

博 士 論 文

せん断破壊した鉄筋コンクリート造柱の  
残存軸耐力評価に関する研究

杨 勇



## 目次

目次.....	I
図一覧.....	V
表一覧.....	XI
写真一覧.....	XII
論文の内容の要旨.....	XIII
発表論文 .....	XVI
謝辞 .....	XVII

## 第1章 序論

1.1 研究の背景.....	1-1
1.2 せん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力評価に関する既往の研究.....	1-3
1.2.1 国内におけるせん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力評価に関する既往の研究.....	1-3
1.2.2 国外におけるせん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力評価に関する既往の研究.....	1-17
1.3 研究の目的.....	1-19
1.4 本論文の構成.....	1-21
1.5 まとめ.....	1-24
[参考文献].....	1-25

## 第2章 せん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力評価手法の提案

2.1 はじめに.....	2-1
2.2 軸崩壊限界点の定義.....	2-2
2.3 せん断破壊した RC 造柱の破壊形態の分析.....	2-4
2.4 せん断破壊した RC 造柱の力学モデル.....	2-5
2.5 コンクリートの残存軸耐力寄与分の評価式.....	2-7
2.6 主筋の残存軸耐力寄与分の評価式.....	2-9
2.6.1 $N$ - $M$ 全塑性相関関係.....	2-10
2.6.2 主筋1本あたりの残存軸耐力寄与分の評価式.....	2-12
2.7 せん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力の評価式.....	2-13
2.8 内部コンクリートが軸力を負担できない場合の RC 造柱の残存軸耐力の評価式.....	2-14
2.9 提案した RC 造柱の残存軸耐力評価手法の適用に関する留意点.....	2-16
2.10 適用例.....	2-18
2.11 まとめ.....	2-21
[参考文献].....	2-22

---

第3章 既往の加力実験データを用いた RC 造柱の残存軸耐力評価手法の精度検証

3.1 はじめに.....	3-1
3.2 既往研究による加力実験データベースの作成条件.....	3-2
3.3 加力実験データベースの詳細.....	3-3
3.4 加力実験データベースによる精度検証.....	3-7
3.4.1 各残存軸耐力評価手法におけるパラメータの設定.....	3-8
3.4.2 適用結果.....	3-10
3.5 まとめ.....	3-16
[参考文献].....	3-17

## 第4章 主筋のみの抵抗を考慮した RC 造柱の残存軸耐力評価手法の検証実験

4.1 はじめに.....	4-1
4.2 試験体の設計と製作.....	4-2
4.2.1 試験体の設計.....	4-2
4.2.2 試験体の製作.....	4-6
4.3 実験計画.....	4-8
4.3.1 計測計画.....	4-8
4.3.2 加力計画.....	4-18
4.4 実験結果.....	4-20
4.4.1 材料試験結果.....	4-20
4.4.2 各試験体における荷重と変形の関係及び破壊経過.....	4-22
4.4.3 各試験体における軸崩壊限界点.....	4-42
4.4.4 各試験体の軸崩壊限界点における主筋端部断面の応力状態.....	4-88
4.4.5 各試験体の残存軸耐力の算定値と実験値の比較.....	4-94
4.4.6 各試験体の残存軸耐力の算定値と実験値の比較結果の再考察.....	4-96
4.5 まとめ.....	4-105
[参考文献] .....	4-106

## 第5章 コンクリートの抵抗を考慮した RC 造柱の残存軸耐力評価手法の検証実験

5.1 はじめに.....	5-1
5.2 試験体の設計と製作.....	5-2
5.2.1 試験体の設計方針.....	5-2
5.2.2 実験パラメータ.....	5-3
5.2.3 試験体の設計.....	5-4
5.2.4 試験体の製作.....	5-7
5.3 実験計画.....	5-9

---



5.3.1	計測計画.....	5-9
5.3.2	加力計画.....	5-22
5.4	実験結果.....	5-24
5.4.1	コンクリートの材料試験結果.....	5-24
5.4.2	鉄筋の材料試験結果.....	5-25
5.4.3	各試験体における荷重と変形の関係及び破壊経過.....	5-27
5.4.4	各試験体における軸崩壊限界点.....	5-43
5.4.5	各試験体の軸崩壊限界点におけるせん断補強筋の断面応力状態.....	5-66
5.4.6	各試験体の残存軸耐力の算定値と実験値の比較.....	5-68
5.5	まとめ.....	5-73
	[参考文献] .....	5-74
第 6 章 せん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力評価手法の簡略化		
6.1	はじめに.....	6-1
6.2	RC 造柱の残存軸耐力評価手法の簡略化.....	6-2
6.3	適用例.....	6-6
6.4	加力実験データによる簡略化した RC 造柱の残存軸耐力評価式の精度検証.....	6-9
6.5	まとめ.....	6-16
	[参考文献].....	6-17
第 7 章 結論		
付録 1 主筋の座屈が発生しないという仮定の妥当性の検証		
1	はじめに.....	付 1-1
2	検証方針.....	付 1-2
3	検証結果.....	付 1-4
4	まとめ.....	付 1-7
	[参考文献].....	付 1-8
付録 2 柱の初期せん断ひび割れの角度に関する感度解析		
1	はじめに.....	付 2-1
2	検証結果.....	付 2-4
3	まとめ.....	付 2-9
	[参考文献].....	付 2-10

---

**付録 3 柱の内部コンクリート切断面における静摩擦係数に関する感度解析**

1 はじめに.....	付 3-1
2 検証結果.....	付 3-3
3 まとめ.....	付 3-8
[参考文献].....	付 3-9

**付録 4 試験体の変形急増に対するパンタグラフの自重による抑制作用**

1 はじめに.....	付 4-1
2 アクチュエータによる水平力の求め方.....	付 4-3
3 計算結果.....	付 4-5
4 まとめ.....	付 4-7

**付録 5 既往研究による加力実験データベースにおける各試験体のせん断破壊区間の高さ**

1 はじめに.....	付 5-1
2 せん断破壊区間の高さの調査結果.....	付 5-2
3 まとめ.....	付 5-7
[参考文献].....	付 5-8

**質疑・回答**

## 図一覧

図 1.1	既往研究における残存軸耐力率 $\eta_r$ の検討.....	1-4
図 1.2	破壊曲面の縮小 ( $P \geq 0$ に対して) .....	1-6
図 1.3	水平力 $P$ と水平変形 $R$ との関係.....	1-7
図 1.4	残存鉛直耐力 $NR$ と水平変形 $R$ との関係.....	1-7
図 1.5	せん断破壊曲面縮小率 の推定値と実験値の対応.....	1-8
図 1.6	軸力負担能力喪失変形の評価式.....	1-9
図 1.7	滑り開始時摩擦軸力の定義.....	1-9
図 1.8	崩壊メカニズム I(せん断破壊直後に崩壊) .....	1-12
図 1.9	崩壊メカニズム II(ある程度の変形能力を発揮後) .....	1-12
図 1.10	せん断破壊した RC 造柱のモデル化.....	1-14
図 1.11	SHEAR-FRICTION モデル.....	1-17
図 1.12	軸崩壊時の変形角の計算値と実験値の比較.....	1-17
図 1.13	建物架構の水平力と水平変形, 鉛直支持能力と水平変形の関係.....	1-20
図 1.14	本論文の流れ.....	1-22
図 2.1	RC 造柱のせん断破壊区間.....	2-2
図 2.2	RC 造柱のせん断破壊区間における端部断面の作用モーメントの変化.....	2-2
図 2.3	RC 造柱のせん断破壊区間のモデル化.....	2-5
図 2.4	せん断破壊区間から取り出したコンクリートにおける作用力の分布.....	2-7
図 2.5	主筋端部断面の全塑性応力状態.....	2-10
図 2.6	$N$ - $M$ 全塑性相関関係の近似.....	2-11
図 2.7	想定した RC 造柱の断面.....	2-17
図 2.8	$N$ - $M$ 全塑性相関関係の理論式及び近似式の曲線.....	2-17
図 2.9	せん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力と水平変形との関係.....	2-18
図 2.10	せん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力と水平変形との関係.....	2-18
図 3.1	軸力比 $\eta$ の度数分布.....	3-5
図 3.2	主筋比 $p_g$ の度数分布.....	3-5
図 3.3	せん断補強筋比 $p_w$ の度数分布.....	3-6
図 3.4	残存軸耐力の算定値と実験値の比較(Elwood, Moehle らによる評価手法) .....	3-12
図 3.5	残存軸耐力の算定値と実験値の比較(本研究で提案した評価手法) .....	3-12
図 3.6	せん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力各評価手法の精度比較.....	3-13
図 3.7	コンクリートと主筋の残存軸耐力に対する寄与割合(Elwood, Moehle ら) .....	3-14
図 3.8	コンクリートと主筋の残存軸耐力に対する寄与割合(本研究) .....	3-15

図 4.1	各試験体の詳細(2014 年 1 月～4 月実施).....	4-4
図 4.2	各試験体の詳細(2014 年 11 月～2015 年 3 月実施).....	4-5
図 4.3	試験体の変形計測のイメージ図(試験体 R400-15 を例として).....	4-9
図 4.4	各試験体の歪ゲージ貼付位置及び番号(試験体 R200-15).....	4-10
図 4.5	各試験体の歪ゲージ貼付位置及び番号(試験体 R400-15).....	4-11
図 4.6	各試験体の歪ゲージ貼付位置及び番号(試験体 R200-30, R200-50).....	4-12
図 4.7	各試験体の歪ゲージ貼付位置及び番号(試験体 R300-30).....	4-12
図 4.8	実験装置・試験体のセットアップ(計画図).....	4-18
図 4.9	鉄筋の引張試験の応力度と歪度の関係.....	4-21
図 4.10	試験体 R200-15 における水平力と水平変形の関係.....	4-23
図 4.11	試験体 R200-15 における鉛直力と水平変形の関係.....	4-24
図 4.12	試験体 R200-15 における端部断面の作用モーメントと水平変形の関係.....	4-24
図 4.13	試験体 R200-15 における鉛直変形と水平変形の関係.....	4-25
図 4.14	試験体 R400-15 における水平力と水平変形の関係.....	4-27
図 4.15	試験体 R400-15 における鉛直力と水平変形の関係.....	4-27
図 4.16	試験体 R400-15 における端部断面の作用モーメントと水平変形の関係.....	4-28
図 4.17	試験体 R400-15 における鉛直変形と水平変形の関係.....	4-28
図 4.18	試験体 R200-30 における水平力と水平変形の関係.....	4-31
図 4.19	試験体 R200-30 における鉛直力と水平変形の関係.....	4-31
図 4.20	試験体 R200-30 における端部断面の作用モーメントと水平変形の関係.....	4-32
図 4.21	試験体 R200-30 における鉛直変形と水平変形の関係.....	4-32
図 4.22	試験体 R200-50 における水平力と水平変形の関係.....	4-35
図 4.23	試験体 R200-50 における鉛直力と水平変形の関係.....	4-35
図 4.24	試験体 R200-50 における端部断面の作用モーメントと水平変形の関係.....	4-36
図 4.25	試験体 R200-50 における鉛直変形と水平変形の関係.....	4-36
図 4.26	試験体 R300-30 における水平力と水平変形の関係.....	4-39
図 4.27	試験体 R300-30 における鉛直力と水平変形の関係.....	4-39
図 4.28	試験体 R300-30 における端部断面の作用モーメントと水平変形の関係.....	4-40
図 4.29	試験体 R300-30 における鉛直変形と水平変形の関係.....	4-40
図 4.30	試験体 R200-15 における主筋 A の内力と水平変形の関係.....	4-46
図 4.31	試験体 R200-15 における主筋 B の内力と水平変形の関係.....	4-47
図 4.32	試験体 R200-15 における主筋 C の内力と水平変形の関係.....	4-49
図 4.33	試験体 R200-15 における主筋 D の内力と水平変形の関係.....	4-50
図 4.34	試験体 R200-15 の内力と水平変形の関係.....	4-52
図 4.35	試験体 R400-15 における主筋 A の内力と水平変形の関係.....	4-55
図 4.36	試験体 R400-15 における主筋 B の内力と水平変形の関係.....	4-56

図 4.37	試験体 R400-15 における主筋 C の内力と水平変形の関係.....	4-58
図 4.38	試験体 R400-15 における主筋 D の内力と水平変形の関係.....	4-59
図 4.39	試験体 R400-15 の内力と水平変形の関係.....	4-61
図 4.40	試験体 R200-30 における主筋 A 端部断面の内力と水平変形の関係.....	4-64
図 4.41	試験体 R200-30 における主筋 B 端部断面の内力と水平変形の関係.....	4-65
図 4.42	試験体 R200-30 における主筋 C 端部断面の内力と水平変形の関係.....	4-67
図 4.43	試験体 R200-30 における主筋 D 端部断面の内力と水平変形の関係.....	4-68
図 4.44	試験体 R200-30 の端部断面の内力と水平変形の関係.....	4-70
図 4.45	試験体 R200-50 における主筋 A 端部断面の内力と水平変形の関係.....	4-73
図 4.46	試験体 R200-50 における主筋 B 端部断面の内力と水平変形の関係.....	4-74
図 4.47	試験体 R200-50 における主筋 C 端部断面の内力と水平変形の関係.....	4-76
図 4.48	試験体 R200-50 における主筋 D 端部断面の内力と水平変形の関係.....	4-77
図 4.49	試験体 R200-50 の端部断面の内力と水平変形の関係.....	4-79
図 4.50	試験体 R300-30 における主筋 A 端部断面の内力と水平変形の関係.....	4-81
図 4.51	試験体 R300-30 における主筋 B 端部断面の内力と水平変形の関係.....	4-83
図 4.52	試験体 R300-30 における主筋 C 端部断面の内力と水平変形の関係.....	4-84
図 4.53	試験体 R300-30 における主筋 D 端部断面の内力と水平変形の関係.....	4-86
図 4.54	試験体 R300-30 の端部断面の内力と水平変形の関係.....	4-87
図 4.55	主筋の端部断面の応力状態（試験体 R200-15） .....	4-89
図 4.56	主筋の端部断面の応力状態（試験体 R400-15） .....	4-90
図 4.57	主筋の端部断面の応力状態（試験体 R200-30） .....	4-91
図 4.58	主筋の端部断面の応力状態（試験体 R200-50） .....	4-92
図 4.59	主筋の端部断面の応力状態（試験体 R200-30） .....	4-93
図 4.60	残存軸耐力の各評価式による算定値と実験値の比較.....	4-95
図 4.61	柱部材の内力と水平変形の関係の曲線の傾きの変化.....	4-97
図 4.62	柱部材の内力と水平変形の関係の曲線の傾きの変化（試験体 R200-15） .....	4-98
図 4.63	歪度と水平変形の関係（試験体 R200-15 の主筋 A） .....	4-99
図 4.64	材料試験結果データの処理方法.....	4-100
図 4.65	試験体 R200-15 の内力と水平変形の関係（歪硬化なし） .....	4-101
図 4.66	残存軸耐力の各評価式による算定値と実験値*の比較（歪硬化なし） .....	4-102
図 4.67	せん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力の各評価手法の精度比較.....	4-104
図 5.1	各試験体の詳細.....	5-5
図 5.2	試験体の変形計測のイメージ図（試験体 RC320-0.2%-0.3 を例として）.....	5-10
図 5.3	各試験体の歪ゲージ貼付位置及び番号（試験体 RC320-0.2%-0.2 及び RC320-0.2%-0.3 .....	5-11
図 5.4	各試験体の歪ゲージ貼付位置及び番号（試験体 RC320-0.4%-0.3） .....	5-12

図 5.5	実験装置・試験体のセットアップ（計画図） .....	5-22
図 5.6	加力計画.....	5-23
図 5.7	鉄筋の引張試験の応力度と歪度の関係.....	5-26
図 5.8	試験体 RC320-0.2%-0.2 における水平力と面内の水平変形の関係.....	5-29
図 5.9	試験体 RC320-0.2%-0.2 における鉛直力と面内の水平変形の関係.....	5-29
図 5.10	試験体 RC320-0.2%-0.3 における水平力と面内の水平変形の関係.....	5-33
図 5.11	試験体 RC320-0.2%-0.3 における鉛直力と面内の水平変形の関係.....	5-34
図 5.12	試験体 RC320-0.2%-0.3 における端部断面の作用モーメントと面内の水平変形の関係 .....	5-34
図 5.13	試験体 RC320-0.4%-0.3 における水平力と面内の水平変形の関係.....	5-38
図 5.14	試験体 RC320-0.4%-0.3 における鉛直力と面内の水平変形の関係.....	5-39
図 5.15	試験体 RC320-0.4%-0.3 における端部断面の作用モーメントと面内の水平変形の関係 .....	5-39
図 5.16	鉛直アクチュエータの傾きの影響.....	5-45
図 5.17	軸崩壊限界点の求め方.....	5-45
図 5.18	せん断力と水平変形の関係（試験体 RC320-0.2%-0.2） .....	5-48
図 5.19	軸力と面内の水平変形の関係（試験体 RC320-0.2%-0.2） .....	5-49
図 5.20	軸力と面内の水平変形の関係（試験体 RC320-0.2%-0.2, 主筋 A） .....	5-49
図 5.21	軸力と面内の水平変形の関係（試験体 RC320-0.2%-0.2, 主筋 B） .....	5-50
図 5.22	軸力と面内の水平変形の関係（試験体 RC320-0.2%-0.2, 主筋 C） .....	5-50
図 5.23	軸力と面内の水平変形の関係（試験体 RC320-0.2%-0.2, 主筋 D） .....	5-51
図 5.24	軸力と面内の水平変形の関係（試験体 RC320-0.2%-0.2, 主筋 E） .....	5-51
図 5.25	軸力と面内の水平変形の関係（試験体 RC320-0.2%-0.2, 主筋 G） .....	5-52
図 5.26	せん断力と面内の水平変形の関係（試験体 RC320-0.2%-0.3） .....	5-53
図 5.27	軸力と面内の水平変形の関係（試験体 RC320-0.2%-0.3） .....	5-54
図 5.28	軸力と面内の水平変形の関係（試験体 RC320-0.2%-0.3, 主筋 A） .....	5-54
図 5.29	軸力と面内の水平変形の関係（試験体 RC320-0.2%-0.3, 主筋 B） .....	5-55
図 5.30	軸力と面内の水平変形の関係（試験体 RC320-0.2%-0.3, 主筋 C） .....	5-55
図 5.31	軸力と面内の水平変形の関係（試験体 RC320-0.2%-0.3, 主筋 D） .....	5-56
図 5.32	軸力と面内の水平変形の関係（試験体 RC320-0.2%-0.3, 主筋 E） .....	5-56
図 5.33	軸力と面内の水平変形の関係（試験体 RC320-0.2%-0.3, 主筋 F） .....	5-57
図 5.34	軸力と面内の水平変形の関係（試験体 RC320-0.2%-0.3, 主筋 G） .....	5-57
図 5.35	軸力と面内の水平変形の関係（試験体 RC320-0.2%-0.3, 主筋 H） .....	5-58
図 5.36	せん断力と水平変形の関係（試験体 RC320-0.4%-0.3） .....	5-60
図 5.37	軸力と面内の水平変形の関係（試験体 RC320-0.4%-0.3） .....	5-61
図 5.38	軸力と面内の水平変形の関係（試験体 RC320-0.4%-0.3, 主筋 A） .....	5-61

図 5.39	軸力と面内の水平変形の関係(試験体 RC320-0.4%-0.3, 主筋 B) .....	5-62
図 5.40	軸力と面内の水平変形の関係(試験体 RC320-0.4%-0.3, 主筋 C) .....	5-62
図 5.41	軸力と面内の水平変形の関係(試験体 RC320-0.4%-0.3, 主筋 D) .....	5-63
図 5.42	軸力と面内の水平変形の関係(試験体 RC320-0.4%-0.3, 主筋 E) .....	5-63
図 5.43	軸力と面内の水平変形の関係(試験体 RC320-0.4%-0.3, 主筋 F) .....	5-64
図 5.44	軸力と面内の水平変形の関係(試験体 RC320-0.4%-0.3, 主筋 G) .....	5-64
図 5.45	軸力と面内の水平変形の関係(試験体 RC320-0.4%-0.3, 主筋 H) .....	5-65
図 5.46	せん断補強筋の断面応力度の分布(試験体 RC320-0.2%-0.3, 降伏強度 391Mpa) .....	5-66
図 5.47	せん断補強筋の断面応力度の分布(試験体 RC320-0.4%-0.3, 降伏強度 391Mpa) .....	5-67
図 5.48	残存軸耐力の算定値と実験値の比較.....	5-71
図 5.49	コンクリートと主筋の残存軸耐力寄与分の割合.....	5-72
図 6.1	RC 造柱のせん断破壊区間のモデル化(軸崩壊限界点, 図 2.3 再掲) .....	6-2
図 6.2	$N-M$ 全塑性相関関係の近似.....	6-3
図 6.3	想定した RC 造柱の断面(図 2.7 再掲).....	6-7
図 6.4	せん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力と水平変形の関係(コンクリートが軸力を負担 できる場合) .....	6-7
図 6.5	せん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力と水平変形の関係(コンクリートが軸力を負担 できない場合) .....	6-8
図 6.6	簡略化前後の RC 造柱の残存軸耐力の評価手法の精度比較.....	6-10
図 6.7	簡略化前後のせん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力の各評価手法の精度比較.....	6-13
図 6.8	コンクリートと主筋の残存軸耐力に対する寄与割合(簡略前) .....	6-14
図 6.9	コンクリートと主筋の残存軸耐力に対する寄与割合(簡略後) .....	6-15
付図 1.1	RC 造柱のせん断破壊区間(図 2.1 再掲) .....	付 1-2
付図 1.2	主筋が座屈する場合の推定した軸力比.....	付 1-6
付図 2.1	柱の初期せん断ひび割れ角度 $\theta$ .....	付 2-2
付図 2.2	せん断破壊区間から取り出したコンクリートにおける作用力の分布(図 2.4 再 掲) .....	付 2-2
付図 2.3	初期せん断せん断ひび割れ角度 $\theta$ の提案式(式(付 2.2)) .....	付 2-4
付図 2.4	想定した RC 造柱の断面(図 2.7 再掲) .....	付 2-5
付図 2.5	RC 造柱の残存軸耐力と水平変形の関係(初期せん断ひび割れ角度 $\theta$ を変化) ....	付 2-6
付図 2.6	初期せん断ひび割れ角度が $60^\circ$ 時の残存軸耐力に対する比率(コンクリート寄与 分) .....	付 2-7
付図 2.7	初期せん断ひび割れ角度が $60^\circ$ 時の残存軸耐力に対する比率(主筋寄与分) .....	付 2-7
付図 2.8	初期せん断ひび割れ角度が $60^\circ$ 時の残存軸耐力に対する比率(柱) .....	付 2-8
付図 3.1	せん断破壊区間から取り出したコンクリートにおける作用力の分布(図 2.4 再 掲) .....	付 3-2

---

付図 3.2	擁壁本体の滑動摩擦係数に関する加力実験（左：擁壁本体，右：加力装置）.....	付 3-3
付図 3.3	想定した RC 造柱の断面（図 2.7 再掲）.....	付 3-5
付図 3.4	RC 造柱の残存軸耐力と水平変形の関係（静摩擦係数 $\mu$ を変化）.....	付 3-6
付図 3.5	静摩擦係数が 0.6 時の残存軸耐力に対する比率（コンクリート寄与分）.....	付 3-6
付図 3.6	静摩擦係数が 0.6 時の残存軸耐力に対する比率（主筋寄与分）.....	付 3-7
付図 3.7	静摩擦係数が 0.6 時の残存軸耐力に対する比率（柱）.....	付 3-8
付図 4.1	加力装置・試験体（R200-15 及び R400-15）のセットアップ.....	付 4-1
付図 4.2	加力装置・試験体のセットアップの力学モデル（試験体 R400-15）.....	付 4-3
付図 4.3	ジャッキによる水平力と柱のせん断力の比較.....	付 4-6
図 1	試験体の残存軸耐力算定値と実験値の比率と変形角の関係（崩壊時）.....	1



## 表一覧

表 1.1	耐震診断基準における残存軸耐力率 $\eta_r$ の仮定.....	1-3
表 2.1	既往研究におけるせん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力評価式.....	2-1
表 3.1	提案したせん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力評価手法の検証データベース.....	3-4
表 3.2	せん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力各評価手法による算定値と実験値の比較..	3-11
表 4.1	各試験体の諸元.....	4-3
表 4.2	試験体 (R200-15 及び R400-15) のチャンネル (CH) 番号リスト.....	4-13
表 4.3	試験体 (R200-30, R200-50 及び R300-30) のチャンネル (CH) 番号リスト.....	4-16
表 4.4	鉄筋の引張試験結果.....	4-20
表 4.5	各試験体の軸崩壊限界点における内力のまとめ.....	4-43
表 4.6	残存軸耐力の算定値と実験値の比較 (降伏強度 427MPa) .....	4-95
表 4.7	残存軸耐力の算定値と実験値*の比較 (降伏強度 427MPa) .....	4-102
表 4.8	残存軸耐力の算定値と実験値との比較.....	4-104
表 5.1	加力実験データベースにおけるパラメータの分布.....	5-3
表 5.2	本検証実験における試験体のパラメータの分布.....	5-3
表 5.3	試験体の諸元 (コンクリート $F_{c18}$ ) .....	5-4
表 5.4	各試験体の強度計算結果.....	5-4
表 5.5	試験体 (RC320-0.2%-0.2) のチャンネル (CH) 番号リスト.....	5-13
表 5.6	試験体 (RC320-0.2%-0.3) のチャンネル (CH) 番号リスト.....	5-16
表 5.7	試験体 (RC320-0.4%-0.3) のチャンネル (CH) 番号リスト.....	5-19
表 5.8	コンクリートの配合の設計条件.....	5-24
表 5.9	コンクリートの圧縮試験結果.....	5-24
表 5.10	コンクリートの割裂引張試験結果.....	5-24
表 5.11	鉄筋の引張試験結果.....	5-25
表 5.12	各試験体の軸崩壊限界点における水平変形 (mm) .....	5-46
表 5.13	各試験体における主筋とコンクリートの残存軸耐力寄与分 (kN) .....	5-46
表 5.14	残存軸耐力の算定値と実験値の比較.....	5-69
表 6.1	残存軸耐力の算定値と実験値の比較 (降伏強度 427MPa) .....	6-10
表 6.2	簡略化前後のせん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力の各評価手法の比較.....	6-12
付表 1.1	提案したせん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力評価手法の検証データベース.....	付 1-5
付表 3.1	基礎地盤の種類と設計定数.....	付 3-4

## 写真一覧

写真 1.1	せん断破壊の被害事例.....	1-1
写真 1.2	軸崩壊の被害事例.....	1-1
写真 1.3	層崩壊の被害事例.....	1-2
写真 2.1	せん断破壊した RC 造柱の様子.....	2-4
写真 4.1	試験体の製作及び搬入.....	4-6
写真 4.2	実験装置・試験体のセットアップ (実物図) .....	4-19
写真 4.3	加力過程の各段階における試験体 R200-15 の様子.....	4-25
写真 4.4	加力過程の各段階における試験体 R400-15 の様子.....	4-29
写真 4.5	加力過程の各段階における試験体 R200-30 の様子.....	4-33
写真 4.6	加力過程の各段階における試験体 R200-50 の様子.....	4-37
写真 4.7	加力過程の各段階における試験体 R300-30 の様子.....	4-41
写真 5.1	試験体の製作及び搬入.....	5-7
写真 5.2	実験装置・試験体のセットアップ.....	5-23
写真 5.3	加力過程の各段階における試験体 RC320-0.2%-0.2 の様子.....	5-30
写真 5.4	加力終了後の試験体 RC320-0.2%-0.2 の様子.....	5-31
写真 5.5	加力過程の各段階における試験体 RC320-0.2%-0.3 の様子.....	5-35
写真 5.6	加力終了後の試験体 RC320-0.2%-0.3 の様子.....	5-36
写真 5.7	加力過程の各段階における試験体 RC320-0.4%-0.3 の様子.....	5-40
写真 5.8	加力終了後の試験体 RC320-0.4%-0.3 の様子.....	5-41
付写真 5.1	各試験体のせん断破壊区間の高さ.....	付 5-3

## 論文の内容の要旨

論文題目：せん断破壊した鉄筋コンクリート造柱の残存軸耐力評価に関する研究

氏 名：楊 勇

本研究は、いわゆる新耐震基準施行以前に設計された RC 造建物に多く見られる、せん断破壊が発生しうる RC 造柱を対象に、せん断破壊後の定量的な残存軸耐力評価手法の開発を目的とし、柱の力学モデルの構築、及びそれに基づく残存軸耐力評価手法の提案などの理論的な分析や展開を行ったうえで、既往研究による加力実験データベース及び本研究で新たに実施した加力実験結果を用いて提案した評価手法の妥当性・適用性の検討・検証を行ったものである。以下に、本論文の構成及び各章の概要を示す。

第 1 章「序論」では、せん断破壊が発生した後の RC 造柱の残存軸耐力評価が極めて重要であることを述べた。また、関連する既往研究を紹介することを通じて、それらの研究における未解決の課題を抽出し、更なる検討を行う必要性があることを明らかにする。既往研究においては、せん断破壊後の軸耐力の低下による柱の軸崩壊のメカニズムは完全に明らかになっていないこと、及び合理的かつ高精度な残存軸耐力評価手法が提案されていないこと、の 2 点が課題として挙げられ、本研究の目的を両者の課題の解決、すなわち軸崩壊メカニズムの解明とそれに基づく高精度な残存軸耐力評価手法の構築とすることを述べた。

第 2 章「せん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力評価手法の提案」では、軸崩壊限界点の定義やせん断破壊した柱の力学モデルの構築、及びそれに基づく軸崩壊メカニズムの解明や定量的な残存軸耐力の評価手法の提案を行った。本章では、まず、せん断破壊した RC 造柱に建物自重による長期軸力と地震動によるせん断力が作用する状況を想定し、柱のせん断破壊区間の端部断面の作用モーメントと水平変形の関係に基づいて軸崩壊限界点を定義するとともに、その時の柱に作用する外力と負担する内力の関係を明らかにした。多くの既往研究においては、数多くの加力実験データより軸崩壊限界点における柱のせん断力が 0 となることを前提とした評価がなされてきたが、本研究ではその理論的背景を明らかにした。次に、過去に行われた地震被害調査結果からせん断破壊後の RC 造柱の破壊形態を把握した上で、合理的な仮定を導入して RC 造柱のせん断破壊区間における力学モデルを構築した。本研究で構築したモデルには、コンクリートに形成されたアーチ機構の影響とそれによる主筋の残存軸耐力寄与分の増加が考慮でき、それが既往研究と比べて大きく異なる点である。最後に、軸崩壊限界点の定義及び構築した RC 造柱のせん断破壊区間における力学モデルに基づいてせん断破壊した RC 造柱の定量的な残存軸耐力評価手法を提案した。加えて、せん断破壊区間のせん断補強筋破断や慣性力その他の影響で地震時に柱内部の

コンクリートが外部に飛散してしまい、主筋のみが鉛直抵抗要素となる状況を想定し、その場合の、すなわち内部コンクリートが軸力を負担できない場合の、残存軸耐力評価式も新たに提案した。

第3章「既往の加力実験データを用いた RC 造柱の残存軸耐力評価手法の精度検証」では、既往研究による RC 造柱の加力実験データを収集して作成したデータベースを用い、第2章で提案した RC 造柱の残存軸耐力の評価手法の妥当性を検証した。本章では、まず、加力実験データの収集条件を設定して、16体の試験体からなる RC 造柱の加力実験データベースを作成した。次に、作成したデータベースを用い、本評価手法及び既往研究における残存軸耐力評価手法をそれぞれ適用し、本研究で提案した評価手法の適用性や精度を検討した。その結果、本研究の評価手法による算定結果は実験値の約 0.75~1.25 倍となり、既往研究の評価手法に比べてより精度が高いことが明らかになった。

第4章「主筋のみの抵抗を考慮した RC 造柱の残存軸耐力評価手法の検証実験」では、既往の加力実験データベースのみでは第2章で提案したコンクリートが軸力を負担できない場合の残存軸耐力の評価手法の妥当性が検証できないため、鉄筋のみによる柱試験体の加力実験を行い、提案した評価手法の妥当性及び適用性を詳しく検証した。本章では、まず、鉄筋のみによる試験体の設計・製作、及び実験の加力・計測計画について説明した。次に、各試験体の荷重と変形の関係及び破壊経過を述べた。加力過程において試験体の水平・鉛直変形が急増する時の水平力がほぼ 0 であったことより、定義した軸崩壊限界点の妥当性が確認できた。また、試験体の内力（せん断破壊区間のせん断力及び端部モーメント）の水平変形の増加に従う変化を加力実験データより確認できた。最後に、加力実験データに基づいて軸崩壊限界点を求め、その時の主筋の応力状態を分析した。また、提案した評価手法による残存軸耐力の算定値と加力実験より得られた実験値の比較、及びその結果に対する考察を行った。本研究で提案した評価手法による算定値は実験値とほぼ対応し、既往研究にて提案された残存軸耐力評価手法と比べて本研究で提案した評価手法はより高い精度を有することが分かった。加えて、理想的な弾塑性材料の前提条件において本研究で提案した残存軸耐力評価式においては、残存軸耐力の大きさはせん断破壊区間の長さに依存しない特徴を有することを確認した。

第5章「コンクリートの抵抗を考慮した RC 造柱の残存軸耐力評価手法の検証実験」では、第3章で構築した加力実験データベースを用いるのみでは、主筋とコンクリートそれぞれの残存軸耐力寄与分を求めることが不可能であるため、新たに RC 造試験体柱の加力実験を行い、提案した評価手法の妥当性及び適用性を詳しく検証した。本章では、まず、RC 造柱の試験体の設計・製作、及び実験の加力・計測計画について説明した。次に、各試験体の荷重と変形の関係及び破壊経過を述べた。加力過程において試験体の水平・鉛直変形が急増する時の水平力がほぼ 0 であったことより、提案した残存軸耐力評価手法における軸崩壊限界点の定義の妥当性が確認できた。最後

に、加力実験データに基づいて軸崩壊限界点を求め、その時のせん断補強筋の断面応力状態と仮定した断面応力状態を比較することにより、提案した評価手法の適用範囲をせん断補強筋比の観点から調べた。その結果、本研究で設計したせん断補強筋比が 0.2% と 0.4% の試験体においては、せん断補強筋断面がほぼ降伏状態にあり、提案した評価式が適用できることが示された。また、主筋とコンクリートそれぞれの残存軸耐力の算定値と加力実験より得られた実験値を比較することにより、提案した残存軸耐力評価手法の妥当性及び適用性を検証した。本研究で提案した評価手法による主筋とコンクリートそれぞれの残存軸耐力の算定値は実験値とほぼ対応し、既往研究において提案された残存軸耐力評価手法と比べてより高い精度を有することが明らかになった。加えて、本加力実験データよりコンクリートに形成されたアーチ機構の影響で主筋の残存軸耐力が増加することを確認し、本評価手法が妥当であったことが分かった。

第 6 章「せん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力評価手法の簡略化」では、第 3 章～第 5 章でその妥当性及び適用性が確認された残存軸耐力評価手法を耐震診断や耐震設計に適用しやすくすること、また、評価モデルの物理的な意味を評価式に明確に反映することを主眼に置きつつ、主筋の残存軸耐力寄与分を簡略化することにより、式全体の簡略化を行った。本章では、まず、主筋の残存軸耐力寄与分の評価式の簡略化プロセスを説明し、次に、特定の部材に対する評価式の適用により簡略化前後の残存軸耐力評価式による算定結果の変動を把握した。最後に、既往研究による加力実験データベース及び本研究で新たに行った加力実験のデータを用いて簡略化した評価式の妥当性を検証した。簡略化後の残存軸耐力評価式は、評価式の形式が非常に簡単で、評価モデルの物理的な意味を評価式に明確に反映することができる。加力実験データに基づく検討結果は、残存軸耐力の簡略化式による結果が簡略化前の約 0.85～0.95 倍で、簡略前よりやや小さく安全側の評価を与えることが分かった。

第 7 章「結論」では、本研究で提案した RC 造柱の残存軸耐力評価手法に関して得られた知見を総括し、今後の課題について取り纏めた。

以上のように、本論文は、いわゆる新耐震基準施行以前に設計された RC 造建物に多く見られるせん断破壊が発生しうる柱を対象に、その柱がせん断破壊した後の残存軸耐力評価手法を提案し、加力実験データに基づいてその妥当性及び適用性について検討・検証を行ったものであり、将来の耐震診断や耐震設計に資する知見を提供するものである。



## 発表論文

- [1] 杨勇, 晋沂雄, 崔琥, 高橋典之, 中埜良昭, 梁の変形拘束を考慮した無補強組積造壁を含む RC 造架構の耐震性能評価 (その 1 実験概要及び剛梁型試験体の実験結果), 日本建築学会学術講演梗概集, Vol.C-2, 日本建築学会, pp.1037-1038, 2012 年 9 月
- [2] 晋沂雄, 崔琥, 高橋典之, 中埜良昭, 杨勇, 梁の変形拘束を考慮した無補強組積造壁を含む RC 造架構の耐震性能評価 (その 2 主歪を用いた壁体の対角圧縮ストラット有効幅の算定), 日本建築学会学術講演梗概集, Vol.C-2, 日本建築学会, pp.1039-1040, 2012 年 9 月
- [3] 本村友一, 崔琥, 高橋典之, 松川和人, 杨勇, 中埜良昭, 津波漂流物の衝突による建築物の応答特性に関する研究 (その 1 非線形時刻歴応答解析による建物の応答評価), 日本建築学会学術講演梗概集, Vol.C-2, 日本建築学会, pp.251-252, 2013 年 8 月
- [4] 本村友一, 杨勇, 崔琥, 高橋典之, 松川和人, 中埜良昭, 津波漂流物の衝突による建築物の応答特性に関する研究 (その 2 縮小試験体を用いた建物と津波漂流物の衝突実験), 日本建築学会学術講演梗概集, Vol.C-2, 日本建築学会, pp.253-254, 2013 年 8 月
- [5] 杨勇, 松川和人, 崔琥, 中埜良昭, せん断破壊型鉄筋コンクリート柱における主筋の残存軸耐力の評価, 日本建築学会学術講演梗概集, 日本建築学会, Vol.C-2, pp.265-266, 2014 年 9 月
- [6] 杨勇, 松川和人, 崔琥, 中埜良昭, せん断破壊型 RC 造柱における主筋の残存軸耐力負担分の評価, 第 14 回日本地震工学シンポジウム (2014), 日本地震工学会, pp.846-855, 2014 年 11 月
- [7] 杨勇, 松川和人, 崔琥, 中埜良昭, せん断破壊した鉄筋コンクリート造柱の残存軸耐力の評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 日本建築学会, Vol.C-2, pp.83-84, 2015 年 9 月
- [8] **Y. Yang**, K. Matsukawa, H. Choi, Y. Nakano, Evaluation of Residual Axial Load of RC Columns after Shear Failure, Proceeding of the 10th Pacific Conference on Earthquake Engineering, paper No.145, November, 2015
- [9] **Y. Yang**, K. Matsukawa, H. Choi, Y. Nakano, Evaluation of Residual Axial Load-Carrying capacity of RC Columns after Shear Failure, Proceeding of the 3rd International Conference on Computational Design in Engineering, pp.30, December, 2015





