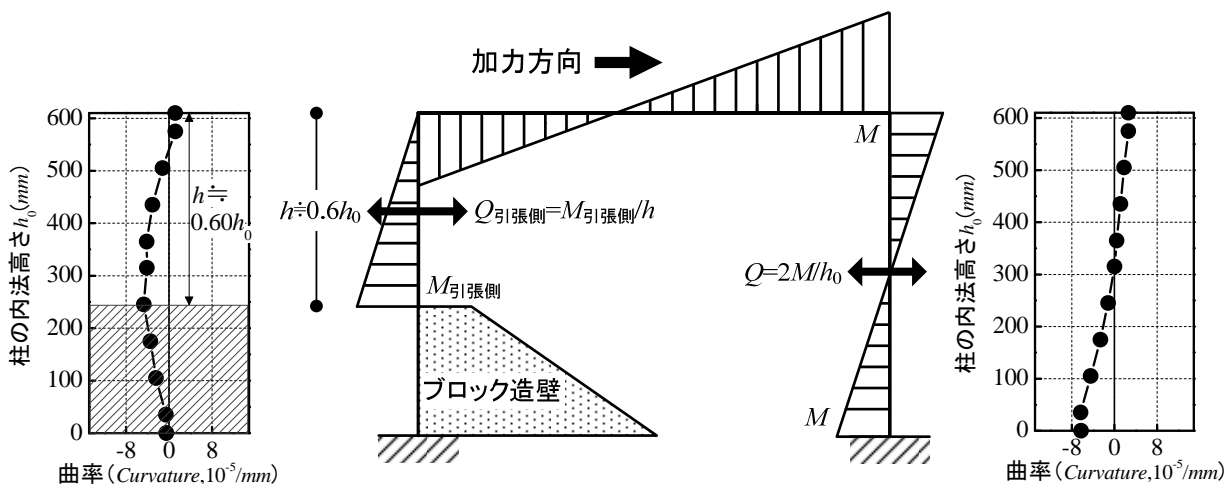


図 4.11 IFRB (C) 試験体における両柱の曲率分布および応力分布の設定

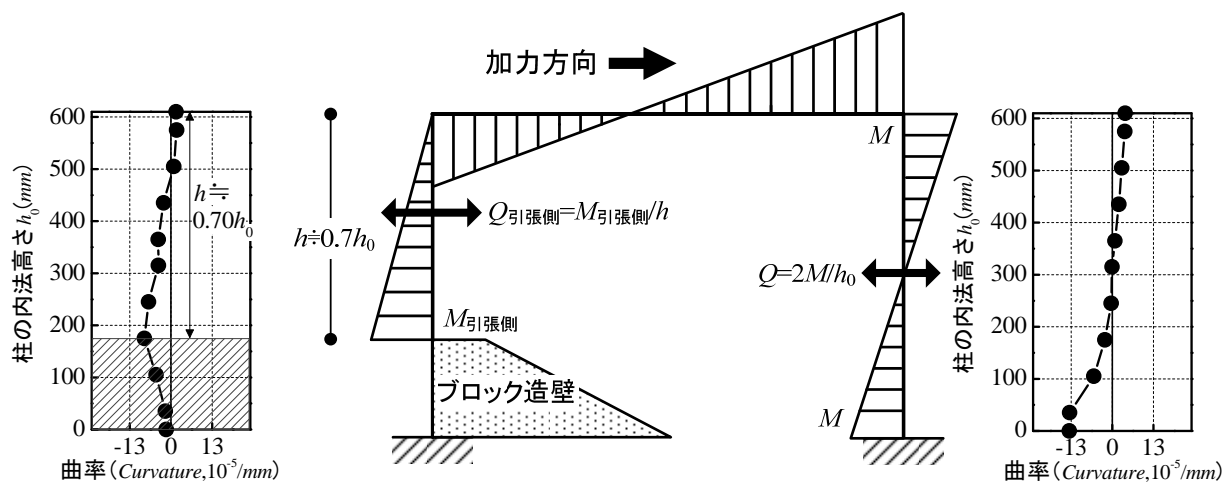




(a) 両柱の曲率分布および応力分布の仮定（部材角：0.67%）



(b) 両柱の曲率分布および応力分布の仮定（部材角：1.0%）



(c) 両柱の曲率分布および応力分布の仮定（部材角：1.5%）

図 4.13 IFRB (C) 試験体における両柱の曲率分布および応力分布の設定

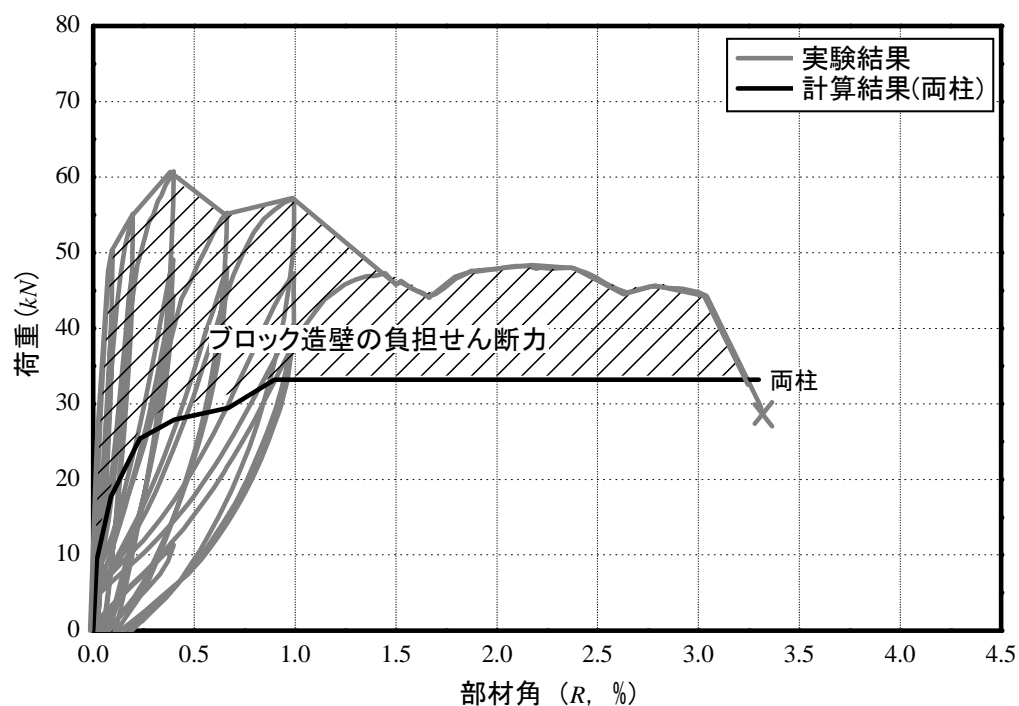
前述の検討に基づく両柱における負担せん断力の強度計算結果を表 4.4 に、またその荷重－変形関係を実験結果と併せて図 4.14 に示す。繰返し载荷を行った両試験体についても、同図に示す実験結果と計算結果の差分がブロック造壁の負担せん断力に相当するものと考えられる。一方、図 4.9 および図 4.14 に示すように、IFRB (M) および IFFB (M) 試験体における実験結果と計算結果の差分が、IFRB (C) および IFFB (C) 試験体のそれらより大きい結果から、単調载荷を行った試験体における壁体の負担せん断力が繰返し载荷を行った試験体より大きいことが把握でき、これについては 4.4 節で詳細に検討する

次節では、本節で評価した両柱の負担せん断力と FEMA^{[4.1], [4.2]}の評価式によるブロック造壁の負担せん断力の和で、架構全体の荷重－変形関係の推定を試みる。

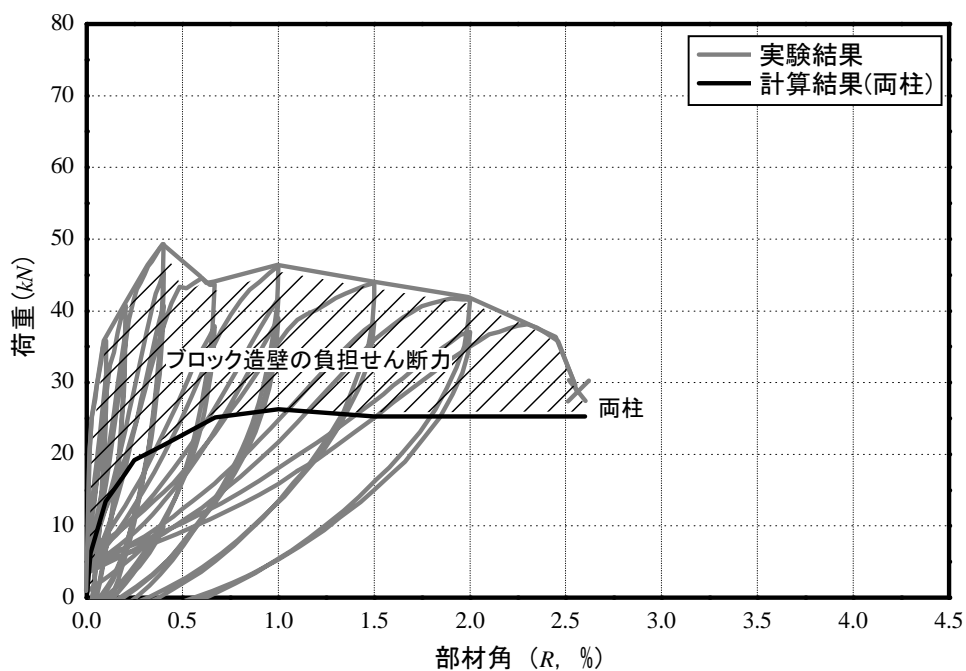
表 4.4 両柱の強度算定結果

試験体	曲げひび割れ モーメント $M_C(kN \cdot m)$		曲げひび割れ時 せん断力 $Q_C(kN)$		曲げ終局 モーメント $M_U(kN \cdot m)$		曲げ終局時 せん断力 $Q_{MU}(kN)$	
	引張側柱	圧縮側柱	引張側柱	圧縮側柱	引張側柱	圧縮側柱	引張側柱	圧縮側柱
IFRB(C)	1.2	1.9	8	6.2	2.5	5.8	13.8	19.0
IFFB(C)	1.3	1.9	5.2	6.2	2.7	5.7	7.5 (6.5)	18.7

* () : IFFB(C)試験体における部材角 1.5%以降の Q_{MU}



(a) IFRB(C)試験体

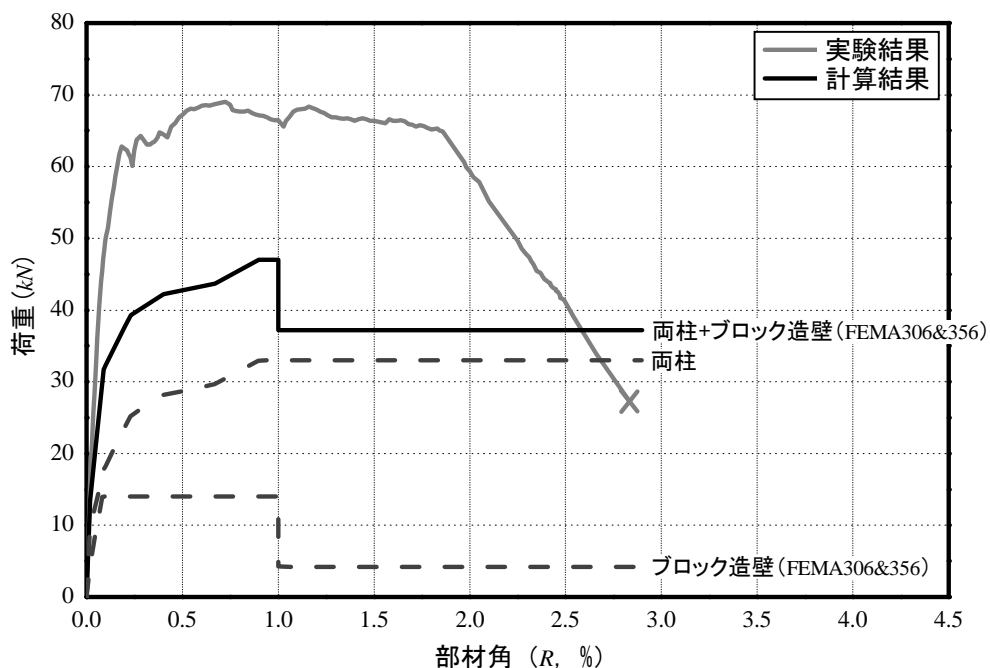


(b) IFB(C)試験体

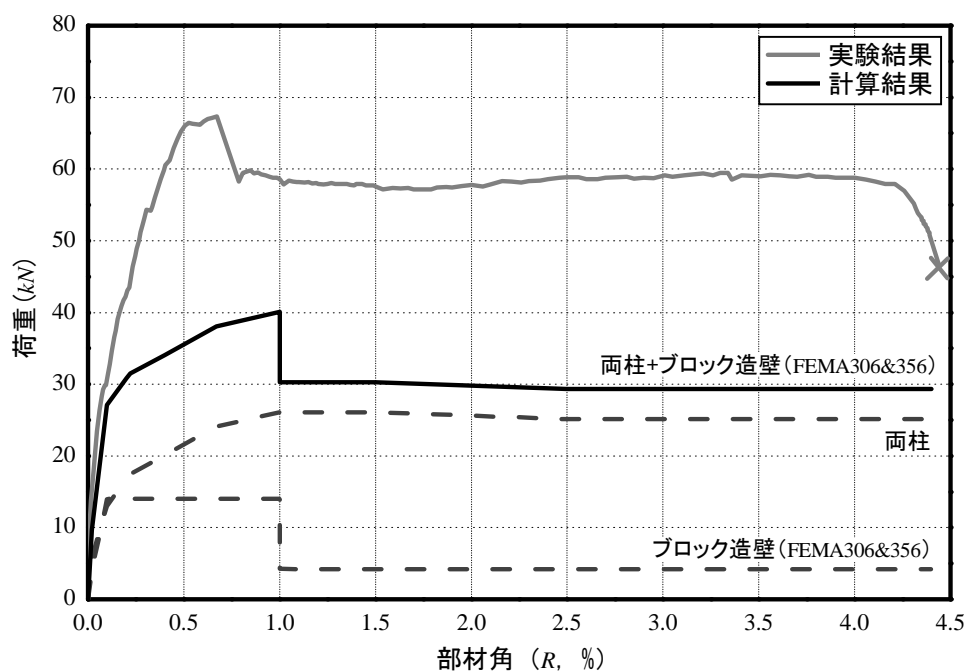
図 4.14 IFRB(C)および IFB(C)試験体における RC 造柱の負担せん断力の評価結果

4.2.3 架構の荷重－変形関係の推定結果

4.2.1 項で説明した評価方法に従い、FEMA306^[4.1]および 356^[4.1]によりブロック造壁の負担せん断力を算定し、これを前節で評価した両柱の負担せん断力に加算して、架構全体の荷重－変形関係を推定する。IFRB および IFFB 試験体におけるその推定結果を、図 4.15 に併せて示す。

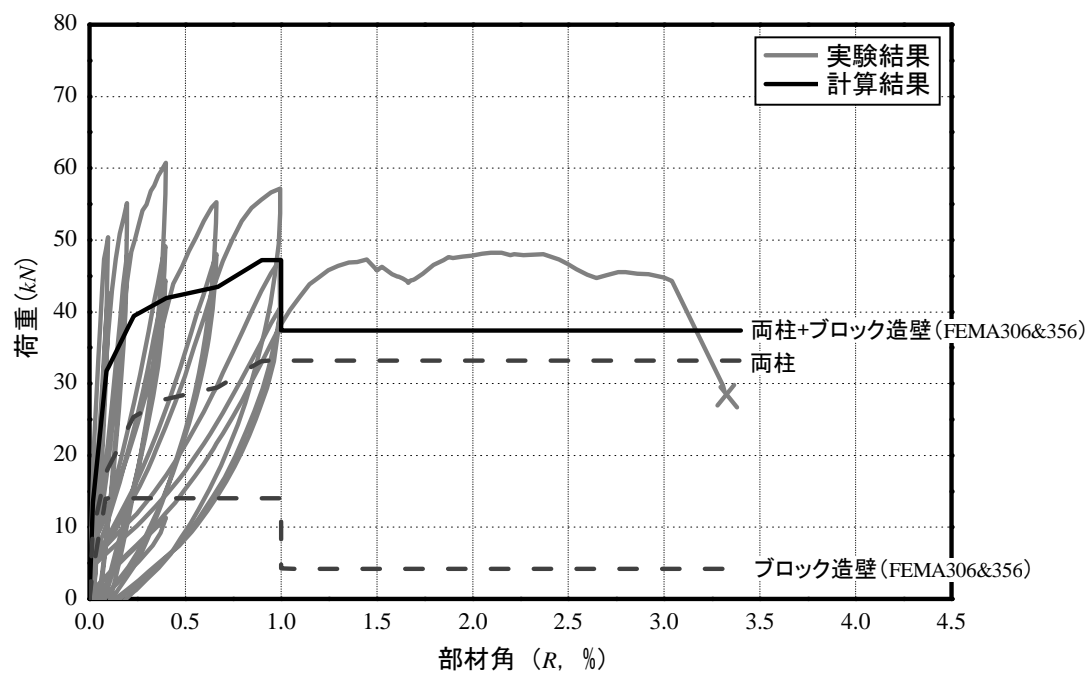


(a) IFRB(M)試験体

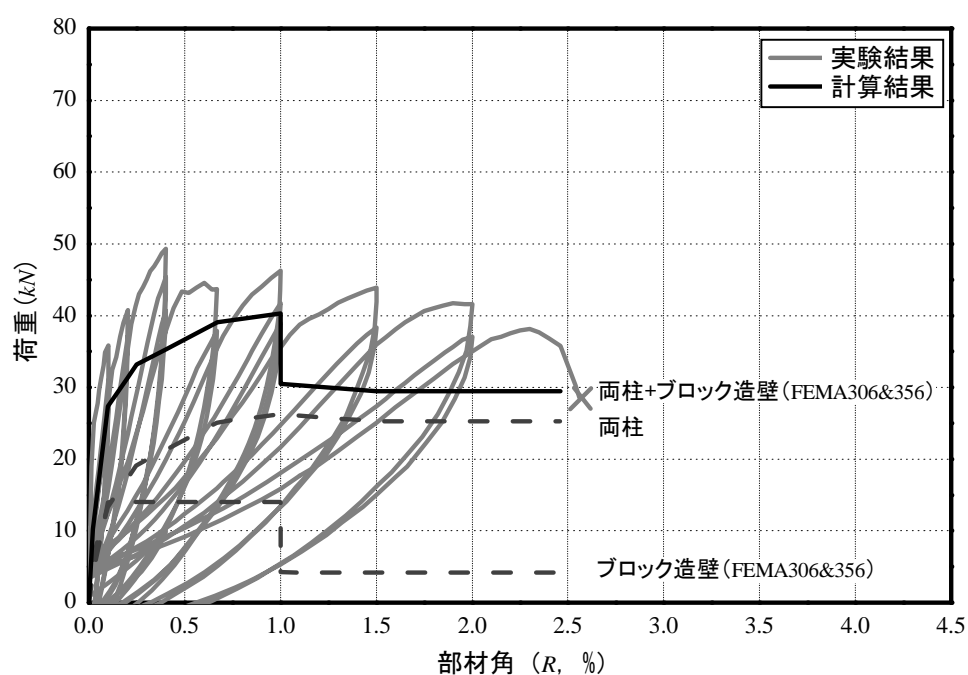


(b) IFFB(M)試験体

図 4.15 各試験体における架構全体の荷重－変形の推定結果（続く）



(c) IFRB(C)試験体



(d) IFFB(C)試験体

図 4.15 各試験体における架構全体の荷重－変形の推定結果

図 4.15 に示すように、いずれの試験体についても両柱とブロック造壁の負担せん断力の和は実験結果と対応しない結果となった。4.2.2 項で示したとおり、純フレーム試験体を対象とした耐力については概ね評価できたことを考えると、FEMA^{[4.1], [4.2]}による壁体のせん断力は過小評価になっていると考えられる。

そこで、次節では本実験結果から得られた圧縮主ひずみに基づき、壁体の対角圧縮ストラットの形成メカニズムを詳細に調べるとともに、別途実施したブロックプリズム材料試験を用い、その負担せん断力の定量的評価手法を提案し、実験結果との対応について検討を行う。

4.3 圧縮主ひずみに基づく無補強組積造壁の負担せん断力の評価手法の提案

4.3.1 評価手法の概要

前述したとおり，FEMA^{[4.1], [4.2]}に基づくブロック造壁の復元力特性を用いる場合，架構全体の荷重－変形関係が正確に再現できないことが確認された。そこで，本節では壁体に作用する圧縮主ひずみを用い対角圧縮ストラットの形成メカニズムを調べるとともに，その負担せん断力の評価手法を提案する。

本検討では，まず各ブロックユニットの圧縮主ひずみおよびその角度を算出し，壁体の圧縮主ひずみの分布と対角圧縮ストラットの形成領域などを把握する。次に，このストラットの形成領域内に分布する圧縮主ひずみの値および角度を用いて，対角圧縮ストラットの代表角度を算定する。また，ストラットの形成領域内の圧縮主ひずみの大きさとその分布幅に基づき，対角圧縮ストラットの等価幅を算定し，第3章で示したストラットの形成角度をパラメータとしたブロックプリズム材料試験結果（圧縮主応力－主ひずみの関係）を用い，壁体の負担せん断力を評価する。本節では，壁体のみのIW試験体を用いて本評価手法の手順を説明し，その妥当性についても議論する。そして，最終的に算定された荷重－変形関係を実験結果と比較しその整合性を検証する。

4.3.2 対角圧縮ストラットの形成角度

本項ではまず，IW試験体の実験結果（3.3.3項参照）に基づき，ブロック造壁の対角圧縮ストラットおよびその負担せん断力の評価手法を検討するため，式（4.9）～（4.11）より^[4.6]，各ブロックユニットの3軸ひずみデータから圧縮主ひずみ ϵ_2 およびその角度を算出する。IW試験体における水平荷重 P がそれぞれ8.2, 16.4, 24.6, 28.7, 32.8, 37.7kN（試験体に作用する対角方向の荷重 $P_{35} \div 10, 20, 30, 35, 40, 46$ kN（最大荷重））の時の各ブロックユニットの圧縮主ひずみの分布を図4.16に示す。ここで， P は試験体に作用する対角方向の荷重（ P_{35} ）を水平方向に換算したものである。図4.16に示すように，いずれの場合においても，ブロックユニットの圧縮主ひずみは概ね加力方向に分布することがわかる。

$$\epsilon_{1,2} = \frac{\epsilon_x + \epsilon_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\epsilon_x - \epsilon_y}{2}\right)^2 + \left(\frac{\gamma_{xy}}{2}\right)^2} \quad (4.9)$$

$$\gamma_{xy} = 2\epsilon_{xy} - (\epsilon_x + \epsilon_y) \quad (4.10)$$

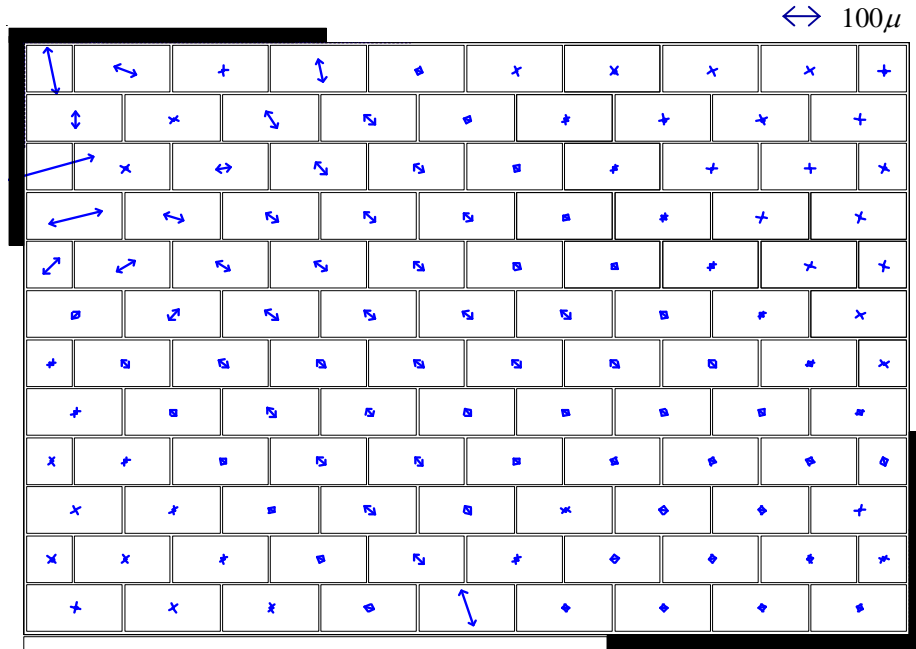
$$\tan 2\theta_2 = \frac{\gamma_{xy}}{\epsilon_x - \epsilon_y} \quad (4.11)$$

ここで，

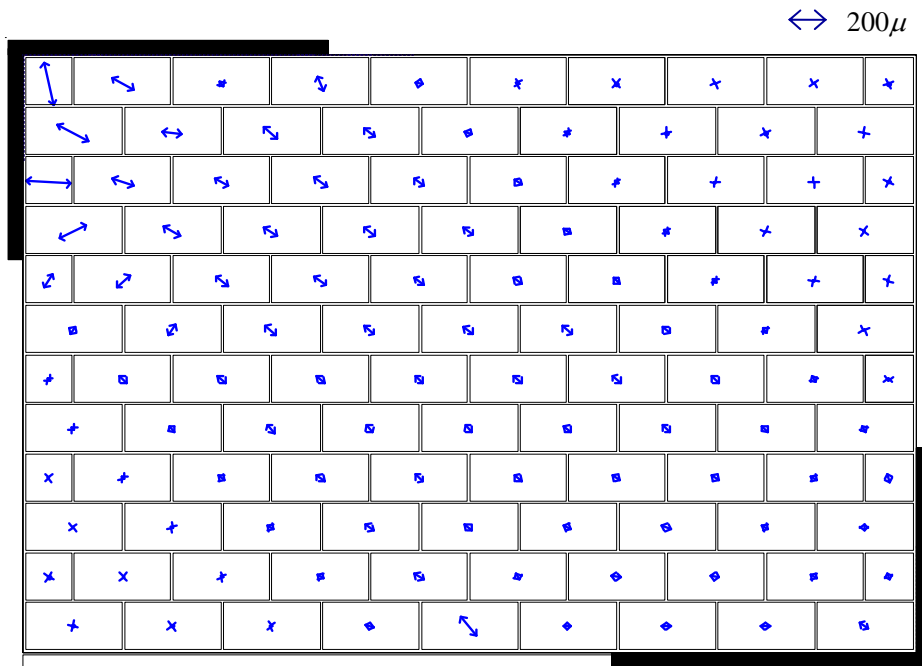
ϵ_1 : 引張主ひずみ (μ)

ϵ_2 : 圧縮主ひずみ (μ)

- ε_x : ブロックユニットの対角線上ひずみ度 (μ) : 第3章の図 3.10 に示す A
 ε_y : ブロックユニットの対角線上ひずみ度 (μ) : 第3章の図 3.10 に示す B
 ε_{xy} : ブロックユニットの鉛直方向のひずみ度 (μ) : 第3章の図 3.10 に示す C
 θ_2 : 主ひずみの水平方向となす角度 (rad.)

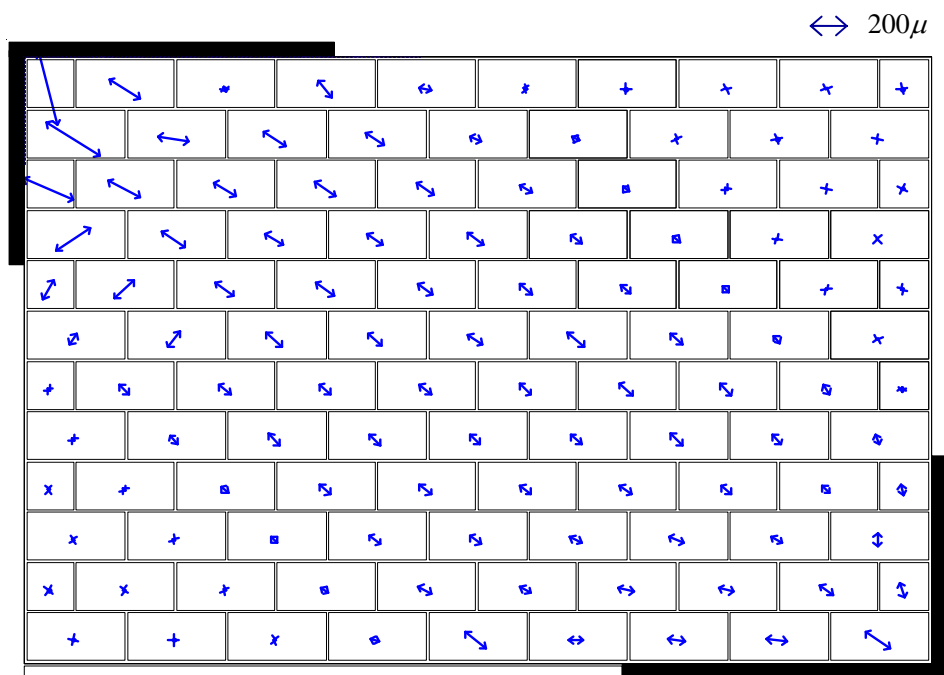


(a) $P \div 8.2kN$ (対角方向の荷重 $P_{35} \div 10kN$)

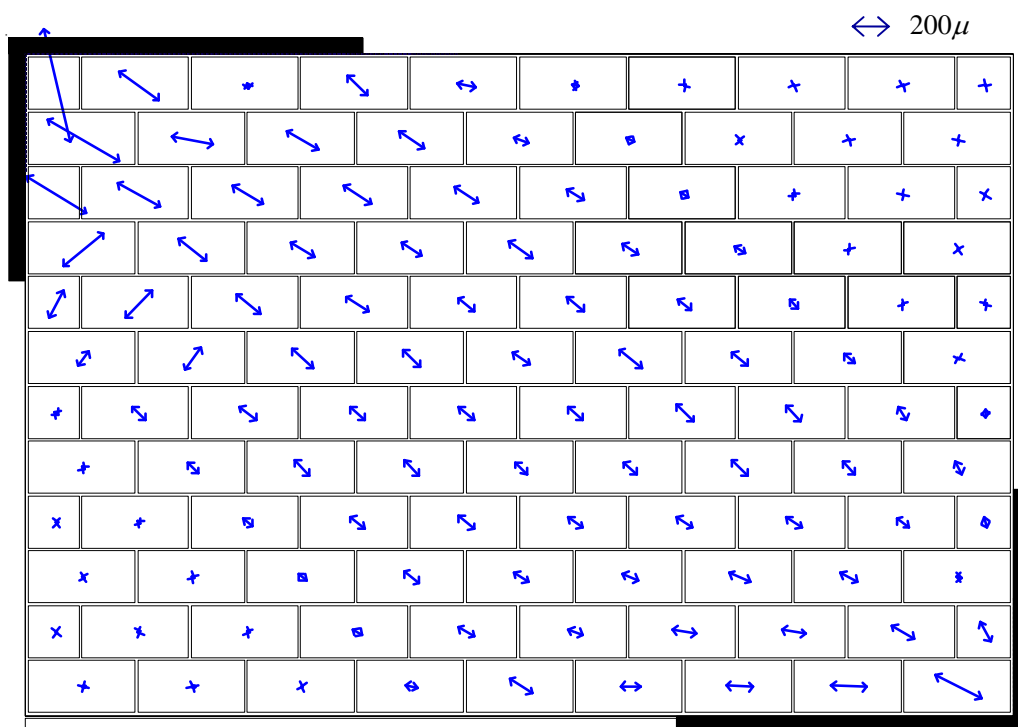


(b) $P \div 16.4kN$ (対角方向の荷重 $P_{35} \div 20kN$)

図 4.16 IW 試験体における圧縮主ひずみの分布 (続く)

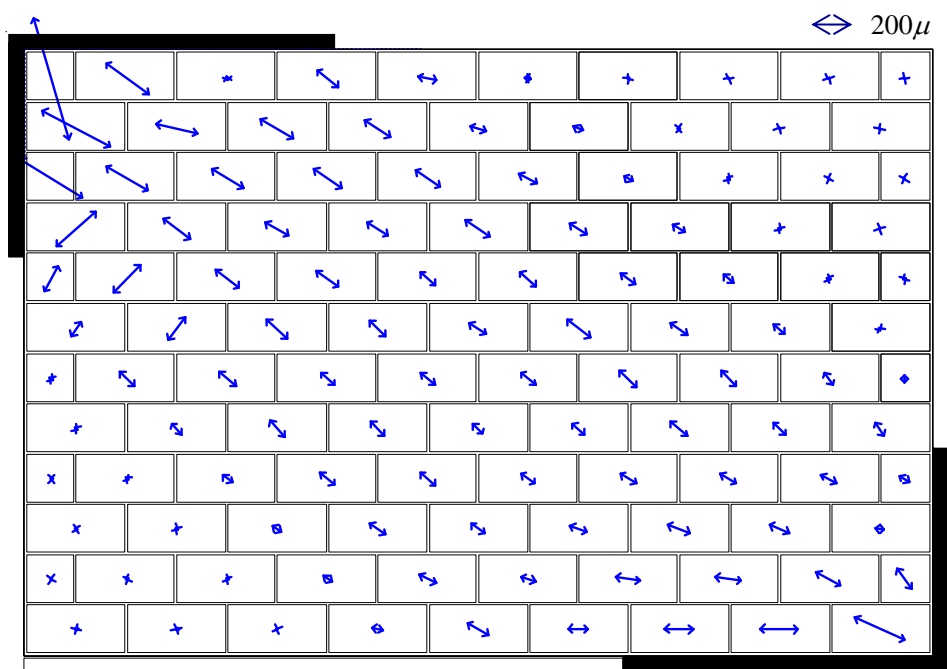


(c) $P \div 24.6kN$ (対角方向の荷重 $P_{35} \div 30kN$)

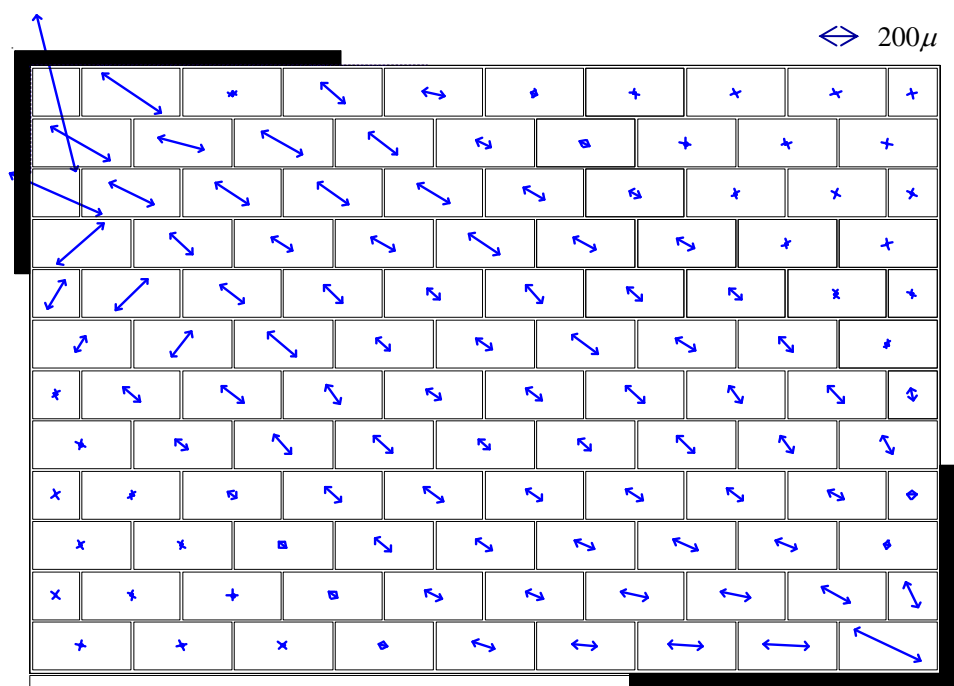


(d) $P \div 28.7kN$ (対角方向の荷重 $P_{35} \div 35kN$)

図 4.16 IW 試験体における圧縮主ひずみの分布 (続く)



(e) $P \div 32.8kN$ (対角方向の荷重 $P_{35} \div 40kN$)



(f) $P \div 37.7kN$ (対角方向の荷重 $P_{35} \div 46kN$ (最大荷重))

図 4.16 IW 試験体における圧縮主ひずみの分布

次に、式 (4.9) ~ (4.11) から算出した各ブロックユニットの圧縮主ひずみおよびその角度を用い、IW 試験体に作用する対角圧縮ストラットの形成角度 θ を求める。その際に、圧縮主ひずみの大きいものほどストラットの形成角度に影響すると考え、式 (4.12) のように θ_j を ε_j の重み付け平均した値として θ を定義する。ここで、圧縮主ひずみのうち 0° から 90° の間に分布するものが対角圧縮ストラットを形成していると考えられたため、 θ_j はそれぞれの荷重レベルにおいて、 0° から 90° の間に分布する圧縮主ひずみのみを選定し、以下では選定対象圧縮主ひずみと呼び、用いることとする。

式 (4.12) により求めた θ の推移を図 4.17 に示す。同図より、加力初期の段階では加力角度とストラットの形成角度 θ の間には差異が見られたものの、比較的大きな荷重レベルにおいては形成角度 θ が試験体の加力方向 (35°) とほぼ等しい結果となった。従って、式 (4.12) による θ の算定は、概ね妥当であったと考えられる。

$$\theta = \left(\sum_{j=1}^l \varepsilon_j \times \theta_j \right) / \sum_{j=1}^l \varepsilon_j \quad (4.12)$$

ここで、

ε_j : 選定対象圧縮主ひずみ (μ)

θ_j : 選定対象圧縮主ひずみが水平方向となす角度 ($^\circ$)

l : 選定対象ブロックユニットの総数

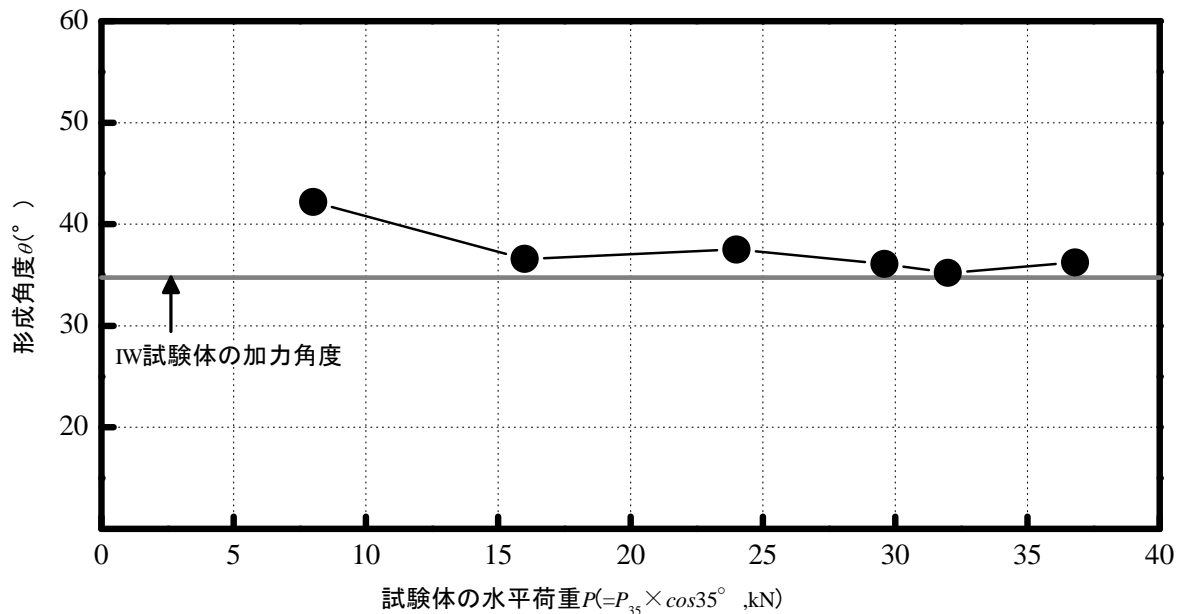


図 4.17 対角圧縮ストラットの形成角度 θ の推移

4.3.3 対角圧縮ストラットの平均圧縮主ひずみ

次に、図 4.18 に示すように壁体を 4.3.2 項で求めた θ の直角方向に長さが均等になるよう 15 区間に分割し、各区間 i における圧縮主ひずみの算術平均値 ε_i を算定し、これが各区間を代表する圧縮主ひずみと仮定した。以降では、 ε_i を代表圧縮主ひずみと呼ぶこととした。ここで、区間分割数を 15 とした理由は、各区間内に少なくとも 1 つの 3 軸ひずみデータが含まれる最も細い分割数であるためである。IW 試験体における ε_i の分布を図 4.19 に示す。同図より、水平荷重が大きくなるにつれて、各区間の ε_i も増加する傾向が見られた。また、後述するとおり両側に近づくほど各断面の応力負担可能な領域（すなわち、圧縮主ひずみに直交する方向の幅）が狭くなり、応力度が集中する傾向になるため、両側の圧縮主ひずみが大きい値を示しており、 ε_i の全体的な形状は概ね対称的に分布した。

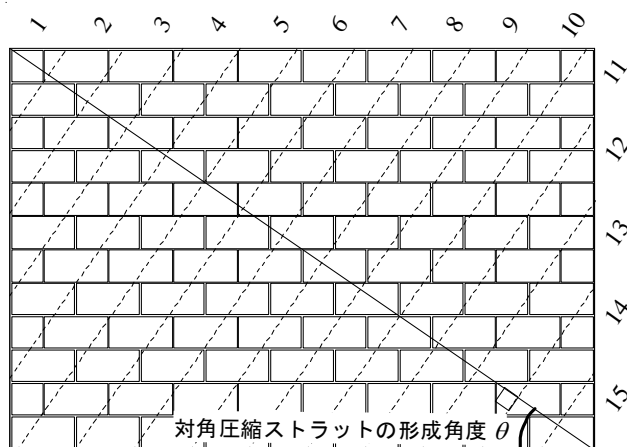
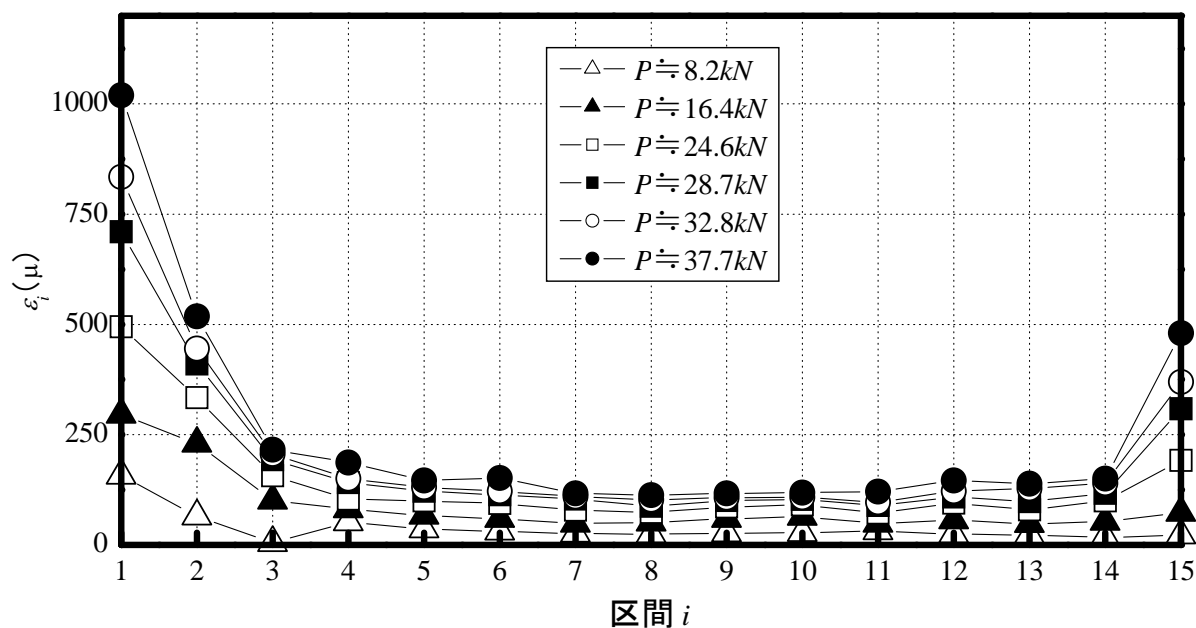


図 4.18 ブロック造壁の区間分け

図 4.19 区間 i における代表圧縮主ひずみ ε_i の分布

また、上記で算定した ε_i を全区間においてさらに平均したものは対角圧縮ストラットにおける平均的な圧縮主ひずみであると考えられるため、これを平均圧縮主ひずみ $\varepsilon_m (= \Sigma \varepsilon_i / 15)$ と定義した。 ε_m の推移を図4.20に示す。その結果、 ε_m は水平荷重が大きくなるにつれて線型的に増加する傾向が見られた。

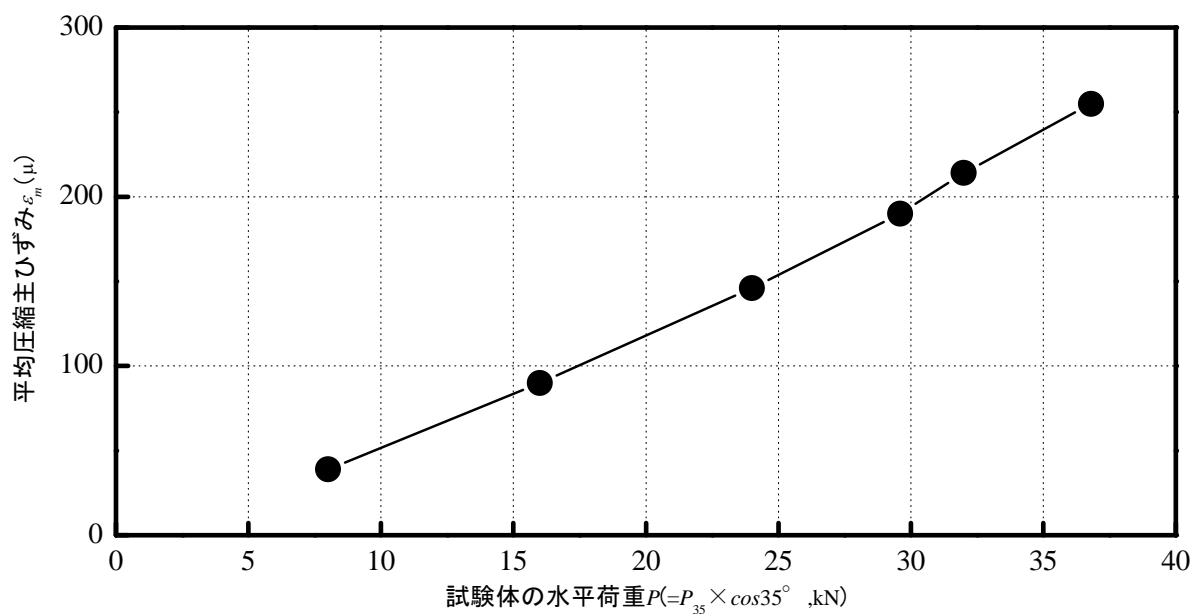
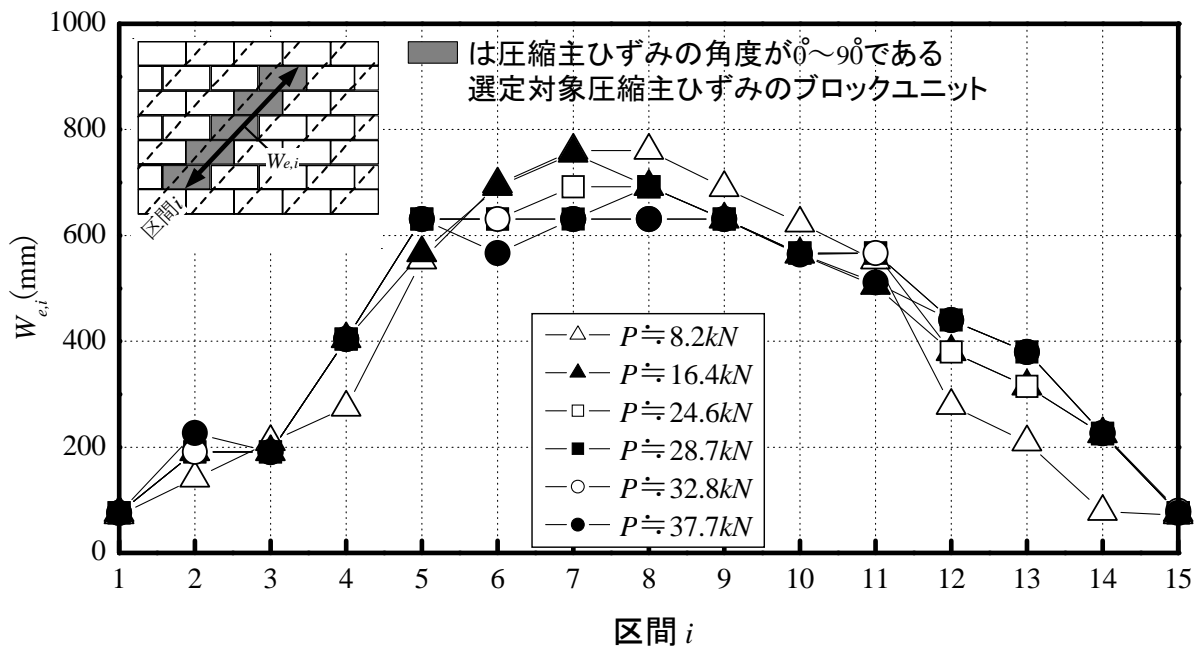


図 4.20 平均圧縮主ひずみ ε_m の推移

4.3.4 対角圧縮ストラットの等価幅

次に、対角圧縮ストラットの等価幅を定める。このため、まずIW試験体の各区間*i*における対角圧縮ストラットの有効幅 $W_{e,i}$ を算定する。ここで、対角圧縮ストラットの有効幅とは区間ごとに前述した選定対象圧縮主ひずみである ε_j が存在するブロックユニットの幅を意味する（図 4.21 参照）。図 4.21 に、本試験体の区間*i*における対角圧縮ストラットの有効幅 $W_{e,i}$ の分布を示す。同図より、各区間の $W_{e,i}$ は、荷重レベルに伴い若干変動するものの、大きな変化は見られなかった。また、各区間における $W_{e,i}$ の全体的な形状はストラットの形成方向において概ね対称的であり、図 4.15 および図 4.21 より、 ε_i の分布は $W_{e,i}$ と凹凸が概ね逆形状であることがわかった。


 図 4.21 区間*i*における有効幅 $W_{e,i}$ の分布

続いて、対角圧縮ストラットの等価幅 W_{eq} を式 (4.13) から算定する。同式は図 4.22 に示すように壁面に一定の等価ストラット幅 W_{eq} で圧縮ストラットが形成され、この時元のストラットおよび等価ストラットに等しい圧縮力 ($P_{(a)}=P_{(b)}$) が作用すると仮定し定式化したものである。式 (4.13) より算定した W_{eq} の推移を図 4.23 に示す。同図より、水平荷重の増加に伴い W_{eq} は若干低くなる傾向が見られたものの、大きな変動はなかった。

$$W_{eq} = \left(\sum_{i=1}^n (\varepsilon_i \times W_{e,i}) \right) / \sum_{i=1}^n \varepsilon_i \quad (n=15) \quad (4.13)$$

ここで、

ε_i : 区間*i*における選定対象圧縮主ひずみ ε_j の平均値 (μ)

$W_{e,i}$: 区間*i*におけるストラットの有効幅 (mm)

n : 分割した区間の数

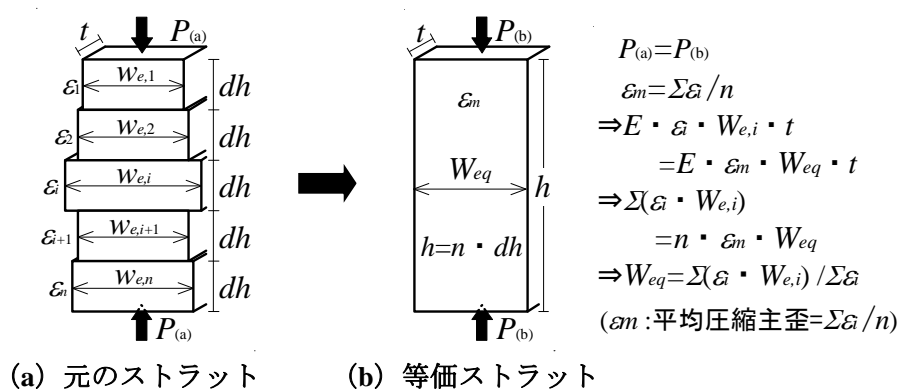


図 4.22 対角圧縮スラットの等価幅の算定

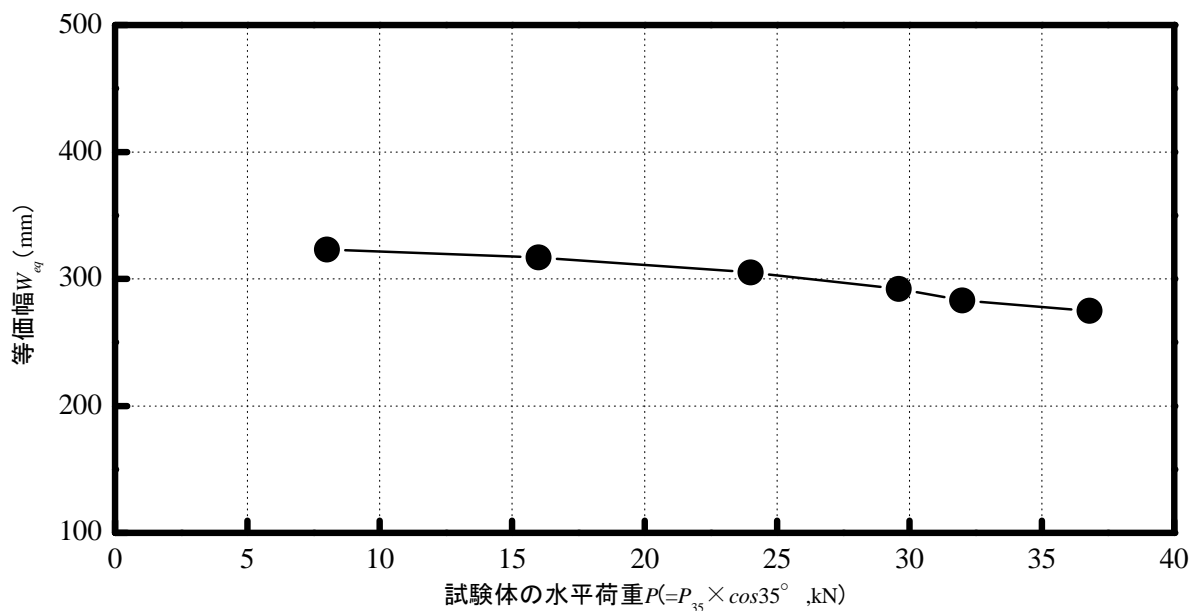


図 4.23 対角圧縮スラットの等価幅 W_{eq} の推移

4.3.5 対角圧縮ストラットの中心軸

次に、対角圧縮ストラットの作用中心軸位置を調べる。本研究では壁面左下隅位置からの距離で定義した区間ごとの対角圧縮ストラットの作用点 C_{yi} をそれぞれ算出し、その中心軸 C_y を算定する。ここで、 C_{yi} は区間 i における選定対象圧縮主ひずみ ε_j の図心とし、各区間における ε_j の大きさと壁体右下の隅からその ε_j までの距離 y_j を考慮した式 (4.14) より算出する (図 4.24 の●)。 C_y は、各区間の C_{yi} および 4.3.3 項で求めた各区間の ε_i を用い、式 (4.15) より算定することとした。その結果、図 4.24 に示す算定例 ($P \approx 32.8kN$) から、 C_y は概ね試験体の対角線上に位置した。

以上の検討に基づく IW 試験体における等価対角圧縮ストラットの評価例 ($P \approx 32.8kN$) を図 4.25 に示す。同図に示すように、壁体の圧縮主ひずみに基づき対角圧縮ストラットの形成状況を調べることによって、対角圧縮ストラットを等価な幅を有するストラットに置き換えることができた。また、上記した評価手法により、対角圧縮ストラットの形成角度および中心軸が試験体の対角線、すなわち外力作用線とほぼ一致する結果となった。

$$C_{yi} = \left(\sum_{j=1}^m \varepsilon_j \times y_j \right) / \sum_{j=1}^m \varepsilon_j \quad (4.14)$$

$$C_y = \left(\sum_{i=1}^n \varepsilon_i \times C_{yi} \right) / \sum_{i=1}^n \varepsilon_i \quad (n=15) \quad (4.15)$$

ここで、

- ε_j : 区間 i における選定対象圧縮主ひずみ
- y_j : 選定対象圧縮主ひずみ ε_j までの距離
- m : 区間 i における選定対象圧縮主ひずみ ε_j の数
- n : 分割した区間の数

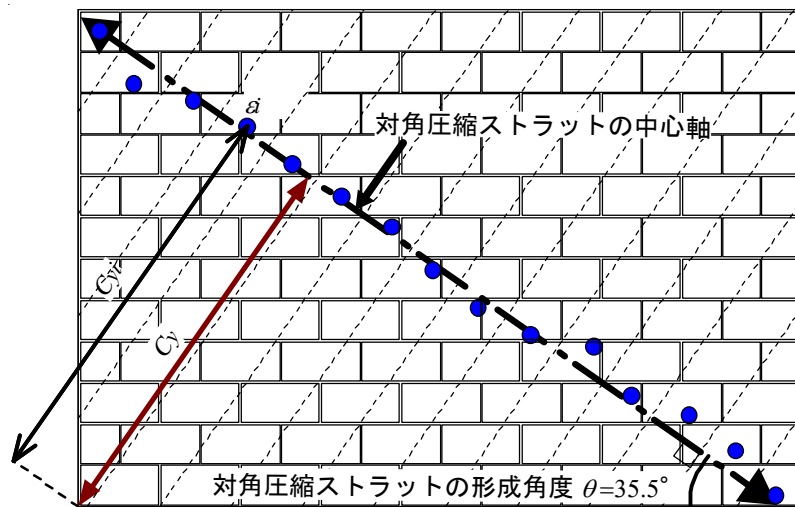


図 4.24 対角圧縮ストラットの中心軸 C_y ($P \approx 32.8kN$)

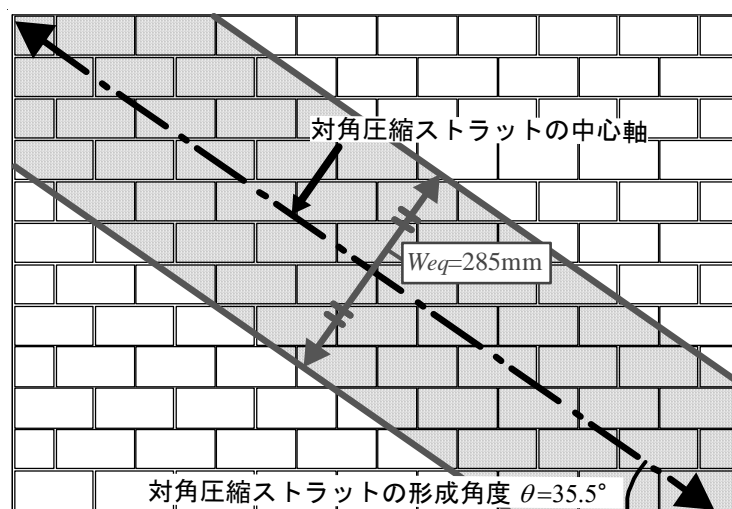


図 4.25 等価対角圧縮ストラットの評価例 ($P \approx 32.8\text{kN}$)

4.3.6 対角圧縮ストラットの平均圧縮主応力

最後に、対角圧縮ストラットの等価幅に作用する平均圧縮主ひずみ ε_m に対応する平均圧縮主応力 σ_m を検討し、IW試験体の負担せん断力を算定する。ここで、IW試験体におけるせん断力 V_w は、式(4.16)により算定する。

$$V_w = W_{eq} \cdot t \cdot \sigma_m \cdot \cos \theta \quad (4.16)$$

ここで、

W_{eq} : 対角圧縮ストラットの等価幅 (mm)

t : 壁体の厚さ (mm)

σ_m : 平均圧縮主ひずみ ε_m に対応する平均圧縮主応力 (MPa)

θ : 対角圧縮ストラットの形成角度

式(4.16)の平均圧縮主ひずみ ε_m に対応する平均圧縮主応力 σ_m は、第3章で示したストラットの形成角度($\theta=45^\circ, 37.5^\circ, 30^\circ$)をパラメータとした斜めプリズム圧縮試験結果の $\sigma_m-\varepsilon_m$ 関係から算定するとし、この材料試験結果を図4.26に示す。同図より、いずれの角度においても $\sigma_m-\varepsilon_m$ 関係はほぼ同様であったため、試験体の ε_m から σ_m を求める際には、試験体から求めた形成角度に近い $\sigma_m-\varepsilon_m$ 関係を用いることとした。ここで、斜めプリズム圧縮試験結果をIW試験体に適用可能かを確認するため、組積体の形状が異なる両者の ε_m に対する直交方向に発生する平均引張ひずみ($\varepsilon_{m,90}$)の関係を調べ、図4.27に示す。その結果、同図に示すように両者間には若干ばらつきが見えるものの、斜めプリズム試験結果とIW試験体において、その $\varepsilon_m-\varepsilon_{m,90}$ 関係が概ね同様に推移したことから、両者はほぼ等しい応力状態であったと考えられ、斜めプリズム圧縮試験結果を用いても良いと判断した。図4.26の $\sigma_m-\varepsilon_m$ 関係を用い、4.3.3項で算定した ε_m に対応する σ_m の推移を図4.28に示す。同図に示すように、 σ_m についても水平荷重の増加に伴い線形的に増加した。

