

第2章

損傷後補強として UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

2.1 はじめに

2.1.1 研究背景

1.1.3項で示された通り、2016年熊本地震ではRC造ピロティ架構における被害が数多く報告された。旧耐震基準に基づき設計されたピロティ建物では、ピロティ層における層崩壊が多数見られたが、1995年12月の剛性率に関する改正告示以前（新耐震初期と定義する）に設計・建設されたピロティ建物においても、倒壊・崩壊には至らないものの、図2.1.1-1^[2.1-1]に示すようなせん断破壊をはじめとした損傷度IV～Vの甚大な被害を受けたピロティ柱が数多く確認された。このような新耐震初期に設計・建設された建物は今でも数多く存在するが、1995年兵庫県南部地震以降に行われた前述の告示改正やピロティ架構の設計方法の改善^[2.1-2]が反映されていない上に、新耐震基準による設計であることから基本的には耐震補強の対象とならず、耐震性が十分でないものが多い可能性がある。南海トラフ地震や首都直下地震が危惧される中、大地震時の機能維持や早期復旧の観点から、このようなピロティ柱に対する効果的な補強方法、地震後の復旧方法が求められている。



(a) 共同住宅 A
(宇土市, 1998 年建設)



(b) 共同住宅 C
(熊本市西区, 1985 年建設)



(c) 共同住宅 D
(熊本市東区, 1992 年建設)



(d) 共同住宅 H
(熊本市東区, 1986 年建設)

図 2.1.1-1 熊本地震におけるピロティ柱の被害の一部^[2.1-1]

ピロティ柱に対する補強、復旧方法として、RC 巻き立て補強や鋼板巻き立て補強、炭素繊維巻き付け補強などが挙げられる^{[2.1-3],[2.1-4]}が、これらの補強方法は柱の4周面を補強することが原則であり、補強の適用に制限がある場合や、施工面での課題が生じる場合がある。また、断面の大幅な増加や鋼板腐

食など、機能性や耐久性の課題も存在する。他にも、既存柱に袖壁を増設し袖壁付柱とする補強も挙げられる^[2.1-3]が、袖壁の増設により梁の内法スパンが減少し、架構の応力状態が影響を受けるため、その適用にあたっては詳細な検討が求められる。

このような背景から、本研究では、損傷を受けた柱を簡便に復旧でき、補強効果にも期待できる方法として、超高強度繊維補強コンクリート（以下、UFC）パネルをピロティ柱の両面から挟み込むように接着する方法を提案する（以下、UFC パネル挟込工法とする）。UFC パネル挟込工法による補強の模式図を図 2.1.1-2 に示す。UFC パネル接着による補強は、方立壁や袖壁を対象とした既往の研究^{例えば[2.1-5]~[2.1-7]}により、損傷低減や構造性能改善などの補強効果が報告されており、ピロティ柱に対しても高い補強効果が期待される。

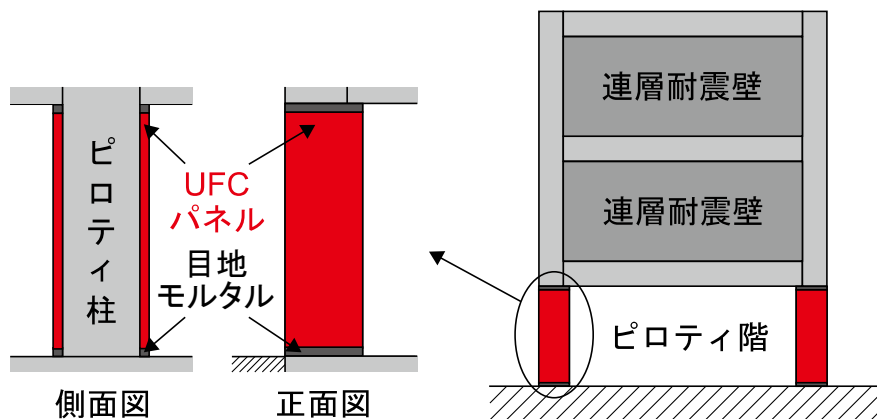


図 2.1.1-2 ピロティ柱に対する UFC パネル挟込工法による補強の模式図

本研究では、被害の概要を 1.1.3 項に示した共同住宅 D のせん断破壊したピロティ柱を研究対象とする。対象柱を模擬した縮小試験体を作製し、一次載荷により損傷を与えた後に UFC パネル挟込工法による補強を行い、ピロティ架構を想定した変動軸力下での逆対称正負交番載荷実験を行う。また、有限要素解析により実験結果の追跡およびパラメトリックスタディを行い、補強効果の評価手法に関する検討および実施工に向けた検討を行う。

2.1.2 研究目的

本研究の目的を以下に示す。

- 対象建物においてせん断破壊したピロティ柱を模擬した縮小試験体を作製し、一次載荷により損傷を与えた後、UFC パネル補強を施し、二次載荷を行うことで、本工法の補強および復旧の効果を調べる。
- 有限要素解析により、ピロティ柱に対する本工法の補強効果の評価手法を検討、提案する。
- 本実験結果および有限要素解析を用いて、既存のピロティ柱に対するより効果の高い補強方法、また実施工を想定した UFC パネル補強方法の検討を行う。

参考文献 (2.1 節)

- [2.1-1] 国立研究開発法人建築研究所：平成 28 年（2016 年）熊本地震建築物被害調査報告（速報）建築研究資料，No.173，2016
- [2.1-2] 国土交通省国土技術政策総合研究所，国立研究開発法人建築研究所監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，2020
- [2.1-3] 日本建築防災協会：2017 年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説，2017
- [2.1-4] 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，2016.3
- [2.1-5] 谷昌典ほか：損傷低減および構造性能改善を目指した RC 造方立壁部材の実大実験，コンクリート工学会年次論文報告集，Vol.37，No.2，pp.901-906，2015
- [2.1-6] 古谷祐希ほか：壁付き RC 造架構を対象とした UFC パネルによる損傷低減型耐震補強工法の開発（その 1）～（その 4），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp583-590，2016.8
- [2.1-7] 向井智久ほか：プレキャスト UFC パネル接着により補強した RC 造壁付架構の実験的研究，コンクリート工学会年次論文報告集，Vol.39，No.2，pp.889-894，2017

2.2 実験概要

2.2.1 はじめに

本研究では、2.1 節で述べた通り、熊本地震で被災したピロティ柱を模擬した縮小試験体を作製し、一次載荷により損傷を与えた後、UFC パネル接着による補強実験を行った。はじめに、本研究で対象とする柱の概要と被害状況を、「平成 28 年（2016 年）熊本地震建築物被害調査報告（速報）」^[2.2-1]および対象建物の構造図面をもとに示す。

本研究対象は 1.1.3 項に示した共同住宅 D（桁行方向 5 スパン，張間方向 1 スパン，10 階建て RC 造共同住宅）でせん断破壊した 1 階 X4Y2 柱である。建物の詳細は 1.1.3 項を参照されたい。被害状況の写真を図 2.2.1-1 に示す。X4Y2 柱は中央高さ付近でせん断破壊し，コンクリートが剥落して鉄筋が露出した。また，主筋の座屈，帯筋の破断が確認された。X4Y2 柱の部材損傷度は両方向とも V と判定されたが，せん断破壊面の形成状況から，梁間方向の地震力によってせん断破壊が生じたと考えられる。

X4Y2 柱の断面図を図 2.2.1-2 に示す。柱断面は 950mm×950mm であり，主筋は 16-D25 である。帯筋は 2-D13@80（梁間方向），4-D13@80（桁行方向）で，中子筋が桁行方向にしか配筋されておらず，桁行方向と梁間方向のせん断補強筋量の差が大きかった。なお，1 階 X2Y2 柱から採取したコンクリートシリンダーの圧縮強度（8 本平均）は 35.4N/mm²であった。1 階の階高と柱の 2 階梁下までの内法高さはそれぞれ 2650mm と 2050mm であった。



図 2.2.1-1 X4Y2 柱のせん断破壊

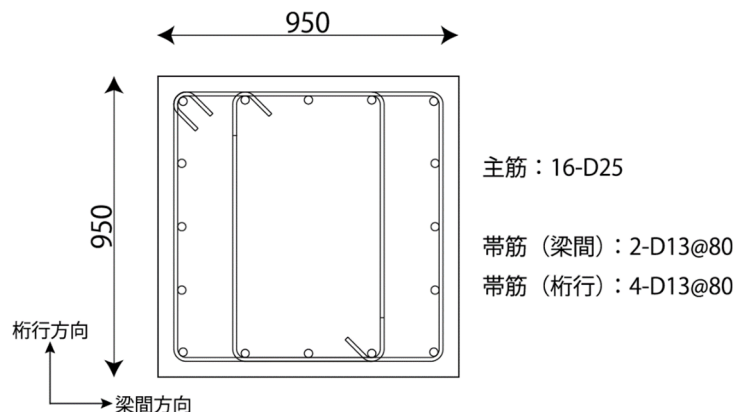


図 2.2.1-2 X4Y2 柱断面図（単位：mm）

2.2.2 試験体概要

本実験では，対象ピロティ柱を模擬した原試験体に対し，一次載荷により損傷を与えた後，本工法を適用した。試験体は 2 体で，一次載荷による損傷の程度をパラメータとする。本項では，原試験体および補強方法の概要を示す。

(1) 原試験体概要

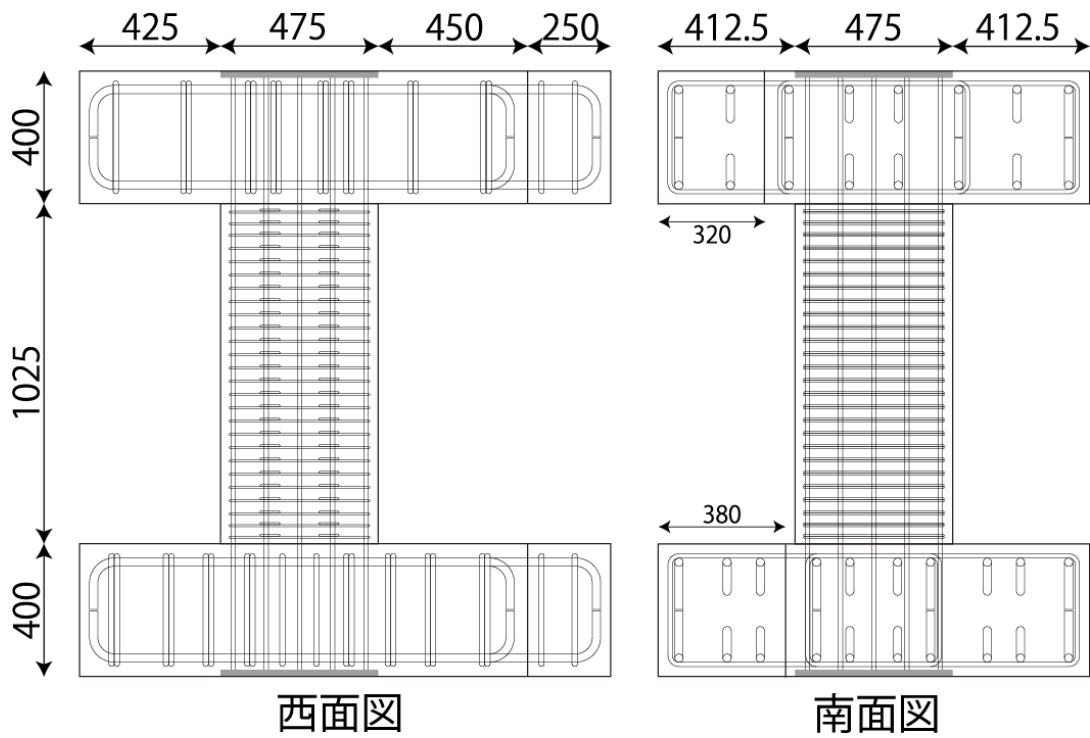
本実験で使用する原試験体について，試験体諸元を表 2.2.2-1 に，試験体概要図を図 2.2.2-1 にそれぞれ示す。原試験体は同寸法，同配筋のものを 2 体作製した。原試験体は対象ピロティ柱の 2 階梁下までを 1/2 スケールでモデル化しており，柱断面は 475mm×475mm，柱試験区間内法高さは 1025mm とした。また，柱主筋は 16-D13（SD345）とし，上下スタブ端部の鋼板に溶接して定着した。柱帯筋は載荷方向（面内方向）に 2-D6@40（SD295A），載荷直交方向（面外方向）に 4-D6@40（SD295A）とし，柱帯筋は片面フレア溶接で，溶接位置は柱芯を中心に 180° ずつ回転させながら配置した。中子筋は 135

第2章 損傷後補強として UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

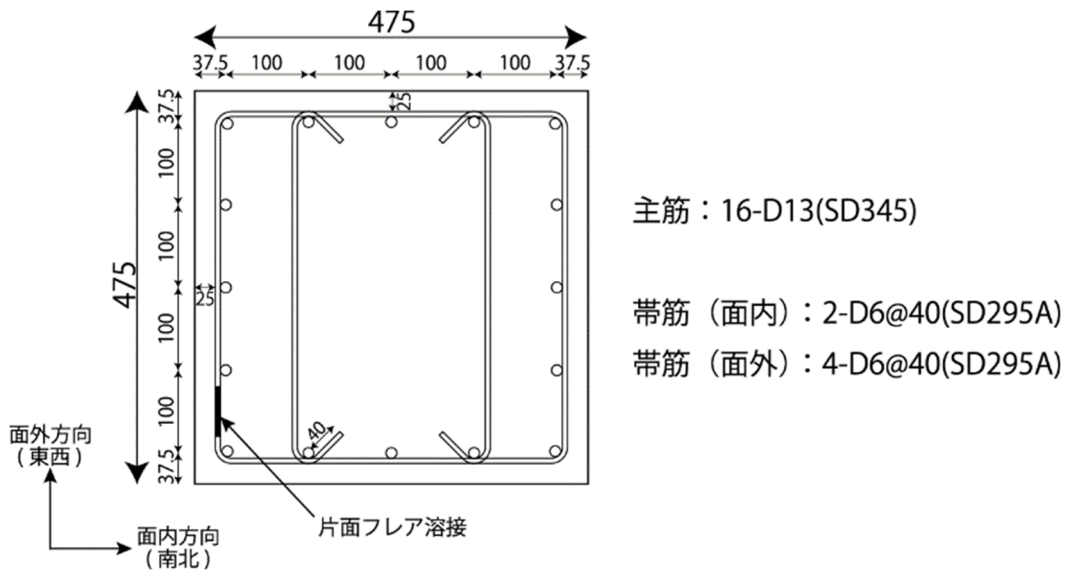
度フック定着とし、かぶり厚さは **25mm** とした。コンクリートの設計基準強度 F_c は対象建物に合わせて 27N/mm^2 とし、コンクリート最大粒径は **15mm** のレディミクストコンクリートを用いた。打設は試験体を立てた状態で 2 回に分けて行い、1 回目で下スタブを、2 回目で柱試験区間と上スタブをそれぞれ打設した。C-C40T75 は一次荷重で変形角 $R=3.0\%$ まで、C-C40T75M は一次荷重で $R=0.5\%$ まで荷重した。詳細な荷重方法は 2.2.5 項で後述する。

表 2.2.2-1 原試験体諸元

試験体名	C-C40T75	C-C40T75M
B : 柱幅 (mm)	475	
D : 柱せい (mm)	475	
h_0 : 内法高さ (mm)	1025	
柱主筋	16-D13 (SD345)	
柱主筋比 (%)	0.898	
柱帯筋	面内 : 2-D6@40 (SD295A) 面外 : 4-D6@40 (SD295A)	
帯筋比 (%)	面内 : 0.333, 面外 : 0.666	
せん断スパン比	1.17	
F_c : コンクリート設計基準強度 (N/mm^2)	27	
一次荷重時目標最大変形角 (%)	3.0 (損傷大)	0.5 (損傷小)



(a) 原試験体概形



(b) 柱試験区間断面

図 2.2.2-1 原試験体概要図 (単位 : mm)

(2) 補強方法

1) 断面修復

一次載荷での損傷が大きい C-C40T75 については、UFC パネル補強を行う前に以下の手順、方法で断面修復を行った。この際、主筋座屈による鉄筋の孕みや面内せん断変形を計測し、鉄筋最外縁から 10mm 以上のかぶり厚さを確保できるように、柱せいを 40mm 増大させた。図 2.2.2-2 に断面修復の概要図を示す。なお、断面修復と次に示す UFC パネル補強は、試験体を立てた状態で軸力を作用させずに行った。

第2章 損傷後補強として UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

- (1) 損傷したカバーおよびコアコンクリートは、電動ハンマー等の工具は基本的に用いず、手ではつった。また、鉄筋に座屈および破断が生じていた場合にもこれらに補修は行わず、コンクリートの内部ひび割れに対する樹脂注入等の補修は行わなかった。
- (2) その後、必要に応じて電動サンダーを用いてコンクリート表面の目粗し処理を行い、EVA（エチレン酢酸ビニル）系合成樹脂吸水調整材を塗布した。
- (3) その後、高性能繊維（ビニロン繊維）を混入した耐震補強用モルタルを吹き付けて断面修復を行った。施工は二日間に分けて行い、一日目で露出した鉄筋を全て埋めた後、正面と背面（荷重方向に平行な面）を仕上げ、二日目で側面（荷重方向に直交する面）の仕上げを行った。なお、栈木を当てることで各面の角を正確に作り出し、仕上げは金コテを用いて行った。
- (4) 養生時は表面をビニールシートで覆った。

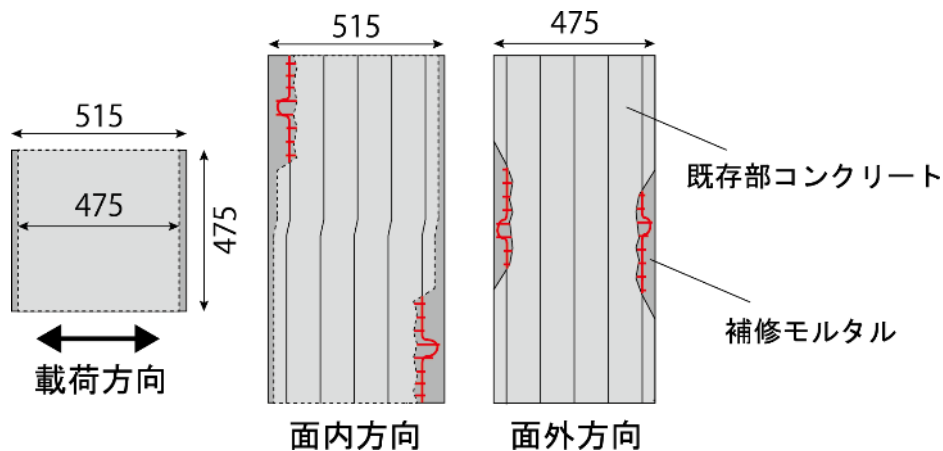


図 2.2.2-2 断面修復概要図（単位：mm）

2) UFC パネル補強

UFC パネル補強の手順を以下に示す。図 2.2.2-3 に UFC パネルの概形、図 2.2.2-4 に補強概要をそれぞれ示す。UFC パネルは厚さ 30mm とし、1 枚もの大判パネルを柱の正面と背面に全面接着した。

- (1) 一次荷重での損傷が大きかった C-C40T75 には前述の方法で断面修復を行い、1 週間養生した。C-C40T75M にはひび割れへの樹脂注入などの補修は行わず、一次荷重終了時の状態を保持した。
- (2) その後、内部コーン打込み式のあと施工アンカー（全長：40mm、外径：12.5mm）を打ち込み、ボルトを取り付けた。
- (3) その後、エポキシ樹脂系接着材を用いて UFC パネルを貼付し、あと施工アンカーに取り付けたボルトとナットを用いて UFC パネルを締め込んだ。その際、UFC 打設面を接着面側とし、UFC パネル下端部にはスペーサーを用いて目地部を設けた。なお、C-C40T75M の正面と背面には、接着材を塗布する前に電動サンダーにより目粗しを行った。また、締め込みに用いたナットは、エポキシ樹脂硬化後に緩めた。
- (4) UFC パネル上下端に高強度無収縮モルタルを圧入し、目地部を仕上げ、4 週間養生した。

● 後施工アンカー用貫通穴 (φ22)

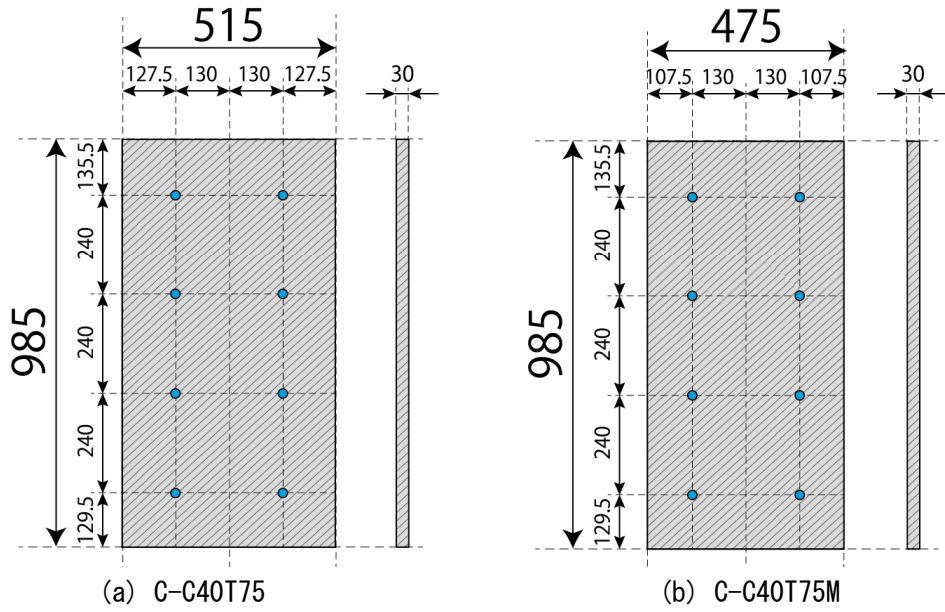


図 2. 2. 2-3 UFC パネル概形 (単位 : mm)

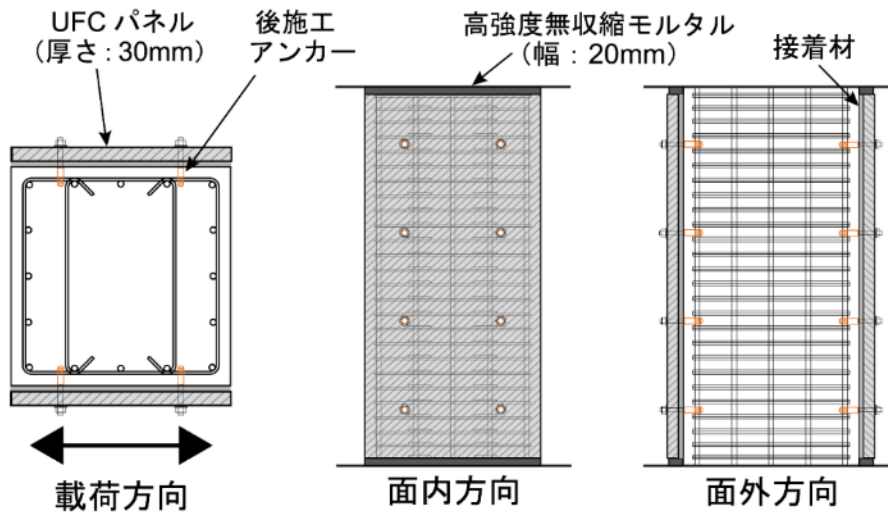


図 2. 2. 2-4 UFC パネル補強概要 (C-C40T75M)

2.2.3 材料試験結果

本実験で使用した各種材料の力学的特性を以下に示す。

(1) コンクリート

本実験において、柱試験区間および上下スタブに使用したコンクリートについて材料試験を行った。用いたコンクリートの調合表を表 2.2.3-1 に、一次載荷時および二次載荷時における材料試験結果を表 2.2.3-2 および表 2.2.3-3 にそれぞれ示す。材料試験は圧縮試験をそれぞれ 3 体ずつ行い、その平均値を示している。また、混和剤は高性能 AE 減水剤を使用した。

表 2.2.3-1 コンクリートの調合

試験体	使用箇所	コンクリートの種類による記号	水セメント比 (%)	スランプ (cm)	粗骨材の最大寸法 (mm)	セメントの種類による記号
C-C40T75 C-C40T75M	柱試験区間 上下スタブ	普通	54.0	18	15	N

表 2.2.3-2 コンクリートの材料試験結果（一次載荷時）

試験体	使用箇所	材齢 (日)	圧縮強度 f'_c (N/mm ²)	ヤング係数* ¹ (kN/mm ²)	ポアソン比
C-C40T75	下スタブ	55	49.4	28.8	0.203
	柱試験区間 上スタブ	48	41.3	27.2	0.188
C-C40T75M	下スタブ	62	44.1	27.8	0.208
	柱試験区間 上スタブ	50	40.2	26.9	0.194

* $1.f'_c/3$ 割線弾性係数とする

表 2.2.3-3 コンクリートの材料試験結果（二次載荷時）

試験体	使用箇所	材齢 (日)	圧縮強度 f'_c (N/mm ²)	ヤング係数* ¹ (kN/mm ²)	ポアソン比
C-C40T75	下スタブ	502	60.5	30.9	0.194
	柱試験区間 上スタブ	495	39.8	26.8	0.196
C-C40T75M	下スタブ	391	57.8	30.4	0.194
	柱試験区間 上スタブ	379	55.0	29.9	0.195

* $1.f'_c/3$ 割線弾性係数とする

(2) 鉄筋

本実験で使用した鉄筋について、材料試験により得られた力学的特性を表 2.2.3-4 に示す。上下スタブには SD345 の D25 と D13 を、柱試験区間には SD345 の D13 と SD295A の D6 をそれぞれ使用した。表には各 3 本の試験結果の平均値を示している。降伏ひずみは降伏強度をヤング係数で除して算出した値である。

表 2.2.3-4 鉄筋の材料試験結果

試験体	種類 (鋼種)	使用箇所	降伏強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (%)
C-C40T75	D25 (SD345)	上下スタブ	386.6	190.0	590.2	0.203
	D13 (SD345)	上下スタブ 柱主筋	401.8	189.4	579.3	0.212
	D6 (SD295A)	柱帯筋 中子筋	485.1*1	205.0	577.8	0.237
C-C40T75M	D25 (SD345)	上下スタブ	381.8	217.7	582.3	0.179
	D13 (SD345)	上下スタブ 柱主筋	410.9	190.9	589.7	0.215
	D6 (SD295A)	柱帯筋 中子筋	482.6*1	203.2	578.0	0.238

*1 明瞭な降伏点を示さなかったため、0.2%オフセット強度とした

(3) UFC

本実験で補強用パネルに使用した UFC について材料試験を行った。使用した UFC は「ダクタル」(太平洋セメント株式会社)で、高張力鋼繊維を容積比で 2%配合している。鋼繊維の試験成績表を表 2.2.3-5 に、UFC の材料試験結果を表 2.2.3-6 にそれぞれ示す。材料試験は圧縮試験、曲げ試験を各 3 体ずつ行い、その平均値を示している。なお、UFC の養生には、所定の強度発現のため標準熱養生(90℃, 48 時間の蒸気養生)を行った。

表 2.2.3-5 鋼繊維の試験成績表

試験体	使用箇所	密度 (g/cm ³)	引張強度 (N/mm ²)	直径 (mm)	長さ (mm)
C-C40T75 C-C40T75M	UFC パネル	7.84	2.9×10 ³	0.22	15.1

表 2.2.3-6 UFC の材料試験結果

試験体	使用箇所	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	曲げひび割れ強度 (N/mm ²)	曲げ強度 (N/mm ²)
C-C40T75 C-C40T75M	UFC パネル	250.0	55.9	24.6	48.1

(4) モルタル・接着材

本実験で使用した断面修復用ビニロン繊維補強モルタル、パネル目地用高強度無収縮モルタル、およびパネル接着用エポキシ樹脂系接着材について、それぞれ材料試験を行った。断面修復用モルタルには「アフタープロテクション」(株式会社クラレ)、パネル目地用モルタルには「プレユーロック UHS」(太平洋マテリアル株式会社)、パネル接着用エポキシ樹脂には「エポサームパテ L-600」(三菱ケミカルインフラテック株式会社)をそれぞれ使用した。材料試験結果を表 2.2.3-7 に示す。材料試験は圧縮試験を各 3 体ずつ行い、その平均値を示している。

表 2.2.3-7 モルタル・接着材の材料試験結果

材料	試験体	使用箇所	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数*1 (kN/mm ²)
ビニロン繊維 補強モルタル	C-C40T75	断面修復	62	51.7	22.3
高強度無収縮 モルタル	C-C40T75	パネル	43	89.5	32.0
	C-C40T75M	目地部	31	99.3	30.0
エポキシ樹脂系 接着材	C-C40T75	パネル	35	53.8	4.96
	C-C40T75M	接着用			

*1 圧縮強度の 1/3 倍点における割線弾性係数とする

2.2.4 耐力計算

原試験体について、前述の材料試験結果を用いて曲げひび割れモーメント、曲げ終局モーメント、せん断ひび割れ耐力およびせん断終局耐力を算出した。原試験体は最大圧縮軸力比 $\eta=0.40$ においてせん断破壊することを想定している。

(1) 曲げひび割れモーメント

曲げひび割れモーメント M_{cr} を日本建築学会「鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説」(以下、RC 保有水平耐力規準)^[2.2-2]に示される (式 2.2.4-1)により算出した。また、曲げひび割れ耐力 Q_{mc} は、 M_{cr} を柱内法長さの半分で除して算出した。計算結果は表 2.2.4-1 および図 2.2.4-1 にそれぞれ示す。

$$M_{cr} = 0.56\sqrt{f'_c}Z_e + \frac{ND}{6} \quad (\text{式 2.2.4-1})$$

ここで

M_{cr} : 曲げひび割れモーメント(Nmm)

f'_c : コンクリート圧縮強度(N/mm²)

Z_e : 主筋を考慮した断面係数(mm³)

N : 柱軸力(N)

D : 柱せい(mm)

Q_{mc} : 曲げひび割れ耐力(N)

(2) 曲げ終局モーメント

曲げ終局モーメント M_{mu} を RC 保有水平耐力規準^[2.2-2]に示される (式 2.2.4-2) により算出した。また曲げ終局耐力 Q_{mu} は, M_{mu} を柱内法長さの半分で除して算出した。計算結果は表 2.2.4-1 および図 2.2.4-1 にそれぞれ示す。

$$(i) \quad N_{min} \leq N < 0, \quad M_{mu} = 0.5a_g\sigma_y g_1 D + 0.5N g_1 D$$

$$(ii) \quad 0 \leq N \leq N_b, \quad M_{mu} = 0.5a_g\sigma_y g_1 D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDf'_c}\right)$$

$$(iii) \quad N_b < N \leq N_{max}, \quad M_{mu} = \{0.5a_g\sigma_y g_1 D + 0.024(1 + g_1)(3.6 - g_1)bD^2 f'_c\} \left(\frac{N_{max} - N}{N_{max} - N_b}\right)$$

(式 2.2.4-2)

ここで

M_{mu} : 曲げ終局モーメント(Nmm)

N_{max} : 中心圧縮時終局強度(N), $N_{max}=bDf'_c+a_g\sigma_y$

N_{min} : 中心引張時終局強度(N), $N_{min}=-a_g\sigma_y$

N_b : 釣り合い軸力(N), $N_b=0.22(1+g_1)bDF_c$

a_g : 柱主筋全断面積(mm²)

σ_y : 主筋降伏強度(N/mm²)

g_1 : 引張鉄筋重心と圧縮鉄筋重心との距離の全せい D に対する比

N : 柱軸力(N)

D : 柱せい(mm)

b : 柱幅(mm)

f'_c : コンクリート圧縮強度(N/mm²)

Q_{mu} : 曲げ終局耐力(N)

(3) せん断ひび割れ耐力

せん断ひび割れ耐力 Q_{sc} は日本建築学会「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」(以下, 靱性指針)^[2.2-3]に示される (式 2.2.4-3) に基づいて算出した。ただし, 耐力係数 ϕ と断面形状係数 κ はそれぞれ 1.0, 1.5 とした。計算結果は表 2.2.4-1 および図 2.2.4-1 にそれぞれ示す。

$$Q_{sc} = \phi \left(\sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_T \sigma_0} \right) bD / \kappa \quad (\text{式 2.2.4-3})$$

ここで

Q_{sc} : せん断ひび割れ耐力(N)

ϕ : 耐力係数(= 1.0)

第2章 損傷後補強として UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

σ_T : コンクリート引張強度(N/mm²), $\sigma_T = 0.33\sqrt{f'_c}$
 σ_0 : 柱作用軸応力度(N/mm²)
 D : 柱せい(mm)
 b : 柱幅(mm)
 κ : 断面形状係数(=1.5)

(4) せん断終局耐力

せん断終局耐力 Q_{su} は RC 保有水平耐力規準^[2.2-2]に示される (式 2.2.4-4) に基づいて算出した。計算結果は表 2.2.4-1 および図 2.2.4-1 にそれぞれ示す。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068p_t^{0.23}(f'_c + 18)}{M/(Qd) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w\sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} bj \quad (\text{式 2.2.4-4})$$

ここで,

Q_{su} : せん断終局耐力(N)
 p_t : 引張鉄筋比(%)
 f'_c : コンクリート圧縮強度(N/mm²)
 $M/(Qd)$: せん断スパン比
 d : 有効せい(mm)
 p_w : 帯筋比
 σ_{wy} : 帯筋の降伏強度(N/mm²)
 σ_0 : 軸方向応力度(N/mm²), $\sigma_0 = N/(bD)$ (ただし $\sigma_0 \leq 0.4f'_c$ (N/mm²) とする)
 b : 柱幅(mm)
 j : 応力中心間距離(mm)

表 2.2.4-1 耐力計算結果

試験体	軸力*1	Q_{mc} (kN)	Q_{mu} (kN)	Q_{sc} (kN)	Q_{su} (kN)	Q_{su}/Q_{mu}
C-C40T75	$0.40bDf'_c$	714	1172	946	955	0.81
	$-0.75a_g\sigma_y$	44	60	-	605	10.1
C-C40T75M	$0.40bDf'_c$	697	1153	928	938	0.81
	$-0.75a_g\sigma_y$	40	61	-	595	9.75

*1 後述する目標圧縮軸力および目標引張軸力

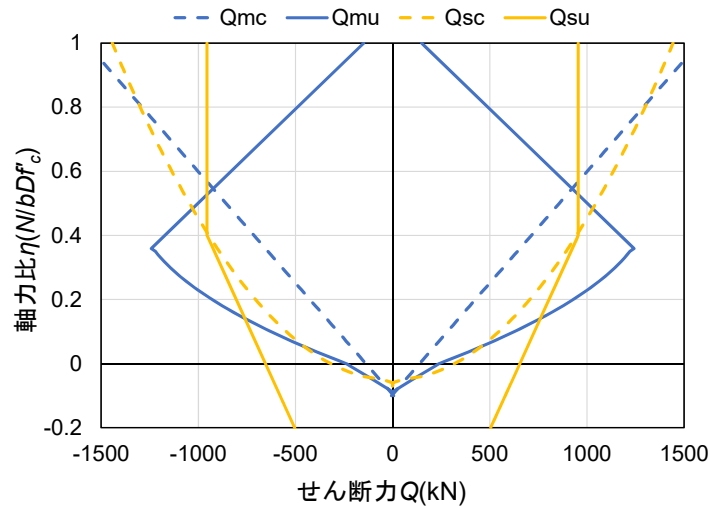


図 2.2.4-1 耐力計算結果 (C-C40T75)

2.2.5 荷重方法

荷重は、両試験体ともにピロティ架構の1階柱を想定した変動軸力下における、逆対称曲げ形式の正負交番繰り返し漸増荷重とした。また、一次荷重と二次荷重は同一の荷重方法で実験を行った。

(1) 荷重装置

図 2.2.5-1 に荷重装置の立面図を示す。圧縮・引張軸力は 2 本の 8000kN ジャッキ、水平力は 3000kN ジャッキ 1 本によりそれぞれ作用させた。面外方向への変形は、東西方向の力のみ抵抗する面外変形拘束治具を取り付けることで抑制した。また、高さ方向の制約のため厚さ 400mm のコンクリートブロックを試験体の下に 2 つ、試験体の上に 3 つ設置し、2 つの脚部用コンクリートブロックの間および脚部用コンクリートブロックと反力床の間には厚さ 45mm 鉄板を敷き詰めた。試験体と反力床、試験体と荷重フレームは、それぞれφ32PC 鋼棒 10 本で緊結した。さらに、本実験では上下のスタブを平行に保つように鉛直ジャッキを制御した。

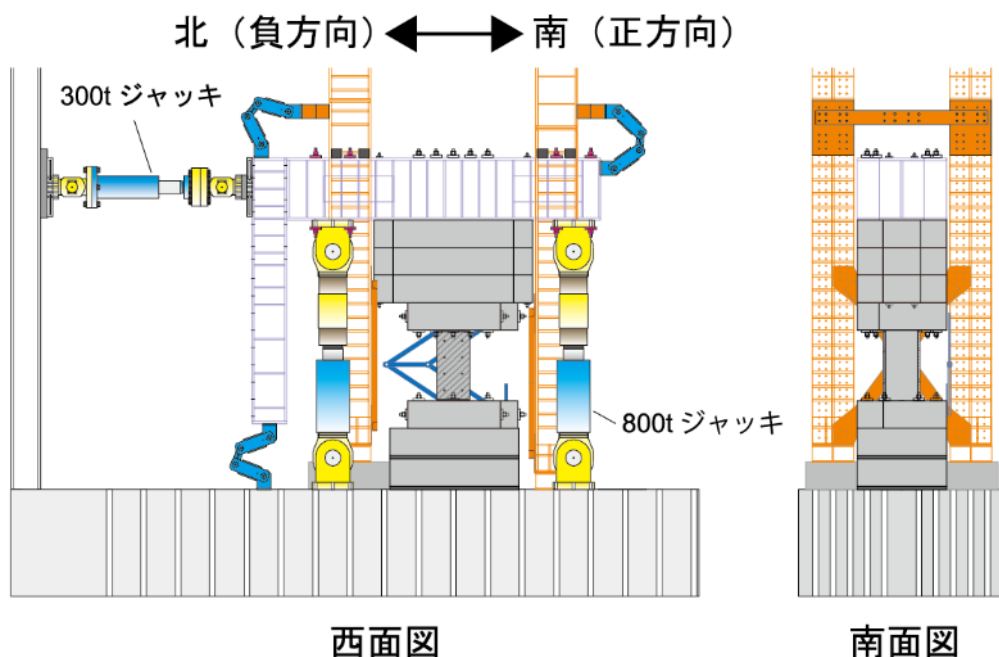


図 2.2.5-1 荷重装置立面図

(2) 軸力経路

軸力はピロティ架構の1階柱を想定した変動軸力とした。軸力経路を図 2.2.5-2 に、各目標点の軸力およびせん断力を表 2.2.5-1 にそれぞれ示す。基点とする長期軸力 N_0 は、文献[2.2-4]を参考に $0.15bDf'_c$ に設定した。引張軸力の最大値は文献[2.2-5]を参考に $-0.75a_g\sigma_y$ (a_g : 柱主筋全断面積(mm²), σ_y : 柱主筋降伏強度(N/mm²)) とし、C-C40T75 で $-0.066bDf'_c$, C-C40T75M で $-0.069bDf'_c$ に相当する。圧縮軸力の最大値は、文献[2.2-5]を参考に、長期軸力 N_0 の2倍に $a_g\sigma_y$ を加えた値を丸めて $0.40bDf'_c$ としたが、文献[2.2-4]の有限要素解析においても、圧縮側の1階柱には同程度の軸力が作用していたことが確認されている。また、引張、圧縮それぞれの最大軸力時における曲げ終局耐力計算値の1/2 ($=0.5Q_{mu}$) 時点を折れ点とし、長期軸力時から線形に軸力を増減させた。なお、材料試験によるコンクリート圧縮強度 f'_c は一次載荷時と二次載荷時で異なっているが、二次載荷時においても一次載荷時の値を用いることで、同一の軸力経路をたどるように計画した。

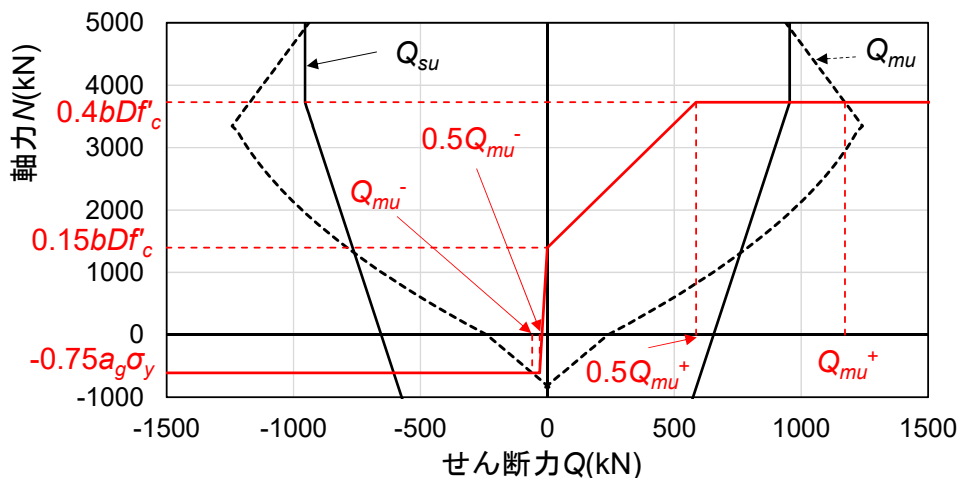


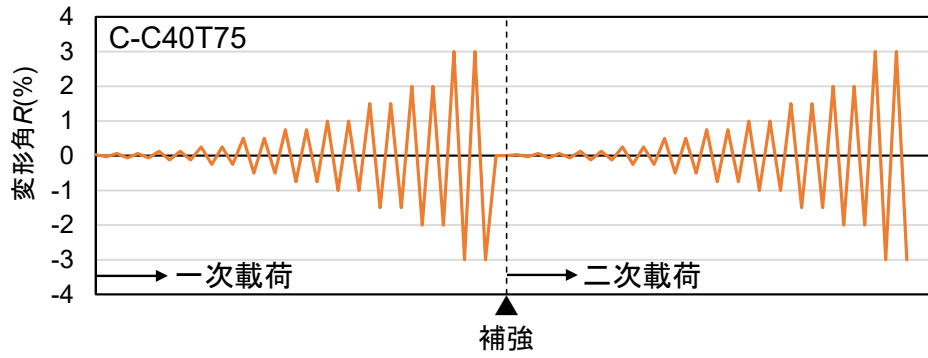
図 2.2.5-2 軸力経路 (C-C40T75)

表 2.2.5-1 各目標点における軸力およびせん断力

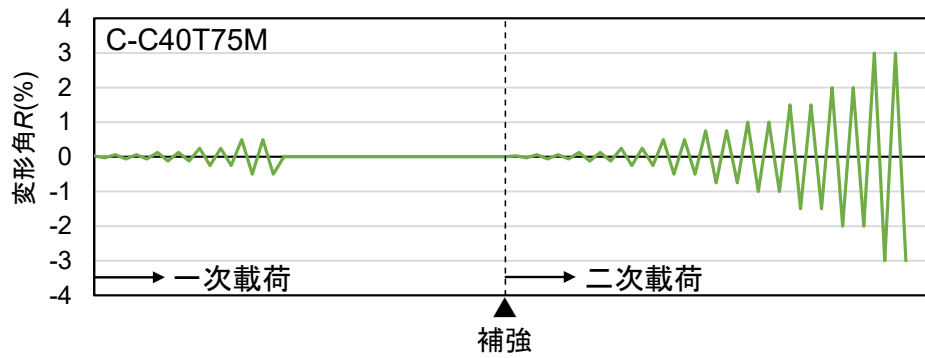
試験体		軸力 N(kN)	N/bDf'_c	せん断力 Q(kN)
C-C40T75	引張側折れ点	-611	-0.066	-30
	長期軸力点	1398	0.15	0
	圧縮側折れ点	3727	0.40	586
C-C40T75M	引張側折れ点	-625	-0.069	-30
	長期軸力点	1361	0.15	0
	圧縮側折れ点	3628	0.40	576

(3) 載荷サイクル

載荷サイクルを図 2.2.5-3 に示す。本研究では南方向への加力を正方向とし、変位制御型正負交番繰り返し漸増載荷とした。制御に用いた変形角 R は上下スタブの相対水平変位を柱試験区間内法高さで除して算出した。一次載荷では、変形角 $R=0.03125\%$ において1回載荷を行い、 $R=0.0625\%, 0.125\%, 0.25\%, 0.5\%, 0.75\%, 1.0\%, 1.5\%, 2.0\%, 3.0\%$ でそれぞれ2回の繰り返し載荷を行うことを基本とし、C-C40T75 では $R=3\%$ まで、C-C40T75M では $R=0.5\%$ まで載荷を行った。補強後に実施した二次載荷では、両試験体ともに上述した基本サイクルを $R=3\%$ まで行った。



(a) C-C40T75



(b) C-C40T75M

図 2.2.5-3 载荷サイクル

2.2.6 計測方法

本実験の計測には、変位計およびひずみゲージを用いた。変形角および柱試験区間、UFC パネルの変形は変位計を用いて計測し、柱試験区間の主筋、せん断補強筋および UFC パネルにはひずみゲージを貼付してひずみを計測した。

第2章 損傷後補強として UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

(1) 変位計

変位計の取り付け位置を図 2.2.6-1 に示す。上スタブ水平変位計で計測した相対水平変位を柱試験区
間内法高さで除し、変形角 R を算出した。また柱試験区間裏面および裏面の UFC パネルに設置した鉛
直方向と斜め方向の変位計の計測結果を用いて、曲げ変形とせん断変形を算出した。

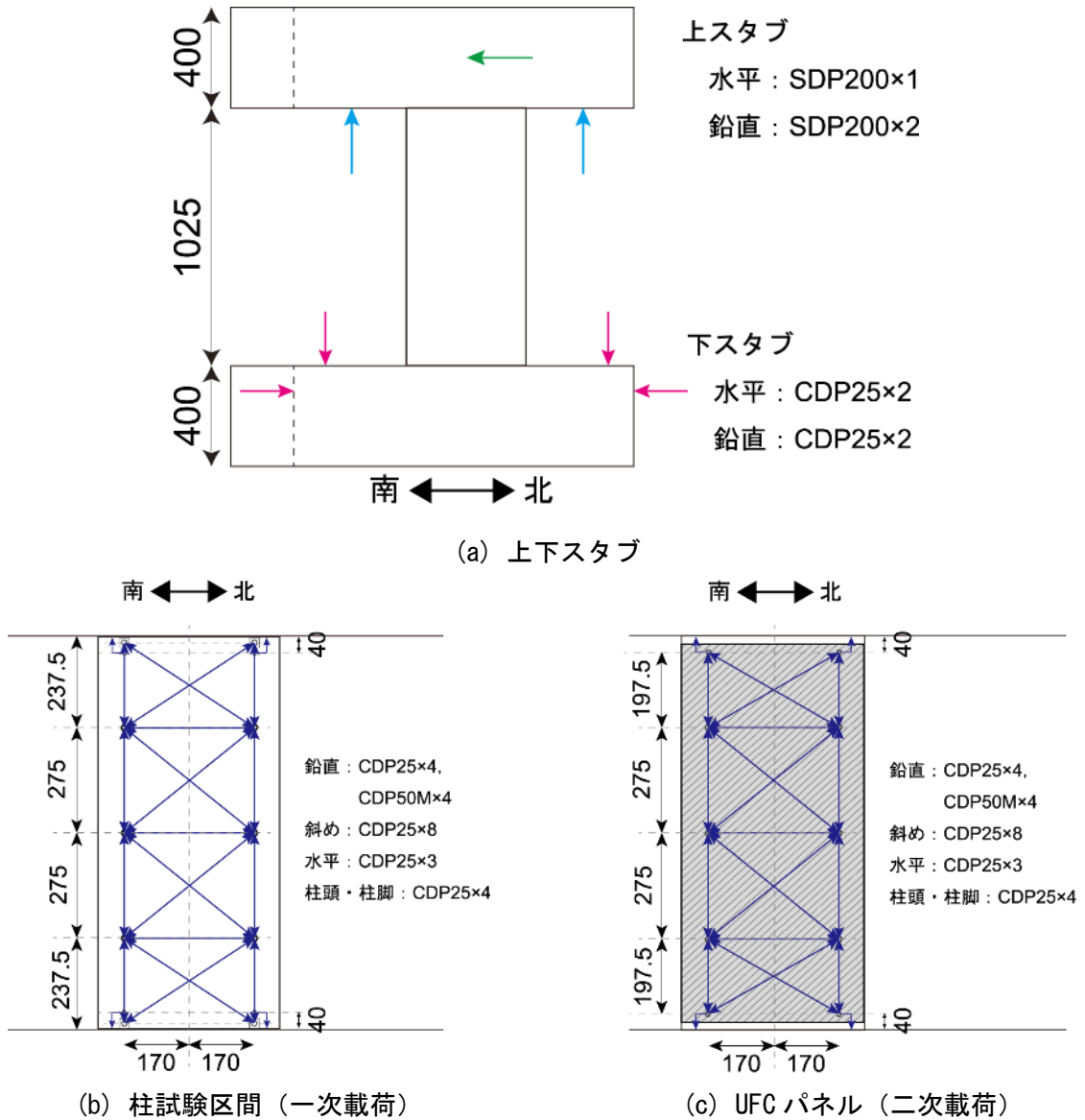


図 2.2.6-1 変位計取り付け位置図 (東面図) (単位 : mm)

(2) ひずみゲージ

1) 鉄筋

柱主筋のひずみゲージ貼付位置を図 2.2.6-2 に、柱試験区間帯筋のひずみゲージ貼付位置を図 2.2.6-
3 にそれぞれ示す。柱主筋のひずみゲージは試験体裏面から 1 段目、3 段目の鉄筋に、計 31 か所両面か
ら貼付した。柱試験区間帯筋のひずみゲージは、柱頭・柱脚の計 4 段の帯筋に 6 か所ずつ貼付し、柱中
央付近の計 4 段の帯筋には 2 か所ずつ貼付した。

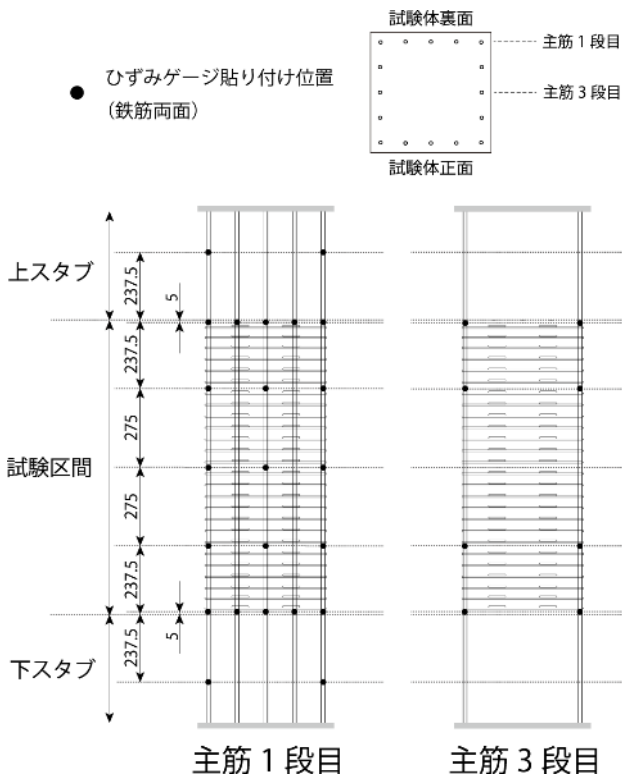


図 2.2.6-2 ひずみゲージ貼付位置 (主筋)
(単位 : mm)

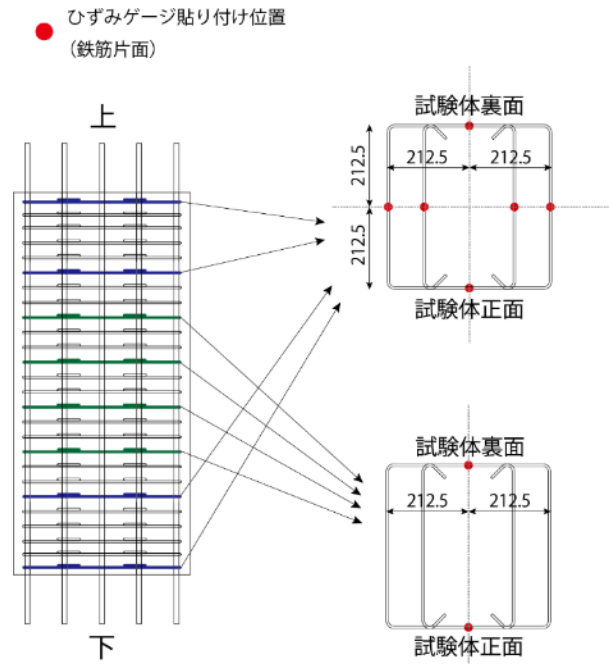


図 2.2.6-3 ひずみゲージ貼付位置 (帯筋)
(単位 : mm)

2) UFC パネル

UFC パネルのひずみゲージ貼付位置を図 2.2.6-4 に示す。ひずみゲージは 3 軸のロゼットゲージ (ゲージ検長 : 30mm) を使用し、各試験体裏面のパネルに計 15 箇所貼付した。

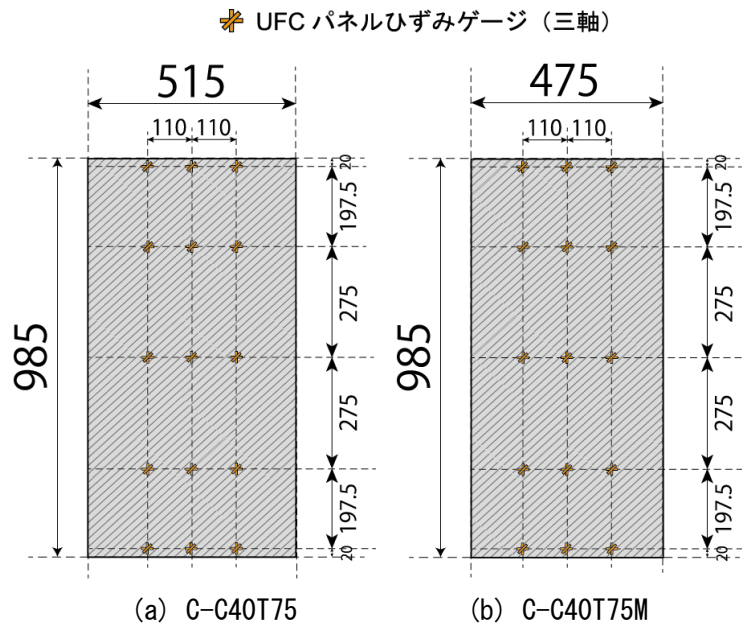


図 2.2.6-4 ひずみゲージ貼付位置 (UFC パネル) (単位 : mm)

参考文献（2.2 節）

- [2.2-1] 国立研究開発法人建築研究所：平成 28 年（2016 年）熊本地震建築物被害調査報告（速報）建築研究資料，No.173，2016
- [2.2-2] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算基準・同解説，2020
- [2.2-3] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- [2.2-4] 谷昌典ほか：2016 年熊本地震で被災したピロティ形式 RC 造集合住宅の有限要素解析，日本建築学会技術報告集，Vol.25，No.59，pp.171-176，2019
- [2.2-5] 国土交通省国土技術政策総合研究所，国立研究開発法人建築研究所監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，2020

2.3 実験結果

2.3.1 一次載荷

(1) 水平荷重—変形角関係

図 2.3.1-1 に各試験体の一次載荷における水平荷重—変形角関係を示す。図中、○は正側および負側の最大耐力、+は主筋引張降伏点、◇は主筋圧縮降伏点、□はせん断補強筋の引張降伏点をそれぞれ示す。また、正側最大耐力点から右方向に描かれている破線は、P-Δ 効果の影響による見かけ上の耐力低下を示している。なお、鉄筋の降伏点は鉄筋に貼付したひずみゲージの値から判定し、ひずみが最初に圧縮もしくは引張の降伏ひずみに到達した時点を図中に示している。ただし、一度圧縮もしくは引張で降伏判定を行った計測点については、その後の圧縮と引張が反転した後の降伏判定は行っていない。