## 謝辞

本論文は、筆者が東京大学大学院 工学系研究科 建築学専攻 博士課程在学中に行った研究をまとめたものです。本研究が博士論文の執筆まで到達したのは、先生、友人、家族など、多くの方々のご指導とご協力、そして励ましによるものであります。ここに深く御礼申し上げます。

東京大学教授 中埜良昭先生には、研究の場を与えて頂くと共に研究生として在籍して以来、今日に至るまで常にご指導を賜りました。研究以外にも、東北地方への被害調査などあらゆる経験をさせて下さりました。心より感謝申し上げます。先生に示して頂いた理想の研究者像を目指し、これからも日々精進していく所存であります。

中国合肥工業大学教授 周安先生、中国合肥工業大学建築設計研究院チーフエンジニア 孫潔先生には、遠い中国にいなながらも常に気にかけて頂きました。先生方には、出国時の担保や研究姿勢・留学生活について有益なご助言を頂きました。先生の支えがなければ、ここまで日本での研究生活を続けることは出来ませんでした。ここに厚く御礼申し上げます。

東北大学准教授（元中埜研究室助教） 高橋典之先生には、研究テーマの選びについて有益なご助言を頂きました。ここに深く感謝するとともに、厚く御礼申し上げます。

東京大学助教（中埜研究室） 崔琥先生には、研究室の先輩でもあり日本における日常生活を始め、研究に渡り貴重なご助言を頂きました。特に、入試や研究において悩んだ時に励まして頂いて、感謝の気持ちを込めて御礼申し上げます。

東京大学助教（中埜研究室） 松川和人先生には、私の博士論文に直接関わる理論分析・実験検証について、親身に相談に乗って頂き、貴重なご助言を頂きました。各種学会論文の投稿の際には細部に渡り内容のチェックを受け、丁寧なご指導を頂きました。ここに深く御礼申し上げます。

東京大学教授 塩原等先生、目黒公郎先生、准教授 楠浩一先生、長井宏平先生には、博士論文の審査の副査を務めて頂きました。至らぬ発表にも耳を傾けて頂き、貴重なご指摘、ご助言を頂きました。また、広い知見から指摘して頂いた今後の課題は、著者に課せられた重要な検討項目として、これから真摯に取り組んで参りたいと思うものでばかりでした。ここに深く御礼申し上げます。

研究室秘書の今本貴子様、大井あき子様（元研究室秘書）、阪下紫（元所長室秘書）、滝澤亜希

様（元所長室秘書）、近藤理沙子様（元所長室秘書）には、行き届いた気遣いでとても気持ち良く研究生活を送ることが出来ました。ここに大変感謝するとともに、厚く御礼申し上げます。

晉沂雄様（現、首都大学東京特任助教）、権 淳日様（現、中国建築科学研究院責任研究員）、李煥九様の諸先輩方には、研究に対する姿勢、考え方をご教示頂いたのみならず、私生活においても大変お世話になりました。どうも有難うございます。

素晴らしい中埜研究室の仲間たち、浅井竜也氏、鈴木彩夏氏、根本雄平氏から学業面や研究室生活・行事など様々な面で支えていただきました。特に、本研究にあたっても様々な形で支援を賜りましたことをここに厚く御礼申し上げます。同じ研究室で一緒に学べたことを心から感謝しています。博士論文の完成をみる事が出来たのも皆様の温かいご協力と励ましがあったからこそと感じています。また、数え切れぬほどの思い出を有難うございました。

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

筆者は、日本政府文部科学省の研究留学生として、奨学金援助を頂きました。そのおかげで、勉強、研究に専念でき、学位論文を纏められました。ご援助に厚く感謝申し上げます。

最後に、日頃からたくさんの苦勞をかけ、私をこれまで育ててくれた両親には本当に感謝し尽せません。

2016 年 02 月 04 日

杨 勇

杨勇

---

# 第 1 章

## 序論

---



## 1 序論

### 1.1 研究の背景

コンクリートと鉄筋が一体となった鉄筋コンクリート構造（以下、RC 造と呼ぶ）は、コンクリートと鉄筋がそれぞれ材料特性を発揮して圧縮にも引張にも強い特徴を有し、また、コンクリートで鉄筋を覆うことによって鉄筋を火から守り、錆の発生を防ぐことができ、建築・土木の分野で広く用いられてきた<sup>[1.1]</sup>。しかしながら、過去の地震被害においては、数多くの RC 造構造物に様々な被害が生じた。特に、建築分野においては、せん断補強筋の不足や腰壁などの非構造壁が取りつくことによる短柱化の影響で RC 造柱に脆性的なせん断破壊が生じ、軸崩壊に至った事例が多く報告されている（写真 1.1 東北地方太平洋沖地震による RC 造柱のせん断破壊）。そのため、日本をはじめとする世界各国では耐震基準を改定し、脆性的なせん断破壊を軽減するよう努めてきた歴史がある。例えば、日本では、過去の地震における被害調査に基づいて RC 造柱のせん断補強筋に関する耐震規定を次のように改定してきた。①1968 年に発生した十勝沖地震では、RC 造建物に大きな被害が見られ、柱のせん断破壊により柱の軸耐力が低下し、軸方向に大きな変形が生じた事例が報告されている<sup>[1.2]</sup>。その後、1971 年改定の建築基準法施行令においては、せん断補強筋の間隔の最低基準値を 300mm から 150mm（端部 100mm）に改定した<sup>[1.3]</sup>。②1978 年に宮城県沖地震が発生し、十勝沖地震と同様に柱にせん断破壊が数多く生じた。その後、1981 年に同じく建築基準法施行令を改定してせん断補強筋比の最小値を 0.2%とした<sup>[1.3]</sup>。

しかしながら、現在においても旧基準で設計された建物が数多く残存しており、2011 年に発生した東北地方太平洋沖地震においても、RC 造柱のせん断破壊、ならびに建物の崩壊が生じた事例が数多く見られた<sup>[1.4]</sup>。



写真提供：東京大学・松川和人

写真 1.1 せん断破壊の被害事例



写真提供：東京大学・松川和人

写真 1.2 軸崩壊の被害事例

このような新耐震設計基準以前に設計された、せん断補強筋が少ない RC 造柱を含む骨組は、せん断破壊後の水平変形量の増加により、軸力支持能力が低下して長期作用軸力を支持できなくなり、軸崩壊が生じる（写真 1.2 東北地方太平洋沖地震による RC 造柱の軸崩壊）。特に、建物のある特定層における複数の柱にせん断破壊が発生する場合は、建物の一層分が瞬時に潰れてしまう恐れがあり、人命・財産を損失することにつながる。例えば、日本国内では、1995 年兵庫県南部地震（写真 1.3（左） 兵庫県南部地震）では、RC 造建物の中間階において、柱にせん断破壊が生じた後、軸方向に崩壊したものが数多く見られた（中間層崩壊と呼ぶ）<sup>[1.5]</sup>。国外では、1985 年メキシコ地震（写真 1.3（右） メキシコ地震）において、同じく中間層の上下階の RC 造スラブが接するほどに激しい崩壊が生じ（パンケーキクラッシュと呼ぶ）、このことによって多くの人命が奪われた<sup>[1.6], [1.7]</sup>。人命保護の観点からは、大地震時においても生存空間を確保することが建物に要求される最低限の性能である。しかしながら、既存不適格建築物に代表されるように、地震時に崩壊に至る危険性が高い建物は、日本のみならず世界中に潜在しているのが現状である。

RC 造建物の最低限度の性能を確保するためには、せん断破壊した RC 造柱の軸力保持限界及びそこに至るまでの変形過程を知ることが非常に重要である。具体的には、RC 造柱が軸力支持能力を失うメカニズムを解明することが肝要である。他方、建築物の崩壊は柱の軸力保持能力の喪失によってのみ生じる現象ではなく、仮にせん断破壊して軸力保持能力を喪失する柱が生じたとしても、当該部材の周辺架構が健全であれば、骨組としての崩壊を免れることができる。従って、柱の軸力保持能力の喪失は必ずしも骨組の崩壊に直結するわけではないが、骨組の崩壊を予測しその対策を講じるためには、柱の軸力保持能力評価がその出発点として極めて重要となる。

日本及び海外において、せん断破壊後の RC 造柱の残存軸耐力評価手法がいくつか提案されてきた。例えば、2001 年に改訂された日本建築防災協会の「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説」では、建物の終局限界を算定する際、柱の残存軸耐力の考え方が新たに取り入れられた<sup>[1.8], [1.9]</sup>。しかしながら、RC 造柱の軸力支持能力喪失という現象は、必ずしもそのメカニズムが十分には解明されていないのが現状である。そこで本研究では、人命保護という建物に要求される最低限の性能を満足するための評価基準となる、せん断破壊後の RC 造柱を対象に、その残存軸耐力評価に関する研究に取り組む。



（中埜研究室所蔵、兵庫県南部地震）



（中埜研究室所蔵、メキシコ地震）

写真 1.3 層崩壊の被害事例

## 1.2 せん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力評価に関する既往の研究

本節では、せん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力評価に関する国内外の代表的な既往の研究事例を紹介する。

### 1.2.1 国内におけるせん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力評価に関する既往の研究

#### ① 「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説」における残存軸耐力の考え方

2001 年に改訂された日本建築防災協会の「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説」（以下、耐震診断基準と略す）では、建物の終局限界を求める際に、柱の残存軸耐力の考え方が新たに取り入れられた<sup>[1.8], [1.9]</sup>。耐震診断基準では、表 1.1 に示すように柱の種別及びせん断補強筋量ごとに、変形量 ( $F$  値) に応じて残存軸耐力  $N_r$  を全断面の圧縮強度で除した比率  $\eta_r$  (残存軸耐力率と呼ぶ) で規定している。同じ変形量 ( $F$  値) では、極脆性柱、せん断柱、曲げ柱の順に残存軸耐力率  $\eta_r$  が大きくなる。

表 1.1 耐震診断基準における残存軸耐力率  $\eta_r$  の仮定 (文献[1.8]及び[1.9]に基づき作成)

柱の種別	帯筋量 $p_w$ (%)	$F=1.0$	$F=1.27$	$F=2$	$F=3$
極脆性柱	$0.4 < p_w$	0.4	0.3	0.1	0
	$0.2 \leq p_w \leq 0.4$	0.3	0.1	0	0
	$p_w < 0.2$	0	0	0	0
せん断柱	$0.4 < p_w$	0.6	0.4	0.2	0
	$0.2 \leq p_w \leq 0.4$	0.5	0.3	0.1	0
	$p_w < 0.2$	0.4	0	0	0
曲げ柱	$0.4 < p_w$	0.6	0.6	0.5	0.4
	$0.2 \leq p_w \leq 0.4$	0.5	0.5	0.3	0.2
	$p_w < 0.2$	0.4	0.4	0	0

ここで、 $\eta_r = N_r / (bD\sigma_B)$ 、 $b$  : 柱断面幅、 $D$  : 柱断面せい、 $\sigma_B$  : コンクリート圧縮強度



## ② 「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説」における残存軸耐力の考え方に対する実験的な検証

山崎，田才ら<sup>[1.9], [1.10]</sup>は，既往の実験研究から得られたデータを用いて耐震診断基準における残存軸耐力の評価法の妥当性を確認した。加力実験データは，定軸力を支持できなくなるまで水平載荷した独立柱を対象とし，コンクリート強度  $15 \sim 36 (\text{N/mm}^2)$ ，帯筋比  $0.2\% \leq p_w \leq 0.4\%$  のデータを収集した。図 1.1 に示すように，極脆性柱とせん断柱においても，帯筋比  $0.2\% \leq p_w \leq 0.4\%$  においては耐震診断基準による規定は実験結果より概ね安全側であることが確認できた。また，山崎，田才らは帯筋比  $0.2\% \leq p_w \leq 0.4\%$  において，新たに試験体を製作して加力実験を行い，耐震診断基準による規定を検証し，その結果，既往研究のデータベースによる検証と同様な結論を得た。

図 1.1 に示すように，耐震診断基準では，帯筋量  $p_w$  が  $0.2\% \sim 0.4\%$  の極脆性柱やせん断柱において，建物全体の  $F$  値（変形量）が  $2.0 \sim 3.0$  程度となる変形時にその残存軸耐力率  $\eta_r$  は 0 と規定されているが，本加力実験において同変形時点でも柱全断面の圧縮強度の最大約 0.4 倍の残存軸耐力が存在することが明らかとなり，耐震診断基準の規定は極めて保守的であることが分かった。そのため，耐震診断の高精度化のためには，極脆性柱やせん断柱に対する精密な残存軸耐力評価手法が必要であると考えられる。

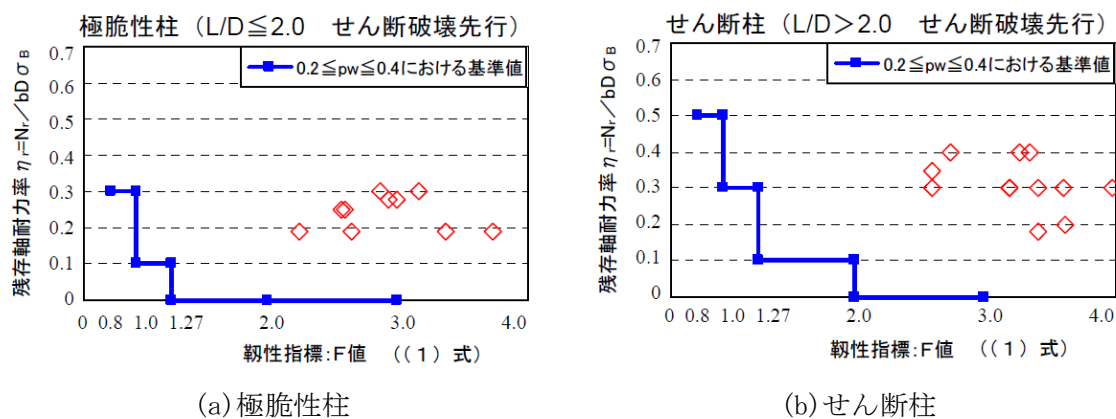


図 1.1 既往研究における残存軸耐力率  $\eta_r$  の検討（文献[1.9]より）



### ③ 破壊曲面縮小の概念に基づく残存鉛直耐力の定式化

高稲, 芳村ら<sup>[1.11]–[1.13]</sup>は, 塑性理論に基づいて軸力と水平力との関係を表す破壊曲面を提案し, それに水平力と水平変形との関係を与えることにより残存鉛直耐力 (残存鉛直耐力は, 本論文で使用される残存軸耐力と同じ意味であると理解してもよい。ここでは文献をそのまま引用する。) と水平変形との関係を導いた。破壊曲面 (ここで, 2 次曲線の破壊曲面を例として説明する) は, 図 1.2 に示すように軸力  $N$  を縦軸, 水平力  $P$  を横軸とする。a 点の水平力  $P_s$  は, せん断破壊が発生する時の水平力である。せん断破壊後に水平方向へ続けて加力を行うと, 破壊 (水平力の低下) の進行とともに破壊曲面も初期破壊曲面から徐々に縮小する (図 1.2 の a 点から b 点まで)。ここで除荷を行うと破壊曲面は維持され, 応力点が曲面の内側に入ることになる (図 1.2 の b 点から c 点まで)。このとき, d 点の軸力は除荷後水平力が 0 の時の鉛直耐力, すなわち残存鉛直耐力  $N_R$  である。b 点の水平力は残存水平耐力  $P_R$  である。a 点から b 点まで破壊曲面の縮小率  $\lambda$  と残存水平耐力  $P_R$  の関係は, 式 (1.1) である。また, 図 1.2 の幾何学的な関係を用いて残存鉛直耐力  $N_R$  と残存水平耐力  $P_R$  の関係は, 式 (1.2) のようになる。

高稲, 芳村ら<sup>[1.11]–[1.13]</sup>は, せん断破壊点以降の水平力  $P$  と水平変形  $R$  の関係のスケルトンカーブを加力実験結果に基づいて図 1.3 に示すようにモデル化した。せん断破壊点については, 曲げ降伏すると仮定して求めたスケルトンカーブの第 2 折れ線上で水平力が荒川式によるせん断強度になる点とする。崩壊点については, せん断破壊型 RC 造柱の崩壊実験の結果 (計 15 体, クリアスパン比  $h_0/D=2\sim4$ , 横補強筋比  $p_w=0.11\sim0.21\%$ , 軸力比  $\eta=0.18\sim0.35$ , 主筋比  $p_g=1.69\sim2.65\%$ , せん断余裕度  $=0.49\sim0.73$ ) に基づいてせん断補強筋比, 軸力比及び主筋比をパラメータとして崩壊変形の回帰式 (式 (1.3)) を提案した。なお, このとき (崩壊点) の水平力は 0 とする。

最後に, 残存鉛直耐力と水平変形との関係は, 水平力と水平変形の関係 (図 1.3) と破壊曲面で表される軸力と水平力との関係 (図 1.2) より求める (図 1.4)。ただし, せん断破壊を生じるまでは, 破壊曲面は縮小しないので残存鉛直軸耐力は初期圧縮耐力と等しい。せん断破壊点から第 3 折れ点においては, 残存鉛直耐力は式 (1.4) によって求める。第 3 折れ点から崩壊点においては, 残存鉛直耐力は式 (1.5) によって求める。

高稲, 芳村らの提案手法を用いることにより, 水平耐力と軸耐力両方の評価ができるが, 式 (1.3) の回帰分析に使用された加力実験結果が少ないため, また, 特に部材の横補強筋比の実験範囲が狭いため, 広く適用することが困難である。また, 本研究では, 柱の構成要素である鉄筋・コンクリートそれぞれの力の伝達メカニズムを解明するものではなく, 評価法の適用範囲には注意が必要である。

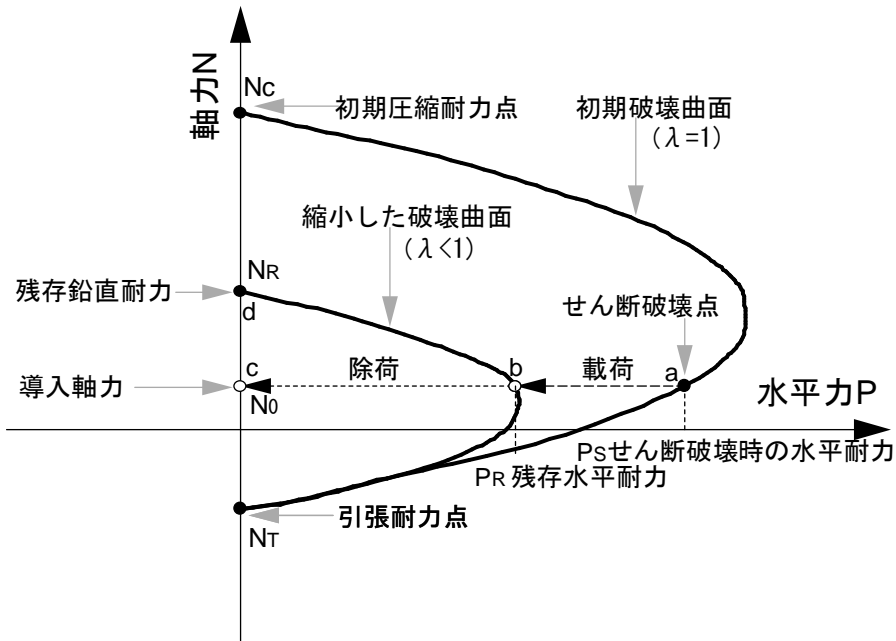


図 1.2 破壊曲面の縮小 ( $P \geq 0$  に対して) (文献[1.11]-[1.13]に基づき作成)

$$\lambda = -\frac{P_s(N_0 - N_T)}{P_R(N_C - N_0) - P_s(N_C - N_T)} \quad (1.1)$$

$$N_R = -\frac{P_s(N_C - N_T)(N_0 - N_T)}{P_R(N_C - N_0) - P_s(N_C - N_T)} + N_T \quad (1.2)$$

$$R_u = 62.2p_w - 51.9\eta + 6.07p_g - 9.91 \quad (1.3)$$

ここで,

$p_w$  : せん断補強筋比 (単位: %),

$p_g$  : 主筋比 (単位: %),

$\eta$  : 軸力比,

である。

$$N_R = -\frac{(N_C - N_T)(N_0 - N_T)}{\left(-\frac{0.6}{0.3R_u - R_s}(R - R_s) + 1\right)(N_C - N_0) - (N_C - N_T)} + N_T \quad (1.4)$$

$$N_R = -\frac{P_s(N_C - N_T)(N_0 - N_T)}{\left(-\frac{(0.4P_s - P_u)}{0.7R_u}(R - 0.3R_u) + 0.4P_s\right)(N_C - N_0) - P_s(N_C - N_T)} + N_T \quad (1.5)$$

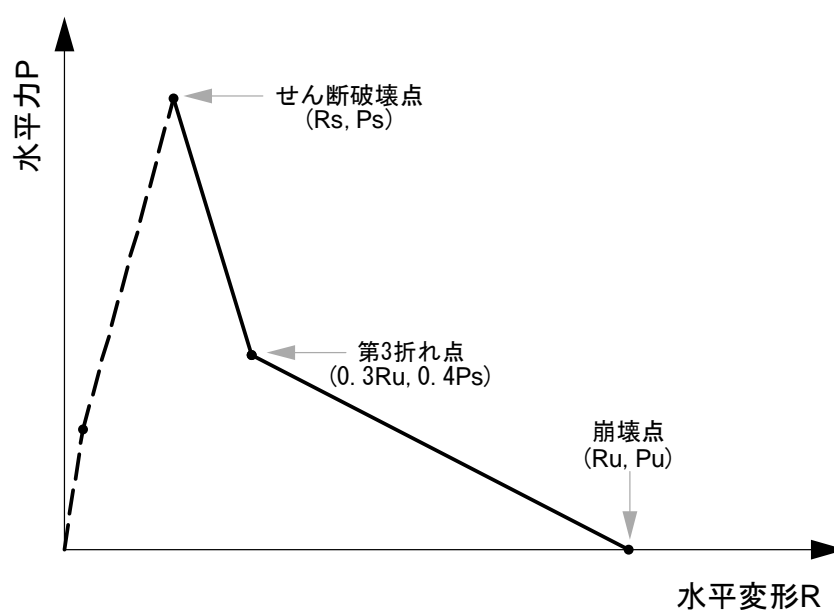


図 1.3 水平力  $P$  と水平変形  $R$  との関係（文献[1.11]-[1.13]に基づき作成）

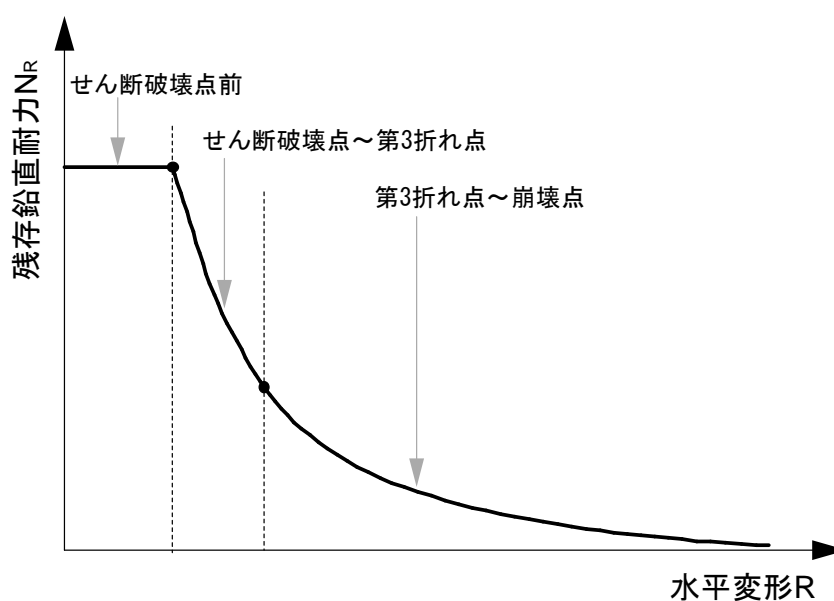


図 1.4 残存鉛直耐力  $N_R$  と水平変形  $R$  との関係（文献[1.11]-[1.13]に基づき作成）

## ④ 芳村らによる破壊曲面における縮小率の定式化

島崎ら<sup>[1.14]–[1.16]</sup>は、せん断破壊後の RC 造柱の破壊曲面を簡易に設定するため、芳村らが提案したせん断破壊曲面縮小の考え方にに基づき、残存軸耐力に着目して既往研究の実験データを整理してせん断破壊曲面の縮小率 $\gamma$ を水平変形などのパラメータによる回帰式として提案した（3 パラメータ（式(1.6)）、と2パラメータ（式(1.7)）の2種類がある）。また、縮小率の回帰式による推定値と実験値との関係は図 1.5 のようになり、2 パラメータの式による縮小率の推定値にばらつきがやや大きい。

$$\gamma = -0.89 + 0.061p_g\sigma_y + 1.56m - 6.6R \quad (1.0 \geq \gamma \geq 0.3) \quad (1.6)$$

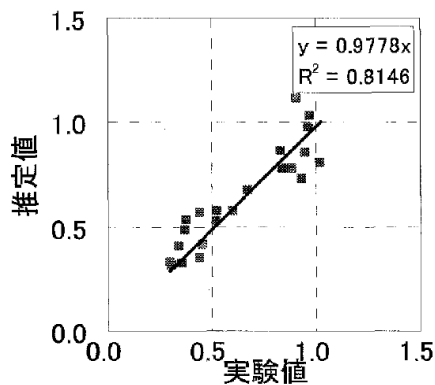
ここで、

$m$  : せん断余裕度、

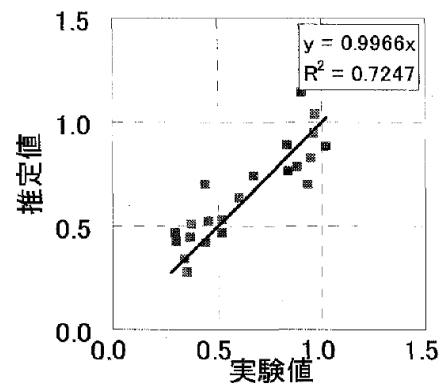
$R$  : 変形比（水平変形を部材せいで除した値）、

$p_g\sigma_y$  : 主筋強度( $N/mm^2$ ),  
である。

$$\gamma = -0.66 + 1.86m - 6.3R \quad (1.7)$$



(a) 3 パラメータ



(b) 2 パラメータ

図 1.5 せん断破壊曲面縮小率 $\gamma$ の推定値と実験値の対応<sup>[1.14]</sup>

⑤ 軸力負担能力喪失部材角  $R$  の評価式

加藤ら<sup>[1.17]–[1.22]</sup>は、RC 造柱部材がせん断破壊により軸力負担能力を失うメカニズムを実験的に解明し、軸力負担能力喪失変形の評価式を提案することを目的に、静的加力実験を行ってきた。加力実験結果を用いた回帰分析により、軸力比  $\eta$  と軸力支持能力喪失時の部材角  $R$  との関係（式（1.8））を提案した。ここで述べる軸力比  $\eta$ （式（1.9））は、等価軸力  ${}_eN$ （式（1.10））と配筋詳細を考慮した滑り開始時摩擦軸力計算値  $P_{fr,cal}$ （図 1.7、式（1.11）及び式（1.12））の比とする。

しかしながら、加藤らが提案した軸力支持能力喪失時部材角  $R$  の評価式（式（1.8））は、少ない加力実験の結果に基づいて回帰分析より求めた経験式であるため、広く適用することが困難である。

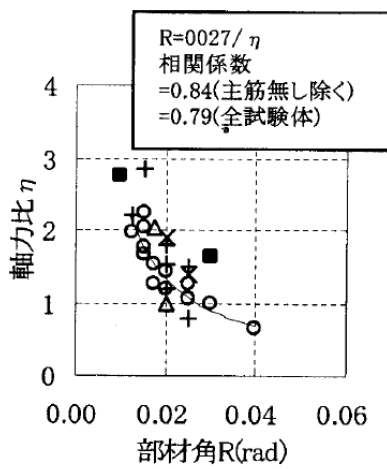


図 1.6 軸力負担能力喪失変形の評価式<sup>[1.17]</sup>

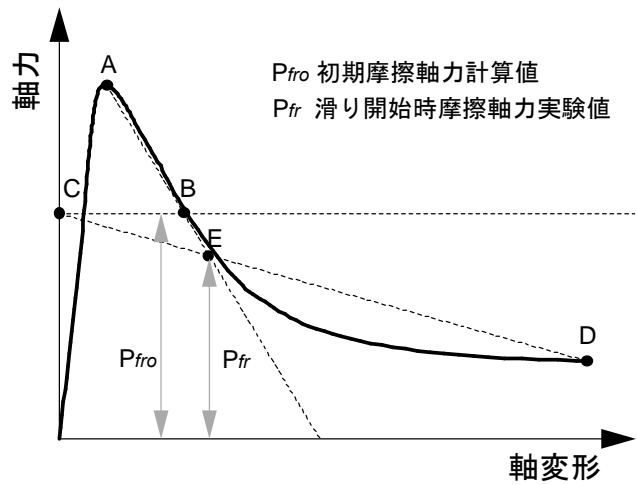


図 1.7 滑り開始時摩擦軸力の定義  
(文献[1.17]に基づき作成)

$$R = \frac{0.027}{\eta} \quad (1.8)$$

$$\eta = \frac{{}_eN}{P_{fr,cal}} \quad (1.9)$$

$${}_eN = N + Q \frac{\sin^2 \theta - \cos^2 \theta - 2\mu \sin \theta \cos \theta}{\sin \theta \cos \theta - \mu \cos^2 \theta} \quad (1.10)$$

ここで、

$N$  : 導入した軸力、

$Q$  : 軸力負担能力喪失ステップ時のせん断力、

$\mu$  : 摩擦係数、

$\theta$  : 滑り角度、

である。

$$P_{fr,cal} = P_{fro} (1 - 0.5 \frac{S}{D}) R_d \quad (1.11)$$

ここで,

$S$  : 帯筋間隔,

$D$  : 柱せい,

$R_d$  : 配筋詳細に関する係数,  
である。

$$P_{fro} = b D p_w \sigma_{wy} \frac{\sin \theta \cos \theta + \mu \sin^2 \theta}{\sin \theta \cos \theta - \mu \cos^2 \theta} + A_s \sigma_y \quad (1.12)$$

ここで,

$b$  : 柱の幅,

$p_w$  : セン断補強筋比,

$\sigma_{wy}$  : セン断補強筋降伏強度,

$A_s$  : 主筋の全断面積,

$\sigma_y$  : 主筋降伏強度,

である。

## ⑥ 仮想仕事の原理に基づいたせん断破壊を生じる RC 柱の崩壊判定

内田ら<sup>[1.23]–[1.26]</sup>は、せん断破壊が発生する瞬間に崩壊が生じる柱、及びある程度の変形能力を発揮した後に崩壊が生じる柱を対象として、崩壊時の柱の水平力が 0 と仮定した仮想仕事の原理（式(1.13)）により 2 種類のせん断崩壊モードを提案してそれぞれの崩壊時のせん断崩壊軸力（せん断崩壊軸力は、本論文で使用される残存軸耐力と同じ意味であると理解してもよい。ここでは文献をそのまま引用する。)) 評価式を提案した。2 種類のせん断崩壊モード(図 1.8 及び図 1.9)は、崩壊時に摩擦面近傍のコンクリートは剥離や破壊していると考え、コンクリートの仮想仕事を考慮していない。

せん断破壊が発生する瞬間に崩壊が生じる柱に対しては、せん断崩壊軸力評価式は仮想仕事の原理（式(1.13)）に基づいて式(1.14)になる。ある程度の変形能力を発揮した後に崩壊が生じる柱に対しては、せん断崩壊軸力評価式は式(1.15)になる。式(1.15)においては、軸力  $P_{cr,II}$  を与え、塑性ヒンジの回転角  $\bar{\theta}$  の初期値を仮定して Newton-Raphson 法を用いて反復計算を行うことにより、塑性ヒンジの回転角  $\bar{\theta}$  を求める。また、水平変形  $\delta_h$  と塑性ヒンジの回転角  $\bar{\theta}$  との関係を表す式(1.16)より、崩壊メカニズム II による崩壊時の軸力  $P_{cr,II}$  と水平変形  $\delta_h$  との関係が得られる。

加えて、内田らは縮小試験体を用いた加力実験を行い、提案したせん断破壊を生じる RC 柱の崩壊判定法の妥当性について検証し、提案した崩壊判定法による崩壊点が概ね予測できることを明らかにした。更に、内田らは芳村らが行った RC 柱の実験に対して提案した崩壊判定法を用いた解析を行い、崩壊点が概ね予測できることを示した。

内田らが提案した 2 種類のせん断崩壊モードは、被りコンクリートに剥離や破壊が生じる理由でコンクリートによる仮想仕事が 0 と仮定しているが、せん断補強筋が拘束される内部コンクリートの仮想仕事は考慮されるべきである。また、崩壊メカニズム II においては、提案した崩壊時の軸力  $P_{cr,II}$  と水平変形  $\delta_h$  との関係が複雑であるため広く適用することが困難である。

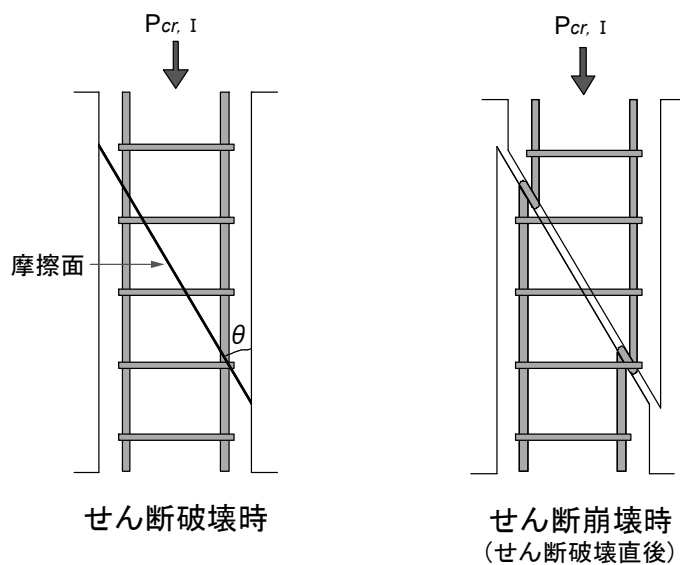


図 1.8 崩壊メカニズム I (せん断破壊直後に崩壊) (文献[1.23]に基づき作成)

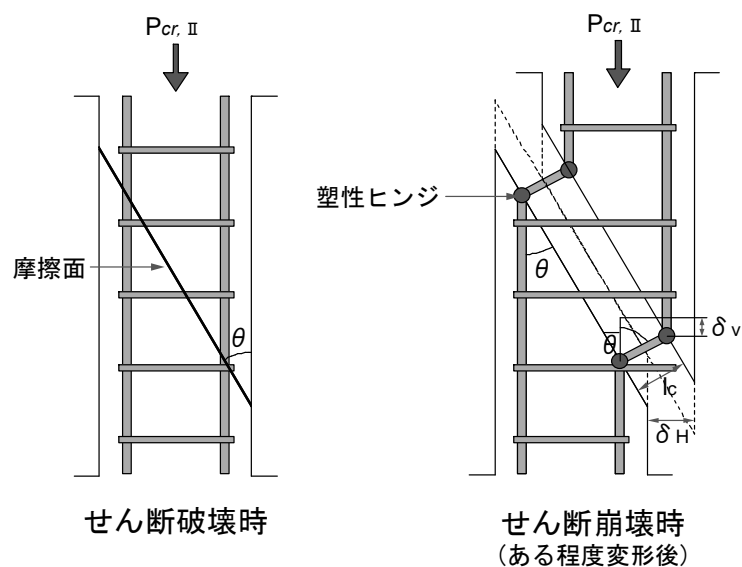


図 1.9 崩壊メカニズム II (ある程度の変形能力を発揮後) (文献[1.23]に基づき作成)



$$\begin{aligned}\delta W_e &= \delta W_{in} \\ \delta W_e &= P_{cr} \delta v\end{aligned}\tag{1.13}$$

$$\delta W_{in} = \delta_c W_{in} + \delta_r W_{in} + \delta_w W_{in}$$

ここで,

$\delta W_e$  : 外力による仕事,

$P_{cr}$  : 崩壊メカニズムのせん断崩壊軸力,

$\delta_v$  : 軸方向仮想変位,

$\delta W_{in}$  : 内力による仕事,

$\delta_c W_{in}$  : コンクリート部の仮想仕事,

$\delta_r W_{in}$  : 主筋部の仮想仕事,

$\delta_w W_{in}$  : 帯筋部の仮想仕事,

である。

$$P_{cr,I} = \frac{r \sigma_y \cdot r a \cdot r n}{\cos \theta} + w \sigma_y \cdot w a \cdot w n \cdot \tan \theta\tag{1.14}$$

