

せん断力を受ける鉄筋コンクリート造耐震壁の
ひび割れ幅・面積の定量化に関する研究

令和4年1月

日本大学大学院理工学研究科博士後期課程

建築学専攻

穴 吹 拓 也

目 次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景	3
1.2 研究の目的	8
1.3 研究の流れ	9
第1章の参考文献	10
第2章 既往の研究	11
2.1 分散ひび割れモデルにおけるひび割れ離散化処理手法の研究	13
2.2 ひび割れのフラクタル次元に基づく損傷指標の研究	15
2.3 原子力施設を対象とした有限要素解析による安全性評価基準の研究	17
2.4 RC壁に取り付く水密扉の水密性能評価のための実験	19
2.5 まとめ	21
第2章の参考文献	22
第3章 ひび割れデータ取得のための鉄筋コンクリート造耐震壁の実験	23
3.1 試験体	25
3.2 加力方法	37
3.3 計測方法	38
3.4 実験結果	42
3.5 画像計測によるひび割れの評価	66
3.6 まとめ	84
第3章の参考文献	85
第4章 非線形有限要素解析によるひび割れ面積の評価	87
4.1 ひび割れ面積の評価法	89
4.2 解析モデル	91
4.3 解析結果と実験結果の比較	94
4.4 まとめ	102
第4章の参考文献	103
第5章 非線形有限要素解析に基づくひび割れ進展指標の提案	105
5.1 概要	107
5.2 最大ひび割れ幅と変形角の関係式	108
5.3 ひび割れ進展指標	114
5.4 ひび割れ進展指標の適用性の確認	115
5.5 まとめ	139
第5章の参考文献	140

第6章 結論	141
6.1 研究により得られた成果	143
6.2 今後の課題	144
発表論文リスト	145
謝辞	146

第1章 序論

1.1 研究の背景	3
1.2 研究の目的	8
1.3 研究の流れ	9
第1章の参考文献	10

1.1 研究の背景

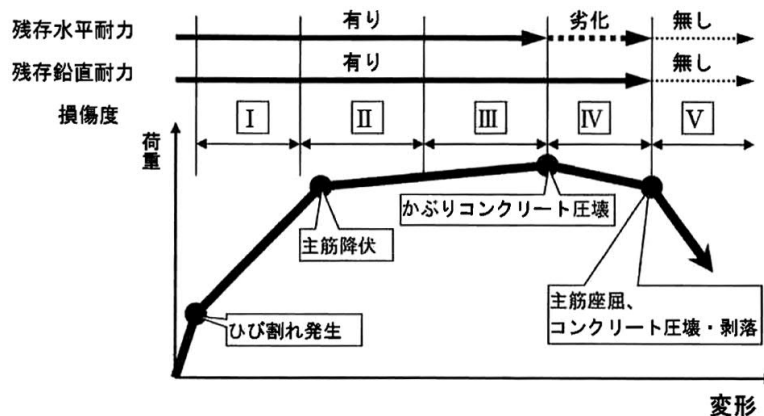
(1) ひび割れ定量評価手法の必要性

一般に鉄筋コンクリート（以下、RC とする。）部材の損傷度の評価や補修要否の検討には、ひび割れ幅が用いられる。また、壁見付面積に対するひび割れ面積（ひび割れ幅×ひび割れ長さにより評価）はひび割れ補修費用の予測に有用と考えられ、また、防水性を評価するための漏水量の評価式（後述の式(1.1-1)）にはひび割れ幅とひび割れ長さが含まれている。以下に、国内の各学会が発行する指針における評価内容とその評価指標としてのひび割れ幅についてまとめる。

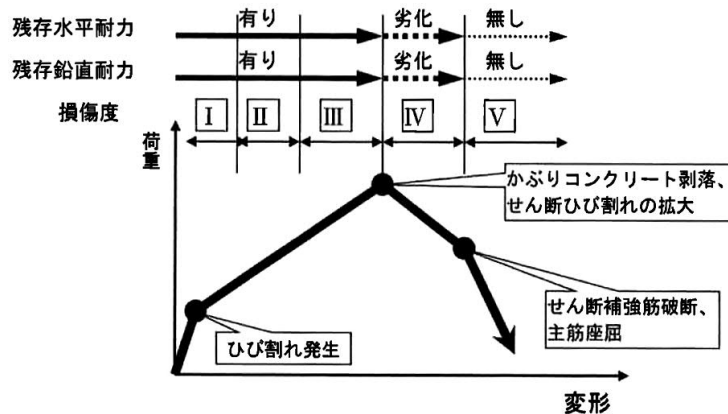
地震後の補修要否や建物機能を予測する技術は、既存建物の安全性や使用性を評価し、長く使用すること（長寿命化）に役立ち、ひいては持続可能な社会づくりに貢献できる。しかしながら、現状ではそれらを計る指標となるひび割れ幅やひび割れ面積を精度良く評価できる解析手法や予測式が無い。

1) 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針^{1.1)}

本指針は、地震被災後の建物並びに被災地域の速やかな復旧に資するため、建物の被災度区分を判定するとともに復旧の要否を判定することとし、はじめに部材及び部位の損傷度の調査を行うことが記されている。柱、梁及び耐震壁等の部材の損傷度は、図 1.1-1 に示す荷重－変形関係や、表 1.1-1 に示す損傷の特徴に基づき分類することとし、ひび割れ幅も損傷度を判定する指標の一つとなる。



(a) 塑性変形能力の大きい部材（曲げ部材）



(b) 脆性的な破壊をする部材（せん断部材）

図 1.1-1 RC 部材の荷重－変形関係と損傷度の概念^{1.1)}

表 1. 1-1 損傷度分類の目安^{1,1)}

部材の 損傷度	損傷内容	
	曲げ部材	せん断部材
I	近寄らないと見えにくい程度のひび割れ（ひび割れ幅 0.2mm 程度以下）が発生しているが、鉄筋の降伏は生じておらず弾性の状態	
II	部材として曲げ降伏し、部材端部に肉眼でははっきり見える程度のひび割れが生じている。 （ひび割れ幅 0.2～1mm 程度）	肉眼でははっきり見える斜め方向のひび割れ（せん断ひび割れ）が発生している。 （ひび割れ幅 0.2～1mm 程度）
III	降伏後の塑性化が進行し比較的大きなひび割れ（曲げせん断ひび割れ等）が生じているが、かぶりコンクリートの剥落は極僅かで、コアコンクリートは健全で耐力低下は生じていない。 （ひび割れ幅 1～2mm 程度）	せん断ひび割れの幅が比較的大きくなり、複数発生しているが、かぶりコンクリートの剥落は極僅かで、コアコンクリートは健全で耐力低下は生じていない。 （ひび割れ幅 1～2mm 程度）
IV	大きなひび割れが多数生じ、かぶりコンクリートの剥落や圧縮破壊が著しく鉄筋がかなり露出している。水平耐力は低下しているが、柱や壁では軸力は支持している。	せん断ひび割れの幅が拡大し、多数発生している。かぶりコンクリートの剥落や圧縮破壊が著しく鉄筋がかなり露出していることもある。耐力低下が生じているが、主筋やせん断補強筋の損傷（座屈・破断）はなく、ある程度耐力は維持している。
V	鉄筋が曲がり、内部のコンクリートも崩れ落ちるなど、部材耐力が殆ど残っていない状態。柱や耐力壁では一見して高さ方向や水平方向に変形が生じていることがわかるもの。沈下や傾斜が見られるのが特徴。鉄筋の破断が生じている場合もある。	

2) 日本コンクリート工学会：コンクリートのひび割れ調査、補修・補強指針^{1,2)}

本指針では、鋼材腐食に対する耐久性や防水性・水密性を要求性能とした場合のひび割れの部材性能への影響の程度を、環境条件やひび割れ幅の大きさに基づき、以下の「小」「中」「大」で評価する。

小：ひび割れが性能低下の原因となっておらず、部材が要求性能を満足する。

中：ひび割れが性能低下の原因となるが、軽微（簡易）な対策により対処が可能。

大：ひび割れによる性能低下が顕著であり、部材が要求性能を満足していない。

評価指標となるひび割れ幅は部材表面のものを対象としている。評価結果等に基づき補修要否の判定を行う。表 1. 1-2～表 1. 1-5 にひび割れの部材性能への影響と、それに基づく補修要否の判定を示す。

また、漏水量 (Q) を評価する際の参考式として、平行平板間のポアズイユ流れに関する式が示されている。式(1. 1-1)では、漏水量に対してひび割れ幅が最も大きな影響を及ぼすことを示している。

$$Q = C_w \frac{L \cdot w^3 \cdot \Delta p}{12\nu \cdot t} \quad (\text{mm}^3/\text{s}) \quad (1. 1-1)$$

ここで、 C_w ：コンクリートひび割れ面の凹凸の影響を取り込むための低減係数

L ：ひび割れ長さ (mm)

w ：ひび割れ幅 (mm)

Δp ：作用圧力 (N/mm²)

ν ：水の粘性係数 (N・s/mm²)

t ：部材の厚さ（ひび割れ深さ）(mm)

表 1.1-2 鋼材腐食の観点からのひび割れの部材性能への影響^{1,2)}

環境条件		塩害・腐食環境下	一般屋外環境下	土中・屋内環境下
ひび割れ幅： w (mm)	$0.5 < w$	大 (20年耐久性)	大 (20年耐久性)	大 (20年耐久性)
	$0.4 < w \leq 0.5$	大 (20年耐久性)	大 (20年耐久性)	中 (20年耐久性)
	$0.3 < w \leq 0.4$	大 (20年耐久性)	中 (20年耐久性)	小 (20年耐久性)
	$0.2 < w \leq 0.3$	中 (20年耐久性)	小 (20年耐久性)	小 (20年耐久性)
	$w \leq 0.2$	小 (20年耐久性)	小 (20年耐久性)	小 (20年耐久性)

表 1.1-3 鋼材腐食に対する耐久性の観点による補修要否の判定表^{1,2)}

部材性能への影響	オーナーによる期待延命期間		
	10年未満	10～20年	20年以上
小 (20年耐久性)	補修不要	補修不要	補修不要 (定期的なひび割れ調査を実施)
中 (20年耐久性)	基本的には補修不要 (場合によっては補修必要)	基本的には補修不要 (場合によっては補修必要、定期的なひび割れ調査を実施)	補修必要
大 (20年耐久性)	基本的には補修必要 (場合によっては補修不要)	補修必要	補修必要 (補強、解体・撤去、建替えを含む)

表 1.1-4 防水性・水密性の観点からのひび割れの部材性能への影響^{1,2)}

環境条件		常時水圧作用環境下		左記以外	
部材厚 (mm)		180未満	180以上	180未満	180以上
ひび割れ幅： w (mm)	$0.20 < w$	大	大	大	大
	$0.15 < w \leq 0.20$	大	大	大	中
	$0.05 < w \leq 0.15$	中	中	中	小
	$w \leq 0.05$	小	小	小	小

表 1.1-5 防水性・水密性の観点による補修要否の判定表^{1,2)}

部材性能への影響	判定
小	補修不要
中	基本的には補修不要 (場合によっては補修必要、定期的なひび割れ調査を実施)
大	補修必要

3) 日本建築学会：原子力施設における建築物の維持管理指針^{1.3)}

原子力施設の建築物における現状の健全性評価は劣化事象に着目して実施され、コンクリート構造物の場合、コンクリート強度の低下、水分逸散、ひび割れ、鉄筋腐食、剥離・剥落などの劣化事象が挙げられている。ひび割れに対する評価区分と評価基準は、表 1.1-6 のように、着目する性能ごとにまとめられている。

表 1.1-6 ひび割れに対する評価区分と評価基準^{1.3)}

影響する性能	評価区分と評価基準		
	A1 (健全)	A2 (経過観察)	A3 (要検討)
構造安全性	構造安全性に影響を与える可能性のあるひび割れがない	—	構造安全性に影響を与える可能性のあるひび割れがある
使用性	ひび割れ幅が 0.3mm 未満(屋外) 0.4mm 未満(屋内)	ひび割れ幅が 0.3mm 以上 0.8mm 未満(屋外) 0.4mm 以上 1.0mm 未満(屋内)	ひび割れ幅が 0.8mm 以上(屋外) 1.0mm 以上(屋内)
	液密	塗膜にひび割れがない	—
	ひび割れ幅が 0.05mm 以下	ひび割れ幅が 0.05mm を超え 0.2mm 未満	ひび割れ幅が 0.2mm 以上
遮蔽性	使用性の評価区分に準ずる		

(2) 非線形有限要素解析の普及

有限要素法 (Finite Element Method : FEM と略される場合もある。) は、構造体を有限個の要素に分割し、各要素の挙動 (応力-ひずみ関係等) を簡単なモデルで近似して要素剛性方程式を導き、構造体全体で連立方程式を解き、構造物の応力や変位を得る手法である。コンクリートのひび割れや鋼材の降伏といった非線形事象を考慮した非線形有限要素解析により、地震時の構造物の挙動が予測可能であり、近年では、計算機の性能の向上により、建物全体をモデル化した大規模な解析も見られるようになった。例えば、文献 1.4) や文献 1.5) では、地建物全体をモデル化し、地震力を模擬した時刻歴応答解析を行い、建物の損傷状況を評価している (図 1.1-2 及び図 1.1-3)。また、コンクリート構造物に対する有限要素解析の利用は、土木分野や原子力分野等にも広く普及しており、その利用法に関する指針類も整備されている^{例えば 1.6), 1.7) 等。}

しかしながら、一般的な非線形有限要素解析では、耐力や変形は予測できるが、現状ではひび割れの本数やひび割れ幅の予測は困難である。これはコンクリートのひび割れを表すために広く用いられる分散ひび割れモデルが、要素内に一様にひび割れが分布すると仮定するものであり、ひび割れの幅や長さを直接評価することができないことによる。なお、ひび割れモデルの詳細は 4.1 節に述べる。

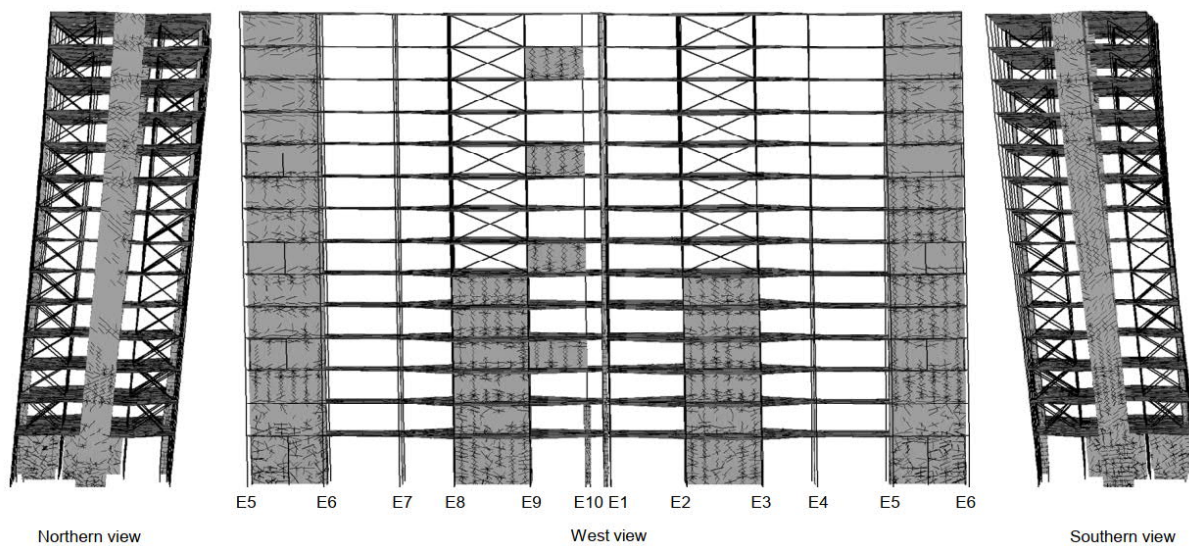


図 1.1-2 RC 造 14 層連棟建物の解析例^{1.4)}

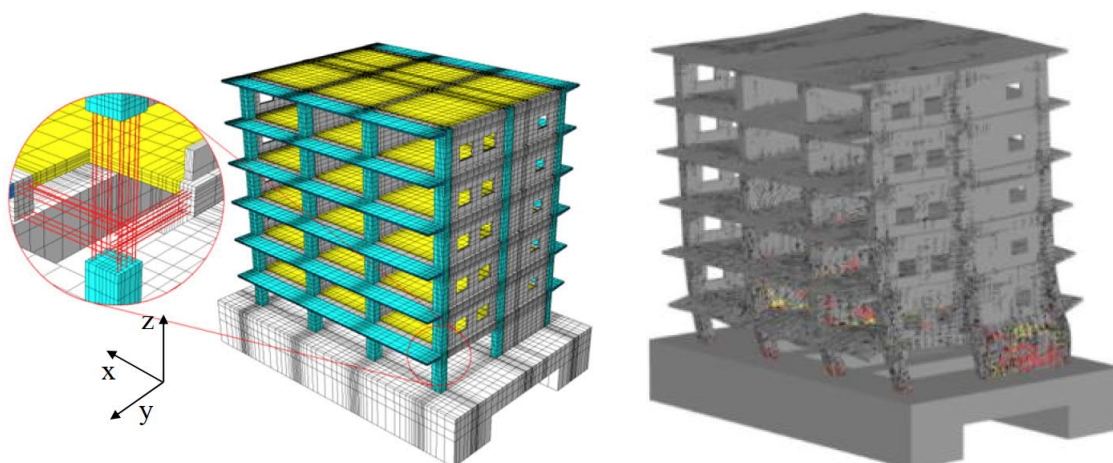


図 1.1-3 RC 造 6 層建物試験体の解析例^{1.5)}

1.2 研究の目的

前節に述べたように、RC 造建物の被災度や部材の損傷度の評価、更に補修要否の検討には、構造物のひび割れを定量的に評価する技術が有用である。本研究では、RC 構造物の地震時挙動のシミュレーション技術として、近年普及している非線形有限要素解析に着目する。

有限要素解析によりひび割れの発生間隔やひび割れ幅を評価する研究事例としては、Sato らによる分散ひび割れモデルにおけるひび割れ離散化処理手法^{1,8)}があり、部材実験におけるひび割れ性状との比較検証を進めている。モデルの概要は2.1節に述べるが、この手法を用いるためには、解析プログラムに複雑な処理を組み込む必要がある。

そこで、本研究では、広く普及している一般的な分散ひび割れモデルを用いた有限要素解析の結果から、ひび割れの進展度合いを表す指標を算出し、その指標により、ひび割れ面積や最大ひび割れ幅を定量的に評価することを目的とした。ひび割れの進展度合いを表す指標の概念を図1.2-1に示す。

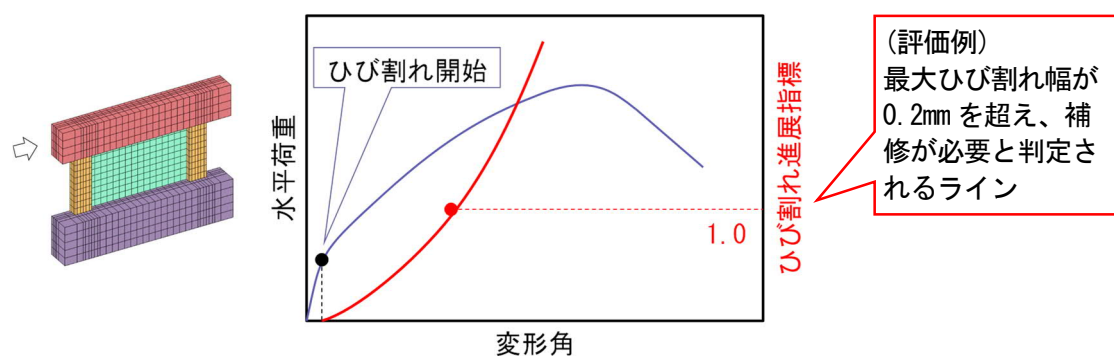


図 1.2-1 非線形有限要素解析におけるひび割れの進展度合いを表す指標の概念

1.3 研究の流れ

本論文では、まず第2章においてRC造構造物のひび割れの定量評価手法やそれを構築するための基礎実験に関する既往の研究の概要を示す。

第3章では、ひび割れの定量評価手法の適用性を検証するためのひび割れデータ取得のために実施したRC造耐震壁の実験の概要を述べる。更に、ひび割れの定量評価手法を提案するため、耐震壁の配筋条件と最大ひび割れ幅やひび割れ面積の関係性について、実験結果を基に整理する。

第4章では、一般的な分散ひび割れモデルを用いた非線形有限要素解析により耐震壁のひび割れ面積を評価する方法を提案し、RC造耐震壁の実験を対象とした解析を行い、実験より得られたひび割れ面積との適合性を確認する。

第5章では、一般的な分散ひび割れモデルを用いた非線形有限要素解析に基づくひび割れ進展指標を提案し、RC造耐震壁の実験を対象とした解析を行い、実験の最大ひび割れ幅との適合性を確認する。

最後に、第6章において本研究で得られた成果と今後の課題について述べる。

第 1 章の参考文献

1. 1) 日本建築防災協会：2015 年改訂版 震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針 [鉄筋コンクリート造/鉄骨鉄筋コンクリート造編]，2016. 3
1. 2) 日本コンクリート工学会：コンクリートのひび割れ調査，補修・補強指針 2013，2013. 4
1. 3) 日本建築学会：原子力施設における建築物の維持管理指針・同解説，2015. 12
1. 4) Chujo, T., Yoshikado, H., Sato, Y., Naganuma, K. and Kaneko, Y.: Experimental and Analytical Investigations of Seismic Pounding of Adjacent 14-Story Reinforced Concrete Buildings Damaged in 1985 Mexico Earthquake, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.14, pp.753-769, 2016.12
1. 5) 米澤健次，杉本訓祥，増田安彦，勝俣英雄：縮小 6 層 RC 造建物試験体の振動台実験に対する非線形有限要素解析 RC 造建物の崩壊余裕度定量化のための研究開発，日本建築学会構造系論文集，第 83 巻，第 746 号，pp.589-599，2018. 4
1. 6) 土木学会：2017 年制定 コンクリート標準示方書 [設計編]，2018. 3
1. 7) 土木学会 原子力土木委員会：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル，2005. 6
1. 8) Sato, Y. and Naganuma, K.: Discrete-Like Crack Simulation of Reinforced Concrete Incorporated with Analytical Solution of Cyclic Bond Model, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.140, Issue 3, 2014.3

第2章 既往の研究

2.1 分散ひび割れモデルにおけるひび割れ離散化処理手法の研究	13
2.2 ひび割れのフラクタル次元に基づく損傷指標の研究	15
2.3 原子力施設を対象とした有限要素解析による安全性評価基準の研究	17
2.4 RC 壁に取り付く水密扉の水密性能評価のための実験	19
2.5 まとめ	21
第2章の参考文献	22

2.1 分散ひび割れモデルにおけるひび割れ離散化処理手法の研究

Sato らは RC 構造物に生じるひび割れの間隔やひび割れ幅を評価するため、分散ひび割れモデルにおけるひび割れ離散化処理手法を提案した^{2.1)}。一般的な分散ひび割れモデルは、図 2.1-1(a)に示すように、RC 部材内のコンクリートと鉄筋に完全付着（付着すべりが生じない状態）を仮定しており、多くのひび割れが発生することになる。一方、Sato らの提案モデルは、図 2.1-1(b)に示すように、コンクリートと鉄筋の間に付着すべりが生じる区間（付着長さ）を仮定し、その区間内でひび割れによる応力再配分計算を繰り返す。通常この付着長さは複数の要素にわたり、ひび割れ発生要素が離散的に表れることになる。図 2.1-2 に梁部材解析におけるひび割れ分布の比較を示す。なお、本モデルを適用するためには、要素間の鉄筋の連続性の認識処理、ひび割れ発生後の応力再配分計算、付着長さやひび割れ幅の算定、といった処理を導入する必要がある。

図 2.1-3 及び図 2.1-4 に Sato らのモデルを適用した RC 造梁部材の解析例における解析モデルと解析結果を示す。解析は梁の曲げひび割れの間隔をやや大きく評価したが、全体的なひび割れ分布は良く再現された。

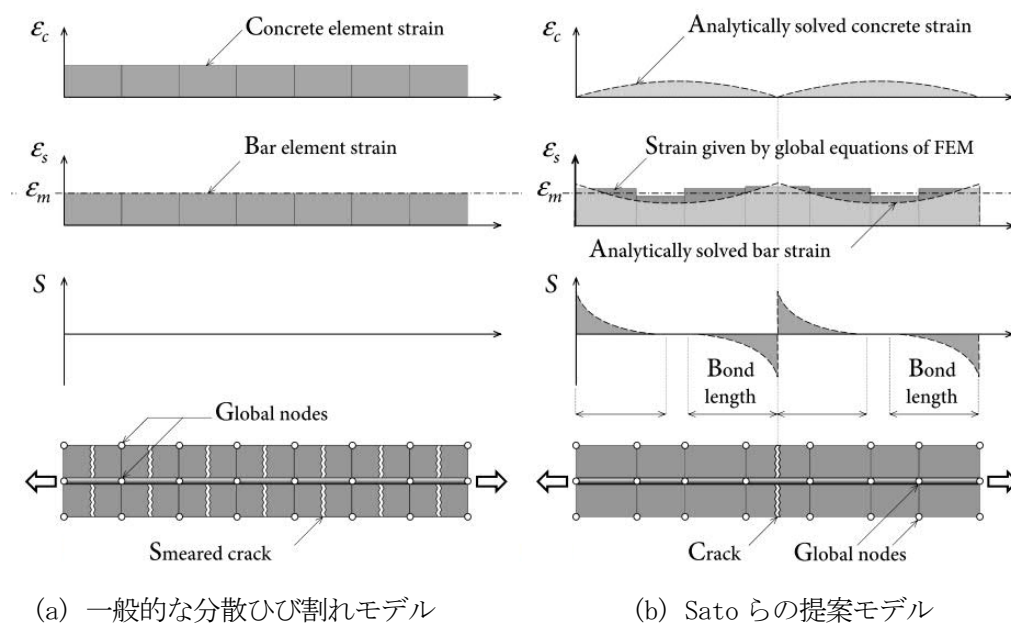
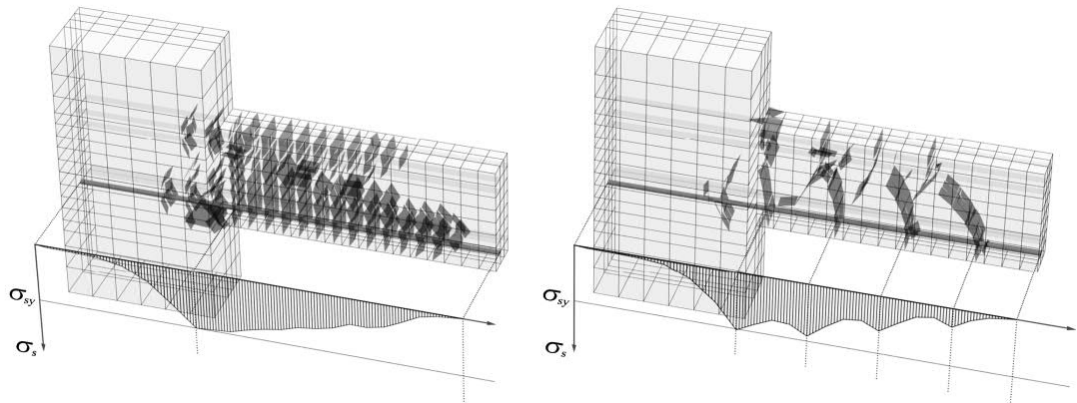


図 2.1-1 ひび割れモデルにおけるひずみ及び鉄筋すべりの概念^{2.1)}



(a) 一般的な分散ひび割れモデル (b) Sato らの提案モデル

図 2.1-2 梁部材解析におけるひび割れ分布の比較^{2.1)}

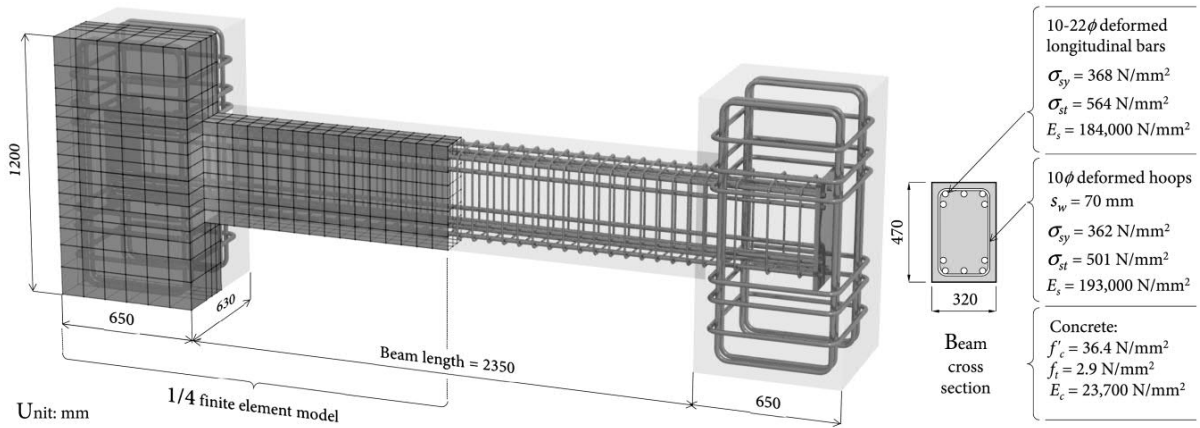


図 2.1-3 梁部材実験を対象とした解析モデル^{2.1)}

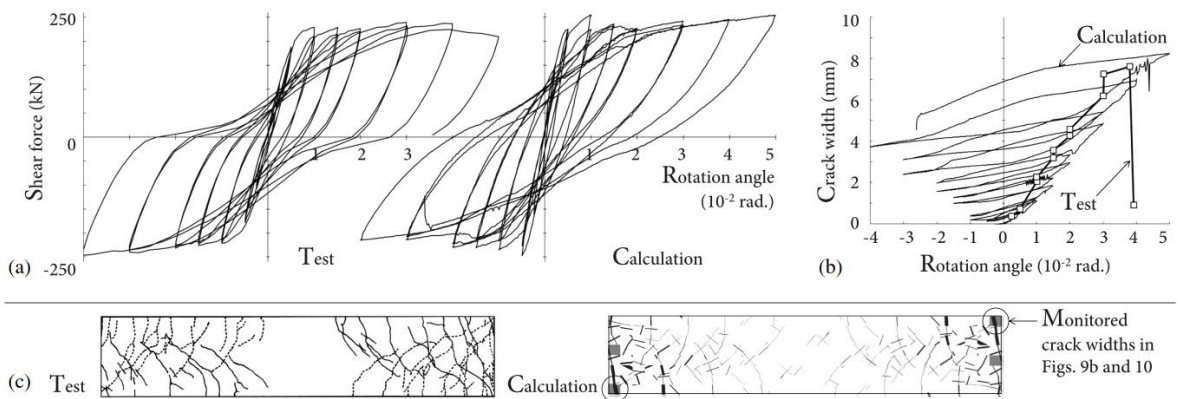


図 2.1-4 実験結果と解析結果の比較^{2.1)}

2.2 ひび割れのフラクタル次元に基づく損傷指標の研究

Carrillo らは住宅の RC 造壁の損傷状況を評価するため、壁の残留ひび割れの最大値に基づく損傷指標を提案した^{2.2)}。この指標は地震後の壁見付面の残留ひび割れ面積に依存するものである。Carrillo らは残留ひび割れ面積の評価に有限要素解析ではなく、壁のひび割れ図に対してボックスカウンティング法によるフラクタル次元を用いて、損傷指標を算定する手法を提案した^{2.3)}。即ち、本研究例は地震時の RC 構造物のひび割れ状況をシミュレーションするものではなく、被災後建物の損傷度を評価するための研究である。

フラクタルは、複雑かつ不規則な幾何学図形を自己相似性によって表すツールである。複雑な幾何学的図形は、ランダムに異なる縮尺で自分自身のコピーを内部に持つものとして特徴づけられる。

フラクタル次元 (FD) は、幾何学図形の複雑性の大きさを測定する数学的パラメータとして次式のように算定することが提案されている^{2.4)}。

$$FD = -\frac{\log(m)}{\log(r)} \quad (2.2-1)$$

ここで、 m は幾何学図形のコピーの数であり、それぞれが r 因子によって基準化される。ボックスカウント法は、幾何学図形のフラクタル次元を推定するための数値的手順である。幾何学図形は正方形のグループで塗りつぶされ、特性寸法 r の要素の数が計算され、全体を塗りつぶすのに必要な要素の数 m が推定される。フラクタル次元に基づく壁の損傷指標は次式のように表される。

$$DI = \frac{FD_i - FD_{ini}}{FD_u - FD_{ini}} \quad (2.2-2)$$

ここで、 FD_{ini} は壁のひび割れが初めて観察されたときのフラクタル次元、 FD_u は壁が終局状態に達したときのフラクタル次元であり、図 2.2-1 の概念の通り、現在のフラクタル次元 FD_i が FD_u に達したときに損傷指標は 1.0 に達する。

Carrillo らは 39 体の耐震壁試験に対して、壁の終局時におけるひび割れ状況をフラクタル次元により評価した (図 2.2-2)。表 2.2-1 に試験変数ごとの損傷指標を示す。ここでは、壁の損傷レベルに応じた損傷指標 (DI_{cr} : 斜めひび割れ発生時、 DI_{max} : 最大荷重時、 DI_u : 終局時 (=1.0)) と建物の要求性能に応じた損傷指標 (DI_{IO} : 即時使用可能、 DI_{LS} : 生命安全の確保、 DI_{CP} : 倒壊防止) の二種類を取りまとめている。例えば、壁の補強筋として異形鉄筋を用いた場合とワイヤメッシュを用いた場合では、倒壊防止性能に対応する損傷指標 (DI_{CP}) がそれぞれ 0.69 と 0.99 である。これは終局状態に対してそれぞれ 0.31 と 0.01 の残存性能があるとも読み替えられる。

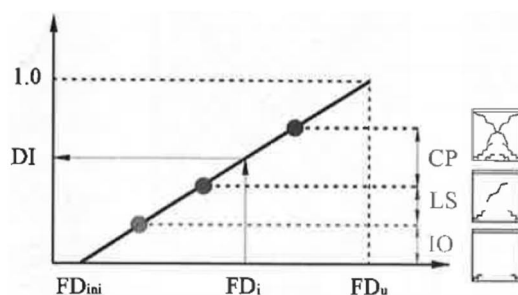


図 2.2-1 フラクタル次元に基づく損傷指標と部材性能の概念^{2.3)}

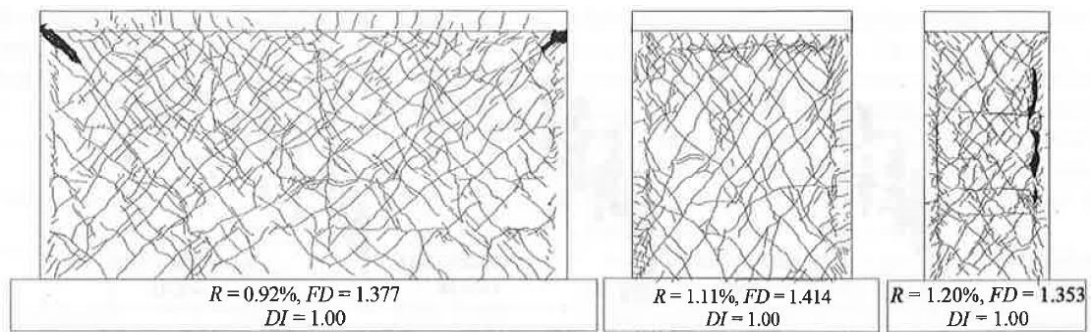


図 2.2-2 終局時におけるひび割れ状況とフラクタル次元の例^{2,3)}

表 2.2-1 試験変数ごとのフラクタル次元及び損傷指標

変数		フラクタル次元		損傷レベル			性能レベル		
		FD_{ini}	FD_u	DI_{cr}	DI_{max}	DI_u	DI_{IO}	DI_{LS}	DI_{CP}
アスペクト比 (h_w/l_w)	2.0	0.944	1.254	0.13	0.79	1.00	0.09	0.46	0.87
	1.0	0.911	1.326	0.26	0.75		0.21	0.47	0.71
	0.5	0.945	1.287	0.21	0.75		0.19	0.48	0.79
コンクリート 種類	普通コンクリート	0.918	1.271	0.24	0.77	1.00	0.21	0.47	0.78
	軽量コンクリート	0.934	1.358	0.24	0.76		0.18	0.49	0.73
	自己圧密コンクリート	0.933	1.364	0.21	0.72		0.14	0.40	0.63
壁補強筋比	無補強	0.897	1.233	0.20	0.82	1.00	0.05	0.20	0.25
	0.5 r_{min}	0.925	1.273	0.22	0.81		0.18	0.49	0.85
	1.0 r_{min}	0.927	1.363	0.26	0.69		0.22	0.47	0.69
壁補強筋 種類	異形鉄筋	0.927	1.358	0.24	0.69	1.00	0.20	0.46	0.69
	ワイヤメッシュ	0.924	1.227	0.23	0.91		0.20	0.56	0.99
	無補強	0.897	1.233	0.20	0.82		0.05	0.20	0.25
試験方法	準静的単調載荷	0.897	1.300	0.18	0.67	1.00	0.11	0.29	0.43
	準静的繰返し載荷	0.930	1.350	0.25	0.76		0.20	0.47	0.76
	振動台	0.920	1.170	0.23	0.83		0.27	0.63	0.98

2.3 原子力施設を対象とした有限要素解析による安全性評価基準の研究

岩島らは、原子力発電所建屋の構造安全性を有限要素解析で評価する際のクライテリアと、ひび割れを主とする部材の損傷程度を関連付けることを目的とし、RC造耐震壁のせん断加力試験を実施するとともに、実験を対象とした有限要素解析を行いひび割れ幅の評価を試みている^{2.5), 2.6)}。

試験体は配筋条件及び軸力を変数としたH形断面のRC造耐震壁4体であり、壁厚は250mm、ウェブ壁は内法長さ1500mm、内法高さ1000mmである。試験体形状を図2.3-1に示す。実験では、コンクリート内部のひずみを計測するため、剛性が小さいアクリル板にひずみゲージを貼付して壁に埋め込むと共に、鉄筋軸方向に光ファイバーゲージを貼付し、連続的なひずみ分布を得ることを試みている。また、図2.3-2に示すように、ピーク時及び除荷時のひび割れ画像を分析し、ひび割れ幅0.1mmごとに色分けしたひび割れ分布図を作成している。

実験を対象として、対称条件を考慮して壁厚方向に1/2を取り出した3次元モデルによる有限要素解析を行っている。解析モデルを図2.3-3に示す。解析結果からひび割れ幅を評価するため、次式によりひび割れ幅を算定している。

$$(\text{ひび割れ幅}) = (\text{ひび割れひずみ}) \times (\text{要素代表寸法}) \quad (2.3-1)$$

ここで、ひび割れひずみは要素の最大主ひずみから弾性ひずみを差し引いた値、要素代表寸法は要素体積と等価な体積を有する立方体の一辺の長さとしている。

なお、この方法で解析結果より評価したひび割れ幅は、実験のひび割れ幅に比べて過大であった。解析と実験のひび割れ幅の比較を図2.3-4に示す。過大評価の理由として、図2.3-5に示すように、ひび割れひずみを評価する際の弾性ひずみをコンクリートのヤング係数に基づき算定していることを挙げている。即ち、ひび割れ後の塑性ひずみが大きくなる程、除荷剛性が低下することを考慮する必要があり、現状では評価が困難であるとしている。

この研究では、ひび割れひずみのようなミクロな指標は解析条件等に依存するため、ひび割れ幅を定量的に評価することが難しい。一方で、壁のせん断ひずみのようなマクロな指標は実現象との対応も良好であり、ひび割れ性状を定性的に推定する因子になり得ると結論している。

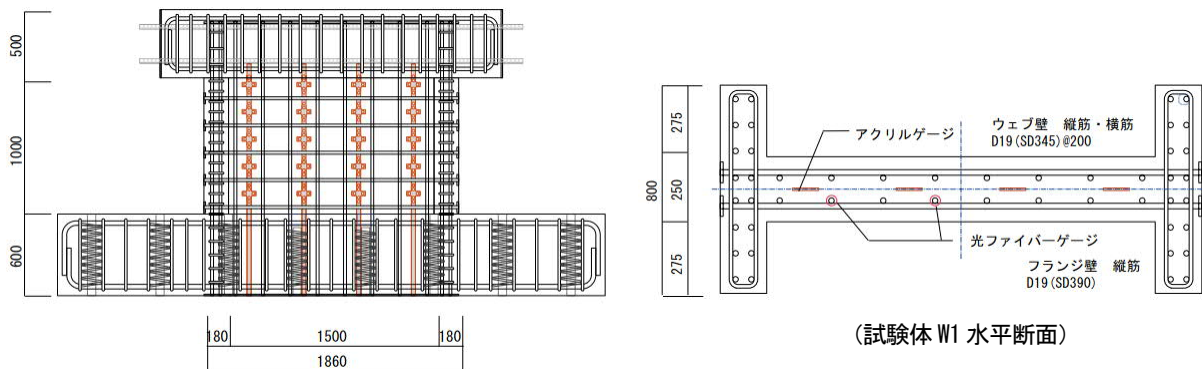
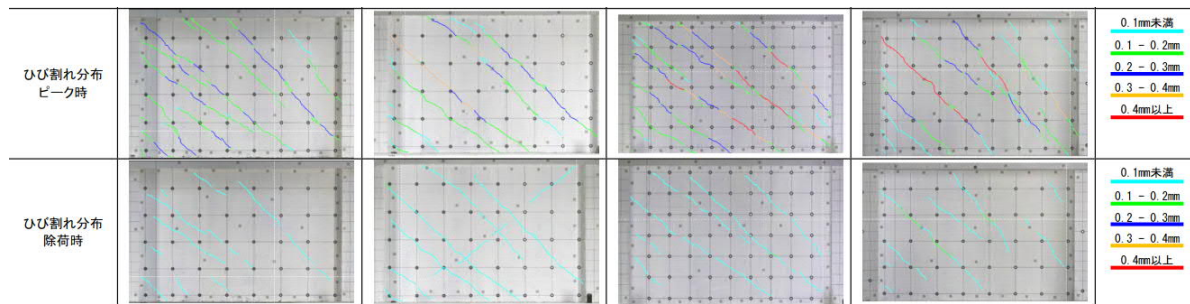


図 2.3-1 RC造耐震壁試験体の形状



試験体 :	W1	W2	W3	W4
配筋 :	D19@200	D13@200	D19@150	D19@200
壁筋比 :	$p_s=1.11\%$	$p_s=0.50\%$	$p_s=1.52\%$	$p_s=1.11\%$
軸力 :	0	0	0	2.0N/mm ²

図 2.3-2 ウェブ壁のひび割れ状況 (せん断ひずみ 0.4%)

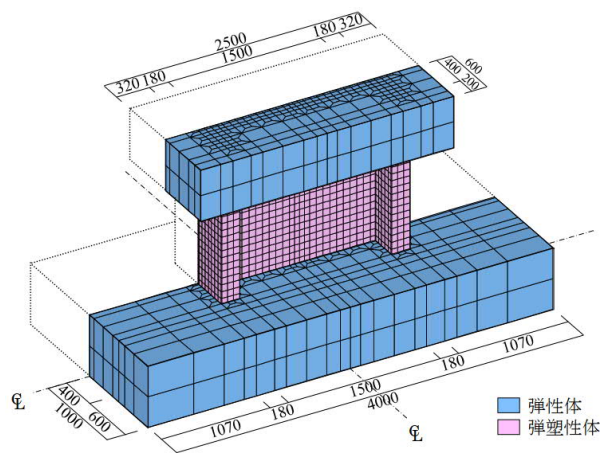


図 2.3-3 解析モデル

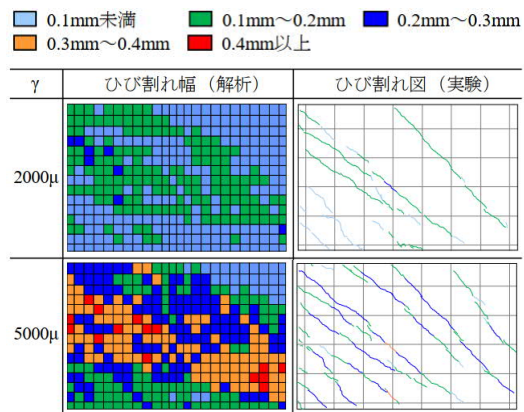


図 2.3-4 解析と実験のひび割れ幅の比較

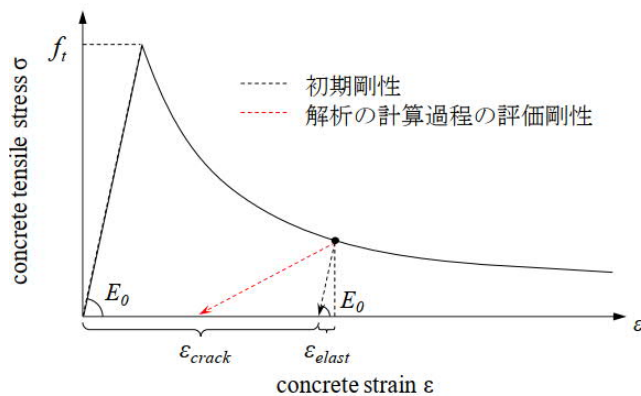


図 2.3-5 ひび割れひずみの概念図

2.4 RC 壁に取り付く水密扉の水密性能評価のための実験

後藤らは、原子力発電所の浸水防止設備の津波及び地震に対する浸水防止機能の評価法を整備するためのデータ取得を目的とし、原子力施設に設置されている標準的な水密扉を対象として、せん断変形及び水頭圧を段階的に载荷し、各段階における漏水量を計測した^{2,7)}。

実験に使用した水密扉は有効開口寸法 1m×2m の片開き型とし、設計水頭圧 10m に対する許容漏水量を $0.02\text{m}^3/(\text{h}\cdot\text{m}^2)$ 以下、耐水圧性能は $0.20\text{N}/\text{mm}^2$ (水頭圧 20m 相当)、許容せん断変形角は 0.2% とした。水密扉が取り付け耐震壁は、既存の原子力発電所における厚さ 500mm の耐震壁を参考に、壁せん断補強筋は縦横共 2-D22@200 ($p_s = 0.774\%$) とし、コンクリートは設計基準強度 F_c30 とした。試験に用いた水密扉を写真 2.4-1 に、耐震壁の配筋を図 2.4-1 に示す。実験では開口部のせん断変形角を最大 $\pm 0.4\%$ 、最大水圧を $0.50\text{N}/\text{mm}^2$ (水頭圧 50m 相当) として段階的な加力を行い、水圧 $0.05\text{N}/\text{mm}^2$ ごとに 10 分間水圧を保持して漏水量の計測を行い、単位時間の許容漏水量を推測した。このとき、漏水は扉枠の内側から生じるものと扉枠と充填グラウトの界面より外側 (せん断変形による RC 造耐震壁のひび割れも含む) から生じるものを分けて収集し、それぞれ計測した。

枠外からの漏水量に着目すると、壁に水平力を加えた状態で水圧を作用させた場合、水圧と漏水量の間には概ね比例関係が見られ、壁変形角と漏水量の間には指数曲線上に増大する関係が見られた。また、水平力を除荷した状態で水圧を作用させた場合、枠外からの漏水量は、枠内からの漏水量に比べて極めて小さかった。水平力载荷時の漏水量と水頭圧及び壁変形角の関係を図 2.4-2 に示す。

また、本実験を対象とした非線形有限要素解析が実施され、壁面内方向水平力と壁面外方向の水圧が同時に作用する耐震壁に関して、実験の荷重-変形関係や鉄筋ひずみ分布を良く表せることが確認された。図 2.4-3 に解析モデルを、図 2.4-4 に解析結果と実験結果の比較を示す。

この実験はひび割れ幅やひび割れ面積を評価するものではないが、ひび割れの定量評価手法が確立できた後に、建物の機能評価 (例えば水密性能の評価) に展開する際に必要なデータ取得方法の例として参考になる事例である。



写真 2.4-1 水密扉

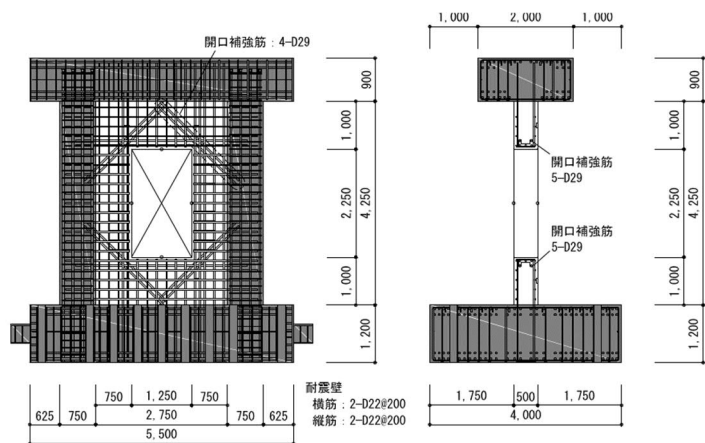


図 2.4-1 耐震壁試験体

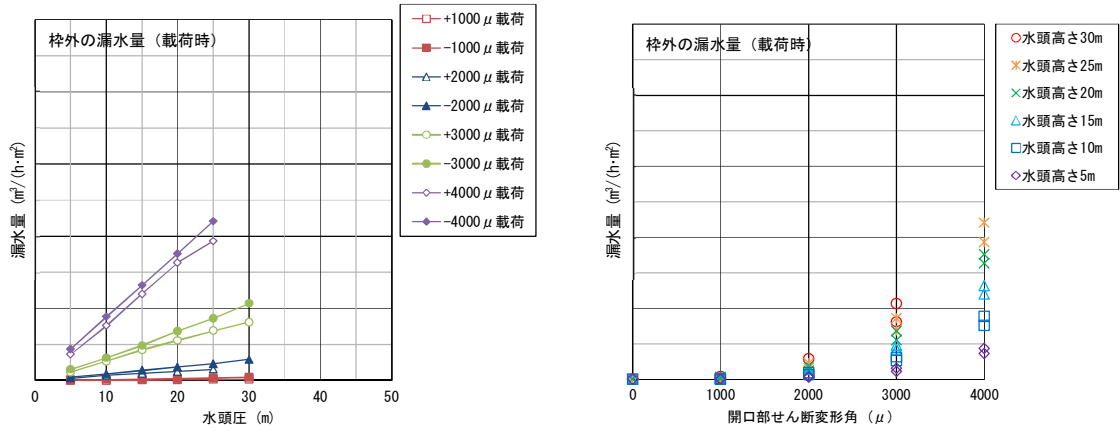


図 2.4-2 水平荷重載荷時の漏水量と水頭圧及び壁変形角の関係

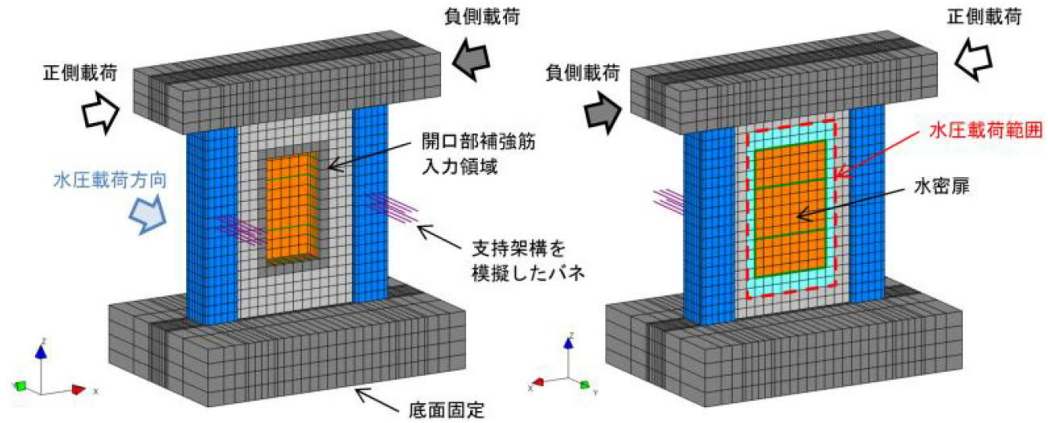
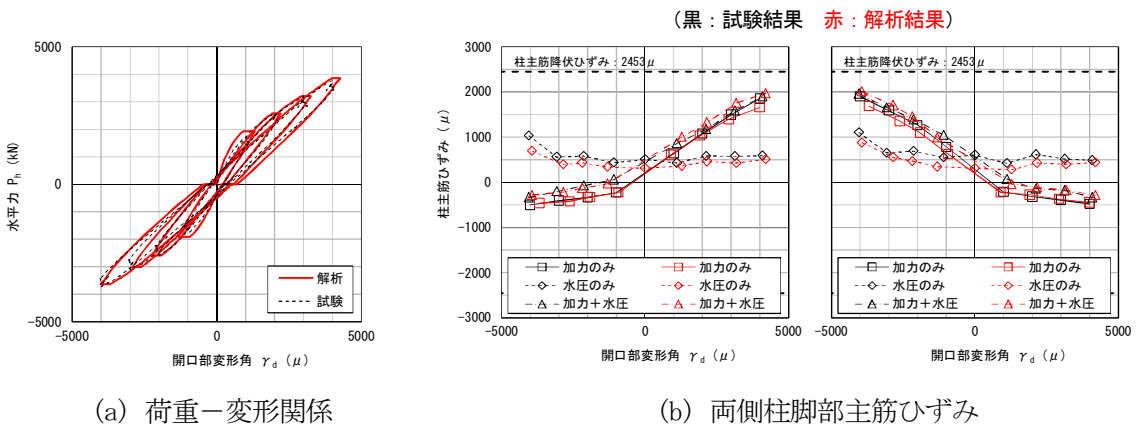


図 2.4-3 有限要素解析モデル



(a) 荷重-変形関係

(b) 両側柱脚部主筋ひずみ

図 2.4-4 解析結果と実験結果の比較

2.5 まとめ

第2章では、RC造構造物のひび割れの定量評価手法やそれを構築するための基礎実験に関する研究事例を挙げた。以下に研究事例の概要及び現時点での課題を整理する。

2.1節では有限要素解析の分散ひび割れモデルにひび割れ離散化処理を加えて、ひび割れ間隔やひび割れ幅を評価するモデルに関する研究の概要を述べた。RC構造物のひび割れを定量的かつ精緻に評価できるモデルとして注目されるが、このモデルを適用するためには解析プログラムに複雑なアルゴリズムを導入する必要がある、実務において使用される汎用プログラムに容易に導入できない点が課題である。