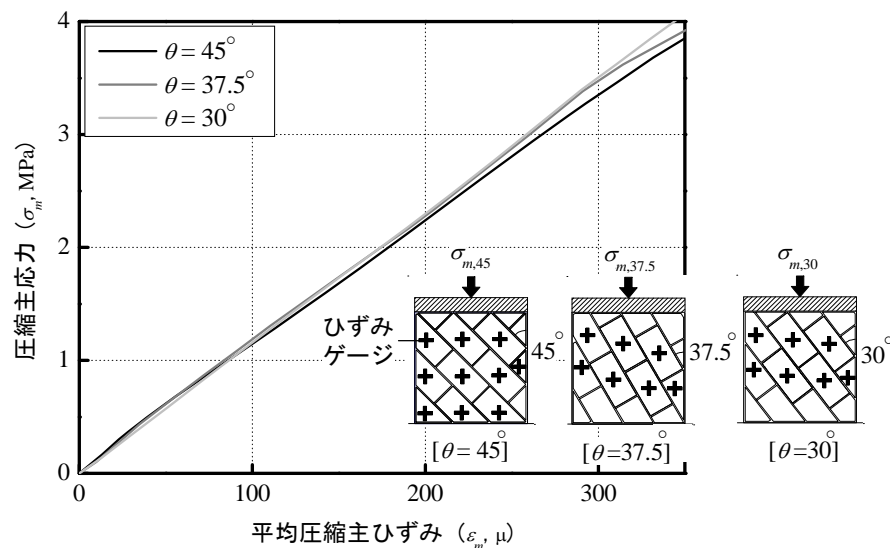


図 4.26 平均圧縮主応力 σ_m —平均圧縮主ひずみ ε_m の関係

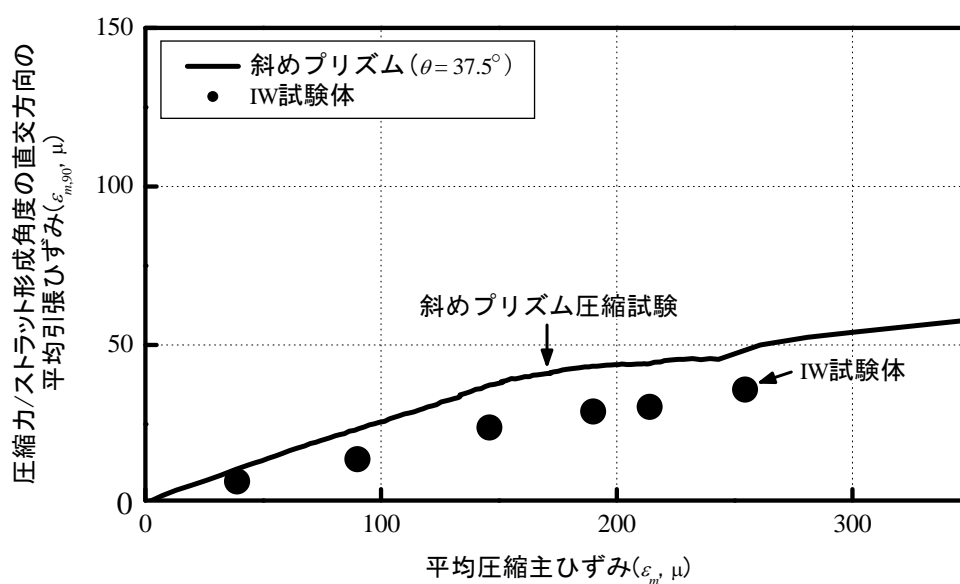


図 4.27 IW 試験体および斜めプリズム圧縮試験における ϵ_m —その直交方向の引張ひずみ

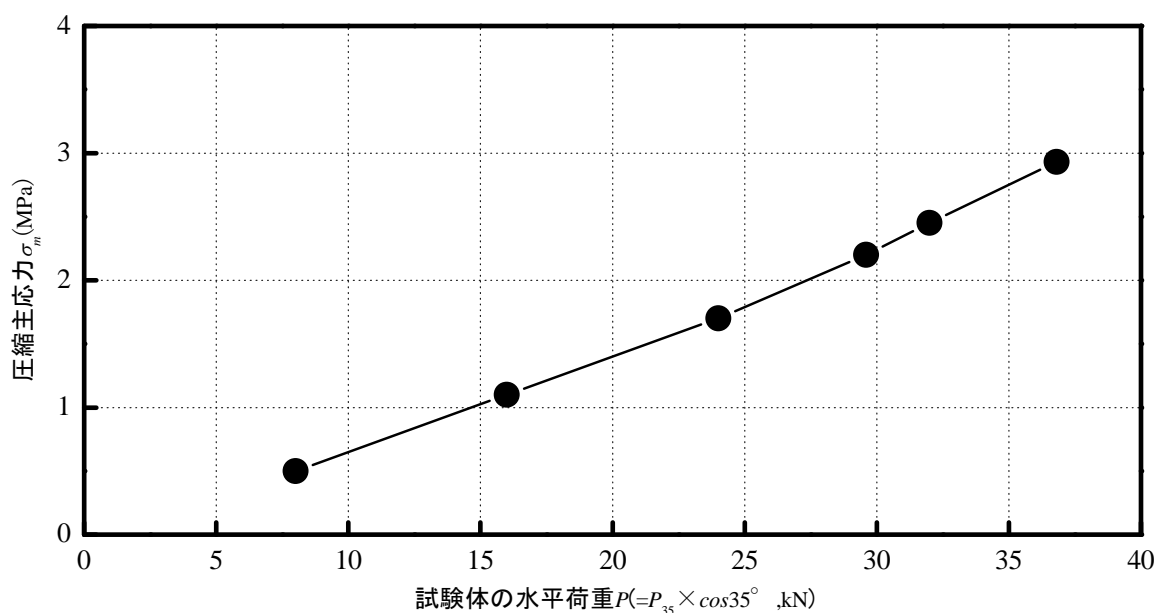


図 4.28 対角圧縮ストラットの圧縮主応力 σ_m の推移

以上、対角圧縮ストラットの形成角度、等価幅および圧縮主応力を用い、式 (4.16) より算定した IW 試験体のせん断力を実験結果と併せて図 4.29 に示す。同図に示すとおり、算定結果は実験結果より若干小さいものの、本研究で着眼した壁体のせん断力の評価手法は実験結果を概ね推定できた。

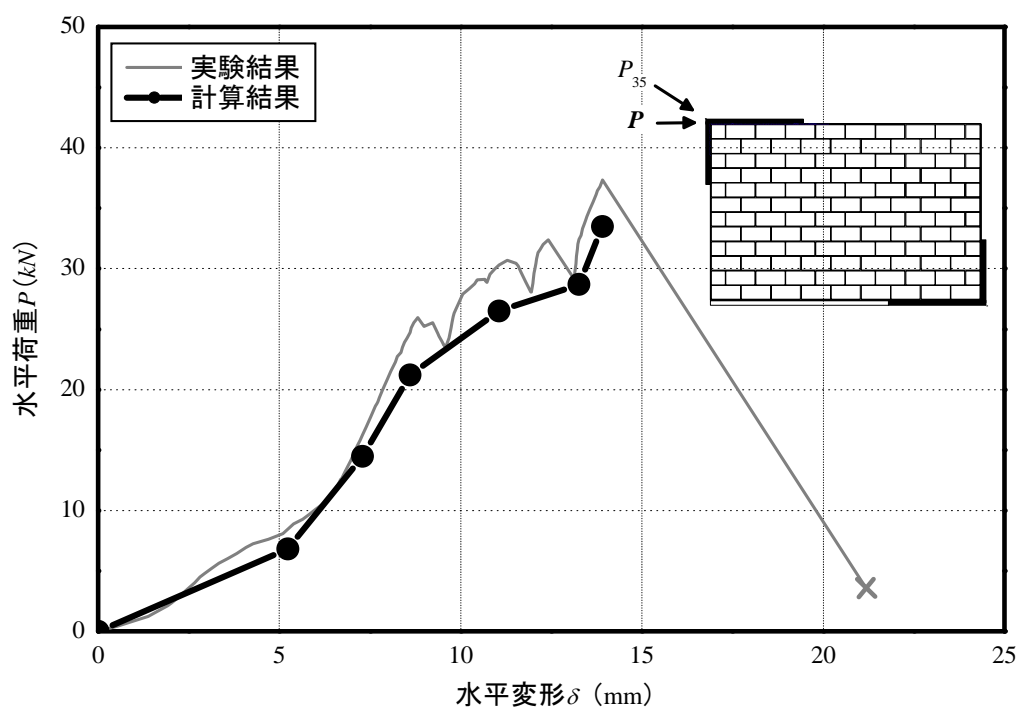


図 4.29 提案手法によるせん断力計算結果と実験結果の比較

4.4 提案手法に基づく架構の荷重－変形関係の詳細推定

前節で提案した評価手法に基づき、IFRB および IFFB 試験体における対角圧縮ストラットの形成角度、平均圧縮主ひずみおよび圧縮主応力、等価幅をそれぞれ算定し、壁体の負担せん断力を評価する。続いて、壁体の負担せん断力を 4.2 節で算定した両柱の負担せん断力に加算して、架構全体の荷重－変形関係を詳細に推定する。なお、各ピーク時部材角における壁体の圧縮主ひずみ分布は付録 1 に詳しく示す。

4.4.1 対角圧縮ストラットの形成角度の推移

前述した評価手法に従い、IFRB および IFFB 試験体の各ブロックユニットにおける選定対象圧縮主ひずみ ε_f とその角度 θ の重み付け平均（式 4.12）により、対角圧縮ストラットの形成角度 θ を求めた。IFRB (M)、IFFB (M)、IFRB (C) および IFFB (C) 試験体における θ の算定結果を FEMA^[4.1]^[4.2]の評価式によるストラットの形成角度と併せて、図 4.30 に示す。

図 4.30 に示すように、IFRB (M) 試験体では部材角が増加するとともに対角圧縮ストラットの形成角度 θ が概ね 45°から 30°に減少する傾向が見られた。これは、後述するとおり、最初に上下梁間の 45°程度に形成された対角圧縮ストラットが、部材角の増加とともにその形成角度が壁体の対角線上付近に近づいたためである。一方、IFRB (C) では部材角 1.0%までは IFRB (M) 試験体と同様の傾向が見られたが、部材角 1.5%以降は逆に増加する結果となった。これは、3.3.3.1 で説明したとおり部材角 1.45%で左柱の柱頭部のせん断ひび割れが大きく開くことにより、壁体の対角線上付近に形成されていた対角圧縮ストラットが、壁体の右下隅を起点として柱頭から梁端へと移動したためである。

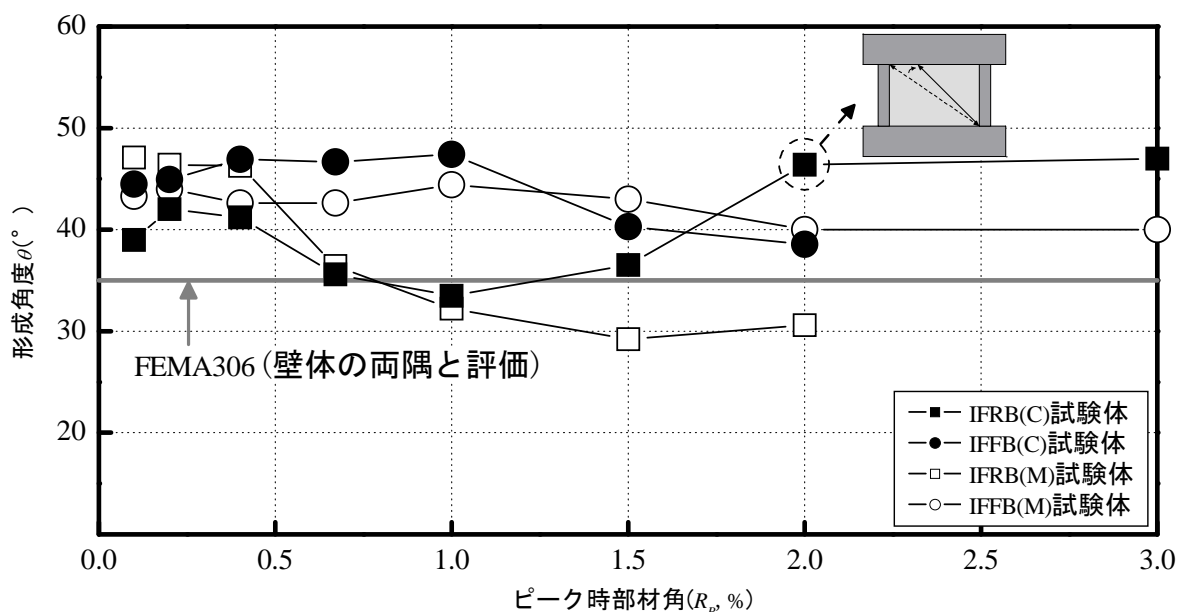


図 4.30 対角圧縮ストラットの形成角度 θ の推移

ところが、IFFB 試験体では対角圧縮ストラットの形成角度が概ね 45° から 40° の間で分布する傾向が見られており、これは梁の変形によってブロック造壁に圧縮力が作用するためであると考えられる。その結果、IFFB 試験体におけるストラットの形成角度 θ は、IFRB 試験体より全体的に大きくなり、これは前述した 3.3.3.1 の破壊経過とも整合する。

一方、図 4.30 に示す FEMA^{[4.1], [4.2]} では、ストラットの形成角度を壁体の両隅と水平方向のなす角度で評価するため、特に IFFB 試験体では壁体の負担せん断力が若干高く評価される可能性があるが、4.2.3 項で行った検討では FEMA による壁体の負担せん断力の算定結果が実験結果を過小評価した。この要因については後述の 4.4.2 項および 4.4.3 項で詳細に検討する。

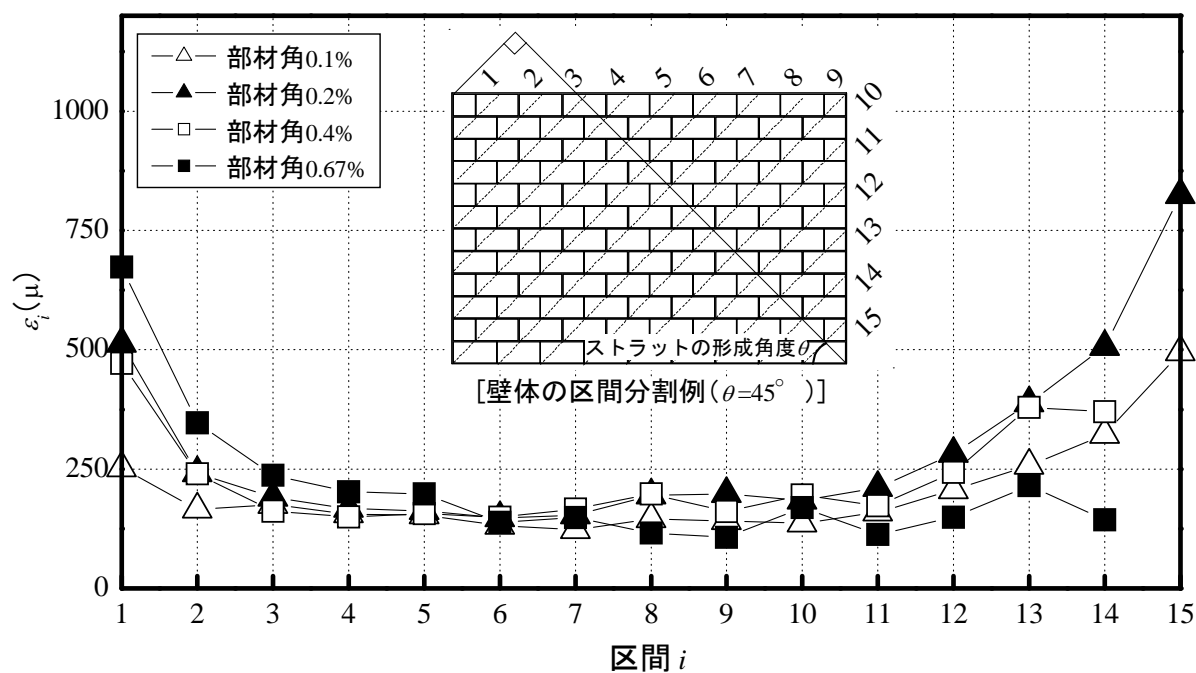
4.4.2 対角圧縮ストラットの平均圧縮主ひずみの推移

次に、4.3.3 項の評価手法に従い、対角圧縮ストラットの形成領域の圧縮主ひずみの分布を検討する。本項では、先に示した IW 試験体と同じく、ブロック造壁を前節で求めたストラットの形成角度 θ の直角方向に間隔が均等になるよう 15 区間に分割し、各区間 i における選定対象圧縮主ひずみから代表圧縮主ひずみ ε_i を算定した。

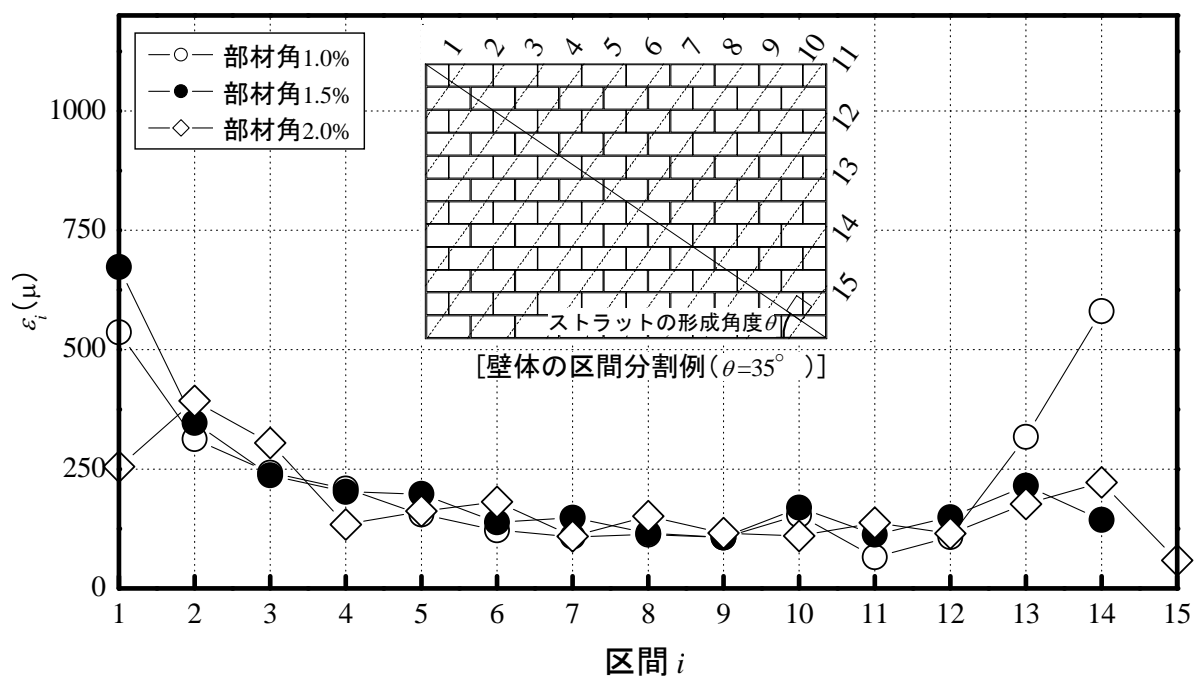
IFRB (M)、IFFB (M)、IFRB (C) および IFFB (C) 試験体における ε_i の分布を図 4.31～図 4.34 に示す。同図に示すように、部材角の増加に伴う各ブロックユニットの圧縮主ひずみの変化、また選定対象圧縮主ひずみの増減等によって ε_i は複雑に分布したものの、両側の ε_i が大きくなる傾向が見られており、全体的な ε_i の分布は概ね対称であった。これは IW 試験体と同様に、両側に近づくほどその区間幅が狭くなる傾向があるためである。

上記で算定した各試験体の ε_i を全区間においてさらに平均した平均圧縮主ひずみ ε_m の推移を図 4.35 に示す。同図に示すように、IFRB (C) および IFFB (C) 試験体の ε_m は概ね同様の推移を示した。ここで、IFRB (C) 試験体において部材角 1.5% から ε_m の値が増加するのは、前述したとおりこの部材角到達直前に引張側柱の柱頭部の損傷が大きくなり、壁面内の新たな位置に対角圧縮ストラットが移動したためと考えられる。IFRB (M) と IFFB (M) 試験体を比較すると、 ε_m の最大値がほぼ等しく、部材角 1.0% 以降では概ね同様の推移を示した。また、各試験体における ε_m の推移は、全体的に徐々に増加した後、減少する傾向が見られた。一方、IFRB (C) および IFFB (C) 試験体の ε_m が IFRB (M) および IFFB (M) 試験体より全体的に小さい値を示したが、これは負側載荷を含む繰返し載荷の影響により、相対的に壁体の損傷も多くなり、その耐力も低くなったためと考えられる。

次項では、IW 試験体と同様に、上記した代表圧縮主ひずみ ε_i が分布する対角圧縮ストラットの有効幅 $W_{e,i}$ について検討するとともに、各区間における ε_i と $W_{e,i}$ を用い対角圧縮ストラットの等価幅 W_{eq} を評価する。

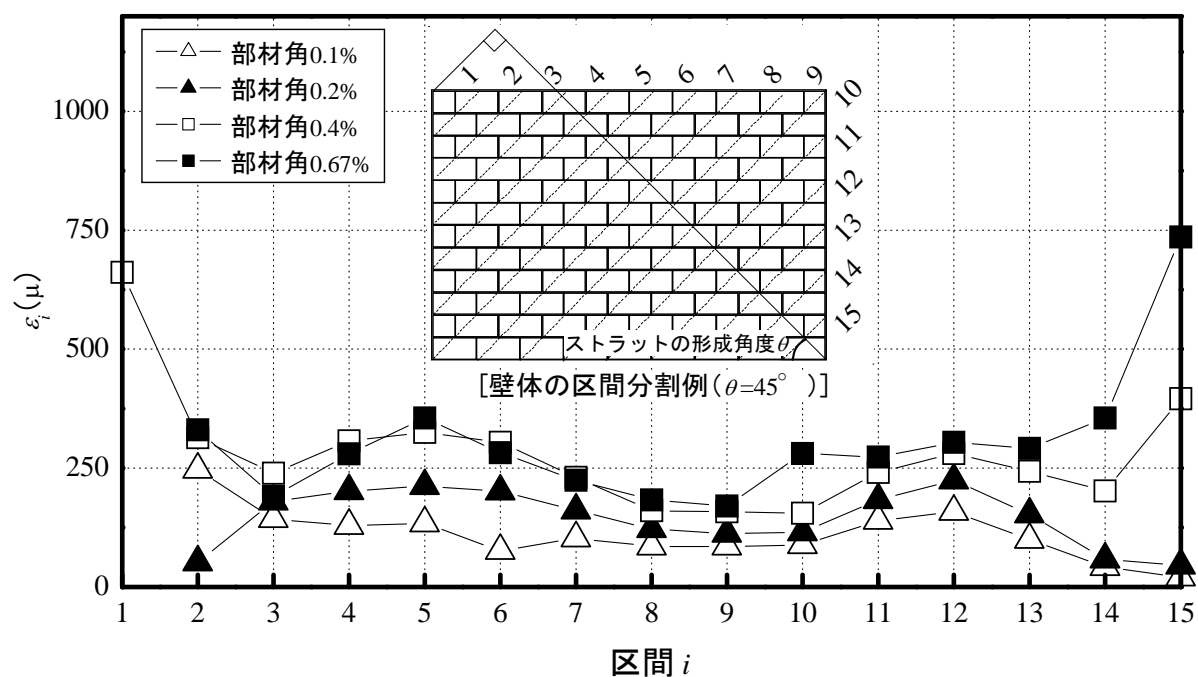


a) 部材角 0.1%~0.67%

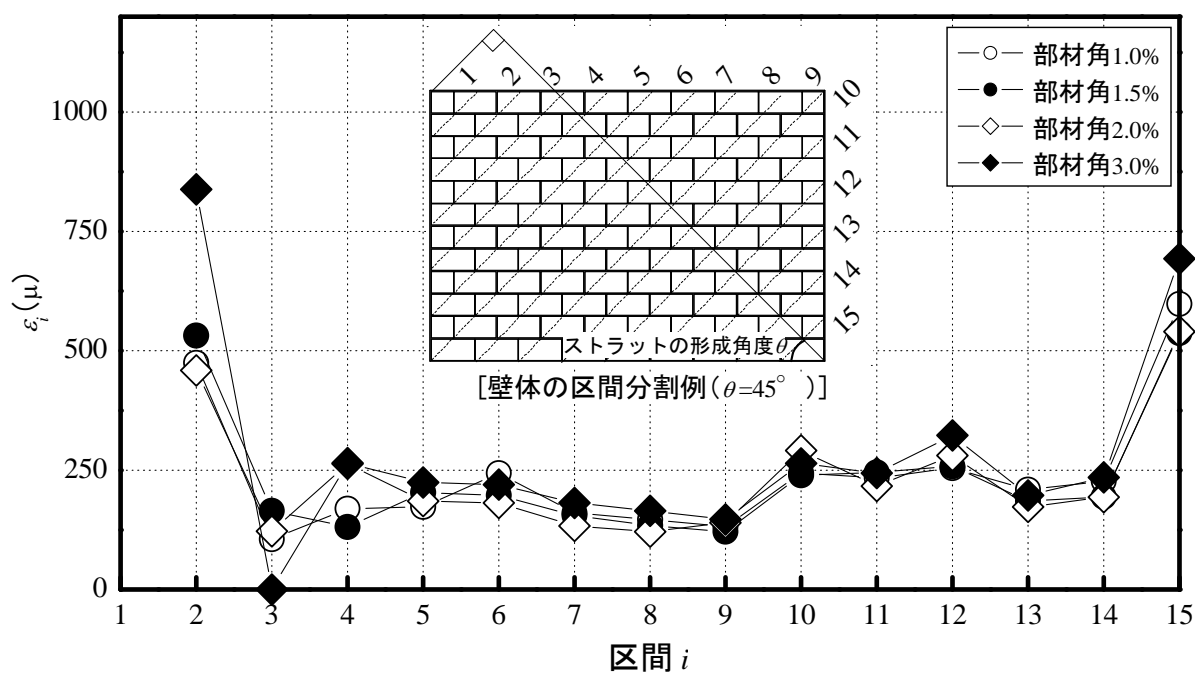


(b) 部材角 1.0%~2.0%

図 4.31 IFRB(M)試験体における代表圧縮主ひずみ ε_i の分布

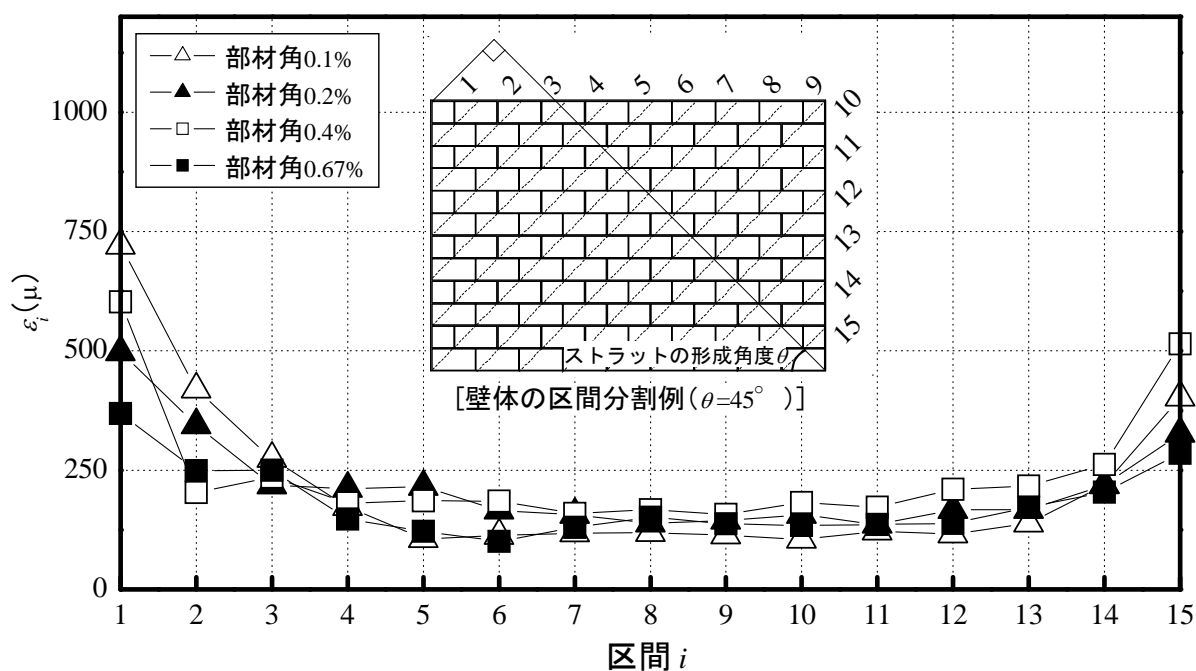


(a) 部材角 0.1%~0.67%

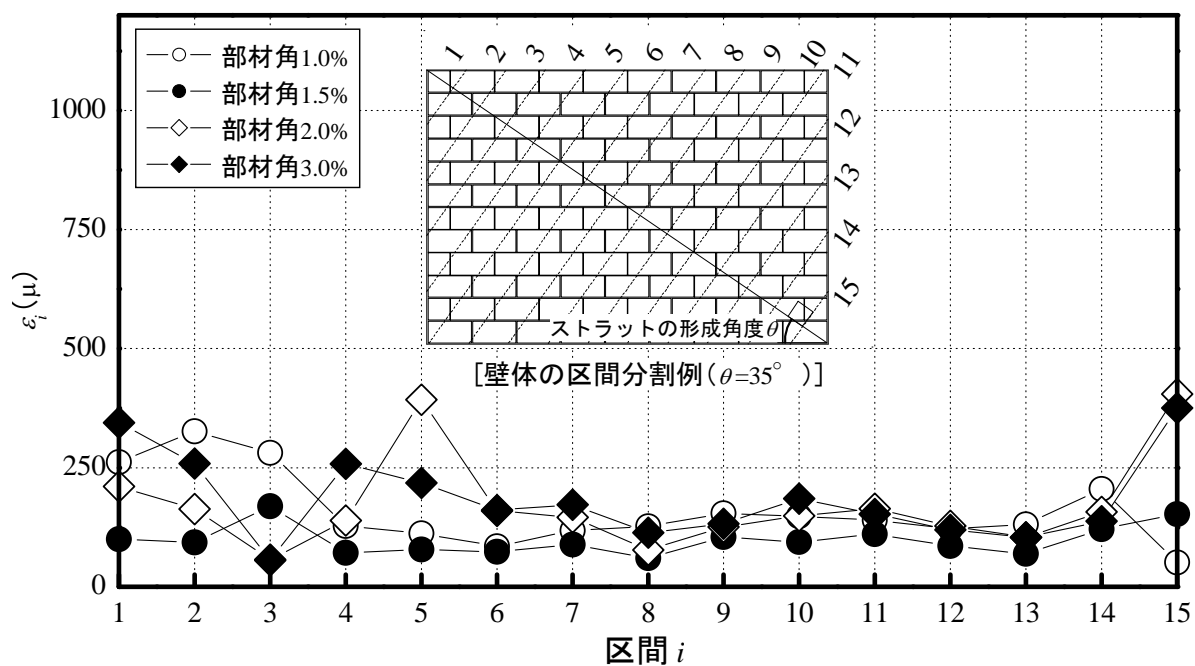


(b) 部材角 1.0%~3.0%

図 4.32 IFFB(M)試験体における代表圧縮主ひずみ ε_i の分布



(a) 部材角 0.1%~0.67%



(b) 部材角 1.0%~3.0%

図 4.33 IFRB(C)試験体における代表圧縮主ひずみ ε_i の分布

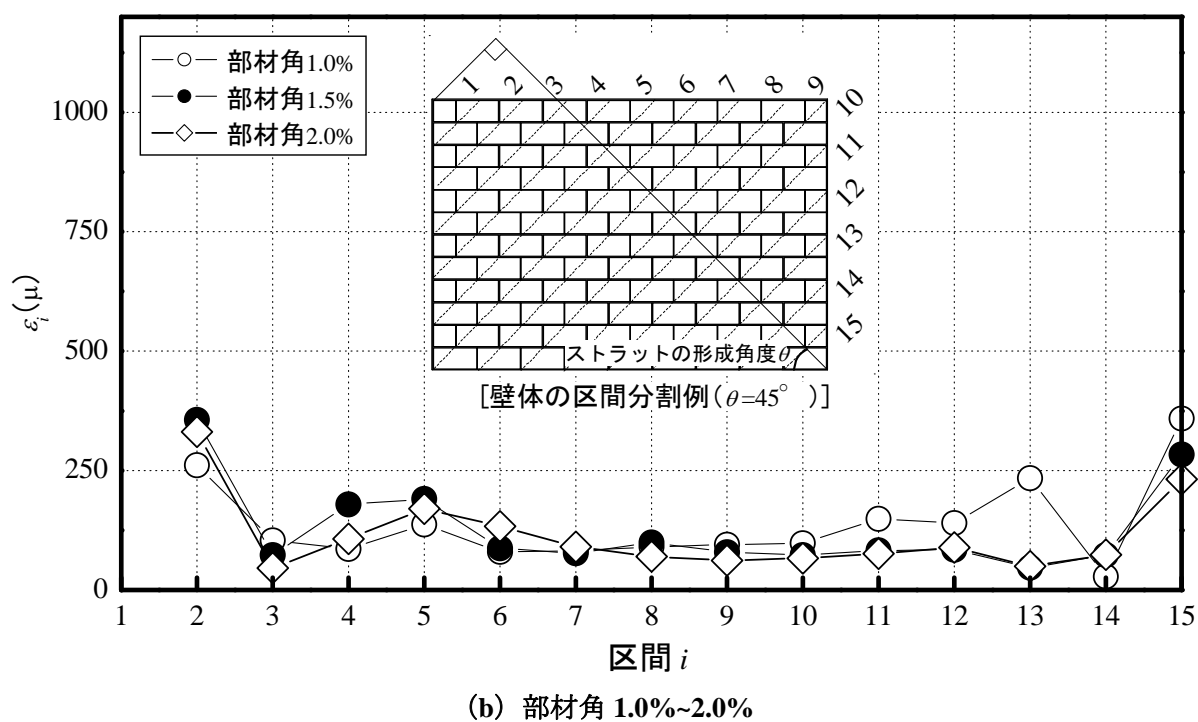
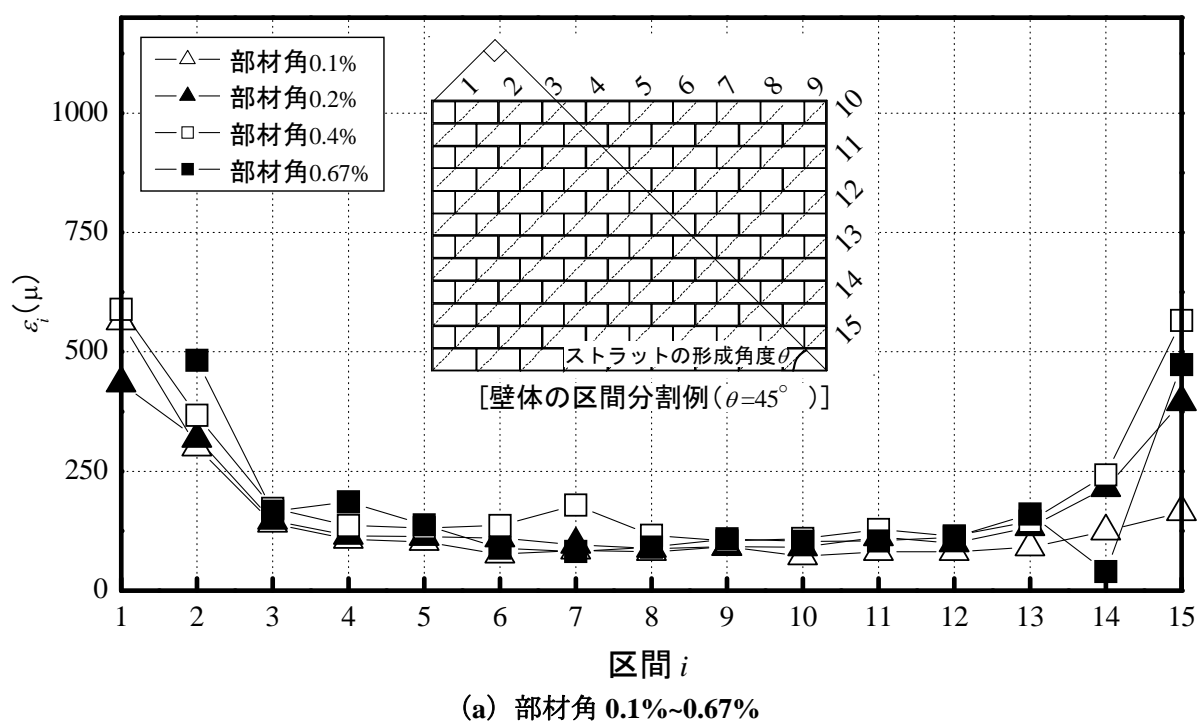


図 4.34 IFFB(C)試験体における代表圧縮主ひずみ ε_i の分布

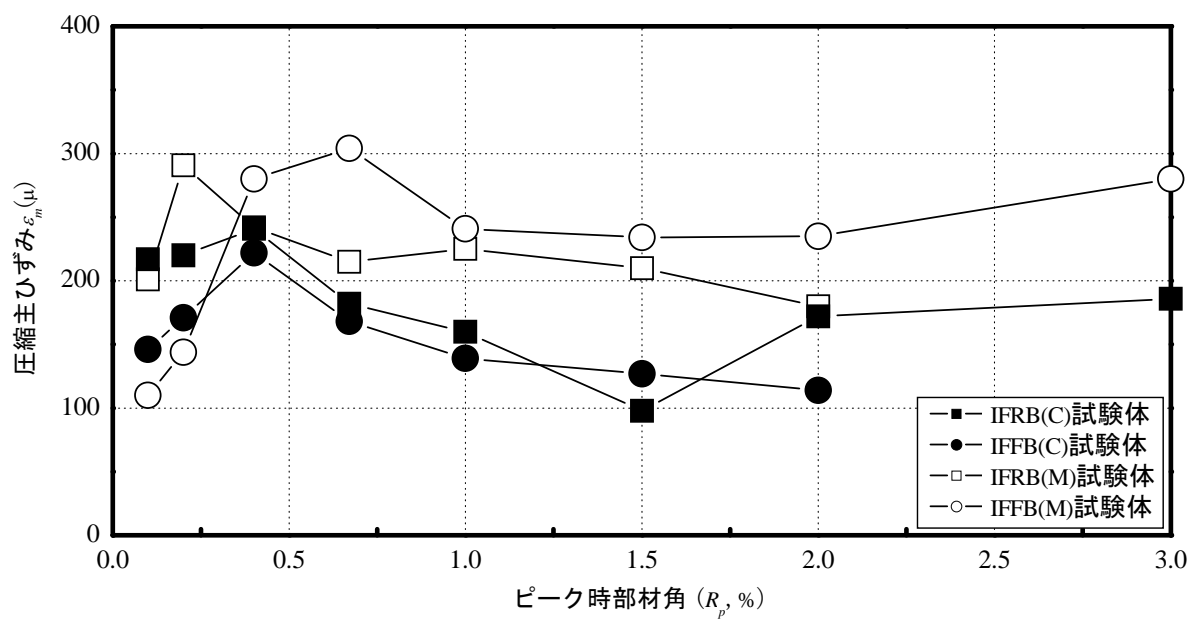


図 4.35 各試験体における平均圧縮主ひずみ ϵ_m の推移

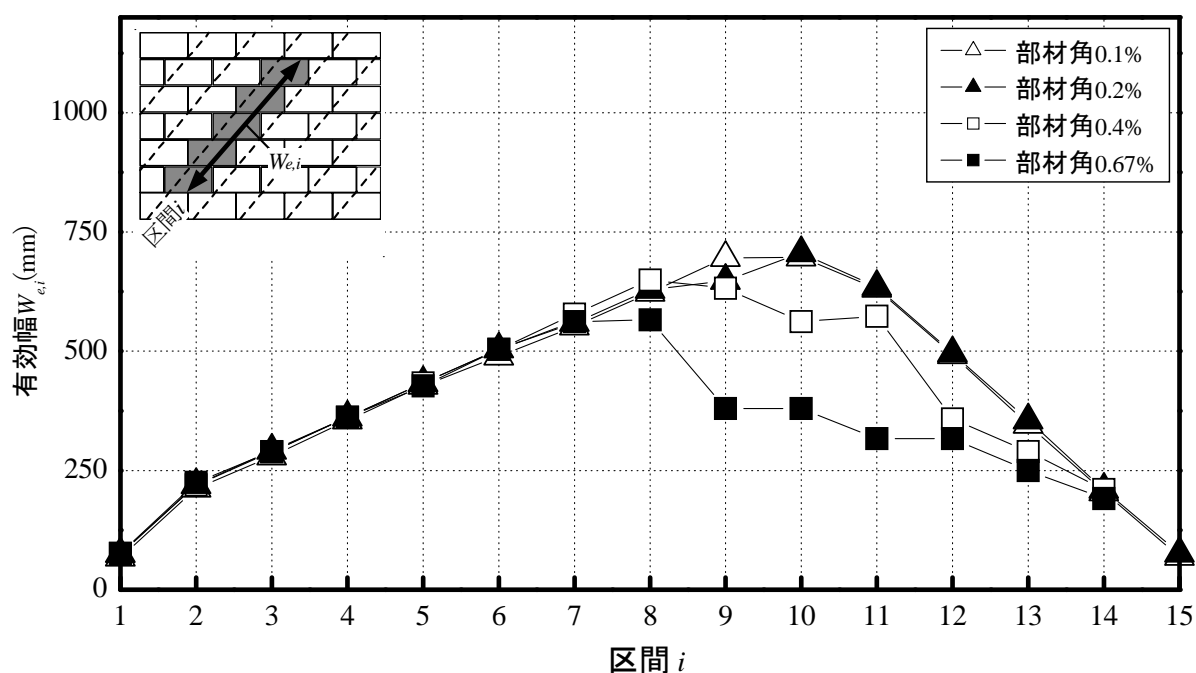
4.4.3 対角圧縮ストラットの等価幅の推移

次に、4.3.4 項の評価手法に従い、対角圧縮ストラットの有効幅 $W_{e,i}$ と、これに基づく対角圧縮ストラットの等価幅 W_{eq} を各試験体それぞれについて算定する。まず、ブロック造壁における対角圧縮ストラットの有効幅 $W_{e,i}$ を算定する。ここで、対角圧縮ストラットの有効幅とは前述したとおり区間ごとに選定対象圧縮主ひずみ ε_j が存在するブロックユニットの幅を意味する。図 4.36～4.39 に IFRB (M)、IFFB (M)、IFRB (C) および IFFB (C) 試験体における $W_{e,i}$ の分布をそれぞれ示す。同図に示すように、部材角の増加に伴い選定対象外の圧縮主ひずみを有するブロックユニットが増減するため各区間における $W_{e,i}$ も複雑に変化したものの、中央部の $W_{e,i}$ が大きくなる傾向が見られており、全体的な $W_{e,i}$ はほぼ対象的に分布した。そのため、 $W_{e,i}$ の分布は前述した ε_i の分布（図 4.31～図 4.34）と凹凸が概ね逆形状であることがわかった。

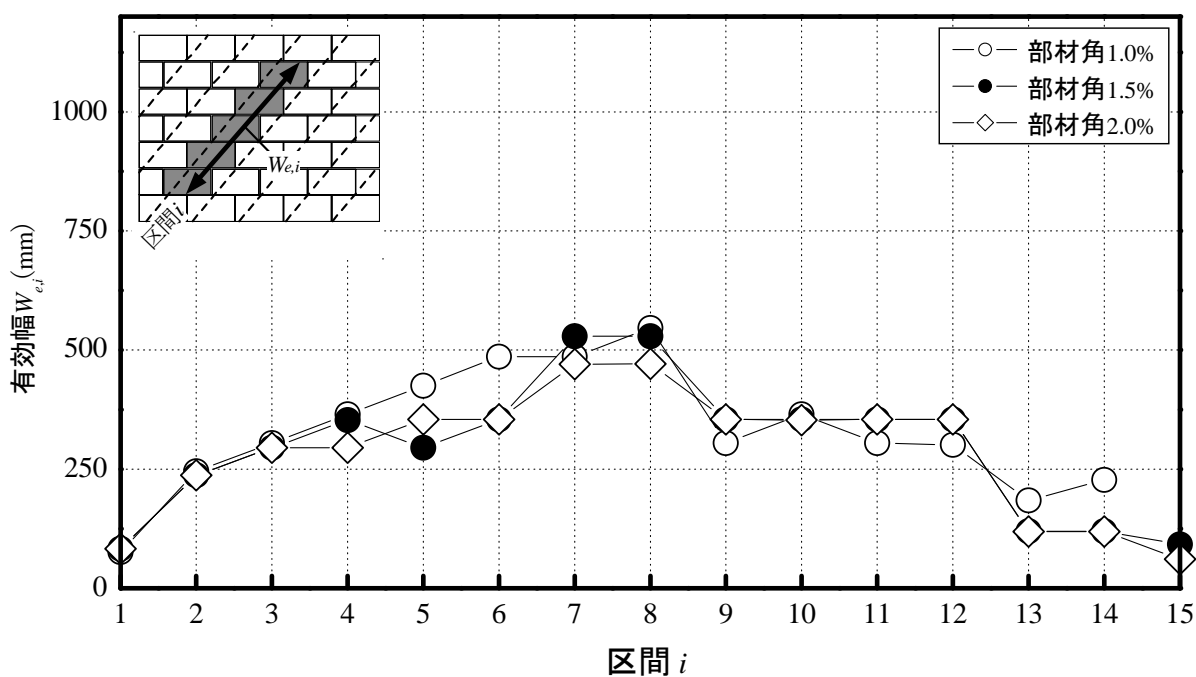
上記した $W_{e,i}$ の分布および前項で求めた ε_i の分布を用い、式 (4.13) から各試験体における対角圧縮ストラットの等価幅 W_{eq} を算定した。その結果を FEMA306^[4.11] の評価式による等価幅と併せて図 4.40 に示す。同図に示すとおり、各試験体における W_{eq} は変形レベルに応じて若干ばらつきが見られるものの、IW 試験体と同様に部材角の進展によって大きな変動はなかった。

一方、図 4.40 に示すとおり、各試験体における W_{eq} を FEMA306 による等価幅と比較したところ、FEMA による等価幅は実験結果を半分以下程度に評価していることがわかった。これが壁体のせん断力の計算に大いに影響し、4.2.3 項で示したとおり架構全体の負担せん断力の推定結果が実験結果を過小評価する結果になったと考えられる。

次項では、対角圧縮ストラットの中心軸を求め、IFRB および IFFB 試験体におけるストラットの形成位置および形成状況などを調べる。

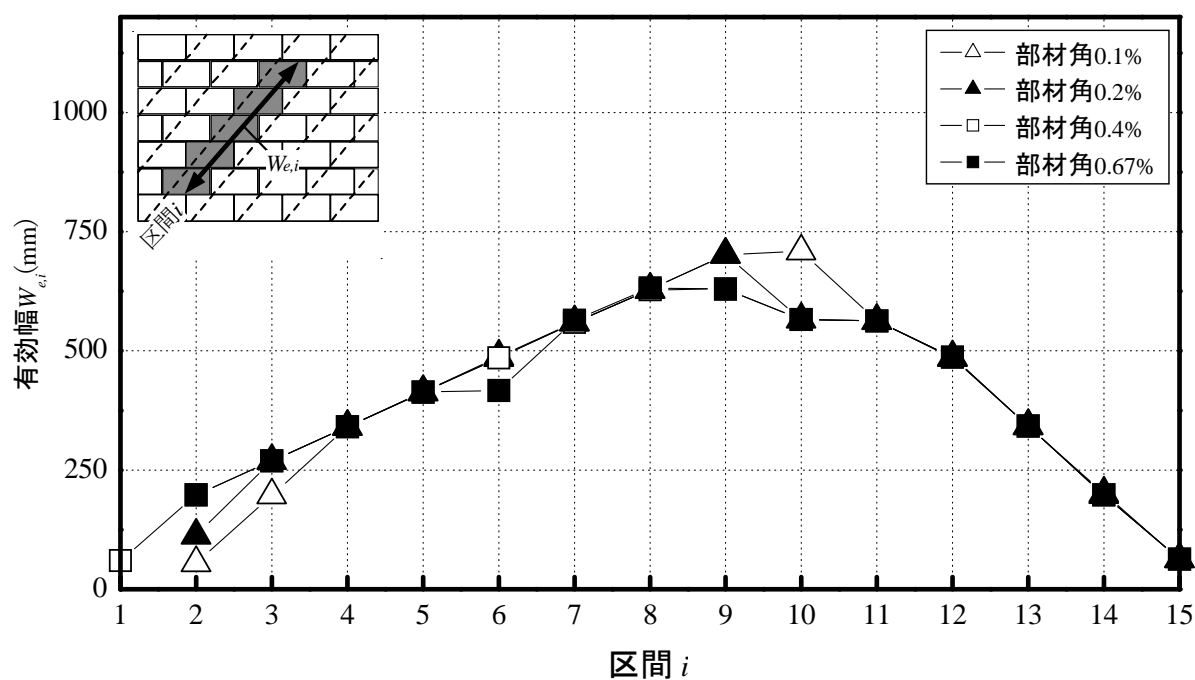


(a) 部材角 0.1%~0.67%

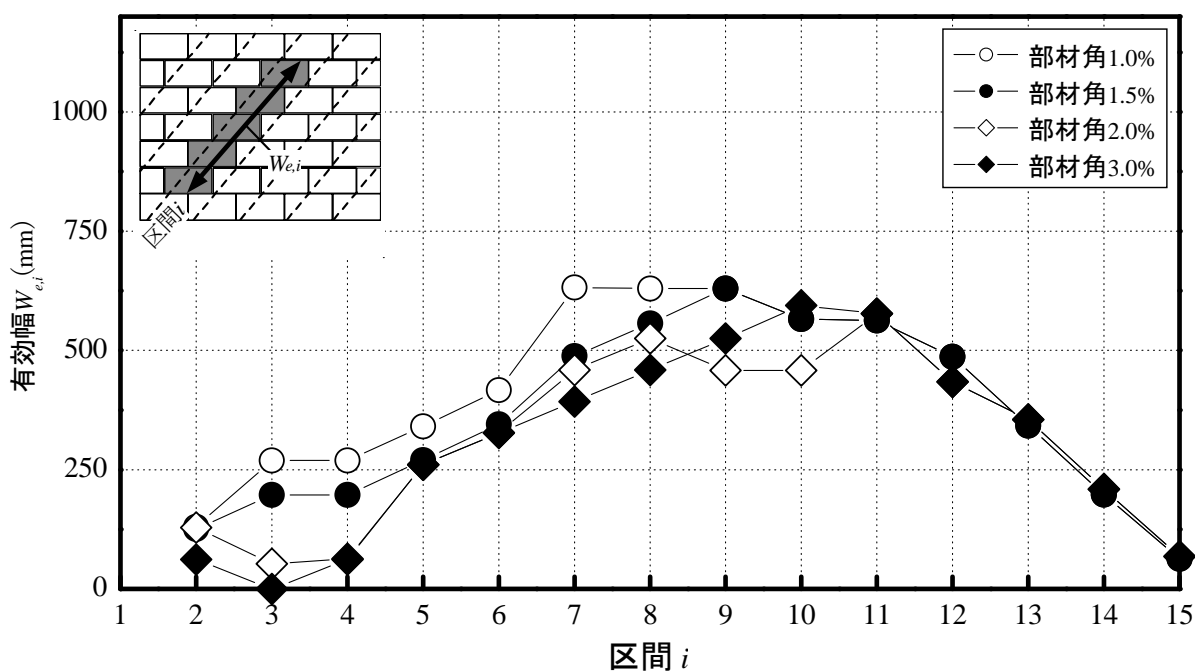


(b) 部材角 1.0%~2.0%

図 4.36 IFRB(M)試験体における対角ストラットの有効幅 $W_{e,i}$ の分布

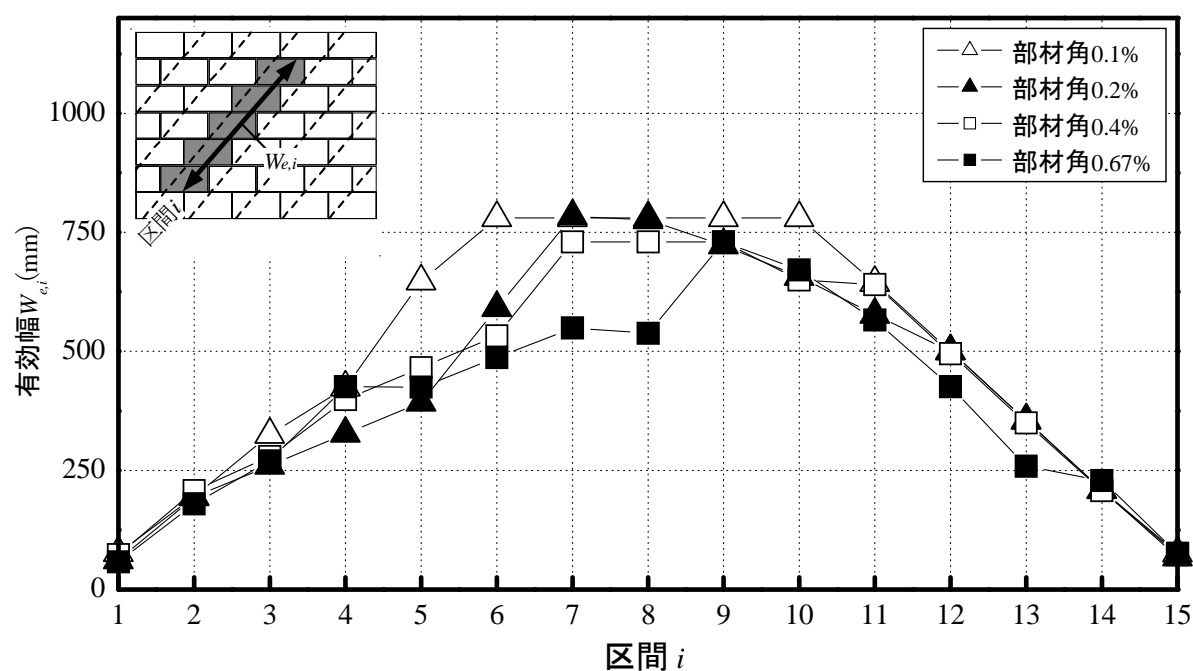


(a) 部材角 0.1%~0.67%

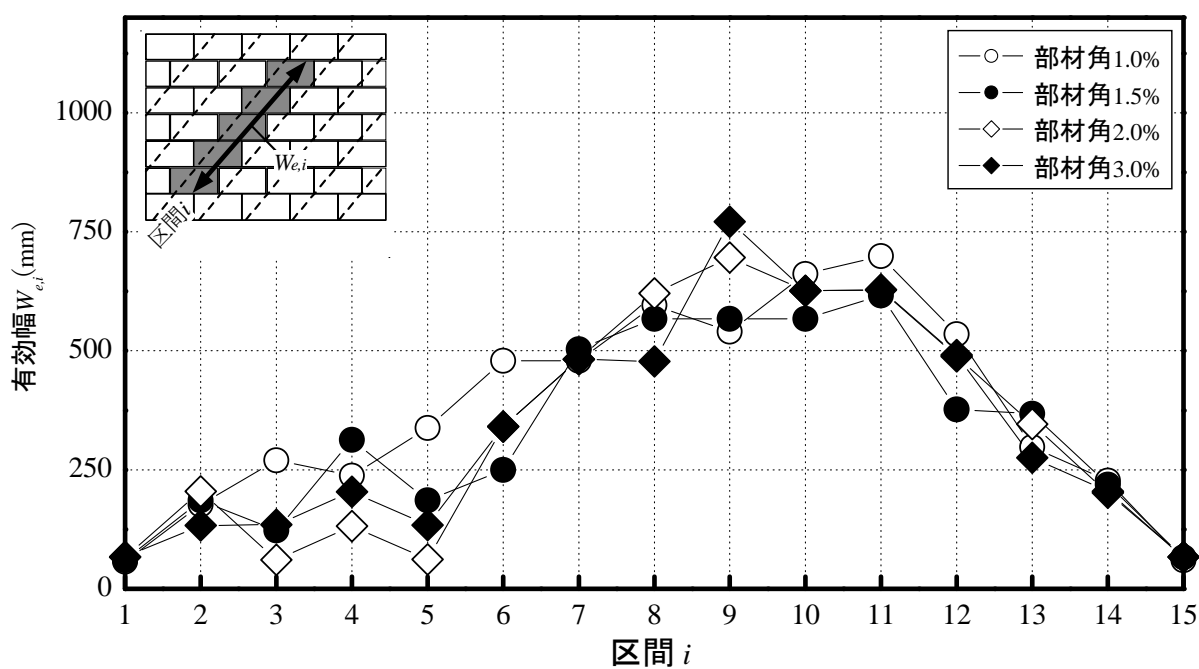


(b) 部材角 1.0%~3.0%

図 4.37 IFFB(M)試験体における対角ストラットの有効幅 $W_{e,i}$ の分布

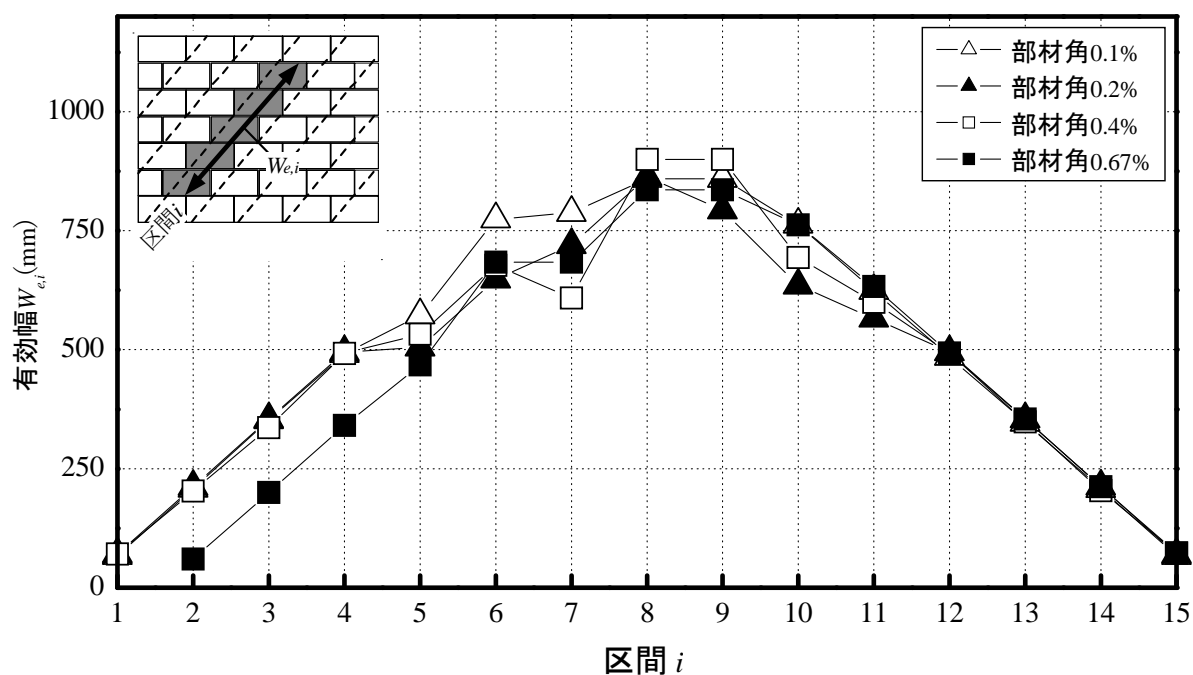


(a) 部材角 0.1%~0.67%

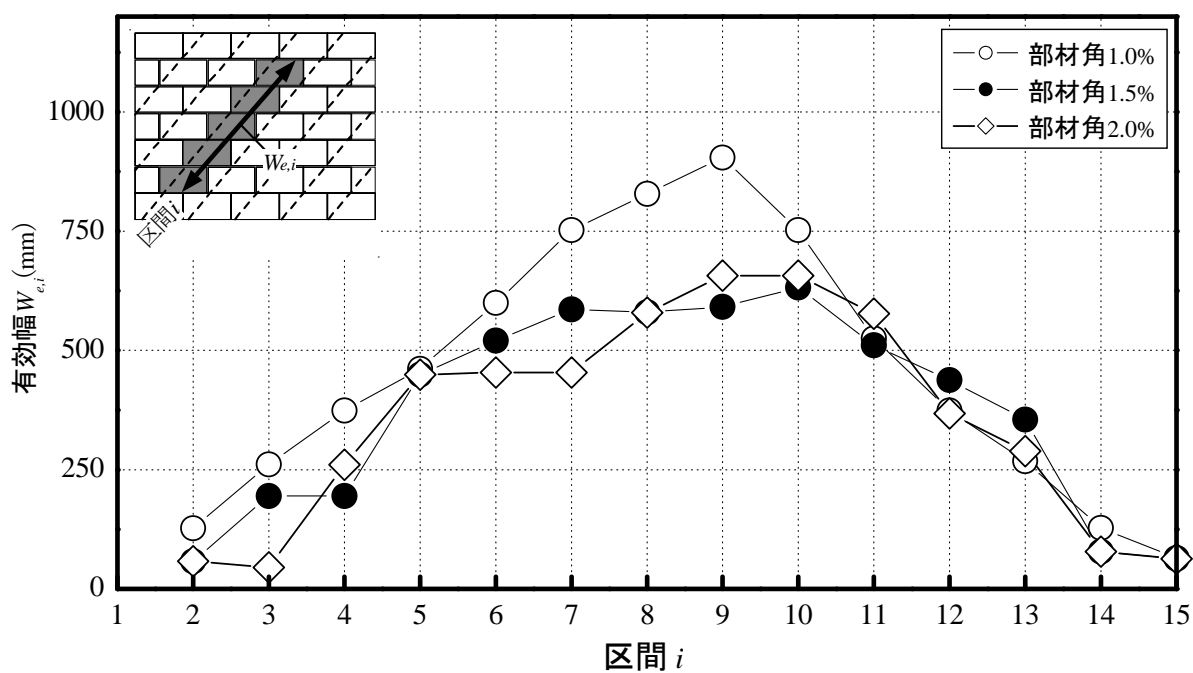


(b) 部材角 1.0%~3.0%

図 4.38 IFRB(C)試験体における対角ストラットの有効幅 $W_{e,i}$ の分布



(a) 部材角 0.1%~0.67%



(b) 部材角 1.0%~2.0%

図 4.39 IFFB(C)試験体における対角ストラットの有効幅 $W_{e,i}$ の分布

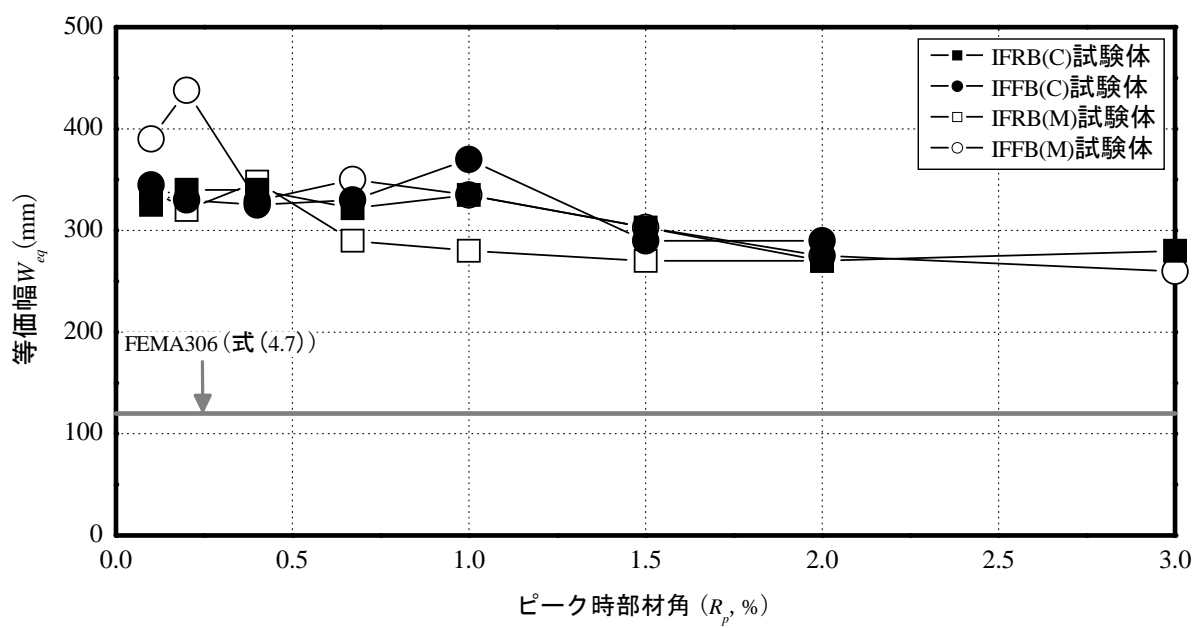
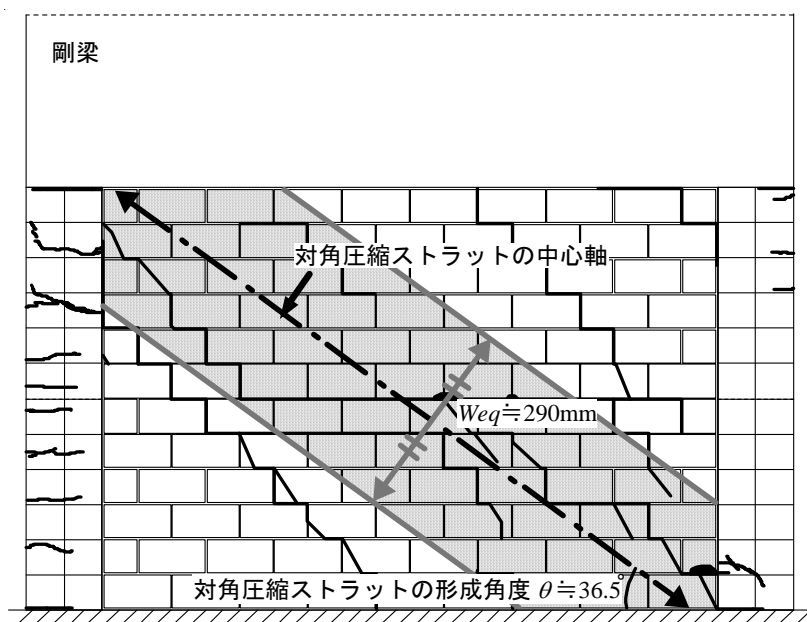