C-C40T75 では、 $R=-0.03125\%$ のサイクルで柱全体に曲げ引張ひび割れが発生し、 $R=-0.0625\%$ サイクル 1 回目に主筋が引張降伏した。 $R=+0.125\%$ サイクル 1 回目でせん断ひび割れが発生し、 $R=+0.5\%$ サイクル 1 回目で主筋が圧縮降伏した後、同サイクルのピーク付近で正側の最大耐力 $Q_{max}^+=1034(\text{kN})$ を記録した。その後、耐力が低下し、 $R=+0.75\%$ サイクル 1 回目でせん断補強筋が引張降伏した後、 $R=+1.0\%$ サイクル 2 回目で最大耐力 Q_{max}^+ の 80% を下回り、限界変形角 R_u^+ に達した。限界変形角は耐力が最大耐力 Q_{max} の 80% まで低下した点の変形角とし、 $R_u^+=1.00\%$ であった。負側の最大荷重は $R=-3\%$ サイクル 1 回目のピーク付近で記録されており、 $Q_{max}^-=-171(\text{kN})$ であった。なお、 $R=+2\%$ サイクル 2 回目以降は、水平荷重が $0.5Q_{mu}=586(\text{kN})$ に達しなかったため、圧縮軸力を目標の 3727kN まで増加させなかった。

C-C40T75M では、 $R=-0.03125\%$ のサイクルで柱全体にわたる曲げ引張ひび割れが発生し、 $R=-0.125\%$ サイクル 1 回目に主筋が引張降伏した。 $R=+0.25\%$ サイクル 1 回目でせん断ひび割れが発生した後、 $R=+0.5\%$ サイクル 1 回目のピーク付近で正側の最大耐力 $Q_{max}^+=1094(\text{kN})$ を、 $R=-0.5\%$ サイクル 1 回目のピーク付近で負側の最大耐力 $Q_{max}^-=-92(\text{kN})$ を記録した。C-C40T75 と比較すると、ひび割れが確認されたサイクルや、主筋が降伏したサイクルに違いは見られたが、概ね同様な水平荷重—変形角関係となった。

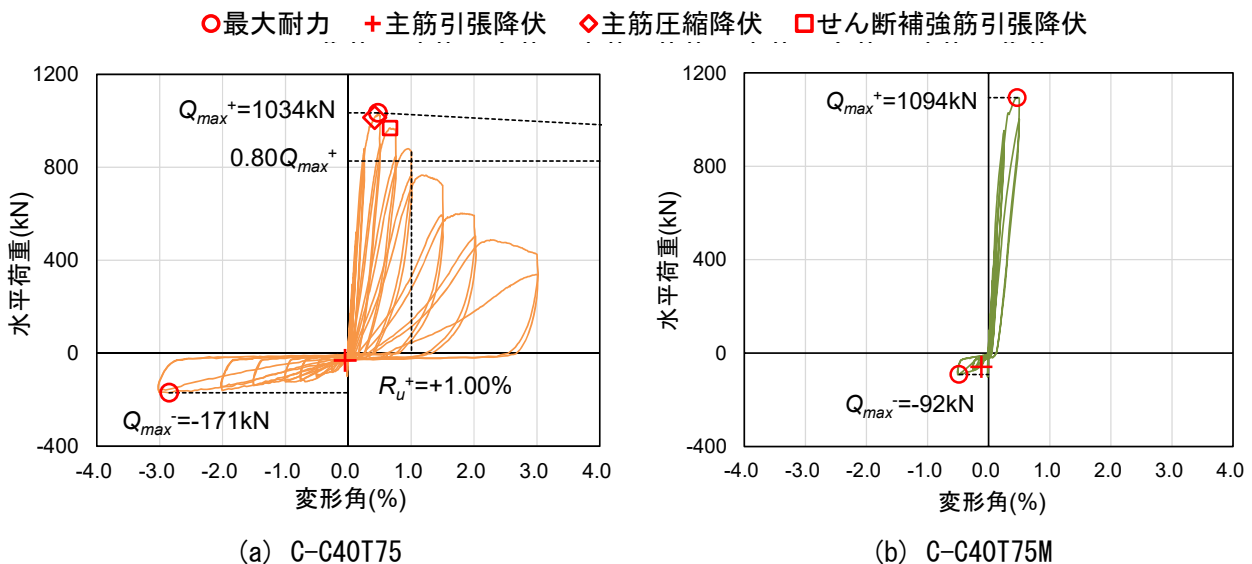


図 2.3.1-1 水平荷重—変形角関係（一次載荷）

(2) 初期剛性

図 2.3.1-2 に各試験体の水平荷重—変形角関係における正載荷時包絡線の比較および初期剛性の比較

第2章 損傷後補強として UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

を示す。初期剛性は、 $R=+0.03125\%$ サイクル 1 点目と $Q=Q_{max}+1/3$ 時点の 2 点間における水平荷重の増分を同 2 点間における上下スタブ相対水平変位の増分で除して算出し、C-C40T75 では 393kN/mm, C-C40T75M では 444kN/mm となった。

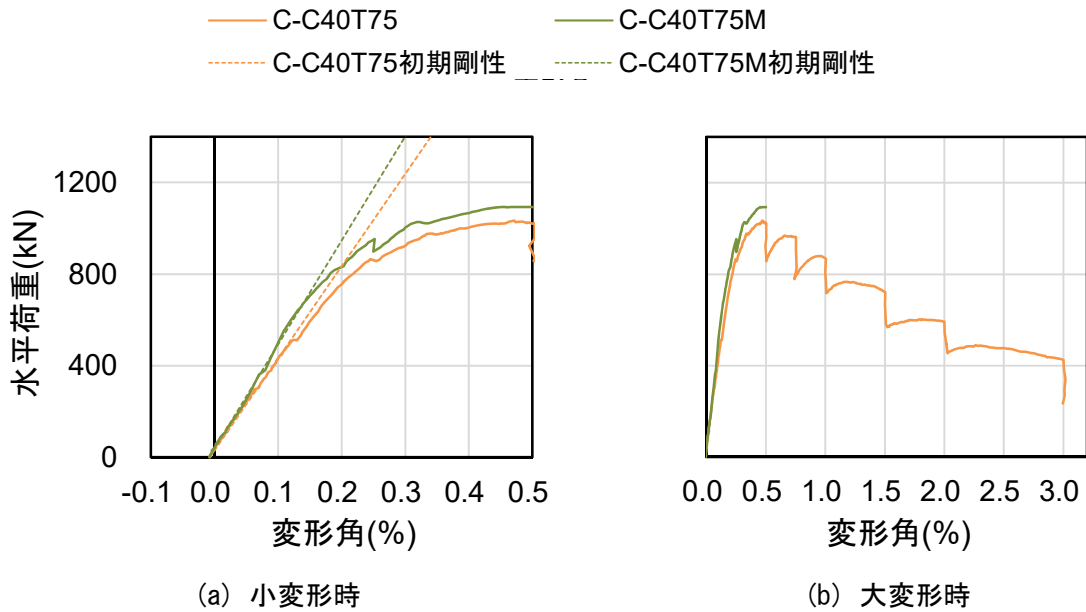


図 2.3.1-2 包絡線および初期剛性の比較（正載荷時）

(3) 損傷状況

各試験体の一次載荷における、各サイクルの試験体正面写真、ひび割れ図、損傷状況をそれぞれ表 2.3.1-1 および表 2.3.1-2 に示す。正面写真、ひび割れ図は各サイクル 2 回目終了時のものである。ひび割れ図の黒線は長期軸力載荷時に生じていた初期ひび割れを示しており、青線は正側載荷時に、赤線は負側載荷時に発生したひび割れをそれぞれ示している。また、斜線部がカバーコンクリートの剥離、交線部がコンクリートの剥落を示している。C-C40T75 一次載荷終了後の最終破壊性状の写真を図 2.3.1-3 に示す。

被災度区分判定基準^[2.3-1]に基づき、各試験体載荷終了時の部材損傷度を判定すると、C-C40T75 では、主筋の座屈が確認され、また一見してせん断変形が生じていることから損傷度 V と判断できる。C-C40T75M では、せん断ひび割れの残留ひび割れ幅は実大スケールに換算して 0.1mm 程度であり、ひび割れ幅の目安からは損傷度 I と判断できる。一方で、C-C40T75 と同様の水平荷重-変形角関係を示すであろうことを考慮すると、C-C40T75M は最大耐力を発揮する程度の変形を経験したことが予測され、損傷度 III と判断することもできる。ここに判定の差異が生じているが、詳細な検討は 2.5 節で行う。

表 2.3.1-1 損傷状況 (G-C40T75 一次載荷)

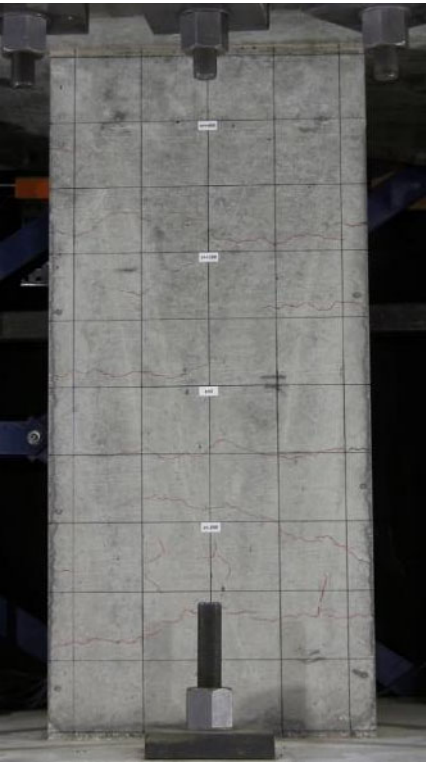
$R=0.03125\%$				
	正側 1 回目 特に変化なし			
	負側 1 回目 柱全体に曲げひび割れ発生			
Z=+400 Z=+200 Z=0 Z=-200 Z=-400	<table border="1" style="width: 100%; height: 100%;"> <tr> <td style="text-align: center; vertical-align: bottom; padding: 5px;">北面</td> <td style="text-align: center; vertical-align: bottom; padding: 5px;">西面</td> <td style="text-align: center; vertical-align: bottom; padding: 5px;">南面</td> </tr> </table>	北面	西面	南面
北面	西面	南面		

表 2.3.1-1 損傷状況 (C-C40T75 一次載荷) つづき

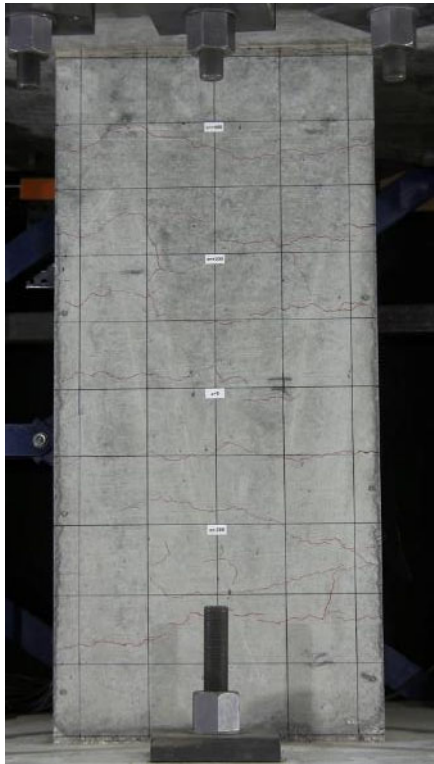
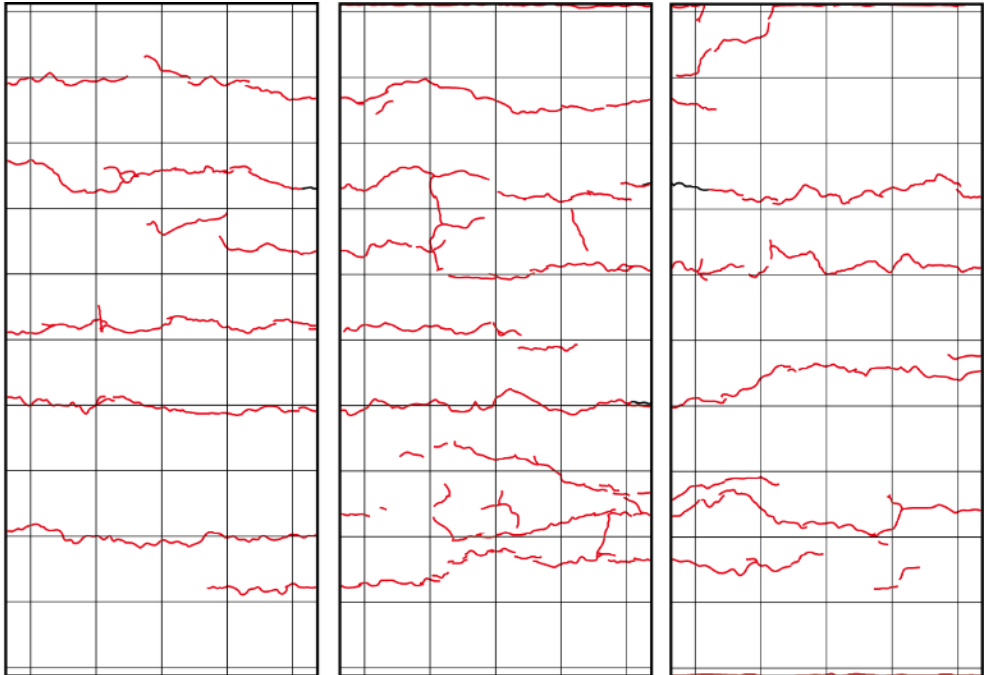
R=0.0625%		
	正側 1 回目	
	特に変化なし	
	負側 1 回目	
	曲げひび割れ増加	
	正側 2 回目	
	特に変化なし	
	負側 2 回目	
	わずかに曲げひび割れ増加	
<p>Z=+400</p> <p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p> <p>Z=-400</p>		
北面	西面	南面

表 2.3.1-1 損傷状況 (C-C40T75 一次載荷) つづき

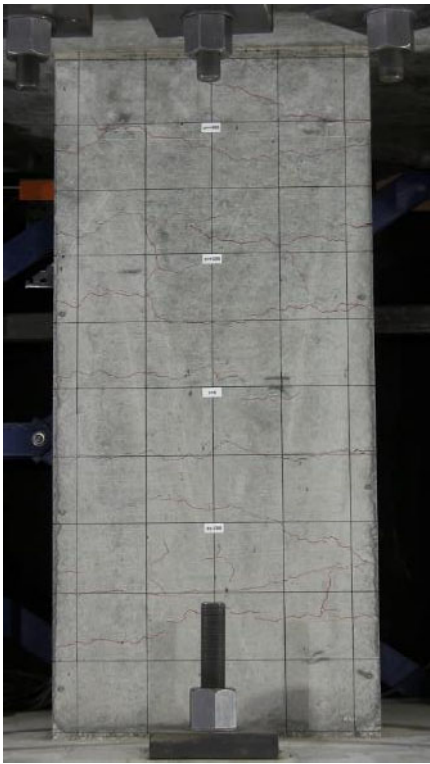
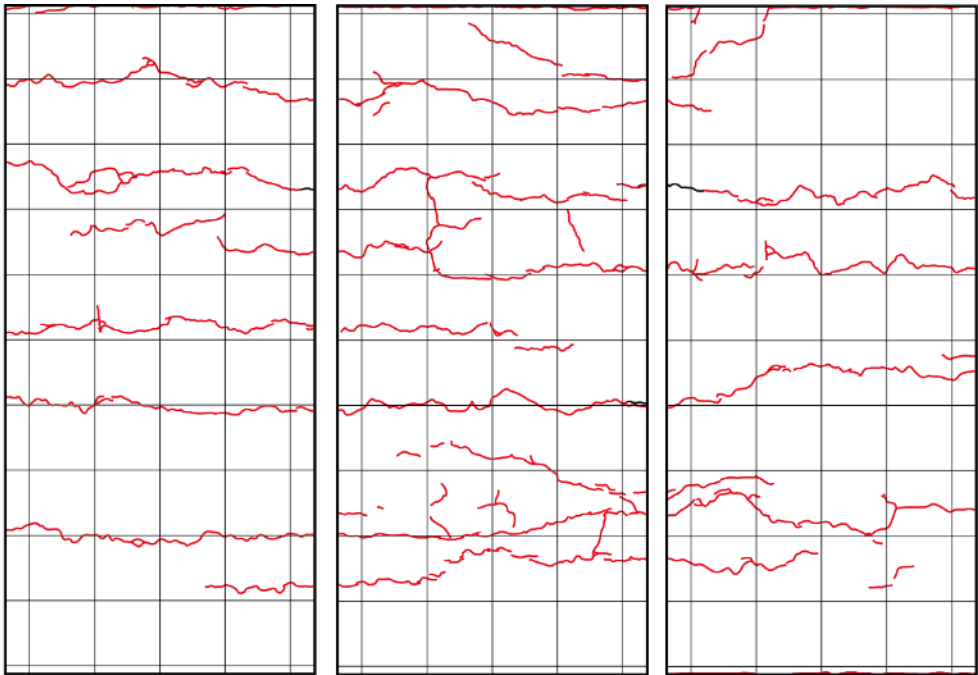
R=0.125%		
	正側 1 回目	
	特に変化なし	
	負側 1 回目	
	わずかに曲げひび割れ増加	
	正側 2 回目	
	特に変化なし	
負側 2 回目		
わずかに曲げひび割れ増加		
<p>Z=+400</p> <p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p> <p>Z=-400</p>		
北面	西面	南面

表 2.3.1-1 損傷状況 (C-C40T75 一次載荷) つづき

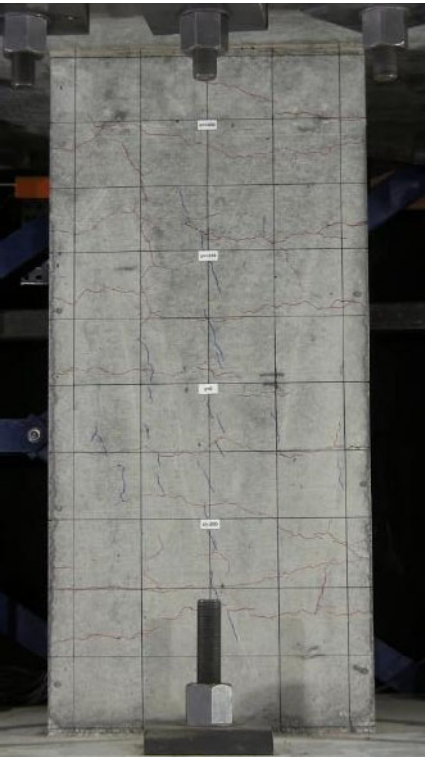
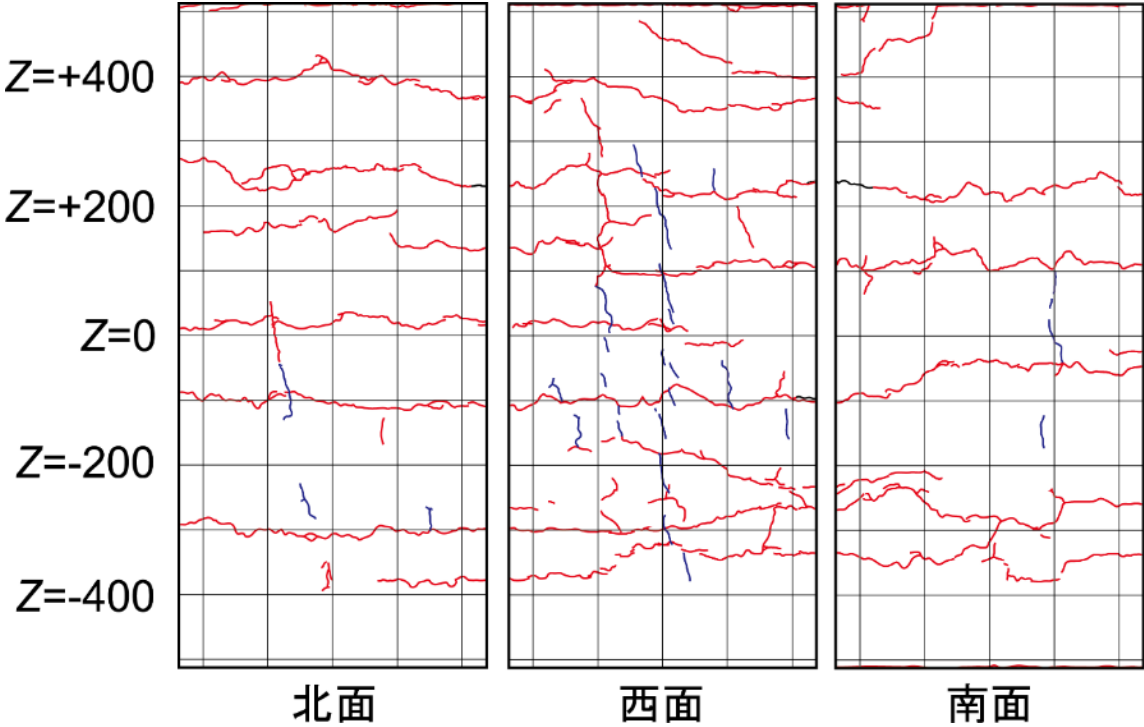
R=0.25%	
	正側 1 回目
	柱中央付近にせん断ひび割れ発生
	負側 1 回目
	わずかに曲げひび割れ増加
	正側 2 回目
	わずかにせん断ひび割れ増加
	負側 2 回目
	わずかに曲げひび割れ増加 柱上部に正側のせん断ひび割れが新たに開き発生
	

表 2.3.1-1 損傷状況 (C-C40T75 一次載荷) つづき

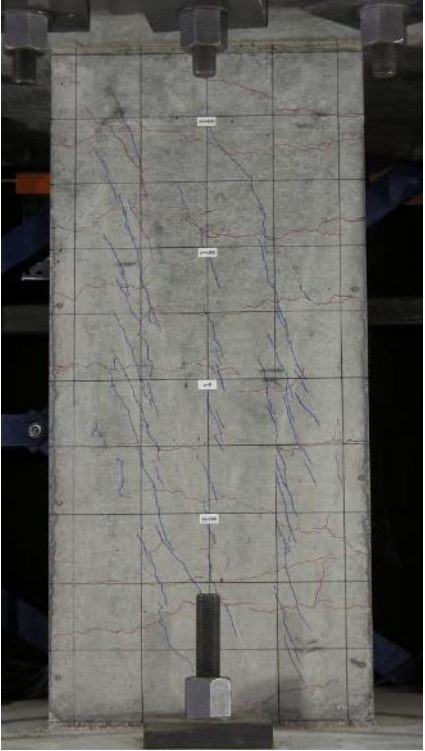
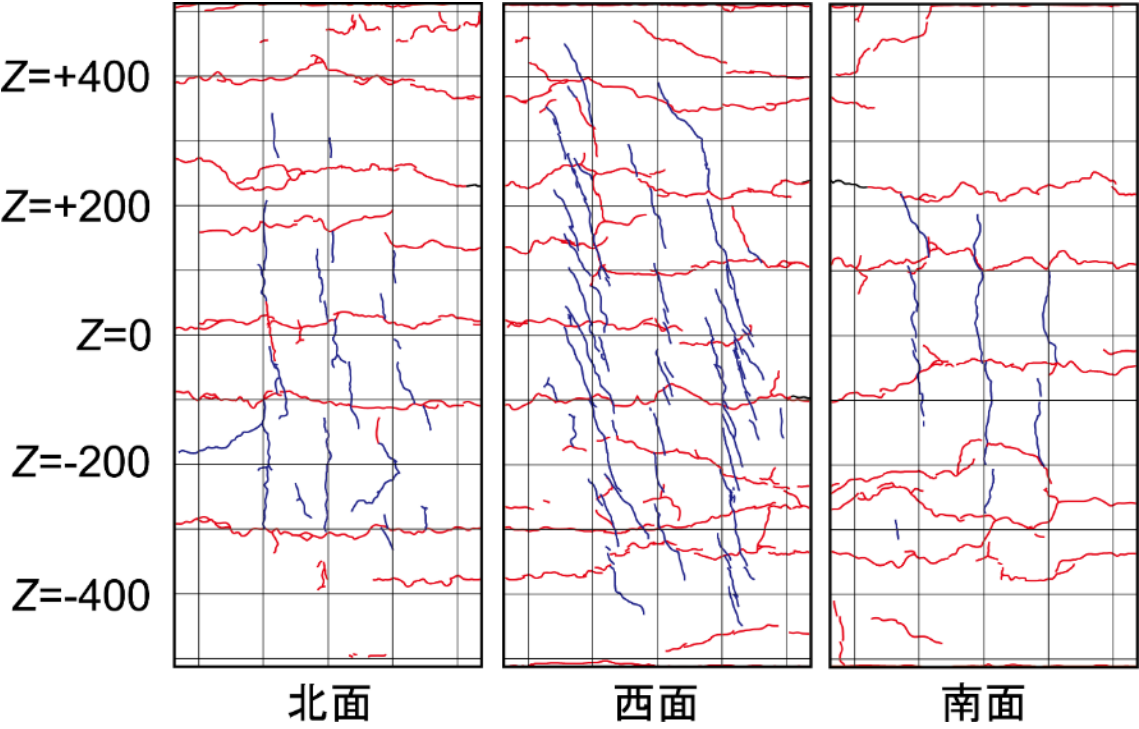
$R=0.5\%$	
	正側 1 回目
	せん断ひび割れが柱全体にわたり急増
	負側 1 回目
	わずかに曲げひび割れ増加 既存の曲げひび割れが大きく開く
	正側 2 回目
	わずかにせん断ひび割れ増加
	負側 2 回目
	わずかに曲げひび割れ増加
	

表 2.3.1-1 損傷状況 (C-C40T75 一次載荷) つづき

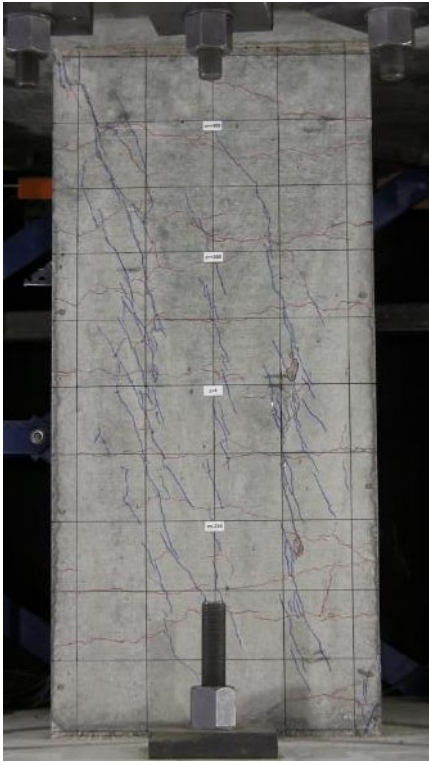
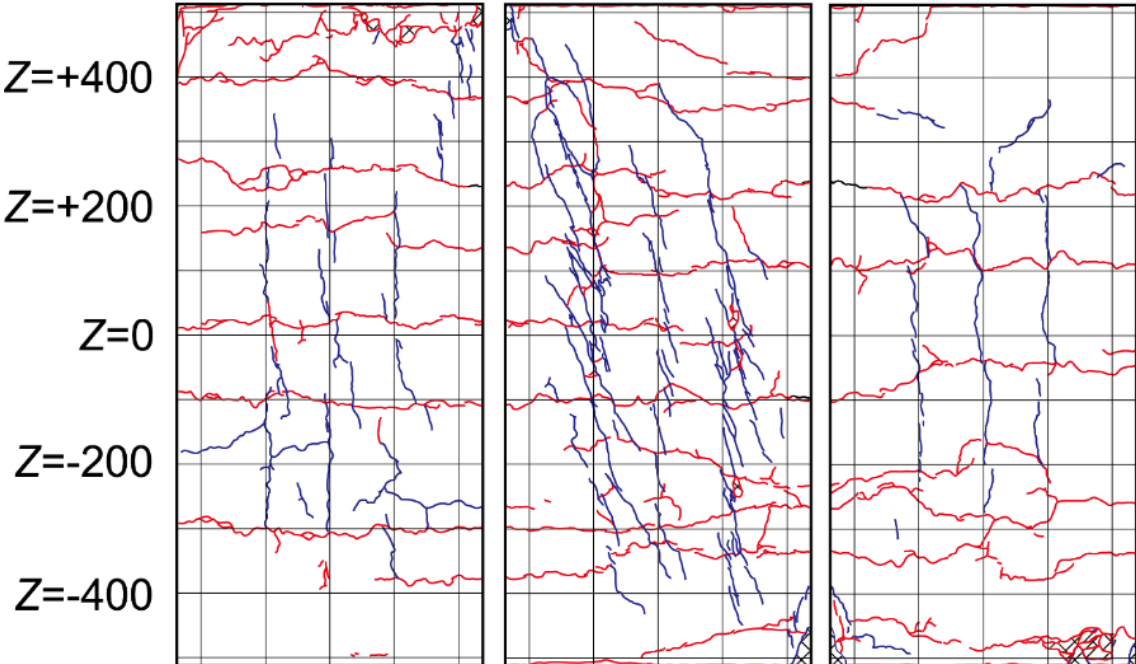
R=0.75%		
	正側 1 回目	
	せん断ひび割れ増加 既存のせん断ひび割れ幅が大きくなる 柱頭柱脚端部でわずかにカバーコンクリート圧壊	
	負側 1 回目	
	わずかに曲げひび割れ増加 既存の曲げひび割れがさらに開く	
	正側 2 回目	
	わずかにせん断ひび割れ増加 端部の圧壊がわずかに進む	
	負側 2 回目	
	せん断ひび割れ間をつなぐ細かいひび割れが増加 せん断ひび割れ面でわずかにカバーコンクリート剥落	
		
北面	西面	南面

表 2.3.1-1 損傷状況 (C-C40T75 一次載荷) つづき

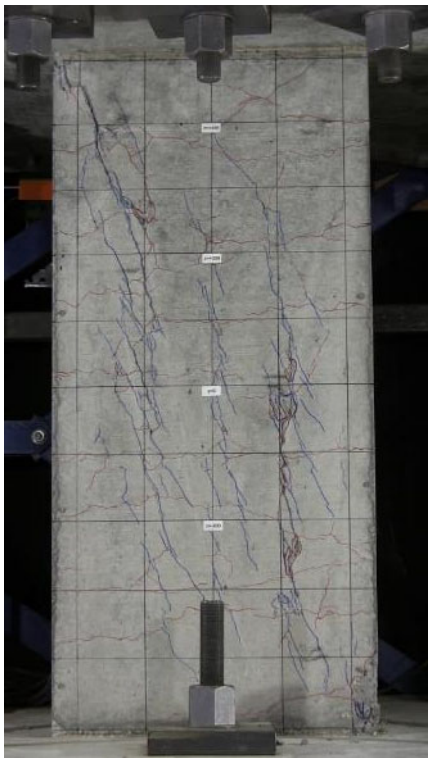
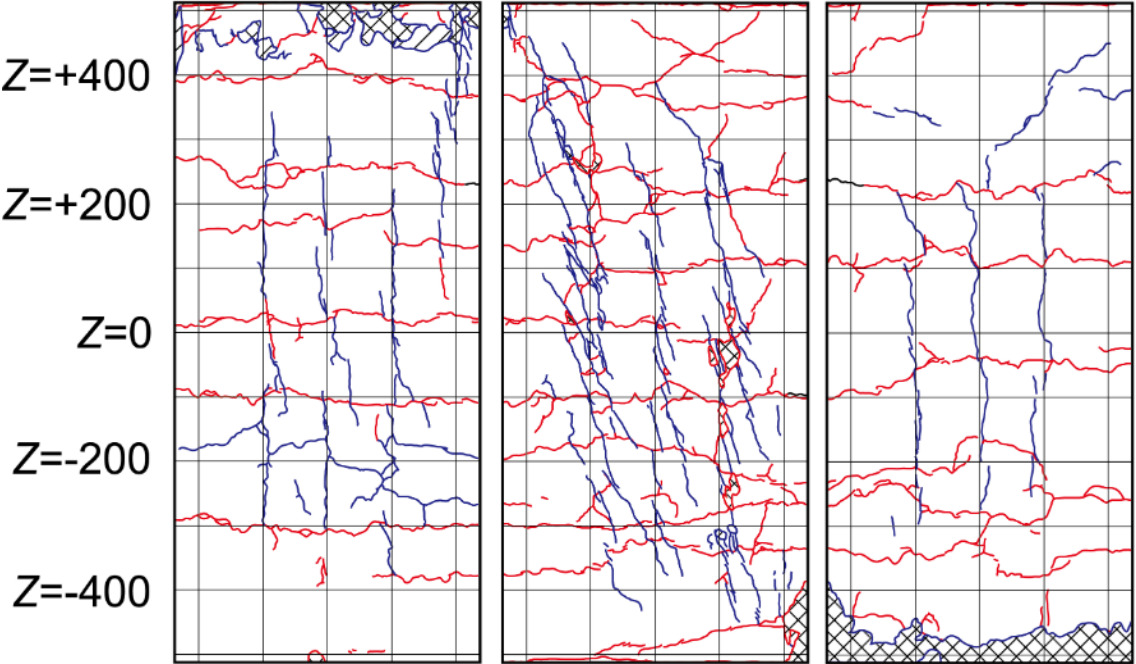
R=1%		
	正側 1 回目	
	せん断ひび割れ増加 せん断ひび割れがさらに開く せん断ひび割れ面でのカバーコンクリートの剥落増加 柱頭柱脚での圧壊が進む	
	負側 1 回目	
	せん断ひび割れ間をつなぐ細かいひび割れが急増 せん断ひび割れ面でのカバーコンクリートの剥落増加 正側で圧壊した柱脚のカバーコンクリートが剥落	
	正側 2 回目	
	せん断ひび割れはほとんど変化なし 柱頭柱脚での圧壊が進み, カバーコンクリートの剥離剥落が増加	
負側 2 回目		
せん断ひび割れ間の細かいひび割れがわずかに増加		
		
北面	西面	南面

表 2.3.1-1 損傷状況 (C-C40T75 一次載荷) つづき

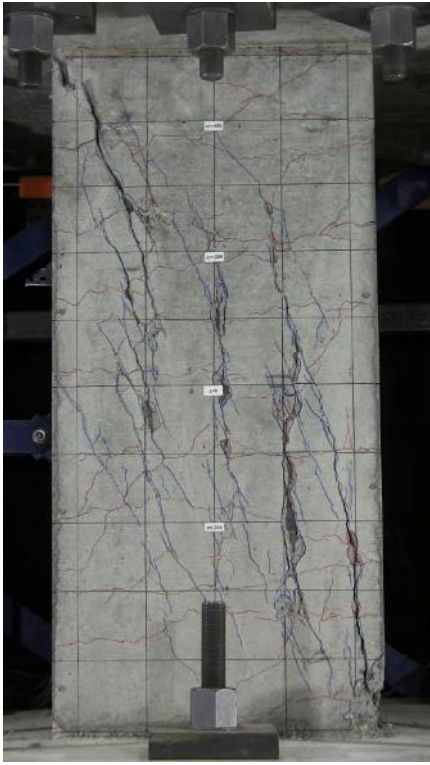
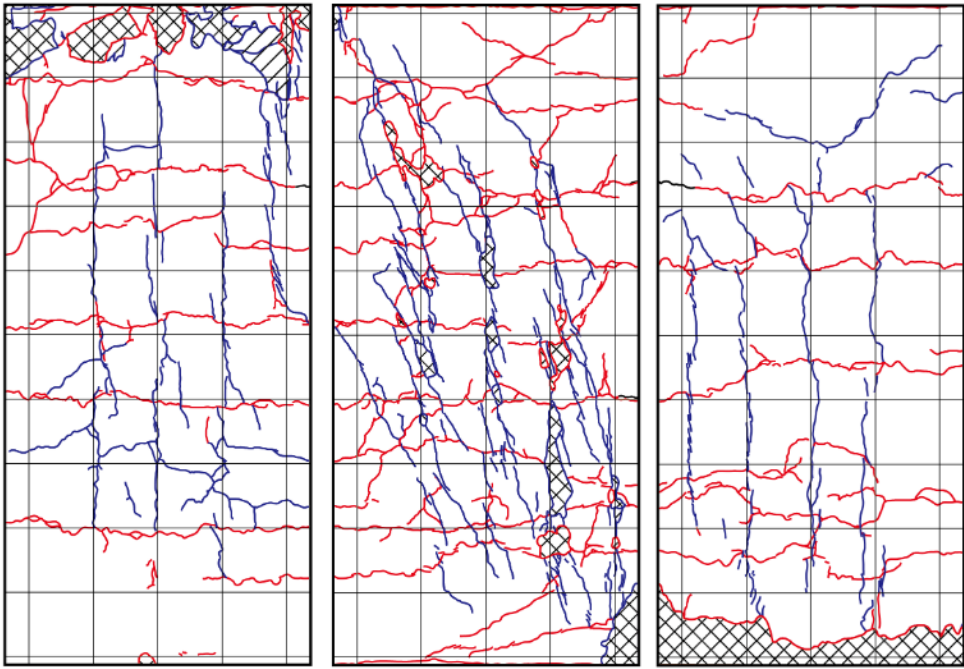
R=1.5%		
	正側 1 回目	
	せん断ひび割れ増加 柱頭柱脚での圧壊が進む	
	負側 1 回目	
	負側方向でのせん断ひび割れ発生 せん断ひび割れ間の細かいひび割れがわずかに増加 2 段目主筋に沿った縦ひび割れによりカバーコンクリート剥落	
	正側 2 回目	
	細かいひび割れがわずかに増加 柱頭の圧壊がわずかに進む 主筋に沿った縦ひび割れによるカバーコンクリートの剥落増加	
負側 2 回目		
細かいひび割れ, ひび割れ面でのカバーコンクリートの剥落がわずかに増加		
<p>Z=+400</p> <p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p> <p>Z=-400</p>		
北面	西面	南面

表 2.3.1-1 損傷状況 (C-C40T75 一次載荷) つづき

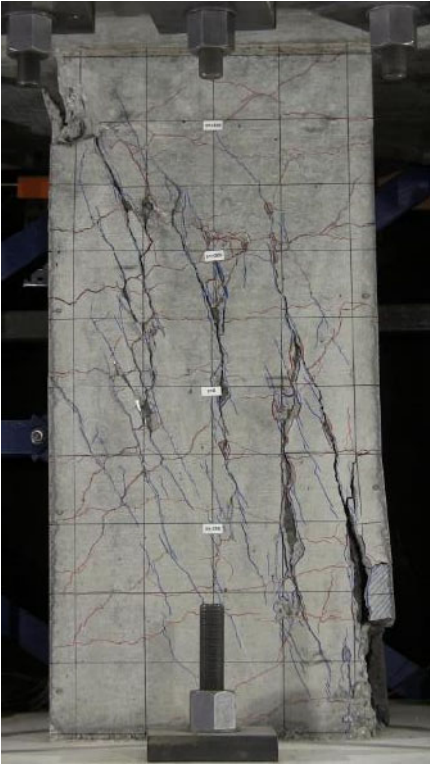
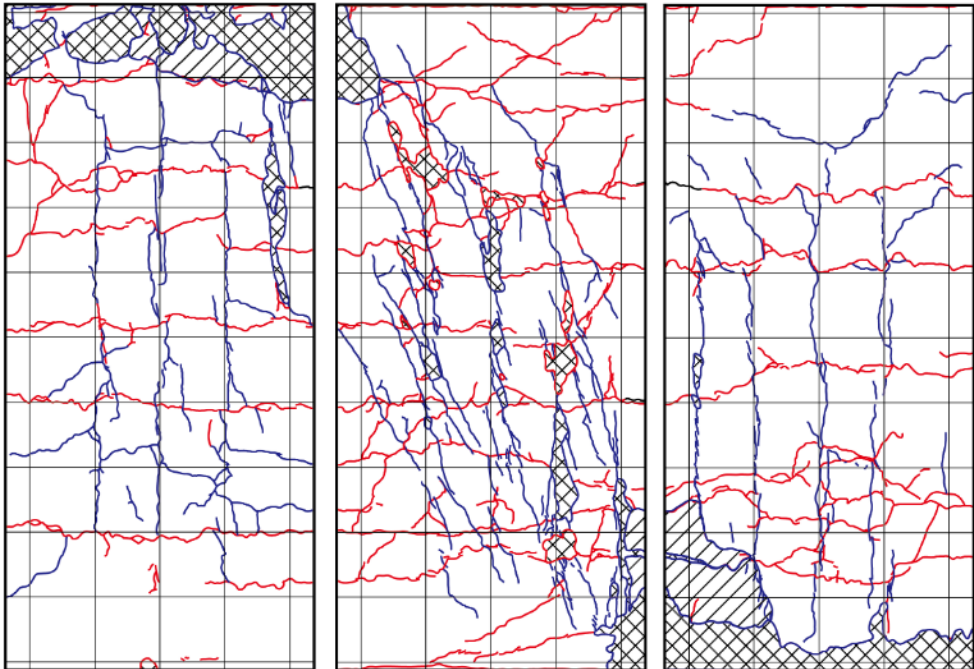
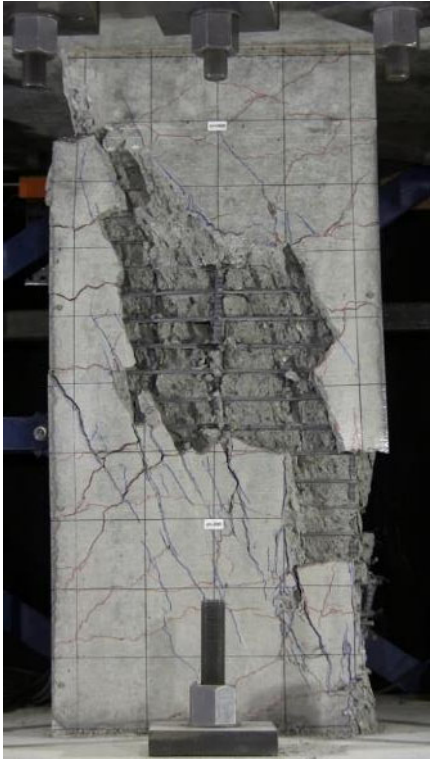
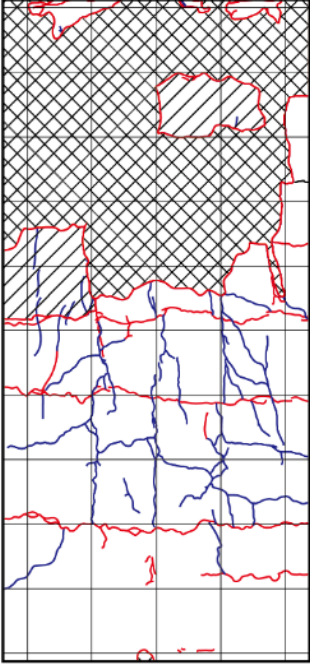
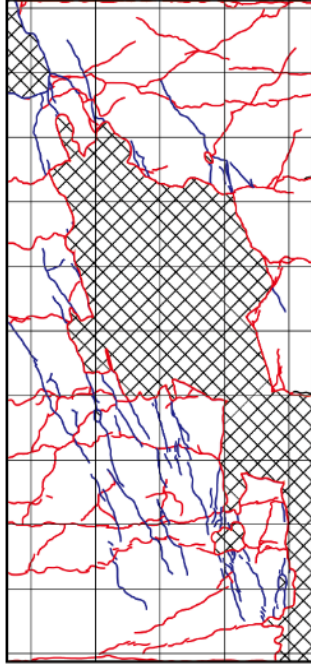
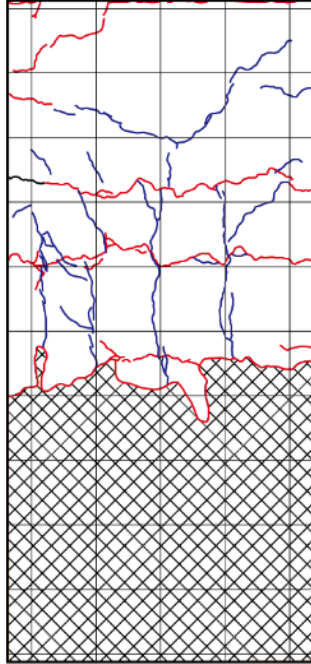
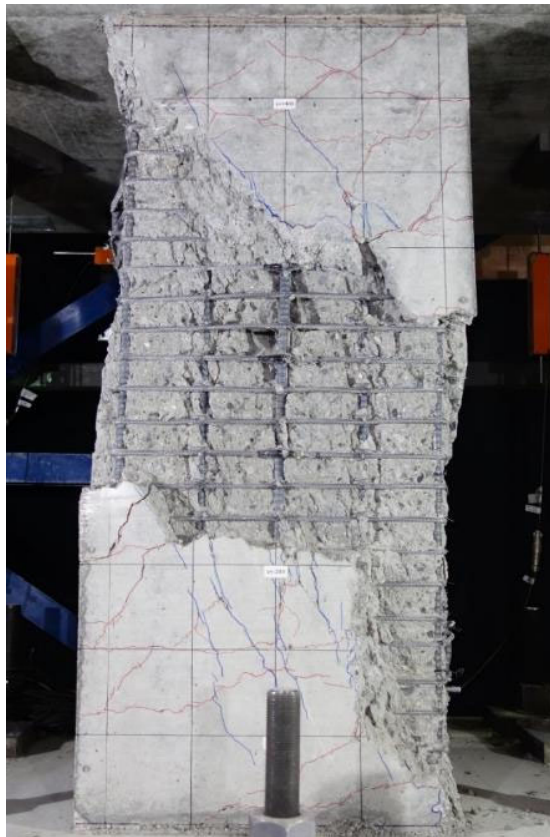
R=2%		
	正側 1 回目	
	主筋の座屈により柱頭圧縮側のカバーコンクリートが外側にはらみだす 主筋に沿った縦ひび割れがさらに大きくなる	
	負側 1 回目	
	細かいひび割れがわずかに増加 ひび割れ面でのカバーコンクリートの剥落がわずかに増加 柱正面北側に新たに大きなせん断ひび割れ発生	
	正側 2 回目	
	細かいひび割れがわずかに増加 主筋の座屈により柱頭柱脚でのカバーコンクリートが大きくはらみ、剥離剥落が増加	
負側 2 回目		
細かいひび割れがわずかに増加		
<p>Z=+400</p> <p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p> <p>Z=-400</p>		
北面	西面	南面

表 2.3.1-1 損傷状況 (C-C40T75 一次載荷) つづき

R=3%	
	<p>正側 1 回目</p> <p>正面北側の大きなせん断ひび割れに沿って柱がややずれる</p> <p>主筋の座屈によるカバーコンクリートの膨らみがさらに大きくなり、剥離剥落が増加</p>
	<p>負側 1 回目</p> <p>柱中央上部でカバーコンクリートが大幅に剥落</p> <p>主筋座屈により剥離していたカバーコンクリートが大幅に剥落</p>
	<p>正側 2 回目</p> <p>正面中央付近および主筋座屈による柱頭柱脚のカバーコンクリートの剥離剥落がさらに進む</p>
	<p>負側 2 回目</p> <p>正面中央付近および主筋座屈による柱頭柱脚のカバーコンクリートの剥離剥落がさらに進む</p>
	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;">  <p>北面</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>西面</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>南面</p> </div> </div>



(a) 剥離箇所除去後



(b) 正面中央主筋の座屈



(c) 北面柱頭主筋の座屈



(d) 南面柱脚主筋の座屈

図 2.3.1-3 最終破壊性状 (C-C40T75 一次載荷)

表 2.3.1-2 損傷状況 (C-C40T75M 一次載荷)

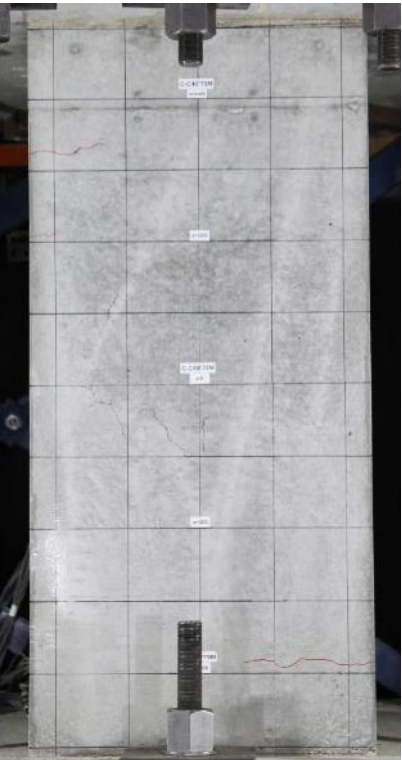
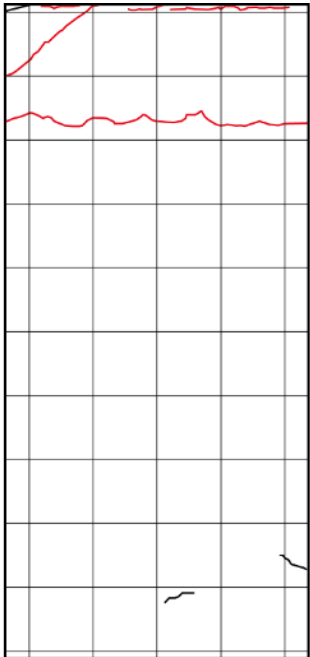
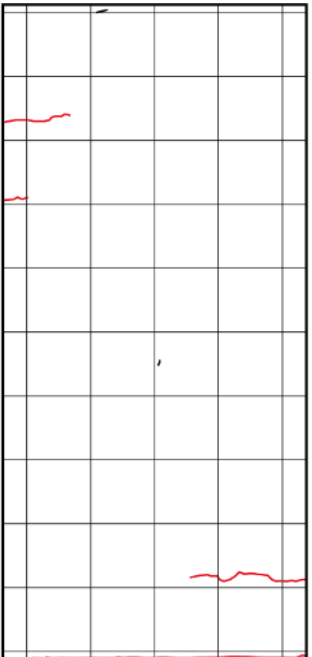
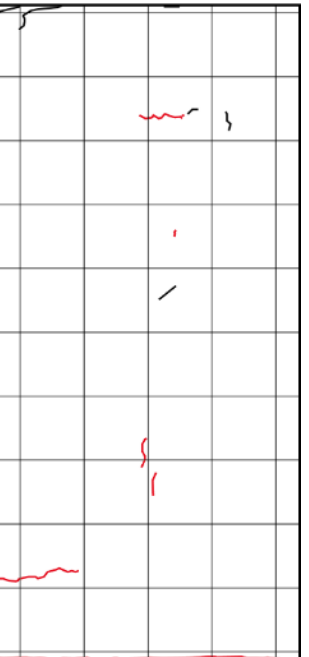
$R=0.03125\%$			
	正側 1 回目		
	特に変化なし		
	負側 1 回目		
	柱頭，柱脚付近に曲げひび割れ発生		
<div style="display: flex; flex-direction: column; align-items: center;"> <div style="margin-bottom: 10px;">$Z=+400$</div> <div style="margin-bottom: 10px;">$Z=+200$</div> <div style="margin-bottom: 10px;">$Z=0$</div> <div style="margin-bottom: 10px;">$Z=-200$</div> <div style="margin-bottom: 10px;">$Z=-400$</div> </div>			
北面	西面	南面	

表 2.3.1-2 損傷状況 (C-C40T75M 一次载荷) つづき

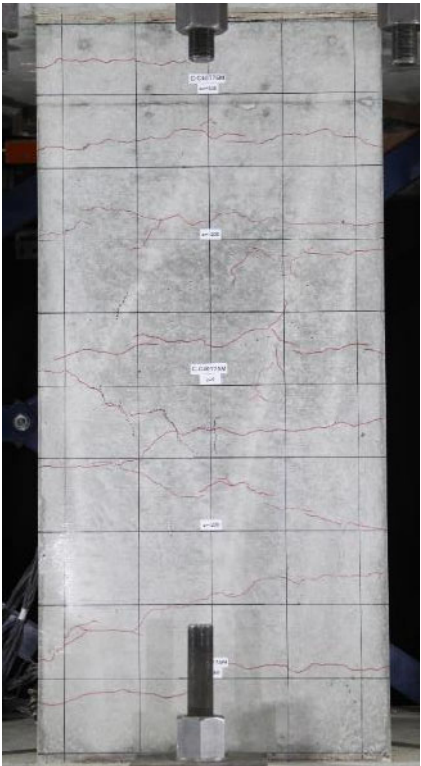
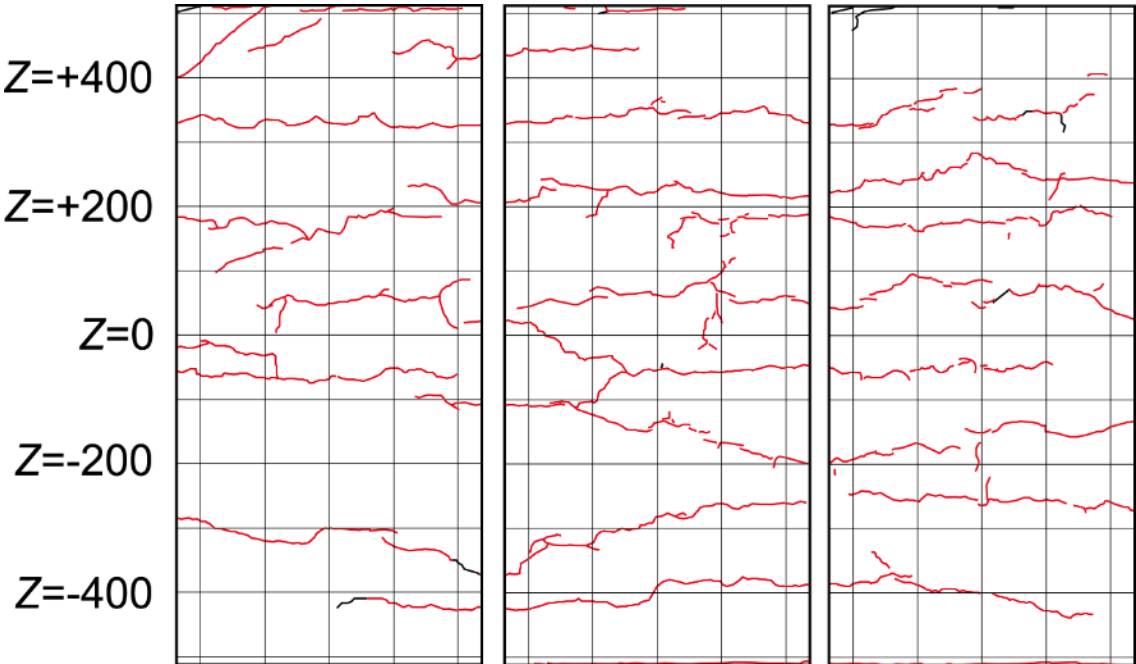
$R=0.0625\%$		
	正側 1 回目	
	特に変化なし	
	負側 1 回目	
	柱全体にわたって曲げひび割れ増加	
	正側 2 回目	
	特に変化なし	
	負側 2 回目	
	わずかに曲げひび割れ増加	
		
北面	西面	南面

表 2.3.1-2 損傷状況 (C-C40T75M 一次载荷) つづき

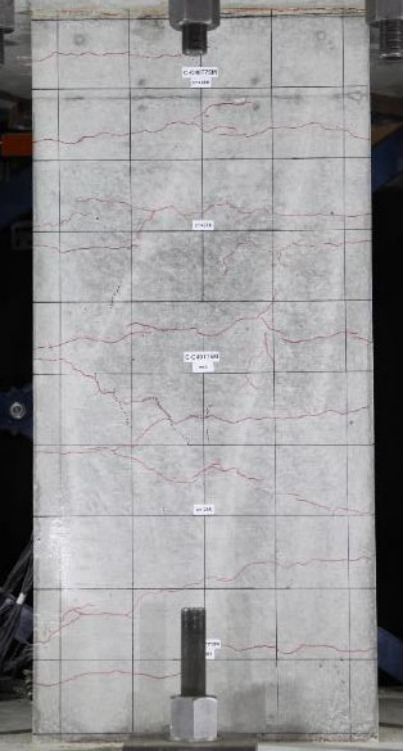
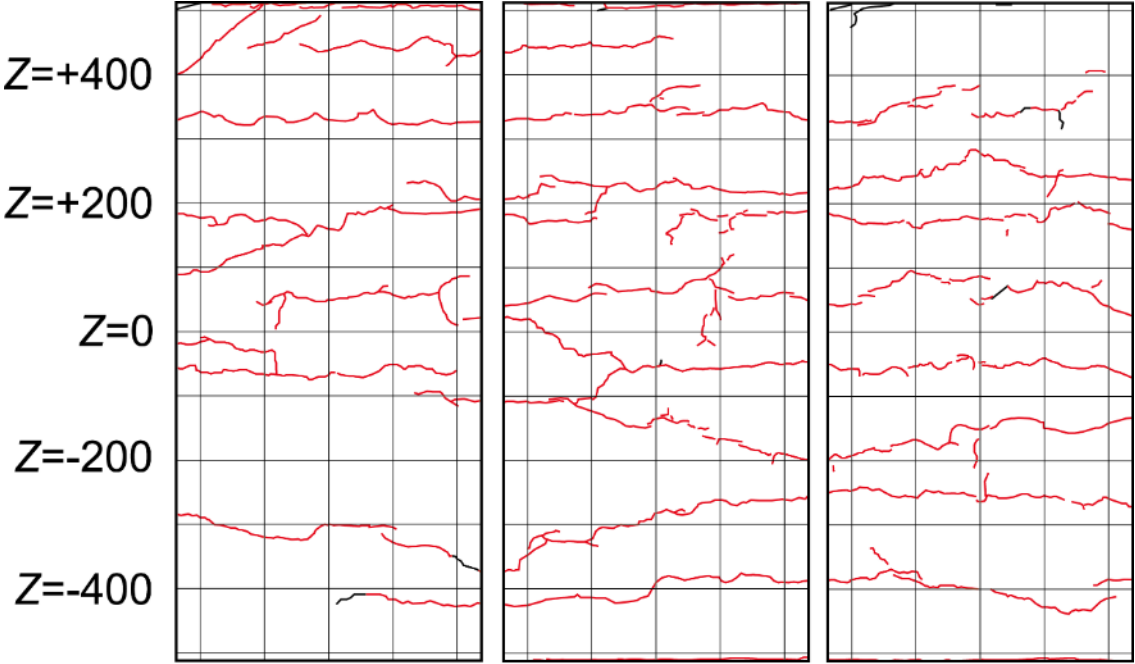
R=0.125%		
	正側 1 回目	
	特に変化なし	
	負側 1 回目	
	わずかに曲げひび割れ増加	
	正側 2 回目	
	特に変化なし	
	負側 2 回目	
	わずかに曲げひび割れ増加	
		