2.2節ではRC造壁の見付面におけるひび割れ面積に基づき部材の損傷度を評価する研究の概要を述べた。なお、ひび割れの評価には有限要素解析ではなく、ボックスカウント法によるフラクタル次元の評価が用いられており、評価対象は被災後の耐震壁である点に注意が必要である。このような研究例からも、部材の損傷度を評価する上でひび割れ面積も一つの指標となり得ると考えられる。

2.3節では原子力施設の建物の安全性評価の判定指標として、一般的な分散ひび割れモデルを用いた有限要素解析によるRC構造物のひび割れ幅算定法の適用性に関する研究の概要を述べた。この研究では要素ひずみに要素代表寸法を乗じてひび割れ幅を評価したが、実験におけるひび割れ幅との整合性は低かった。評価式としては非常に簡便で、汎用プログラムによる解析にも適用しやすいが、要素代表寸法はひび割れの発生間隔を考慮した長さではないため、高い評価精度を得るのは難しいと考えられる。

2.4節では原子力施設に設置される標準的な水密扉を取り付けたRC造耐震壁に、せん断変形及び水頭圧を段階的に载荷し、各段階における漏水量を計測する実験の概要を述べた。実験では扉枠と充填グラウトの界面より外側の領域（耐震壁のひび割れを含む）からの漏水量も計測し、漏水量と水頭圧の関係及び漏水量と壁変形角の関係が整理された。この実験はひび割れ幅やひび割れ面積を評価するものではないが、建物の機能評価（例えば水密性能の評価）にひび割れ定量評価手法を展開する際に必要なデータの例として参考になる事例である。

以上に示すように、非線形有限要素解析によりRC造構造物に生じるひび割れ幅を評価する手法に関する研究事例はあるが、実務への導入が容易でかつ一定の精度が得られる手法は現状では確立されていない。また、壁見付面におけるひび割れ面積もRC造耐震壁の損傷度を評価する指標の一つとなり、建物の水密性能などの機能評価への展開も考えられるが、非線形有限要素解析によりひび割れ面積を評価する方法については研究事例がなく、検証のための実験データそのものも殆ど無いのが現状である。従って、有限要素解析によるひび割れ定量化手法を提案するだけでなく、その検証用データを取得することも、本研究を実施する上では重要である。

第2章の参考文献

- 2.1) Sato, Y. and Naganuma, K.: Discrete-Like Crack Simulation of Reinforced Concrete Incorporated with Analytical Solution of Cyclic Bond Model, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.140, Issue 3, 2014.3
- 2.2) Carrillo, J. and Alcocer, S.: Acceptance Limits for Performance-Based Seismic Design of RC Walls for Low-Rise Housing, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol.41, Issue 15, pp.2273-2288, 2012.12
- 2.3) Carrillo, J., Dominguez, D. and Prado, N.: Seismic Damage Index Based on Fractal Dimension of Cracking on Thin Reinforced Concrete Walls, ACI Structural Journal, Vol.114, No.6, 114-S134, pp.1649-1658, 2017.11-12
- 2.4) Falconer, K.: Fractal Geometry: Mathematical Foundations and Applications, Second Edition, John Wiley & Sons Ltd., Chichester, UK, 2003
- 2.5) 岩島夏哉, 大河内靖雄, 北折智規, 石川慎也, 田邊裕介, 前中敏伸, 橋本浩: 地震時の RC 躯体のひび割れ評価に関する検討 (その1 検討計画, その2 耐震壁実験 実験結果の検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp.1255-1258, 2019.7
- 2.6) 岩島夏哉, 大河内靖雄, 石川慎也, 田邊裕介, 前中敏伸, 橋本浩: 地震時の RC 躯体のひび割れ評価に関する検討 (その3 実構造物を模擬した耐震壁のせん断加力試験, その4 せん断加力試験結果の考察, その5 シミュレーション解析およびひび割れ幅評価), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp.1165-1170, 2020.7
- 2.7) 後藤省一, 清水明, 水越一晃, 穴吹拓也: せん断力を受ける RC 造耐震壁に設置した水密扉の水密性能試験 (その1 試験の概要, その2 試験の結果及び考察, その3 三次元有限要素解析), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp.1101-1106, 2015.7

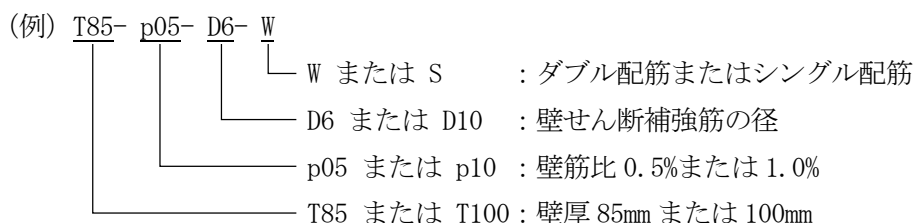
第3章 ひび割れデータ取得のための鉄筋コンクリート造耐震壁の実験

3.1 試験体	25
3.2 加力方法	37
3.3 計測方法	38
3.4 実験結果	42
3.5 画像計測によるひび割れの評価	66
3.6 まとめ	84
第3章の参考文献	85

3.1 試験体

(1) 概要

試験体は両側柱付き RC 造耐震壁 5 体とした。壁の上下にはスタブを取り付け、それぞれ加力スタブ、基礎スタブと称する。縮尺は実大の 1/3 程度とした。試験変数は壁厚、壁筋比、鉄筋径及び配筋方法とし、壁の配筋は縦横で共通とした。表 3.1-1 に試験体の緒元を示す。試験体名称は以下に示すように、各試験体の試験変数を表している。



試験体 T85-p05-D6-W と T85-p10-D6-W は壁筋比の違いを比較するため、いずれも壁筋は D6 のダブル配筋として鉄筋間隔を変更した。また、T85-p05-D6-S は T85-p05-D6-W と同じ壁筋比であるが、配筋方法をシングル配筋とした試験体である。T100-p10-D10-W と T100-p10-D6-W は鉄筋径が異なる試験体であり、壁筋比が同一となるよう鉄筋間隔を調整した。

いずれの試験体も壁と両側柱の芯は一致させ、壁横筋 D6 は直線定着、D10 は折曲げ定着として両側柱内に定着させた。壁縦筋及び柱主筋は基礎スタブ底面において鉄板に溶接して固定し、壁縦筋は加力スタブに直線定着、柱主筋は折曲げ定着とした。図 3.1-1～図 3.1-5 及び写真 3.1-1～写真 3.1-5 に各試験体の配筋状況を示す。

なお、試験体 T85-p05-D6-W は 2018 年に、その他の 4 試験体は 2019 年に実験を行った。

表 3.1-1 試験体緒元

試験体名称	耐震壁		柱		
	板厚 (mm)	せん断補強筋 [壁筋比] (※縦横共通)	断面 (mm)	主筋 [主筋比]	帯筋 [帯筋比]
T85-p05-D6-W	85	2-D6@150 [$p_s=0.50\%$]	220 × 220	12-D13 [$p_g=3.1\%$]	2-D6@50 [$p_w=0.58\%$]
T85-p10-D6-W		2-D6@75 [$p_s=0.99\%$]			
T85-p05-D6-S		1-D6@75 [$p_s=0.50\%$]			
T100-p10-D10-W	100	2-D10@145 [$p_s=0.98\%$]		14-D13 [$p_g=3.7\%$]	
T100-p10-D6-W		2-D6@65 [$p_s=0.98\%$]			

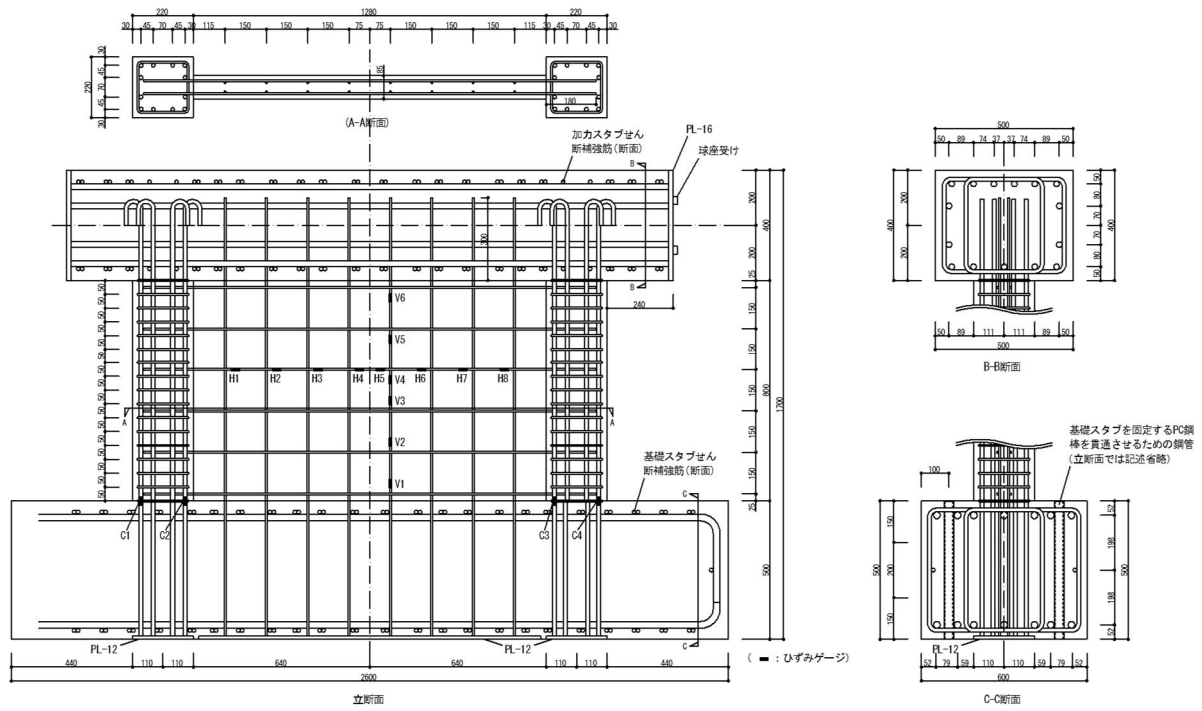


図 3. 1-1 試験体 T85-p05-D6-W の配筋



写真 3. 1-1 試験体 T85-p05-D6-W の壁配筋状況

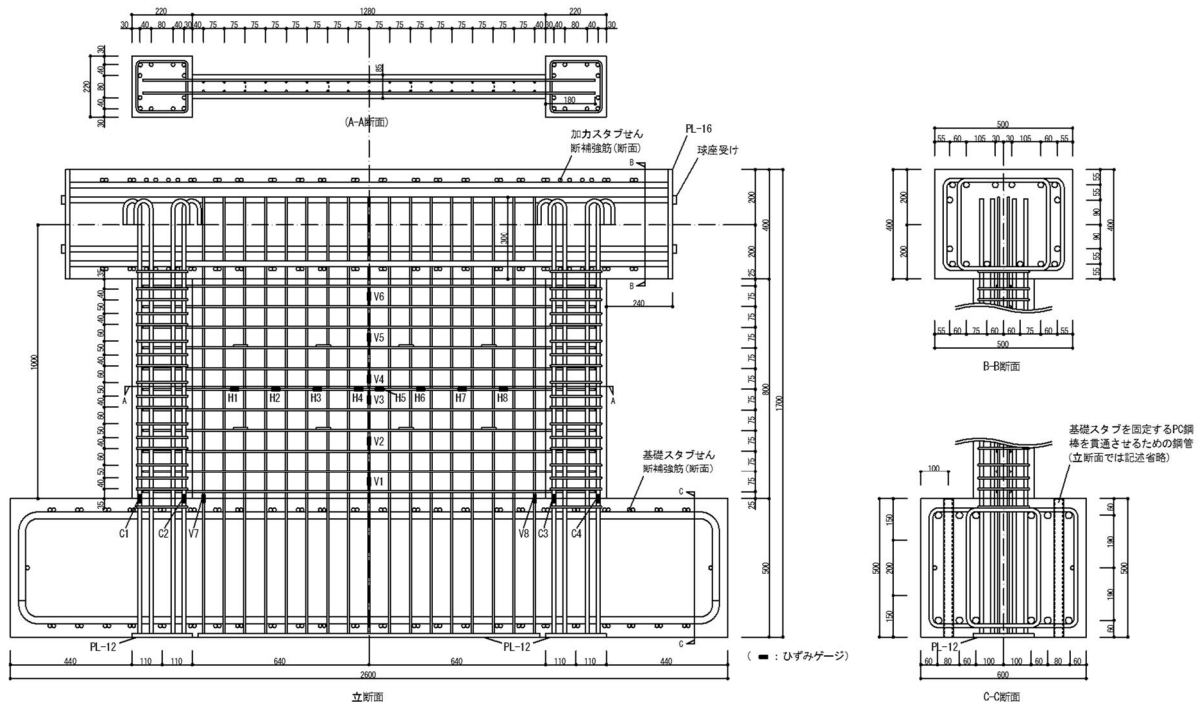


図 3.1-2 試験体 T85-p10-D6-W の配筋



写真 3.1-2 試験体 T85-p10-D6-W の壁配筋状況

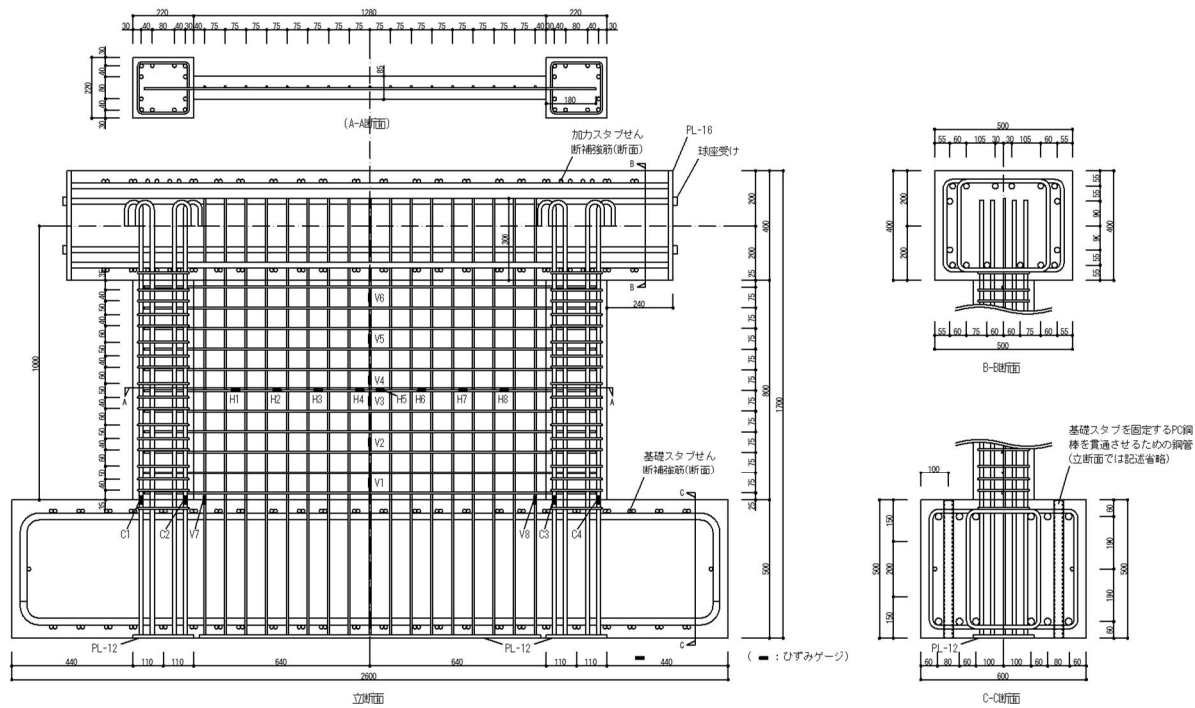


図 3. 1-3 試験体 T85-p05-D6-S の配筋



写真 3. 1-3 試験体 T85-p05-D6-S の壁配筋状況

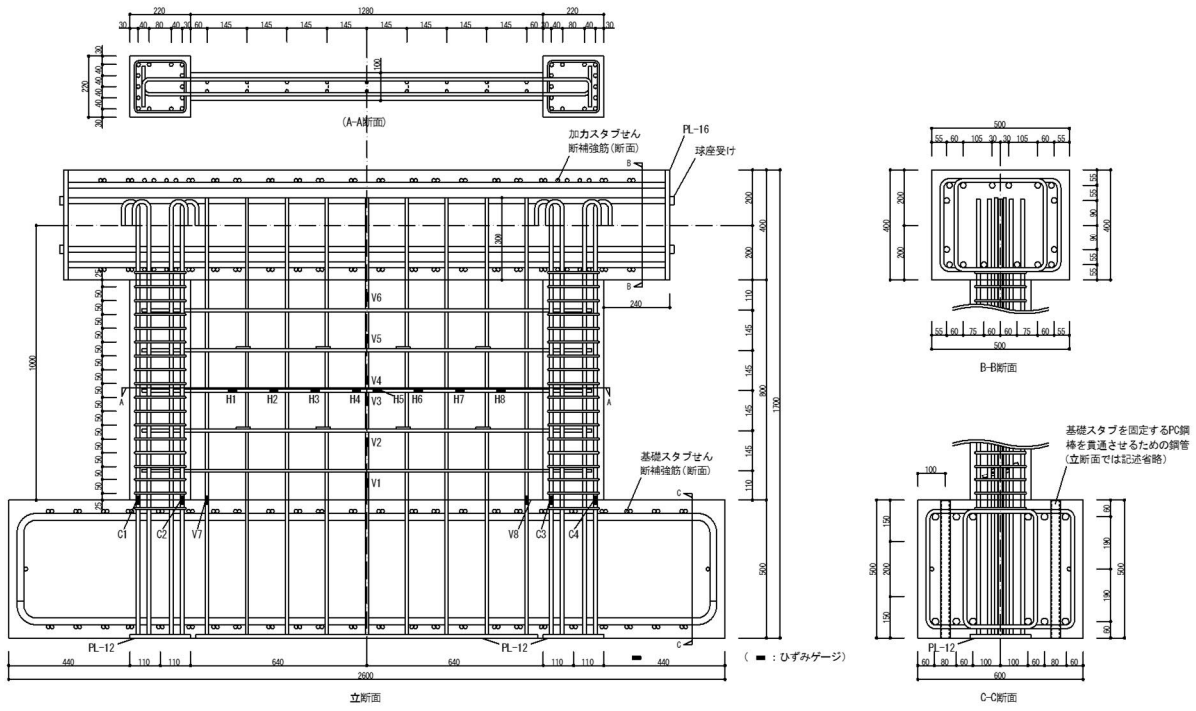


図 3.1-4 試験体 T100-p10-D10-W の配筋



図 3.1-4 試験体 T100-p10-D10-W の壁配筋状況

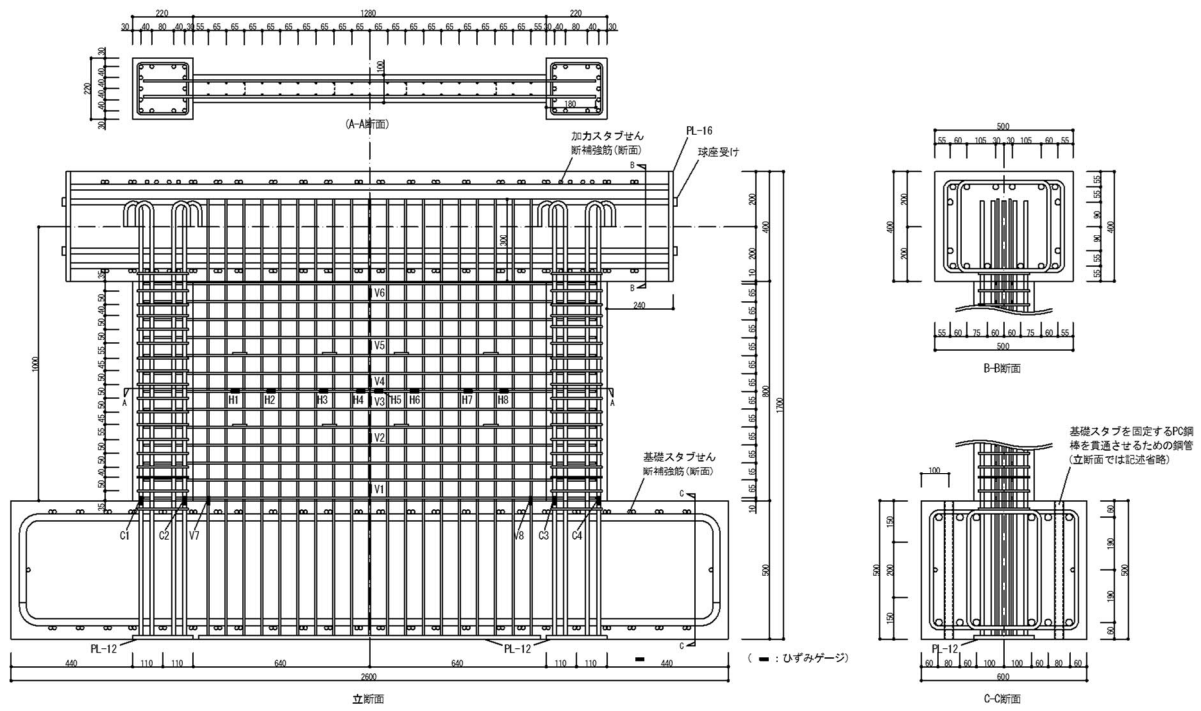


図 3. 1-5 試験体 T100-p10-D6-W の配筋

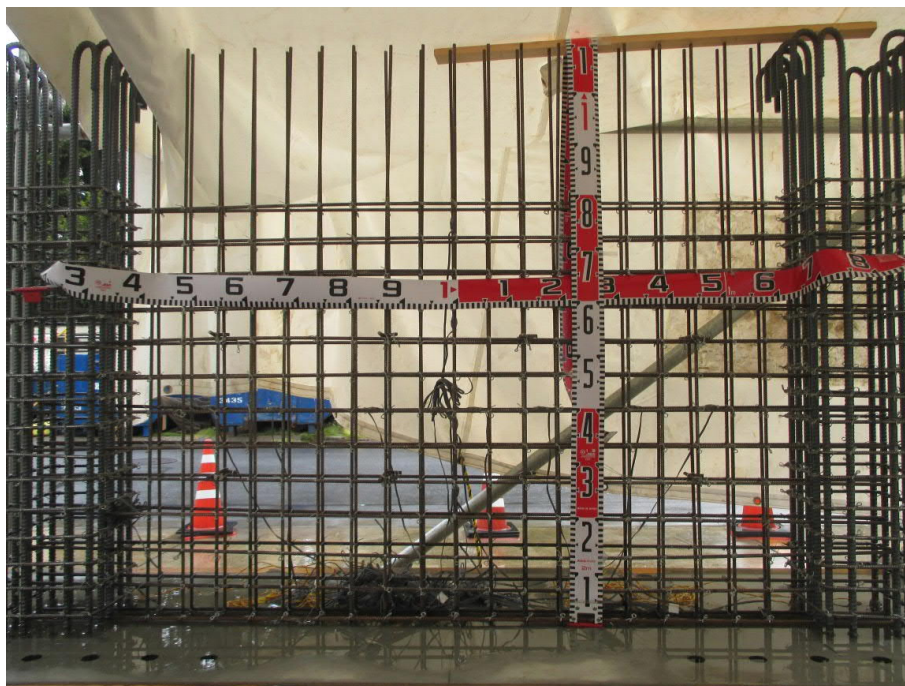


写真 3. 1-5 試験体 T100-p10-D6-W の壁配筋状況

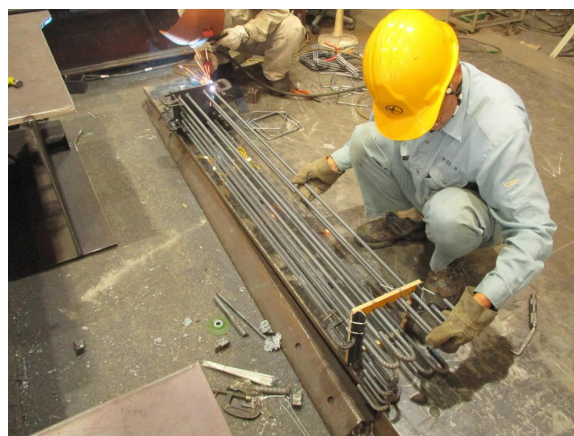
(2) 製作手順

1) 基礎スタブの製作

はじめに、壁縦筋及び柱主筋を予め配筋位置に孔を空けた定着用鋼板 (PL-12) に溶接してかご状に組み立てた。壁及び柱の鉄筋かごを所定の位置に設置し、基礎スタブの配筋及び型枠を取り付け、基礎スタブの天端までコンクリートを打設した。写真 3.1-6 に基礎スタブの製作状況を示す。



(a) 壁縦筋かごの製作



(b) 柱鉄筋かごの製作



(c) 基礎スタブコンクリート受入れ



(d) コンクリート打設

写真 3.1-6 基礎スタブの製作状況

2) 壁・柱・加力スタブの製作

基礎スタブ天端における壁及び柱との打継ぎ位置は目荒しを行い、壁横筋及び柱帯筋を所定の位置に取り付けて、壁及び柱の型枠を組み立てた。

更に、加力スタブの底型枠を取り付け、予めかご状に組み立てた加力スタブの鉄筋を上から落とし込んで配筋した。加力スタブの側面型枠を取り付けて、壁脚部から加力スタブの天端までコンクリートを打設した。写真 3.1-7 に壁・柱・加力スタブの製作状況を示す。



(a) 打継ぎ位置の目荒し



(b) 加力スタブ鉄筋かごの落とし込み



(c) 壁・柱・加力スタブコンクリート受入れ



(d) コンクリート打設

写真 3.1-7 壁・柱・加力スタブの製作状況

3) ひび割れ観察の準備

ひび割れを目視で観察しやすくするため、壁及び柱の表面を白ペンキで塗装した。更に、目視計測を行う面には 100mm 間隔のグリッドを描画し、画像計測を行う面には黄色蛍光塗料を用いてランダムパターンを塗布した。写真 3.1-8 に画像計測用ランダムパターンの塗布状況を示す。



(a) ランダムパターンの塗布



(b) ランダムパターン

写真 3.1-8 画像計測用ランダムパターンの塗布状況

(3) 使用コンクリート

全ての試験体でコンクリートの調合は共通とし、セメントは普通ポルトランドセメントを使用した。壁・柱・加力スタブのコンクリート粗骨材最大寸法は試験体縮尺に合わせて9mmとし、基礎スタブは20mmとした。表3.1-2にコンクリートの調合を示す。

コンクリートのヤング係数、圧縮強度及び引張強度は、直径100mmの円柱形供試体による試験を行い、供試体3体の平均値として求めた。表3.1-3及び表3.1-4にコンクリートの材料試験結果を示す。なお、材料試験は以下に示す日本工業規格に準じて行った。図3.4-6に壁・柱・加力スタブコンクリートの圧縮強度試験による応力-ひずみ関係を示す。

- ・JIS A 1132 コンクリートの強度試験用供試体の作り方
- ・JIS A 1149 コンクリートの静弾性係数試験方法
- ・JIS A 1108 コンクリートの圧縮強度試験方法
- ・JIS A 1113 コンクリートの割裂引張強度試験方法

表3.1-2 コンクリートの調合

部位	呼び強度 (N/mm ²)	スランプ (cm)	空気量 (%)	単位量 (kg/m ³)				
				セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤 ^{*1}
基礎スタブ	27	18	4.5	352	183	824	912	3.52
柱・壁	21	18	4.5	296	183	814	948	2.96

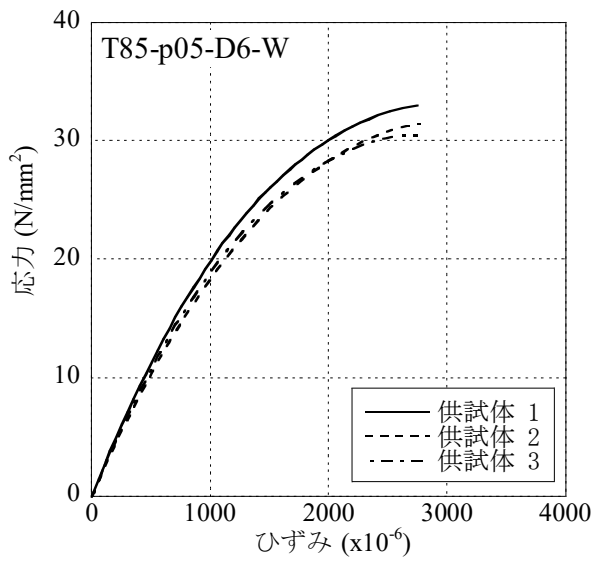
*1 AE減水剤 標準型 I種

表3.1-3 コンクリートの材料試験結果 (壁・柱・加力スタブ)

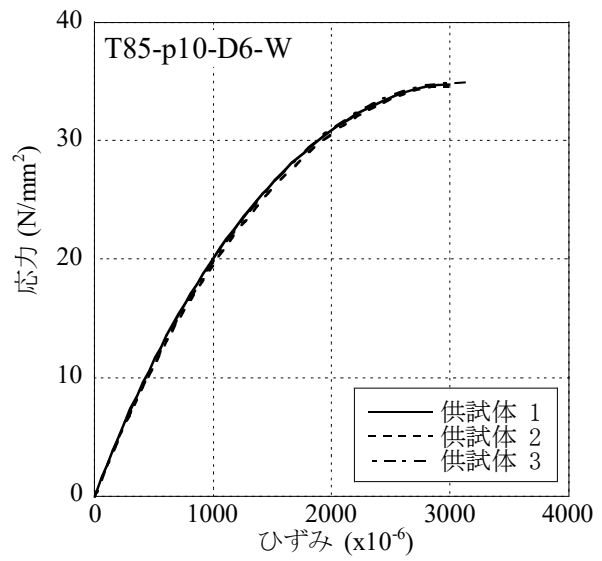
試験体	材齢 (days)	ヤング係数 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
T85-p05-D6-W	56	2.13×10 ⁴	31.6	2.79
T85-p10-D6-W	55	2.17×10 ⁴	34.8	2.63
T85-p05-D6-S	43	2.23×10 ⁴	34.3	2.51
T100-p10-D10-W	36	2.21×10 ⁴	33.2	2.29
T100-p10-D6-W	29	2.20×10 ⁴	31.9	2.37

表3.1-4 コンクリートの材料試験結果 (基礎スタブ)

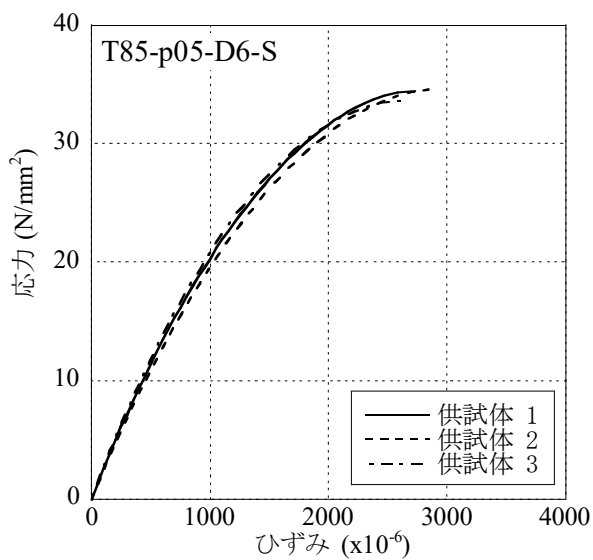
試験体	材齢 (days)	ヤング係数 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
T85-p05-D6-W	82	計測せず	39.7	計測せず
T85-p10-D6-W	68	2.38×10 ⁴	37.4	
T85-p05-D6-S	56	2.43×10 ⁴	35.0	
T100-p10-D10-W	49	2.41×10 ⁴	36.1	
T100-p10-D6-W	42	2.46×10 ⁴	34.5	



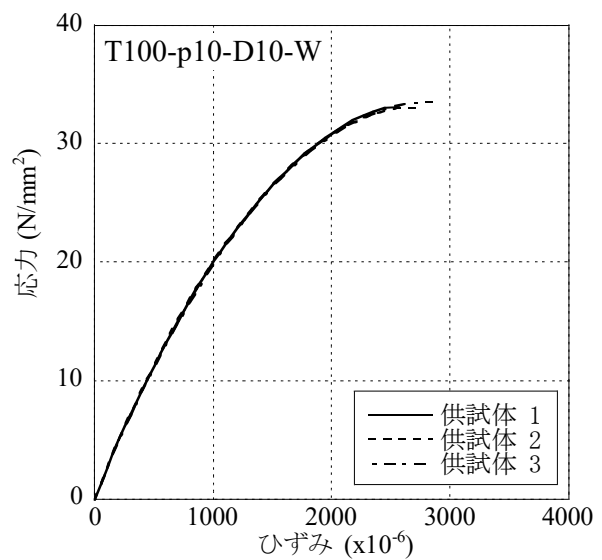
(a) T85-p05-D6-W



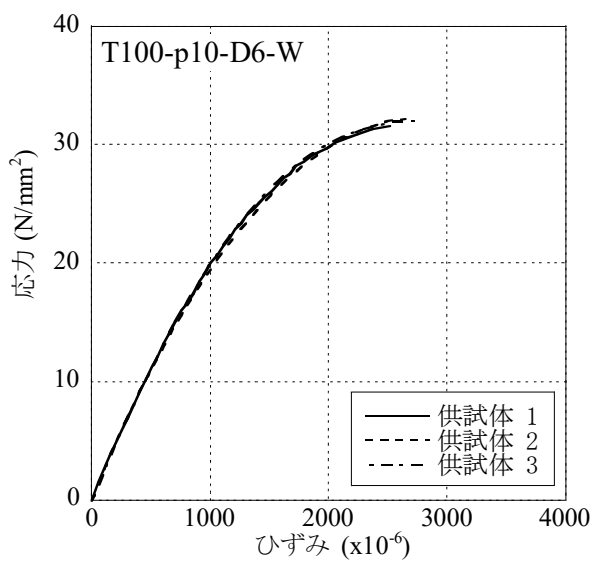
(b) T85-p10-D6-W



(c) T85-p05-D6-S



(d) T100-p10-D10-W



(e) T100-p10-D6-W

図 3.1-6 圧縮強度試験による応力-ひずみ関係 (壁・柱・加力スタブコンクリート)

(4) 鉄筋

試験体 T85-p05-D6-W は他の試験体と実験時期が異なり、柱主筋に SD390（他は SD490）を使用した
が、壁筋 D6 に関しては全て同種の鉄筋を使用した。表 3.1-5 に鉄筋の引張試験結果を示す。なお、引
張試験は以下に示す日本工業規格に準じて行った。図 3.1-7 に各鉄筋の引張試験による応力-ひずみ
関係を示す。

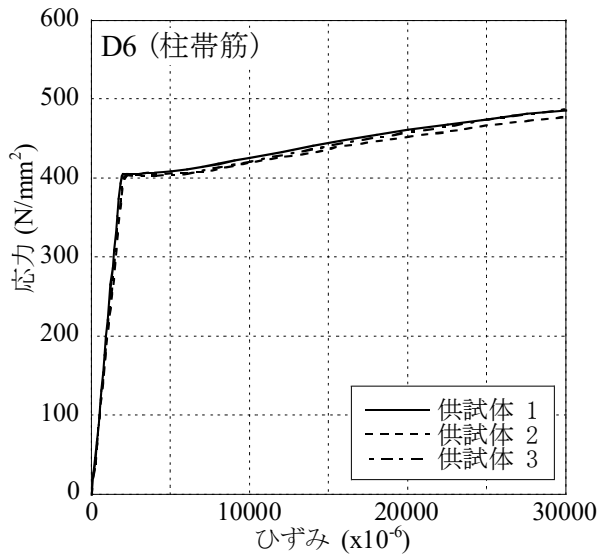
- ・ JIS Z 2241 金属材料引張試験方法

表 3.1-5 鉄筋の引張試験結果

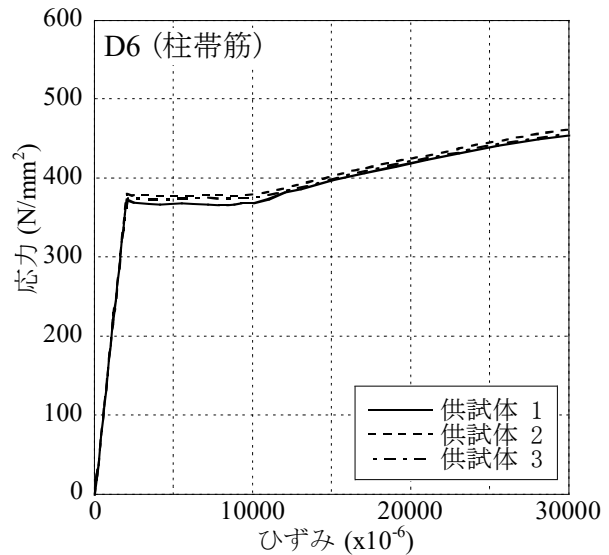
径	位置	ヤング係数 (N/mm ²)	降伏応力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	破断伸び (%)
D6	柱帯筋	2.09×10 ⁵	405	540	22.6
D6 ^{*1}	壁筋	1.89×10 ⁵	373	550	23.1
D6	壁筋	1.93×10 ⁵	374	554	no data ^{*2}
D10	壁筋	1.93×10 ⁵	346	493	28.1
D13 ^{*1}	柱主筋	1.95×10 ⁵	426	619	19.0
D13	柱主筋	1.94×10 ⁵	539	714	17.9

^{*1} 試験体 T85-p05-D6-W のみに適用

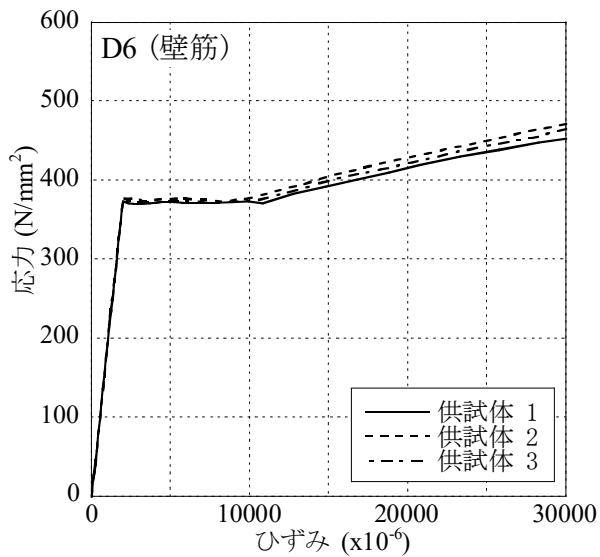
^{*2} 標点外破断のためデータなし



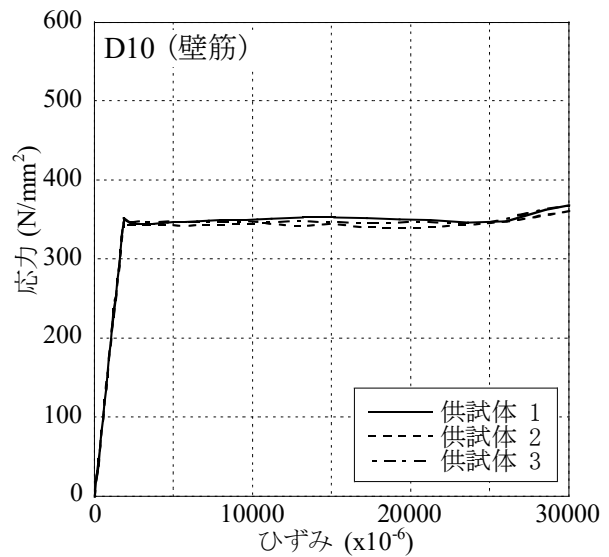
(a) D6 (柱帯筋)



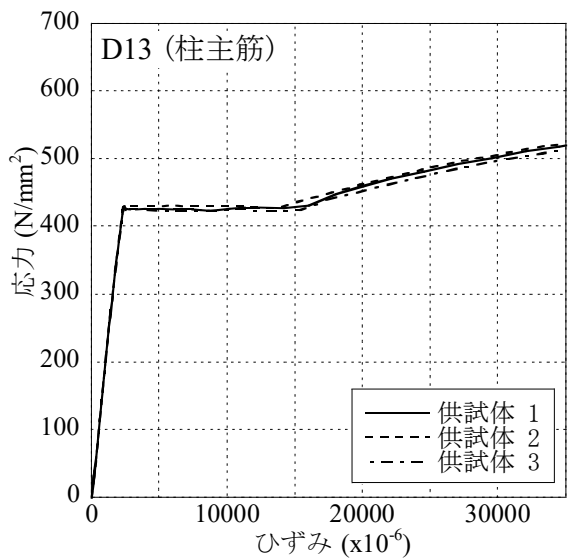
(b) D6 (壁筋 (T85-p05-D6-Wのみ))



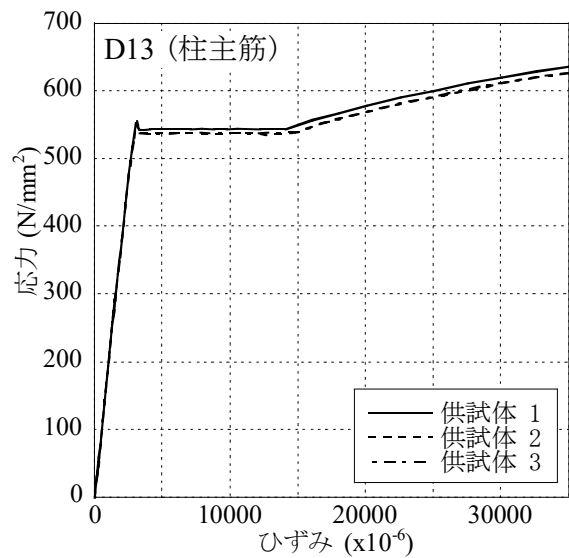
(c) D6 (壁筋)



(d) D10 (壁筋)



(e) D13 (柱主筋 (T85-p05-D6-Wのみ))



(f) D13 (柱主筋)

図 3.1-7 引張試験による応力-ひずみ関係

3.2 加力方法

(1) 加力装置

加力には自己反力型のロ形フレームを使用した。ロ形フレームと基礎スタブに 32 本の PC 鋼棒(φ23)を通して、1 本あたり 250kN の緊張力を与え、試験体をロ形フレームに固定した。さらに、基礎スタブの左右にキリンジャッキを挿入し、水平移動を拘束した。また、加力スタブ上端左右端には、面外方向変位を拘束するためのパンタグラフを取り付けた。写真 3.2-1 に加力装置を示す。

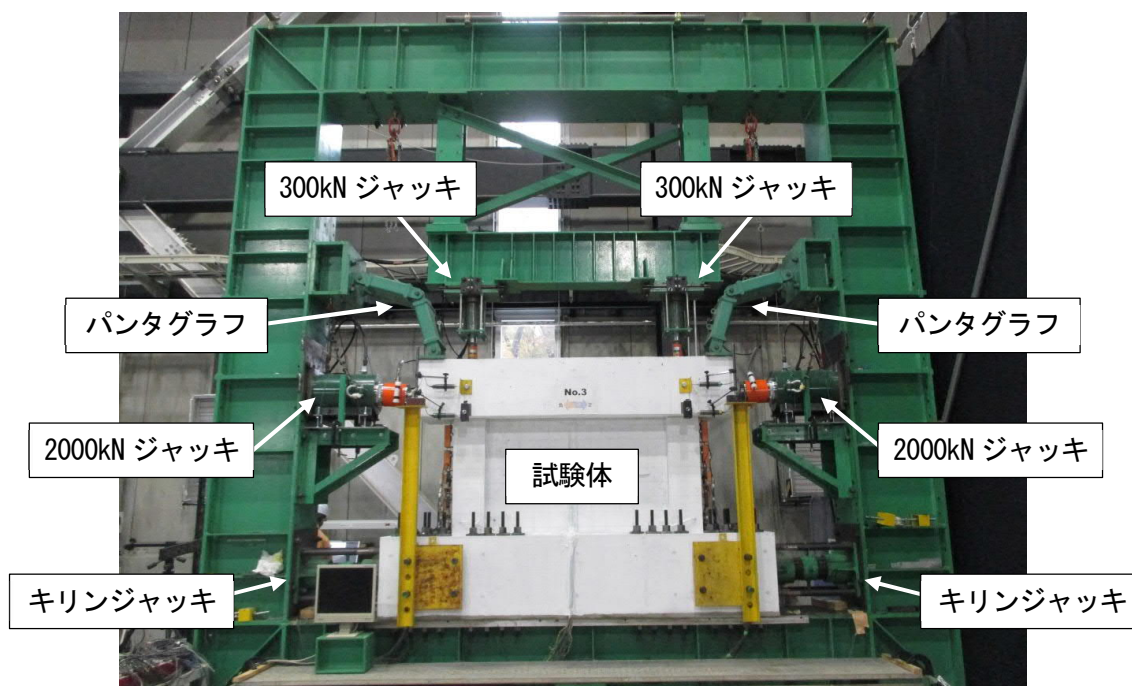


写真 3.2-1 加力装置

(2) 柱軸力

柱軸力は、左右柱の直上に取り付けた 300kN ジャッキを用いて、球座を介してそれぞれの柱に 146kN の圧縮軸力（柱断面に対する軸応力度 3.01N/mm^2 ）を加えた。柱軸力は全ての試験体で共通とし、水平荷重を与える間は、コンパレータを使用して一定の範囲で荷重を保持した。

(3) 水平荷重

柱軸力を一定に保持した状態で、加力スタブの高さ中央位置において片押しで正負交番水平力を加えた。加力中は壁脚部に対する水平力載荷位置の水平方向相対変位より変形角を算定し、変形角 0.1%、0.15%、0.2%、0.25%で正負繰返し載荷を行った後、正方向に単調載荷を行った。ここで、JEAC4601-2015 においては、RC 造耐震壁の最大応答せん断ひずみの許容限界を 2.0×10^{-3} としている^{3.1)}。そこで、変形角 0.2%のみ 2 回の繰返し載荷を行い、その他の変形角においては 1 回の繰返し載荷を行った。また、試験体 T85-p10-D6-W のみ、変形角 0.3%において 1 回の繰返し載荷を追加で行った後、正方向に単調載荷を行った。加力方向は、写真 3.2-1 に対して、加力スタブが左から右に移動する方向を正方向とした。

3.3 計測方法

(1) 荷重

柱軸力は 200kN ロードセル、水平荷重は 2000kN ロードセルを用いて計測した。

(2) 変位及び変形角

変位の計測には接触式の変位計を用いた。壁の変形角を計測するため、左右柱中心軸線上において、加力スタブ中央高さ及び加力スタブ底面の水平変位を、CDP-50 を用いて計測した。加力を制御するための変形角 (R) は次式により算定した。簡便のため、本試験においては変形角を百分率で表した。

$$R = 100 \times \frac{0.5(L\delta_C + R\delta_C)}{H} \quad (\%) \quad (3.3-1)$$

ここで、 $L\delta_C$, $R\delta_C$: 加力スタブ中央高さにおける左右計測点の水平変位 (mm)

H : 基礎スタブ天端から加力スタブ中央高さまでの距離 (mm) であり、 $H=1000$ (mm)

壁変形の曲げ変形成分を算定するため、左右柱の外側でそれぞれ柱内法高さ 800mm を 6 区間に分割し、各区間の柱軸方向変位は CDP-25 を用いて計測した。壁の曲げ変形による水平変位 (δ_{bend}) は次式により求めた。

$$\delta_{bend} = \sum_{i=1}^6 \delta_i \quad (\text{mm}) \quad (3.3-2)$$

$$\delta_i = \frac{1}{2} (2h_i + L\delta_i + R\delta_i) \times \sin \left(\sum_{k=1}^{i-1} \theta_k + \frac{\theta_i}{2} \right) \quad (\text{mm}) \quad \text{ただし、} i=1 \text{ のとき } \sum_{k=1}^{i-1} \theta_k = 0 \quad (3.3-3)$$

$$\theta_i = \tan^{-1} \left(\frac{L\delta_i - R\delta_i}{LRD} \right) \quad (\text{rad.}) \quad (3.3-4)$$

ここで、 h_i : 下から i 番目の軸方向変位計測区間の長さ (mm) であり、 $i=1 \sim 6$

$L\delta_i$, $R\delta_i$: 左右柱の下から i 番目の計測区間における軸方向変位 (mm)

LRD : 左右の軸方向変位計測位置間の水平方向距離 (mm) であり、 $LRD=1800$ (mm)

壁のせん断変形による水平変位 (δ_{shear}) は次式より求め、 δ_{shear} を壁内法高さ 800mm で除した値を壁のせん断変形角 (γ_w) とした。

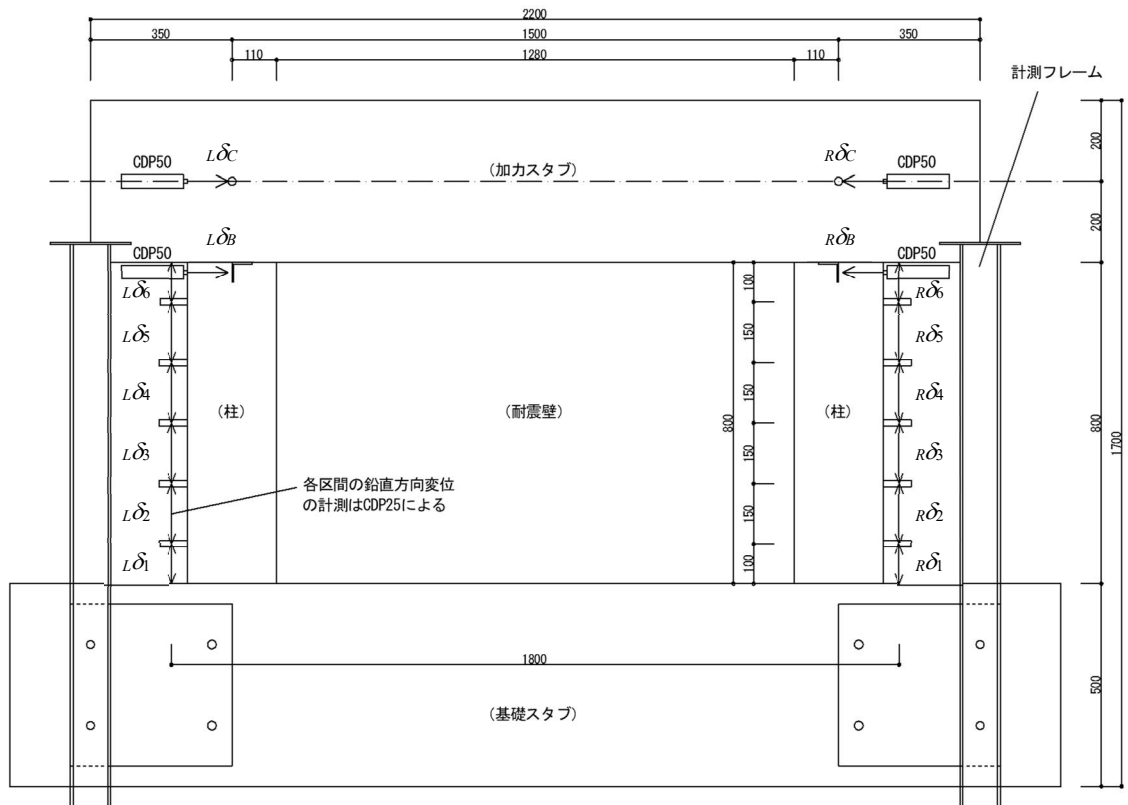
$$\delta_{shear} = \delta_{total} - \delta_{bend} \quad (\text{mm}) \quad (3.3-5)$$

ここで、 δ_{total} : 加力スタブ底面における水平変位 (mm) であり、 $\delta_{total} = 0.5(L\delta_B + R\delta_B)$ (mm)

図 3.3-1 に変位計測位置を、写真 3.3-1 に変位計の設置状況を示す。

(3) 鉄筋ひずみ

壁縦筋、壁横筋、柱主筋のひずみはひずみゲージ (ゲージ長 2mm) により計測した。ひずみゲージの貼付け位置は図 3.1-1～図 3.1-5 を参照されたい。壁縦横筋の計測点数は、全試験体で共通とし、壁縦筋で 6 点、壁横筋で 8 点とした。ゲージ記号は V1～V8 が壁縦筋、H1～H8 が壁横筋、C1～C4 が柱主筋を表す。なお、試験体 T85-p10-D6-W の C2 及び V7、試験体 T85-p05-D6-S の H3 は加力開始前までにリード線の断線が生じたため、データを得ることができなかった。



- ・ 水平方向変位は左から右に移動する方向を正方向とする。
- ・ 柱軸方向変位は伸びを正值とする。

図 3.3-1 変位計測位置



(a) 水平方向変位の計測



(b) 柱軸方向変位の計測

写真 3.3-1 変位計の設置状況

(4) ひび割れ幅（目視計測）

壁の目視計測面におけるひび割れ幅は、写真 3.3-2 に示すクラックスケールにより計測した。壁の目視計測面には、予め 100mm 間隔のグリッド（図 3.3-2）を描画しておき、ひび割れがグリッドと交差した位置及びグリッドで囲まれる範囲内でひび割れ幅が最も大きいと視認された位置においてひび

割れ幅を計測した。ひび割れ幅の計測は、正負第一ひび割れ発生時、繰返し载荷における各変形ピーク時、各変形ピークからの除荷時、正方向単調载荷中の変形角+0.3%到達時において実施した。写真3.3-3にひび割れ幅の計測状況を示す。

加力前に壁面を観察したところ、T85-p05-D6-Wには下から4番目の水平グリッドと左から5番目の鉛直グリッドの近傍に、それぞれ乾燥収縮によるひび割れが生じていた。このひび割れは水平加力により生じたものではないため、ひび割れ幅の計測対象からは除外した。