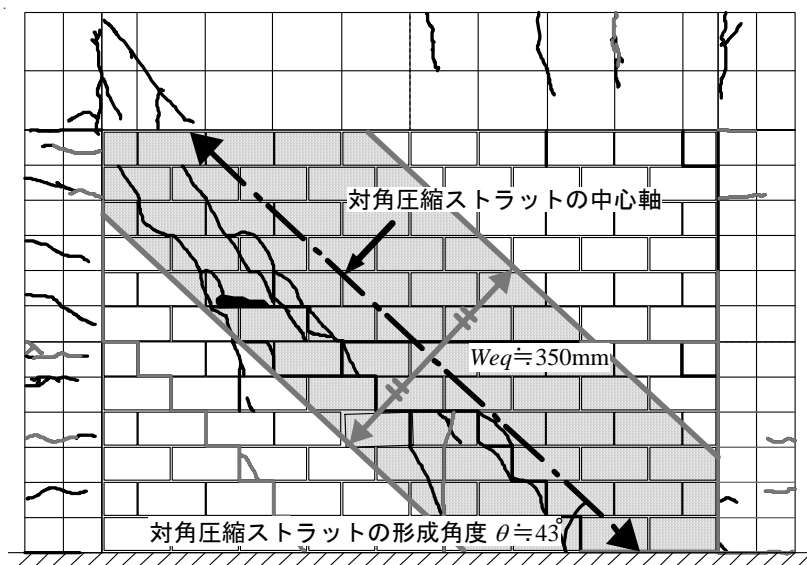
図 4.40 各試験体におけるストラットの対角ストラットの等価幅 W_{eq} の推移

4.4.4 対角圧縮ストラットの中心軸

次に，IW 試験体と同様に求めた対角圧縮ストラットの中心軸を用い（4.3.5 項参照），IFRB および IFFB 試験体におけるストラットの形成状況を調べた。IFRB および IFFB 試験体における等価対角圧縮ストラットの評価例を図 4.41 に示す。同図より，IFRB 試験体では壁体の対角線上の両隅間に対角圧縮ストラットが形成されたのに対し，上部柔梁を有する IFFB 試験体では上部梁の変形により上下梁間に対角圧縮ストラットが形成されたことがわかる。

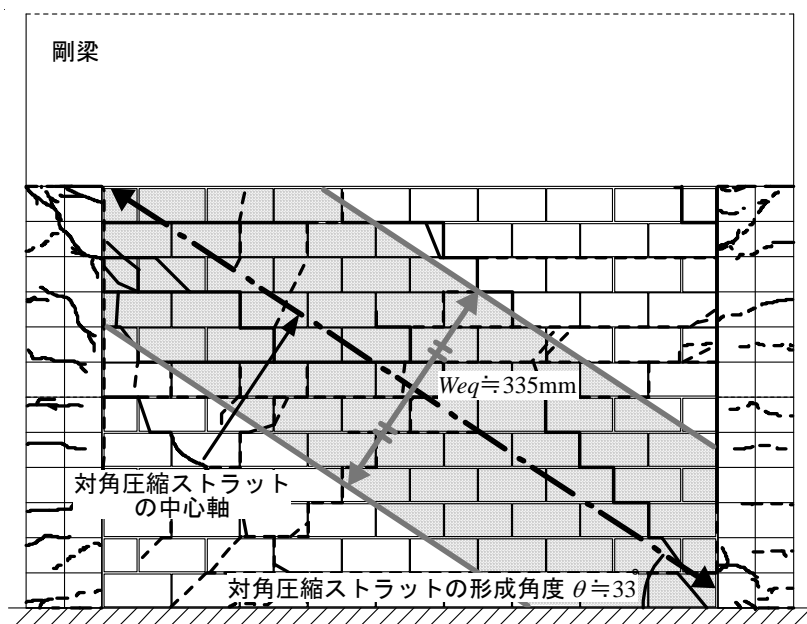


(a) IFRB (M) 試験体（部材角 0.67%）

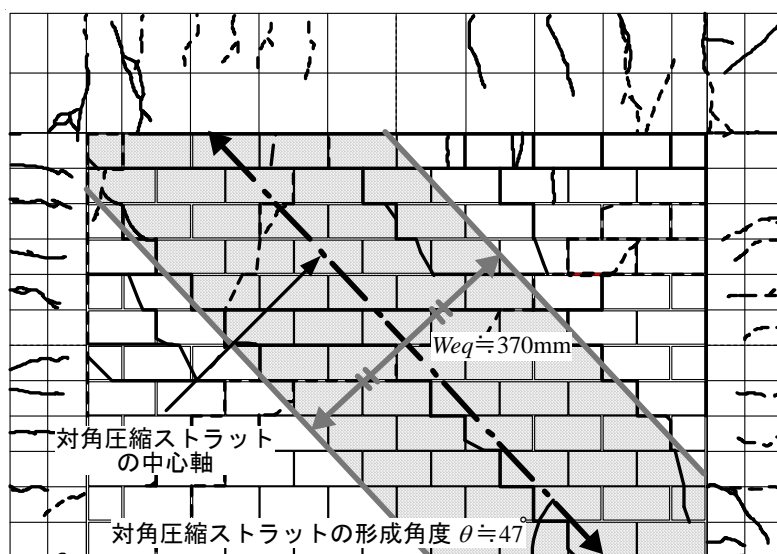


(b) IFRB (M) 試験体（部材角 0.67%）

図 4.41 IFRB および IFFB 試験体における等価対角圧縮ストラットの評価例（続く）



(c) IFRB (C) 試験体 (部材角 1.0%)



(d) IFFB (C) 試験体 (部材角 1.0%)

図 4.41 IFRB および IFFB 試験体における等価対角圧縮ストラットの評価例

4.4.5 対角圧縮ストラットの平均圧縮主応力の推移

前述した 4.3.6 項と同様，斜めプリズム圧縮試験結果を組積体の形状および拘束条件が異なる IFRB および IFFB 試験体に適用可能かを検討するため，両者の ε_m に対する直交方向に生じる平均引張ひずみ ($\varepsilon_{m,90}$) の関係を調べ，図 4.42 に示す。同図より，斜めプリズム圧縮試験結果と IFRB および IFFB 試験体には若干ばらつきが見えるものの，本材料試験結果が実験結果を平均的に近似していると考えられ，IFRB および IFFB 試験体についても図 4.26 の斜めプリズム圧縮試験結果 ($\sigma_m - \varepsilon_m$ 関係) から対角圧縮ストラットの等価幅に作用する平均圧縮主応力 σ_m を求めることとした。その結果を FEMA306^[4.1]で提案された圧縮強度と併せて図 4.43 に示す。図 4.26 の $\sigma_m - \varepsilon_m$ 関係が概ね線型関係であったため， σ_m の分布は図 4.35 の ε_m の分布とほぼ同様である。また，各試験体の最大圧縮主応力と FEMA306 で用いられる圧縮強度を比較したところ，IFRB (M) および IFFB (M) 試験体においては各試験体の最大圧縮応力が FEMA の値を若干大きく，IFRB (C) および IFFB (C) 試験体では若干小さい結果となった。

以上の検討結果による対角圧縮ストラットの形成角度，圧縮主応力および等価幅を用い，次項では変形レベルに応じた壁体の負担せん断力を定量的に算定し，これに 4.2.2 項で算定した両柱の負担せん断力を加算して，架構全体の荷重－変形関係を推定する。

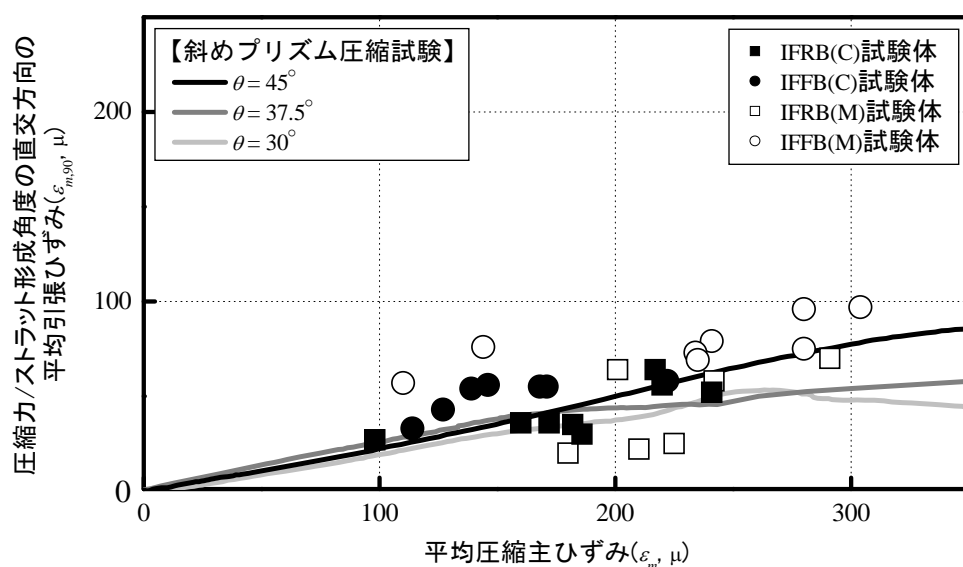


図4.42 IFRB と IFFB 試験体および斜めプリズム圧縮試験における ε_m －その直交方向の引張ひずみ

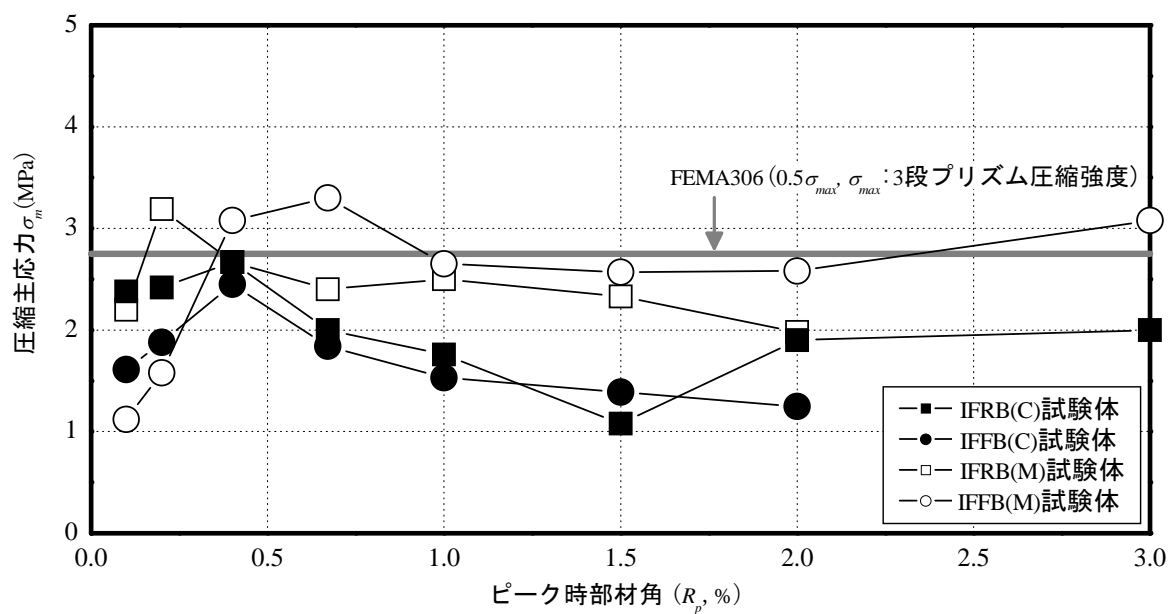
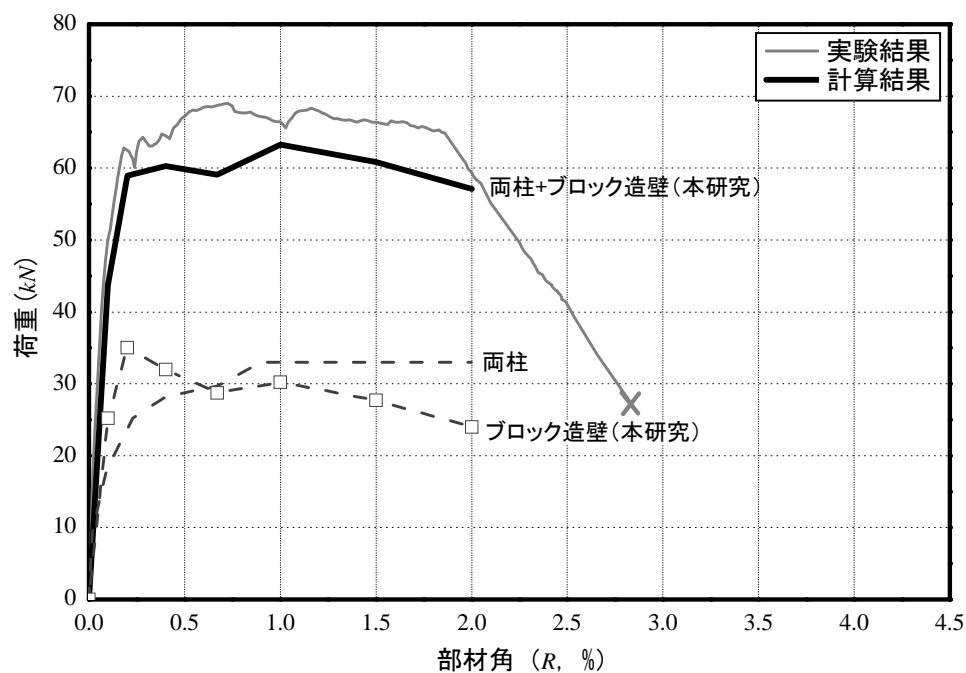


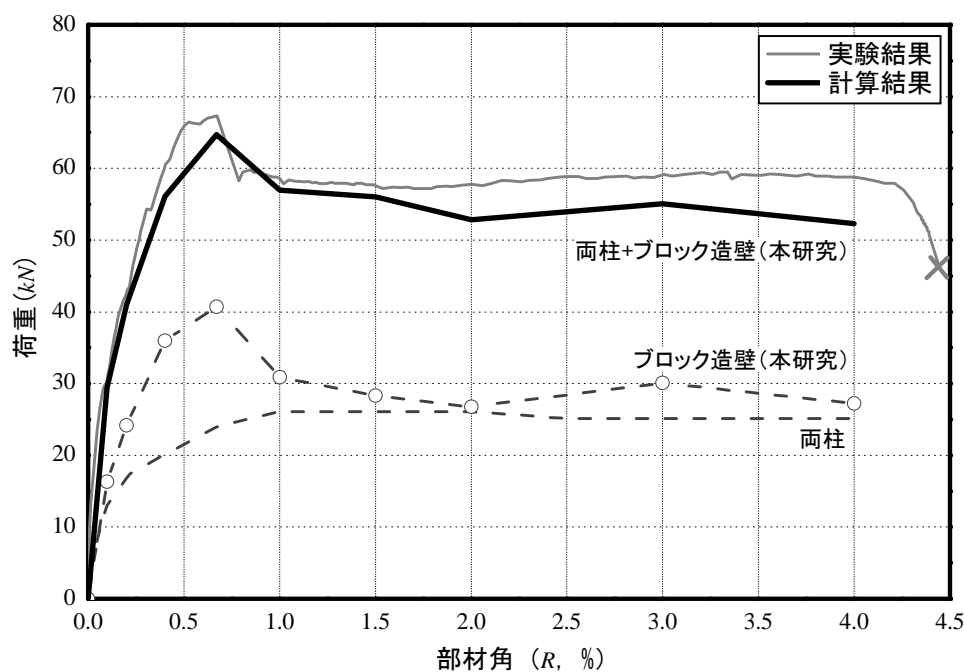
図 4.43 各試験体における圧縮主応力 σ_m の推移

4.4.6 無補強組積造壁および架構全体の荷重－変形関係の推定結果

4.3.6 の式 (4.16) を用い、4.4.1～4.4.5 項の検討結果に基づき算定した各試験体におけるブロック造壁の負担せん断力と 4.2.2 項で算定した両柱の負担せん断力の和を、実験結果と併せて図 4.44 に示す。

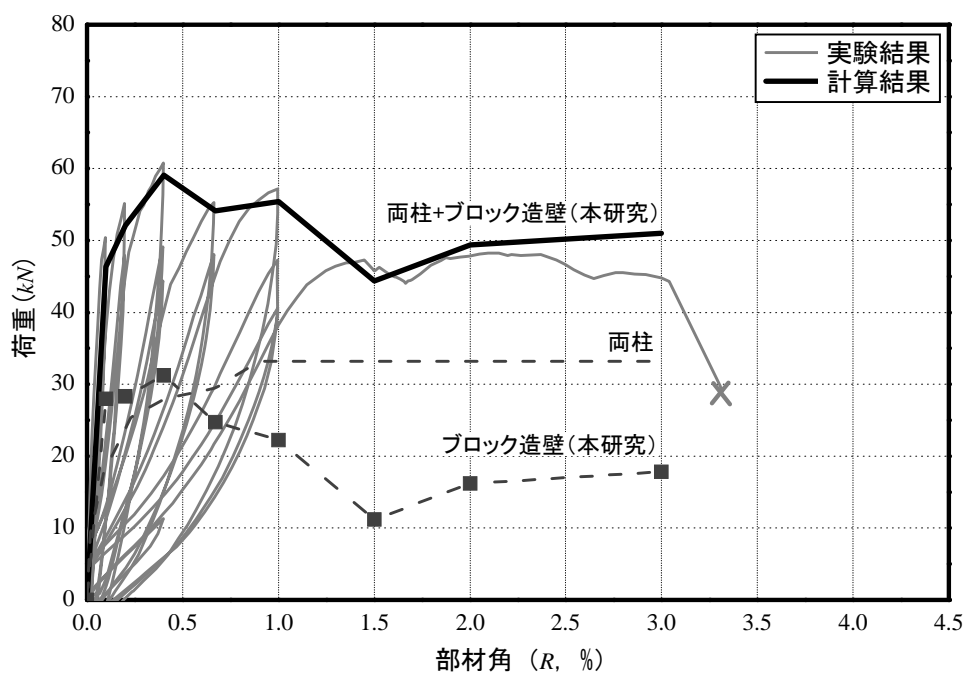


(a) IFRB(M)試験体

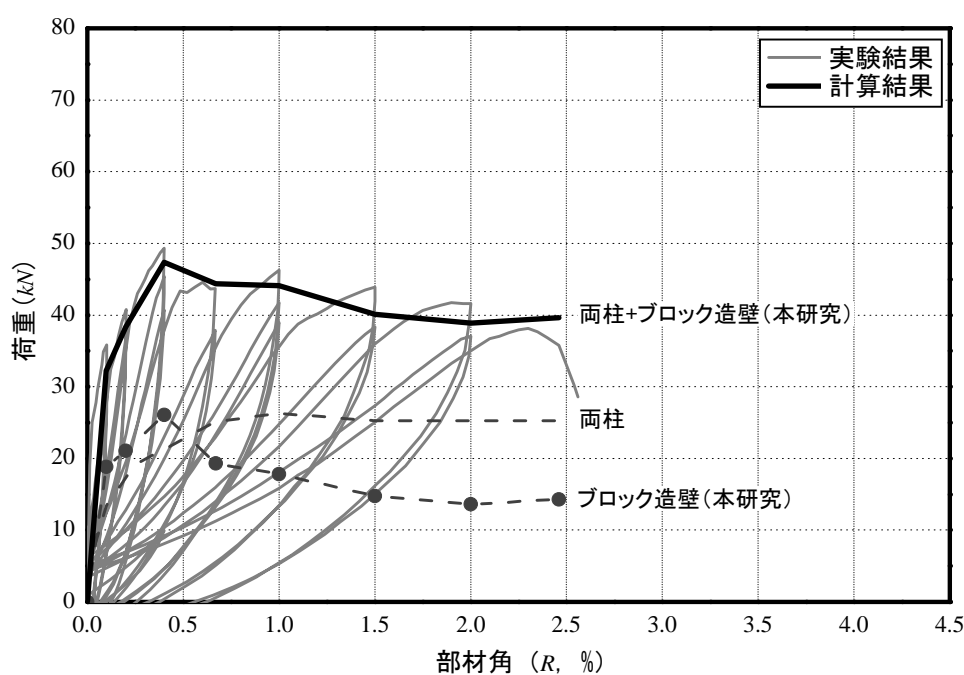


(b) IFFB(M)試験体

図 4.44 各試験体における架構全体の荷重－変形関係の詳細推定（続く）



(c) IFRB(C)試験体



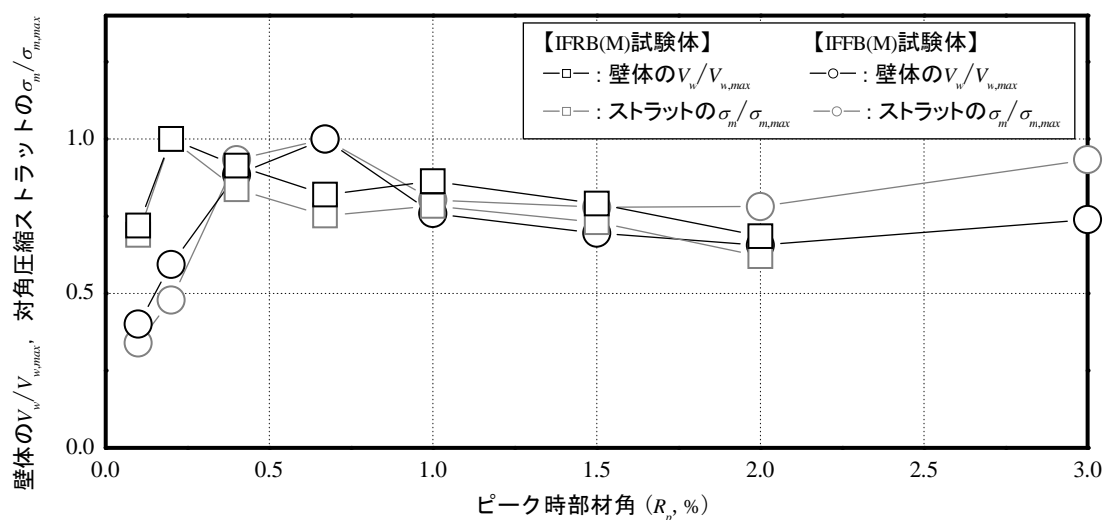
(d) IFFB(C)試験体

図 4.44 各試験体における架構全体の荷重－変形関係の詳細推定

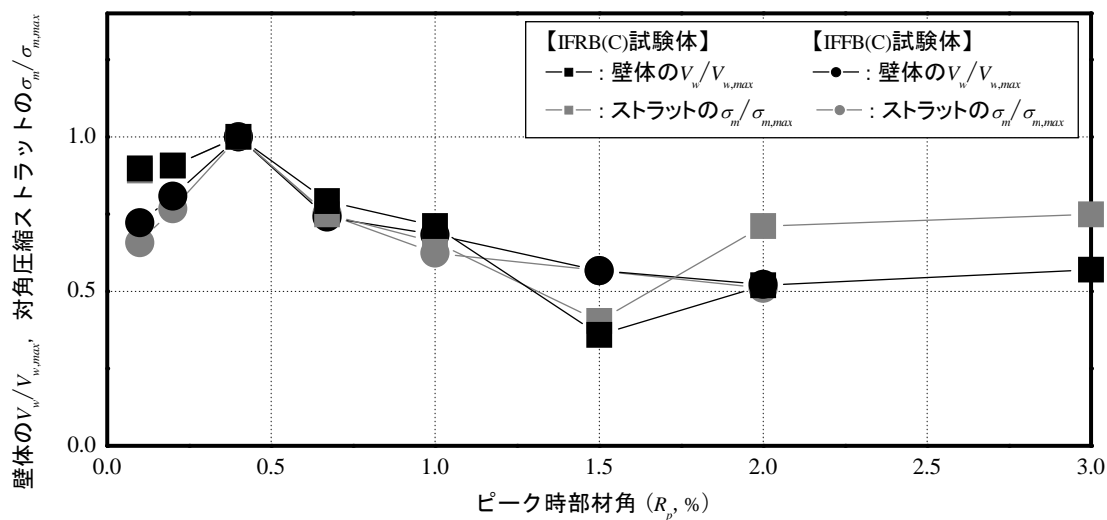
図 4.44 に示すとおり、両柱とブロック造壁の負担せん断力の和により、いずれの試験体においても実験結果による荷重－変形関係が精度よく再現できた。この結果から、本研究で着眼した対角圧縮ストラットの精緻な評価に基づく壁体の負担せん断力評価手法の妥当性が確認でき、図 4.15 に示したブロック造壁の評価に FEMA 式を用いた推定結果に比較して格段の推定結果の向上が確認できた。

また、図 4.44 に示すブロック造壁の負担せん断力 V_w と図 4.43 に示した対角圧縮ストラットの等価幅に作用する平均圧縮主応力 σ_m の推移を比較した結果を図 4.45 に示す。図 4.45 では、両者の比較のため、壁体の最大負担せん断力 $V_{w,max}$ および対角圧縮ストラットの等価幅に作用する最大平均圧縮主応力 $\sigma_{m,max}$ それぞれで基準化し比較している。同図から両者の概形は概ね等しく、即ち対角圧縮ストラットの σ_m を知ることで壁体の V_w を精度良く推定することが可能である。また、IW 試験体、IFRB および IFFB 試験体における壁体の負担せん断力と圧縮主応力の関係から、その最大耐力時までは対角圧縮ストラットの圧縮応力 σ_m が徐々に増加し、その後は低下する傾向にあった。なお、IFRB および IFFB 試験体では周囲架構の影響により、IW 試験体（図 4.29 参照）と比べ壁体の最大耐力以降に低下した負担せん断力がある程度維持されている。

次章では、本節で提案した評価手法をより簡便化し、対角圧縮ストラットにおける形成角度、圧縮主応力、等価幅の評価法を提示するとともに、無補強組積造壁を含む RC 造架構の骨格曲線の簡易評価手法について検討する。



(a) IFRB(M)およびIFFB(M)試験体



(b) IFRB(C)およびIFFB(C)試験体

図 4.45 壁体の負担せん断力 ($V_w/V_{w,max}$) とストラットの圧縮主応力 ($\sigma_m/\sigma_{m,max}$) の推移

4.5 まとめ

本章では、第3章で示した静的加力実験結果に基づき両柱とブロック造壁の負担せん断力を算定し、これらの和により架構全体の荷重－変形関係を評価した。まず、剛梁型および柔梁型純フレーム（BFRB および BFFB）試験体で、曲率分布を用いて各柱のモーメント分布、可撓長さを評価し、これに基づき負担せん断力を算定し、実験結果の荷重－変形関係と整合することを説明した。次に、組積造壁体内蔵フレーム試験体における各柱の曲率分布に基づきその負担せん断力を算定し、これに FEMA306 および 356 による壁体の負担せん断力を加算した結果、実験結果を大きく過小評価する結果となり、FEMA の推定精度が低いことを示した。その後、壁体のみのせん断力を計測した無架構コンクリートブロック造壁（IW）試験体を用い、実験から得られた圧縮主ひずみに基づき壁体の対角圧縮ストラットの形成メカニズムおよびその負担せん断力の評価手法を提案について詳細に説明した。また、この評価手法を用い IFRB および IFFB 試験体に適用した結果、両柱および壁体の負担せん断力の和により実験結果の荷重－変形関係が精度よく再現できたことを示した。本章から得られた知見を以下示す。

- 1) 剛梁および柔梁型純フレーム（BFRB および BFFB）試験体で、曲率分布に基づき柱の可撓長さを評価した上で両柱の負担せん断力を算定した結果、実験結果の荷重－変形関係と精度よく対応することを確認した。
- 2) 一方、ブロック造壁を内蔵する試験体においては、曲率分布に基づき算定した両柱の負担せん断力と FEMA306 および 356 によるブロック造壁の負担せん断力を用い架構全体の荷重－変形関係を評価した結果、実験結果とあまり対応せず、ブロック造壁の負担せん断力評価の精度向上が必要であることがわかった。
- 3) 無架構組積造壁（IW）試験体の圧縮主ひずみに基づき、対角圧縮ストラットの形成角度、圧縮主ひずみおよびその等価幅を詳細に検討し、ストラットの形成角度を想定し別途実施した材料試験（斜めプリズム圧縮試験）結果を用い、壁体の負担せん断力の評価手法を提案した。また、本評価手法によるせん断力算定結果は、実験結果の荷重－変形関係と精度よく対応することを確認した。
- 4) 上記 3) の評価手法を用い剛梁型および柔梁型組積造壁体内蔵フレーム（IFRB および IFFB）試験体に適用した結果、両柱およびブロック造壁の負担せん断力の和により、実験結果が精度よく再現できた。
- 5) 剛梁型および柔梁型組積造壁体内蔵フレーム（IFRB および IFFB）試験体の対角圧縮ストラットの形成メカニズムを検討した結果、柔梁型試験体では梁の変形によってブロック造壁を下方に押えつけようとするため、ストラットの形成角度が剛梁型試験体より大きいことが確認された。また、ストラットの等価幅は部材角の増加に伴い若干減少する傾向を示したが、大きい変動ではなかった。一方、ストラットの等価幅に作用する平均圧縮主応力は壁体の最大耐力時まで徐々に増加し、それ以降は低下する傾向を示しており、変形レベルに応じた壁体の

負担せん断力と概ね同様の推移を示したことから、ストラットの等価幅に作用する平均圧縮主応力を把握することにより壁体の負担せん断力を精度良く推定することが可能であることがわかった。

以上により、3 軸ひずみゲージを全ブロックユニットに貼付する計測を行い、対角圧縮ストラットの角度や等価幅を詳細かつ精密に分析して壁体の負担せん断力を算定することにより、変形レベルに応じた各試験体の耐力を、FEMA 等の従来の評価法と比較して非常に高い精度で追跡できた。なお、本実験結果より、FEMA では無補強組積造壁の負担せん断力評価の因子となるストラットの形成角度、圧縮主応力、等価幅のうち、その等価幅を実験結果の半分以下程度に評価していることから、主に壁体の負担せん断力が低く評価されたことがわかった。これについて、FEMA は壁体の負担せん断力を非常に安全側で評価している可能性が高いためと考えられる。

次章では、本節で提案した詳細かつ精緻な評価手法に基づき、対角圧縮ストラットにおける形成角度、圧縮主応力、等価幅を提示するとともに無補強組積造壁を含む RC 造架構の骨格曲線の簡易評価手法について検討する。

[参考文献]

- [4.1] FEMA 306 : Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings, Applied Technology Council (ATC-43 Project), 1998
- [4.2] FEMA356 : Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, 2000
- [4.3] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説, pp.63-198, 2010
- [4.4] Anil K. Chopra : Dynamics of Structures (Theory and Applications to Earthquake Engineering), Pearson Education, Inc., 2007, pp.8-12
- [4.5] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説, pp.600-615, 1988
- [4.6] James M. Gere, Stephen P. Timoshenko : Mechanics of Material Fourth Edition, PWS Publishing Company, 1997, pp.516-531

第 5 章

無補強組積造壁を含む RC 造架構の

骨格曲線の簡易評価手法

5.1 はじめに

本章では、第4章で検討したブロックユニットの圧縮主ひずみを用いて対角圧縮ストラットの形成メカニズムおよびその負担せん断力を評価する手法に基づき、より一般化・単純化した無補強組積造壁の荷重－変形関係評価手法を提案し、その妥当性を検討する。まず、本実験結果から得られたブロック造壁の荷重－変形関係を3折れ点を有する骨格曲線として簡略化し、その骨格曲線の折れ点として、本研究では「ひび割れ点」、「最大耐力点」、「耐力低下後の残留耐力保持点」の簡易評価手法を提案する。最後に、本評価手法によるブロック造壁の骨格曲線と両柱の負担せん断力を加算した結果を実験結果と比較して、簡略化した骨格曲線に基づいた荷重－変形関係評価の妥当性について検討する。なお、本研究で提案する骨格曲線の簡易評価手法は、地震発生時において建物の面内方向への実際挙動とより近い正負交番繰返し载荷を行った剛梁型（IFRB（C））および柔梁型（IFFB（C））組積造壁内蔵フレーム試験体を対象とするものである。

以下に、RC架構に内蔵されたブロック造壁における骨格曲線の簡易評価手法について説明する。

5.2 RC造架構に内蔵された無補強組積造壁の骨格曲線のモデル化

5.2.1 骨格曲線の概要

第4章で対角圧縮ストラットに基づき算定したIFRB（C）およびIFFB（C）試験体におけるブロック造壁の負担せん断力を図5.1に示す。前章で説明したとおり、同図に示す壁体の荷重－変

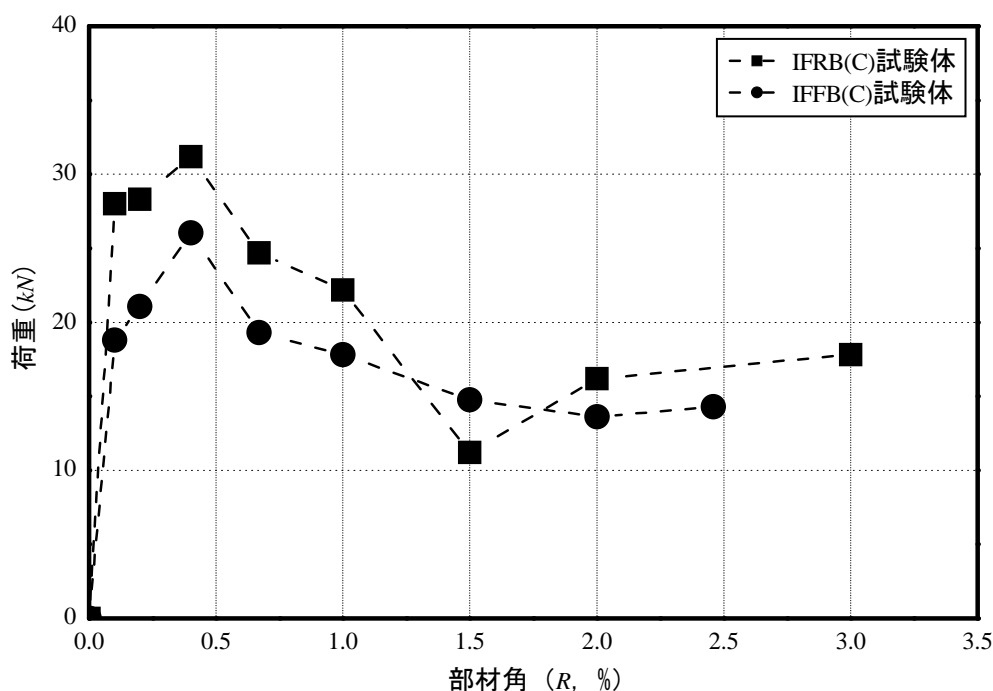


図 5.1 無補強組積造壁の荷重－変形関係

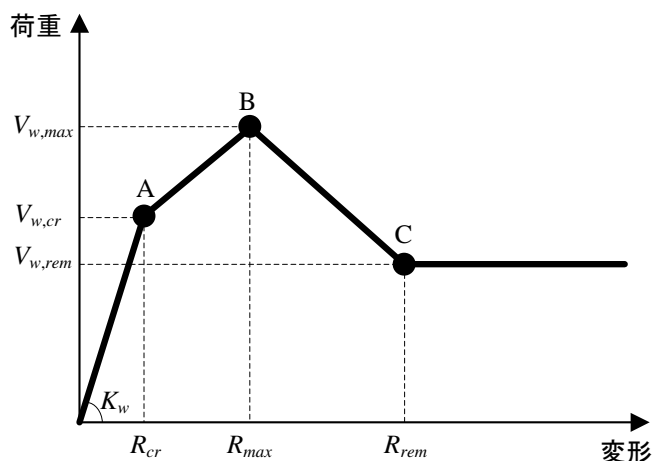


図 5.2 無補強組積造壁の荷重－変形関係の簡略化

形関係の概形はストラットに作用する圧縮主応力の推移とほぼ同様であったことから、対角圧縮ストラットによる壁体の耐力は主にその圧縮主応力の変動に大きく依存すると言える。図 5.1 のとおり、両試験体におけるブロック造壁の荷重－変形関係は概ね等しい概形を示した。壁体のせん断力は最大耐力に至るまで（両試験体ともに部材角 0.4%）剛性低下が生じ（両試験体ともに部材角 0.1%）、また耐力低下発生以降にはほぼ一定な耐力を保持する形状を示している。そこで、本研究ではこれらの結果に基づき無補強組積造壁の骨格曲線を図 5.2 のように簡略化し、同図に示す折れ点 A, B, C を定めた。これらの折れ点は、壁体にひび割れが発生する‘ひび割れ点 A (R_{cr} , $V_{w,cr}$)’、最大耐力に至る‘最大耐力点 B (R_{max} , $V_{w,max}$)’、また耐力低下後にほぼ一定な残留耐力を保持する‘耐力低下後の残留耐力保持点 C (R_{rem} , $V_{w,rem}$)’と定義した。

次項より、上記した各特徴点の決め方を本実験結果および既往の研究結果に基づき検討し、RC 造架構に内蔵された無補強組積造壁における骨格曲線の簡易評価手法を提案する。

5.2.2 ひび割れ点

5.2.2.1 ひび割れ耐力

まず、前項の図 5.2 に示したブロック造壁の‘ひび割れ点 A’について、そのひび割れ耐力 $V_{w,cr}$ を検討する。無補強組積造壁のひび割れ耐力に関する既往の研究では^[5.1]、壁体におけるひび割れ耐力 $V_{w,cr}$ を最大耐力 $V_{w,max}$ の 50~70% 程度と説明している。一方、本実験結果から加力初期段階であり、ひび割れ点と予想される部材角 0.1% における壁体の耐力を調べたところ、図 5.1 に示したように最大耐力の 70% を超える事例も見られた。そこで、本研究では本実験結果および文献[5.1]に基づき、その上限値である最大耐力 $V_{w,max}$ の 70% を準用し、ひび割れ耐力 $V_{w,cr}$ ($=0.7V_{w,max}$) を定めた。なお、無補強組積造壁の最大耐力 $V_{w,max}$ については 5.2.3 項で説明する。

5.2.2.2 ひび割れ部材角

次に、ひび割れ部材角 R_{cr} をブロック造壁の初期剛性（図 5.2 の K_w ）に対するひび割れ耐力 V_{cr} の比から求める ($=V_{w,cr}/K_w$)。文献[5.2]および[5.3]では、初期剛性 K_w は等価な幅を有する対角圧縮ストラットの軸剛性を水平剛性に換算したものとされており、本研究ではこれを準用し、式 (5.1) より算定することとした。同式で、 E_m はブロック造壁のヤング係数で、3.3.2.3 に示した 3 段プリズム圧縮試験によるものとした。

以下に、初期剛性 K_w の評価のために必要となる対角圧縮ストラットの等価幅 W_{eq} の算定方法および対角圧縮ストラットの形成角度 θ の大小が初期剛性に及ぼす影響について示す。

$$K_w = E_m \cdot W_{eq} \cdot \cos^2 \theta \cdot t / l_d \quad (5.1)$$

ここで、

K_w : 壁体の初期剛性 (N/mm)

E_m : 壁体のヤング係数 (N/mm²) : 3 段プリズム圧縮試験より算定 (3.3.2.3 参照)

W_{eq} : 対角圧縮ストラットの等価幅 (mm)

θ : 壁体の対角両隅と水平方向のなす角度 (rad.)

t : 壁体の厚さ (mm)

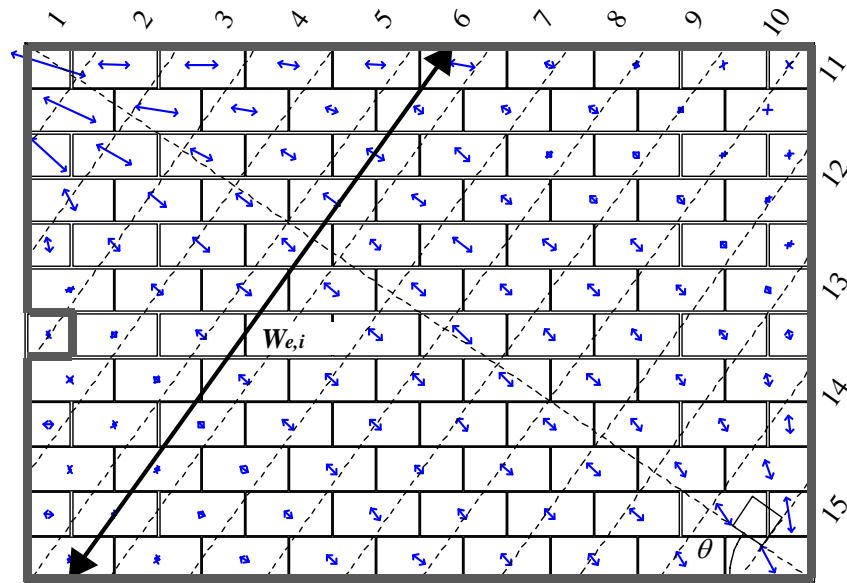
l_d : 壁体の対角線長さ (mm)

(1) 対角圧縮ストラットの等価幅 W_{eq} 1) 各区間における対角圧縮ストラットの等価幅 $W_{e,i}$

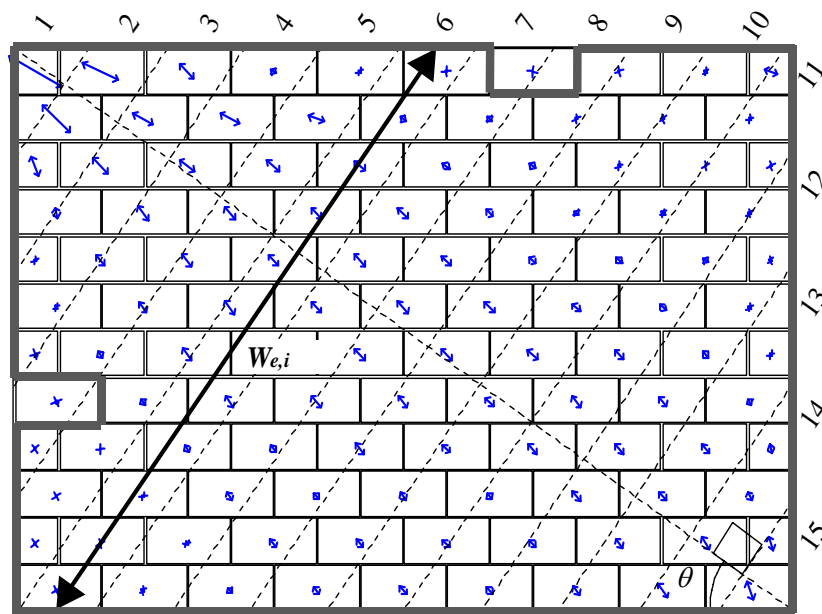
式 (5.1) の中の対角圧縮ストラットの等価幅 W_{eq} について、前章では実験結果から得られた各ブロックユニットの圧縮主ひずみデータから W_{eq} を算定したが、本章では壁体の幾何学的形状に基づく簡便な評価手法を提案する。以下より、 W_{eq} の算定に不可欠である対角圧縮ストラットの有効幅 $W_{e,i}$ および代表圧縮主ひずみ ε_i について検討する。

対角圧縮ストラットの等価幅 W_{eq} の算定にあたり、前章での評価手法と同様、壁体を対角圧縮ストラットの形成角度 θ の直交方向に等間隔になるよう 15 区間に分割し、各区間 i における $W_{e,i}$ を算定する。この際、本簡易評価手法では θ を壁体の対角両隅と水平方向のなす角度 ($\theta=35^\circ$) と簡便に設定した。ところが、この設定によって特に圧縮ストラットの形成角度が大きかった IFFB 試験体については K_w が実際より高くなる可能性があるため、これに関する考察は後述する。図 5.3 に IFRB (C) および IFFB (C) におけるブロック造壁の区間分割およびブロックユニットの圧縮主ひずみ分布の例を示す (部材角 0.1%)。

前章で説明したとおり、各ブロックユニットの圧縮主ひずみの角度が 0° から 90° の間に分布するもののみを選定対象圧縮主ひずみ ε_i とし、区間ごとに ε_i が存在するブロックユニットの幅を $W_{e,i}$ と定義したが、図 5.3 のように部材角 0.1% 時にほぼ全ブロックユニットに 0° から 90° の間の圧縮主ひずみが生じていることから (図 5.3 の太線内領域)、本簡易評価手法では壁体全面に対して $W_{e,i}$ を算定することとした。その結果を、IFRB(C) と IFFB(C) 試験体の実験結果 (部材角 0.1%) と比較して図 5.4 に示す。同図より、本簡易評価手法で仮定した $W_{e,i}$ の分布は実験結果と概ね対応した。なお、ここで両試験体の実験結果が本簡易評価手法で仮定した $W_{e,i}$ より高く分布する区間 (区間 6～区間 10) が見られるのは、実験結果における両試験体のストラットの形成角度 θ (IFRB(C) 試験体 $\approx 39^\circ$, IFFB(C) 試験体 $\approx 45^\circ$) が本簡易評価手法で設定した θ ($\theta=35^\circ$) と異なり、これによる幾何学的形状から $W_{e,i}$ が若干広くなったためである。



(a) IFRB(C)試験体（部材角：0.1%）



(b) IFFB(C)試験体（部材角 0.1%）

図 5.3 ブロック造壁における区間分割および圧縮主ひずみの分布

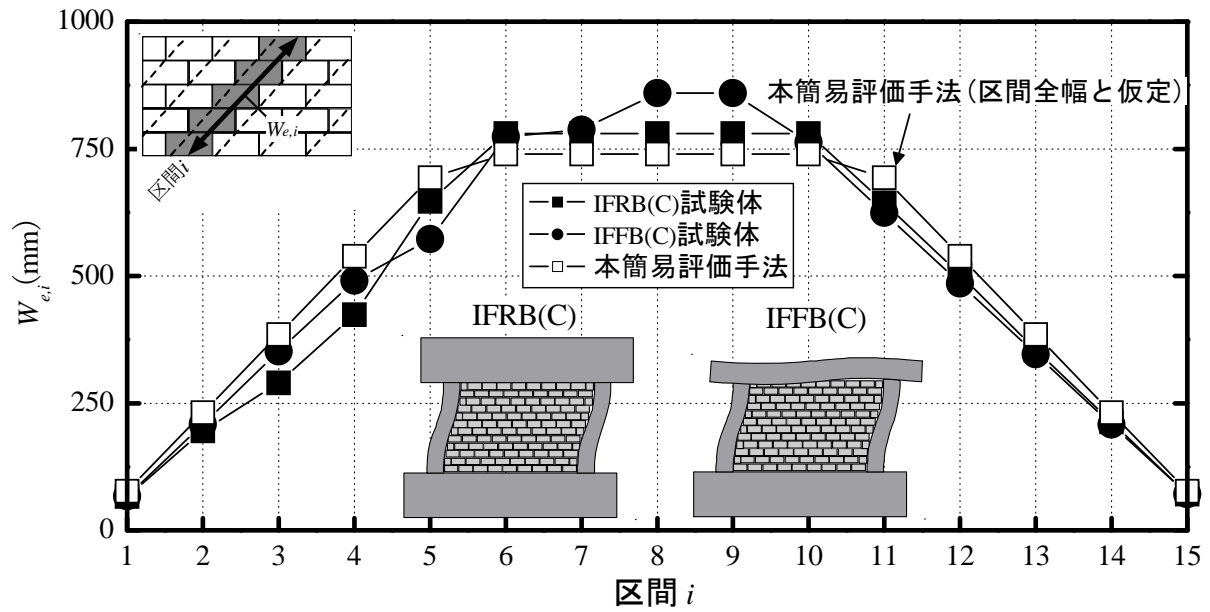
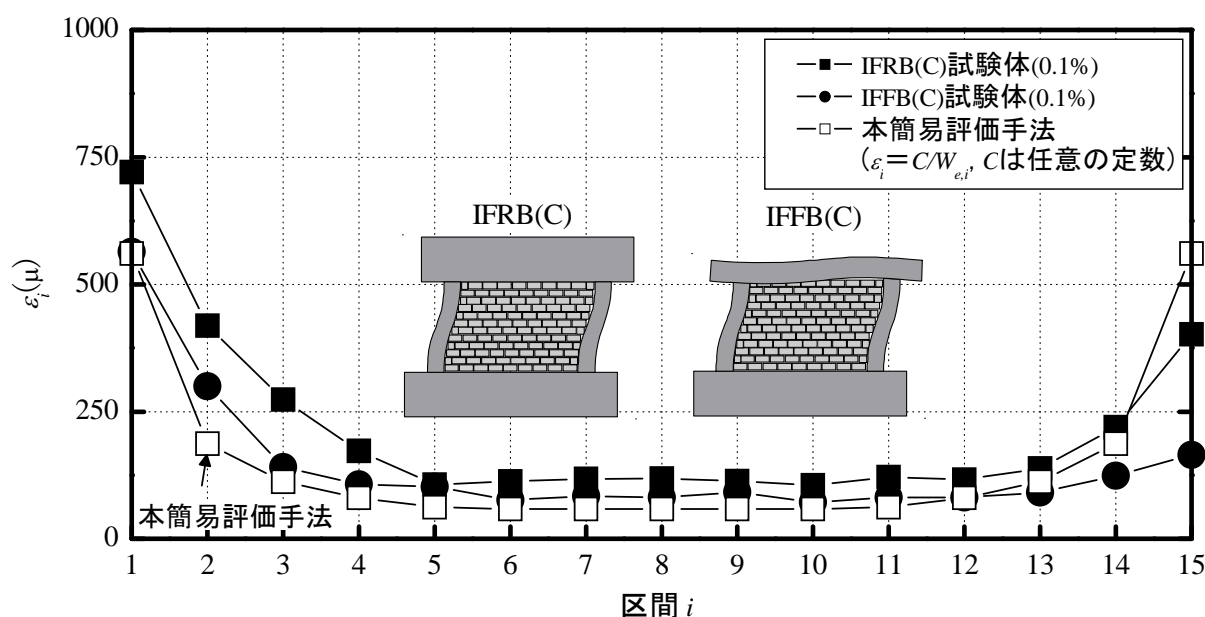
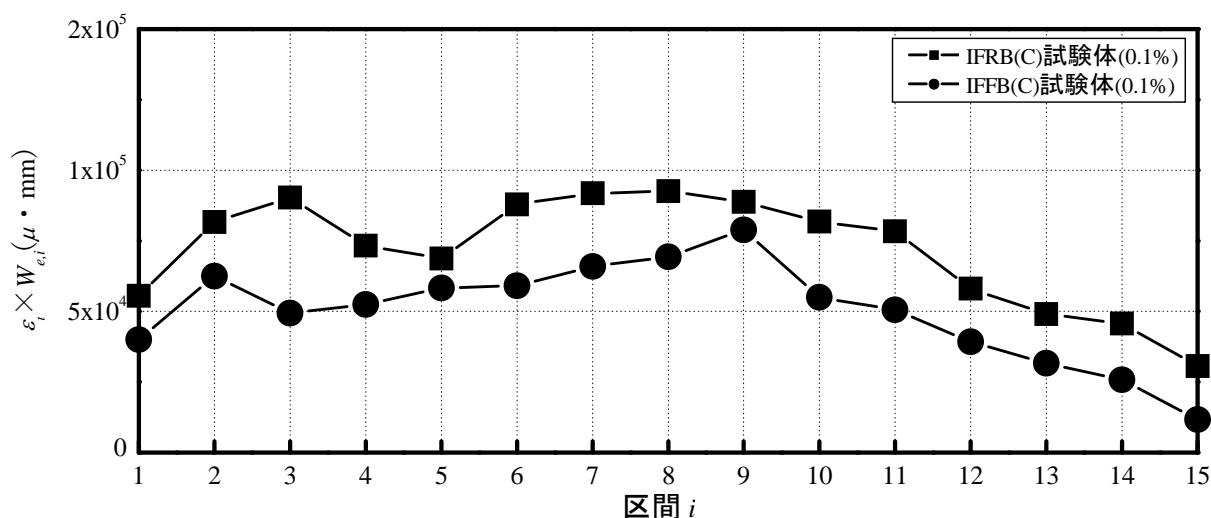


図 5.4 本簡易評価および実験結果における $W_{e,i}$ の分布 (部材角 : 0.1%)

2) 各区間における対角圧縮ストラットの圧縮主ひずみ ε_i

図 5.3 に示した太線内領域における区間 i の実験時の圧縮主ひずみの算術平均値 ε_i （区間ごとの代表圧縮主ひずみ）を算定し、図 5.5 に示す。同図より、 ε_i の分布は図 5.4 の $W_{e,i}$ と凹凸が逆形状である。そこで、両者の積である $\varepsilon_i \cdot W_{e,i}$ の分布を検討したところ、図 5.6 に示すとおり、両側の区間、すなわち区間 1 および 15 に近い区間ほどその値が低いものの、全体的に概ね安定した値となっている。よって、本研究では ε_i の分布は $W_{e,i}$ の分布と反比例、即ち $\varepsilon_i = C/W_{e,i}$ (C は任意の定数)と仮定することとした。本仮定による ε_i の分布を図 5.5 に実験結果と比較して示す。なお、同図では ε_1 と ε_{15} を平均的に実験値（IFRB(C)試験体）と等しくなるよう C を設定した。

図 5.5 本簡易評価および実験結果における ε_i の分布（部材角：0.1%）図 5.6 実験結果における $\varepsilon_i \cdot W_{e,i}$ の分布（部材角：0.1%）

3) 対角圧縮ストラットの等価幅 W_{eq}

以上の $W_{e,i}$ および ε_i の分布を用い、対角圧縮ストラットの等価幅 W_{eq} を式 (5.2) から算定する。同式は、前章で説明したとおり、図 5.7 に示す元のストラットおよび等価ストラットに等しい圧縮力 ($P_{(a)}=P_{(b)}$) が作用すると仮定し定式化したものである。式 (5.2) に図 5.4 および図 5.5 で仮定した $W_{e,i}$ および ε_i を代入することで、式 (5.3) に示すとおり W_{eq} が幾何学的に決定される。

$$W_{eq} = \left(\sum_{i=1}^n (\varepsilon_i \times W_{e,i}) \right) / \sum_{i=1}^n \varepsilon_i \quad (n=15) \quad (5.2)$$

$$W_{eq} = \sum_{i=1}^n (C/W_{e,i} \times W_{e,i}) / \sum_{i=1}^n C/W_{e,i} = n / \sum_{i=1}^n 1/W_{e,i} \quad (5.3)$$

ここで、

ε_i : 区間 i における選定対象の圧縮主ひずみの平均値 (μ)

(簡易評価手法では、 $\varepsilon_i=C/W_{e,i}$ (C は任意の定数))

$W_{e,i}$: 区間 i におけるストラットの有効幅 (簡易評価手法では、区間全幅と仮定) (mm)

n : 分割した区間の数 (実験時と同様に、 $n=15$)

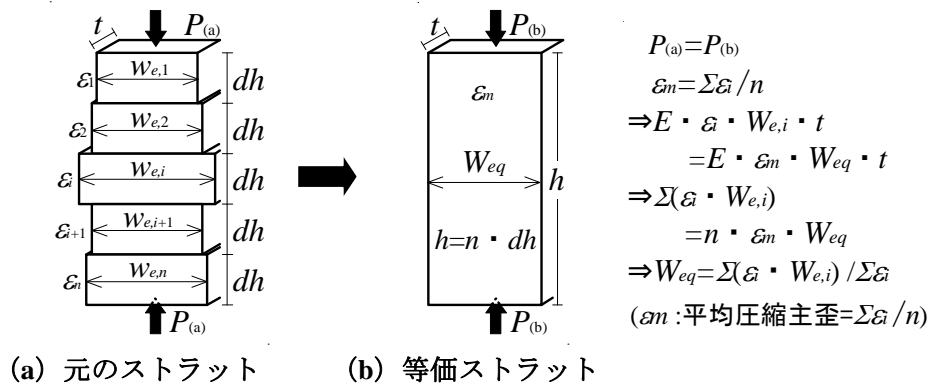
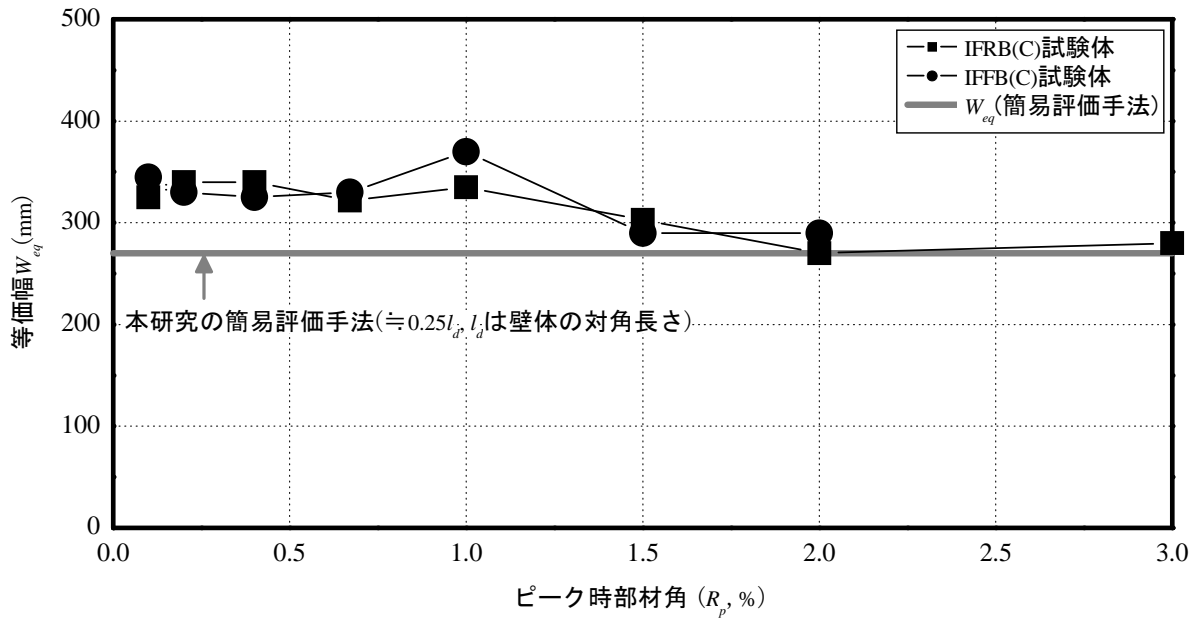
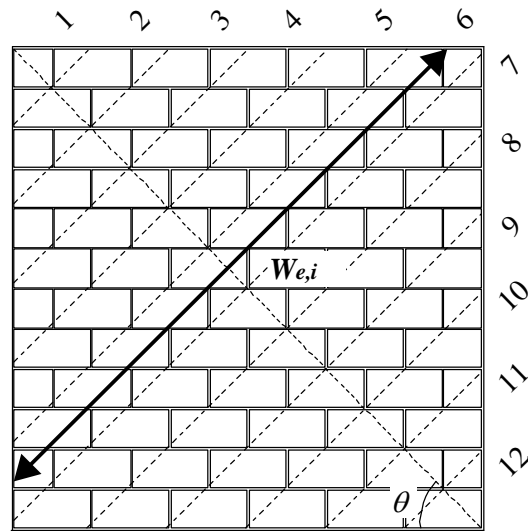