北面	西面	南面

表 2.3.1-2 損傷状況 (C-C40T75M 一次载荷) つづき

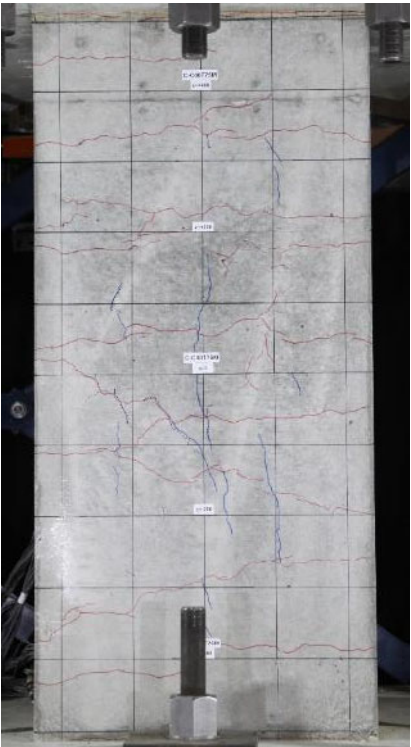
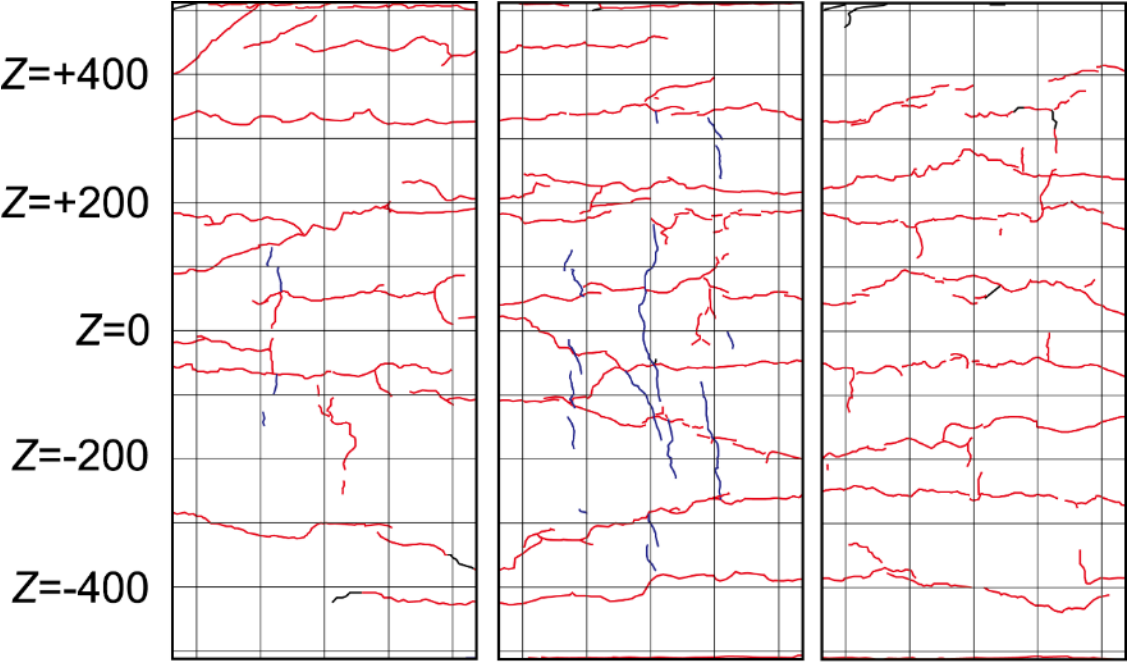

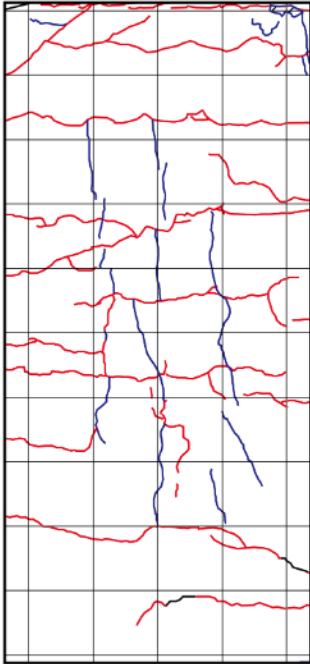
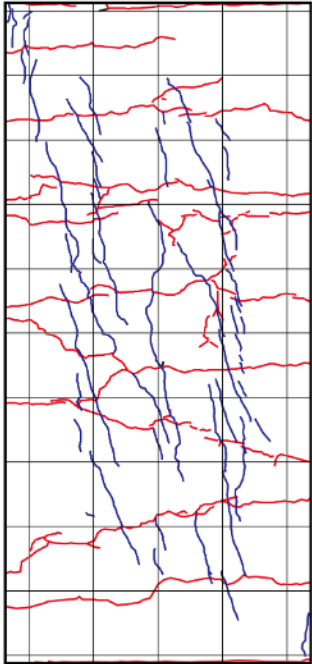
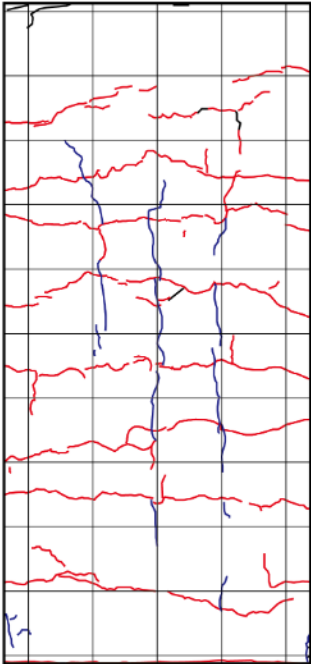
$R=0.25\%$	
	正側 1 回目
	正面中央付近に主筋に沿った縦方向のせん断ひび割れ発生
	負側 1 回目
	わずかに曲げひび割れ増加 既存の曲げひび割れの幅が大きくなる
	正側 2 回目
	わずかに縦ひび割れが進展
	負側 2 回目
	わずかに曲げひび割れ増加
	北面
西面	
南面	

表 2.3.1-2 損傷状況 (C-C40T75M 一次载荷) つづき

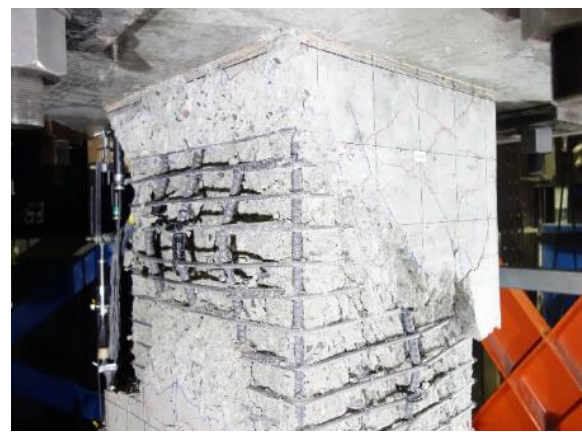
R=0.5%			
	正側 1 回目		
	せん断ひび割れが柱全体にわたり急増		
	負側 1 回目		
	わずかに曲げひび割れ増加		
	正側 2 回目		
	わずかにせん断ひび割れ増加		
	負側 2 回目		
	わずかに曲げひび割れ増加		
<p>Z=+400</p> <p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p> <p>Z=-400</p>	 <p>北面</p>	 <p>西面</p>	 <p>南面</p>

(4) 研究対象柱との比較

研究対象柱および C-C40T75 の破壊性状を図 2.3.1-4 に示す。両者とも、曲げによるひずみ履歴が大きくなる 1 段目主筋が外側に大きく座屈し、その付近のカバーコンクリートが広範囲に剥落していることが確認できる。また、C-C40T75 では、主筋が座屈した面からその側面にわたって斜め方向のせん断ひび割れが多数発生し、そのせん断ひび割れに沿うようにカバーコンクリートが剥落する最終破壊性状となった。同様の破壊面が研究対象柱でも確認できる一方で、主筋座屈位置には違いが見られ、研究対象柱では柱中央高さ付近、C-C40T75 では柱頭付近であった。この破壊性状の違いは、研究対象柱の柱両側に取り付く桁行方向の壁板（壁厚 150mm、厚さ 50mm 程度の部分スリット付き、1.1.3 項を参照）の存在やその中央高さ位置付近のひび割れが影響した可能性があるが、詳細は不明である。



(a) 研究対象柱



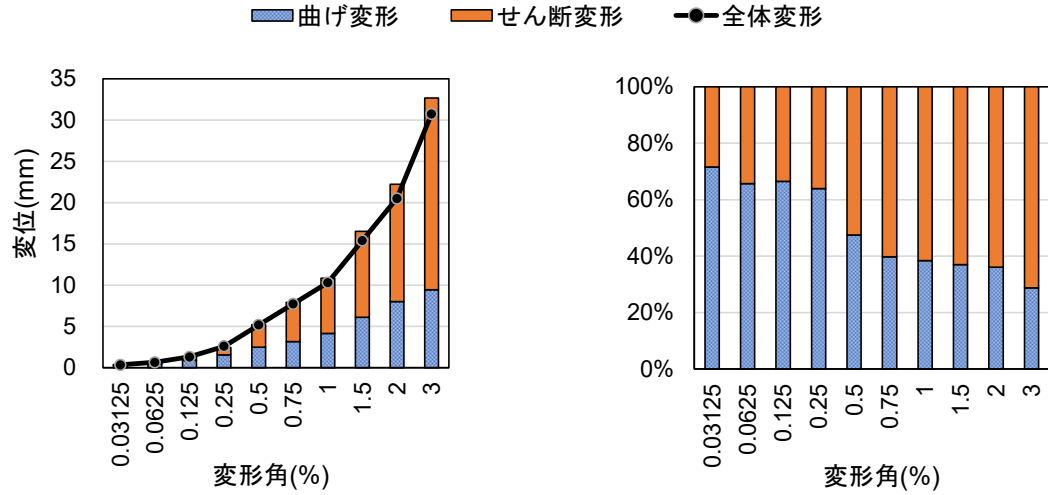
(b) C-C40T75

図 2.3.1-4 研究対象柱との破壊性状の比較

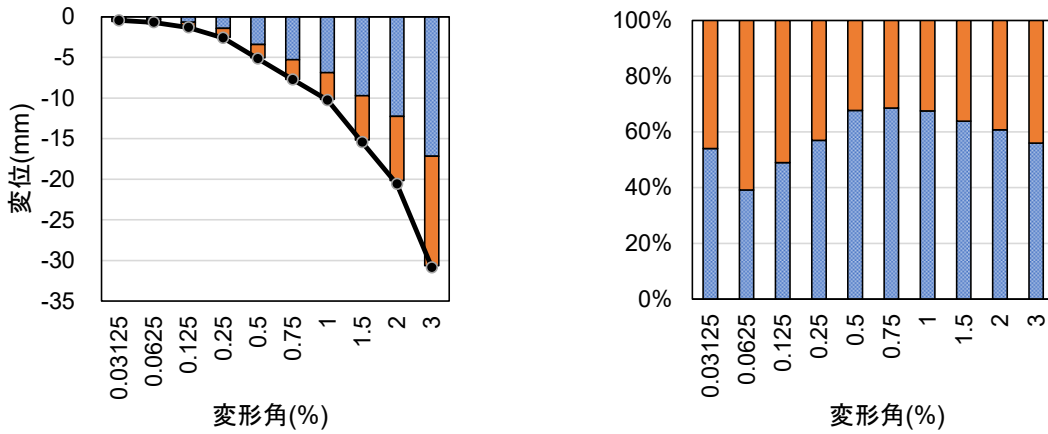
(5) 変形分離

各試験体において、各サイクル 1 回目ピーク時に計測された試験体の変形を曲げ変形とせん断変形に分離した結果を図 2.3.1-5 に示す。図中、上下スタブ相対水平変位計から計測した全体変位も併せて示す。また、曲げ変形とせん断変形の和に対する各変形の割合を図 2.3.1-6 に示す。

両試験体ともに、正載荷時では変形角が大きくなるにつれてせん断変形の割合が大きくなり、 $R=+0.5\%$ サイクルではせん断変形が全体変形の 50%を上回った。C-C40T75 の $R=+3\%$ サイクルでは、全体変形に対するせん断変形割合が 70%を超え、せん断変形が支配的であった。一方で、負載荷時では、 $R=-0.5\%$ サイクル程度までは変形角が大きくなるにつれて曲げ変形の割合が大きくなった。 $R=-0.5\%$ サイクル以降においては、変形角が大きくなるにつれて曲げ変形の割合がやや減少したが、正載荷時と比較して曲げ変形が支配的であったと言える。

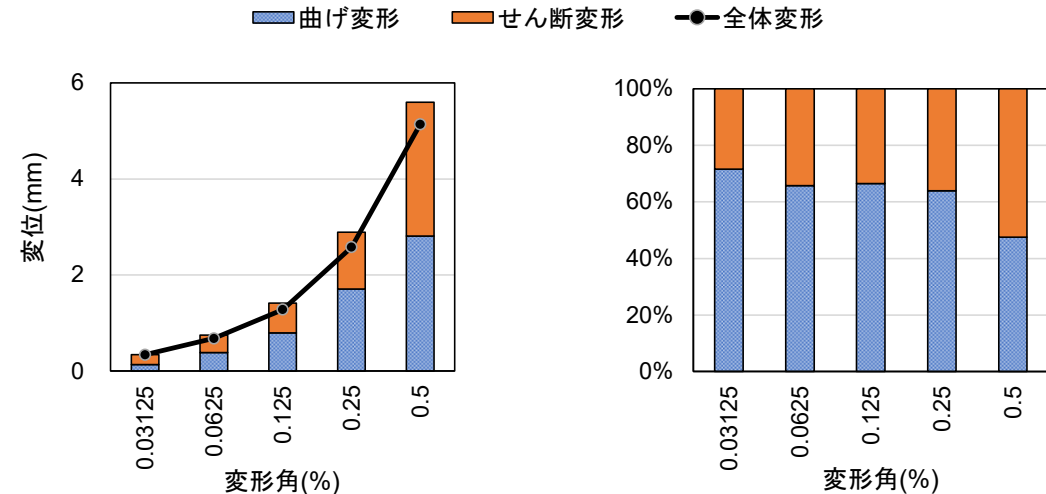


(a) 正載荷時

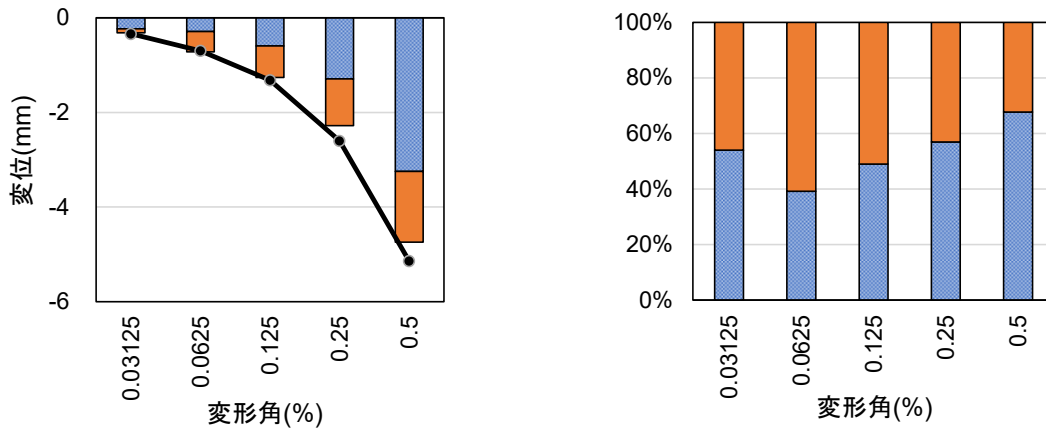


(b) 負載荷時

図 2.3.1-5 変形分離 (C-C40T75)



(a) 正載荷時



(b) 負載荷時

図 2.3.1-6 変形分離 (C-C40T75M)

(6) 鉄筋ひずみの推移

各試験体における柱主筋と柱試験区間帯筋のひずみの推移を以下に示す。鉄筋のひずみは貼り付けたひずみゲージにより計測した。ひずみは各サイクル1回目ピーク時における計測値であり、引張を正としている。

1) 主筋

柱主筋のひずみは図 2.3.1-7 に示す位置で計測した。主筋ひずみの推移について、C-C40T75 の結果を図 2.3.1-8～図 2.3.1-10 に、C-C40T75M の結果を図 2.3.1-11～図 2.3.1-13 にそれぞれ示す。図中の縦方向の破線は材料試験における主筋の降伏ひずみ ϵ_y を示しており、C-C40T75 では $\epsilon_y=2122\mu$ 、C-C40T75M では $\epsilon_y=2153\mu$ である。測定箇所は柱中央高さから $Z=0\text{mm}$, $\pm 275\text{mm}$, $\pm 507.5\text{mm}$, $\pm 750\text{mm}$ (上下スタブ内) であり、図中の横向きの破線は、柱の危険断面位置高さ $Z=\pm 512.5\text{mm}$ を示している。

C-C40T75 では、 $R=-0.0625\%$, $R=-0.125\%$ 程度の負載荷小変形時において、北東主筋では柱頭、南東主筋では柱脚の危険断面位置において降伏ひずみを引張側に大きく上回っていることが確認できる。そ

第2章 損傷後補強として UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

の後、 $R=+1.5\%$ を超える正側荷大変形時に、 $Z=\pm 275\text{mm}$ の位置において、主筋が圧縮側に大きく変形していることがうかがえる。

C-C40T75Mでは、負荷荷時における主筋引張降伏が確認されたサイクルがC-C40T75とは異なっているものの、概ね同様のひずみ推移の傾向が見られた。

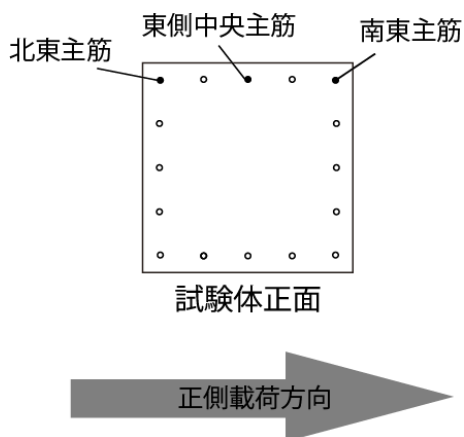
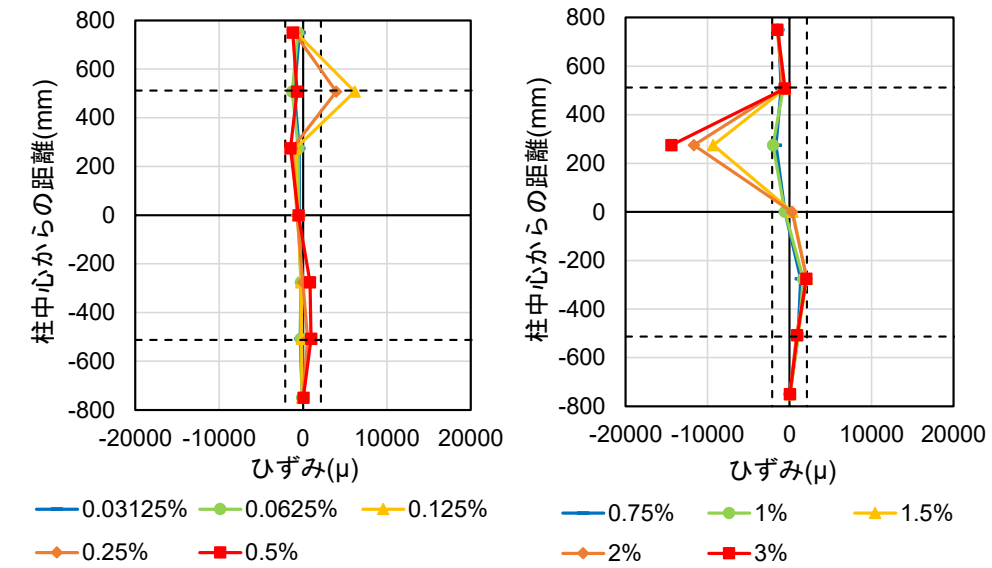
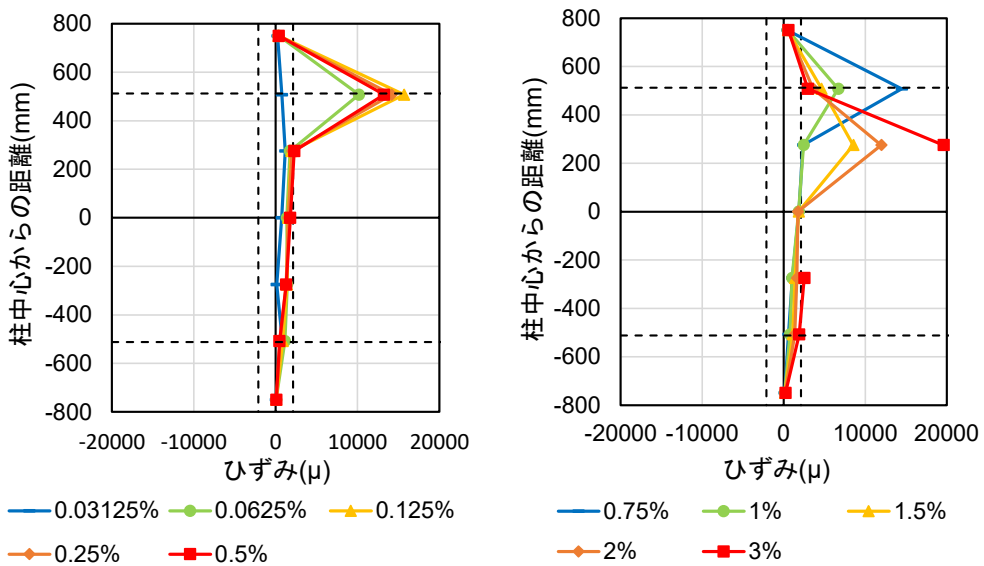


図 2.3.1-7 主筋ひずみ測定位置

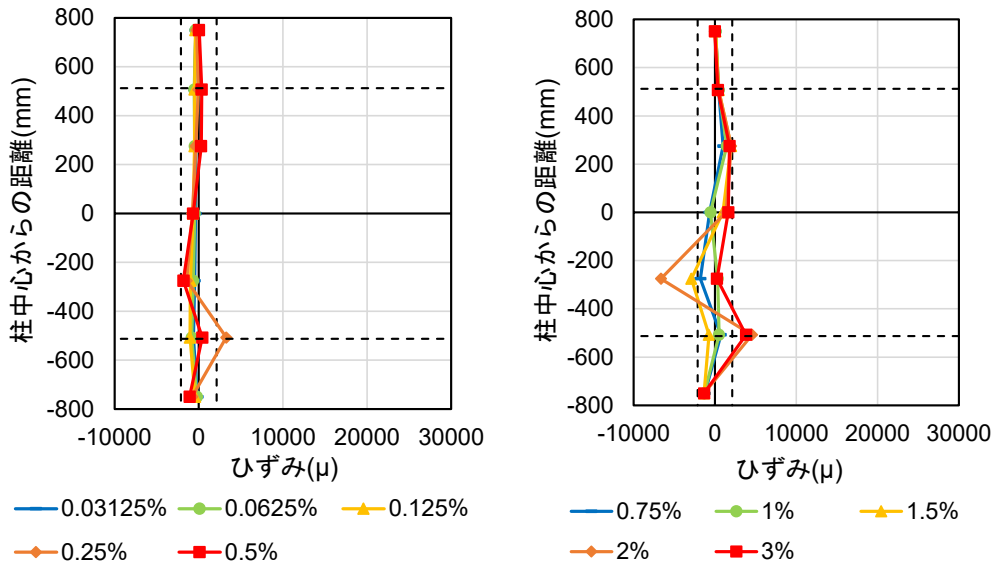


(a) 正載荷時

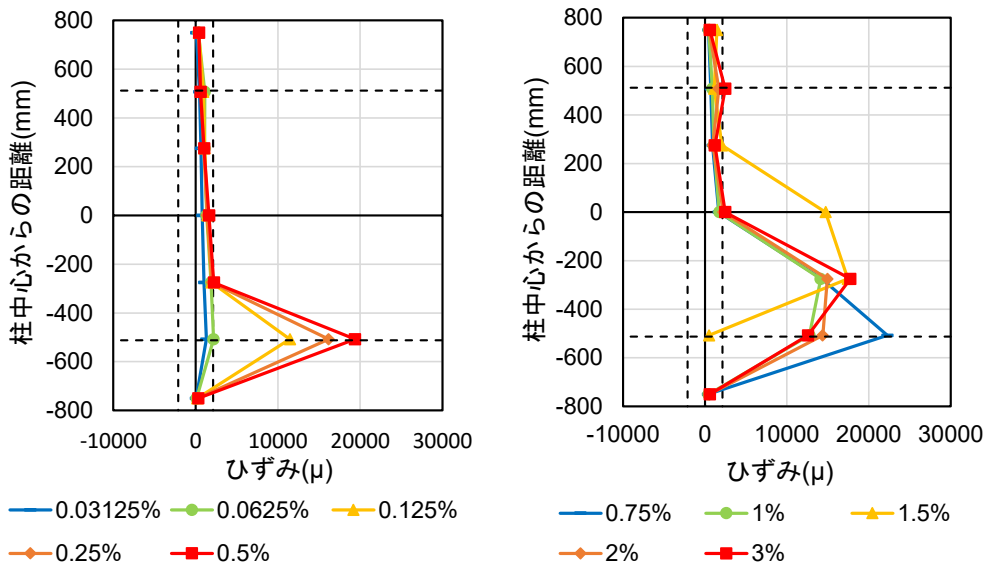


(b) 負載荷時

図 2.3.1-8 北東主筋ひずみの推移 (C-C40T75)

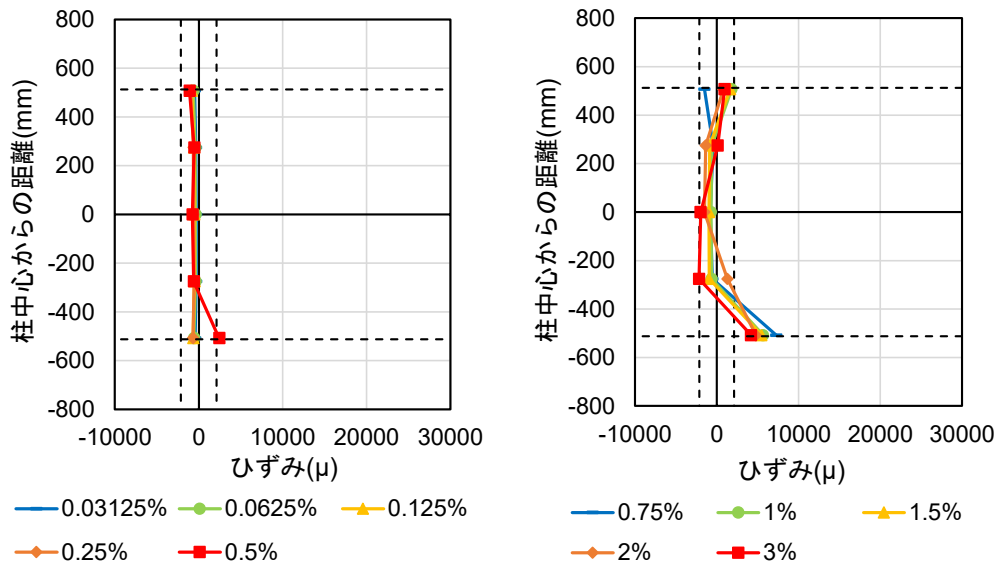


(a) 正載荷時

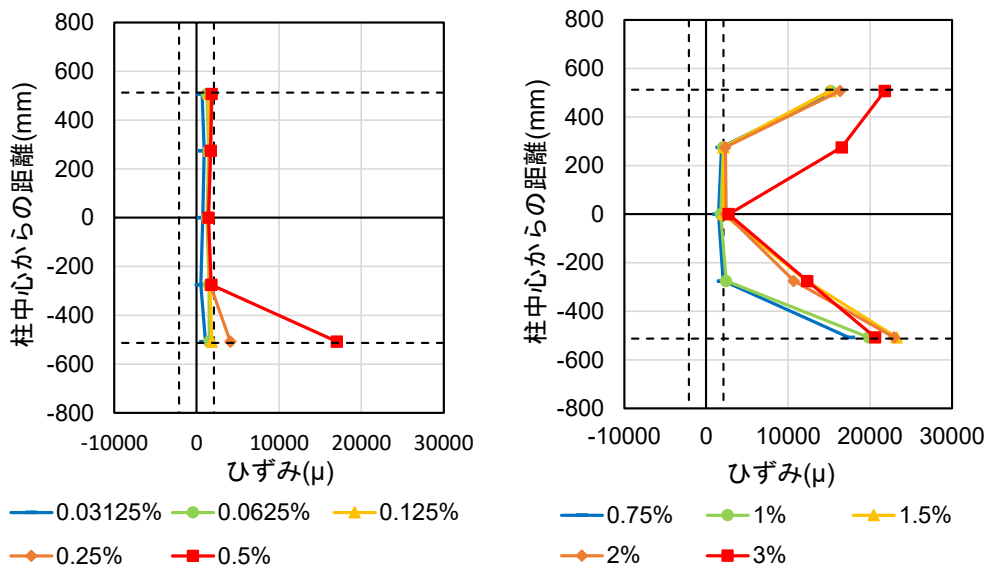


(b) 負載荷時

図 2.3.1-9 南東主筋ひずみの推移 (C-C40T75)



(a) 正載荷時



(b) 負載荷時

図 2.3.1-10 東側中央主筋ひずみの推移 (C-C40T75)

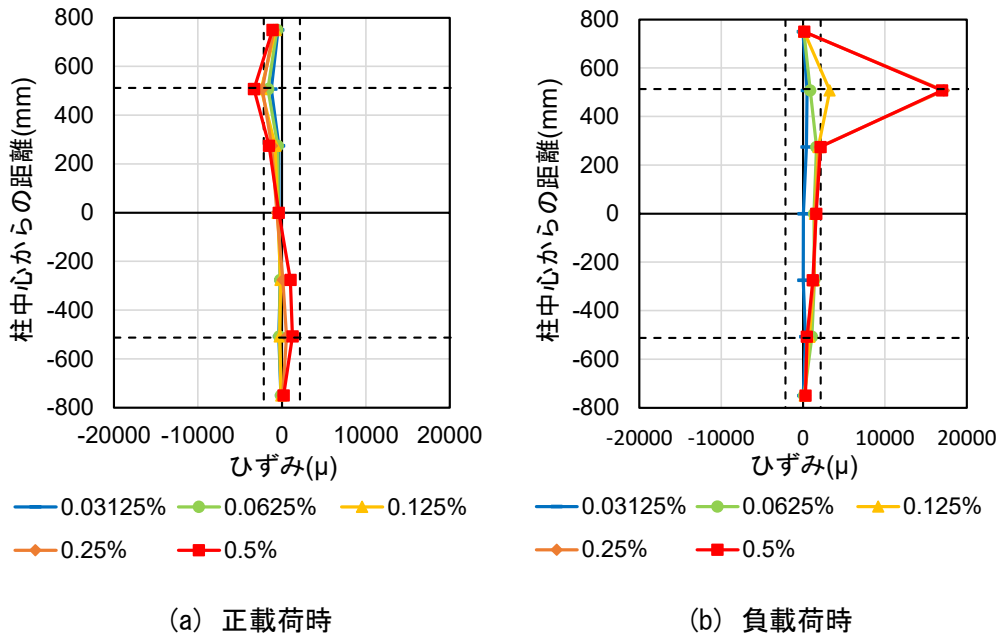


図 2.3.1-11 北東主筋ひずみの推移 (C-C40T75M)

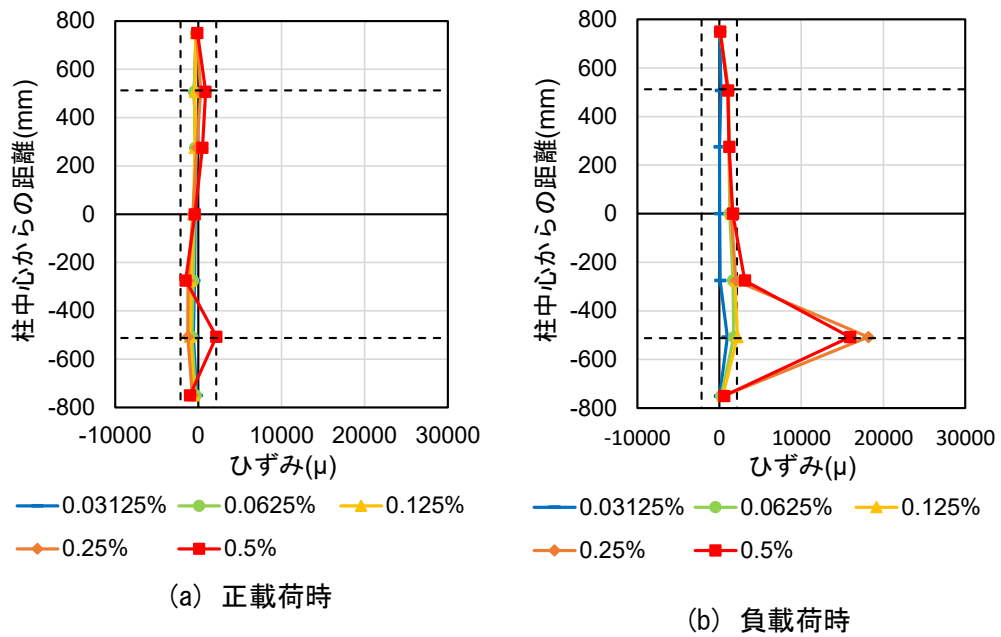


図 2.3.1-12 南東主筋ひずみの推移 (C-C40T75M)

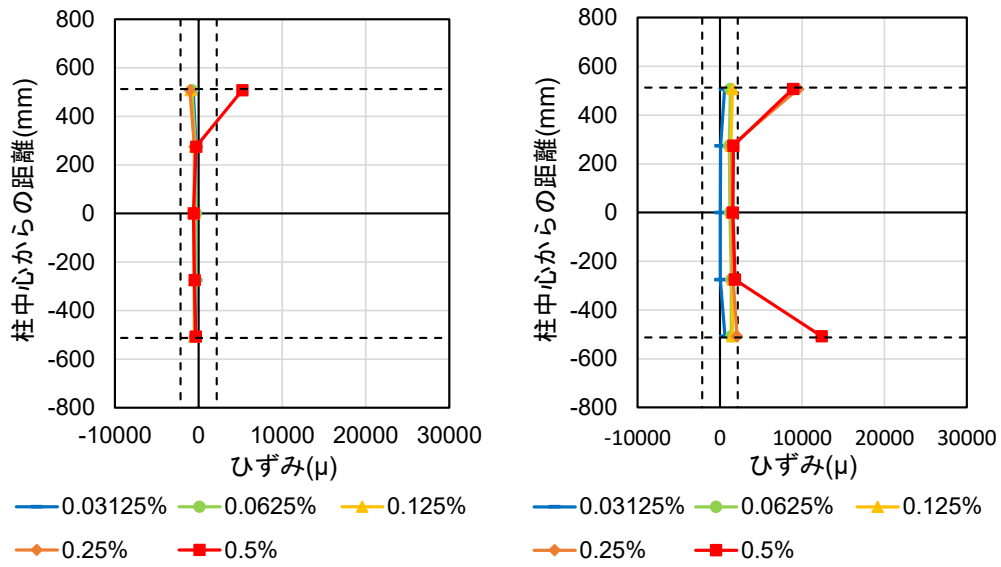


図 2.3.1-13 東側中央主筋ひずみの推移 (C-C40T75M)

2) 帯筋

柱試験区間の帯筋のひずみは図 2.3.1-14 に示す位置で計測した。帯筋のひずみの推移について、C-C40T75 の結果を図 2.3.1-15 および図 2.3.1-16 に、C-C40T75M の結果を図 2.3.1-17 および図 2.3.1-18 に示す。図中の破線は材料試験における帯筋の降伏ひずみ ϵ_y を示しており、C-C40T75 では $\epsilon_y = 2369 \mu$ 、C-C40T75M では $\epsilon_y = 2376 \mu$ である。東側および西側帯筋の測定箇所は柱中央高さから $Z = \pm 60\text{mm}$ 、 $\pm 180\text{mm}$ 、 $\pm 300\text{mm}$ 、 $\pm 490\text{mm}$ であり、南側および北側の帯筋、中子筋の測定箇所は、柱中央高さから $Z = \pm 300\text{mm}$ 、 $\pm 490\text{mm}$ の柱頭柱脚付近のみである。

東側および西側帯筋に関して、C-C40T75 では、最大耐力を発揮した $R = +0.5\%$ サイクルまでは帯筋の引張降伏が確認されなかった。その後、 $R = +0.75\%$ サイクルにおいて、柱中央高さ付近で一部引張降伏が確認され、 $R = +1\%$ サイクルにおいて、帯筋ひずみが引張降伏ひずみを大きく上回った。それ以降、負荷荷時でも大きな残留引張ひずみが確認された。C-C40T75M では、 $R = +0.5\%$ サイクルまでに、東側および西側帯筋の降伏は確認されなかった。

南側および北側の帯筋、中子筋については、柱頭柱脚付近のみでしか計測を行っていないが、両試験体ともに降伏ひずみを大きく上回るようなひずみは確認されなかった。

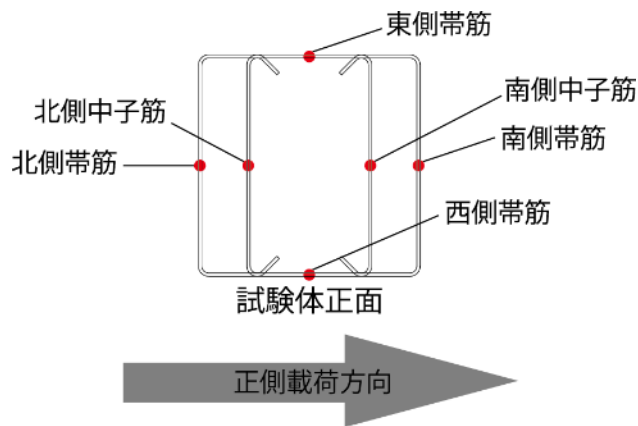
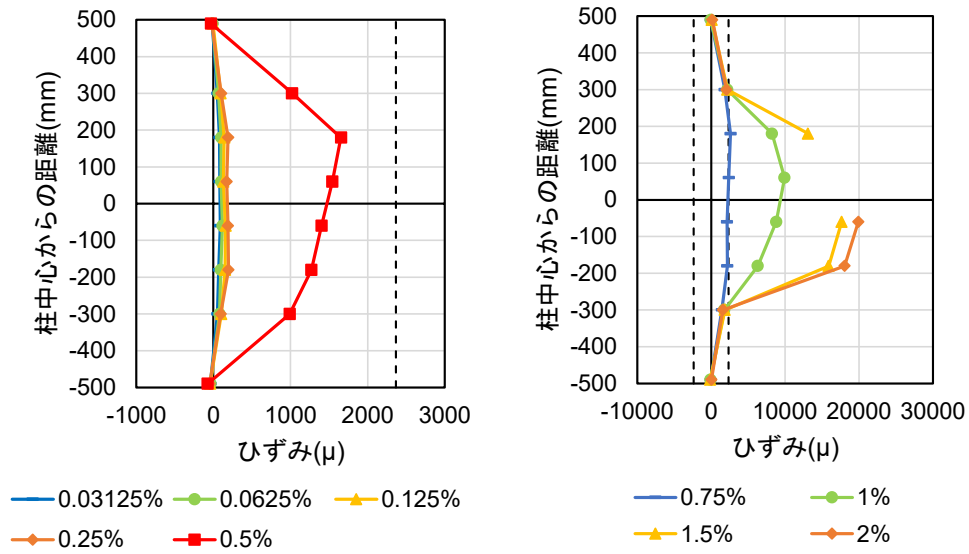
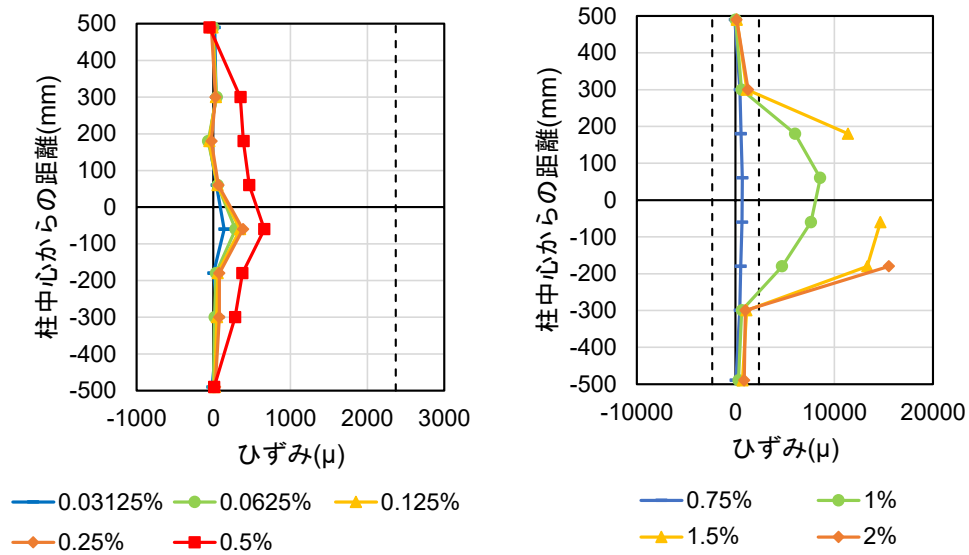


図 2.3.1-14 帯筋ひずみ測定位置

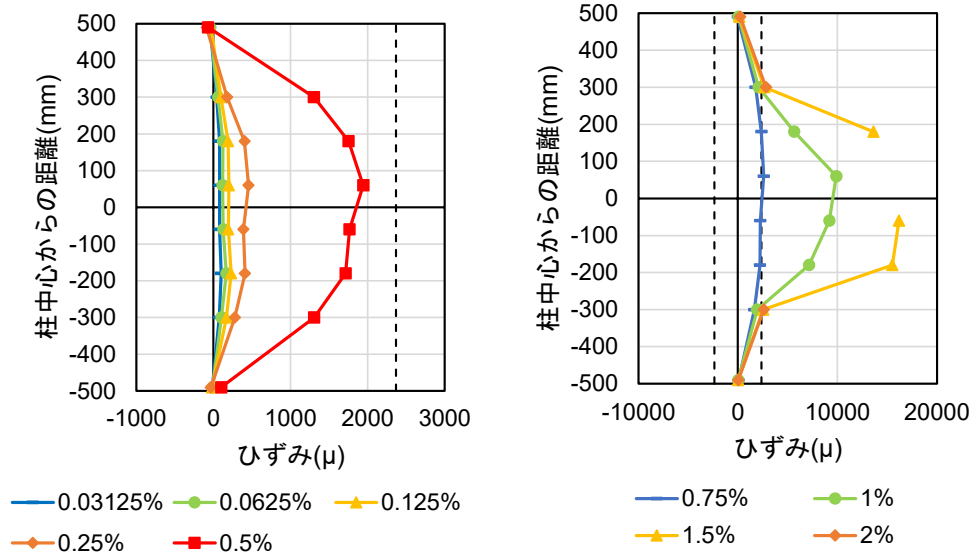


(a) 正載荷時

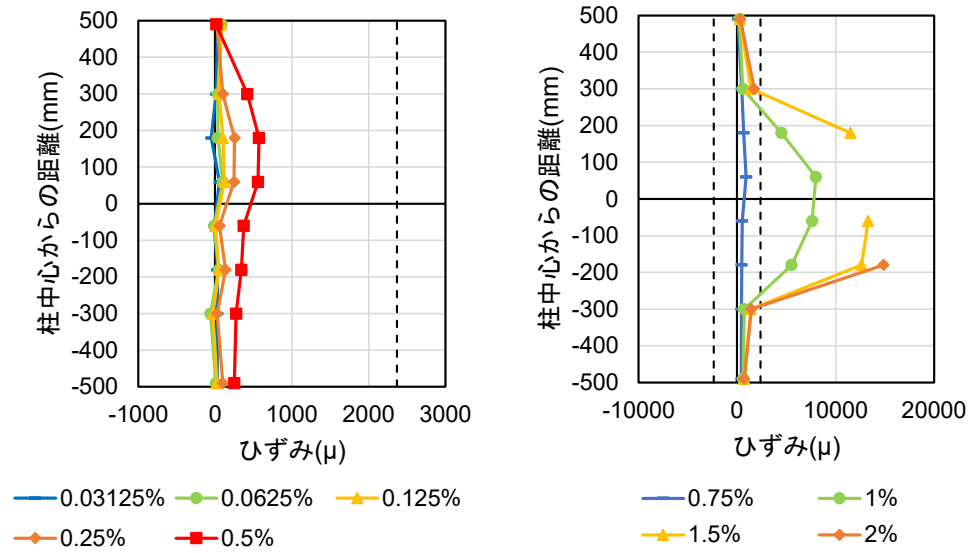


(b) 負載荷時

図 2.3.1-15 東側帯筋ひずみの推移 (C-C40T75)



(a) 正載荷時



(b) 負載荷時

図 2.3.1-16 西側帯筋ひずみの推移 (C-C40T75)

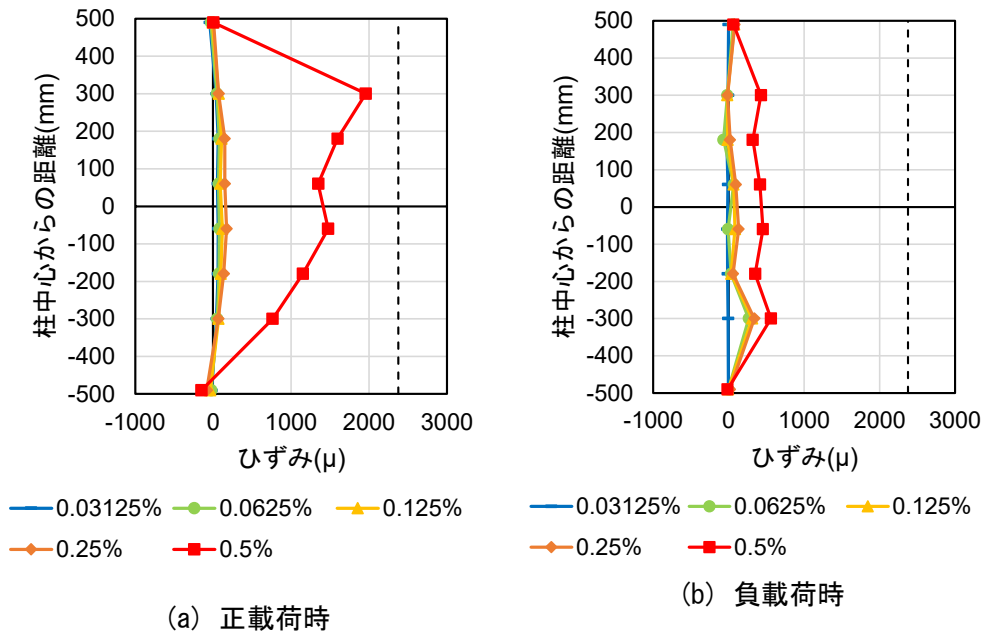


図 2.3.1-17 東側帯筋ひずみの推移 (C-C40T75M)

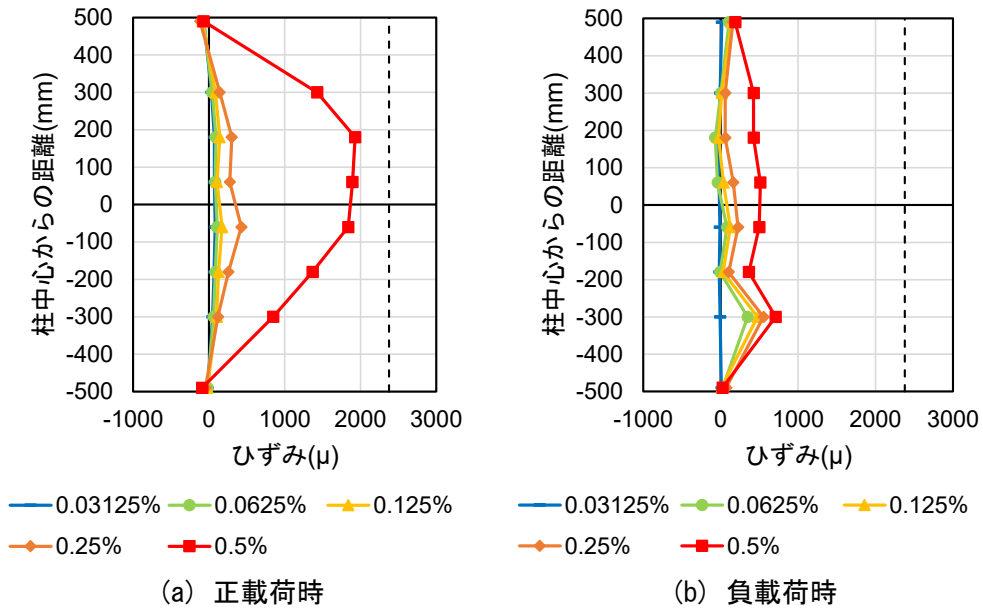


図 2.3.1-18 西側帯筋ひずみの推移 (C-C40T75M)

(7) 計算値との比較

本実験で得られた最大耐力を、2.2.4 項 (実験概要) で算出した曲げ終局耐力 Q_{mu} およびせん断終局耐力 Q_{su} (材料試験結果を使用) と比較した。計算値と実験値の比較を表 2.3.1-3 に示す。せん断終局耐力計算値はいずれも正載荷時における最大耐力を精度良く評価し、計算値に対する実験値の比は、C-C40T75 で 1.08, C-C40T75M で 1.17 となった。一方、負載荷時に関しては、最大耐力の実験値が曲げ終局耐力の 1.51 倍～2.85 倍となり、実験値を大幅に過小評価した。

表 2.3.1-3 耐力計算値との比較

試験体名		最大耐力 Q_{max} (kN)	曲げ終局耐力 Q_{mu} (kN)	せん断終局耐力 Q_{su} (kN)	実験値/計算値*1
C-C40T75	正載荷時	1034	1172	955	1.08
	負載荷時	-171	-60	-605	2.85
C-C40T75M	正載荷時	1094	1153	938	1.17
	負載荷時	-92	-61	-595	1.51

*1 計算値は Q_{su} と Q_{mu} のうち小さい方の値とした

ここで、文献[2.3-2]において、 $f'_c < 60$ (N/mm²)のせん断破壊型試験体（計 288 体）に対するせん断ひび割れ耐力 Q_{sc} （靱性指針式）およびせん断終局耐力 Q_{su} （修正荒川 mean 式）の精度検証が行われており、実験値/計算値の平均値がそれぞれ 1.11 および 1.37 であったことが示されている。そこで、改めて $Q_{sc}' (=1.11Q_{sc})$ および $Q_{su}' (=1.37Q_{su})$ と本実験結果との比較を行った。その結果を表 2.1.3-4 に示す。この場合、 Q_{max}/Q_{su}' は 0.79~0.85 となり、せん断終局耐力計算値が実験値を大きく上回った。一方で、 Q_{max}/Q_{sc}' は 0.98~1.06 となり、せん断ひび割れ耐力計算値と実験値はほぼ一致した。

表 2.3.1-4 に示す計算結果から、いずれの試験体も実験最大耐力がせん断ひび割れの発生により決定され、せん断終局耐力を発揮できなかった可能性が考えられる。R=0.25%サイクルで柱中央付近においてわずかに発生したせん断ひび割れが、徐々に増加、進展したことで最大耐力に到達したことが推察される。両試験体ともに、最大耐力を記録した R=+0.5%サイクルにおいて帯筋の降伏が確認されていないことから、せん断補強筋が十分に引張力を負担する前に最大耐力を示したと考えられる。

表 2.3.1-4 せん断ひび割れ耐力およびせん断終局耐力計算値との比較

試験体名		最大耐力 Q_{max} (kN)	せん断ひび割れ耐力 (kN)		せん断終局耐力 (kN)	
			Q_{sc}	Q_{sc}'	Q_{su}	Q_{su}'
C-C40T75	正載荷時	1034	946 (1.09) *1	1050 (0.98) *1	955 (1.08) *1	1308 (0.79) *1
C-C40T75M		1094	928 (1.18) *1	1030 (1.06) *1	938 (1.17) *1	1285 (0.85) *1

*1 括弧内の数値は、最大耐力/せん断ひび割れおよびせん断終局耐力計算値を示す

2.3.2 二次載荷

本項では、各試験体の二次載荷の実験結果を示す。C-C40T75 試験体では、R=+0.5%サイクル 1 回目のピーク直前に耐力が急激に低下し、当該サイクルのピークに達していないが、本項では破壊直前の計測点を R=+0.5%サイクル 1 回目のピークとして示す。

(1) 水平荷重－変形角関係

図 2.3.2-1 に各試験体の二次載荷における水平荷重－変形角関係を示す。図中、○は正側および負側の最大耐力、□はせん断補強筋の引張降伏点、×は載荷終了点をそれぞれ示している。また、正側最大耐力点から右方向に描かれている破線は、P-Δ 効果の影響による見かけ上の耐力低下を示している。なお、鉄筋の降伏点は鉄筋に貼付したひずみゲージの値から判定した。

C-C40T75 では、R=-0.03125%のサイクルで側面柱頭柱脚の端部で曲げ引張ひび割れが発生し、

R=0.125%サイクル 1 回目に補修モルタルの仕上げ層が剥離した。その後、R=0.25%サイクルで補修モルタル仕上げ層の剥離が大きくなり、剛性がやや低下した。R=+0.5%サイクル 1 回目のピーク直前に、パネル目地部の圧壊により耐力が急激に低下したため、ここで荷重を終了した。正荷重時の最大耐力は R=+0.5%サイクル 1 回目のピーク直前に記録され、 $Q_{max}^+=761\text{kN}$ 、負荷荷重時の最大耐力は R=-0.25%サイクル 1 回目のピーク付近で記録され、 $Q_{max}^-=-29\text{kN}$ であった。

C-C40T75M では、R=+0.25%サイクルで目地モルタルの剥落が発生し、R=+0.5%サイクルで目地の圧壊が進行し、剛性がやや低下した。R=+0.75%サイクル 1 回目に UFC パネルにせん断ひび割れが発生し、同サイクルピーク付近で正荷重時の最大耐力 $Q_{max}^+=1248\text{kN}$ を記録した。その後 R=+1%サイクル 1 回目にせん断補強筋の引張降伏が確認され、同サイクル終了時には、UFC パネルが剥がれるような柱頭から柱脚まで繋がる既存柱側面の縦ひび割れが顕著となった。その後耐力は低下し、R=+1.5%サイクル 2 回目のピークでの観察中に軸力を保持できず軸崩壊に至った。またこの時最大耐力 Q_{max}^+ の 80%を下回ったため、限界変形角は $R_u^+=1.50\%$ となった。軸崩壊時には大きな破壊音を確認しており、これは荷重終了時に確認された裏面パネルのせん断破壊によるものと考えられる。負荷荷重時の最大荷重は R=-1.5%サイクル 1 回目のピーク付近で記録されており、 $Q_{max}^-=-136\text{kN}$ であった。