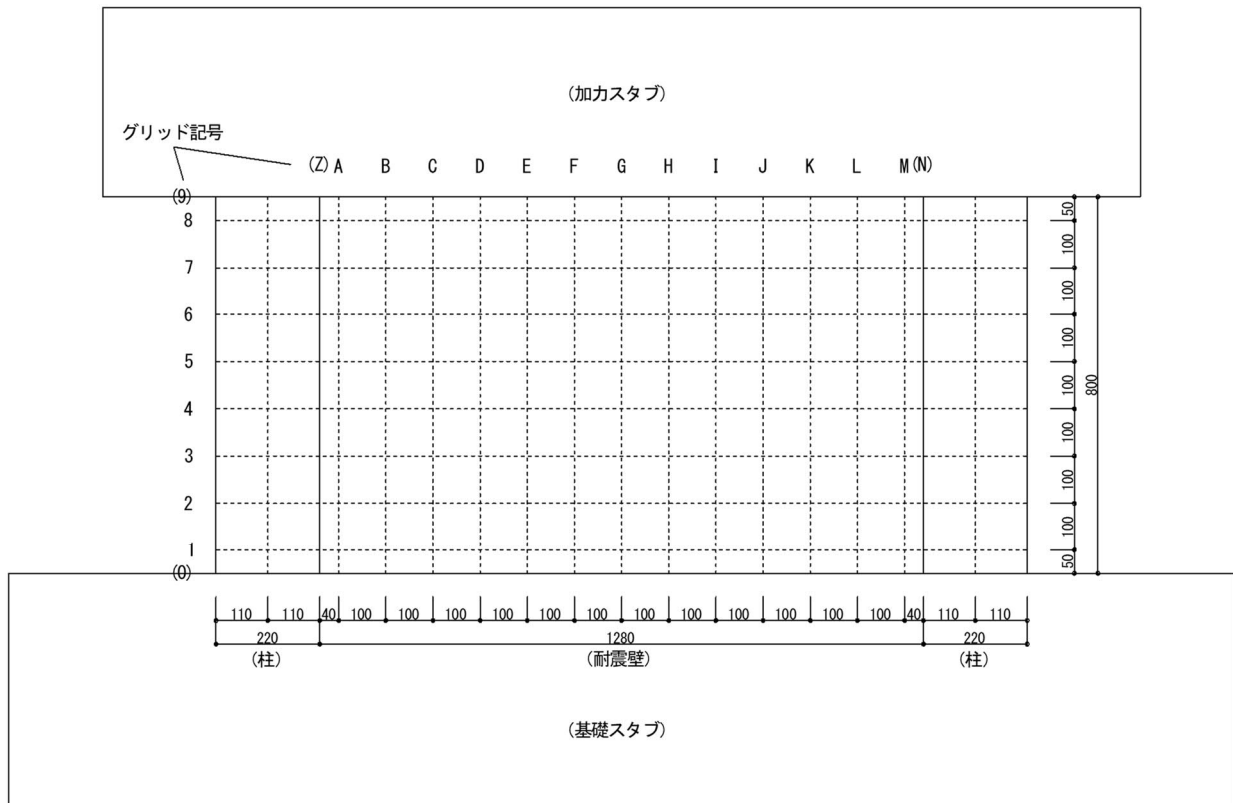


図 3.3-2 ひび割れ観察用グリッド



写真 3.3-2 クラックスケール



写真 3.3-3 ひび割れ幅計測状況

(5) ひび割れ幅（画像計測）

耐震壁の目視計測面の裏面を画像計測面とし、デジタル画像相関法による3次元画像計測を行った。写真3.3-4に画像計測のためのステレオカメラの設置状況を示す。

デジタル画像相関法は、変形前と変形後の2枚の画像を比較し、変形前の任意の点を中心とした20ピクセル程度の小領域が、変形後にどの位置にあるかを探し出し、任意の点の移動量を求める手法である^{3.2)}。小領域の輝度情報を近似する関数の変形前後の相関係数を求め、これが最大となる点を探すことから画像相関法と呼ばれる。任意の点の変形後にどこに移動したかを適切に求めるためには、任意の点を中心とした小領域の輝度情報が、対象物表面の他の点では見つからないようにランダムパターン（写真3.1-8参照）をつける必要がある。図3.3-3にデジタル画像相関法の概念を示す。

画像全体の変位を求めたのち、ある任意の点（計測点）とその周囲の点の変位情報から、変位とひずみが満たすべき関係式を用いてひずみを求める。これは、計測点とひずみを求めるために使用した周囲の計測点を含む領域の平均的なひずみを求めていることになる。このときの平均化する長さに関するパラメータとして特性長さ L_{DIC} があり、ひずみゲージのゲージ長に相当するパラメータである。 L_{DIC} は撮影した画像上に定義する計測点同士のピクセル間隔により変化する値であり、撮影画像の画素数、撮影範囲の大きさ、撮影対象までの距離等で変化する。この特性長さ L_{DIC} とひび割れに直交する方向のひずみ ε_{cr} を用いて、ひび割れ幅 w_{cr} を次式で評価する。

$$w_{cr} = L_{DIC} \times \varepsilon_{cr} \quad (\text{mm}) \quad (3.3-6)$$

なお、式(3.3-6)は、ひび割れ周辺のコンクリートのひび割れに直交する方向のひずみが0であり、計測されたひずみは全てひび割れの目開きによって生じたひずみであると仮定している。また、本試験体は耐震壁の上下をスタブで拘束したことから、ひび割れに沿った方向のずれ変位は無視し、ひび割れに直交する方向のひずみ ε_{cr} は最大主ひずみに一致すると仮定した。本実験では、特性長さ L_{DIC} が6mm程度となるように計測点同士の間隔を決めた。

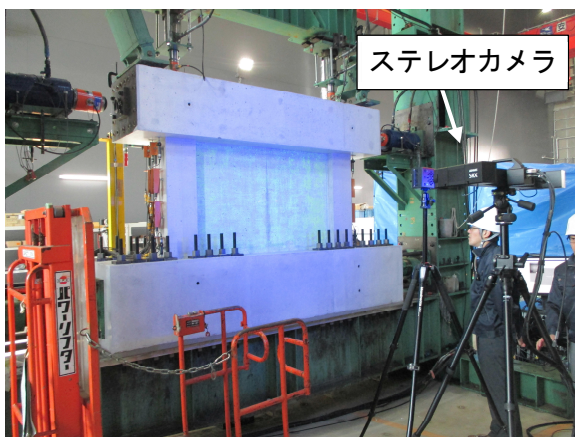


写真 3.3-4 画像計測用ステレオカメラ

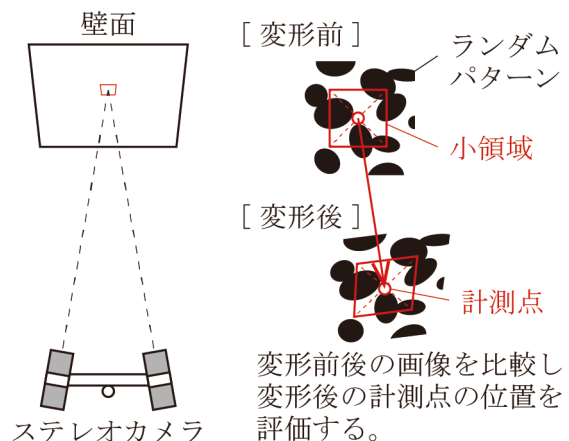


図 3.3-3 デジタル画像相関法の概念

3.4 実験結果

(1) 荷重－変形関係

図 3.4-1～図 3.4-5 に各試験体の水平荷重－変形角関係を、写真 3.4-1～写真 3.4-5 に各試験体の最終破壊状況を示す。水平荷重－変形角関係における第一ひび割れ点は壁の斜めひび割れを最初に目視で確認した点を表す。また、壁縦筋及び壁横筋の降伏点は、耐震壁中央の壁縦横筋に貼付したひずみゲージ（記号 V1～V6、H1～H8）のいずれかが最初に降伏ひずみに達した点を表す。

いずれの試験体も、変形角±0.02～0.05%において加力側壁上部から45度下方に壁脚部まで降りる範囲の近傍（詳細は図 3.4-11～図 3.4-15 参照）に第一ひび割れが生じ、その後、変形の増大に伴い壁に新しいひび割れが生じて徐々に剛性が低下した。壁筋比が小さい T85-p05-D6-W 及び T85-p05-D6-S は変形角±0.25%までの繰返し载荷の途中で壁筋が降伏した。その他3体の試験体は、繰返し载荷終了後の単調载荷において最大荷重に至るまでに壁筋が降伏した。いずれの試験体も変形角+0.6～0.8%で最大荷重に至り、その後間もなく加力側上部から反対側下部に渡る斜めひび割れが耐震壁及び側柱に渡って一気に拡幅し、写真 3.4-1～写真 3.4-5 に示す最終破壊に至った。最大耐力に至る直前に引張側の柱主筋が降伏したものの、これらの最終破壊状況から、各試験体の破壊形式はいずれもせん断破壊であったと考えられる。

耐震壁がせん断破壊するときのせん断ひずみは一般に 4/1000 (0.4%) 程度とされる^{3,3)}。しかしながら、本実験においてはいずれの試験体も、最大荷重時の変形角が 0.7%～0.8%であった。最大荷重時の変形角が大きかった要因としては、耐震壁の上下がスタブで拘束されていることや、粗骨材として最大骨材径が 9mm のコンクリートを使用したため、コンクリートが圧縮強度に達するときのひずみが大きかったこと等が考えられる。図 3.1-6 のコンクリート材料試験結果を見ると、圧縮強度時のひずみが 2700 μ ～3000 μ 程度である。一方、雨宮らのモデル^{3,4)}により圧縮強度時ひずみを推定すると、圧縮強度時ひずみは 2100 μ ～2200 μ 程度となった。従って、本試験で使用したコンクリートの圧縮強度時のひずみは一般的なコンクリートに比べて 30%程度大きいことが分かる。表 3.4-1 に実験と雨宮らのモデルによる圧縮強度時のひずみの比較を示す。

図 3.4-6～図 3.4-10 に各試験体の水平荷重－壁のせん断変形角関係を示す。赤線は横軸を壁のせん断変形角 (γ_w) としたグラフ、黒線は横軸を加力制御用の変形角 (R) としたグラフである。式(3.3-5)における δ_{total} に対する δ_{shear} の比は、正加力における初ひび割れ発生時で 70%程度 (62.9%～72.5%) であった。加力によりせん断ひび割れが増大すると、この比も徐々に増大し、最大荷重時には 80%程度 (78.9%～80.6%) であった。このことから、最終的には耐震壁のせん断破壊が生じたものと考えられる。

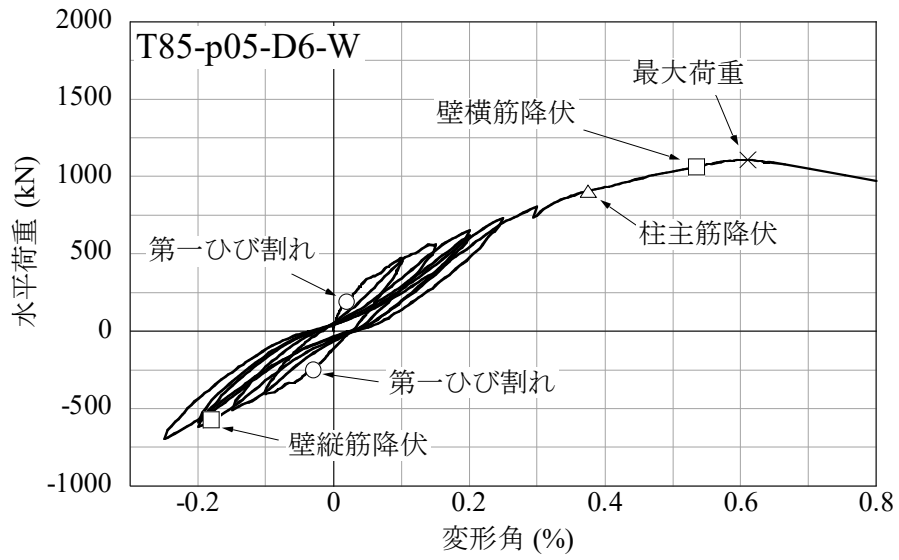


図 3. 4-1 試験体 T85-p05-D6-W の水平荷重－変形角関係

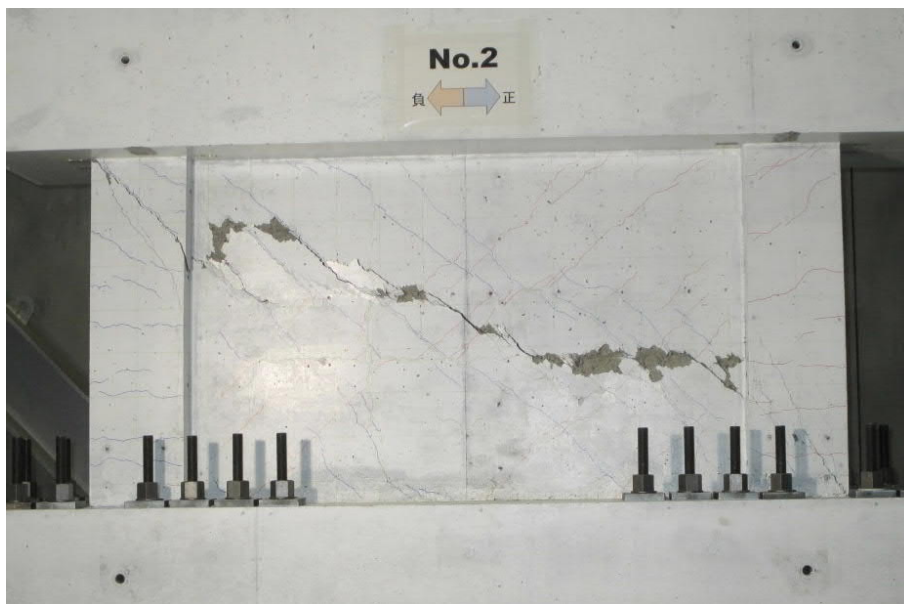


写真 3. 4-1 試験体 T85-p05-D6-W の最終破壊状況

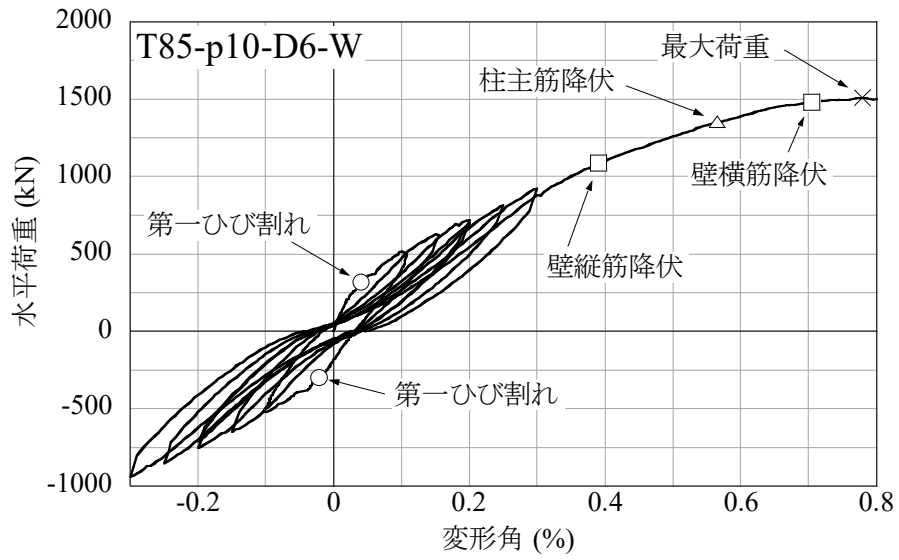


図 3. 4-2 試験体 T85-p10-D6-W の水平荷重－変形角関係

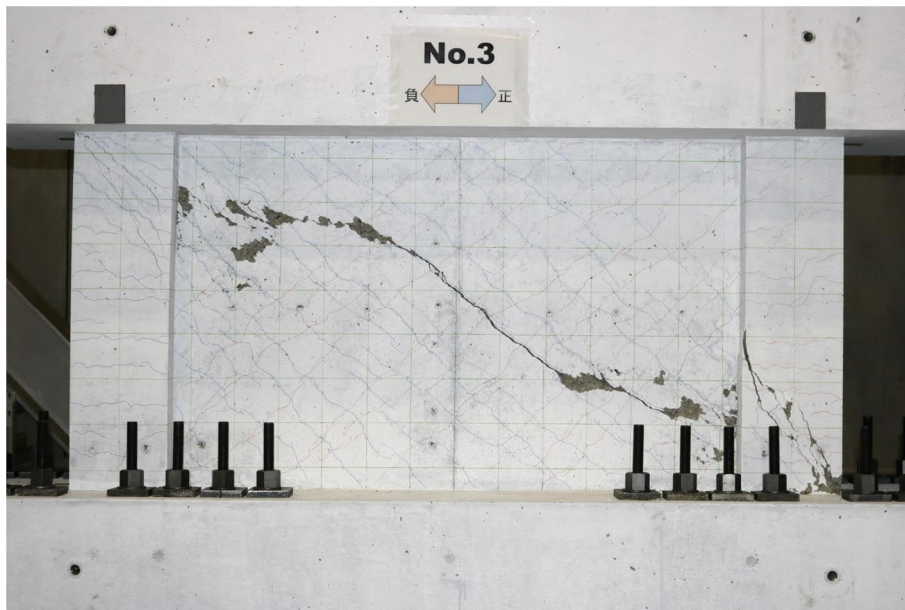


写真 3. 4-2 試験体 T85-p10-D6-W の最終破壊状況

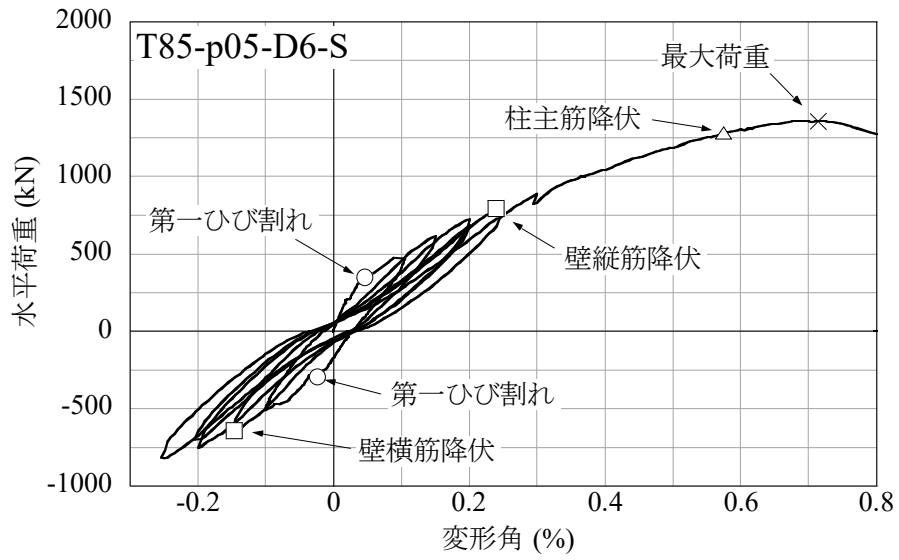


図 3. 4-3 試験体 T85-p05-D6-S の水平荷重－変形角関係

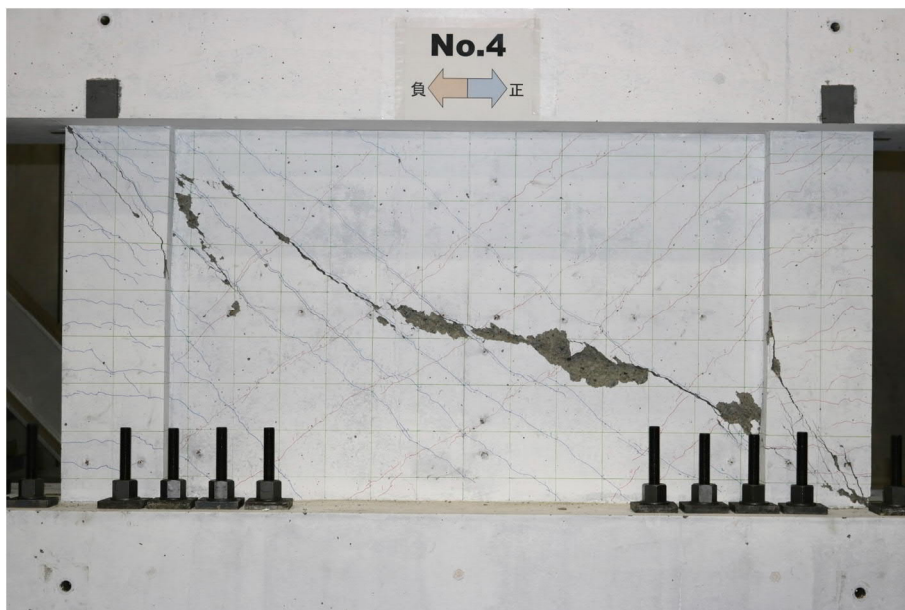


写真 3. 4-3 試験体 T85-p05-D6-S の最終破壊状況

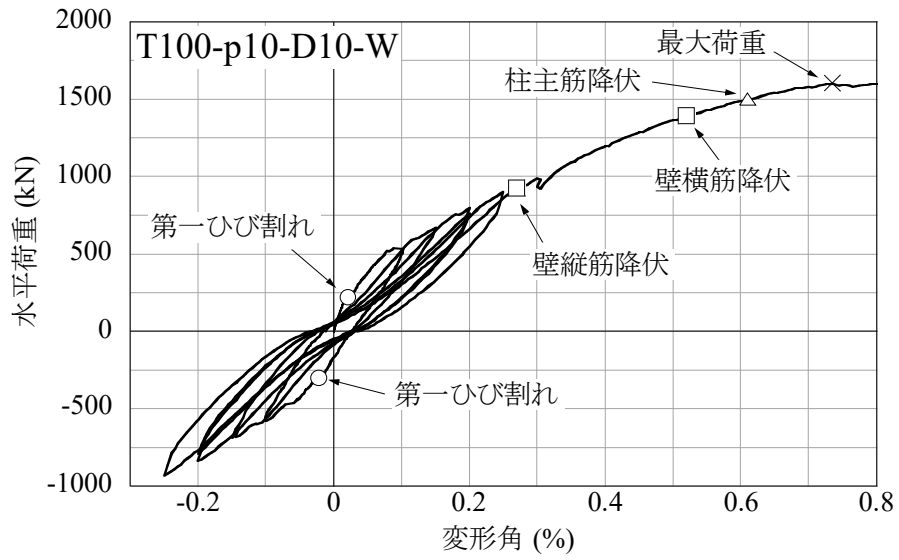


図 3.4-4 試験体 T100-p10-D10-W の水平荷重—変形角関係

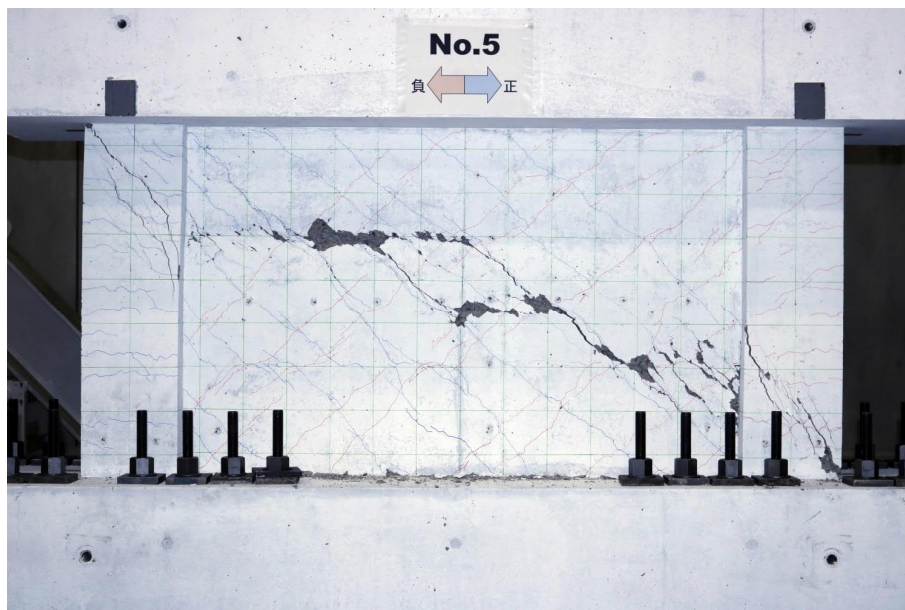


写真 3.4-4 試験体 T100-p10-D10-W の最終破壊状況

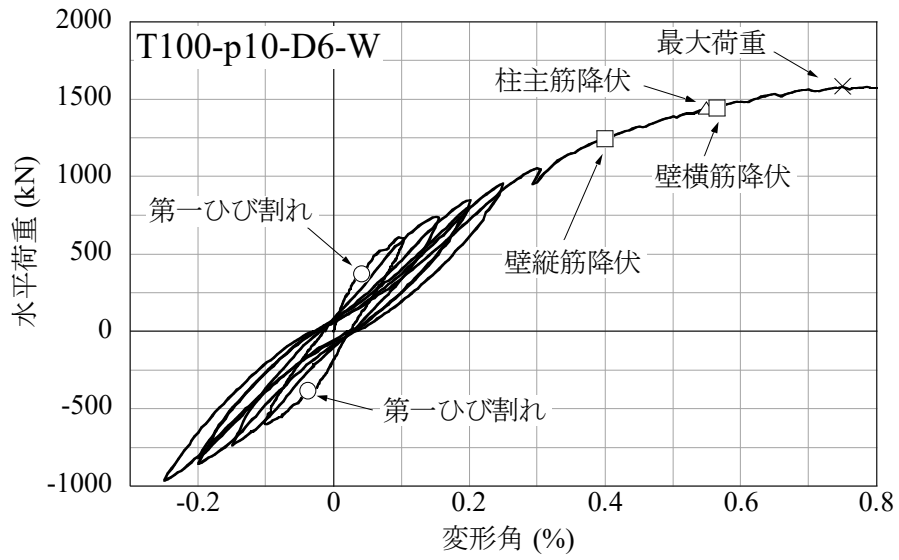


図 3. 4-5 試験体 T100-p10-D6-W の水平荷重—変形角関係

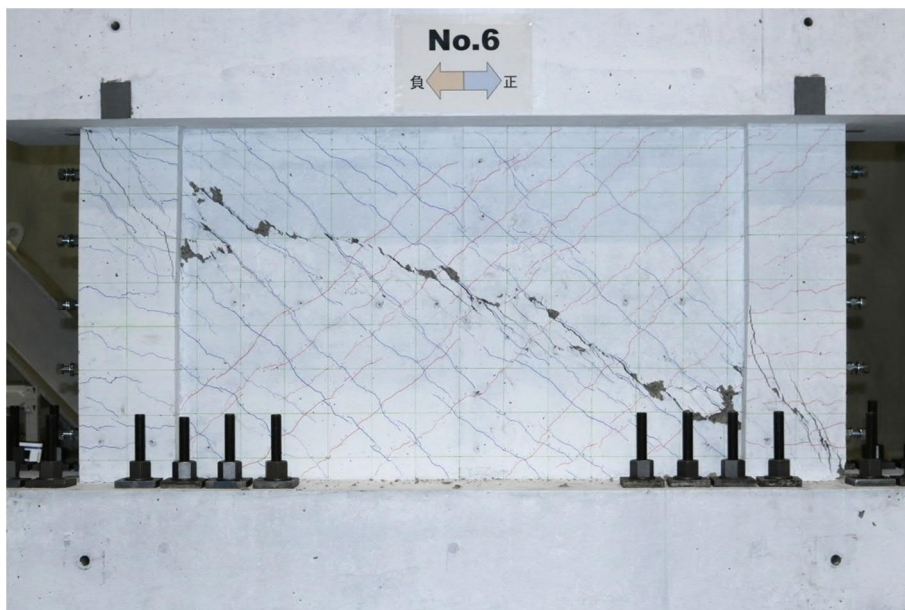


写真 3. 4-5 試験体 T100-p10-D6-W の最終破壊状況

表 3. 4-1 実験と雨宮らのモデル^{3,4)}による圧縮強度時のひずみの比較

試験体	圧縮強度 (N/mm ²)	圧縮強度時のひずみ (×10 ⁻⁶)		(A) / (B)
		(A) 実験値	(B) 推定値 ^{*1}	
T85-p05-D6-W	31.6	2750	2126	1.29
T85-p10-D6-W	34.8	3037	2176	1.40
T85-p05-D6-S	34.3	2750	2169	1.27
T100-p10-D10-W	33.2	2702	2154	1.25
T100-p10-D6-W	31.9	2627	2136	1.23

*1 雨宮らのモデルによる推定値

$$\varepsilon_m = 1.37 \times \sigma_B + 1690 \quad (\times 10^{-6})$$

ここで、 ε_m は圧縮強度時のひずみ、 σ_B はコンクリートの圧縮強度 (kgf/cm²)

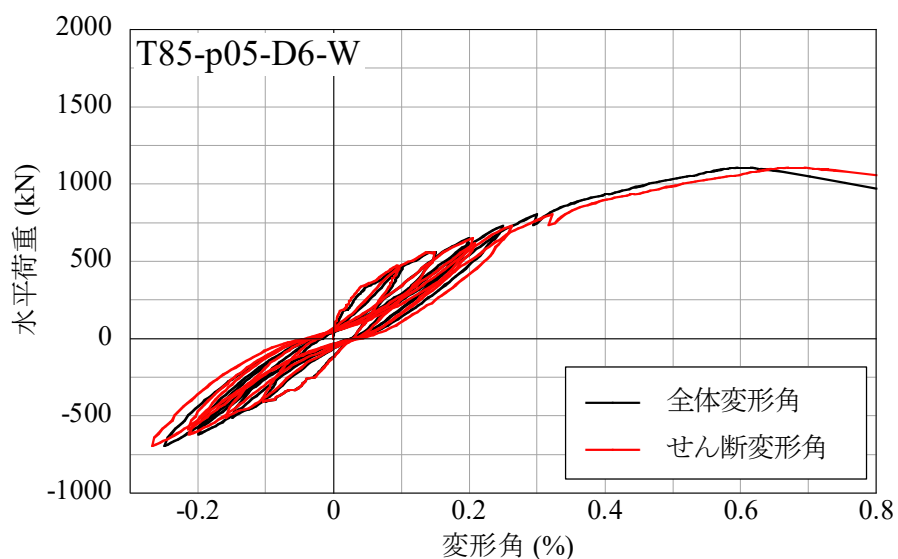


図 3. 4-6 試験体 T85-p05-D6-W の水平荷重－せん断変形角関係

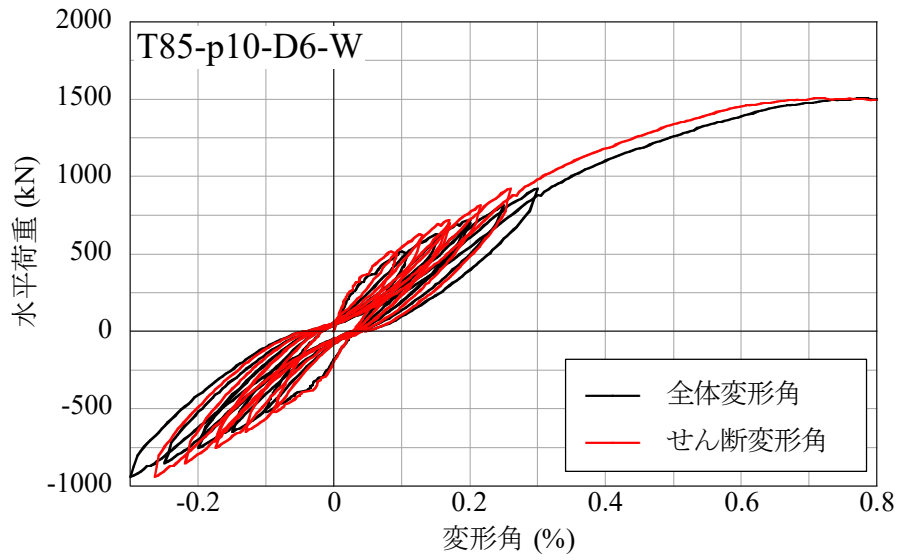


図 3. 4-7 試験体 T85-p10-D6-W の水平荷重—せん断変形角関係

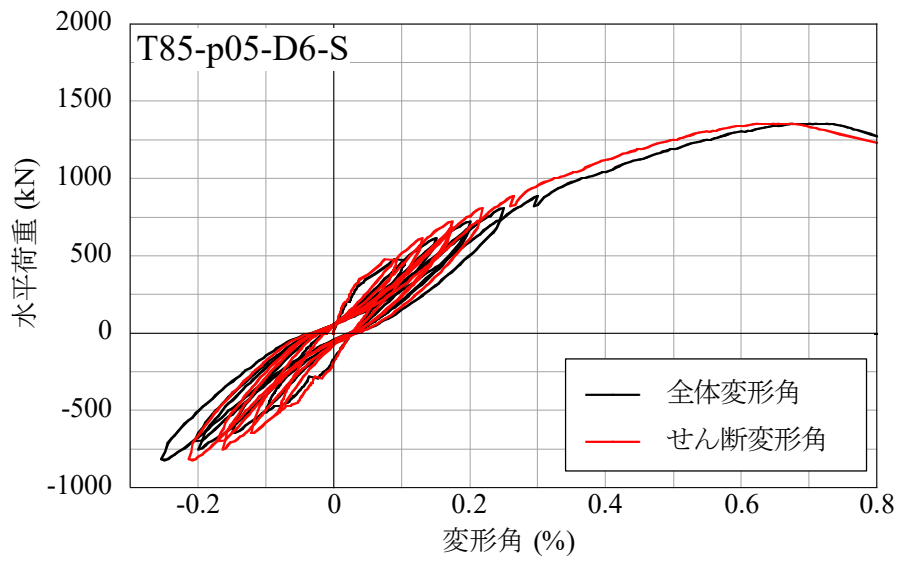


図 3. 4-8 試験体 T85-p05-D6-S の水平荷重—せん断変形角関係

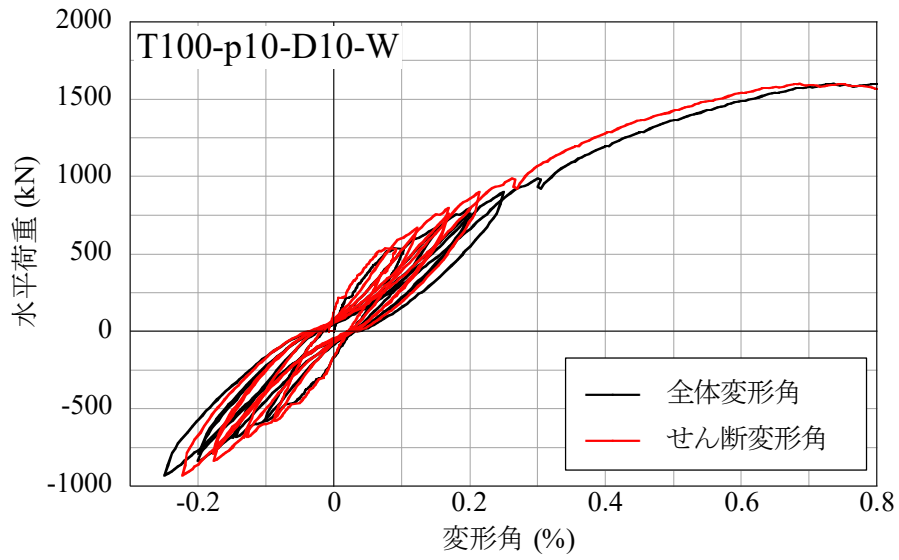


図 3.4-9 試験体 T100-p10-D10-W の水平荷重—せん断変形角関係

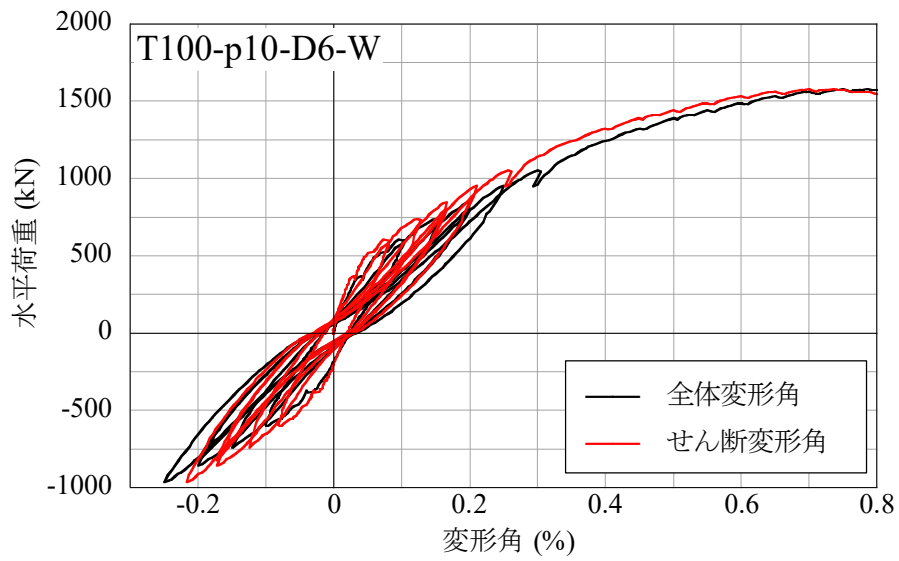


図 3.4-10 試験体 T100-p10-D6-W の水平荷重—せん断変形角関係

(2) ひび割れ分布

図 3.4-11～図 3.4-15 に各試験体のひび割れ状況を示す。図は各サイクル終了時点の試験体写真を下絵として図化処理ソフト上でひび割れをトレースして作成した。いずれの試験体も、正加力時と負加力時のひび割れ発生傾向は概ね左右対称であり、加力方向によって顕著な相違は見られなかった。

壁筋比を変数とした試験体 T85-p05-D6-W と T85-p10-D6-W で変形角+0.3%時のひび割れ分布状況を比較すると、壁筋比が大きい T85-p10-D6-W の方が T85-p05-D6-W に比べてひび割れ同士の間隔が小さく、多数のひび割れを生じた。この傾向は、T85-p10-D6-W と T85-p05-D6-S を比較した場合も同様であった。

配筋形式（ダブル配筋またはシングル配筋）が異なる試験体 T85-p05-D6-W と T85-p05-D6-S を比較すると、ひび割れ同士の間隔や発生領域は概ね同等であった。

壁筋比が等しく、鉄筋径が異なる T100-p10-D10-W と T100-p10-D6-W を比較すると、壁筋に D6 を用いて鉄筋間隔が小さい T100-p10-D6-W の方が、D10 を用いた T100-p10-D10-W よりもひび割れ同士の間隔が小さく、多数のひび割れを生じた。

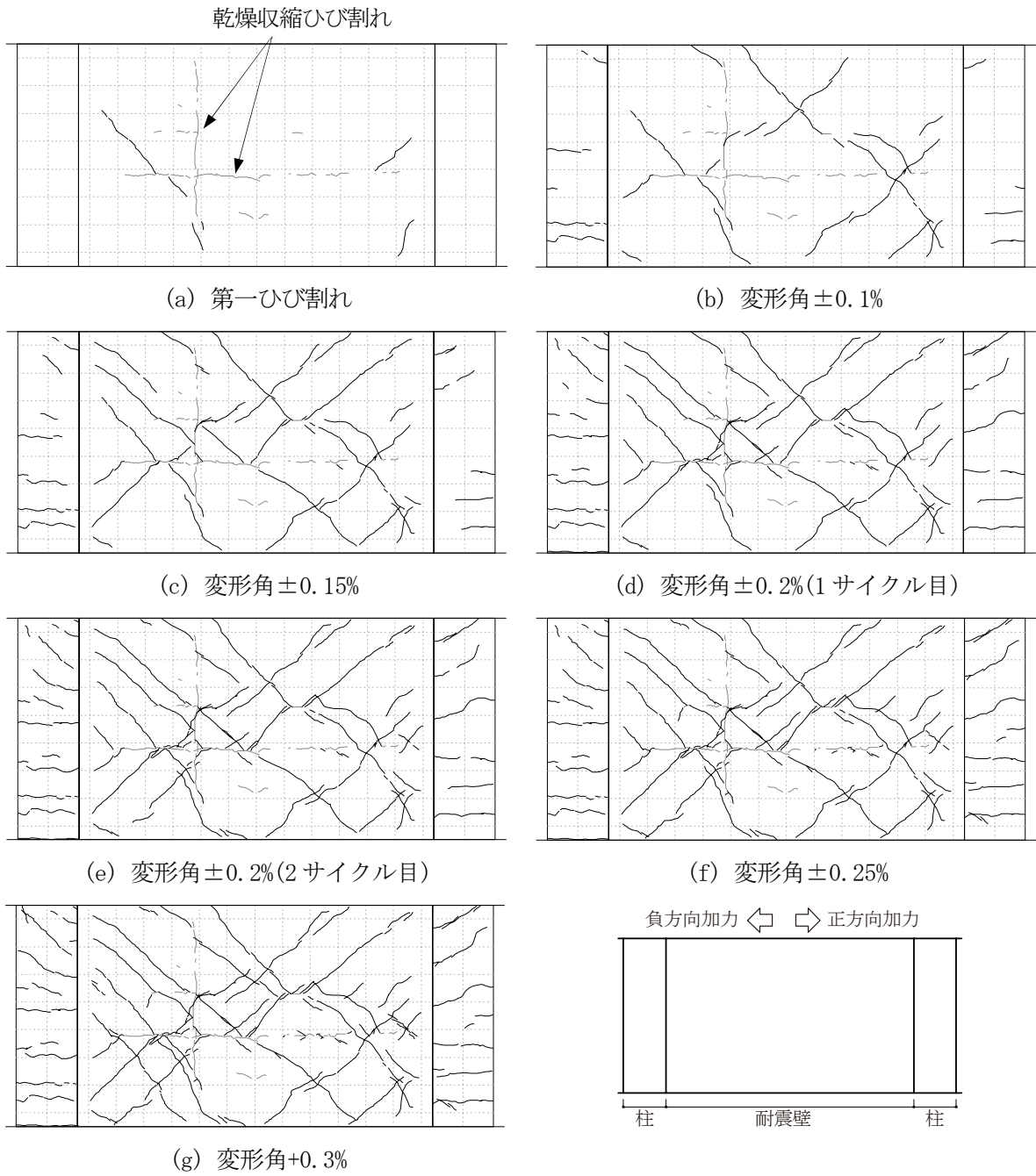


図 3.4-11 試験体 T85-p05-D6-W のひび割れ分布状況

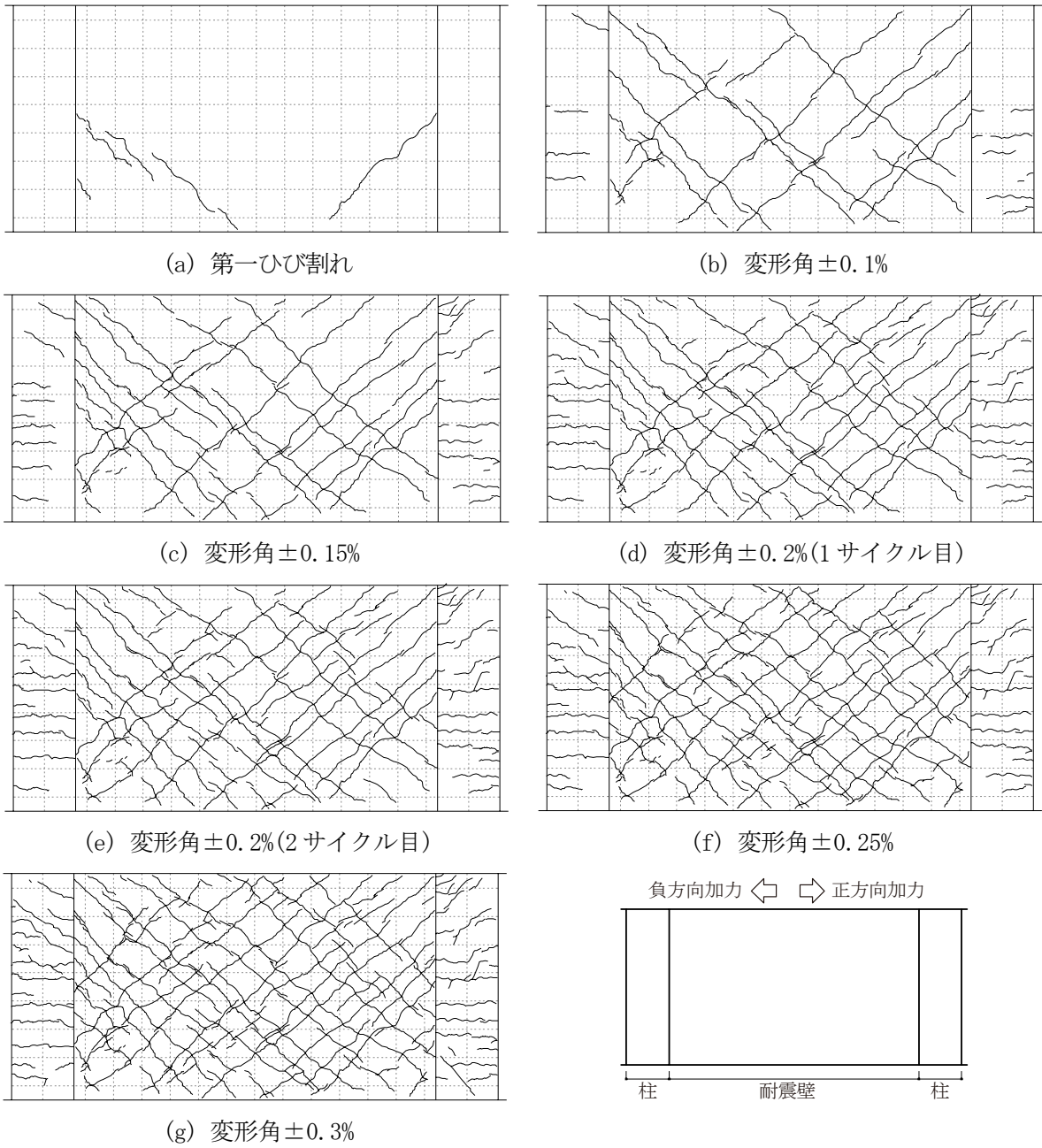
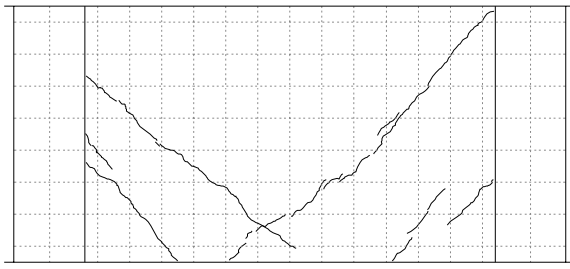
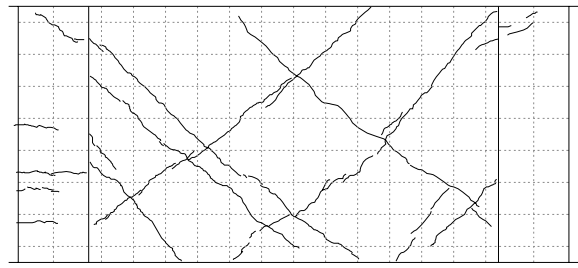


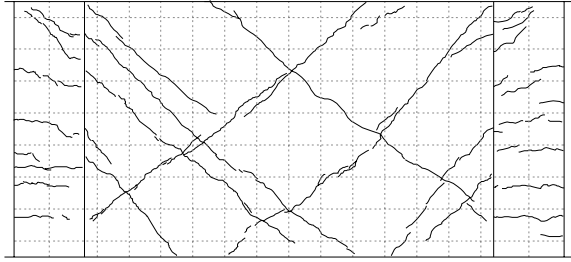
図 3.4-12 試験体 T85-p10-D6-W のひび割れ分布状況



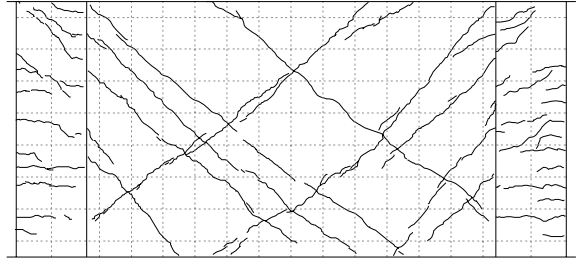
(a) 第一ひび割れ



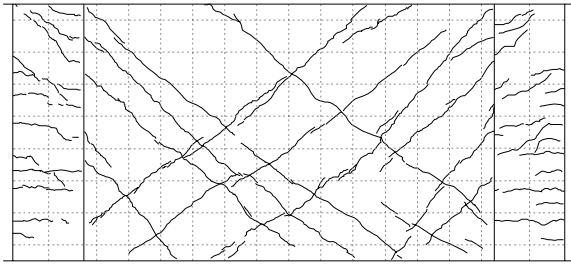
(b) 変形角±0.1%



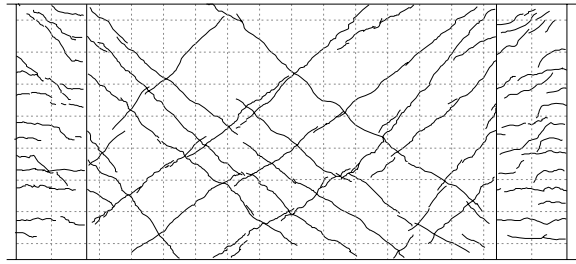
(c) 変形角±0.15%



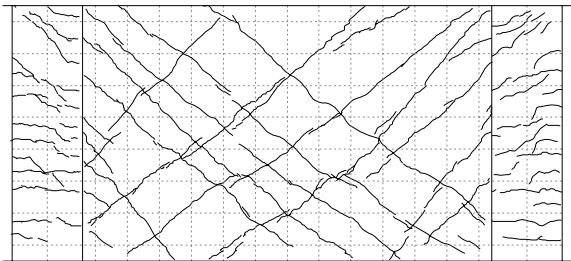
(d) 変形角±0.2%(1サイクル目)



(e) 変形角±0.2%(2サイクル目)



(f) 変形角±0.25%



(g) 変形角+0.3%

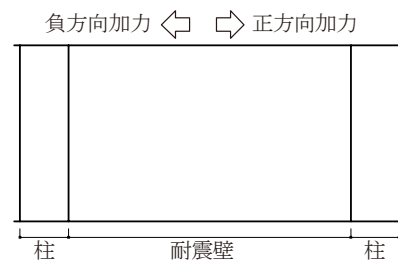
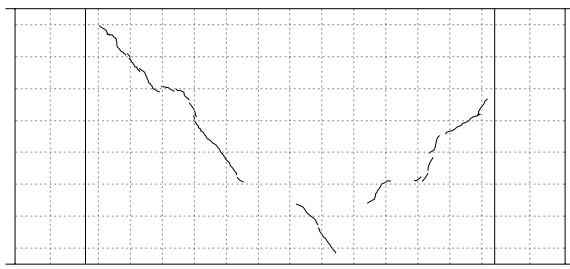
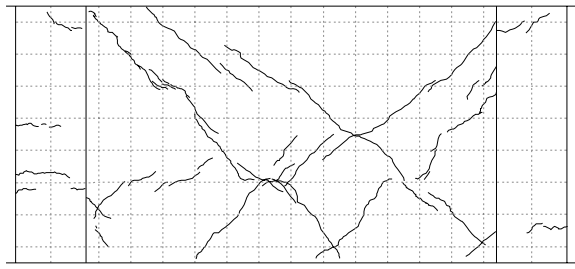


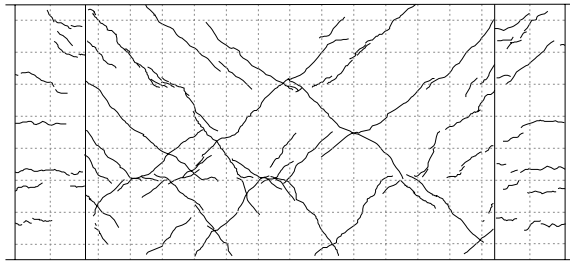
図 3.4-13 試験体 T85-p05-D6-S のひび割れ分布状況



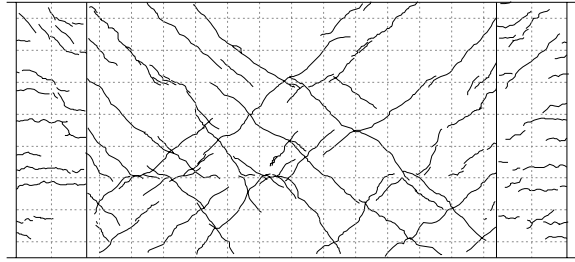
(a) 第一ひび割れ



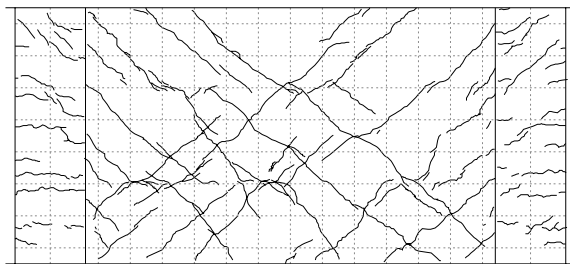
(b) 変形角±0.1%



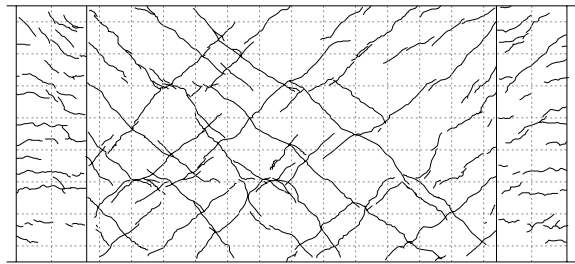
(c) 変形角±0.15%



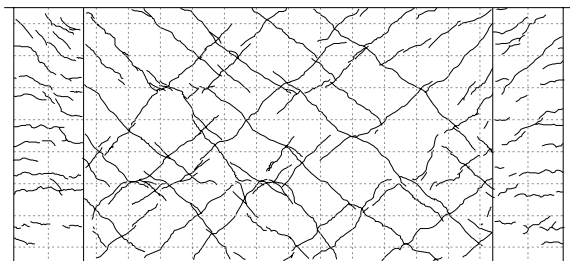
(d) 変形角±0.2%(1サイクル目)



(e) 変形角±0.2%(2サイクル目)