図 5.7 対角圧縮ストラットの等価幅の算定

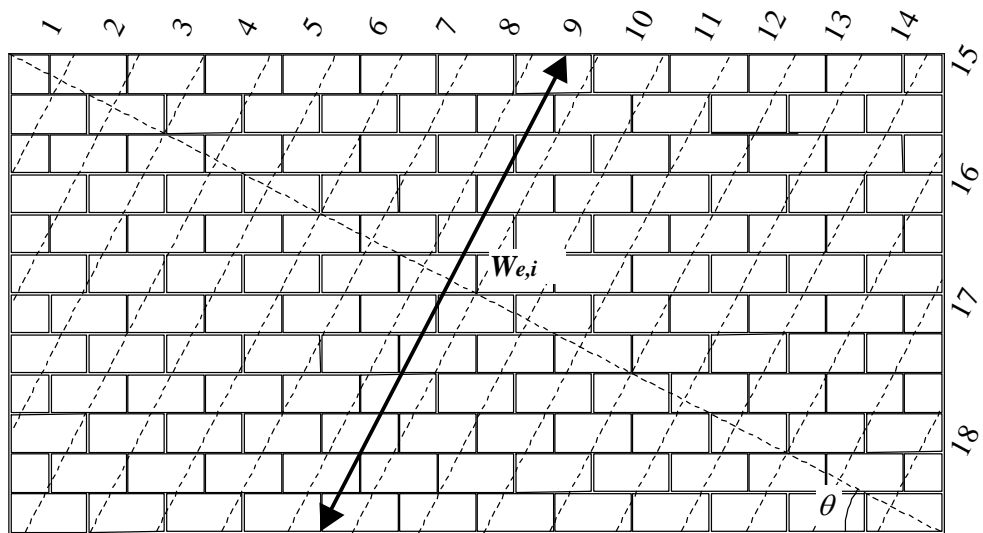
以上の検討結果より、対角圧縮ストラットの等価幅 W_{eq} は約 280mm ($\approx 0.26l_d$, l_d : 壁体の対角線長さ) と算定され、本研究では W_{eq} を $0.25l_d$ ($\approx 270\text{mm}$) と提案した。この結果を実験結果による W_{eq} の推移と併せて図 5.8 に示す。同図に示すとおり、本簡易評価手法で提案した W_{eq} より、ピーク時全部材角において実験結果を低めに評価したが、その差は小さく、また初期剛性および耐力算定の観点から見ると安全側の評価を与えることになると考えられる。また、この結果は文献 [5.1] で提案されている等価幅 ($0.25l_d$) とも整合する。


 図 5.8 簡易評価手法および実験結果における W_{eq} 比較

なお、本研究における無補強組積造壁の縦横比 γ は 1.5 であるが、異なる γ を有する壁体における W_{eq} については次のように検討した。まず、対角圧縮ストラットの有効幅 $W_{e,i}$ および代表圧縮主ひずみ ε_i を仮定するため、図 5.9 に示すとおり、それぞれ 1.0 および 2.0 の縦横比 γ をもち、本試験体と同じ高さを有する壁体を想定し、実験結果の検討時と同様に各区間内に少なくとも 1 つのブロックユニットが含まれるように壁体を分割した。この際に、ストラットの形成角度は壁体の対角両隅と水平角度のなす角度とした。その結果、同図に示すように縦横比 γ が 1.0 の場合における分割数 n は 12、 γ が 2.0 の場合については n が 18 となった。次に、本実験結果に基づき対角圧縮ストラットの作用によって壁体全面に選定対象圧縮主ひずみ ε_j が発生すると仮定し、壁体全面に対して $W_{e,i}$ を算定した (図 5.10)。また、本実験から得られた $W_{e,i}$ と ε_i の関係を用い、 ε_i の分布は $W_{e,i}$ の分布と反比例、すなわち $\varepsilon_i = C/W_{e,i}$ (C は任意の定数) とし、その ε_i の分布を図 5.11 に示す。なお、同図では ε_1 と ε_{15} を $W_{e,i}$ の最大値と等しいレベルの大きさになるよう C を設定した。以上で仮定した壁体の $W_{e,i}$ および ε_i の分布、また式 (5.3) を用いて対角ストラットの等価幅 W_{eq} を算定したところ、縦横比 γ が 1.0 の場合は約 228mm ($\approx 0.26l_d$, l_d : 壁体の対角線長さ)、 γ が 2.0 の場合は約 350mm ($\approx 0.26l_d$, l_d : 壁体の対角線長さ) となり、壁体の全面に圧縮力がかかると仮定すると壁体の形状に関係なく、 W_{eq} が約 $0.25l_d$ でほぼ一定となることがわかった。従って、本研究では上記した検討結果を踏まえ、対角圧縮ストラットにより壁体全面に圧縮力が作用すると仮定し、異なる縦横比を有する壁体についても、 W_{eq} は約 $0.25l_d$ とした。

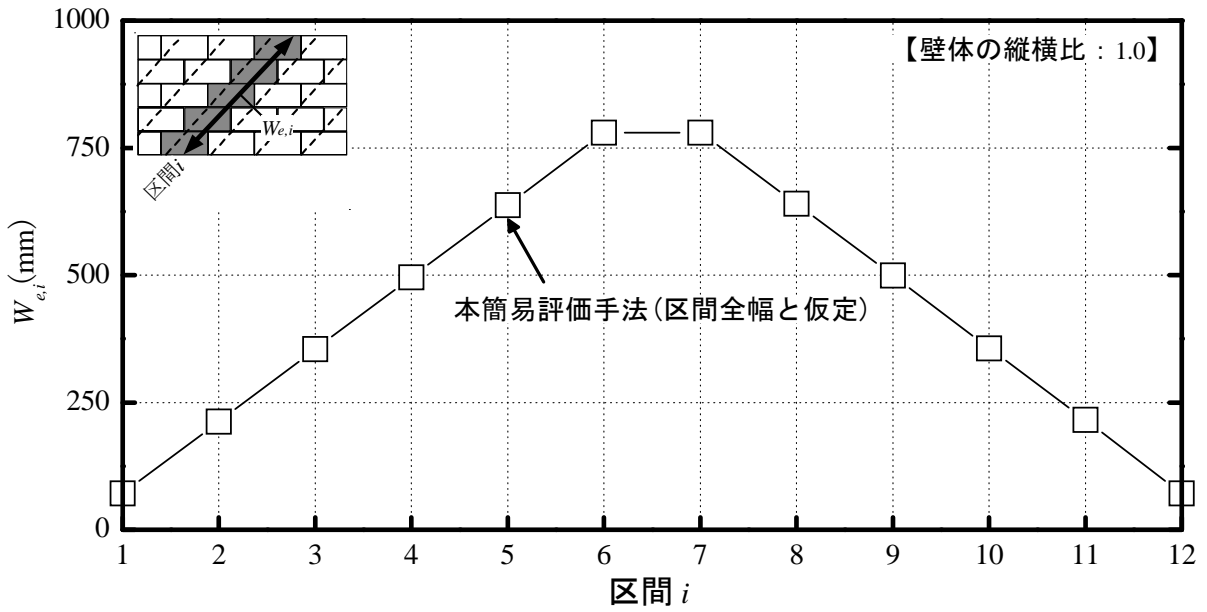


(a) 壁体の縦横比が 1.0 (高さは本試験体と同様)

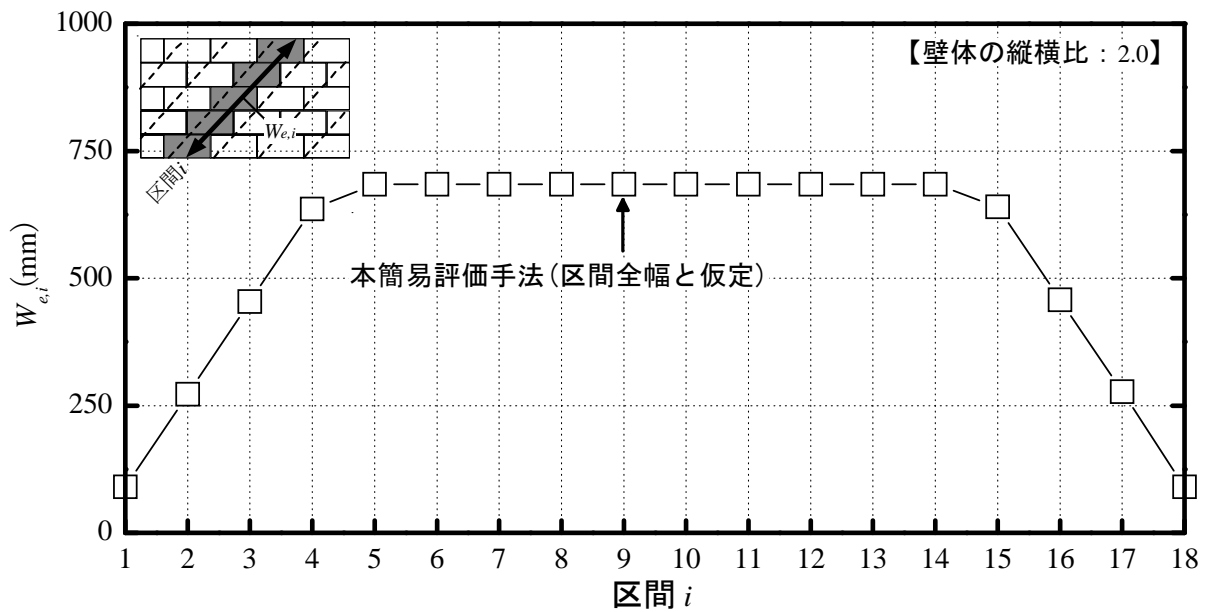


(b) 壁体の縦横比が 2.0 (高さは本試験体と同様)

図 5.9 異なる縦横比を有する壁体における対角圧縮ストラット有効幅 $W_{e,i}$

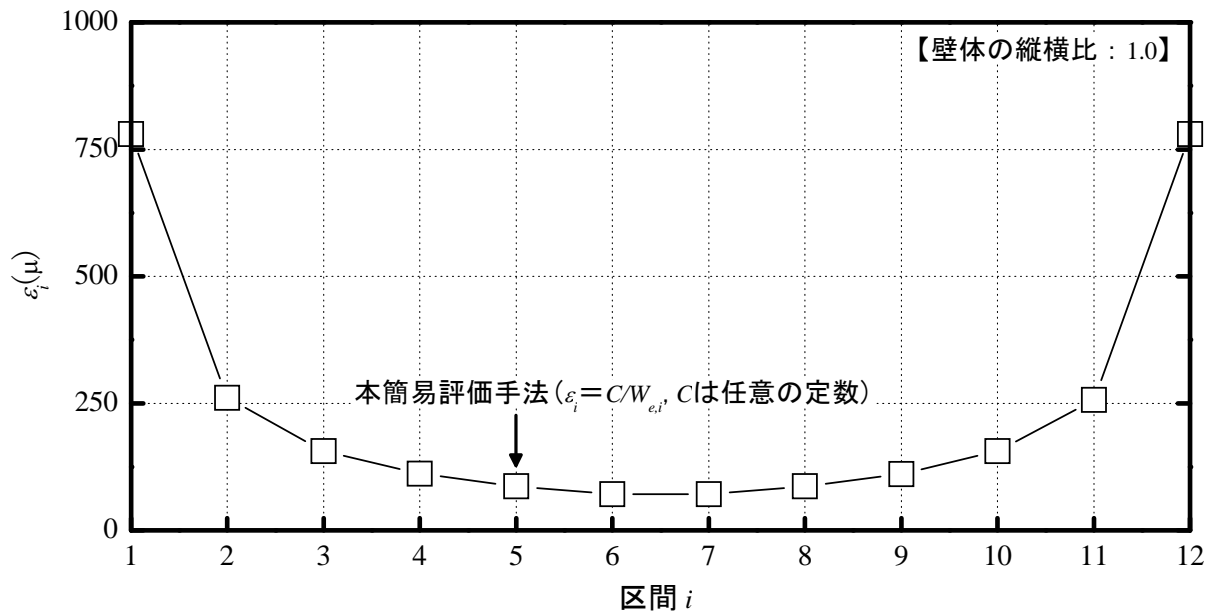


(a) 壁体の縦横比：1.0

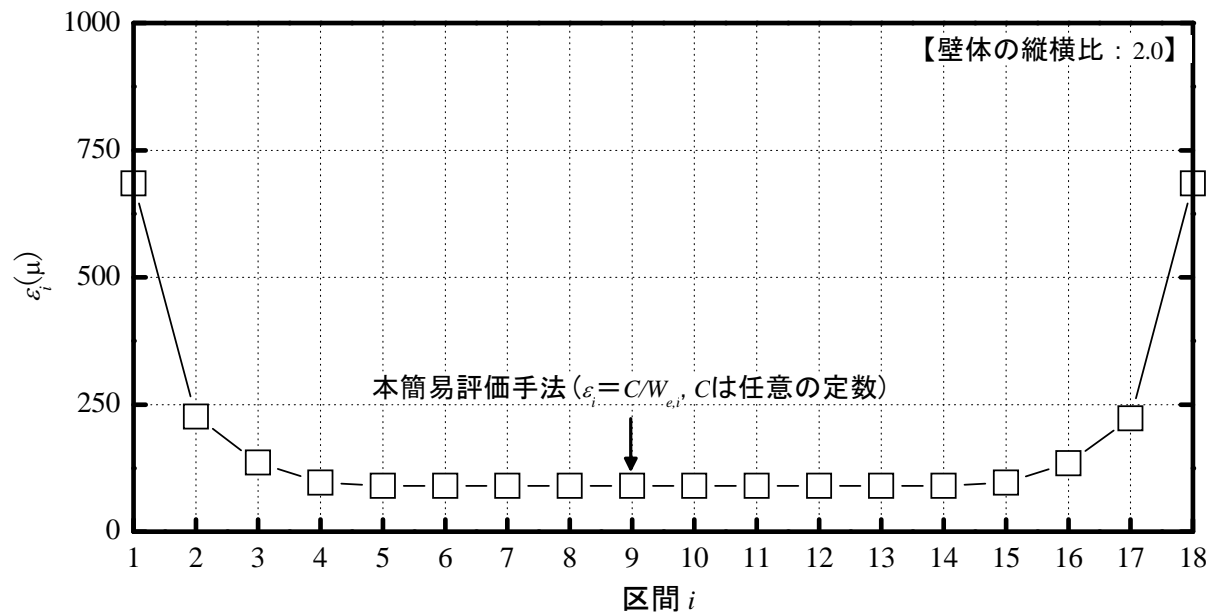


(b) 壁体の縦横比：2.0

図 5.10 本簡易評価における $W_{e,i}$ の分布



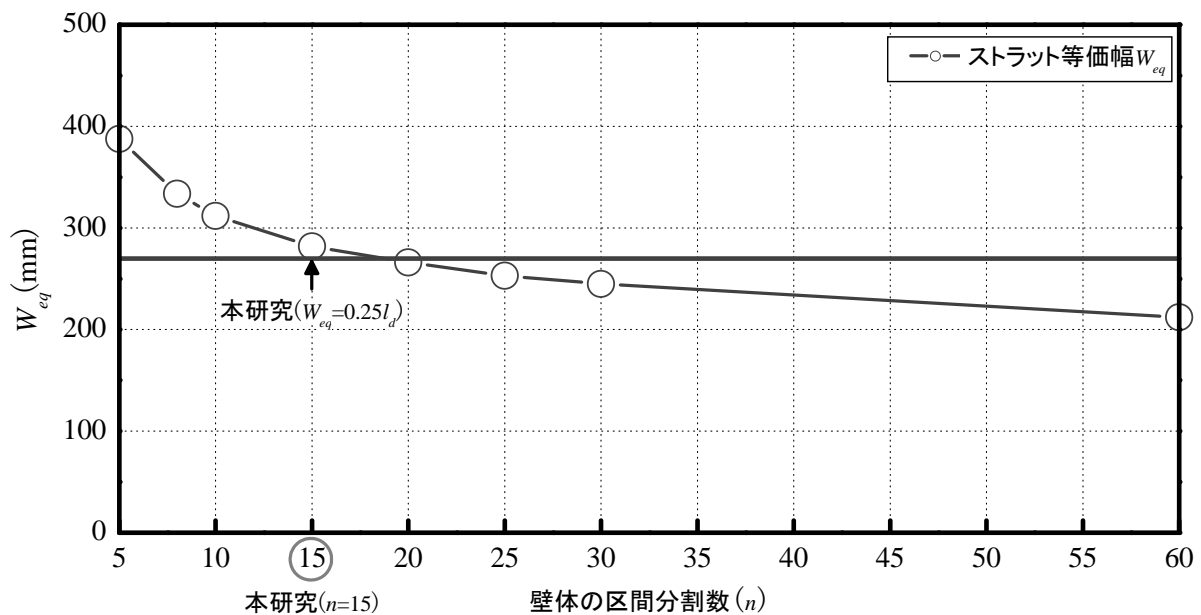
(a) 壁体の縦横比：1.0



(b) 壁体の縦横比：2.0

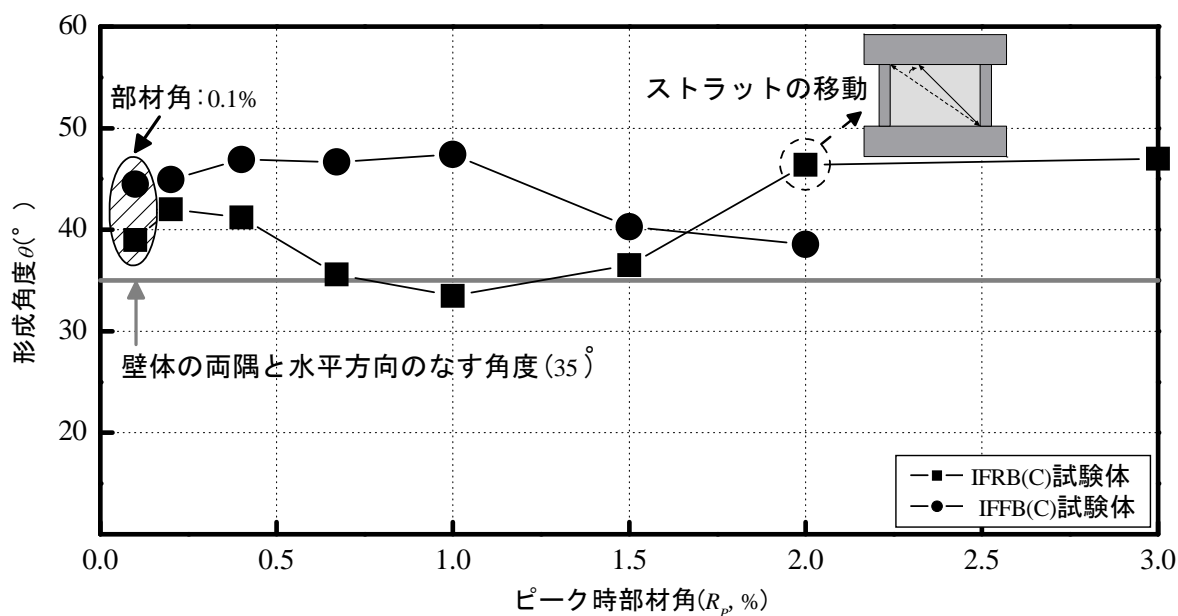
図 5.11 本簡易評価における ε_i の分布

一方、対角圧縮ストラット W_{eq} はその算定式の性質上 (式 (5.3)), 分割数 n に依存することに留意されたい。本研究では実験結果の検討時と同様に n を 15 としたが、例えば $n=10$ および 60 の場合とそれぞれ比較すると、図 5.12 より W_{eq} は $n=15$ の時の 1.15 倍および 0.75 倍程度になり、 W_{eq} は図 5.2 に示すとおり壁体の初期剛性 K_w に影響するが、その差は最大で 1.5 倍程度である。架構の骨格曲線を定義するにあたり、前述したとおり最大耐力をある割合で低減して (本研究では 70% に低減) ひび割れ耐力を設定するとすれば、分割数 n により初期段階での剛性に差が生じるものの、骨格曲線そのものには大きな影響は生じない。また、分割数に関わらず、ストラットに作用する圧縮力 (図 5.7 の $E \cdot \underline{\varepsilon}_m \cdot W_{eq} \cdot t$) は同一、すなわち $\varepsilon_m \cdot W_{eq}$ の値は変化しないため、本検討では本実験で用いた n を利用した。


 図 5.12 壁体の分割数による W_{eq} の推移

(2) 対角圧縮ストラットの形成角度 θ

本簡易評価手法では、前述したとおり、対角圧縮ストラットの形成角度 θ を壁体の両隅と水平方向のなす角度（本試験体では 35° ）と簡便化している。一方、図 5.13 に示すとおり、IFRB (C) 試験体の θ は上記の仮定と概ね整合しているが、IFFB (C) 試験体では梁の変形により 45° 程度と大きい値を示している。よって、本簡易手法を用いると IFFB(C)試験体においては $\cos\theta$ の値が大きくなり $((\cos 35^\circ / \sin 45^\circ)^2 = 1.342)$ 、式 (5.1) 参照、初期剛性 K_w は1.35 倍程度の過大評価になる。しかしながら、図 5.8 に示す本簡易手法による W_{eq} ($=0.25l_d$) の値は実験結果の約 0.8 倍程度になっているため、本試験体における K_w は最終的に実験結果を 1.1 倍程度過大評価する結果となり、架構全体の骨格曲線には大きな影響は与えないと判断される。

図 5.13 IFRB(C)および IFFB(C)試験体における対角圧縮ストラットの形成角度 θ

5.2.3 最大耐力点

5.2.3.1 最大耐力

本項では、図 5.2 に示したブロック造壁の‘最大耐力点 B’における最大耐力の簡易評価手法を検討する。ブロック造壁の最大せん断力 $V_{w,max}$ は、前章の評価手法と同様に式 (5.4) から算定する。まず、式 (5.4) 中の対角圧縮ストラットの等価幅 W_{eq} については、前項の図 5.8 に示すとおり、両試験体における最大耐力時（両試験体ともに部材角 0.4%）の W_{eq} は部材角 0.1% 時とほぼ同様な値を示しており、ほとんど変動しなかったため、最大耐力時についても W_{eq} を $0.25l_d$ （ $\approx 270mm$ ）と設定した。

$$V_{w,max} = W_{eq} \cdot \sigma_{m,max} \cdot \cos \theta \cdot t \quad (5.4)$$

ここで、

W_{eq} : 対角圧縮ストラットの等価幅 (mm)

$\sigma_{m,max}$: 最大耐力時にストラットの等価幅に作用する平均圧縮主応力 (N/mm^2)

θ : 対角圧縮ストラットの形成角度 (rad.)

t : 壁体の厚さ (mm)

次に、式 (5.4) 中の壁体の最大耐力時にストラットの等価幅に作用する平均圧縮主応力 σ_m を定める。4.4.6 項で説明したとおり、本実験結果から変形レベルに応じた壁体の負担せん断力 V_m の変動は主にストラットの等価幅に作用する平均圧縮主応力 σ_m に依存するため、 σ_m を知ることで V_m を精度良く推定することが可能である。しかしながら、一般に壁体そのものの σ_m を把握することは実験でないかぎり非常に難しいと考えられる。そこで、本研究ではストラットの形成角度を想定した材料試験（斜めプリズム圧縮試験）結果から、 σ_m を評価することを試みる。壁体の最大耐力時（いずれも部材角 0.4% で、図 4.43 の繰り返し載荷実験結果参照）における σ_m 、即ち $\sigma_{m,max}$ と図 3.23 の $\sigma_{斜め,max}$ （3 体の試験体の平均値）を両者の比を用いて比較すると、図 5.14 のとおりである。ここで $\sigma_{斜め,max}$ には、壁体の最大耐力時におけるストラットの形成角度（IFRB(C)試験体：41.3°、IFFB(C)試験体：46.8°）と最も近い角度（ $\theta=45^\circ$ ）の圧縮強度を用いた。同図より、 $\sigma_{斜め,max}$ に対する $\sigma_{m,max}$ の比率は概ね 0.5 であった。これは壁体の最大耐力時に等価なストラット幅に作用する平均的な圧縮主ひずみ $\epsilon_{m,max}$ が材料試験における最大圧縮応力度発生時のひずみ $\epsilon_{斜め,max}$ の 50% 程度であったためである。そこで、本研究では壁体の最大耐力時にストラットの等価幅に作用する平均的な圧縮主応力 $\sigma_{m,max}$ を、3.3.2.3 で実施した斜めプリズム試験体（ $\theta=45^\circ$ ）の圧縮強度 $\sigma_{斜め,max}$ の 50% と設定することとした。

なお、図 5.15 に示したように、本研究で実施した斜めプリズム試験体は 3 段プリズム試験体と同様、目地モルタルとブロックの界面付近のひび割れ発生も見られたものの、ブロックユニット自体も圧縮力により破壊している。加えて、両者の σ — ϵ 関係も最大強度を含めほぼ等しかったこ

とから (図 3.21 および図 3.23), 本研究で用いた両プリズム試験体は圧縮力の作用角度による影響が小さかったものと考えられる。本研究で用いたブロックおよび目地モルタル以外の材料を用いる場合には, 本研究と同様に斜めプリズム圧縮試験を行い, $\sigma_{斜め,max}$ を評価しこれを用いることが望ましいが, これが困難な場合は, 前述のようなブロックユニット自体の圧縮破壊でプリズム強度が決定されるという条件の下であれば FEMA306 で簡易的に採用されている手法と同様に 3 段プリズム圧縮試験結果を用いて $\sigma_{m,max}$ を $0.5\sigma_{max}$ (σ_{max} : 3 段プリズム圧縮強度) としても, $\sigma_{m,max}$ の算定結果に大きな差は生じないものと考えられる。

一方, 本簡易評価手法では式 (5.4) 中の対角圧縮ストラットの形成角度 θ を壁体の対角両隅と水平方向がなす角度と簡便化しているため, IFRB (C) 試験体においては $\cos\theta$ の値が大きくなり, また前述したとおり IFRB(C) 試験体の σ_m は $0.5\sigma_{max}$ の 0.9 倍程度であったため, 最大耐力 $V_{w,max}$ は約 1.3 倍程度の過大評価になる。しかし, 図 5.8 に示すように, 本簡易評価手法では $W_{eq}(=0.25l_d)$ の値が実験結果の約 0.8 倍になっているため, 本試験体における $V_{w,max}$ は最終的に実験結果を 5% 程度過大評価する結果となり, 架構全体の骨格曲線には大きな影響を与えないと考えられる。

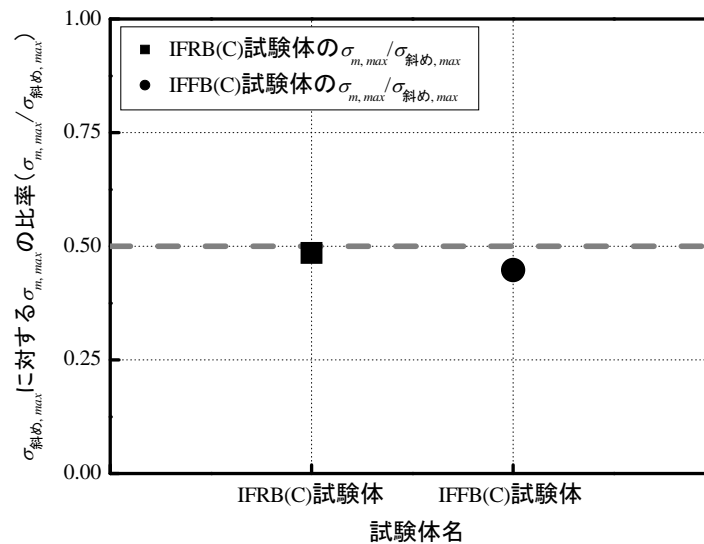


図 5.14 $\sigma_{斜め,max}$ に対する $\sigma_{m,max}$ (IFRB(C)および IFFB(C)試験体) の比率

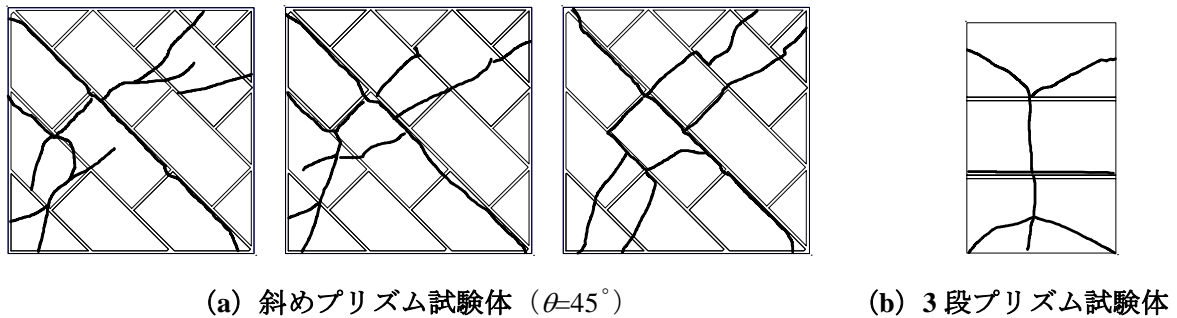
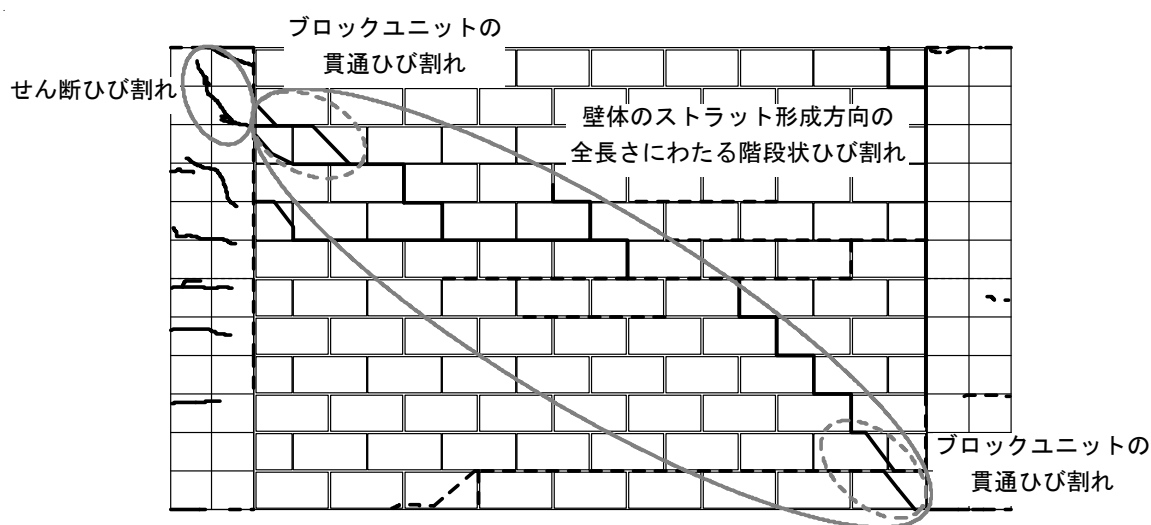


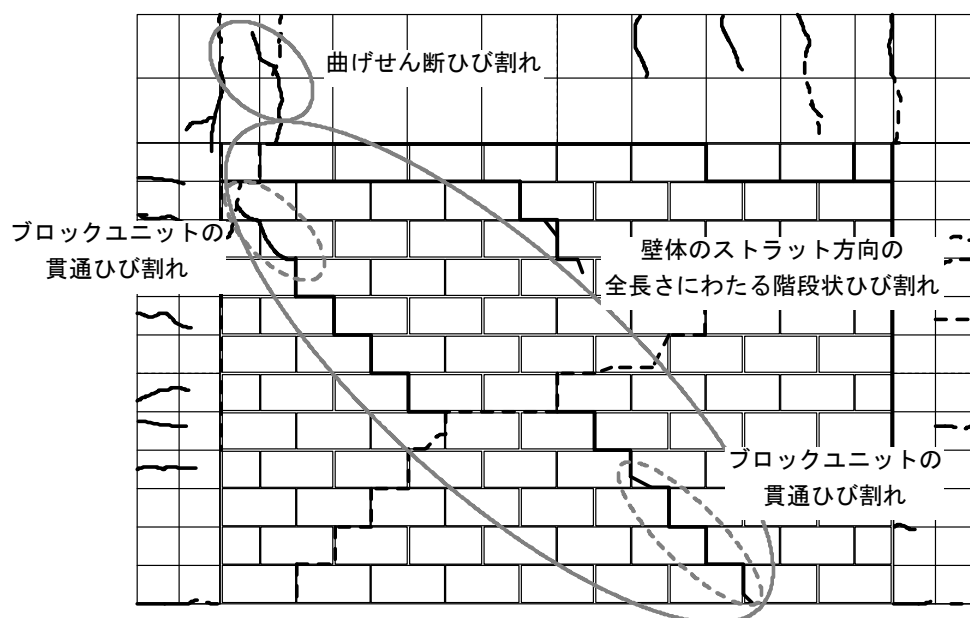
図 5.15 斜めプリズムおよび 3 段プリズム試験体における破壊状況

5.2.3.2 最大耐力部材角

次に、本簡易評価では本実験結果から得られた壁体の損傷状況を詳細に観測し、対角圧縮ストラットにおける最大耐力部材角を設定した。IFRB (C) および IFFB (C) 試験体の実験結果から、壁体の最大耐力が現れた部材角 R_{max} は両試験体ともに 0.4% であった。ここで、両試験体の部材角 0.4% における架構の損傷状況を図 5.16 に示す。同図に示すように、両試験体ともに部材角 0.4% で、対角圧縮ストラットの全長にわたり階段状ひび割れが進展するとともに、その両側に存在す



(a) IFRB (C) 試験体



(b) IFFB (C) 試験体

図 5.16 壁体の最大耐力時における損傷状況（部材角：0.4%）

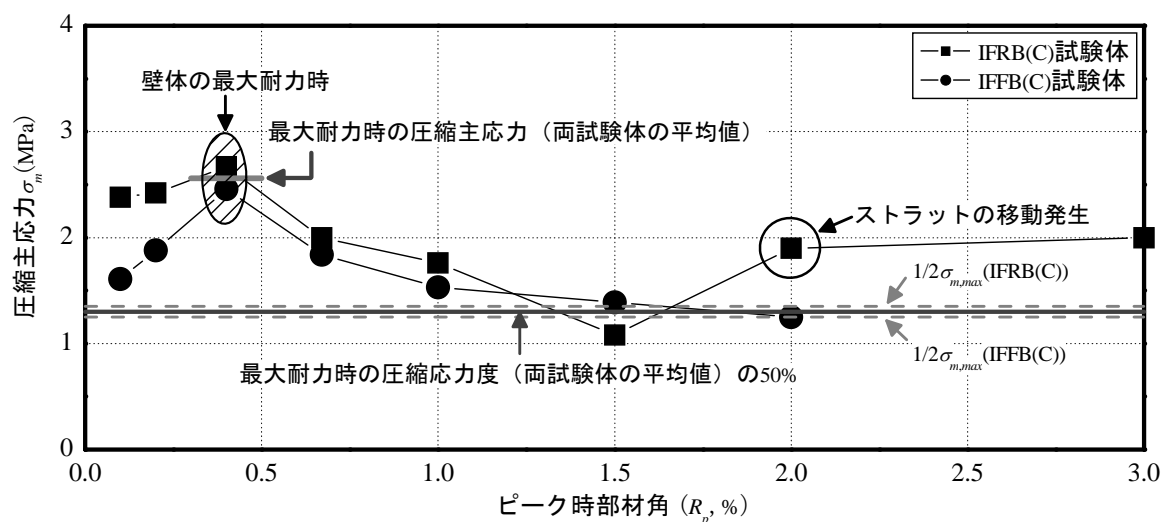
るブロックユニットには斜め方向の貫通ひび割れが発生するという特徴が見られた。そこで、本研究では対角圧縮ストラットが最大耐力達することによって、壁体の対角方向にはブロックユニットの貫通ひび割れを伴う階段状ひび割れが完全に形成されるとし、その部材角である0.4%を最大耐力部材角と設定した。

なお、無補強組積造壁における対角圧縮ストラットの最大耐力部材角に関する既往の研究結果はほとんどないものの、文献[5.2]では上記の壁体の損傷状況が部材角0.5%程度で見られると説明しており、上記の設定と概ね整合する。

5.2.4 耐力低下後の残留耐力保持点

5.2.4.1 耐力低下後の残留耐力

次に、5.2.1 項の図 5.2 に示したブロック造壁の‘残留耐力保持点 C’について簡易評価手法を検討する。4.4.6 項で説明したとおり、本実験結果から、変形レベルに応じた壁体の負担せん断力の変動は主にストラットの等価幅に作用する平均圧縮主応力 σ_m に依存することがわかった。IFRB (C) および IFFB (C) 試験体のピーク時部材角における σ_m の推移を改めて図 5.17 に示す。3.3.3.1 で説明したとおり、IFRB (C) 試験体では部材角 1.45% 付近で左柱の柱頭部のせん断ひび割れが大きく開くことにより、壁体の対角線上付近に形成されていた対角圧縮ストラットが、壁体の右下隅を起点として柱頭から梁端へと移動したため、部材角 2% 以降で σ_m が増加する傾向が見られたものの、同図に示すように、最大耐力発揮以降に徐々に耐力低下が生じ、その平均圧縮主応力 σ_m が概ね最大耐力時（両試験体の平均値）の 1/2 程度になることがわかった。そこで、本研究では耐力低下後の残留耐力 $V_{w,rem}$ を最大耐力 $V_{w,max}$ の 50% と設定することとした。

図 5.17 対角圧縮ストラットにおける圧縮主応力 σ_m の変動

5.2.4.2 耐力低下後の残留耐力保持部材角

次に、耐力低下後の残留耐力保持部材角 R_{rem} について検討する。本研究では、図 5.18 に示すように、引張側柱頭部または梁下端部にせん断あるいは曲げせん断ひび割れが発生し、さらに圧縮側柱脚部に生じたせん断ひび割れがほぼ完全に進展することによって、周囲フレームによる壁体への拘束力が減少し、それ以降は対角圧縮ストラットの負担せん断力 $V_{w,rem}$ は概ね等しく保持されると考えた。IFRB (C) および IFFB (C) 試験体において、上記の損傷特徴が観測された部材角 1.0% 前後の破壊状況をそれぞれ図 5.19 および図 5.20 に示す (IFRB(C)試験体：部材角 1.0% および 1.5%, IFFB(C)試験体：部材角 0.67% および 1.0%)。同図に示すように、両試験体ともに部材角 1.0% 前後において引張側柱頭部または梁下端部にせん断ひび割れが発生しており、圧縮側柱脚部のひび割れがほぼ完全に進展したことがわかる。従って、本研究では対角圧縮ストラットの残留耐力保持部材角 R_{rem} を、上記の損傷状況、即ち周囲フレームによる壁体の拘束力がこれ以上期待できない状況になったと判断される部材角 1.0% と設定した。

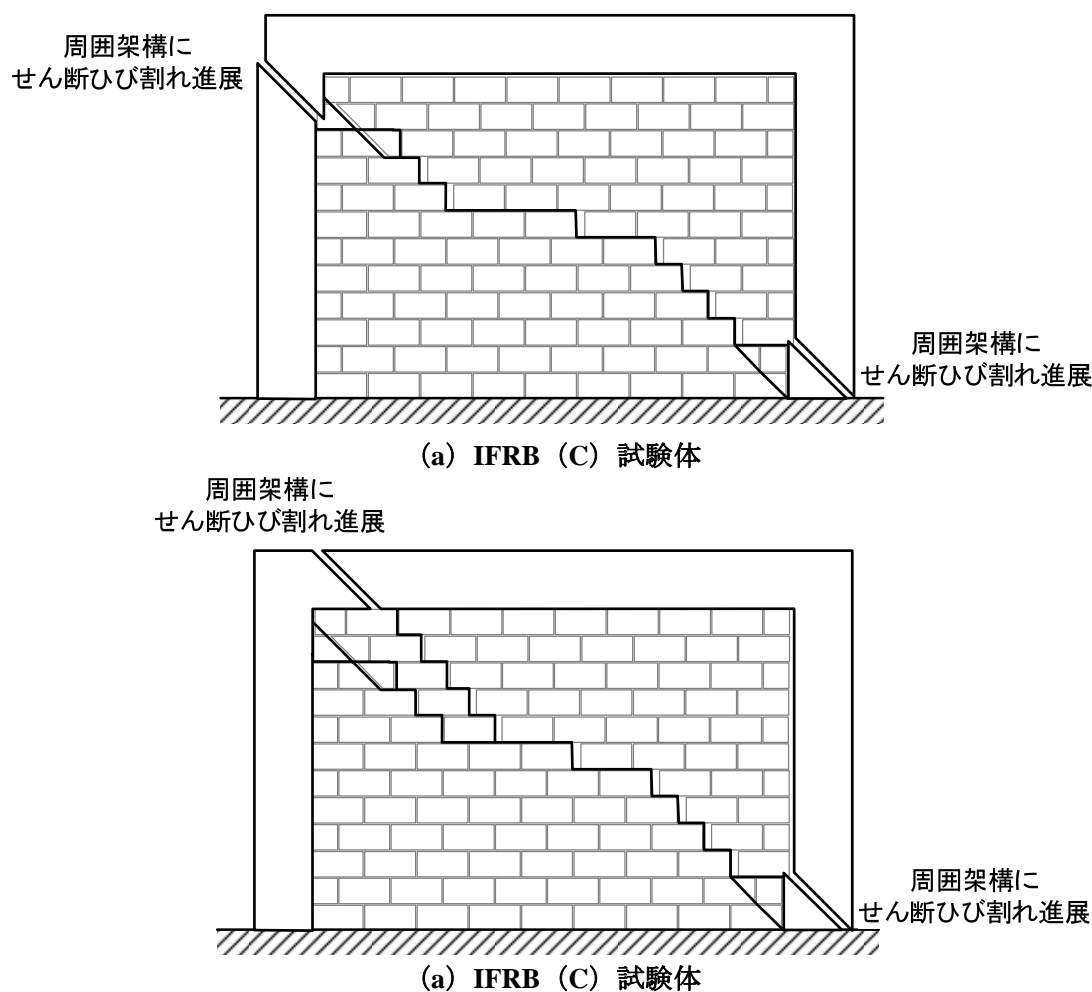
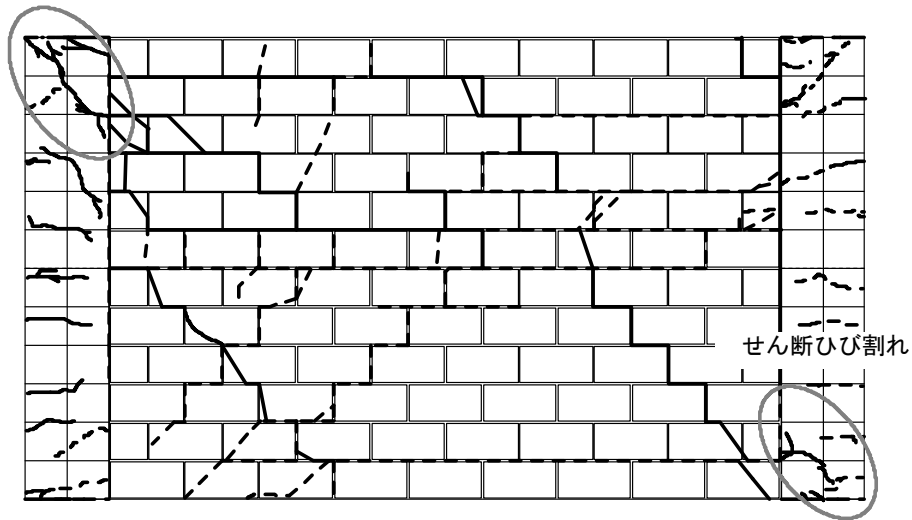


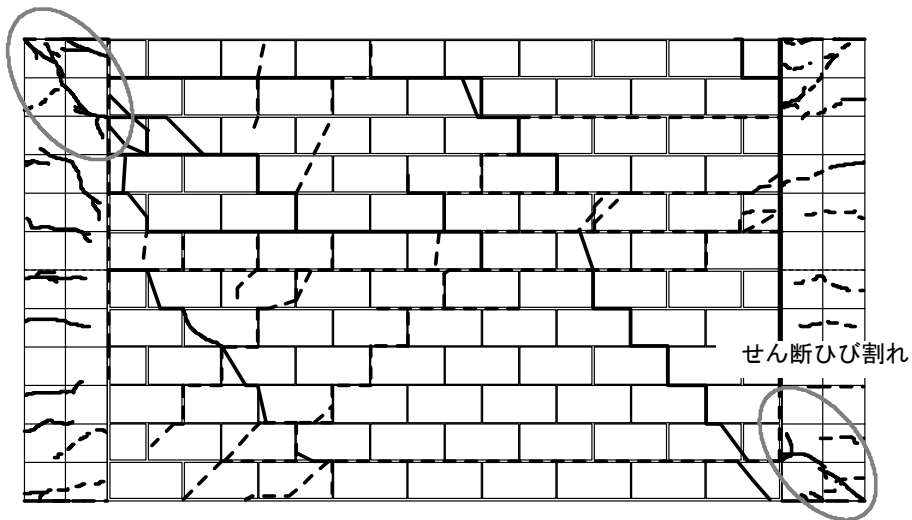
図 5.18 耐力低下後の残留耐力保持部材角における損傷状況

せん断ひび割れ



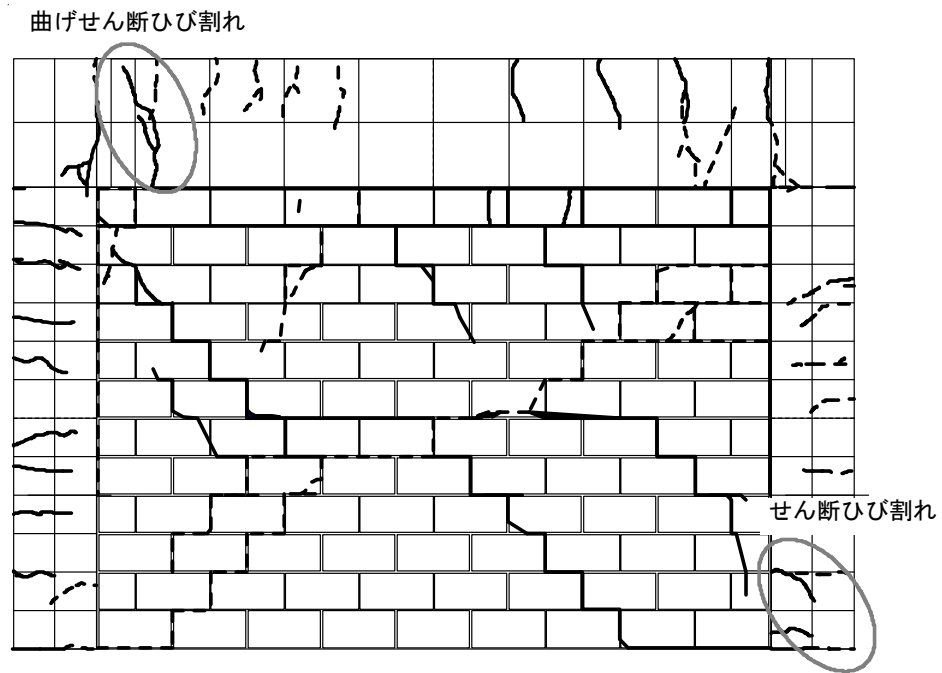
(a) 部材角 1.0%における損傷状況

せん断ひび割れ

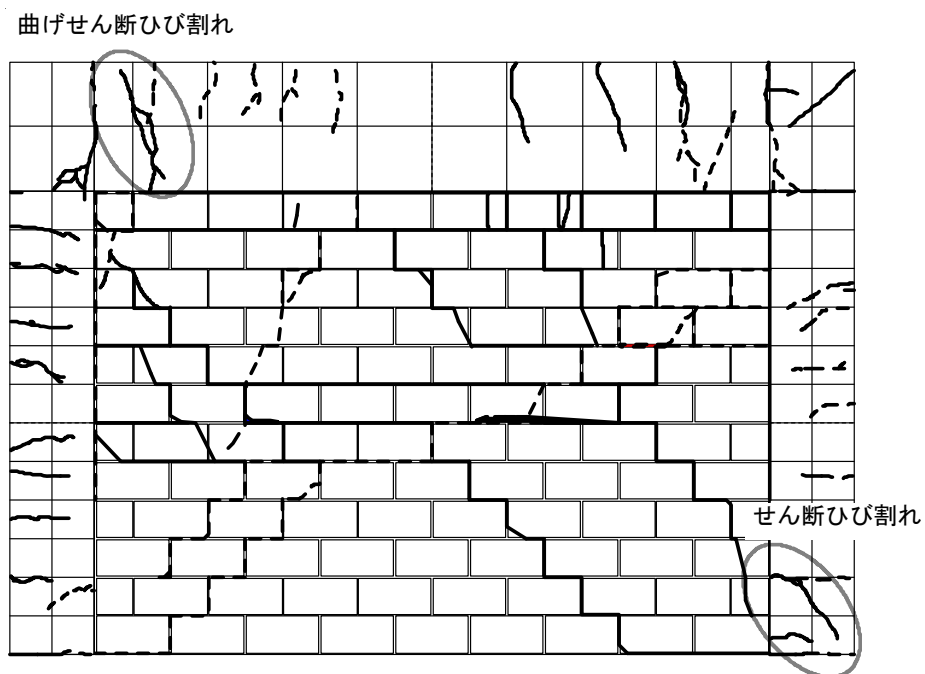


(b) 部材角 1.5%における損傷状況

図 5.19 IFRB(C)試験体における損傷状況



(a) 部材角 0.67%における損傷状況



(b) 部材角 1.0%における損傷状況

図 5.20 IFFB(C)試験体における架構の損傷状況

以上の検討結果を踏まえ、RC造架構に内蔵された無補強組積造壁における骨格曲線の簡易評価手法を図5.21および表5.1にまとめて示す。

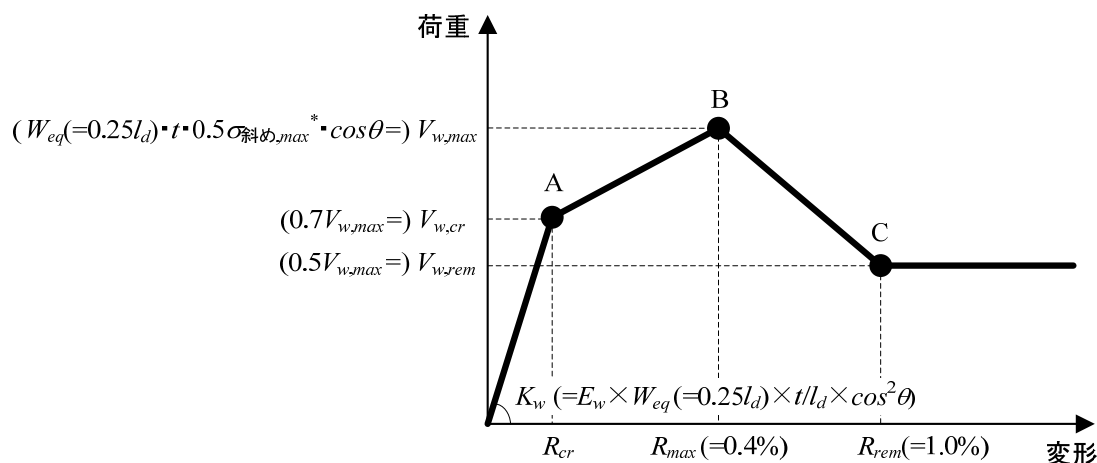


図 5.21 本研究の簡易評価手法による無補強組積造壁の骨格曲線

表 5.1 RC 架構に内蔵された無補強組積造壁の骨格曲線上の特徴点の定義および提案

骨格曲線の特徴点	損傷内容	提案した評価法
ひび割れ点 (A)	ブロック造壁が弾性区間を超え、周囲架構と壁体の間には離間が生じ、目地モルタルにはひび割れが発生し始める。	<ul style="list-style-type: none"> • $V_{w,cr} = 0.7V_{w,max}$ • $W_{eq} = 0.25l_d$ (l_d: 壁体対角線長さ) • $R_{cr} = V_{w,cr} / K_w$
最大耐力点 (B)	ブロック造壁が最大耐力に到達し、壁体にはストラットの対角方向の全長にわたり、ブロックユニットの貫通ひび割れを伴う階段状ひび割れが進展する。	<ul style="list-style-type: none"> • $W_{eq} = 0.25l_d$ (l_d: 壁体対角線長さ) • $\sigma_{m,max} = 0.5\sigma_{斜め,max}^*$ ($\sigma_{斜め,max}$: 斜めプリズム圧縮強度) • $R_{max} = 0.4\%$
耐力低下後の 残留耐力保持点 (C)	ブロック造壁が最大耐力点を超え、耐力低下が生じた後、ある程度の残留耐力を保持する。この時、周囲架構（引張側柱頭部または梁下端部・圧縮側柱脚部）にはせん断ひび割れ・曲げせん断ひび割れがほぼ完全に進展することより、壁体の負担せん断力としては概ね頭打ちになる。	<ul style="list-style-type: none"> • $V_{w,rem} = 0.5V_{w,max}$ • $R_{rem} = 1.0\%$

* 斜めプリズム圧縮試験が困難な場合、簡易的に $\sigma_{m,max}$ を3段プリズム圧縮強度の50%と設定

前記の簡易評価手法に基づき作成したブロック造壁の骨格曲線を FEMA306^[5.2]・356^[5.3]の提案による評価法、また実験結果と比較して図 5.22 に示す。同図より、FEMA による評価法は本実験におけるブロック造壁の負担せん断力を遥かに低く評価しており、これは前述したとおり対角圧縮ストラットの等価幅を低めに評価していることが主要因である。一方、図 5.22 に示すように、本簡易評価手法による骨格曲線を実験結果と比較したところ、実験結果と概ね対応する結果となったため、本研究の提案による簡易評価手法は妥当であると考えられる。

ところが、両試験体で本簡易評価手法を適用した結果、壁体の初期剛性および最大耐力 (IFFB(C)) が実験結果より若干大きく評価された。これについて、本簡易評価手法では、主に対角圧縮ストラットの形成角度 θ を簡便に壁体の対角両隅と水平方向のなす角度で設定しているためであるが、後述するとおり、本評価手法による壁体の骨格曲線を用い架構全体の荷重－変形関係を評価すると、架構全体の骨格曲線そのものには大きな影響は生じない。なお、本研究で対象としている構造形式に内蔵された壁体は後積みで組積されるため、周囲架構と壁体の間に目地モルタルが十分充填されてない可能性もあることから、これも初期剛性の計算値が実情を過大評価する可能生があることに留意する必要がある。

なお、RC 造架構に内蔵された無補強組積造壁の終局部材角については、既往の研究を含めその研究事例がほとんどないのが現状である。しかし、本実験結果に基づき推測すると壁体の終局は周囲架構のせん断破壊と同時に発生すると考えられる。本研究の簡易評価手法では壁体の終局部材角までは提案を行わないが、これについては今後検討が必要と考えられる。

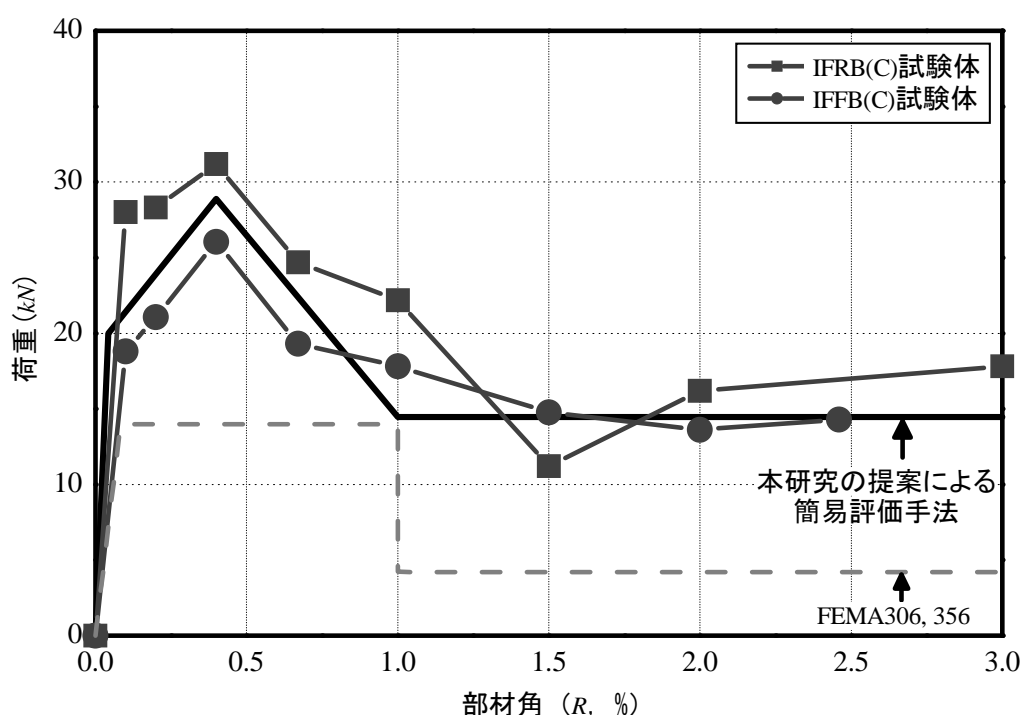
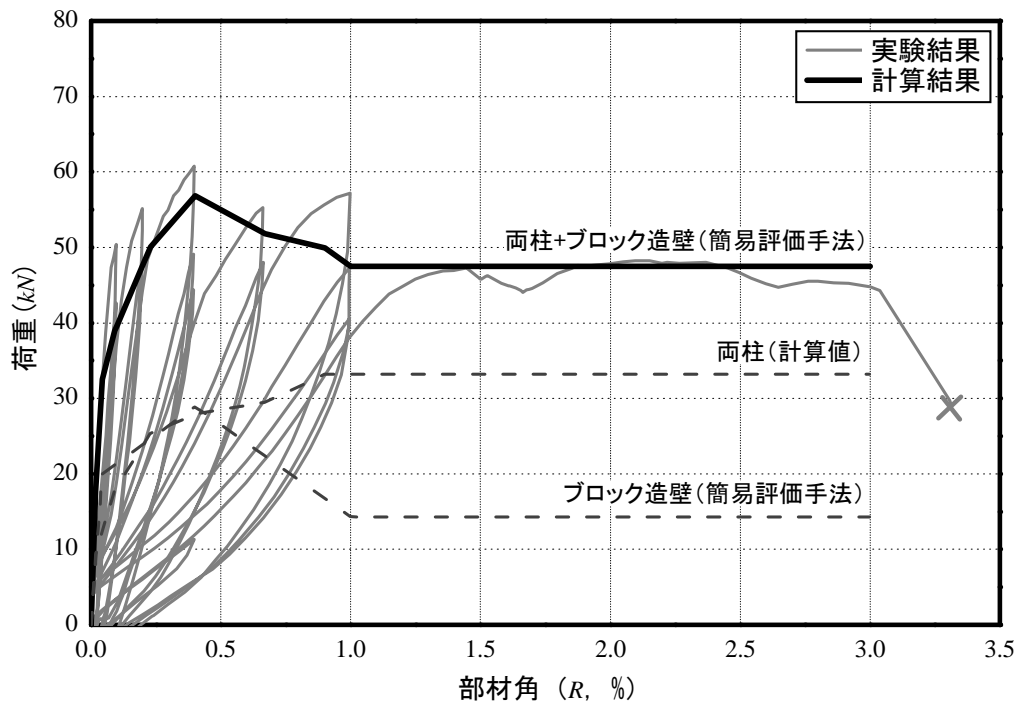