ここで,

$r \sigma_y$  : 主筋の降伏応力度,

$r a$  : 主筋の断面積 (1 本分),

$r n$  : 主筋の本数

$w \sigma_y$  : 帯筋の降伏応力,

$w a$  : 帯筋の断面積 (1 本分),

$w n$  : 帯筋の本数,

である。

$$P_{cr,II} = \frac{\left\{ 2 \cdot r n \cdot r M_P + w \sigma_y \cdot w a \cdot \sum_{i=1}^N \left( \frac{\partial l_i}{\partial \theta} \right) \right\}}{\frac{\partial v}{\partial \theta}}\tag{1.15}$$

ここで,

$r M_P$  : 主筋の全塑性モーメント,

$N$  : 伸びが生じる帯筋の本数,

$\frac{\partial l_i}{\partial \theta}$  : 各帯筋の長さが塑性ヒンジの回転角に対する偏微分,

$\frac{\partial v}{\partial \theta}$  : 軸方向高さが塑性ヒンジの回転角に対する偏微分,

$\bar{\theta}$  : 塑性ヒンジの回転角,

である。

$$\delta_h = l_c \cdot \sin \bar{\theta}\tag{1.16}$$

ここで,

$l_c$  : 主筋の塑性ヒンジ間距離 ( $14d$  ( $d$  は主筋の直径) と仮定する)

である。

## ⑦ 柱の残存軸耐力の累加強度式に基づく崩壊部材角の理論解

「③破壊曲面縮小の概念に基づく残存鉛直耐力の定式化」においては、芳村らが加力実験の結果に基づいて崩壊部材角  $R_u$  の算定式を回帰分析より提案した。松川ら<sup>[1,2]</sup>は、回帰分析に用いた試験体の数が少なく提案した崩壊部材角  $R_u$  の適用範囲は十分に広くないとの理由で、崩壊部材角 ( $R_{u0}$  と表す) の理論解の算定を試みた。

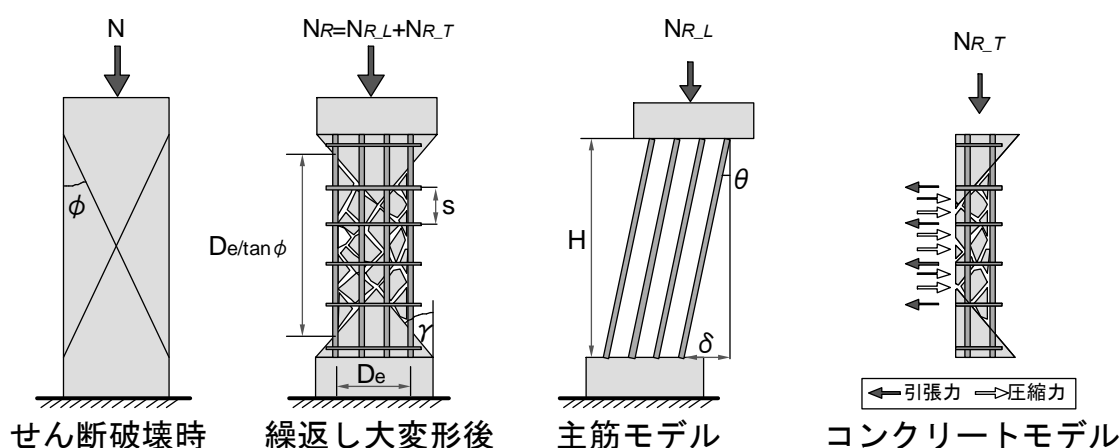


図 1.10 せん断破壊した RC 造柱のモデル化 (文献[1.2]に基づき作成)

崩壊部材角に達した時の水平力が 0、及びせん断破壊や繰返し大変形により鉄筋の付着劣化・コンクリートの剥落を理由に主筋とコンクリートの間に力の伝達が生じないと仮定した上で、せん断破壊した RC 造柱を図 1.10 に示すようにモデル化した。崩壊部材角に達した時に、軸力や  $P-\Delta$  効果によるモーメントが作用している主筋の断部断面が全塑性になると仮定すると、求めた主筋の残存軸耐力負担分  $NR_L$  は式(1.17)になる。更に、主筋の変形角  $\theta$  に対して簡略化を行い、主筋の残存軸耐力負担分  $NR_L$  は式(1.18)になる。また、崩壊部材角に達した時に、せん断補強筋が降伏していると仮定し、鉄筋に拘束されるコンクリートが軸力の作用を受けて水平方向へと押し出されようとする力 (図 1.10 における  $\Leftarrow$  で表す) がせん断補強筋の引張力 (図 1.10 における  $\Rightarrow$  で表す) と釣り合うことによりコンクリートの残存軸耐力負担分  $NR_T$  (式(1.19)) を求めた。最後に、累加強度式によって両者の和をせん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力 (式(1.20)) とした。ただし、式(1.20)にあるコンクリートの残存軸耐力負担分は、せん断補強筋による拘束効果がそれぞれのせん断補強筋の間で必ずしも均一でないことから、全補強筋の半分の抵抗することとしている。式(1.20)より求めた崩壊部材角は式(1.21)になる。

しかし、提案した累加強度式であるせん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力の評価式 (式(1.20)) について、 $P-\Delta$  効果により大変形した RC 造柱に対しては、主筋部分とコンクリート部分の力学特性が大きく違う (つまり、主筋に曲げ抵抗があり、コンクリートにひび割れを生じるため曲げ

抵抗がないこと) ため, 累加強度式による両者の和を RC 造柱の残存軸耐力とすることに根拠が不十分であると考えられる。

$$N_{R\_L} = \frac{A_s \cdot \sigma_y \cdot n}{\left( \frac{1}{\cos \theta} + \frac{A_s \cdot \tan \theta \cdot H}{2Z_p} \right)} \quad (1.17)$$

ここで,

- $A_s$  : 主筋 1 本の断面積,
- $\sigma_y$  : 主筋の降伏強度,
- $n$  : 主筋の本数,
- $H$  : セン断破壊区間の主筋の高さ,
- $Z_p$  : 塑性断面係数,
- $\theta$  : 主筋の変形角,

である。

$$N_{R\_L} = \frac{A_s \cdot \sigma_y \cdot n}{\left( 1 + \frac{A_s \cdot H}{2Z_p} \right)} \quad (1.18)$$

$$N_{R\_T} = \frac{2D_e \cdot A_{sw} \cdot \sigma_{wy}}{s \cdot \tan \gamma \cdot \tan \phi} \quad (1.19)$$

ここで,

- $D_e$  : セン断補強筋の 1 辺の長さ,
- $A_{sw}$  : セン断補強筋の断面積 (1 本分),
- $\sigma_{wy}$  : セン断補強筋の降伏強度,
- $s$  : セン断補強筋の間隔,
- $\phi$  : セン断ひび割れ角度 ( $30^\circ$  と仮定する),
- $\gamma$  : 形成される楔型の角度 ( $40^\circ$  と仮定する),

である。

$$N_R = \frac{A_s \cdot \sigma_y \cdot n}{\left( 1 + \frac{A_s \cdot H}{2Z_p} \right)} + \frac{D_e \cdot A_{sw} \cdot \sigma_{wy}}{s \cdot \tan 30^\circ \cdot \tan 40^\circ} \quad (1.20)$$

$$R_{u0} = \frac{2Z_p}{A_s \cdot h_0} \left( \frac{A_s \cdot \sigma_y \cdot n}{N - \frac{D_e \cdot A_{sw} \cdot \sigma_{wy}}{s \cdot \tan 30^\circ \cdot \tan 40^\circ}} - 1 \right) \quad (1.21)$$

ここで,

$N$  : 長期軸力,  
である。

## 1.2.2 国外におけるせん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力評価に関する既往の研究

## ① Elwood, Moehle らによる SHEAR-FRICTION モデルに基づく残存軸耐力評価式

Elwood, Moehle<sup>[1.27]</sup>らは、地震被害を受けてせん断破壊が生じる RC 造柱の破壊現象に基づき、図 1.11 に示すように RC 造柱をモデル化 (SHEAR-FRICTION モデルと呼ぶ) した。軸崩壊時には、加力実験よりせん断力  $V$  が 0、主筋や補強筋が降伏すると仮定し、力の釣り合い (式 (1.22)、式 (1.23)) より RC 造柱の残存軸耐力評価式を導いた (式 (1.24) 及び式 (1.25))。また、求めた RC 造柱の残存軸耐力評価式 (式 (1.24)) に基づいて軸崩壊が生じる時の変形角評価式を誘導した (式 (1.26))。それによる軸崩壊を生じる時の変形角と、加力実験の結果との比較を (図 1.12) に示し、検討の範囲内の試験体に対して両者が概ね一致することが分かる。

しかし、Elwood, Moehle らが提案した SHEAR-FRICTION モデルにおける水平力が 0 という仮定に対して力学理論からの説明が不十分である。また、松川らによる残存軸耐力評価式の構成と同様に累加強度式であり、根拠が不十分であると考えられる。

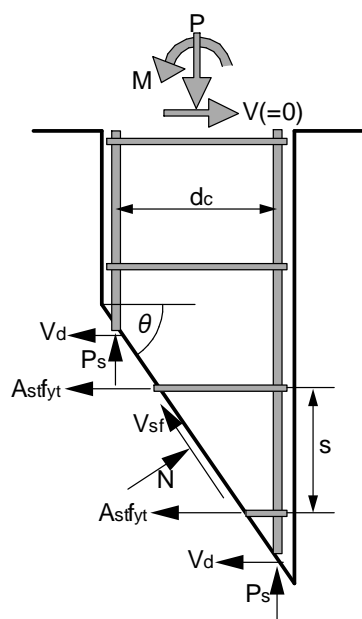


図 1.11 SHEAR-FRICTION モデル  
(文献[1.27]に基づき作成)

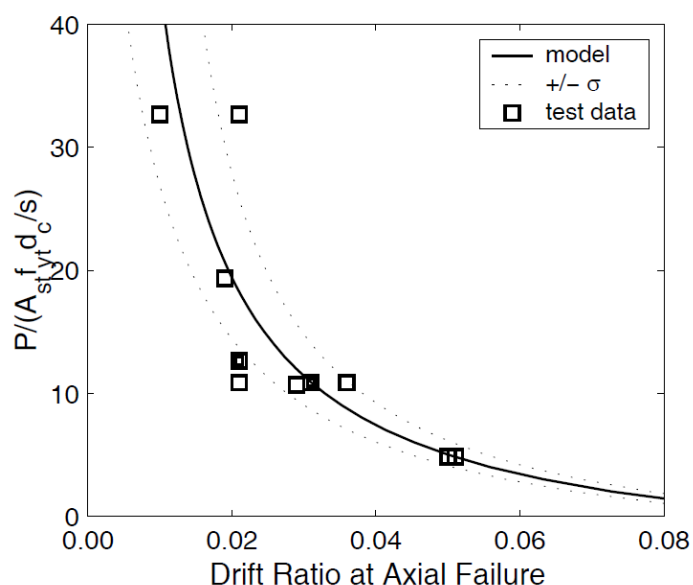


図 1.12 軸崩壊時の変形角の計算値と実験値の比較<sup>[1.27]</sup>

$$N \sin \theta + V = V_{sf} \cos \theta + \frac{A_{st} f_{yt} d_c}{s} \tan \theta + n_{bars} V_d \quad (1.22)$$

$$P = N \cos \theta + V_{sf} \sin \theta + n_{bars} P_s \quad (1.23)$$

ここで,

- $N$  : SHEAR-FRICTION 面における鉛直な力,
- $V_{sf}$  : SHEAR-FRICTION 面における平行な力,
- $V$  : 柱のせん断力,
- $P$  : 柱の軸力,
- $P_s$  : 主筋 1 の軸力負担分,
- $\theta$  : SHEAR-FRICTION 面が水平方向となす角度,
- $A_{st}$  : せん断補強筋の断面積 (1 本分),
- $f_{yt}$  : せん断補強筋の降伏強度,
- $d_c$  : 柱のせい方向にせん断補強筋の長さ,
- $s$  : せん断補強筋の間隔,
- $V_d$  : ダボ効果による主筋のせん断力,
- $n_{bars}$  : 主筋の本数,

である。

$$P = \frac{A_{st} f_{yt} d_c}{s} \tan \theta \frac{1 + \mu \tan \theta}{\tan \theta - \mu} + n_{bars} P_s \quad (1.24)$$

ここで,

- $\mu$  : 摩擦係数,

である。

$$P_s = \frac{d_b / L}{\frac{3}{4} \pi \frac{\Delta}{L} + \frac{d_b}{L}} A_{bar} f_{yl} \quad (1.25)$$

ここで,

- $L$  : 建物の内法高さ,
- $\Delta$  : せん断破壊した柱の水平変形,
- $A_{bar}$  : 主筋の断面積,
- $f_{yl}$  : 主筋の降伏強度,

である。

$$\left(\frac{\Delta}{L}\right)_{axial} = \frac{4}{100} \frac{1 + (\tan \theta)^2}{\tan \theta + P \left( \frac{s}{A_{st} f_{yt} d_c \tan \theta} \right)} \quad (1.26)$$

### 1.3 研究の目的

せん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力評価における既往の研究においては、前述のとおり、

- ①軸崩壊時に外力や内力の分布状態、力の伝達、及び軸崩壊メカニズムは明確になっていないため、軸崩壊現象を理解し評価することがまだ困難な状態である。
- ②せん断破壊後の RC 造柱の軸崩壊時における残存軸耐力の評価では、RC 造柱の中心圧縮軸耐力と同様に、単純に主筋とコンクリートの和とする研究例がいくつか見られるが、その理論上の根拠が不十分であり更なる検討が必要であると考えられる。

そこで、本研究では、せん断破壊後の RC 造柱を対象に、軸力保持限界における崩壊メカニズムを理論的に解明すること、及び水平変形の増加に従う残存軸耐力の低下を定量的に評価することを主目的とする。この目的を達成するため、具体的に下記の検討を行う。

#### ①軸崩壊限界点の定義

柱の端部断面に作用するモーメントと水平変形との関係に基づいて軸崩壊限界点を定義する。すなわち、建物自重による長期軸力と水平地震力が作用している RC 造柱に対して、変形の増加とともに柱が力の釣り合いを保持できる限界点として軸崩壊限界点を定義するとともに、その時の柱に作用する外力や柱が負担する内力を明らかにする。また、本論文では、柱の残存軸耐力は、軸崩壊限界点における柱の作用軸力（つまり、建物自重による一定の長期軸力）と等しいと定義する。

#### ②せん断破壊した RC 造柱の軸崩壊限界点における力学モデルの構築

せん断破壊後の RC 造柱の破壊形態に基づいてせん断破壊した RC 造柱をモデル化する。つまり、せん断破壊した RC 造柱に対して、鉄筋部分、コンクリート部分及び鉄筋とコンクリートとの間の相互作用をモデル化する。定義した軸崩壊限界点及び構築した RC 造柱の力学モデルを用いて軸崩壊のメカニズムを解明する。

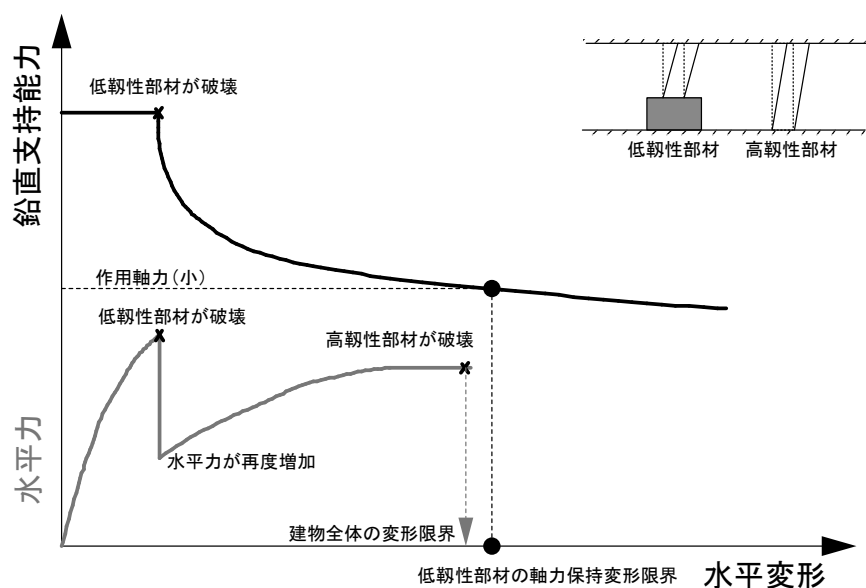
#### ③せん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力を定量的に評価する手法の提案

構築した RC 造柱の力学モデルに基づいてせん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力の評価式を導く。つまり、軸崩壊限界点において柱が負担できる軸力と水平変形の関係を求める。

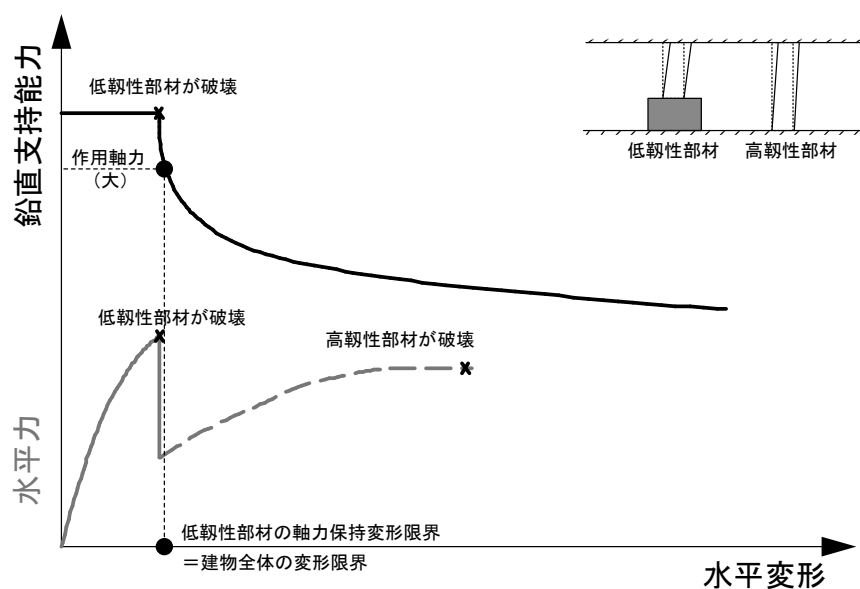
#### ④提案した RC 造柱の残存軸耐力の評価手法の妥当性検証

加力実験結果と比較することにより、ここまで提案してきた RC 造柱の残存軸耐力評価手法の検証を行う。具体的には、既往研究による加力実験データベースを用いて提案した評価手法の精度検証、及び本研究に新たに実施した加力実験結果を用いて提案した評価手法の詳細な検証を行う。

上記③から得られるせん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力と水平変形の関係は、1.1 節において述べたように建物の終局限界変形の評価に対して極めて重要である。柱の残存軸耐力と水平変形の関係に基づいて、柱・梁の応力再分配の影響を考慮した上で架構の鉛直支持能力（柱の残存軸耐力+応力再分配される部材の耐力）と水平変形の関係を求めることが可能となる、つまり、図 1.13 の概念図に示すように、建物架構の作用軸力と鉛直支持能力を比較することによって建物全体の終局変形限界を把握することができる。同種の考え方は、1.2.1 項でも述べた耐震診断基準に既に取り入れられているが、1.2.1 項の①及び②で述べたように、架構の鉛直支持能力のうち、柱の残存軸耐力評価には検討の余地が残されており、本研究ではこれを評価する手法を検討する。



(a)作用軸力が小さい場合



(b)作用軸力が大きい場合

図 1.13 建物架構の水平力と水平変形、鉛直支持能力と水平変形の関係



## 1.4 本論文の構成

本論文の構成を以下に示す。

第1章 序論

第2章 せん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力評価手法の提案

第3章 既往の加力実験データを用いた RC 造柱の残存軸耐力評価手法の精度検証

第4章 主筋のみの抵抗を考慮した RC 造柱の残存軸耐力評価手法の検証実験

第5章 コンクリートの抵抗を考慮した RC 造柱の残存軸耐力評価手法の検証実験

第6章 せん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力評価手法の簡略化

第7章 結論

第 1 章「序論」では、耐震設計基準改定以前に建設された建物における RC 造柱の残存軸耐力評価の重要性について述べ、日本国内及び国外において行われた既往研究の現状や課題について述べる。次に、本研究である「せん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力評価手法」の具体的な目的と内容を述べる。最後に、本論文の構成について説明する。

第 2 章「せん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力評価手法の提案」では、軸崩壊現象が生じる時の柱に作用する外力を柱の水平変形と断面モーメントとの関係より求め、軸崩壊限界点を定義する。また、定義した軸崩壊限界点における柱の力学モデルを提示する。最後に、上記のモデルに基づいてせん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力評価手法を提案する。

第 3 章「既往の加力実験データを用いた RC 造柱の残存軸耐力評価手法の精度検証」では、既往研究における加力実験よりデータベースを作成し、データベースを構成する試験体に本研究で提案した RC 造柱の残存軸耐力評価手法を適用し、RC 造柱の残存軸耐力評価手法の精度検証を行う。

第 4 章「主筋のみの抵抗を考慮した RC 造柱の軸力負担能力評価手法の検証実験」では、主筋のみの抵抗要素となる場合を想定した RC 造柱を設計・製作し、軸崩壊が発生するまで加力実験を行い、その結果を用いて本研究で提案した主筋のみの残存軸耐力評価式の精度を検証する。

第 5 章「コンクリートの抵抗を考慮した RC 造柱の残存軸耐力評価手法の検証実験」では、せん断破壊型 RC 造柱を設計して軸崩壊が発生するまで加力実験を行い、また、その結果を用いて本研究において提案した、せん断破壊した RC 造柱の軸力負担能力評価手法を詳細に検証する。

第 6 章「せん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力評価手法の簡略化」では、残存軸耐力評価に使用されるモデルの物理的な意味を評価式に明確に反映でき、かつ耐震診断や耐震設計に適用しや

すい簡略な残存軸耐力評価式を提案する。

第 7 章「結論」では，本研究で得られる結論を総括するとともに，今後引き続き検討すべき課題について記述する。

本論文の構成を図化して，以下の図 **1.14** に示す。

## 第1章: 序論

研究の背景, 既往の研究, 研究の目的, 論文の構成

第2章: せん断破壊したRC造柱の  
残存軸耐力評価手法の提案

柱の水平変形と断面モーメントとの関係より軸耐力限界点を定義し, せん断破壊したRC造柱をモデル化し, それに基づいて残存軸耐力評価手法を提案する。

第3章: 既往の加力実験データを用いたRC造柱  
の残存軸耐力評価手法の精度検証

既往研究によるデータベースを用い, 提案したRC造柱の残存軸耐力評価手法の精度検証を行う。

第4章: 主筋のみの抵抗を考慮したRC造柱の  
残存軸耐力評価手法の検証実験

コンクリートが軸力を負担できない場合のRC造柱の残存軸耐力評価手法を検証するため, 鉄筋のみによる試験体を設計して加力実験を行う。

第5章: コンクリートの抵抗を考慮したRC造柱の  
残存軸耐力評価手法の検証実験

コンクリートが軸力を負担できる場合のRC造柱の残存軸耐力評価手法を検証するため, せん断破壊型RC造柱の試験体を設計して加力実験を行う。

第6章: せん断破壊したRC造柱の  
残存軸耐力評価手法の簡略化

評価式にモデルの物理的な意味を明確に反映でき, かつ耐震診断や耐震設計に適用しやすい簡略なRC造柱の残存軸耐力評価式を提案する。

## 第7章: 結論

研究のまとめ及び今後の課題

図 1.14 本論文の流れ

## 1.5 まとめ

本章では、本論文の背景，研究動向，研究の目的，本論文の構成について示した。

耐震設計基準改定以前に設計した RC 造建物においては，せん断補強筋が不足し，非構造壁による短柱化が原因でせん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力評価が極めて重要であることを述べた。しかし，現在まで合理的な力学モデルに基づく残存軸耐力評価手法は提案されていない。そこで，本研究では，その提案と提案した評価手法の妥当性検証を研究内容とし，理論の展開や実験的な検証を実施する。

## [参考文献]

- [1.1] 日本建築学会ホームページ(<http://www.aij.or.jp/jpn/seismj/rc/rc1.htm>)
- [1.2] 松川和人：部材の耐力低下を考慮した鉄筋コンクリート造純ラーメン架構の終局安全性評価，東北大学博士論文，pp.1-2，2013
- [1.3] 中村孝也，芳村学：鉄筋コンクリート建物における構造関係規定の変遷と被災度の関係（兵庫県南部地震における学校建築の被害を例として），コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.2，pp.97-102，2010
- [1.4] 東日本大震災合同調査報告書（建築）編集委員会：東日本大震災合同調査報告（建築編 1：RC 造建築物），日本建築学会，pp.110-112，2014.7
- [1.5] 竜泰之，中村孝也，芳村学：鉄筋コンクリート柱の軸力保持限界に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.3，pp.217-222，2001
- [1.6] 日本建築学会：メキシコ地震災害調査報告書，1985
- [1.7] 位田達哉，福島順一：RC 柱の圧縮靱性に関する実験的研究，第一工業大学研究報告，No.25，pp.83-90，2013
- [1.8] 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震設計基準・同解説，2001
- [1.9] 山崎和宏，田才晃：鉄筋コンクリート造柱の軸力支持限界と耐震診断基準値，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.2，pp.181-186，2006
- [1.10] 黒木光博，榎本将弘，山崎和宏，田才晃：耐震診断基準における残存耐力の検証（その 1 ～その 3），日本建築学会学術講演梗概集，pp.127-132，2005.7
- [1.11] 芳村学，高稻宜和：崩壊変形を含む鉄筋コンクリート柱の荷重低下域における挙動の定式化，日本建築学会構造系論文集，第 587 号，pp.163-171，2005.1
- [1.12] 芳村学，高稻宜和：破壊曲面縮小の概念に基づくせん断破壊型鉄筋コンクリート柱の鉛直変形評価に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 592 号，pp.167-175，2005.6
- [1.13] 高稻宜和，芳村学：破壊曲面縮小の概念に基づくせん断破壊型鉄筋コンクリート柱の定量的損傷評価，日本建築学会構造系論文集，第 618 号，pp.191-197，2007.8
- [1.14] 島崎和司：RC 造柱の地震後の残存軸耐力に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 637 号，pp.537-542，2009.3
- [1.15] 島崎和司，岩松：RC 造柱の地震後の残存軸耐力に関する研究（その 4 せん断破壊曲面の評価），日本建築学会学術講演梗概集，pp.117-118，2008.9
- [1.16] 岩松，五十嵐泉，島崎和司：RC 造柱の地震後の残存軸耐力に関する研究（その 5 せん断破壊曲面の検証），日本建築学会学術講演梗概集，pp.119-120，2008.9
- [1.17] 加藤大介，李柱振，中村友紀子，本多良政：配筋詳細に着目した RC 造せん断破壊柱の軸力保持性能に関する実験（軸加力実験と曲げせん断加力実験の関係），日本建築学会構造系論文集，第 610 号，pp.153-159，2006.12
- [1.18] 加藤大介，李柱振，菅勝博，中村友紀子：異なる配筋詳細を有する RC 造柱のせん断破壊

- 後の軸力負担能力の評価実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.2，pp.199-204，2004.6
- [1.19] 李柱振，加藤大介：異なる配筋詳細を有する RC 造柱のせん断破壊後の軸力負担能力の評価実験，日本建築学会学術講演梗概集，pp.139-140，2005.7
- [1.20] 李柱振，加藤大介，菅勝博，中村友紀子：せん断破壊する RC 造柱の軸力負担能力に及ぼす載荷方法の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.2，pp.217-222，2005.6
- [1.21] 八塚卓哉，加藤大介：RC 造柱の軸力保持性能に及ぼす主筋の効果，日本建築学会学術講演梗概集，pp.141-142，2005.7
- [1.22] 李柱振，八塚卓哉，加藤大介：RC 柱の軸力保持能力に及ぼすコンクリート強度の影響，日本建築学会北陸支部研究報告集，pp.53-56，2006.7
- [1.23] 内田保博：せん断破壊を生じる RC 柱の崩壊判定で用いる解析法の検証，日本建築学会構造系論文集 B，第 54B 号、pp.377-384，2008.3
- [1.24] 内田保博，上園洋右：せん断破壊を生じる SRC 柱および RC 柱の崩壊判定に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 566 号、pp.177-184，2003.4
- [1.25] 安松潤二，内田保博：せん断破壊する RC 柱の崩壊判定法の検証，日本建築学会学術講演梗概集，pp.137-138，2005.9
- [1.26] 内田保博：せん断破壊を生じる SRC 柱及び RC 柱の崩壊判定法，日本建築学会学術講演梗概集，pp.995-996，1997.9
- [1.27] Kenneth J. Elwood Jack P. Moehle: Axial Capacity Model for Shear-Damaged Columns, ACI STRUCTURAL JOURNAL, pp.578-587, 2005.07-08

---

## 第 2 章

# せん断破壊した RC 造柱の 残存軸耐力評価手法の提案





## 2 せん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力評価手法の提案

### 2.1 はじめに

せん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力評価については、第 1 章に纏めたように、既往研究においていくつかの評価手法が提案されている。まず、これらのせん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力評価手法の特徴を表 2.1 に整理し、それらの研究における未解決の課題を抽出する。構造力学理論に基づいて提案された RC 造柱の残存軸耐力評価手法における理論式（松川ら及び Elwood, Moehle ら）は、第 1 章で述べたように大きく損傷したせん断破壊後の RC 造柱においては、主筋と内部コンクリートは力学特性が大きく異なり、RC 造柱の中心圧縮軸耐力と同様に単純に主筋とコンクリートの残存軸耐力の和（強度累加式）として表わすことの理論上の根拠が不十分であると考えられる。つまり、現在まで提案された評価手法ではせん断破壊した RC 造柱の軸崩壊現象のメカニズムが必ずしも解明されたとは言えない。本研究では、RC 造柱の軸崩壊現象を解明し、それに基づく合理的な残存軸耐力評価手法の提案を試みる。

そこで、本章では、まず、長期軸力と地震動によるせん断力が作用するせん断破壊した RC 造柱に対して、柱のせん断破壊区間の端部断面の作用モーメントと水平変形との関係に基づいて軸崩壊限界点（軸崩壊直前の状態）を定義する。次に、せん断破壊後の RC 造柱の破壊形態に基づき、合理的な仮定を導入して RC 造柱の力学モデルを構築し、それに基づいて軸崩壊現象のメカニズムの解明を試みる。最後に、構築したせん断破壊後の RC 造柱の力学モデルに基づいてせん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力の評価式を誘導する。

表 2.1 既往研究におけるせん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力評価式

提案者	理論式，半理論・半経験式，経験式
日本建築防災協会 <sup>[2.1]</sup>	経験式
高稲，芳村ら <sup>[2.2]–[2.4]</sup>	半理論・半経験式
加藤ら <sup>[2.5]–[2.8]</sup>	半理論・半経験式
内田ら <sup>[2.9]–[2.12]</sup>	理論式
松川ら <sup>[2.13]</sup>	理論式
Elwood, Moehle ら <sup>[2.14]</sup>	理論式

## 2.2 軸崩壊限界点の定義

せん断破壊後の RC 造柱のイメージ図を図 2.1 に示す。同図において、せん断破壊区間の端部断面に、建物の自重による長期軸力  $N$ 、地震動によるせん断力  $Q$ 、及び建物自重の  $P-\Delta$  効果によるモーメント  $M$  が作用する。ここに、せん断破壊区間のモーメントが逆対称の分布であると仮定すると端部断面の作用モーメントは式 (2.1) より求められる。式 (2.1) を変形すると端部断面の作用モーメントは式 (2.2) で表すことができる。また、端部断面のモーメントと水平変形との関係を図 2.2 に示す。

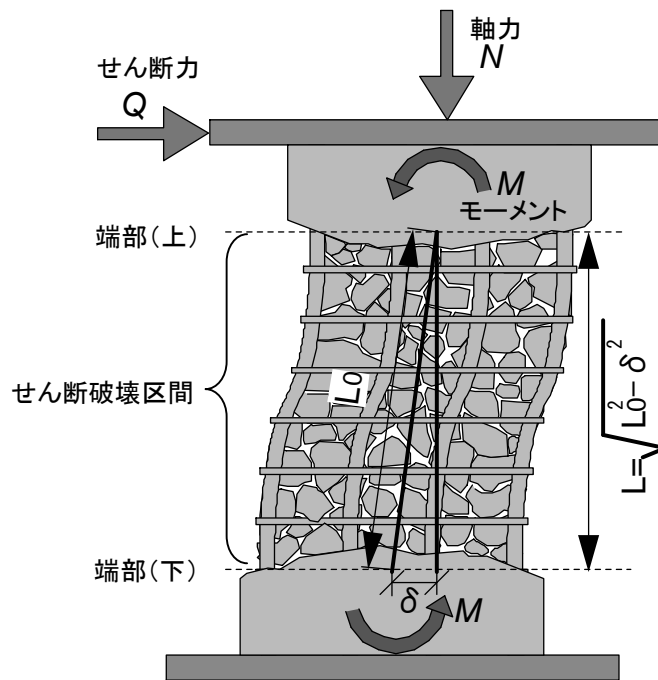


図 2.1 RC 造柱のせん断破壊区間

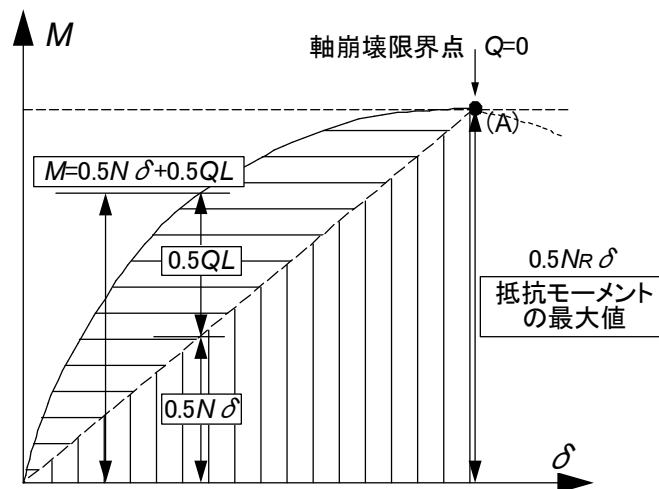


図 2.2 RC 造柱のせん断破壊区間における端部断面の作用モーメントの変化

$$\begin{aligned}
 2M &= N\delta + QL \\
 &= N\delta + Q\sqrt{L_0^2 - \delta^2}
 \end{aligned}
 \tag{2.1}$$

ここで

- $N$  : 端部断面の作用軸力,
- $Q$  : 端部断面の作用せん断力,
- $M$  : 端部断面の作用モーメント,
- $\delta$  : 柱の水平変形,
- $L$  : せん断破壊区間の高さ (水平変形の増加とともに小さくなる),
- $L_0$  : せん断破壊区間の材軸方向の初期長さ (一定の値),

である。

$$M = 0.5N\delta + 0.5QL \tag{2.2}$$

$$M = 0.5N\delta \quad (\text{軸崩壊限界点}) \tag{2.3}$$

図 2.2 に示すように、せん断破壊区間の端部断面においては、軸力によるモーメント  $0.5N\delta$  は水平変形  $\delta$  に対して線形的に増加する一方で、断面に作用する力の釣り合いを維持するためにせん断力によるモーメント  $0.5QL$  はある程度の水平変形を経験した後に徐々に減少する。水平変形が大きくなるとせん断力によるモーメント  $0.5QL$  が 0 に近づき、0 になると軸力によるモーメント  $0.5N\delta$  はせん断破壊した RC 造柱断面の抵抗できる最大モーメントと等しくなり、水平変形がさらに進むと力の釣り合いを失い、軸崩壊に至る。ここで、せん断力が 0 の時 (せん断破壊した RC 造柱断面に働く内力と外力の釣り合いを失う直前の状態、図 2.2 の A 点) を軸崩壊限界点と定義し、また、その時の断面の力の釣り合い式は、式 (2.3) になる。また、この時の軸力  $N$  が水平変形  $\delta$  における残存軸耐力  $N_R$  となる。

また、既往研究<sup>[2.2]-[2.4]</sup>の RC 造柱の崩壊実験においても、せん断力がほぼ 0 の時に軸崩壊現象が観察されており、本研究で定義した軸崩壊限界点の妥当性が概ね確認できる。既往研究<sup>[2.13],[2.14]</sup>においては、ほとんど軸崩壊直前に柱のせん断力が 0 であると仮定されており、ここではその理論的背景を明らかにした。

### 2.3 せん断破壊した RC 造柱の破壊形態の分析

せん断破壊後の RC 造柱の破壊形態を把握することは、せん断破壊した RC 造柱の力学モデルの構築において極めて重要なことである。過去の地震被害調査においては、写真 2.1 に示すようなせん断破壊事例が多く見られた。このようなせん断破壊を受けた RC 造柱は、健全な RC 造柱と比べ、次の特徴がある。

- ①地震動により大変形が生じたため、柱のかぶりコンクリートはほとんど剥落・剥離している。
- ②せん断補強筋に拘束される内部コンクリートには、ひび割れが十分に進展している。

よって、大変形が生じたせん断破壊後の RC 造柱の力学モデルを構築する際、主筋とコンクリートの一体性は失われており主筋とコンクリートの間に力の伝達が生じないと仮定できる。また、内部コンクリートにもひび割れが十分に進展しているため、内部コンクリート部分は引張応力を負担できない。

注：ここで述べるせん断破壊した RC 造柱の破壊状態は、既往研究の 1.2.1 項の⑥及び 1.2.2 項の①におけるせん断破壊区間の対角線上のみにひび割れが生じる破壊状態と異なり、柱のかぶりコンクリートはほとんど剥落・剥離している。対角線上のみにひび割れが生じる破壊状態の場合は、上記①②を前提とした力学モデルと適合しない。従って、既往研究の 1.2.1 項の⑥及び 1.2.2 項の①における破壊状態の RC 造柱は、本研究の残存軸耐力評価手法の適用対象外となる。



(中埜研究室所蔵、十勝沖地震、1968 年)



(中埜研究室所蔵、台湾集集地震、1999 年)