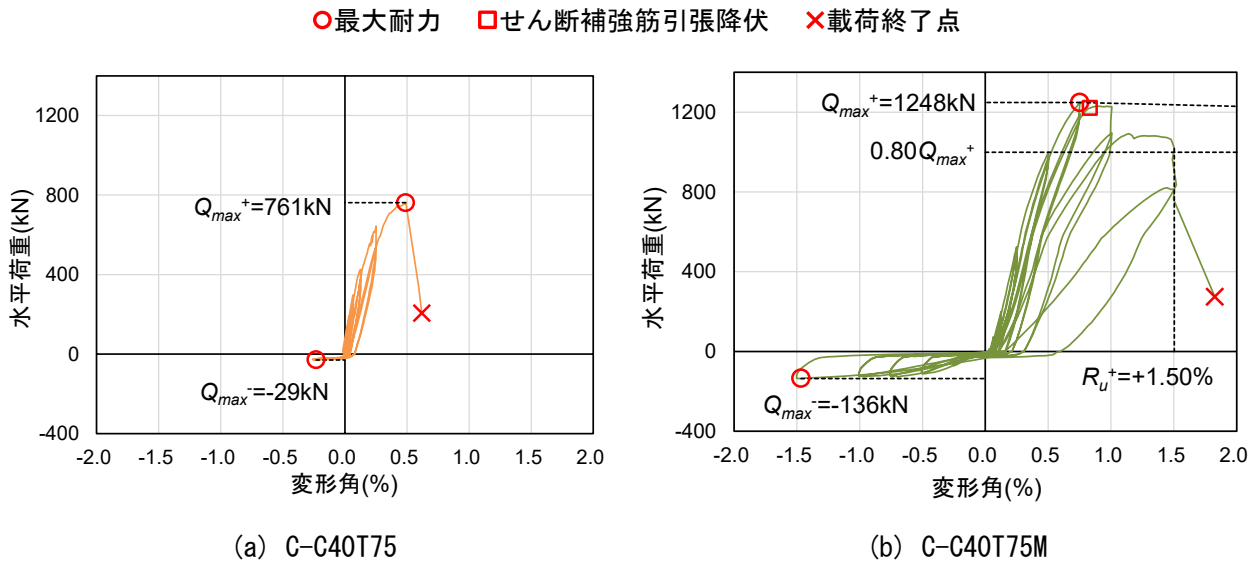


図 2.3.2-1 水平荷重—変形角関係（二次載荷）

(2) 初期剛性

図 2.3.2-2 に各試験体の水平荷重—変形角関係における正荷重時包絡線の比較および二次載荷時部材剛性の比較を示す。部材剛性は、R=+0.03125%サイクル 1 点目と $Q=Q_{max}^+/3$ 時点の 2 点間における水平荷重の増分を同 2 点間における上下スタブ相対水平変位の増分で除して算出し、C-C40T75 では 355kN/mm 、C-C40T75M では 222kN/mm となった。

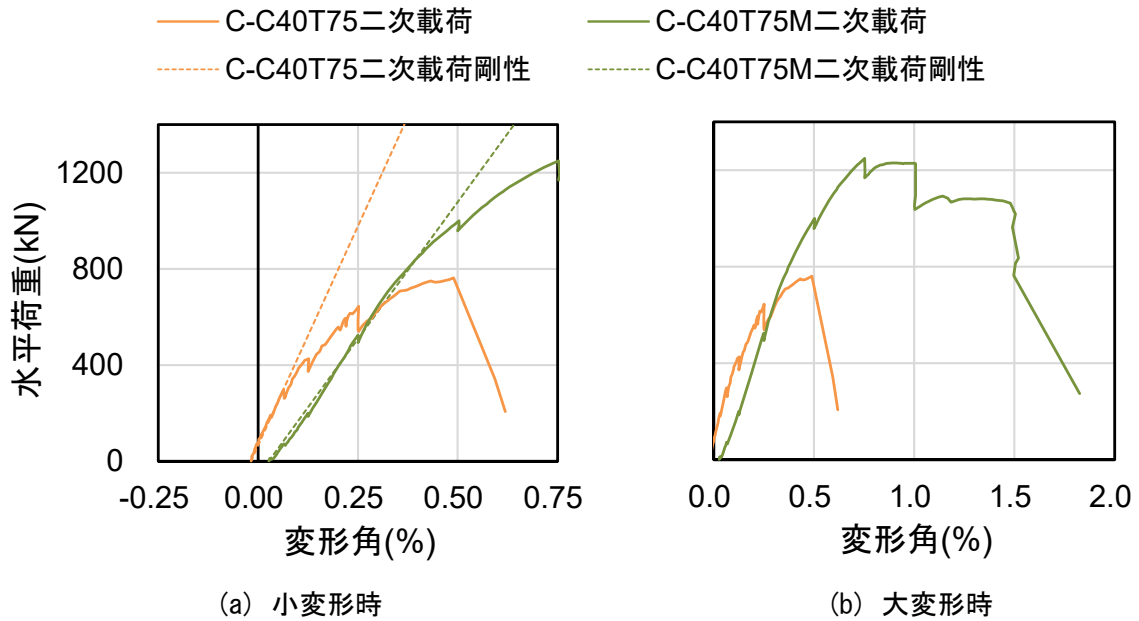


図 2.3.2-2 包絡線および初期剛性の比較（正載荷時）

(3) 損傷状況

各試験体の二次載荷における、各サイクルの試験体写真、ひび割れ図、損傷状況をそれぞれ表 2.3.2-1 および表 2.3.2-2 に示す。試験体写真、ひび割れ図は各サイクル 2 回目終了時（最終サイクルは載荷終了時）を記録したものである。ひび割れ図の黒線は、長期軸力を導入した際に開いていた初期ひび割れおよび一次載荷時残留ひび割れを示しており、青線は正側載荷時に、赤線は負側載荷時に発生したひび割れをそれぞれ示している。また、コンクリートおよびモルタルの剥離を斜線部で、剥落を交線部で示している。各試験体の二次載荷終了後の最終破壊性状の写真を、それぞれ図 2.3.2-3 および図 2.3.2-4 に示す。

表 2.3.2-1 損傷状況 (C-C40T75 二次載荷)



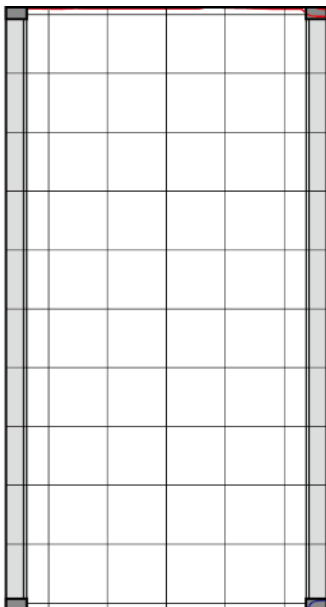
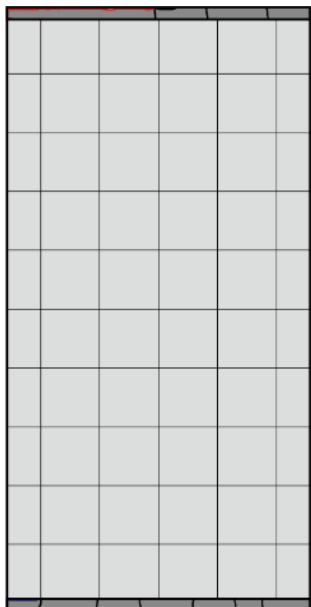
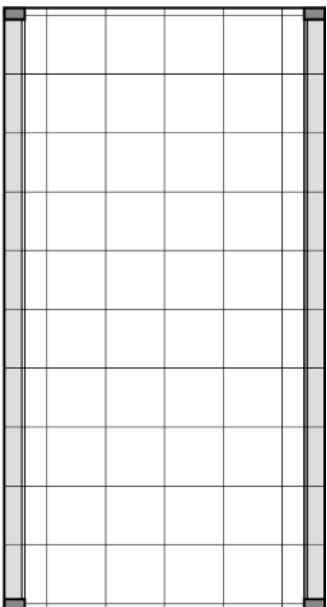
$R=0.03125\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
柱脚のパネルと目地の間でわずかな離間発生	柱頭, 柱脚ともに目地部の離間発生 側面端部に曲げひび割れ発生
<div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="text-align: center;"> <p>Z=+400</p> <p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p> <p>Z=-400</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>北面</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>西面</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>南面</p> </div> </div>	

表 2.3.2-1 損傷状況 (C-C40T75 二次载荷) つづき


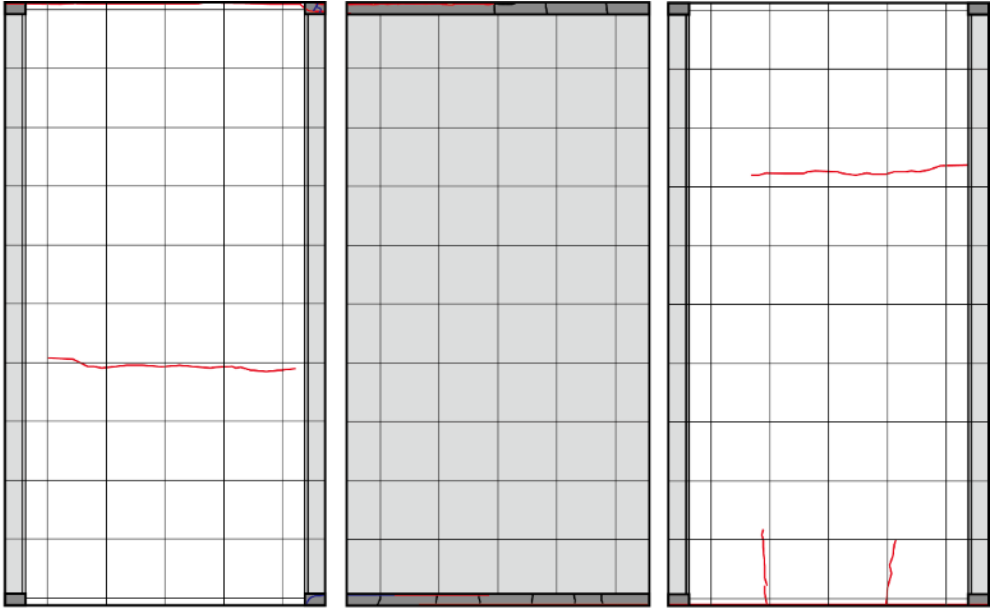

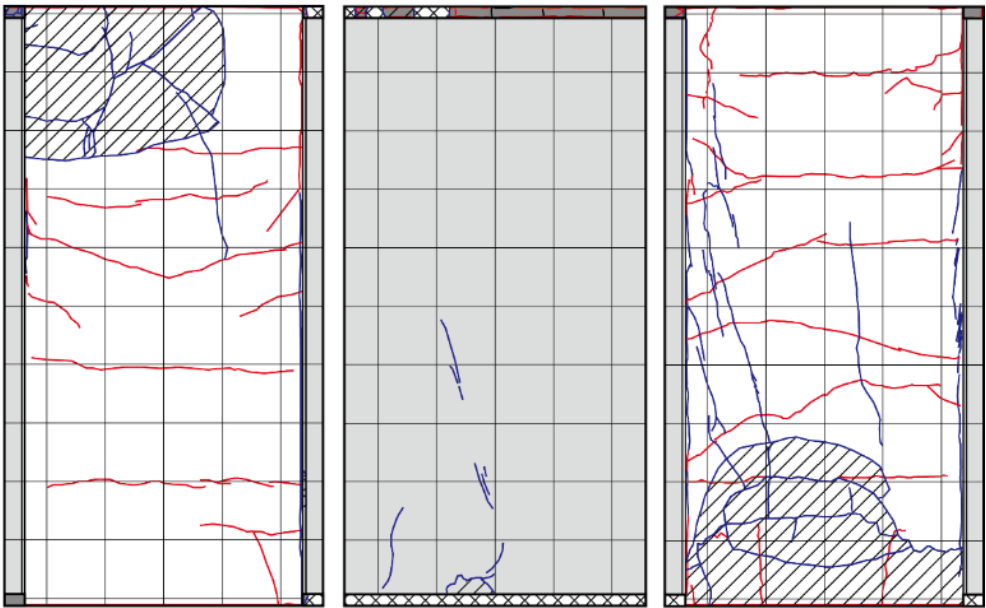
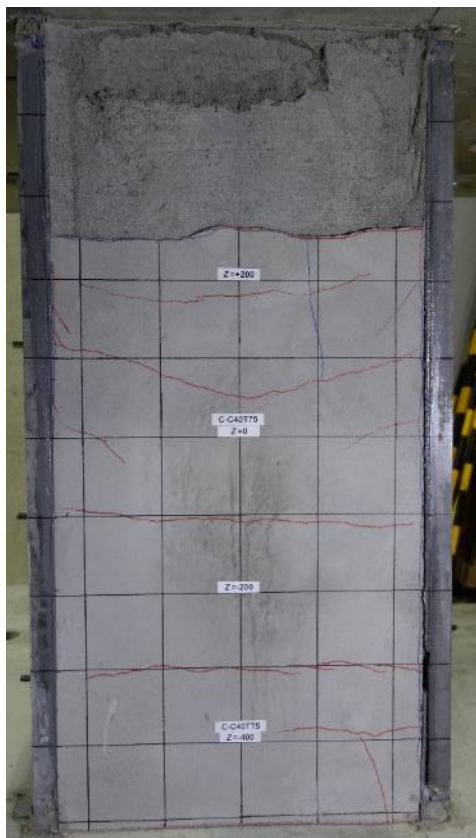
R=0.0625%	
	
(北西面) (南西面)	
正側 1 回目	負側 1 回目
柱脚パネル目地間の離間がわずかに進展 柱頭目地側面にわずかにひび割れ発生	目地部の離間, 側面端部ひび割れが進展 南面柱頭側に水平ひび割れ発生
正側 2 回目	負側 2 回目
特に変化なし	北面柱脚側に水平ひび割れ発生 南面柱脚に主筋に沿った縦ひび割れ発生
	
北面 西面 南面	

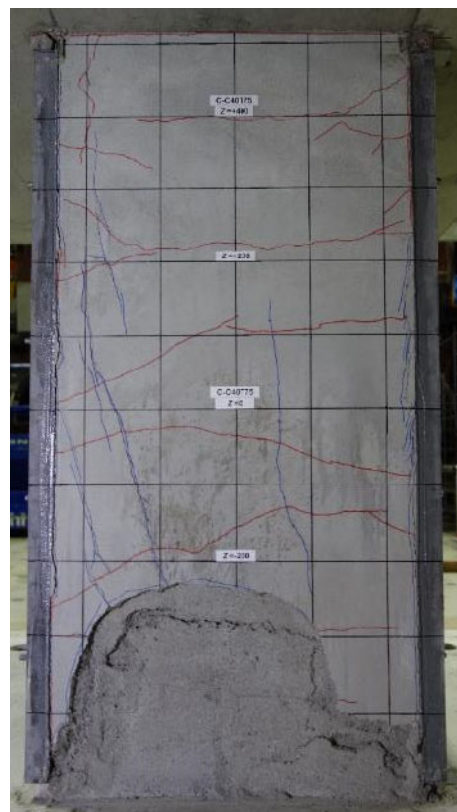
表 2.3.2-1 損傷状況 (C-C40T75 二次载荷) つづき

R=0.5%		
		
(北西面) (南西面)		
正側 1 回目		
ピーク直前に大きな破壊音とともに大幅に耐力が低下 正面パネル脚部にひび割れ、剥離発生、中央付近にわずかにせん断ひび割れ発生 柱脚目地はパネル全幅に対して圧壊、また側面の補修モルタルの剥離が増大 接着材一柱間の縦ひび割れが増加、また縦ひびわれの幅が大きくなる		
Z=+400 Z=+200 Z=0 Z=-200 Z=-400		
北面	西面	南面

第2章 損傷後補強として UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験



(a) 剥離箇所除去後（北面）



(b) 剥離箇所除去後（南面）



(c) 正面柱脚目地部の圧壊および正面パネルの損傷状況

図 2.3.2-3 最終破壊性状 (C-C40T75 二次載荷)

表 2.3.2-2 損傷状況 (C-C40T75M 二次載荷)



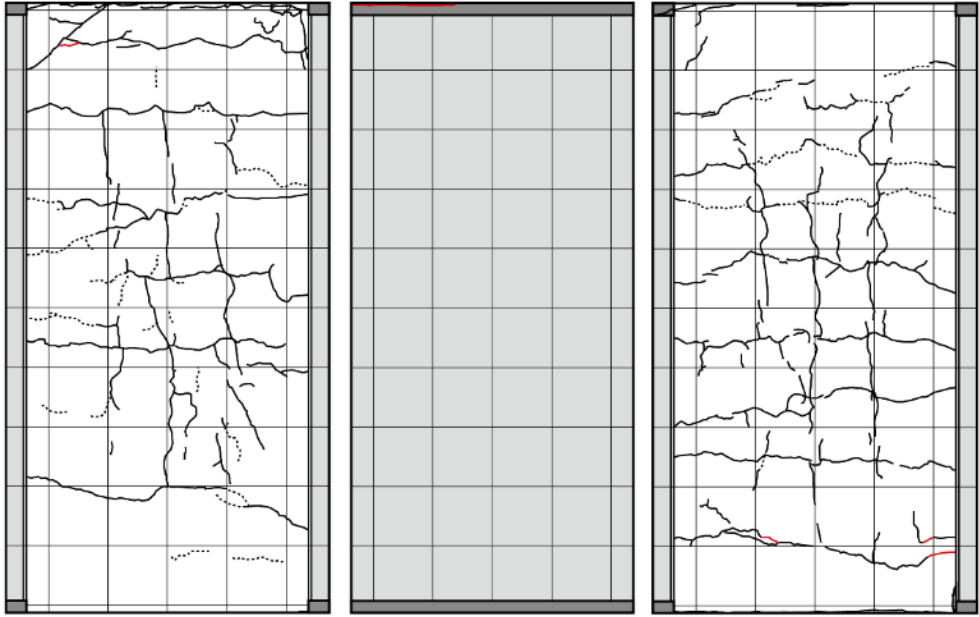
$R=0.03125\%$		
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>	
正側 1 回目	負側 1 回目	
特に変化なし	柱頭の目地部でわずかに離間発生 既存のひび割れがわずかに進展	
<p>Z=+400</p> <p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p> <p>Z=-400</p>		
北面	西面	南面

表 2.3.2-2 損傷状況 (C-C40T75M 二次载荷) つづき

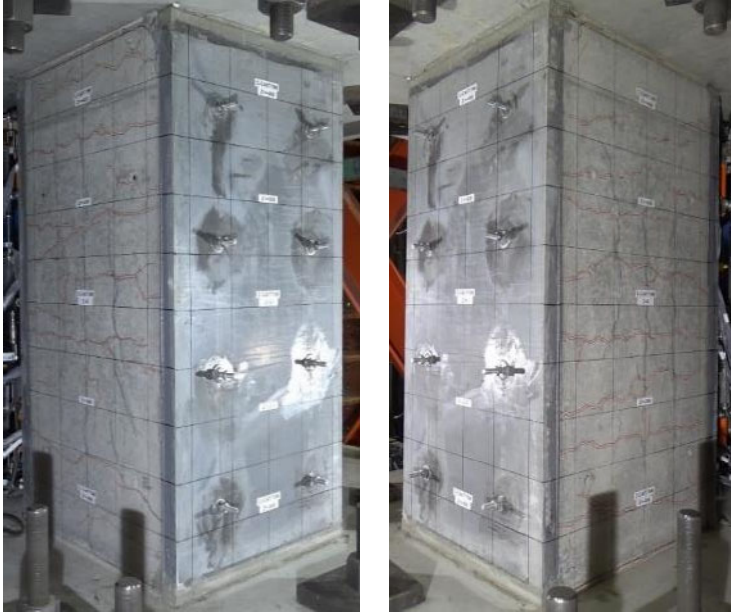
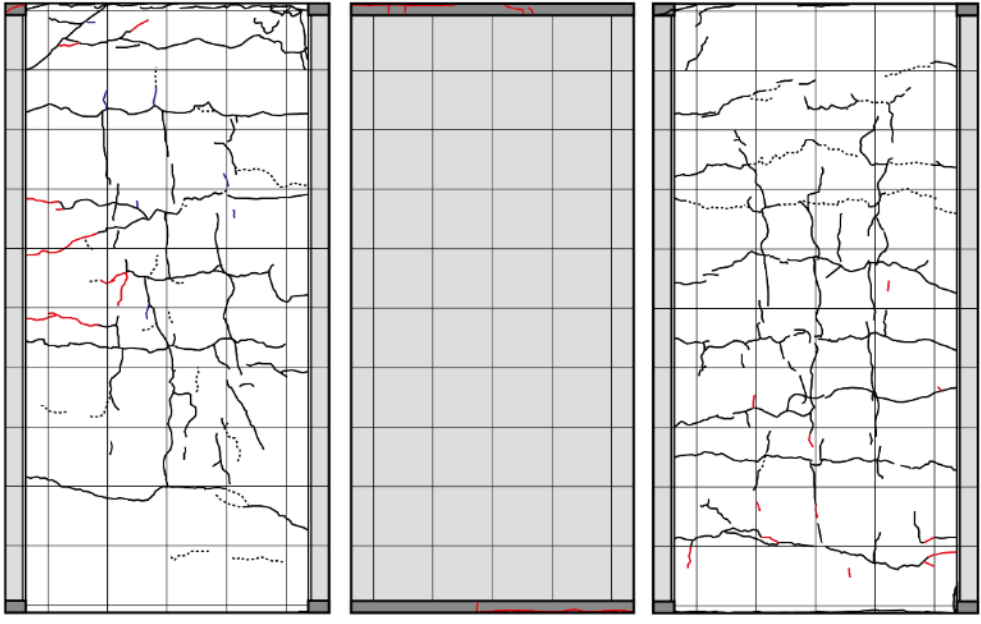
R=0.0625%	
	
<p style="text-align: center;">(北西面) (南西面)</p>	
正側 1 回目	負側 1 回目
ほとんど変化なし	柱頭目地部の離間が進展, 柱脚でも離間発生 目地部縦ひび割れがわずかに発生
正側 2 回目	負側 2 回目
ほとんど変化なし	閉じていた既存ひび割れが開く
	
<p style="text-align: center;">北面 西面 南面</p>	

表 2.3.2-2 損傷状況 (G-C40T75M 二次载荷) つづき

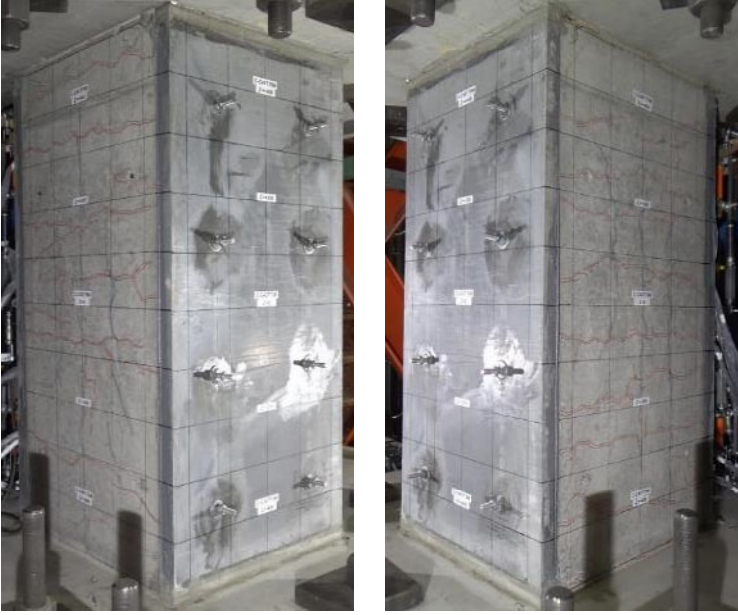
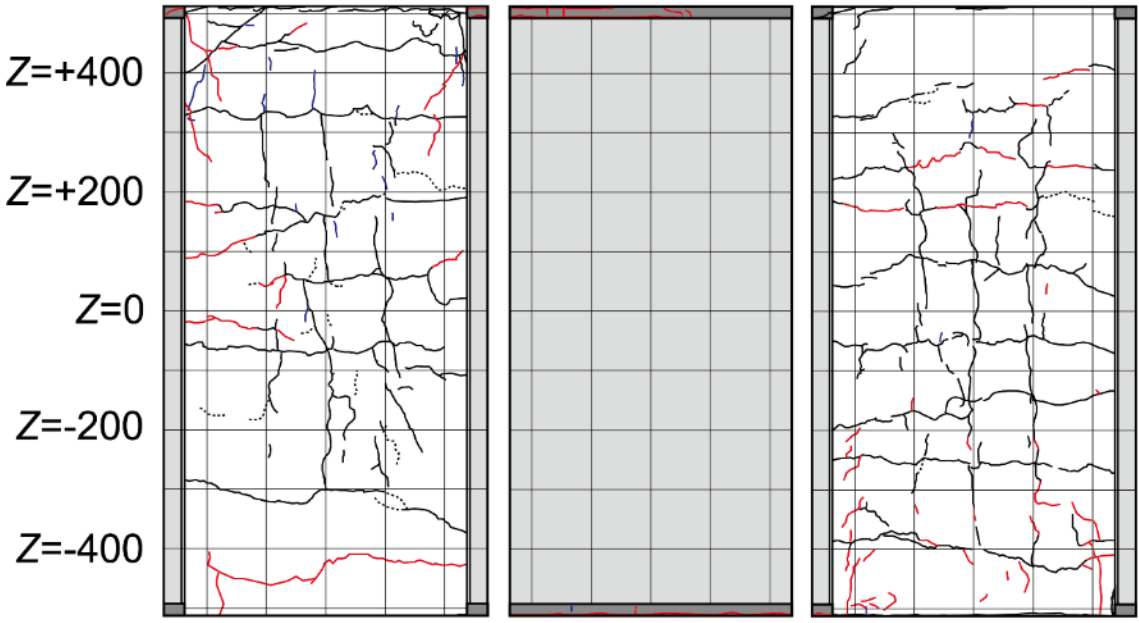
R=0.125%		
		
(北西面)	(南西面)	
正側 1 回目	負側 1 回目	
ほとんど変化なし	目地部の離間が進展 閉じていた既存ひび割れが開く 接着材から柱へ伸びる斜めひび割れが発生	
正側 2 回目	負側 2 回目	
ほとんど変化なし	ほとんど変化なし	
		
北面	西面	南面

表 2.3.2-2 損傷状況 (C-C40T75M 二次载荷) つづき

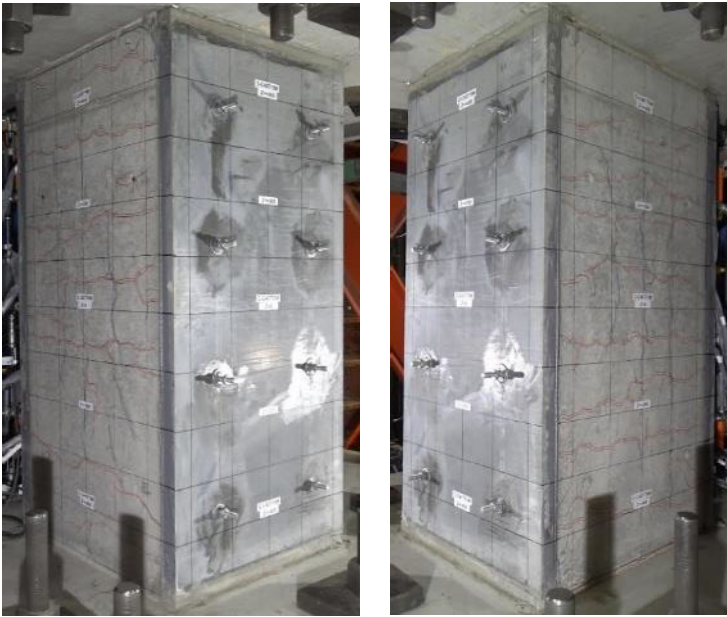
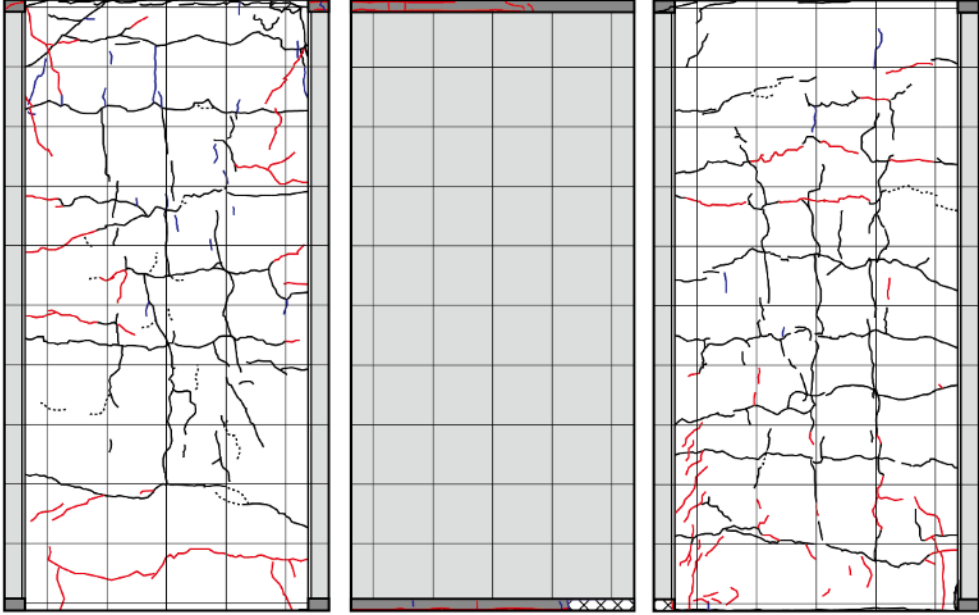
R=0.25%		
		
(北西面)	(南西面)	
正側 1 回目	負側 1 回目	
柱脚目地部の表面が剥落 側面の細かいひび割れがわずかに増加	目地部, 側面端部の離間が大きくなる 側面の細かいひび割れがわずかに増加	
正側 2 回目	負側 2 回目	
ほとんど変化なし	南面柱脚のパネル裏の細かい斜めひび割れがわずかに増加	
		
北面	西面	南面

表 2.3.2-2 損傷状況 (C-C40T75M 二次載荷) つづき

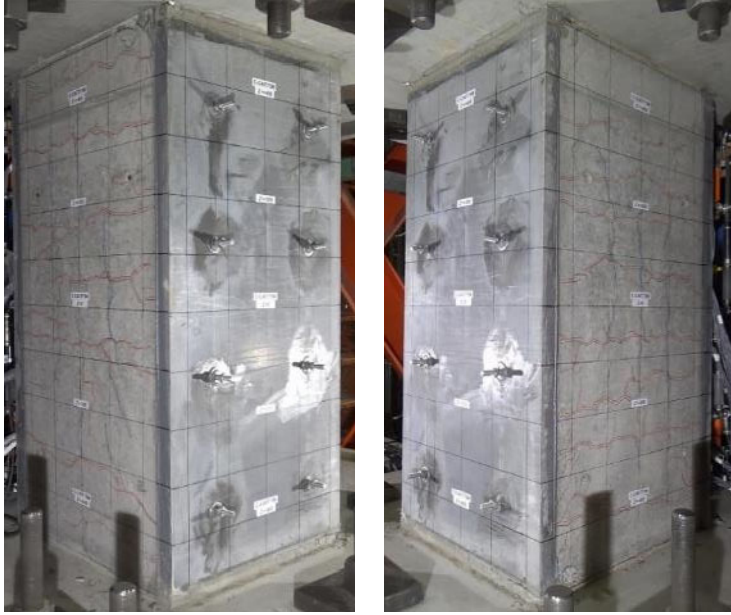
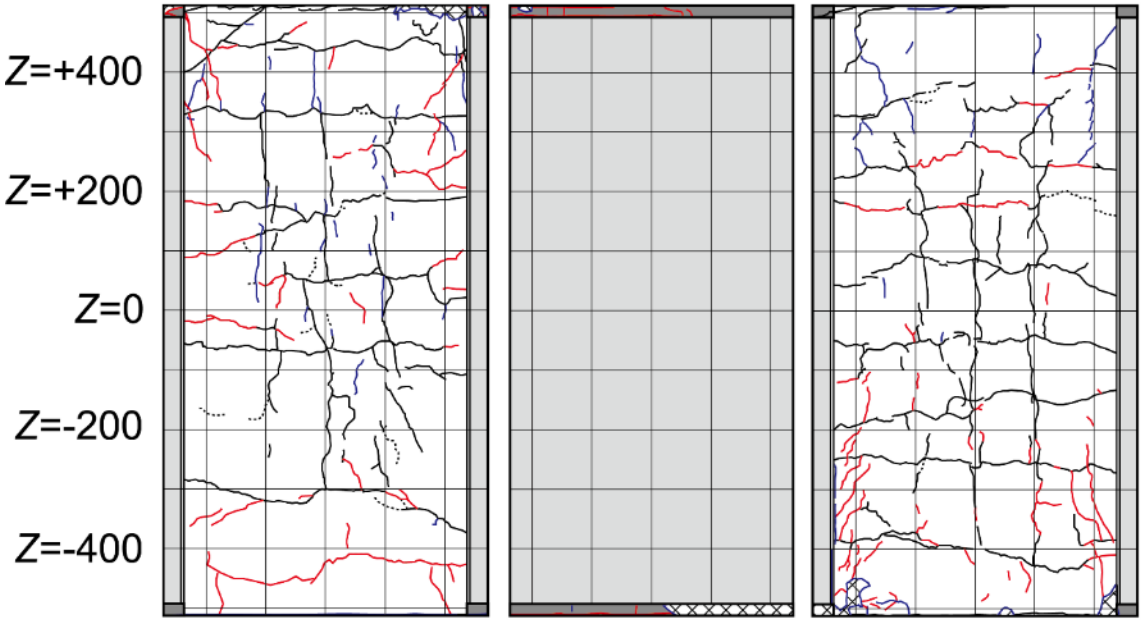
R=0.5%	
	
(北西面) (南西面)	
正側 1 回目	負側 1 回目
柱脚目地部の剥落がわずかに増大 南面柱頭パネル裏から伸びる斜めひび割れが発生 南面柱脚付近で接着材—柱間の縦ひび割れ発生	目地部, 側面端部の離間が大きくなる 南面柱脚のパネル裏の細かい斜めひび割れが増加
正側 2 回目	負側 2 回目
柱脚目地部の剥落が進み, 柱側面にも剥離発生 南面の接着材—柱間の縦ひび割れが進展	側面の細かいひび割れがわずかに増加
	
北面 西面 南面	

表 2.3.2-2 損傷状況 (C-C40T75M 二次載荷) つづき

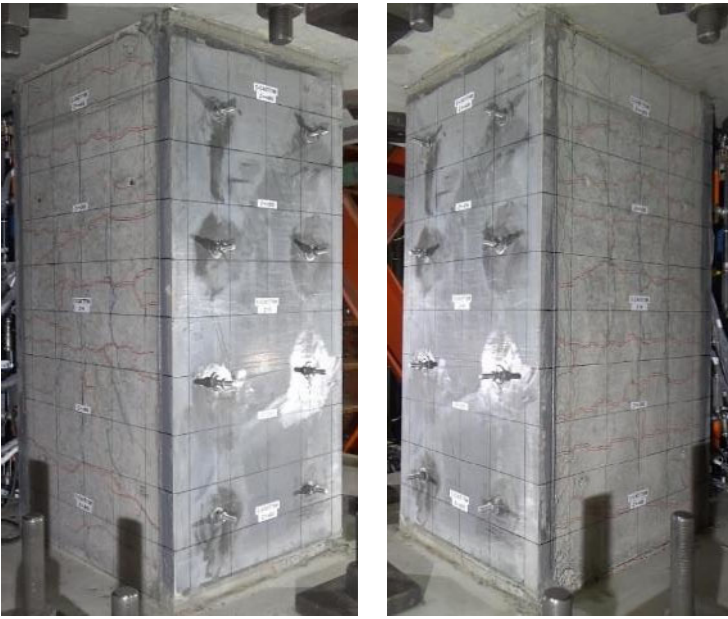
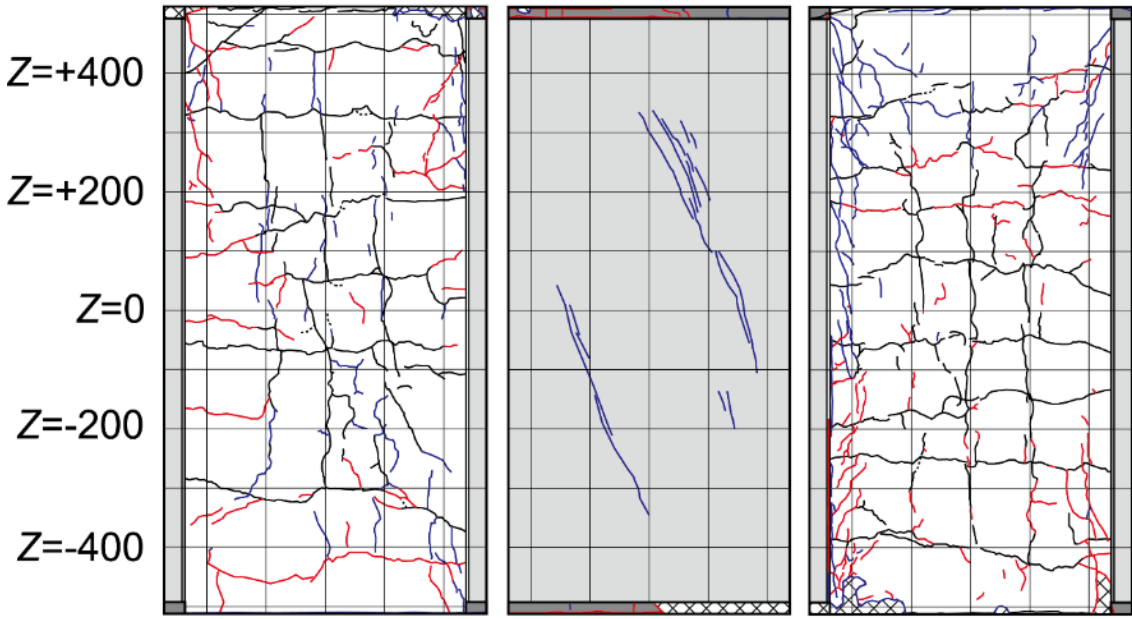
R=0.75%	
	
(北西面) (南西面)	
正側 1 回目	負側 1 回目
正面パネルにせん断ひび割れ発生 側面パネル裏の斜めひび割れ, 接着材—柱間の縦ひび割れが増加	側面端部の離間がさらに大きく開く 側面の細かいひび割れが増加
正側 2 回目	負側 2 回目
南面パネル裏の細かいひび割れが増加 正面パネルのせん断ひび割れがわずかに進展	南面のパネル—接着材間に離間発生 側面の細かいひび割れがわずかに増加
	
北面 西面 南面	

表 2.3.2-2 損傷状況 (C-C40T75M 二次载荷) つづき


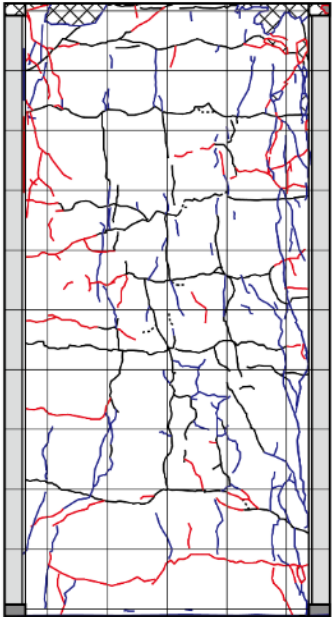
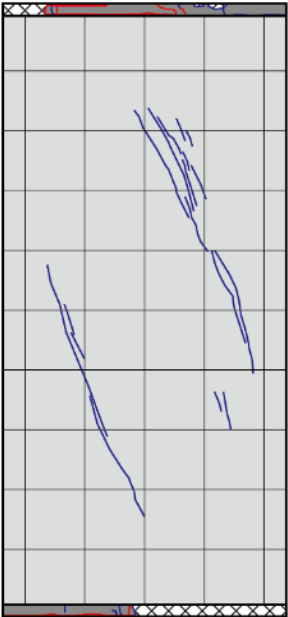
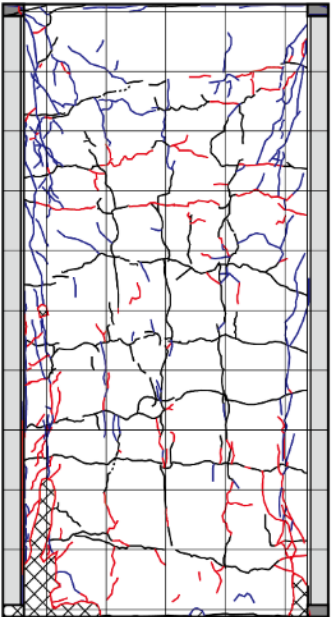

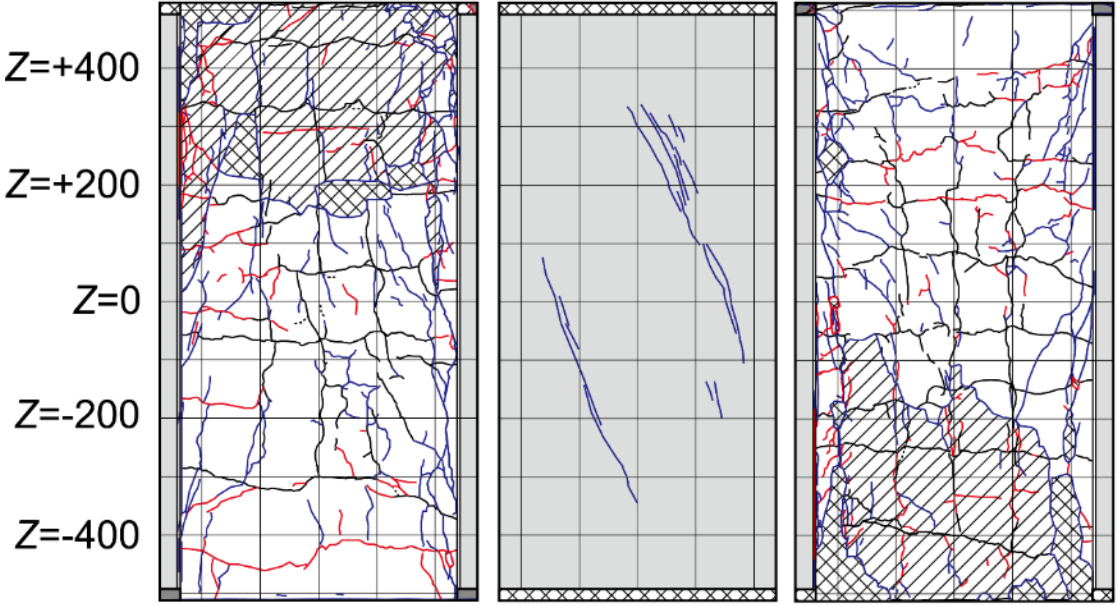
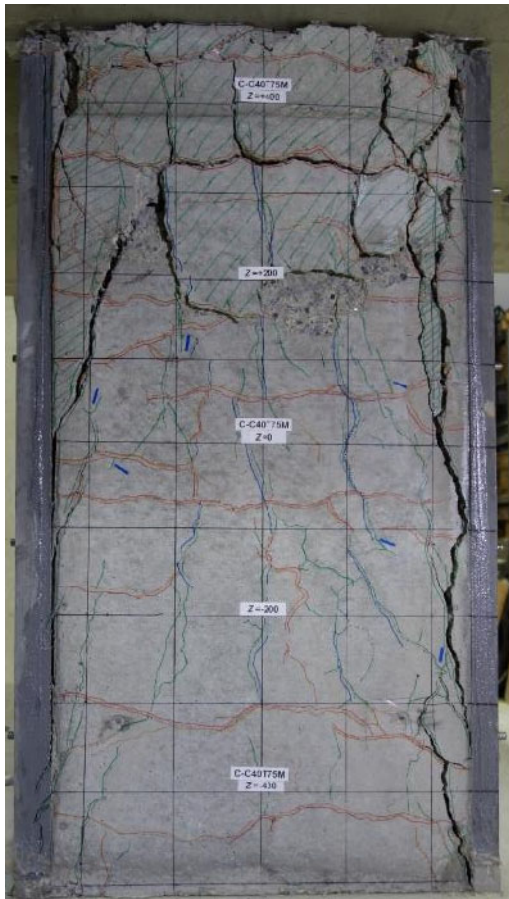
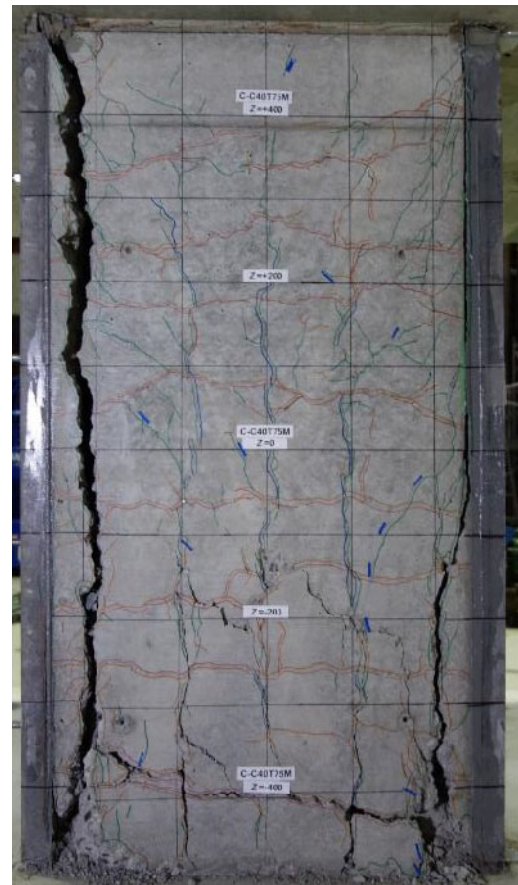
R=1%	
	
(北西面)	(南西面)
正側 1 回目	負側 1 回目
柱脚目地部の圧壊がさらに進行 側面パネル裏の細かいひび割れが繋がり、パネルが剥がれるような縦ひび割れとして顕著になる	側面端部の離間がさらに大きく開く 南面柱脚のパネル裏の縦ひび割れに沿ってカバーコンクリートが剥落
正側 2 回目	負側 2 回目
柱頭目地部の縦ひび割れ増加 側面パネル裏の縦ひび割れが増加	柱頭目地部が剥落 側面の細かいひび割れが増加
<div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="margin-right: 10px;"> <p>Z=+400</p> <p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p> <p>Z=-400</p> </div> <div style="display: flex; justify-content: space-around;">    </div> </div>	<p style="margin-top: 20px;">北面</p> <p style="margin-top: 20px;">西面</p> <p style="margin-top: 20px;">南面</p>

表 2.3.2-2 損傷状況 (C-C40T75M 二次載荷) つづき

R=1.5%	
	
(北西面) (南西面)	
正側 1 回目	負側 1 回目
南面では正面パネル裏の縦ひび割れが、北面では裏面パネルの接着材一柱間の縦ひび割れが大きく開く	側面端部の離間がさらに大きく開く 側面の曲げひび割れが大きく開く
正側 2 回目	
北面柱頭で主筋の座屈によるカバーコンクリートの剥離が発生 (破壊前) ピークでの観察中に軸力を保持できず、大きな破壊音とともに軸崩壊に至る 柱頭、柱脚ともに目地部が圧壊し、南面柱脚でも主筋の座屈によりカバーコンクリートが剥落	
	
北面 西面 南面	



(a) 最終破壊性状 (北面)



(b) 最終破壊性状 (南面)



パネル損傷状況



パネル除去後



パネル損傷状況



パネル除去後

(c) 最終破壊性状 (西面)

(d) 最終破壊性状 (東面)

図 2.3.2-4 最終破壊性状 (C-C40T75M 二次載荷)

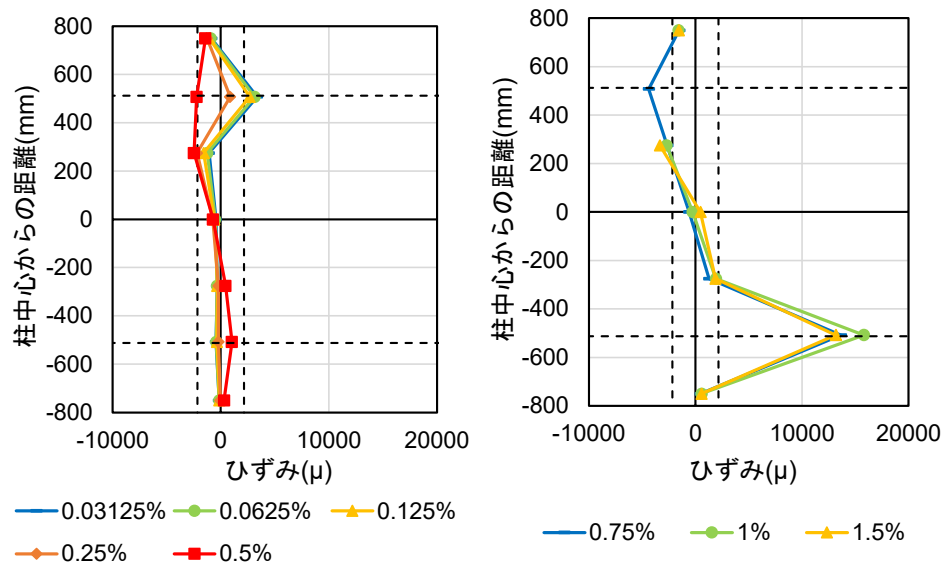
(4) 鉄筋ひずみの推移

C-C40T75M の柱主筋と柱試験区間帯筋のひずみの推移を以下に示す。鉄筋のひずみは貼り付けたひずみゲージにより計測し、一次載荷終了時における残留ひずみを引き継いで計測を行った。ひずみは各サイクル1回目ピーク時における計測値であり、引張を正としている。なお、C-C40T75 では、一次載荷での損傷が大きく、一次載荷終了時には多くのひずみゲージが断線していたことに加え、これらのリード線が吹付けによる断面修復の支障となるため、一次載荷終了時にリード線を切断し、二次載荷では計測を行わなかった。

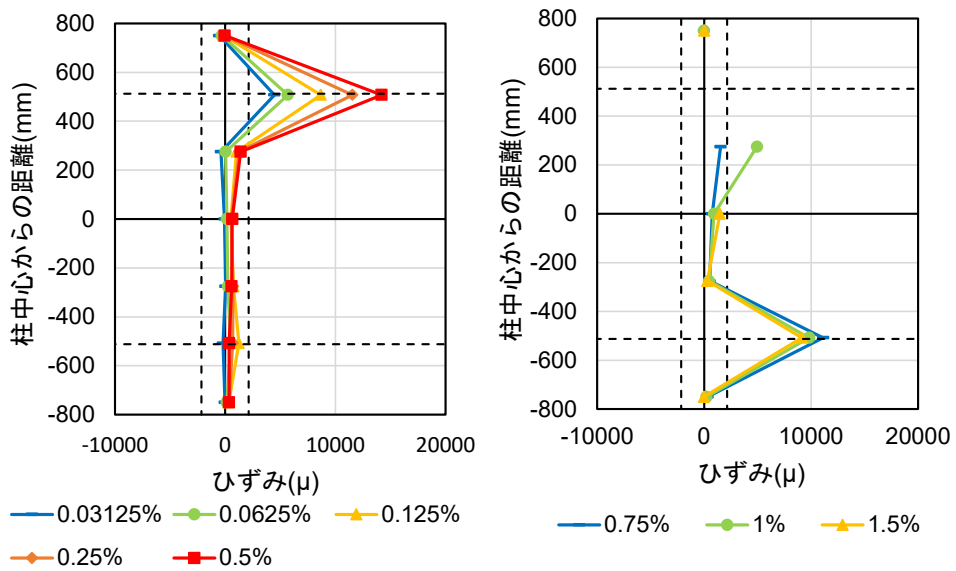
1) 主筋

C-C40T75M の主筋ひずみの推移を図 2.3.2-5～図 2.3.2-7 に示す。各主筋位置、測定箇所および主筋の降伏ひずみは 2.3.1 項と同じである。

一次載荷時の負荷荷時において引張降伏が確認されていた北東主筋柱頭、南東主筋柱脚および東側中央主筋の柱頭、柱脚の危険断面位置においては、 $R=0.03125\%$ サイクルの小変形時から降伏ひずみ以上のひずみが確認された。また北東主筋柱脚危険断面位置では、正載荷時 $R=+0.75\%$ サイクルにおいて引張降伏ひずみを大きく上回った。

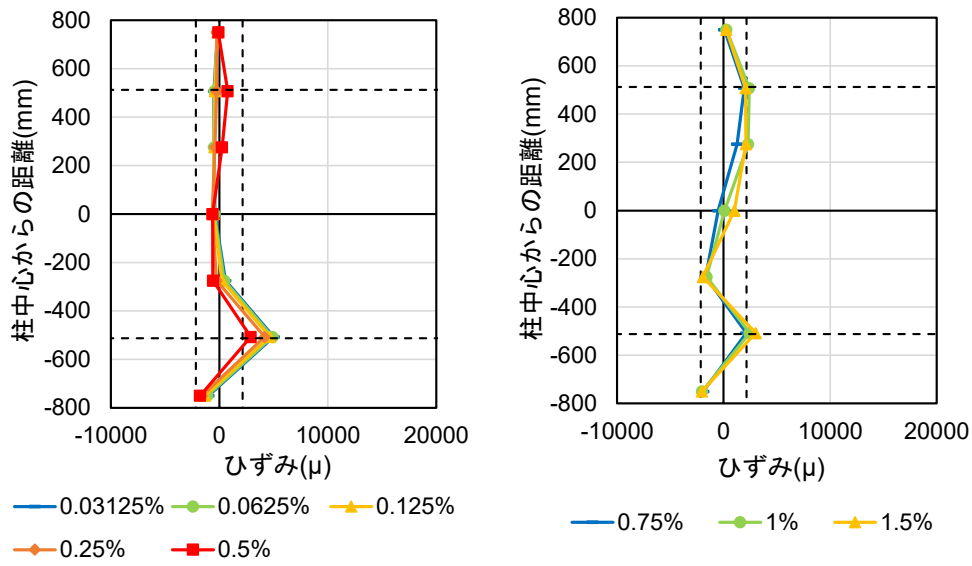


(a) 正載荷時

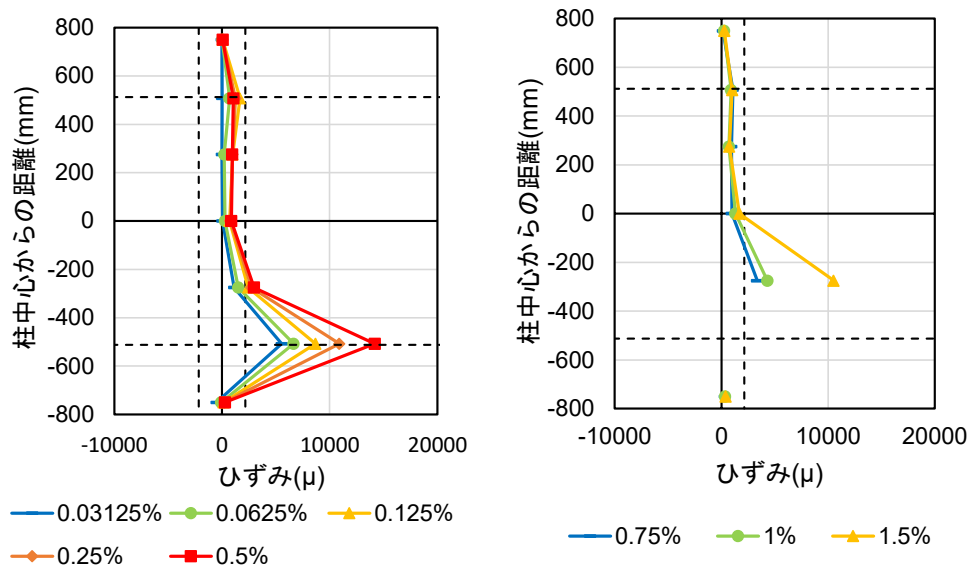


(b) 負載荷時

図 2.3.2-5 北東主筋ひずみの推移 (C-C40T75M 二次載荷)