図 5.22 本研究の簡易評価手法による無補強組積造壁の骨格曲線の推定結果

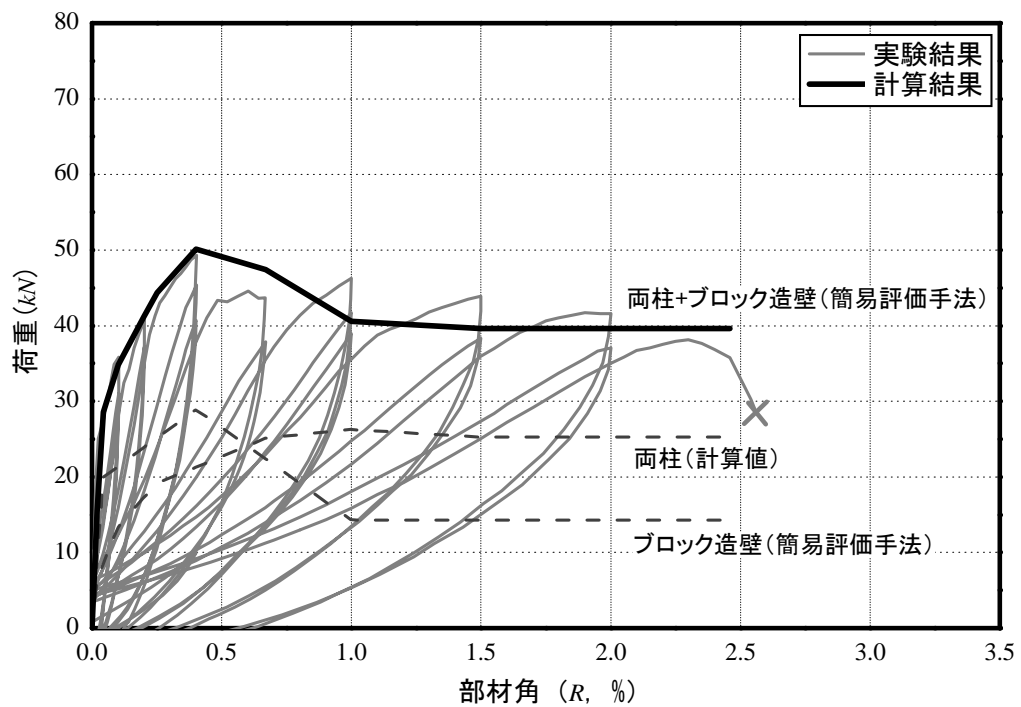
5.3 無補強組積造壁を含む RC 造架構全体の骨格曲線の評価

本節では、前節の提案によるブロック造壁の骨格曲線を用い、実験結果による架構全体の荷重－変形関係を評価する。本評価手法による壁体の骨格曲線から推定した **IFRB (C)** および **IFFB (C)** 試験体の荷重－変形関係を実験結果と比較して図 5.23 に示す。ここで、周囲架構の骨格曲線は 4.2.2 項で評価したものをを用いている。図 5.23 より、両試験体とも本研究で提案した壁体の骨格曲線を用いたところ、実験結果による荷重－変形関係が精度よく再現できた。

以上の結果から、3 軸ひずみゲージを全ブロックユニットに貼付する計測を行い、対角圧縮ストラットの角度や等価幅を詳細かつ精密に分析した上で、壁体の骨格曲線を簡便にモデル化した結果、変形レベルに応じた各試験体の耐力の推定を、従来の評価法と比較して非常に高い精度で追跡できた。



(a) IFRB (C) 試験体



(b) IFFB (C) 試験体

図 5.23 簡易評価手法を用いた架構全体の荷重－変形関係の推定結果

5.4 まとめ

本章では、第4章で提案した評価手法に基づき、より一般化・単純化した壁体の荷重－変形関係評価法を提案し、その妥当性を検証した。まず、本実験結果から得られた壁体の荷重－変形関係を3つの折れ点を有する骨格曲線に簡略化し、その骨格曲線の折れ点、すなわち①ひび割れ点、②最大耐力点および③耐力低下後の残留耐力保持点の簡易評価手法を提案した。最後に、本簡易評価手法による壁体の骨格曲線と両柱の負担せん断力を加算した結果を実験結果と比較し、その妥当性を確認した。以上の検討内容を踏まえ、本章で得られた知見・提案の特徴等を以下にまとめて示す。

- 1) 本実験結果から得られたブロック造壁の荷重－変形関係に基づき、以下に示す骨格曲線の折れ点の簡易評価手法を提案した。
 - ① ひび割れ点については、ひび割れ耐力を本実験結果と既往の研究結果に基づき壁体の最大耐力の70%とし、その部材角を定めるための初期剛性は等価幅を持つ対角圧縮ストラットの軸剛性を水平剛性に変換したものとした。この際に対角圧縮ストラットの等価幅は、本実験結果より、ストラットの形成に寄与する圧縮主ひずみが壁体全領域に生じていると仮定することにより算定できることから、本研究で用いた壁体の幾何学的形状に基づき、 $0.25l_d$ (l_d : 壁体の対角長さ) と提案した。その結果、これによって本実験結果の全ピーク時部材角における等価幅はやや小さめではあるが、概ね妥当に評価できること、また既往の研究結果とも整合することがわかった。
 - ② 最大耐力については、まず壁体の最大耐力時にストラットの等価幅に作用する平均圧縮主応力 $\sigma_{m,max}$ をストラットの形成角度を想定した斜めプリズム圧縮試験結果から評価した。その時、壁体に形成される等価なストラット幅に作用する平均的な圧縮主ひずみ $\epsilon_{m,max}$ が斜めプリズム圧縮試験における最大圧縮応力度発生時のひずみ $\epsilon_{斜め,max}$ の50%程度であり、 $\sigma_{m,max}$ も斜めプリズム圧縮強度 $\sigma_{斜め,max}$ の約50%に対応したため、 $\sigma_{m,max}$ を $0.5\sigma_{斜め,max}$ と設定した。次に、この $\sigma_{m,max}$ とストラットの等価幅および角度を用いることで壁体の負担せん断力を算出した結果、実験における最大耐力と概ね整合することを確認した。なお、斜めプリズム試験体は3段プリズム試験体と同様、ブロックユニット自体が圧縮力により破壊したことや両者の圧縮試験結果が概ね等しかったことなどから、両プリズム試験体は圧縮力の作用角度による影響は小さかったものと考えられる。従って、本評価手法を用いて無補強組積造壁の最大耐力を評価する場合、基本的には斜めプリズム圧縮試験を行うことが望ましいが、これが困難な場合にはFEMA306で簡易的に採用されている手法と同様に3段プリズム圧縮強度 σ_{max} の50%相当値を用いても $\sigma_{m,max}$ の算定結果に大きな差は生じないものと考えられる。最大耐力時部材角については最大耐力時に観測された壁体の損傷状況から、壁体の対角方向の全長さにわたりブロックユニットの貫通ひび割れを伴う階段状ひび割れが発生した部材角である0.4%と設定した。なお、最大耐力時部材角に関する既往の研究結果はほとんどないものの、FEMA306では上記

の壁体の損傷状況が部材角 0.5%程度で見られると説明しており、上記の設定と概ね整合した。

- ③ 耐力低下後の残留耐力保持点については、実験結果から残留耐力保持時にストラットの等価幅における平均的な圧縮主応力が最大耐力時の 1/2 程度に低下していたことより最大耐力の 50%と提案し、その部材角は、実験において引張側柱頭部および圧縮側柱脚部のせん断ひび割れが部材せい全長にわたってほぼ完全に進展した損傷状況、即ち周囲フレームによる壁体の拘束力がこれ以上期待できない状況になったと判断される部材角 1.0%を採用した。
- 2) 無補強組積造壁を含む RC 造建物において梁の変形が生じる場合には、実際の対角圧縮ストラットの形成角度 θ は本章で簡易評価手法として提案した壁体の対角両隅と水平方向がなす角度より大きくなり、そのため壁体の負担せん断力や剛性の計算値は若干過大評価となる点に留意する必要がある。ただし、その場合にあっては、RC 造柱を含む架構全体の骨格曲線の推定には大きな影響は与えないと考えられる。
- 3) 以上の本簡易評価手法による壁体の骨格曲線と両柱の負担せん断力を加算した結果と実験結果を比較したところ、両者は概ね整合していることからその妥当性を確認した。また、FEMA 等の既往の評価法と比較すると、その推定精度は大きく向上した。

[参考文献]

- [5.1] T. Paulay, M.J.N. Priestley : Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, JOHN WILEY & SONS, INC., 1992, pp.532-638
- [5.2] FEMA306 : Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings, Applied Technology Council (ATC-43 Project), 1998
- [5.3] FEMA356 : Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, 2000

第 6 章

結 論

6. 結論

本研究では、梁の変形を考慮した無補強コンクリートブロック（以下、ブロック）造壁を含む鉄筋コンクリート（以下、RC）造架構を対象に、その面外挙動を含む耐震性能評価に関する研究への展開を視野に入れながら、現時点で十分明確にはされていない架構の面内方向の挙動およびその耐震性能を明らかにすべく壁体に存在する全てのブロックユニットに3軸ひずみゲージを貼付するという特徴的な計測計画を有する静的加力実験を行った。ここでの計測計画では、全てのブロックユニットに3軸ひずみゲージを貼付することにより、壁体に生じる主ひずみの方向および大きさが、変形レベルに応じて時々刻々と変化する様子を観察することができるという点に特徴がある。本論文では、この実験結果に基づき、一つひとつのブロックユニットに生じた圧縮主ひずみの角度と大きさから、壁体の対角圧縮ストラットの形成状態を精密に分析し、本研究の目的であるRC造架構と無補強組積造壁それぞれの負担せん断力、また全体架構の骨格曲線を中心とした耐震性能を詳細かつ精緻に評価する方法を提案した。そして、より一般的かつ簡便な耐震性能評価を可能にするという観点から、ブロック造壁の骨格曲線を壁体の幾何学的形状とブロックの圧縮強度から評価する方法を提案した。本論文における各章から得られた知見を以下に示す。

第1章「序論」では、世界各地で発生する地震において、無補強組積造壁およびこれを含む鉄筋コンクリート造建物が大きな被害を受けていることから、その耐震性を向上し地震被害を抑制するための第一段階として、この構造形式を有する建物の荷重－変形関係を中心とする耐震性能の評価が重要であることを指摘した。

第2章「無補強組積造壁を含むRC造縮小架構の予備静的加力実験」では、まず梁の変形が架構の面内方向への挙動に与える影響を検討するため、2008年に筆者が実施した1/4スケールの縮小実験における剛梁および柔梁を有する縮小試験体の設計方法、またこれらを用いた予備静的加力実験について詳細に説明した。本章で得られた知見を以下に示す。

- 1) 剛梁型および柔梁型縮小試験体では、後者において梁の変形により壁体に局所的な損傷集中をもたらした結果、対角圧縮ストラットによる壁体の破壊パターンが大きく異なる結果となった。
- 2) FEMA306, 356等の既往の評価法によるブロック造壁の復元力特性を用い、架構全体の荷重－変形関係を評価したところ、実験結果を正確には再現できず、対角圧縮ストラット形成状態や変形レベルに応じた壁体の負担せん断力などをより詳細に把握する必要があることがわかった。
- 3) 予備静的加力実験時の柔梁型試験体では、加力治具の影響により梁に想定より大きなモーメントが伝達されたため、過大な梁変形が発生し、壁体に局所的な損傷集中をもたらした可能性が見られたため、より現実的な梁の挙動に対する壁体の破壊パターンを調べる必要がある。

第3章「無補強組積造壁のひずみ度分布に着目した RC 造縮小架構の静的加力実験」では、梁の変形を考慮した無補強組積造壁を含む RC 造架構の面内方向の耐震性能を明らかにするため、ブロック造壁内に形成される対角圧縮ストラットの詳細な計測に基づく縮小試験体の実験計画を立案し、その静的加力実験を行った。本計測計画では、試験体のブロック造壁を構成する全ブロックユニットに3軸ひずみゲージを貼付し、その圧縮主ひずみから荷重レベル・変形レベルおよび梁の剛性等による対角圧縮ストラットの変化を観察・分析するとともにブロック造壁または周囲フレームのみの試験体および両者を組み合わせた試験体をそれぞれ製作することより、無補強組積造壁を含む架構試験体の中でのブロック造壁・周囲フレームそれぞれの負担せん断力を定量的に評価し、その妥当性を検証した。試験体の設計にあつたては、第2章での知見を参考により現実的な破壊挙動が期待できる柔梁型試験体への改善を試みている。本章で得られた知見を以下に示す。

- 1) 本研究で計画した実験では、試験体のブロック造壁を構成する全ブロックユニットに3軸ひずみゲージを貼付することによって、その圧縮主ひずみから荷重レベル・変形レベルおよび梁の剛性の違い等による対角圧縮ストラットの主ひずみの大きさや角度などの変化を詳細に分析することが可能であった。
- 2) 本実験結果より、純フレームと比較して、組積造壁内蔵フレーム試験体では壁体の設置によって引張側柱の曲げひび割れがより高い位置まで発生し、壁体の寄与により架構の耐力は増加したがその靱性は減少する結果となった。また剛梁型および柔梁型組積造壁内蔵フレーム試験体では梁変形の有無に伴う壁体の損傷パターンから、対角圧縮ストラットの形成角度が異なる可能性が見られた。

第4章「圧縮主ひずみに基づく無補強組積造壁の負担せん断力および架構全体のせん断力の評価」では、各柱の負担せん断力と対角圧縮ストラットによる壁体の負担せん断力の和により、実験結果における架構の荷重－変形関係を推定した。本章で得られた知見を以下に示す。

- 1) 実験で得られる曲率分布に基づき各柱の負担せん断力を算定した結果、剛梁および柔梁型純フレーム試験体の実験結果による荷重－変形関係と精度よく対応することを確認した。
- 2) 前述1)と同様の方法で算定した各柱の負担せん断力とFEMA306および356によるブロック造壁の負担せん断力を用いて架構全体の荷重－変形関係を評価した結果、実験で得られた耐力を大きく過小評価する結果となった。
- 3) そこで、ブロック造壁の圧縮主ひずみに基づき、対角圧縮ストラットの形成角度、圧縮主ひずみおよびその等価幅を詳細に検討し、ストラットの形成角度を想定した材料試験（斜めプリズム圧縮試験）結果に基づく圧縮主応力－圧縮主ひずみの関係を用い、壁体における負担せん断力を新たに評価したところ、実験結果の荷重－変形関係が精度よく再現できた。以上により、3軸ひずみゲージを全ブロックユニットに貼付する計測を行い、対角圧縮ストラット

の角度や等価幅を詳細かつ精密に分析して壁体の負担せん断力を算定することにより、変形レベルに応じた各試験体の耐力を、FEMA 等の従来の評価法と比較して非常に高い精度で追跡できた。

- 4) 剛梁型および柔梁型組積造壁内蔵フレーム試験体の対角圧縮ストラットの形成メカニズムを検討した結果、柔梁型試験体では梁の変形に伴うブロック造壁への圧縮力の作用によって、ストラットの形成角度が剛梁型試験体より大きいことを確認した。また、ストラットの等価幅は変形レベルに応じて若干ばらつきが見られるものの、部材角の進展による大きな変動はないこと、また「水平変形－ストラットの等価幅に作用する平均的な圧縮主応力」関係は「水平変形－壁体の負担せん断力」関係とほぼ同様の推移を示すことから、ストラットの等価幅に作用する平均的な圧縮主応力を把握することで壁体の負担せん断力が精度良く推定できることを確認した。

第5章「無補強組積造壁を含む RC 造架構の骨格曲線の簡易評価手法」では、第4章で提案した評価手法に基づき、より一般化・簡単化した壁体の荷重－変形関係の評価法を提案し、その妥当性の検証を行った。本章で得られた知見を以下に示す。

- 1) 本実験結果から得られたブロック造壁の荷重－変形関係に基づき、まず以下に示す特徴点を用いてその骨格曲線の簡易評価手法を提案した。
 - ① ひび割れ点については、ひび割れ耐力を本実験結果と既往の研究結果に基づき壁体の最大耐力の 70%とし、その部材角を定めるための初期剛性は等価幅を持つ対角圧縮ストラットの軸剛性を水平剛性に変換したものとした。この際、対角圧縮ストラットの等価幅は、本実験結果より、ストラットの形成に寄与する圧縮主ひずみが壁体全領域に生じていると仮定することにより算定できることから、本研究で用いた壁体の幾何学的形状に基づき、 $0.25l_d$ (l_d : 壁体の対角長さ) と提案した。なお、この提案は本実験結果における等価幅を若干過小評価し、従って初期剛性および負担せん断力も過小評価になるものの、既往の研究結果とは整合するものである。
 - ② 最大耐力については、第4章での検討によりストラットの等価幅に作用する平均的な圧縮主応力 σ_m を把握することで壁体の負担せん断力が精度良く推定できることが明らかとなったことを利用し、次のように評価した。まず、壁体の最大耐力時にストラットの等価幅に作用する σ_m 、即ち $\sigma_{m,max}$ をストラットの形成角度を想定した材料試験（斜めプリズム圧縮試験）結果から評価した。その時、壁体に形成される等価なストラット幅に作用する平均的な圧縮主ひずみ $\varepsilon_{m,max}$ が斜めプリズム圧縮試験における最大圧縮応力度発生時のひずみ $\varepsilon_{斜め,max}$ の 50%程度であり、 $\sigma_{m,max}$ も斜めプリズム圧縮強度 $\sigma_{斜め,max}$ の約 50%に対応したため、 $\sigma_{m,max}$ を $0.5\sigma_{斜め,max}$ と設定した。次に、この $\sigma_{m,max}$ とストラットの等価幅および角度を用いることで壁体の負担せん断力を算出した結果、実験における最大耐力と概ね整合することを確認した。なお、斜めプリズム試験体は 3 段プリズム試験体と同様、ブロックユニット自体が圧縮力により破壊し

たことや両者の圧縮試験結果が概ね等しかったことなどから、両プリズム試験体は圧縮力の作用角度による影響は小さかったものと考えられる。従って、本評価手法を用いて無補強組積造壁の最大耐力を評価する場合、基本的には斜めプリズム圧縮試験を行うことが望ましいが、これが困難な場合には FEMA306 で簡易的に採用されている手法と同様に3段プリズム圧縮強度 σ_{max} の50%相当値を用いても $\sigma_{m,max}$ の算定結果に大きな差は生じないものと考えられる。最大耐力時部材角については最大耐力時に観測された壁体の損傷状況から、壁体の対角方向の全長さにわたりブロックユニットの貫通ひび割れを伴う階段状ひび割れが発生した部材角である0.4%と設定した。これについて、最大耐力時部材角に関する既往の研究結果はほとんどないものの、FEMA306では上記の壁体の損傷状況が部材角0.5%程度で見られるとしており、上記の設定と概ね整合する。

- ③ 耐力低下後の残留耐力保持点については、実験結果から残留耐力保持時にストラットの等価幅における平均的な圧縮主応力が最大耐力時の1/2程度に低下していたことより最大耐力の50%と設定した。また、その部材角は実験において引張側柱頭部および圧縮側柱脚部のせん断ひび割れが部材せい全長にわたってほぼ完全に進展した損傷状況、即ち周囲フレームによる壁体の拘束力がこれ以上期待できない状況になったと判断される部材角1.0%を採用した。
- 2) 以上の本簡易評価手法による壁体の骨格曲線と各柱の負担せん断力を加算した結果と実験結果を比較したところ、両者は概ね整合していることからその妥当性を確認した。また、FEMA等の既往の評価法と比較すると、その推定精度は大きく向上した。

なお、本研究では架構の幾何学的条件の違いも反映しうる復元力特性の評価・設定手法を提案しているが、その一方で本研究では一貫してある一定の縦横比を有する無補強組積造壁を含む架構の実験結果を検討対象としているため、異なる縦横比を有する無補強コンクリートブロック造壁について、実験的あるいは解析的検討より、本研究で提案したブロック造壁の骨格曲線の簡易評価手法の妥当性や適用可能範囲を検証する必要がある。また、本研究ではまだ十分明確にされていない無補強組積造壁を有するRC造架構の面内方向加力に対する耐震性能について詳細な検討を行ったが、面内のみならず面外加力による壁体の損傷およびこれによる架構の耐力低下などを考慮した耐震性能評価への展開も必要である。そのためには、面内および面外加力の相互影響を考慮した架構の耐震性能を、例えば壁体を面内に損傷を与え、次に面外加力により損傷を与えた後に再度面内加力を行うなどして、検討することが、今後の課題として挙げられる。

付録 1

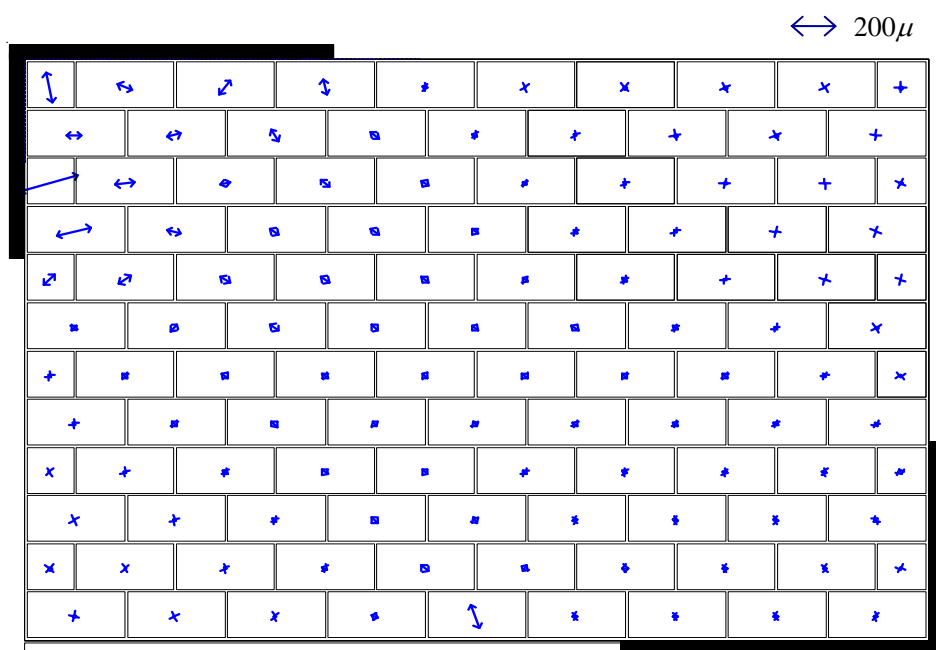
無補強組積造壁の各ブロックユニットにおける 圧縮主ひずみの分布

付 1 無補強組積造壁の各ブロックユニットにおける圧縮主ひずみの分布

本研究では、無補強組積造壁における全てのコンクリートブロックに 3 軸ひずみゲージを貼付し、対角圧縮ストラットによる圧縮主ひずみの変化を時々刻々観測した。以下に、本静的加力実験における IW（無架構組積造壁）試験体、IFRB(M)（剛梁型組積造壁内蔵フレーム(単調載荷)）試験体、柔梁型組積造壁内蔵フレーム(単調載荷)）試験体、IFRB(C)（剛梁型組積造壁内蔵フレーム(繰返し載荷)）試験体、（柔梁型組積造壁内蔵フレーム(繰返し載荷)）試験体における圧縮主ひずみの分布を付図 1.1～付図 1.5 にそれぞれ示す。

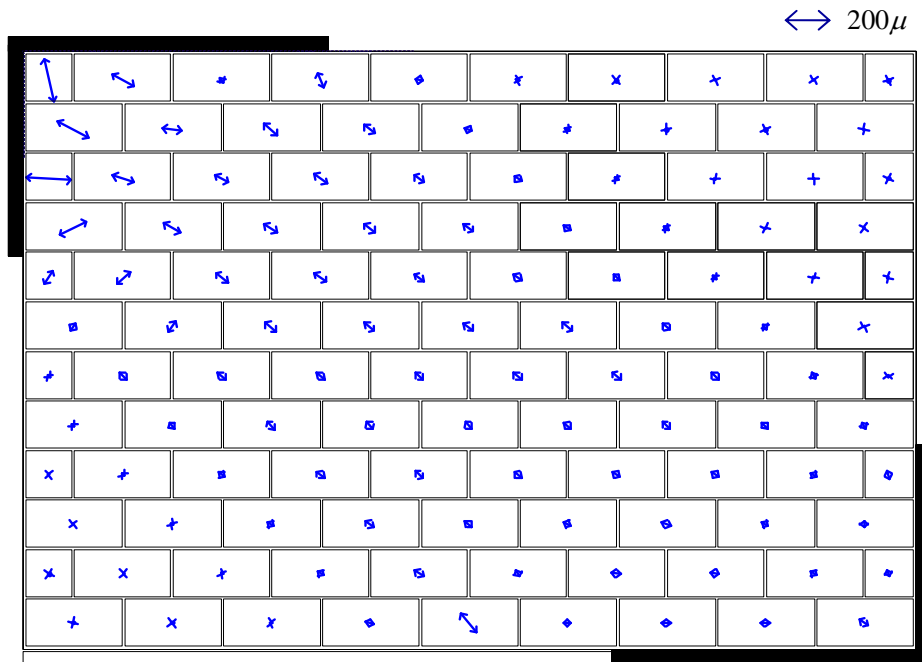
付 1.1 IW（無架構組積造壁）試験体

IW 試験体における IW 試験体における水平荷重 P がそれぞれ 8.2, 16.4, 24.6, 28.7, 32.8, 37.7kN（試験体に作用する対角方向の荷重 $P_{35} \doteq 10, 20, 30, 35, 40, 46\text{kN}$ （最大荷重））の時の各ブロックユニットの圧縮主ひずみの分布を付図 1 に示す。

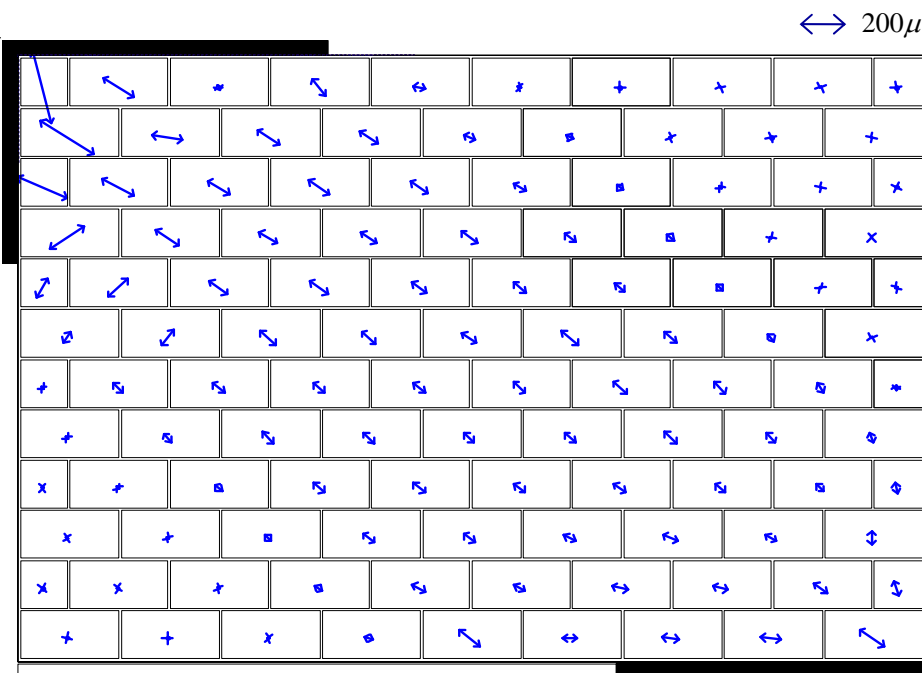


(a) $P \doteq 8.2\text{kN}$ （対角方向の荷重 $P_{35} \doteq 10\text{kN}$ ）

付図 1.1 IW 試験体における圧縮主ひずみの分布（続く）

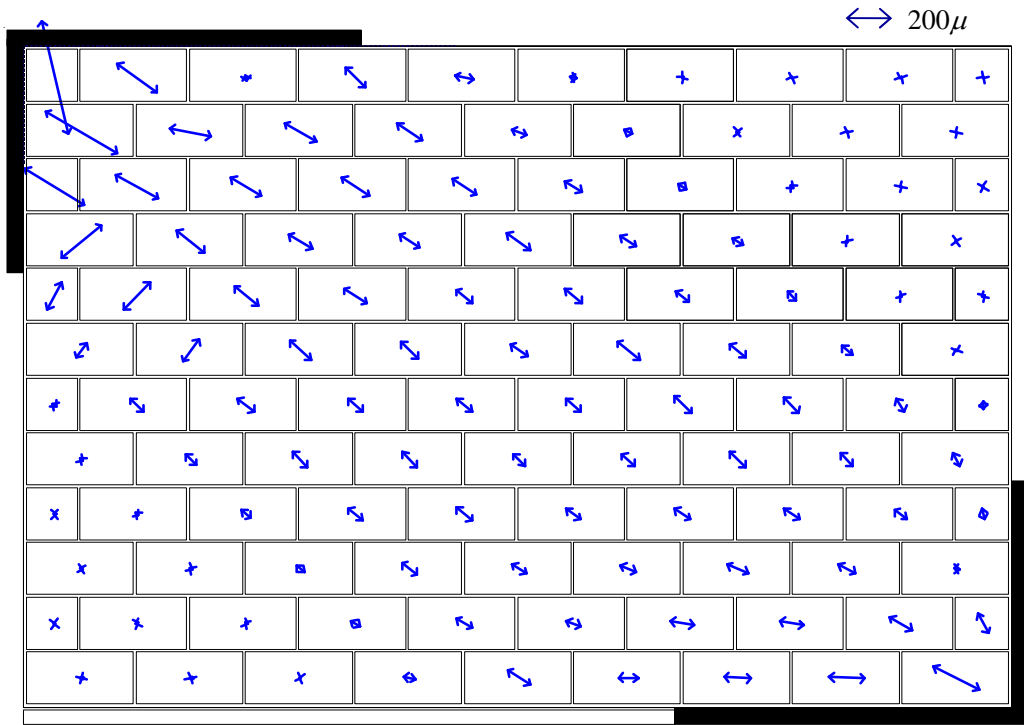


(b) $P \div 16.4$ (対角方向の荷重 $P_{35} \div 20$)

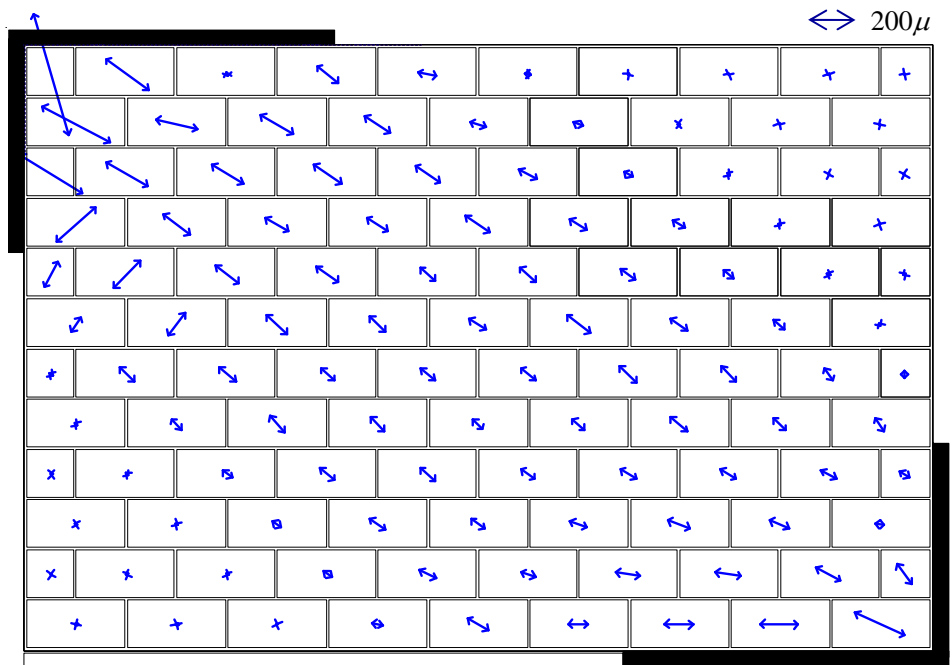


(c) $P \div kN24.6$ (対角方向の荷重 $P_{35} \div 30kN$)

付図 1.1 IW 試験体における圧縮主ひずみの分布 (続く)

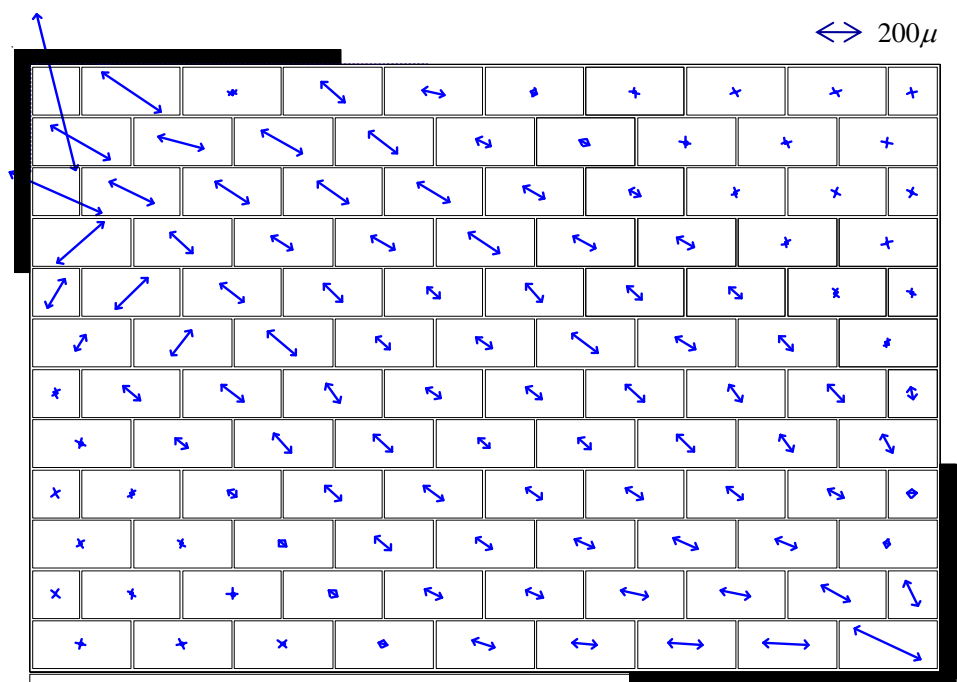


(d) $P \approx 28.7$ (対角方向の荷重 $P_{35} \approx 35$)



(d) $P \approx 32.8 \text{ kN}$ (対角方向の荷重 $P_{35} \approx 40 \text{ kN}$)

付図 1.1 IW 試験体における圧縮主ひずみの分布 (続く)

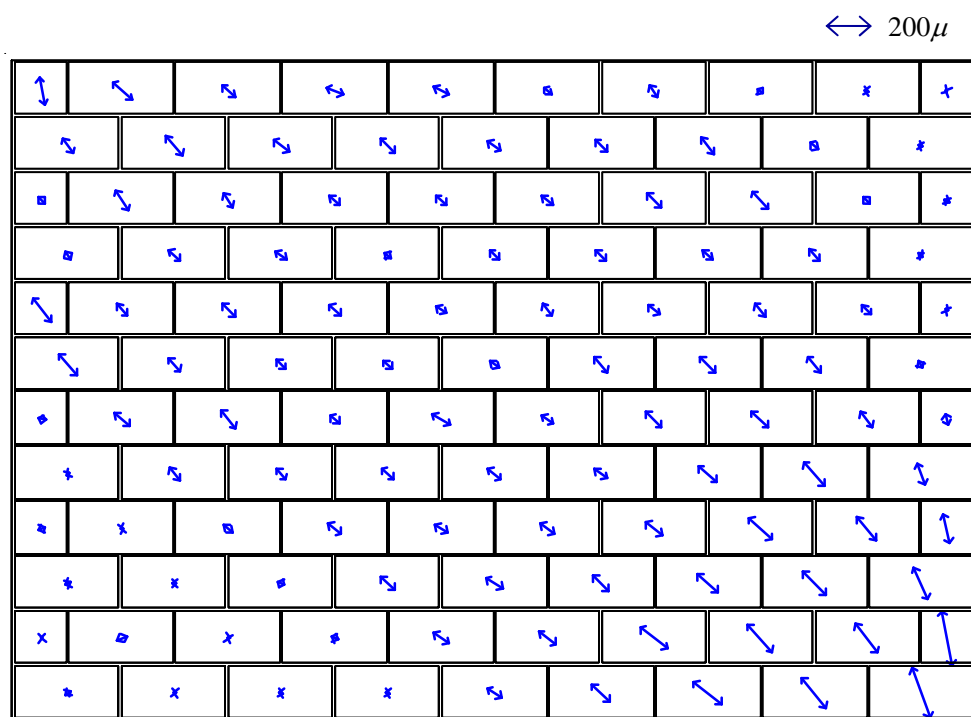


(e) $P \div 37.6kN$ (対角方向の荷重 $P_{35} \div 46kN$ (最大荷重))

付図 1.1 IW 試験体における圧縮主ひずみの分布

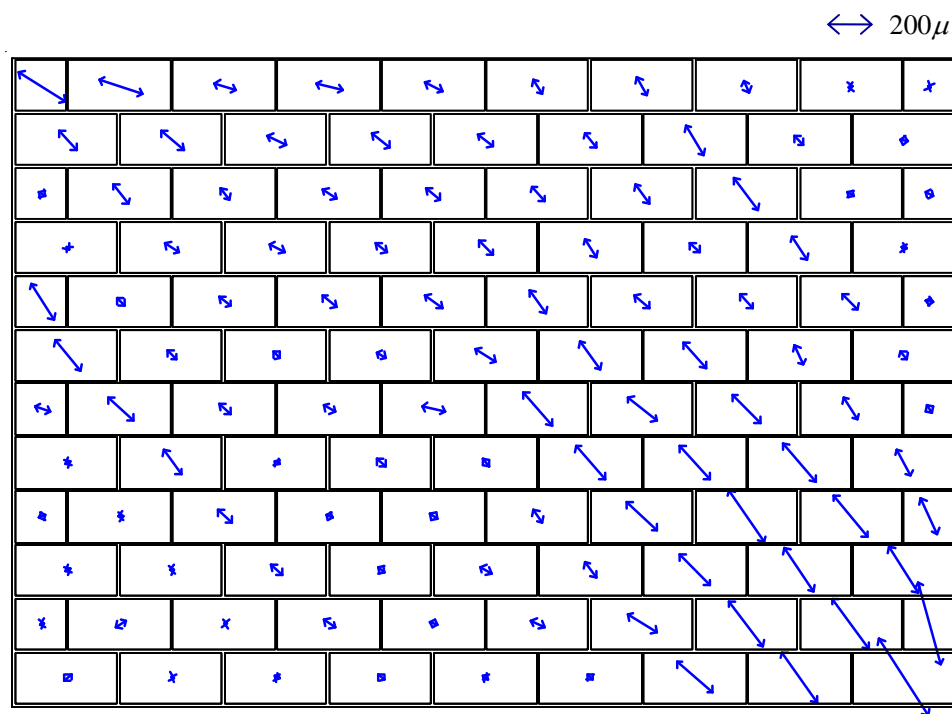
付 1.2 IFRB(M) (剛梁型組積造壁内蔵フレーム(単調載荷)) 試験体

IFRB (M) 試験体におけるコンクリートブロック (以下、ブロック) 造壁の各ブロックユニットの圧縮主ひずみの分布を付図 2 に示す。なお、ここでは圧縮主ひずみの分布は、繰返し載荷を行った IFRB (C) および IFFB (C) 試験体と同様のピーク時部材角におけるものである。

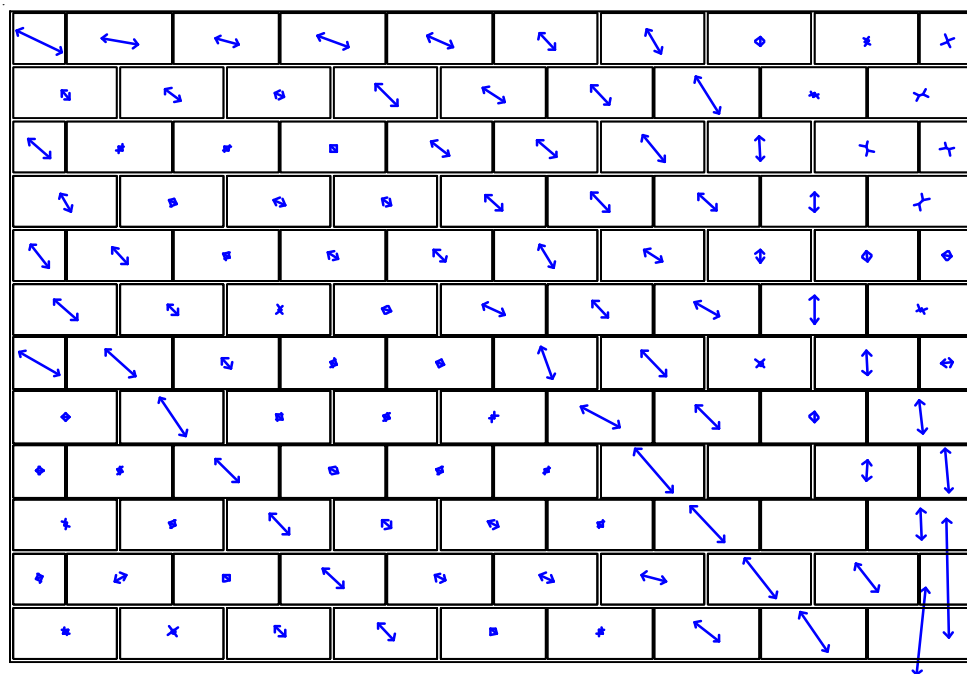


(a) 部材角 0.1%

付図 1.2 IFRB (M) 試験体における圧縮主ひずみの分布 (続く)

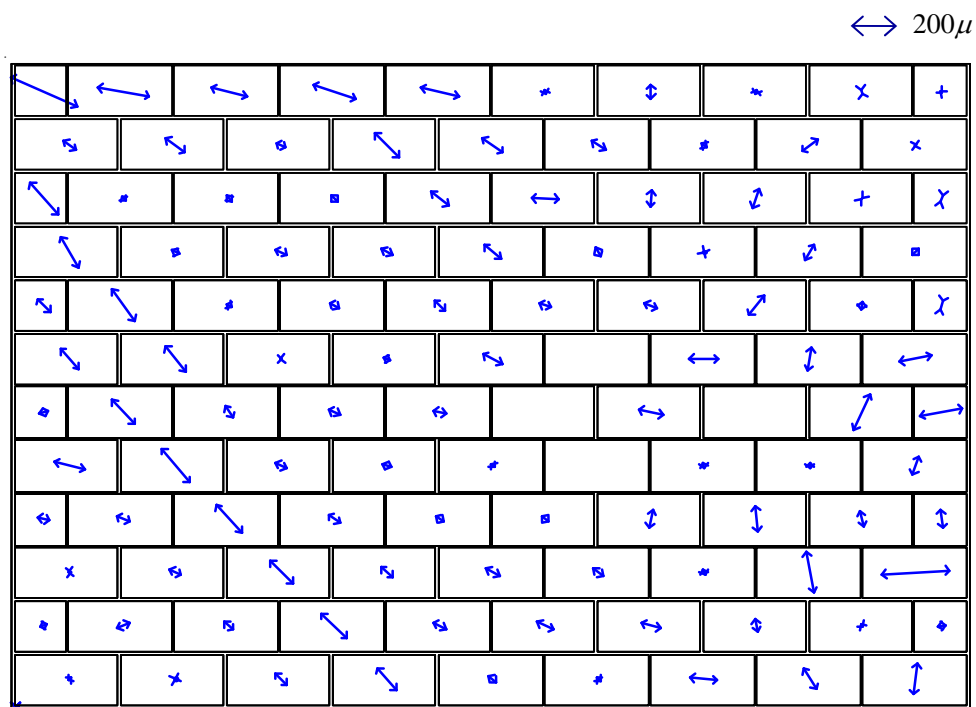


(b) 部材角 0.2%

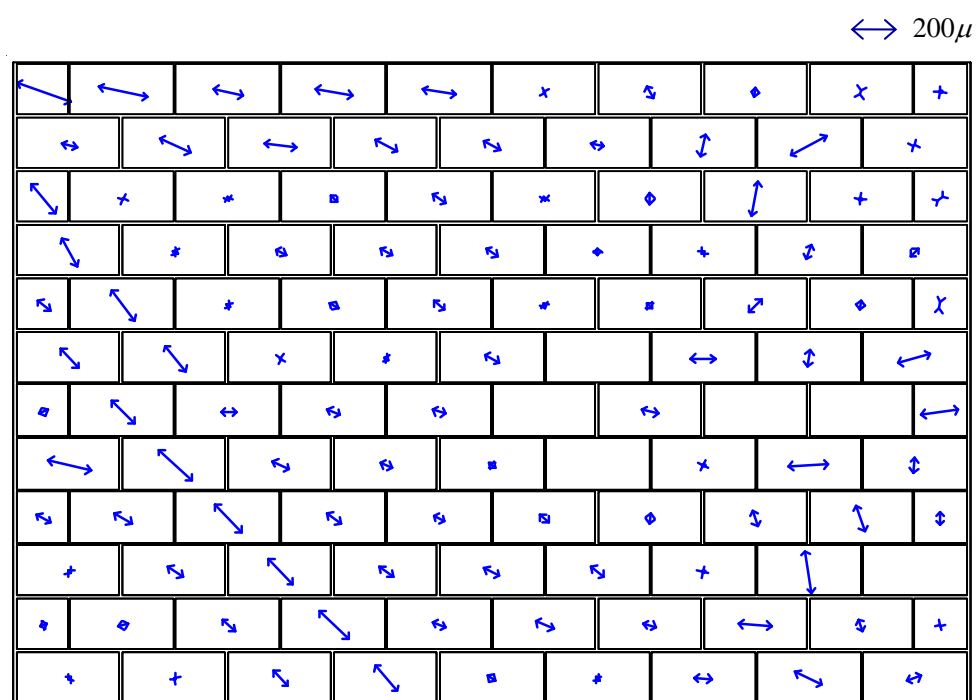


(c) 部材角 0.4%

付図 1.2 IFRB (M) 試験体における圧縮主ひずみの分布 (続く)

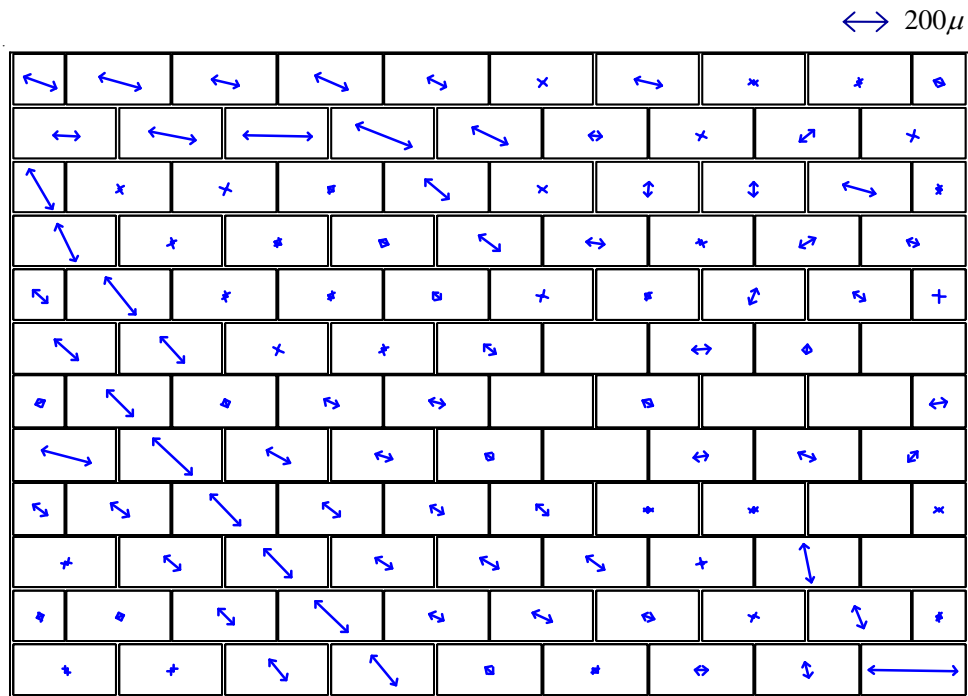


(d) 部材角 0.67%

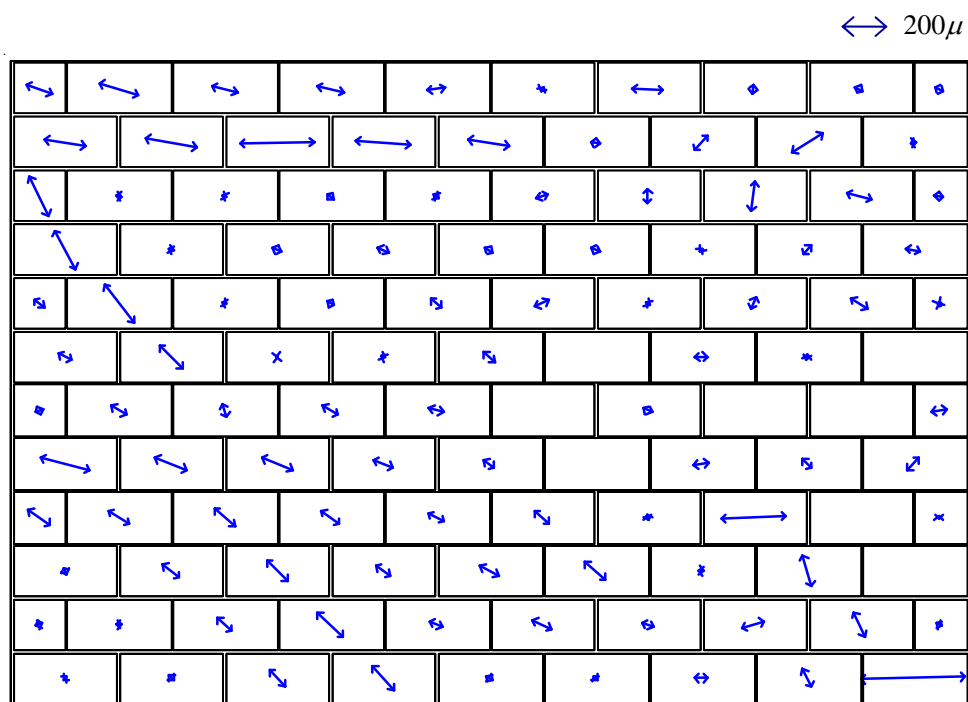


(e) 部材角 1.0%

付図 1.2 IFRB (M) 試験体における圧縮主ひずみの分布 (続く)



(f) 部材角 1.5%

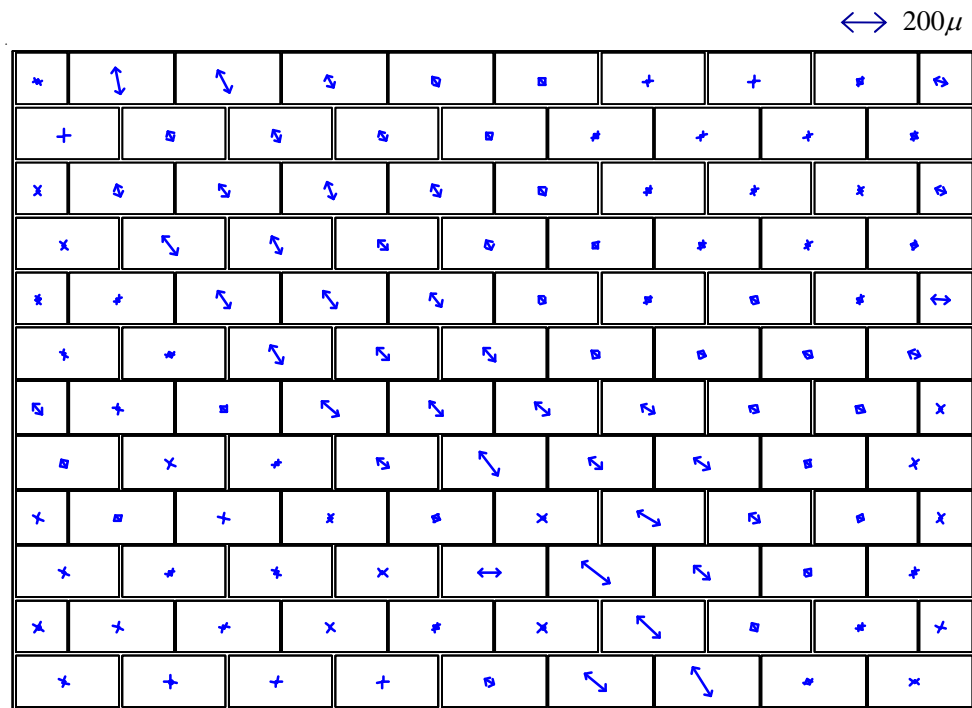


(g) 部材角 2.0%

付図 1.2 IFRB (M) 試験体における圧縮主ひずみの分布

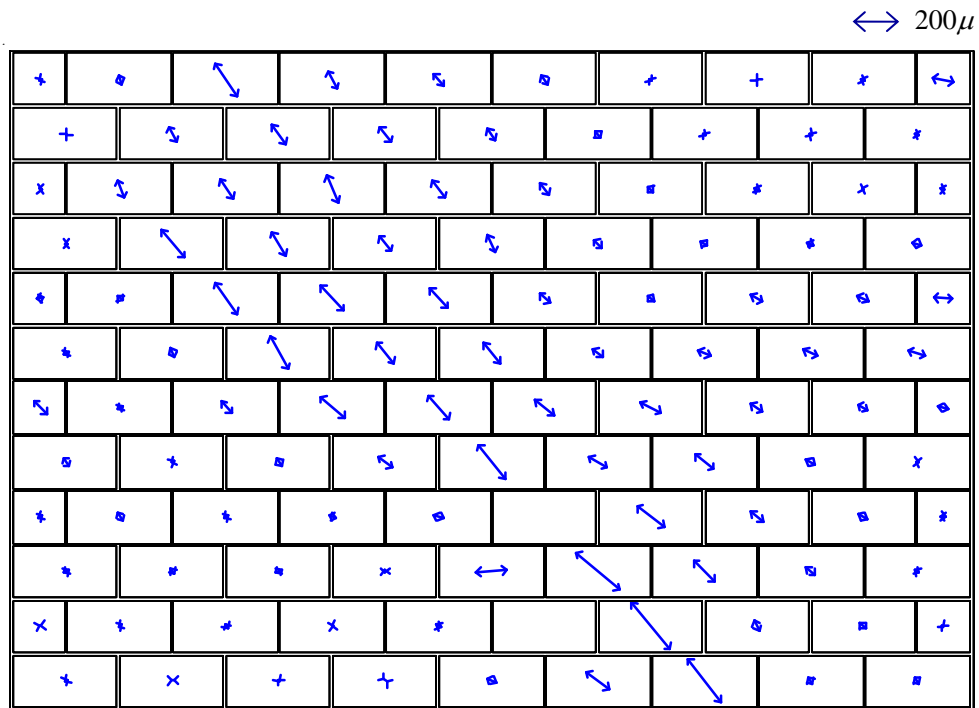
付 1.3 IFFB(M) (柔梁型組積造壁内蔵フレーム(単調載荷)) 試験体

IFFB (M) 試験体におけるブロック造壁の各ブロックユニットの圧縮主ひずみの分布を付図 3 に示す。ここでも圧縮主ひずみの分布は、繰返し載荷を行った IFRB (C) および IFFB (C) 試験体と同様のピーク時部材角におけるものである。

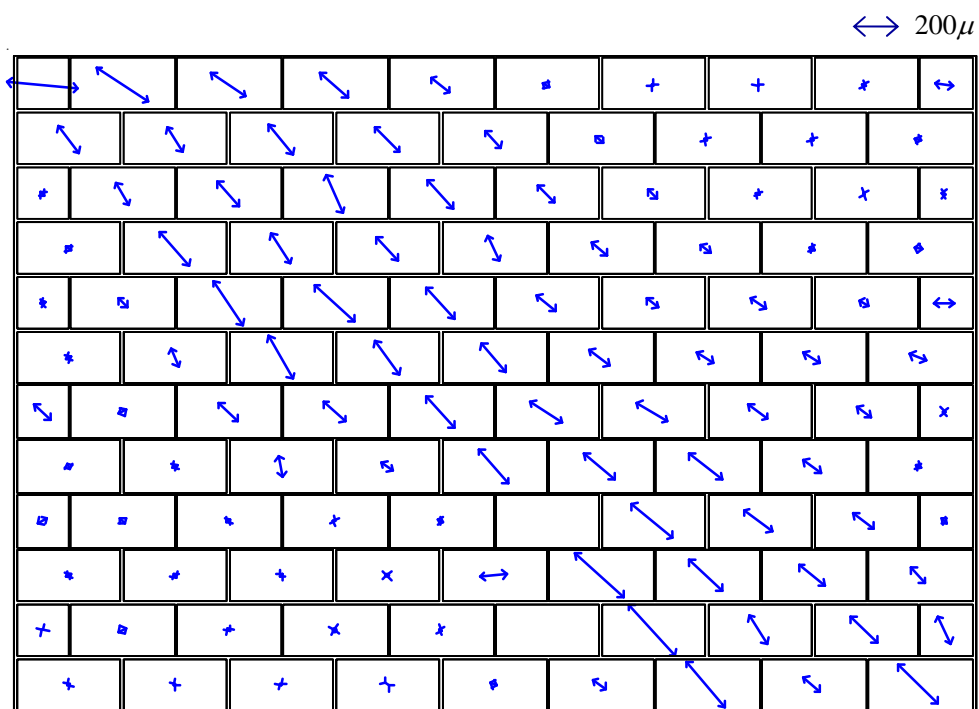


(a) 部材角 0.1%

付図 1.3 IFFB (M) 試験体における圧縮主ひずみの分布 (続く)

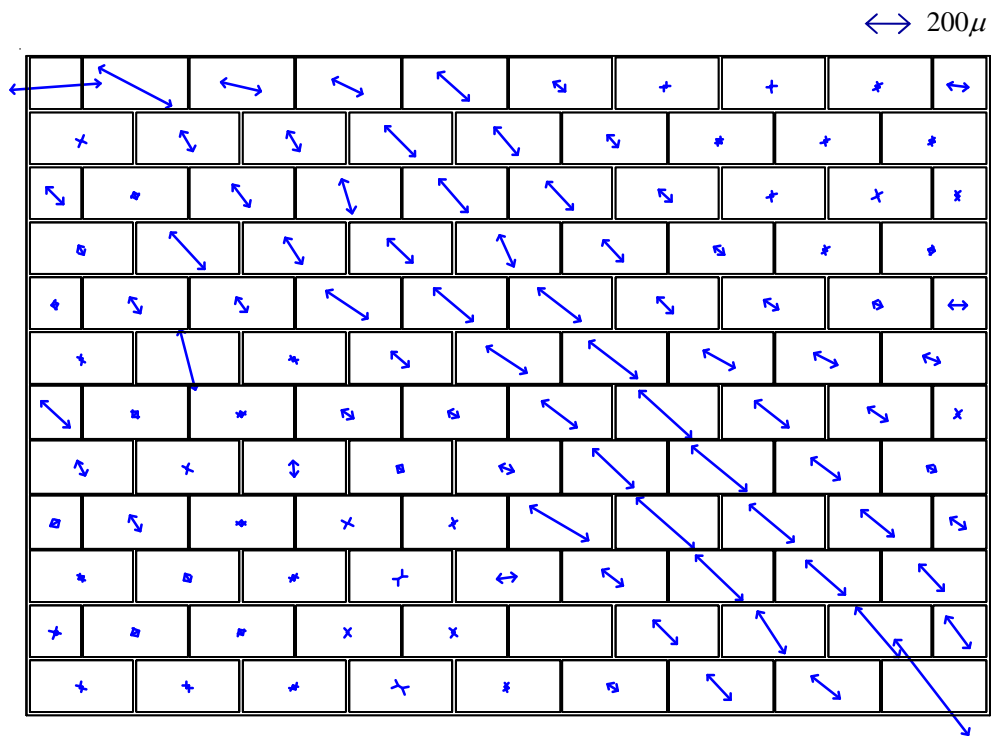


(b) 部材角 0.2%

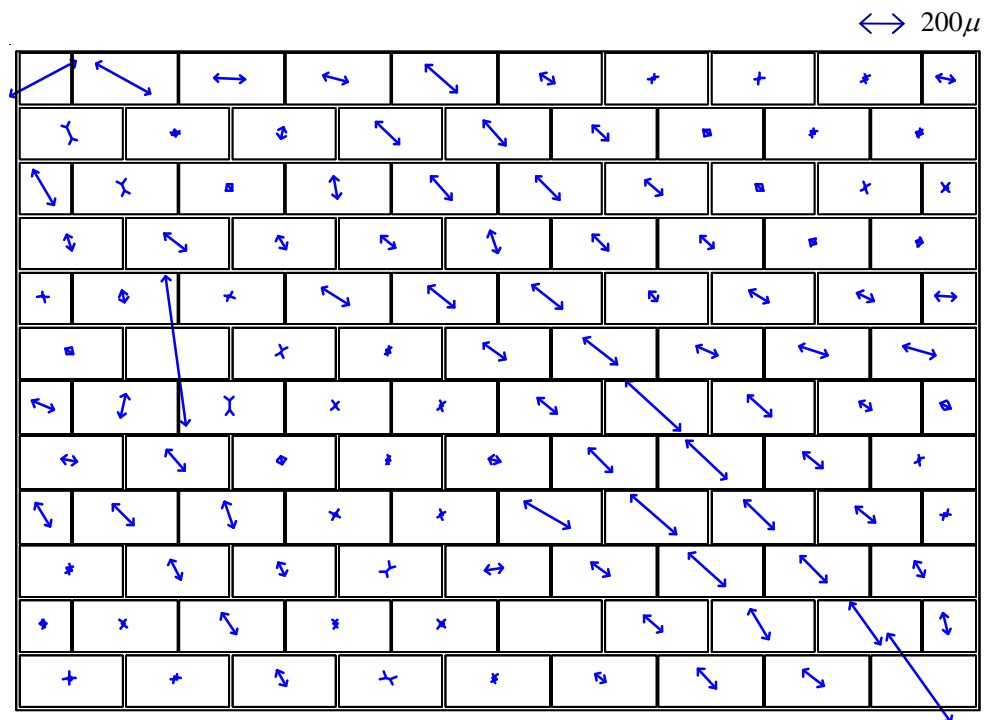


(c) 部材角 0.4%

付図 1.3 IFFB (M) 試験体における圧縮主ひずみの分布 (続く)