写真 2.1 せん断破壊した RC 造柱の様子

## 2.4 せん断破壊した RC 造柱の力学モデル

2.2 節及び 2.3 節においては、RC 造柱の軸崩壊限界点を定義し、また、せん断破壊した RC 造柱の代表的な破壊形態を述べた。本節では、それに基づいて軸崩壊限界点におけるせん断破壊区間をモデル化し、その端部断面における主筋及びコンクリートの応力状態を検討する（図 2.3）。

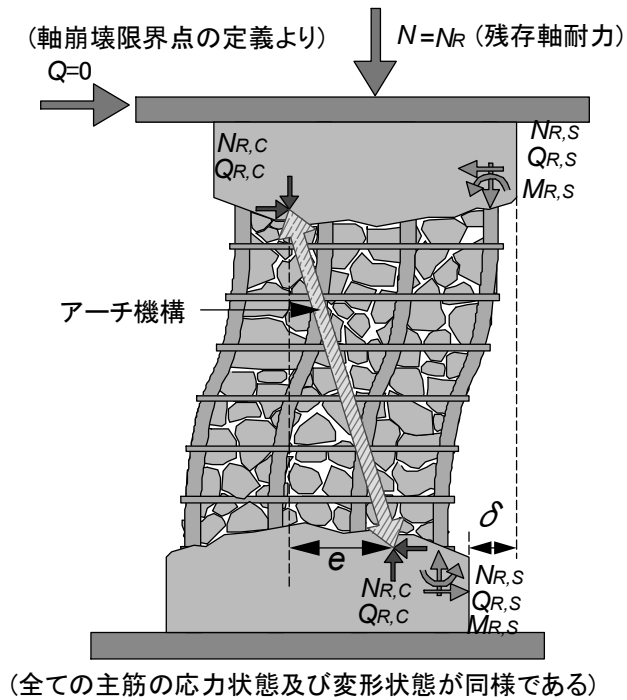


図 2.3 RC 造柱のせん断破壊区間のモデル化（軸崩壊限界点，図 2.2 における A 点）

ここで、

$N$  : 軸崩壊限界点における作用軸力（残存軸耐力  $N_R$  と等しい），

$N_{R,S}$  : 各主筋の負担軸力，

$Q_{R,S}$  : 各主筋の負担せん断力，

$M_{R,S}$  : 各主筋の負担モーメント，

$n$  : 主筋の本数，

$N_{R,C}$  : コンクリート部分の負担軸力，

$Q_{R,C}$  : コンクリート部分の負担せん断力，

$e$  : 上下端部のコンクリートの負担軸力の偏心距離，

$\delta$  : 水平変形，

である。

図 2.3 示す RC 造柱のせん断破壊区間の力学モデル（軸崩壊限界点）においては、以下の仮定条件を設定する。

- ①大変形が生じたせん断破壊後の RC 造柱においては、かぶりコンクリートの剥離・剥落のため、コアコンクリート側も含め鉄筋とコンクリートの間の付着抵抗が喪失することで、鉄筋とコンクリートの間に力の伝達が生じない（2.3 節）。
- ②せん断破壊した RC 造柱の両端には上下階の床や腰壁・垂れ壁の拘束作用によって回転が生じず、各主筋の変形と内力はその位置によらず等しい。
- ③せん断補強筋やコンクリートによる主筋への拘束の存在により軸崩壊限界点に至るまで柱の主筋は座屈しない（仮定の妥当性に関する検討は付録 1 参照）。
- ④せん断破壊区間の端部におけるコンクリート断面にはひび割れが生じているため、コンクリート「断面」モーメントを負担しない（2.3 節）。ただし、せん断破壊区間におけるコンクリートはアーチ機構（図 2.3）を形成する、すなわち、せん断破壊区間の上下両端におけるコンクリートの軸力が偏心距離  $e$  で作用し、偶力となる。加えて、それにより生じるモーメントと主筋端部のモーメントで大変形時における  $P-\Delta$  効果に抵抗する（式(2.5)）。

図 2.3 に示す RC 造柱のせん断破壊区間の力学モデル（軸崩壊限界点）においては、2.2 節における軸崩壊限界点の定義よりとせん断破壊区間の端部断面に作用するせん断力が 0 のため、式(2.4)が得られる。また、せん断破壊区間におけるモーメントの釣り合い式は式(2.5)に示す。

$$nQ_{R,S} + Q_{R,C} = 0 \quad (2.4)$$

$$nN_{R,S} \delta = 2nM_{R,S} + N_{R,C} e \quad (2.5)$$

式(2.5)の左辺は主筋が負担する軸力によるモーメントであり、式(2.5)の右辺は主筋の端部断面のモーメントとコンクリートのアーチ機構によるモーメントの和である。式(2.5)の物理的な意味は、主筋の端部曲げモーメント（ $2nM_{R,S}$ ）とコンクリートに形成されるアーチ機構（ $N_{R,C}e$ ）は主筋の軸力による  $P-\Delta$  効果（ $nN_{R,S}\delta$ ）に抵抗するということである。

また、式(2.5)に示すモーメントの釣り合い式より、せん断破壊した RC 造柱の軸崩壊現象が次のように理解できる。主筋の軸力による  $P-\Delta$  効果が、主筋の端部断面の抵抗モーメントとコンクリートのアーチ機構による抵抗モーメントの和より小さい場合、せん断破壊した柱は安定して建物の自重が支持できる。一方、主筋の軸力による  $P-\Delta$  効果が、水平変形の増加とともに増加し主筋の端部断面の抵抗モーメントとコンクリートのアーチ機構による抵抗モーメントの和と等しくなる場合、定義した軸崩壊限界点に到達し、軸崩壊直前の状態になる。この時、水平変形が更に進むと、主筋の軸力による  $P-\Delta$  効果が主筋の端部断面の抵抗モーメントとコンクリートのアーチ機構による抵抗モーメントの和より大きくなり、せん断破壊した柱が建物の自重を支持できなくなり、力の釣り合いを失い柱に軸崩壊が発生する。

## 2.5 コンクリートの残存軸耐力寄与分の評価式

2.4 節では、軸崩壊限界点における RC 造柱のせん断破壊区間の力学モデルを構築した。本節では、構築した RC 造柱のせん断破壊区間の力学モデルを用いてコンクリートの残存軸耐力寄与分の評価式を誘導する。コンクリートの残存軸耐力寄与分  $N_{R,C}$  は、図 2.4 に示す内部コンクリートから取り出した部分の力の釣り合い関係より求める。また、取り出したコンクリート部分の水平・斜め方向の切断面に作用するそれぞれの切断面との平行な力と垂直な力の関係はクーロン摩擦法

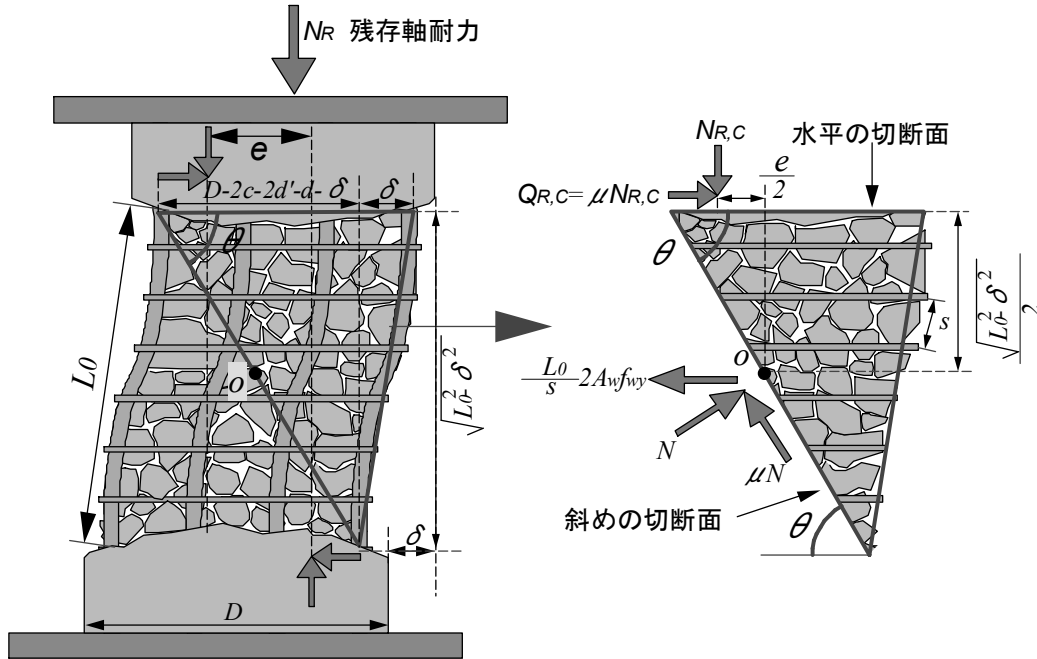


図 2.4 せん断破壊区間から取り出したコンクリートにおける作用力の分布

ここで、

- $L_0$  : せん断破壊区間の材軸方向長さ、
- $D$  : 柱のせい、
- $c$  : RC 造柱のかぶりコンクリート厚さ、
- $\theta$  : 斜めの切断面と水平方向のなす角度、
- $d$  : 主筋の公称直径、
- $d'$  : せん断補強筋の公称直径、
- $s$  : せん断補強筋の間隔、
- $A_w$  : せん断補強筋の断面積 (1 本分)、
- $f_{wy}$  : せん断補強筋の降伏強度、
- $N$  : 斜めの切断面に垂直な力、
- $\mu$  : 静摩擦係数、

である。

則によって図 2.4 のようになる。斜めの切断面にはせん断補強筋による引張力も作用し、ここではせん断破壊区間内にある全てのせん断補強筋の断面が降伏すると仮定する。

図 2.4 に示す取り出したコンクリート部分に対して、力の釣り合い方程式（水平方向と鉛直方向）を式(2.6)及び式(2.7)に示す。両式を連立するとコンクリートの残存軸耐力寄与分の評価式は、式(2.8)になる。ここに、斜めの切断面と水平方向のなす角度 $\theta$ の正弦値及び余弦値は式(2.9)及び式(2.10)より求まる。さらに、取り出したコンクリート部分のモーメントの釣り合い方程式（式(2.11)）より上下断面のコンクリート部分の軸力作用位置間の偏心距離 $e$ が得られる（式(2.12)）。

せん断破壊した RC 造柱に対しては、コンクリートの残存軸耐力寄与分の評価式（式(2.8)）に示すように、静摩擦係数 $\mu$ 及びせん断破壊区間の材軸方向長さ $L_0$ 以外のパラメータが既知のため、静摩擦係数 $\mu$ とせん断破壊区間の材軸方向長さ $L_0$ が決まれば式(2.8)によりコンクリートの残存軸耐力寄与分の算定が可能となる。

$$\mu N_{R,C} + N \sin \theta = \mu N \cos \theta + \frac{L_0}{s} 2 A_w f_{wy} \quad (2.6)$$

$$N_{R,C} = \mu N \sin \theta + N \cos \theta \quad (2.7)$$

$$N_{R,C} = \frac{L_0}{s} 2 A_w f_{wy} \frac{\mu \sin \theta + \cos \theta}{\mu^2 \sin \theta + \sin \theta} \quad (2.8)$$

$$\sin \theta = \frac{\sqrt{L_0^2 - \delta^2}}{\sqrt{(D - 2c - 2d' - d - \delta)^2 + L_0^2 - \delta^2}} \quad (2.9)$$

$$\cos \theta = \frac{(D - 2c - 2d' - d - \delta)}{\sqrt{(D - 2c - 2d' - d - \delta)^2 + L_0^2 - \delta^2}} \quad (2.10)$$

$$N_{R-C} \left( \frac{e}{2} \right) = \mu N_{R-C} \left( \frac{\sqrt{L_0^2 - \delta^2}}{2} \right) \quad (2.11)$$

$$e = \mu \sqrt{L_0^2 - \delta^2} \quad (2.12)$$



## 2.6 主筋の残存軸耐力寄与分の評価式

2.5 節でコンクリートの残存軸耐力寄与分  $N_{R,C}$  の評価式 (式(2.8)), 及びせん断破壊区間端部におけるコンクリート断面の作用軸力の偏心距離  $e$  の算定式 (式(2.12)) を誘導した。コンクリートの残存軸耐力寄与分  $N_{R,C}$  及びコンクリート断面の作用軸力の偏心距離  $e$  を既知とすると, 2.4 節における RC 造柱のせん断破壊区間に対するモーメントの釣り合い式 (式(2.13)) は, 主筋の端部断面の作用モーメントと作用軸力の方程式となる。ここで, 主筋の端部断面の作用モーメントと作用軸力の関係を表す他の方程式を求めることができれば, 式(2.13)) と連立して主筋の残存軸耐力寄与分  $N_{R,S}$  の評価式を求めることが可能である。

そこで, 本節では, まず, 軸崩壊限界点におけるせん断破壊区間の主筋端部断面が全塑性状態と仮定して主筋断面の作用モーメントと作用軸力の関係 ( $N$ - $M$  全塑性相関関係と呼ぶ) を求める。次に,  $N$ - $M$  全塑性相関関係と RC 造柱のせん断破壊区間に対するモーメントの釣り合い式 (式(2.13)) を連立して主筋の残存軸耐力寄与分  $N_{R,S}$  の評価式を誘導する。

$$nN_{R,S}\delta = 2nM_{R,S} + N_{R,C}e \quad (2.13)$$

式 (2.5) 再掲

2.6.1  $N$ - $M$  全塑性相関関係

$N$ - $M$  全塑性相関関係を求める際、主筋として広く用いられる異形鉄筋の断面を、図 2.5 に示すようにリブや節を無視して単純な円形断面と仮定し、また、RC 造柱が軸崩壊限界点に至る時の主筋断面は全塑性（ただし、降伏後の歪硬化を考慮していない）の応力状態となることを想定する。

全塑性状態の断面に働く軸力  $N_{R,S}$  とモーメント  $M_{R,S}$  はそれぞれ式 (2.14) 及び式 (2.15) で表すことができる<sup>[2,15]</sup>。式 (2.14) と式 (2.15) から導いた  $N$ - $M$  全塑性相関関係は式 (2.16) のようになる。また、式 (2.16) にある引張応力が作用している面積（中立軸より下側）の図心から中心線までの距離  $h$  は、式 (2.17) のようになる。さらに、図 2.5 における応力を積分することで主筋断面に働く軸力  $N_{R,S}$  は、式 (2.18) で表すことができる。式 (2.16) ～ (2.18) より主筋断面の  $N$ - $M$  全塑性相関関係は式 (2.19)（以下、 $N$ - $M$  全塑性相関関係理論式と呼ぶ）となる。

しかし、 $N$ - $M$  全塑性相関関係理論式（式 (2.19)）と RC 造柱のせん断破壊区間の力学モデルに対するモーメントの釣り合い式（式 (2.13)）を連立しても主筋 1 本分の残存軸耐力寄与分  $N_{R,S}$  に関する陽な解を得ることができない。

そこで、図 2.6 に示すように座標の原点( $N_{R,S}=0$ ,  $M_{R,S}=0$ )を中心、 $N$ - $M$  全塑性相関関係理論式（式 (2.19)）の曲線が横軸や縦軸と交わる点をそれぞれ長軸及び短軸の端点とする楕円の方程式（式 (2.20)）で  $N$ - $M$  全塑性相関関係理論式（式 (2.19)）を近似することで、次項において  $N_{R,S}$  を陽に算定することを試みる。なお、本近似式の妥当性については、2.9 節において改めて議論する。

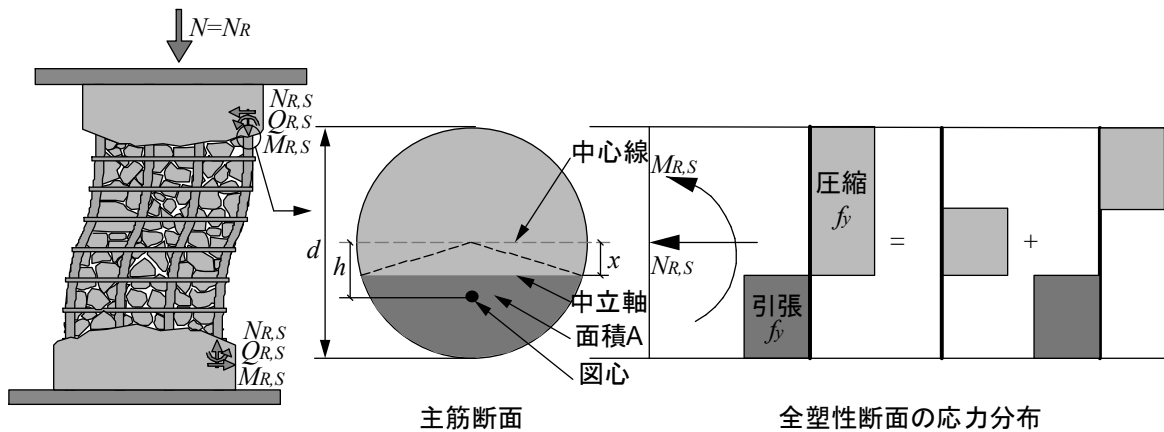


図 2.5 主筋端部断面の全塑性応力状態

ここで、

$h$  : 引張応力が作用している面積（中立軸より下側）の図心から中心線までの距離、

$x$  : 中立軸から中心線までの距離、

$A$  : 中立軸より下側の面積、

$f_y$  : 主筋の降伏強度、

である。

$$N_{R,S} = \left( \pi \left( \frac{d}{2} \right)^2 - 2A \right) f_y \quad (2.14)$$

$$M_{R,S} = 2A f_y h \quad (2.15)$$

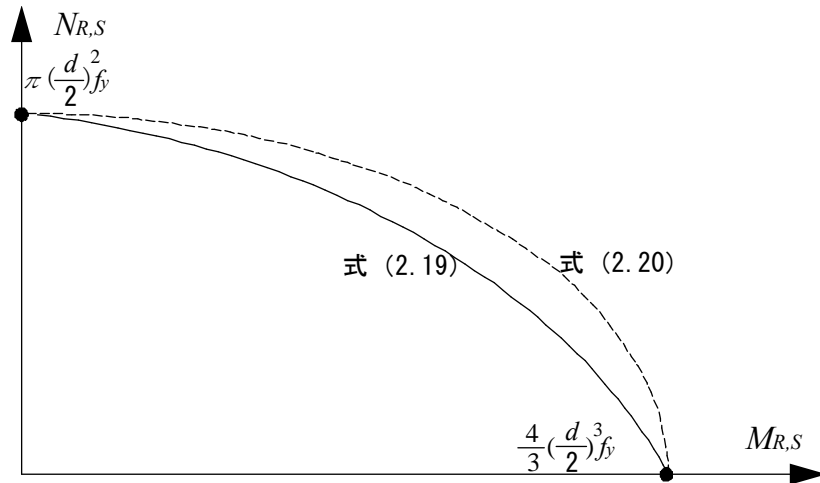
$$M_{R,S} = \left( \pi \left( \frac{d}{2} \right)^2 f_y - N_{R,S} \right) h \quad (2.16)$$

$$h = \frac{\frac{2}{3} \left[ \left( \frac{d}{2} \right)^2 - x^2 \right]^{\frac{3}{2}}}{\frac{1}{2} \left( \pi \left( \frac{d}{2} \right)^2 - \frac{N_{R,S}}{f_y} \right)} \quad (2.17)$$

$$N_{R,S} = 2 \left( 2 \int_0^{\arcsin\left(\frac{x}{d/2}\right)} \frac{1}{2} \left( \frac{d}{2} \right)^2 d\theta + x \sqrt{\left( \frac{d}{2} \right)^2 - x^2} \right) f_y \quad (2.18)$$

$$\left( \frac{d}{2} \right)^2 \times \arcsin\left( \frac{\sqrt{\left( \frac{d}{2} \right)^2 - \left( \frac{3M_{R,S}}{4f_y} \right)^{\frac{2}{3}}}}{\frac{d}{2}} \right) + \sqrt{\left( \frac{d}{2} \right)^2 - \left( \frac{3M_{R,S}}{4f_y} \right)^{\frac{2}{3}}} \left( \frac{3M_{R,S}}{4f_y} \right)^{\frac{1}{3}} = \frac{N_{R,S}}{2f_y} \quad (2.19)$$

$$\frac{N_{R,S}^2}{\left( \pi \left( \frac{d}{2} \right)^2 f_y \right)^2} + \frac{M_{R,S}^2}{\left( \frac{4}{3} \left( \frac{d}{2} \right)^3 f_y \right)^2} = 1 \quad (2.20)$$


 図 2.6  $N - M$  全塑性相関関係の近似

## 2.6.2 主筋 1 本あたりの残存軸耐力寄与分の評価式

2.6.1 節項誘導した  $N$ - $M$  全塑性相関関係近似式（式(2.20)）とセン断破壊区間に対するモーメントの釣り合い式（式(2.13)）を連立して得られる主筋 1 本あたりの残存軸耐力寄与分の評価式は式(2.21)のようになる。

$$N_{R,S} = \frac{\frac{N_{R,C}e\delta}{2n(\frac{4}{3}(\frac{d}{2})^3f_y)^2} + \sqrt{\left[\frac{N_{R,C}e\delta}{2n(\frac{4}{3}(\frac{d}{2})^3f_y)^2}\right]^2 - 4\left[\frac{1}{(\pi(\frac{d}{2})^2f_y)^2} + \frac{\delta^2}{(\frac{8}{3}(\frac{d}{2})^3f_y)^2}\right] \cdot \left[\frac{N_{R,C}^2e^2}{(\frac{8}{3}(\frac{d}{2})^3f_yn)^2} - 1\right]}}{2\left[\frac{1}{(\pi(\frac{d}{2})^2f_y)^2} + \frac{\delta^2}{(\frac{8}{3}(\frac{d}{2})^3f_y)^2}\right]} \quad (2.21)$$

## 2.7 せん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力の評価式

2.5 節で誘導したコンクリートの残存軸耐力寄与分  $N_{R,C}$  の評価式 (式(2.8)) と 2.6 節で誘導した主筋 1 本あたりの残存軸耐力寄与分  $N_{R,S}$  (式(2.21)) を式(2.22)に代入するとせん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力評価式となる。

$$N_R = nN_{R,S} + N_{R,C} \quad (2.22)$$

$$= \frac{\frac{N_{R,C}e\delta}{2(\frac{4}{3}(\frac{d}{2})^3 f_y)^2} + \sqrt{\left[ \frac{N_{R,C}e\delta}{2(\frac{4}{3}(\frac{d}{2})^3 f_y)^2} \right]^2 - 4 \left[ \frac{1}{(\pi(\frac{d}{2})^2 f_y)^2} + \frac{\delta^2}{(\frac{8}{3}(\frac{d}{2})^3 f_y)^2} \right] \cdot \left[ \frac{N_{R,C}^2 e^2}{(\frac{8}{3}(\frac{d}{2})^3 f_y)^2} - n^2 \right]}}{2 \left[ \frac{1}{(\pi(\frac{d}{2})^2 f_y)^2} + \frac{\delta^2}{(\frac{8}{3}(\frac{d}{2})^3 f_y)^2} \right]} + \frac{L_0}{s} 2 A_w f_{wy} \frac{\mu \sin \theta + \cos \theta}{\mu^2 \sin \theta + \sin \theta}$$

## 2.8 内部コンクリートが軸力を負担できない場合の RC 造柱の残存軸耐力の評価式

2.5 節では、せん断破壊区間に内部コンクリートが存在し軸力が伝達できること、また、せん断破壊区間にある全てのせん断補強筋が破断せずに引張力を負担できることを前提として、コンクリートの残存軸耐力寄与分の評価式を誘導した。しかし、せん断破壊と同時にせん断破壊区間にあるせん断補強筋が破断する場合や慣性力その他の影響で柱内部のコンクリートが外部に飛散した場合には、内部コンクリートは軸力を負担できなくなる。本研究では、上記の場合に対してはコンクリートの残存軸耐力寄与分を 0 とする ( $N_{R,C}=0$ )。

内部コンクリートが軸力を負担できない場合、2.4 節で構築した RC 造柱のせん断破壊区間の力学モデルにおいては、2.2 節で定義した軸崩壊限界点におけるせん断破壊区間の端部断面のせん断力が 0 のため、式(2.23)が得られる。また、せん断破壊区間に対するモーメントの釣り合い式を式(2.24)に示す。

$$nQ_{R,S} = 0 \quad (2.23)$$

$$nN_{R,S}\delta = 2nM_{R,S} \quad (2.24)$$

$$N_R = \frac{n\pi\left(\frac{d}{2}\right)^2 f_y}{\sqrt{1 + \frac{9\pi^2 \delta^2}{16d^2}}} \quad (2.25)$$

内部コンクリートが軸力を負担できない場合は、軸力を負担できる場合と比べて、コンクリートによるアーチ機構が喪失し、建物自重による  $P-\Delta$  効果への抵抗が減少する。また、式(2.24)に示すせん断破壊区間に対するモーメントの釣り合い式から、内部コンクリートが軸力を負担できない場合の RC 造柱の軸崩壊現象は次のように理解される。すなわち、柱の軸力（この場合は全ての軸力を主筋が負担する）による  $P-\Delta$  効果が主筋の端部断面の抵抗モーメントより小さい場合、せん断破壊した柱は安定して建物の自重を支持できる。一方、柱の軸力による  $P-\Delta$  効果が、水平変形の増加とともに主筋の端部断面の抵抗モーメントと等しくなると、本研究で定義した軸崩壊限界点に到達し、軸崩壊直前の状態になる。水平変形が更に進むと、柱の軸力による  $P-\Delta$  効果が主筋の端部断面の抵抗モーメントより大きくなり、せん断破壊した柱が建物の自重を支持できなくなり、柱に軸崩壊が発生する。

また、内部コンクリートが軸力を負担できない場合の RC 造柱の残存軸耐力は、主筋の負担分

のみとなる。モーメントの釣り合い式式(2.24)と  $N$ - $M$  全塑性相関関係近似式 (式(2.20)) を連立して求めた RC 造柱の残存軸耐力評価式を式(2.25)となる。

## 2.9 提案した RC 造柱の残存軸耐力評価手法の適用に関する留意点

2.4 節のせん断破壊した RC 造柱の力学モデルの構築, 2.5 節のコンクリートの残存軸耐力寄与分評価式の誘導, 及び 2.6 節の主筋の残存軸耐力寄与分の評価式の誘導は, せん断破壊した RC 造柱の破壊現象の特徴を抽出して, かつ鉄筋の付着, 主筋の内力などについての仮定を導入した上で得られた検討結果である。以下では, 導入した仮定条件を満たさない場合の例として想定されるものを挙げ, 本論文で提案した評価手法の適用範囲を整理する。

- (1) 本評価手法では, せん断破壊区間の鉄筋の付着を考慮していないため, 適用対象は図 2.4 に示すようなせん断破壊区間における鉄筋の付着が無視できるほど小さい破壊状態の RC 柱となる。従って, せん断破壊区間において斜めのひび割れが生じるが, かぶりコンクリートが剥離・剥落しない柱などの鉄筋の付着が無視できない場合は適用対象外となる。鉄筋の付着が残存する場合にはコンクリートのトラス機構が存在し, これが主筋の  $P-\Delta$  効果に抵抗すると期待できる。そのため, このような鉄筋の付着が無視できない柱に, 本評価手法を適用すると実耐力に対して過小評価になる可能性がある。
- (2) 本評価手法では, 全ての主筋の端部内力(軸力, せん断力, 及びモーメント)が等しいと仮定している。その仮定を確保できない場合は, 本評価手法をそのまま適用すると評価結果の精度が低下する恐れがある。例えば, せん断破壊区間の両端に回転が生じる場合, 柱の作用軸力はある主筋に集中し, その集中度合によっては主筋が座屈すること考えられ, 本評価手法を適用すると実耐力に対して過大評価になる恐れがある。
- (3) 本評価手法では, コンクリートの寄与分を求める際に, 既往研究に基づいて初期せん断ひび割れの角度を  $60^\circ$  と仮定している。実建物の RC 造柱においては, 初期せん断ひび割れの角度は常に一定の値  $60^\circ$  ではなく, 柱のせん断スパン比や作用軸力などのパラメータにより異なる。例えば, 既往研究よりせん断スパン比が 2 以下の柱の初期せん断ひび割れの角度はほとんど柱のせん断スパン比で決定される(付録 5 を参考)。初期せん断ひび割れの角度が  $60^\circ$  より小さい(大きい)場合は, 付録 2 で示す通り, 本評価手法を適用すると実耐力に対して過小(過大)評価になる恐れがある。
- (4) 本評価手法では, 内部コンクリートの作用力の釣り合い関係よりコンクリートの残存軸耐力寄与分を求めている。このコンクリートの残存軸耐力寄与分評価式は, 一般的な柱の軸圧縮耐力の評価式と異なり, コンクリート強度の関数となっていない。従って, どんなに強度が低いコンクリートであっても, 他のパラメータが同様ならばコンクリートの残存軸耐力寄与分が等しいものと算定される。しかしながら, コンクリートの強度が非常に低く, せん断補強筋降伏前にコンクリートが破壊する場合では, その降伏を前提としたコンクリートの寄与分は過大評価となるため, 柱の残存軸耐力が実耐力に対して過大評価になる恐れがある。



## 2.10 適用例

2.2～2.8 節においては、せん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力評価手法を提案した。本節では、 $N$ - $M$  全塑性相関関係近似式（式（2.20））と理論式（式（2.19））の違いによるせん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力の変動、提案した柱の残存軸耐力評価手法を用いて算定した柱の残存軸耐力は水平変形の増加とともにどのように変化するか、また、コンクリートが軸力を負担できる場合のコンクリートと主筋の残存軸耐力寄与分の割合を調べるために、下記の断面寸法及び配筋を有する一般的な RC 造柱（図 2.7）を想定し、本章で提案したせん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力評価手法を適用する。

柱の断面寸法は、550mm×550mm で、被り厚さは 30mm である。主筋は、16 本の公称直径 25mm の異形鉄筋（SD345）である。せん断補強筋は、間隔 180mm で配筋された公称直径 10mm の異形鉄筋（SD345）である。想定した RC 造柱における、2.6 節で求めた  $N$ - $M$  全塑性相関関係の理論式（式（2.19））及び近似式（式（2.20））の曲線を図 2.8 に示す。同図より、両者は概ね一致することがわかる。

コンクリートが軸力を負担できる場合における残存軸耐力の評価式の適用においては、せん断破壊区間の材軸長さ  $L_0$  は、既往の文献<sup>[2,16]</sup>より初期せん断ひび割れ角度を  $60^\circ$  と仮定した上（初期せん断ひび割れ角度の感度解析についての検討は付録 2 参照）で算定する。また、切断面における静摩擦係数  $\mu$  は、文献[2.14]では軸崩壊時の水平変形の関数として算定式を提案したが、本研究では「現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設指針（案）・同解説」<sup>[2,17]</sup>に従って一定の値として 0.6 を採用する（切断面における静摩擦係数  $\mu$  の感度解析についての検討は付録 3 参照）。内部コンクリートが軸力を負担できるとしたケースとできないケースそれぞれについて、本研究で提案した RC 造柱の残存軸耐力評価手法の適用結果をそれぞれ図 2.9 及び図 2.10 に示す。

まず、 $N$ - $M$  全塑性相関関係近似式（式（2.20））と理論式（式（2.19））の違いによる RC 造柱の残存軸耐力の変動について述べる。上記の両ケースにおいて、水平変形が小さい時に、 $N$ - $M$  全塑性相関関係の近似式から求めた残存軸耐力は、理論式よりやや大きくなるが、変形の増加とともに理論式より求めた値とほぼ等しくなる傾向を示したため（図 2.9 及び図 2.10）、 $N$ - $M$  全塑性相関関係の近似式を用いて誘導した柱の残存軸耐力評価式（式（2.22）及び式（2.25））を適用しても大きな問題にならないと考えられる。

次に、上記の両ケースにおいて、提案した柱の残存軸耐力評価手法を用いて算定した柱の残存軸耐力は水平変形の増加とともに減少することが分かる（図 2.9 及び図 2.10）。

最後に、図 2.9 に示すように、コンクリートが軸力を負担できる場合において、本研究で提案した残存軸耐力評価手法を用いて算定した主筋の残存軸耐力寄与分は、コンクリートの寄与分より大きいことがわかる。特に、水平変形が相対的に小さい時に、アーチ機構の効果により、主筋の残存軸耐力寄与分は増加し柱の残存軸耐力のほとんどを占める。一方、水平変形の増加とともに、アーチ機構の効果は小さくなり、残存軸耐力が減少するとともに主筋の残存軸耐力寄与分の割合が徐々に減少する。

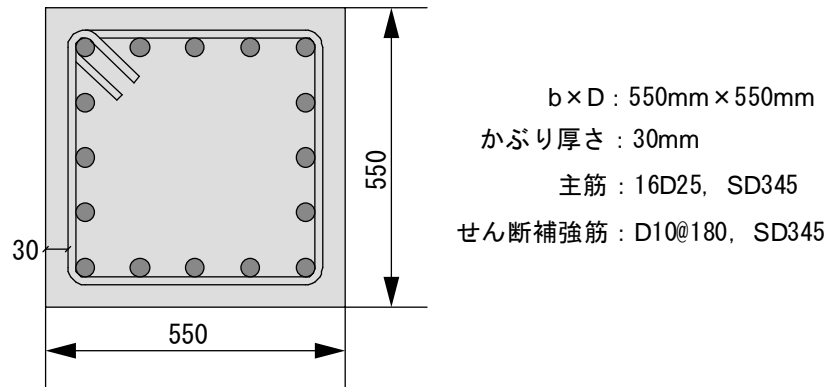


図 2.7 想定した RC 造柱の断面

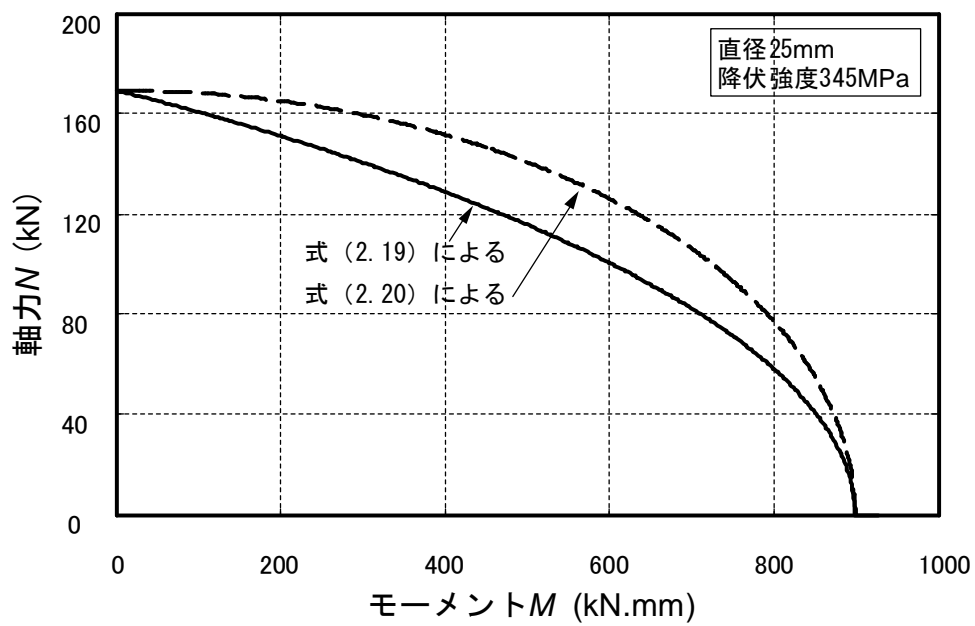
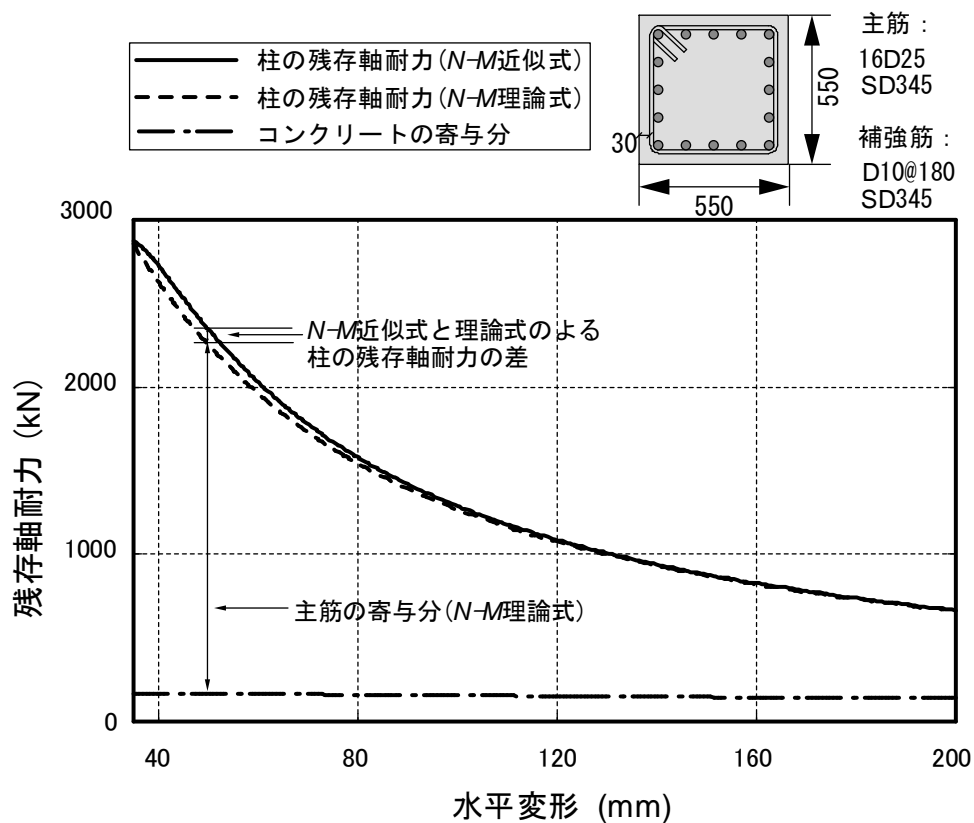
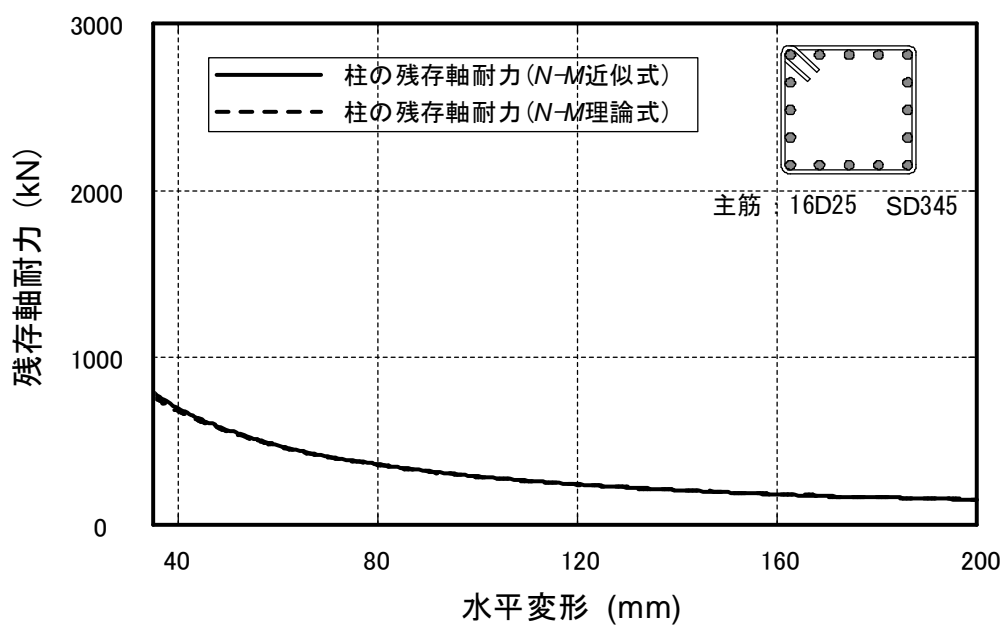