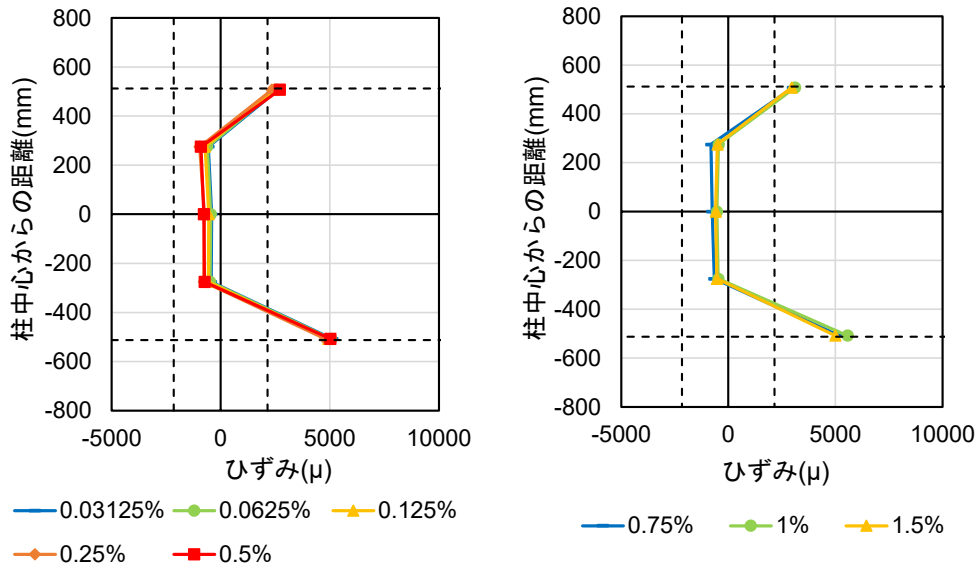


(a) 正載荷時

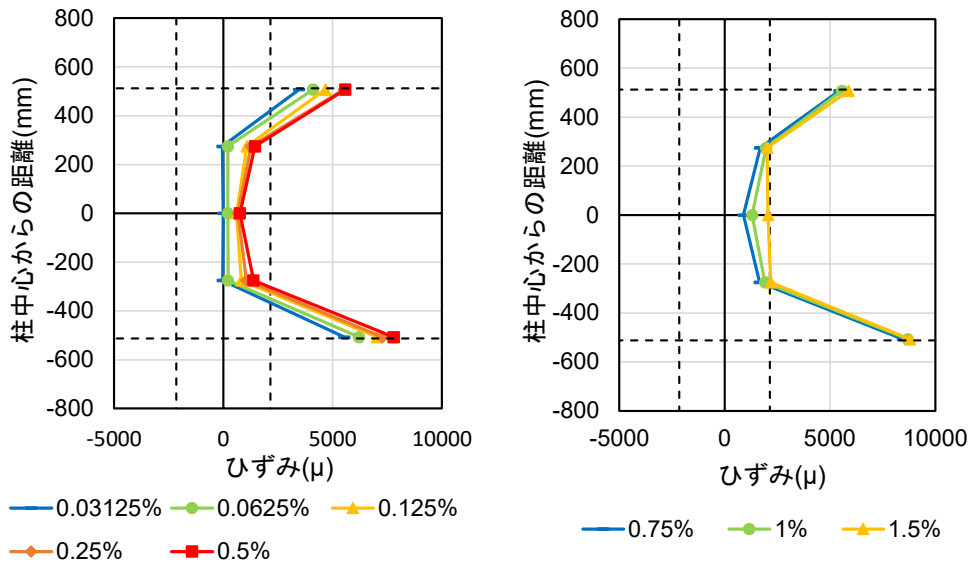


(b) 負載荷時

図 2.3.2-6 南東主筋ひずみの推移 (C-C40T75M 二次載荷)



(a) 正載荷時



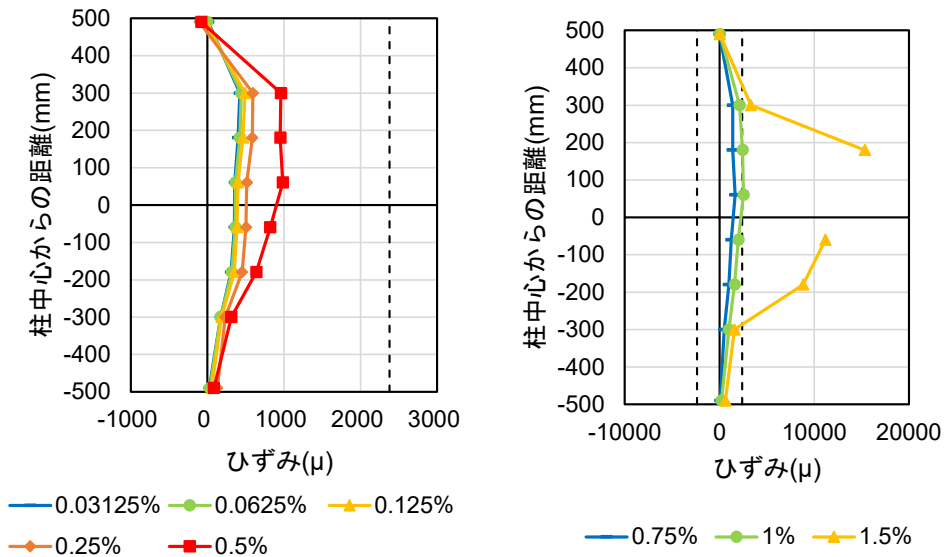
(b) 負載荷時

図 2.3.2-7 東側中央主筋ひずみの推移 (C-C40T75M 二次載荷)

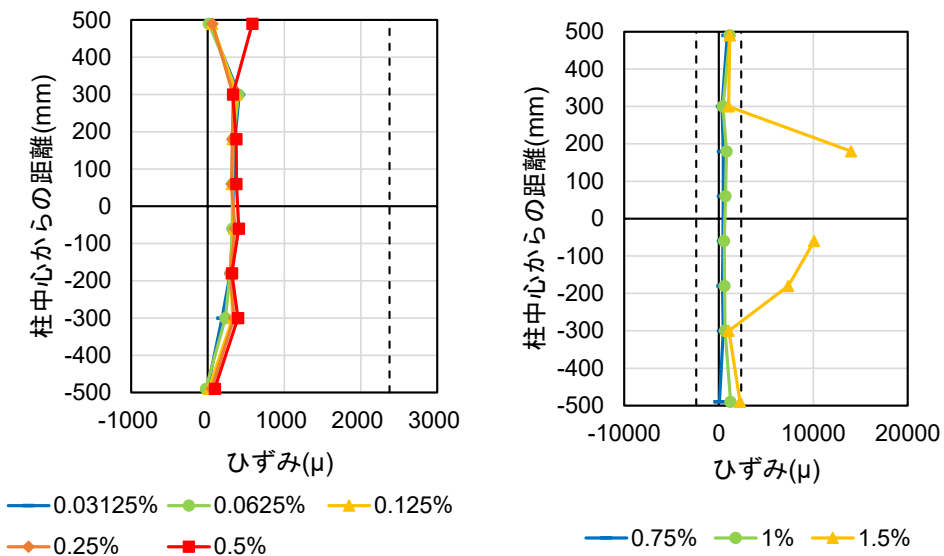
2) 帯筋

C-C40T75M の柱試験区間帯筋ひずみの推移を図 2.3.2-8 および図 2.3.2-9 に示す。各帯筋位置，測定箇所および帯筋の降伏ひずみは 2.3.1 項と同じである。

R=+1%サイクルにおける東側および西側帯筋ひずみは，引張降伏ひずみをやや上回る程度に留まり，同サイクル負荷荷時では大きな残留引張ひずみは確認されなかった。その後 R=+1.5%サイクルでは降伏ひずみ大きく上回り，同サイクル負荷荷時においても降伏ひずみを越える大きな残留ひずみが確認された。

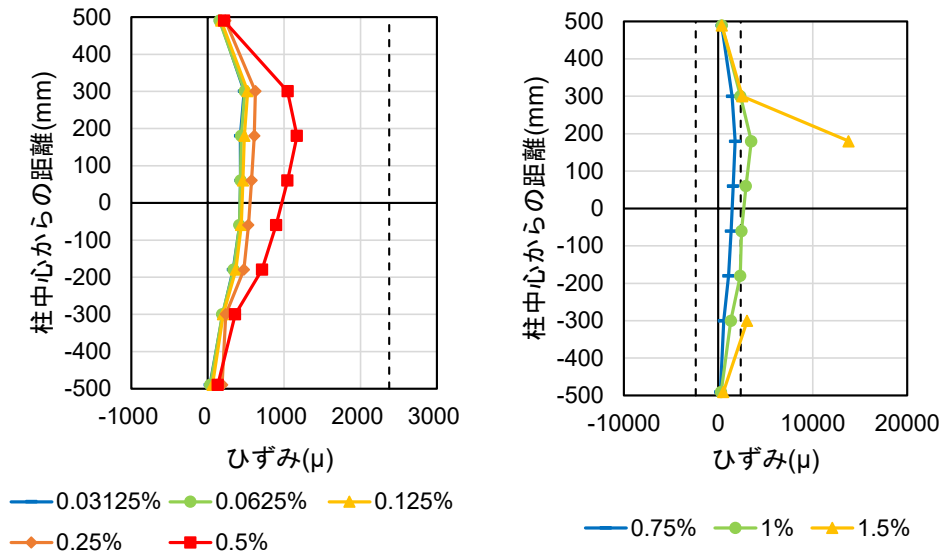


(a) 正載荷時

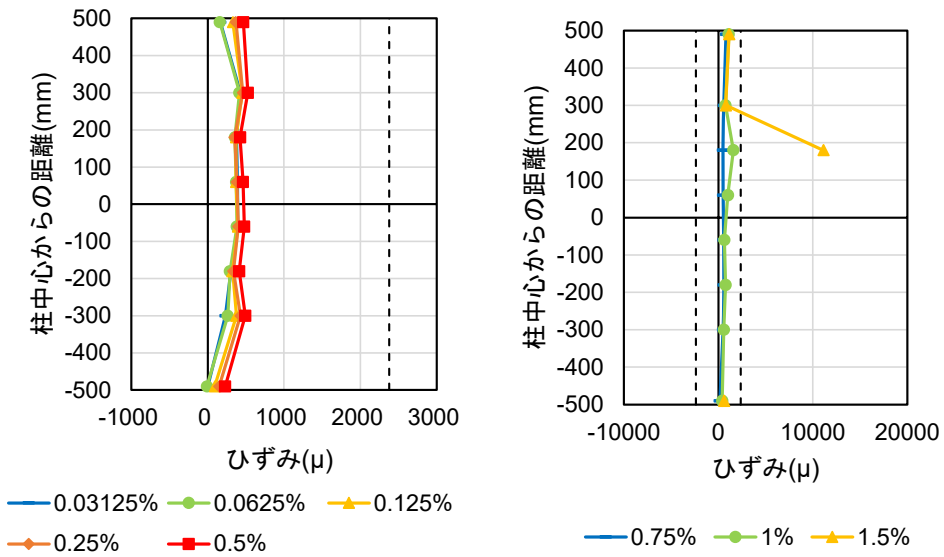


(b) 負載荷時

図 2.3.2-8 東側帯筋ひずみの推移 (C-C40T75M 二次載荷)



(a) 正載荷時



(b) 負載荷時

図 2.3.2-9 西側帯筋ひずみの推移 (C-C40T75M 二次載荷)

(5) 目地部鉛直変位

各試験体の各サイクル 1 回目ピーク時における UFC パネル目地部の鉛直変位を図 2.3.2-10、図 2.3.2-11 に示す。変位はパネル中心位置から南北それぞれ 170mm の位置で計測し、引張を正としている。また、正載荷時における UFC パネルの中立軸深さを表 2.3.2-3 に示す。中立軸深さは柱頭、柱脚それぞれにおいて、UFC パネル圧縮縁から図 2.3.2-10、図 2.3.2-11 における鉛直変位が 0 になる位置までとし、表 2.3.2-3 には柱頭および柱脚の平均値を示す。

正載荷時において、C-C40T75 では R=+0.5%サイクルまでは全せいに対し圧縮となり、R=+0.5%サイクルにおいても断面の 70%以上が圧縮となり中立軸深さは 392mm であった。一方 C-C40T75M では、変形角が大きくなるにつれて中立軸深さが減少し、R=+1.5%サイクルでは 239mm であった。これは柱せいの半分 D/2 (=237.5mm) とほぼ一致する。

負載荷時においては、両試験体ともにほぼ全てのサイクルにおいて、全断面で引張変位が見られた。また C=C40T75M の R=-1.5%サイクルでは、6mm を超える目地部引張変位が確認された。

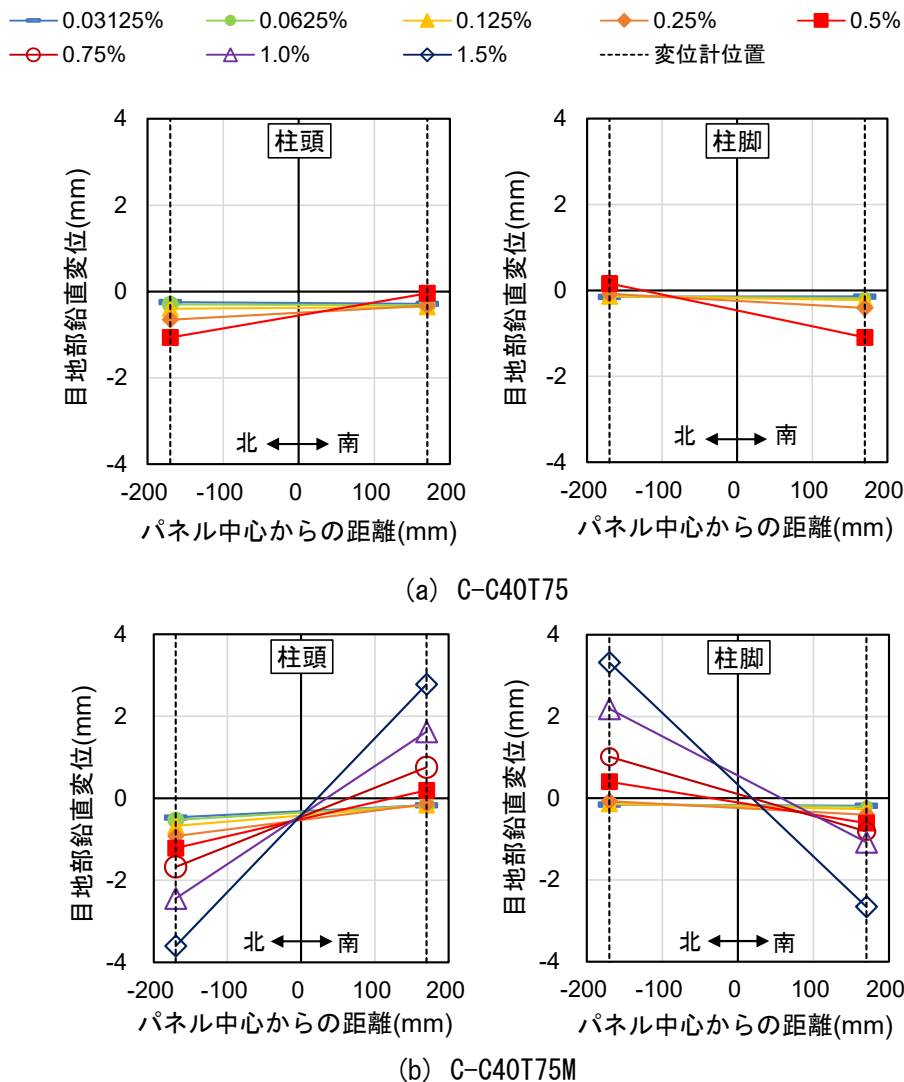
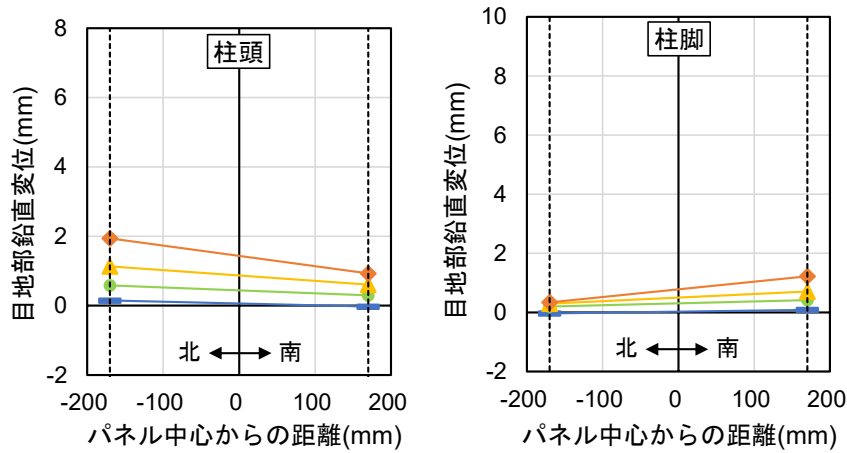
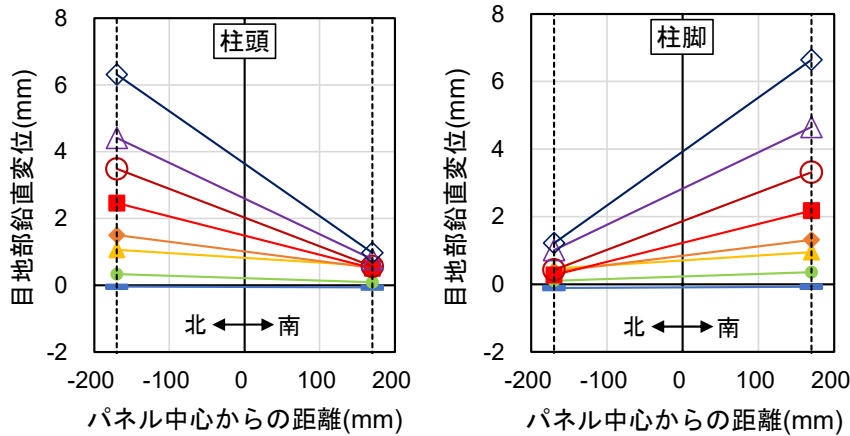


図 2.3.2-10 UFC パネル目地部鉛直変位 (正載荷時)



(a) C-C40T75



(b) C-C40T75M

図 2.3.2-11 UFC パネル目地部鉛直変位 (負荷荷時)

表 2.3.2-3 中立軸深さ (正載荷時)

	試験体	変形角							
		0.03125%	0.0625%	0.125%	0.25%	0.5%	0.75%	1%	1.5%
中立軸深さ (mm)	C-C40T75	-12998	-1643	2073	617	392	-	-	-
	C-C40T75M	1274	893	638	475	317	261	226	239

(6) UFC パネル挙動

1) 変形分離

各試験体において、各サイクル1回目ピーク時に計測された UFC パネル単体の変形 (目地モルタルの変形は含まない) を曲げ変形とせん断変形に分離した。図 2.3.2-12, 図 2.3.2-13 にその結果を示す。図中、縦軸に示す UFC パネル変位は、試験体の上下スタブ相対水平変位と対応するように符号を定めている。

正載荷時において、C-C40T75 では最終サイクルまで、C-C40T75M では R=+0.75%サイクルまでは、

第2章 損傷後補強として UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

変形角が大きくなるにつれてせん断変形が増加した。また、これを柱全体の変形（変形角 $R=0.5\%$ で水平変位 5.125mm ）と比較すると、パネル自体の変形は最大でも柱全体の変形の $1/3$ 程度以下であり、端部目地における変形が大きかったことがわかる。また、両試験体ともに、破壊直前のサイクルにおいて荷重方向と反対方向の曲げ変形が急増していた。これは、目地モルタルを介して UFC パネルに力が伝達されるため、目地モルタルが圧縮縁から圧壊するに従って、その作用位置が部材芯の方向へ移動していくことに起因すると考えられる。図 2.3.2-4(d) のように、C-C40T75M では最終的に UFC パネルのせん断破壊が見られたが、目地モルタルが圧壊した部分と健全な部分の境界付近からパネルのひび割れが生じている。これは、目地モルタルを介して伝達される力の作用位置が、圧壊していない部分に偏ったことが原因と考えられる。このようにパネルに伝達される力の作用位置が移動した結果、図 2.3.2-14 に示すようにパネル端部の曲率が想定される反対の方向に生じることで、実際の破壊性状から想定される変形状態とは異なり、荷重方向と反対方向の曲げ変形が確認されたものと考えられ、変形計測方法に課題が残る結果となった。

負荷荷時においては、両試験体ともに変形角が大きくなるにつれて荷重方向と同方向の曲げ変形が増大した。一方で、荷重方向と反対方向のせん断変形が増大する傾向も見られ、その割合は上述の曲げ変形よりも大きかった。これは、大きな変動軸力下における繰り返し荷重の影響で、本項の(3) (損傷状況) に示したように、部材北面では柱頭側、南面では柱脚側に損傷が集中したことに起因すると考えられる。図 2.3.2-15 に、C-C40T75M 負荷荷時における、端部目地モルタル部分における曲げ変形と全体変位の比較を示す。全体変位は上下スタブ相対水平変位計から計測した。図 2.3.2-15 より、負荷荷時においては、その変形のほとんどが端部の曲げ変形によるものであり、UFC パネル自体の変形はわずかであることがわかる。これより、UFC パネル自体はほとんど全引張のような応力状態となることを踏まえると、図 2.3.2-16 に示すように、上述した損傷集中部分においてはパネルが柱の変形に追従しにくくなることにより、結果として荷重方向と反対方向のせん断変形が確認されると考えられる。

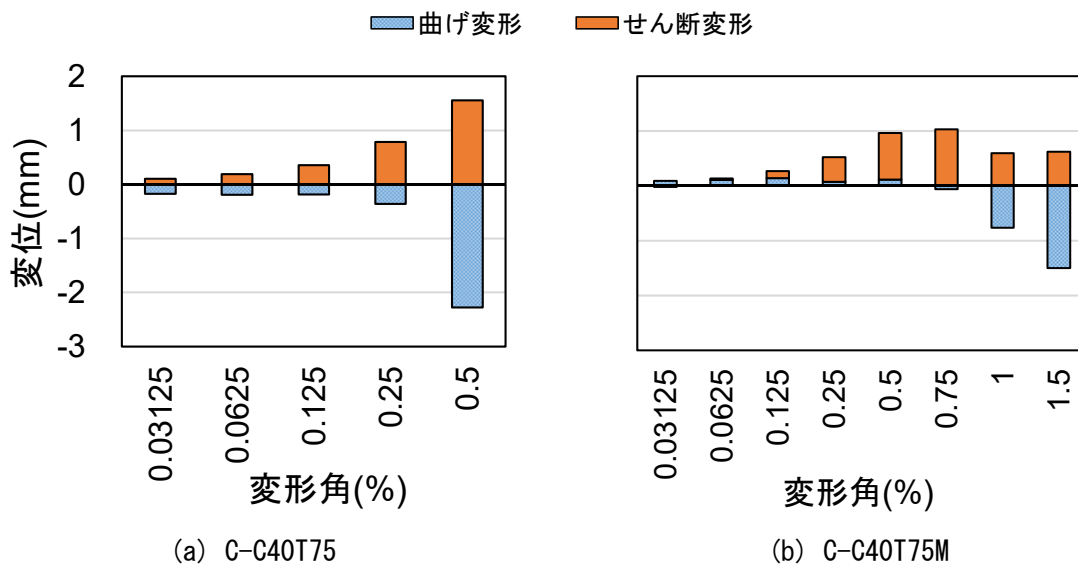


図 2.3.2-12 UFC パネル変形分離（正荷荷時）

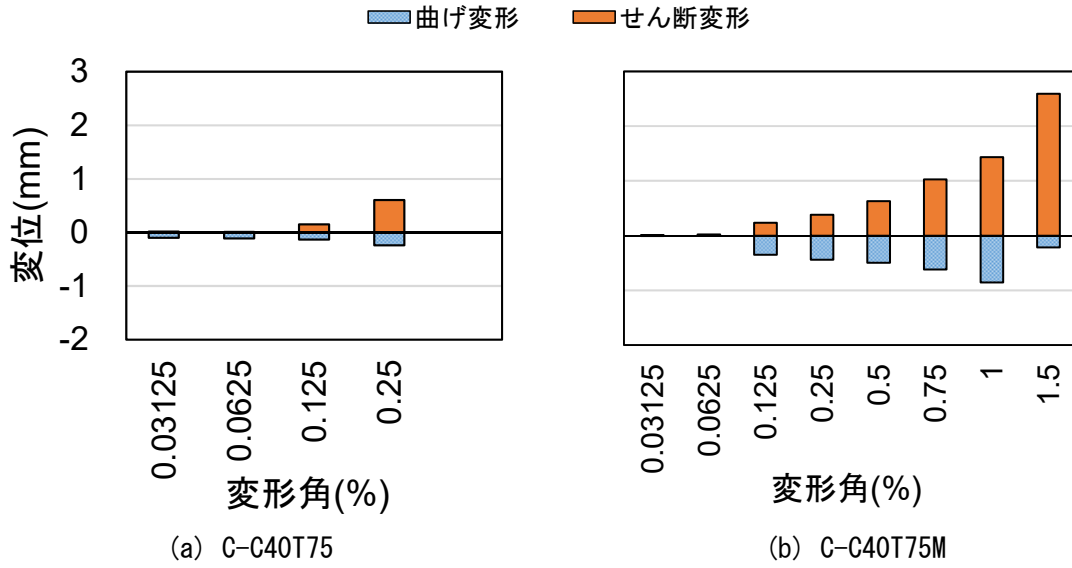


図 2.3.2-13 UFC パネル変形分離 (負荷荷時)

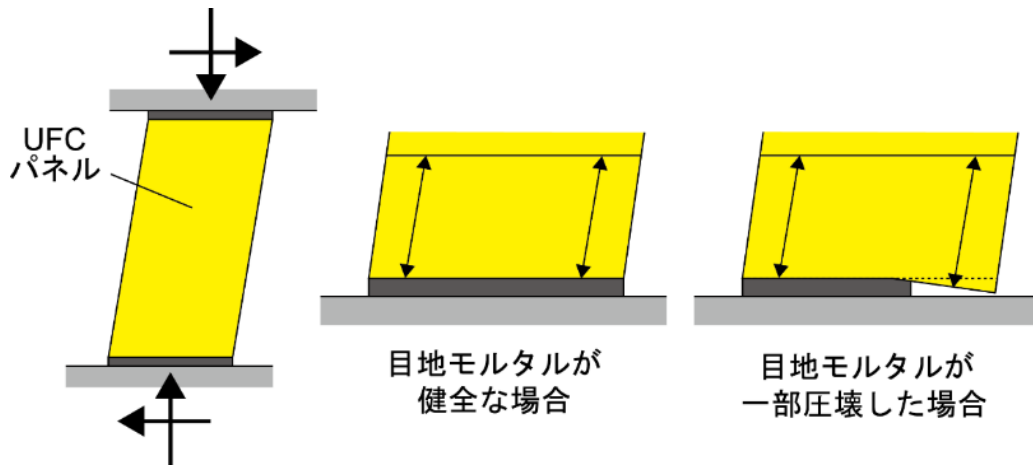


図 2.3.2-14 目地モルタル圧壊に起因するパネル変形のイメージ

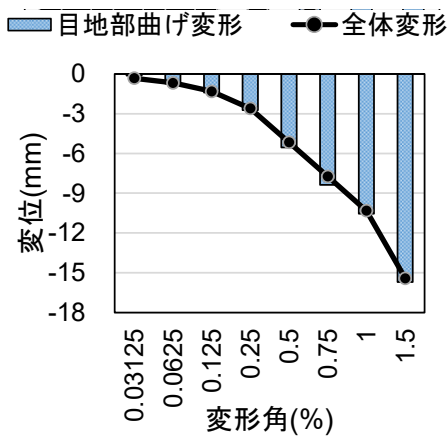


図 2.3.2-15 目地部曲げ変形の推移

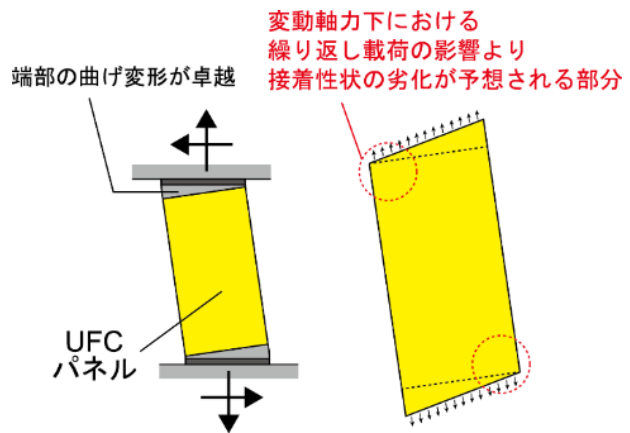


図 2.3.2-16 負荷荷時のパネル変形のイメージ

2) ひび割れ幅の推移

各サイクルピーク時および除荷時に、図 2.3.2-17 に示す正面パネルのひび割れの幅を計測した。ひび割れ幅の推移を表 2.3.2-4 に示す。C-C40T75 では、破壊に至るまでは目視によるひび割れを確認できなかったため、ここでは C-C40T75M についてのみ示す。

C-C40T75M では、R=+0.75%サイクル 1 回目に正面パネルにせん断ひび割れが発生し、ピーク時の幅は 0.20mm であった。しかし、その後のサイクルのピーク時におけるひび割れ幅は減少し、R=+1.5% サイクル 1 回目では 0.05mm であった。これは同サイクル除荷時の値と同じであった。

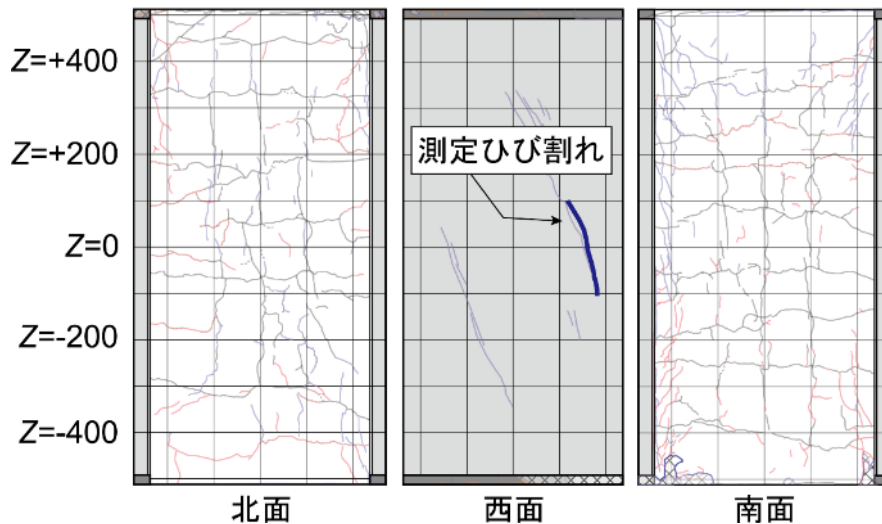


図 2.3.2-17 パネルひび割れ幅測定位置 (C-C40T75M)

表 2.3.2-4 パネルひび割れ幅の推移 (C-C40T75M)

変形角(%)		+0.5		+0.75		+1		+1.5
		1 回目	2 回目	1 回目	2 回目	1 回目	2 回目	1 回目
ひび割れ幅 (mm)	ピーク時	-	-	0.20	0.20	0.10	0.08	0.05
	除荷時	-	-	0.05	0.08	0.08	0.05	0.05

3) 主応力

各試験体の各サイクル 1 回目ピーク時の最大主応力と最小主応力を図 2.3.2-18, 図 2.3.2-19 に示す。最大主応力 σ_{max} , 最小主応力 σ_{min} , 主応力方向までの角度 ϕ_P は、それぞれ UFC パネルに貼付した 3 軸のひずみゲージの値から、(式 2.3.2-1) ~ (式 2.3.2-5) を用いて算出した。ただし、最大主応力 σ_{max} が土木学会「超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針 (案)」(以下、UFC 指針) [2.3-3] の (式 2.3.2-6) により算出した UFC 引張強度を上回る場合は当該引張強度とした。図中破線が最大主応力、実線が最小主応力、赤線が圧縮、青線が引張を示す。

両試験体ともに、変形角が大きくなるにつれて、主応力の値およびパネル高さ方向に対する最小主応力方向の角度が大きくなることを確認できる。また、最小主応力方向の角度の増大に伴い、UFC の圧縮強度 (250.0 N/mm²) に達するほどではないものの、圧縮ストラットが形成されている様子が確認できる。また、C-C40T75 では R=+0.5%, C-C40T75M では R=+0.75% で一部の最大主応力が UFC の引張強度を上回った。

$$\sigma_{max} = \frac{E}{1-\nu^2}(\varepsilon_{max} + \nu\varepsilon_{min}) \quad \text{(式 2.3.2-1)}$$

$$\sigma_{min} = \frac{E}{1-\nu^2}(\varepsilon_{min} + \nu\varepsilon_{max}) \quad \text{(式 2.3.2-2)}$$

$$\phi_p = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left\{ \frac{2\varepsilon_d - (\varepsilon_h + \varepsilon_v)}{\varepsilon_h - \varepsilon_v} \right\} \quad \text{(式 2.3.2-3)}$$

$$\varepsilon_{max} = \frac{1}{2} \left[\varepsilon_h + \varepsilon_v + \sqrt{2\{(\varepsilon_h - \varepsilon_d)^2 + (\varepsilon_v - \varepsilon_d)^2\}} \right] \quad \text{(式 2.3.2-4)}$$

$$\varepsilon_{min} = \frac{1}{2} \left[\varepsilon_h + \varepsilon_v - \sqrt{2\{(\varepsilon_h - \varepsilon_d)^2 + (\varepsilon_v - \varepsilon_d)^2\}} \right] \quad \text{(式 2.3.2-5)}$$

$$\sigma_b = 2.59\sigma_T + 1.54 \quad \text{(式 2.3.2-6)}$$

ここで,

ε_h : パネル幅方向のひずみ

ε_v : パネル高さ方向のひずみ

ε_d : パネル幅方向から反時計回りに 45° 回転した方向のひずみ

E : UFC ヤング係数 (材料試験結果より 55.9kN/mm^2)

ν : UFC ポアソン比 (UFC 指針^[2,3-3]より 0.2 とする)

σ_T : UFC 引張強度 (N/mm^2)

σ_b : UFC 曲げ強度 (材料試験結果より 48.1N/mm^2)

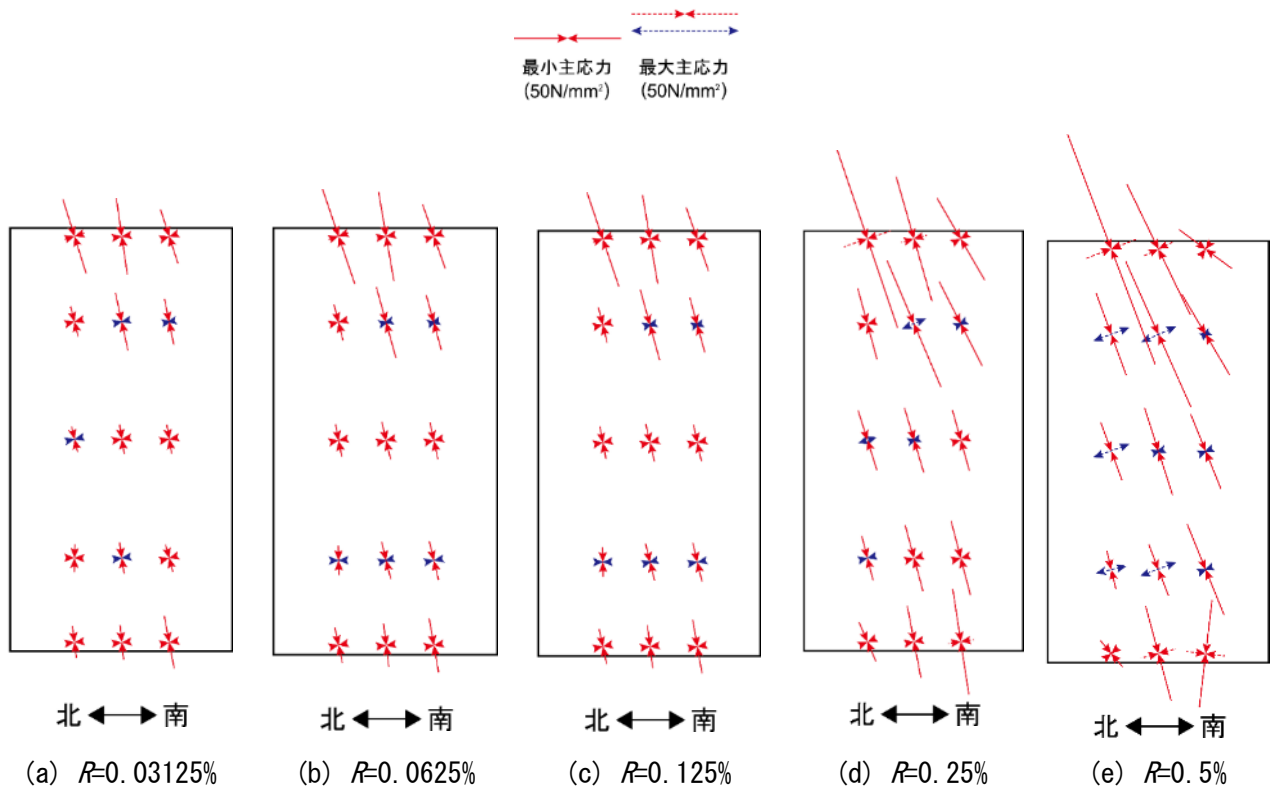


図 2.3.2-18 最大主応力・最小主応力図 (C-40T75)

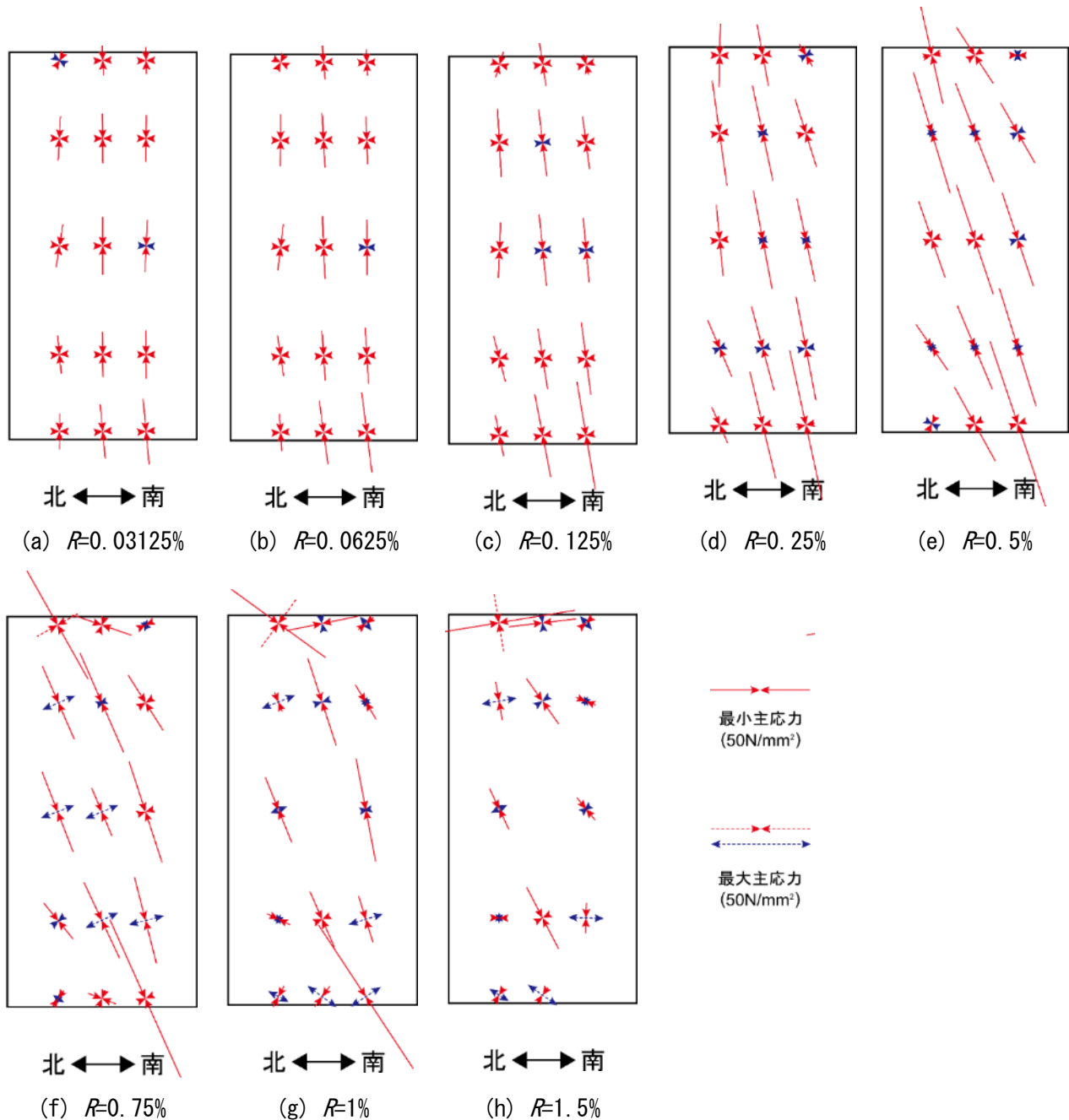


図 2.3.2-19 最大主応力・最小主応力図 (C-C40T75M)

さらに、各試験体において最小主応力の絶対値が最大となった $R=+0.5\%$ サイクルにおける、C-C40T75 柱頭側、C-C40T75M 柱脚側 1 段目の最小主応力を図 2.3.2-20 に示す。最小主応力は圧縮を正とし、図中縦方向の破線はパネル端部位置を示している。また、ひずみゲージから得た 3 点の最小主応力値を線形に近似し、パネル圧縮端部における最小主応力を推定した。その結果を図 2.3.2-20 に併せて示す。近似直線から推定されるパネル圧縮端部の主応力は、C-C40T75 で 170N/mm^2 、C-C40T75M で 136N/mm^2 であった。これは目地モルタルの圧縮強度 (C-C40T75 で 90N/mm^2 、C-C40T75M で 99N/mm^2) を大きく上回っている。UFC パネルおよびコンクリートからの拘束領域を考慮し、目地モルタルの圧縮強度を増大させた場合^[2,3-4] (詳細は 2.4 節に示す) においても、その圧縮強度は C-C40T75 で 144N/mm^2 、C-C40T75M で 154N/mm^2 であり、上述のパネル端部応力はこれと同程度であった。これらを踏まえて、パネル—目地モルタル間での応力伝達を考慮すると、UFC が圧縮強度に達する前に

目地モルタルが圧縮強度に達したことで、本項の(3)で示したように目地モルタルの破壊が先行したと考えられる。

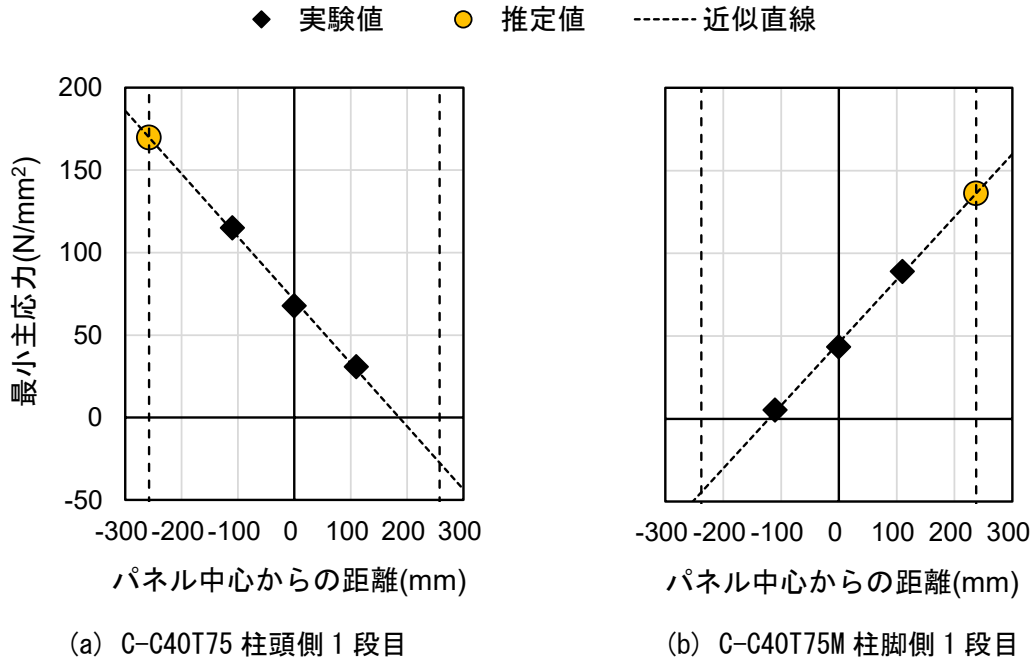


図 2.3.2-20 パネル端部最小主応力 (R=+0.5%)

4) 負担軸力

図 2.3.2-21, 図 2.3.2-22 に各試験体各サイクル 1 回目ピークにおける UFC パネル負担軸力を示す。パネル負担軸力 N_P は、各ひずみゲージ高さごとにおけるパネル高さ方向鉛直応力の平均値 σ_{Pmean} にパネルの断面積 (2 枚分) を乗じて算出した。各ひずみゲージ位置におけるパネル高さ方向鉛直応力 σ_P は、前掲の最大主応力 σ_{max} 、最小主応力 σ_{min} 、主応力方向までの角度 ϕ_P を用いて、以下の (式 2.3.2-7) により算出した。軸力は圧縮を正とする。また、表 2.3.2-5 に各サイクルにおいて算出したパネル負担軸力 N_P の高さ方向における平均値および柱中央高さにおける算出値を示す。

正載荷時においては、C-C40T75 では柱頭側、C-C40T75M ではパネル中央高さ付近から柱脚側にかけて大きな負担軸力を示し、高さ方向の分布においては試験体による違いが見られた。一方で、負担軸力の平均値は両試験体ともに同程度の値を示し、最大で 1136~1183kN となり、これは全軸力の 30% 程度であった。また C-C40T75M では R=+0.75%以降負担軸力が大きく減少した。

負載荷時においては、C-C40T75 では全高さにわたってほとんど引張軸力を負担していなかったのに対し、C-C40T75M ではパネル中央高さ付近で一定の引張軸力を負担していた。

$$\sigma_P = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} - \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{2} \cos 2\phi_P \quad \text{(式 2.3.2-7)}$$

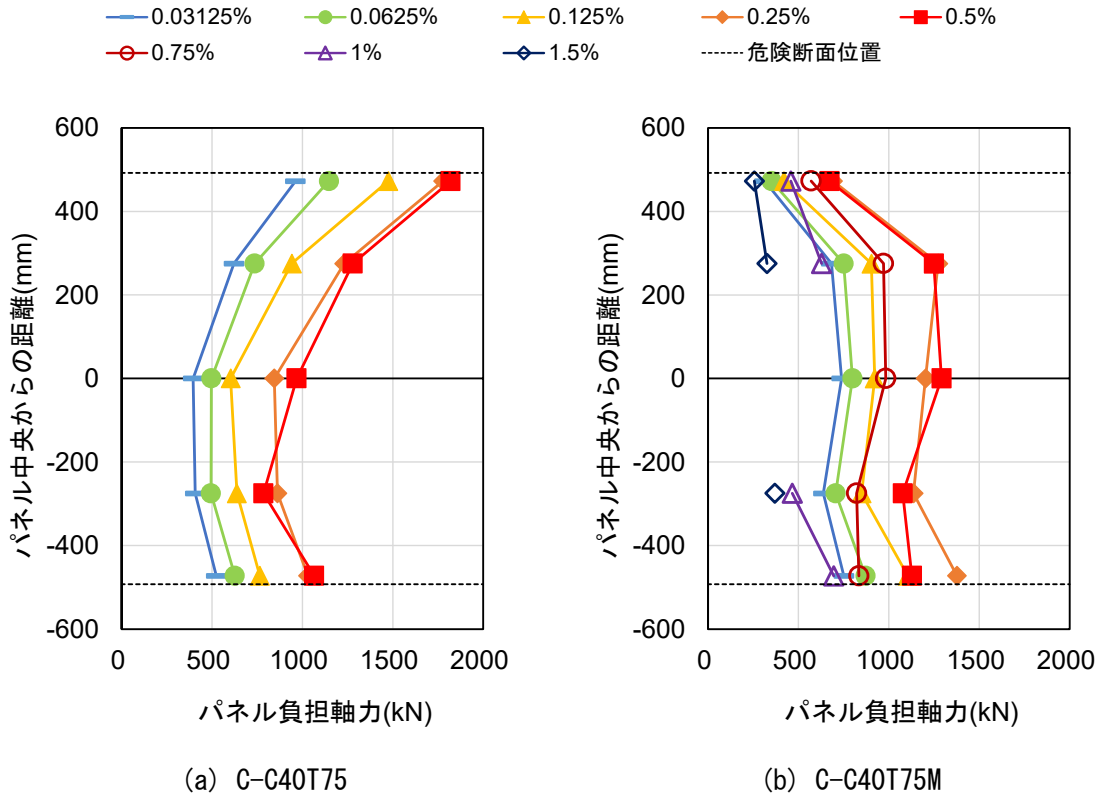


図 2.3.2-21 パネル負担軸力（正載荷時）

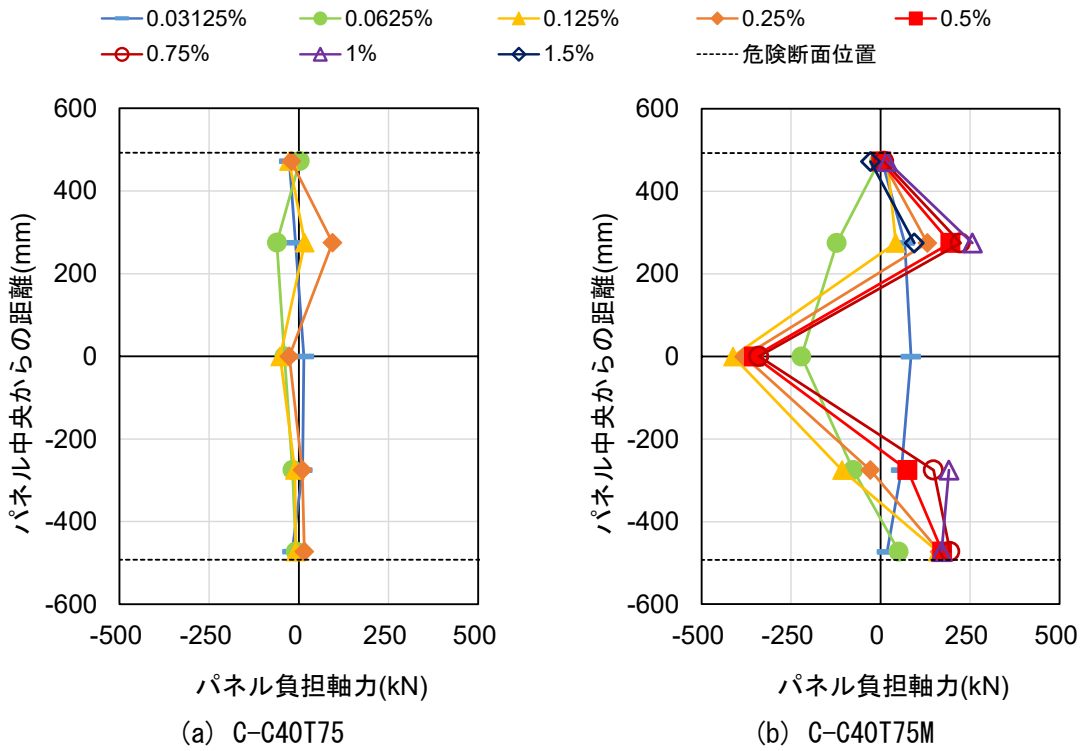


図 2.3.2-22 パネル負担軸力（負載荷時）

表 2.3.2-5 パネル負担軸力

試験体	パネル負担 軸力 (kN)		変形角							
			0.03125%	0.0625%	0.125%	0.25%	0.5%	0.75%	1%	1.5%
C-C40T75	正載荷時	平均	582	700	884	1149	1183	-	-	-
		中央	396	497	603	844	968	-	-	-
	負載荷時	平均	-6	-25	-17	14	-	-	-	-
		中央	14	-40	-52	-27	-	-	-	-
C-C40T75M	正載荷時	平均	625	696	840	1136	1084	836	562 ^{*1}	317 ^{*1}
		中央	739	799	922	1203	1292	984	-	-
	負載荷時	平均	47	-75	-60	-22	18	47	159 ^{*1}	33 ^{*1}
		中央	85	-221	-412	-381	-353	-340	-	-

*1 実験で得られたデータのみでの平均値を示す

5) 負担せん断力

図 2.3.2-23, 図 2.3.2-24 に各試験体各サイクル 1 回目ピークにおける UFC パネル負担せん断力を示す。パネル負担せん断力 Q_P は、各ひずみゲージ高さごとにおけるパネル幅方向せん断応力の平均値 τ_{Pmean} にパネルの断面積 (2 枚分) を乗じて算出した。各ひずみゲージ位置におけるパネル幅方向せん断応力 τ_P は、前掲の最大主応力 σ_{max} , 最小主応力 σ_{min} , 主応力方向までの角度 ϕ_P を用いて、以下の (式 2.3.2-8) により算出した。各高さにおけるパネル幅方向せん断応力の平均値 τ_{Pmean} は、パネル両端部でのせん断応力が 0 になることを踏まえて、パネル断面でのせん断応力分布においてひずみゲージを貼付した 3 点およびパネル両端部 2 点の計 5 点を結ぶ図形を考え、この平均値とした (図 2.3.2-25)。パネル負担せん断力は、試験体全体のせん断力と同じ方向となるように符号を決めた。また、表 2.3.2-6 に各サイクルにおいて算出したパネル負担せん断力 Q_P の高さ方向における平均値および柱中央高さにおける算出値を示す。

正載荷時においては、C-C40T75 では柱頭側の負担せん断力が大きく、全サイクルにおいて C-C40T75M よりも大きなせん断力を負担していた。C-C40T75M では R=1% で大きく負担せん断力が減少した。

負載荷時においては、C-C40T75 では全高さにわたってほとんどせん断力を負担していなかった。C-C40T75M では柱頭、柱脚付近において、試験体全体のせん断力とは反対方向のせん断力が確認された。

$$\tau_P = \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{2} \sin 2\phi_P \quad (\text{式 2.3.2-8})$$

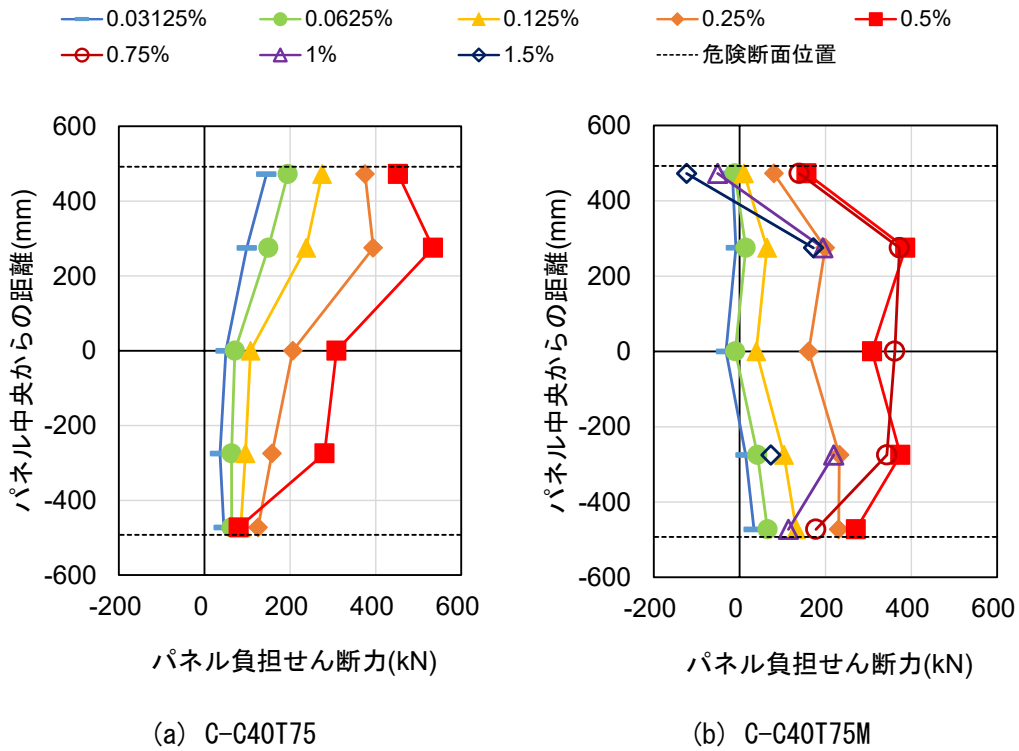


図 2.3.2-23 パネル負担せん断力 (正載荷時)