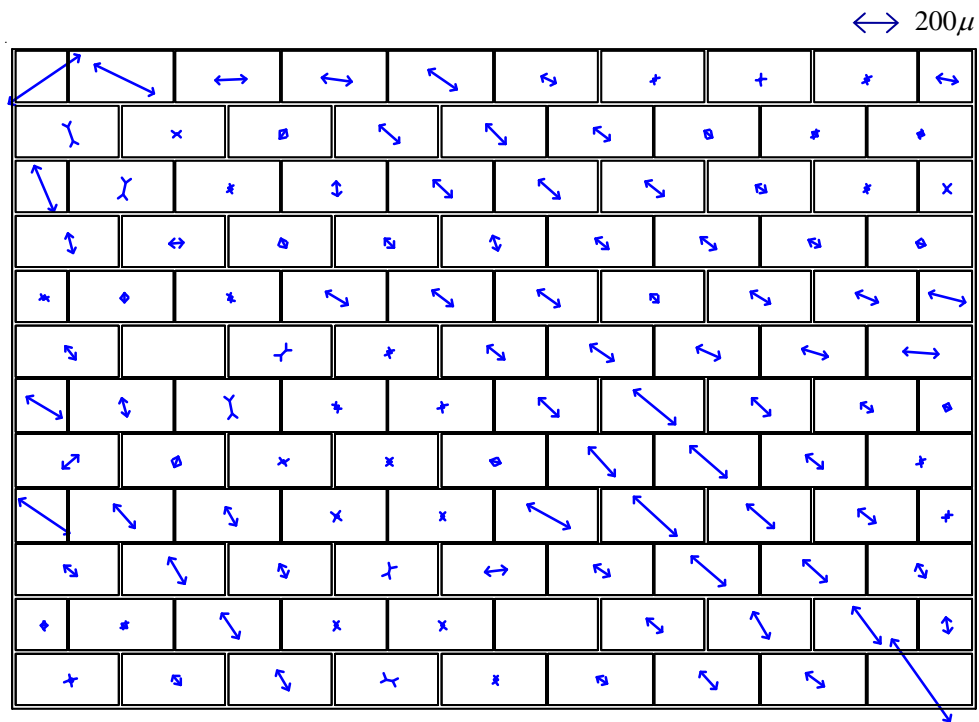


(d) 部材角 0.67%

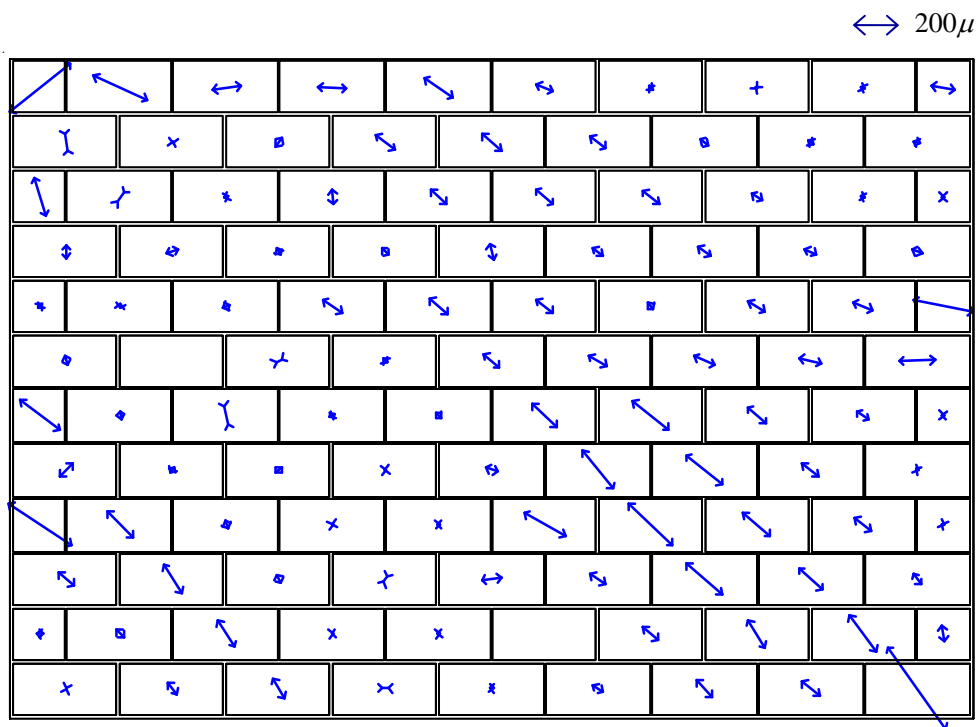


(e) 部材角 1.0%

付図 1.3 IFFB (M) 試験体における圧縮主ひずみの分布 (続く)

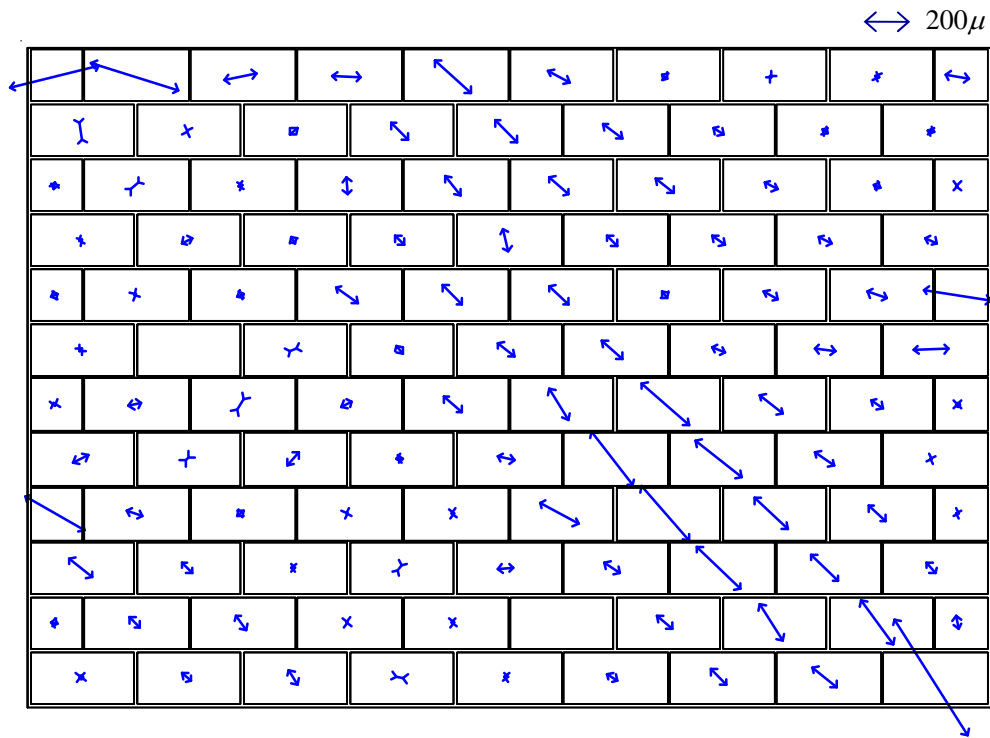


(f) 部材角 1.5%



(g) 部材角 2.0%

付図 1.3 IFFB (M) 試験体における圧縮主ひずみの分布 (続く)

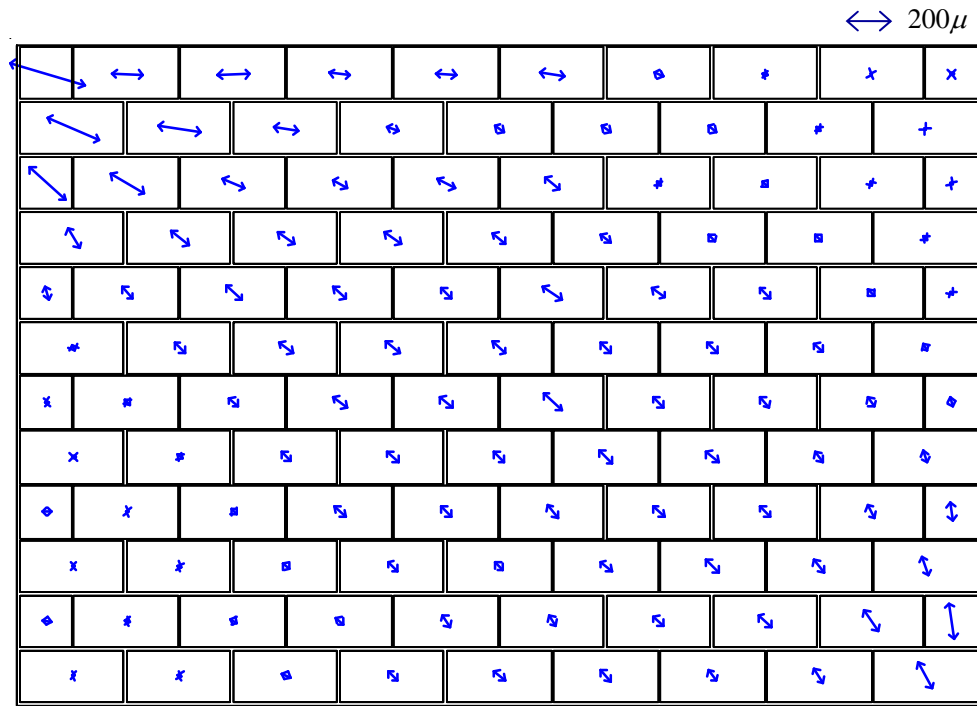


(h) 部材角 3.0%

付図 1.3 IFFB (M) 試験体における圧縮主ひずみの分布

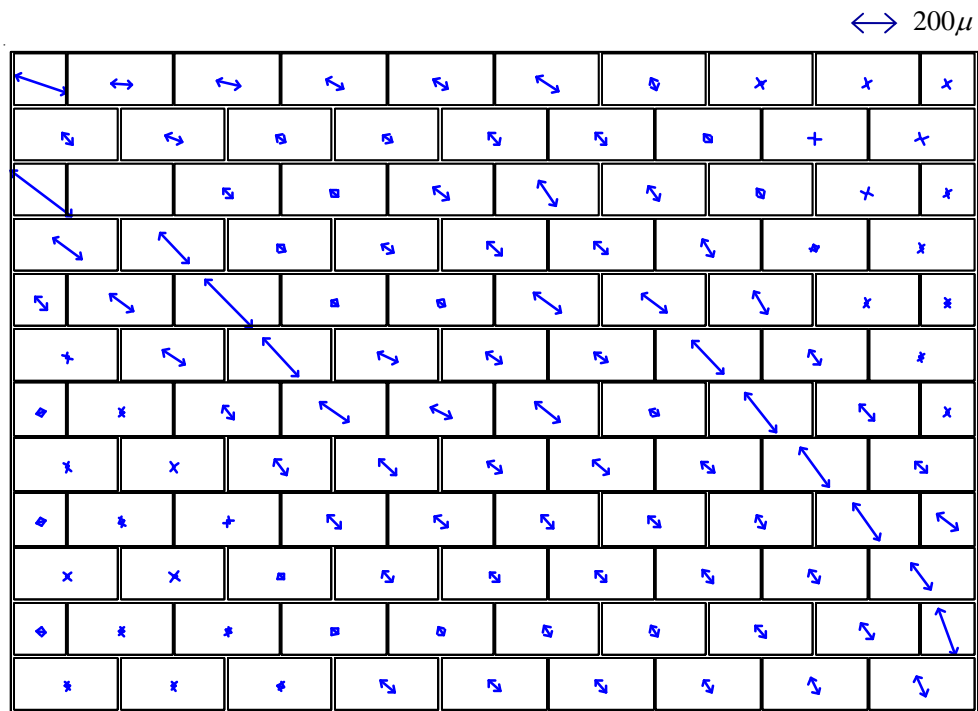
付 1.4 IFRB(C) (剛梁型組積造壁内蔵フレーム(繰返し載荷)) 試験体

IFRB (C) 試験体のピーク時部材角におけるブロック造壁の各ブロックユニットの圧縮主ひずみの分布を付図 4 に示す。

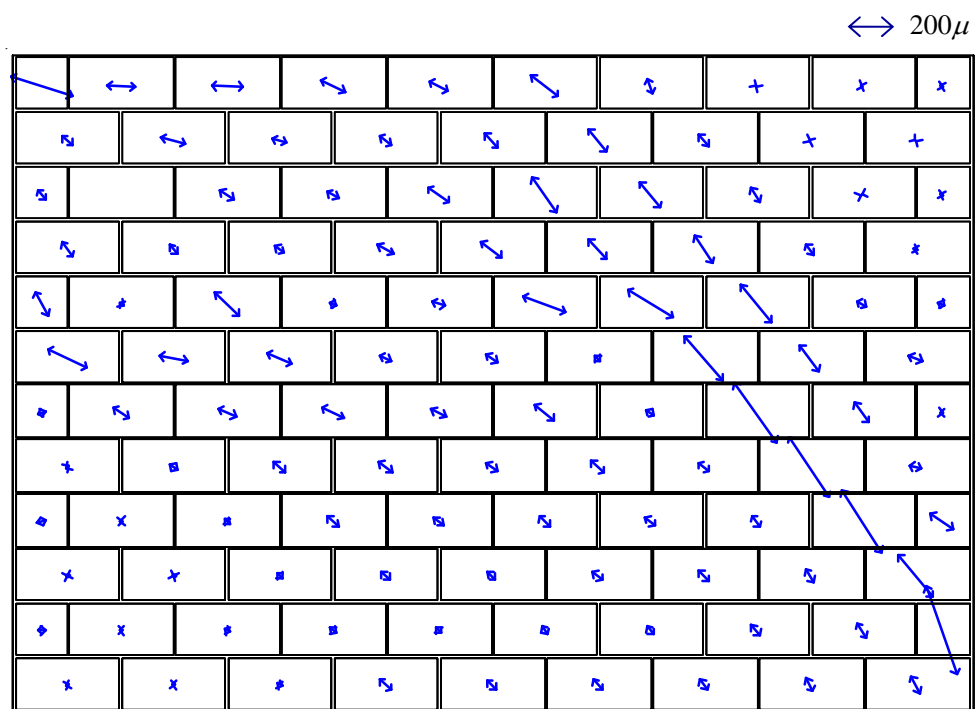


(a) 部材角 0.1%

付図 1.4 IFRB (C) 試験体における圧縮主ひずみの分布 (続く)

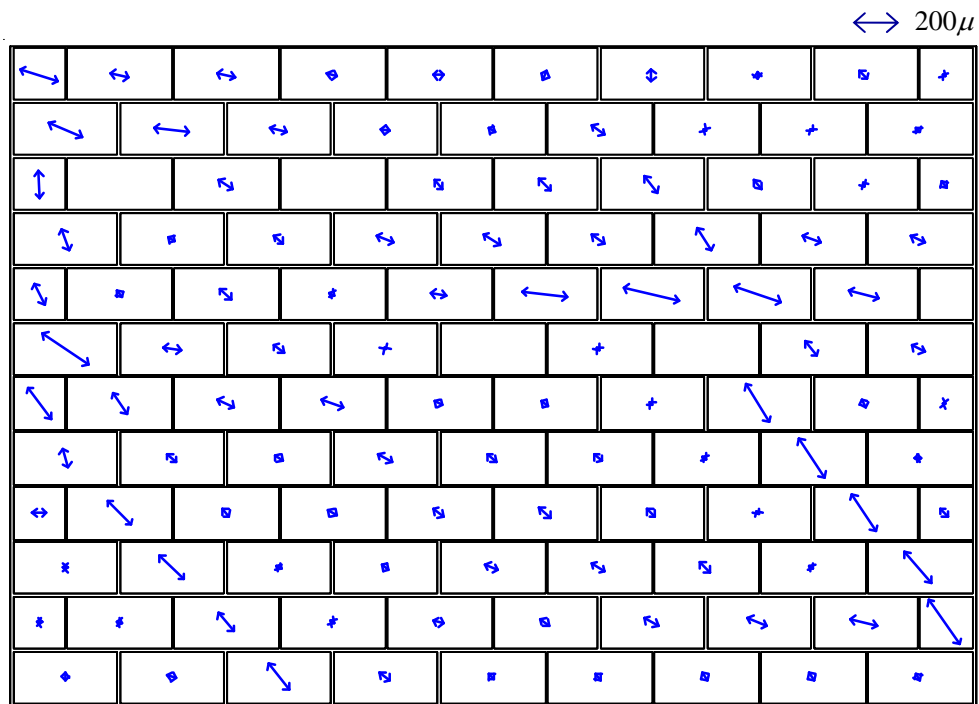


(b) 部材角 0.2%

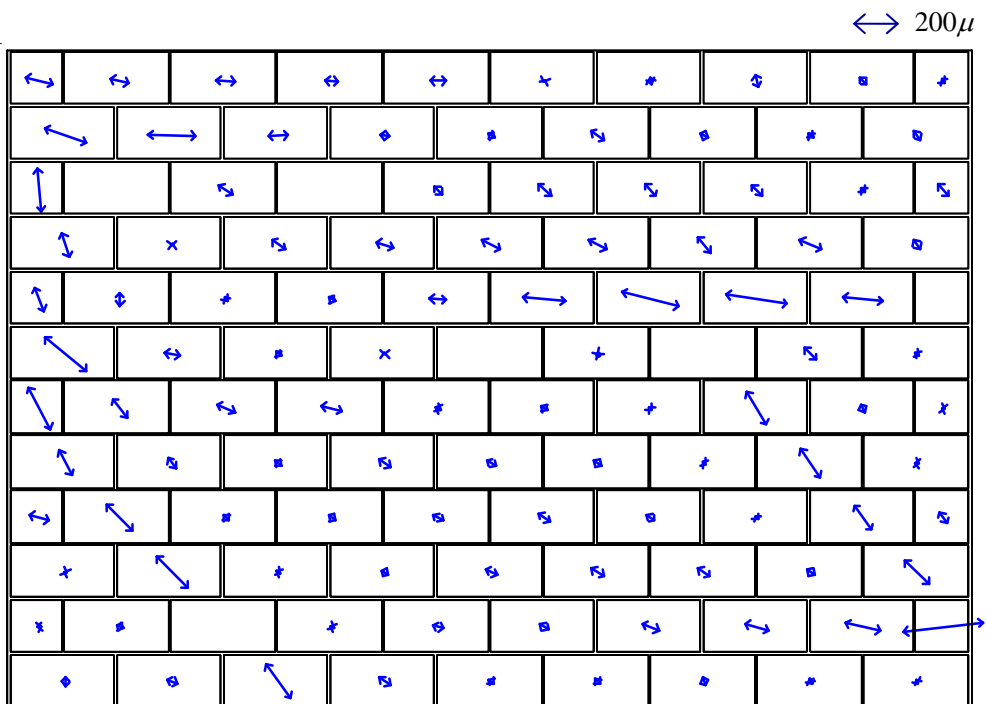


(c) 部材角 0.4%

付図 1.4 IFRB (C) 試験体における圧縮主ひずみの分布 (続く)

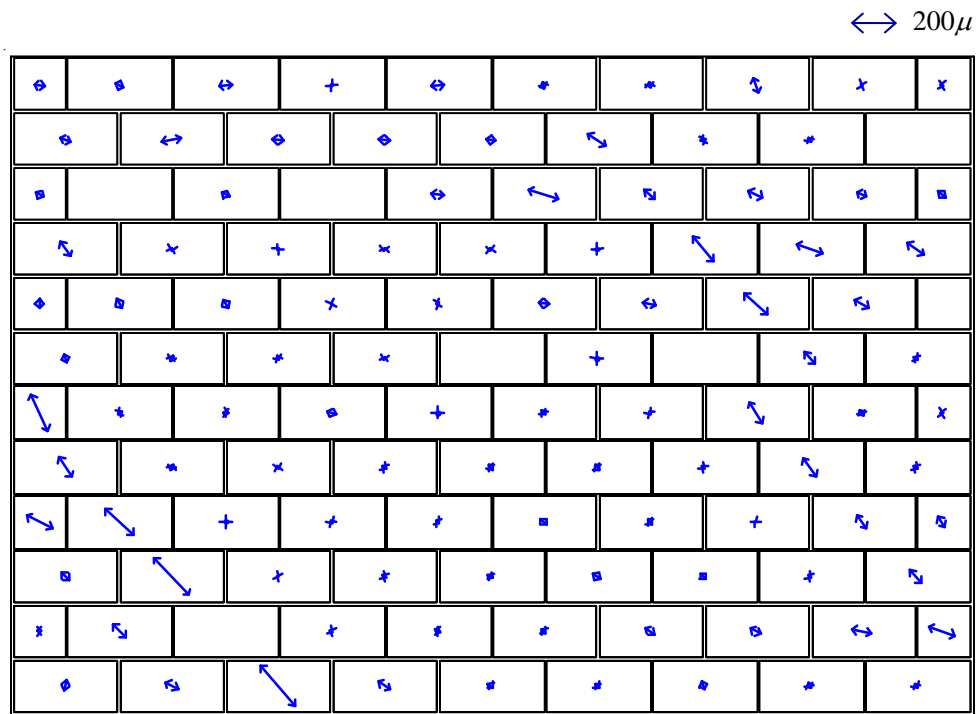


(d) 部材角 0.67%

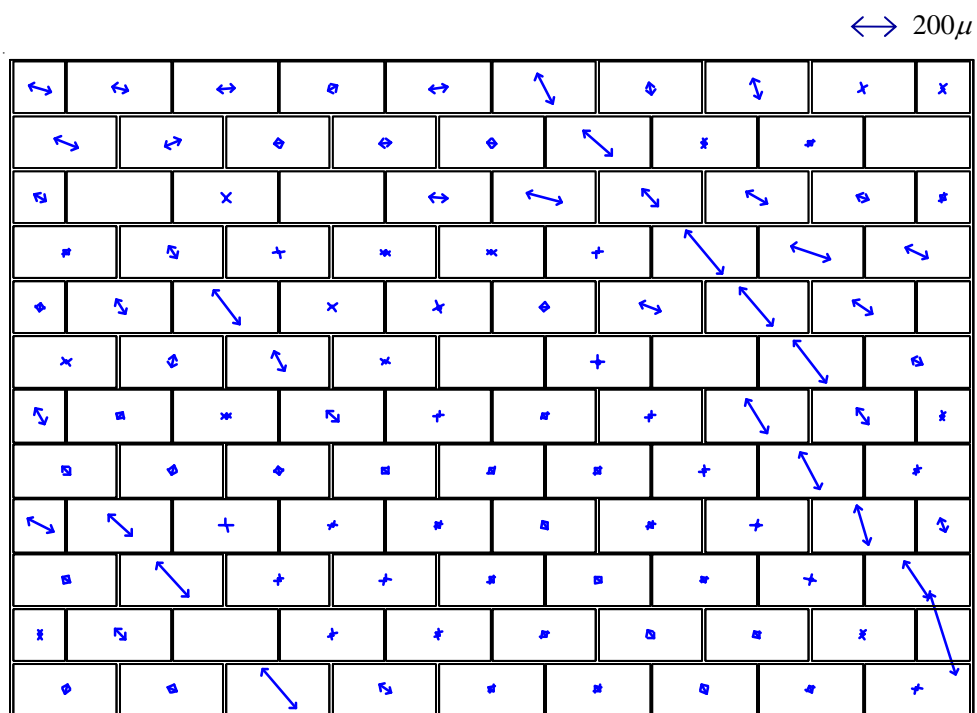


(e) 部材角 1.0%

付図 1.4 IFRB (C) 試験体における圧縮主ひずみの分布 (続く)



(f) 部材角 1.5%

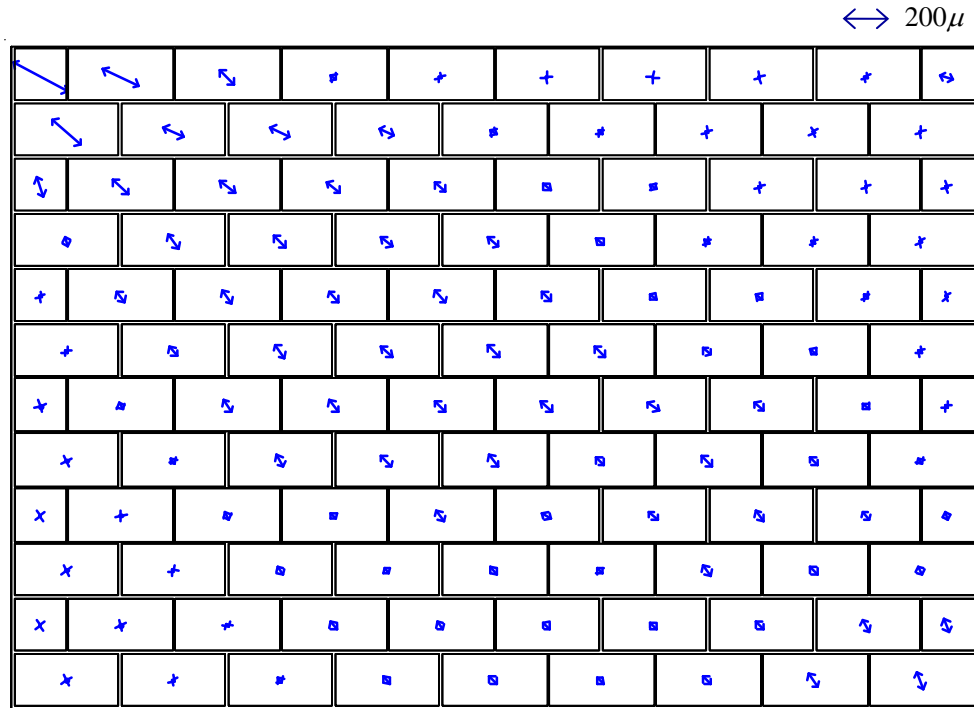


(g) 部材角 2.0%

付図 1.4 IFRB (C) 試験体における圧縮主ひずみの分布

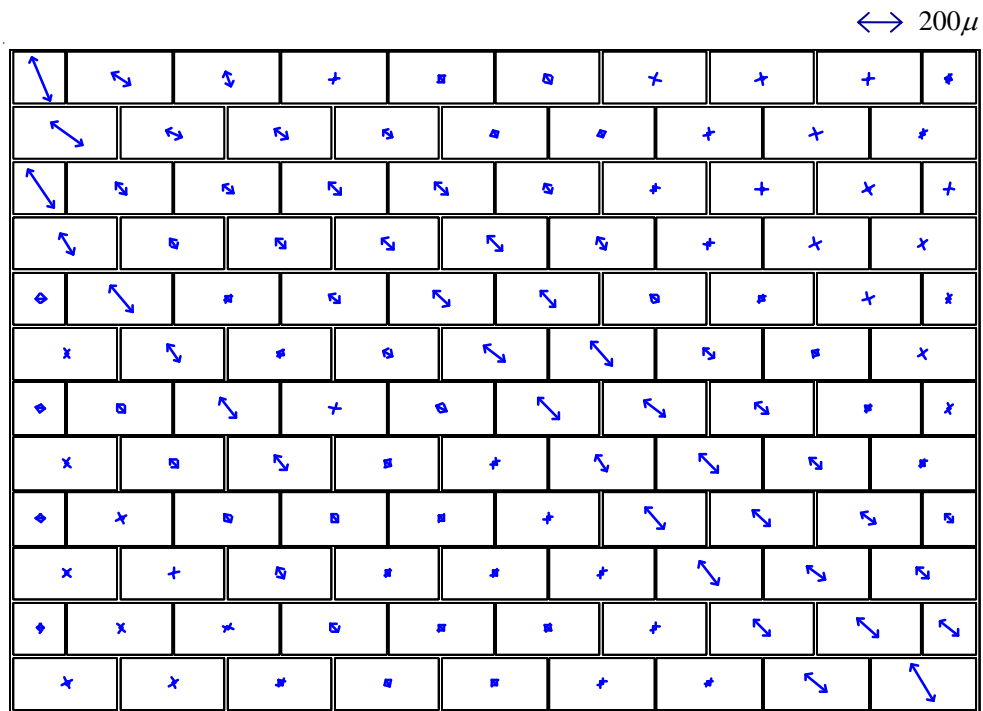
付 1.5 IFFB(C) (柔梁型組積造壁内蔵フレーム(繰返し載荷)) 試験体

IFFB (C) 試験体のピーク時部材角におけるブロック造壁の各ブロックユニットの圧縮主ひずみの分布を付図 5 に示す。

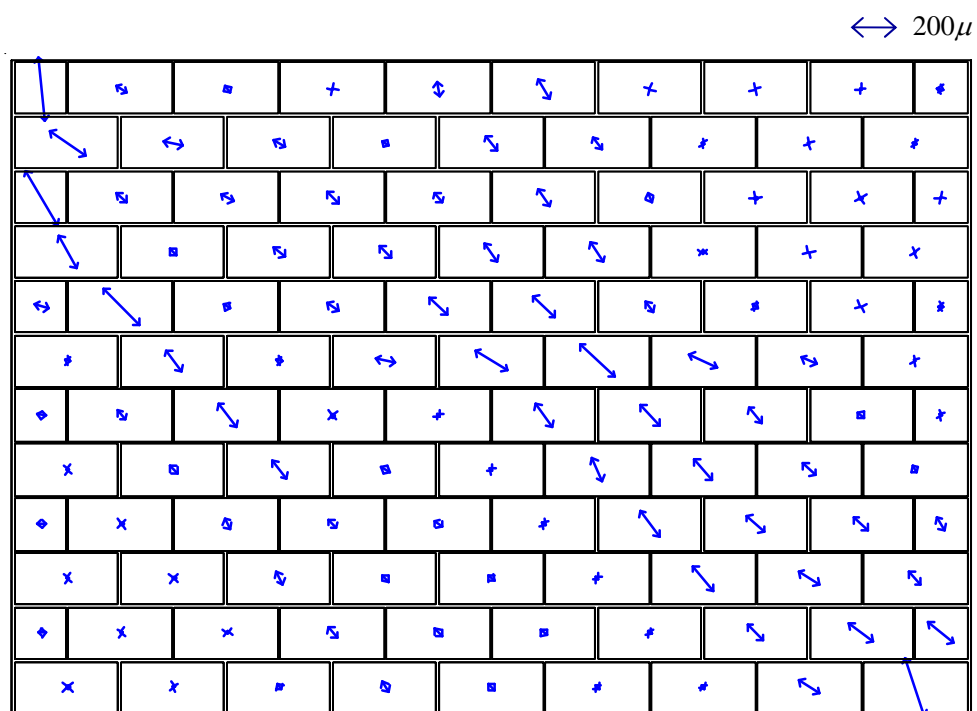


(a) 部材角 0.1%

付図 1.5 IFFB (C) 試験体における圧縮主ひずみの分布 (続く)

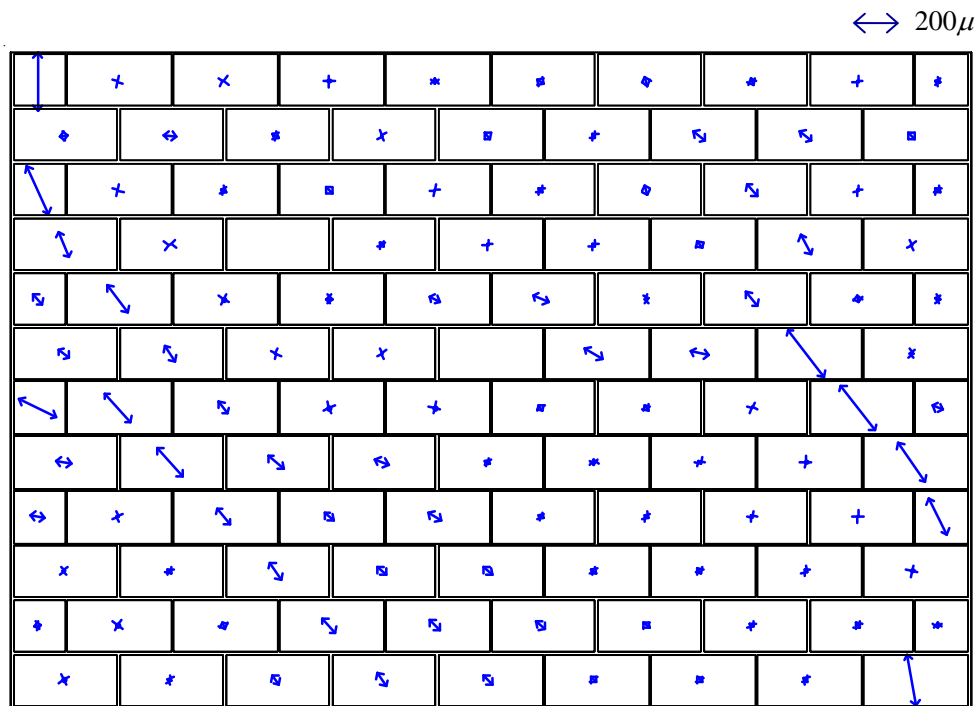


(b) 部材角 0.2%

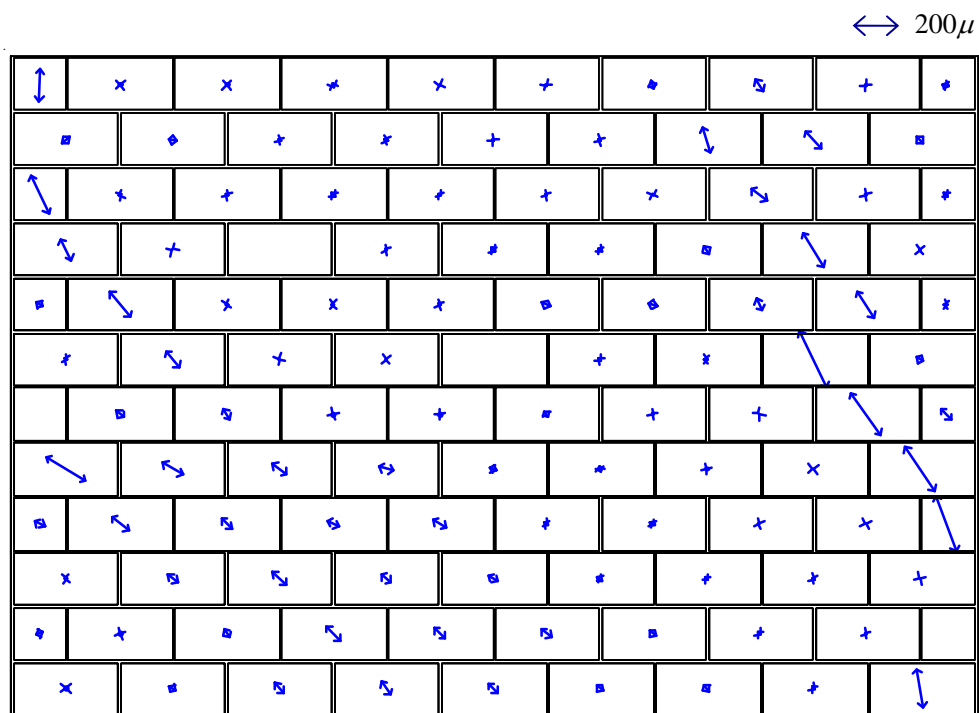


(c) 部材角 0.4%

付図 1.5 IFFB (C) 試験体における圧縮主ひずみの分布 (続く)

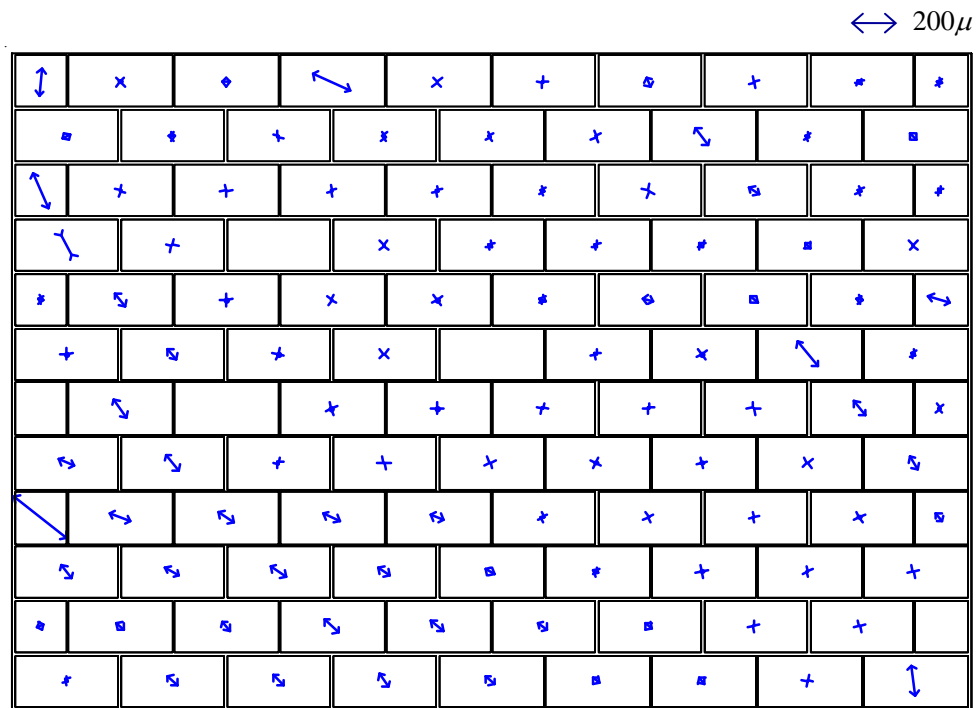


(d) 部材角 0.67%

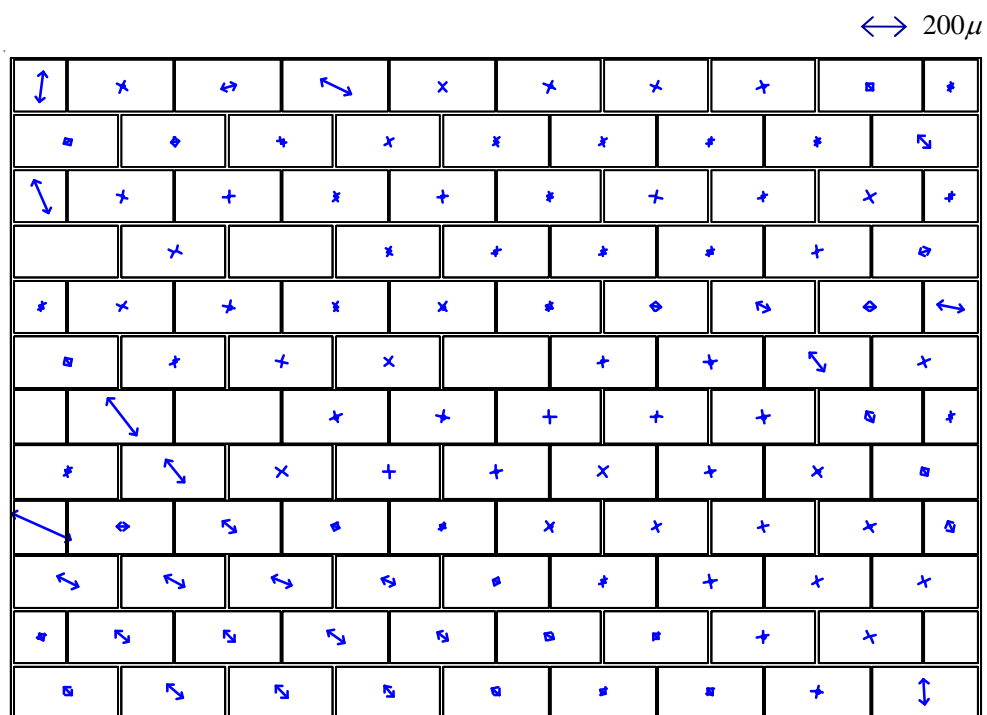


(e) 部材角 1.0%

付図 1.5 IFFB (C) 試験体における圧縮主ひずみの分布 (続く)



(f) 部材角 1.5%



(g) 部材角 2.0%

付図 1.5 IFFB (C) 試験体における圧縮主ひずみの分布

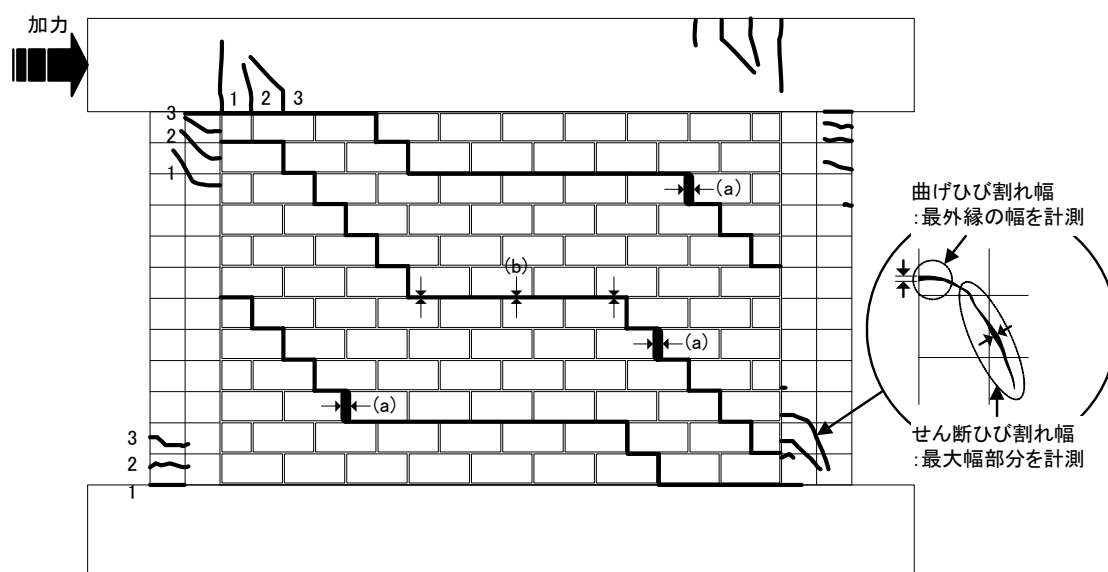
付録 2

RC 造架構部および無補強組積造壁部の残留ひび割れ幅

付2 RC造架構部および無補強組積造壁部の残留ひび割れ幅

付2.1 ひび割れ幅の測定方法

縮小試験体におけるひび割れ幅の測定は実大実験と同様の方法で計測を行った。付図2.1に柱、梁およびブロックのひび割れ測定方法を示す。柱のひび割れ幅については、基本的に各柱の上部および下部で発生した曲げおよびせん断ひび割れ幅を測定した。梁のひび割れ幅については、梁の左側部および右側部で生じた曲げひび割れおよびせん断ひび割れ幅を測定した。同図に示すように、曲げひび割れ幅は柱および梁の最外縁の幅を、せん断ひび割れ幅はその最大幅部分を測定した。ブロック造壁のひび割れについては、主にブロック目地に発生するひび割れ幅を計測した。ブロックの水平挙動を調べるため、付図2.1の(a)のように縦目地に生じるひび割れ幅を、ブロックの回転挙動を調べるため、付図2.1の(b)のように横目地に発生したひび割れ幅を計測した。以下に実験時に行ったひび割れ計測の手順を示す。



付図2.1 柱、梁およびブロック造壁のひび割れ幅測定方法

付 2.2 ひび割れ幅の計測手順

(1) 部材角+0.1%の第1サイクル

ピーク時のひび割れ

- ① 全てのひび割れ観察 ➡ 青色マジックでトレース，ひび割れ図作成
- ② ひび割れ図のコピー
- ③ 全てのひび割れ（初期ひび割れを含む）幅測定 ➡ 全てのひび割れ幅に青色ラベル取付
- ④ 看板用意 ➡ フレーム全体写真(前・後2枚ずつ) / ひび割れ番号・位置作成
- ⑤ 全てのひび割れ幅のデジタルカメラ接写，個別写真（必要に応じて）

除荷時残留ひび割れ

- ① 全てのひび割れ観察
- ② 全てのひび割れ幅測定 ➡ 全てのひび割れ幅に青色ラベル取付
- ③ 看板用意 ➡ フレーム全体写真(前・後2枚ずつ) / ひび割れ番号・位置作成
- ④ 全てのひび割れ幅のデジタルカメラ接写，個別写真（必要に応じて）

(2) 部材角 - 0.1%の第1サイクル

ピーク時のひび割れ

- ① 全てのひび割れ観察 ➡ 赤色マジックでトレース，ひび割れ図作成
- ② ひび割れ図のコピー
- ③ 全てのひび割れ幅測定 ➡ 全てのひび割れ幅に赤色ラベル取付
- ④ 看板用意 ➡ フレーム全体写真(前・後2枚ずつ) / ひび割れ番号・位置作成
- ⑤ 全てのひび割れ幅のデジタルカメラ接写，個別写真（必要に応じて）

除荷時残留ひび割れ

- ① 全てのひび割れ観察
- ② 全てのひび割れ幅測定 ➡ 全てのひび割れ幅に赤色ラベル取付
- ④ 看板用意 ➡ フレーム全体写真(前・後2枚ずつ) / ひび割れ番号・位置作成
- ⑤ 全てのひび割れ幅のデジタルカメラ接写，個別写真（必要に応じて）

(3) 部材角+0.1%の第2サイクル

ピーク時のひび割れ

- ① 新たなひび割れ観察 ➡ 青色マジックでトレース，ひび割れ図作成
- ② ひび割れ図のコピー
- ③ 代表的な3つのひび割れ（最大曲げおよびせん断ひび割れ）幅測定 ➡ **丸付き青色**ラベル取付
- ④ 看板用意 ➡ フレーム全体写真 / ひび割れ番号・位置作成
- ⑤ 代表的な3つのひび割れ幅のデジタルカメラ接写，個別写真（必要に応じて）

除荷時残留ひび割れ

- ① ピーク時③のひび割れのみ観察 ➡ **丸付き青色**ラベル取付
- ② 看板用意 ➡ フレーム全体写真(前・後2枚ずつ) / ひび割れ番号・位置作成
- ③ ピーク時③のひび割れ幅のデジタルカメラ接写，個別写真（必要に応じて）

(4) 部材角 - 0.1%の第2サイクル

ピーク時のひび割れ

- ① 新たなひび割れ観察 ➡ 赤色マジックでトレース，ひび割れ図作成
- ② ひび割れ図のコピー
- ③ 代表的な3つのひび割れ（最大曲げおよびせん断ひび割れ）幅測定 ➡ **丸付き赤色**ラベル取付
- ④ 看板用意 ➡ フレーム全体写真 / ひび割れ番号・位置作成
- ⑤ 代表的な3つのひび割れ幅のデジタルカメラ接写，個別写真（必要に応じて）

除荷時残留ひび割れ

- ① ピーク時③のひび割れのみ観察 ➡ **丸付き赤色**ラベル取付
- ② 看板用意 ➡ フレーム全体写真(前・後2枚ずつ) / ひび割れ番号・位置作成
- ③ ピーク時③のひび割れ幅のデジタルカメラ接写，個別写真（必要に応じて）

(5) 部材角+0.1%の第3サイクル

: (3)と同じ

(6) 部材角 0.2%の第1サイクル以後

: 前記(1)~(5)と同じ

付 2.3 BFRB（剛梁型純フレーム）試験体

付図 2.2 (a) ～ (j) に各部材角の 1 サイクルにおける試験体に生じた残留ひび割れ幅をひび割れ図と一緒に示す。

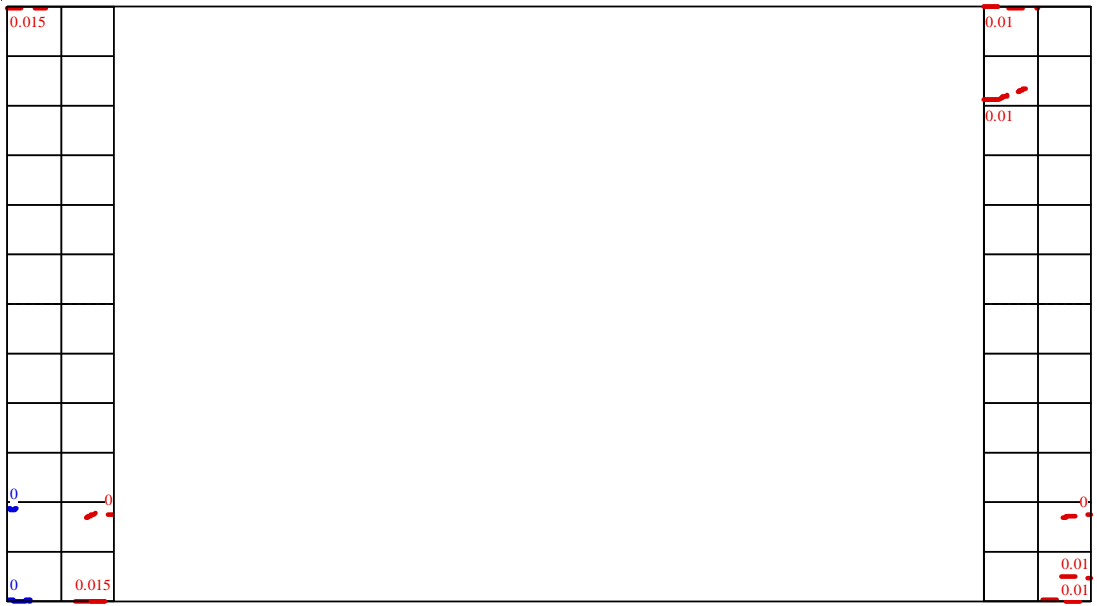


(a) 部材角+0.1%の 1 サイクル



(b) 部材角-0.1%の 1 サイクル

付図 2.2 BFRB 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果（続く）

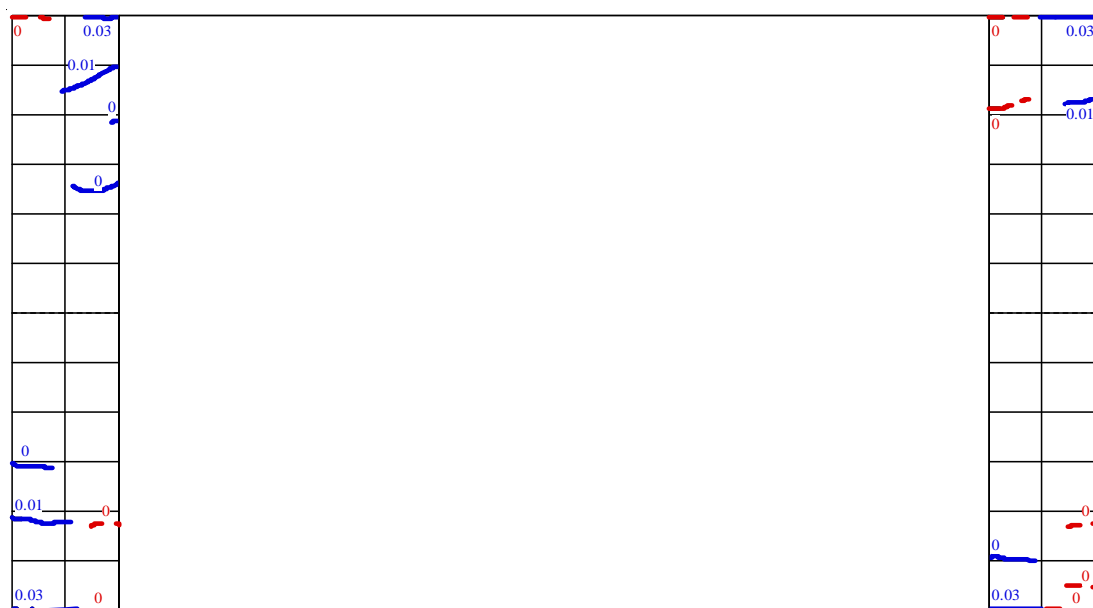


(c) 部材角-0.2%の1サイクル

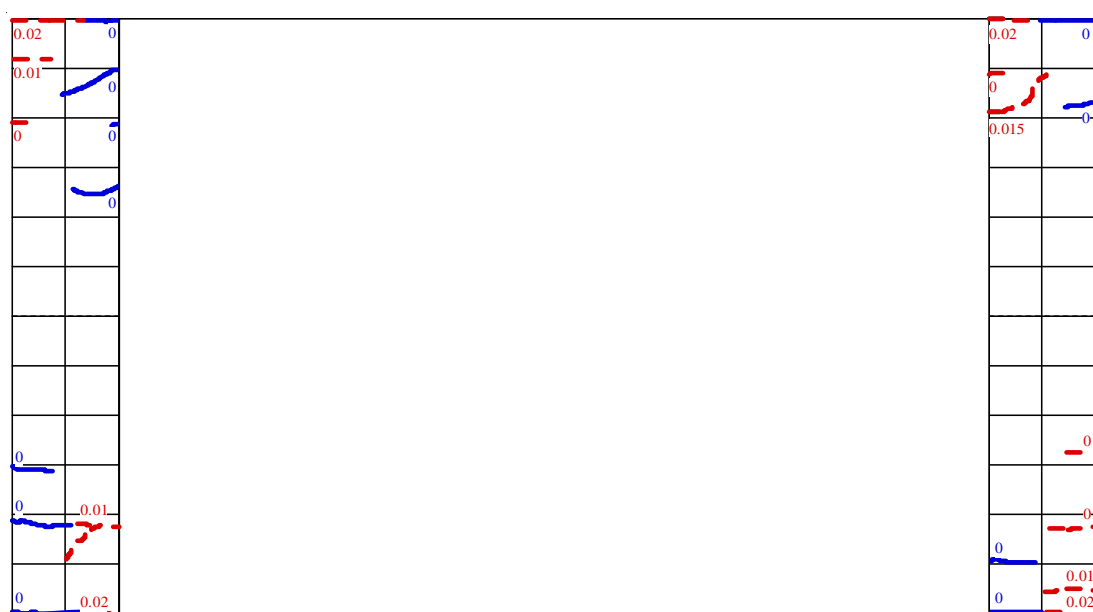


(d) 部材角+0.2%の1サイクル

付図 2.2 BFRB 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果 (続く)

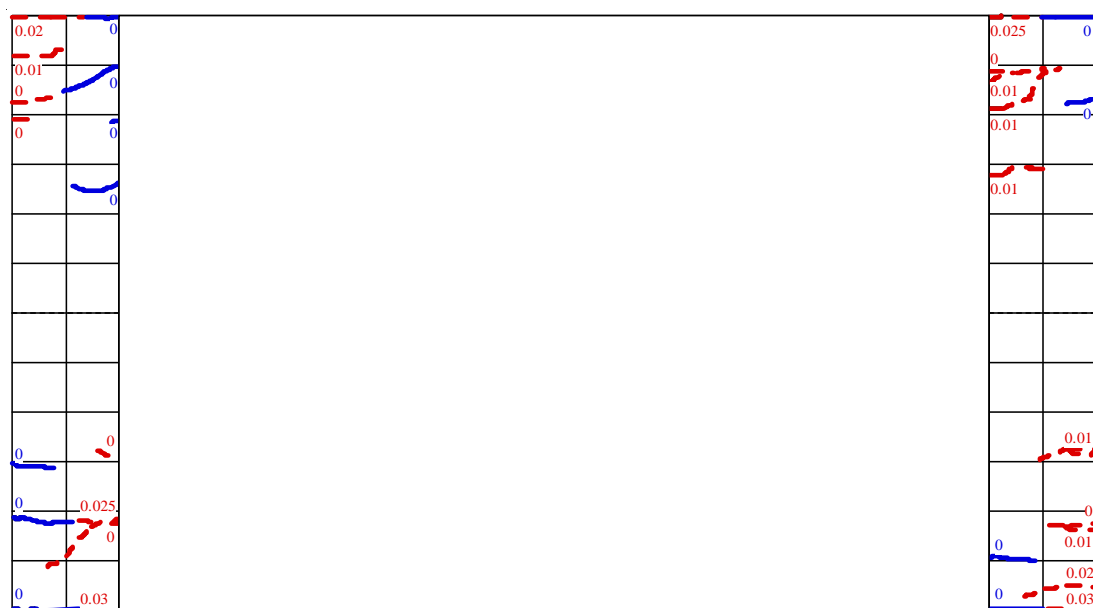


(e) 部材角+0.4%の1サイクル



(f) 部材角-0.4%の1サイクル

付図 2.2 BFRB 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果 (続く)

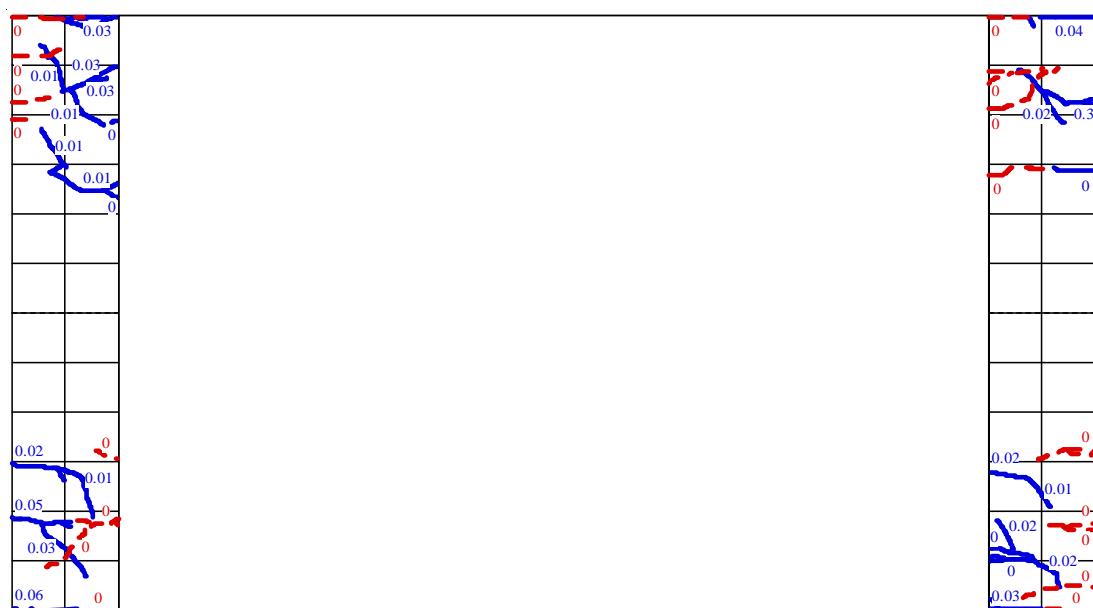


(g) 部材角 -0.67% の 1 サイクル

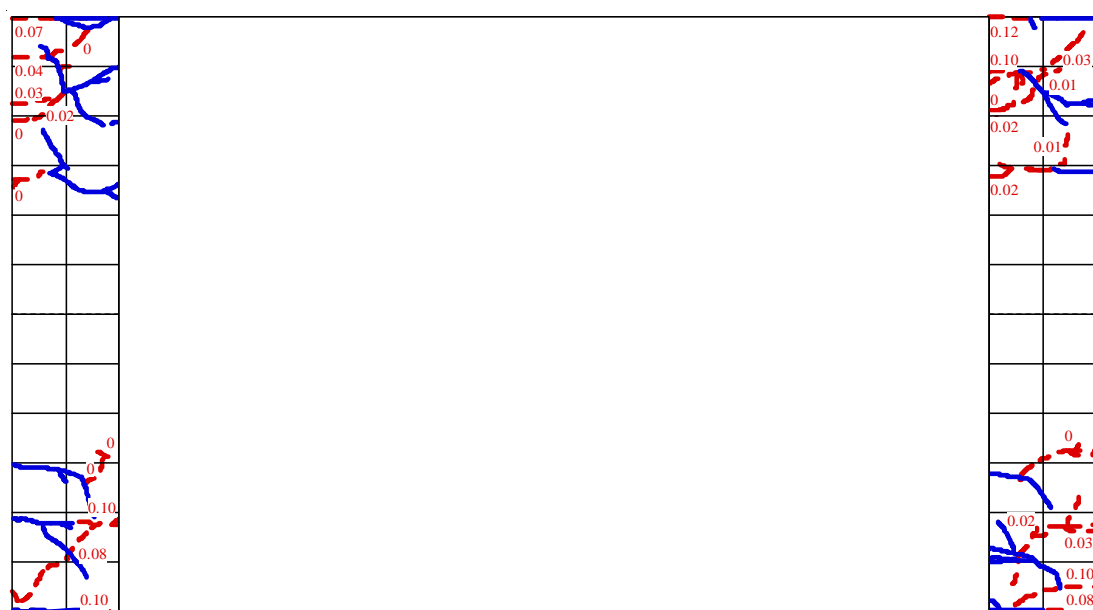


(h) 部材角 $+0.67\%$ の 1 サイクル

付図 2.2 BFRB 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果 (続く)