図 2.8  $N$ - $M$  全塑性相関関係の理論式及び近似式の曲線



(コンクリートが軸力を負担できる場合)

図 2.9 せん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力と水平変形との関係



(コンクリートが軸力を負担できない場合)

図 2.10 せん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力と水平変形との関係

## 2.11 まとめ

本章では、まず、セン断破壊した RC 造柱の軸崩壊限界点を定義し、軸崩壊限界点における RC 造柱のセン断破壊区間の力学モデルを構築した。次に、構築したセン断破壊区間の力学モデルに基づいてコンクリートや主筋の残存軸耐力寄与分の評価式を誘導し、その両者の和を柱の残存軸耐力とした。内部コンクリートが軸力を負担できない場合の残存軸耐力評価式も導出した。また、本評価手法を導出した際の仮定条件を満たさない場合を現実には想定され得ることを指摘し、本評価手法を適用する際の留意点も議論した。最後に、適用例を通じて提案した残存軸耐力評価手法の特徴を調べた。本章で得られた知見を以下に示す。

- (1) 本研究で提案したセン断破壊した RC 造柱の残存軸耐力評価手法は、コンクリートに形成されるアーチ機構及びそれによる主筋の残存軸耐力の増加が考慮できる。また、提案した RC 造柱の残存軸耐力評価手法を用いて RC 造柱の軸崩壊現象のメカニズムを説明できる。
- (2)  $N$ - $M$  全塑性相関関係を楕円で近似した近似式を用いて誘導した残存軸耐力評価式による算定結果は、 $N$ - $M$  全塑性相関関係の理論式による算定結果と概ね一致しており、近似式で概ね評価可能であることを確認した。
- (3) 提案した残存軸耐力評価手法で導入した様々な仮定条件を適用しようとする柱が満たさない場合は、本評価手法をそのまま適用すると評価結果の精度が悪くなる恐れがある。
- (4) 柱内部のコンクリートが軸力を負担できるとしたケースとできないケースにおいて、提案した残存軸耐力の評価手法における残存軸耐力と水平変形の関係は、両ケースとも水平変形の増加とともに残存軸耐力が減少する傾向が見られた。
- (5) 柱内部コンクリートが軸力を負担できる場合、提案した残存軸耐力評価手法における主筋寄与分の割合は、コンクリート寄与分の割合より大きいが、その割合は水平変形の増加とともに減少する傾向が見られた。

なお、本章で提案した RC 造柱の残存軸耐力評価手法の妥当性については、加力実験結果に基づいて検討・検証する必要があるため、これらについては第3章～第5章で検討する。

[参考文献]

- [2.1] 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震設計基準・同解説，2001
- [2.2] 芳村学，高稻宜和：崩壊変形を含む鉄筋コンクリート柱の荷重低下域における挙動の定式化，日本建築学会構造系論文集，第 587 号，pp.163-171，2005.1
- [2.3] 芳村学，高稻宜和：破壊曲面縮小の概念に基づくセン断破壊型鉄筋コンクリート柱の鉛直変形評価に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 592 号，pp.167-175，2005.6
- [2.4] 高稻宜和，芳村学：破壊曲面縮小の概念に基づくセン断破壊型鉄筋コンクリート柱の定量的損傷評価，日本建築学会構造系論文集，第 618 号，pp.191-197，2007.8 加藤大介，李柱振，中村友紀子，本多良政：配筋詳細に着目した RC 造セン断破壊柱の軸力保持性能に関する実験（軸加力実験と曲げセン断加力実験の関係），日本建築学会構造系論文集，第 610 号，pp.153-159，2006.12
- [2.5] 加藤大介，李柱振，菅勝博，中村友紀子：異なる配筋詳細を有する RC 造柱のセン断破壊後の軸力負担能力の評価実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.2，pp.199-204，2004.6
- [2.6] 李柱振，加藤大介：異なる配筋詳細を有する RC 造柱のセン断破壊後の軸力負担能力の評価実験，日本建築学会学術講演梗概集，pp.139-140，2005.7
- [2.7] 李柱振，加藤大介，菅勝博，中村友紀子：セン断破壊する RC 造柱の軸力負担能力に及ぼす載荷方法の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.2，pp.217-222，2005.6
- [2.8] 八塚卓哉，加藤大介：RC 造柱の軸力保持性能に及ぼす主筋の効果，日本建築学会学術講演梗概集，pp.141-142，2005.7
- [2.9] 内田保博：セン断破壊を生じる RC 柱の崩壊判定で用いる解析法の検証，日本建築学会構造系論文集 B，第 54B 号，pp.377-384，2008.3
- [2.10] 内田保博，上園洋右：セン断破壊を生じる SRC 柱および RC 柱の崩壊判定に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 566 号，pp.177-184，2003.4
- [2.11] 安松潤二，内田保博：セン断破壊する RC 柱の崩壊判定法の検証，日本建築学会学術講演梗概集，pp.137-138，2005.9
- [2.12] 内田保博：セン断破壊を生じる SRC 柱及び RC 柱の崩壊判定法，日本建築学会学術講演梗概集，pp.995-996，1997.9
- [2.13] 松川和人：部材の耐力低下を考慮した鉄筋コンクリート造純ラーメン架構の終局安全性評価，東北大学博士論文，pp.2.1-2.13，2013
- [2.14] Kenneth J. Ellwood Jack P. Moehle: Axial Capacity Model for Shear-Damaged Columns, ACI STRUCTURAL JOURNAL, pp.578-587, 2005.07-08
- [2.15] 下村由佳利：Let's 構造，集文社，2002 年 3 月，pp.190-191.
- [2.16] 加藤大介，李柱振，中村友紀子，本多良政：RC 造柱の残存軸耐力に関する実験と考察，日本建築学会構造系論文集，No.619，2007 年 9 月，pp.127-132.

- [2.17] 日本建築学会：現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設指針（案）・同解説，2002年

---

## 第 3 章

# 既往の加力実験データを用いた RC 造柱の 残存軸耐力評価手法の精度検証





### 3 既往の加力実験データを用いた RC 造柱の残存軸耐力評価手法の精度検証

#### 3.1 はじめに

第2章では、構造力学理論に基づいてせん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力評価手法を提案するとともに、適用例を通じて提案した残存軸耐力評価手法の特徴を把握した。本章では、本研究で提案した残存軸耐力評価手法の妥当性を検証することを目的とし、既往研究による RC 造柱の加力実験結果をデータベース化し、それを用いて検討を行う。

本章では、まず、RC 造柱の加力実験データの収集条件を設定してデータを収集し、RC 造柱の加力実験データベースを作成する。次に、作成した加力実験データベースを用い、本研究で提案した評価手法および既往研究における他の評価手法をそれぞれ適用し、柱の残存軸耐力に対するコンクリートと主筋の寄与分をそれぞれ算定し、本研究で提案した評価手法の妥当性を検証する。

### 3.2 既往研究による加力実験データベースの作成条件

国立情報学研究所の論文データベース（Citation Information by National Institute of Informatics, CiNii と略称）により論文 PDF（Portable Document Format, PDF と略称）ファイルを閲覧可能な日本建築学会大会学術講演梗概集，日本建築学会構造系論文集，及び日本コンクリート工学協会（Japan Concrete Institute, JCI と略称）年次大会論文集から，下記の条件で RC 造柱の試験体を選定した。

- (1) 試験体寸法・配筋など本検討に必要な情報が明記されている；
- (2) 繊維補強コンクリートなどの特殊コンクリートを用いた試験体を除き普通コンクリートのみを対象とする；
- (3) せん断破壊が発生し，かつ軸崩壊まで加力が行われた RC 造柱の試験体である；
- (4) 本研究で定義した軸崩壊限界点（せん断力が 0 の点）が明記されている，または軸崩壊限界点が合理的に推定できる；
- (5) 本研究で定義した軸崩壊限界点における RC 造柱の負担軸力が明らかである；

なお，一方向加力や繰り返し加力などの水平加力条件，及びせん断補強筋フックの種類（135°及び閉鎖溶接）は区別せずに上記の条件を満足した RC 造柱の試験体を対象にデータを収集した。

### 3.3 加力実験データベースの詳細

加力実験データベースは、3.2 節で設定した作成条件を満たす RC 造柱の試験体 16 体で構成される。作成した加力実験データベースを表 3.1 に示す。また、本研究で提案した RC 造柱の残存軸耐力評価手法において柱の残存軸耐力は水平変形の関数であるため、収集した試験体の軸崩壊時の変形角に基づいて算定した軸崩壊時の水平変形（変形角×内法高さ）も表 3.1 に併記した。

収集した試験体のデータのうち、軸力比 $\eta$ の分布、主筋比 $p_g$ の分布、及びせん断補強筋比 $p_w$ の分布を図 3.1～3.3 にそれぞれ示す。収集した試験体の軸力比 $\eta$ は 0.15～0.35 に分布しており、主筋比 $p_g$ およびせん断補強筋比 $p_w$ はほとんど 1%～3%および 0.2%～0.5%に分布している。

表3.1 提案したせん断破壊したRC造柱の残存軸耐力評価手法の検証データベース

NO.	試験体名	柱せい (mm)	柱幅 (mm)	柱内法 高さ (mm)	コンクリート かぶり厚さ (mm)	コンクリート 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	コンクリート ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	主筋 公称 直径 (mm)	主筋 本数 (本)	主筋の 降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	主筋比 P <sub>g</sub>	補強筋 公称直径 (mm)	補強筋 の間隔 (mm)	補強筋 の降伏 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	補強筋 フック 1→135° 2→溶接	補強筋比 P <sub>w</sub>	崩壊時の残 存軸耐力 (N)	軸力比 η	崩壊時変 形角(%)	崩壊 変形 (mm)	加力方向 1→単調 2→繰返し	参考 文献
1	N27C	300	300	900	25	27	23430	15.9	12	380	0.0265	6.35	100	375	1	0.0021	643950	0.27	3.00	27.00	2	文献[3.1]
2	N18M	300	300	900	25	27	23430	15.9	12	380	0.0265	6.35	100	375	1	0.0021	429300	0.18	9.25	83.25	1	
3	N27M	300	300	900	25	27	23430	15.9	12	380	0.0265	6.35	100	375	1	0.0021	643950	0.27	4.70	42.30	1	
4	2C	300	300	600	31	25	23041	15.9	12	396	0.0265	6.35	100	392	1	0.0021	430920	0.19	7.80	46.80	2	
5	3C	300	300	600	31	25	23041	15.9	12	396	0.0265	6.35	100	392	1	0.0021	657720	0.29	5.30	31.80	2	
6	2M	300	300	600	31	25	23041	15.9	12	396	0.0265	6.35	100	392	1	0.0021	430920	0.19	6.67	40.02	1	
7	3M	300	300	600	31	25	23041	15.9	12	396	0.0265	6.35	100	392	1	0.0021	657720	0.29	3.73	22.38	1	
8	2M13	300	300	600	33	25	23041	12.7	12	350	0.0169	6.35	100	392	1	0.0021	430920	0.19	3.72	22.32	1	
9	NO.3	300	300	1200	31	31	24608	15.9	12	402	0.0265	6.35	200	392	1	0.0011	552600	0.20	1.90	22.80	2	
10	NO.4	300	300	1200	31	31	24608	15.9	12	402	0.0265	6.35	100	392	1	0.0021	828900	0.30	2.47	29.64	2	文献[3.3]
11	NO.5	300	300	1200	31	31	24608	15.9	12	402	0.0265	6.35	100	392	1	0.0021	967050	0.35	2.00	24.00	2	
12	S1	400	400	900	29	25	23010	22.2	16	547	0.0387	9.53	180	355	1	0.0020	803200	0.20	9.74	87.66	2	
13	S2	400	400	900	29	25	23010	22.2	16	547	0.0387	9.53	180	355	1	0.0020	803200	0.20	7.89	71.01	2	文献[3.4]
14	D13W-1	180	180	360	10	27	23489	12.7	4	335	0.0156	6.35	70	335	2	0.0051	300000	0.35	3.00	12.00	2	
15	PG1.7	450	450	900	41	25	22980	19.1	12	390	0.0170	9.53	60	390	2	0.0053	911250	0.18	7.70	69.30	2	文献[3.6]
16	PG3.0	450	450	900	38	25	22980	25.4	12	390	0.0300	9.53	60	390	2	0.0053	911250	0.18	14.12	127.08	2	

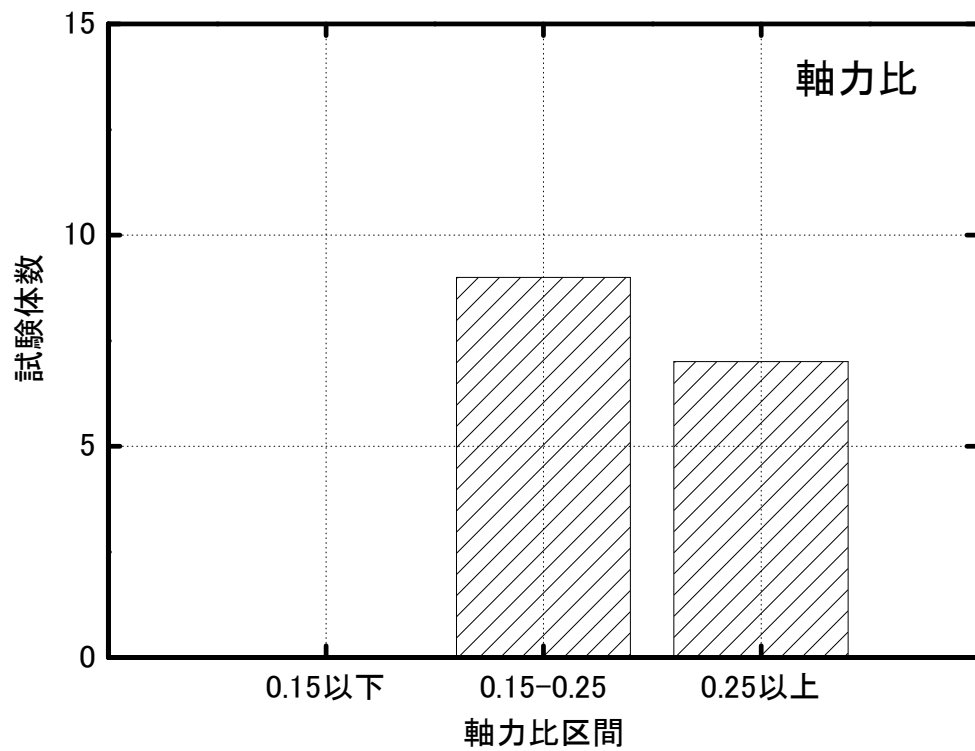


図 3.1 軸力比  $\eta$  の度数分布

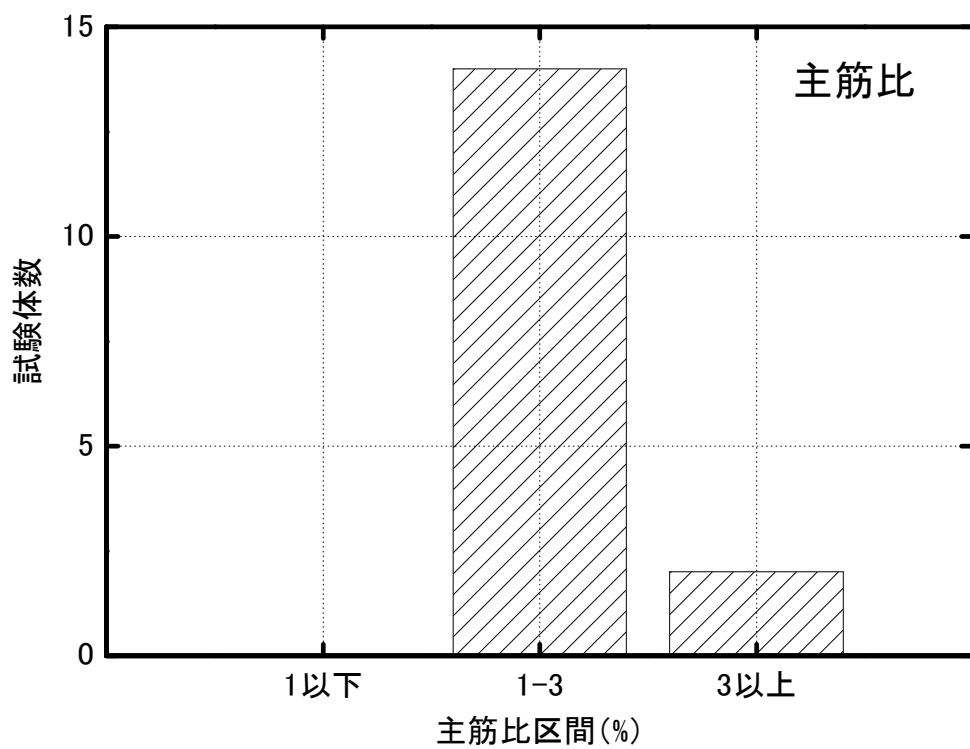


図 3.2 主筋比  $p_g$  の度数分布

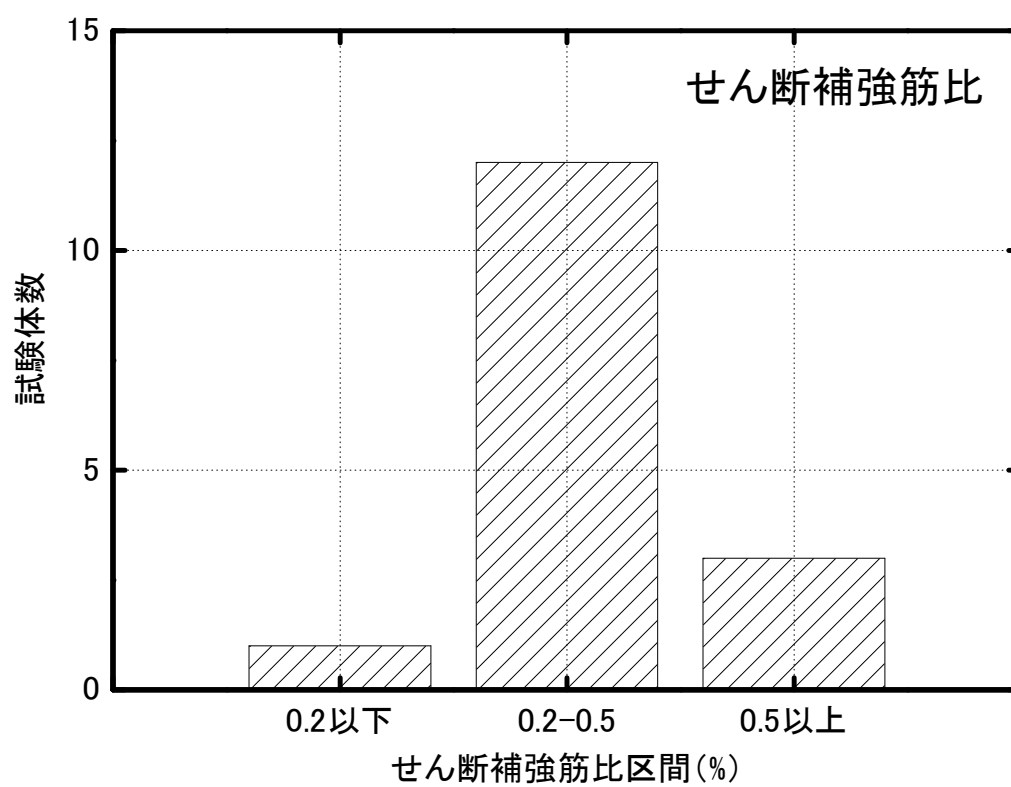


図 3.3 せん断補強筋比  $p_w$  の度数分布

### 3.4 加力実験データベースによる精度検証

本節では、3.3 節で作成した加力実験データベースを用い、第2章で提案した残存軸耐力評価手法の妥当性と適用性を検証する。また、既提案された RC 造柱の残存軸耐力評価手法（2.1 節の Elwood, Moehle らが提案した評価手法<sup>[3,7]</sup>）の精度も併せて検証し、本論文で提案した評価手法のそれと比較する。

### 3.4.1 各残存軸耐力評価手法におけるパラメータの設定

(1) Elwood, Moehle らが提案したせん断破壊後の RC 造柱の残存軸力評価手法<sup>[3.7]</sup>

Elwood, Moehle らが提案したせん断破壊後の RC 造柱の残存軸耐力評価手法を式(3.1) (式(1.24)再掲)に示す。この評価式は、主筋の寄与分とコンクリートの寄与分の評価式で構成される。

式(3.1)に示す残存軸耐力評価式を適用する際、柱せい方向のせん断補強筋の長さ $d_c$ 、SHEAR-FRICTION 面が水平方向となす角度 $\theta$ 、及び摩擦係数 $\mu$ 以外のパラメータは加力実験データベースを用いて求めることが可能である。ここでは、柱せい方向のせん断補強筋の長さ $d_c$ は柱せいの0.8倍とし、文献[3.7]に従ってSHEAR-FRICTION 面が水平方向となす角度 $\theta$ は $65^\circ$ とした。また、摩擦係数 $\mu$ は文献[3.7]を参考にし一定の値である0.6とした。

$$P = \frac{A_{st} f_{yt} d_c}{s} \tan \theta \frac{1 + \mu \tan \theta}{\tan \theta - \mu} + n_{bars} P_s \quad (3.1)$$

式(1.24) 再掲

ここで、

- $d_c$  : 柱せい方向のせん断補強筋の長さ、
- $\theta$  : SHEAR-FRICTION 面が水平方向となす角度、
- $\mu$  : 摩擦係数、

である。

(2) 本研究で提案したせん断破壊後の RC 造柱の残存軸力評価手法

本研究で提案したせん断破壊後の RC 造柱の残存軸耐力評価手法を式(3.2) (式(2.22)再掲)に示す。本評価式は、式(3.1)と同様に主筋の寄与分とコンクリートの寄与分の評価式で構成される。本評価式の特徴は、Elwood, Moehle らが提案した残存軸力評価手法には考慮されていないコンクリートのアーチ機構による主筋の寄与分の増加が考慮されていること、などである。

本残存軸耐力評価式(式(3.2))を適用する際、せん断破壊区間の材軸方向長さ $L_0$ 、及び摩擦係数 $\mu$ 以外のパラメータは加力実験データベースを用いて求めることが可能である。ここで、せん断破壊区間の材軸方向長さ $L_0$ は、第2章の2.9節で述べたように初期せん断ひび割れ角度を $60^\circ$ と仮定した上で算定した<sup>[3.8]</sup>。また、切断面における静摩擦係数 $\mu$ は、「現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設指針(案)・同解説」<sup>[3.9]</sup>に従って一定の値として0.6を採用した。



$$N_R = nN_{R,S} + N_{R,C} \quad (3.2)$$

式 (2.22) 再掲

$$= \frac{\frac{N_{R,C}e\delta}{2(\frac{4}{3}(0.5d)^3 f_y)^2} + \sqrt{\left[ \frac{N_{R,C}e\delta}{2(\frac{4}{3}(0.5d)^3 f_y)^2} \right]^2 - 4 \left[ \frac{1}{(0.25\pi d^2 f_y)^2} + \frac{\delta^2}{(\frac{8}{3}(0.5d)^3 f_y)^2} \right] \cdot \left[ \frac{N_{R,C}^2 e^2}{(\frac{8}{3}(0.5d)^3 f_y)^2} - n^2 \right]}}{2 \left[ \frac{1}{(0.25\pi d^2 f_y)^2} + \frac{\delta^2}{(\frac{8}{3}(0.5d)^3 f_y)^2} \right]} + \frac{L_0}{s} 2 A_w f_{wy} \frac{\mu \sin \theta + \cos \theta}{\mu^2 \sin \theta + \sin \theta}$$

ここで,

$L_0$  : セン断破壊区間の材軸方向長さ,

$\mu$  : 摩擦係数,

である。

### 3.4.2 適用結果

前記二種の残存軸耐力評価手法を、3.3 節で作成した加力実験データベースへ適用した結果を表 3.2、図 3.4 及び 3.5 に示す。また、各残存軸耐力評価手法の精度比較の結果を図 3.6 に示す。さらに、各残存軸耐力評価手法におけるコンクリート及び主筋の残存軸耐力寄与分の割合を図 3.7 及び図 3.8 にそれぞれ示す。

図 3.4～3.6 に示すように、本研究で提案したコンクリートに形成されるアーチ機構の影響を考慮した残存軸耐力評価手法は、Elwood, Moehle らの評価手法より精度が比較的高い結果となった。実験値に対する Elwood, Moehle らの評価手法による残存軸耐力算定値の比率はほとんど 0.5~0.75 の範囲に分布しているのに対し、本評価手法による適用結果は、せん断補強筋比が高い試験体 (PG1.7 及び PG3.0) を除いて 0.75~1.25 の範囲に分布していることがわかる。

Elwood, Moehle らの評価手法による評価結果は、前章で述べたようなコンクリートに形成されるアーチ機構の影響による主筋の残存軸耐力寄与分の増加を考慮していないため、実験値より小さいと考えられる。

また、せん断補強筋比が高い試験体 (PG1.7 及び PG3.0) について、本評価手法を用いて算定した残存軸耐力は実験値より大きい。この理由としては、第 2 章においてせん断破壊区間にある全てのせん断補強筋が降伏（すなわち降伏強度相当の力を負担する）していると仮定しているが、せん断補強筋がある程度以上多くなれば必ずしも全ての補強筋が一様に降伏するわけではないことが想定される。

図 3.7 及び 3.8 に示すように、二種の残存軸耐力評価手法において、各評価手法の仮定などの違いによって、算定したコンクリートと主筋の残存軸耐力寄与分の割合も大きく異なる。それに対して、どの評価手法におけるコンクリートと主筋の寄与分の割合が実状に近いかを加力実験の結果に基づいて詳しく検討を行う必要があると考えられる。次章以降においては、それに関する検討を行う。

表3.2 せん断破壊したRC造柱の残存軸耐力の各評価手法による算定値と実験値の比較

NO.	試験体名	実験値 (kN)	松川らの評価手法(算定値)			Elwood, Moehleらの評価手法(算定値)			本研究の評価手法(算定値)		
			コンクリート寄与分(比率) (kN, (%))	主筋寄与分(比率) (kN, (%))	合計 (kN)	コンクリート寄与分(比率) (kN, (%))	主筋寄与分(比率) (kN, (%))	合計 (kN)	コンクリート寄与分(比率) (kN, (%))	主筋寄与分(比率) (kN, (%))	合計 (kN)
1	N27C	644	59 (25)	181 (75)	240	181 (50)	181 (50)	362	52 (8)	613 (92)	665
2	N18M	429	59 (46)	68 (54)	127	181 (73)	68 (27)	249	45 (19)	196 (81)	241
3	N27M	644	58 (32)	125 (68)	183	181 (59)	125 (41)	306	50 (11)	403 (89)	453
4	2C	431	61 (34)	119 (66)	180	189 (61)	119 (39)	308	51 (12)	366 (88)	417
5	3C	658	62 (27)	165 (73)	227	189 (53)	165 (47)	354	54 (9)	537 (91)	591
6	2M	431	62 (31)	136 (69)	198	189 (58)	136 (42)	325	52 (11)	426 (89)	478
7	3M	658	61 (22)	219 (78)	280	189 (46)	219 (54)	408	55 (7)	721 (93)	776
8	2M13	431	62 (38)	103 (62)	165	189 (64)	104 (36)	293	55 (9)	552 (91)	607
9	NO.3	553	31 (12)	219 (88)	250	94 (30)	219 (70)	313	18 (4)	432 (96)	450
10	NO.4	829	61 (26)	178 (74)	239	189 (51)	178 (49)	367	54 (9)	573 (91)	627
11	NO.5	967	62 (23)	210 (77)	272	190 (47)	210 (53)	400	54 (7)	687 (93)	741
12	S1	803	93 (22)	329 (78)	422	286 (46)	329 (54)	615	83 (11)	639 (89)	722
13	S2	803	93 (19)	397 (81)	490	286 (42)	397 (58)	683	86 (10)	797 (90)	883
14	D13W-1	300	45 (46)	53 (54)	98	138 (72)	53 (28)	191	47 (22)	170 (78)	217
15	PG1.7	911	345 (71)	140 (29)	485	471 (77)	140 (23)	611	430 (24)	1327 (76)	1757
16	PG3.0	911	345 (65)	185 (35)	530	1059 (85)	186 (15)	1245	391 (25)	1192 (75)	1583

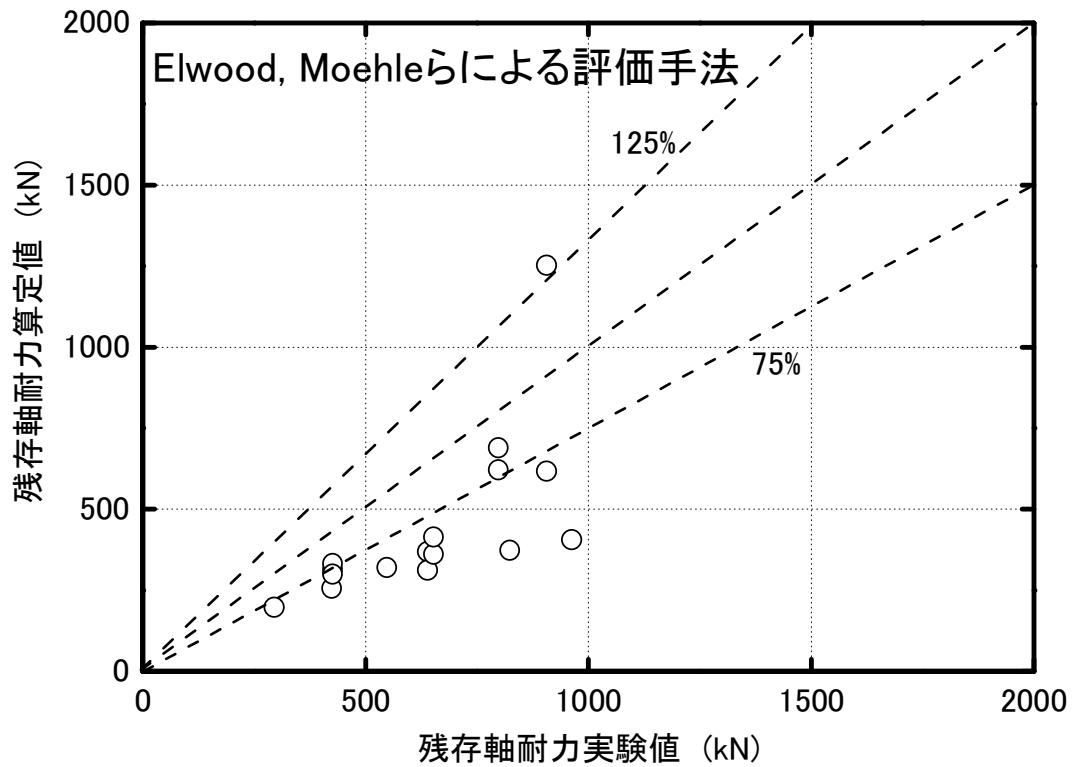


図 3.4 残存軸耐力の算定値と実験値の比較 (Elwood, Moehle らによる評価手法)

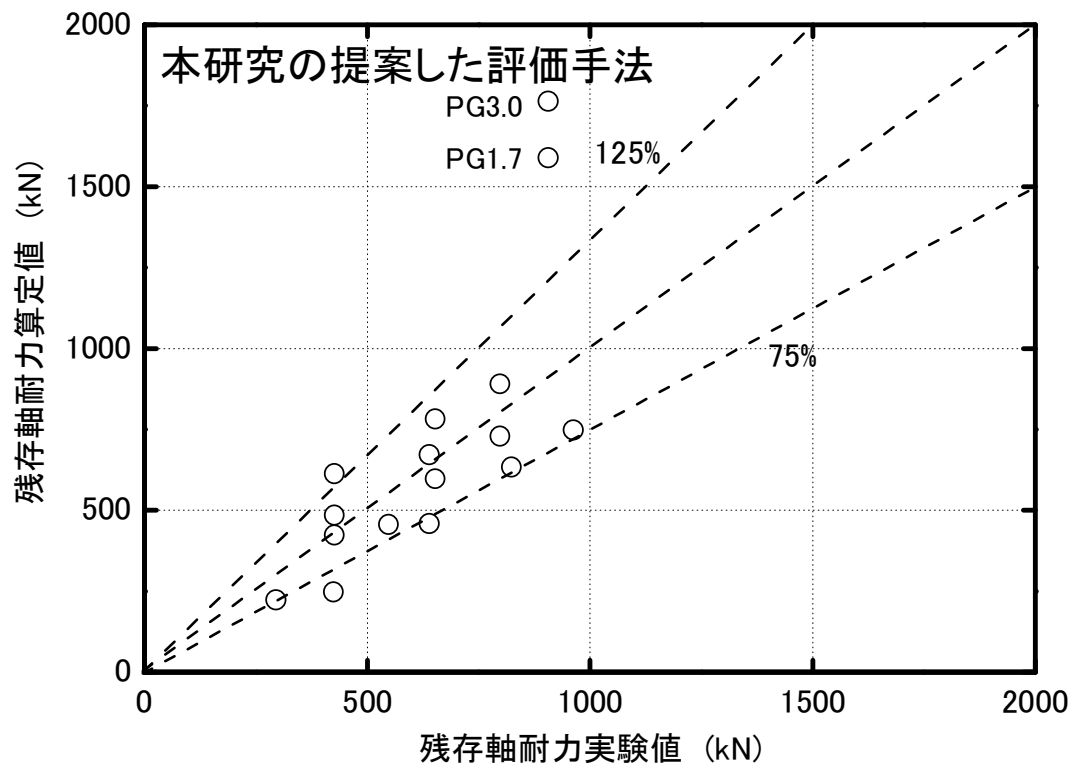


図 3.5 残存軸耐力の算定値と実験値の比較 (本研究で提案した評価手法)