(f) 変形角±0.25%



(g) 変形角+0.3%

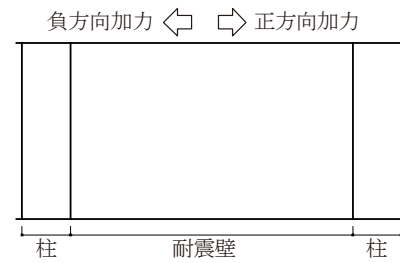


図 3.4-14 試験体 T100-p10-D10-W のひび割れ分布状況

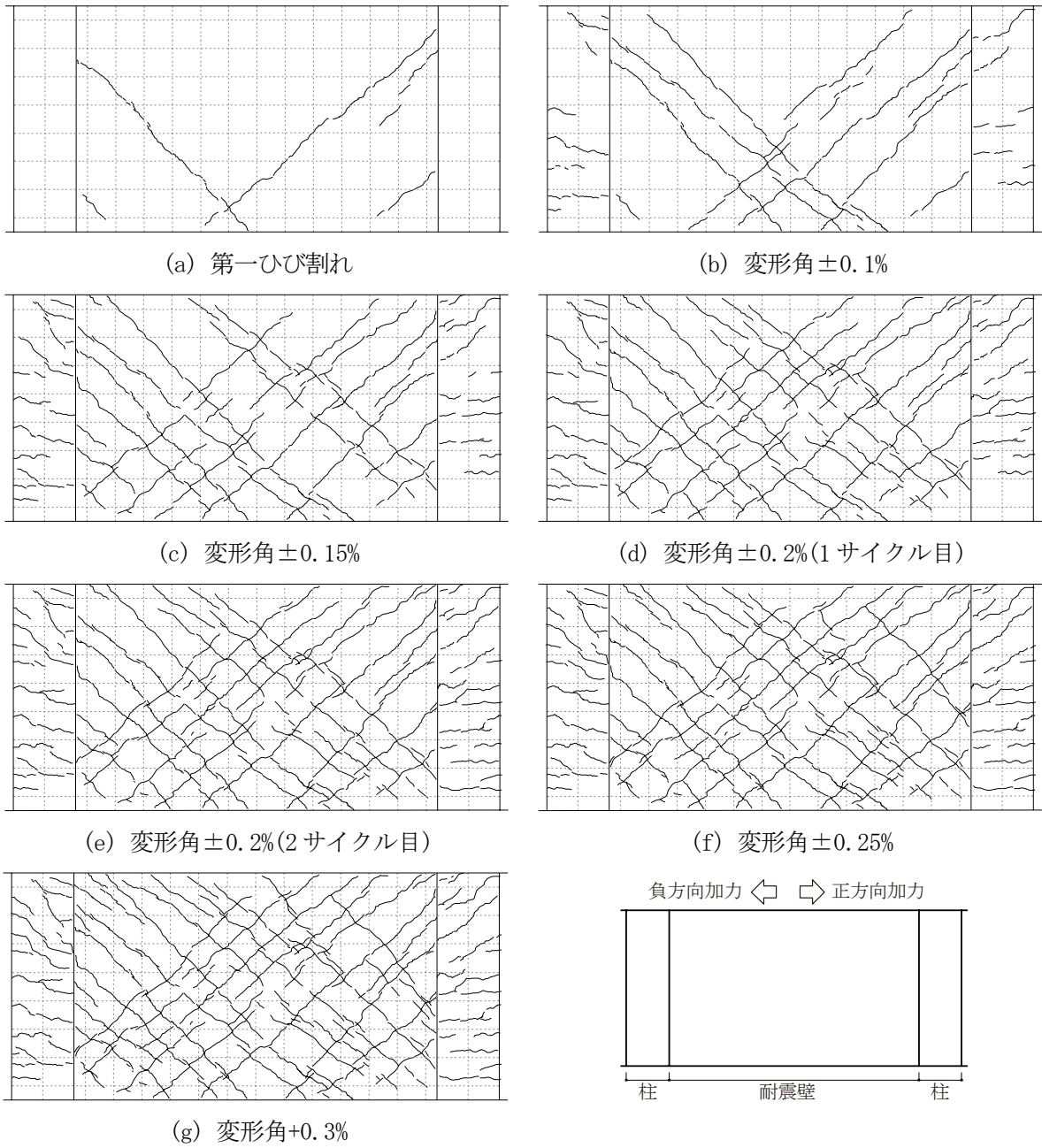


図 3.4-15 試験体 T100-p10-D6-W のひび割れ分布状況

(3) 最大ひび割れ幅

図 3.4-16 及び図 3.4-17 に各試験体の最大ひび割れ幅—変形角関係を示す。図 3.4-16 は各変形サイクルのピーク時に計測したひび割れ幅の最大値、図 3.4-17 は横軸に示す変形角からの除荷後に計測した残留ひび割れ幅の最大値を表す。

ひび割れ間隔が狭かった試験体 T85-p10-D6-W や T100-p10-D6-W は、他の試験体に比べて、最大ひび割れ幅が小さい傾向があった。また、いずれの試験体も変形ピーク時の最大ひび割れ幅は壁の変形角に概ね比例して増大した。一方、除荷時の残留ひび割れ幅は殆どが 0.1mm 以下の値で推移した。これは、各試験体の水平荷重—変形角関係（図 3.4-1～図 3.4-5）に見られるように、変形角 0.3%までの繰返し載荷における残留変形が殆ど増大しなかったためと考えられる。

一例として、変形角+0.2%の 1 サイクル目ピークにおける壁ひび割れ幅のひび割れ幅ごとの構成を図 3.4-18 に示す。グラフは壁の一本一本のひび割れを最大ひび割れ幅に応じて色分け分類し、ひび割れの長さを積み上げたものである（図中の例を参照）。

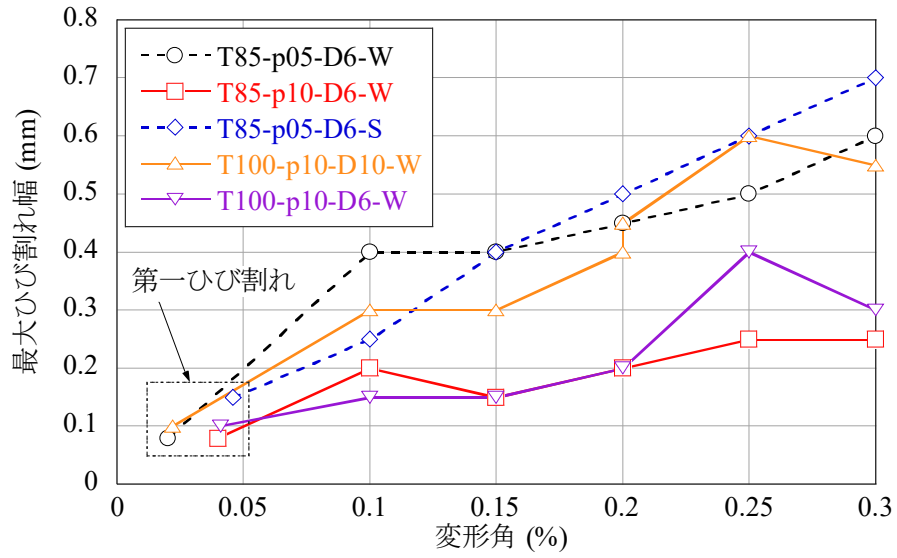
壁筋比が異なる T85-p05-D6-W と T85-p10-D6-W を比較すると、壁筋比が大きい T85-p10-D6-W は総ひび割れ長さが T85-p05-D6-W の 2 倍程度であったが、その殆どが幅 0.2mm 未満のひび割れであった。一方、壁筋比が小さい T85-p05-D6-W のひび割れ幅は全体の 50%以上が 0.2mm 以上のひび割れであり、T85-p05-D6-S にも同様の傾向が見られた。これらのことから、壁筋比が大きくなる程、細かいひび割れが分散して多数生じる傾向があると考えられる。

壁筋比が同一で鉄筋径及び鉄筋間隔が異なる試験体 T100-p10-D10-W と T100-p10-D6-W を比較すると、鉄筋径が大きく鉄筋間隔が広い T100-p10-D10-W の方がひび割れ幅が大きい傾向があった。

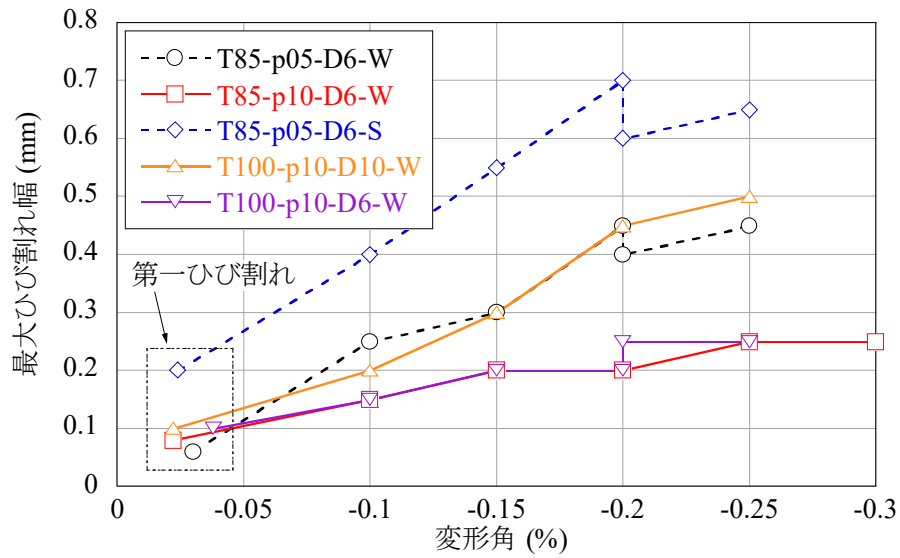
また、ひび割れ長さの合計は、T85-p05-D6-W と T85-p10-D6-W では 2 倍程度の差があったが、T100-p10-D10-W と T100-p10-D6-W では 1.2 倍程度の差に留まった。また、試験体 T85-p05-D6-W と T85-p05-D6-S も壁筋比が同一で鉄筋間隔が異なるが、ひび割れ長さの合計には明確な差がなかった。これらのことから、ひび割れを分散させる効果としては、鉄筋径及び鉄筋間隔よりも壁筋比の影響の方が大きいものと推定される。なお、T85-p05-D6-W と T85-p05-D6-S の比較に関しては、ひび割れ長さの合計はほぼ同等であったが、シングル配筋としてかぶり厚さが大きい T85-p05-D6-S の方が幅の大きなひび割れが多い傾向があった。

ここまでに得られた配筋条件とひび割れ間隔及びひび割れ幅の関係を整理すると次のようになる。

- ・壁筋比が大きい方が、間隔が狭く、幅も小さい
- ・鉄筋径及び鉄筋間隔が大きい方が、間隔が広く、幅も大きい
- ・シングル配筋とすると、間隔に変化はなく、幅が大きい

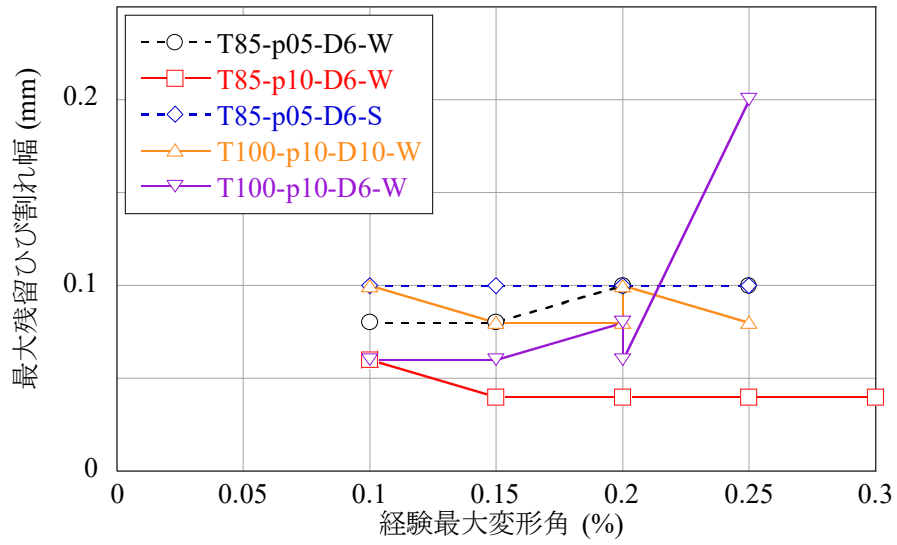


(a) 正方向加力時

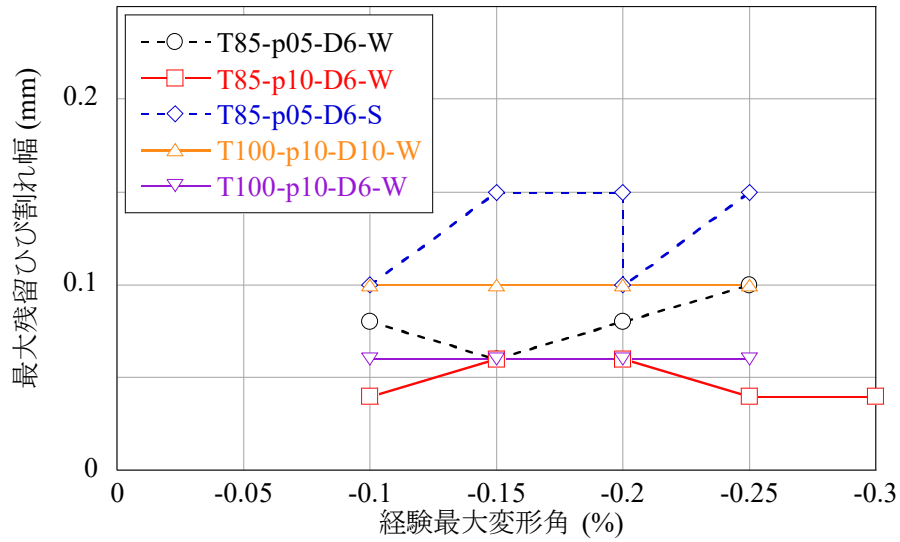


(b) 負方向加力時

図 3.4-16 最大ひび割れ幅－変形角関係



(a) 正方向加力時



(b) 負方向加力時

図 3. 4-17 最大残留ひび割れ幅—経験最大変形角関係

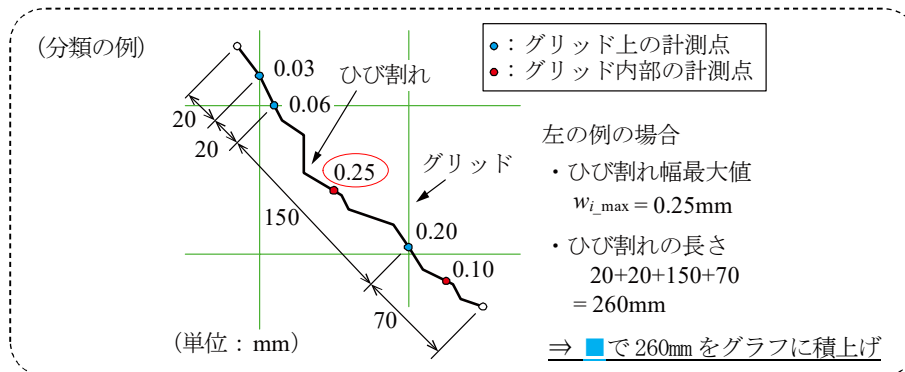
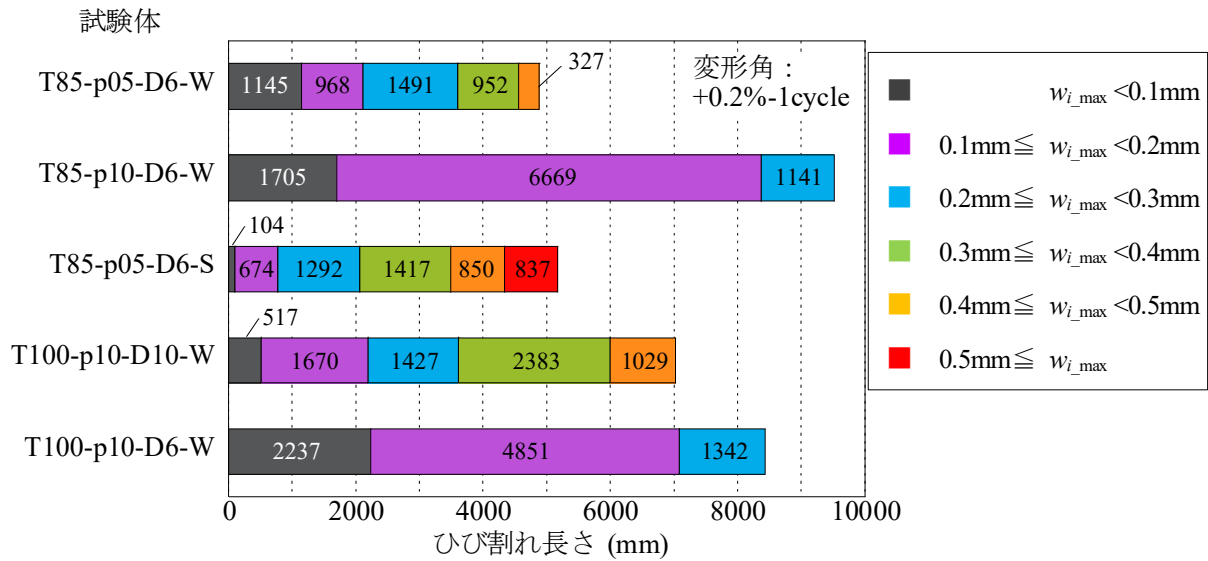


図 3. 4-18 変形角+0. 2%(1 サイクル目) ピークにおける壁ひび割れのひび割れ幅ごとの構成

(4) ひび割れ面積

図 3.4-19 にひび割れ面積算定の概念を示す。最初に、壁に生じた 1 本のひび割れの面積 (A_{cr}) を次式により求めた。

$$A_{cr} = \sum \left(\frac{w_i + w_j}{2} \times L_{ij} \right) \quad (i = S, 1, 2, \dots, E-1, \quad j = i+1) \quad (3.4-1)$$

ここで、 w_i, w_j : i 点, j 点で計測したひび割れ幅 (mm)

w_S, w_E : 始点、終点のひび割れ幅 (mm) であり、最も近い計測点のひび割れ幅 (例えば図 3.4-19 の場合、 $w_S = w_1, w_E = w_5$)

L_{ij} : i 点から j 点の間のひび割れ長さ (mm) であり、2 点間の直線距離ではなく、実験時の写真を基に図化処理ソフト上でひび割れをトレースして得た多点折れ線の軌跡の長さ

側柱を除いた壁部分の全てのひび割れについて A_{cr} を算定して合計したものを、以下ひび割れ面積と称する。なお、ある点で計測したひび割れ幅が本実験で使用したクラックスケールの最小目盛り 0.03mm よりも小さかった場合は、その点のひび割れ幅を 0mm としてひび割れ面積を算定した。

図 3.4-20 及び図 3.4-21 に変形ピーク時及び除荷時の計測結果より得られたひび割れ面積－変形角関係を示す。全ての試験体に共通して、変形ピーク時、除荷時いずれの場合も、壁のひび割れ面積は壁の変形角に概ね比例して増大した。

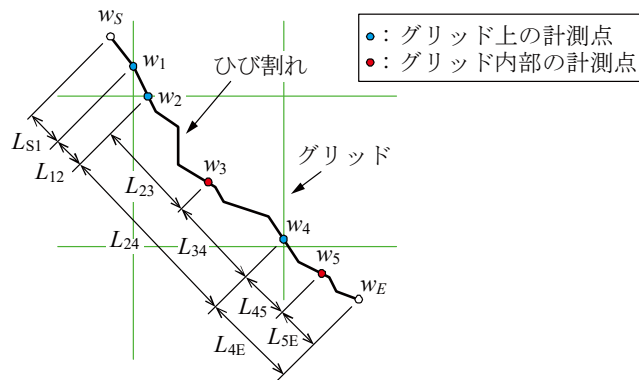
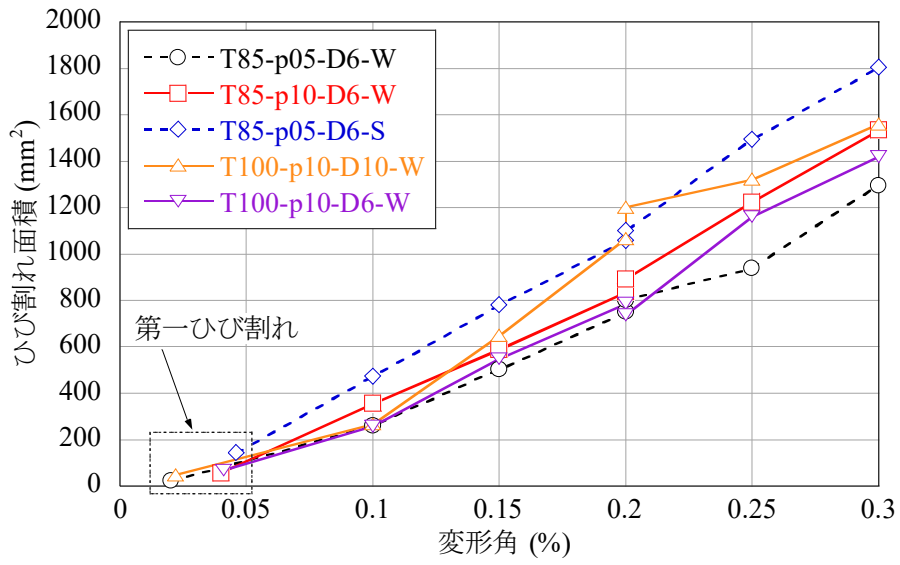
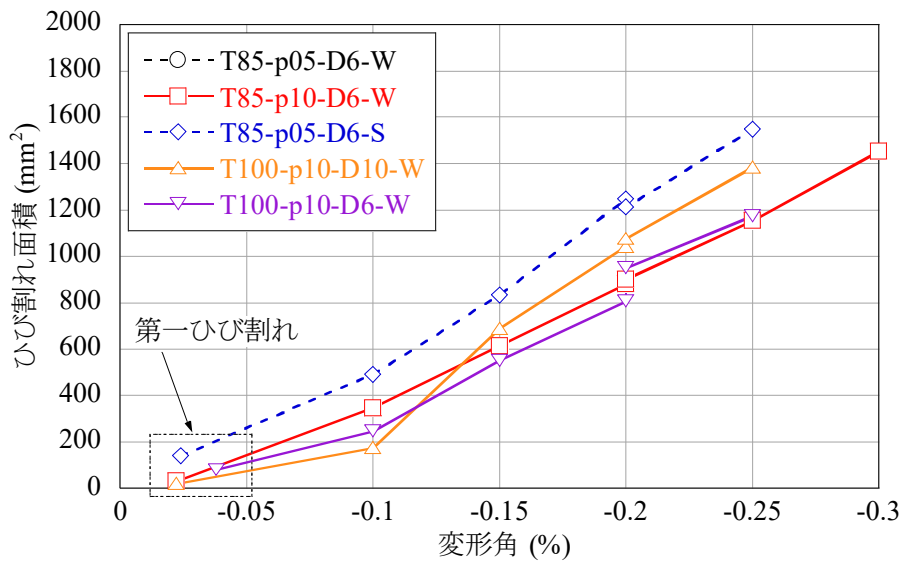


図 3.4-19 ひび割れ面積算定の概念

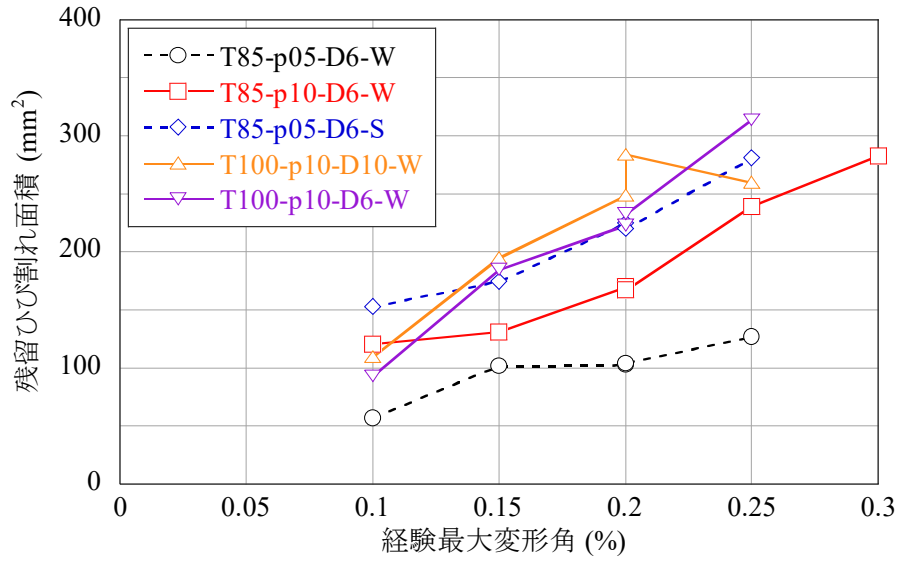


(a) 正方向加力時

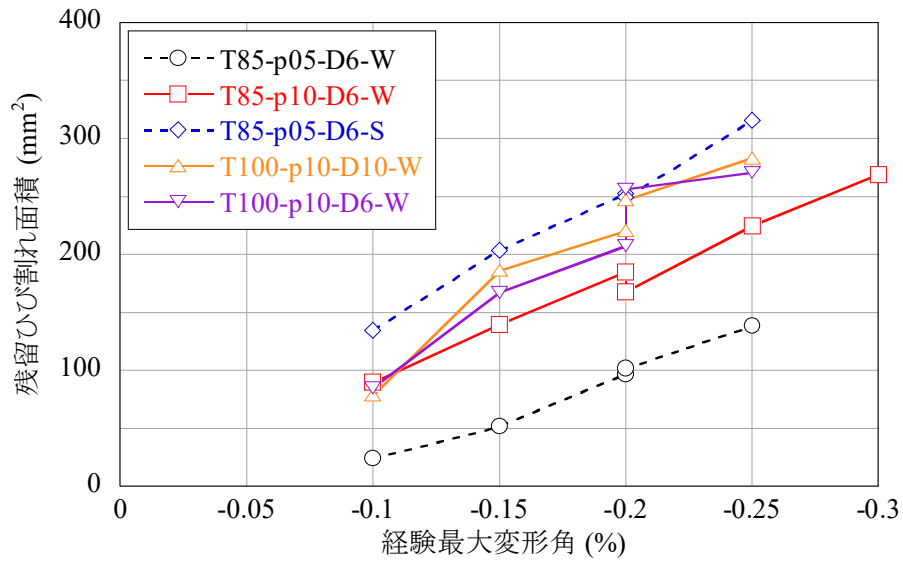


(b) 負方向加力時

図 3. 4-20 ひび割れ面積－変形角関係



(a) 正方向加力時



(b) 負方向加力時

図 3.4-21 残留ひび割れ面積—経験最大変形角関係

(5) 最大ひび割れ幅及びひび割れ面積と変形角の関係式の整理

最大ひび割れ幅及びひび割れ面積は、いずれも変形角の増大に伴い比例的に増大する傾向が見られた。そこで、最大ひび割れ幅及びひび割れ面積と変形角の関係について、最小二乗法により求めた原点を通る回帰直線を求めた。図 3.4-22 に最大ひび割れ幅と変形角の関係を、図 3.4-23 にひび割れ面積比と変形角の関係を示す。ひび割れ面積比は、壁見付面の面積 (1280mm×800mm) に対するひび割れ面積の比を百分率で表した値である。回帰直線は正方向加力と負方向加力の計測結果を併せて作成し、白抜きのプロットは変形ピーク時、塗り潰しのプロットは除荷時の残留ひび割れに関するデータである。更に、壁筋比が小さい試験体 (試験体名称に p05 を含む 2 体) は赤色、壁筋比が大きい試験体 (試験体名称に p10 を含む 3 体) は青色で表した。凡例末尾の数値はそれぞれのプロット数を表す。

最大ひび割れ幅は壁筋比や鉄筋径 (鉄筋間隔) により値が変化する傾向が見られ、壁筋比の大小でデータを分類して作成した各回帰直線の変動係数 (CV) は 40~64%であった。一方、ひび割れ面積の比は試験体間の差が比較的小さく、壁筋比の大小でデータを分類した回帰直線は殆ど重なった。各回帰直線の変動係数は 16~46%であり、ひび割れ幅に比べてデータのばらつきが小さかった。そこで、ひび割れ面積の比と変形角の関係について、5 試験体全てのデータから回帰直線を作成したところ、以下の回帰式を得た。

$$\text{変形ピーク時: } y = 0.46x \quad [\text{データ数 } 66, \text{ CV}=30\%] \quad (3.4-2)$$

$$\text{除荷時: } y = 0.096x \quad [\text{データ数 } 52, \text{ CV}=30\%] \quad (3.4-3)$$

以上より、耐震壁のひび割れ面積は、最大ひび割れ幅に比べて影響因子が少なく、壁の変形角のみ関数 (変動係数 30%程度) として表すことができ、耐震壁の損傷状況をより簡便に表す指標となり得ると考えられる。ただし、ひび割れ幅やひび割れ面積に影響を及ぼす因子は、配筋条件の他にも、柱軸力やコンクリート強度等が考えられる。これらの条件が変化した場合にも、壁の変形角とひび割れ面積の間に比例関係が得られるか否か、あるいは回帰直線の勾配がどのように変化するかは、今後更なる検討が必要である。

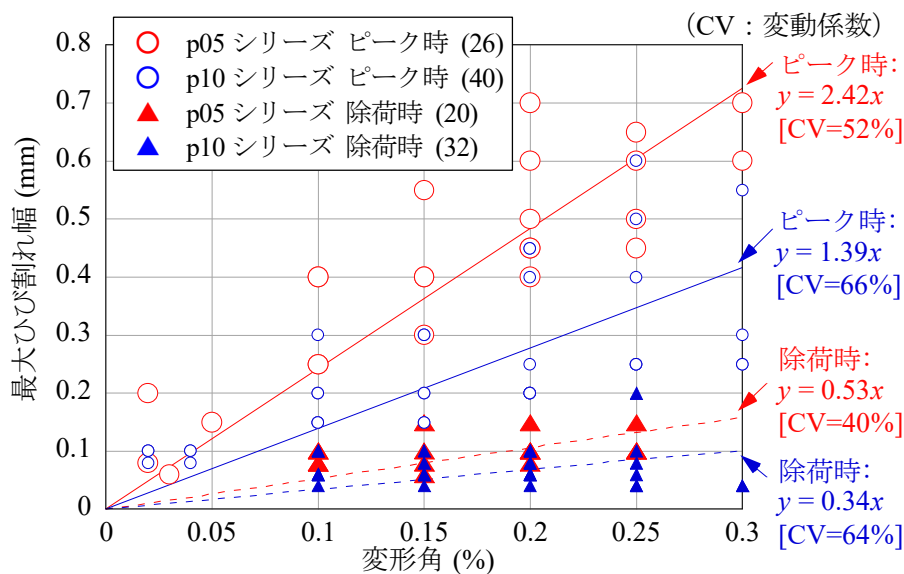


図 3.4-22 最大ひび割れ幅と変形角の関係の回帰直線

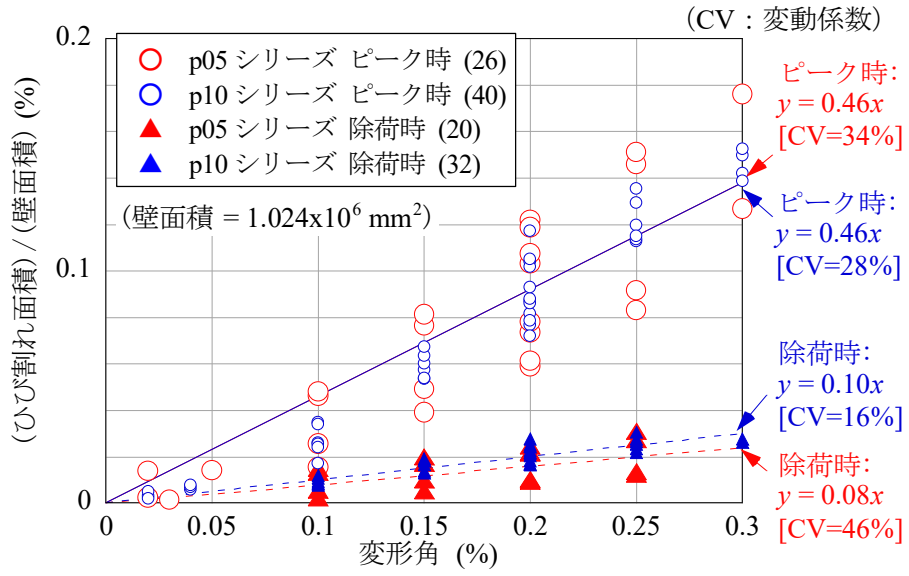


図 3. 4-23 ひび割れ面積比と変形角の関係の回帰直線

3.5 画像計測によるひび割れの評価

デジタル画像相関法に基づく画像計測によって得られたひび割れ分布、ひび割れ幅、ひび割れ面積の評価結果を以下に示す。なお、試験体 T85-p05-D6-W は乾燥収縮ひび割れが生じた試験体であり、目視計測ではその拡幅を計測対象から除外した。そのため、画像計測の結果は T85-p05-D6-W を除く 4 体について比較した。

また、画像計測にはステレオカメラにより撮影した画像を用いており、左右のカメラのいずれか一方に対して死角になる領域は計測対象範囲外となる。本試験体は基礎スタブに PC 鋼棒を通して加力フレームに固定したため、壁脚部の左右柱際に計測できない領域が生じた。そこで、画像計測を行った領域は、写真 3.5-1 に示す壁板部分の内、青く表示された領域とした。

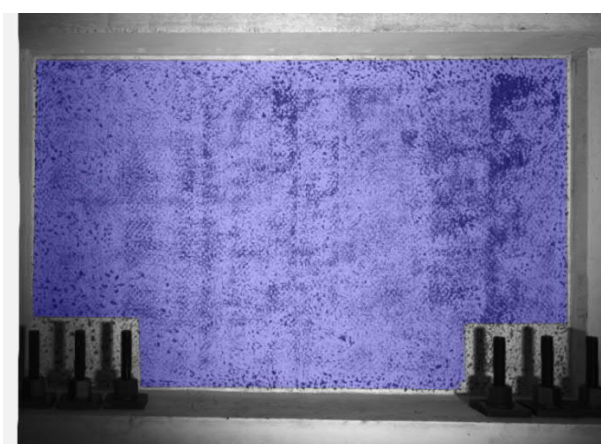
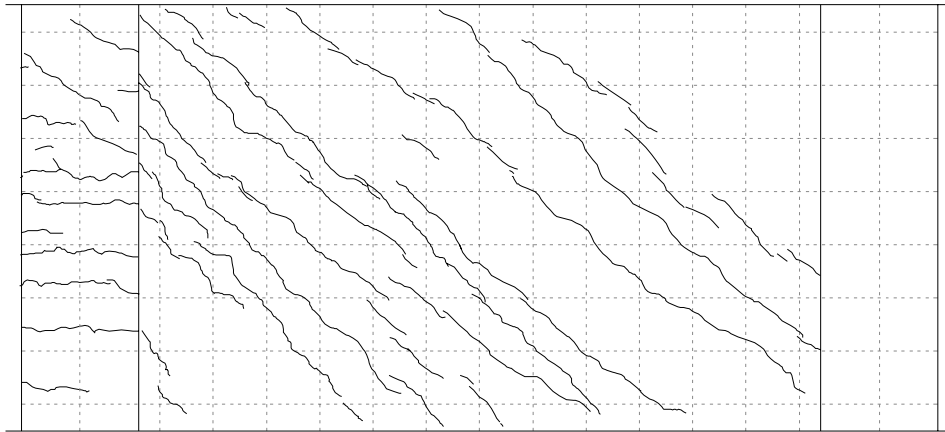


写真 3.5-1 画像計測領域

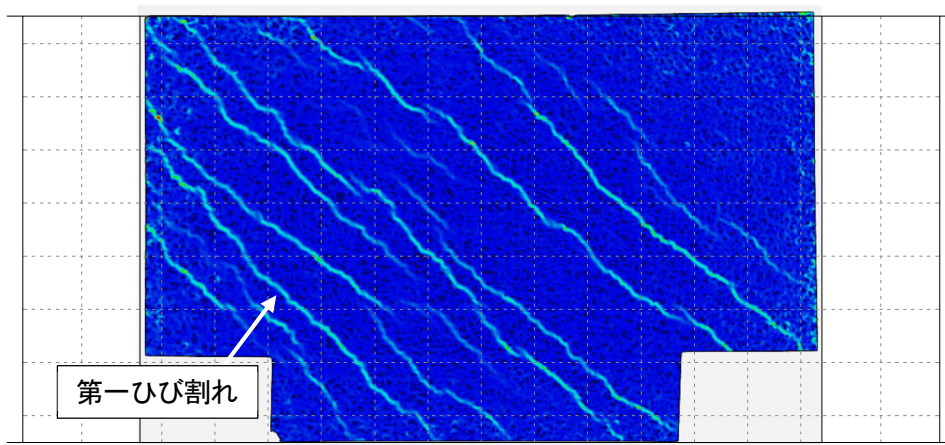
(1) ひび割れ分布

図 3.5-1～図 3.5-4 に各試験体の変形角+0.2% 1 サイクル目ピークにおけるひび割れ分布の比較を示す。目視計測によるひび割れ分布は正方向加力時に記録したひび割れのみを選択した図である。画像計測結果は式(3.3-6)により求めたひび割れ幅の分布を表しており、目視計測と向きを合わせるため左右を反転した図である。

画像計測により作成したひび割れ幅の分布は、実験のひび割れ間隔やひび割れ本数と良く対応した。また、図 3.4-18 に示したように、試験体 T85-p05-D6-S 及び T100-p10-D10-W は他 2 体よりも幅が大きいひび割れが生じた試験体であり、画像計測によるひび割れ幅にも同様の傾向が見られた。

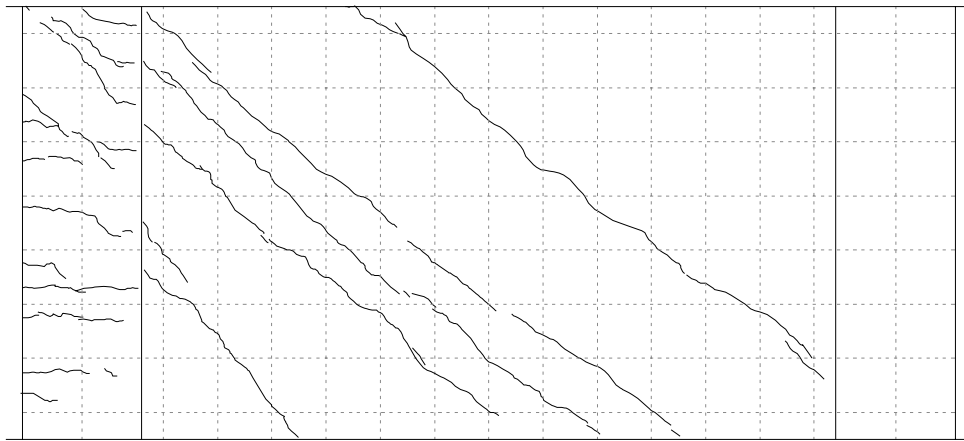


(a) 目視計測によるひび割れ分布

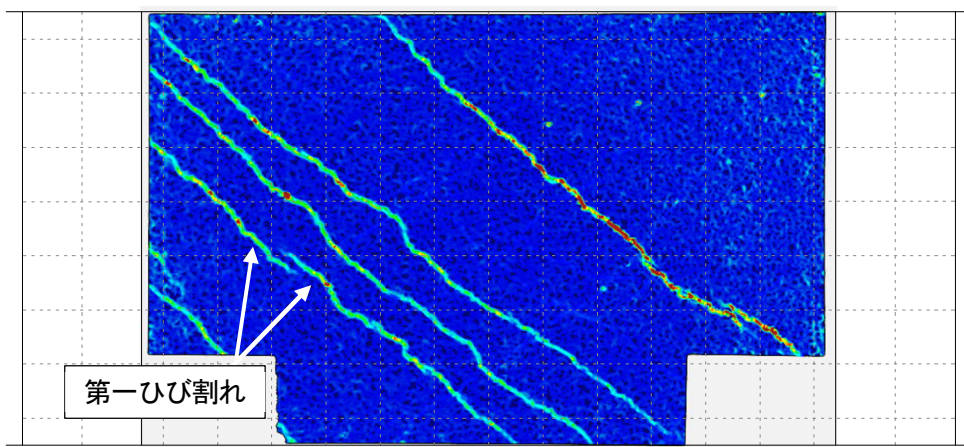


(b) 画像計測によるひび割れ分布

図 3.5-1 試験体 T85-p10-D6-W のひび割れ分布の比較 (変形角+0.2% 1 サイクル目ピーク)

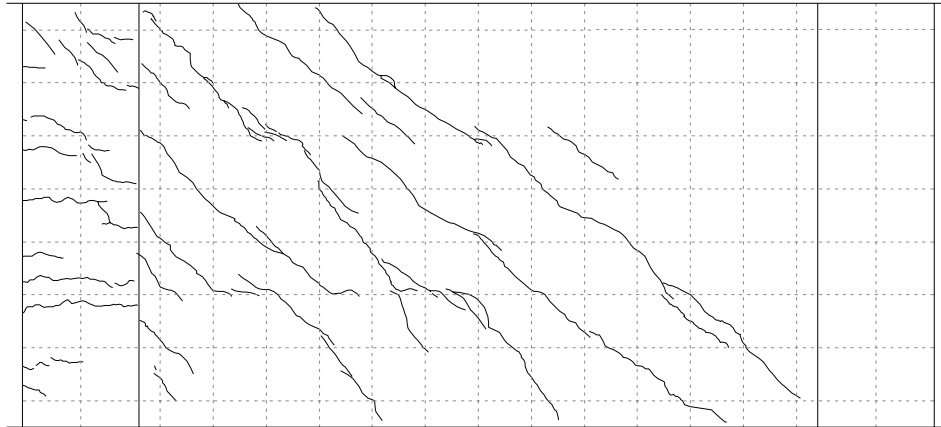


(a) 目視計測によるひび割れ分布

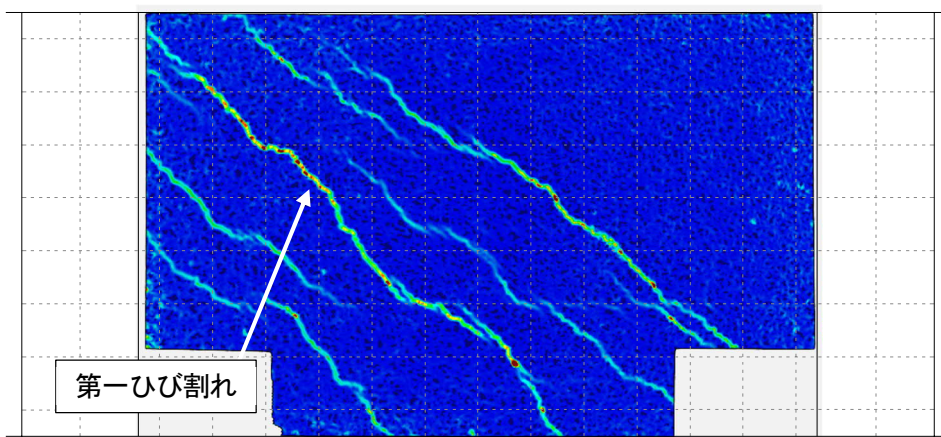


(b) 画像計測によるひび割れ分布

図 3.5-2 試験体 T85-p05-D6-S のひび割れ分布の比較 (変形角+0.2% 1 サイクル目ピーク)



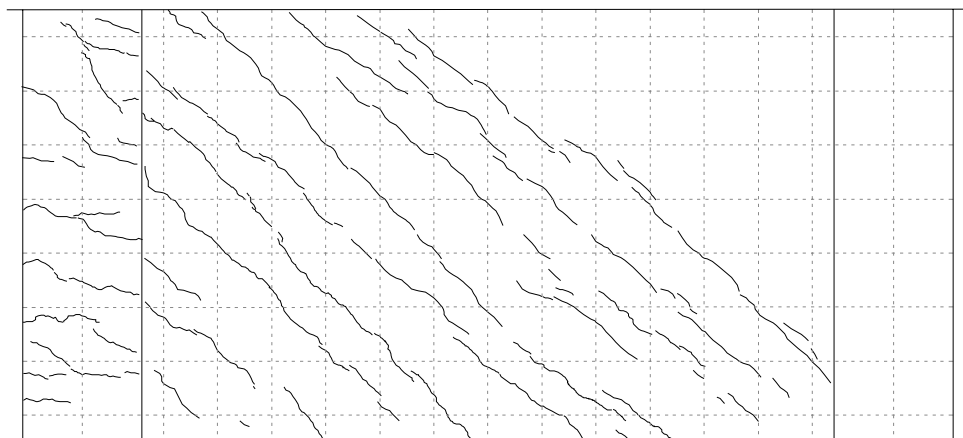
(a) 目視計測によるひび割れ分布



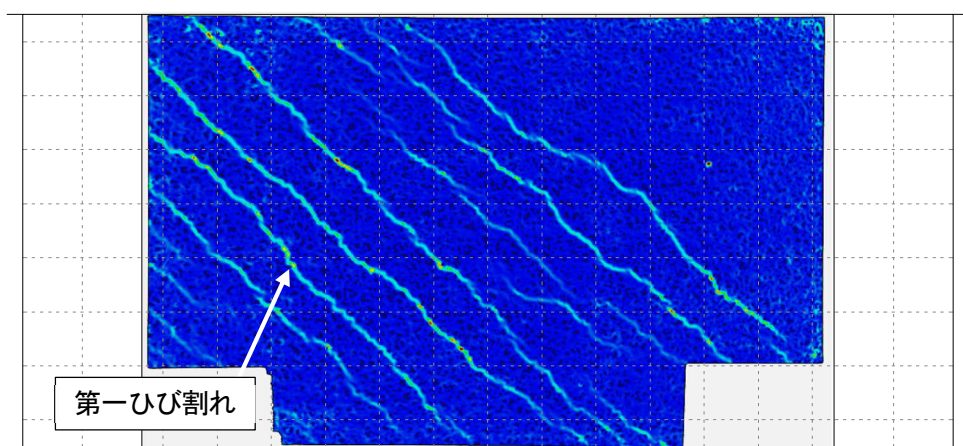
ひび割れ幅 0.0 0.2 0.4 0.6 (mm)

(b) 画像計測によるひび割れ分布

図 3.5-3 試験体 T100-p10-D10-W のひび割れ分布の比較 (変形角+0.2% 1 サイクル目ピーク)



(a) 目視計測によるひび割れ分布



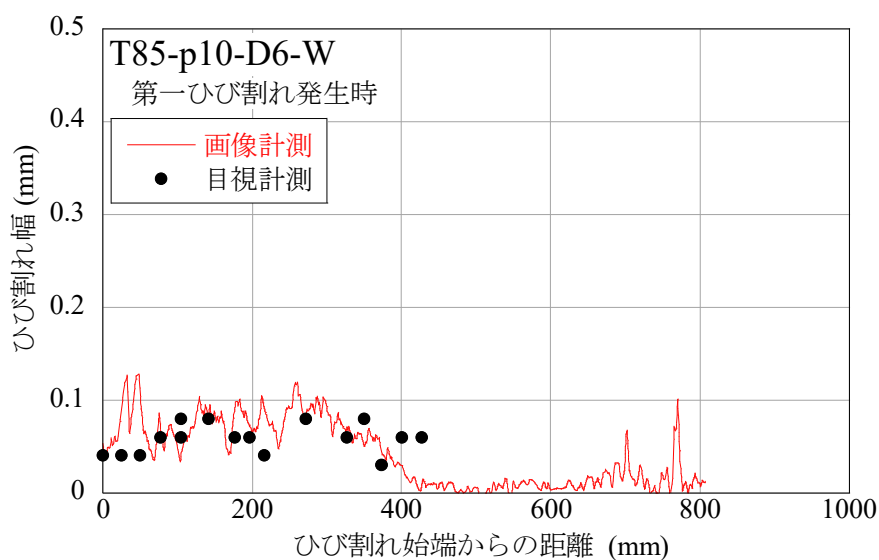
(b) 画像計測によるひび割れ分布

図 3.5-4 試験体 T100-p10-D6-W のひび割れ分布の比較 (変形角+0.2% 1 サイクル目ピーク)

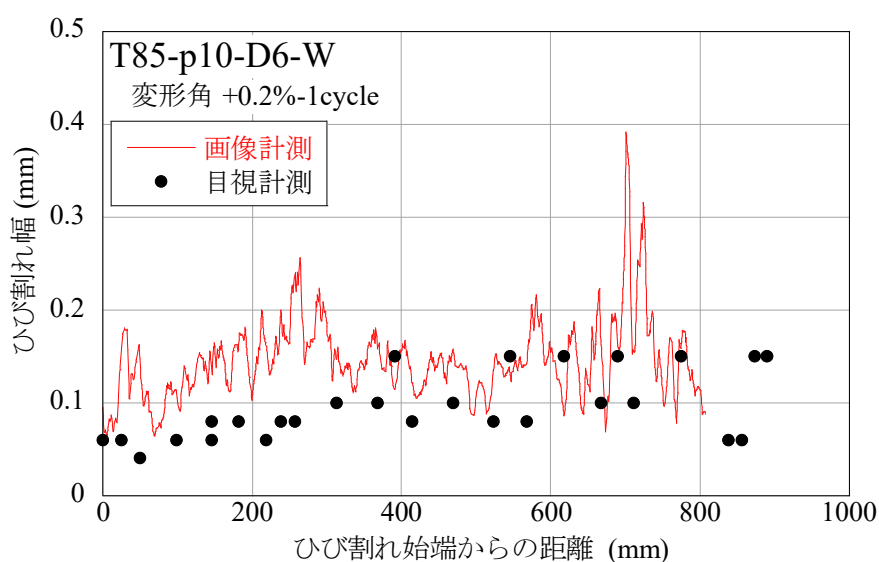
(2) ひび割れ幅

図 3.5-5～図 3.5-8 に各試験体の画像計測と目視計測によるひび割れ幅の比較を示す。グラフは各試験体の第一ひび割れ（図 3.5-1～図 3.5-4 参照）を対象に作成した。横軸はひび割れ始端からの位置であり、第一ひび割れの右下を始端として、左上に向かう程距離が大きくなる。実線は画像計測によるひび割れ幅、プロットは目視計測によるひび割れ幅である。

画像計測によるひび割れ幅は、局所的に大きな値が生じたものの、目視計測によるひび割れ幅のプロットと良く重なっており、試験体のひび割れ幅を良好に表していると考えられる。

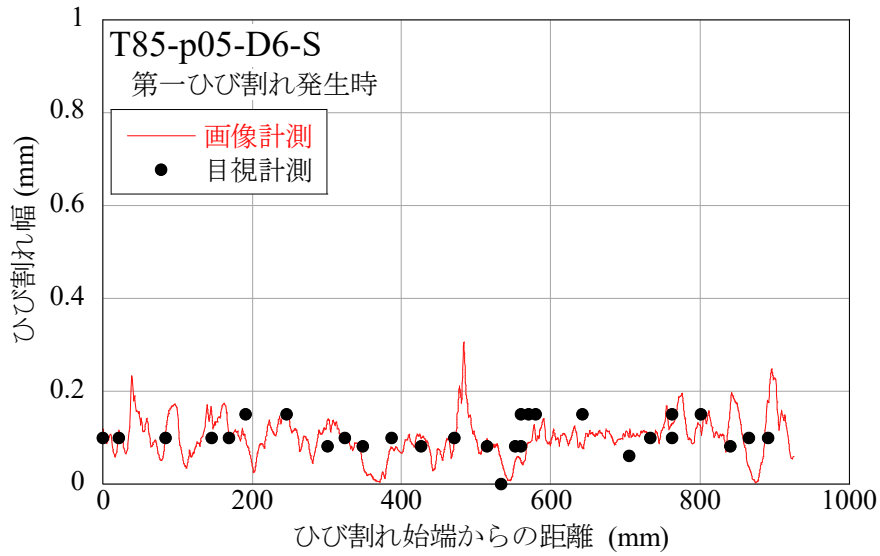


(a) 第一ひび割れ発生時

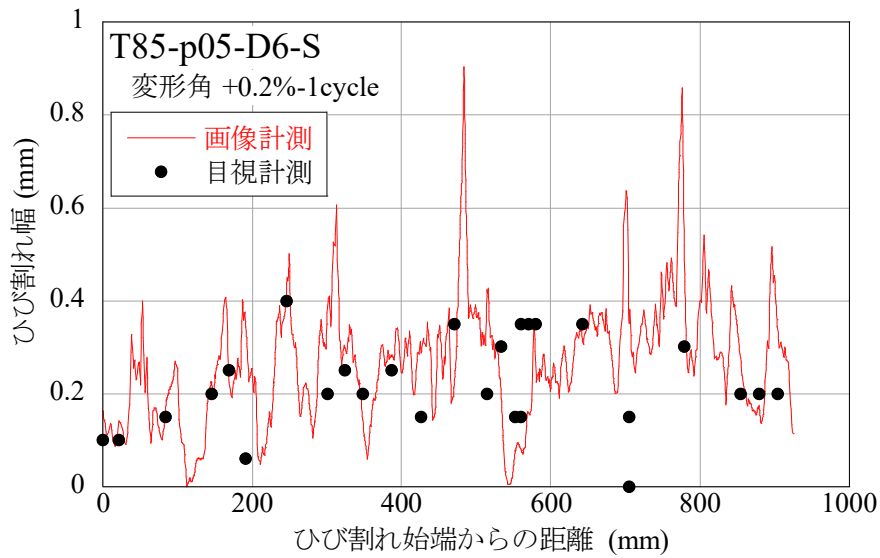


(b) 変形角+0.2% 1 サイクル目ピーク時

図 3.5-5 画像計測と目視計測によるひび割れ幅の比較（試験体 T85-p10-D6-W）

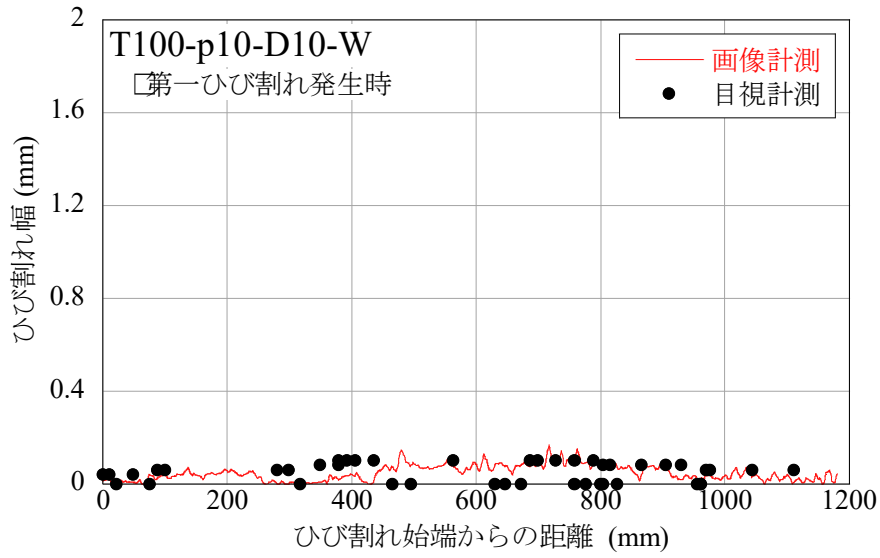


(a) 第一ひび割れ発生時

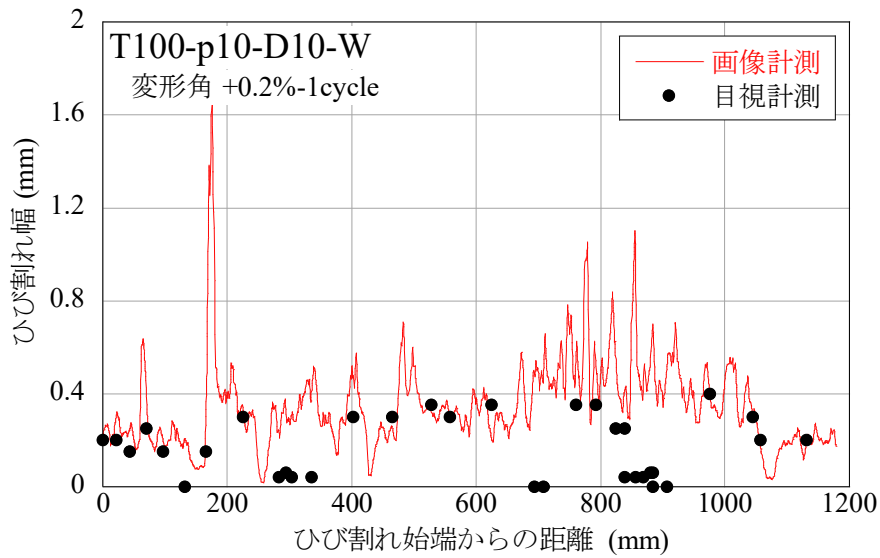


(b) 変形角+0.2% 1サイクル目ピーク時

図 3.5-6 画像計測と目視計測によるひび割れ幅の比較 (試験体 T85-p05-D6-S)