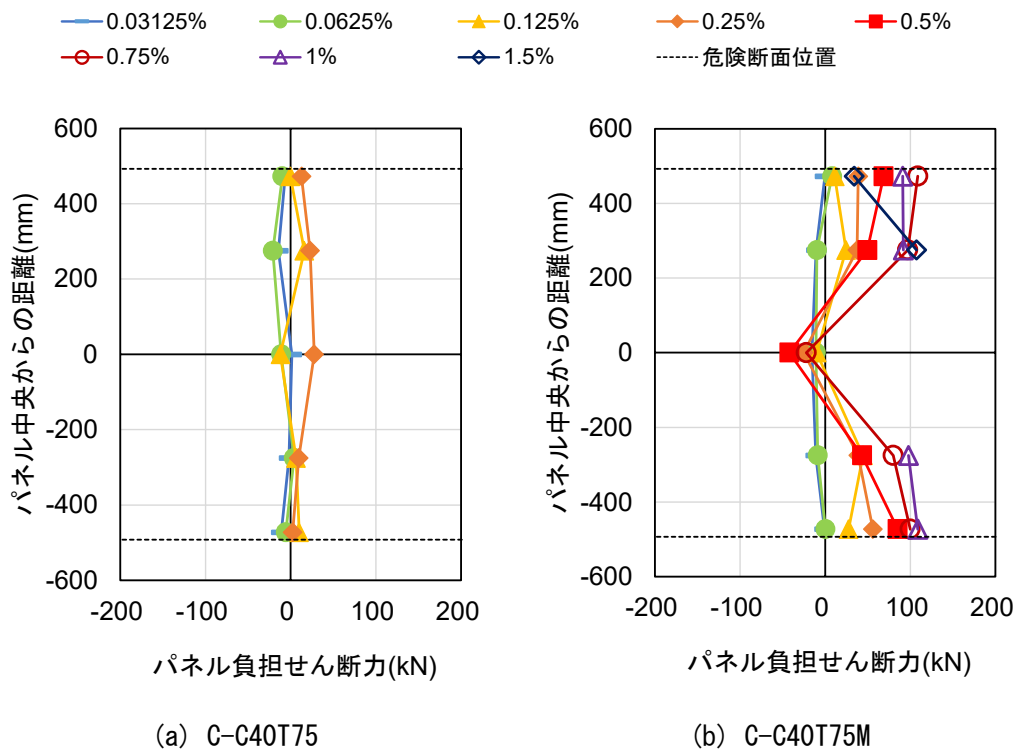


図 2.3.2-24 パネル負担せん断力 (負載荷時)

表 2.3.2-6 パネル負担せん断力

試験体	パネル負担 せん断力(kN)		変形角							
			0.03125%	0.0625%	0.125%	0.25%	0.5%	0.75%	1%	1.5%
C-C40T75	正載荷時	平均	75	109	160	252	331	-	-	-
		中央	50	71	108	207	309	-	-	-
	負載荷時	平均	-7	-9	4	15	-	-	-	-
		中央	1	-11	-12	27	-	-	-	-
C-C40T75M	正載荷時	平均	-2	20	70	181	299	279	119 ^{*1}	40 ^{*1}
		中央	-32	-10	39	161	309	361	-	-
	負載荷時	平均	-8	-4	19	29	41	73	97 ^{*1}	71 ^{*1}
		中央	-16	-11	-10	-25	-42	-22	-	-

*1 実験で得られたデータのみでの平均値を示す

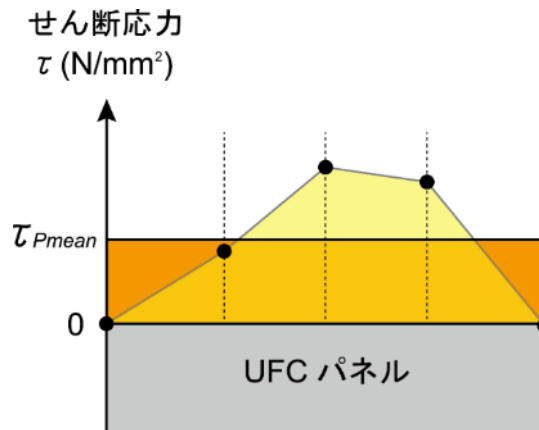


図 2.3.2-25 パネル幅方向せん断応力分布の仮定

(7) パネル負担せん断力－変形角関係

図 2.3.2-26 に各試験体のパネル負担せん断力－変形角関係を示す。パネル負担せん断力は表 2.3.2-6 に示したパネル高さ方向の平均値を、全計測点において同様に算出した。また、図中に UFC パネルひび割れ発生点（図中×）を併せて示す。UFC パネルひび割れ発生点は、パネルに貼付したひずみゲージの値が UFC 引張強度時ひずみを上回った点とし、UFC 引張強度時ひずみは、UFC 引張強度を UFC ヤング係数で除して算出した。なお、図中破線の部分は、実験中に計測不能となった計測点を除外したデータの平均値を示す。

両試験体ともに、パネルにひび割れが発生するまでは、概ね一定の勾配で負担せん断力が上昇しているが、ひび割れ発生後は剛性が低下した。正載荷時における UFC パネルの最大負担せん断力は、C-C40T75 では $Q_{pmax+}=331kN$ （変形角 $R_{pmax+}=0.49\%$ ）、C-C40T75M では $Q_{pmax+}=312kN$ （変形角 $R_{pmax+}=0.61\%$ ）であった。また、負載荷時における UFC パネル負担せん断力は正の値が確認されており、載荷方向とは逆方向のせん断力が見られた。これは、図 2.3.2-12 および図 2.3.2-13 に示した負載荷時におけるせん断変形と対応していると言える。

また、図 2.3.2-27 に、表 2.3.2-6 で算出したパネル負担せん断力平均値の、せん断力－変形角関係における正載荷時の包絡線を示す。水平ジャッキによる水平力を、パネルと柱の負担せん断力合計値と

第2章 損傷後補強として UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

し、その合計値に対するパネル負担せん断力の割合を、縦軸第2軸を取って併せて示す。

C-C40T75 では、小変形時から破壊に至るまで、UFC パネルが試験体全体のせん断力の 40%程度を負担していた。C-C40T75M では、変形角 $R=0.5\%$ まではパネル負担割合が 30~40%を占めていたものの、試験体が最大耐力を記録した $R=0.75\%$ 以降ではわずか 15%程度であった。これは目地モルタルの圧壊により UFC パネルに軸力が流れにくくなったことが原因だと考えられる。

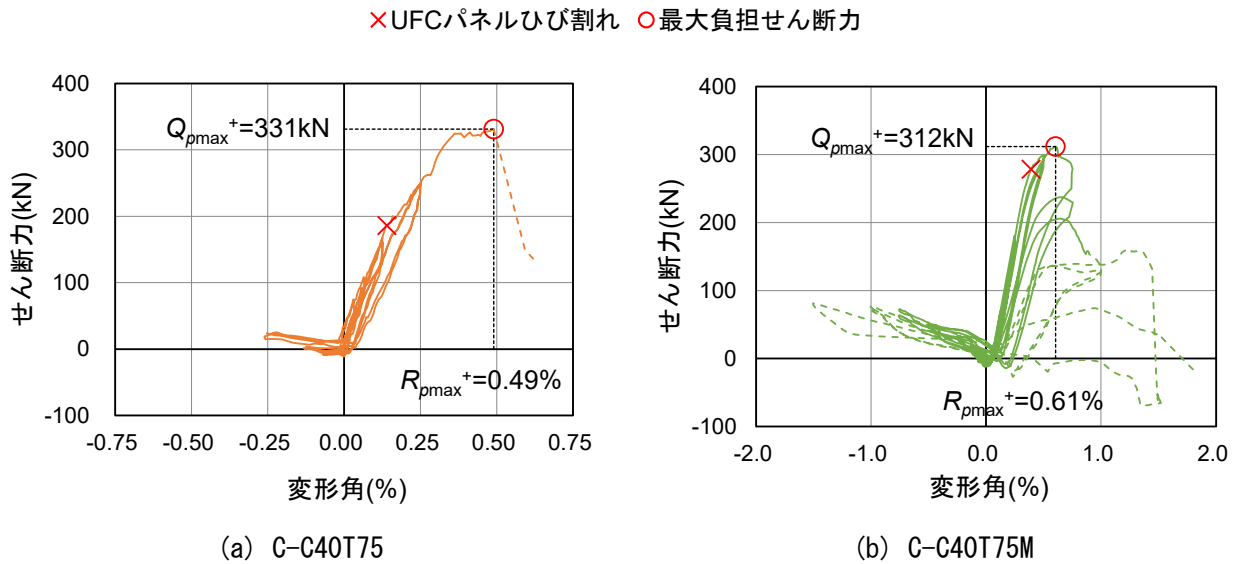


図 2.3.2-26 パネル負担せん断力—変形角関係

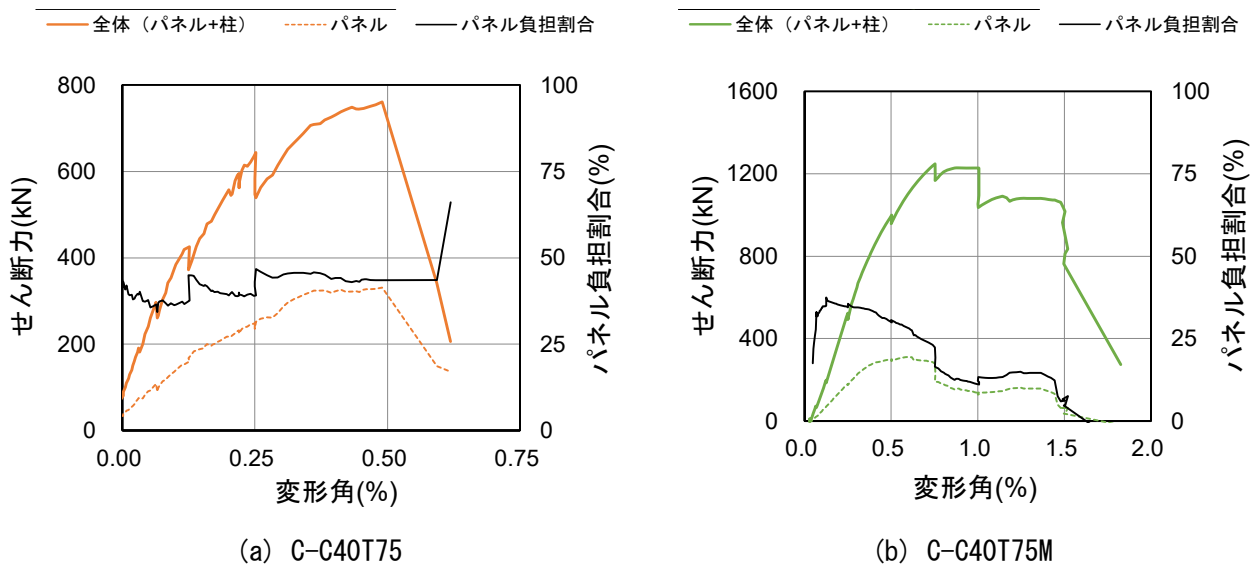


図 2.3.2-27 せん断力—変形角関係

2.3.3 一次載荷と二次載荷の比較

(1) 水平荷重—変形角関係

図 2.3.3-1 に各試験体の水平荷重—変形角関係における一次載荷と二次載荷の比較を示す。図中、○は最大耐力点を示す。また表 2.3.3-1 に各試験体の最大耐力の一次載荷と二次載荷の比較を示す。表 2.3.3-1 には、一次載荷の最終サイクルのピークにおける水平荷重も併せて示す。

C-C40T75 の二次載荷の最大耐力は、一次載荷の最終サイクルピーク点に対しては 2 倍以上の値が得

られたが、一次荷重の最大耐力に対しては 0.74 倍となり、十分な耐力の回復は確認できなかった。また、一次荷重では急激な耐力低下が見られず大変形時まで一定の水平耐力を保持していたのに対し、二次荷重では最大耐力を記録した時点で脆性的に破壊し、それ以降ほとんど耐力を負担できなかった。

C-C40T75M の二次荷重の最大耐力は、一次荷重の最大耐力の 1.14 倍となり 154kN の耐力上昇が確認できた。また、一次荷重の最終サイクルピーク点に対しては 1.25 倍で、耐力が 247kN 上昇した。しかし、R=1.5%サイクルにおいて脆性的に破壊し、図 2.3.3-2 に示す通り、C-C40T75 の一次荷重よりも変形性能が劣る結果となった。

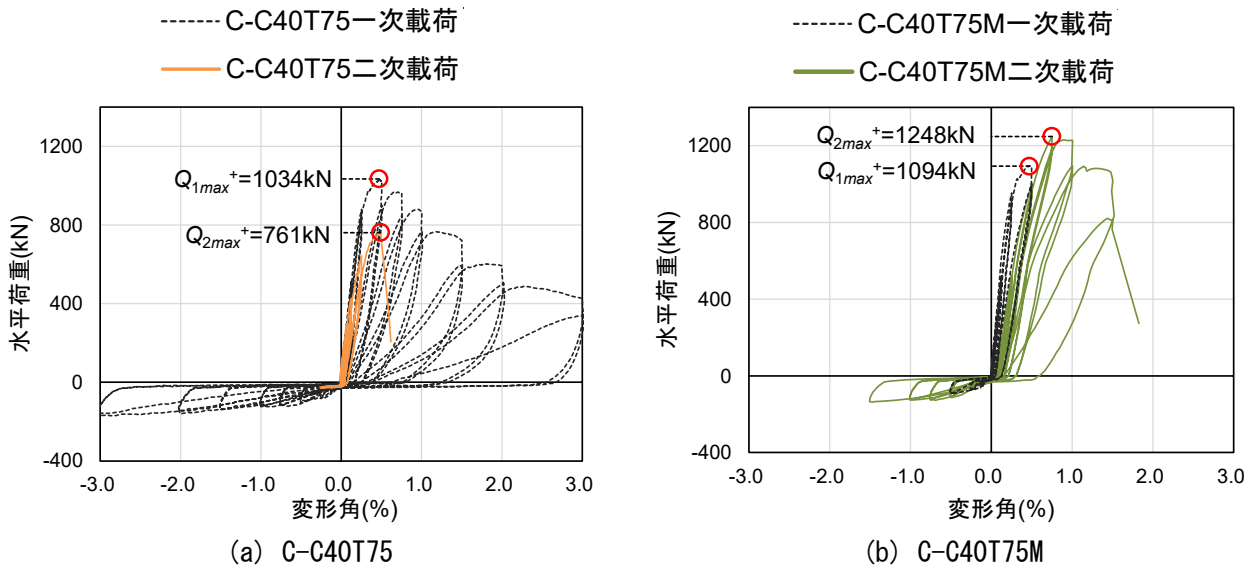


図 2.3.3-1 水平荷重—変形角関係（一次荷重と二次荷重の比較）

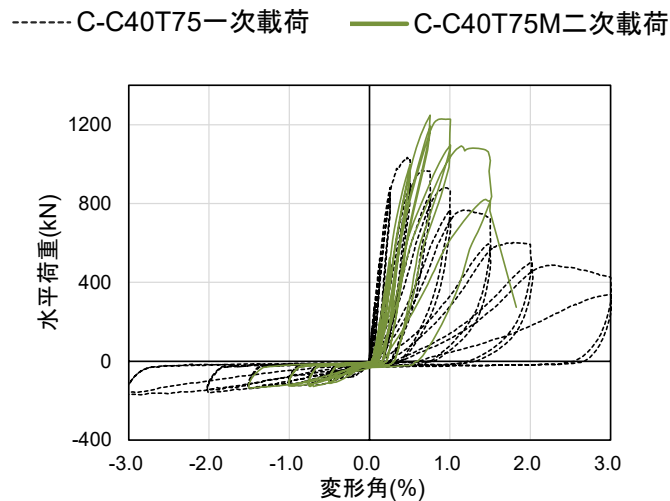


図 2.3.3-2 C-C40T75 一次荷重と C-C40T75M 二次荷重の比較

表 2.3.3-1 最大耐力（一次載荷と二次載荷の比較）

試験体	一次載荷(kN)		二次載荷 最大耐力 Q_{2max} (kN)	$Q_{2max} - Q_{1max}$ (kN) (Q_{2max} / Q_{1max})	$Q_{2max} - Q_{1end}$ (kN) (Q_{2max} / Q_{1end})
	最大耐力 Q_{1max}	最終サイクル ピーク Q_{1end}			
C-C40T75	1034	338	761	-273 (0.74)	+428 (2.25)
C-C40T75M	1094	1001	1248	+154 (1.14)	+247 (1.25)

(2) 剛性

各試験体の二次載荷時部材剛性において、一次載荷初期剛性との比較を図 2.3.3-3 に、一次載荷最終サイクルの剛性との比較を図 2.3.3-4 に示す。図中には、各水平荷重—変形角関係（包絡線）を併せて示す。一次載荷最終サイクルの剛性は、当該最終サイクル 1 点目とそのサイクルにおける最大荷重の 1/3 時点の 2 点間における水平荷重の増分を、同 2 点間における上下スタブ相対水平変位の増分で除して算出した。表 2.3.3-2 に比較した結果をまとめる。

C-C40T75 の二次載荷時剛性は、一次載荷初期剛性の 0.90 倍となり、補修補強前の剛性を上回る剛性は得られなかった。一次載荷最終サイクルの剛性に対しては 32.3 倍となり、剛性の大幅な回復が見られた。

C-C40T75M の二次載荷時剛性は、一次載荷初期剛性の 0.50 倍となったが、これは一次載荷最終サイクルの剛性とほぼ同等の値であり、補強による剛性の増大は見られなかった。

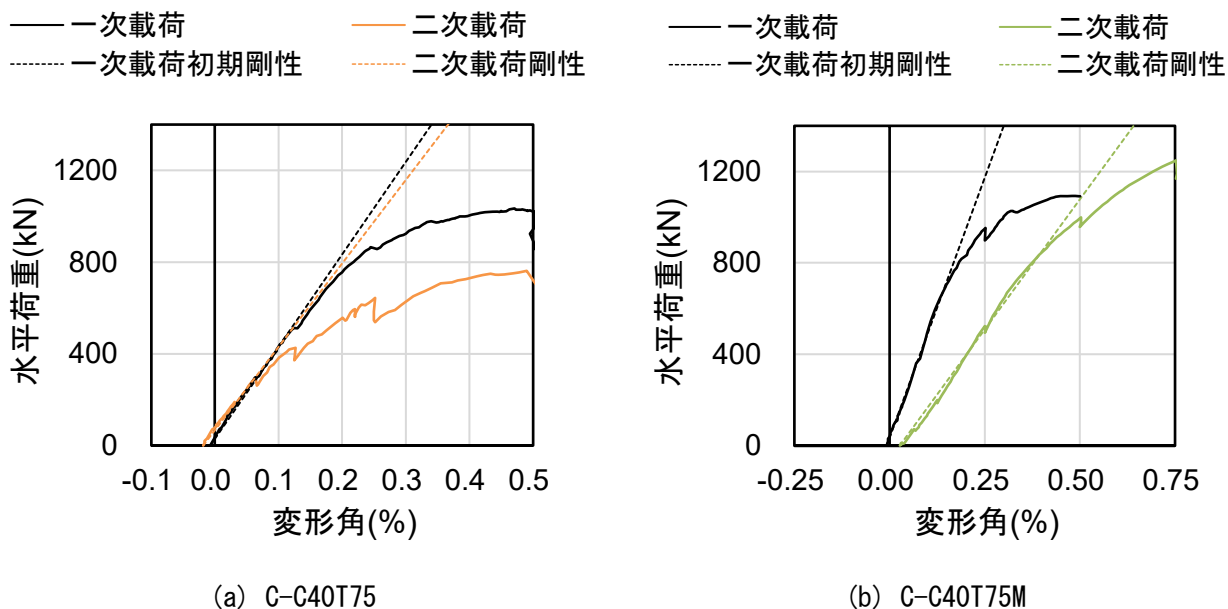
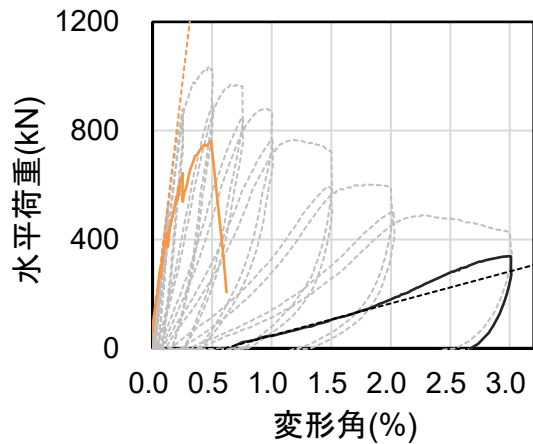
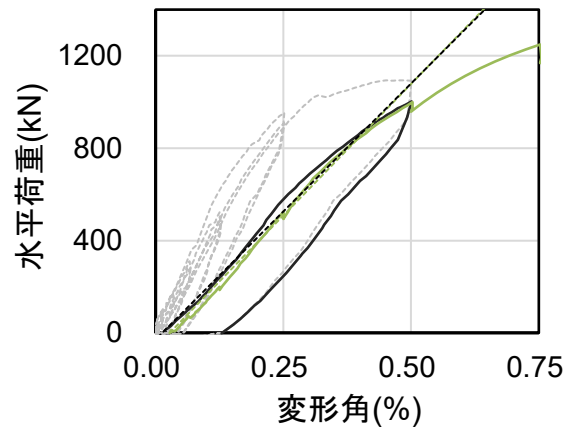


図 2.3.3-3 剛性（一次載荷と二次載荷の比較）

— 一次荷重最終サイクル — 二次荷重包絡線 — 一次荷重最終サイクル — 二次荷重包絡線
 一次荷重最終サイクル剛性 二次荷重剛性 一次荷重最終サイクル剛性 二次荷重剛性



(a) C-C40T75



(b) C-C40T75M

図 2.3.3-4 剛性（一次荷重最終サイクルと二次荷重の比較）

表 2.3.3-2 試験体剛性（一次荷重と二次荷重の比較）

試験体	一次荷重時 (kN/mm)		二次荷重時剛性 K_2 (kN/mm)	$K_2 - K_1$ (kN/mm) (K_2 / K_1)	$K_2 - K_{1end}$ (kN/mm) (K_2 / K_{1end})
	初期剛性 K_1	最終サイクル K_{1end}			
C-C40T75	393	11	355	-38 (0.90)	+344 (32.3)
C-C40T75M	444	216	222	-222 (0.50)	+6 (1.03)

(3) 考察

C-C40T75 二次荷重における部材剛性は、断面修復および UFC パネル補強により一次荷重の最終サイクルの剛性と比較して大幅に向上した。一方で、一次荷重において座屈していた主筋に対する補修や補強を行わなかったことを踏まえて、一次荷重での既存柱の損傷が大きかったことから、2.3.2 項(5)で示したように、破壊直前まで全圧縮に近い目地部の変形が得られたと考えられる。結果として、目地モルタルが全幅に対して脆性的に圧壊して破壊に至り、最大耐力は一次荷重時の 74%に留まった。C-C40T75 一次荷重終了時のように、損傷度 V 相当の損傷を受けた柱に対する補修補強としては、本実験で実施した補修、補強方法では十分でないと考えられる。

C-C40T75M 二次荷重における部材剛性は、一次荷重最終サイクルの剛性とほとんど同じであった。これは、UFC パネルが軸力の一部を負担することにより既存柱の負担軸力が減少し、既存柱の剛性が相対的に低下する一方で、UFC パネル補強部の寄与により剛性が増大することで、結果として補強前と同程度の部材剛性に留まっているからだと考えられる。しかし、最大耐力は一次荷重時と比較して 14%の上昇が見られた。最大耐力は、目地モルタルの損傷状況や、UFC パネルのひび割れ幅および負担せん断力等の推移から、目地モルタルが圧壊してパネル負担せん断力が減少することにより決定されたと考えられる。最大耐力以降は目地モルタルの圧壊に伴い UFC パネルが剥がれるような損傷が見られ、最終的には正面では目地モルタルが全幅に対し圧壊、裏面では UFC パネルがせん断破壊し、R=1.5%サイクルで急激に耐力が低下した。総括して、一次荷重において最大耐力を発揮する程度の変形を経験し

第2章 損傷後補強として UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

た C-C40T75M に関しては、UFC パネル補強による剛性の向上は見られなかったものの最大耐力の向上は確認された。一方で、目地モルタルの圧壊に起因して最大耐力が決定され、また脆性的な破壊に至り、変形性能については課題を残す結果となった。

参考文献 (2.3 節)

- [2.3-1] 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，2016.3
- [2.3-2] 向井智久ほか：実験データベースを用いた鉄筋コンクリート造部材の構造特性評価式の検証，建築研究資料，No.175，2016.11
- [2.3-3] 土木学会：超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針（案），2004
- [2.3-4] 今井和正ほか：超高強度プレキャスト柱における接合モルタルの圧縮特性，コンクリート工学，第 48 巻 2 号，pp.24-30，2010

2.4 補強効果の評価

2.4.1 はじめに

本節では、本研究で使用した試験体について、UFC パネル補強の効果を含めた試験体の曲げ終局耐力、せん断終局耐力および UFC パネル接着接合部破壊時耐力を算出し、実験結果との比較を行う。耐力の算定には実験における材料試験結果を用い、柱コンクリートの圧縮強度には二次載荷時の値を使用した。

2.4.2 曲げ終局耐力

曲げ終局耐力は、文献[2.4-1]を参考にして、文献[2.4-2]の等価ストレスブロック法を用いた曲げ理論式に、UFC パネルによる補強効果の項を追加して評価した。軸方向力の釣り合いから、(式 2.4.2-1)を解いて中立軸深さ x_{n1} を算出し、(式 2.4.2-2) から曲げ終局耐力を算出した。算定において、既存部と UFC パネルのひずみ分布が同じであると仮定し、断面内の応力、ひずみ分布が図 2.4.2-1 のように表せるとした。既存部コンクリートの応力分布は文献[2.4-3]を参考に ACI Building Code によるストレスブロック係数をもとに評価し、UFC パネルは三角形の応力分布を仮定した。主筋の応力—ひずみ関係は降伏点を折れ点とするバイリニアモデル（降伏後は降伏強度で一定とする）を仮定した。

$$0 = k_1 k_3 f'_c x_{n1} b + \frac{1}{2} \varepsilon_{cu} E_{UFC} t_{UFC} x_{n1} + \sum A_{sc} \sigma_{sc} - \sum A_{st} \sigma_{st} - N \quad (\text{式 2.4.2-1})$$

$$M_{mu} = -k_1 k_2 k_3 f'_c (x_{n1})^2 b - \varepsilon_{cu} E_{UFC} t_{UFC} \frac{(x_{n1})^2}{6} - \sum A_{sc} \sigma_{sc} d_c + \sum A_{st} \sigma_{st} d_t + N \cdot g \quad (\text{式 2.4.2-2})$$

ここで

N : 軸方向力(N)

M_{mu} : 曲げ終局耐力(Nmm)

Q_{mu} : 曲げ終局耐力時せん断力(N) ($=M_{mu}/(h/2)$)

h : 柱内法高さ(mm)

f'_c : コンクリート圧縮強度(N/mm²)

b : 柱幅(mm)

k_1 : ストレスブロック係数 1 ($=0.85-0.05(f'_c-28)/7$)

k_2 : ストレスブロック係数 2 ($=0.5k_1$)

k_3 : ストレスブロック係数 3 ($=0.85$)

x_{n1} : 圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

ε_{cu} : コンクリート圧縮限界ひずみ ($=0.003$)

E_{UFC} : UFC パネルの弾性係数(N/mm²)

t_{UFC} : UFC パネルの厚さ (2 枚) (mm)

A_{sc} : 各圧縮側鉄筋の断面積(mm²)

σ_{sc} : 各圧縮側鉄筋の応力度(N/mm²)

d_c : 圧縮縁から各圧縮側鉄筋までの距離(mm)

A_{st} : 各引張側鉄筋の断面積(mm²)

σ_{st} : 各引張側鉄筋の応力度(N/mm²)

d_t : 圧縮縁から各引張側鉄筋までの距離(mm)

g : 圧縮縁から重心位置までの距離(mm)

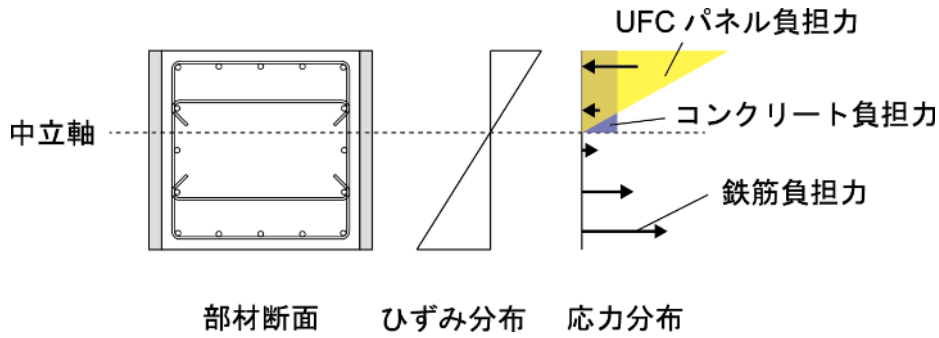


図 2.4.2-1 断面内の応力，ひずみ分布（概念図）

計算結果を表 2.4.2-1 に示す。ここで，(式 2.4.2-1)，(式 2.4.2-2) で算出した曲げ終局耐力は，目地モルタルの影響を無視しているが，実験では目地モルタルの損傷が顕著であったため，(式 2.4.2-1)，(式 2.4.2-2) における UFC パネルの弾性係数 E_{UFC} を目地モルタルの弾性係数 E_M に置き換えた場合の曲げ終局耐力も算出した。また，UFC パネル負担軸力，負担せん断力を表 2.4.2-1 に併せて示す。

表 2.4.2-1 曲げ終局耐力時せん断力

試験体	算定方法	曲げ終局耐力時 せん断力 Q_{mu} (kN)	UFC パネル	
			負担軸力 (kN)	負担せん断力 (kN)
C-C40T75	目地モルタル考慮	1430	711	243
	目地モルタル無視	1535	1104	397
C-C40T75M	目地モルタル考慮	1432	574	187
	目地モルタル無視	1503	956	325

2.4.3 せん断終局耐力

せん断終局耐力は，既存部と UFC パネルで別々に求めたせん断終局耐力を累加することにより算出した。

UFC パネルのせん断終局耐力は，文献[2.4-4]におけるアーチ機構負担せん断力の(式 2.4.3-1)を用いて算出した。中立軸位置は文献[2.4-4]を参考に，以下の(式 2.4.3-2)により，アーチ機構の角度 θ は図 2.4.3-1 のように，(式 2.4.3-3)により算出した。有効強度係数 v_0 は，せん断ひび割れが発生することによる圧縮強度の低減を考慮するためのものであるが，UFC は高い引張強度を有しておりその影響は小さいと考えられるため， $v_0=1.0$ とした。UFC パネル負担軸力は，既存コンクリートと UFC のヤング係数比 n を考慮した UFC パネル等価断面積 nA_{UFC} と柱断面積 A_c の比から，(式 2.4.3-4)により算出した。また，目地モルタルの圧縮強度 σ_M は文献[2.4-5]を参考にして，図 2.4.3-2 のような UFC パネルおよびコンクリートからの拘束領域を考慮し，(式 2.4.3-5)により圧縮強度を上昇させた。

$$Q_{sup} = \frac{1}{2} v_0 \sigma_{UFC} t_{UFC} x_{n2} \sin 2\theta \quad (\text{式 2.4.3-1})$$

$$x_{n2} = \frac{D}{4} (1 + 2\eta) \quad (\text{式 2.4.3-2})$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{D - x_n}{L} \quad (\text{式 2.4.3-3})$$

$$N_{UFC} = N_{max} \times \frac{nA_{UFC}}{A_c} \quad (\text{式 2.4.3-4})$$

$$\sigma_{mc} = \sigma_m + 69 \left(1 - \frac{l}{\sqrt{3}t}\right) \left(1 - \frac{l}{\sqrt{3}D}\right) \quad (\text{式 2.4.3-5})$$

ここで

Q_{sup} : UFC パネルせん断終局耐力(N)

v_0 : 有効強度係数 (=1.0)

σ_{UFC} : UFC 圧縮強度(N/mm²)

x_{n2} : 中立軸位置(mm)

θ : アーチ機構の角度

η : UFC パネル軸力比 (= $N_{UFC} / (t_{UFC} \times D \times \sigma_{UFC})$)

N_{UFC} : UFC パネル負担軸力(N)

t_{UFC} : UFC パネルの厚さ (2枚) (mm)

D : UFC パネルせい(mm)

L : UFC パネル長さ(mm)

N_{max} : 試験体目標圧縮軸力(N)

n : 既存コンクリートと UFC のヤング係数比 (= E_{UFC} / E_c)

A_{UFC} : UFC パネル断面積(mm²),

A_c : 既存柱断面積(mm²)

σ_{mc} : 拘束領域を考慮した目地モルタル圧縮強度(N/mm²)

σ_m : 材料試験における目地モルタル圧縮強度(N/mm²)

l : 目地高さ(mm)

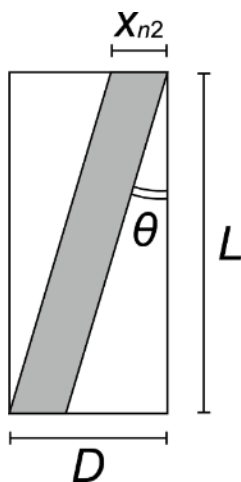


図 2.4.3-1 アーチ機構の角度

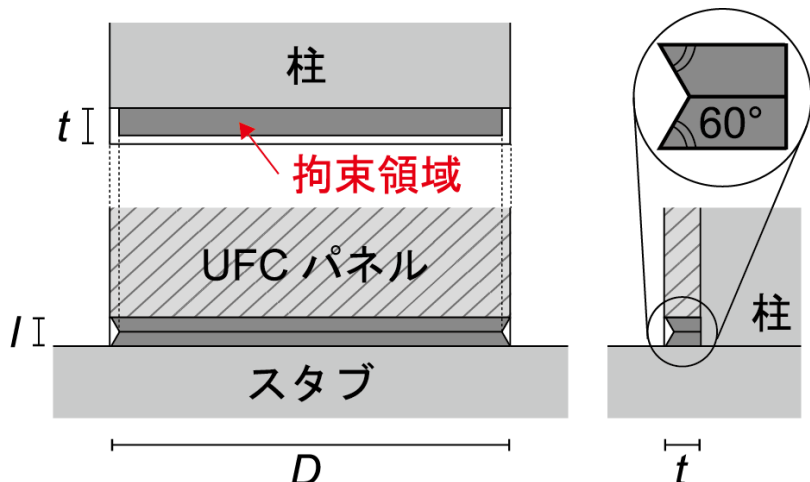


図 2.4.3-2 目地モルタルの拘束領域

既存部せん断終局耐力は RC 保有水平耐力規準^[2.4.6]に示される (式 2.4.3-6) に基づいて算出した。既存部負担軸力は実験での試験体目標圧縮軸力から UFC パネル負担軸力を差し引いて算出した。

$$Q_{suc} = \left\{ \frac{0.068p_t^{0.23}(f'_c + 18)}{M/(Qd) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w\sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} bj \quad (\text{式 2.4.3-6})$$

ここで

Q_{suc} : 既存部せん断終局耐力(N)

p_t : 引張鉄筋比(%)

f'_c : コンクリート圧縮強度(N/mm²)

$M/(Qd)$: せん断スパン比

d : 有効せい(mm)

p_w : 帯筋比

σ_{wy} : 帯筋の降伏強度(N/mm²)

σ_0 : 軸方向応力度(N/mm²) ($=N_C/(bD)$), ただし $\sigma_0 \leq 0.4f'_c$ (N/mm²)とする)

N_C : 既存部負担軸力(N) ($=N_{max}-N_{UFC}$)

b : 柱幅(mm)

j : 応力中心間距離(mm)

計算結果を表 2.4.3-1 に示す。ここで、(式 2.4.3-1) で算出した UFC パネルせん断終局耐力は、目地モルタルがパネル破壊時まで圧縮強度を保持した場合の耐力であることから、目地部が圧縮強度に達した時点での UFC パネル負担せん断力として、(式 2.4.3-1) における UFC 圧縮強度 σ_{UFC} を目地モルタル圧縮強度 (拘束領域考慮) σ_{mc} に置き換えた場合においても算出した。計算結果を表 2.4.3-1 に併せて示す。

表 2.4.3-1 せん断終局耐力

試験体	算定方法	せん断終局耐力 Q_{su} (kN)	UFC パネル	
			負担軸力(kN)	負担せん断力(kN)
C-C40T75	目地破壊時	1343	777	431
	パネル破壊時	1661		749
C-C40T75M	目地破壊時	1393	693	397
	パネル破壊時	1642		646

2.4.4 パネル接着接合部破壊時耐力

C-C40T75M では、目地モルタルの圧壊に伴い、UFC パネルと既存柱の接着接合部での損傷が顕著となったことから、本項では UFC パネル接着接合部破壊時耐力を算出する。ここでは目地が圧縮破壊し、応力伝達ができないという仮定のもと、文献[2.4-7]を参考にして以下の(式 2.4.4-1)により算出した。UFC パネル接着接合部破壊時耐力は、図 2.4.4-1 に示すように UFC パネルを 4 つの領域に分割し、接着材を介して伝達される力が各領域の中心に生じるとして、略算的に算出した。UFC パネルとコンクリートの接着接合部せん断強度は、既往の研究[2.4-8]より、コンクリートの引張強度における一般的な(式 2.4.4-2) によって概ね推定できることが報告されており、これを用いて算出した。

本実験においては、接着材と既存柱の界面での損傷とカバーコンクリートとコアコンクリートの境界付近における損傷の 2 通りの損傷状況が見られたことから、UFC パネル接着面積には、前者を想定し接着面積としてパネル全断面積を有効とする場合 A と、後者を想定して帯筋による断面欠損を考慮する

場合 A_e の 2 通りで計算した。計算結果を表 2.4.4-1 に示す。

$$Q_{pup} = 2 \times \frac{A}{2} \frac{D}{\sqrt{D^2 + L^2}} \cdot \tau_{amin} \quad (\text{式 2.4.4-1})$$

$$\tau_{amin} = 0.33\sqrt{f'_c} \quad (\text{式 2.4.4-2})$$

ここで

Q_{pup} : UFC パネル接着接合部破壊時耐力(N)

A : UFC パネル接着面積(mm²) (=D×L)

A_e : UFC パネル有効接着面積(mm²) (=D×L-n×d×l)

n : 帯筋本数

d : 帯筋径(mm)

l : 帯筋見付け長さ(mm)

D : UFC パネルせい(mm)

L : パネル長さ(mm)

τ_{amin} : 接着接合部せん断強度(N/mm²)

f'_c : コンクリート圧縮強度(N/mm²)

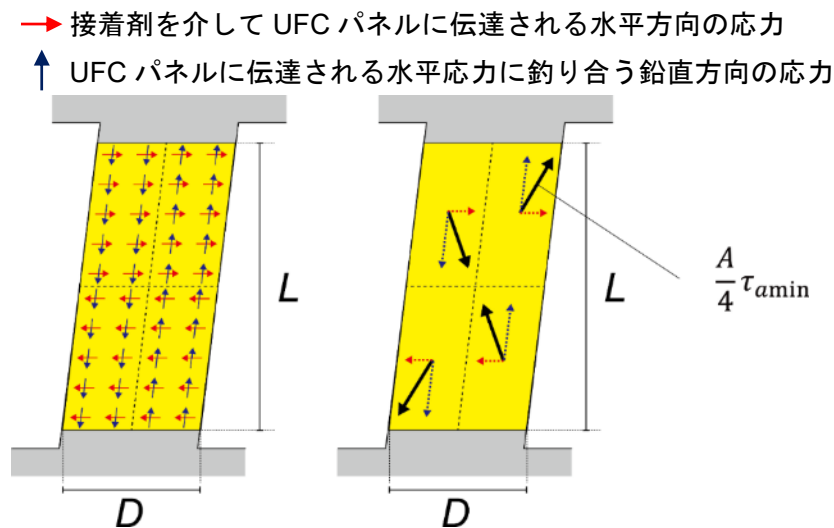


図 2.4.4-1 接着接合部破壊時耐力の概要

表 2.4.4-1 接着接合部破壊時耐力

試験体	算定方法	パネル接着接合部耐力 Q_{pup} (kN)
C-C40T75	帯筋による欠損考慮	426
	帯筋による欠損非考慮	489
C-C40T75M	帯筋による欠損考慮	427
	帯筋による欠損非考慮	497

2.4.5 実験結果との比較

表 2.4.5-1 に、C-C40T75M における実験最大耐力およびパネル負担せん断力の実験値を、上述の計算値と併せて示す。各計算値を比較すると、せん断終局耐力の目地破壊時が最も小さく 1393kN であっ

第2章 損傷後補強として UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

た。これは 2.3 節（実験結果）の考察でも示したように、実験最大耐力が目地モルタルの圧壊に起因して決定されたことを示している。

最大耐力の実験値と計算値（1393kN）を比較すると、実験値／計算値は 0.90 となり、計算値が実験値を上回った。これは、本計算方法では一次載荷における既存柱の損傷を考慮しておらず、計算値が過大に評価されているためと考えられる。また、図 2.4.5-1 に、軸力とせん断終局耐力算定時における UFC パネル負担せん断力の関係を示す。図中には C-C40T75M のパネル中央高さ位置における実験結果（各サイクル 1 回目ピーク点）も併せて示す。これより、実験値が目地破壊時のパネル負担せん断力を上回ることはないものの、近い値を示していることが確認できる。本実験結果におけるパネル負担せん断力は、その算出方法により実際の値よりやや低い値を示している可能性がある（詳細は 2.5 節で示す）ことを踏まえると、実験において目地モルタルの圧壊が見られたことを、計算値が捉えているものだと考えられる。一方で、本せん断終局耐力は、既存柱と UFC パネルの負担せん断力を単純累加することで算出しているが、実際は柱とパネルが同時にそれぞれの終局耐力を発揮することは考えにくく、両者の変形を考慮した試験体としてのせん断終局耐力を適切に評価する必要がある。これら補強方法の評価手法に関する詳細な検討は 2.5 節（有限要素解析を用いた検討）で行う。

また、パネル中央高さ位置におけるパネル負担せん断力の実験最大値は、帯筋による欠損を考慮したパネル接着接合部耐力と比較して、実験値／計算値は 0.90 となった。実験値は当該耐力を下回っているものの近い値を示しており、これは、実験において実際にパネル接着接合部での損傷が見られたことを示しているものだと考えられる。

表 2.4.5-1 実験値と計算値との比較 (C-C40T75M)

	実験値 (kN)		計算値 (kN)					
	高さ方向の平均値	中央高さ位置の値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力		接着接合部耐力	
			目地考慮	目地非考慮	目地破壊時	パネル破壊時	帯筋による欠損考慮	帯筋による欠損非考慮
柱+パネル	1248		1432	1503	1393	1642	-	-
パネル	312	386	187	325	397	646	427	497

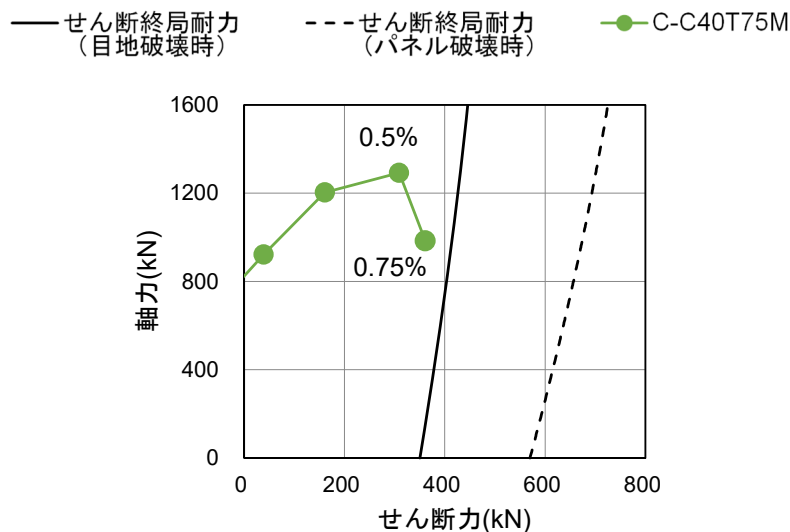


図 2.4.5-1 軸力—パネル負担せん断力関係

参考文献 (2.4 節)

- [2.4-1] 久保佳祐ほか：UFC パネル補強した RC 造袖壁付き柱の骨格曲線評価，コンクリート工学会年次論文報告集，Vol.40，No.2，pp.973-978，2018
- [2.4-2] 国土交通省国土技術政策総合研究所，国立研究開発法人建築研究所監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，2020
- [2.4-3] 日本建築学会：プレストレストコンクリート造建築物の性能評価型設計施工指針（案）・同解説，2015.2
- [2.4-4] 日比野陽ほか：横補強筋量が少ない鉄筋コンクリート柱部材の圧縮ストラット形状の変化と終局せん断強度，日本建築学会構造系論文集，No.677，pp.1113-1122，2012.7
- [2.4-5] 今井和正ほか：超高強度プレキャスト柱における接合モルタルの圧縮特性，コンクリート工学テクニカルレポート，第 48 巻 2 号，pp24-30，2010
- [2.4-6] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算基準(案)・同解説，2016
- [2.4-7] 以頭秀司ほか：鋼板を片面に貼り付けてせん断補強した既存 RC 柱の力学性状（その 1～その 2），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造IV，pp251-254，2013.8
- [2.4-8] 坂下雅信ほか：分割したプレキャスト UFC パネルをブレース状に貼り付けた RC 造部材の耐震補強効果に関する研究，コンクリート工学会年次論文報告集，Vol.39，No.2，pp.895-900，2017

2.5 有限要素解析

2.5.1 はじめに

本節では、FINAL/V11^[2.5-1]を用いて本研究の試験体 C-C40T75（一次载荷のみ対象）および C-C40T75M に対する有限要素解析を行い、水平荷重—変形角関係および UFC パネルや目地モルタルの応力状態などを中心に実験結果を追跡した。さらに、当該解析モデルを用いて、一次载荷での損傷の度合いやパネルの厚さ、形状などをパラメータとしたパラメトリックスタディを行った。

2.5.2 有限要素解析を用いた実験結果追跡

(1) モデル化概要

各試験体の解析モデル概形を図 2.5.2-1 に、断面詳細を図 2.5.2-2 に示す。本検討では、面外方向の対称性を利用し柱試験区間および上下スタブの一部を载荷直交方向に分割した半分の断面のみをモデル化し、切断面の载荷直交方向の変位を拘束した。原試験体コンクリート、UFC、目地モルタルは六面体要素、柱主筋および帯筋は線材要素を用いてモデル化した。UFC パネルの接着に用いた接着材は 8 節点フィルム要素でモデル化した。また、主筋の節点とコンクリートの節点の間に接合ライン要素を挿入することで主筋とコンクリート間の付着の影響を考慮し、さらに目地モルタルスタブ間にひび割れ接合要素を挿入することで、当該面が接触している時のみ十分な剛性をもって応力伝達が行われるものとした。軸力および水平力は上スタブ頂部の柱重心位置（図 2.5.2-1(a)の赤丸）に節点荷重として作用させ、加力点周辺の要素には十分な剛性を与えた。また、下スタブ下端のコンクリートおよび主筋の全節点は完全固定とした。解析は 2.2.5 項の経路に沿うように軸力と水平力を制御し、上下スタブの平行を保つように行った。

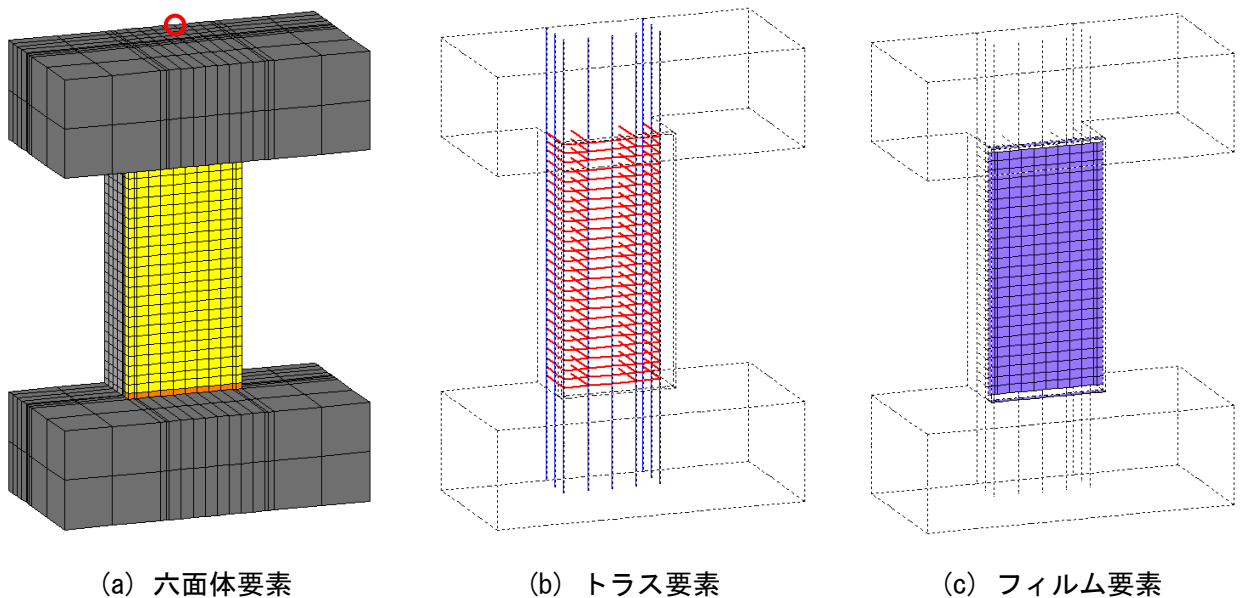


図 2.5.2-1 解析モデル概形

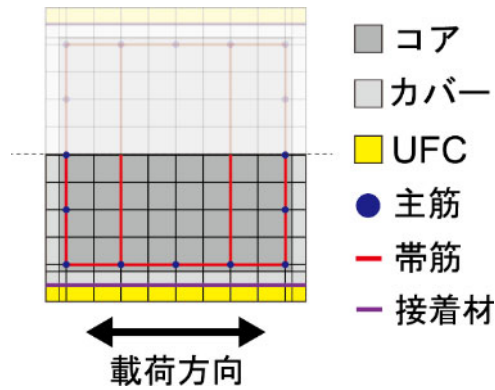


図 2.5.2-2 解析モデル断面詳細

(2) 材料構成則

1) コンクリート, UFC, 目地モルタル

解析で用いた材料特性は、基本的には 2.2.3 項で示した材料試験結果を用いたが、コンクリートの引張強度 f_t (N/mm²)はコンクリート圧縮強度 f'_c から (式 2.5.2-1) [2.5-2]により、UFC の引張強度 f_{tUFC} (N/mm²)は UFC 曲げ強度 f_{bUFC} から (式 2.5.2-2) [2.5-3]により、目地モルタルの引張強度 f_{tM} (N/mm²)は文献[2.5-4]を参考にモルタル圧縮強度 f'_{cM} から (式 2.5.2-3) によりそれぞれ算出した。

$$f_t = 0.33\sqrt{f'_c} \quad \text{(式 2.5.2-1)}$$

$$f_{tUFC} = (f_{bUFC} - 1.54)/2.59 \quad \text{(式 2.5.2-2)}$$

$$f_{tM} = 1.40 \left(\frac{f'_{cM}}{10} \right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{(式 2.5.2-3)}$$

試験区間内コンクリート, UFC および目地モルタルに使用した材料構成則を表 2.5.2-1 にそれぞれ示す。コンクリートはスタブと柱試験区間で分けてモデル化し、スタブは弾性とした。圧縮応力-ひずみ関係には、修正 Ahmad モデル[2.5-5]を基本的に採用したが、カバーコンクリートの圧縮軟化域に関しては圧壊による解析の不安定化を防ぐため中村・梶貝モデル[2.5-6]を採用した。また、UFC および目地モルタルの応力上昇域に関しては線形モデルとした。三軸応力下の破壊条件には、畑中らの係数[2.5-5]を適用して、Ottosen の 4 パラメータモデルを採用した。引張応力-ひずみ関係には、コアコンクリートに関しては長沼・山口のモデル[2.5-7]を使用し、拘束コンクリートとしての Tension-stiffening を考慮し、カバーコンクリートおよび目地モルタルに関しては引張強度以降引張応力を負担しないものとした。UFC は UFC 指針[2.5-3]に基づき、図 2.5.2-3 に示す引張応力-ひずみ曲線を設定した。ひび割れ発生後のせん断伝達特性には、コアコンクリートに関しては長沼の提案モデル[2.5-8]を採用し、カバーコンクリートおよび UFC, 目地モルタルに関しては Al-Mahaidi モデル[2.5-9]を採用した。また、既存のひび割れと新たなひび割れのなす角度の最小値は 20° とした。繰り返し応力下の履歴特性には長沼・大久保による曲線モデル[2.5-10]を採用した。

表 2.5.2-1 材料構成則（コンクリート・UFC・目地モルタル）

		コンクリート		UFC	目地モルタル
		カバー	コア		
圧縮応力-ひずみ曲線	上昇域	修正 Ahmad モデル		線形モデル	線形モデル
	軟化域	中村・楢貝モデル	修正 Ahmad モデル		
圧縮破壊条件		Ottosen の 4 パラメータモデル（畑中らの係数）			
テンションステイフニング特性		cut-off モデル	長沼・山口のモデル	UFC 指針	cut-off モデル
ひび割れ後のせん断伝達特性		Al-Mahaidi モデル	長沼の提案モデル	Al-Mahaidi モデル	
繰返し応力下の履歴特性		曲線モデル（長沼・大久保のモデル）			

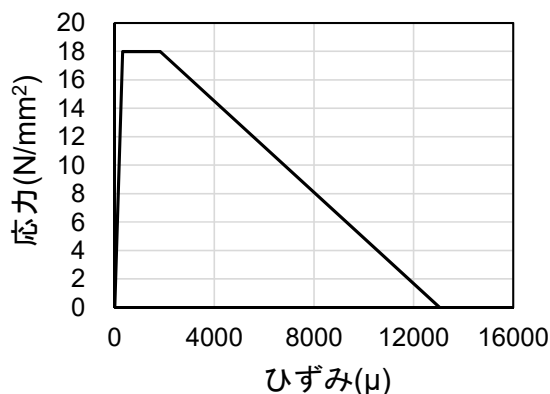


図 2.5.2-3 UFC 引張特性（C-C40T75M）

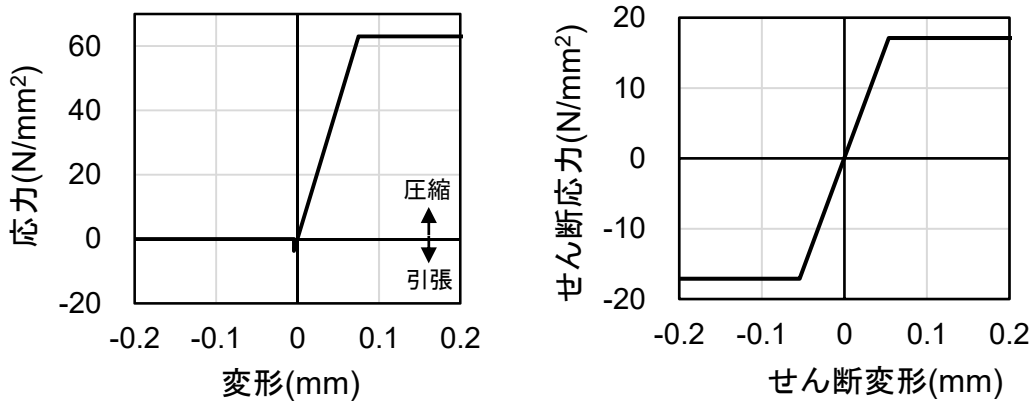
2) 鉄筋

鉄筋の応力-ひずみ関係は降伏点を折れ点とするバイリニアモデルとし、降伏後剛性は材料試験結果に基づき初期剛性の 1/300（主筋）および 1/100（帯筋）とした。また、繰返し応力下の履歴特性には修正 Menegotto-Pinto モデル^[2.5-11]を採用した。

3) 接着材

UFC パネルの接着に用いた接着材の応力-変形関係は、用いた接着材の試験成績書の値を用いて図 2.5.2-4 に示すバイリニアモデルで設定した。ただし、引張側の強度にはコンクリートとの接着強度を採用し、接着強度以降は引張応力を負担しないとした。また、せん断弾性係数 G は接着材の圧縮弾性率 E およびポアソン比 ν を用いて（式 2.5.2-4）から算出し、 ν は文献[2.5-12]、文献[2.5-13]を参考に 0.33 とした。接着材の厚さは本実験における実際の接着材厚さを平均して 5mm とした。