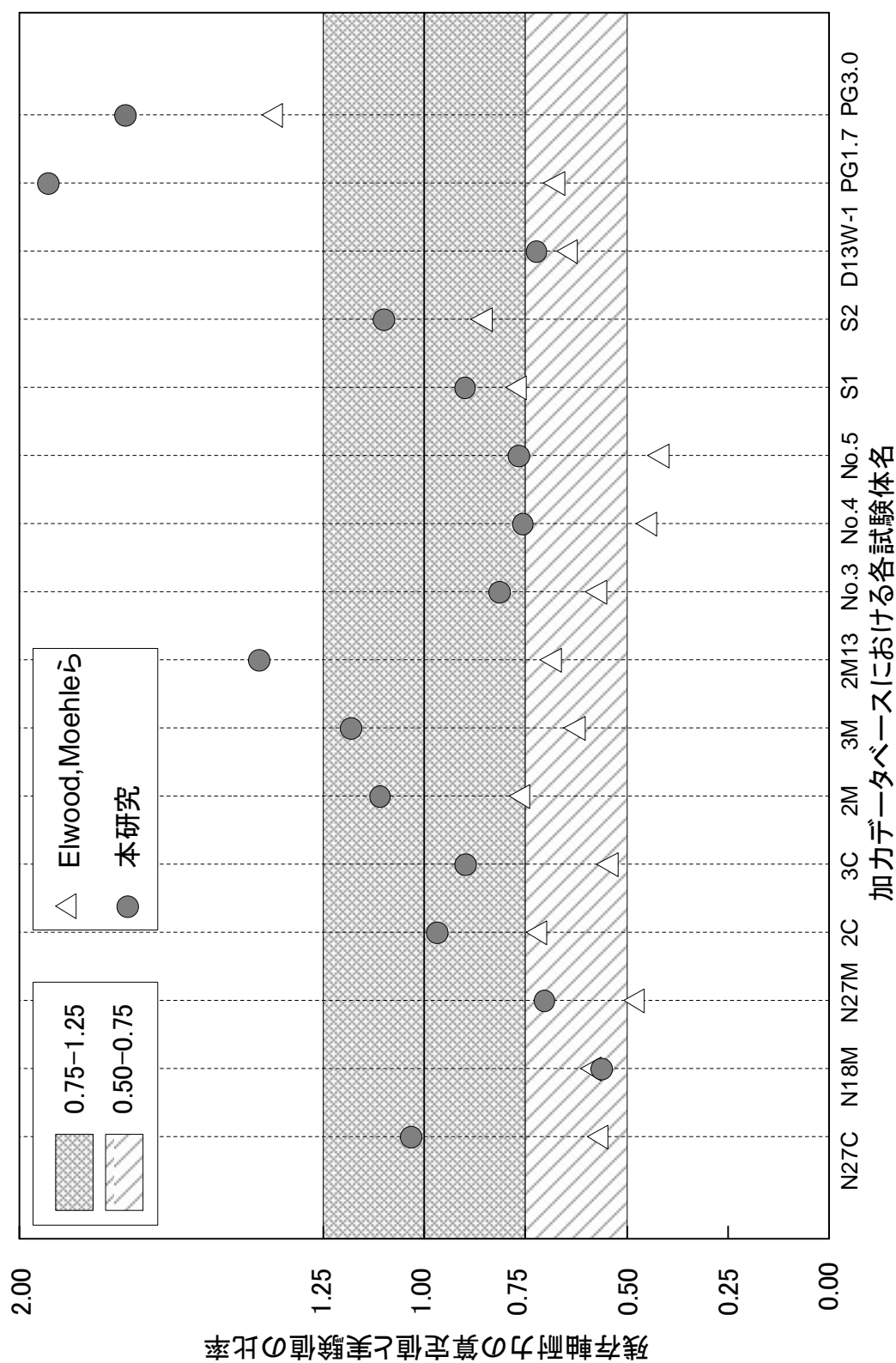
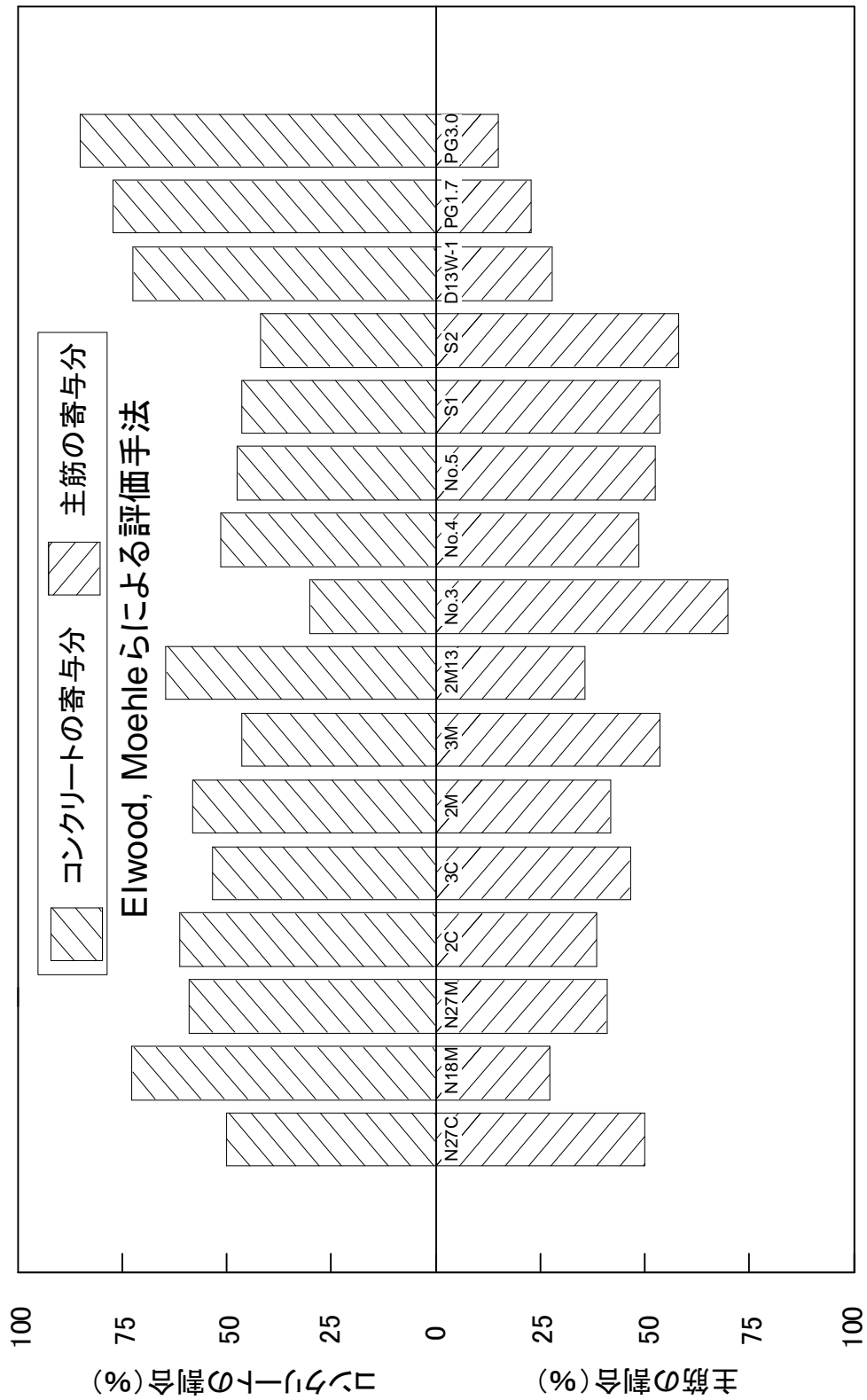


図3.6 せん断破壊したRC造柱の残存軸耐力の各評価手法の精度比較



加力データベースにおける各試験体名

図3.7 コンクリートと主筋の残存軸耐力に対する寄与割合 (Elwood, Moehleら)

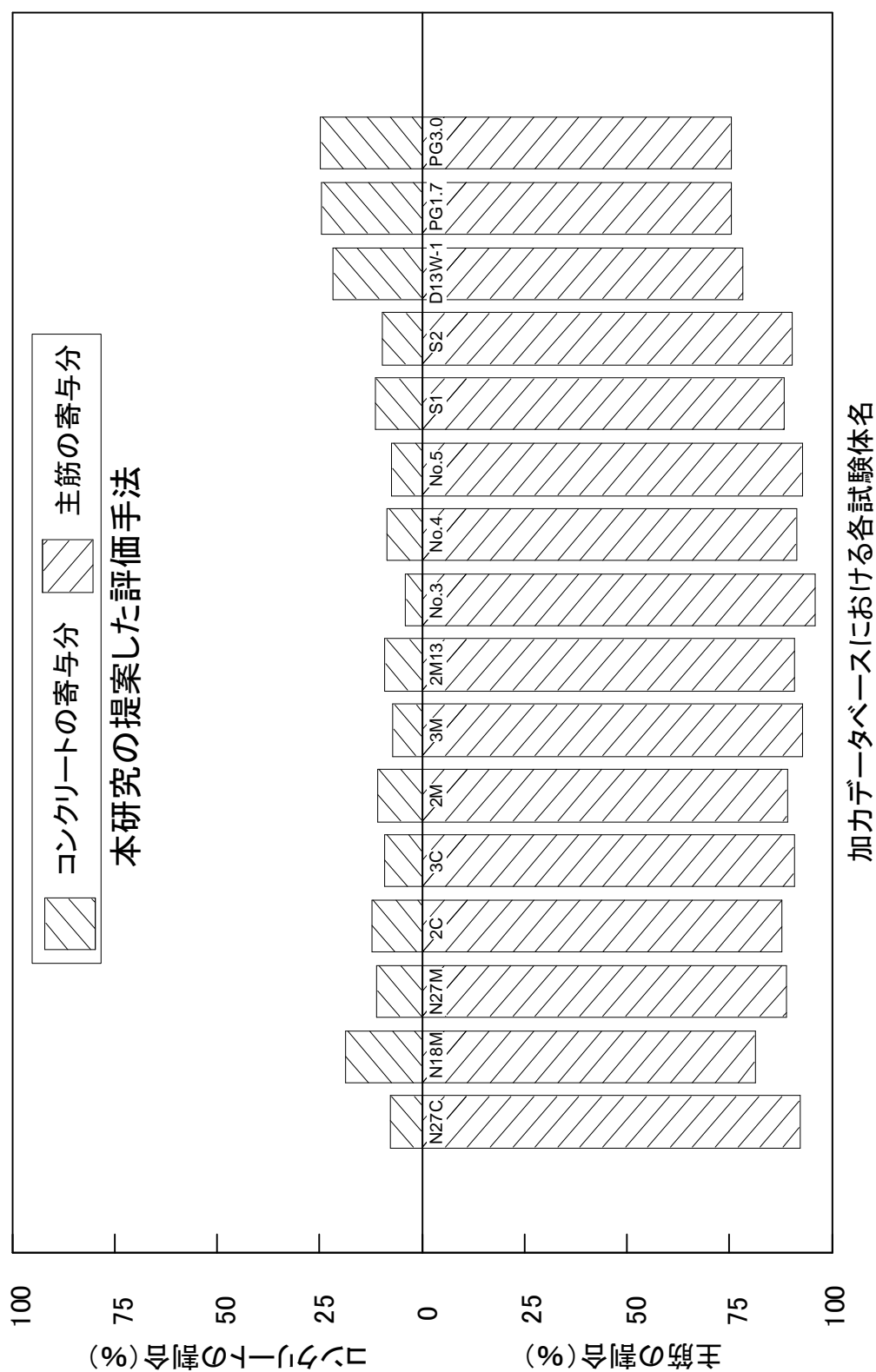


図3.8 コンクリートと主筋の残存軸耐力に対する寄与割合（本研究）

### 3.5 まとめ

本章では、まず、RC 造柱の加力実験データの収集条件を設定し、既往の研究事例から RC 造柱の加力実験データベースを作成した。次に、作成した RC 造柱の加力実験データベースに、既往の残存軸耐力評価手法と本研究の評価手法をそれぞれ適用し、各評価手法の精度を検証した。また、各評価手法の適用結果を用いてコンクリートと主筋の残存軸耐力寄与分の割合も検討した。本章で得られた知見を以下に示す。

- (1) 加力実験データベースを用い、既提案された RC 造柱の残存軸耐力評価手法による適用結果と比較したところ、本研究で提案した評価手法の精度が相対的に高いことが明らかになった。
- (2) 本研究で提案した評価手法のせん断補強筋比の適用範囲については、せん断補強筋比が高い試験体で実験値を過大評価したため、今後、さらなる吟味が必要である。
- (3) 二種の評価手法（本研究、及び Elwood, Moehle ら）における仮定などの違いによってコンクリートと主筋の残存軸耐力寄与分の割合が大きく異なることがわかった。

以上から、第2章で提案した RC 造柱の残存軸耐力評価手法の精度が加力実験データベースへの適用を通じて検証できた。しかし、既往研究による加力実験データベースを用いた分析のみでは、コンクリートと主筋の残存軸耐力寄与分の割合を含めて本評価手法の妥当性を詳しく検証することが困難であったため、これらに関するより詳細な検証を行うための新たな加力実験を次章以降で計画した。



[参考文献]

- [3.1] 竜泰之, 中村孝也, 芳村学: 鉄筋コンクリート柱の軸力の保持限界に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, 2001 年, pp.217-222
- [3.2] 石神誠一, 大和征良, 中村孝也, 芳村学: せん断破壊型鉄筋コンクリート短柱の軸力保持能力に関する研究 (その 1 実験概要及び鉛直変形-水平変形関係と崩壊性状), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2002 年 8 月, pp.391-392
- [3.3] Manabu YOSHIMURA, Yoshikazu TAKAINE, and Takaya NAKAMURA: Axial Collapse of Reinforced Concrete Columns, The 13th World Conference Earthquake Engineering, Paper No.1699, 2004
- [3.4] 山中憲行, 芳村学: 低軸力下での曲げせん断型及びせん断破壊型 RC 柱の崩壊に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, 2000 年, pp.325-330
- [3.5] 加藤大介, 李柱振, 中村友紀子, 本多良政: 配筋詳細に着目した RC 造せん断破壊柱の軸力保持性能に関する実験 (軸加力実験と曲げせん断加力実験の関係), 日本建築学会構造系論文集, No.610, 2006 年 12 月, pp.153-159
- [3.6] 中村孝也, 武藤哲, 伊藤祥, 芳村学: 主筋量がせん断破壊型 RC 柱の構造性能に与える影響 (せん断補強筋が比較的多い短柱の崩壊実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2011 年 7 月, pp.161-162
- [3.7] Kenneth J. Elwood Jack P. Moehle: Axial Capacity Model for Shear-Damaged Columns, ACI STRUCTURAL JOURNAL, pp.578-587, 2005.07-08
- [3.8] 加藤大介, 李柱振, 中村友紀子, 本多良政: RC 造柱の残存軸耐力に関する実験と考察, 日本建築学会構造系論文集, No.619, 2007 年 9 月, pp.127-132.
- [3.9] 日本建築学会: 現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設指針 (案)・同解説, 2002 年



---

## 第 4 章

# 主筋のみの抵抗を考慮した RC 造柱の残存軸耐力評価手法の検証実験

---



## 4 主筋のみの抵抗を考慮した RC 造柱の残存軸耐力評価手法の検証実験

### 4.1 はじめに

第3章では、構造力学理論に基づいて提案した RC 造柱の残存軸耐力評価手法の精度を既往研究による加力実験データベースを通じて検証した。その結果、本研究で提案した残存軸耐力評価手法は、既提案された他の理論的評価手法より相対的に高い精度を有することが確認できた。しかし、既往研究による加力実験データベースからは実際の崩壊過程における主筋とコンクリートそれぞれの残存軸耐力寄与分を求めることができないため、また、第2章で提案した内部コンクリートが軸力を負担できない場合の残存軸耐力の評価式（式（2.25））については、対応する状況を想定した実験結果が存在しないため、その詳細な検討が困難である。そこで、本研究においては、新たにせん断破壊型柱部材の加力実験を計画し、提案した評価手法の妥当性及び適用性を詳しく検証する。まず、第2章で提案した内部コンクリートが軸力を負担できない場合の RC 造柱の残存軸耐力の評価手法で想定したモデルと適合するよう、鉄筋のみによる試験体（コンクリートを打設しない、柱部分が鉄筋のみで構成される試験体）を設計して加力実験を行い、実験結果及び検討結果を本章で纏める。加えて、第2章で提案した内部コンクリートが軸力を負担できる場合の RC 造柱の残存軸耐力の評価手法と対応するよう、せん断破壊型 RC 造試験体を設計して加力実験を行い、実験結果及び検討結果を第5章に纏める。

本章では、まず、鉄筋のみによる試験体の設計・製作、及び加力実験の計測・加力計画について説明する。次に、各試験体の荷重と変形の関係及び破壊経過を述べる。最後に、加力実験データに基づいて定義した軸崩壊限界点を求め、その時の主筋の端部断面の応力状態を確認するとともに、残存軸耐力評価手法による算定値と加力実験より得られた残存軸耐力の実験値を比較し、その結果に対する考察を行う。

## 4.2 試験体の設計と製作

### 4.2.1 試験体の設計

主筋のみの抵抗を考慮した RC 造柱の残存軸耐力評価手法の検証実験は、研究の進捗状況に合わせて2回に分けて実施した。2014年1月から4月にかけては、1回目の検証実験（試験体：計2体）を東京大学・生産技術研究所・千葉実験所の地震応答実験棟で実施した。2014年11月から2015年3月にかけては、2回目の検証実験（試験体：計3体）を同じ場所で実施した。尚、2回の検証実験では、同ロットの鉄筋を使用することができなかったため、鉄筋の力学特性に両者の間で多少の差がある。

また、実験のパラメータについては、1回目の検証実験においては主筋の高さをパラメータとし、2回目の検証実験においては主筋の高さと軸力の大きさをパラメータとした。主筋の高さ・本数の具体的な数値は、軸崩壊が生じるまで加力ができるように既存の加力設備の寸法・容量に合わせて決定した。軸力は、試験体に軸崩壊が生じる際の目標変位（柱の残存軸耐力と水平変形の関係において水平変形の増加とともに残存軸耐力が大きく低下する領域と低下の割合が小さい領域、加力実験データが広く分布するように目標変位を設定する。1回目の目標変位は100mmで、2回目の検証実験の目標変位は50mmと30mmである。）をまず決定し、その後、本研究で提案した主筋のみの抵抗を考慮した RC 造柱の残存軸耐力評価手法（式（2.25））を用いて算定した。また、軸力の大小や主筋の細長比等によっては主筋に座屈が発生する可能性が考えられるが、通常柱に配筋される程度のせん断補強筋も配筋し、主筋とは結束線により固定しており、その補剛効果により座屈を防止することとした（ただし、試験体の製作上の都合により前後2回の検証実験における試験体のせん断補強筋の配筋詳細が多少異なるが、内部コンクリートが存在しないために、コンクリートが軸力を負担できない場合を想定した本実験の結果には影響を与えないと考えられる。）。

各試験体の諸元を表 4.1 に、各試験体の詳細を図 4.1 及び図 4.2 にそれぞれ示す。試験体名の意味を、試験体 R200-15 を例として説明する。“R”は鉄筋（第5章で後述するが、“R”のほか、鉄筋コンクリートを意味する“RC”も登場する）を、“200”は柱高さ（単位：mm）を、“15”は導入した軸力の大きさ（単位：kN）を意味する。全ての試験体の主筋の直径や規格は、4D16（SD345）である。

試験体 R200-15 及び R400-15 は、柱の高さをパラメータとし、それぞれの高さは200mmと400mmである。また、作用軸力が15kNの場合、両試験体とも軸崩壊限界点における水平変形の計算値は約100mmである。

試験体 R200-30 及び R200-50 は、R200-15 と同一の配筋であり、柱高さ200mmを有し、作用軸力をパラメータとしている。試験体 R200-30 及び R200-50 の作用軸力はそれぞれ30kN及び50kNである。また、軸崩壊限界点における両試験体の水平変形の計算値はそれぞれ約50mm及び30mmである。

試験体 R200-30 及び R300-30 は、柱の高さをパラメータとし、それぞれの高さは 200mm と 300mm である。また、作用軸力が 30kN の場合、両試験体とも軸崩壊限界点における水平変形の計算値は約 50mm である。

表 4.1 各試験体の諸元

実施時間	試験体名	柱高さ (mm)	主筋 (規格)	せん断補強筋 (規格)	作用軸力 (kN)	目標変位 (mm)
2014 年 1 月～4 月	R200-15	200	4D16 (SD345)	D6@30 (SD345)	15	100
	R400-15	400				
2014 年 11 月 ～	R200-30	200		φ 6@50 (SR235)	30	50
	R200-50				50	30
2015 年 3 月	R300-30	300			30	50

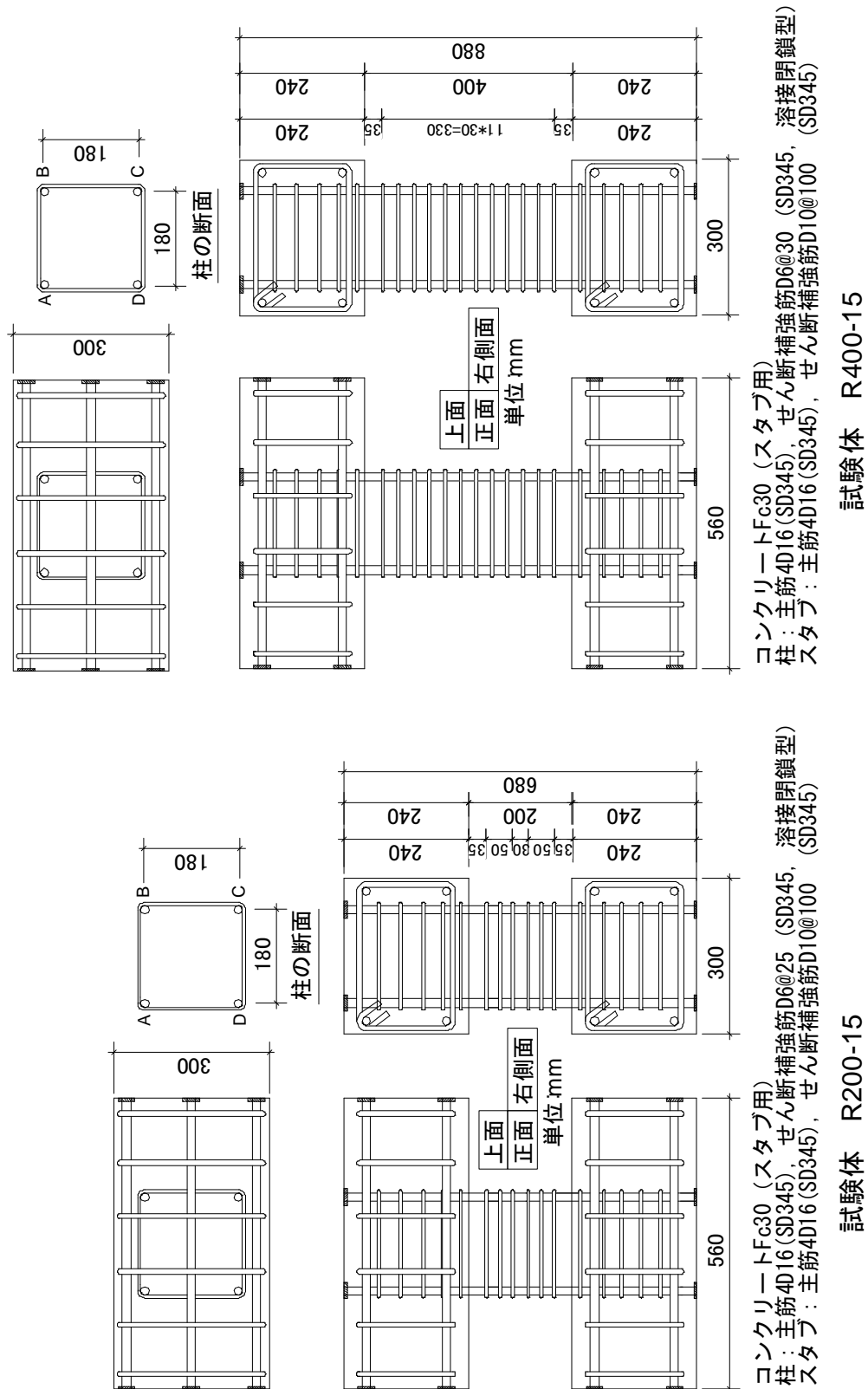


図4.1 各試験体の詳細 (2014年1月～4月実施)



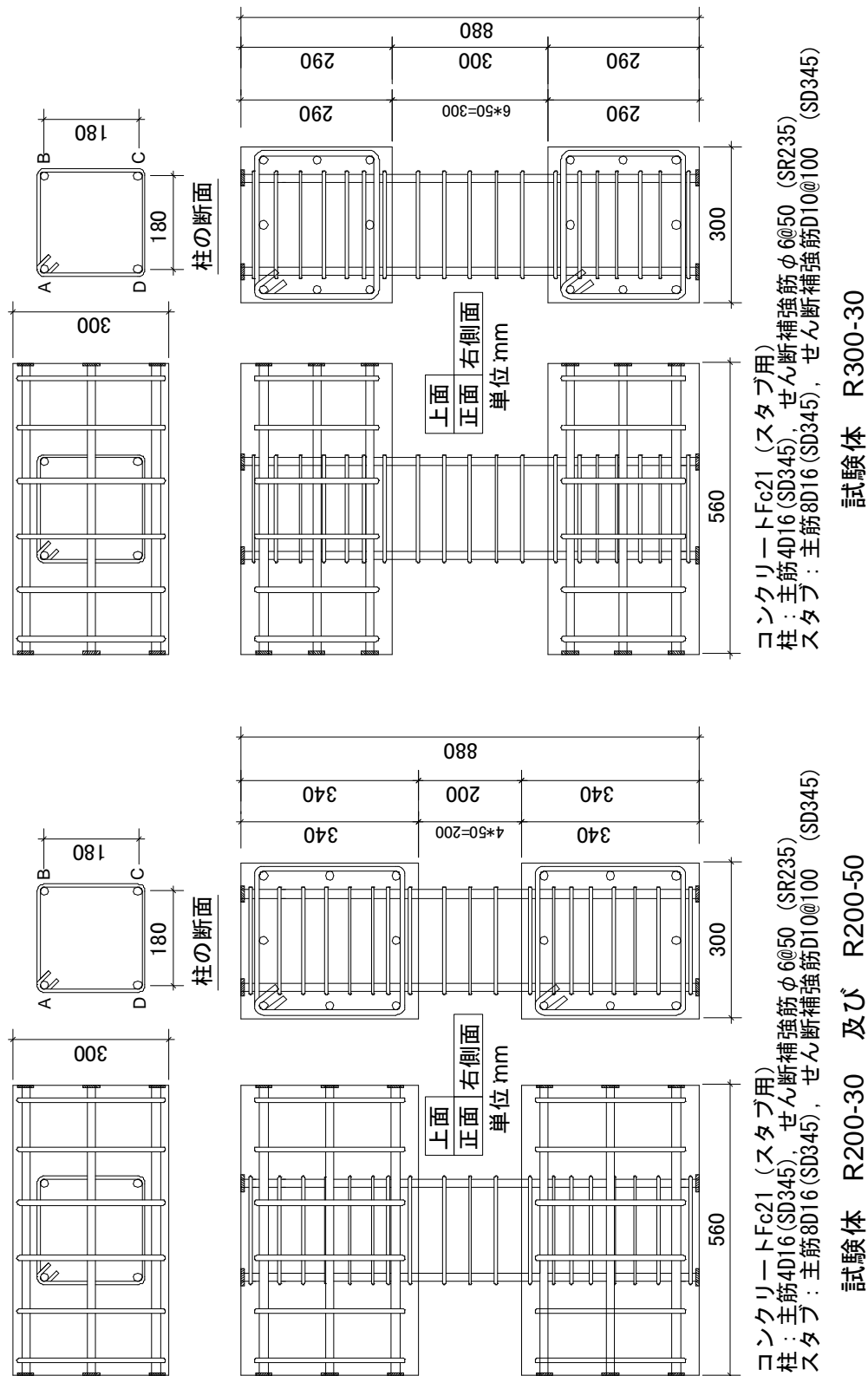


図4.2 各試験体の詳細 (2014年11月～2015年3月実施)

## 4.2.2 試験体の製作

試験体の製作過程は、写真 4.1 に示すように主筋の歪ゲージ貼付（歪ゲージの貼付位置などの詳細は 4.3 節を参照）、鉄筋組立、型枠支保工、コンクリート打設（スタブ部分）、コンクリートの養成及び脱枠などの作業により構成される。2014 年 1 月から 4 月にかけての検証実験の試験体の歪ゲージ貼付作業はアシス株式会社の製作工場で、2014 年 11 月から 2015 年 4 月にかけての検証実験の試験体の歪ゲージ貼付作業は東京大学・生産技術研究所で実施した。歪ゲージ貼付以外の作業は、アシス株式会社の製作工場で実施した。

コンクリートを約 1 週間養成してある程度の強度が発見した後に、試験体をアシス株式会社の製作工場から東京大学・生産技術研究所・千葉実験所の地震応答実験棟に搬入した。



(a) 主筋の歪ゲージ貼付後の様子



(b) 試験体の鉄筋組立後の様子



(c) 試験体の型枠支保工



(d) コンクリート受入検査

写真 4.1 試験体の製作及び搬入（次のページへ続く）



(e) 試験体のコンクリート打設  
(スタブ部分のみ)



(f) 試験体のコンクリートの養成  
(スタブ部分のみ)



(g) 脱枠後の試験体の様子



(h) 試験体の搬入中の様子

写真 4.1 試験体の製作及び搬入（前のページからの続き）

### 4.3 実験計画

#### 4.3.1 計測計画

鉄筋のみによる柱の試験体の加力過程においては、試験体の変形（水平変形及び鉛直変形）、主筋の軸方向における歪度、作用力（水平力及び鉛直力）などを計測する。

試験体の変形の計測イメージ図を図 4.3 に示す。各試験体の変形（上下スタブの相対水平変形及び相対鉛直変形）は、レーザー変位計 IL600（株式会社キーエンス製）により計測する。水平方向は試験体の 1 箇所の変形を計測し、鉛直方向は試験体の 4 箇所の変形を計測する。

また、各試験体における各主筋の端部断面及び中央断面に複数の歪ゲージ（東京測器研究所の製品、塑性歪ゲージ YFLA-2）を貼付してそれぞれの歪度を計測する。各試験体のそれぞれの歪ゲージの貼付位置図を図 4.4～図 4.6 に示す。歪ゲージ貼付のため、貼付位置の主筋断面を研削しており、研削部分の直径は（16mm から）14mm となっている。なお、4.2 節で述べた軸崩壊限界点の水平変形は、主筋径 14mm に対応した計算結果である。ただし、1 回目の加力実験における試験体 R200-15 及び R400-15 には、断面応力計測の分解能や歪ゲージ貼り付け難易度のバランスを考慮し、いくつか複数の歪ゲージの貼り付けパターンを試みた。

試験体に作用する水平力及び鉛直力は、アクチュエータの端部に設置したロードセルにより計測する。また、計測ステップ毎に試験体の破壊状況も撮影する。

また、各試験体の計測に使用したチャンネル番号リストを表 4.2 および表 4.3 に示す。各歪ゲージチャンネルに応じた計測位置は、歪ゲージの貼付位置図（図 4.4～図 4.6）を参照されたい。試験体 R200-15 及び R400-15 のチャンネル番号リストを表 4.2 に示した。後述する加力計画上の都合により、両試験体においては一部の計測チャンネルは動的データロガーより計測し、残りの計測チャンネルは静的データロガーより計測した。両データロガーは 1 台の計測コンピュータに接続されており、同コンピュータの内部時計の時刻が各計測ステップで記録されているため、実験結果の分析の際には記録された時刻を参照して動的計測と静的計測の同時性を担保することとした。試験体 R200-30、R200-50、及び R300-30 のチャンネル番号リストを表 4.3 に示す。これらの試験体 3 体については、全て静的データロガーより計測した。

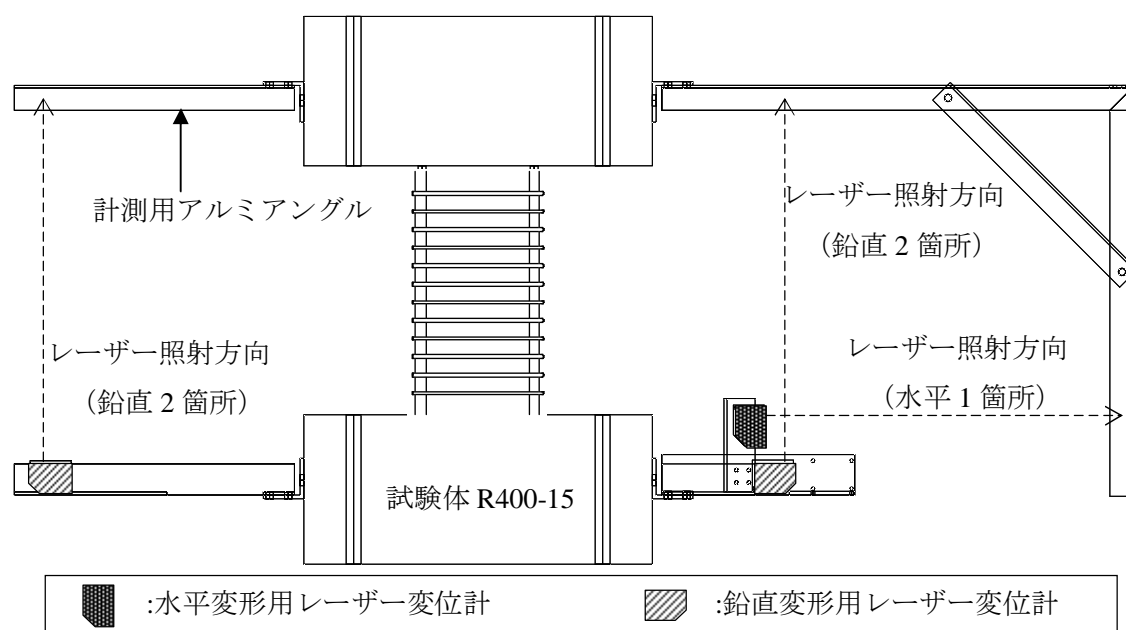


図 4.3 試験体の変形計測のイメージ図（試験体 R400-15 を例として）

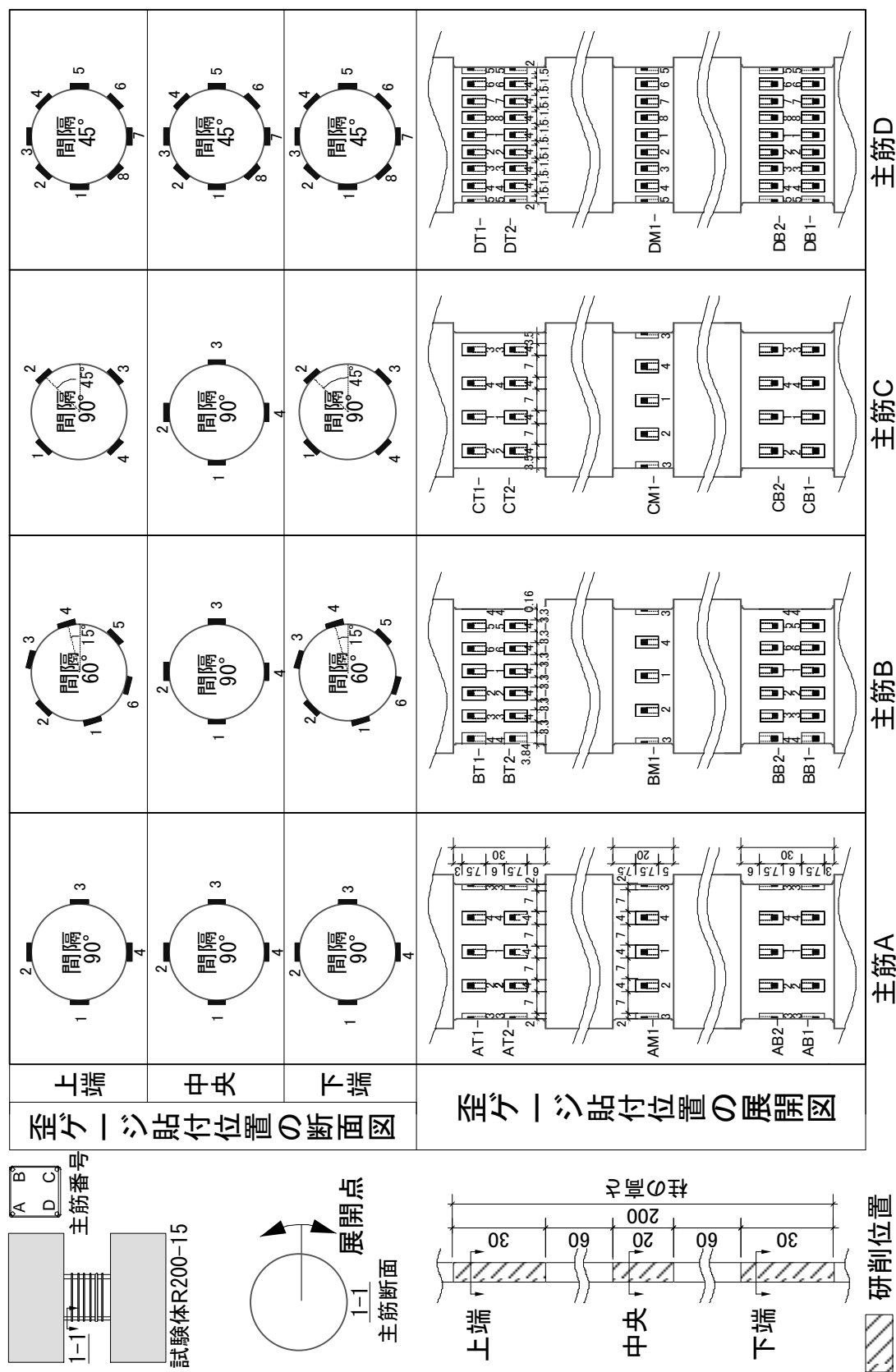


図4.4 各試験体の歪ゲージ貼付位置及び番号（試験体R200-15）

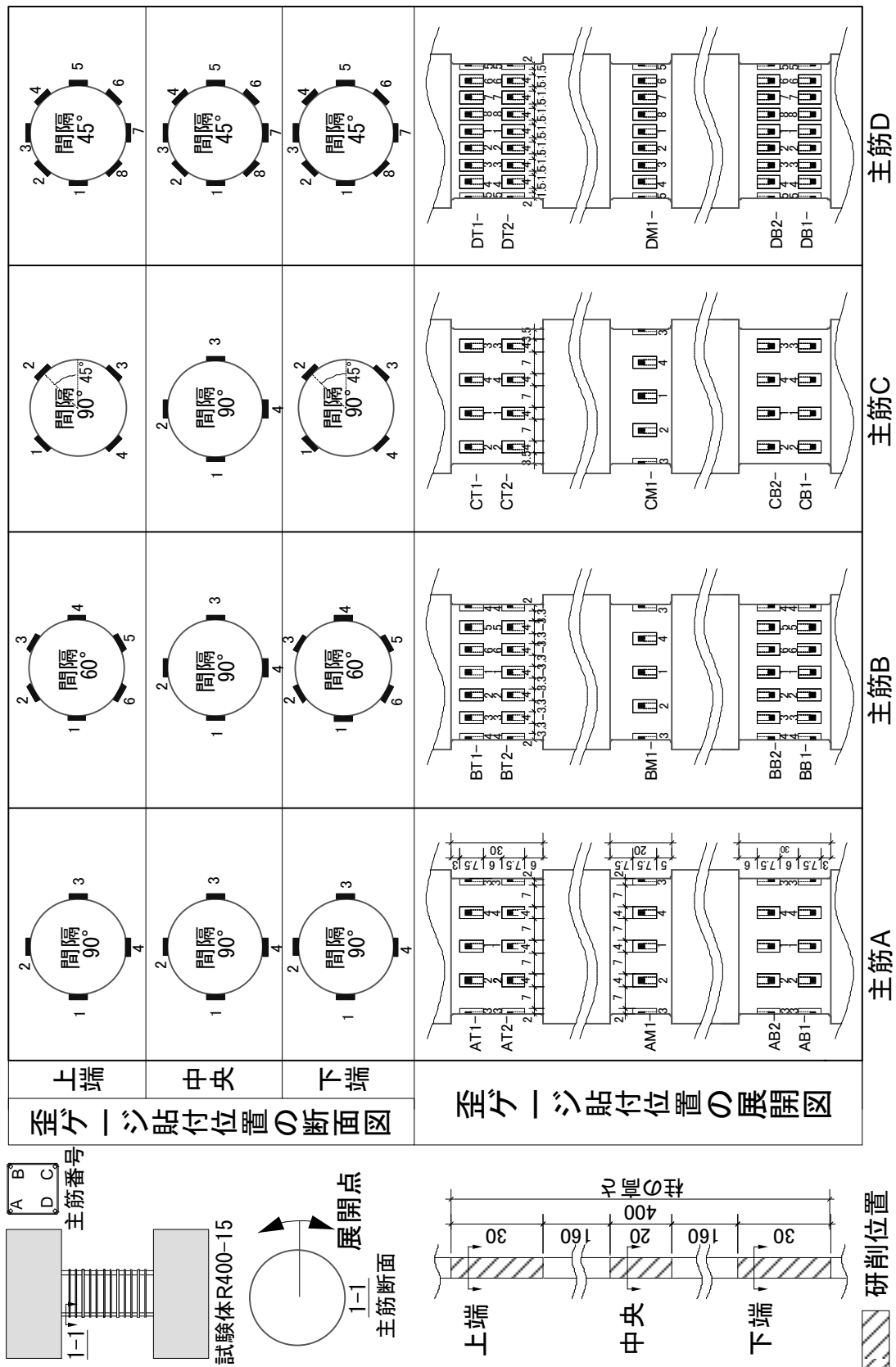


図4.5 各試験体の歪ゲージ貼付位置及び番号（試験体R400-15）



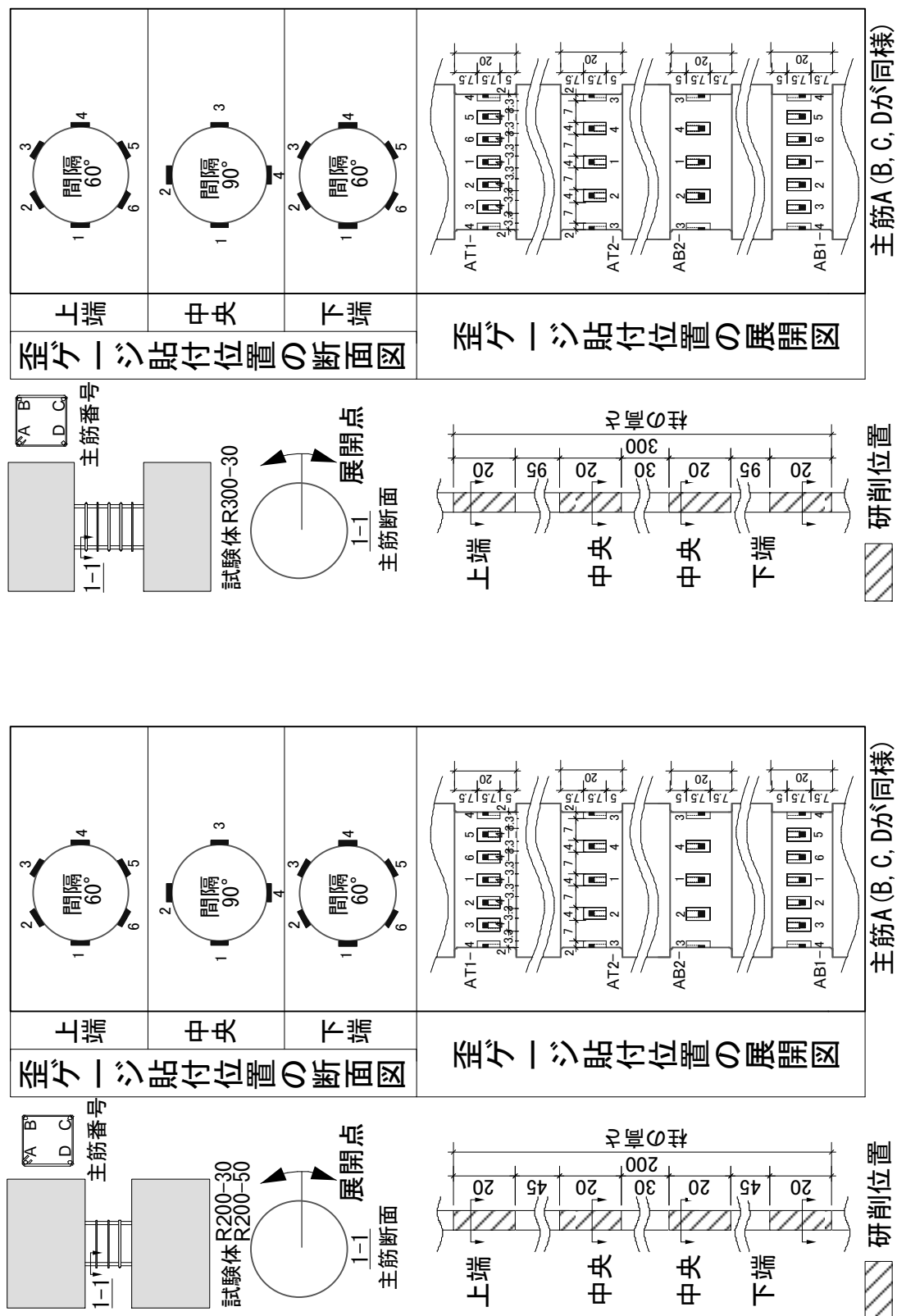


図4.6 各試験体の歪ゲージ貼付位置及び番号 (試験体R200-30) 図4.7 各試験体の歪ゲージ貼付位置及び番号 (試験体R300-30)