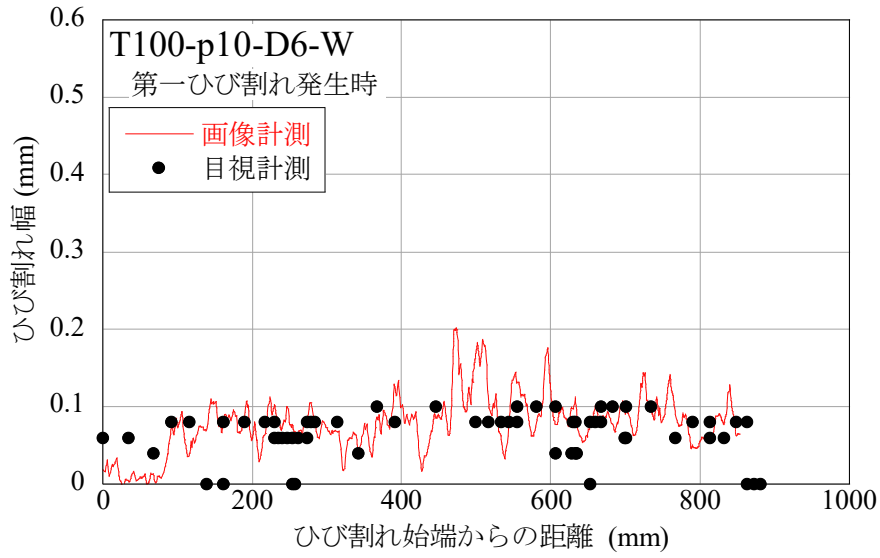


(a) 第一ひび割れ発生時

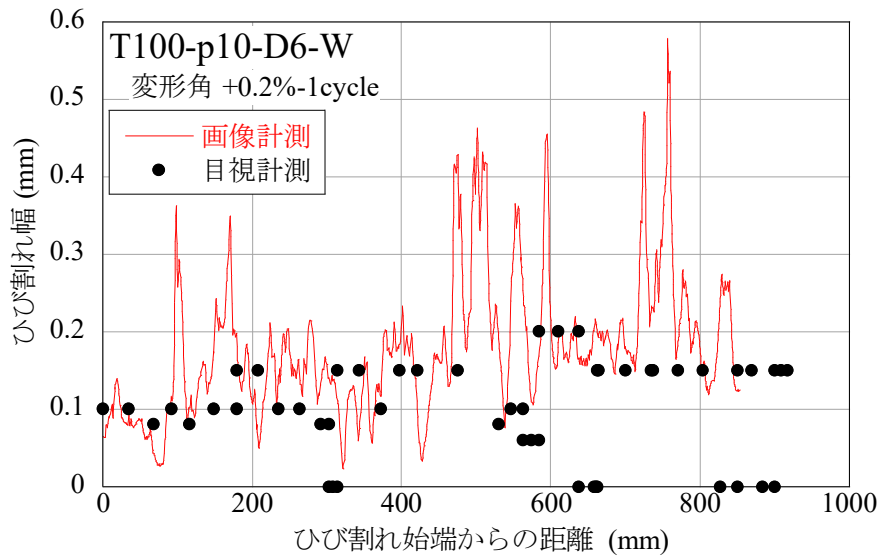


(b) 変形角+0.2% 1サイクル目ピーク時

図 3.5-7 画像計測と目視計測によるひび割れ幅の比較 (試験体 T100-p10-D10-W)



(a) 第一ひび割れ発生時



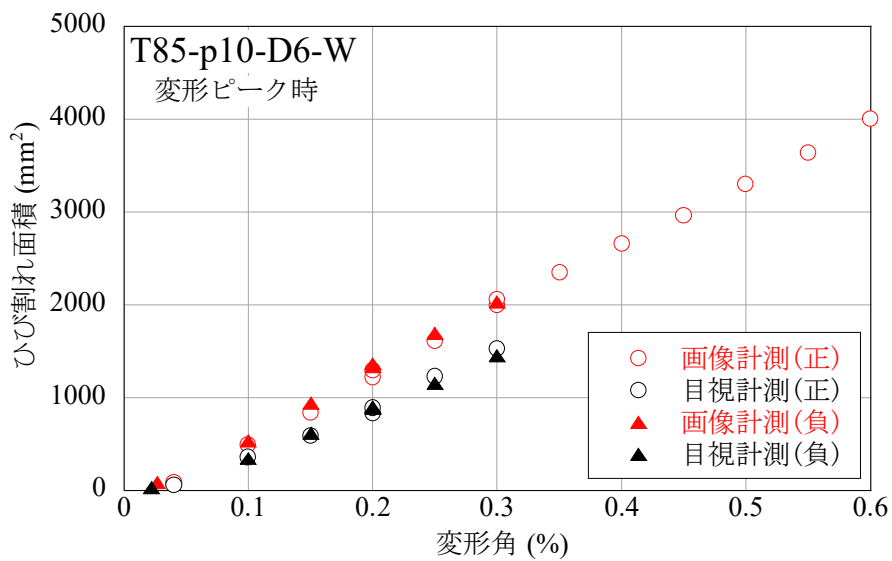
(b) 変形角+0.2% 1サイクル目ピーク時

図 3.5-8 画像計測と目視計測によるひび割れ幅の比較 (試験体 T100-p10-D6-W)

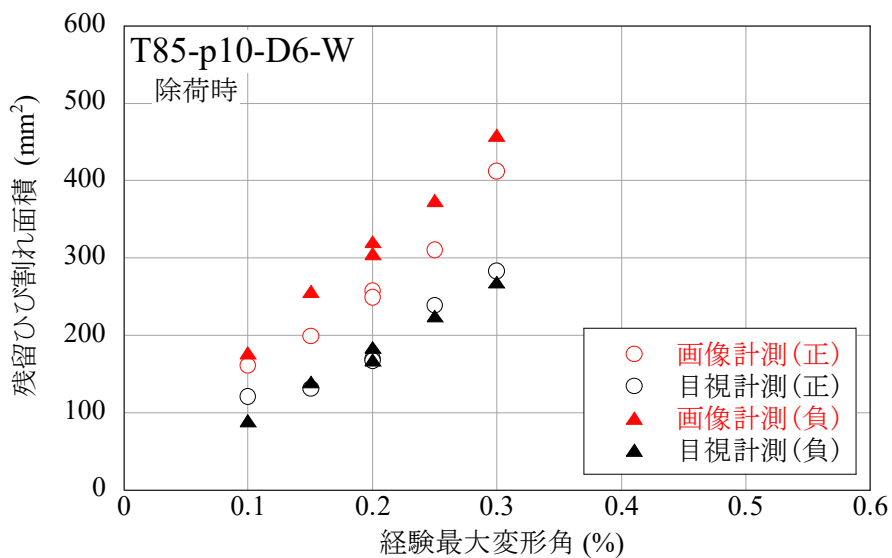
(3) ひび割れ面積

ひび割れの面積は、図 3.5-5～図 3.5-8 のような、端部からの長さとしび割れ幅の関係を積分することで評価できる。壁に生じた全てのひび割れを対象に面積を評価し、合計することで、壁のひび割れ面積を求めた。画像計測により得られた各試験体のひび割れ面積－変形角関係を図 3.5-9～図 3.5-12 に示す。赤で示すのは画像計測のひび割れ面積、黒で示すのは目視計測のひび割れ面積である。

画像計測のひび割れ面積は、変形ピーク時及び除荷時共に、目視計測のひび割れ面積に比べて大きい傾向があった。これは図 3.5-5～図 3.5-8 において、局所的に大きなひび割れ幅が現れたためと推定される。しかしながら、画像計測によるひび割れ面積は、変形ピーク時及び除荷時共に、変形角と概ね線形の関係があり、目視計測によるひび割れ面積と同様の傾向が見られた。

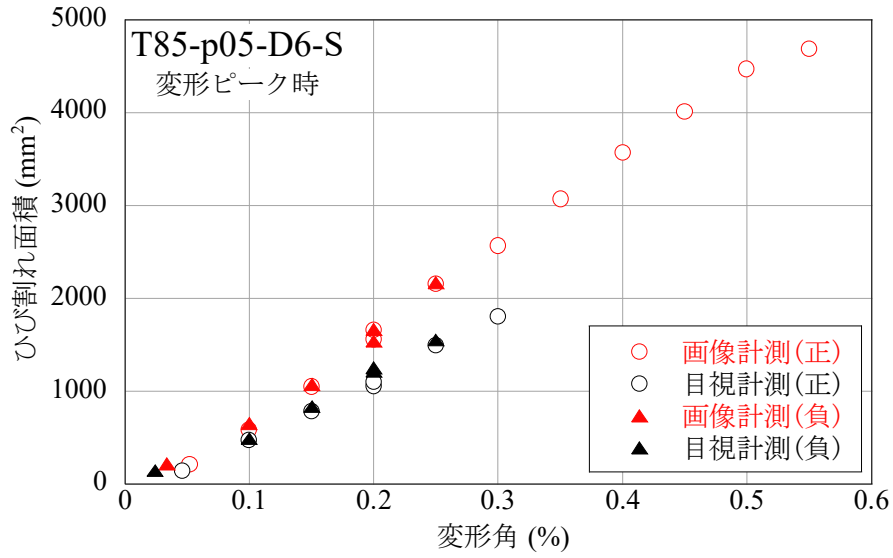


(a) 変形ピーク時のひび割れ面積－変形角関係

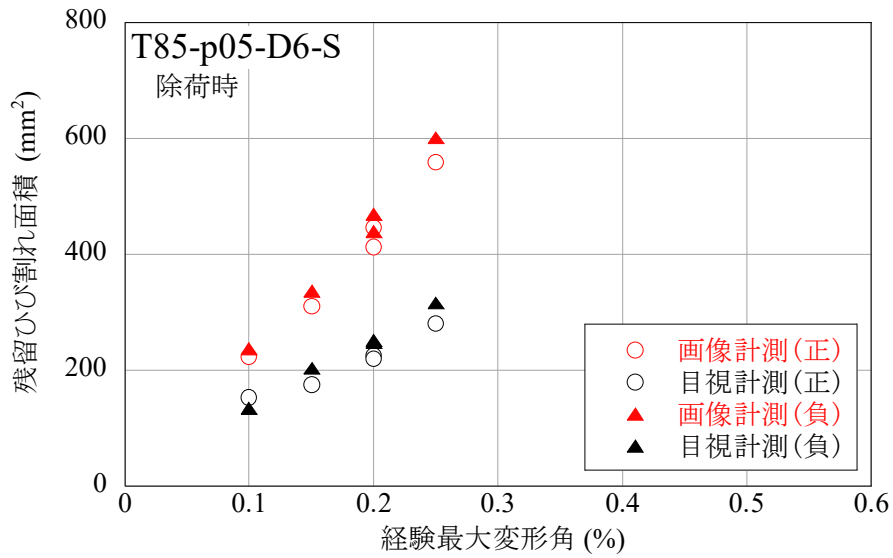


(b) 除荷時の残留ひび割れ面積－経験最大変形角関係

図 3.5-9 試験体 T85-p10-D6-W のひび割れ面積－変形角関係の比較

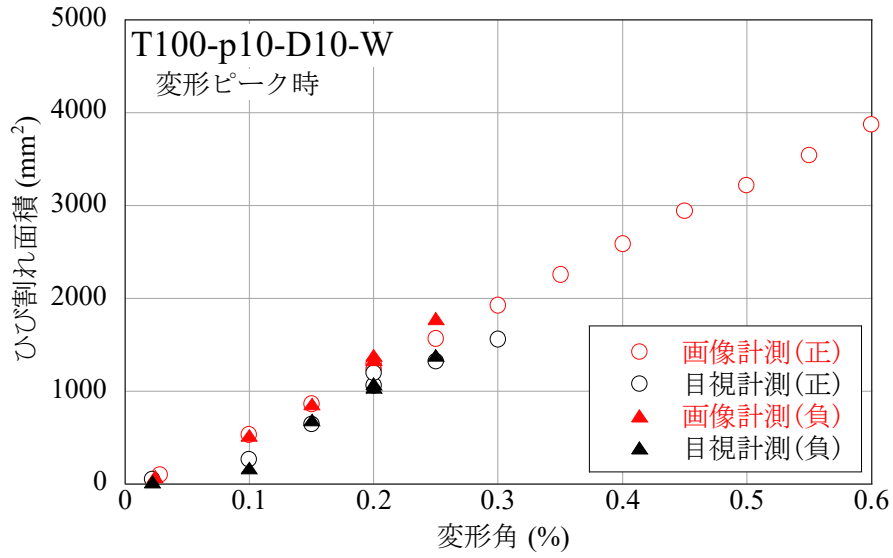


(a) 変形ピーク時のひび割れ面積—変形角関係

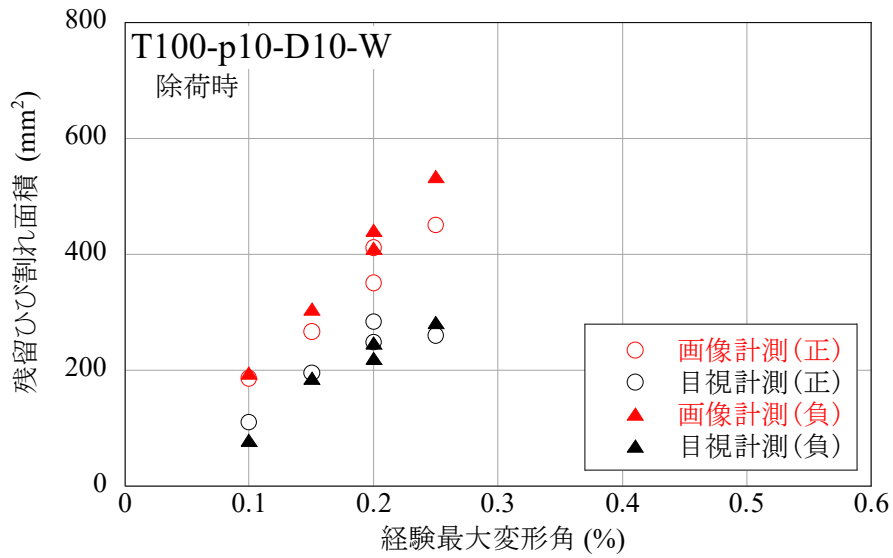


(b) 除荷時の残留ひび割れ面積—経験最大変形角関係

図 3.5-10 試験体 T85-p05-D6-S のひび割れ面積—変形角関係の比較

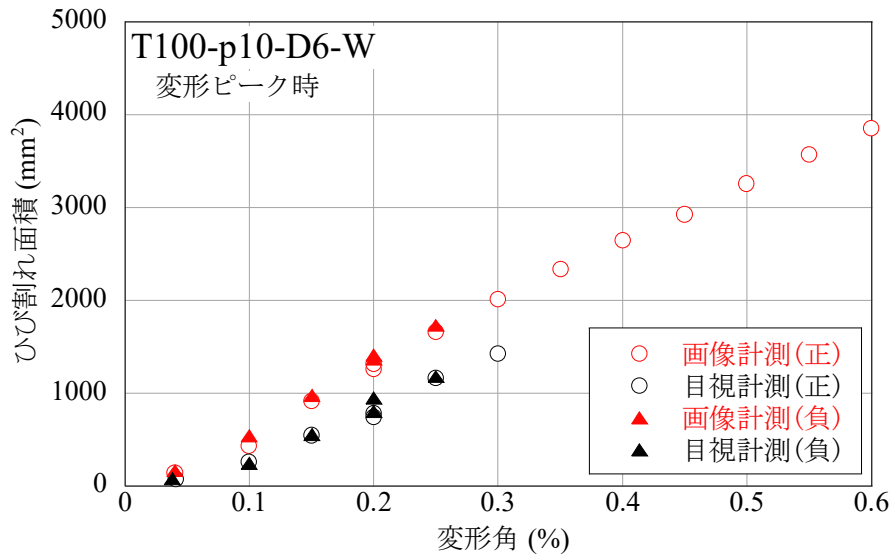


(a) 変形ピーク時のひび割れ面積－変形角関係

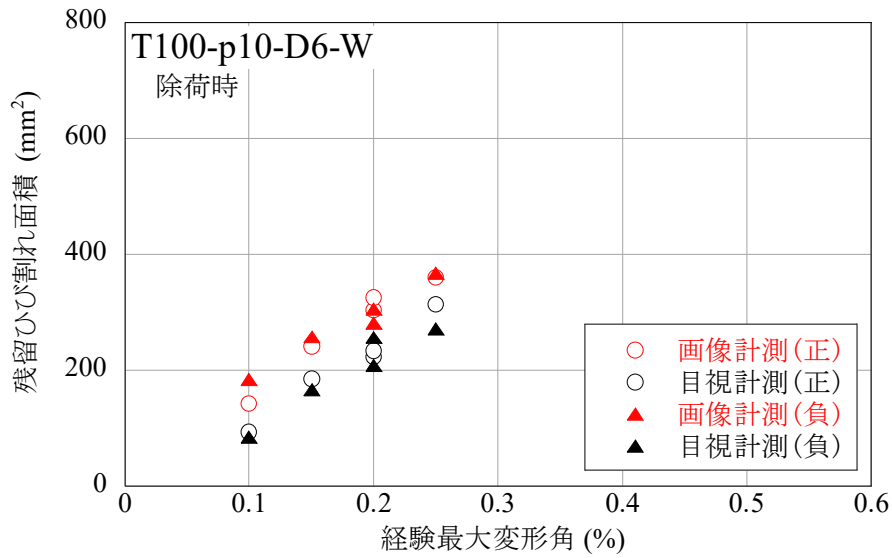


(b) 除荷時の残留ひび割れ面積－経験最大変形角関係

図 3.5-11 試験体 T100-p10-D10-W のひび割れ面積－変形角関係の比較



(a) 変形ピーク時のひび割れ面積－変形角関係



(b) 除荷時の残留ひび割れ面積－経験最大変形角関係

図 3.5-12 試験体 T100-p10-D6-W のひび割れ面積－変形角関係の比較

(4) ひび割れ面積と壁見付面の面積増分の比較

ひび割れ面積は壁見付面の面積増分（以下、壁面積増分と称す。）と関係があると考えられる。そこで、画像計測結果から壁面積増分を求めてひび割れ面積と比較した。

はじめに画像計測の計測対象範囲に、写真 3.5-2 に示すように 100mm 間隔で変位の評価点を並べ、面積評価用のグリッドを作成した。グリッドで区切られた領域には 79 個の四辺形があり、合計面積 $790,000\text{mm}^2$ が壁面積増分の評価面積となる。画像計測により各評価点の壁面内変位を求め、変形後の各四辺形の面積を算定する。79 個の変形後の四辺形面積を合計し、変形前のグリッド面積との差をとり壁面積増分とする。ここで、壁面積増分の評価面積は元の壁面積よりも小さいため、壁面積増分を評価面積で除した面積比と、目視計測によるひび割れ面積を元の壁面積 ($1280\text{mm} \times 800\text{mm}$) で除した面積比をそれぞれ求め、以下に比較した。

図 3.5-13～図 3.5-16 に各試験体の面積比－変形角関係の比較を示す。壁面積増分の面積比は、0.01% 程度の誤差を有するものの、ひび割れ面積の面積比と良く対応した。また、壁面積増分もひび割れ面積と同様に変形角と概ね線形の関係があった。これらのことから、壁見付面におけるひび割れ面積は、壁見付面の面積増分により評価できると考えられる。

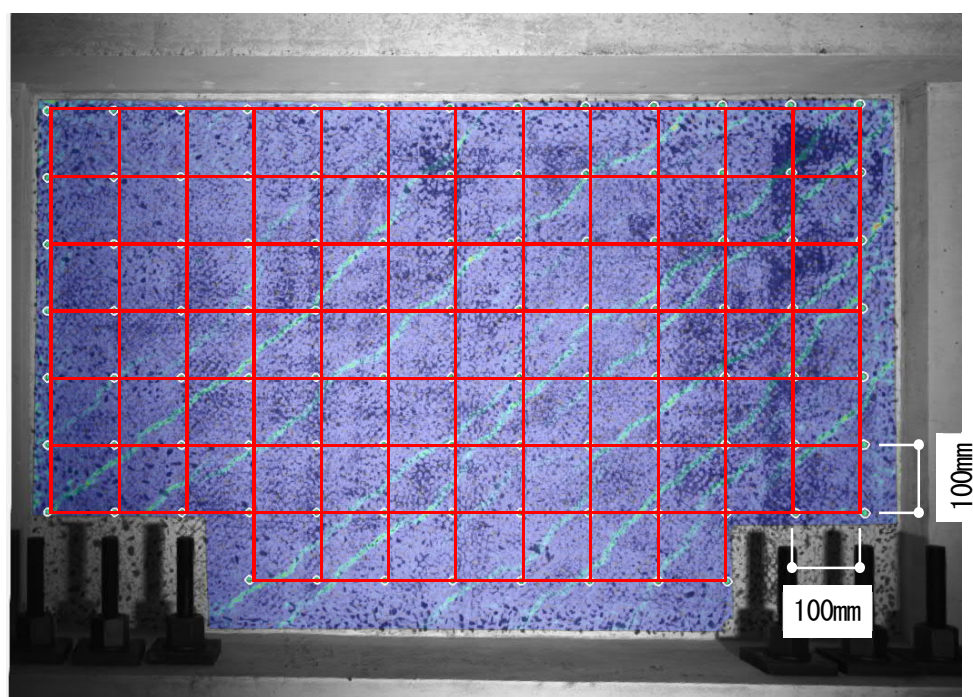
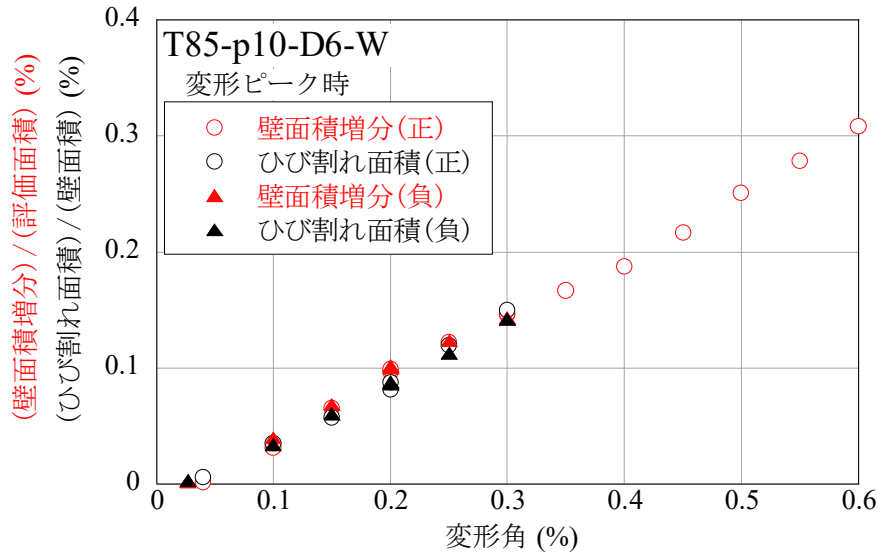
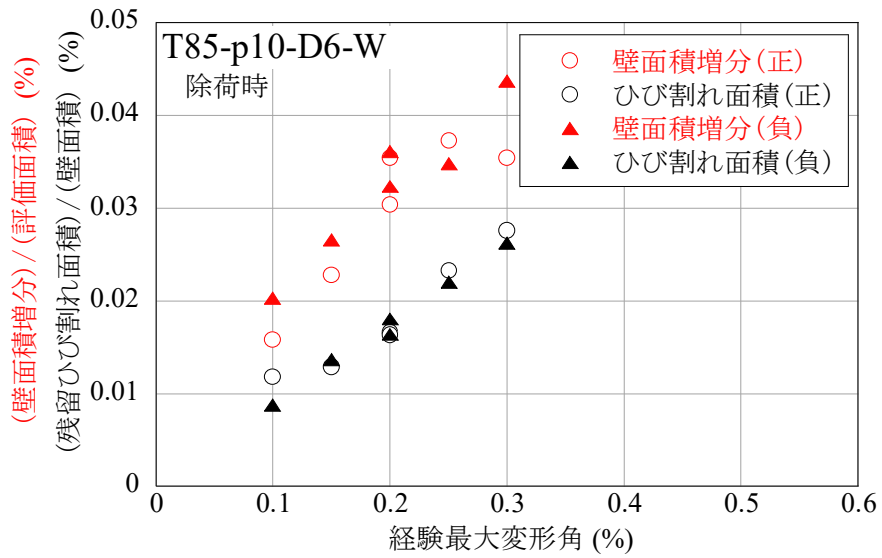


写真 3.5-2 壁面積増分の評価用グリッド

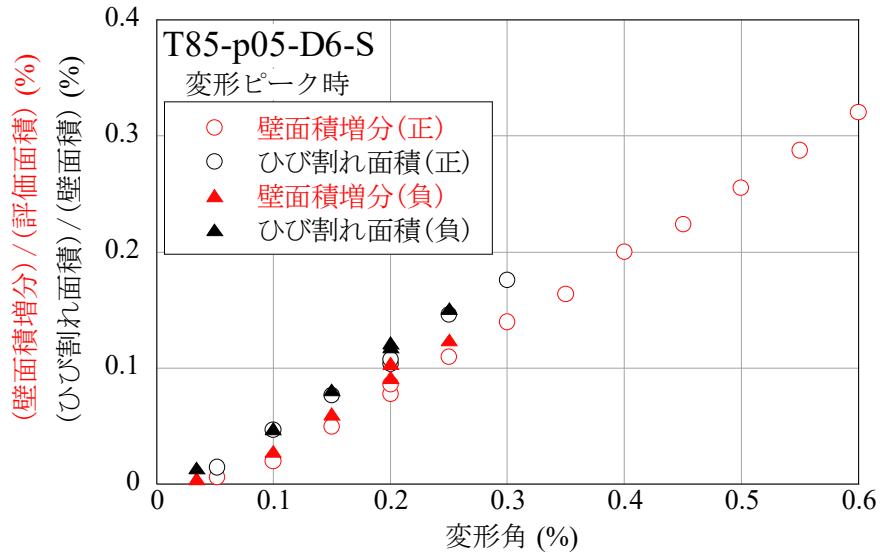


(a) 変形ピーク時の面積比—変形角関係

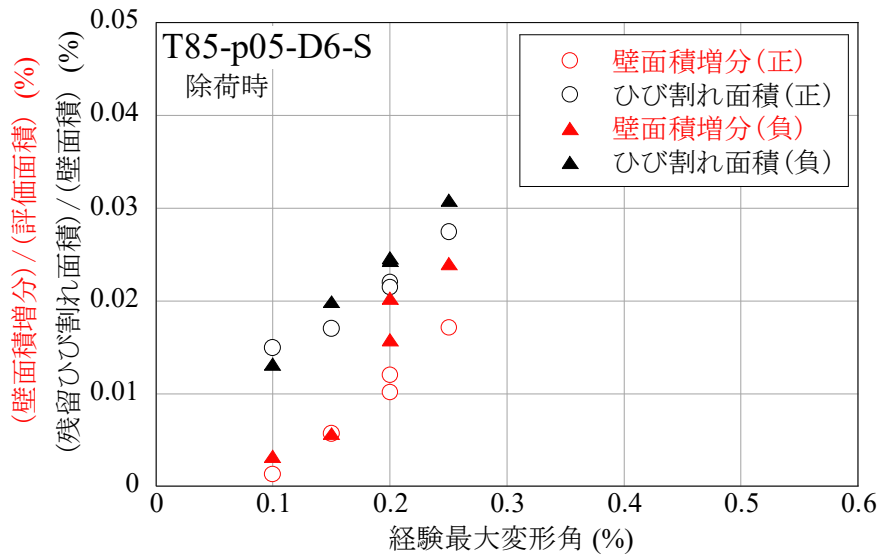


(b) 除荷時の面積比—経験最大変形角関係

図 3.5-13 試験体 T85-p10-D6-W の面積比—変形角関係の比較

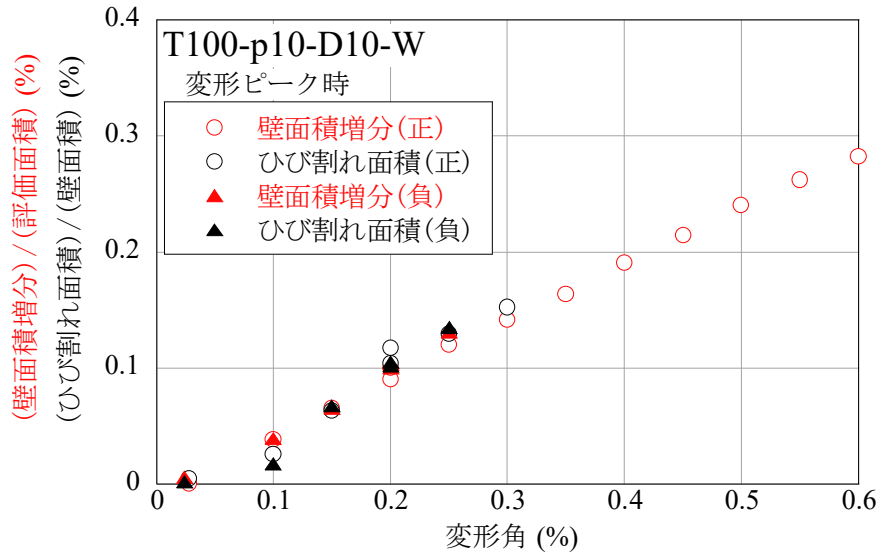


(a) 変形ピーク時の面積比—変形角関係

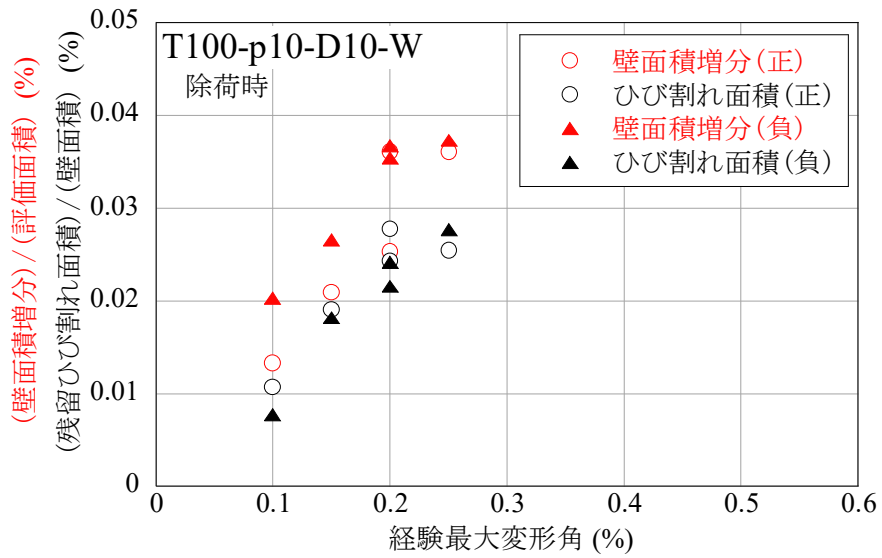


(b) 除荷時の面積比—経験最大変形角関係

図 3.5-14 試験体 T85-p05-D6-S の面積比—変形角関係の比較

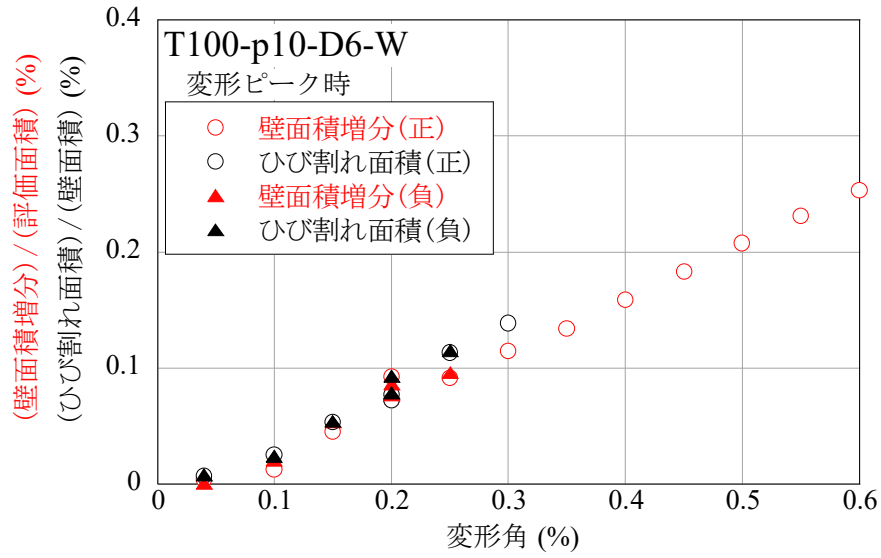


(a) 変形ピーク時の面積比—変形角関係

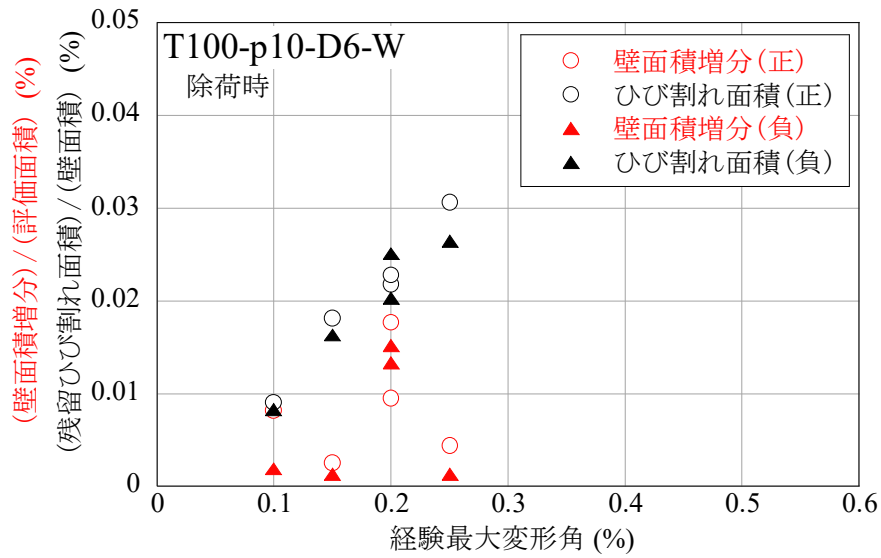


(b) 除荷時の面積比—経験最大変形角関係

図 3.5-15 試験体 T100-p10-D10-W の面積比—変形角関係の比較



(a) 変形ピーク時の面積比—変形角関係



(b) 除荷時の面積比—経験最大変形角関係

図 3.5-16 試験体 T100-p10-D6-W の面積比—変形角関係の比較

3.6 まとめ

配筋条件を変数とした5体のRC造耐震壁試験体の実験より得られた知見を以下に要約する。

- 1) 5体の試験体はいずれも、最大荷重到達後に加力側上部から反対側下部に渡る斜めひび割れが耐震壁及び側柱に渡り一気に拡幅して、せん断破壊した。
- 2) 壁筋比が大きくなる程、ひび割れは壁全体に分散し、それぞれのひび割れ幅が小さくなる傾向があった。
- 3) 壁筋比が等しい場合は、より鉄筋径が大きく鉄筋間隔が広い方あるいはダブル配筋よりもシングル配筋とした方が大きなひび割れ幅が生じる傾向が見られた。
- 4) ひび割れ幅と長さの積を集計した壁見付面におけるひび割れ面積は、配筋条件の違いによる差が比較的小さく、壁の変形角のみの関数で表された。
- 5) デジタル画像相関法による画像計測を行い、ひび割れの分布状況やひび割れ幅を評価できることが分かった。
- 6) 壁見付面におけるひび割れ面積は、壁見付面の面積増分により評価できると考えられる。
- 7) ひび割れ面積に影響を及ぼす因子は、配筋条件の他にも、柱軸力やコンクリート強度等が考えられることから、今後更なる検討が必要である。

第3章の参考文献

- 3.1) 日本電気協会, 原子力規格委員会: 原子力発電所耐震設計技術規程, JEAC4601-2015, 2017.3
- 3.2) 宮下進太郎: 画像相関法に基づく3D動的変形計測システム ARAMIS, 軽金属溶接, Vol. 56, No. 5, pp. 28-31, 2018.5
- 3.3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2018.12
- 3.4) 雨宮篤, 野口博: 超高強度鉄筋コンクリート部材の有限要素解析プログラムの開発(その1: コンクリートモデルの構築), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp. 639-640, 1990.10

第4章 非線形有限要素解析によるひび割れ面積の評価

4.1 ひび割れ面積の評価法	89
4.2 解析モデル	91
4.3 解析結果と実験結果の比較	94
4.4 まとめ	102
第4章の参考文献	103

4.1 ひび割れ面積の評価法

(1) 有限要素解析におけるひび割れモデル

コンクリート系構造物の有限要素解析でひび割れを表す方法には、離散ひび割れモデルと分散ひび割れモデルの二つの方法がある。図 4.1-1 にひび割れモデルの概念を示す。

離散ひび割れモデルは、ひび割れが生じる位置が既知である場合に有効な手法であり、ひび割れが生じる位置に予めコンクリート要素同士を結ぶリンク要素（あるいはばね要素）を定義しておく方法である。ひび割れに直交する方向のばねの伸びによりひび割れ幅を表すことができる。実務においては、ひび割れの位置や方向が不明な場合が多く、適用が難しい方法と言える。

分散ひび割れモデルは、要素ごとの平均的なひずみに基づきコンクリートのひび割れを判定し、ひび割れが生じた場合に、ひび割れ直交方向の剛性低下を考慮する方法である。ひび割れが生じる位置や方向が未知の問題にも適用できることから、実務においても適用しやすいモデルである。一方、このモデルは要素内に一様にひび割れが分布すると仮定するものであり、ひび割れの幅や長さを直接評価することができない。

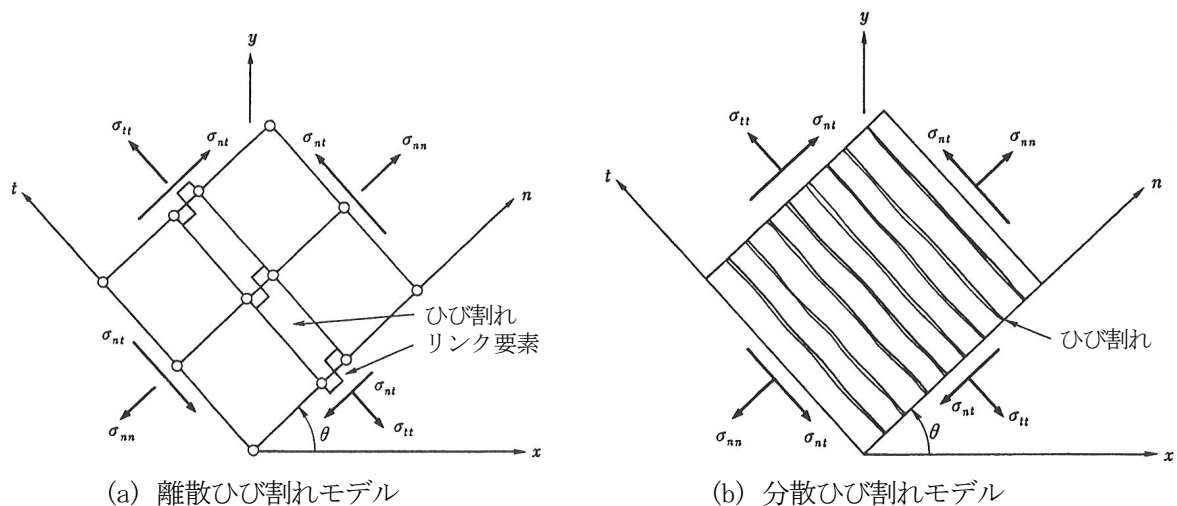


図 4.1-1 有限要素解析におけるひび割れモデルの概念^{4.1)}

(2) ひび割れ面積の評価の概要

本研究では、一般的な分散ひび割れモデルを用いた解析により得られる壁全体の変形状態からひび割れ面積を疑似的に評価した。

ひび割れ面積の評価における基本的な仮定として、耐震壁のひび割れが増加すると、そのひび割れ面積の分だけ壁の面積も増大すると仮定した。この仮定は 3.5 節(4)に示す結果に基づく。

壁の面積の変化は壁を構成する要素の面積の変化に基づき算定する。ここで、要素の面積の変化はひび割れによるものが支配的であり、圧縮ひずみやポアソン効果の影響は小さいと考え、面積増分がすべてひび割れによるものと仮定した。また、本解析においては、柱軸力載荷ステップにおける壁面積を基準面積として、任意のステップにおける壁面積の基準面積からの増分を 2 通りの方法で求め、それらをひび割れ面積とした。なお、評価対象とするのは、両側柱付き耐震壁の内、側柱を除いた壁板部分に生じるひび割れである。

1) 第1の方法：節点変位に基づく算定法

第1の方法(4.3節においてCa1-1と表記)は節点変位に基づく算定法である。本検討においては、壁厚さ方向(全体座標系Y方向)の変位は無視しても差し支えないと考えられるため、全体座標系X及びZ方向の節点変位を用いて算定した。まず、ステップnにおいて、集計範囲(壁の見付面)にある個々の要素面(四角形)を二つの三角形に分け、節点変位から三角形の辺長を求める。節点*i, j, k*で構成される三角形の面積(${}_nA_{ijk}$)は、次のヘロンの公式より算定する。

$${}_nA_{ijk} = \sqrt{s(s - {}_nL_{ij})(s - {}_nL_{jk})(s - {}_nL_{ki})} \quad (\text{mm}^2) \quad (4.1-1)$$

ここで、*s*：ヘロンの公式における定数であり、次式による。

$$s = \frac{1}{2}({}_nL_{ij} + {}_nL_{jk} + {}_nL_{ki}) \quad (\text{mm}) \quad (4.1-2)$$

${}_nL_{ij}$ ：節点*i, j*間の距離であり、次式による。

$${}_nL_{ij} = \sqrt{({}_nX_i - {}_nX_j)^2 + ({}_nZ_i - {}_nZ_j)^2} \quad (\text{mm}) \quad (4.1-3)$$

${}_nX_i$ ：節点*i*のX座標 (mm)

${}_nZ_i$ ：節点*i*のZ座標 (mm)

集計範囲全体で要素面の面積を合計し、基準面積との差を取りひび割れ面積とする。図4.1-2に節点変位に基づく要素面積算定の概念を示す。

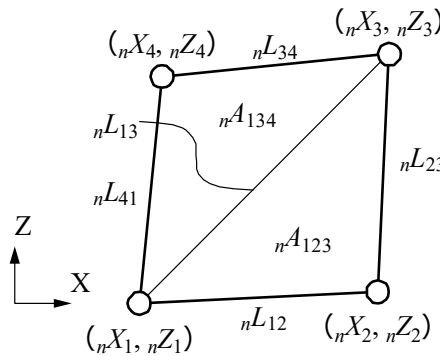


図 4.1-2 節点変位に基づく要素面積算定の概念

2) 第2の方法：要素ひずみに基づく算定法

第2の方法(4.3節においてCa1-2と表記)は要素のひずみに基づく算定法である。第1の方法と同様に、壁の面内方向のひずみのみに着目し、個々の要素の面積増分 ΔA_{elm} を局所x方向垂直ひずみ ε_x 、局所z方向垂直ひずみ ε_z を用いて次式により算定した。

$$\Delta A_{elm} = (\varepsilon_x \cdot l_x) \cdot l_z + (\varepsilon_z \cdot l_z) \cdot l_x = (\varepsilon_x + \varepsilon_z) \cdot A_{elm} \quad (4.1-4)$$

ここで、 l_x, l_z ：要素のx、z方向寸法 (mm)

A_{elm} ：元の要素面積 (mm^2) であり、 $A_{elm} = l_x \cdot l_z$

なお、検討対象要素は長方形に分割されており、ひずみの値は要素ごとに中央位置で1つの値を持つものとする。集計範囲全体で面積増分を合計し、軸力載荷ステップにおける面積増分との差を取りひび割れ面積とする。なお、面内方向の要素ひずみとしてはせん断ひずみ(γ_{xz})もあるが、せん断変形は面積(体積)変化を伴わない変形であるため、ひび割れ面積の算定には用いなかった。

4.2 解析モデル

(1) モデル化方法

解析モデルは対称条件を考慮して壁厚方向の1/2を取り出した3次元モデルとした。コンクリートは六面体要素、柱主筋は線材要素により表し、コンクリートと柱主筋の間にはばね要素を挿入し、付着すべり特性を考慮した。壁筋及び柱帯筋は、鉄筋の剛性をコンクリート要素に均して重ね合わせる埋込み鉄筋でモデル化した。図4.2-1に解析モデルを示す。

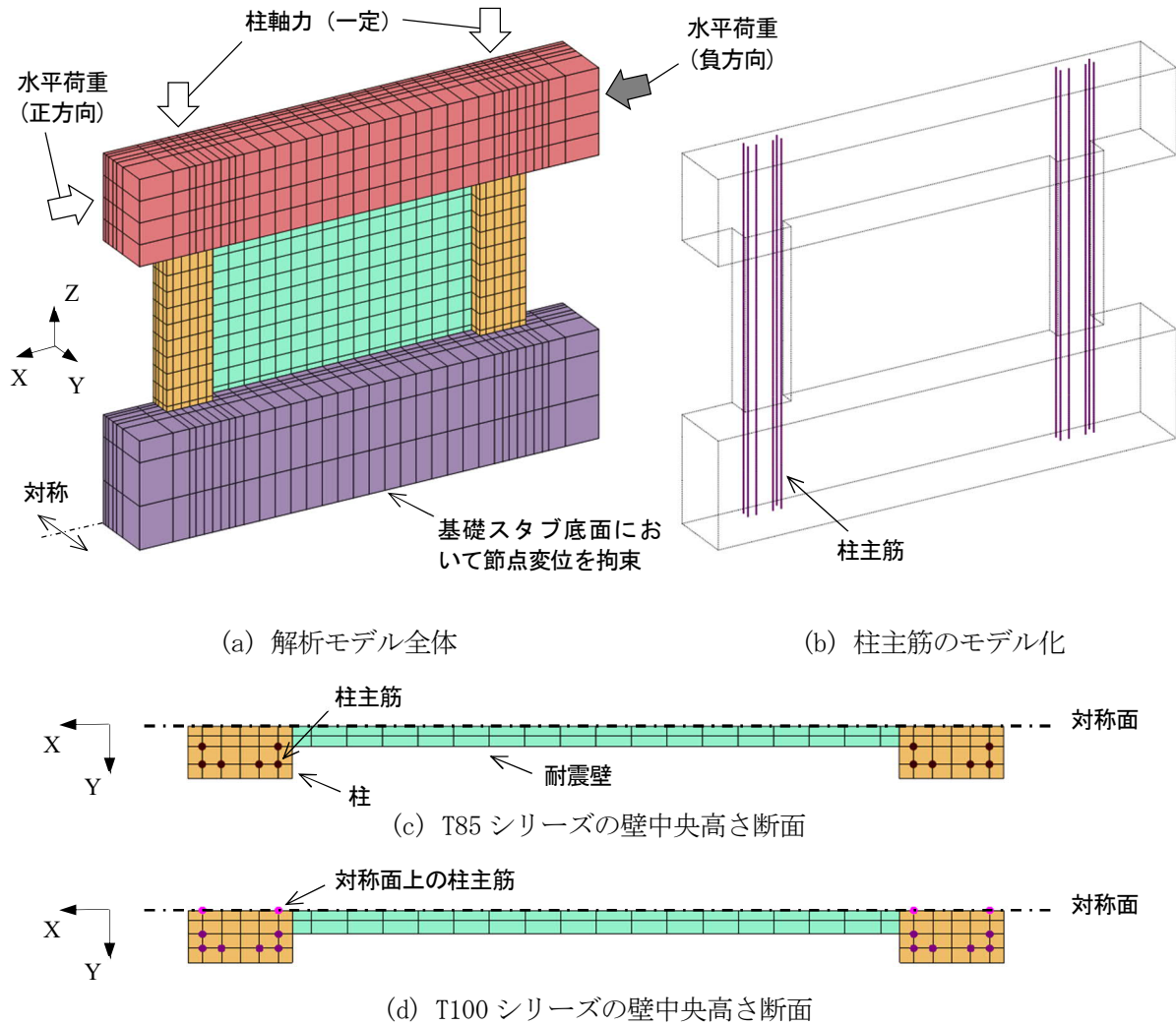


図4.2-1 解析モデル

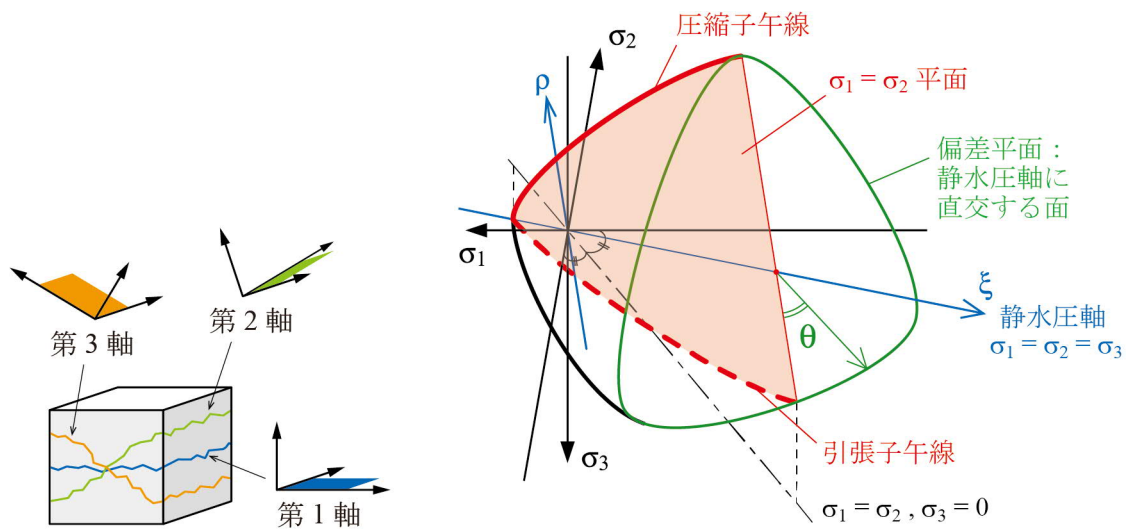
(2) 加力条件

解析モデルは、基礎スタブの底面全体で全方向の節点変位を拘束すると共に、対称面において壁厚方向の節点変位を拘束した。実験の加力方法と同様に、柱上部に一定の軸力を载荷した状態で、加力スタブ中央高さの節点に強制変位を与え、正負交番载荷を行った。本解析では、乾燥収縮によるひずみは考慮しなかった。

(3) 材料モデル

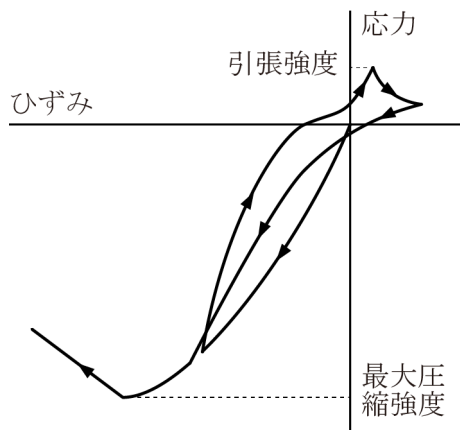
1) コンクリート

コンクリートは等価一軸ひずみに基づく直交異方性モデルにより表し、非直交分散ひび割れモデルを用いて、多方向に生じるひび割れを考慮した^{4.2)}。圧縮側応力-ひずみ関係は修正 Ahmad モデル^{4.3)}により表し、ひび割れ後の圧縮劣化特性^{4.4)}を考慮した。コンクリート破壊基準は Ottosen の 4 パラメータモデル^{4.5)}により表し、最大圧縮強度到達後は Nakamura らの圧縮破壊エネルギーに基づく軟化勾配^{4.6)}を定義した。引張側応力-ひずみ関係は引張強度まで線形とし、ひび割れ後のテンションステイフニング特性は Naganuma らのモデル^{4.2)}により表した。また、ひび割れ面におけるせん断伝達特性は長沼のモデル^{3.4)}により表した。図 4.2-2 にコンクリート材料モデルの概念を示す。

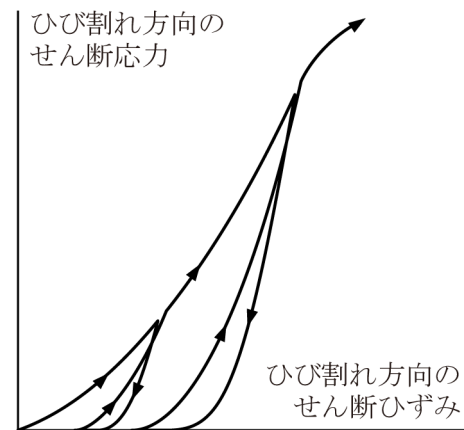


(a) 非直交分散ひび割れモデル

(b) コンクリート破壊基準



(c) 繰り返し応力下の履歴特性



(d) ひび割れ方向のせん断履歴特性

図 4.2-2 コンクリート材料モデルの概念

2) 鉄筋

鉄筋の応力-ひずみ関係は、図 4.2-3 に示すように、完全弾塑性モデルにより表した。繰返し応力下における履歴特性には Ciampi らのモデル^{4.7)}を適用した。