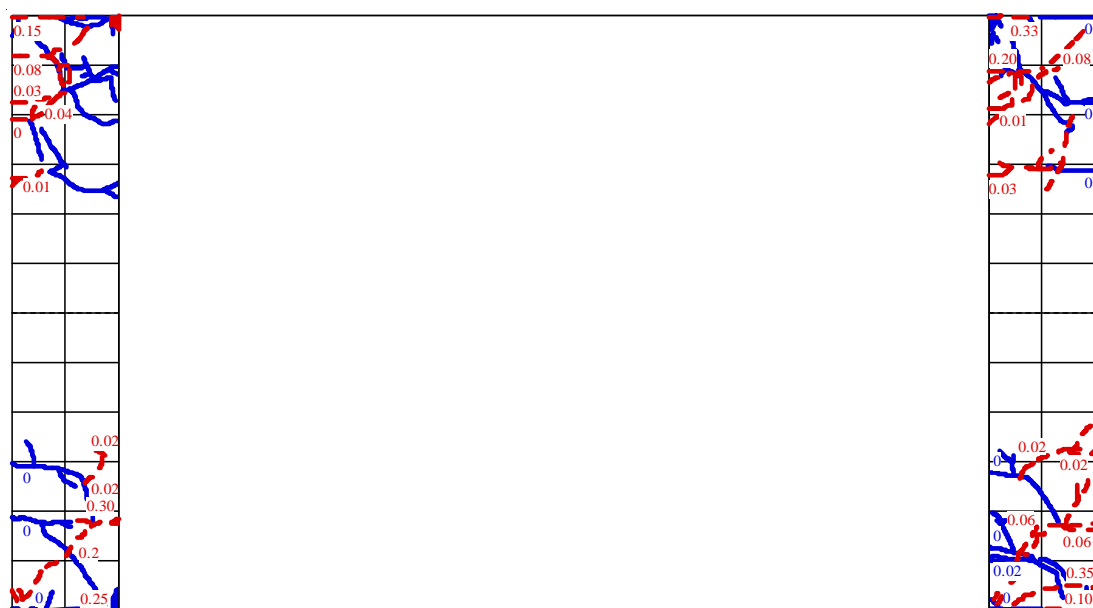


(i) 部材角+1.0%の1サイクル

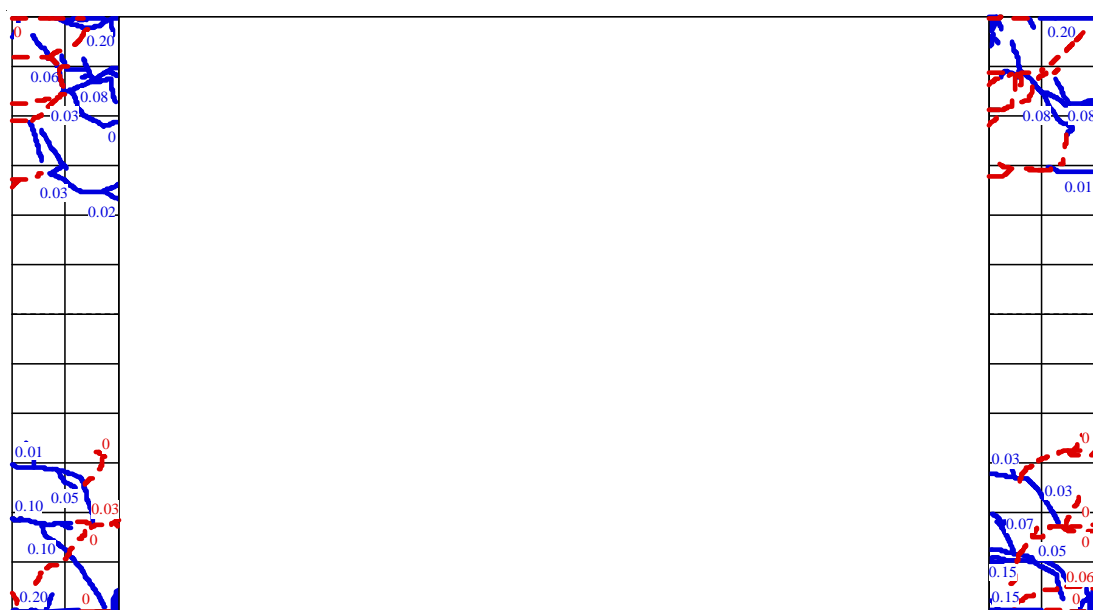


(j) 部材角-1.0%の1サイクル

付図 2.2 BFRB 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果 (続く)



(j) 部材角-2.0%の1サイクル

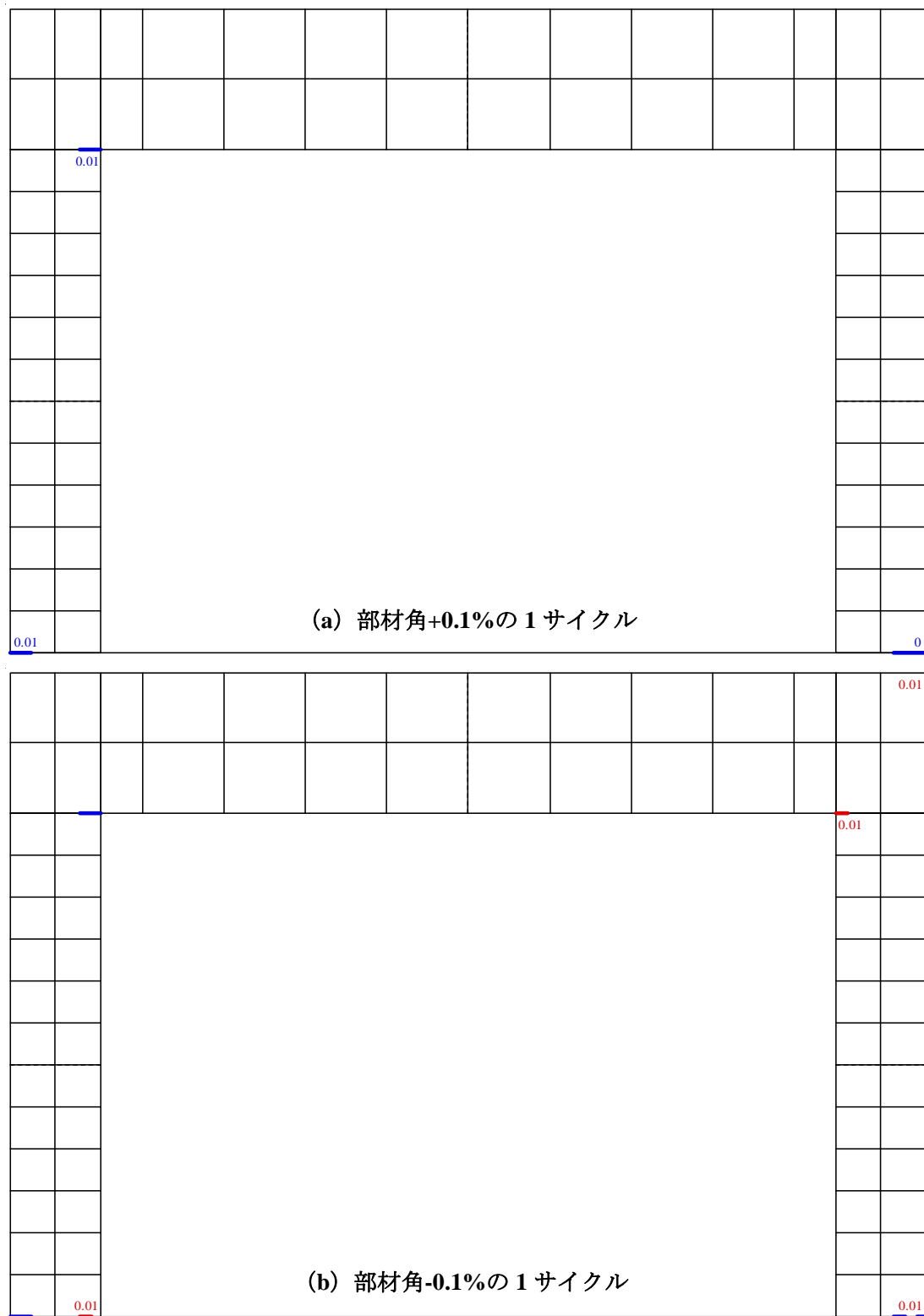


(k) 部材角+2.0%の1サイクル

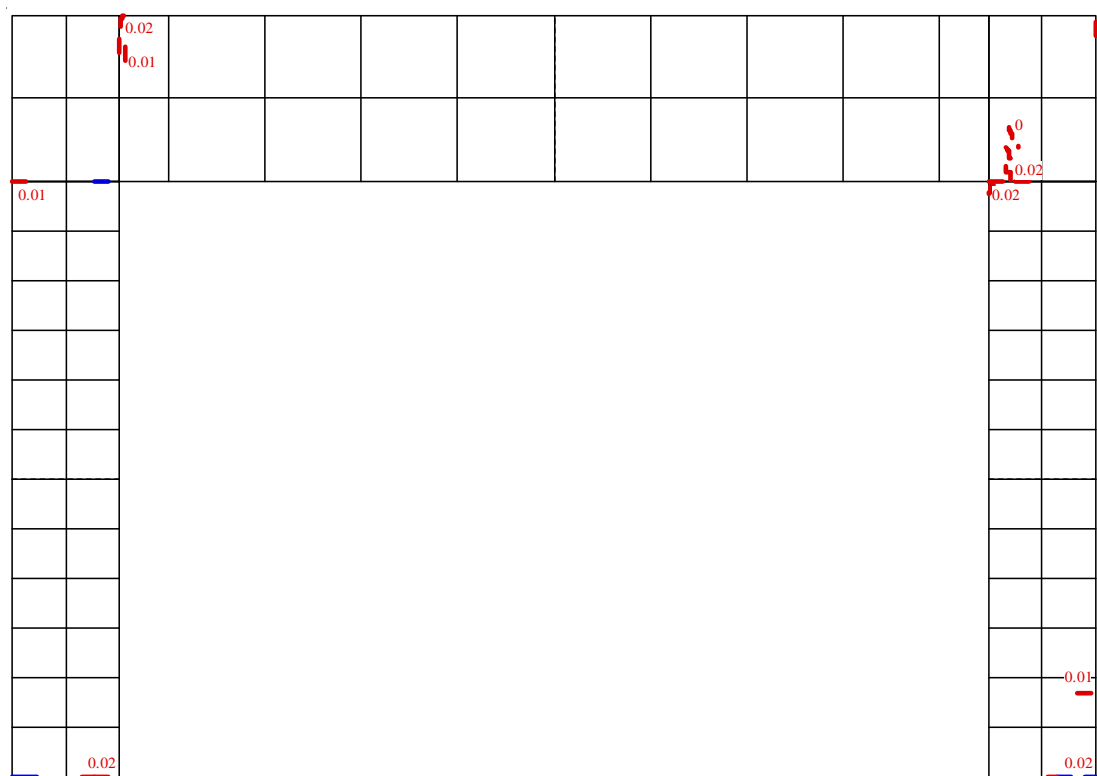
付図 2.2 BFRB 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果

付 2.4 BFFB（柔梁型純フレーム）試験体

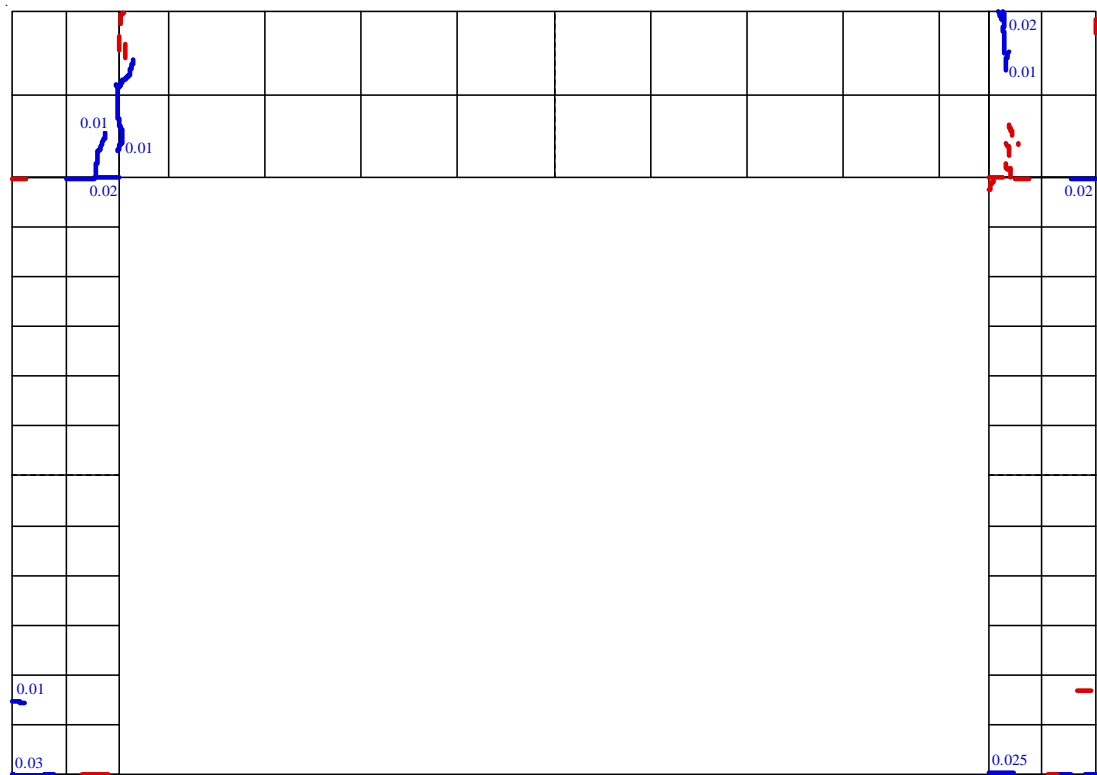
付図 2.3 に各部材角の 1 サイクルにおける試験体の残留ひび割れ幅をひび割れ図と一緒に示す。



付図 2.3 BFFB 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果（続く）

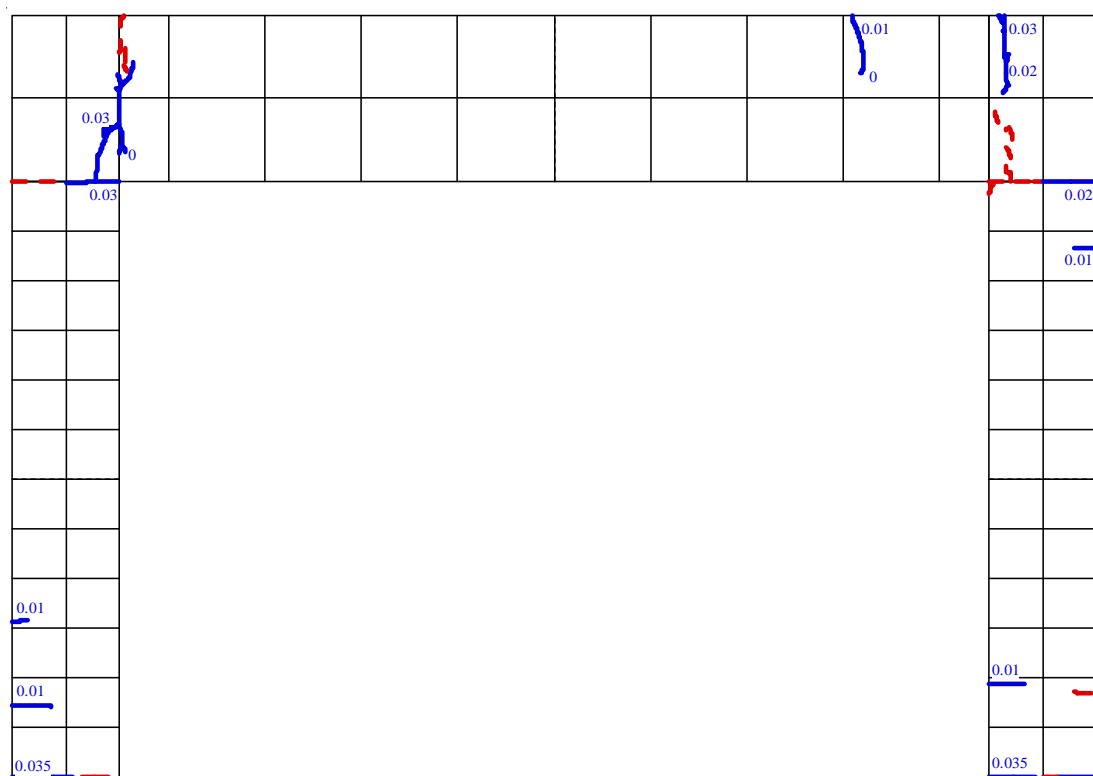


(c) 部材角-0.2%の1サイクル

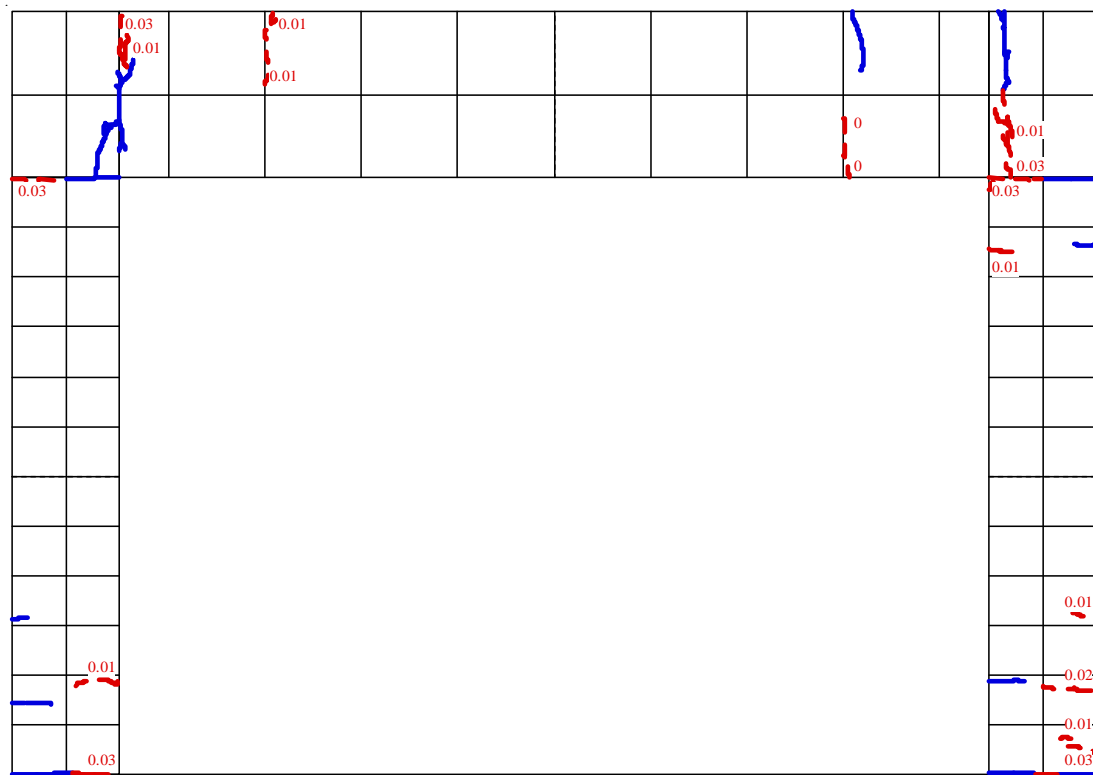


(d) 部材角+0.2%の1サイクル

付図 2.3 BFFB 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果 (続く)

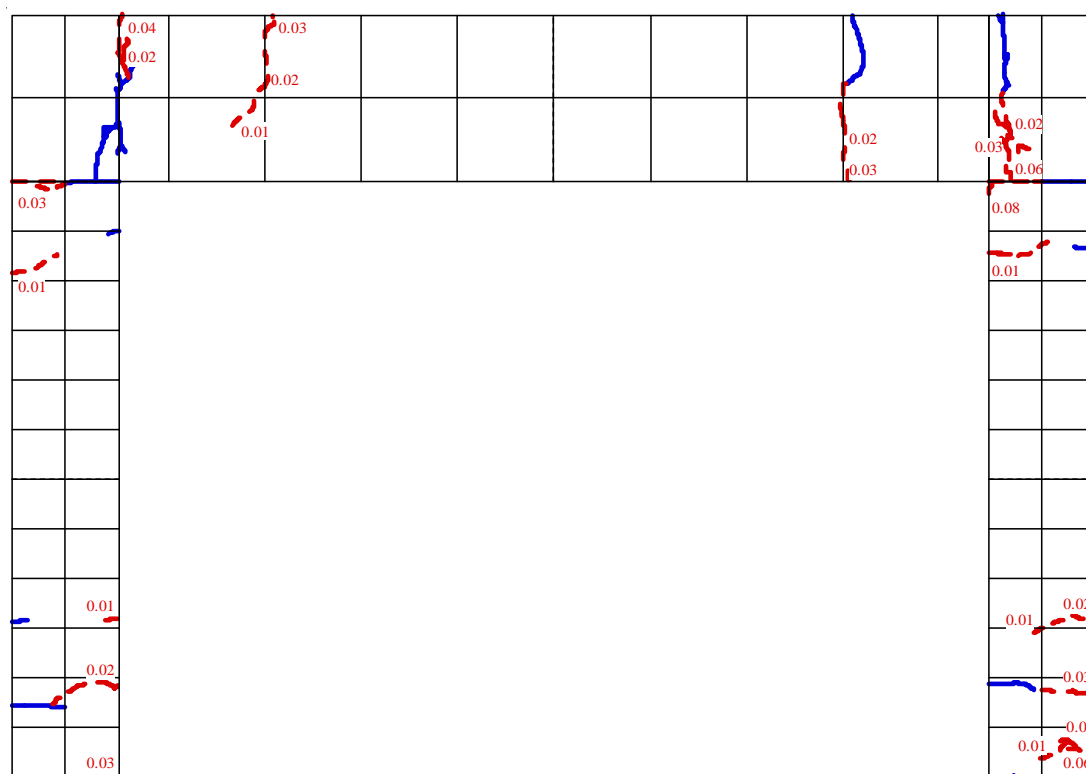


(e) 部材角+0.4%の1サイクル

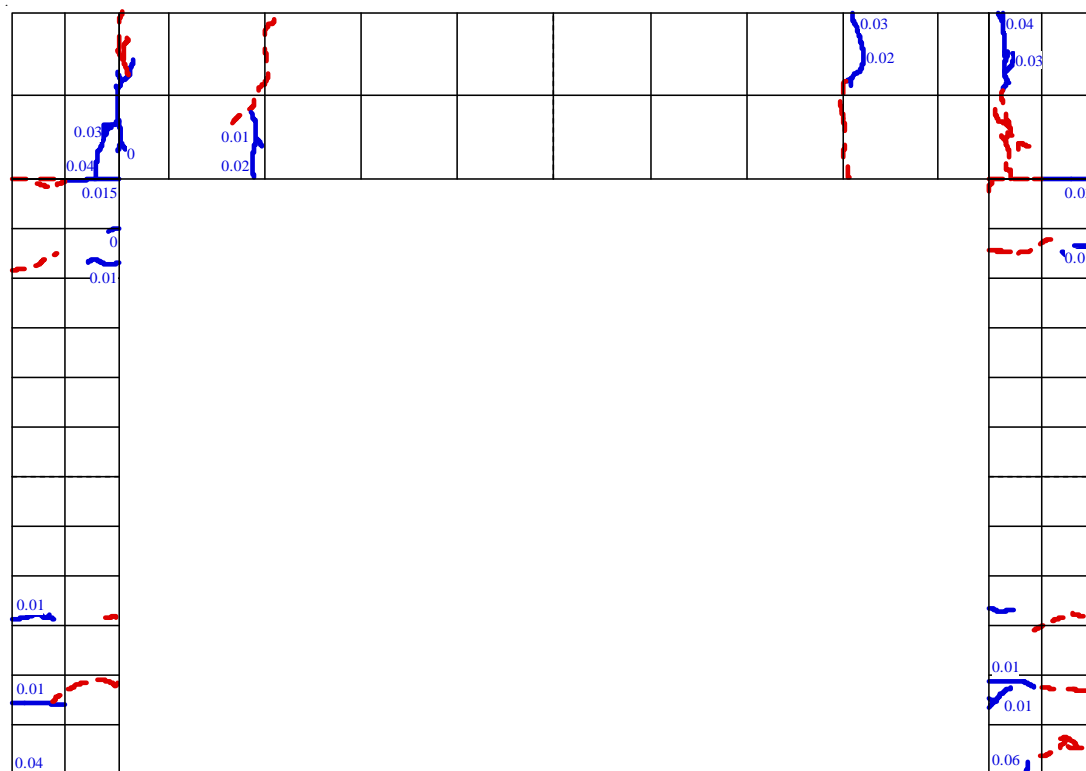


(f) 部材角-0.4%の1サイクル

付図 2.3 BFFB 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果 (続く)

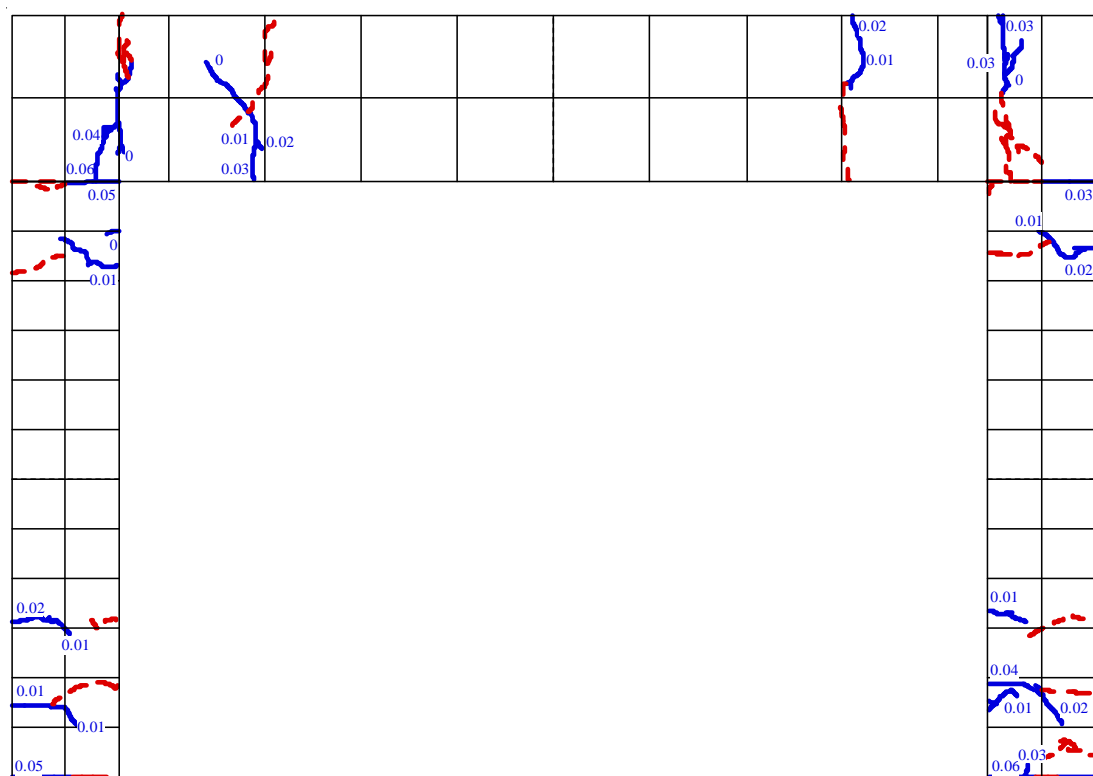


(g) 部材角 -0.67% の 1 サイクル

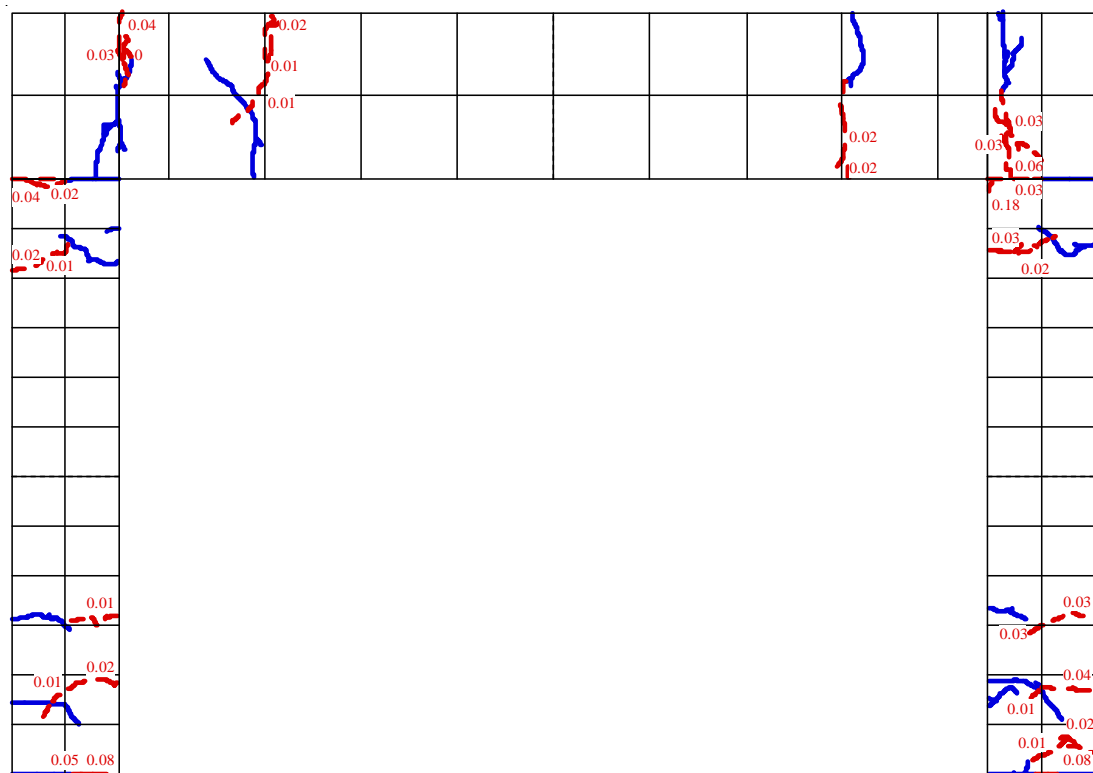


(h) 部材角 $+0.67\%$ の 1 サイクル

付図 2.3 BFFB 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果 (続く)

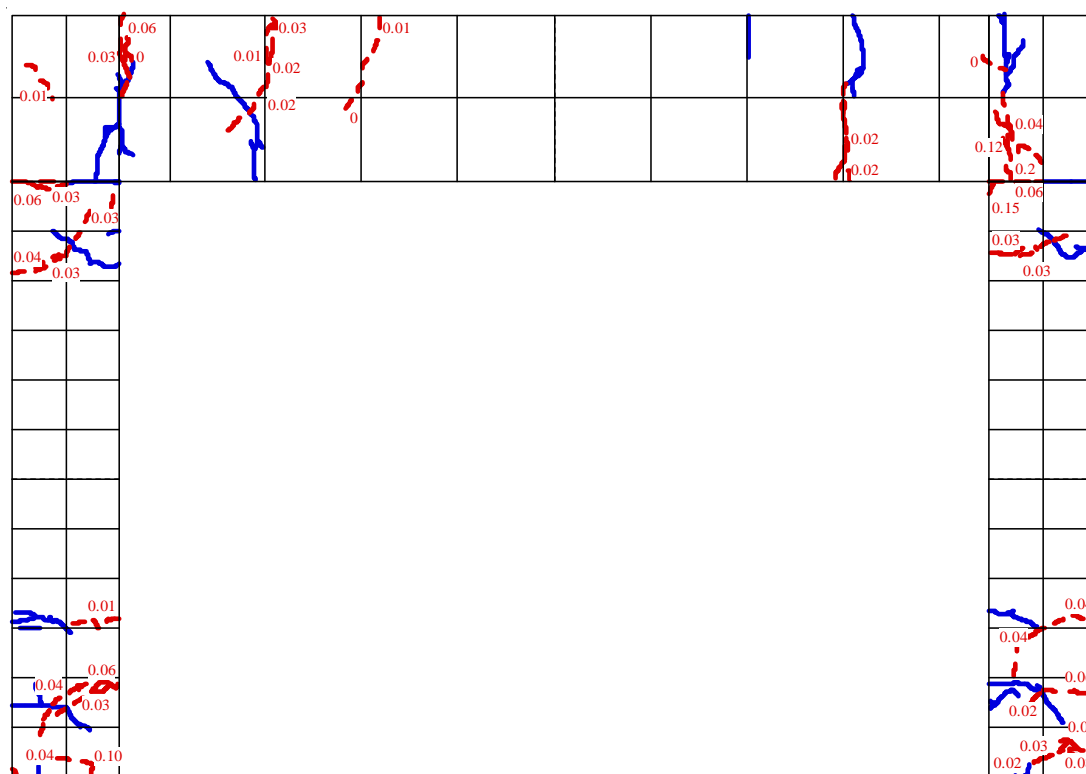


(i) 部材角+1.0%の1サイクル

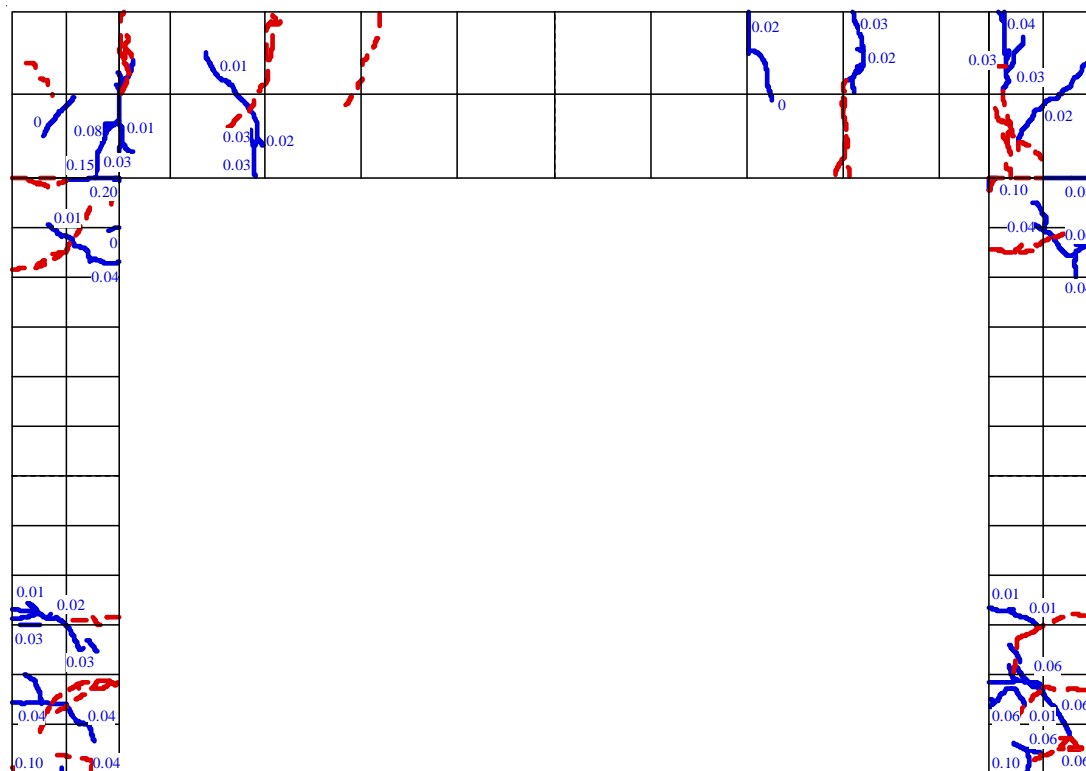


(j) 部材角-1.0%の1サイクル

付図 2.3 BFFB 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果 (続く)

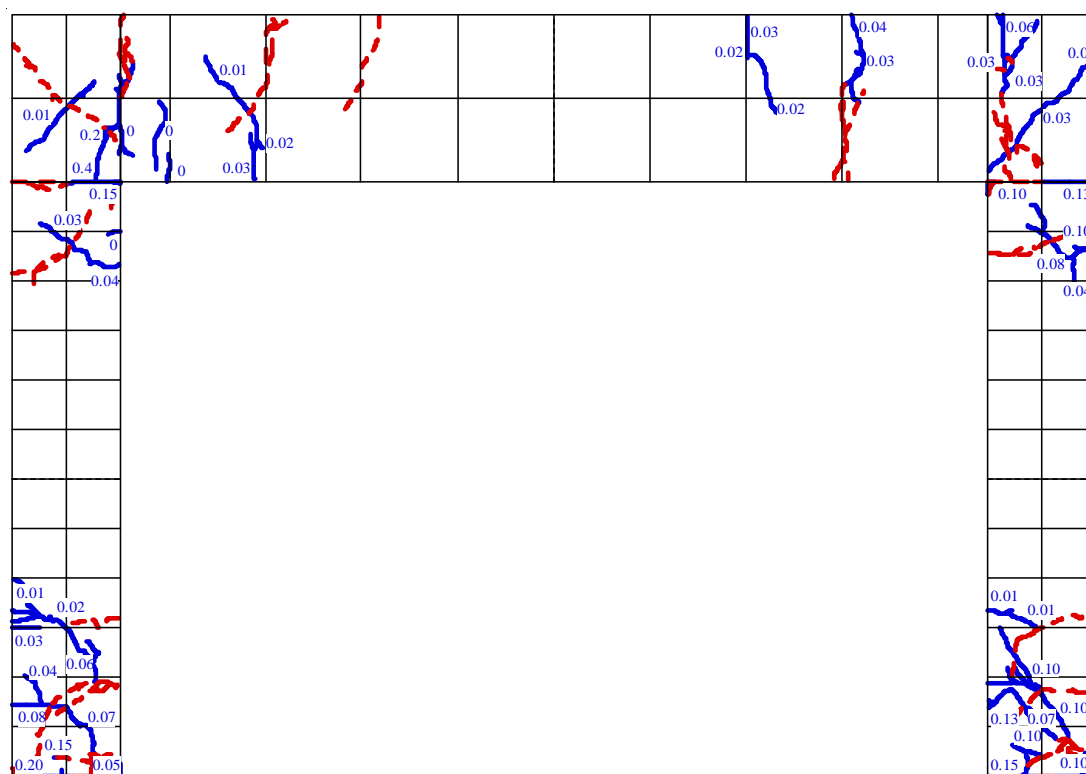


(k) 部材角-1.5%の1サイクル

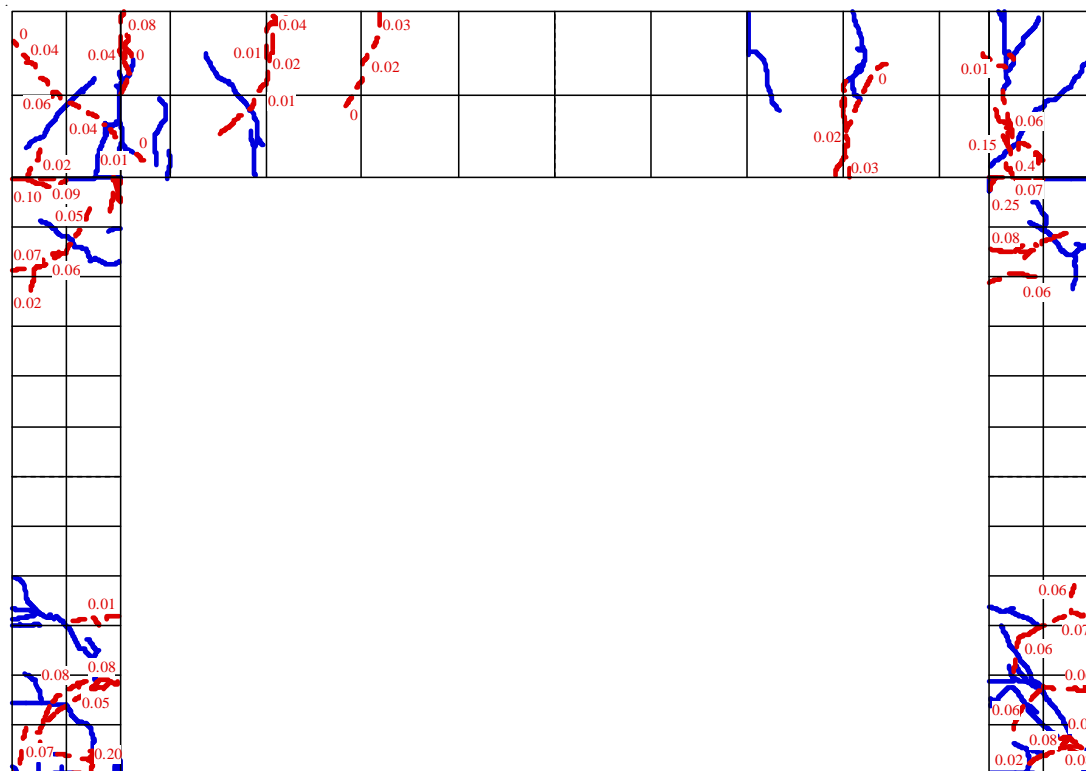


(l) 部材角+1.5%の1サイクル

付図 2.3 BFFB 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果 (続く)



(m) 部材角+2.0%の1サイクル

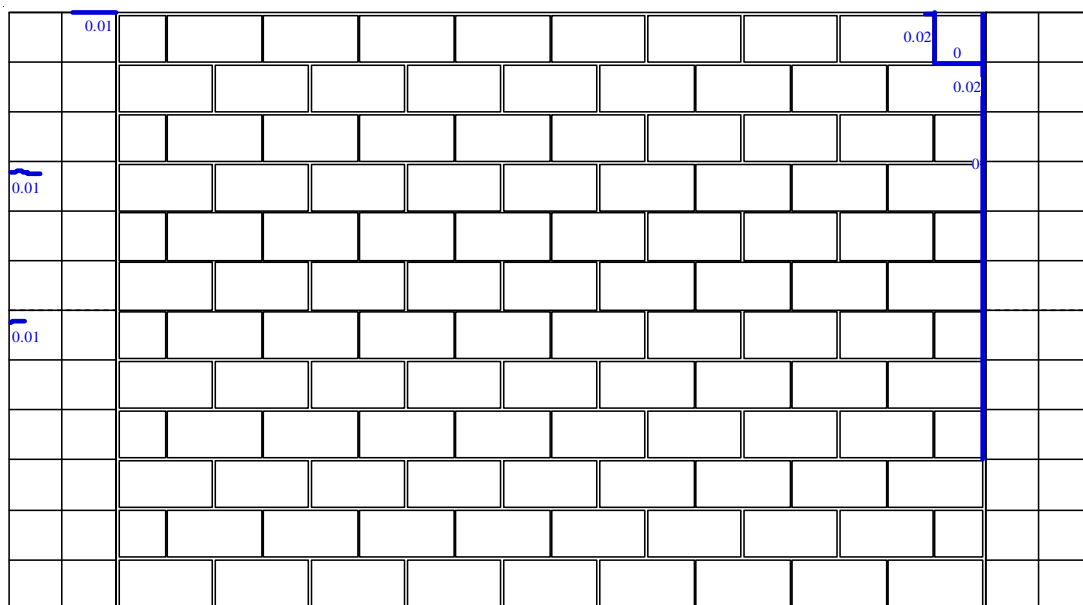


(n) 部材角-2.0%の1サイクル

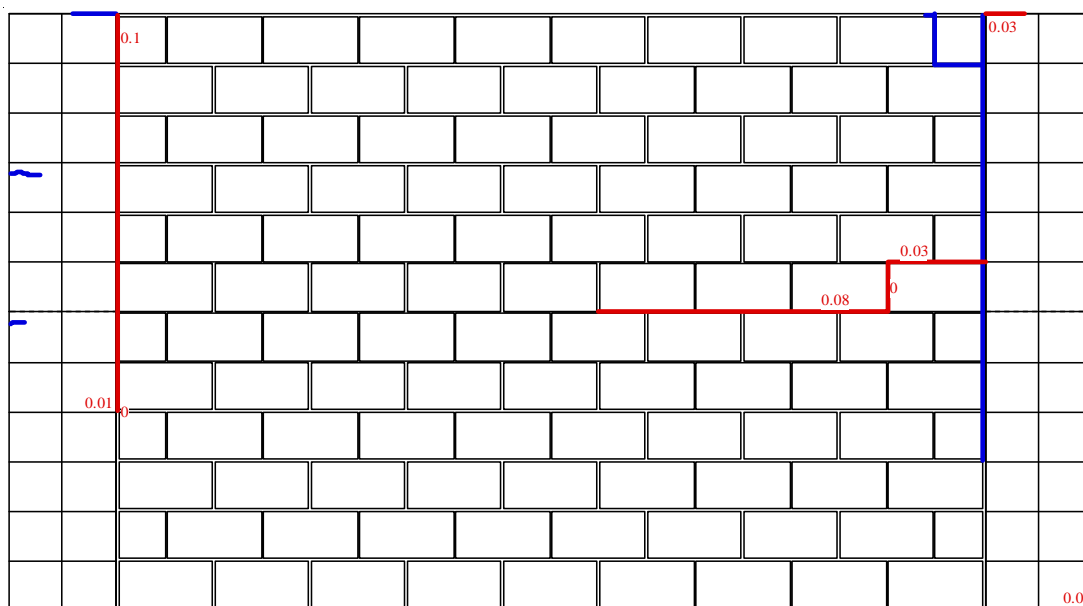
付図 2.3 BFFB 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果

付 2.5 IFRB(C) (剛梁型組積造壁内蔵フレーム(繰返し載荷)) 試験体

付図 2.4 に各部材角の 1 サイクルにおける試験体の残留ひび割れ幅をひび割れ図と一緒に示す。

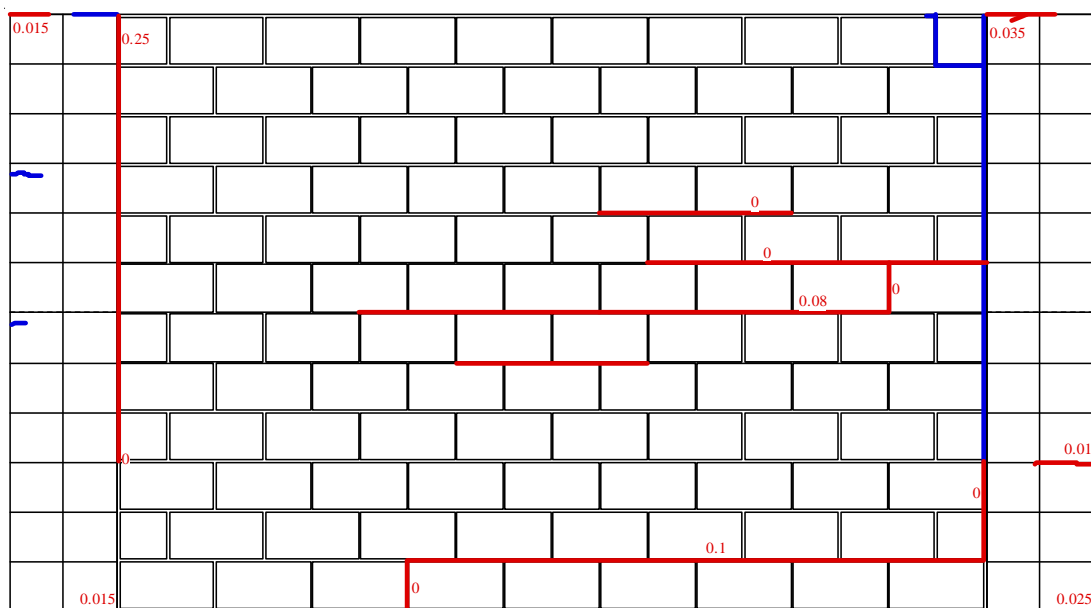


(a) 部材角+0.1%の 1 サイクル

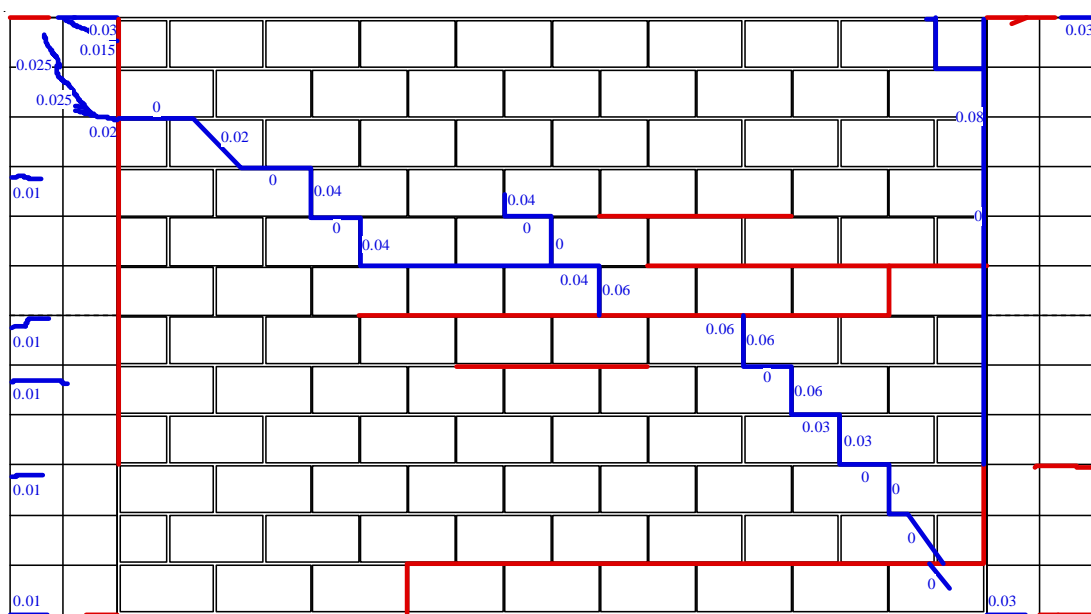


(b) 部材角-0.1%の 1 サイクル

付図 2.4 IFRB (C) 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果 (続く)

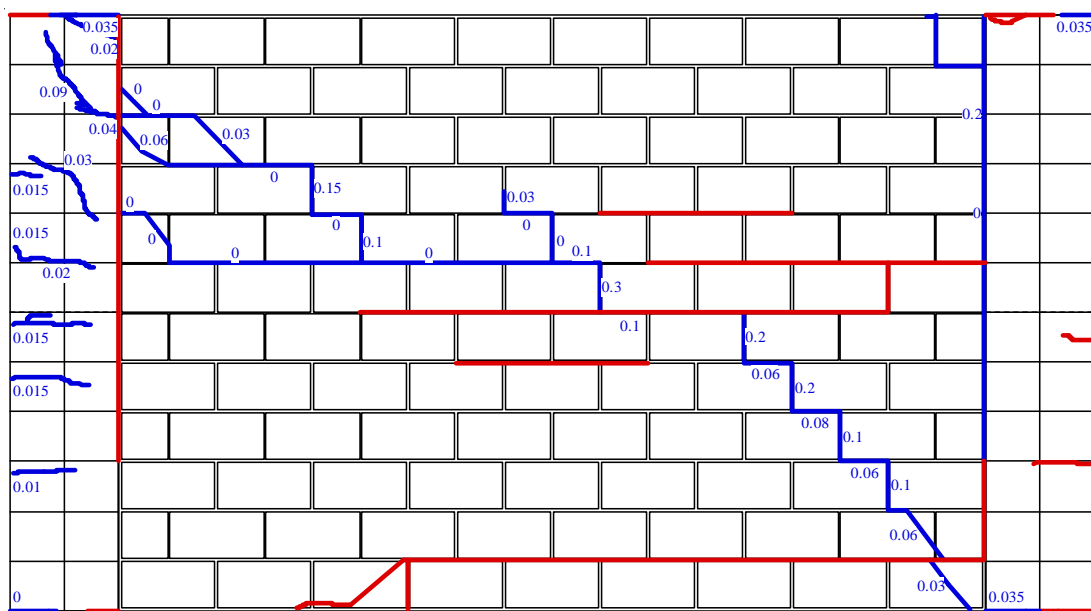


(c) 部材角 -0.2% の1サイクル

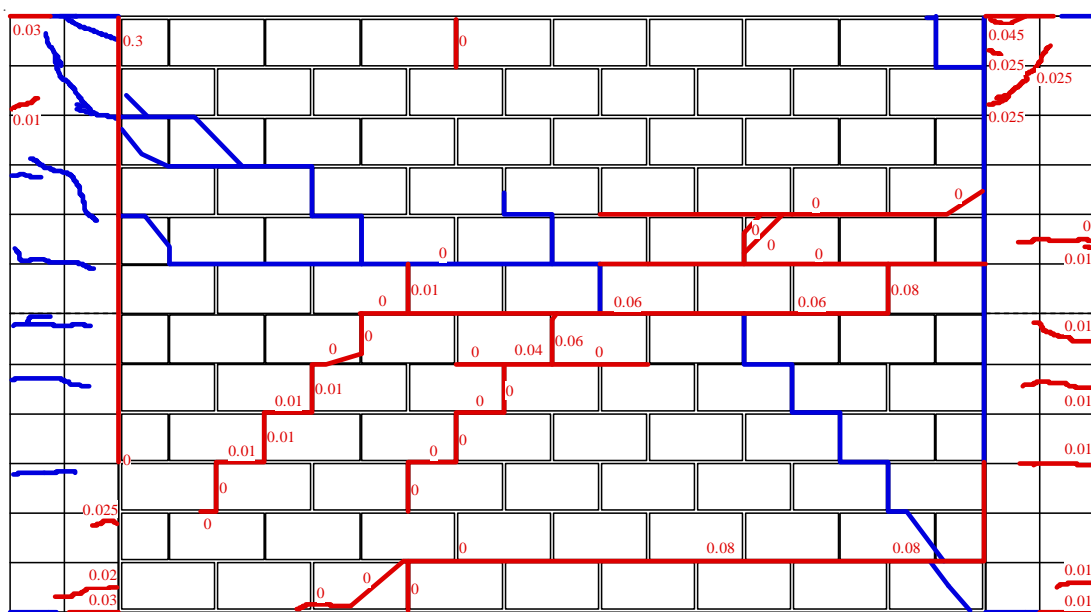


(d) 部材角 $+0.2\%$ の1サイクル

付図 2.4 IFRB (C) 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果 (続く)

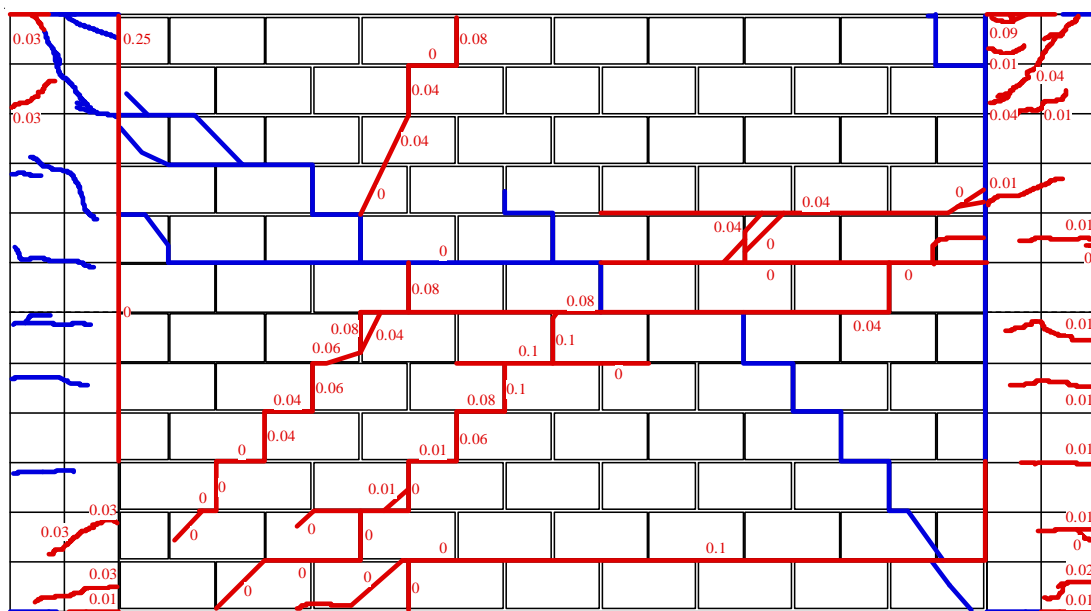


(e) 部材角+0.4%の1サイクル

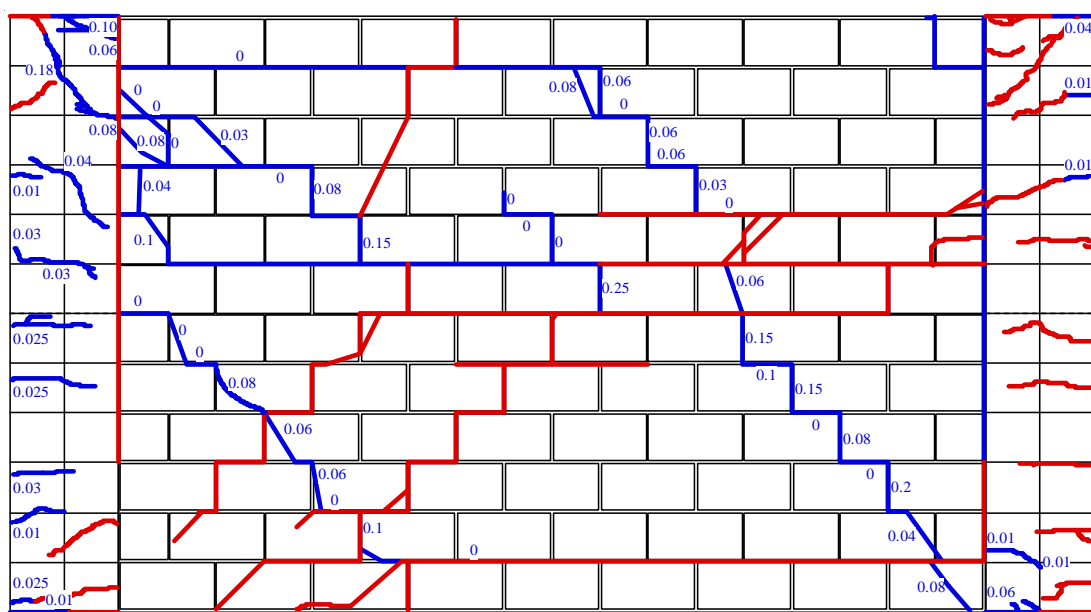


(f) 部材角-0.4%の1サイクル

付図 2.4 IFRB (C) 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果 (続く)

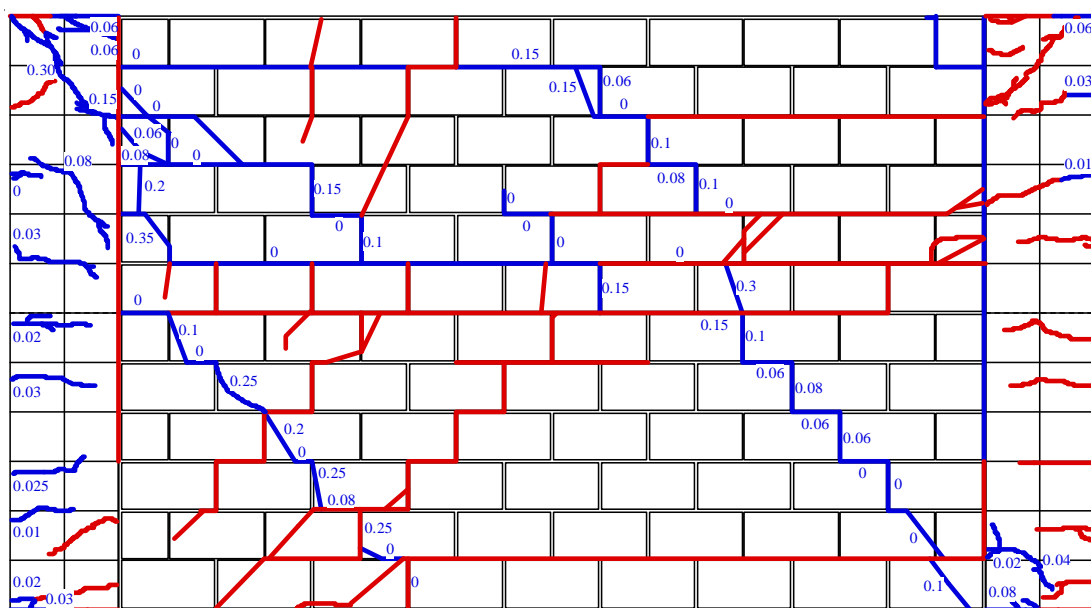


(g) 部材角-0.67%の1サイクル

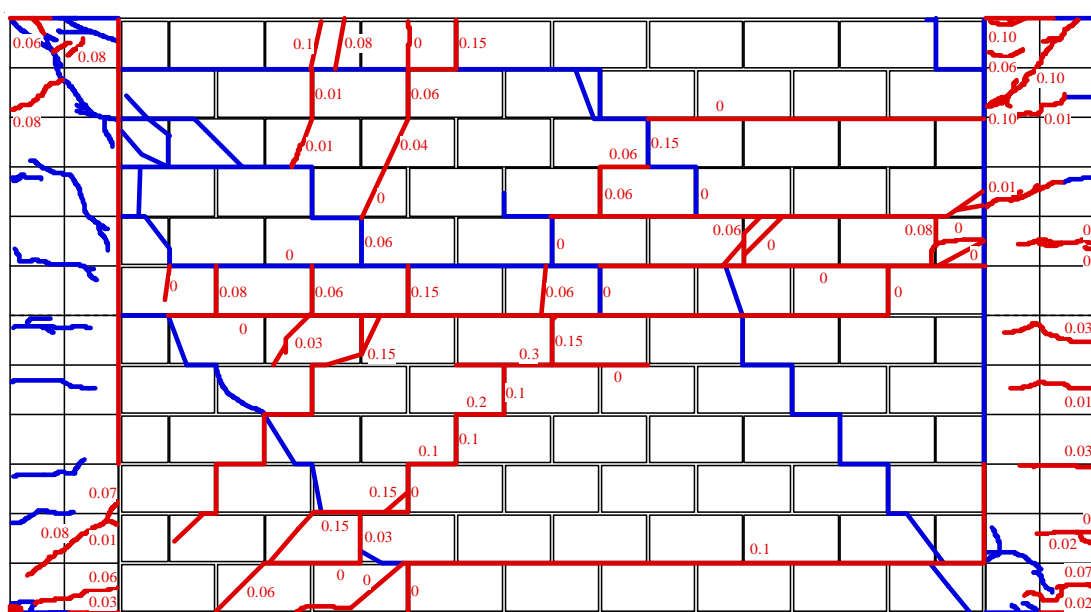


(h) 部材角+0.67%の1サイクル

付図 2.4 IFRB (C) 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果 (続く)