表 4.2 試験体（R200-15 及び R400-15）のチャンネル（CH）番号リスト（次のページへ続く）

CH 番号	CH 名	計測内容	CH 番号	CH 名	計測内容
S-0	AT1-1	主筋 A の上端の歪度	32	BM1-1	主筋 B の中央の歪度
S-1	AT1-2		33	BM1-2	
S-2	AT1-3		34	BM1-3	
S-3	AT1-4		35	BM1-4	
S-4	AT2-1		36	BB2-1	主筋 B の下端の歪度
S-5	AT2-2		37	BB2-2	
S-6	AT2-3		38	BB2-3	
S-7	AT2-4		39	BB2-4	
S-8	AM1-1	主筋 A の中央の歪度	40	BB2-5	
S-9	AM1-2		41	BB2-6	
S-10	AM1-3		42	BB1-1	
S-11	AM1-4		43	BB1-2	
S-12	AB2-1	主筋 A の下端の歪度	44	BB1-3	主筋 C の上端の歪度
S-13	AB2-2		45	BB1-4	
S-14	AB2-3		46	BB1-5	
S-15	AB2-4		47	BB1-6	
S-16	AB1-1		48	CT1-1	
S-17	AB1-2		49	CT1-2	
S-18	AB1-3		50	CT1-3	
S-19	AB1-4		51	CT1-4	
S-20	BT1-1	主筋 B の上端の歪度	52	CT2-1	主筋 C の中央の歪度
S-21	BT1-2		53	CT2-2	
S-22	BT1-3		54	CT2-3	
S-23	BT1-4		55	CT2-4	
S-24	BT1-5		56	CM1-1	主筋 C の下端の歪度
S-25	BT1-6		57	CM1-2	
S-26	BT2-1		58	CM1-3	
S-27	BT2-2		59	CM1-4	
S-28	BT2-3		60	CB2-1	主筋 C の中央の歪度
S-29	BT2-4		61	CB2-2	
S-30	BT2-5		62	CB2-3	
S-31	BT2-6		63	CB2-4	

表 4.2 試験体（R200-15 及び R400-15）のチャンネル（CH）番号リスト（次のページへ続く）

CH 番号	CH 名	計測内容	CH 番号	CH 名	計測内容
S-64	CB1-1	主筋 C の下端の歪度			
S-65	CB1-2				
S-66	CB1-3				
S-67	CB1-4				
S-68	DB2-1	主筋 D の下端の歪度			
S-69	DB2-2				
S-70	DB2-3				
S-71	DB2-4				
S-72	DB2-5				
S-73	DB2-6				
S-74	DB2-7				
S-75	DB2-8				
S-76	DB1-1				
S-77	DB1-2				
S-78	DB1-3				
S-79	DB1-4				
S-80	DB1-5				
S-81	DB1-6				
S-82	DB1-7				
S-83	DB1-8				

表 4.2 試験体（R200-15 及び R400-15）のチャンネル（CH）番号リスト  
（前のページからの続き）

CH 番号	CH 名	計測内容	CH 番号	CH 名	計測内容
D-0	LDV-1	鉛直変形			
D-1	LDV-2				
D-2	LDV-3				
D-3	LDV-4				
D-4	LDH-1	水平変形			
D-5					
D-6					
D-7	LOAD(H)	水平力			
D-8	DT1-1	主筋 D の上端の歪度			
D-9	DT1-2				
D-10	DT1-3				
D-11	DT1-4				
D-12	DT1-5				
D-13	DT1-6				
D-14	DT1-7				
D-15	DT1-8				
D-16	DT2-1				
D-17	DT2-2				
D-18	DT2-3				
D-19	DT2-4				
D-20	DT2-5				
D-21	DT2-6				
D-22	DT2-7				
D-23	DT2-8				
D-24	DM1-1	主筋 D の中央の歪度			
D-25	DM1-2				
D-26	DM1-3				
D-27	DM1-4				
D-28	DM1-5				
D-29	DM1-6				
D-30	DM1-7				
D-31	DM1-8				

注：本ページの計測チャンネルは動的データローガーより計測する。

表 4.3 試験体 (R200-30, R200-50 及び R300-30) のチャンネル (CH) 番号リスト  
(次のページへ続く)

CH 番号	CH 名	計測内容	CH 番号	CH 名	計測内容
0	LOAD(H)	水平力	32	BT1-3	主筋 B の上端の歪度
1	LOAD(V)	鉛直力	33	BT1-4	
2	LDV-1	鉛直変形	34	BT1-5	
3	LDV-2		35	BT1-6	
4	LDV-3		36	BT2-1	主筋 B の中央の歪度
5	LDV-4		37	BT2-2	
6	LDH-1	水平変形	38	BT2-3	
7			39	BT2-4	
8			40	BB2-1	主筋 B の下端の歪度
9			41	BB2-2	
10	AT1-1	主筋 A の上端の歪度	42	BB2-3	
11	AT1-2		43	BB2-4	
12	AT1-3		44	BB1-1	主筋 C の上端の歪度
13	AT1-4		45	BB1-2	
14	AT1-5	主筋 A の中央の歪度	46	BB1-3	
15	AT1-6		47	BB1-4	
16	AT2-1		48	BB1-5	主筋 C の中央の歪度
17	AT2-2		49	BB1-6	
18	AT2-3		50	CT1-1	
19	AT2-4		51	CT1-2	
20	AB2-1	主筋 A の下端の歪度	52	CT1-3	主筋 C の上端の歪度
21	AB2-2		53	CT1-4	
22	AB2-3		54	CT1-5	
23	AB2-4		55	CT1-6	
24	AB1-1	主筋 A の上端の歪度	56	CT2-1	主筋 C の中央の歪度
25	AB1-2		57	CT2-2	
26	AB1-3		58	CT2-3	
27	AB1-4		59	CT2-4	
28	AB1-5	主筋 B の上端の歪度	60	CB2-1	主筋 C の中央の歪度
29	AB1-6		61	CB2-2	
30	BT1-1		62	CB2-3	
31	BT1-2		63	CB2-4	

表 4.3 試験体（R200-30, R200-50 及び R300-30）のチャンネル（CH）番号リスト  
（前のページからの続き）

CH 番号	CH 名	計測内容	CH 番号	CH 名	計測内容
64	CB1-1	主筋 C の下端の歪度			
65	CB1-2				
66	CB1-3				
67	CB1-4				
68	CB1-5				
69	CB1-6				
70	DT1-1	主筋 D の上端の歪度			
71	DT1-2				
72	DT1-3				
73	DT1-4				
74	DT1-5				
75	DT1-6				
76	DT2-1	主筋 D の中央の歪度			
77	DT2-2				
78	DT2-3				
79	DT2-4				
80	DB2-1				
81	DB2-2				
82	DB2-3				
83	DB2-4				
84	DB1-1	主筋 D の下端の歪度			
85	DB1-2				
86	DB1-3				
87	DB1-4				
88	DB1-5				
89	DB1-6				

## 4.3.2 加力計画

2014 年 1 月～4 月に実施した 1 回目の鉄筋のみによる試験体の静的加力実験においては、図 4.8 に注記し、写真 4.1 (a) に示したように、水平方向は試験体の中央部を反曲点とするアクチュエータによる一方向加力であり、鉛直方向は軸力相当分の錘を載せ加力した（パンタグラフの自重を含む総重さは 20.04 kN である）。これは、既往加力実験の経験から軸崩壊限界点の前後に鉛直アクチュエータが試験体の変形に追随しなくなる可能性を想定し、それを防止するための措置である。また、パンタグラフにより試験体上下スタブの平行を保ち、逆対称の応力分布となる。

2014 年 11 月～2015 年 3 月に実施した 2 回目の鉄筋のみによる試験体の静的加力実験においては、1 回目と同様、水平方向は試験体の中央部を反曲点とするアクチュエータによる一方向加力である。ただし、鉛直方向加力については、1 回目の実験における経験や、1 回目と比較して高い軸力の導入による安全上の懸念などから、錘加力からアクチュエータ加力に変更した（図 4.8 及び写真 4.2 (b)）。

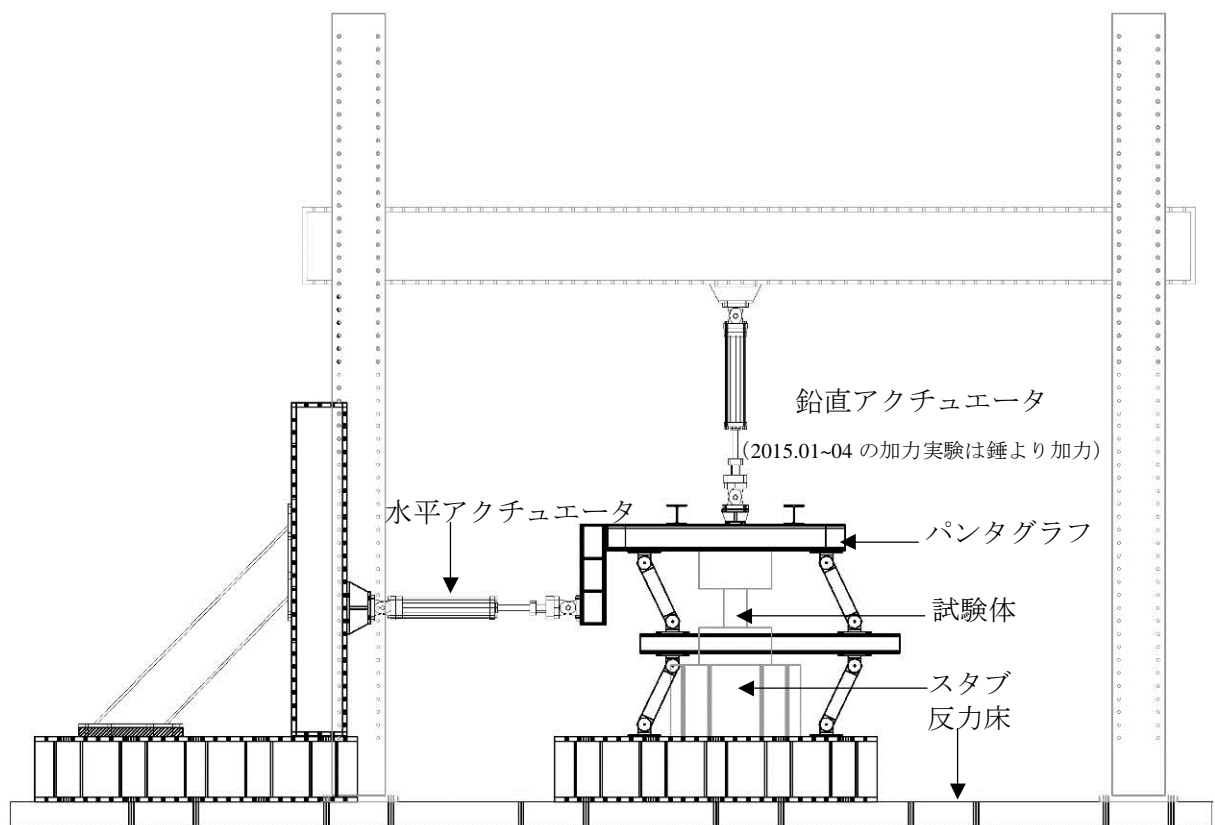
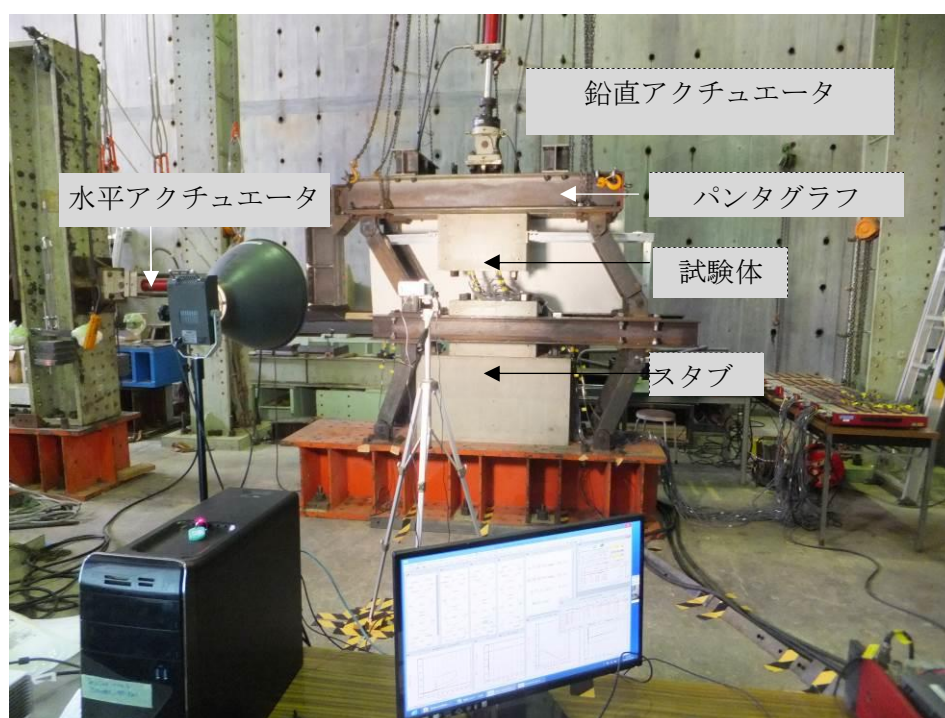


図 4.8 実験装置・試験体のセットアップ（計画図）



(a) 1回目 (2014年1月～4月に実施, 鉛直方向は錘より加力)



(b) 2回目 (2014年11月～2015年3月に実施, 鉛直方向はアクチュエータより加力)

写真 4.2 実験装置・試験体のセットアップ (実物図)

## 4.4 実験結果

### 4.4.1 材料試験結果

2 回にわたって実施した加力実験において使用された鉄筋の引張試験を東京大学生産技術研究所・動的現象実験室で行い、それぞれの試験結果を表 4.4 及び図 4.9 に示す。材料試験に使用された鉄筋試験片は、4.3 節で述べた試験体の主筋と同様に、鉄筋断面を研削した後の鉄筋（研削により直径は 16mm から 14mm に減少）である。

降伏応力の算出については<sup>[4.1]</sup>、降伏点が明瞭であった D16 (SD345) は上降伏点を採用した。表 4.4 及び図 4.9 に示すように、2 回の材料試験において各試験片から求めた降伏強度、降伏歪などの力学特性はほぼ一致する。ただし、2014 年 11 月～2015 年 3 月に実施した 2 回目の加力実験における材料試験では、計測上の都合により 1 本の試験片 (Test3) の歪硬化段階のデータが正しく得られなかった。しかし、歪硬化が発生する前における 3 本の試験片の応力度－歪度関係はほぼ一致するため、歪硬化前のデータである降伏強度などの力学特性は有効であると判断して Test3 の結果を採用した。

表 4.4 鉄筋の引張試験結果

(a) 2014 年 1 月～4 月に実施した 1 回目の加力実験に用いた鉄筋の材料特性\*

(D16, SD345)

試験体片	降伏強度 (MPa)	降伏歪 ( $\epsilon$ )	引張強度 (MPa)	ヤング係数 ( $10^5$ MPa)
1	423	2020	605	2.11
2	430	2150	605	2.06
3	428	2080	598	2.08
平均	427	2080	603	2.08

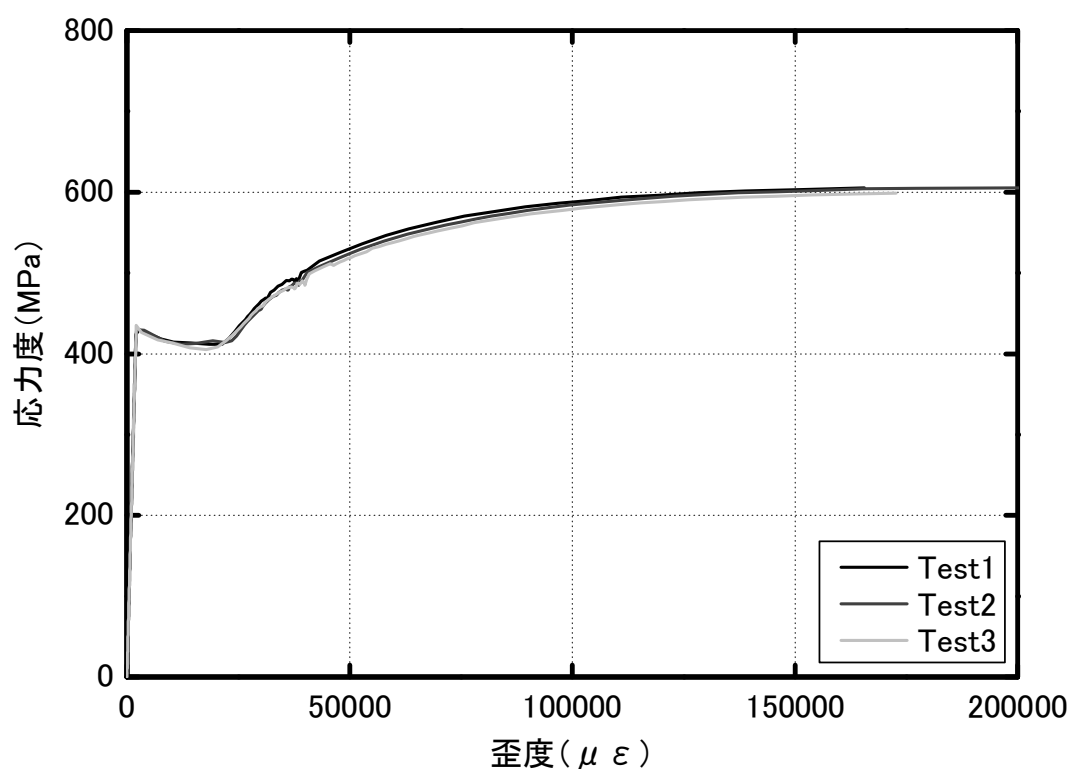
(b) 2014 年 11 月～2015 年 3 月に実施した 2 回目の加力実験に用いた鉄筋の材料特性\*

(D16, SD345)

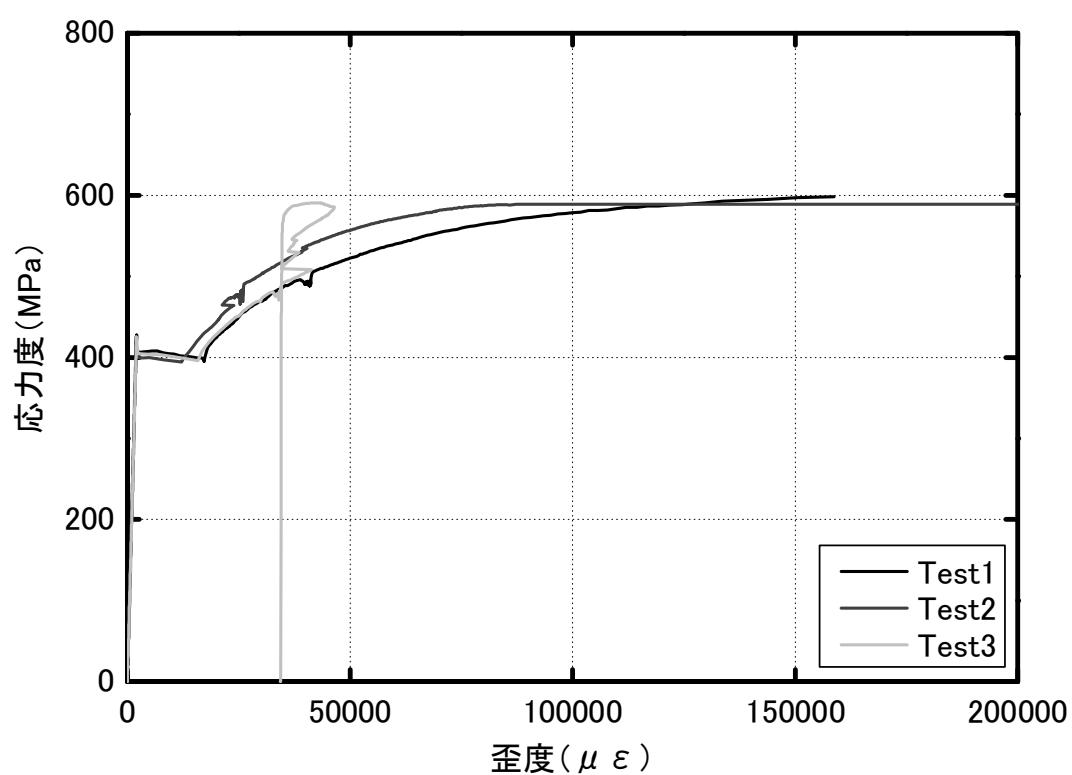
試験体片	降伏強度 (MPa)	降伏歪 ( $\epsilon$ )	引張強度 (MPa)	ヤング係数 ( $10^5$ MPa)
1	428	2065	598	2.06
2	426	2021	589	2.02
3	426	2021	590	2.18
平均	427	2036	592	2.09

\*：鉄筋断面積は、歪ゲージ貼付の断面切削後の実測径に基づき算定した。





(a) 2014年1月～4月に実施した1回目の加力実験に用いた鉄筋 (D16, SD345)



(b) 2014年11月～2015年3月に実施した2回目の加力実験に用いた鉄筋 (D16, SD345)

図 4.9 鉄筋の引張試験の応力度と歪度の関係

#### 4.4.2 各試験体における荷重と変形の関係及び破壊経過

本節では、荷重（試験体の作用水平力，作用鉛直力及び端部断面モーメント）と変形（水平変形）の関係，鉛直変形と水平変形の関係及び加力実験中に撮影した試験体の写真を通じて 4.2 節で計画した各試験体の加力実験結果の概要を説明する。

## (1) 試験体 R200-15

試験体 R200-15 における水平力（水平アクチュエータにて計測された力で、パンタグラフの自重や大変形によるアクチュエータの傾きの影響を除いていない）と水平変形の関係、錘の重さ（パンタグラフの自重は含まない）と水平変形の関係、及び水平力と錘の重さから算定した試験体の端部断面のモーメントと水平変形の関係を図 4.10～図 4.12 にそれぞれ示す。ただし、断部断面のモーメントの算定の際、試験体のモーメント分布が逆対称と仮定したうえで端部断面のモーメントを求めた。また、レーザー変位計を用いて計測した試験体の鉛直変形と水平変形の関係を図 4.13 に示す。さらに、以下に示す加力過程の各段階における試験体の様子を写真 4.3 に示す。

- ①パンタグラフを載せる前の状態で原点（イニシャル）を取得し、パンタグラフを試験体に載せた状態を計測スタートとした。パンタグラフを試験体に載せると、パンタグラフの重量が試験体の重心に対して偏心して作用するため(付録4 参照), 試験体は負方向に変形した(-0.16 mm)。その様子を写真 4.3 の①に示す。
- ②水平変形が 2.72 mm の時に、主筋端部が降伏し始め、また、その時の水平力は 6.6 kN であった。その様子を写真 4.3 の②に示す。
- ③水平変形が 6.16 mm の時に、試験体が最大水平力（9.4 kN）に達した。その様子を写真 4.3 の③に示す。
- ④第 2 章で述べた、柱が軸力を支持できなくなることによる鉛直変形・水平変形の急激的な増加現象は、試験体の上下スタブがほぼ接触する状態まで加力しても見られなかった（その原因については次節で説明する）。加力終了後、試験体の水平変形は 174.08 mm で、鉛直変形は 118.78mm であった。また、加力終了後の試験体の様子を写真 4.3 の④に示す。

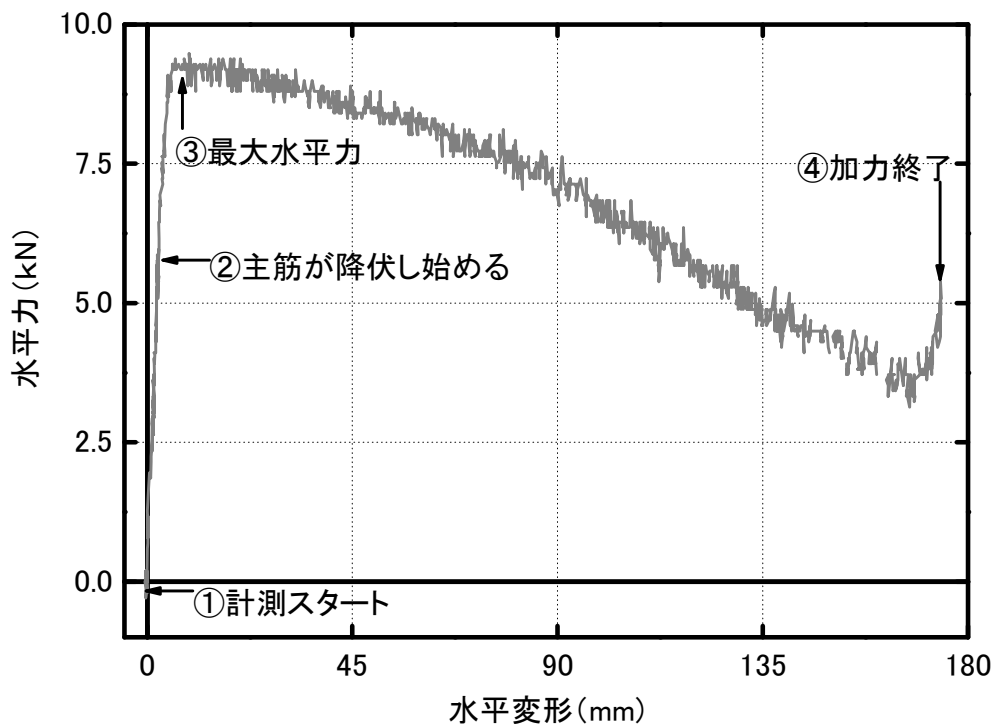


図 4.10 試験体 R200-15 における水平力と水平変形の関係

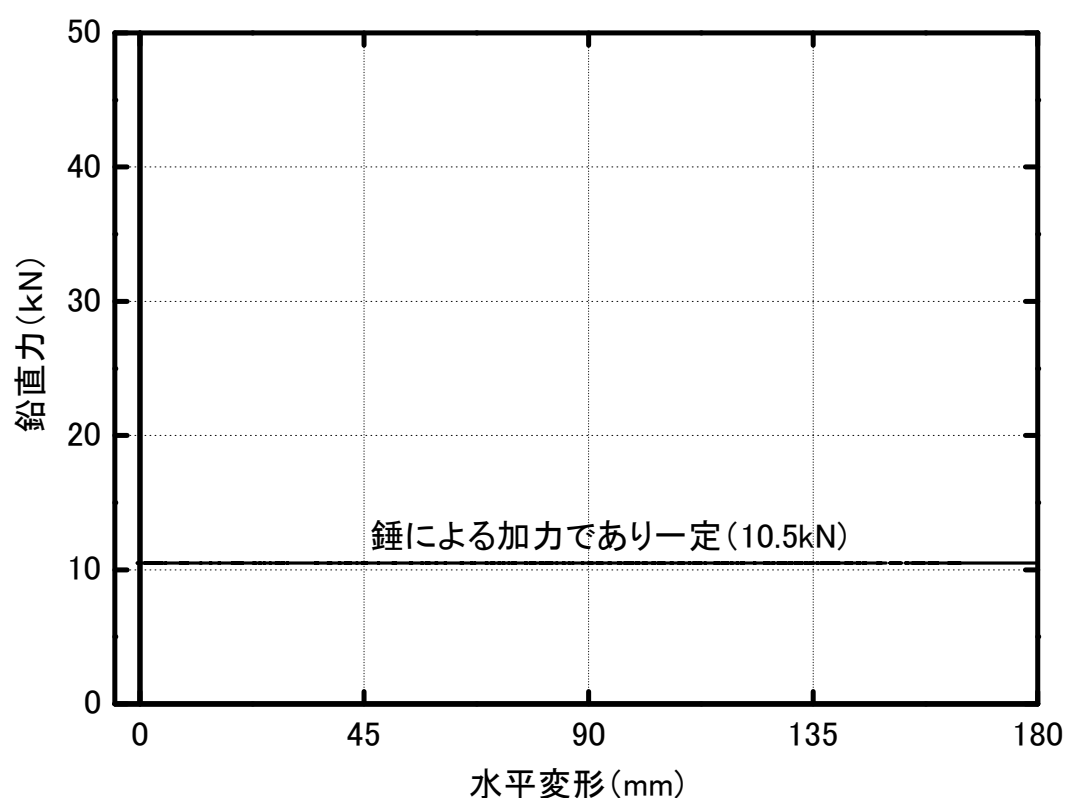


図 4.11 試験体 R200-15 における鉛直力と水平変形の関係

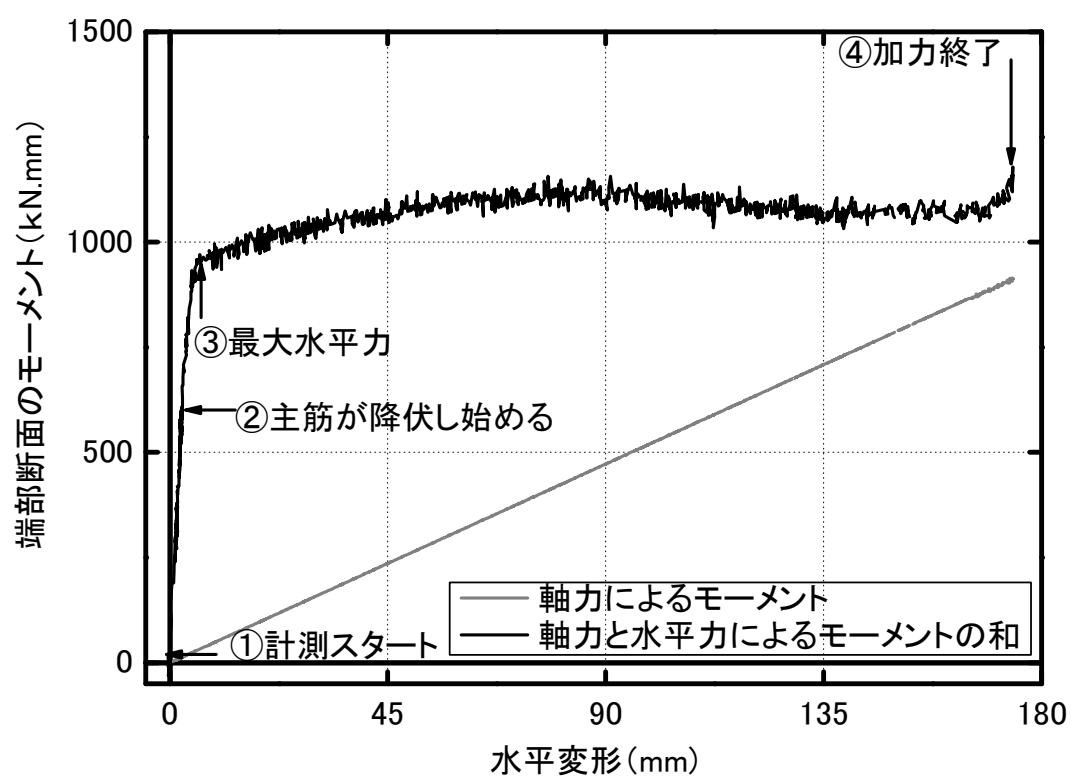


図 4.12 試験体 R200-15 における端部断面の作用モーメントと水平変形の関係

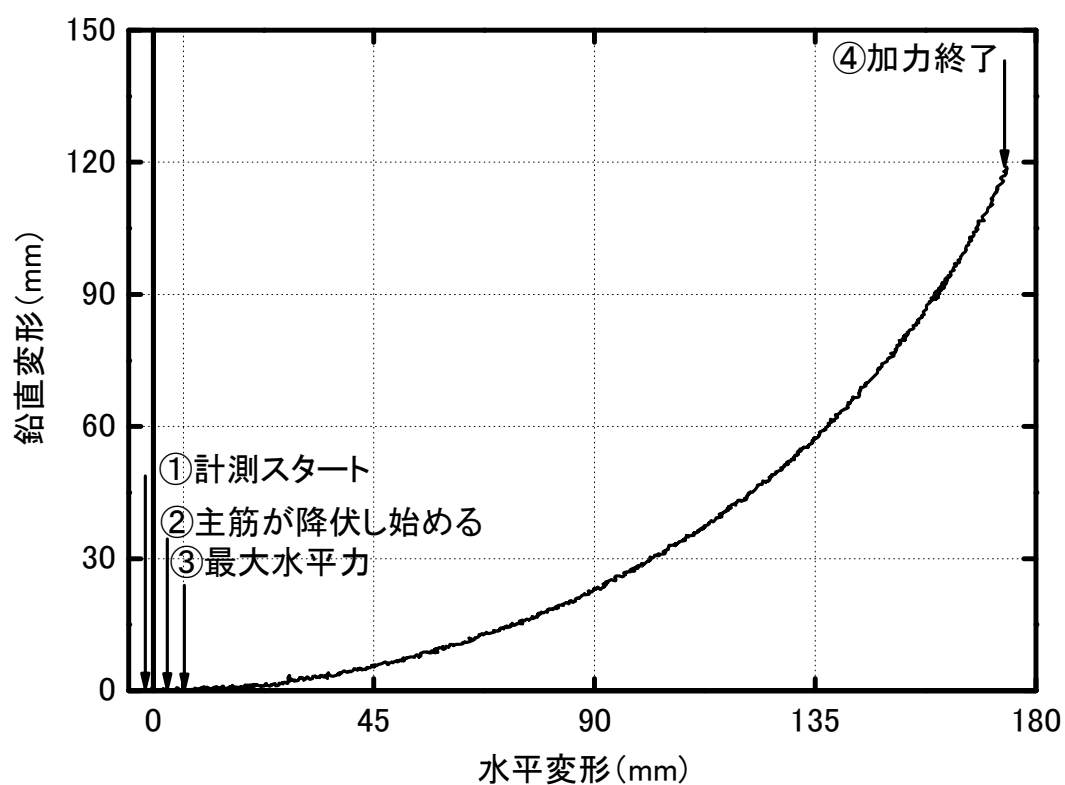
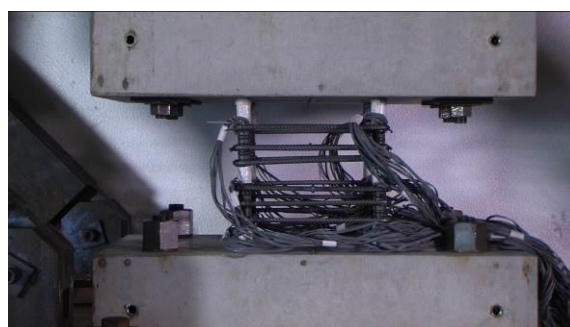