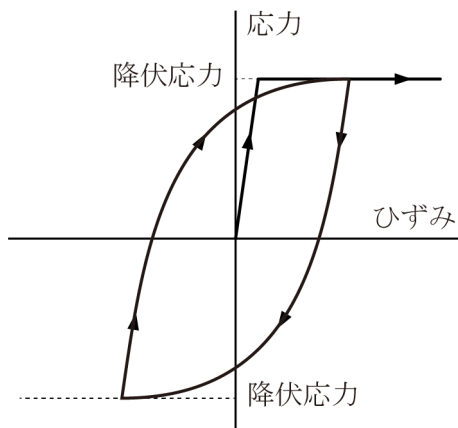


図 4.2-3 鉄筋の応力-ひずみ関係

3) 鉄筋とコンクリート間の付着すべり特性

柱主筋の付着強度は靱性指針に基づき算定した付着信頼強度^{4.8)}とし、付着強度時のすべり量は 1.0mm と仮定した。図 4.2-4 に柱主筋とコンクリート間の付着すべり特性の概念^{4.2)}を示す。

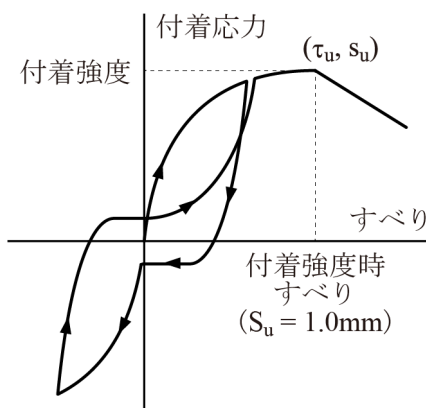


図 4.2-4 鉄筋の付着応力-すべり関係

4.3 解析結果と実験結果の比較

(1) 荷重－変形関係

図 4.3-1～図 4.3-5 に実験と解析による荷重－変形関係の比較を示す。実験と解析の初期剛性は良好に対応した。ひび割れ発生により剛性が低下した後の繰返し载荷においては、実験に比べて解析の荷重が僅かに大きい傾向があった。また、解析による試験体 T85-p05-D6-S の最大荷重は、実験に比べてやや低かった。ただし、解析と実験の差は±10%程度の範囲にあり、荷重－変形関係については、解析により実験結果を良好に再現できたと考えられる。

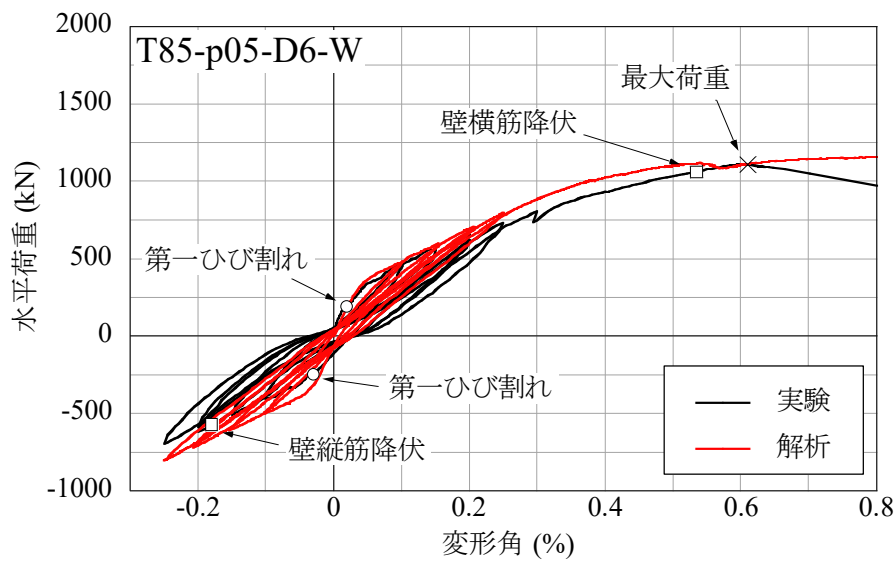


図 4.3-1 試験体 T85-p05-D6-W の荷重－変形関係の比較

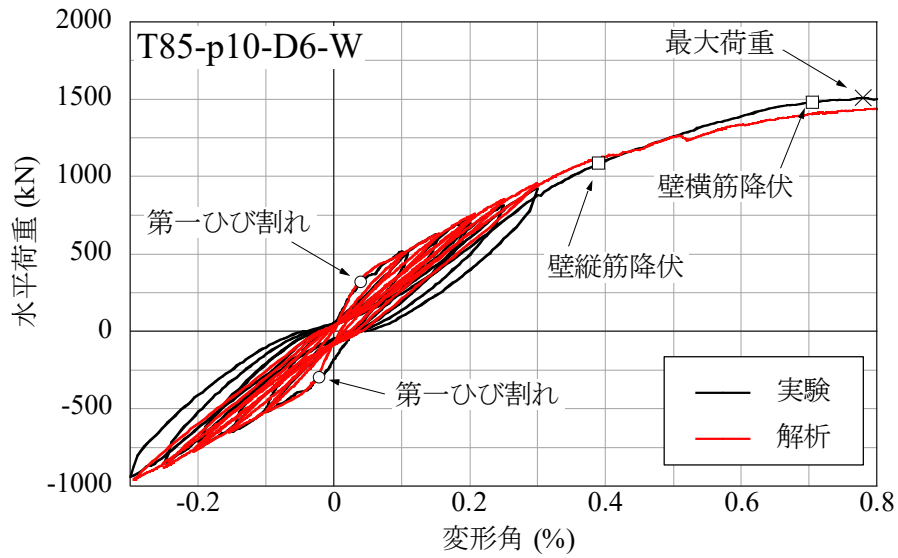


図 4. 3-2 試験体 T85-p10-D6-W の荷重—変形関係の比較

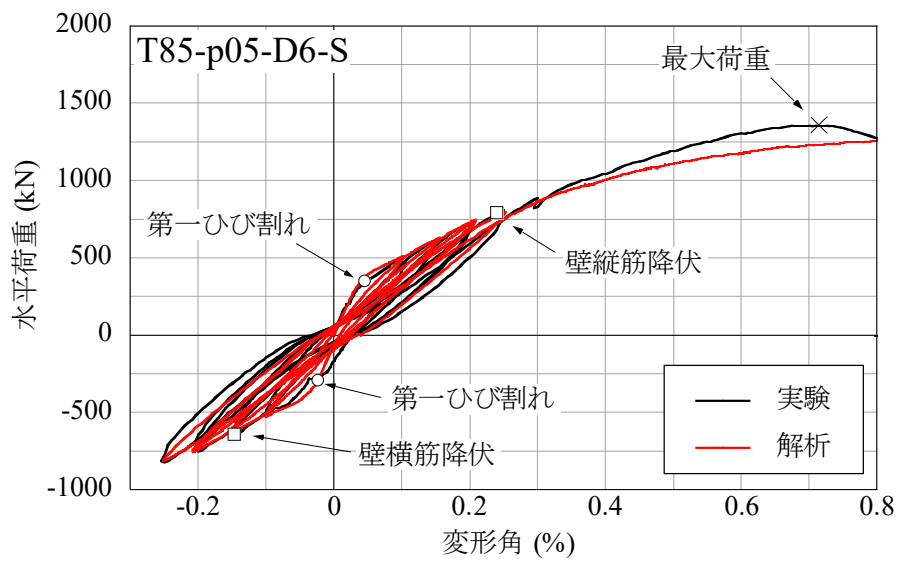


図 4. 3-3 試験体 T85-p05-D6-S の荷重—変形関係の比較

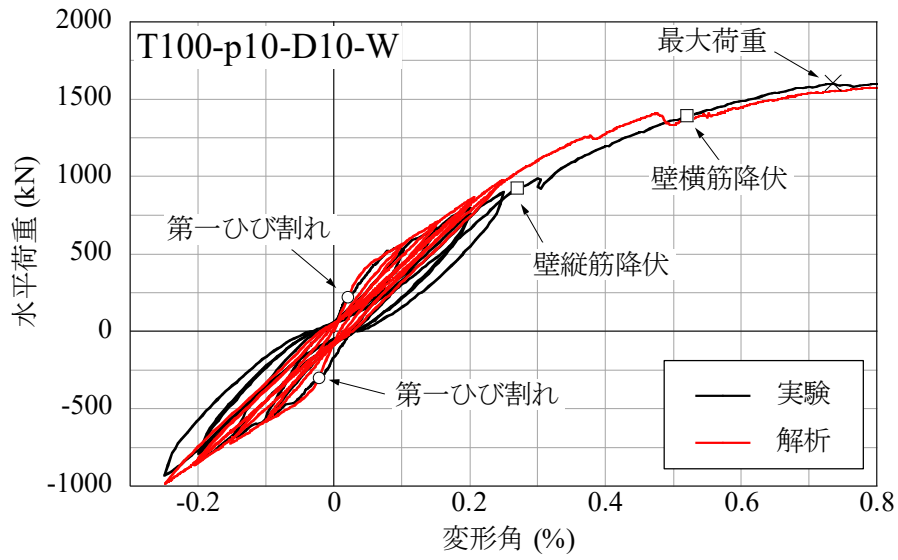


図 4.3-4 試験体 T100-p10-D10-W の荷重—変形関係の比較

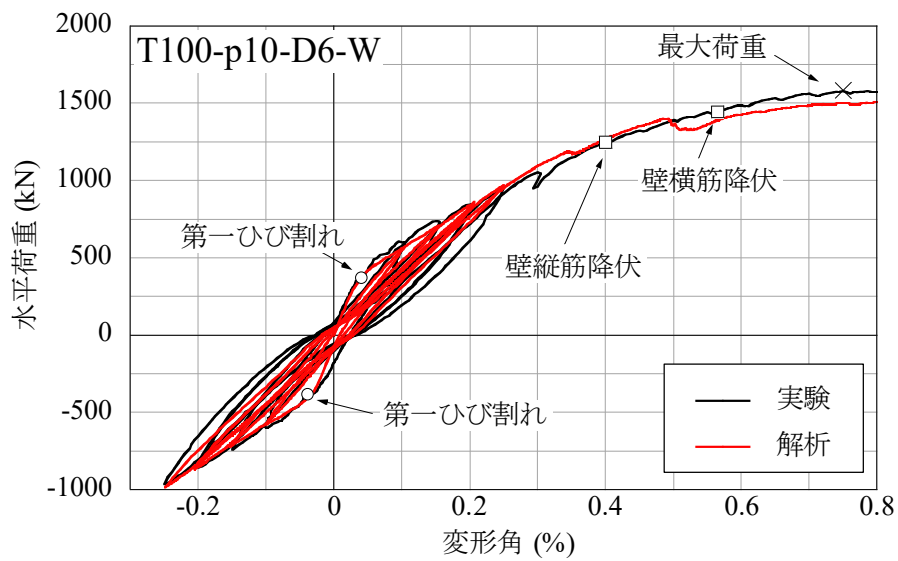


図 4.3-5 試験体 T100-p10-D6-W の荷重—変形関係の比較

(2) 最大主ひずみ分布

図 4.3-6～図 4.3-10 に解析より得た変形角+0.3%における壁及び柱の最大主ひずみ分布を示す。図は解析モデルの内、耐震壁及び柱部分を拡大して描画した。ひずみが大きい領域は壁の加力側上部から反対側の下部にかけて斜め方向に分布しており、実験の最終破壊状況（写真 3.4-1～写真 3.4-5 参照）における主要なひび割れの分布傾向と良く一致した。また、試験体 T85-p05-D6-W 及び T85-p05-D6-S は、実験において比較的大きなひび割れ幅が計測された試験体であるが、解析においても、他の試験体に比べて大きな主ひずみが生じた。これらのことから、本解析により、試験体のひび割れ性状に関する定性的な傾向は再現できたものと考えられる。

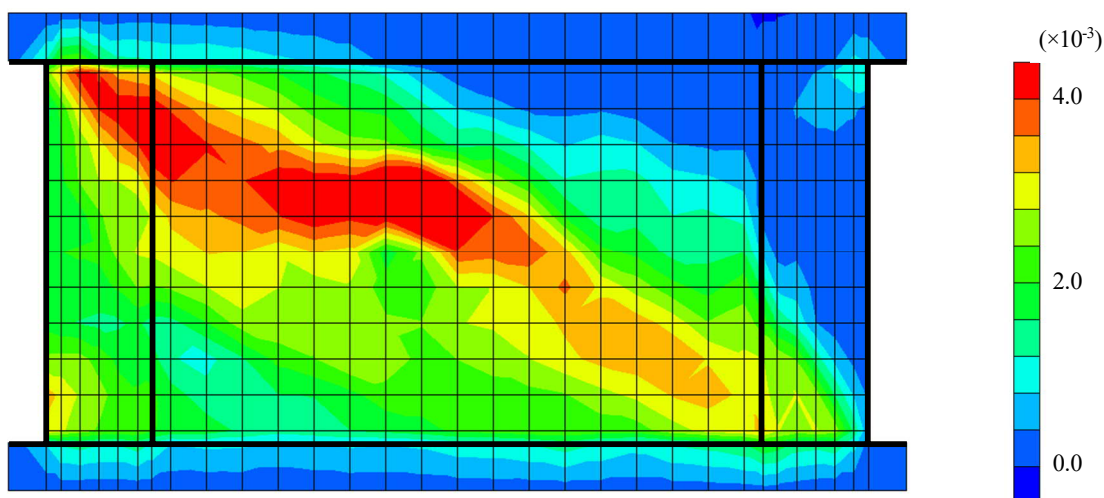


図 4.3-6 試験体 T85-p05-D6-W の解析の変形角+0.3%における最大主ひずみ分布

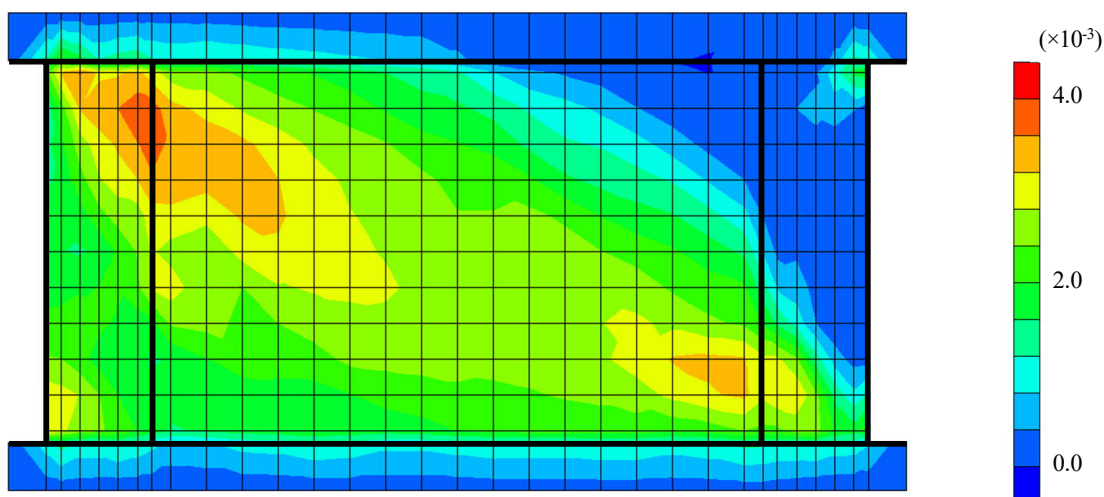


図 4.3-7 試験体 T85-p10-D6-W の解析の変形角+0.3%における最大主ひずみ分布

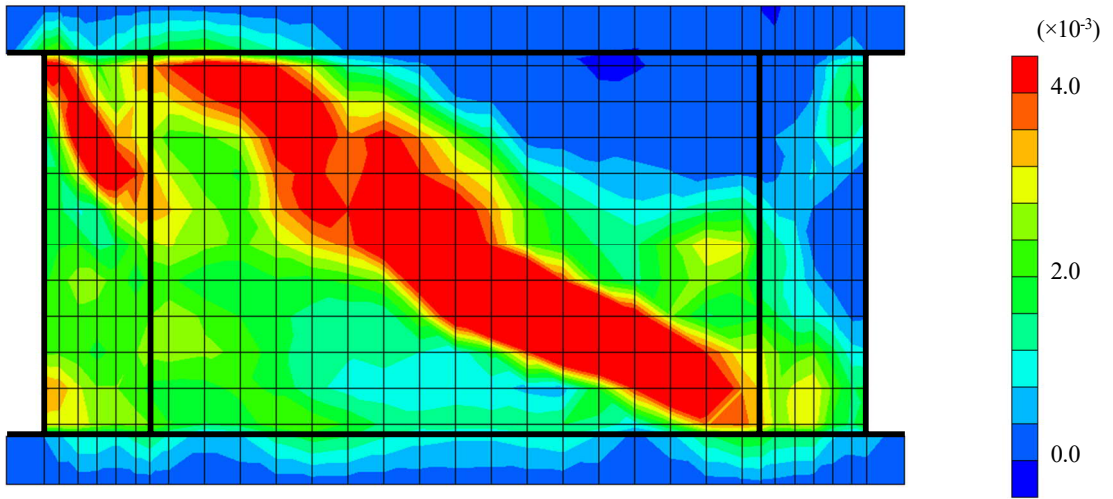


図 4.3-8 試験体 T85-p05-D6-S の解析の変形角+0.3%における最大主ひずみ分布

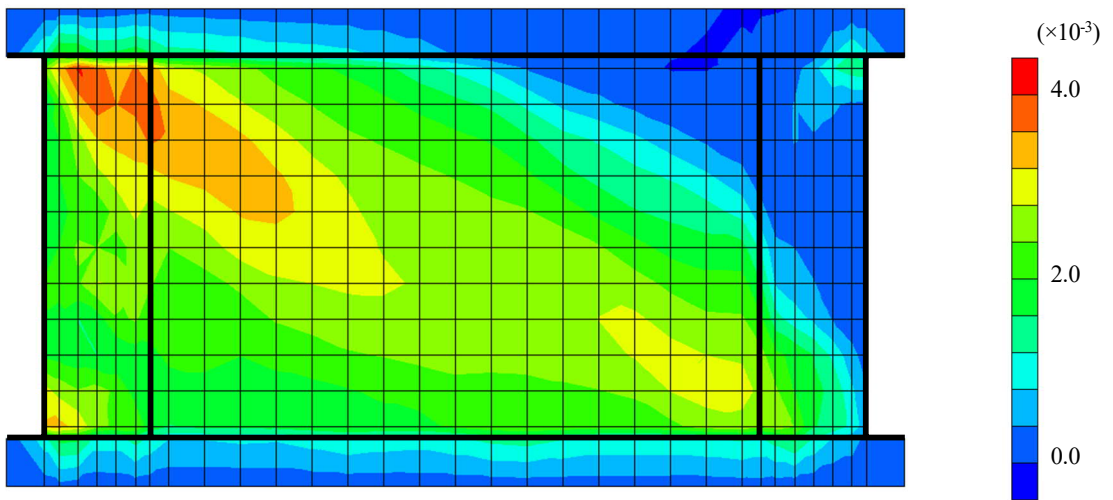


図 4.3-9 試験体 T100-p10-D10-W の解析の変形角+0.3%における最大主ひずみ分布

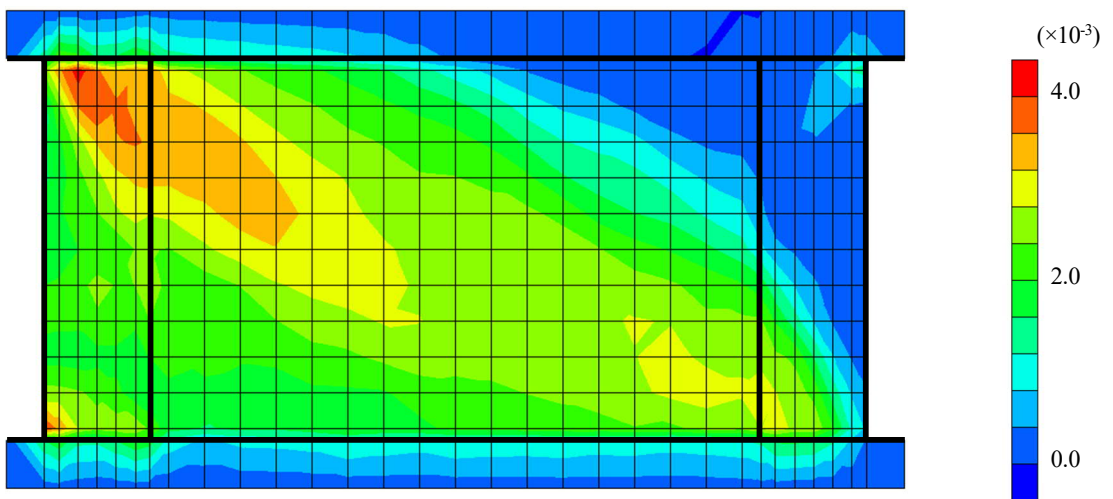


図 4.3-10 試験体 T100-p10-D6-W の解析の変形角+0.3%における最大主ひずみ分布

(3) ひび割れ面積

図 4.3-11～図 4.3-15 に実験と解析によるひび割れ面積の比較を示す。図は正加力時における面積を示しており、実線は各変形サイクルのピーク時におけるひび割れ面積、破線は横軸に示す変形角からの除荷後におけるひび割れ面積を表す。また、Ca1-1 と Ca1-2 はそれぞれ 4.1 節に示す第一、第二のひび割れ面積評価法による計算値を表しており、二つの評価法によるプロットは殆ど重なった。

変形ピーク時におけるひび割れ面積に関して、実験結果と解析による評価値は良く対応した。ただし、試験体 T85-p05-D6-W については、解析による面積が実験結果の 1.4 倍程度の大きな値となった。これは T85-p05-D6-W が加力前に乾燥収縮ひび割れを生じた試験体であり、実験では乾燥収縮ひび割れの拡幅分は計測しなかったため、他の試験体に比べて誤差が大きくなったものと推定される。

一方、除荷時のひび割れ面積に関しては、実験結果と解析による評価値の誤差がピーク時に比べて大きく、解析結果より求めたひび割れ面積は実験値に比べて小さい傾向があった。この要因の一つとして、解析の除荷時の残留変形が実験に比べて僅かに小さかったことが考えられる。また、ひび割れ本数が少なく、特定のひび割れの幅が大きくなった試験体 T85-p05-D6-W や T85-p05-D6-S は、変形角 0.2%以降で解析のひび割れ面積が急激に増大し、実験のひび割れ面積を過大評価した。一方、ひび割れが壁全体に分散したその他 3 体の試験体に関しては、経験した変形角とひび割れ面積が概ね線形関係にあり、定性的な傾向は実験と一致した。以上のことから、今後更なるデータの蓄積は必要であるが、非線形有限要素解析における壁面積の増分から壁のひび割れ面積を評価することが可能であると考えられる。

変形ピーク時と除荷時のいずれも、解析による二通りの評価方法による計算値はほぼ一致した。ただし、例えば原子力施設の建物、特に格納容器等を対象とした解析においては、熱ひずみを考慮することが多い。このような場合、節点変位に基づく評価法 Ca1-1 は荷重による変形と熱膨張・収縮による自由変形が総合的に含まれてしまう。一方、要素ひずみに基づく評価法 Ca1-2 は、熱による自由変形の影響を受けず、比較的計算式が簡便であることから、より実用的な評価法と考えられる。ただし、熱ひずみの影響を受ける構造物のひび割れ面積の評価に関しては今後更なる検討が必要である。

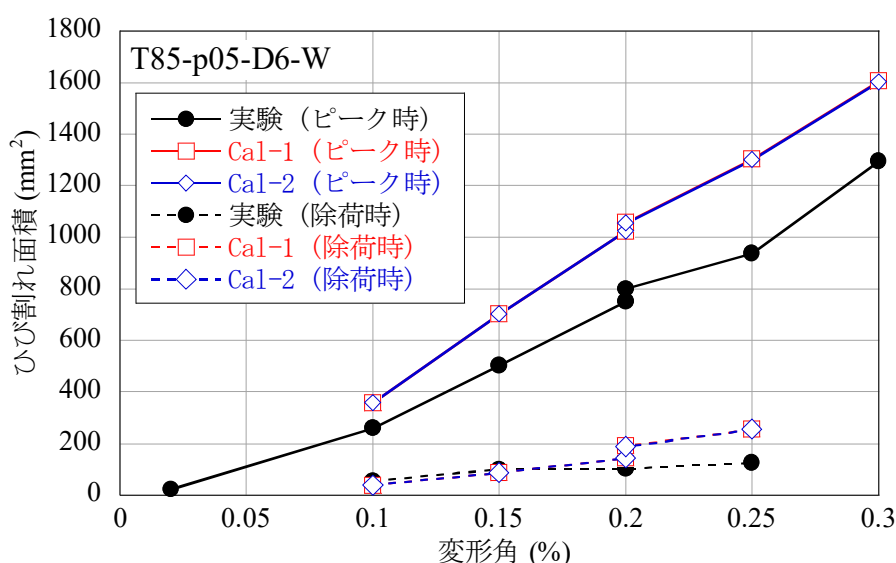


図 4.3-11 試験体 T85-p05-D6-W のひび割れ面積—変形角関係の比較

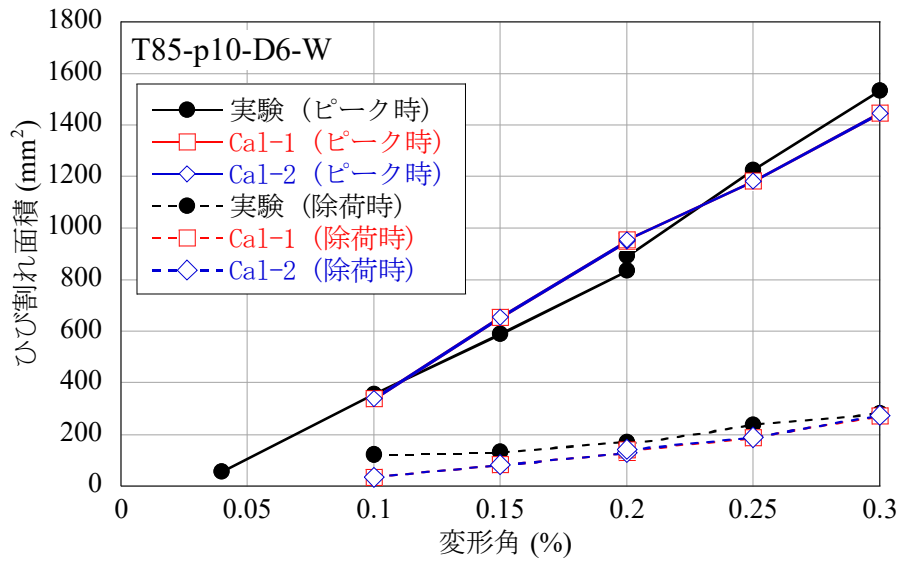


図 4.3-12 試験体 T85-p10-D6-W のひび割れ面積—変形角関係の比較

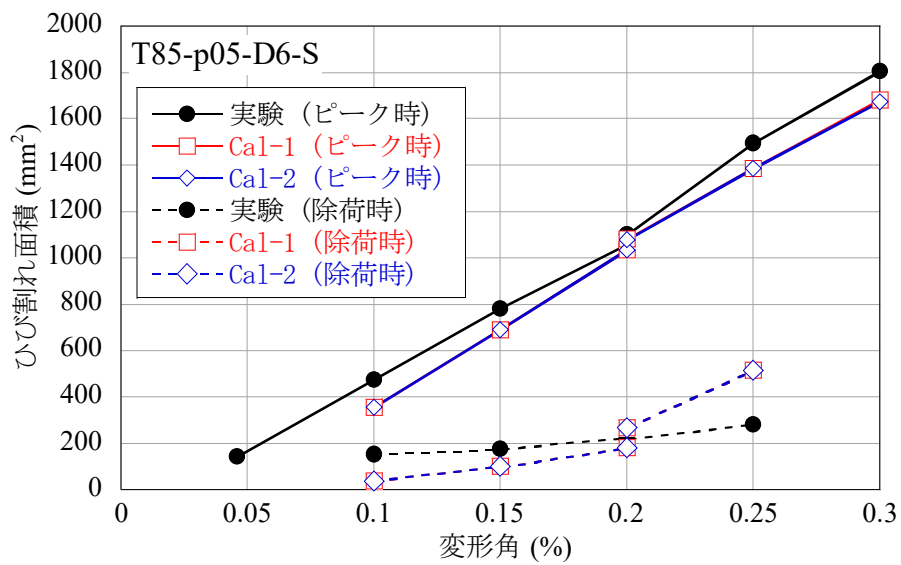


図 4.3-13 試験体 T85-p05-D6-S のひび割れ面積—変形角関係の比較

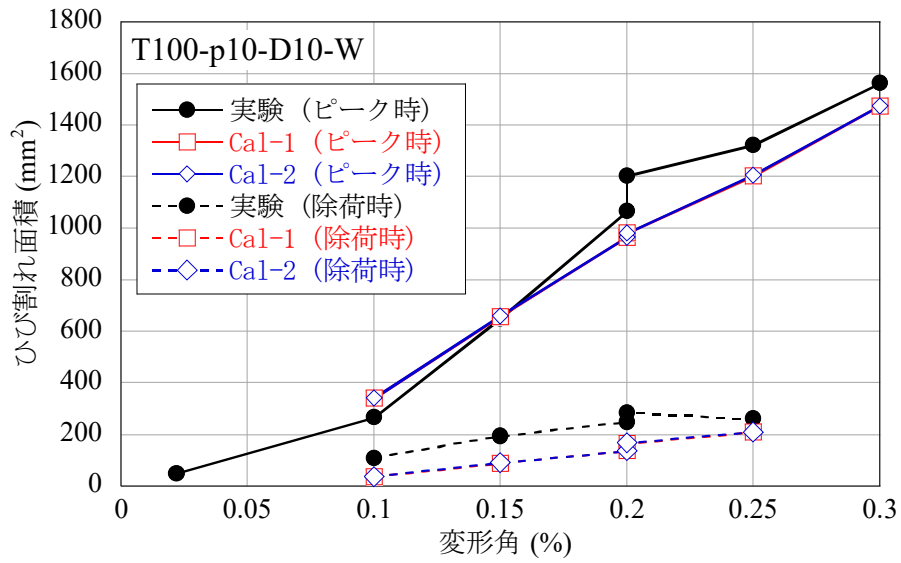


図 4. 3-14 試験体 T100-p10-D10-W のひび割れ面積－変形角関係の比較

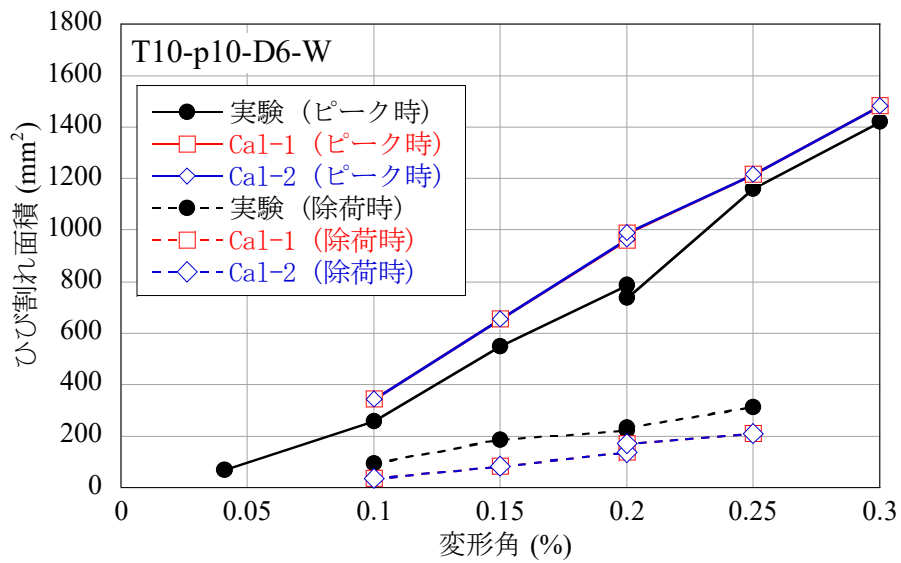


図 4. 3-15 試験体 T100-p10-D6-W のひび割れ面積－変形角関係の比較

4.4 まとめ

一般的な分散ひび割れモデルを用いた非線形有限要素解析により耐震壁のひび割れ面積を評価する方法を提案し、実験結果との適合性を確認した。第4章で得られた知見を以下に要約する。

- 1) 耐震壁のひび割れ面積が壁板の見付面の面積増分により評価できると仮定し、有限要素解析により得られる節点変位及び要素ひずみからひび割れ面積を評価する二通りの方法を提案した。
- 2) 第3章の実験を模擬した非線形有限要素解析を実施し、ひび割れ面積の評価法の適用性を確認した。本解析においては節点変位に基づく評価法も要素ひずみに基づく評価法も殆ど一致し、いずれも実験のひび割れ面積と良く対応した。
- 3) 要素ひずみに基づく評価法は、熱による自由変形の影響を受けず、比較的計算式が簡便であることから、節点変位に基づく評価法よりも実用的な評価法と考えられる。
- 4) 壁筋比が小さく、特定のひび割れの幅が大きくなった試験体 T85-p05-D6-W や T85-p05-D6-S は、解析により除荷時のひび割れ面積を過大評価する傾向があった。ひび割れ面積を評価できる程詳細なデータを取得している実験例は少なく、ひび割れ面積評価法の適用性を高めるためには、今後更なるデータの蓄積が必要である。また、熱ひずみの影響を受ける構造物のひび割れ面積の評価に関しても今後の課題である。

第4章の参考文献

- 4.1) 土木学会：材料特性の数理モデル入門～構成則主要用語解説集～，1989.11
- 4.2) Naganuma, K., Yonezawa, K., Kurimoto, O. and Eto, H.: Simulation of Nonlinear Dynamic Response of Reinforced Concrete Scaled Model Using Three-dimensional Finite Element Method, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 586, 2004.8
- 4.3) 長沼一洋：三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，第474号，pp.163-170，1995.8
- 4.4) 長沼一洋：平面応力場における鉄筋コンクリート板の非線形解析モデル 鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究（その1），日本建築学会構造系論文報告集，第421号，pp.39-48，1991.3
- 4.5) Ottosen, N.S.: A Failure Criterion for Concrete, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.103, EM4, pp.527-535, 1977.8
- 4.6) Nakamura, H. and Higai, T.: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Seminar on Post-Peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Loads, JCI-C51E, Vol.2, pp.259-272, 1999
- 4.7) Ciampi, V., Eligehausen, R., Bertero, V.V. and Popov, E.P.: Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars under Generalized Excitations, Report No. UCB/EERC-82/23, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1982.11
- 4.8) 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，1999.8

第5章 非線形有限要素解析に基づくひび割れ進展指標の提案

5.1 概要	107
5.2 最大ひび割れ幅と変形角の関係式	108
5.3 ひび割れ進展指標	114
5.4 ひび割れ進展指標の適用性の確認	115
5.5 まとめ	139
第5章の参考文献	140

5.1 概要

第3章及び第4章の結果より、最大ひび割れ幅、ひび割れ面積、変形角とそれぞれの有限要素解析による評価の可否を整理すると図5.1-1のようになる。即ち、有限要素解析により耐震壁の最大ひび割れ幅を直接評価することはできないが、ひび割れ面積や変形角を評価することで間接的に最大ひび割れ幅を評価できると考えられる。そのためには、図3.4-22に整理した最大ひび割れ幅と変形角の関係における直線回帰式の変動係数が大きい点が課題となる。そこで、5.2節では、小池らの耐震壁実験結果^{5.1)}を加え、改めて最大ひび割れ幅と変形角の関係を整理する。

また、最大ひび割れ幅が壁面の一部に現れることを考えると、ひび割れ面積や変形角のように耐震壁全体の挙動として得られる値から評価するよりは、ひび割れ面積の算定の基となる、個々の要素の面積増分に着目すべきと考えられる。一方で、特定の要素の面積増分にだけ注目すると、解析モデルの要素分割によってはひずみの局所化を生じる場合があり、モデル化によって評価精度にばらつきを生じることが考えられる。そこで、赤井らの研究^{5.2)}で提案されている損傷指標の概念に倣い、各要素の面積増分を壁全体で重み付け平均化して局所化の影響をできるだけ抑制することとした。5.3節では、要素の面積増分に基づいて定義するひび割れ進展指標について述べる。なお、評価対象とするのは、両側柱付き耐震壁の内、側柱を除いた壁板部分に生じるひび割れである。

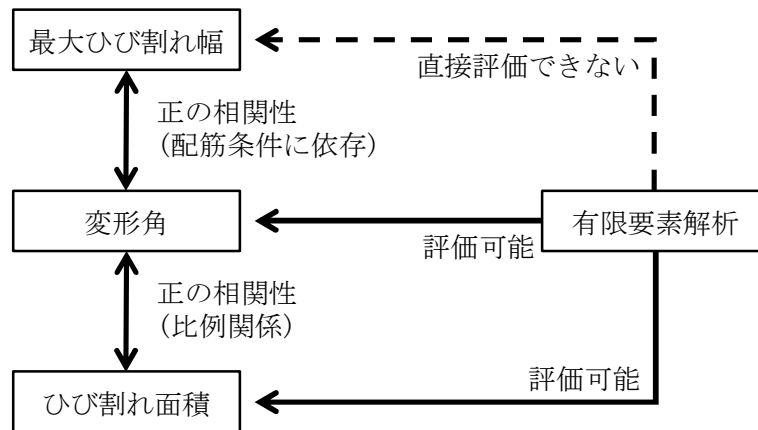


図 5.1-1 ひび割れ量と有限要素解析による評価可否

5.2 最大ひび割れ幅と変形角の関係式

(1) 小池らの実験^{5.1)}

小池らの実験は、壁に生じた最大ひび割れ幅が計測されており、試験体の形状寸法が著者らの実験と近いこと等から検討対象に加えた。一方で、著者の実験と小池らの実験では、加力形式（耐震壁のモーメント分布）が片持ち形式であるか逆対称形式であるかが異なる。更に、耐震壁の壁筋比、コンクリート圧縮強度、軸応力度等にも違いがあることから、より広範な条件下での検討が可能になると考えられる。図 5.2-1 に試験体外形寸法の比較を、図 5.2-2 に加力形式の比較を、表 5.2-1 に小池らの実験の試験体緒元、表 5.2-2 にコンクリートの材料試験結果、表 5.2-3 に鉄筋の引張試験結果を示す。

小池らは耐震壁の損傷の大きさが耐力や変形性能に及ぼす影響を定量的に把握するため、事前加力・本加力という 2 段階の繰返し載荷実験を行った。同一の断面形状の耐震壁試験体 5 体に対して、事前加力として与える変形の大きさを変数とし、事前加力なし (S-D0) から最大 0.6% (S-DIV) の事前加力が与えられた。事前加力・本加力共に、繰返し載荷の変形ピーク時及びピークからの除荷時にひび割れ幅等が計測された。繰返し載荷終了後は単調載荷により耐震壁がせん断破壊するまで加力された。なお、事前加力で最大の変形を与えた試験体 S-DIV は、本加力を終えた試験体 S-DII を 0.6% の事前加力を終えた状態と見なして用いたため、S-DIV の事前加力によるひび割れ幅等は S-DII と同じ値である。よって、本検討には S-DIV を除いた 4 体のひび割れ幅のデータを用いることとした。表 5.2-4 に小池らの実験の加力サイクルを示す。

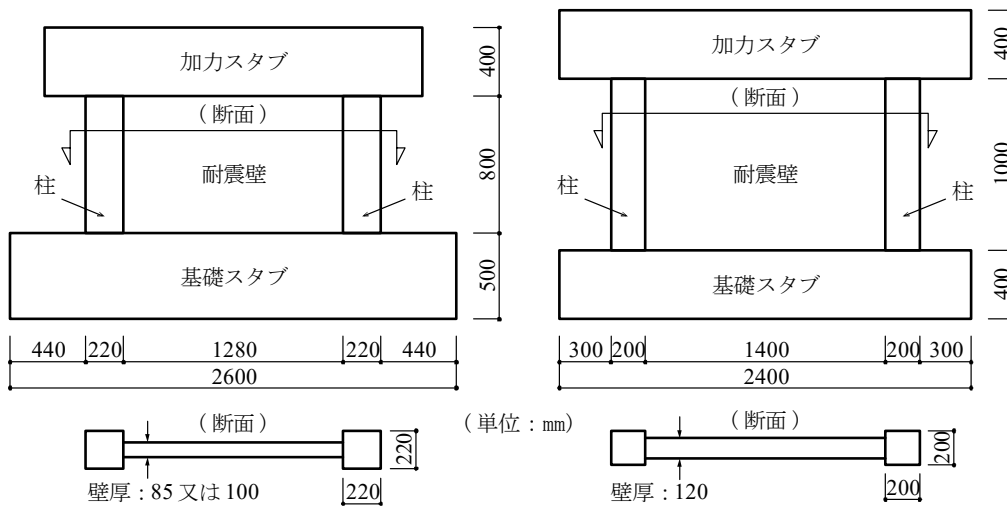


図 5.2-1 試験体外形寸法の比較 (左：著者の実験，右：小池らの実験)

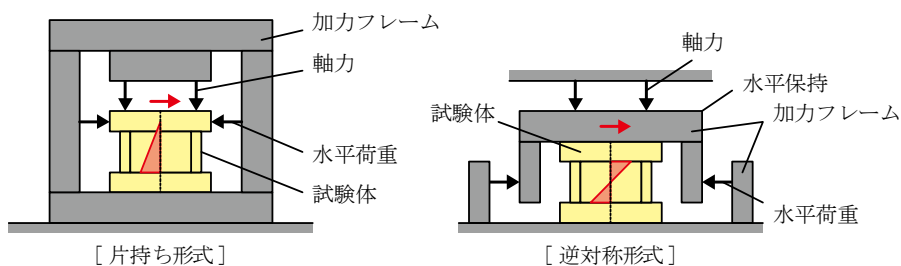


図 5.2-2 加力形式の比較 (左：著者の実験，右：小池らの実験)

表 5.2-1 試験体緒元

試験体名称	耐震壁		柱		
	板厚 (mm)	せん断補強筋 [壁筋比] (※縦横共通)	断面 (mm)	主筋 [主筋比]	帯筋 [帯筋比]
S-D0, S-DI, S-DII, S-DIII	120	2-D6@40 [$p_s=1.32\%$]	200×200	12-D16 [$p_g=6.0\%$]	2-D6@60 [$p_w=0.53\%$]

表 5.2-2 コンクリートの材料試験結果

試験体	ヤング係数 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
S-D0	3.28×10 ⁴	40.2	3.46
S-DI	3.47×10 ⁴	41.2	2.89
S-DII	3.42×10 ⁴	41.3	2.78
S-DIII	3.25×10 ⁴	41.9	2.49

表 5.2-3 鉄筋の引張試験結果

径	位置	ヤング係数 (N/mm ²)	降伏応力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)
D6	壁筋	1.73×10 ⁵	362	518
D13	柱帯筋	1.81×10 ⁵	364	572
D16	柱主筋	1.91×10 ⁵	393	574

表 5.2-4 加力サイクル

変形角 (×10 ⁻³)	事前加力												
	0.25	0.5	0.75	1	2	3	4	3	2	1	0.5	0.25	
S-D0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S-DI	2	2	5	-	-	-	-	-	-	-	2	2	
S-DII	2	2	2	2	5	-	-	-	-	2	2	2	
S-DIII	2	2	2	2	2	2	5	2	2	2	2	2	
変形角 (×10 ⁻³)	本加力												
	0.25	0.5	0.75	1	2	3	4	6					
S-D0	2	2	2	2	2	2	2	2					
S-DI	2	2	2	2	2	2	2	2					
S-DII	2	2	2	2	2	2	2	2					
S-DIII	2	2	2	2	2	2	2	2					

(2) 最大ひび割れ幅と変形角の回帰分析

3.4 節(5)では、壁筋比が 0.5%の場合と 1.0%の場合に大別し、それぞれについて最大ひび割れ幅を目的変数 (y)、変形角を説明変数 (x) とした線形回帰式を求めた。しかしながら、耐震壁の変形が増大して新たなひび割れが生じると、ひび割れ 1 本あたりの拡幅が均されるため、最大ひび割れ幅の増加は新たなひび割れの発生と共に鈍ると考えられる。そこで、最大ひび割れ幅と変形角の回帰式を求める方法として、本論文では直線回帰式とべき乗回帰式の二通りを試すこととした。また、壁筋比以外の条件の違いを考慮するため、回帰式の導出は試験体ごとに行った。

無加力時には水平変形によるひび割れが無いことから、回帰式の切片は 0 とするのが妥当と考えられる。また、回帰式を複雑にしないため、べき乗回帰式の指数は 0.5 で固定することとした。従って、求める回帰式は次のように表される。

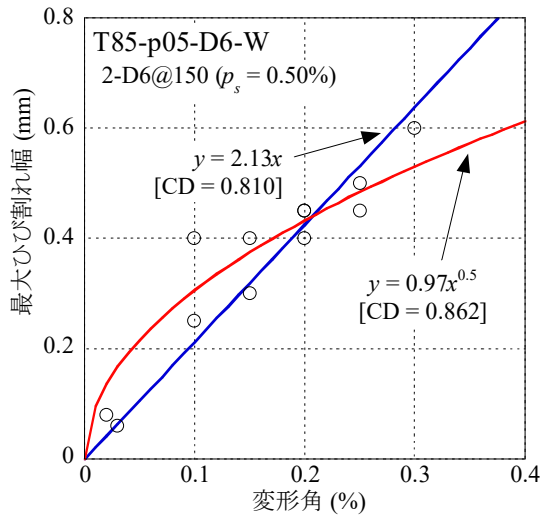
$$\cdot \text{直線回帰式} \quad : y = a \cdot x \quad (5.2-1)$$

$$\cdot \text{べき乗回帰式} : y = a \cdot x^{0.5} \quad (5.2-2)$$

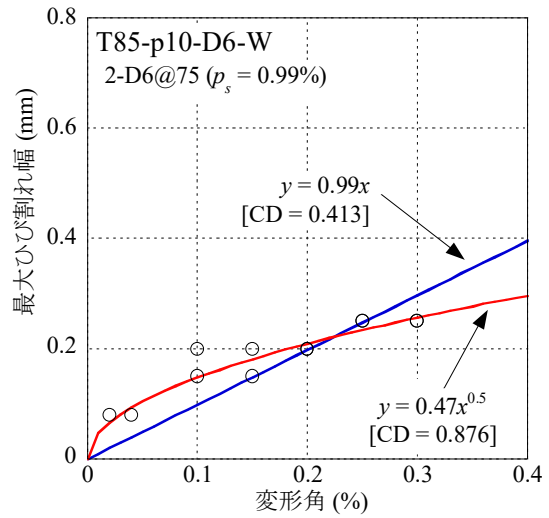
図 5.2-3 及び図 5.2-4 に各試験体の最大ひび割れ幅—変形角関係の回帰式を示す。回帰式の係数 a は最小二乗法により求めた。回帰式に併記した[CD]は決定係数である。

線形回帰式の決定係数は 0.41~0.90 (平均 0.76)、べき乗回帰式の決定係数は 0.68~0.89 (平均 0.82) であり、べき乗回帰式の方が評価精度が高かった。また、べき乗回帰式で最も決定係数が小さかった試験体 T100-p10-D6-W は、変形角 0.25%における 0.4mm の 1 点のみが大きく回帰曲線から逸脱したが、それ以外のプロットは回帰曲線の近傍にある。

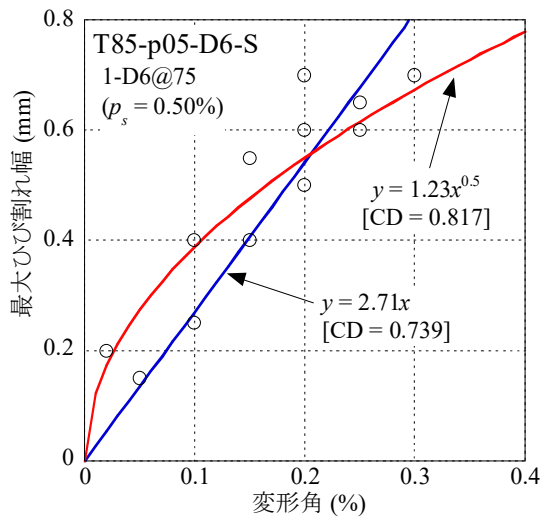
以上より、本研究では最大ひび割れ幅—変形角関係をべき乗回帰式で表すこととした。ただし、べき乗回帰式の指数はひび割れの発生本数に依存すると考えられ、今後検討の余地がある。



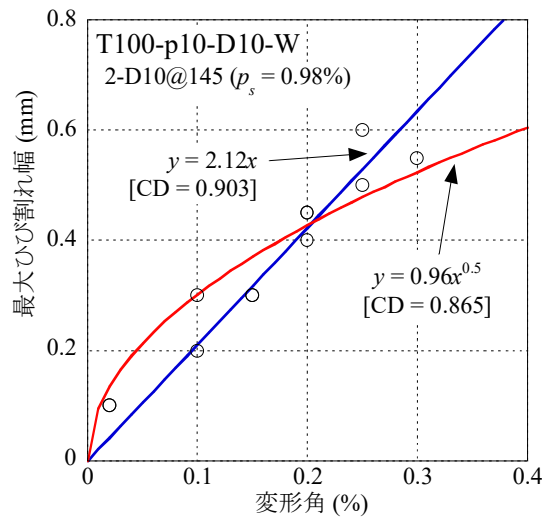
(a) T85-p05-D6-W



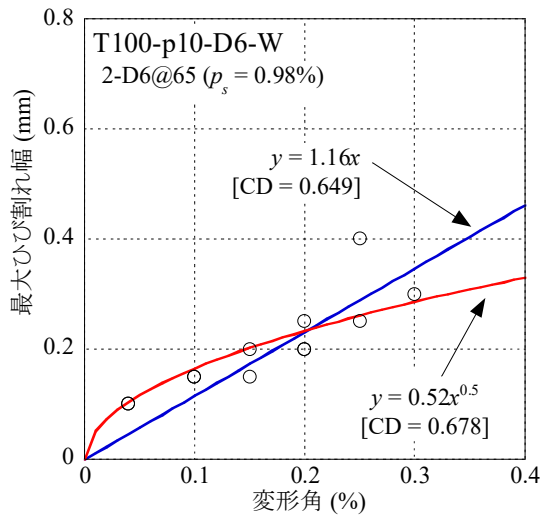
(b) T85-p10-D6-W



(c) T85-p05-D6-S

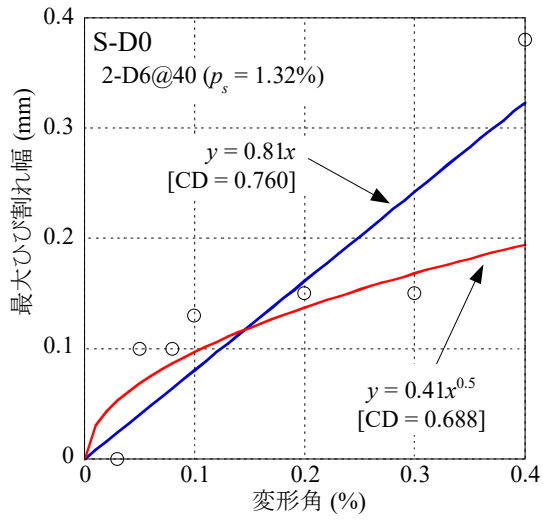


(d) T100-p10-D10-W

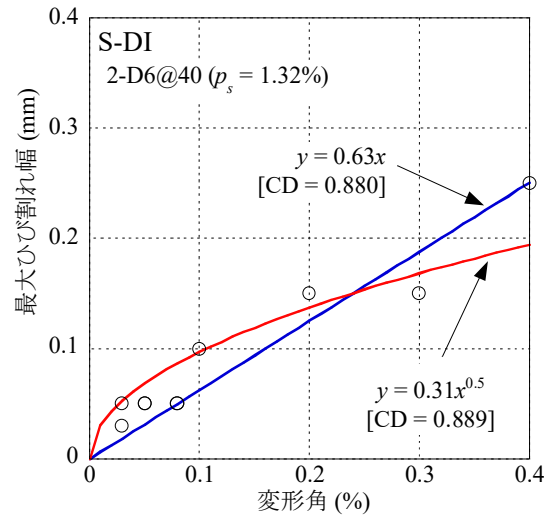


(e) T100-p10-D6-W

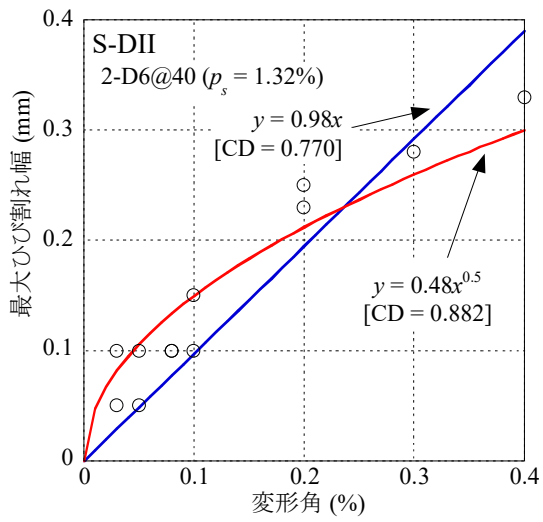
図 5.2-3 最大ひび割れ幅－変形角関係の回帰式(1)



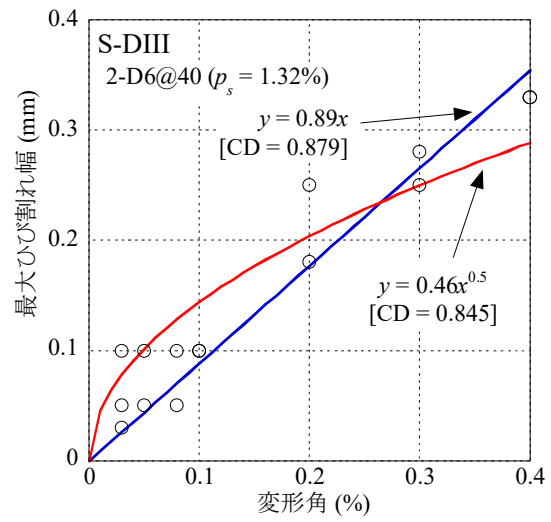
(a) S-D0



(b) S-DI



(c) S-DII



(d) S-DIII

図 5.2-4 最大ひび割れ幅—変形角関係の回帰式(2)