(i) 部材角+1.0%の1サイクル

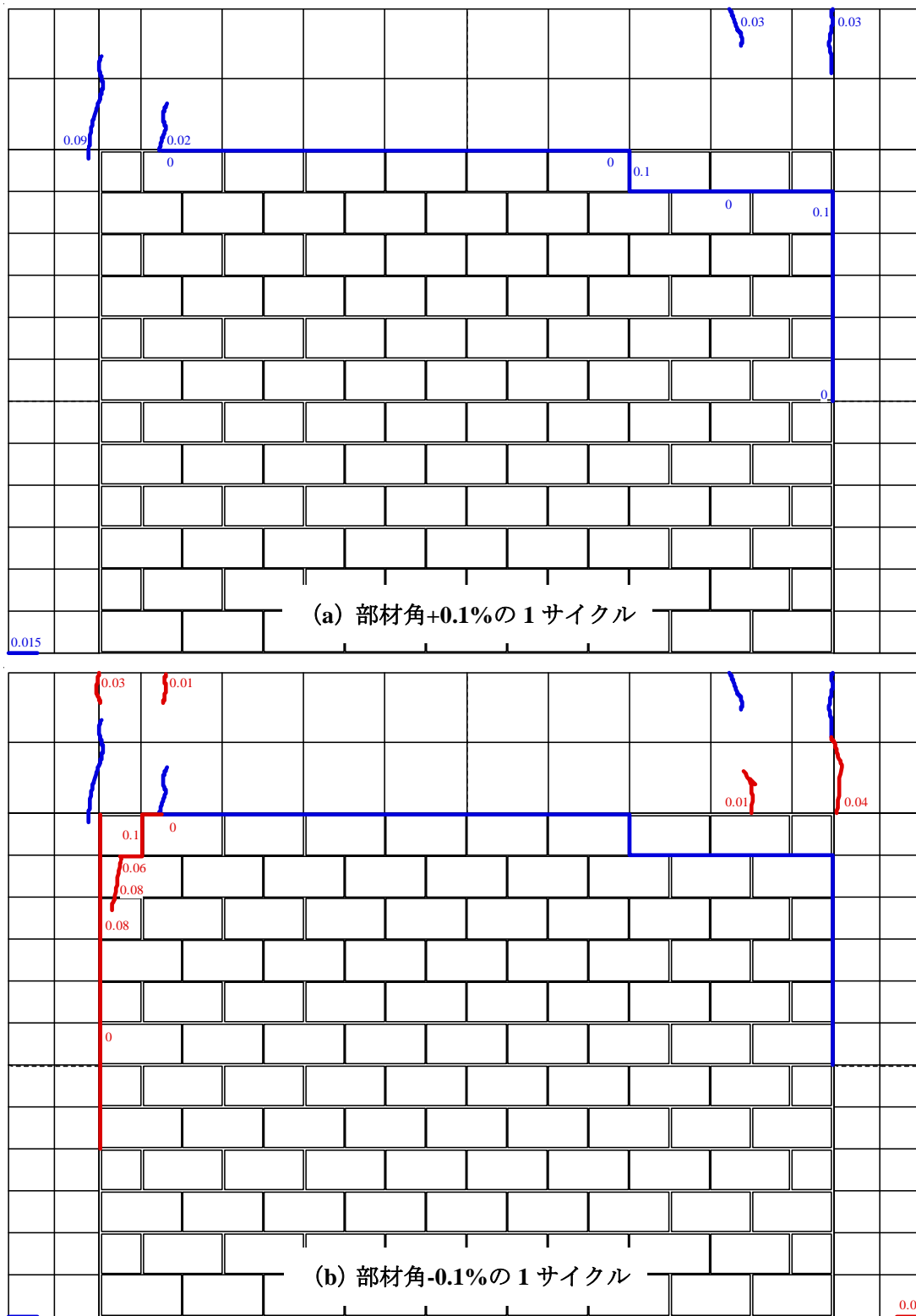


(j) 部材角-1.0%の1サイクル

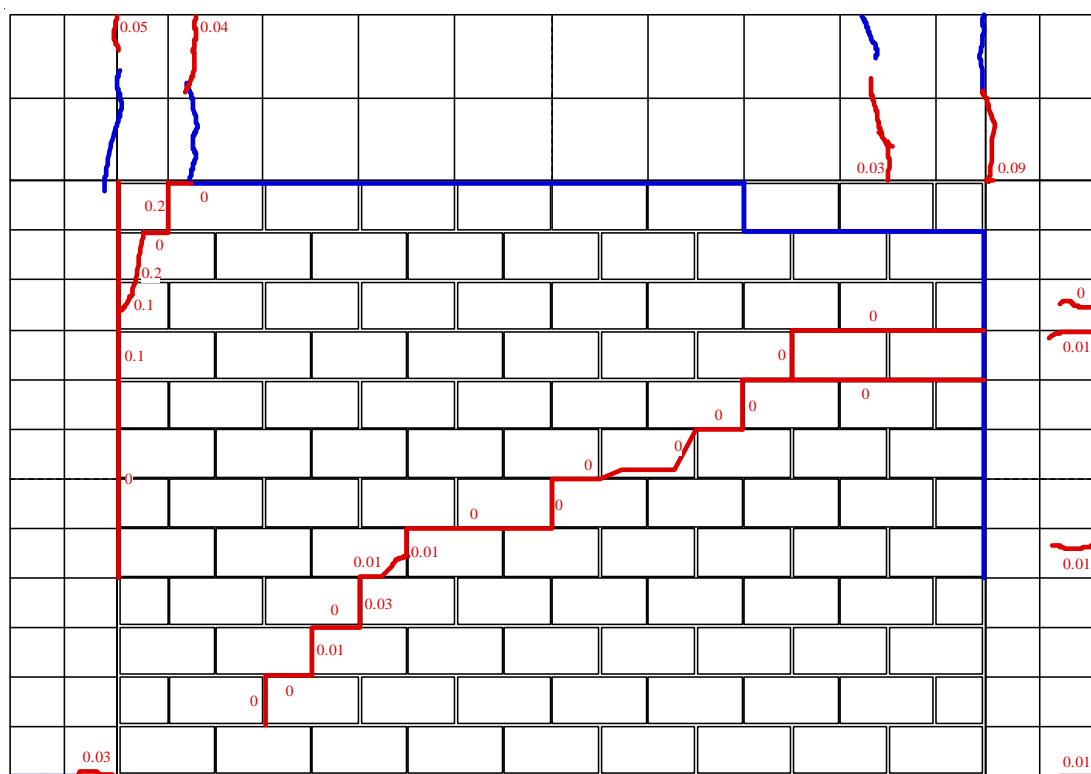
付図 2.4 IFRB (C) 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果

付 2.6 IFFB(C) (柔梁型組積造壁内蔵フレーム(繰返し載荷)) 試験体

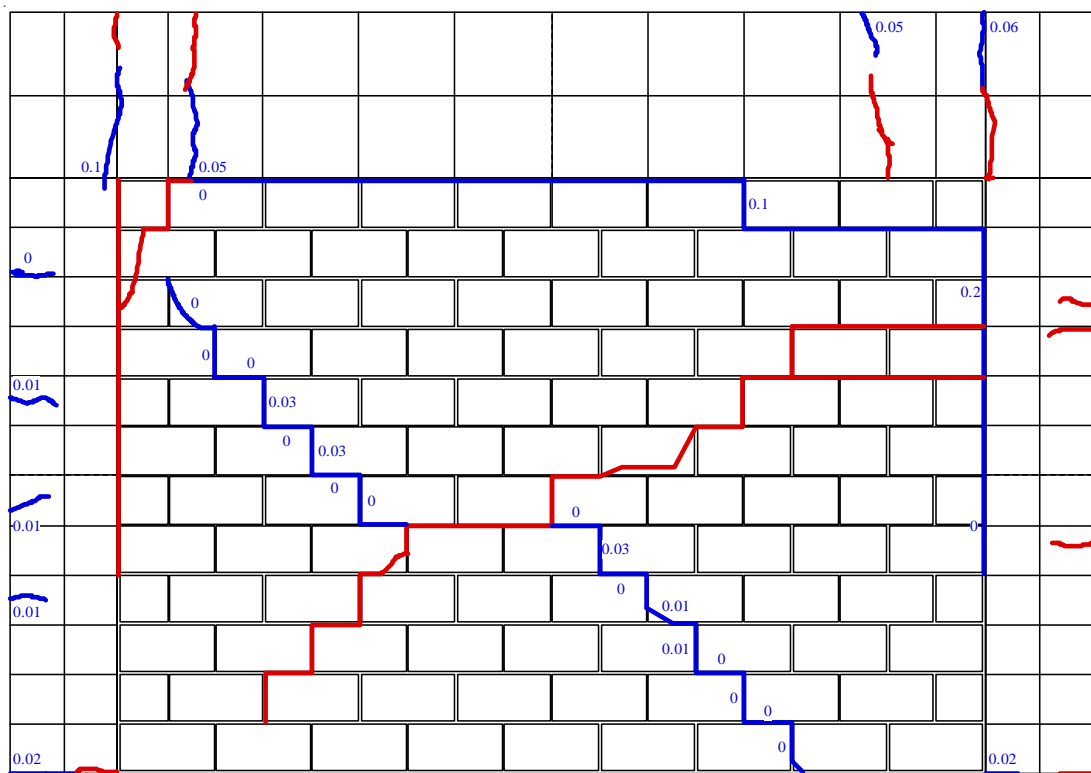
付図 2.5 に各部材角の 1 サイクルにおける試験体の残留ひび割れ幅をひび割れ図と一緒に示す。



付図 2.5 IFFB (C) 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果 (続く)

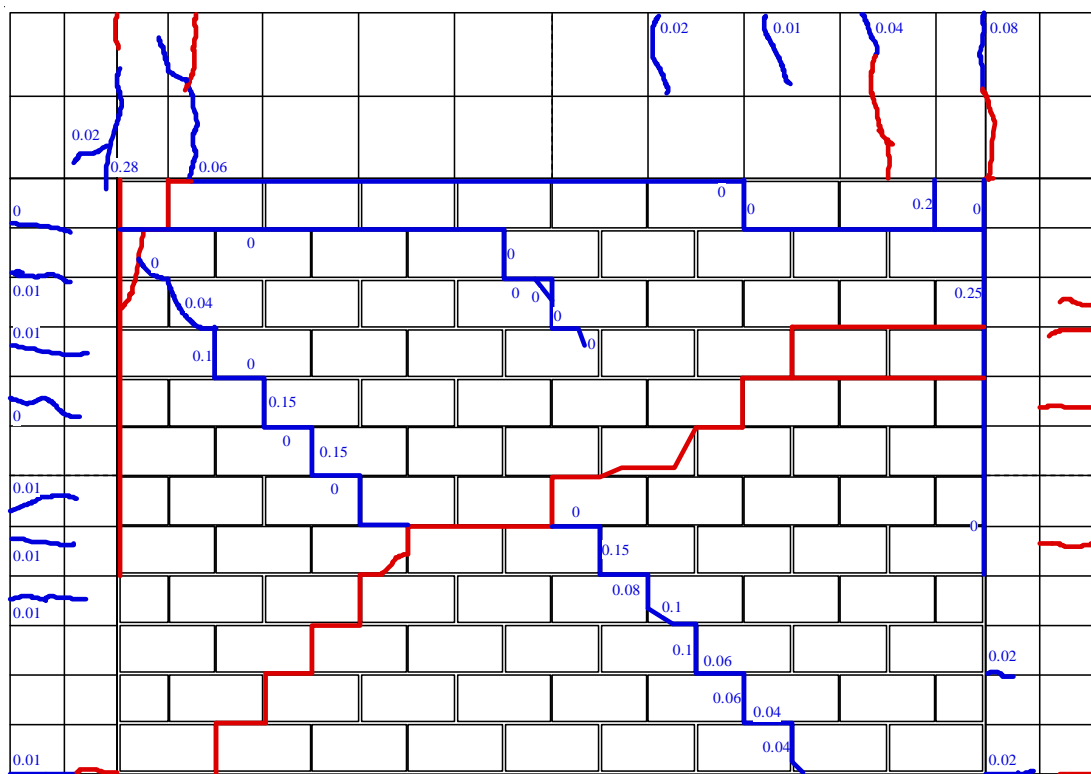


(c) 部材角-0.2%の1サイクル

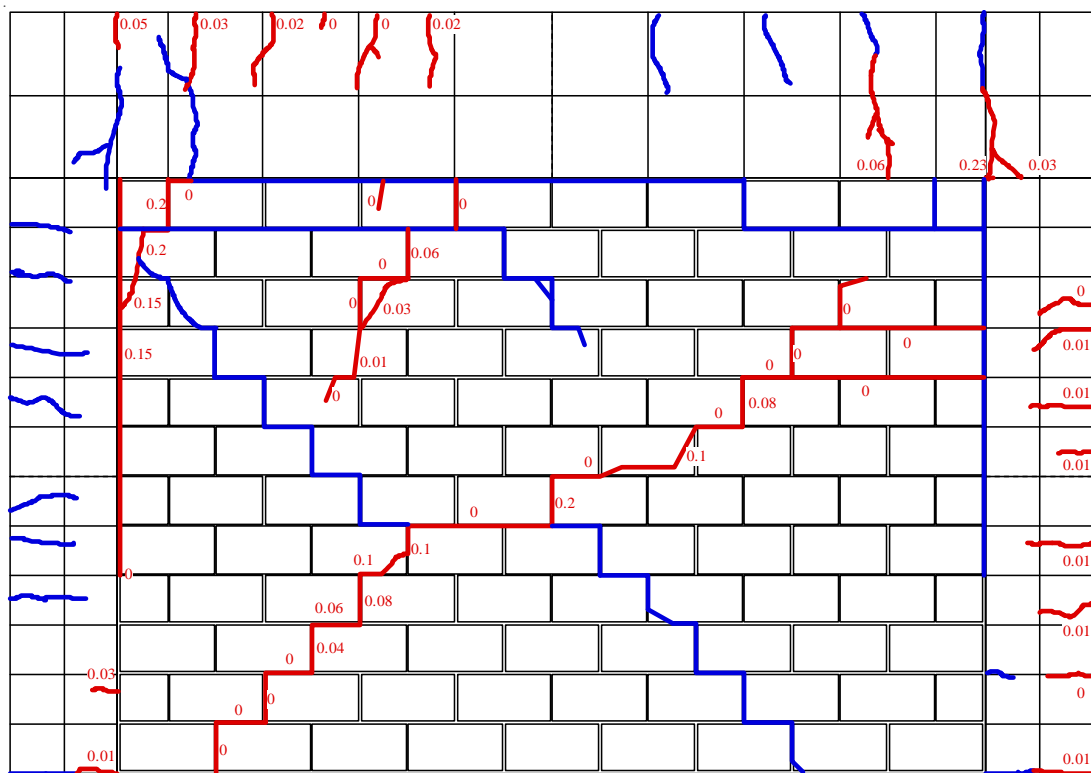


(d) 部材角+0.2%の1サイクル

付図 2.5 IFB (C) 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果 (続く)

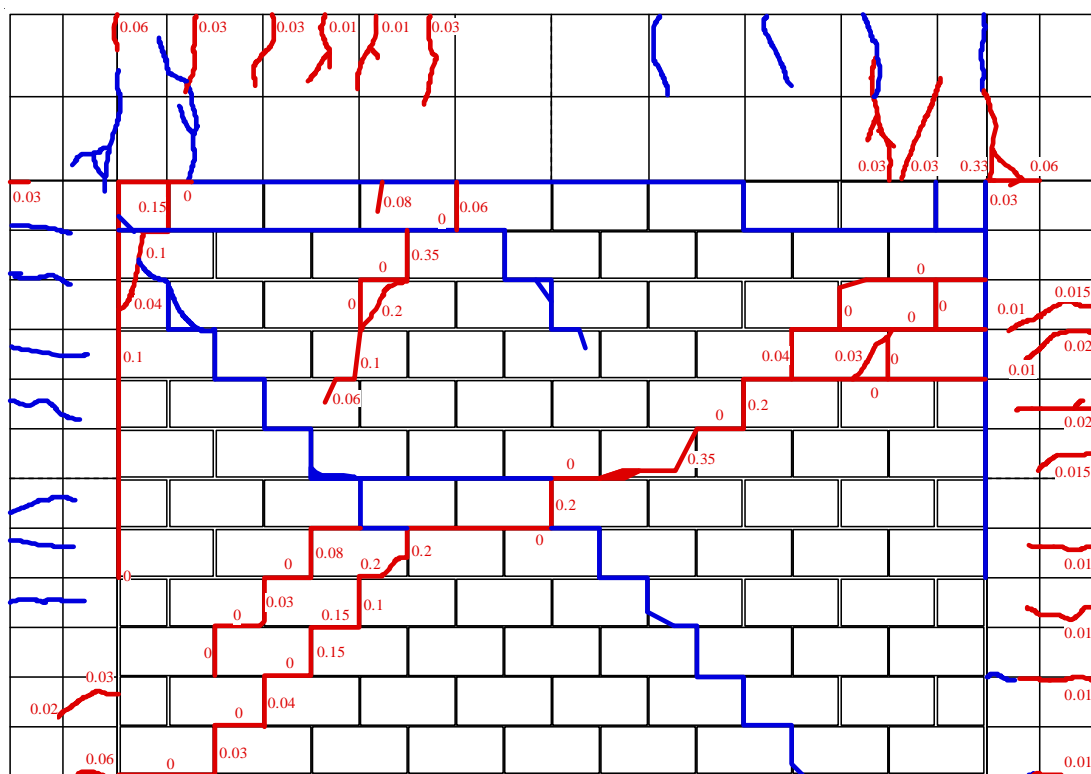


(e) 部材角+0.4%の1サイクル

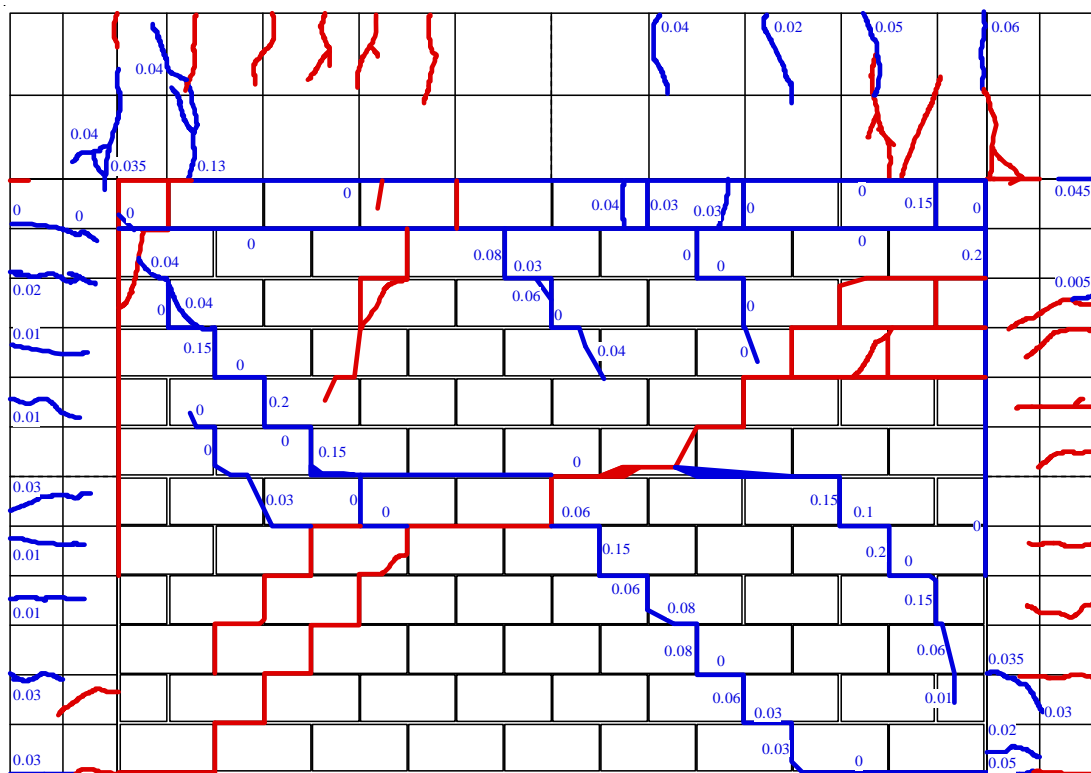


(f) 部材角-0.4%の1サイクル

付図 2.5 IFFB (C) 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果 (続く)

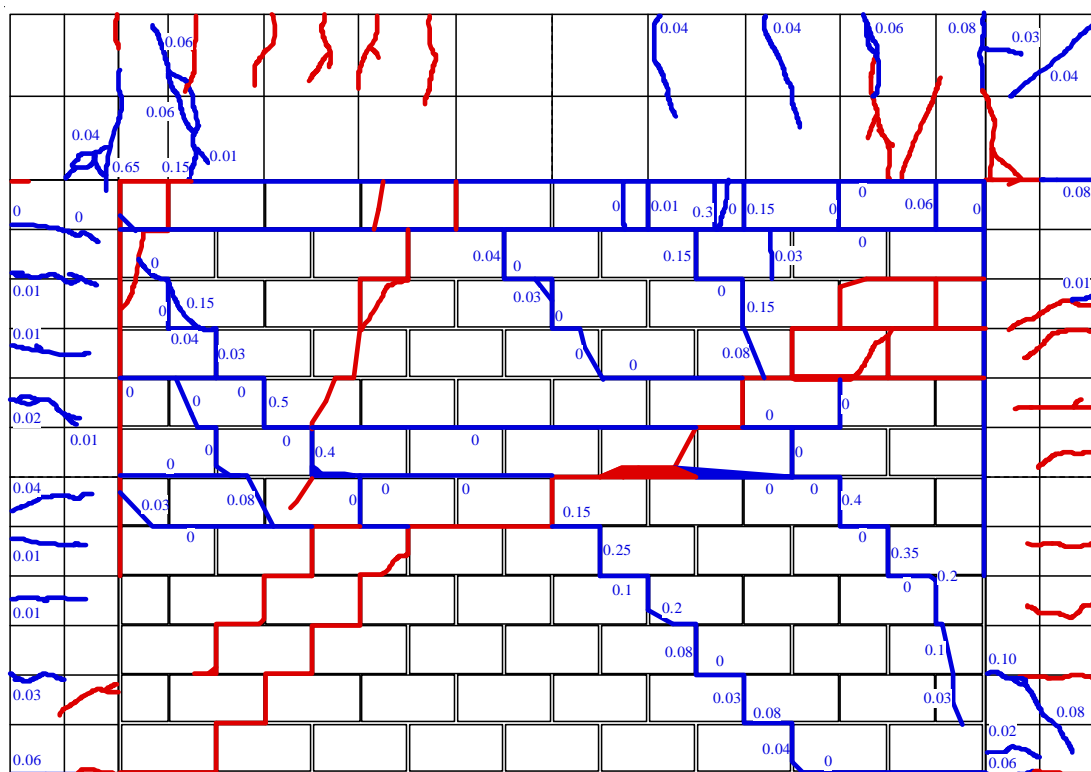


(g) 部材角-0.67%の1サイクル

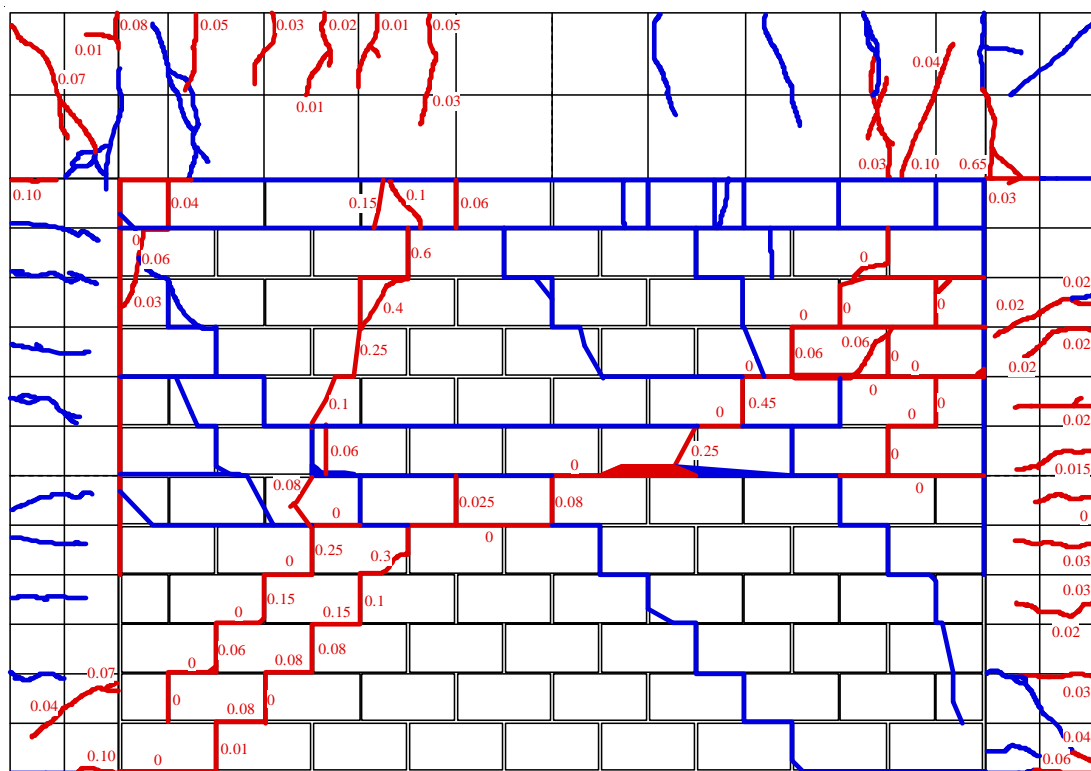


(h) 部材角+0.67%の1サイクル

付図 2.5 IFFB (C) 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果 (続く)

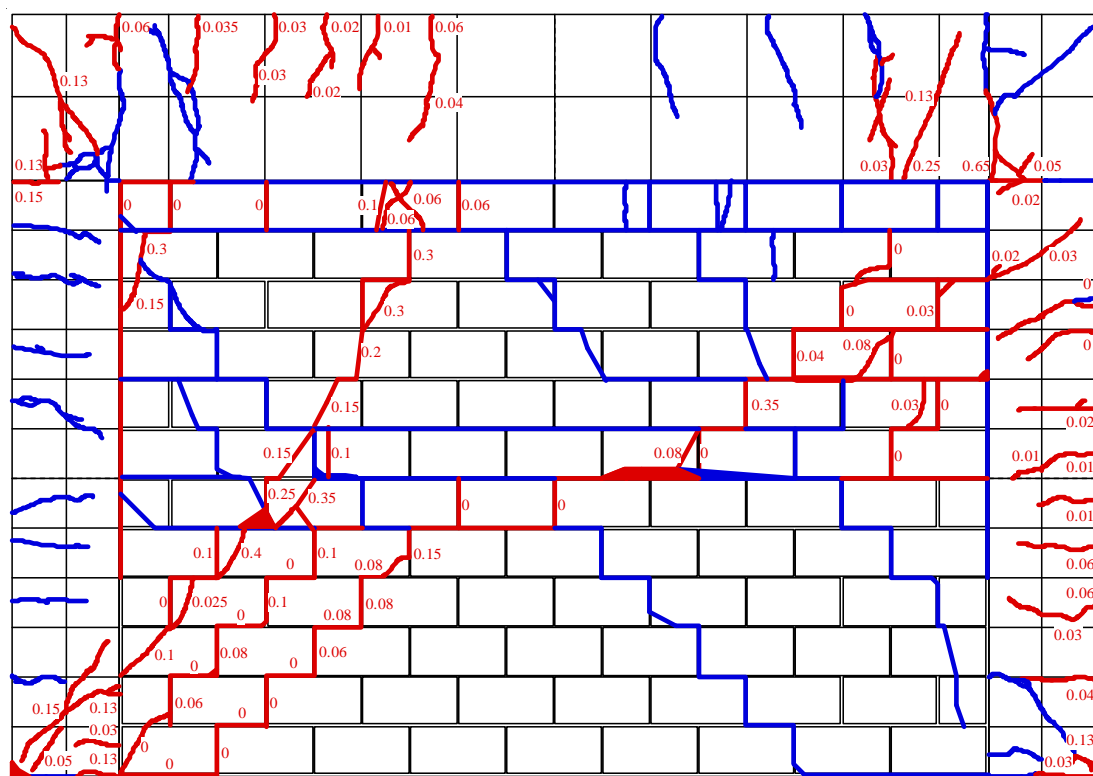


(i) 部材角+1.0%の1サイクル

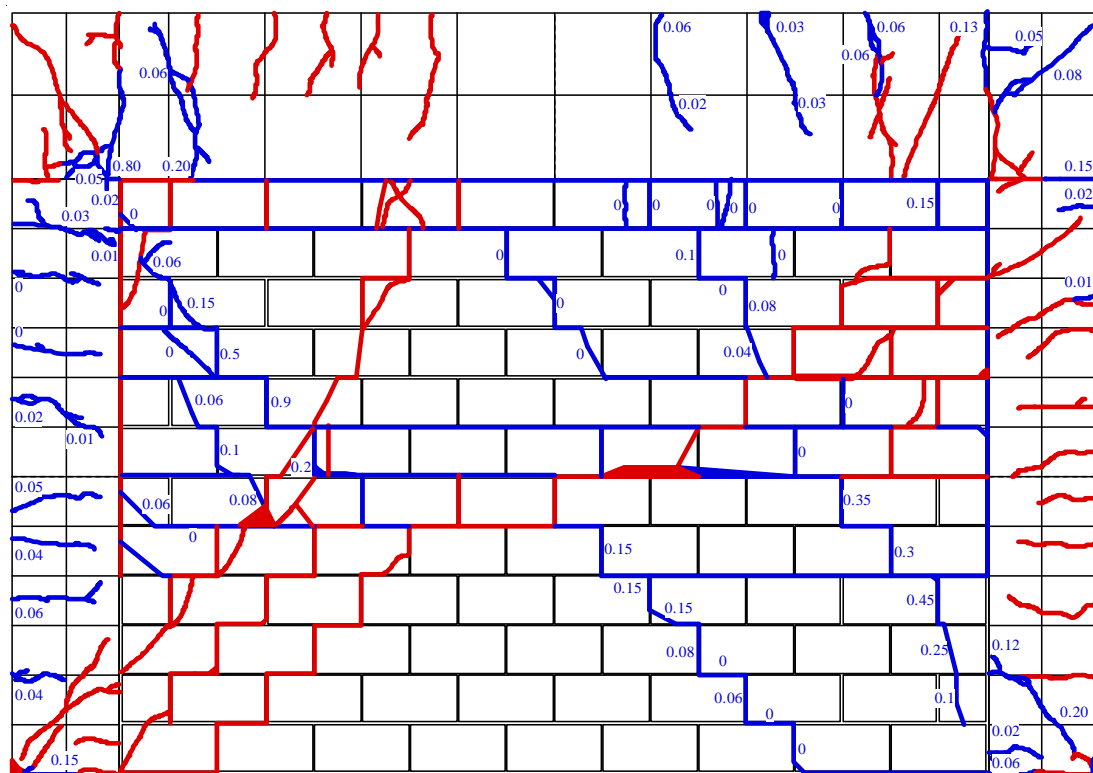


(j) 部材角-1.0%の1サイクル

付図2.5 IFFB (C) 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果 (続く)

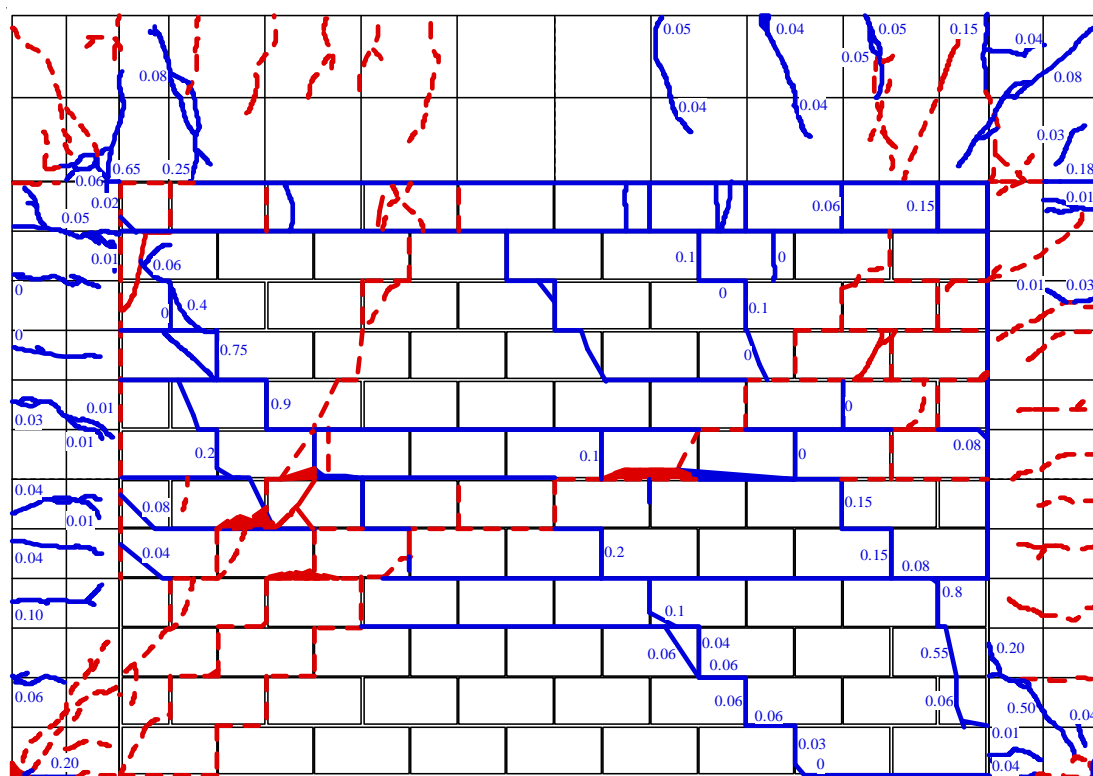


(k) 部材角-1.5%の1サイクル

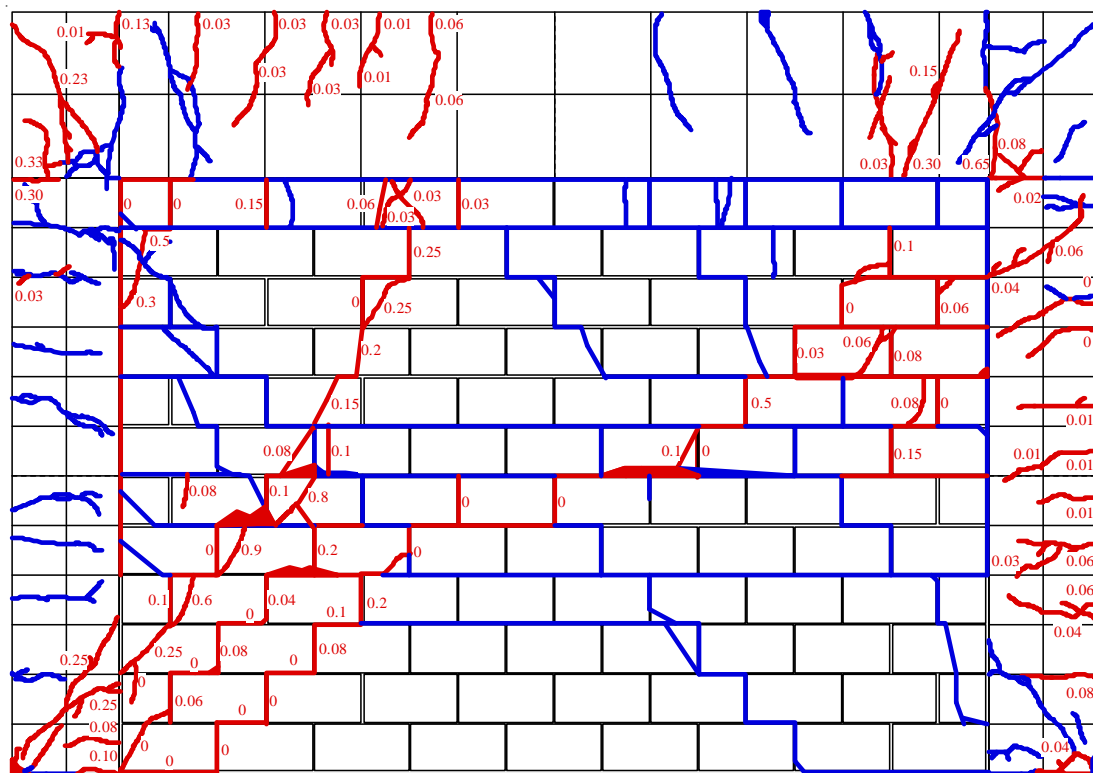


(l) 部材角+1.5%の1サイクル

付図2.5 IFFB (C) 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果 (続く)



(m) 部材角+2.0%の1サイクル



(n) 部材角-2.0%の1サイクル

付図 2.5 IFFB (C) 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果

付録 3

簡易評価手法の適用例

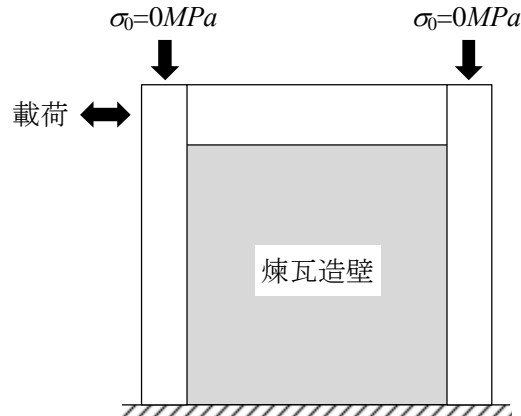
付3 簡易評価手法の適用例

既往の無補強組積造壁を有する RC 造架構の面内静的加力実験に関する文献^{[付3.1],[付3.3]~[付3.5]}を収集し、組積体および縦横比が異なる無補強組積造壁を含む RC 造架構試験体を対象に、本研究で提示した簡易評価手法を適用し、荷重－変形関係における骨格曲線の推定を試みる。また、これに加え、FEMA の評価法による骨格曲線の推定も併せて行った。これらの評価結果を、付図 3.1～付図 3.6 にそれぞれ示す。同図の結果において、周囲 RC フレームの骨格曲線は 4.2.1 項の評価方法に従い推定したものであり、ここで両柱の可撓長さはその内法高さ (h_0) と設定した。一方、無補強組積造壁の骨格曲線において、本簡易評価手法による推定結果は第 5 章の説明（図 5.21 および表 5.1 参照）に従い算定したものであり、FEMA の評価法による推定結果は 4.2.1 項に従ったものである。なお、本簡易評価手法を適用し壁体の骨格曲線を推定する際には、既往の文献による実験では斜めプリズム圧縮試験が行われていないため、壁体の最大耐力時にストラットの等価幅に作用する平均圧縮主応力は、簡易的に 3 段プリズム圧縮強度の 50%を用いた。

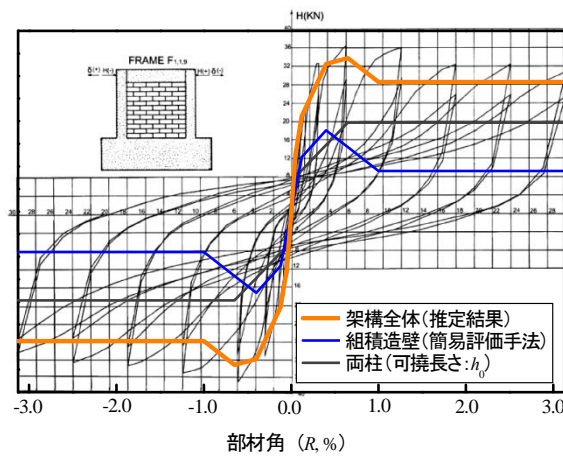
その結果、付図 3.1 (b)～付図 3.5 (b) に示すように、壁体の縦横比がそれぞれ 1.0 と 1.5 であり、異なる組積体（ブロックおよび煉瓦）を有する試験体については、その適用例が十分ではないものの、本簡易評価手法による骨格曲線が実験結果による荷重－変形関係と概ね対応する結果になったと考えられる。ところが、付図 3.6 (b) に示すように、壁体の縦横比 (≈ 2.0) が増加した試験体では、本簡易評価手法を適用した骨格曲線の推定結果が実験結果を過大評価する事例も見られた。これについては、縦横比が相対的に増加し壁体の両隅と水平方向のなす角度がより小さくなったことによって、壁体に形成されていた対角圧縮ストラットが最大耐力に達する前にすべりせん断機構に変化したことがその可能性として考えられるが、壁体の縦横比が 2.0 以上の試験体への適用例はその数が非常に少なかったため、この事例が推定結果の傾向を表すとは言えない。一方、付図 3.1 (c)～付図 3.6 (c) に示すとおり、FEMA による骨格曲線の推定結果は、本研究で行われた検討結果と同様に、いずれの試験体についても実験結果による荷重－変形関係を大きく過小評価する傾向が見られた。

なお、本簡易評価手法を用いた以上の骨格曲線の推定結果については、第 6 章で述べたとおり、実験的あるいは解析的検討を行い、その妥当性や適用可能範囲などをより検討する必要があると考えられる。

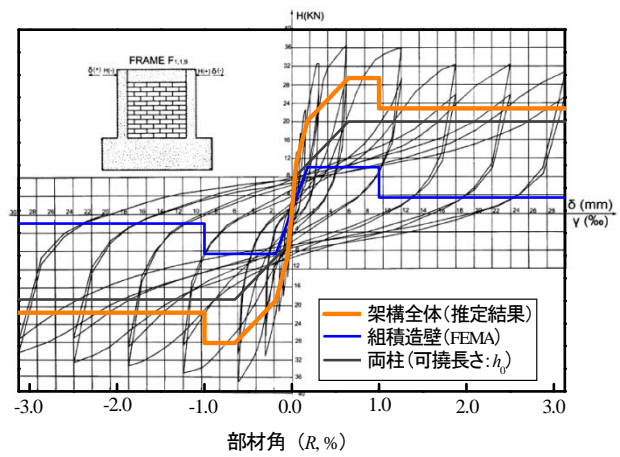
付 3.1 適用例 1 [府 3.1]



(a) 無補強組積造壁を含む RC 造架構試験体の概略



(b) 本簡易評価手法による推定結果



(c) FEMA による推定結果

付図 3.1 架構全体における骨格曲線の評価例 (壁体の縦横比≒1.0)

付表 3.1 試験体における各部材に関する因子 (文献[付 3.1]に基づき作成)

【周囲 RC フレーム】

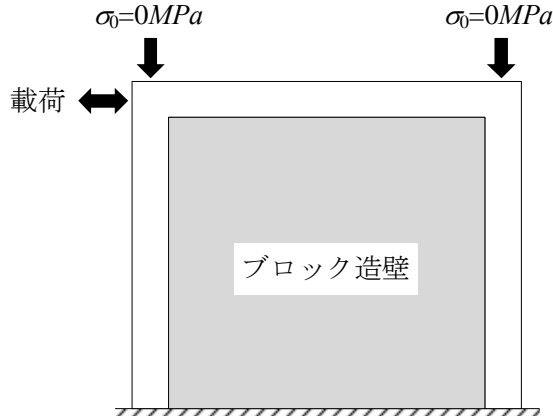
部材	幅 $B (mm)$	せい $D (mm)$	内法高さ・長さ $h_0 \cdot l_0 (mm)$	コンクリート圧縮強度 $F_c (MPa)$	主筋	降伏点強度 $\sigma_y (MPa)$
柱	150	150	860	27.9	8-φ6	340.0
梁	100	200	860	27.9	6-φ8	340.0

【無補強組積造壁】

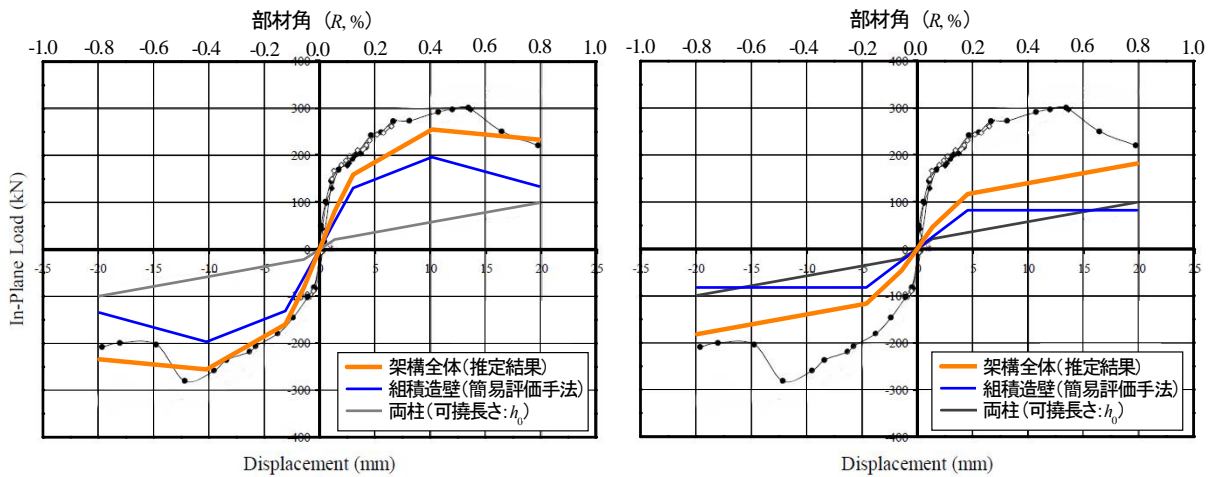
壁体高さ $H (mm)$	壁体長さ $L (mm)$	壁体厚さ $t (mm)$	3 段ブリズム圧縮強度* $\sigma_{max} (MPa)$	ヤング係数** $E_m (MPa)$
860	860	90	1.9	1,045

* 組積体全面積における圧縮強度, ** 情報が記載されていない場合, FEMA [付 3.2] より $550\sigma_{max}$ と設定

付 3.2 適用例 2 [府 3.3]



(a) 無補強組積造壁を含む RC 造架構試験体の概略



(b) 本簡易評価手法による推定結果

(c) FEMA による推定結果

付図 3.2 架構全体における骨格曲線の評価例（壁体の縦横比≒1.0）

付表 3.2 試験体における各部材に関する因子（文献[付 3.3]に基づき作成）

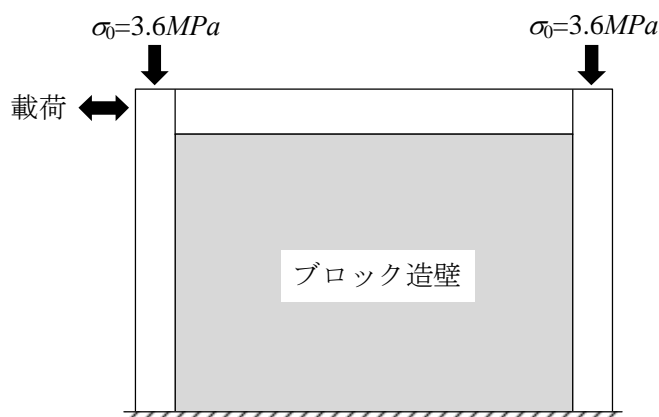
【周囲 RC フレーム】

部材	幅 $B (mm)$	せい $D (mm)$	内法高さ・長さ $h_0 \cdot l_0 (mm)$	コンクリート圧縮強度 $F_c (MPa)$	主筋	降伏点強度 $\sigma_y (MPa)$
柱	300	300	2,400	24.8	6-D19	429.0
梁	300	300	2,600	24.8	4-D19	429.0

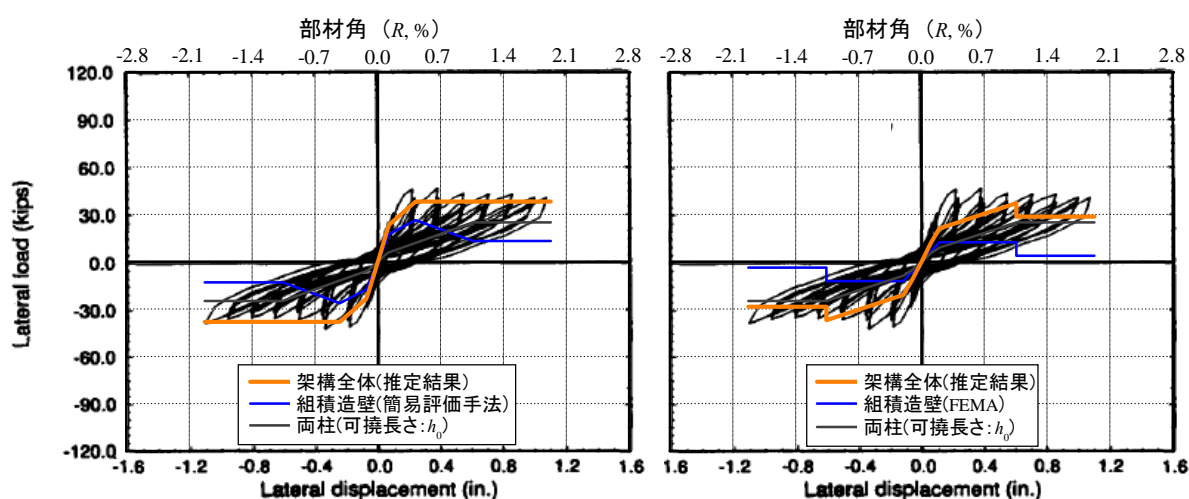
【無補強組積造壁】

壁体高さ $H (mm)$	壁体長さ $L (mm)$	壁体厚さ $t (mm)$	3 段ブリズム圧縮強度* $\sigma_{max} (MPa)$	ヤング係数** $E_m (MPa)$
2,400	2,600	190	3.2	1,760

* 組積体全面積における圧縮強度, ** 情報が記載されていない場合, FEMA [付 3.2] より $550\sigma_{max}$ と設定

付 3.3 適用例 3 ^[付 3.4]

(a) 無補強組積造壁を含む RC 造架構試験体の概略



(b) 本簡易評価手法による推定結果

(c) FEMA による推定結果

付図 3.3 架構全体における骨格曲線の評価例 (壁体の縦横比≒1.5)

付表 3.3 試験体における各部材に関する因子 (文献[付 3.4]に基づき作成)

【周囲 RC フレーム】

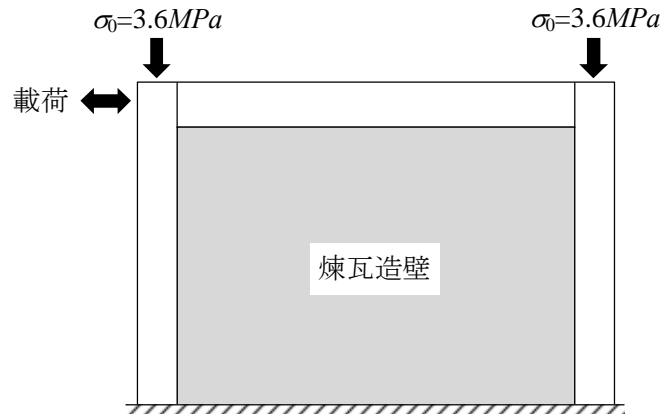
部材	幅 B (mm)	せい D (mm)	内法高さ・長さ $h_0 \cdot l_0$ (mm)	コンクリート圧縮強度 F_c (MPa)	主筋	降伏点強度 σ_y (MPa)
柱	200	200	1,420	26.0	8-D16	413.0
梁	150	230	2,030	26.0	4-D16	413.0

【無補強組積造壁】

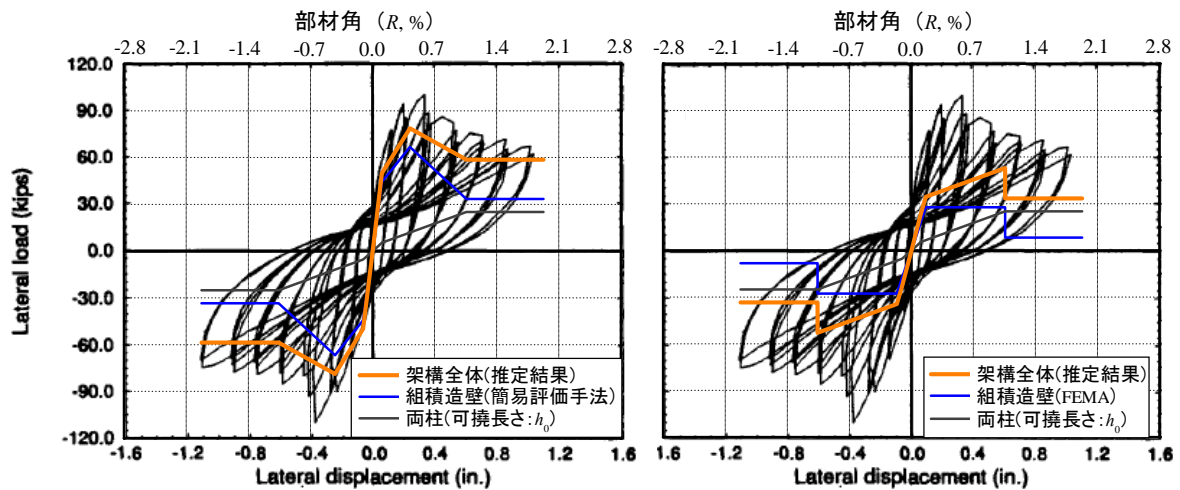
壁体高さ H (mm)	壁体長さ L (mm)	壁体厚さ t (mm)	3 段ブリズム圧縮強度* σ_{max} (MPa)	ヤング係数** E_m (MPa)
1,420	2,030	90	5.2	2,860

* 組積体全面積における圧縮強度, ** 情報が記載されていない場合, FEMA ^[付 3.2] より $550\sigma_{max}$ と設定

付 3.4 適用例 4 [府 3.4]



(a) 無補強組積造壁を含む RC 造架構試験体の概略



(b) 本簡易評価手法による推定結果

(c) FEMA による推定結果

付図 3.4 架構全体における骨格曲線の評価例（壁体の縦横比≒1.5）

付表 3.4 試験体における各部材に関する因子（文献[付 3.4]に基づき作成）

【周囲 RC フレーム】

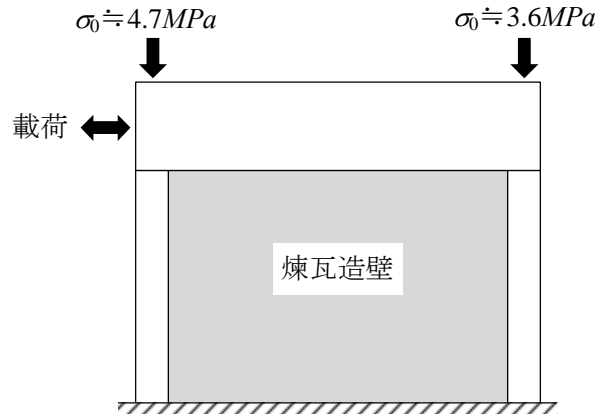
部材	幅 B (mm)	せい D (mm)	内法高さ・長さ $h_0 \cdot l_0$ (mm)	コンクリート圧縮強度 F_c (MPa)	主筋	降伏点強度 σ_y (MPa)
柱	200	200	1,420	26.0	8-D16	413.0
梁	150	230	2,030	26.0	4-D16	413.0

【無補強組積造壁】

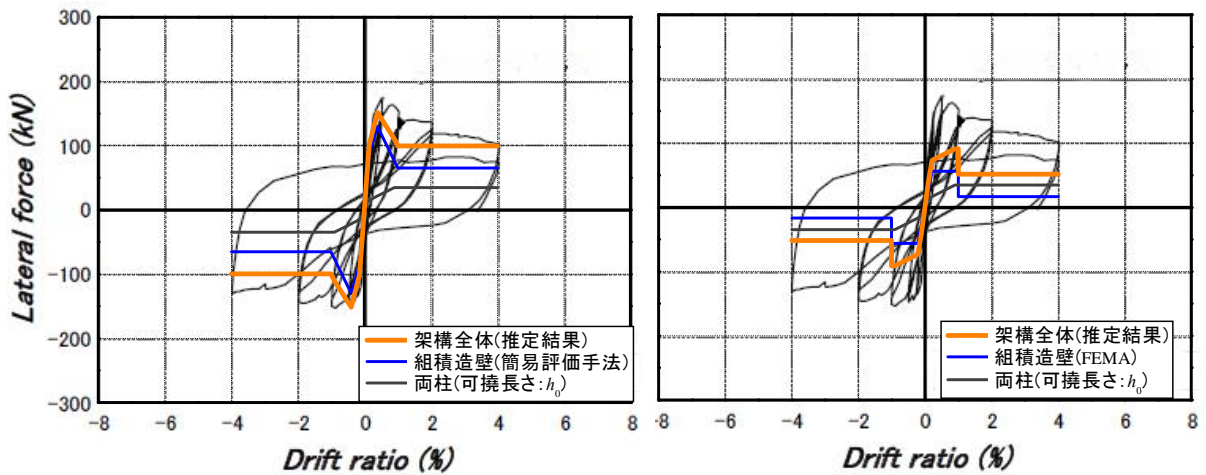
壁体高さ H (mm)	壁体長さ L (mm)	壁体厚さ t (mm)	3 段ブリズム圧縮強度* σ_{max} (MPa)	ヤング係数** E_m (MPa)
1,420	2,030	90	13.5	9,067

* 組積体全面積における圧縮強度, ** 情報が記載されていない場合, FEMA [付 3.2] より $550\sigma_{max}$ と設定

付 3.5 適用例 5 ^{[付 3.5], [付 3.6]}



(a) 無補強組積造壁を含む RC 造架構試験体の概略



(b) 本簡易評価手法による推定結果

(c) FEMA による推定結果

付図 3.5 架構全体における骨格曲線の評価例（壁体の縦横比≐1.5）

付表 3.4 試験体における各部材に関する因子（文献^{[付 3.5], [付 3.6]}に基づき作成）

【周囲 RC フレーム】

部材	幅 B (mm)	せい D (mm)	内法高さ・長さ $h_0 \cdot l_0$ (mm)	コンクリート圧縮強度 F_c (MPa)	主筋	降伏点強度 σ_y (MPa)
柱	140	140	1,000	26.6	4-φ9	413.0
梁	700	550	1,460	26.6	12-D19	—

【無補強組積造壁】

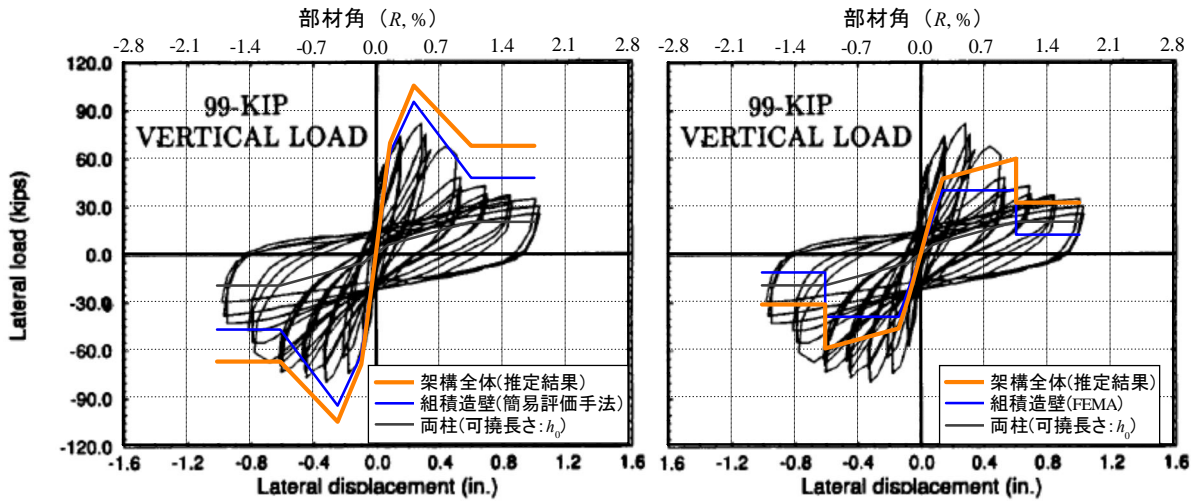
壁体高さ H (mm)	壁体長さ L (mm)	壁体厚さ t (mm)	3 段ブリズム圧縮強度* σ_{max} (MPa)	ヤング係数** E_m (MPa)
1,000	1,460	44	16.3	7,946

* 組積体全面積における圧縮強度, ** 情報が記載されていない場合, FEMA ^[付 3.2] より $550\sigma_{max}$ と設定

付 3.6 適用例 6 [府 3.4]



(a) 無補強組積造壁を含む RC 造架構試験体の概略



(b) 本簡易評価手法による推定結果

(c) FEMA による推定結果

付図 3.6 架構全体における骨格曲線の評価例（縦横比≐2.0）

付表 3.4 試験体における各部材に関する因子（文献[付 3.4]に基づき作成）

【周囲 RC フレーム】

部材	幅 $B (mm)$	せい $D (mm)$	内法高さ・長さ $h_0 \cdot l_0 (mm)$	コンクリート圧縮強度 $F_c (MPa)$	主筋	降伏点強度 $\sigma_y (MPa)$
柱	175	175	1,420	26.0	8-D13	413.0
梁	150	230	2,940	26.0	4-D16	413.0

【無補強組積造壁】

壁体高さ $H (mm)$	壁体長さ $L (mm)$	壁体厚さ $t (mm)$	3 段ブリズム圧縮強度* $\sigma_{max} (MPa)$	ヤング係数** $E_m (MPa)$
1,420	2,940	90	13.5	7,330

* 組積体全面積における圧縮強度, ** 情報が記載されていない場合, FEMA [付 3.2] より $550\sigma_{max}$ と設定

[参考文献]

- [付 3.1] K. C. Stylianidis : Experimental Investigation of Masonry Infilled R/C Frames, The Open Construction and Building Technology Journal, 2012, Volume 6, pp.194-212
- [付 3.2] FEMA 306 : Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings, Applied Technology Council (ATC-43 Project), 1998
- [付 3.3] J. Gustavo Tumialan, et al. : Behavior of URM Infill Walls Strengthened with FRP Bars
- [付 3.4] Armin B. Mehrabi, et al. : Experimental Evaluation of Masonry-Infilled RC Frames, Journal of Structural Engineering, 1996, 122.3, pp228-237,
- [付 3.5] Maidiawati, Thandar Oo and Y. Sanada : Static Loading Tests of R/C Frames with Brick Masonry Infill with/without Plaster, 日本建築学会学術講演梗概集, 2012, 構造IV, pp1055-1056
- [付 3.6] Maidiawati, Thandar Oo and Y. Sanada : A Simple Approach for Determining Contact Length between Frame and Infill of Brick Masonry Infilled R/C Frames, Proceedings of 15th World Conference on Earthquake Engineering, 2012