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \tag{式 2.5.2-4}$$



(a) 圧縮および引張 (b) せん断

図 2.5.2-4 接着材の応力-変形関係

4) その他

柱試験区間内の主筋とコンクリート間の付着応力-すべり関係を Elmersi 等の提案^[2.5-14]を参考に図 2.5.2-5 のように設定した。包絡線を決定するパラメータは図 2.5.2-5 に示す通りで、最大付着応力 τ_1 は文献^[2.5-15]の 1 段目主筋付着信頼強度とし、付着応力低下後の応力一定領域の付着応力 τ_2 は森田・角の提案^[2.5-16]に従い $0.18\tau_1$ とした。また、上下スタブ内に関しては、前述のモデルにおいて $S_3=100\text{mm}$ とし、試験区間内よりも付着応力の低下が起こりにくいモデルとした。

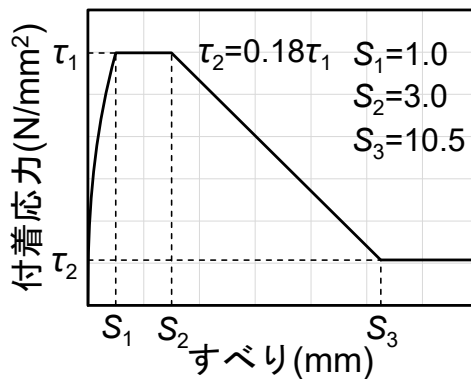


図 2.5.2-5 付着応力-すべり関係 (柱試験区間)

C-C40T75 では補強部分 (UFC, 目地モルタル, 接着材, モルタルスタブ間フィルム要素) を除いてモデル化し、一次載荷のみ解析を行った。C-C40T75M は一次載荷時に上述の補強部分をダミー要素として除き、二次載荷時にこれを出現させることで実験を再現した。また、C-C40T75M では、一次載荷時と二次載荷時における柱試験区間コンクリートの圧縮強度 f'_c の差が大きかったので、それぞれの値を用いた場合の 2 通りの解析を行った。

(3) 解析結果および実験結果との比較

1) 水平荷重-変形角関係

上述のモデルを用いた解析の結果および実験結果から得られた水平荷重-変形角関係を図 2.5.2-6 および図 2.5.2-7 に示す (図 2.5.2-7 は主筋-コンクリート間の付着ばねを剛としたモデル (以降, 付着非考慮モデル) の結果を示す)。図中の解析結果では、上述の荷重を与えた節点における載荷方向変位を

第2章 損傷後補強として UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

試験区間高さで除したものを変形角, 同方向の荷重の2倍を水平荷重とした。表 2.5.2-2 および表 2.5.2-3 に, 各試験体における解析最大耐力の実験結果との比較を示す。

C-C40T75 においては, 正載荷時における部材剛性や最大耐力, 最大耐力を記録した変形角等の実験結果を精度よく評価した。一方で, 負載荷時の剛性や耐力においては, 解析値が実験値を大きく上回った。また, 付着非考慮モデルにおいては, 付着考慮モデルと比較して正載荷時の剛性や耐力がやや上昇しているものの, 最大耐力や履歴性状に大きな違いは見られないことから, 以降に示すモデルでは安定して解析できる付着非考慮モデルを採用する。

C-C40T75M においては, 採用するコンクリート圧縮強度の違いにより剛性や耐力に差が見られた。一次載荷に関しては, 一次載荷時のコンクリート圧縮強度を用いたモデルでは, 正載荷時における剛性や耐力等の実験結果を概ね精度よく評価したが, 二次載荷時のコンクリート圧縮強度を用いたモデルでは正載荷時における実験最大耐力を過大に評価した。一方で, 二次載荷に関しては, 用いた圧縮強度の違いによる正載荷時履歴性状の差は小さく, どちらのモデルにおいても実験最大耐力を良好な精度で評価した。負載荷時においては, C-C40T75 と同様に解析値が剛性や耐力等の実験値を過大評価しており, 解析結果では二次載荷の負載荷時における残留変形が大きく, 水平荷重-変形角関係がグラフ第二象限を通過する結果となった。

正載荷時における解析結果と実験結果の最大耐力を比較すると, C-C40T75M (二次載荷時 f'_c 使用モデル) における一次載荷の結果を除き, 実験値/解析値が 0.96~1.03 となり, 概ね精度よく評価することができた。一方で負載荷時においては, いずれの試験体においても解析値が実験値を過大評価した。

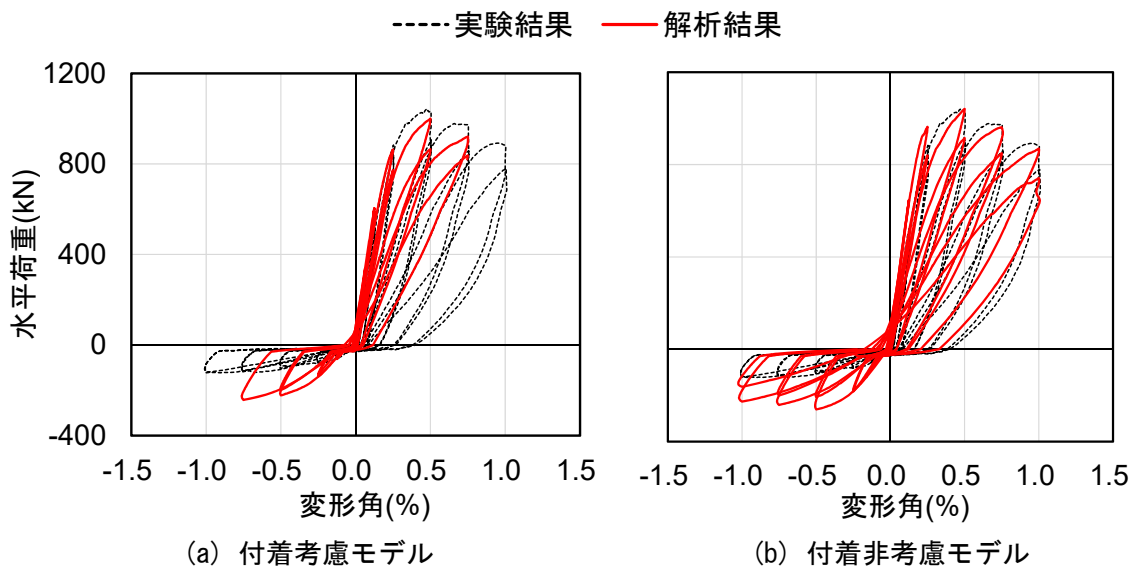


図 2.5.2-6 解析結果と実験結果の比較 (C-C40T75)

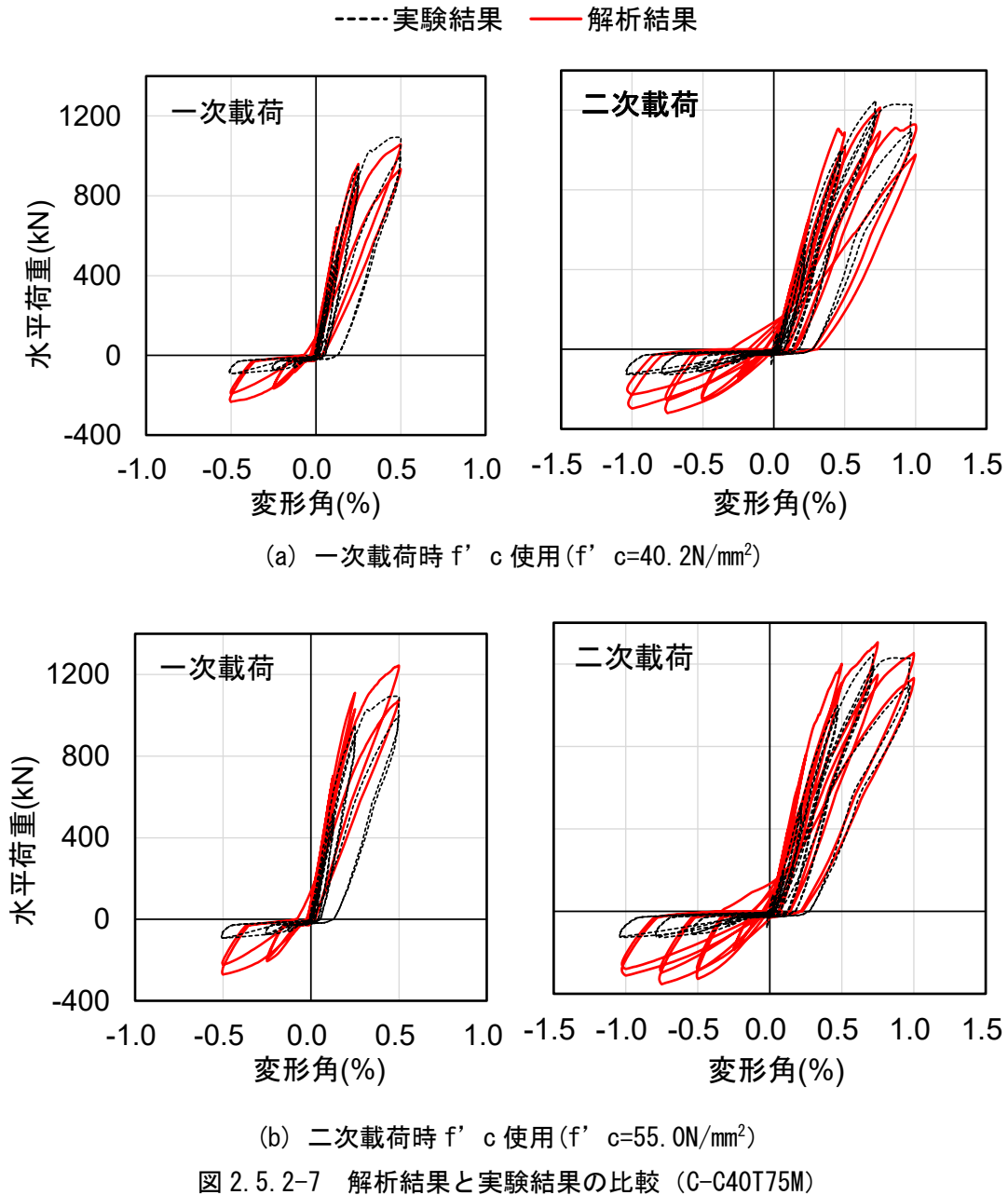


表 2.5.2-2 最大耐力の比較 (正荷重時)

		実験値 (kN)	解析値 (kN)	実験値／解析値
C-C40T75 一次荷重*1		1034	1041 (1000)	0.99 (1.03)
C-C40T75M 一次荷重	一次荷重時圧縮強度	1094	1059	1.03
	二次荷重時圧縮強度		1245	0.88
C-C40T75M 二次荷重	一次荷重時圧縮強度	1248	1213	1.03
	二次荷重時圧縮強度		1305	0.96

*1 括弧内は付着考慮モデルの数値を示す

表 2.5.2-3 最大耐力の比較（負荷荷時）

		実験値* ¹ (kN)	解析値 (kN)	実験値／解析値
C-C40T75 一次載荷		124	261 (242)	0.48 (0.51)
C-C40T75M 一次載荷	一次載荷時圧縮強度	92	234	0.39
	二次載荷時圧縮強度		271	0.34
C-C40T75M 二次載荷	一次載荷時圧縮強度	123	320	0.38
	二次載荷時圧縮強度		354	0.35

*1 変形角 R=1%サイクルまでの最大値を示す

*2 括弧内は付着考慮モデルの数値を示す

2) 損傷状況

図 2.5.2-8～図 2.5.2-10 に、各試験体の正側最大耐力を記録したサイクルにおける解析および実験での損傷状況の比較を示す。解析結果では当該サイクル 2 回目ピーク時の、実験結果では当該サイクル終了時のひび割れ図を示す。

C-C40T75 では、解析、実験ともに柱正面において細かな斜め方向のせん断ひび割れが確認された。しかし、解析結果では柱全体にわたって斜め方向のせん断ひび割れが確認されたのに対し、実験結果では主筋位置（図中縦方向グリッド位置）に集中して細かな斜めひび割れが発生しており、ひび割れ発生位置の正確な再現はできなかった。

C-C40T75M では、実験で確認された目地モルタルの圧壊や、正面パネルのせん断ひび割れ、パネル裏コンクリートの縦ひび割れなどの損傷状況を解析においても確認することができた。一方で、解析結果ではパネル柱頭柱脚端部にひび割れが確認され、実験とは異なる損傷状況も見られた。

総括して、本解析結果は細かなひび割れの発生状況等において実験結果と若干の違いは見られるが、せん断ひび割れの発生や目地モルタルの圧壊など、耐力や剛性低下に大きく寄与するであろうおおよその損傷状況を再現できていると考えられる。

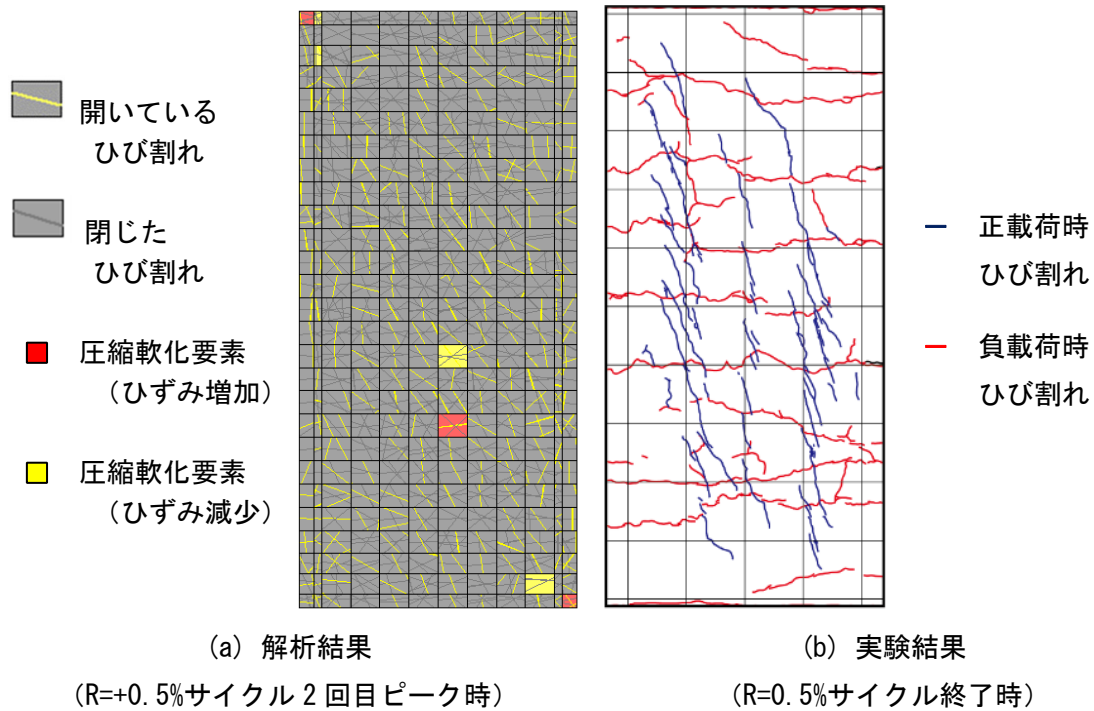


図 2.5.2-8 損傷状況の比較 (C-C40T75 正面)

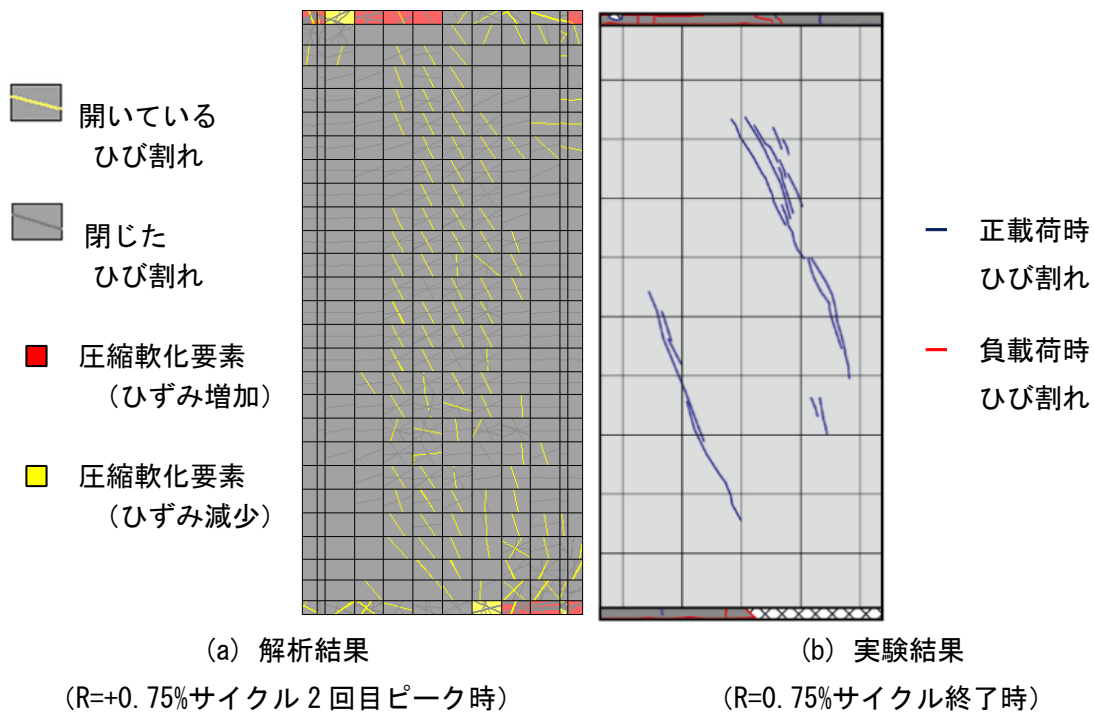


図 2.5.2-9 損傷状況の比較 (C-C40T75M 正面 (二次載荷時 f'_c 使用))

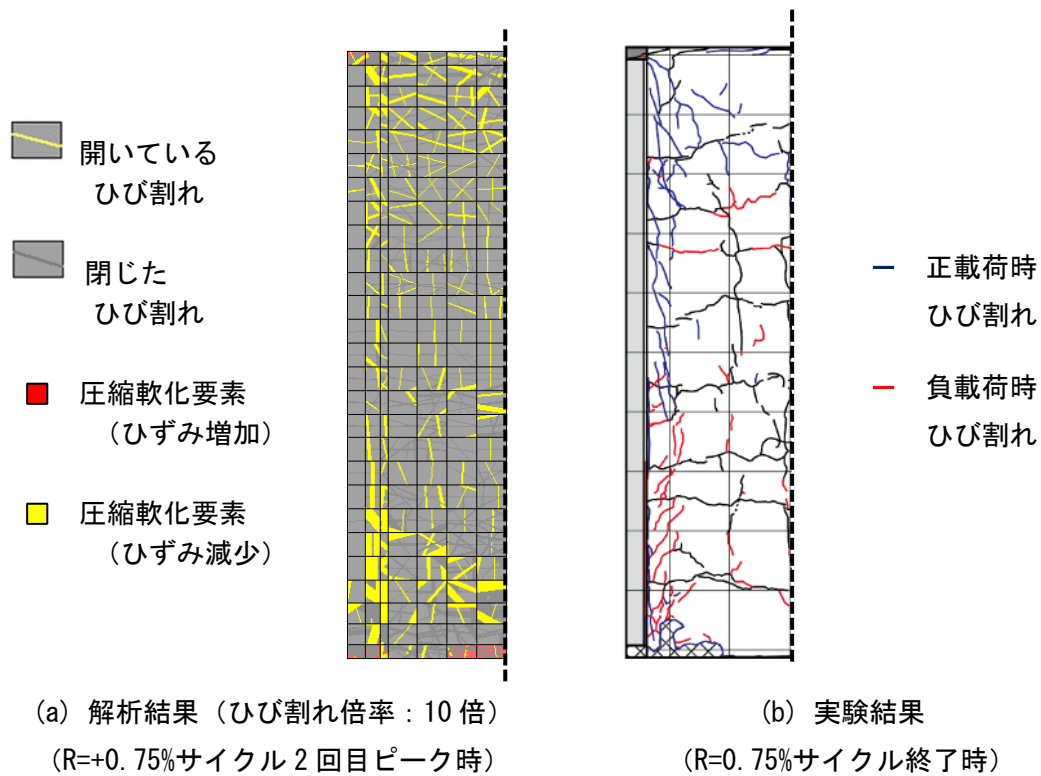


図 2.5.2-10 損傷状況の比較 (C-C40T75M 側面 (二次載荷時 f'_c 使用))

3) UFC パネル

C-C40T75M の二次載荷において、最大耐力を記録した R=+0.75%サイクル 1 回目ピーク時における UFC パネルの負担軸力および負担せん断力の分布を図 2.5.2-11 に示す。

UFC パネル負担軸力は、高さ方向にわたって概ね一定の値を示し、パネル高さ方向における平均値は 843kN であった。実験におけるパネル高さ方向の平均値 (836kN) と比較すると、実験値/解析値は 0.99 となり、同程度の値を示した。

UFC パネル負担せん断力は、パネル中央高さ付近で大きな値を示し、パネル中央高さ位置の値は 575kN であった。実験におけるパネル中央高さ位置の値 (361kN) と比較すると、実験値/解析値は 0.63 となり、解析値が大きな値を示す結果となった。

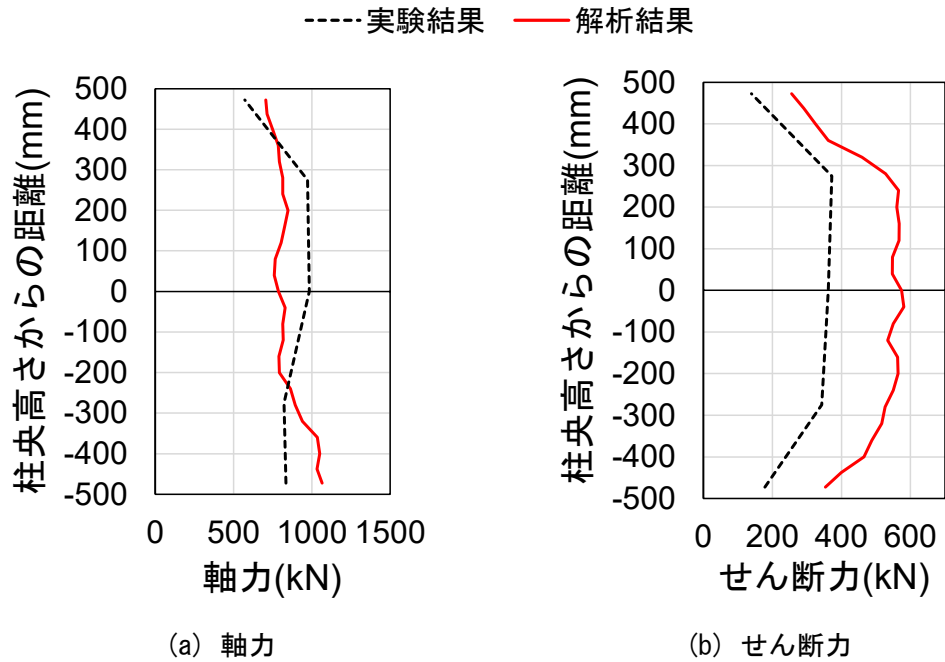


図 2.5.2-11 UFC パネル負担軸力・せん断力 (C-C40T75M (二次載荷時 f'_c 使用))

C-C40T75M 二次載荷において目地モルタルの圧壊が進行し始めた $R=+0.25\%$ サイクル 1 回目ピークでの UFC パネルおよび目地モルタルの最小主応力の分布を図 2.5.2-12 に示す。

目地モルタルに作用する最小主応力の絶対値は最大で 134N/mm^2 (柱脚側) であり、目地モルタルの材料強度 99.3N/mm^2 を大きく上回った。実験結果 (2.3.2 項(6)3) では、C-C40T75M におけるパネル端部の最小主応力は最大で 136N/mm^2 程度作用していたと推定されており、解析と同様に圧縮強度以上の圧縮応力が目地モルタルに作用していたことが考えられる。これらより、2.4.3 項で示したパネルおよび上下スタブからの拘束による目地モルタルの強度上昇が、解析において再現できているものと判断できる。

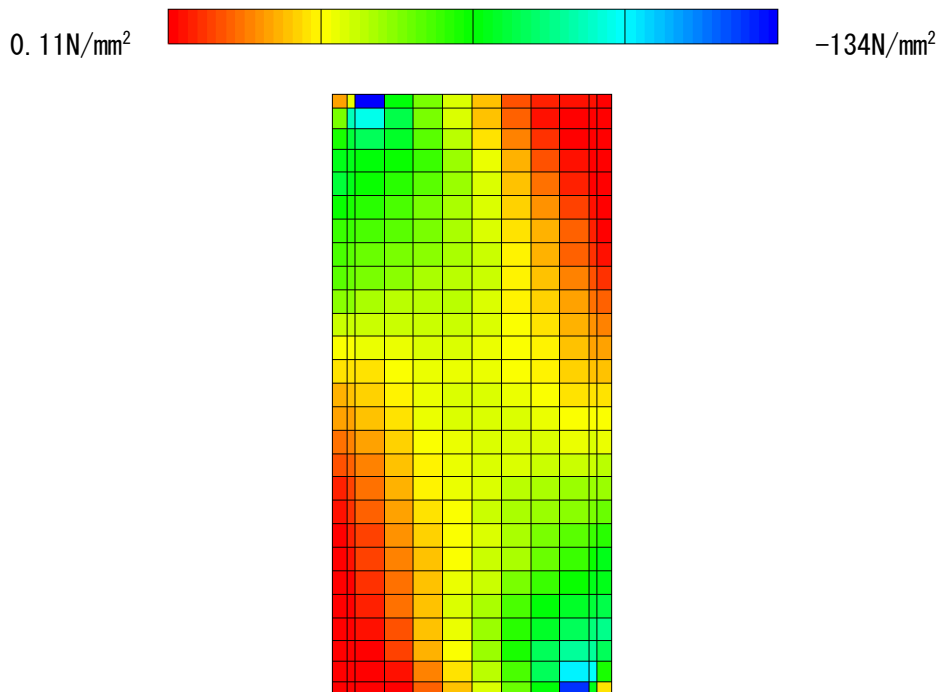


図 2.5.2-12 最小主応力図 (C-C40T75M (二次載荷時 f'_c 使用))

2.5.3 パラメトリックスタディ

本項では、前述のモデルを基準として、一次載荷での損傷の度合いおよび UFC パネルの厚さや形状、目地モルタルの有無などの補強方法の違いが、最大耐力および損傷状況に与える影響を調べることを目的としてパラメトリックスタディを行う。解析モデルの材料特性値には C-C40T75M の一次載荷時の値を採用し、加力は C-C40T75M における本実験での軸力経路を辿るように制御した。

(1) 補強の適用範囲の検討 (一次載荷での最大経験変形角)

ここでは損傷を受けたピロティ柱に対する補強の適用範囲の検討を目的として、一次載荷での損傷の度合いが二次載荷での耐力や剛性に及ぼす影響を検討する。パラメータは一次載荷での最大経験変形角 R_1 とし、基準モデルの $R_1=0.5\%$ に対し、 $R_1=0\%$ (無損傷)、 0.125% 、 0.25% 、 0.75% の 4 通りについて検討を行った。正載荷時の水平荷重-変形角関係において、各モデルの一次載荷と二次載荷の比較を図 2.5.3-1 に、各モデルの二次載荷時の包絡線の比較を図 2.5.3-2 にそれぞれ示す。図 2.5.3-2 には無補強の柱を無損傷の状態から載荷したモデルについての結果を併せて示す。また、表 2.5.3-1 および表 2.5.3-2 に正載荷時における部材剛性の比較および最大耐力の比較を示す。一次載荷の最終サイクルの剛性は、当該最終サイクル 1 点目とそのサイクルにおける最大荷重の $1/3$ 時点の 2 点間における水平荷重の増分を、同 2 点間における加力点水平変位の増分で除して算出した。二次載荷部材剛性は、 $R=+1/3200$ サイクル 1 点目と $Q=Q_{max}+1/3$ 時点の 2 点間における水平荷重の増分を、同 2 点間における加力点水平変位の増分で除して算出した。

図 2.5.3-1 より、ほぼ全てのモデルにおいて、一次載荷最終サイクルの履歴曲線を辿るような二次載荷包絡線が確認できる。表 2.5.3-1 より、二次載荷の剛性は一次載荷最終サイクルの剛性と比較して一定の上昇が見られるが、元の剛性 (無補強モデル初期剛性) まで回復することはなく、UFC パネル補強による剛性への寄与はわずかであると考えられる。

図 2.5.3-2 および表 2.5.3-2 より、一次荷重時最大経験変形角が大きくなるにつれて、二次荷重での最大耐力が減少し、また最大耐力記録サイクルが大きくなることを確認される。一次荷重時の最大経験変形角が 0.5%以下のモデルに関しては、二次荷重時の最大耐力が元の耐力（無補強モデル最大耐力）を上回る一方で、 $R_1=0.75\%$ モデルでは UFC パネル補強により元の耐力を確保することはできなかった。

剛性、耐力の比較を踏まえ、本研究の範囲内においては、 $R_1=0.75\%$ モデルでは本研究で提案する柱の補修を行わずに UFC パネルを貼り付ける補強方法では不十分であると考えられる。本補強方法が適用できる一次荷重の最大経験変形角として、元の柱（無補強モデル）が最大耐力に達する $R_1=0.5\%$ までが、一つの目安としてあげられる。しかし、本パラメトリックスタディでは、二次荷重変形角 $R_2=1\%$ までしか行っておらず、2.3 節（実験結果）でも考察したように、大変形時における変形性能については検討の余地を残す。

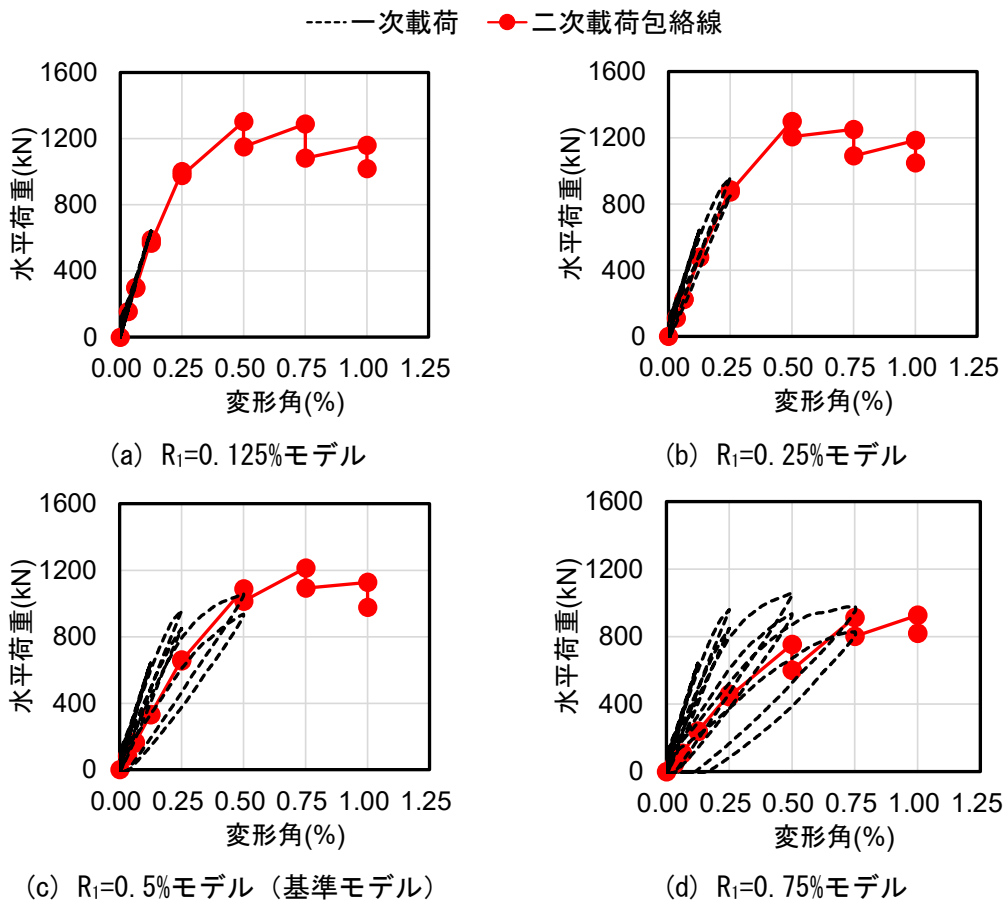


図 2.5.3-1 水平荷重—変形角関係（一次荷重と二次荷重の比較）

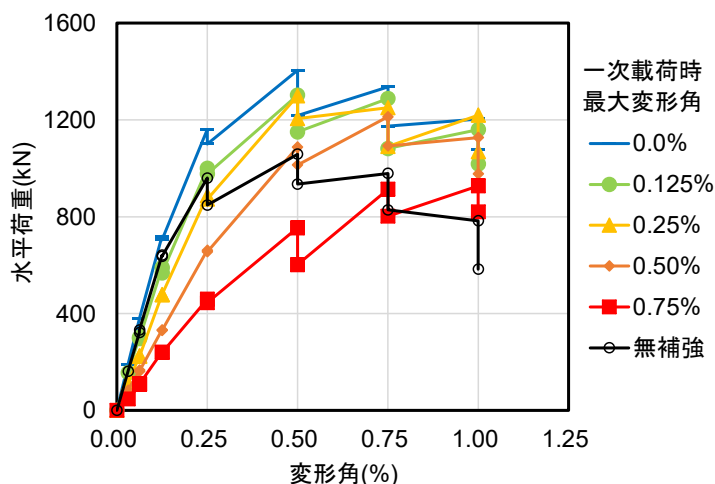


図 2.5.3-2 包絡線の比較（一次載荷での損傷の度合い）

表 2.5.3-1 部材剛性の比較（正載荷時）

モデルの種類		一次載荷最終サイクル 部材剛性 K_{1end} (kN/mm)	二次載荷部材剛性 K_2 (kN/mm)	二次載荷部材剛性/ 無補強モデル初期剛性*2
一次載荷時 最大変形角	0%	-	585	1.05
	0.125%	403	460 (1.14) ^{*1}	0.83
	0.25%	286	383 (1.34) ^{*1}	0.69
	0.5%	163	263 (1.61) ^{*1}	0.47
	0.75%	95	203 (2.14) ^{*1}	0.36

*1 括弧内の数値は K_2/K_{1end} を示す *2 557kN/mm

表 2.5.3-2 最大耐力の比較（正載荷時）

モデルの種類		二次載荷最大耐力 (kN)	二次載荷最大耐力/ 無補強モデル最大耐力*1
一次載荷時 最大変形角	0%	1406	1.33
	0.125%	1303	1.23
	0.25%	1300	1.23
	0.5%	1213	1.15
	0.75%	928	0.88

*1 1059kN

(2) 補強方法の検討

ここでは、より効果的な補強方法の検討を目的として、UFC パネル厚さ、端部断面拡大形状、目地モルタルの有無、接着材厚さをパラメータとする。解析は無損傷の柱に補強を施したものを想定し、加力を行った。

1) UFC パネル厚さ

ここでは、UFC パネル厚さをパラメータとし、基準モデルの 30mm に対し、15mm, 45mm の 2 通りについて検討を行った。

各モデルにおける水平荷重－変形角関係の正載荷時包絡線の比較を図 2.5.3-3 に示す。パネル厚さが大きくなるにつれて最大耐力が上昇する傾向が確認され、その値はパネル厚さの薄い方から順に 1338kN, 1406kN, 1476kN となった。各モデルの R=0.5% サイクルにおける UFC パネルおよび目地モルタルの損傷状況を図 2.5.3-4 に示す。UFC パネル厚さが厚くなるほどひび割れた要素の数が減少する傾向が確認され、厚さ 45mm のモデルでは最大耐力時における UFC パネルひび割れはほとんど見られなかった。最大耐力についての詳細な検討は 2.5.4 項に示す。

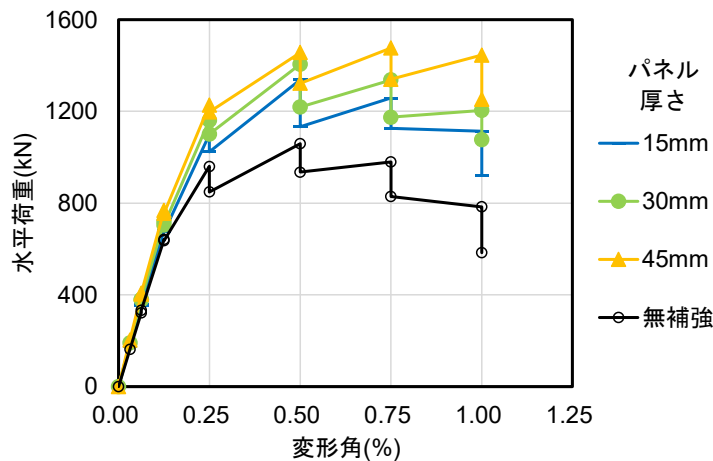


図 2.5.3-3 包絡線の比較 (パネル厚さ)

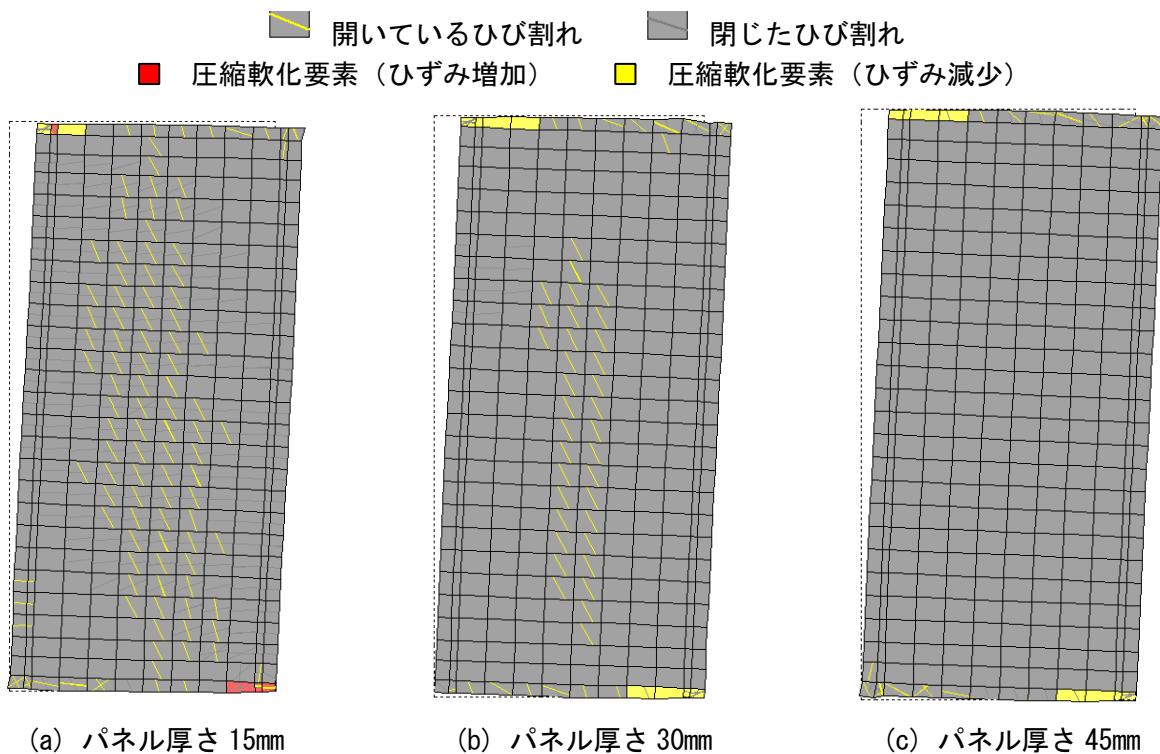


図 2.5.3-4 損傷状況の比較 (R=+0.5% サイクル 1 回目ピーク時) (変形倍率 : 10 倍)

2) 端部断面拡大形状

本実験では目地モルタルの圧壊が顕著であったことから、目地モルタルに作用する応力の低減を図り、UFC パネルの端部断面を拡大した場合について検討を行う。解析モデルの概要を図 2.5.3-5 に示す。パラメータは一般部厚さ 30mm に対する増厚部厚さの比（以降、断面拡大倍率）とし、1 倍（基準モデル）に対し、1.5 倍、2 倍、3 倍の 3 通りについて検討を行った。なお、一般部と増厚部の間には応力集中が発生しないように 1/4 の勾配ハンチを設けた。

各モデルにおける水平荷重－変形角関係の正載荷時包絡線の比較を図 2.5.3-6 に示す。いずれのモデルも R=0.5% サイクルで最大耐力を記録し、断面拡大倍率が大きいほど最大耐力が大きくなる傾向が確認され、その値は 1406kN（1 倍）～1612kN（3 倍）となった。各モデルの R=0.5% サイクルにおける UFC パネルおよび目地モルタルの損傷状況を図 2.5.3-7 に示す。いずれのモデルにおいても、一般部および勾配ハンチ部でのひび割れが多く確認され、増厚部の損傷はほとんど見られなかった。最大耐力についての詳細な検討は 2.5.4 項に示す。

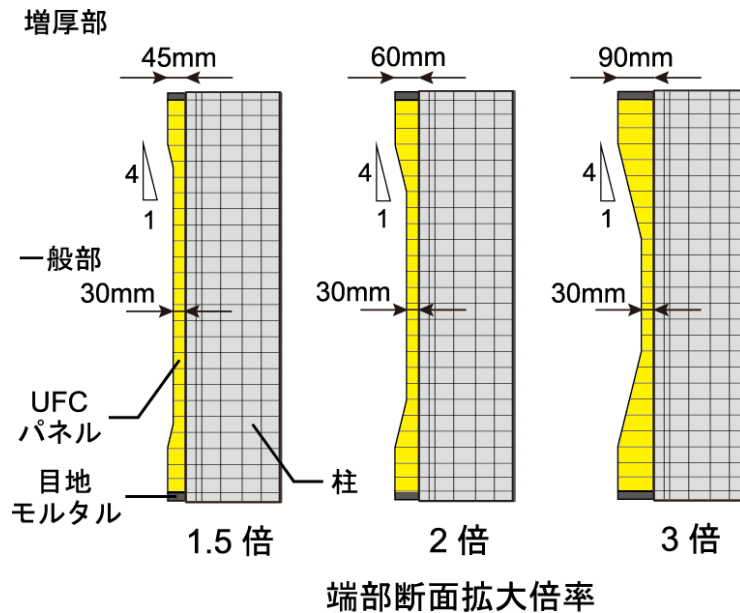


図 2.5.3-5 解析モデル概要（端部断面拡大形状）

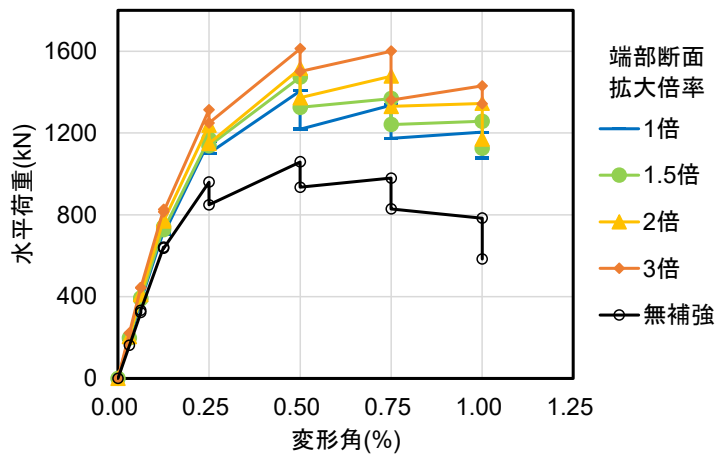
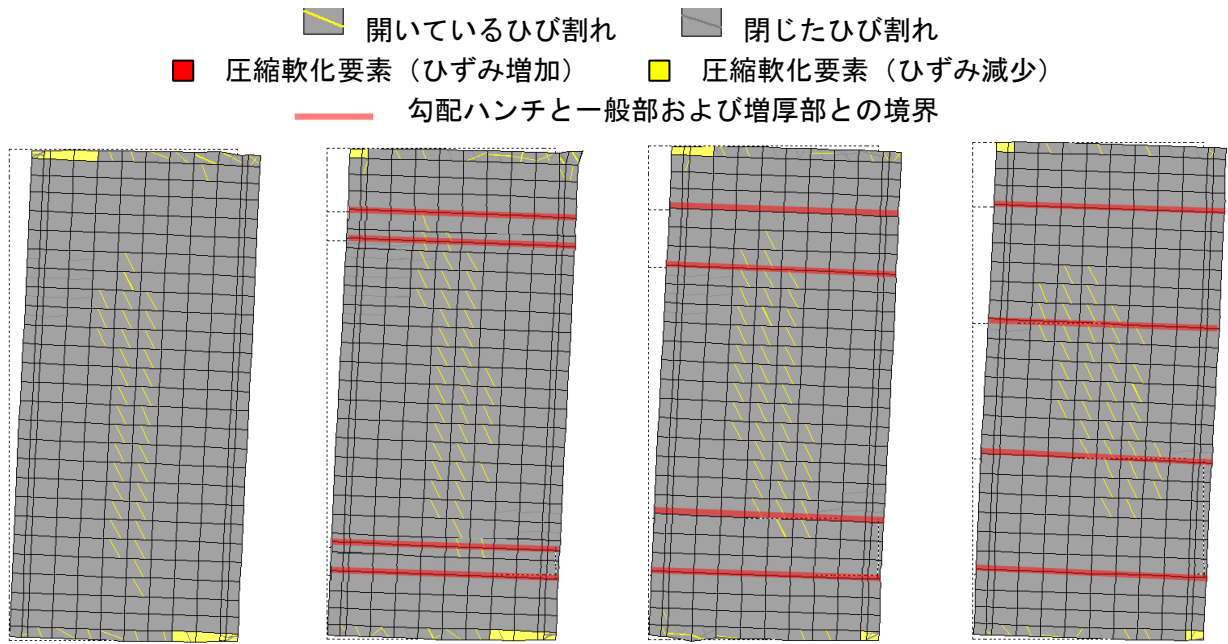


図 2.5.3-6 包絡線の比較（端部断面拡大形状）



(a) 断面拡大倍率 1 倍 (b) 断面拡大倍率 1.5 倍 (c) 断面拡大倍率 2 倍 (d) 断面拡大倍率 3 倍

図 2.5.3-7 損傷状況の比較 (R=+0.5%サイクル 1 回目ピーク時) (変形倍率 : 10 倍)

3) 目地モルタルの有無

本実験では目地モルタルの圧壊が顕著であったことから、目地モルタルを設ける場合（基準モデル）に対して、目地モルタルを設けないモデルについて検討を行った。

各モデルにおける水平荷重－変形角関係の正載荷時包絡線の比較を図 2.5.3-8 に示す。目地モルタルなしモデルの最大耐力は目地モルタルありモデルと同様に R=0.5%サイクルで記録し、文字モルタルありモデルの 1406kN に対して 1314kN となった。R=0.5%サイクルにおける UFC パネルの損傷状況を図 2.5.3-9 に示す。目地モルタルなしモデルの UFC パネルひび割れはほとんど見られなかった。最大耐力についての詳細な検討は 2.5.4 項に示す。

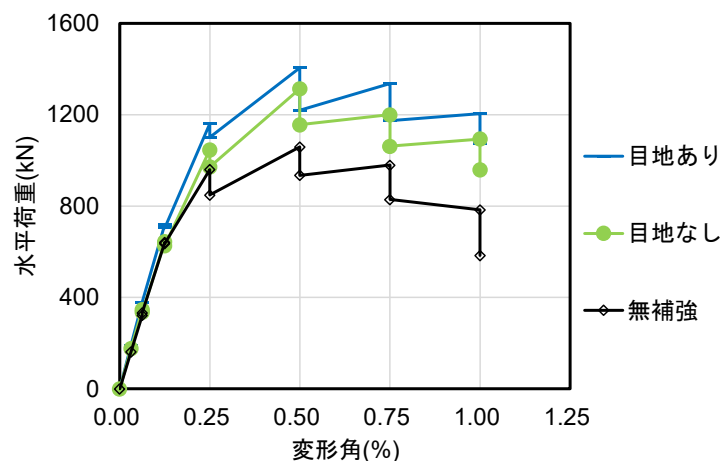
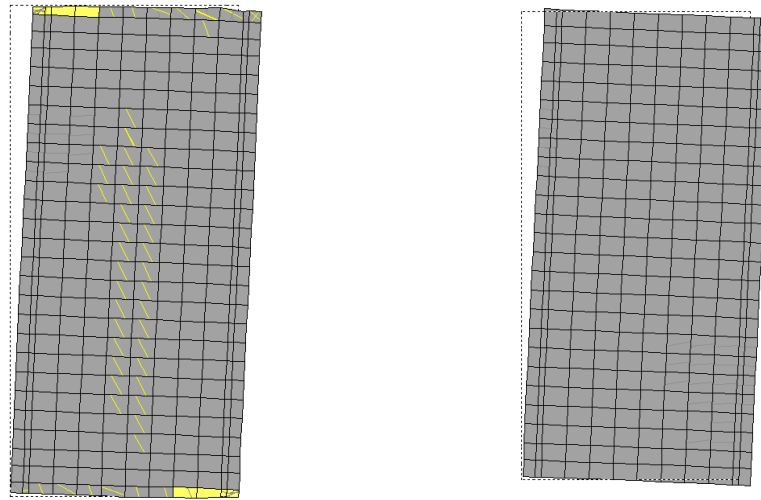


図 2.5.3-8 包絡線の比較 (目地モルタルの有無)

開いているひび割れ 閉じたひび割れ
 圧縮軟化要素 (ひずみ増加) 圧縮軟化要素 (ひずみ減少)



(a) 目地モルタルあり

(b) 目地モルタルなし

図 2.5.3-9 損傷状況の比較 (R=+0.5%サイクル1回目ピーク時) (変形倍率: 10倍)

4) 接着材厚さ

本実験では接着材とコンクリートの界面でのひび割れが確認されたことから、接着材厚さを基準モデルの 5mm に対し、2.5mm, 10mm に変化させて検討を行った。

各モデルにおける水平荷重-変形角関係の正載荷時包絡線の比較を図 2.5.3-10 に示す。いずれのモデルも R=0.5%サイクルで最大耐力を記録したが、その値は 1344~1406kN とほとんど同じであった。また、図 2.5.3-11 に、各モデルにおける UFC パネルおよび既存柱の負担せん断力を示す。各負担せん断力は各サイクル1回目ピーク時の値とし、部材中央高さ位置の値とした。図 2.5.3-10 では R=0.75%サイクル以降の耐力について、接着材厚さ 10mm のモデルが他のモデルと比較してやや低くなっていることが確認されるが、図 2.5.3-11 から接着材厚さ 10mm のモデルでは UFC パネル負担せん断力が他のモデルよりも小さいことがわかる。接着材が厚いほど大変形時における既存柱部分の変形にパネルが追従できず、UFC パネルの負担せん断力が減少し、部材の耐力が低下すると考えられる。

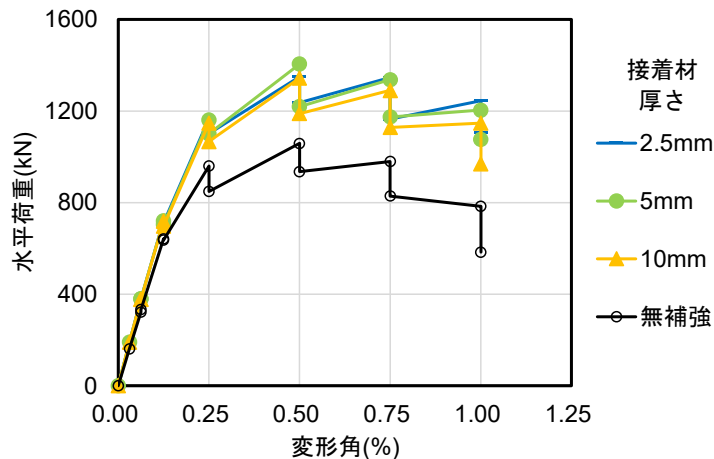


図 2.5.3-10 包絡線の比較 (接着材厚さ)

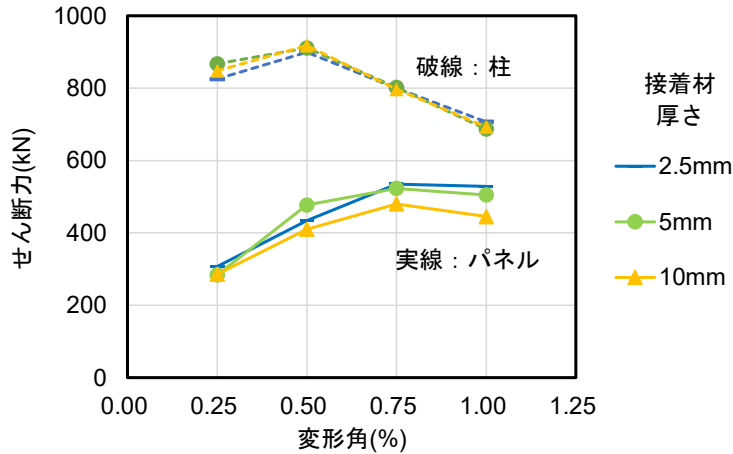


図 2.5.3-11 パネルおよび既存柱の負担せん断力 (接着材厚さ)

(3) 実施工に向けた検討 (UFC パネルの分割)

本実験では1枚もの大判の UFC パネルを使用して実験を行ったが、実施工における作業性を考慮すると、パネルの小型化、軽量化を目的として UFC パネルを複数枚に分割することが考えられる。ここでは UFC パネルを分割することによる最大耐力や損傷状況への影響を検討する。図 2.5.3-12 に用いる解析モデルの概要を示す。分割なしモデルを基準として、鉛直方向に分割するモデル、水平方向に分割するモデル、鉛直および水平方向に分割するモデルの3通りについて検討を行う。分割したパネルとパネルの間には、既存柱と UFC パネルの接着に用いた接着材を充填することを想定し、8 節点フィルム要素を追加してモデル化を行った。パネル間の接着材厚さは 2.5mm とした。

各モデルにおける水平荷重-変形角関係の正載荷時包絡線の比較を図 2.5.3-13 に示す。いずれのモデルも $R=0.5\%$ サイクルで最大耐力を記録したが、その値は 1356~1414kN とほとんど同じであり、分割なしモデルの最大耐力とも大きな差はなかった。図 2.5.3-14 に、各モデルで最大耐力を記録した $R=+0.5\%$ サイクル 1 回目ピーク時における UFC パネルおよび既存柱の負担軸力、負担せん断力を示す。負担軸力はパネル高さ方向における平均値とし、負担せん断力は部材中央高さ位置の値とした。水平分割のあるモデルでは、水平分割のないモデルと比較してパネルの負担軸力が小さく、既存柱の負担分が大きいことが確認できる。これは鉛直方向の変形が水平目地間の接着材に集中することが原因だと考えられる。また、水平目地がある場合、柱の負担軸力が相対的に増加することで、柱の負担せん断力も増加しており、水平目地の有無によってパネルと柱の力の分担割合が大きく異なっている。結果として、水平目地のあるモデルにおいて部材全体の負担せん断力がわずかに小さくなっているが、その差はわずかであり、本検討の範囲内においてはパネルの分割が耐力に与える影響は小さいと言える。

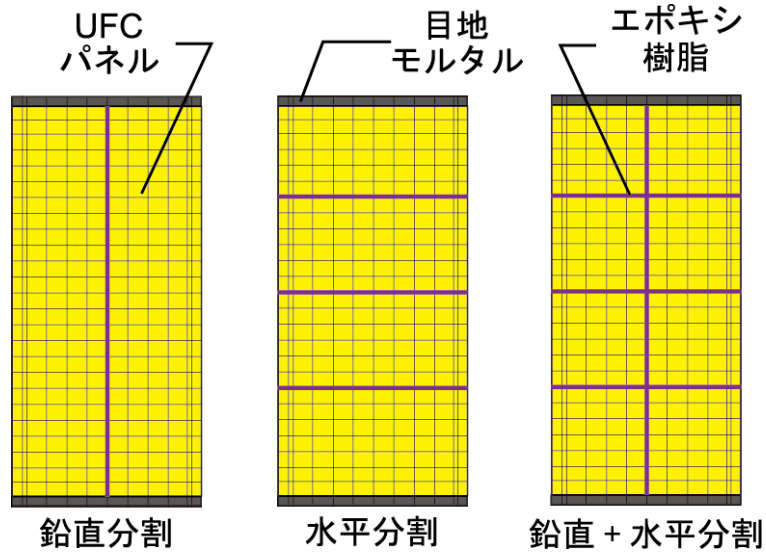


図 2.5.3-12 解析モデル概要 (UFC パネルの分割)