(3) ベキ乗回帰式の係数の評価

前項で得た回帰曲線の係数 a は壁筋比が大きくなる程小さくなると考えられる。しかし、試験体 T100-p10-D10-W は壁筋比が 1.0%程度のその他の試験体に比べて係数 a が大きく、また、小池らの試験体は壁筋比が 1.32%と大きい、係数 a は壁筋比が 1.0%程度の試験体と殆ど変わらない値である。これらは係数 a の影響因子が壁筋比だけではないことを示唆している。そこで、壁筋比 (p_s)、鉄筋径 (d_b)、鉄筋間隔 (s_b)、平均軸応力度 (σ_0 : 全鉛直荷重を壁及び側柱の合計面積で除した応力度) を説明変数とした重回帰分析を行った。その結果、係数 a の評価式として以下の式を得た。

$$a = -1.57p_s + 0.17d_b - 0.0034s_b - 0.39\sigma_0 + 1.78 \quad (5.2-3)$$

$$a = -1.29p_s + 0.11d_b - 0.40\sigma_0 + 1.66 \quad (5.2-4)$$

$$a = -0.82p_s + 0.08d_b + 0.98 \quad (5.2-5)$$

$$a = -1.00p_s - 0.14\sigma_0 + 1.80 \quad (5.2-6)$$

表 5.2-5 に式(5.2-3)～式(5.2-6)による係数 a の評価値及び各評価式の決定係数を示す。

式(5.2-3)は4つの説明変数を全て用いた式である。式(5.2-3)による評価値は係数 a と最も良く整合した。しかしながら、鉄筋間隔の項に着目すると係数が負値となった。一般的には、鉄筋間隔が大きい程ひび割れの発生間隔は大きくなり、ひび割れ本数が少なくなるため、最大ひび割れ幅は大きくなると考えられる。即ち、鉄筋間隔の影響については実現象と合致していない。

式(5.2-4)は鉄筋間隔を除いた3つの説明変数により求めた式である。式(5.2-4)の決定係数は0.94と比較的良好であり、各変数の符号も実現象と合致していると考えられる。式(5.2-4)の決定係数が式(5.2-3)と同等なのは、壁筋比と鉄筋径により平均的な鉄筋間隔が考慮されたためと推定される。

式(5.2-5)及び式(5.2-6)は、式(5.2-4)の変数から平均軸応力度または鉄筋径を除いた2つの説明変数により求めた式である。いずれも決定係数は0.9を下回った。

以上の結果から、本研究では各説明変数の影響に矛盾がなく、決定係数が比較的大きな式(5.2-4)を採用した。

表 5.2-5 重回帰式による係数 a の評価値

試験体	説明変数				目的変数 a	回帰式による評価値			
	p_s (%)	d_b (mm)	s_b (mm)	σ_0 (N/mm ²)		式 (5.2-3)	式 (5.2-4)	式 (5.2-5)	式 (5.2-6)
T85-p05-D6-W	0.50	6	150	1.42	0.97	0.96	1.11	1.04	1.10
T85-p10-D6-W	0.99	6	75	1.42	0.47	0.43	0.47	0.63	0.61
T85-p05-D6-S	0.50	6	75	1.42	1.23	1.21	1.11	1.04	1.10
T100-p10-D10-W	0.98	10	145	1.30	0.96	0.94	0.97	0.95	0.63
T100-p10-D6-W	0.98	6	65	1.30	0.52	0.54	0.54	0.65	0.64
S-D0	1.32	6	40	0.50	0.41	0.40	0.42	0.37	0.41
S-DI	1.32	6	40	0.50	0.31	0.40	0.42	0.37	0.41
S-DII	1.32	6	40	0.50	0.48	0.40	0.42	0.37	0.41
S-DIII	1.32	6	40	0.50	0.46	0.40	0.42	0.37	0.41
決定係数						0.97	0.94	0.87	0.77

5.3 ひび割れ進展指標

ひび割れ進展指標の概念は、赤井らの研究^{5.2)}で提案されている損傷指標 $Di(c)$ を参考とした。本論文ではひび割れ進展指標を $Di(t)$ として定義し、有限要素解析において検討対象部位にある要素の体積増大率（平面解析においては面積増大率）をその要素の体積（面積）で重み付け平均し、検討対象部位のひび割れ状況を表す指標とする。以下に3次元モデルにおける $Di(t)$ の算定手順を示す。

はじめに、個々の要素の体積増大率 ΔV_ε を次式により求める。

$$\Delta V_\varepsilon = 100 \times (\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z) \quad (\%) \quad (5.3-1)$$

ここで、 ε_x 、 ε_y 、 ε_z は要素の中心点で評価する局所方向ごとの垂直ひずみである。また、基準化要素体積増大率 $\Delta V_{\varepsilon 0}$ を、ひび割れ進展指標による判定基準とするひび割れ幅 w_{cr0} （例えば 0.2mm 等）に基づき定義する。3.4節(5)より、壁のひび割れ面積増大率 (y')と変形角 (x)の間には、配筋条件によらず、 $y' = 0.46x$ の関係があることを示した。この関係を応用し、更に5.2節の最大ひび割れ幅と変形角の関係を用いて、 $\Delta V_{\varepsilon 0}$ を次式により求める。

$$\Delta V_{\varepsilon 0} = 0.46 \times \left(\frac{w_{cr0}}{a} \right)^2 \quad (\%) \quad (5.3-2)$$

ここで、 a は配筋条件を考慮して式(5.2-4)により求める係数である。

個々の要素のひび割れ進展度を $Di(t)_{elm}$ とし、 ΔV_ε を $\Delta V_{\varepsilon 0}$ で除して平方根をとったものとして、次式で定義する。なお、平方根の有無による比較を5.4節(2)及び(3)に示す。

$$Di(t)_{elm} = \sqrt{\frac{\Delta V_\varepsilon}{\Delta V_{\varepsilon 0}}} \quad (5.3-3)$$

要素の体積増大率が判定基準とする最大ひび割れ幅に達するときの壁の体積増大率と等しくなったときに $Di(t)_{elm}$ は1.0になる。なお、ひび割れ前の要素（解析開始から要素の最大主応力度がひび割れ強度に未達の要素）については $Di(t)_{elm} = 0$ とする。

次に、個々の要素のひび割れ進展度 $Di(t)_{elm}$ をその要素の体積 V_{elm} で重み付け平均し、検討対象部位全体で1つの指標とする。これをひび割れ進展指標 $Di(t)$ と定義し、次式により算定する。

$$Di(t) = \frac{\sum (Di(t)_{elm} \times V_{elm})}{\sum V_{elm}} \quad (5.3-4)$$

$Di(t)$ は検討対象部位内の要素にひび割れを生じた後に徐々に増大する。その後、 $Di(t)$ が1.0に到達したとき、判定基準としたひび割れ幅 w_{cr0} に近いひび割れが生じていることが確認できれば評価指標として有用と言える。5.4節にてその適用性を確認する。

5.4 ひび割れ進展指標の適用性の確認

(1) 解析モデル

解析モデルは第4章で用いたモデルと同じとした(詳細は4.2節を参照)。ただし、ひび割れ進展指標の適用性をより単純化した条件で検討するため、本解析においては水平方向に単調荷重を行った。

なお、小池らの実験^{5.1)}を対象とする解析モデルは、実験の加力条件を再現するため、加力スタブ上面全節点の鉛直方向変位が等しくなるよう変位従属条件を与え、加力スタブ上面全体に一定の軸力を等分布荷重で与えながら、加力スタブ上面の全節点に一樣な水平方向強制変位を与えた。また、単調荷重解析であることから、解析対象は事前加力がないS-D0のみとした。小池らの実験を模擬した解析モデルの概念を図5.4-1に示す。また、各解析モデルに与えた基準化要素体積増大率 ΔV_{d0} を表5.4-1に示す。

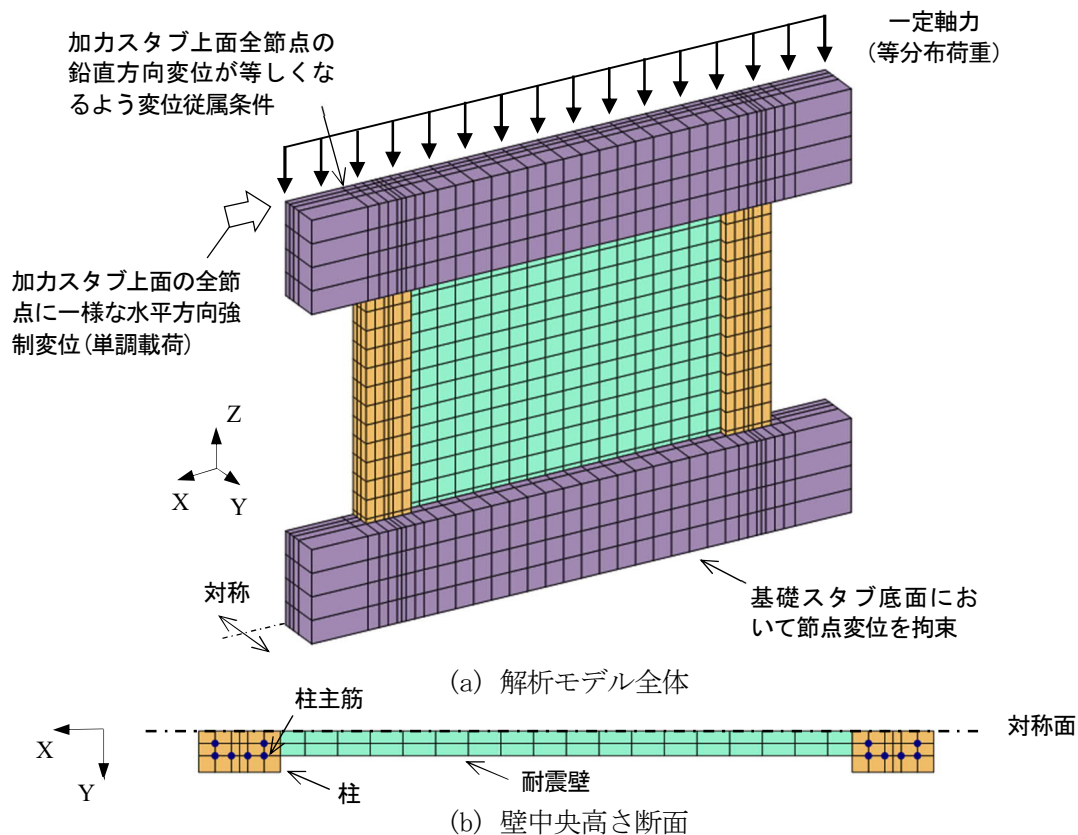


図 5.4-1 解析モデル (小池らの実験の試験体)

表 5.4-1 各解析モデルの基準化要素体積増大率 ΔV_{d0}

試験体	式(5.2-4)による a	ΔV_{d0} (%)	試験体	式(5.2-4)による a	ΔV_{d0} (%)
T85-p05-D6-W	1.11	0.0149	T85-p10-D6-W	0.47	0.0837
T85-p05-D6-S	1.11	0.0149	T100-p10-D10-W	0.97	0.0195
T100-p10-D6-W	0.54	0.0626	S-D0	0.42	0.1057

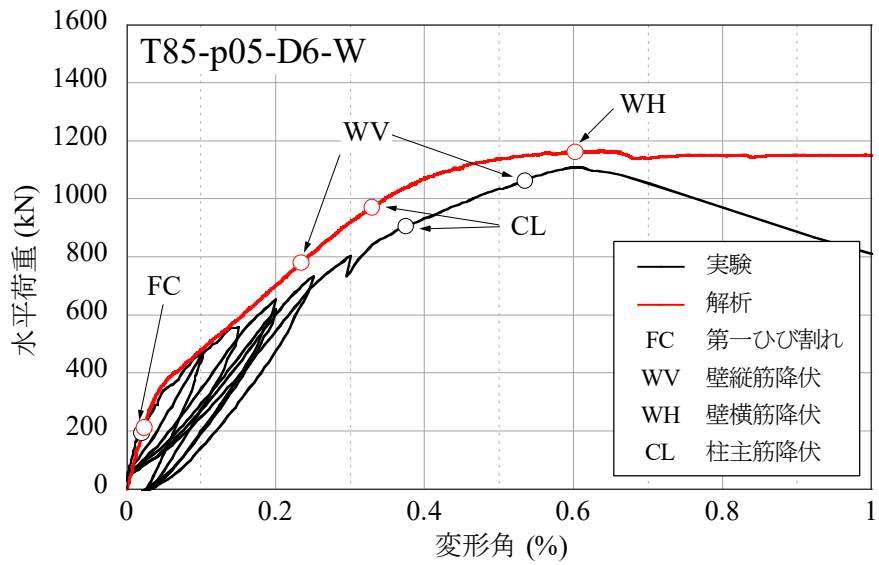
※ひび割れ進展指標による判定基準とするひび割れ幅 w_{cr0} は 0.2mm として算定

(2) 荷重－変形関係

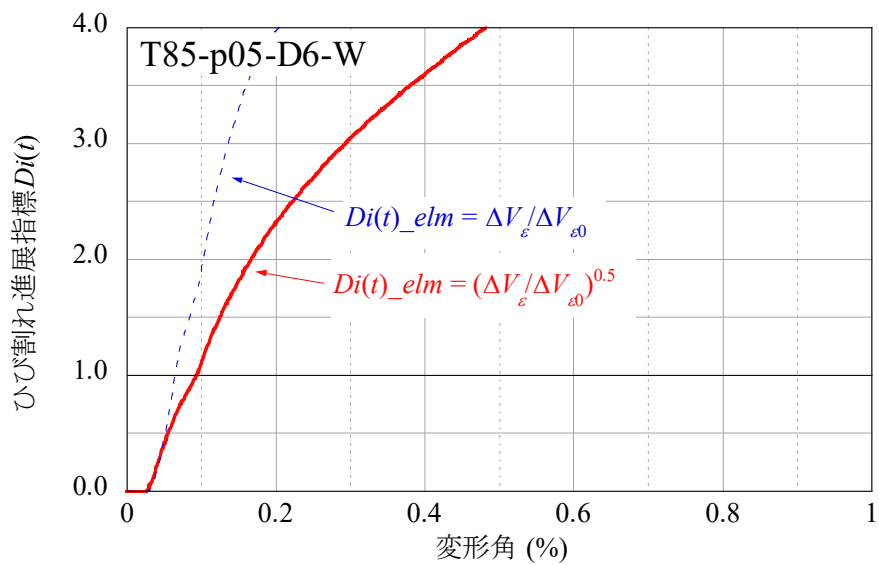
図 5. 4-2～図 5. 4-7 に各試験体の実験と有限要素解析の水平荷重－変形角関係の比較及びひび割れ進展指標の推移を示す。

解析の荷重－変形関係は変形角 0. 2%までは実験の荷重－変形関係の骨格曲線と良く一致した。変形角が 0. 2%を超えた領域では、繰返し载荷を行った実験に対して単調载荷を行った解析は荷重をやや大きく評価した。また、実験の最大荷重に対する解析の最大荷重の比は 0. 93～1. 05 であり、せん断破壊型の各試験体の最大耐力を±10%程度の誤差で再現できた。

ひび割れ進展指標のグラフについては、赤実線は式(5. 3-3)の $Di(t)_{elm}$ の算定において $\Delta V_d / \Delta V_{d0}$ の平方根をとった場合、青破線は平方根をとらなかった場合の $Di(t)$ を表す。グラフの横軸は変形角であり、荷重－変形関係の横軸と同じ大きさで描いている。ひび割れ進展指標は第一ひび割れが生じた後に増大し、変形角が 0. 1%～0. 2%近傍でひび割れ進展指標が 1. 0 に達した。表 5. 4-1 に示した基準化要素体積増大率 ΔV_{d0} が比較的小さい試験体 T85-p05-D6-W、T85-p05-D6-S、T100-p10-D10-W は、小さな要素ひずみでも要素のひび割れ進展度を $Di(t)_{elm}$ が大きくなりやすいため、ひび割れ進展指標 $Di(t)$ が増大しやすく、0. 1%程度の変形角でひび割れ進展指標が 1. 0 に達した。また、これらの試験体は $Di(t)_{elm}$ の算定において平方根を取らない場合の $Di(t)$ の増大率が特に大きかった。

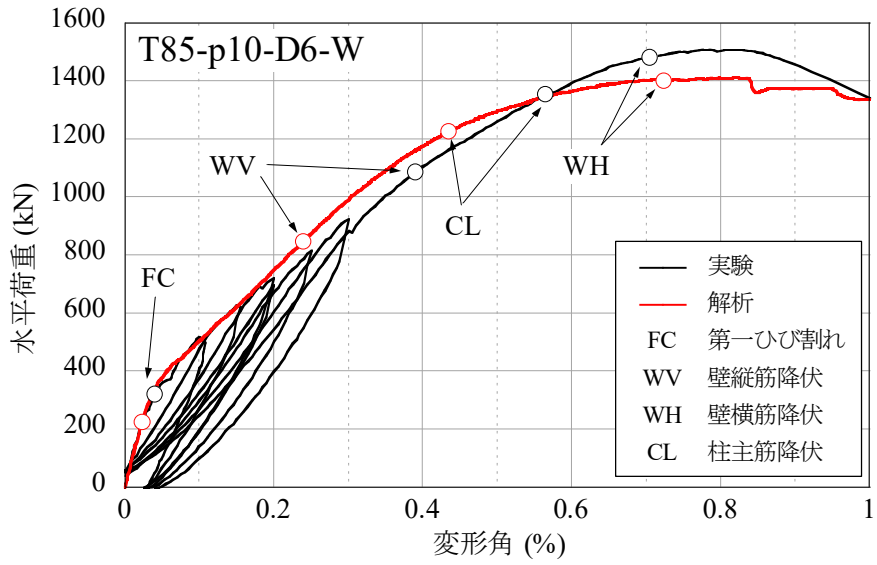


(a) 水平荷重—変形角関係の比較

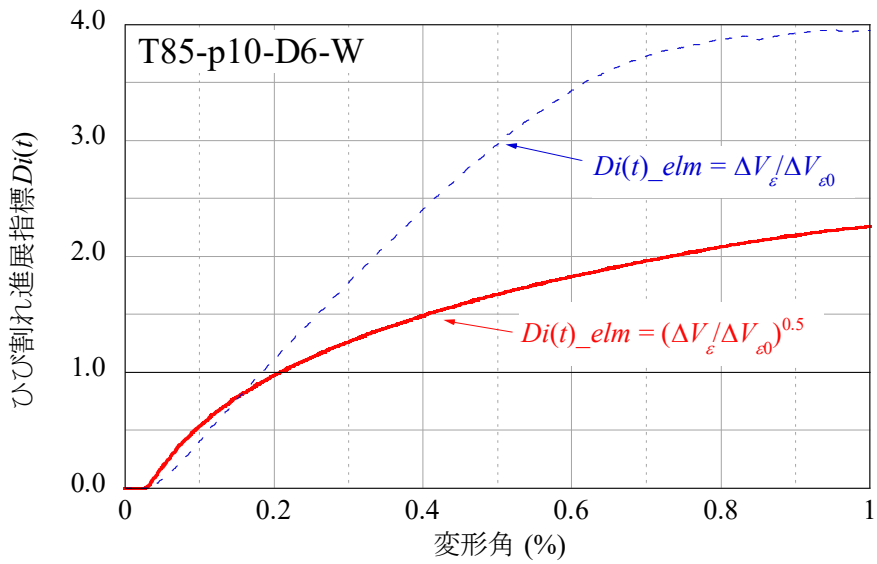


(b) ひび割れ進展指標

図 5.4-2 試験体 T85-p05-D6-W の荷重—変形関係の比較及びひび割れ進展指標の推移

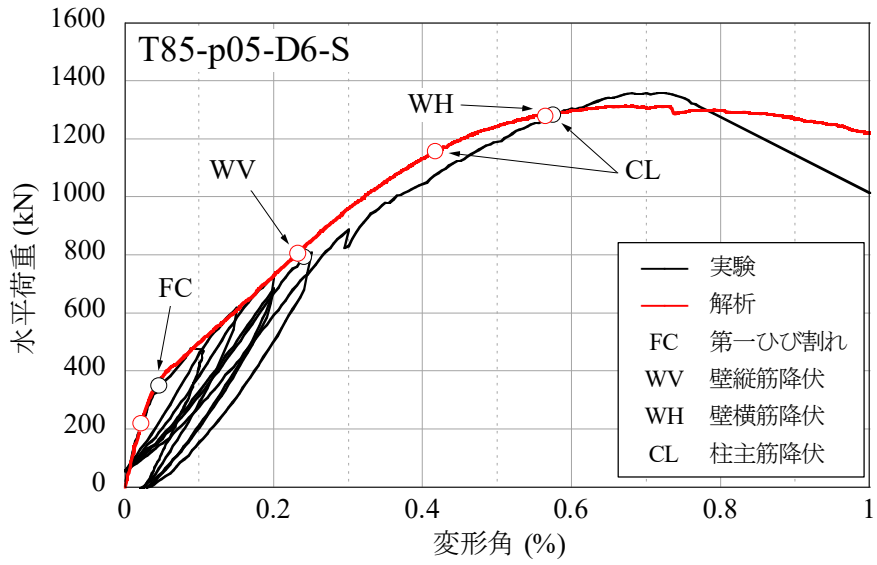


(a) 水平荷重—変形角関係の比較

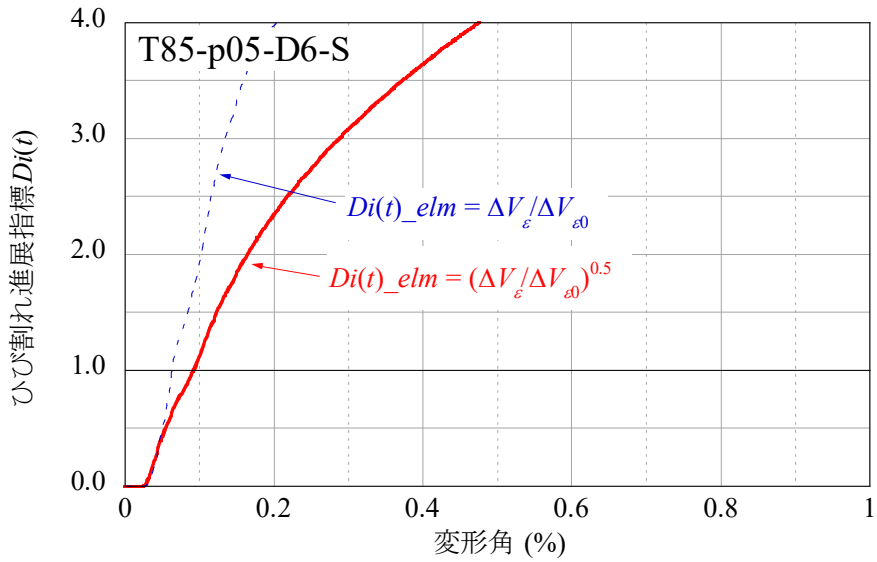


(b) ひび割れ進展指標

図 5. 4-3 試験体 T85-p10-D6-W の荷重—変形関係の比較及びひび割れ進展指標の推移

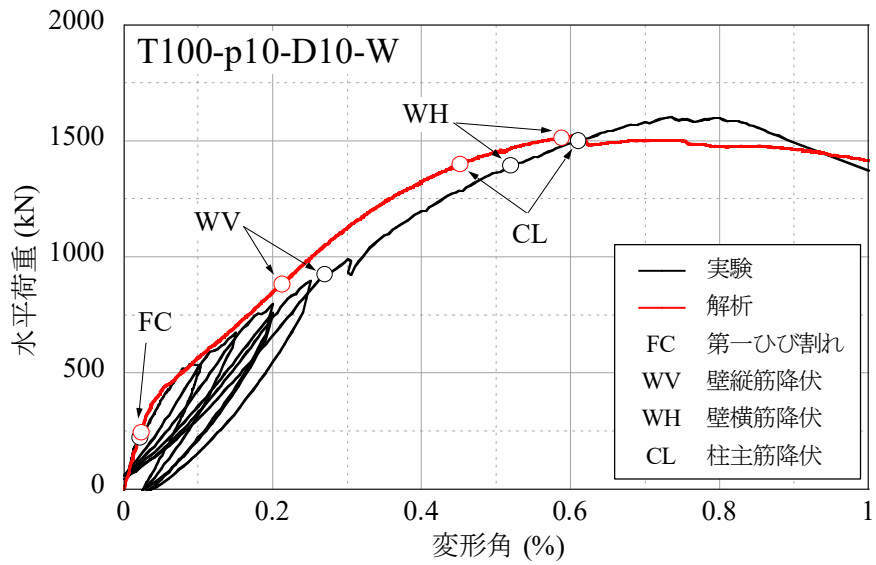


(a) 水平荷重—変形角関係の比較

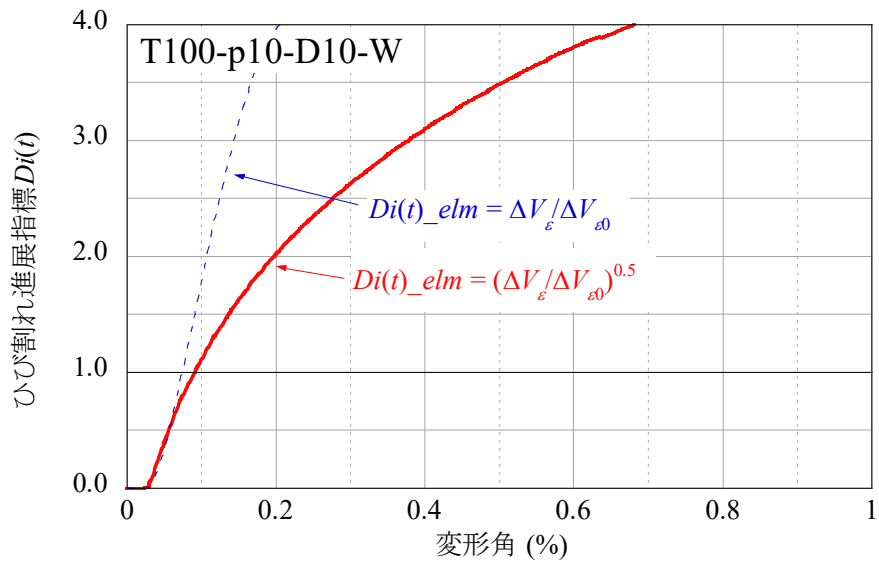


(b) ひび割れ進展指標

図 5.4-4 試験体 T85-p05-D6-S の荷重—変形関係の比較及びひび割れ進展指標の推移

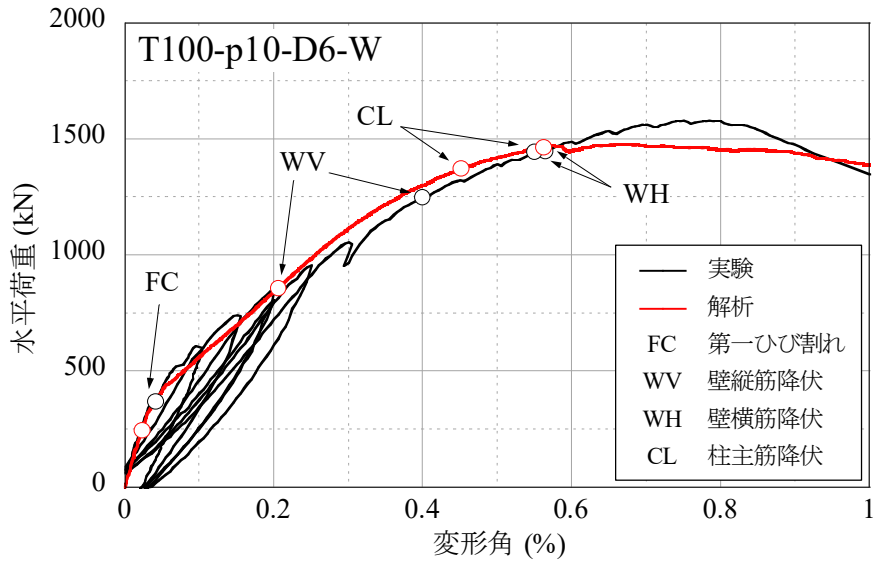


(a) 水平荷重—変形角関係の比較

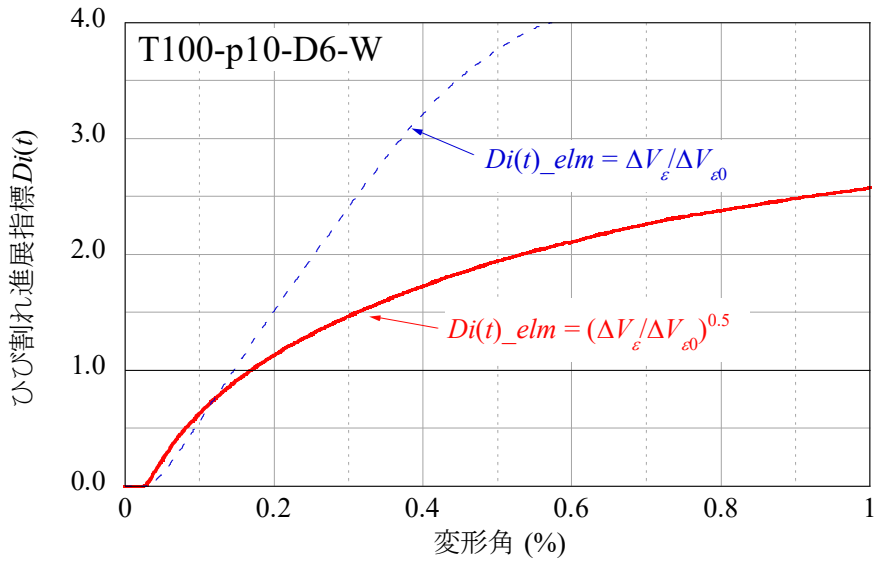


(b) ひび割れ進展指標

図 5. 4-5 試験体 T100-p10-D10-W の荷重—変形関係の比較及びひび割れ進展指標の推移

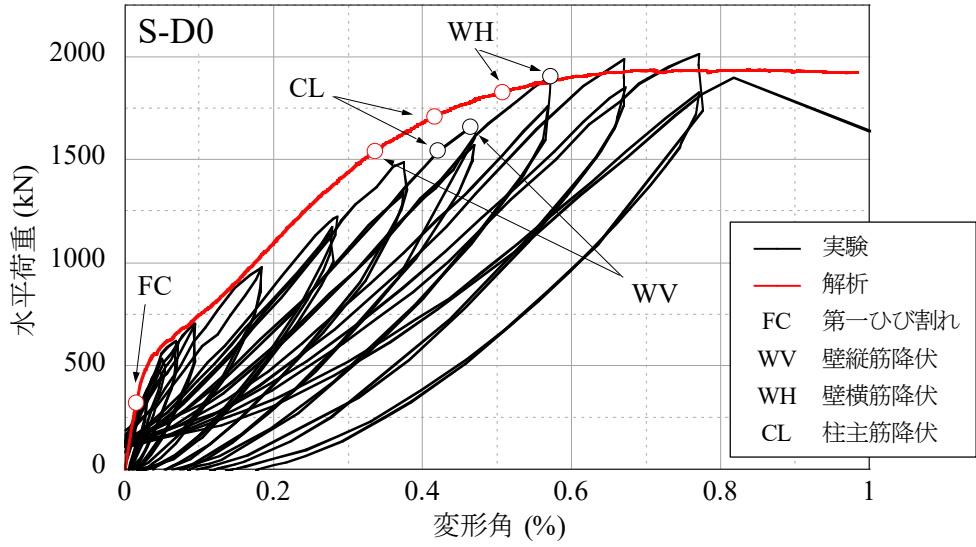


(a) 水平荷重—変形角関係の比較

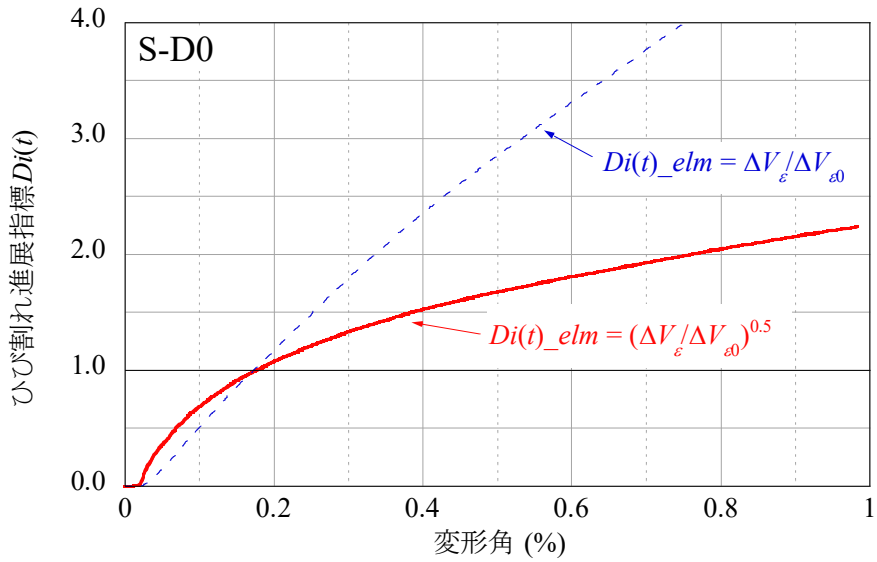


(b) ひび割れ進展指標

図 5.4-6 試験体 T100-p10-D6-W の荷重—変形関係の比較及びひび割れ進展指標の推移



(a) 水平荷重—変形角関係の比較



(b) ひび割れ進展指標

図 5.4-7 試験体 S-D0 の荷重—変形関係の比較及びひび割れ進展指標の推移

(3) ひび割れ進展指標と最大ひび割れ幅

図 5. 4-8 に壁の変形角と有限要素解析によるひび割れ進展指標 $Di(t)$ 及び実験における最大ひび割れ幅 w_{cr} の関係を示す。本解析では、式 (5. 3-2) による基準化要素体積増大率 ΔV_d の算定において、判定基準とする最大ひび割れ幅 w_{cr0} を 0. 2mm とした。この値は、文献 5. 3) においては鋼材腐食に対する耐久性や防水性・水密性の評価を行う場合の評価基準、文献 5. 4) では部材損傷度 I~II の判定目安、文献 5. 5) では液密性の評価を行う場合の評価基準等として用いられている。そこで、グラフの左右縦軸は $Di(t) = 1.0$ と $w_{cr} = 0.2$ が同じ高さになるように調整した。また、赤実線は式 (5. 3-3) の $Di(t)_{elm}$ の算定において $\Delta V_d / \Delta V_{d0}$ の平方根をとった場合、青破線は平方根をとらなかった場合の $Di(t)$ を表す。

図 5. 4-8 より、ひび割れ進展指標 $Di(t)$ は式 (5. 3-3) において平方根をとった方が最大ひび割れ幅の増大傾向をより良く表しており、 $Di(t)$ が 1. 0 近傍において最大ひび割れ幅が 0. 2mm に達していることが分かる。ただし、試験体 T85-p05-D6-S は全体的に $Di(t)$ が最大ひび割れ幅のプロットの下方にあり、最大ひび割れ幅の評価精度が低かった。一方、試験体 T85-p05-D6-W は $Di(t)$ が最大ひび割れ幅のプロットの中央付近にあった。これらの試験体の違いは、配筋形式 (シングル、ダブル)、コンクリート強度 (34. 3N/mm²、31. 6N/mm²) が挙げられる。シングル配筋の実験データは少ないため、配筋形式が最大ひび割れ幅に及ぼす影響については未確認である。また、本研究に用いた試験体のコンクリート強度は概ね 30N/mm²~40N/mm² であり、データの範囲としては限られている。ひび割れ進展指標の適用性を高めるためには、より多くの変数、より広範囲のデータを用いることが望ましく、今後の課題である。

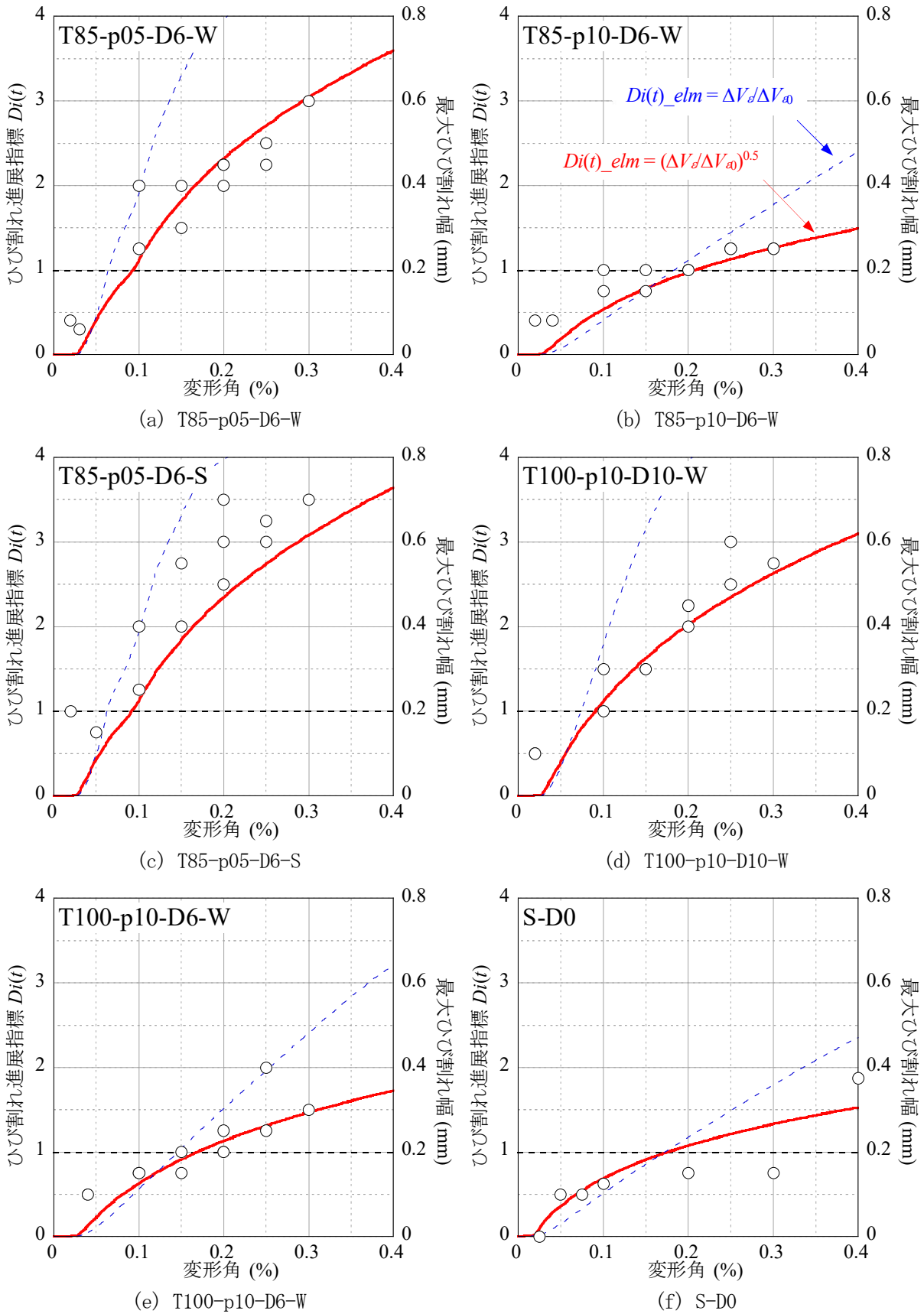


図 5.4-8 ひび割れ進展指標と実験の最大ひび割れ幅の比較

(4) ひび割れ進展指標の適用範囲の確認

基準化要素体積増大率 ΔV_{d0} を求める際の判定基準とする最大ひび割れ幅 w_{cr0} が0.2mm以外の値の場合でも最大ひび割れ幅の推移を表せるかを確認するため、 w_{cr0} を0.1mm及び0.3mmとした解析を実施し、ひび割れ進展指標と実験の最大ひび割れ幅を比較した。

表 5.4-2 及び図 5.4-9 に、一例として、試験体 T85-p10-D6-W について判定基準とする最大ひび割れ幅 w_{cr0} を変化させた場合の基準化要素体積増大率 ΔV_{d0} と解析によるひび割れ進展指標の比較を示す。判定基準とする最大ひび割れ幅 w_{cr0} を大きくした場合、式(5.3-2)より解析における基準化要素体積増大率 ΔV_{d0} も大きくなる。また、式(5.3-3)より、 ΔV_{d0} が大きくなると個々の要素のひび割れ進展度 $Di(t)_{elm}$ は増大しにくくなるため、ひび割れ進展指標 $Di(t)$ も増大しにくくなる。

図 5.4-10～図 5.4-15 に判定基準とする最大ひび割れ幅を変化させた場合のひび割れ進展指標と実験の最大ひび割れ幅の比較を示す。判定基準とする最大ひび割れ幅が0.1mm、0.2mm、0.3mmと異なる場合でも、ひび割れ進展指標 $Di(t)$ が1.0に到達するときに最大ひび割れ幅が基準のひび割れ幅に近い値になった。

表 5.4-2 判定基準とする最大ひび割れ幅 w_{cr0} を変化させた場合の基準化要素体積増大率 ΔV_{d0} の例

試験体	式(5.2-4)による a	w_{cr0} (mm)	ΔV_{d0} (%)
T85-p10-D6-W	0.47	0.1	0.0209
		0.2	0.0837
		0.3	0.1882

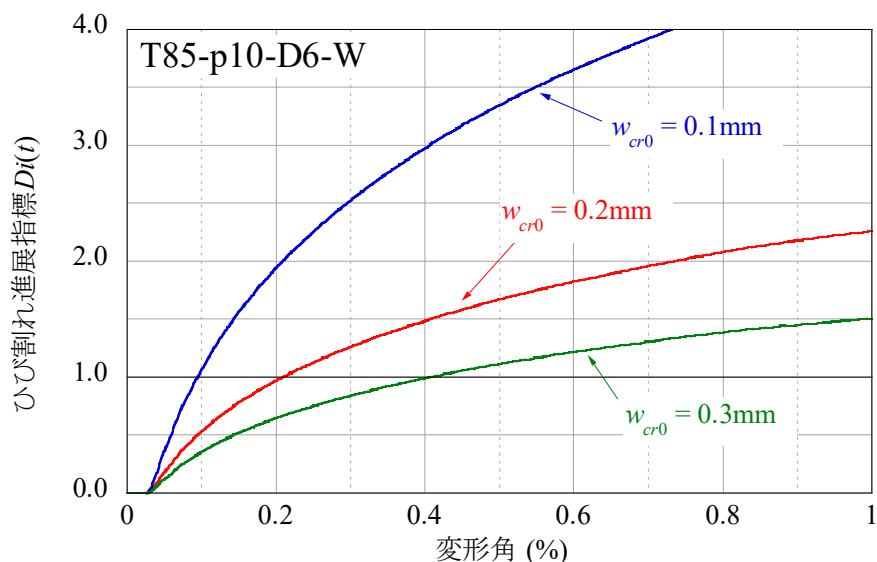
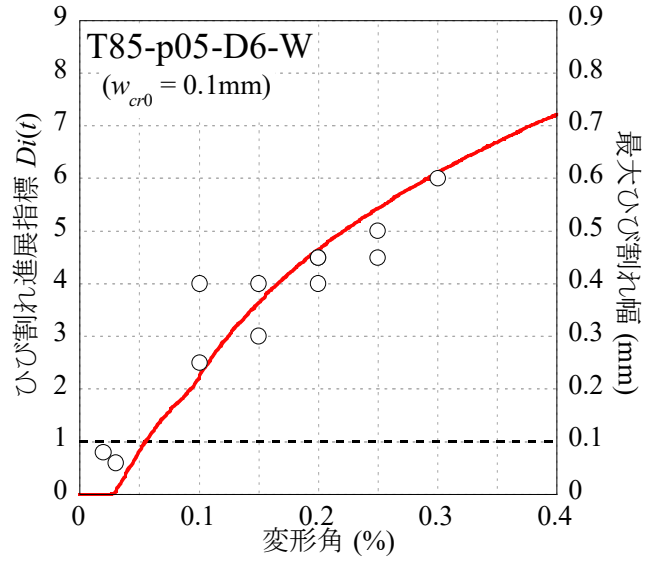
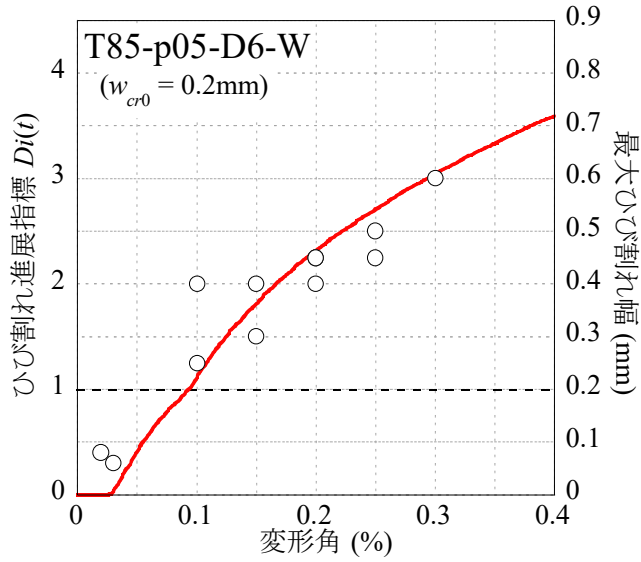


図 5.4-9 判定基準とする最大ひび割れ幅を変化させた場合のひび割れ進展指標の比較
(試験体 T85-p10-D6-W)

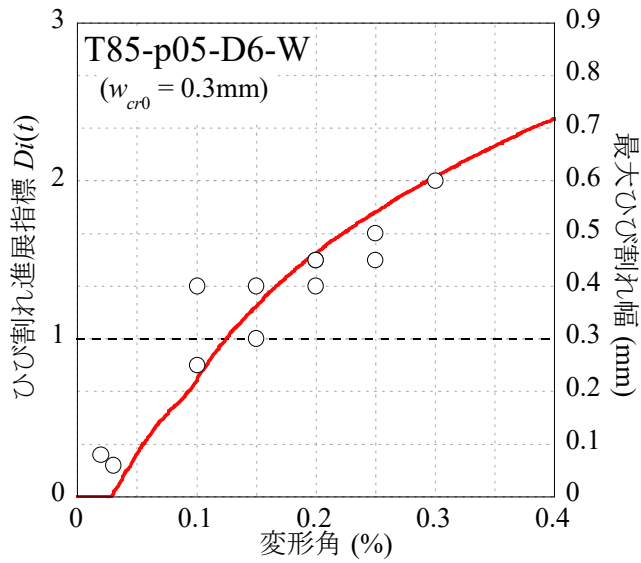
(a) $w_{cr0} = 0.1\text{mm}$



(b) $w_{cr0} = 0.2\text{mm}$



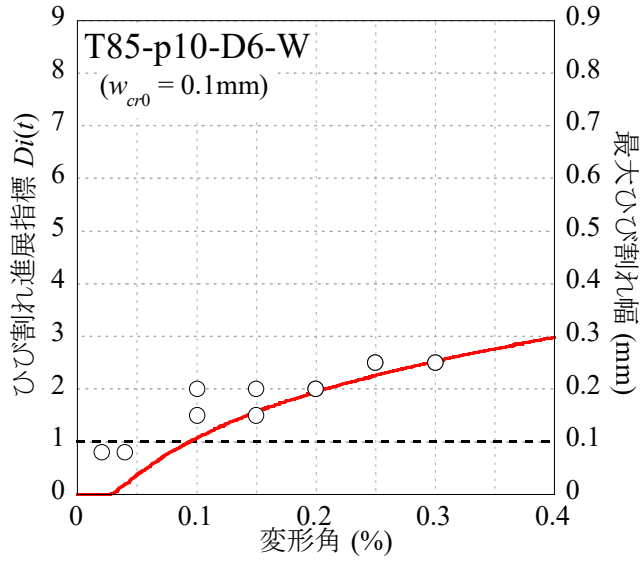
(c) $w_{cr0} = 0.3\text{mm}$



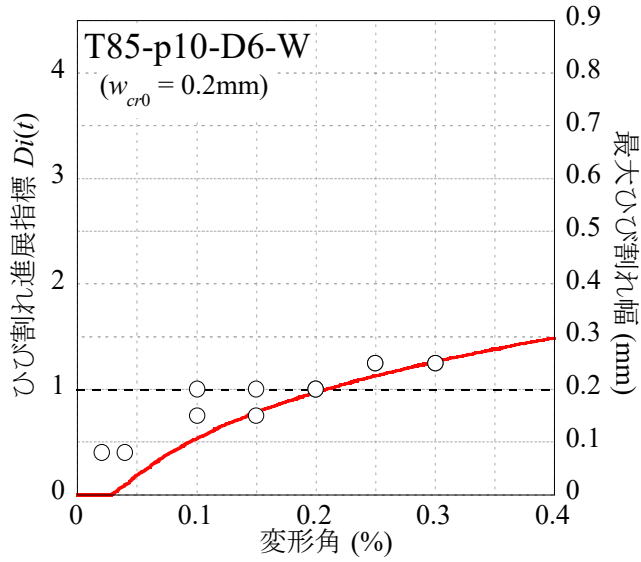
— : ひび割れ進展指標 (解析), ○ : 最大ひび割れ幅 (実験)

図 5. 4-10 判定基準とする最大ひび割れ幅を変化させた場合のひび割れ進展指標と実験の最大ひび割れ幅の比較 (試験体 T85-p05-D6-W)

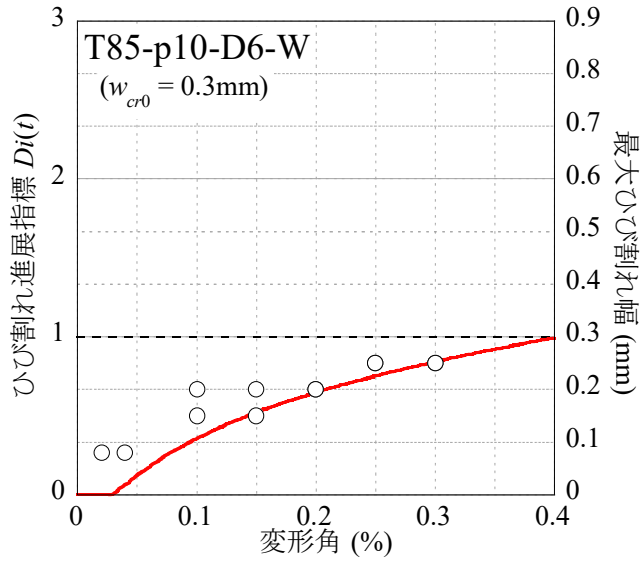
(a) $w_{cr0} = 0.1\text{mm}$



(b) $w_{cr0} = 0.2\text{mm}$



(c) $w_{cr0} = 0.3\text{mm}$



— : ひび割れ進展指標 (解析), ○ : 最大ひび割れ幅 (実験)

図 5. 4-11 判定基準とする最大ひび割れ幅を変化させた場合のひび割れ進展指標と実験の最大ひび割れ幅の比較 (試験体 T85-p10-D6-W)

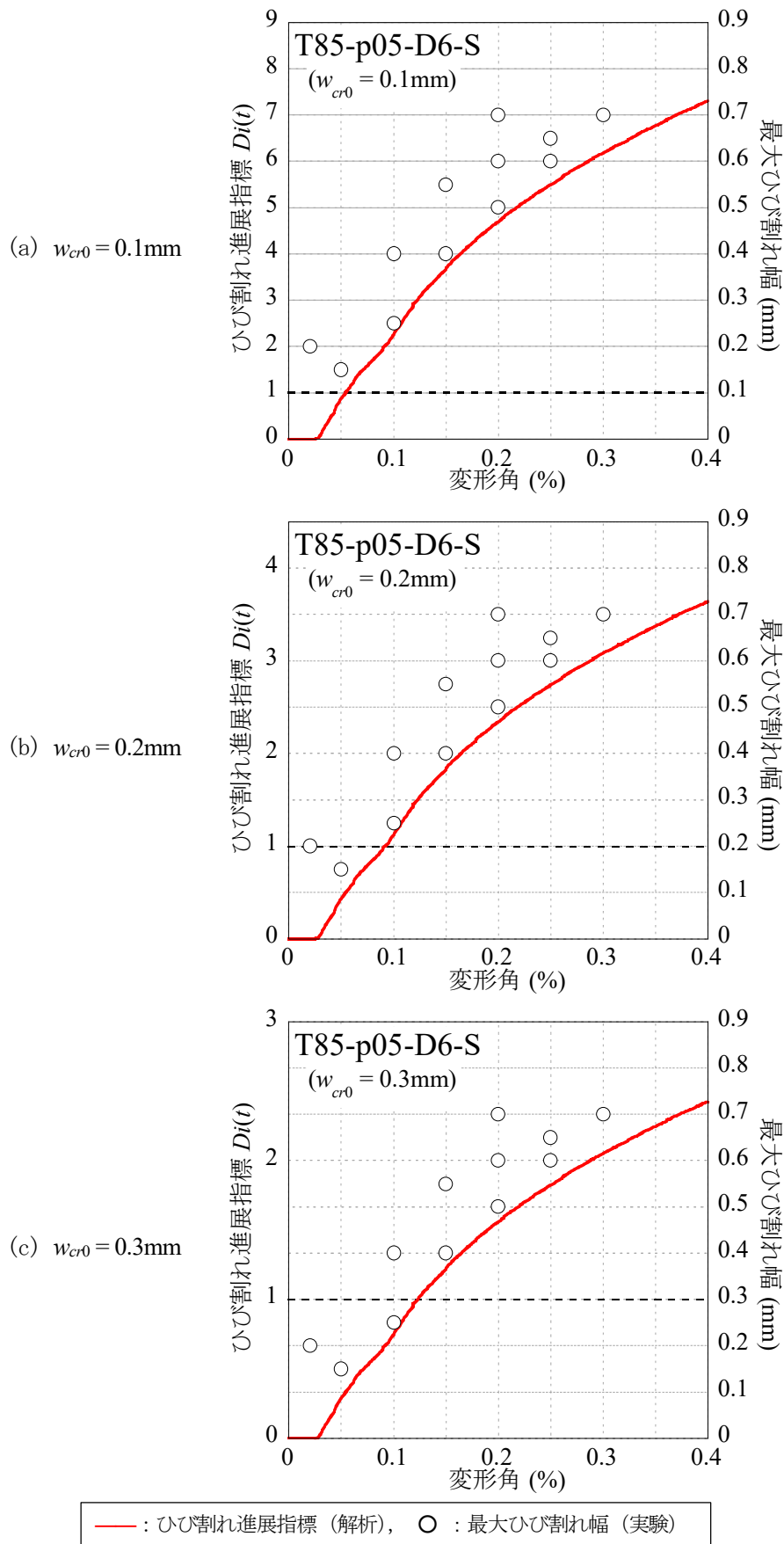


図 5. 4-12 判定基準とする最大ひび割れ幅を変化させた場合のひび割れ進展指標と実験の最大ひび割れ幅の比較 (試験体 T85-p05-D6-S)