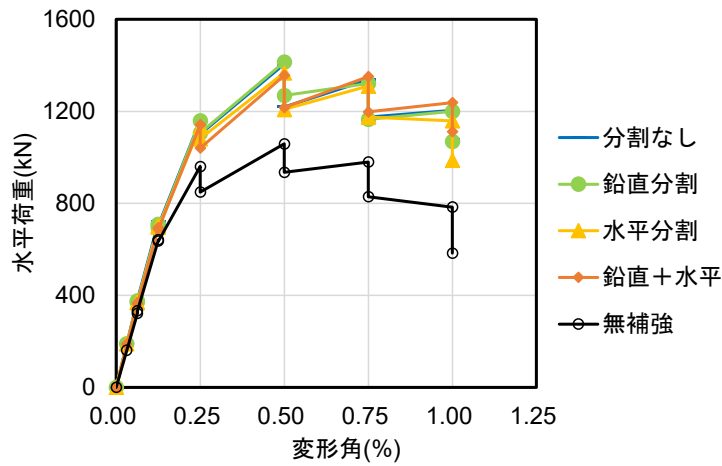


図 2.5.3-13 包絡線の比較 (UFC パネルの分割)

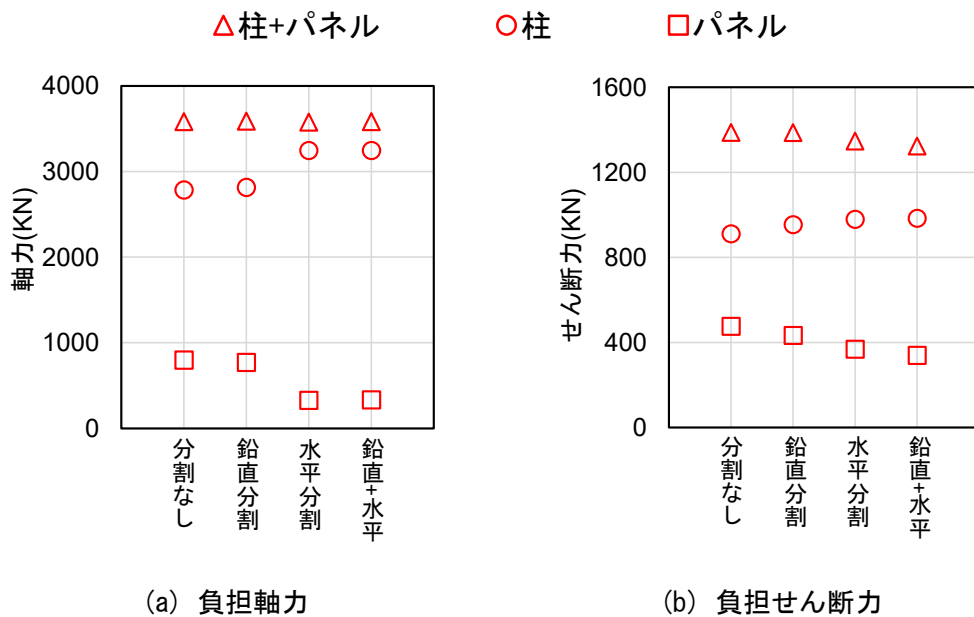


図 2.5.3-14 パネルおよび柱の負担軸力, 負担せん断力 (UFC パネルの分割)

2.5.4 計算値との比較

(1) 一次載荷における損傷の評価についての検討

本項ではパラメトリックスタディ (2.5.3 項) における正載荷時最大耐力と計算値の比較を示す。計算値は 2.4 節で述べた方法を用いて算出するが、一次載荷における損傷の影響を評価するために、柱耐力低減係数 η を導入して、既存柱の耐力を低減する。曲げ終局耐力時せん断力 Q_{mu} 、せん断終局耐力 Q_{su} の算定式をそれぞれ (式 2.5.4-1) および (式 2.5.4-2) に示す。

$$Q_{mu} = \frac{M_{mu}}{(h/2)} = \frac{\eta \times M_{muc} + M_{mup}}{(h/2)} \quad (\text{式 2.5.4-1})$$

$$Q_{su} = \eta \times Q_{suc} + Q_{sup} \quad (\text{式 2.5.4-2})$$

ここで

Q_{mu} : 曲げ終局耐力時せん断力(N)

M_{mu} : 曲げ終局耐力(Nmm)

h : 柱内法高さ(mm)

M_{muc} : 既存柱曲げ終局耐力(Nmm) ($=M_{mu}-M_{mup}$)

M_{mup} : UFC パネル曲げ終局耐力(Nmm) ($=C_{UFC} \times d_{UFC}$)

C_{UFC} : UFC パネル圧縮合力(N)

d_{UFC} : UFC パネル圧縮合力作用位置から断面重心位置までの距離(mm)

Q_{suc} : 既存部せん断終局耐力(N)

Q_{sup} : UFC パネルせん断終局耐力(N)

η : 柱耐力低減係数

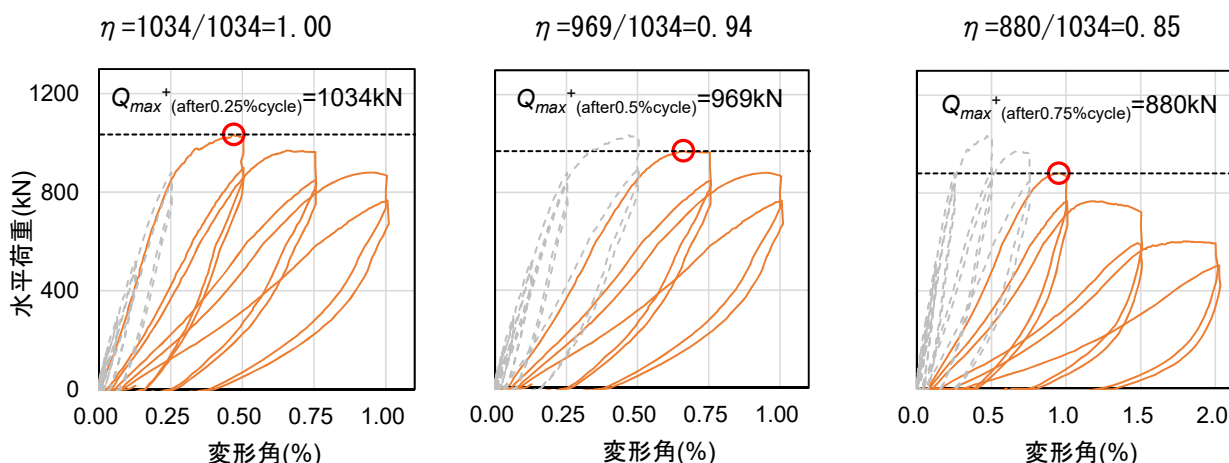
1) 柱耐力低減係数 η の検討

柱耐力低減係数 η は、以下の(a)、(b)の方法で算出する。

(a) 既存柱の耐力比 (実験結果) から算定する場合

C-C40T75 の一次載荷における水平荷重-変形角関係の実験結果の、各サイクル終了時以降の正載荷部分を図 2.5.4-1 に示す。ここでは、試験体最大耐力に対する各サイクル終了時以降の最大耐力の比を柱耐力低減係数 η として採用する。表 2.5.4-1 に 2.5.3 項で示した各モデルの解析最大耐力と計算値の比較を示す。この場合、一次載荷時最大経験変形角 $R_1=0.75\%$ モデルでは解析値/計算値が 0.83 となり、計算値が解析値を過大評価した。これは、実験における耐力の低減比から柱耐力低減係数 η を決定していることから、剛性の低下や二次載荷における繰り返しの影響等を適切に評価できていないことが原因であると考えられる。

○ 各サイクル終了時以降における最大耐力点



(a) 0.25%サイクル終了時以降 (b) 0.5%サイクル終了時以降 (c) 0.75%サイクル終了時以降

図 2.5.4-1 水平荷重—変形角関係 (C-C40T75 一次載荷実験結果)

表 2.5.4-1 解析最大耐力と計算値 (η : 実験結果耐力比より算出) の比較

モデルの種類	柱耐力 低減係数	解析最大 耐力(kN)	計算値(kN)		解析値 /計算値*1	
			曲げ終局耐力 (目地考慮)	せん断終局耐力 (目地破壊時)		
一次載荷時 最大変形角	0%	1.00	1406	1273	1278	1.10
	0.125%	1.00	1303	1273	1278	1.02
	0.25%	1.00	1300	1273	1278	1.02
	0.5%	0.94	1213	1205	1223	1.01
	0.75%	0.85	928	1113	1147	0.83

*1 曲げ終局耐力およびせん断終局耐力のうち小さい方とする

(b) 既存柱の履歴曲線 (実験結果) から算出した耐震性能低減係数 η^{[2.5-17], [2.5-18]} を採用する場合

ここでは被災度区分判定基準^[2.5-17]で提案されている耐震性能低減係数 η を、C-C40T75 一次載荷実験結果から算出し、これを柱耐力低減係数 η として直接採用する。耐震性能低減係数 η は部材の全エネルギー吸収量に対する残存エネルギー吸収量の比であり、耐力の低減割合を直接評価したものではないが、ここでは一次載荷での損傷を評価する簡便な方法として、これを直接採用することを提案する。耐震性能低減係数 η は文献^{[2.5-17], [2.5-18]}を参考にして、全エネルギー吸収量 E_{max} と残存エネルギー吸収量 E_r の関係から以下の (式 2.5.4-3) を用いて算出した。

$$\eta = \frac{E_r}{E_{max}} \quad \text{(式 2.5.4-3)}$$

図 2.5.4-2 に耐震性能低減係数 η の概念図を示す。全エネルギー吸収量 E_{max} は、荷重—変形関係における終局変形位置までの包絡線によって囲まれた面積として算出した。各サイクル終了時の残存エネルギー吸収量 E_r は、当該サイクル以降の履歴曲線における終局変形位置までの包絡線に囲まれた面積として算出した。

終局変形位置はせん断破壊により軸支持能力が低下し、軸方向縮みが増加し始める点（以降、軸支持限界点）とした。図 2.5.4-3 に C-C40T75 一次载荷における軸ひずみー変形角関係を示す。図 2.5.4-3 には各サイクル 1 回目における最初の計測点からピーク点までを示す。軸ひずみは上下スタブの相対鉛直変位を柱試験区間で除して算出し、圧縮を正とした。図 2.5.4-3 より、R=1%サイクルまでは、目標圧縮軸力に到達した後、ピーク点まで引張方向のひずみが増加していることが確認できる。一方 R=1.5% サイクルでは、変形角 R=1.3% 付近から圧縮方向のひずみが増加し始め、R=2% サイクルでは目標圧縮軸力到達以降も継続的に圧縮ひずみが増加している。これらを踏まえ、本検討では軸支持限界点を R=1.5% サイクルピーク点とする。

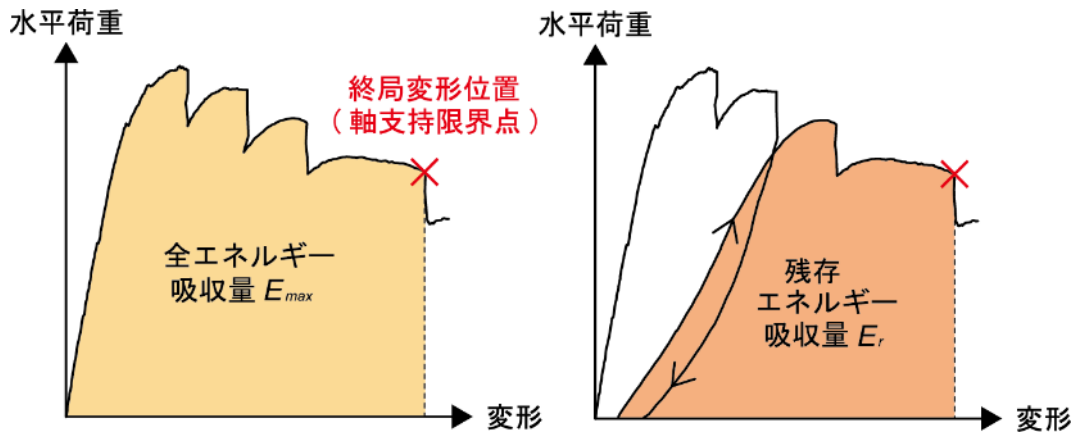


図 2.5.4-2 耐震性能低減係数 η の概念図

—0.5% —0.75% —1% —1.5% —2%

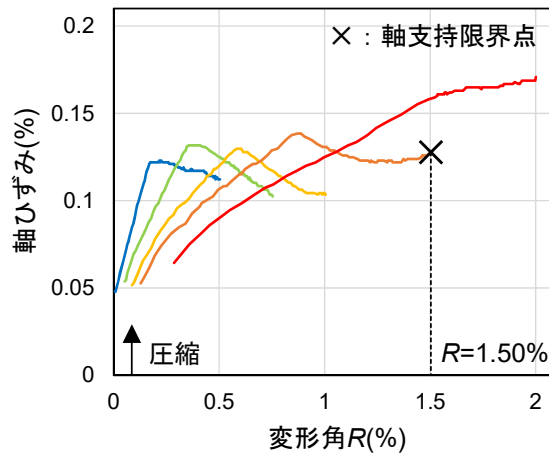


図 2.5.4-3 軸ひずみー変形角関係 (C-C40T75 一次载荷実験結果)

各サイクル終了時において、算出した耐震性能低減係数 η を表 2.5.4-2 に示す。表 2.5.4-3 に、2.5.3 項で示した各モデルの解析最大耐力と計算値の比較を示す。この場合、解析値/計算値は 0.96~1.10 となり、良好な精度で解析結果を評価することができた。

表 2.5.4-2 耐震性能低減係数 η (C-C40T75 一次载荷実験結果)

	サイクル								
	0.03125%	0.0625%	0.125%	0.25%	0.5%	0.75%	1%	1.5%	2%
耐震性能低減係数 η	1.00	1.00	0.99	0.98	0.85	0.71	0.56	0.26	-

表 2.5.4-3 解析最大耐力と計算値 (η : 耐震性能低減係数を適用) の比較

モデルの種類		柱耐力 低減係数	解析最大 耐力(kN)	計算値(kN)		解析値 /計算値*1
				曲げ終局耐力 (目地考慮)	せん断終局耐力 (目地破壊時)	
一次載荷時 最大変形角	0%	1.00	1406	1273	1278	1.10
	0.125%	0.99	1303	1265	1269	1.03
	0.25%	0.98	1300	1253	1260	1.04
	0.5%	0.85	1213	1112	1146	1.09
	0.75%	0.71	928	962	1024	0.96

*1 曲げ終局耐力およびせん断終局耐力のうち小さい方とする

以上の結果を踏まえて、本検討では耐震性能低減係数 η を上述の柱耐力低減係数に直接採用するものとし、検討を進める。

2) 評価手法の汎用化に向けた検討

損傷を受けた柱に対する補強効果の評価手法に関して、汎用性のある適用方法の検討として、被災度区分判定基準^[2.5-17]において提案されている部材損傷度 (0~V) を導入する。

本実験結果から算出した耐震性能低減係数 η と変形角の関係を図 2.5.4-4 に示す。図 2.5.4-4 では、本実験結果を上述の各部材損傷度に分類した。損傷度の分類は、被災度区分判定基準^[2.5-17]および文献^[2.5-18]を参考にして行った。損傷度 I~III は実験におけるせん断ひび割れ発生点から最大耐力点までの変形を等分して分類し、損傷度 IV と V の境界は上述の軸支持限界点 (終局変形位置) とした。実験における正確なせん断ひび割れ発生点は明らかではないが、 $R=+0.25\%$ サイクル 1 回目ピークでせん断ひび割れを初めて確認したこと、また部材剛性の推移等から、ここでは $R=0.1875\%$ ($R=0.125\%$ と $R=0.25\%$ の中間点) をせん断ひび割れ発生点とする。また最大耐力点は厳密にはサイクルのピーク点ではないが、本検討では便宜上当該サイクルのピーク点とした。図 2.5.4-4 に、最大耐力で基準化した C-C40T75 の水平荷重-変形角関係の包絡線を併せて示す。

図 2.5.4-4 より、C-C40T75 に関しては、損傷度 IV に分類される変形角の幅が広く、同じ損傷度 IV であっても変形角により η の値が大きく異なることが確認できる。ここで、図 2.5.4-4 に、被災度区分判定基準^[2.5-17]における η の基準値 (本研究対象柱の建設年代と部材形状より「曲げせん断柱」の値) および、複数の実験結果に基づく η の平均値 (準脆性型柱)^[2.5-18] を併せて示す。耐震性能低減係数 η の基準値、平均値は各損傷度において一意の値となっていることから、同じ損傷度における数値の違いを評価できないことが確認できる。

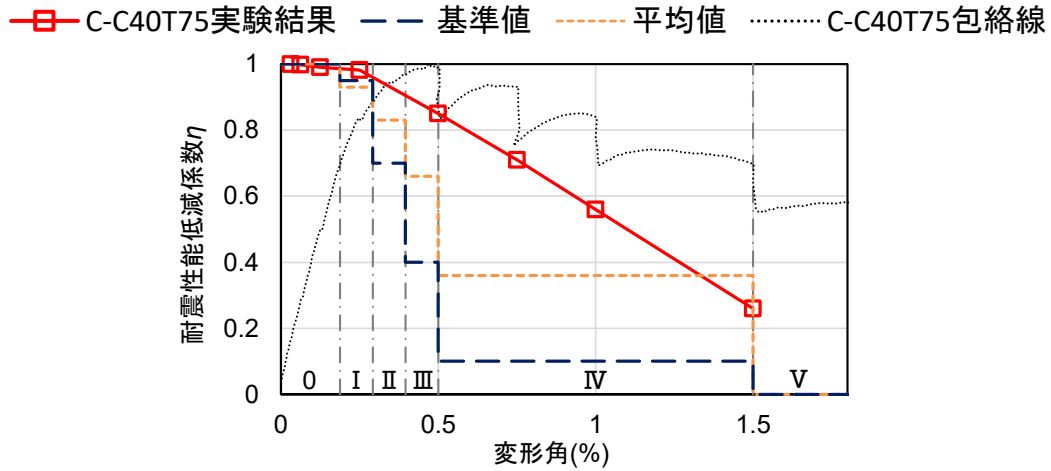


図 2.5.4-4 耐震性能低減係数 η - 変形角関係

図 2.5.4-4 で示した各変形角における損傷度の分類を、本解析モデルの一次載荷終了時の損傷度に直接適用し、柱耐力低減係数に各損傷度における上述の耐震性能低減係数 η の基準値、平均値を採用した場合における計算値と解析値の比較を行う。

表 2.5.4-4 および表 2.5.4-5 に 2.5.3 項で示した各モデルの解析最大耐力と計算値の比較を示す。η に基準値を採用した場合、既存柱の損傷が大きくなるにつれて計算値が解析値を過小評価し、R₁=0.75% モデルにおいては解析値が計算値の 3 倍以上の値となった。η に平均値を採用した場合、基準値を用いる場合と比較して概ね良好な精度で解析値を評価できたが、R₁=0.75% モデルにおいてはやや解析値を過小評価した。R₁=0.75% モデルは、その一次載荷時最大経験変形角により、図 2.5.4-4 から損傷度 IV に分類されるが、上述したように C-C40T75 では損傷度 IV に分類される変形角の幅が広く、損傷度 IV の中でも比較的損傷が小さい変形であることがわかる。η の基準値は、実験に基づく数値を、このように一定の損傷幅を有する各損傷度において安全側になるよう丸めたものであり、結果として R₁=0.75% モデルへの適用に関しては過小評価になることが考えられる。また η の平均値は、複数の実験結果に基づく各損傷度の平均値であるため、各損傷度における変形幅の中央付近の値である（厳密に中央の値ではない）ことが予測され、基準値より大きな値を取るものの、R₁=0.75% モデルへの適用に関しては過小評価になると考えられる。

表 2.5.4-4 解析最大耐力と計算値 (η : 耐震性能低減係数基準値^{[2.5-17]) の比較}

モデルの種類	部材 損傷度	柱耐力 低減係数	解析最大 耐力(kN)	計算値(kN)		解析値 /計算値*1	
				曲げ終局耐力 (目地考慮)	せん断終局耐力 (目地破壊時)		
一次載荷時 最大変形角	0%	-	1.00	1406	1273	1278	1.10
	0.125%	-	1.00	1303	1273	1278	1.03
	0.25%	I	0.95	1300	1219	1234	1.07
	0.5%	III	0.40	1213	629	752	1.93
	0.75%	IV	0.10	928	306	489	3.03

*1 曲げ終局耐力およびせん断終局耐力のうち小さい方とする

表 2.5.4-5 解析最大耐力と計算値 (η : 耐震性能低減係数平均値^[2.5-18]) の比較

モデルの種類	部材 損傷度	柱耐力 低減係数	解析最大 耐力(kN)	計算値(kN)		解析値 /計算値*1	
				曲げ終局耐力 (目地考慮)	せん断終局耐力 (目地破壊時)		
一次載荷時 最大変形角	0%	-	1.00	1406	1273	1278	1.10
	0.125%	-	1.00	1303	1273	1278	1.03
	0.25%	I	0.93	1300	1198	1217	1.09
	0.5%	III	0.66	1213	908	980	1.34
	0.75%	IV	0.36	928	586	717	1.58

*1 曲げ終局耐力およびせん断終局耐力のうち小さい方とする

ここで、各損傷度において一意の値を取る η の基準値および平均値を、連続的な値に変換し検討を行う。 η の基準値は上述のように値が安全側となるように丸めたものであることから、 η - 変形角関係において、各損傷度における最も大きな変形角の点に当該基準値をプロットし、各損傷度における点の間を線形補間することで連続した数値に変換した。 η の平均値は上述のように各損傷度における変形幅の中央付近の値であることが予測されることから、本検討では便宜上各損傷度の変形幅中央位置にプロットし、各損傷度における点の間を線形補間することで連続した数値に変換した。

図 2.5.4-5 に耐震性能低減係数 η と変形角の関係を示す。 η の基準値は、C-C40T75 実験結果と比較して損傷度 II、損傷度 III の範囲内における η の低下勾配が大きく、総じて過小な値を示している。一方で η の平均値は、C-C40T75 実験結果よりもその値が小さいものの、損傷度 III から損傷度 IV に至る η の低下勾配については C-C40T75 実験結果と概ね一致しており、基準値よりも本実験結果に近い結果となった。

—■— C-C40T75実験結果 —◆— 基準値 -○- 平均値 C-C40T75包絡線

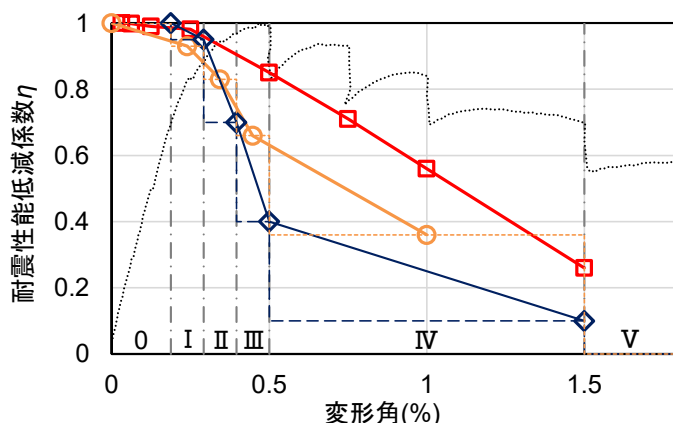


図 2.5.4-5 耐震性能低減係数 η - 変形角関係 (連続値の検討)

図 2.5.4-5 における η の基準値、平均値の連続的な関係から、2.5.3 項で示した各モデルの一次載荷終了時の η を算出し、これを柱耐力低減係数に採用することで改めて耐力算定を行った。表 2.5.4-6 お

よび表 2.5.4-7 に、2.5.3 項で示した各モデルの解析最大耐力と計算値の比較を示す。基準値、平均値とともに、連続値に変換した値を採用した場合、一意に決められている離散値を用いる場合と比較して解析結果を精度よく評価できた。しかし、 η の基準値を用いる場合は $R_i=0.5\%$ モデル、 $R_i=0.75\%$ モデルにおいて、解析値/計算値が 1.93, 1.69 となり、未だ解析値を過小評価していると言える。一方 η の平均値を用いる場合は、解析値/計算値が 1.06~1.38 となり、比較的良好な精度で解析値を評価できていると考えられる。

表 2.5.4-6 解析最大耐力と計算値 (η : 耐震性能低減係数基準値 (連続値) [2.5-18]) の比較

モデルの種類		柱耐力 低減係数	解析最大 耐力(kN)	計算値(kN)		解析値 /計算値*1
				曲げ終局耐力 (目地考慮)	せん断終局耐力 (目地破壊時)	
一次載荷時 最大変形角	0%	1.00	1406	1273	1278	1.10
	0.125%	1.00	1303	1273	1278	1.03
	0.25%	0.97	1300	1241	1252	1.05
	0.5%	0.40	1213	629	752	1.93
	0.75%	0.33	928	548	690	1.69

*1 曲げ終局耐力およびせん断終局耐力のうち小さい方とする

表 2.5.4-7 解析最大耐力と計算値 (η : 耐震性能低減係数平均値 (連続値) [2.5-18]) の比較

モデルの種類		柱耐力 低減係数	解析最大 耐力(kN)	計算値(kN)		解析値 /計算値*1
				曲げ終局耐力 (目地考慮)	せん断終局耐力 (目地破壊時)	
一次載荷時 最大変形角	0%	1.00	1406	1273	1278	1.10
	0.125%	0.96	1303	1234	1243	1.06
	0.25%	0.92	1300	1187	1208	1.10
	0.5%	0.63	1213	877	954	1.38
	0.75%	0.50	928	732	840	1.27

*1 曲げ終局耐力およびせん断終局耐力のうち小さい方とする

また、被災度区分判定基準^[2.5-17]における損傷度分類の目安に基づき、C-C40T75 の一次載荷実験結果における損傷過程から各サイクル終了時の部材損傷度の判定を行った。表 2.5.4-9 に判定結果を示す。損傷度の判定は、2.3 節で示した試験体損傷状況およびせん断ひび割れ幅の推移 (表 2.5.4-8) を基に行った。ここで、ひび割れ幅に対する試験体寸法効果の影響は不明な点もあるが、実大スケールに換算し実測値を 2 倍した。また、表 2.5.4-9 には上述のせん断ひび割れ発生点、最大耐力点、軸支持限界点の 3 点から分類した場合の部材損傷度も併せて示す。

損傷過程から分類した場合、履歴曲線上の主要点から分類する場合と比較して、ほぼすべてのサイクルにおいて 1 ランクまたは 2 ランク小さい損傷度判定となった。これは、2.3 節の損傷状況でも示したように、C-C40T75 試験体は細かな斜めひび割れが柱全体に分散して発生し、それらが繋がるようにして損傷が進行したことにより、せん断ひび割れ幅が比較的小さな値に留まったことや、カバーコンクリ

第2章 損傷後補強として UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

ートの剥離、剥落も比較的緩やかに進んだことが原因であると考えられる。被災度区分判定基準^[2.5-17]では、損傷状況から損傷度を分類する目安として、本試験体のようにせん断補強筋量はそれほど多くないものの、その間隔が比較的狭く密に配筋されていることにより、細かな斜めひび割れが分散して発生する部材についてはほとんど言及しておらず、本検討のように履歴曲線から分類する場合と差異が生じる場合があることに留意しておく必要がある。

表 2.5.4-8 せん断ひび割れ幅の推移 (C-C40T75 一次載荷実験結果)

		変形角(%)								
		+0.03125	+0.0625	+0.125	+0.25	+0.5	+0.75	+1	+1.5	+2
ひび割れ幅 (mm)	ピーク	-	-	-	0.2	0.9	1.8	2.2	2.8	2.6
	残留	-	-	-	閉	0.2	1.0	1.4	2.4	2.6

表 2.5.4-9 部材損傷度の判定結果 (C-C40T75 一次載荷実験結果)

		サイクル							
		~0.125%	0.25%	0.5%	0.75%	1%	1.5%	2%	3%
部材 損傷度	損傷過程 から分類	-	-	I	II	III	III	IV	V
	履歴曲線上の 主要点から分類	-	I	III	IV	IV	IV	V	V

3) 既存柱および UFC パネル負担せん断力

2.5.3 項で示した各モデルにおける、最大耐力時の既存柱と UFC パネルの負担せん断力を図 2.5.4-6 に示す。各負担せん断力は部材中央高さ位置の値とした。また、図 2.5.4-6 には、せん断終局耐力計算時における柱とパネルの負担せん断力 Q_{suc} および Q_{sup} も併せて示す。柱耐力低減係数には各一次載荷時最大経験変形角に対応する耐震性能低減係数 η をそれぞれ採用した。

解析結果では、一次載荷時の最大経験変形角が大きくなるにつれて、既存柱の負担せん断力が減少し、これに伴い部材全体の耐力も減少しているが、耐震性能低減係数 η に C-C40T75 実験結果から算出した値および η の平均値を採用した場合、計算値がこれを概ね精度良く評価できている。しかし、 η の基準値を採用した場合、 $R_1=0.5\%$ 以降で計算値が解析値を過小評価した。一方で、解析結果では、一次載荷時の最大経験変形角が大きくなるにつれて、UFC パネルの負担せん断力が上昇する傾向が確認されるが、計算値ではおよそ 400kN で一定の値を示している。これは、計算値では一次載荷での損傷の影響による既存柱の軸剛性の低下を考慮していないことが原因であると考えられるが、ここでは損傷を受けた柱に対する UFC パネル補強後の耐力を簡便に評価するため考慮しないものとし、詳細な検討については今後の課題としたい。

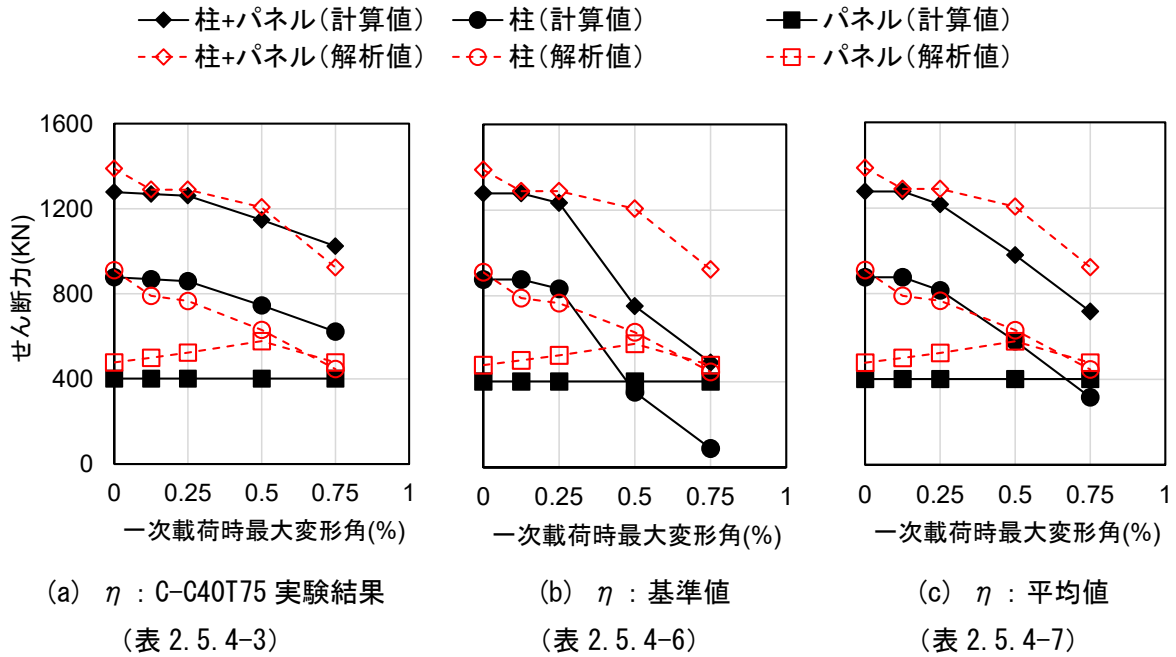


図 2.5.4-6 セン断終局耐力の検討

4) 実験結果との再比較

上述の計算方法を用いて本試験体の耐力を再計算し、実験結果との再比較を行う。表 2.5.4-10 に計算値と実験結果の比較を示す。柱耐力低減係数には、C-C40T75M 一次載荷時最大経験変形角 ($R=0.5\%$) における耐震性能低減係数 η を採用した。 η に C-C40T75 実験結果を採用した場合、実験値/計算値が 1.00 となり良好な精度で実験値を評価することができた。 η に基準値を用いる場合実験値を過小評価したが、 η に平均値を用いる場合は、これと比較して精度よく評価できた。

表 2.5.4-10 実験値と計算値との再比較 (C-C40T75M)

試験体	実験値 (kN)	計算値					実験値 /計算値*1
		柱耐力 低減係数 ($R=0.5\%$ 時)	曲げ終局耐力(kN)		せん断終局耐力(kN)		
			目地 考慮	目地 非考慮	目地 破壊時	パネル 破壊時	
C-C40T75M	1248	C-C40T75 実験結果(0.85)	1245	1326	1244	1493	1.00
		基準値(0.40)	685	796	796	1044	1.82
		平均値(0.63)	971	1067	1025	1274	1.29

*1 曲げ終局耐力及びせん断終局耐力のうち最小のものとする

5) まとめと今後の課題

本研究の範囲内においては、損傷の影響を考慮した UFC パネル補強柱の耐力について、上述した柱耐力低減係数 η を導入し、これに部材の履歴曲線から算出した耐震性能低減係数 η を直接採用することで、良好な精度で評価することができた。一方で、評価手法を汎用化するにあたり、被災度区分判定基準^[2.5-17]に示された部材損傷度を導入することが考えられるが、各部材損傷度には一定の損傷幅があり、

第2章 損傷後補強として UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

それらを包括的に安全側に評価できるよう設定された η の基準値を用いる場合には、過大な余裕度をもって評価される場合が多い。ここで、 η の基準値および平均値を各変形に応じた連続値に換算して適用すると、基準値を用いた場合にはやや過小な評価となったが、平均値を用いた場合には比較的良好的な精度で評価することができた。現状では、各損傷度に応じた η の基準値を柱耐力低減係数に直接採用することで、過小評価にはなるが、補強後の耐力を安全側に評価することができる。詳細な検討が可能であれば、部材の荷重－変形関係および各損傷度の範囲を推定し、これに連続値に換算した η の基準値、あるいは推定した履歴曲線から算出した η を適用することで、より精度の良い評価が可能になると考えられる。少なくとも、本試験体のように最大耐力後比較的緩やかに耐力低下する部材に関しては、損傷度 IV に該当する変形幅が過大となるため、同じ損傷度 IV の中でも損傷の程度を詳細に評価できる手法が必要であろう。また、実際に本評価方法を適用する場合、部材の損傷状況から部材損傷度の判定を行うことが必須であるが、現行の基準では本試験体のように細かな斜めひび割れが分散して発生する柱に対して、損傷度を 1~2 ランク小さく判定してしまう場合があり、柱の残存耐力を高め評価する可能性があるため、これを適切に評価するための損傷状況の目安の改善が必要であると考えられる。

(2) 評価手法の精度検証

ここでは、パラメトリックスタディ (2.5.3 項) における正載荷時最大耐力と計算値の比較を示す。計算値は 2.4 節で述べた方法を用いて算出するが、断面拡大形状および目地モルタルが無い場合への適用に関しては以下の点に留意する。

(a) 断面拡大形状

- 曲げ終局耐力の算定におけるパネル寄与分の項には増厚部厚さを用いる。
- せん断終局耐力の算定において、等価断面積比による柱とパネルの負担軸力の分配には、UFC パネルの厚さとして一般部厚さと増厚部厚さの平均値を用いる。
- UFC パネル負担せん断力の算定においては一般部厚さを用い、目地破壊時におけるアーチに作用する圧縮応力は σ_{mc} (拘束領域を考慮した目地モルタル圧縮強度) \times (断面拡大倍率) とする。

(b) 目地モルタルなし

- 曲げ終局耐力の算定において、パネル寄与分の項は 0 とする。
- せん断終局耐力の算定において、UFC パネルの負担軸力は目地モルタルがある場合と同様にして、柱とパネルの等価断面積比により分配して決定する。
- UFC パネル負担せん断力の算定においてはアーチ機構が形成されないものとし、UFC のせん断終局強度を用いて (式 2.5.4-4) から算出する。UFC のせん断終局強度は文献[2.5-19]を参考に 12N/mm^2 とする。

$$Q_{sup} = \tau_{UFC} D t_{UFC} \quad (\text{式 } 2.5.4-4)$$

ここで

τ_{UFC} : UFC パネル終局せん断強度(=12N/mm²)

D : UFC パネルせい(mm)

t_{UFC} : UFC パネルの厚さ (2 枚) (mm)

2.5.3 項で示した各モデルにおける解析最大耐力と計算値の比較を表 2.5.4-11 に示す。解析値／計算

値の値は 1.09~1.23 となり、全てのモデルにおいて計算値が解析値を概ね精度よく評価した。また本計算方法では、パネル厚さ 45mm モデル、断面拡大倍率 1.5 倍、2.0 倍モデル、目地モルタルなしモデルにおいて、せん断余裕度が 1.10 を上回る結果となった。一方で断面拡大倍率が 1.5 倍から 2 倍、3 倍と大きくなるにつれて、せん断余裕度が低下する傾向が確認され、パネルの形状等により部材の破壊性状が変化する可能性が見られた。

表 2.5.4-11 解析最大耐力と計算値の比較

		解析値 (kN)	計算値				せん断 余裕度*3	解析値/ 計算値*2
			曲げ終局耐力(kN)		せん断終局耐力(kN)			
			目地 考慮	目地 非考慮	目地 破壊時	パネル 破壊時		
パネル 厚さ	15mm	1338	1192	1263	1090	1234	0.91	1.23
	30mm	1406	1273	1378	1278	1529	1.00	1.10
	45mm	1476	1336	1465	1467	1823	1.10	1.10
断面 拡大 形状	1.0 倍	1406	1273	1378	1278	1529	1.00	1.10
	1.5 倍	1473	1336	1465	1497	1531	1.12	1.10
	2.0 倍	1516	1393	1530	1723	1533	1.10	1.09
	3.0 倍	1612	1481	1630	2195	1535	1.04	1.09
目地 モルタル	あり	1406	1273	1378	1278	1529	1.00	1.10
	なし	1314	1085		1219*1		1.12	1.21

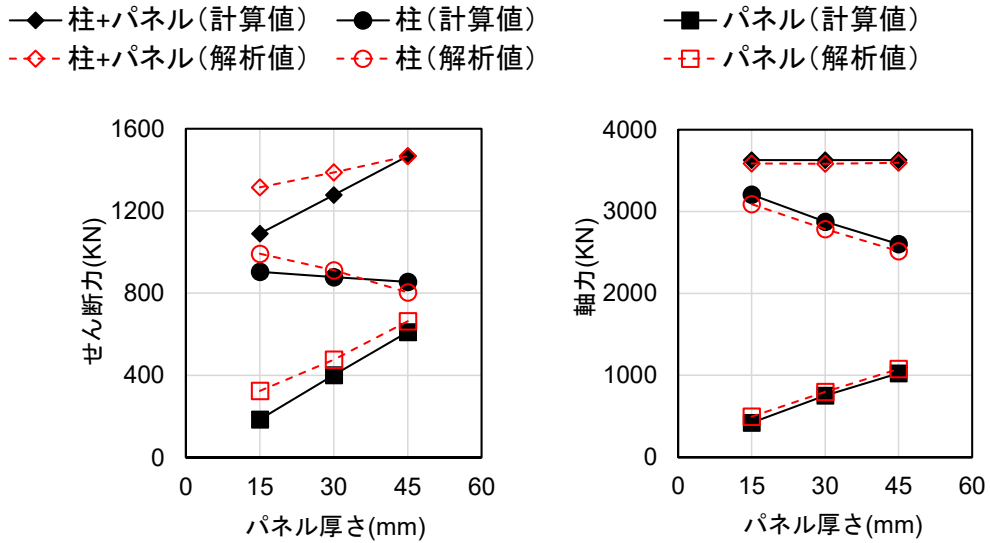
*1 上述の目地モルタルのないモデルへの適用方法による

*2 曲げ終局耐力およびせん断終局耐力の中で最小のものとする

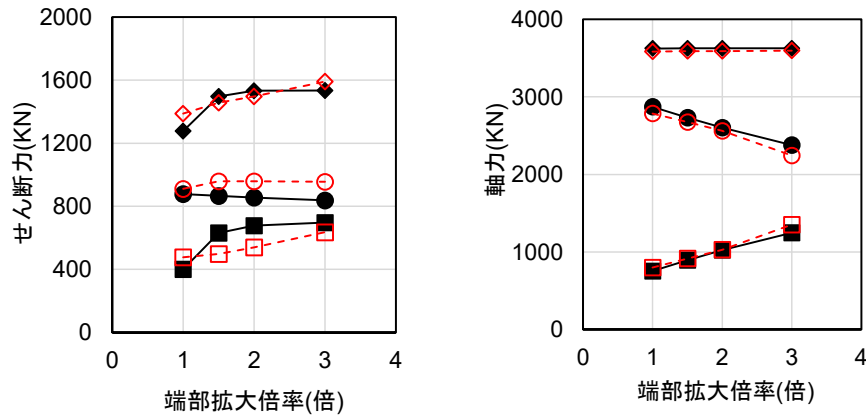
*3 せん断終局耐力の最小値/曲げ終局耐力の最小値とする

また、2.5.3 項で示した各モデルにおける、最大耐力を記録したサイクルでの既存柱と UFC パネルの負担せん断力および負担軸力を図 2.5.4-7 に示す。各負担せん断力は部材中央高さ位置の値とし、負担軸力は部材高さ方向の平均値(目地モルタルなしモデルは部材中央高さの位置)とした。また、図 2.5.4-7 には、せん断終局耐力計算時における柱とパネルの負担せん断力および負担軸力も併せて示す。

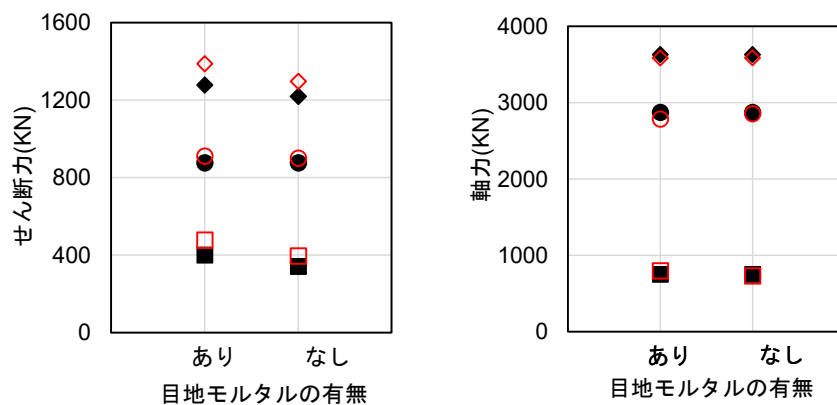
本研究の範囲内においては、UFC パネル厚さが大きくなるにつれてパネルの負担せん断力および負担軸力が上昇する傾向や、端部断面拡大倍率が大きくなるにつれてパネルの負担軸力が上昇する傾向など、既存柱と UFC パネルのせん断力と軸力の分担を本計算仮定によって概ね捉えられていることが確認できる。



(a) パネル厚さ



(b) 端部断面拡大形状



(c) 目地モルタルの有無

図 2.5.4-7 せん断終局耐力の検討 (R=+0.5%)

表 2.5.4-12 に、パラメトリックスタディの結果および本実験結果における、最大耐力時パネル負担せん断力とパネル負担せん断力の最大値の比較を示す。各パネル負担せん断力は、パネル中央高さ位置

での値とした。なお解析結果に関しては、各サイクルピーク点のみの比較とする。

一次載荷での損傷がないモデルにおいては、ほとんど全てのモデルにおいて $R=0.5\%$ サイクルピーク時に部材の最大耐力を記録した。その後の $R=0.75\%$ 、 1% サイクルピーク時には、既存柱の負担せん断力が減少する一方で、パネルの負担せん断力は部材最大耐力時よりも上昇し、パネル負担せん断力の最大値を記録した。表中の Q_p/Q_{pmax} より、本実験結果や一次載荷での損傷を考慮したモデルも含め、部材最大耐力時において、パネルが負担し得る最大せん断力の 81% 以上のせん断力をパネルが負担していることが確認できる。

既存柱と UFC パネルが終局耐力を発揮する変形に差異があることを考慮すると、表 2.5.4-12 の結果を踏まえて、本研究の範囲内においては以下の (式 2.5.4-5) によりせん断終局耐力を算出すれば安全側であると考えられる。なお、 Q_{pmax} は柱の損傷が進み、パネルの負担軸力が増加している状況での負担せん断力であり、計算値における UFC パネルせん断終局耐力 Q_{sup} を算出する際の軸力状態とは異なっているが、ここでは簡単のためこれを考慮しないものとする。

$$Q_{su} = \eta \times Q_{suc} + 0.81Q_{sup} \quad (\text{式 2.5.4-5})$$

ここで

Q_{suc} : 既存部せん断終局耐力(N)

Q_{sup} : UFC パネルせん断終局耐力(N)

η : 柱耐力低減係数

表 2.5.4-12 パネル負担せん断力の検討

		部材最大耐力点		パネル負担せん断力最大点		Q_p / Q_{pmax}	
		パネル負担 せん断力 Q_p (kN)	変形角 R (%)	パネル負担 せん断力 Q_{pmax} (kN)	変形角 R (%)		
実 験	C-C40T75	431	0.49	431	0.49	1.00	
	C-C40T75M	361	0.75	386	0.73	0.94	
解 析	一次載荷時 最大変形角	0.125%	499	0.50	524	0.75	0.95
		0.25%	523	0.50	523	0.5	1.00
		0.5%	577	0.75	577	0.75	1.00
		0.75%	477	1.00	511	0.75	0.93
	パネル 厚さ	15mm	324	0.50	367	0.75	0.88
		30mm	477	0.50	523	0.75	0.91
		45mm	663	0.75	744	1.00	0.89
	断面 拡大 形状	1.0 倍	477	0.50	523	0.75	0.91
		1.5 倍	498	0.50	531	0.75	0.94
		2.0 倍	539	0.50	601	0.75	0.90
		3.0 倍	636	0.50	704	0.75	0.90
	目地 モルタル	あり	477	0.50	523	0.75	0.91
		なし	396	0.50	417	1.00	0.95
	接着材 厚さ	2.5mm	434	0.50	535	0.75	0.81
		5mm	477	0.50	523	0.75	0.91
		10mm	410	0.50	480	0.75	0.85
パネル の分割	分割なし	477	0.50	523	0.75	0.91	
	鉛直分割	433	0.50	482	1.00	0.90	
	水平分割	368	0.50	413	0.75	0.89	
	鉛直+水平	340	0.50	378	1.00	0.90	

2.5.5 まとめ

本節では、FINAL/V11^[2.5-1]を用いて C-C40T75 の一次載荷および C-C40T75M に対する三次元有限要素解析を行い、実験結果の追跡を行った。その結果、いずれの試験体においても正載荷時における水平荷重-変形角関係を概ね捉えることができ、正載荷時の実験最大耐力/解析最大耐力は 0.96~1.03 となった。また、目地モルタルの損傷やパネル裏の縦ひび割れなど、実験で見られた損傷状況を本解析モデルにおいても確認することができた。

また、本節では、本解析モデルを用いてパラメトリックスタディを行った。その結果、一次載荷時の最大経験変形角が最大耐力時変形角以下であれば、UFC パネル補強により、元の柱の最大耐力以上の耐力を確保することが確認された。また、UFC パネルが厚いほど、あるいは端部断面拡大倍率が大きいほど最大耐力が上昇する傾向が確認された。接着材厚さが厚い場合、最大耐力以降の耐力低下が大きくなった。実施工に向けた検討として、UFC パネルを分割して解析を行った結果、UFC パネルを水平方向に分割することで、パネルの負担軸力および負担せん断力が減少することが確認されたが、UFC パネルの分割が補強後の部材耐力に与える影響は小さかった。

本パラメトリックスタディの結果を用いて、解析最大耐力と 2.4 節で提案した UFC パネル補強後の耐力計算値との比較、検討を行った。その結果、一次載荷における損傷の影響を評価するために柱耐力低減係数 η を導入し、これに部材の履歴曲線から算出した耐震性能低減係数 η を直接採用することで、解析値/計算値が 0.96~1.10 となり、解析結果を良好な精度で評価することができた。現状では、評価手法を汎用化するにあたり、被災度区分判定基準^[2.5-17]に示された部材損傷度を導入し、耐震性能低減係数 η の基準値を採用することで補強後の耐力を過小評価ではあるが安全側に評価することができる。しかし、これをより精度よく評価するためには、より詳細な損傷度分類方法と精度の良い損傷度判定の目安が必要であり、さらなる検討が必要であると考えられる。また、2.4 節で提案した UFC パネル補強後の耐力を、端部断面拡大形状および目地モルタルを設けない場合の適用に拡張し、解析最大耐力と計算値の比較を行った。解析値/計算値は 1.09~1.23 となり、計算値が解析値を概ね精度良く評価することができた。また本計算方法では、端部断面拡大モデル、目地モルタルなしモデル等において、せん断余裕度が上昇し、破壊性状が変化する可能性が示された。このようなより良い補強効果が期待される補強方法に関して、今後実際に試験体を作製し、実験によりその性能を確かめることが必要であると考えられる。

参考文献 (2.5 節)

- [2.5-1] 伊藤忠テクノソリューションズ (株) : FINAL/V11
- [2.5-2] ACI committee 318 : Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-19), 2019
- [2.5-3] 土木学会 : 超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針 (案), 2008
- [2.5-4] 國本拓也ほか : グラウト材の力学的性能と破壊エネルギーの実験的評価, コンクリート工学年次論文集, VOL.30, NO.2, PP.673-678, 2008
- [2.5-5] 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
- [2.5-6] H.NAKAMURA, T.HIGAI : COMPRESSIVE FRACTURE ENERGY AND FRACTURE ZONE LENGTH OF CONCRETE, SEMINAR ON POST-PEAK BEHAVIOR OF RC STRUCTURES SUBJECTED TO SEISMIC LOAD, JCI-C51E, VOL.2, PP.259-272, 1999.10
- [2.5-7] 長沼一洋, 山口恒雄 : 面内せん断応力下におけるテンションスティフニング特性のモデル化, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp.649-650,1990.10
- [2.5-8] 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
- [2.5-9] Al-Mahaidi, R.S.H. : Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Report 79-1, Dep. of Structural Engineering, Cornell Univ., Jan. 1979
- [2.5-10] 長沼一洋, 大久保雅章 : 繰返し応力下における鉄筋コンクリート板の解析モデル, 日本建築学会構造系論文集, 第 536 号, pp.135-142, 2000.10
- [2.5-11] Ciampi, V, et al. : Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars Under Generalized Excitations, Report No. UCB/EERC-82/23, Univ. of California, Berkeley, Nov. 1982
- [2.5-12] 若島久男ほか : 可塑剤を含むエポキシ樹脂の疲労き裂伝ば (ふん囲気と繰返し速度の影響), 日本材料学会誌「材料」, 第 25 巻, 第 271 号, pp.370-374, 1976
- [2.5-13] 久保内昌敏ほか : じん性を変えた柱型用エポキシ樹脂の耐熱衝撃性評価, 日本材料学会誌「材料」, 第 41 巻, 第 463 号, pp.516-522, 1992.4
- [2.5-14] Mostafa Elmorsi, et al. : Modeling bond-slip deformations in reinforced concrete beam-column joints, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol.27, pp.490-505, 2000
- [2.5-15] 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
- [2.5-16] 森田司郎, 角徹三 : 繰返し荷重下における鉄筋とコンクリート間の付着性状に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 229 号, pp.15-24, 1975.3
- [2.5-17] 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, 2016.3
- [2.5-18] 伊藤淑紘ほか : せん断破壊する鉄筋コンクリート造柱・壁部材の残存耐震性能の検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.859-864, 2013
- [2.5-19] 諏訪田晴彦ほか : 超高強度繊維補強コンクリート及び高強度無収縮モルタルを充填部に使用したプレキャスト部材接合部の引張性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.1477-1482, 2009

2.6 まとめ

本章では、本研究で得られた研究成果と今後の課題を述べる。

2.6.1 研究成果

(1) UFC パネル挟込工法を施した損傷柱試験体に対する載荷実験

本研究では、熊本地震でせん断破壊した RC 造ピロティ柱を模擬した縮小試験体を作製し、一次載荷により損傷を与えた後、UFC パネル挟込工法を施し、再び載荷実験を行うことで、UFC パネルを接着することによる補強、復旧効果を調べた。得られた知見を以下に示す。

- 一次載荷において部材損傷度 V 相当の損傷を受けた C-C40T75 試験体は、断面修復および UFC パネル補強により、一次載荷最終サイクルと比較して剛性の大幅な向上が見られた。一方で、目地モルタルが全幅に対して脆性的に圧壊し破壊に至ったことで、最大耐力は一次載荷時最大耐力の 74% に留まった。
- 一次載荷において最大耐力を発揮する程度の変形を経験した C-C40T75M 試験体は、UFC パネル補強により、剛性の向上は見られなかったものの、最大耐力は一次載荷時と比較して 14% 上昇した。一方で、目地モルタルの圧壊に起因して最大耐力が決定され、また脆性的な破壊に至ったことで、変形性能の向上は見られなかった。

(2) 有限要素解析を用いたパラメトリックスタディ

本研究では、有限要素解析を用いて本実験結果を追跡しパラメトリックスタディを行うことで、補強の適用範囲の検討、補強方法の検討および実施工に向けた検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- 一次載荷時の最大変形角が最大耐力時変形角以下であれば、UFC パネル補強により、一次載荷時の最大耐力以上の耐力を確保することができた。
- 本研究の範囲内においては、UFC パネルが厚いほど、また端部断面拡大倍率が大きいほど最大耐力が上昇する傾向が確認された。
- 本研究の範囲内においては、接着材厚さが厚いモデルでは最大耐力以降の耐力低下が大きくなった。
- UFC パネルを水平方向に分割することで、パネルの負担軸力および負担せん断力が減少するが、本研究の範囲内では、UFC パネルの分割が補強後の部材耐力に与える影響は小さかった。

(3) 補強効果の評価手法の提案

本研究では、損傷の影響を考慮した補強効果の評価手法を提案し、算出した終局耐力と実験および解析値との比較を行った。また評価手法の汎用化に関する検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- 本研究の範囲内では、等価ストレスブロック法を用いた曲げ理論式に UFC パネルの項を追加して算出した曲げ終局耐力と、等価断面積比により軸力を柱とパネルに分担し、それぞれのせん断耐力を累加して算出したせん断終局耐力により、UFC パネル挟込接着補強後の部材耐力を概ね適切に評価でき、解析値/計算値は 1.09~1.23 となった。
- せん断終局耐力の算定において、本計算方法では、UFC パネル厚さが大きくなるにつれてパネルの負担せん断力および負担軸力が上昇する傾向や、端部断面拡大倍率が大きくなるにつれてパネルの負担軸力が上昇する傾向など、既存柱と UFC パネルのせん断力と軸力の分担を概ね捉えることができた。
- 既存柱の荷重-変形関係から被災度区分判定基準^[2.6-1]に示された耐震性能低減係数 η を算出し、こ

第2章 損傷後補強として UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

れを柱耐力低減係数として既存柱の耐力に乗ずることで、一次載荷における損傷の影響を概ね適切に評価することができ、解析値／計算値および実験値／計算値は 0.96~1.10 となった。また、既存柱の部材損傷度を判定し、耐震性能低減係数 η の基準値あるいは平均値を用いることで、本計算方法を汎用的に用いることができる可能性を示した。

2.6.2 今後の課題

- ・ C-C40T75M 試験体においては、目地モルタルの圧壊に起因して脆性的な破壊に至ったことから、これを防ぐことを目的として、有限要素解析では端部断面拡大形状や目地モルタルを設けない場合の検討を行った。計算値との比較により、せん断余裕度の上昇や、破壊性状が変化する可能性が示された一方で、本解析では変形角 $R=1\%$ 以降の挙動を検討することができず、大変形時における損傷の推移や変形性能を把握できていない。本検討結果を踏まえて、より良い補強効果が期待される補強方法に関して、実際に試験体を作製し、実験によりその性能を確かめる必要がある。
- ・ 一次載荷における既存柱の損傷の評価を汎用化するにあたり、被災度区分判定基準^[2.6-1]における部材損傷度を導入することが考えられるが、本試験体のように最大耐力以降比較的緩やかに耐力低下する部材においては、損傷度IVに該当する損傷幅が広がるため、同じ損傷度IVの中でもその損傷の程度をより適切に評価することのできる指標が必要であると考えられる。また、本試験体のように細かな斜めひび割れが分散して発生する部材では、損傷から判定した部材損傷度と、履歴曲線から判定した部材損傷度との間に差異が生じる場合があるため、これを適切に評価するための目安が必要である。

参考文献 (2.6 節)

[2.6-1] 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，2016.3

謝辞

本報告は「隈部敦史：RC 造ピロティ柱に対する UFC パネル補強－損傷試験体に対する挟込接着補強－，京都大学大学院修士論文，2021.3」を再編集したものである。ここに関係各位に謝意を示します。