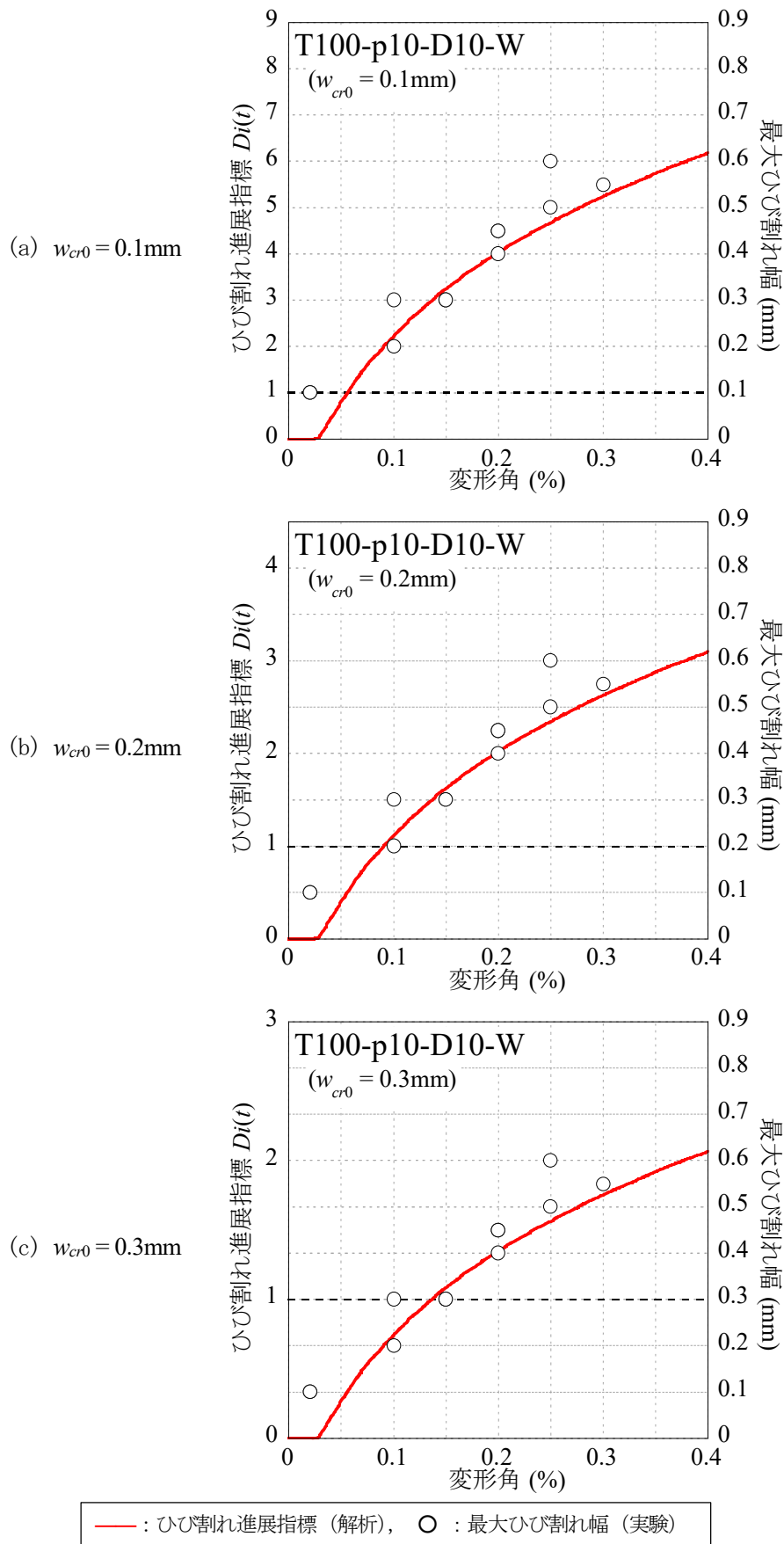
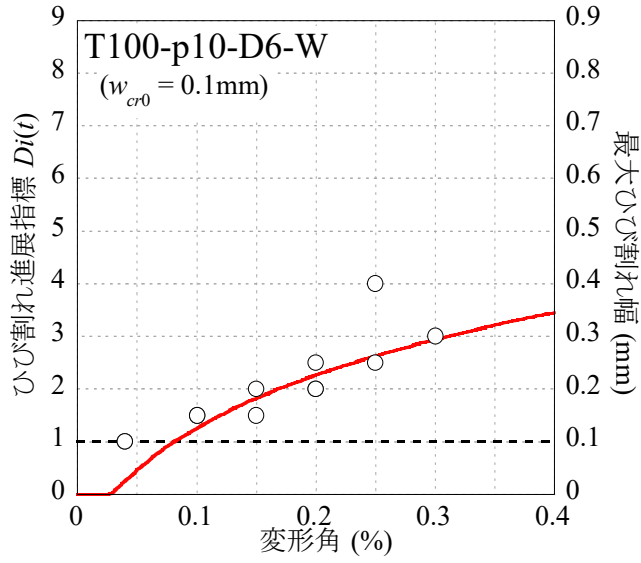
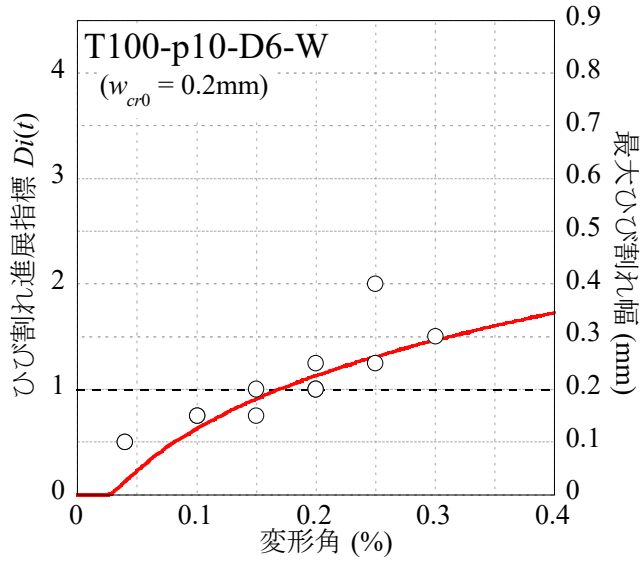


図 5. 4-13 判定基準とする最大ひび割れ幅を変化させた場合のひび割れ進展指標と実験の最大ひび割れ幅の比較 (試験体 T100-p10-D10-W)

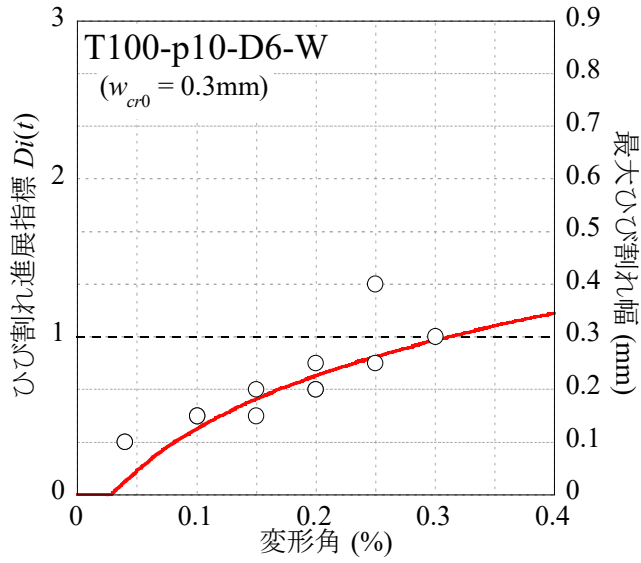
(a) $w_{cr0} = 0.1\text{mm}$



(b) $w_{cr0} = 0.2\text{mm}$



(c) $w_{cr0} = 0.3\text{mm}$



— : ひび割れ進展指標 (解析), ○ : 最大ひび割れ幅 (実験)

図 5. 4-14 判定基準とする最大ひび割れ幅を変化させた場合のひび割れ進展指標と実験の最大ひび割れ幅の比較 (試験体 T100-p10-D6-W)

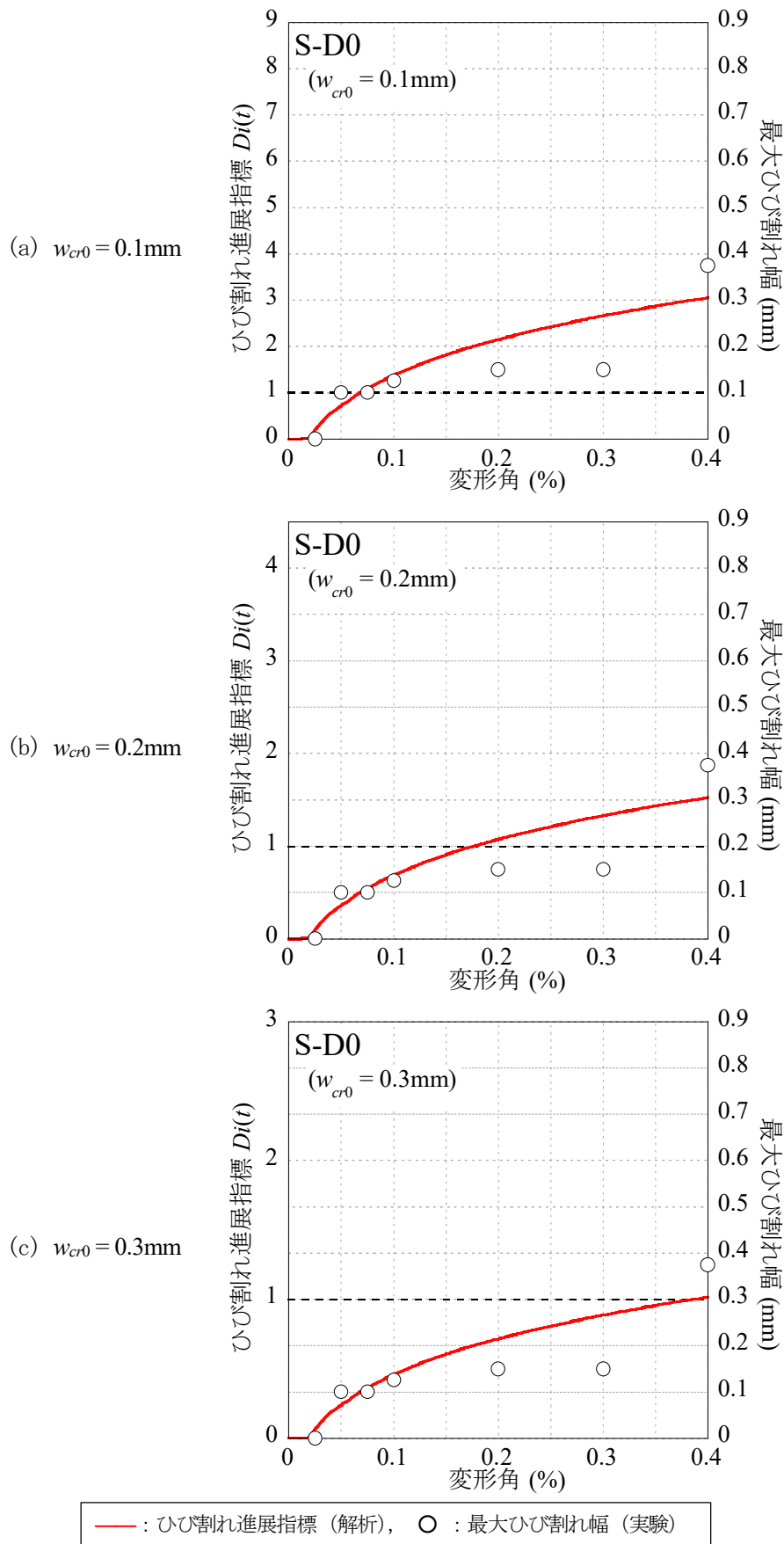
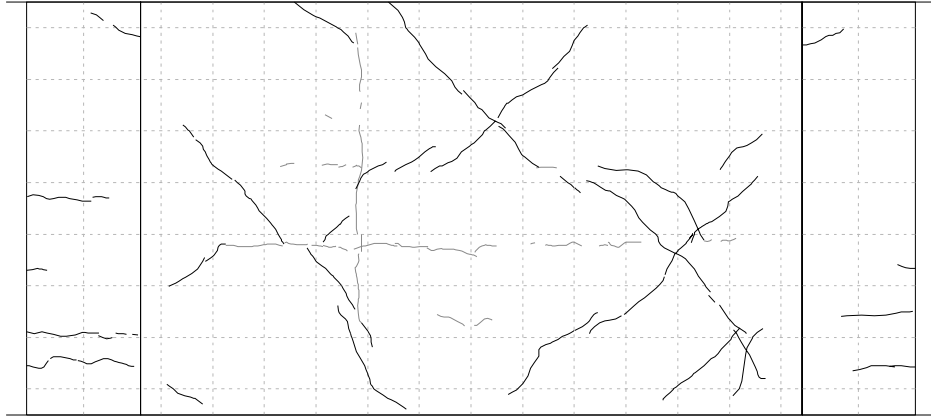


図 5. 4-15 判定基準とする最大ひび割れ幅を変化させた場合のひび割れ進展指標と実験の最大ひび割れ幅の比較 (試験体 S-D0)

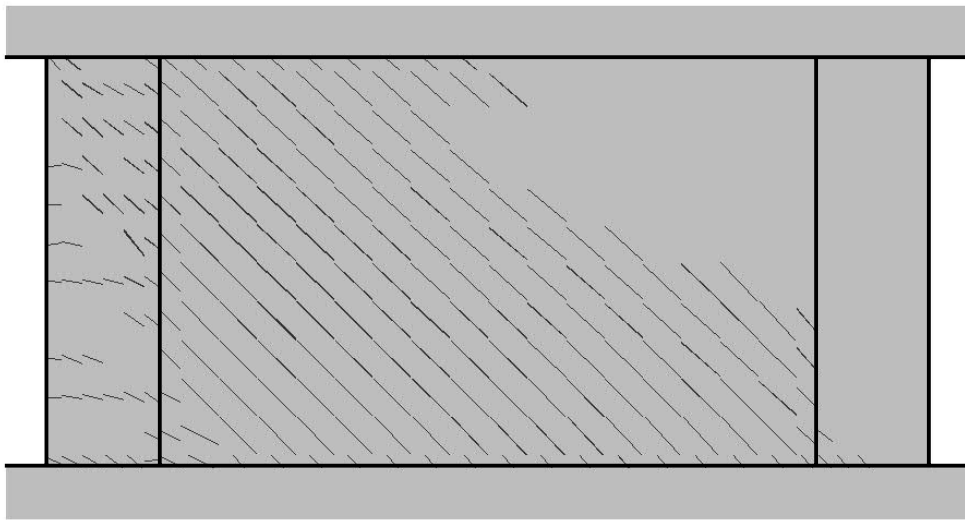
(5) 要素のひび割れ進展度の分布

図 5. 4-16～図 5. 4-21 に実験及び有限要素解析によるひび割れと $Di(t)_{elm}$ の分布の比較を示す。図は実験において最大ひび割れ幅が 0. 2mm に達した変形サイクルのものを示した。ただし、試験体 T85-p05-D6-S は正加力時に第一ひび割れが生じた変形角 0. 05%の解析結果を示した。これは正加力の第一ひび割れの最大幅は 0. 15mm であったが、負加力時の第一ひび割れの最大幅は 0. 2mm に達していたことによる。また、試験体 S-D0 は実験のひび割れ分布が示されている変形角 0. 2%の解析結果を示した。これは、変形角 0. 2%における最大ひび割れ幅は 0. 15mm であったが、次の変形サイクル±0. 4%では最大ひび割れ幅が約 0. 4mm と大きく、また、ひび割れ分布が文献 5. 1) に示されていないことによる。

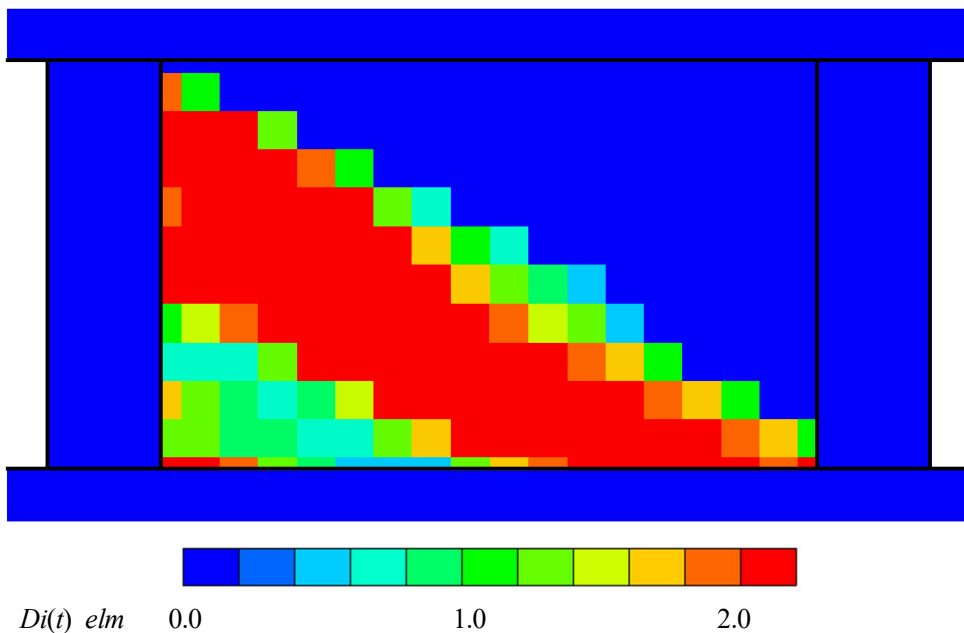
いずれの試験体の場合も、一般的な分散ひび割れモデルを用いた解析によるひび割れ分布は、壁全体にひび割れ発生要素が分布しており、実験のようなひび割れ分布傾向を見出すことはできない。しかしながら、 $Di(t)_{elm}$ の分布に着目すると、壁筋比が小さい試験体 T85-p05-D6-W 及び T85-p05-D6-S、更に比較的ひび割れ本数が少なくひび割れ幅が大きい傾向があった試験体 T100-p10-D10-W は、耐震壁の一部に集中して $Di(t)_{elm} = 2.0$ 程度の大きな値が発生した。一方、壁筋比が大きくひび割れ本数が多かったその他の試験体は、耐震壁の広い範囲に $Di(t)_{elm} = 1.0 \sim 1.4$ 程度の値が現れた。これらの結果から、 $Di(t)_{elm}$ が最大ひび割れ幅の大きさを直接表すわけではないが、 $Di(t)_{elm}$ の分布は耐震壁のひび割れ幅の分布傾向を表現できていると言える。



(a) 実験のひび割れ分布 (変形角±0.1%, 最大ひび割れ幅 0.25~0.40mm)

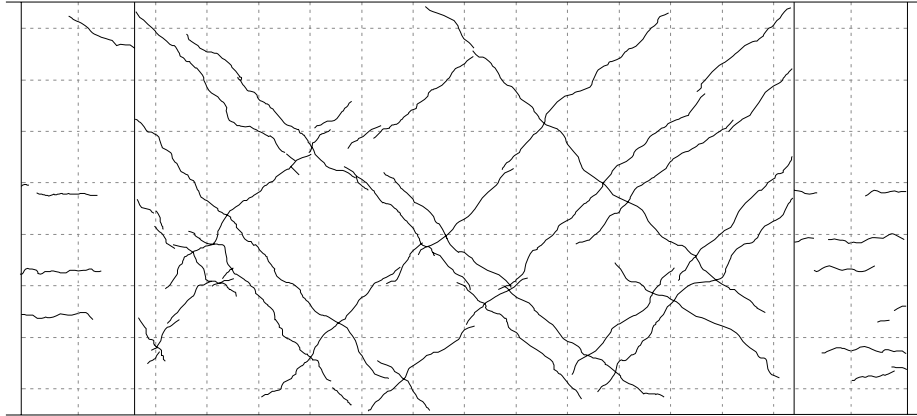


(b) 解析によるひび割れ分布 (変形角+0.1%)

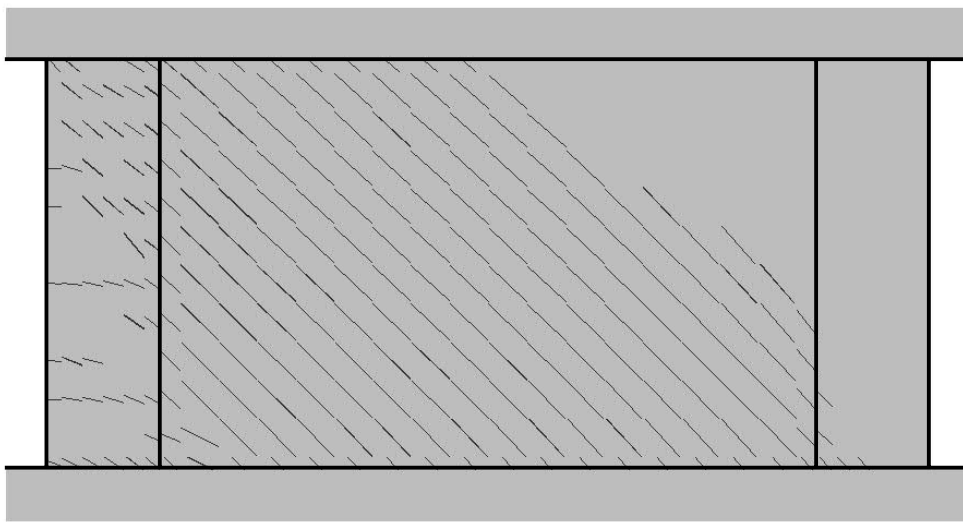


(c) 要素のひび割れ進展度の分布 (変形角+0.1%)

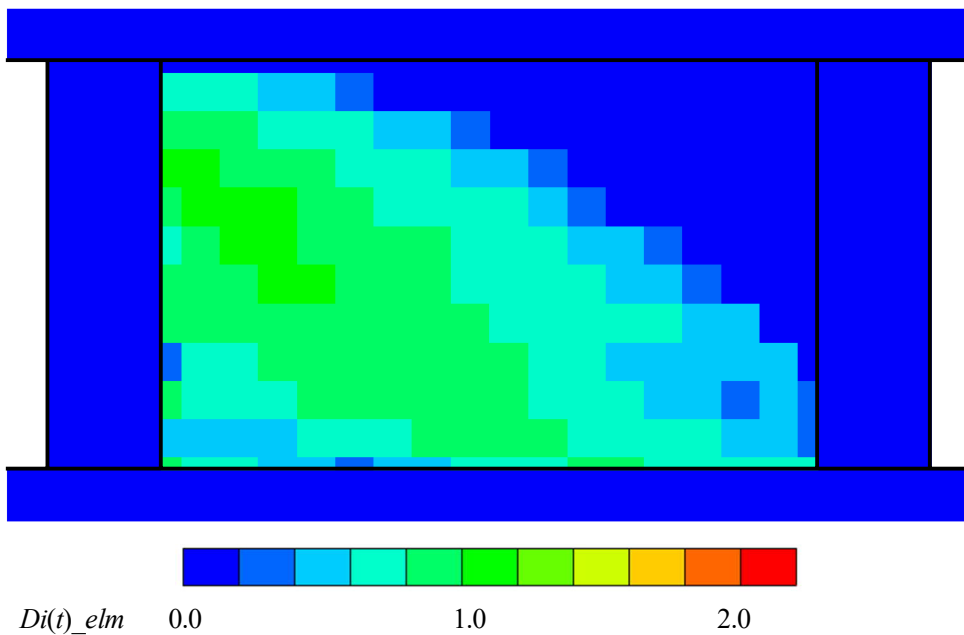
図 5.4-16 ひび割れと要素のひび割れ進展度の分布の比較 (試験体 T85-p05-D6-W)



(a) 実験のひび割れ分布 (変形角±0.1%, 最大ひび割れ幅 0.15~0.20mm)

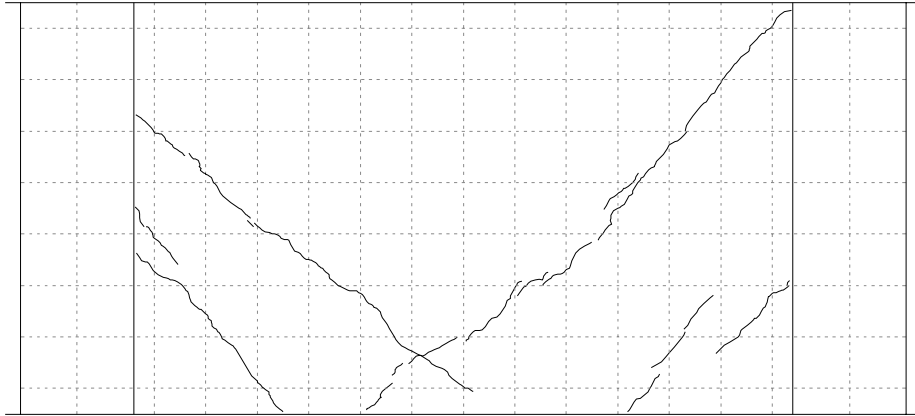


(b) 解析によるひび割れ分布 (変形角+0.1%)

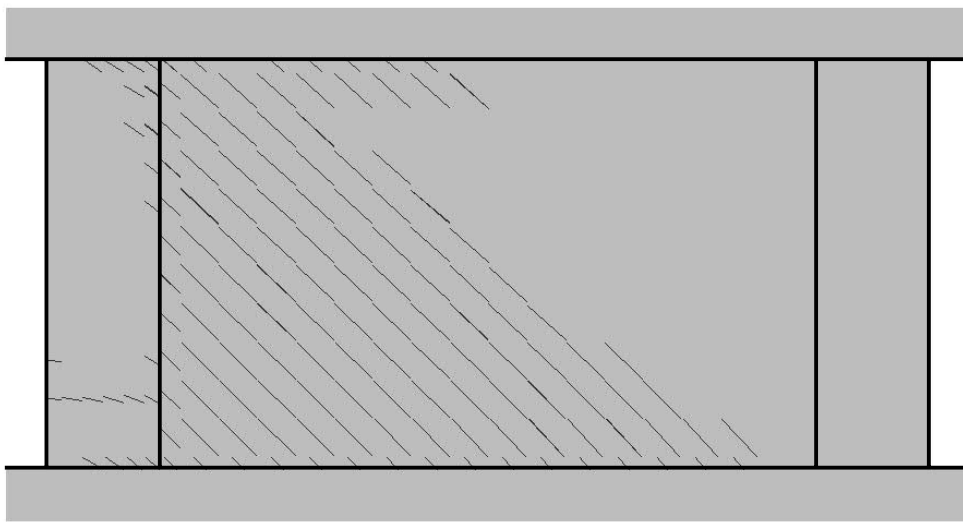


(c) 要素のひび割れ進展度の分布 (変形角+0.1%)

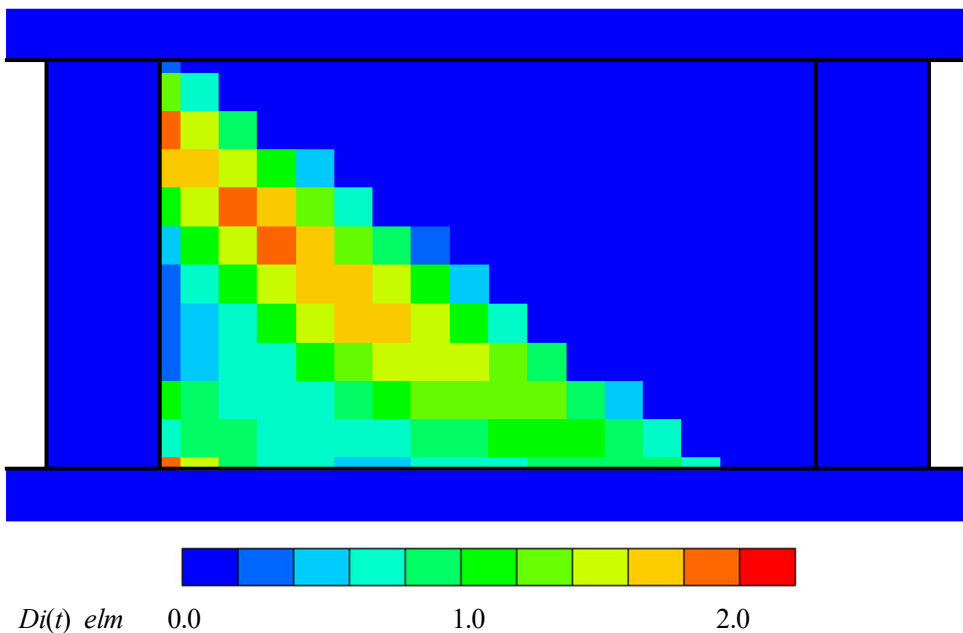
図 5.4-17 ひび割れと要素のひび割れ進展度の分布の比較 (試験体 T85-p10-D6-W)



(a) 実験のひび割れ分布 (第一ひび割れ発生時, 最大ひび割れ幅 0.25~0.40mm)

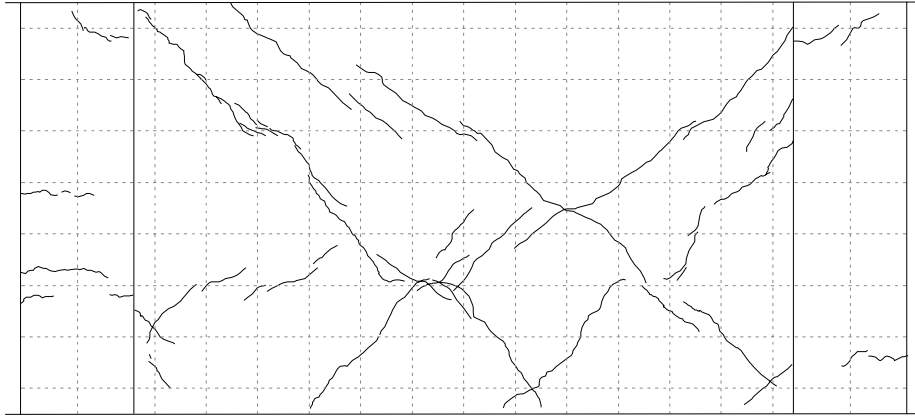


(b) 解析によるひび割れ分布 (変形角+0.05%)

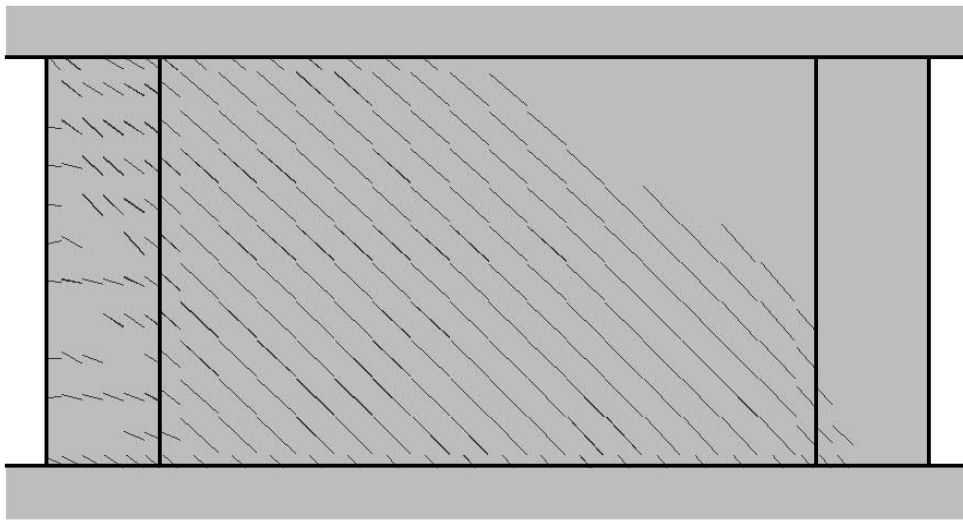


(c) 要素のひび割れ進展度の分布 (変形角+0.05%)

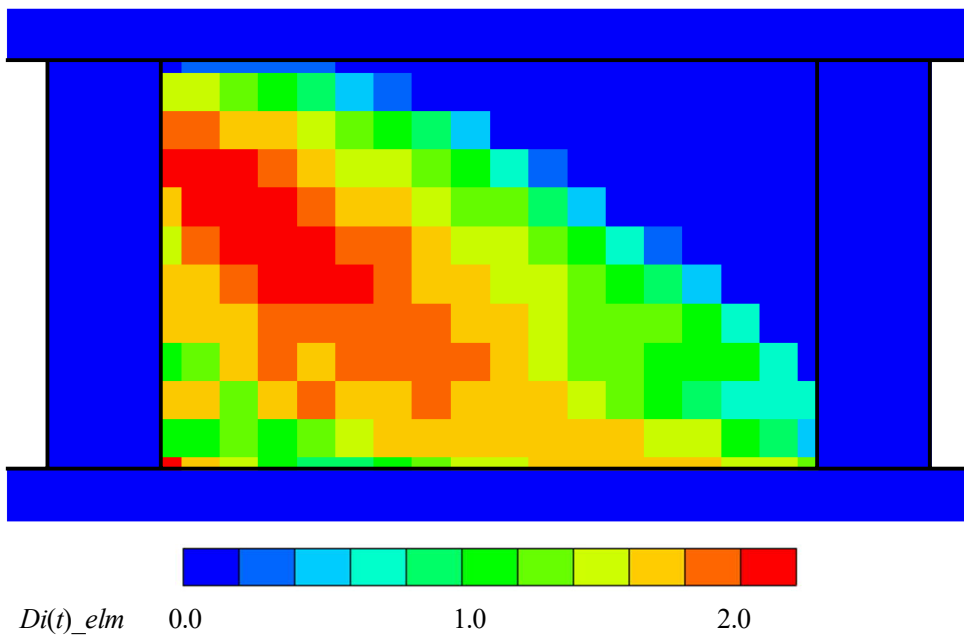
図 5.4-18 ひび割れと要素のひび割れ進展度の分布の比較 (試験体 T85-p05-D6-S)



(a) 実験のひび割れ分布 (変形角±0.1%, 最大ひび割れ幅 0.20~0.30mm)

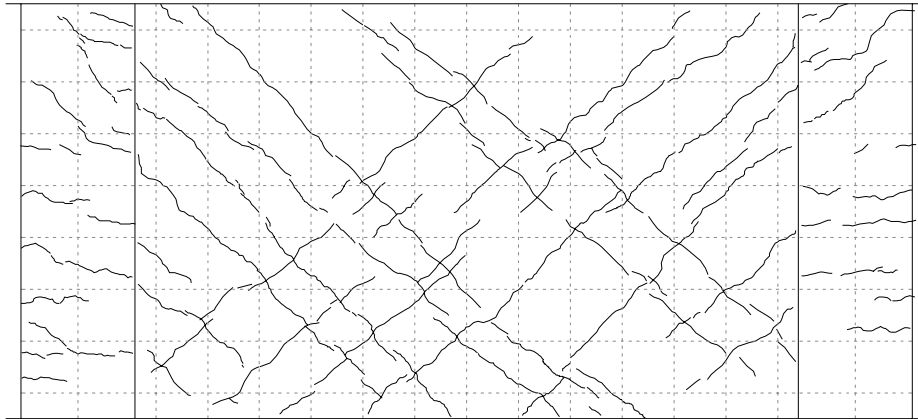


(b) 解析によるひび割れ分布 (変形角+0.1%)

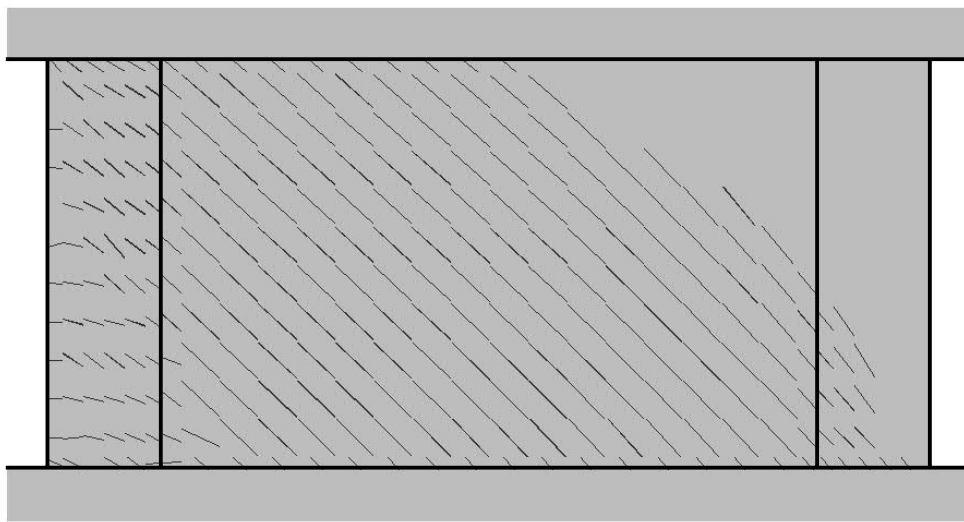


(c) 要素のひび割れ進展度の分布 (変形角+0.1%)

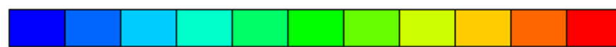
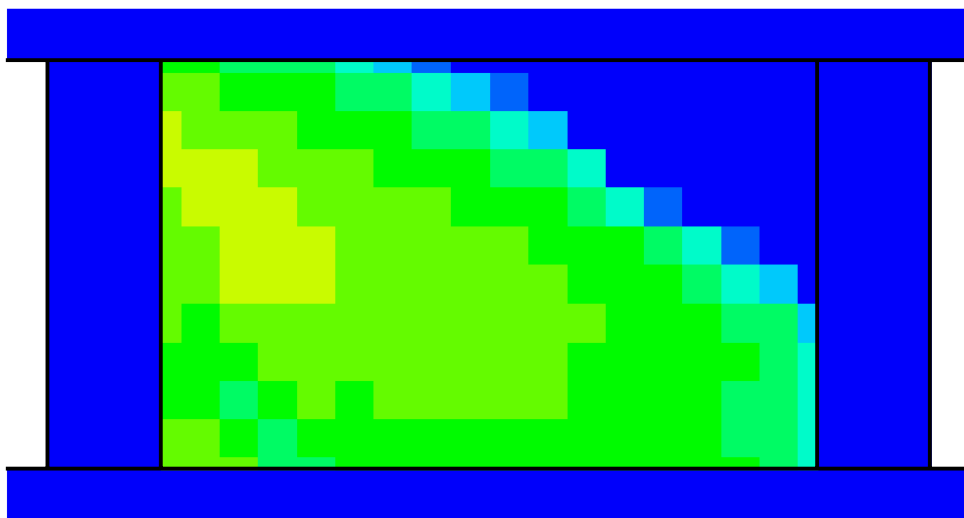
図 5. 4-19 ひび割れと要素のひび割れ進展度の分布の比較 (試験体 T100-p10-D10-W)



(a) 実験のひび割れ分布 (変形角±0.15%, 最大ひび割れ幅 0.15~0.20mm)



(b) 解析によるひび割れ分布 (変形角+0.15%)



$Di(t)_{elm}$

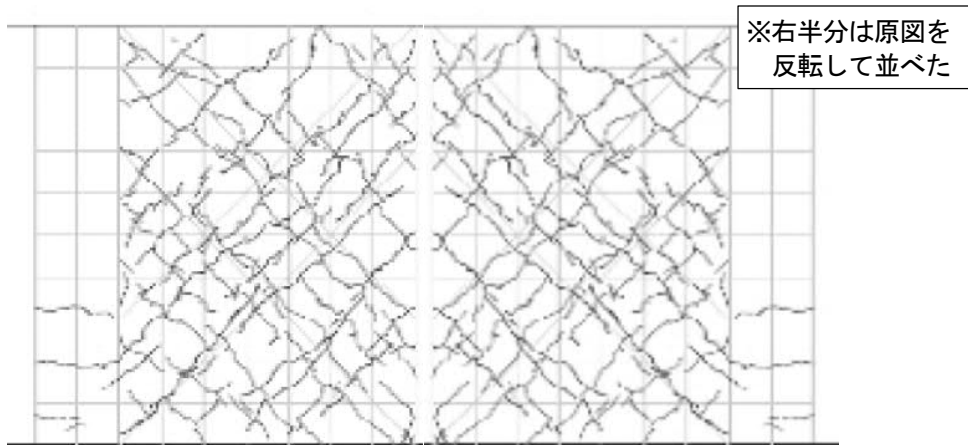
0.0

1.0

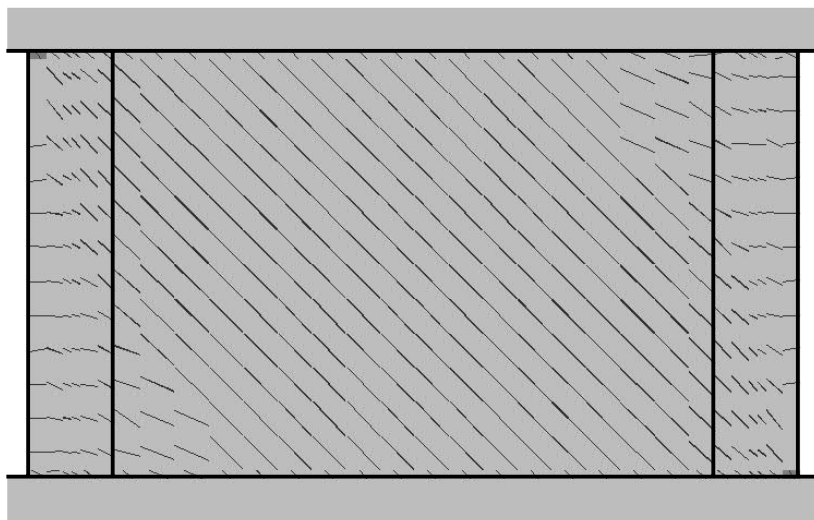
2.0

(c) 要素のひび割れ進展度の分布 (変形角+0.15%)

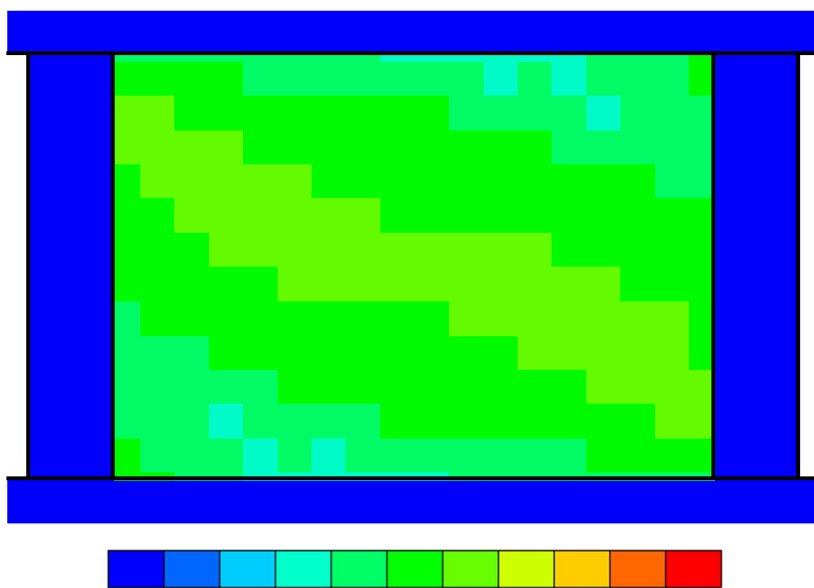
図 5.4-20 ひび割れと要素のひび割れ進展度の分布の比較 (試験体 T100-p10-D6-W)



(a) 実験のひび割れ分布^{5.1)} (変形角±0.2%, 最大ひび割れ幅 0.15mm)



(b) 解析によるひび割れ分布 (変形角+0.2%)



$Di(t)_{elm}$ 0.0 1.0 2.0
(c) 要素のひび割れ進展度の分布 (変形角+0.2%)

図 5.4-21 ひび割れと要素のひび割れ進展度の分布の比較 (試験体 S-D0)

5.5 まとめ

第3章及び第4章より得られた知見に基づき、一般的な分散ひび割れモデルを用いた非線形有限要素解析に基づくひび割れ進展指標を提案し、実験の最大ひび割れ幅との適合性を確認した。第5章で得られた知見を以下に要約する。

- 1) 第3章の試験体5体に、小池らの実験による試験体4体を加えて、最大ひび割れ幅と変形角の関係を再評価したところ、両者の関係は線形回帰式を用いた場合よりも、べき乗回帰式を用いた方が高い適合性が得られた。
- 2) 最大ひび割れ幅と変形角の関係を表すべき乗回帰式 $y = a \cdot x^b$ の指数 b を 0.5 で固定し、回帰係数 a について耐震壁の配筋条件等を考慮した評価式を求めた。最小限の説明変数で高い適合性が得られたことから、壁筋比 p_s 、鉄筋径 d_b 、耐震壁と両側柱の平均軸応力度 σ_0 の3変数を用いた評価式を採用した。
- 3) 有限要素解析において、任意のひび割れ幅への到達状況を判定するため、ひび割れ進展指標 $Di(t)$ を定義した。ひび割れ進展指標は、以下の手順で求める。
 - ・ 検討対象部位にある要素の体積増大率を、判定基準とする最大ひび割れ幅と耐震壁の配筋条件等を考慮し評価した係数から求める基準化要素体積増大率で除し、その平方根を個々の要素のひび割れ進展度とする。
 - ・ 個々の要素のひび割れ進展度を、その要素の体積で重み付け平均して合算し、ひび割れ進展指標 $Di(t)$ とする。
- 4) 実験を模擬した非線形有限要素解析を実施し、ひび割れ進展指標の適用性を確認した。いずれの解析も、ひび割れ進展指標が 1.0 に到達したとき、判定基準としたひび割れ幅に近いひび割れが生じており、ひび割れ進展指標が有用であることがわかった。
- 5) シングル配筋の実験データが少なく配筋形式が最大ひび割れ幅に及ぼす影響については未確認であることや、本研究に用いた試験体のコンクリート強度の範囲が限られていること等から、ひび割れ進展指標の適用性を高めるためには、より多くの変数、より広範囲のデータを用いることが課題である。
- 6) 最大ひび割れ幅と変形角の関係を、指数を 0.5 とするべき乗回帰式で整理したが、その指数はひび割れの発生本数に依存すると考えられ、今後検討の余地がある。

第5章の参考文献

- 5.1) 小池拓矢, 細谷典弘, 鈴木裕介, 前田匡樹, 尾形芳博: RC造耐震壁の残存耐震性能評価とひび割れに基づく損傷量評価に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 63B, pp. 447-454, 2017. 3
- 5.2) 赤井冬来, 田嶋和樹, 長沼一洋, 佐藤裕一: 塑性ひずみエネルギーに基づくコンクリート構造物の損傷指標, 日本建築学会構造系論文集, 第82巻, 第742号, pp. 1925-1933, 2017. 12
- 5.3) 日本コンクリート工学会: コンクリートのひび割れ調査, 補修・補強指針2013, 2013. 4
- 5.4) 日本建築防災協会, 2015年改訂版 震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針 [鉄筋コンクリート造/鉄骨鉄筋コンクリート造編], 2016. 3
- 5.5) 日本建築学会: 原子力施設における建築物の維持管理指針・同解説, 2015. 12

第6章 結論

6.1 研究により得られた成果	143
6.2 今後の課題	144

6.1 研究により得られた成果

本研究では、RC 構造物の損傷度や補修の要否の検討指標となるひび割れ幅及びひび割れ面積を非線形有限要素解析により定量的に評価する手法を確立することを目的として、はじめに配筋条件を変数とした 5 体の RC 造耐震壁の静的繰返し載荷実験を行い、壁板に生じるひび割れのデータを詳細に取得した。

変形角 0.1%~0.3%の範囲において、壁板部分で計測された最大ひび割れ幅と変形角の間には正の相関性があり、壁筋比等の配筋条件の影響を受けることが示された。また、壁見付面におけるひび割れ面積と変形角の間にも正の相関性が見られた。このひび割れ面積は、最大ひび割れ幅とは異なり、壁筋比等の配筋条件には依存せず、変形角に比例して増大することが示された。また、壁見付面におけるひび割れ面積は壁見付面の元の面積からの増分とほぼ等しいことがわかった。

この知見に基づき、有限要素解析による要素ひずみから壁見付面の面積増分を算定したところ、壁見付面の面積増分は実験のひび割れ面積と良く対応することが示された。

また、ひび割れ面積及びひび割れ幅と変形角の関係、更に有限要素法によるひび割れ面積の評価法を関係づけて、有限要素解析に基づくひび割れ進展指標を提案した。ここで、ひび割れ幅と変形角の関係は線形関係で表すよりも、指数を 0.5 とするべき乗関係で表した方がより高い精度が得られることを確認した。また、べき乗関係の回帰係数は試験体の配筋条件等が影響しており、壁筋比、壁筋の径、壁と柱の平均軸応力度を説明変数とする重回帰式により良く表せることを示した。

ひび割れ進展指標の算定手順は以下のように定義した。有限要素解析のステップごとに解析モデルの要素ひずみから要素の体積増大率を求め、ひび割れ進展指標による判定基準として予め決めたひび割れ幅と前述の重回帰式によるべき乗関係の回帰係数から定義する基準化要素体積増大率で除して基準化し、その平方根を個々の要素のひび割れ進展度として求める。解析モデルの評価対象範囲における全ての要素のひび割れ進展度を、その要素の体積で重み付け平均して合算し、当該ステップのひび割れ進展指標を得る。ひび割れ進展指標は最大主応力度がひび割れ強度に達した要素が生じてから徐々に増大し、やがて指標が 1.0 に到達したとき、判定基準としたひび割れ幅に近いひび割れが生じていることを表すものである。

実験を対象とした非線形有限要素解析を実施し、ひび割れ進展指標の適用性を確認した。いずれの解析も、ひび割れ進展指標が 1.0 に到達したとき、判定基準としたひび割れ幅に近いひび割れが生じており、ひび割れ進展指標により壁の最大ひび割れ幅の予測が可能であることを示した。

6.2 今後の課題

本研究においては、壁厚、壁筋比、壁筋の径、配筋形式を試験変数とする RC 造耐震壁の加力実験を行い、ひび割れデータを詳細に取得した。しかし、ひび割れ幅やひび割れ面積に影響を及ぼす因子は、これらの他にも、柱軸力やコンクリート強度等が考えられる。本研究に用いた試験体のコンクリート強度の範囲は $30\sim 40\text{N/mm}^2$ 程度に限られており、各試験変数も 2 水準での検討に留まった。

ひび割れ面積の評価手法として、熱ひずみを受ける問題への適用性から要素ひずみに基づく方法を推奨したが、熱ひずみの影響を受ける構造物のひび割れ面積の評価に関しては実験的な検証を行っておらず、今後の課題である。

また、ひび割れ進展指標の検討においては、シングル配筋の実験データがそもそも少なく、配筋形式がひび割れ幅に及ぼす影響については十分確認できなかった。また、最大ひび割れ幅と変形角の関係を、指数を 0.5 とするべき乗回帰式で整理したが、その指数はひび割れの発生本数に依存すると考えられ、今後検討の余地がある。

以上のように、最大ひび割れ幅やひび割れ面積の評価精度をさらに向上させるためには、より多くの変数、より広範囲のデータを用いることが課題である。

本研究を更に発展させることで、従来のシミュレーション技術では評価が難しかったひび割れ幅やひび割れ面積を精度良く評価できるようになり、地震被災後建物の補修要否の判定や建物機能評価等の実務に活用されることを望む。

発表論文リスト

- 1) 穴吹拓也, 米澤健次, 佐々木智大, 水越一晃 : RC 造構造物のひび割れ性状の評価法に関する研究 (その1~その4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp.1261-1268, 2019.7
- 2) 穴吹拓也, 米澤健次, 佐々木智大, 水越一晃 : RC 造構造物のひび割れ性状の評価法に関する研究 (その5~その6), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp.1161-1164, 2020.8
- 3) Anabuki, T., Sasaki, T. and Yonezawa, K.: Study on Evaluation Method for Cracking Characteristics of RC Structure, 17th World Conference on Earthquake Engineering, 17WCEE, Sendai, Japan, Paper No.C003485, 2020
- 4) 穴吹拓也, 米澤健次, 長沼一洋 : 鉄筋コンクリート造耐震壁のひび割れの定量化手法に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第86巻, 第782号, pp.598-607, 2021.4
- 5) 穴吹拓也, 長沼一洋 : 非線形有限要素解析に基づく鉄筋コンクリート造耐震壁のひび割れ進展指標, 日本建築学会構造系論文集, 第87巻, 第793号, pp.307-315, 2022.3

謝辞

本論文の執筆にあたり、日本大学理工学部教授 長沼一洋先生には懇切丁寧なご指導を賜りました。長沼一洋先生には、先生が(株)大林組にご在籍の頃から、研究に対する姿勢や特に有限要素解析のノウハウに関して多くのご指導、ご助言を戴きました。また、日本大学にご移籍後も研究に関して貴重なご意見を戴くと共に、博士課程入学のお声掛けを戴いたことで、本論文の執筆に至りました。課程2年目(令和2年)以降は新型コロナウイルス感染症が国内に広がり、緊急事態宣言に伴う外出自粛やテレワーク、オンライン会議の導入等、新しい生活様式への対応が求められました。大学でもオンライン授業の準備等で繁忙を極められたことと推察致しますが、そのような状況下でも、オンライン会議を利用し、研究について手厚くご指導を戴きました。ここに深く感謝の意を表します。

(株)大林組技術研究所の米澤健次主席技師には、本研究における実験計画、実験結果の評価、解析によるひび割れ幅・面積の評価に関して多くのご助言を賜りました。また、博士課程と職務の両立のため、多くのご助言、ご配慮を戴きました。ここに感謝を申し上げます。

RC造耐震壁の加力実験にあたり、(株)大林組技術研究所の佐々木智大副主任研究員、水越一晃主任には3次元画像計測データの取得及び整理に関して多くのご支援をいただきました。水越一晃主任にはクラックスケールによるひび割れ幅の計測作業にも(共に足腰を痛めつつ)ご協力いただきました。また、鈴木由美子職員には図化处理ソフトによるひび割れ分布図の作成、ひび割れ幅計測データの整理にご協力いただきました。ここに感謝を申し上げます。

本論文第5章の研究にあたり、東北大学教授 前田匡樹先生と株式会社鈴木建築設計事務所の小池拓矢氏より貴重な実験データを提供していただきました。ここに謝意を表します。

近畿大学教授 津田和明先生には学会発表論文に関して貴重なご意見を賜りました。ここに感謝を申し上げます。

(株)大林組技術研究所の中村充担当部長、増田安彦上級主席技師、同原子力本部の吉田伸一部長、永井秀樹担当部長、日野吉彦担当部長、足立高雄課長には、研究テーマの打合せを通じて貴重なご意見を戴くと共に、原子力分野における耐震壁のひび割れ評価に関する最新の研究動向や知見に関する情報を提供していただきました。ここに謝意を表します。

また、(株)大林組技術研究所の勝俣英雄所長、時野谷浩良副所長、山本彰副所長、同原子力本部の今塚善勝本部長を始め、社内の多くの皆様には、社内での研究成果報告の場において、本研究に対するご理解と貴重なご意見を賜りました。ここに御礼を申し上げます。

最後になりましたが、本論文の執筆は、妻をはじめ家族の理解及び協力がなければ達成できませんでした。ここに深く感謝を申し上げます。