図 4.13 試験体 R200-15 における鉛直変形と水平変形の関係



①加力開始前



②主筋が降伏し始める



③最大水平力時



④加力終了後

写真 4.3 加力過程の各段階における試験体 R200-15 の様子

## (2)試験体 R400-15

試験体 R400-15 における水平力（水平アクチュエータにて計測された力で、パンタグラフの自重や大変形によるアクチュエータの傾きの影響を除いていない）と水平変形の関係、錘の重さ（パンタグラフの自重は含まない）と水平変形の関係、及び水平力と錘の重さから算定した試験体の端部断面のモーメントと水平変形の関係を図 4.14～図 4.16 にそれぞれ示す。ただし、断部断面のモーメントの算定の際、試験体のモーメント分布が逆対称と仮定したうえで、断部断面のモーメントを求めた。また、レーザー変位計を用いて計測した試験体の鉛直変形と水平変形の関係を図 4.17 に示す。さらに、以下に示す加力過程の各段階における試験体の様子を写真 4.4 に示す。

- ①パンタグラフを載せる前の状態で原点（イニシャル）を取得し、パンタグラフを試験体に載せた状態を計測スタートとした。パンタグラフを試験体に載せると、パンタグラフの重量が試験体の重心に対して偏心して作用するため(付録4 参照), 試験体は負方向に変形した(-4.16 mm)。その様子を写真 4.4 の①に示す。
- ②水平変形が 8.96 mm の時に、主筋端部が降伏し始め、また、その時の水平力は 2.8 kN であった。その様子を写真 4.4 の②に示す。
- ③水平変形が 15.84 mm の時に、試験体が最大水平力（4.0 kN）に達した。その様子を写真 4.4 の③に示す。
- ④試験体に鉛直変形・水平変形の急激的な増加現象が発生する直前には、水平変形が 145.12 mm, 鉛直変形が 30.06 mm であった。その様子を写真 4.4 の④に示す。その時の水平力は-0.29 kN であった。
- ⑤試験体に鉛直変形・水平変形の急激的な増加現象が発生した直後には、水平変形が 152.72 mm, 鉛直変形が 33.06 mm であった。その様子を写真 4.4 の⑤に示す。その時の水平力は-0.09 kN であり、水平力によるモーメントはほぼ 0 となり、端部断面のモーメントはほぼ軸力によるモーメントと等しい（図 4.16）。急激に変形が増加する時に、アクチュエータ水平力がほぼ 0 で、試験体の端部断面のモーメントが軸力によるモーメントとほぼ等しいことが確認できた。
- ⑥加力終了後、試験体の水平変形は 241.92 mm で、鉛直変形は 88.44 mm であった。また、加力終了後の試験体の様子を写真 4.4 の⑥に示す。

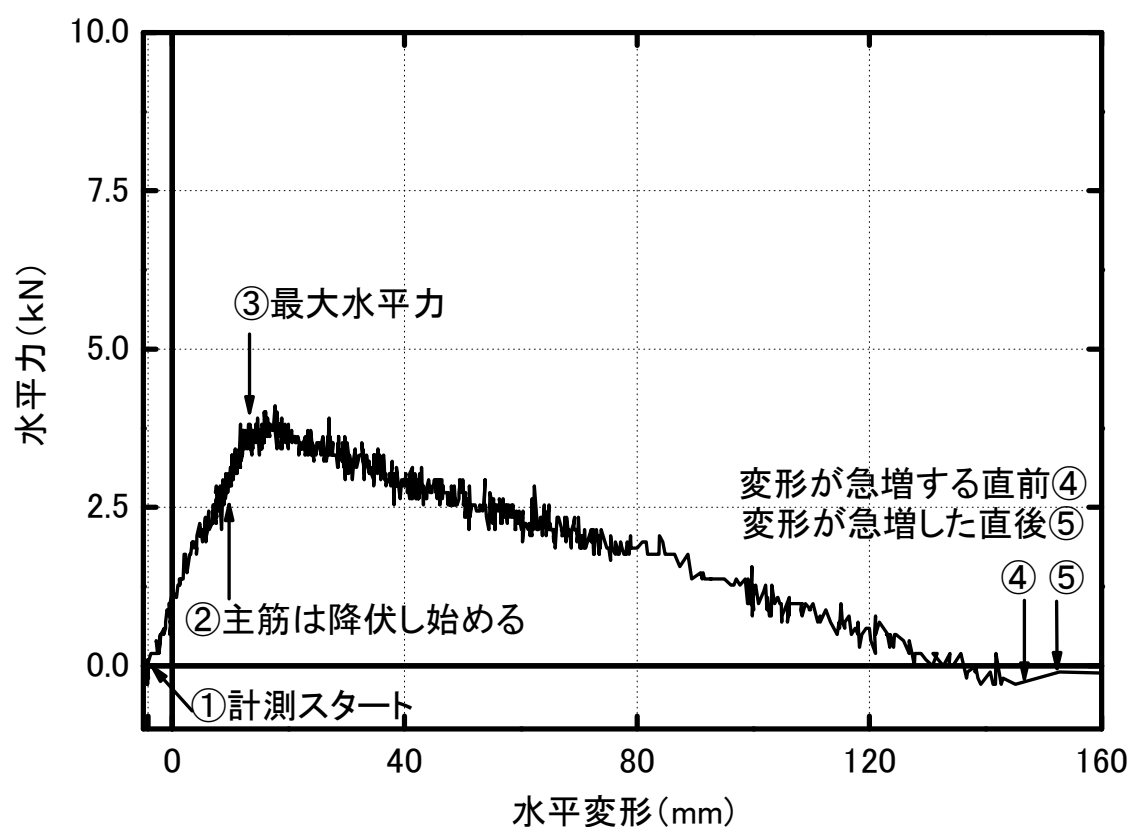


図 4.14 試験体 R400-15 における水平力と水平変形の関係

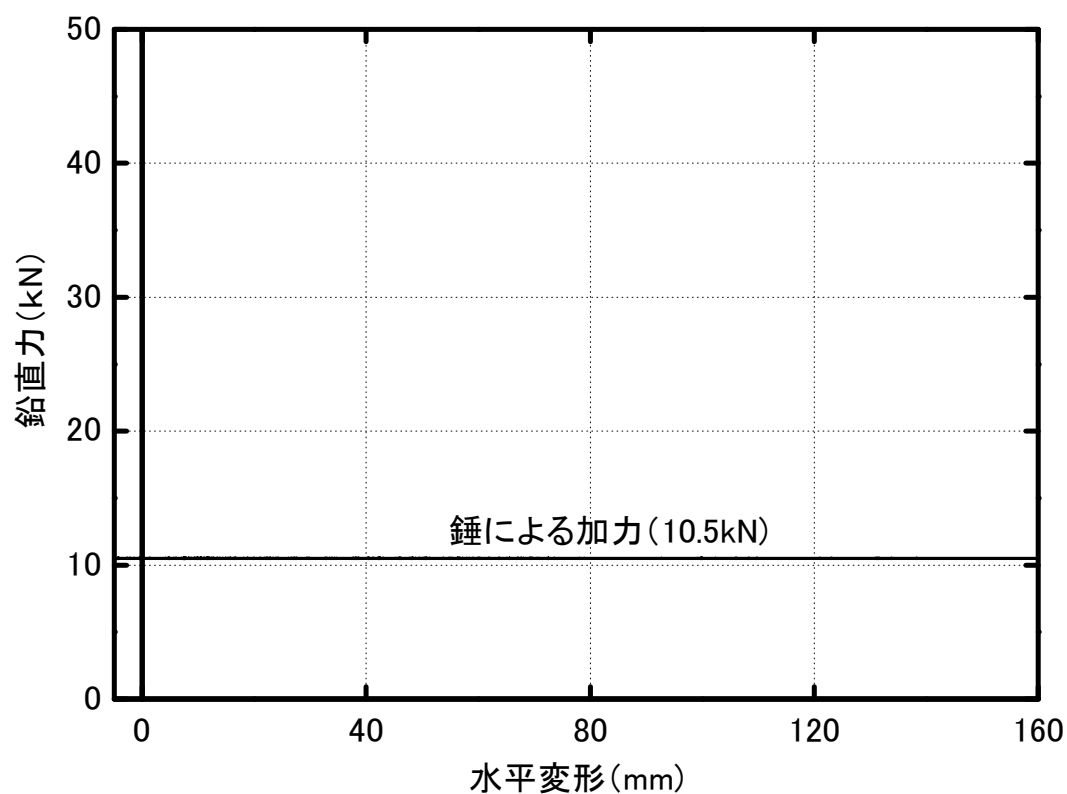


図 4.15 試験体 R400-15 における鉛直力と水平変形の関係

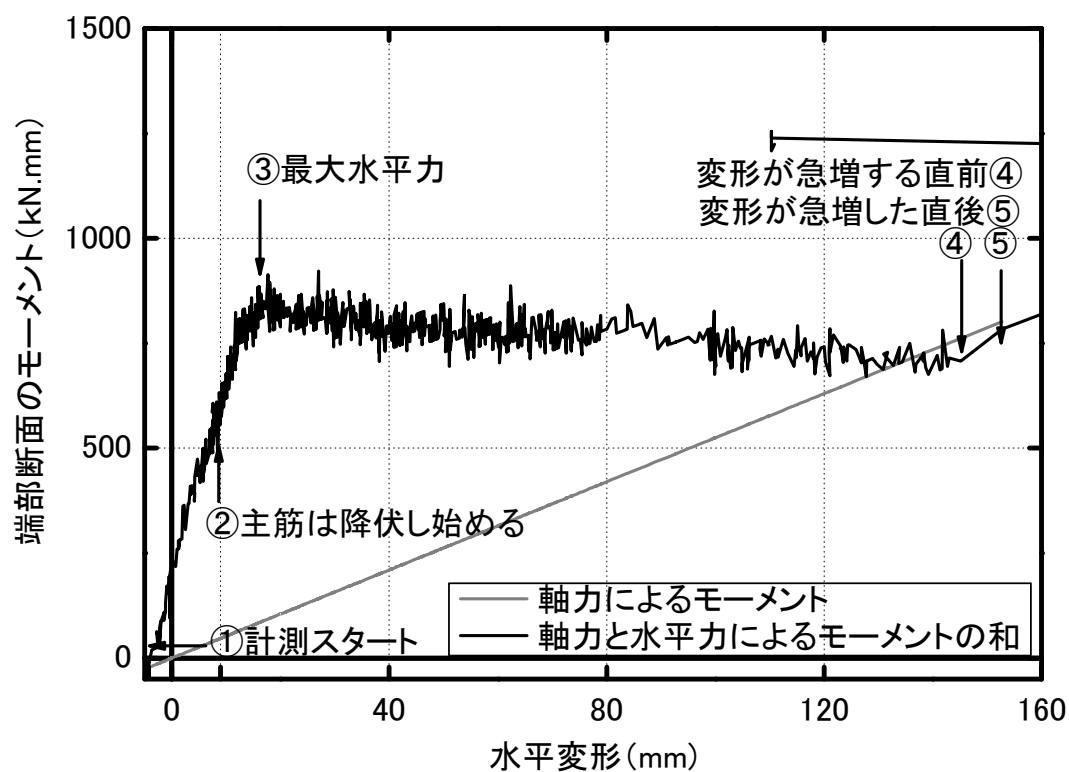


図 4.16 試験体 R400-15 における端部断面の作用モーメントと水平変形の関係

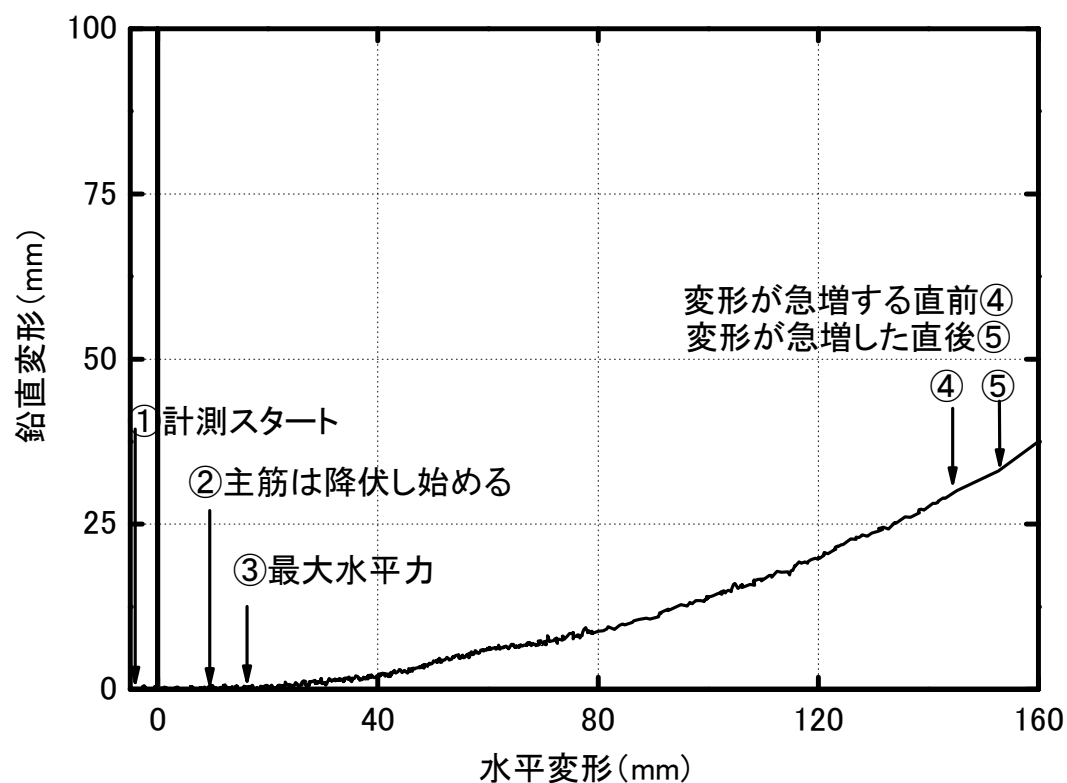
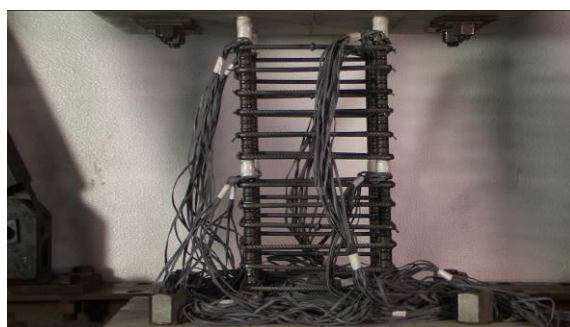


図 4.17 試験体 R400-15 における鉛直変形と水平変形の関係

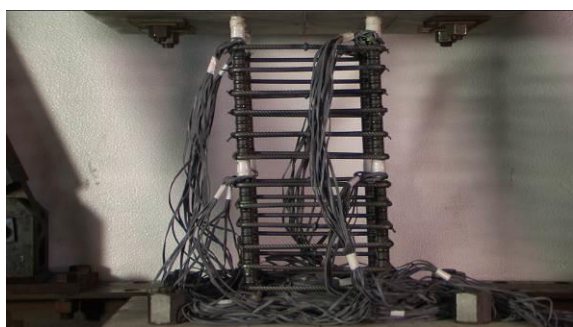




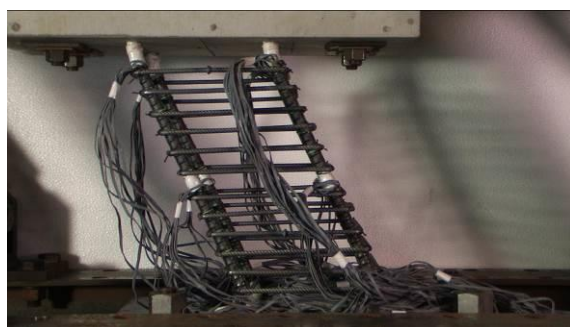
①加力開始前



②主筋が降伏し始める



③最大水平力時



④変形が急増する直前



⑤変形が急増した直後



⑥加力終了後

写真 4.4 加力過程の各段階における試験体 R400-15 の様子

## (3)試験体 R200-30

試験体 R200-30 における水平力（水平アクチュエータで計測された力で、パンタグラフの自重や大変形によるアクチュエータの傾きの影響を除いていない）と水平変形の関係、鉛直力と水平変形の関係、及び水平力と鉛直力から算定した試験体の端部断面のモーメントと水平変形の関係を図 4.18～図 4.20 にそれぞれ示す。ただし、端部断面のモーメントの算定の際、試験体のモーメント分布が逆対称と仮定したうえで、端部断面のモーメントを求めた。また、レーザー変位計を用いて計測した試験体の鉛直変形と水平変形の関係を図 4.21 に示す。さらに、以下に示す加力過程の各段階における試験体の様子を写真 4.5 に示す。

- ①パンタグラフを載せる前の状態で原点（イニシャル）を取得し、パンタグラフを試験体に載せた状態を計測スタートとした。パンタグラフを試験体に載せると、パンタグラフの重量が試験体の重心に対して偏心して作用するため、試験体は負方向に変形した（-1.54 mm）。その様子を写真 4.5 の①に示す。
- ②水平変形が 1.61 mm の時に、主筋端部が降伏し始め、また、その時の水平力は 4.69 kN であった。その様子を写真 4.5 の②に示す。
- ③水平変形が 4.45 mm の時に、試験体が最大水平力（7.5 kN）に達した。その様子を写真 4.5 の③に示す。
- ④試験体に鉛直変形・水平変形の急激的な増加現象が発生する直前には、水平変形が 74.88 mm、鉛直変形が 15.45 mm であった。その様子を写真 4.5 の④に示す。その時の水平力は 0.29 kN であった。
- ⑤試験体に鉛直変形・水平変形の急激的な増加現象が発生した直後には、水平変形が 78.58 mm、鉛直変形が 17.23 mm であった。その様子を写真 4.5 の⑤に示す。その時の水平力は -0.14 kN であり、水平力によるモーメントはほぼ 0 となり、試験体の端部断面のモーメントはほぼ軸力によるモーメントと等しい（図 4.20）。急激に変形が増加する時に、アクチュエータ水平力がほぼ 0 で、試験体の端部断面のモーメントが軸力によるモーメントとほぼ等しいことが確認できた。
- ⑥加力終了後、試験体の水平変形は 102.51 mm で、鉛直変形は 30.14 mm であった。また、加力終了後の試験体の様子を写真 4.5 の⑥に示す。

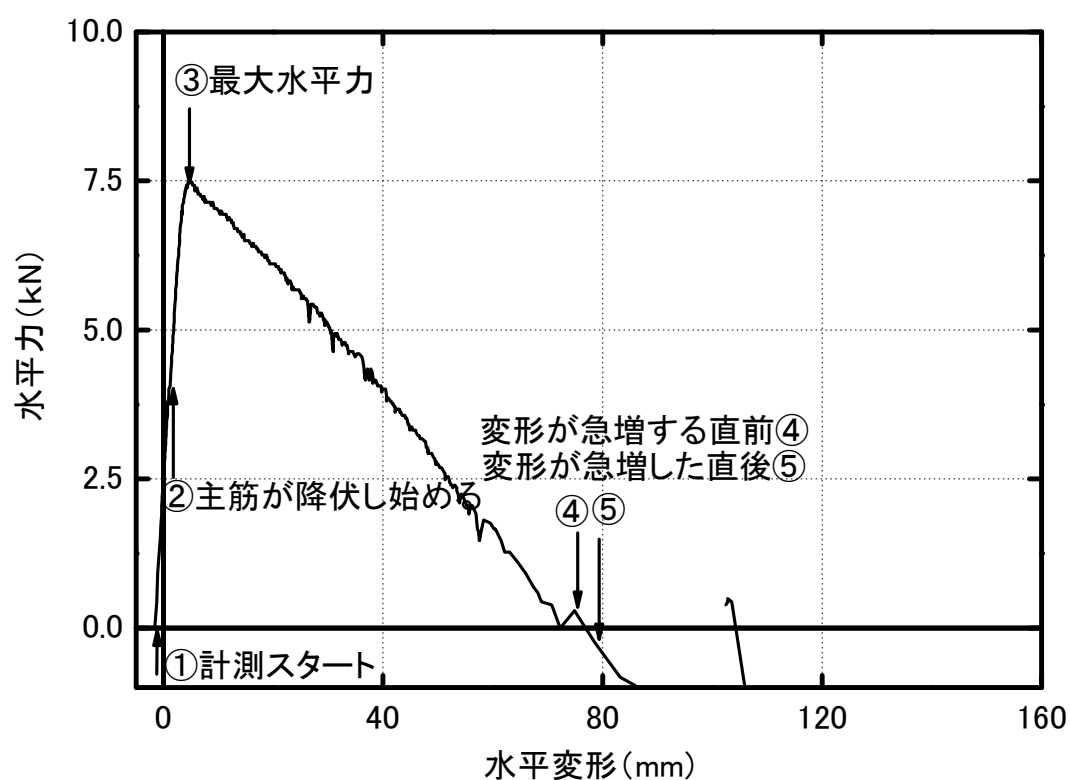


図 4.18 試験体 R200-30 における水平力と水平変形の関係

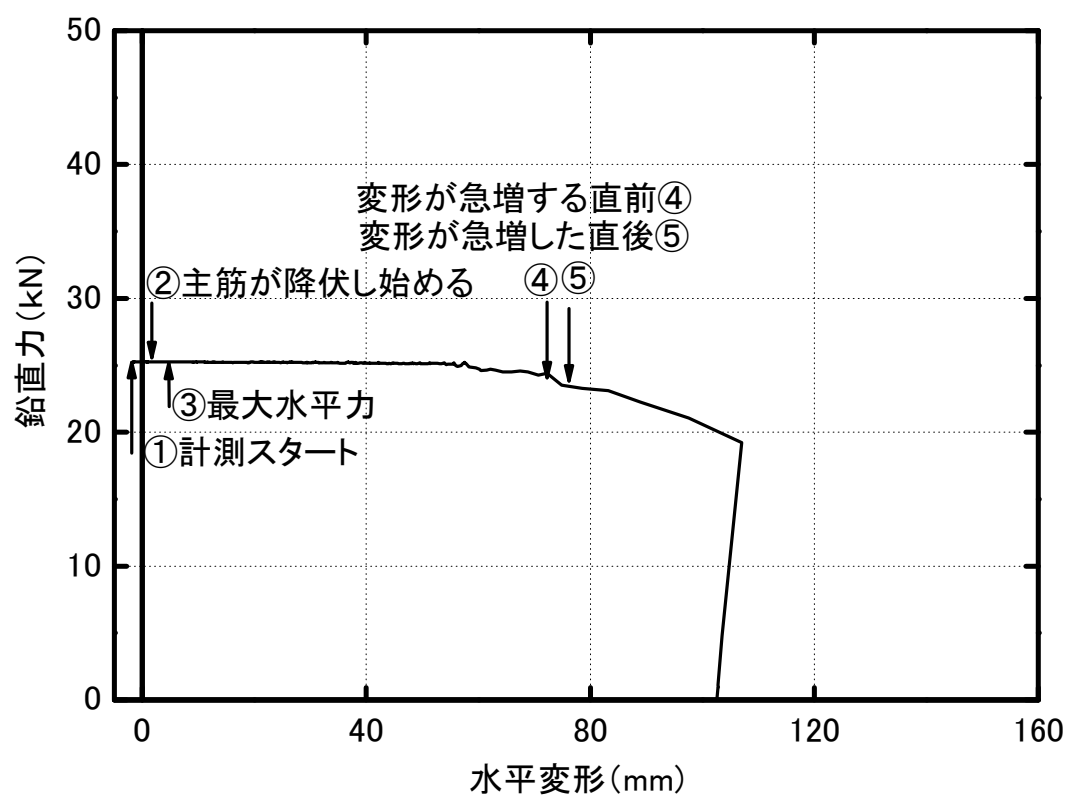


図 4.19 試験体 R200-30 における鉛直力と水平変形の関係

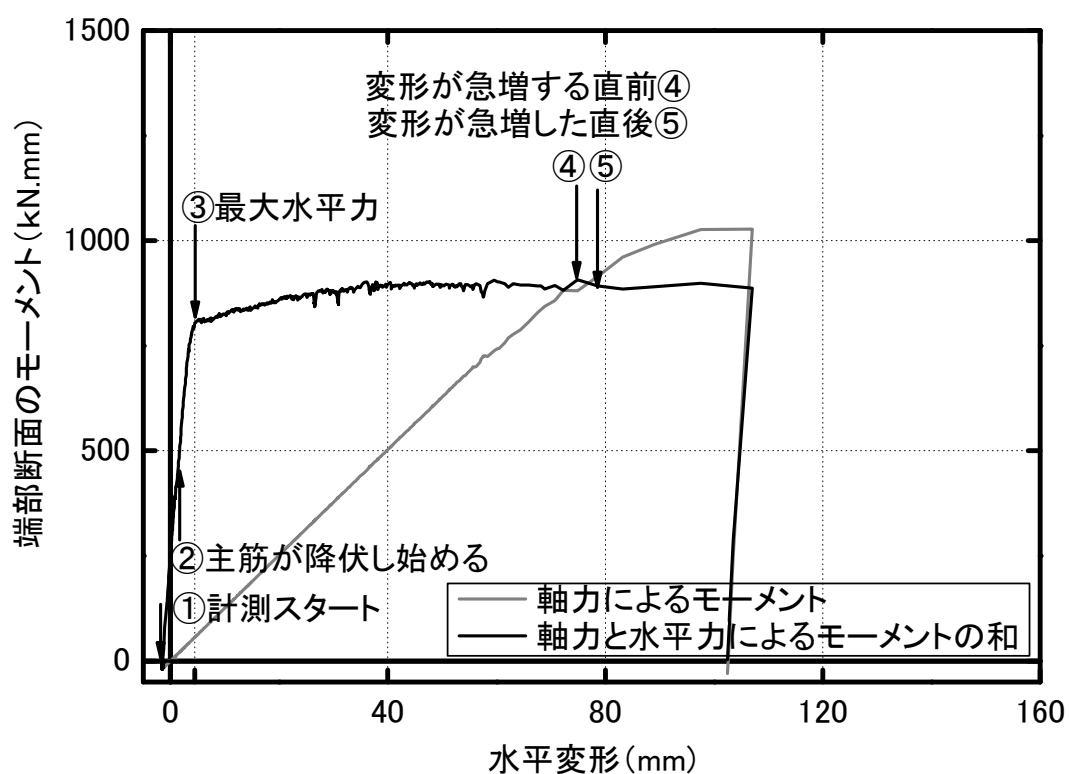


図 4.20 試験体 R200-30 における端部断面の作用モーメントと水平変形の関係

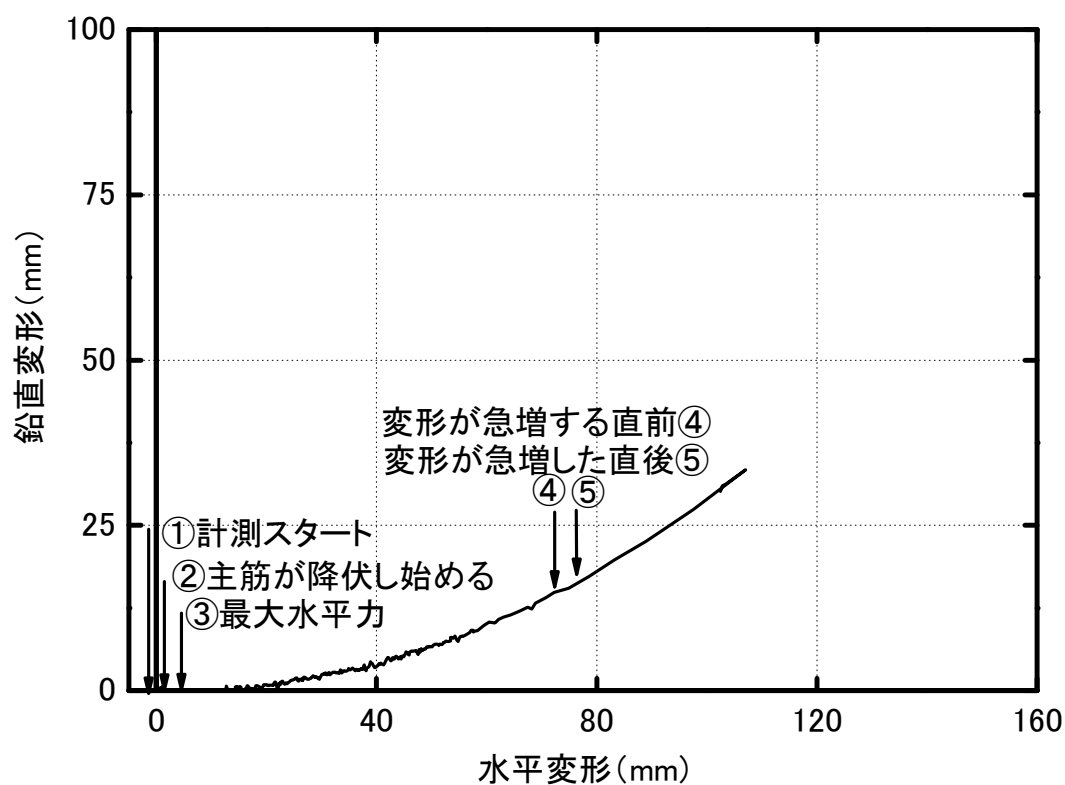
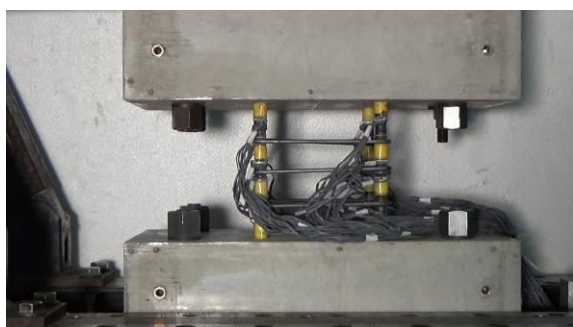
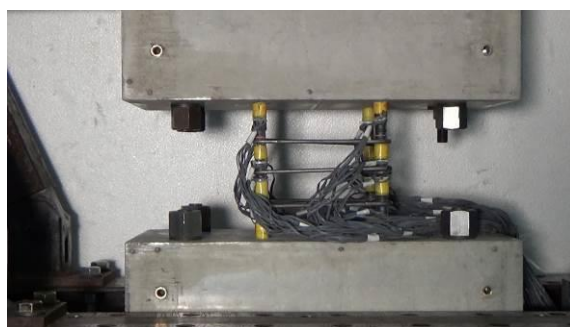


図 4.21 試験体 R200-30 における鉛直変形と水平変形の関係



①加力開始前



②主筋が降伏し始める



③最大水平力時



④変形が急増する直前



⑤変形が急増した直後



⑥加力終了後

写真 4.5 加力過程の各段階における試験体 R200-30 の様子

## (4)試験体 R200-50

試験体 R200-50 における水平力（水平アクチュエータで計測された力で、パンタグラフの自重や大変形によるアクチュエータの傾きの影響を除いていない）と水平変形の関係、鉛直力と水平変形の関係、及び水平力と鉛直力から算定した試験体の端部断面のモーメントと水平変形の関係を図 4.22～図 4.24 にそれぞれ示す。ただし、端部断面のモーメントの算定の際、試験体のモーメント分布が逆対称と仮定したうえで、端部断面のモーメントを求めた。また、レーザー変位計を用いて計測した試験体の鉛直変形と水平変形の関係を図 4.25 に示す。さらに、以下に示す加力過程の各段階における試験体の様子を写真 4.6 に示す。

- ①パンタグラフを載せる前の状態で原点（イニシャル）を取得し、パンタグラフを試験体に載せた状態を計測スタートとした。パンタグラフを試験体に載せると、パンタグラフの重量が試験体の重心に対して偏心して作用するため、試験体は負方向に変形した（-1.79 mm）。その様子を写真 4.6 の①に示す。
- ②水平変形が 1.28 mm の時に、主筋端部が降伏し始め、また、その時の水平力は 5.77 kN であった。その様子を写真 4.6 の②に示す。
- ③水平変形が 3.85 mm の時に、試験体が最大水平力（8.16 kN）に達した。その様子を写真 4.6 の③に示す。
- ④試験体に鉛直変形・水平変形の急激的な増加現象が発生する直前には、水平変形が 44.58 mm、鉛直変形が 5.76 mm であった。その様子を写真 4.6 の④に示す。その時の水平力は 0 kN であった。
- ⑤試験体に鉛直変形・水平変形の急激的な増加現象が発生した直後には、水平変形が 49.85 mm、鉛直変形が 15.85 mm であった。その様子を写真 4.6 の⑤に示す。その時の水平力は -0.88 kN であり、水平力によるモーメントはほぼ 0 となり、試験体の端部断面のモーメントはほぼ軸力によるモーメントと等しい（図 4.24）。急激に変形が増加する時に、アクチュエータ水平力がほぼ 0 で、試験体の端部断面のモーメントが軸力によるモーメントとほぼ等しいことが確認できた。
- ⑥加力終了後、試験体の水平変形は 105.46 mm で、鉛直変形は 40.45 mm であった。また、加力終了後の試験体の様子を写真 4.6 の⑥に示す。

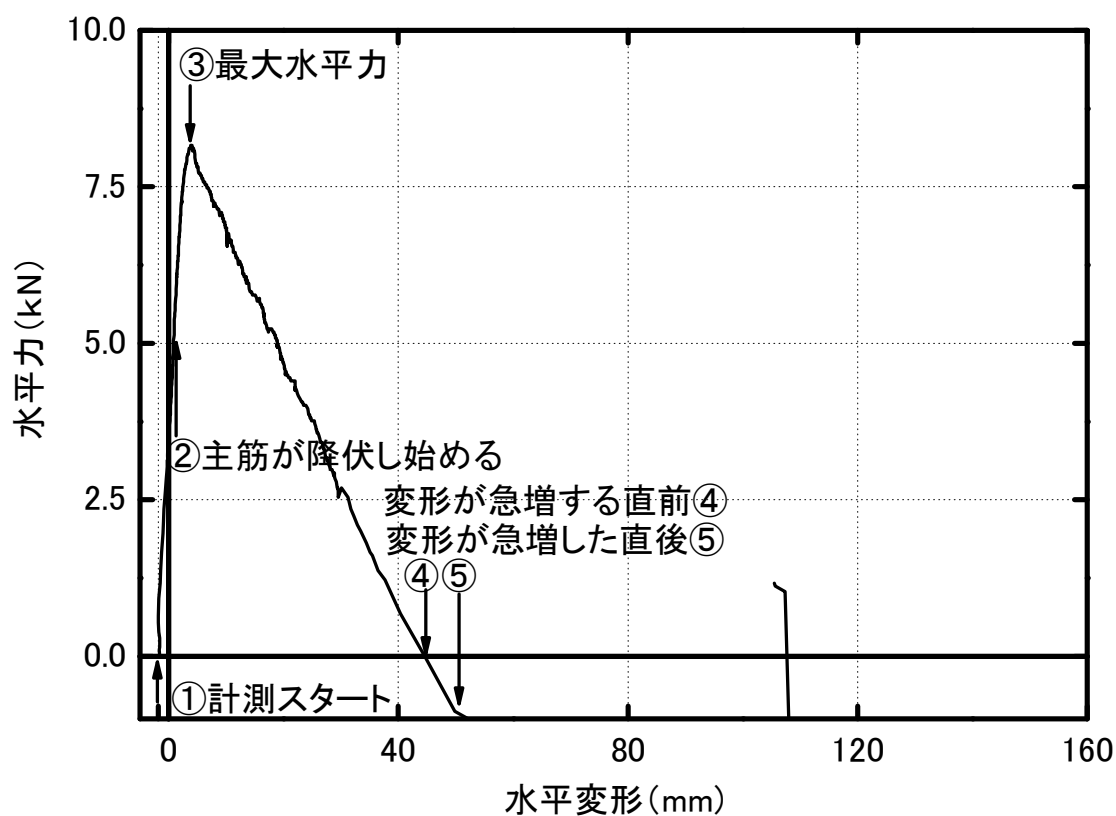


図 4.22 試験体 R200-50 における水平力と水平変形の関係

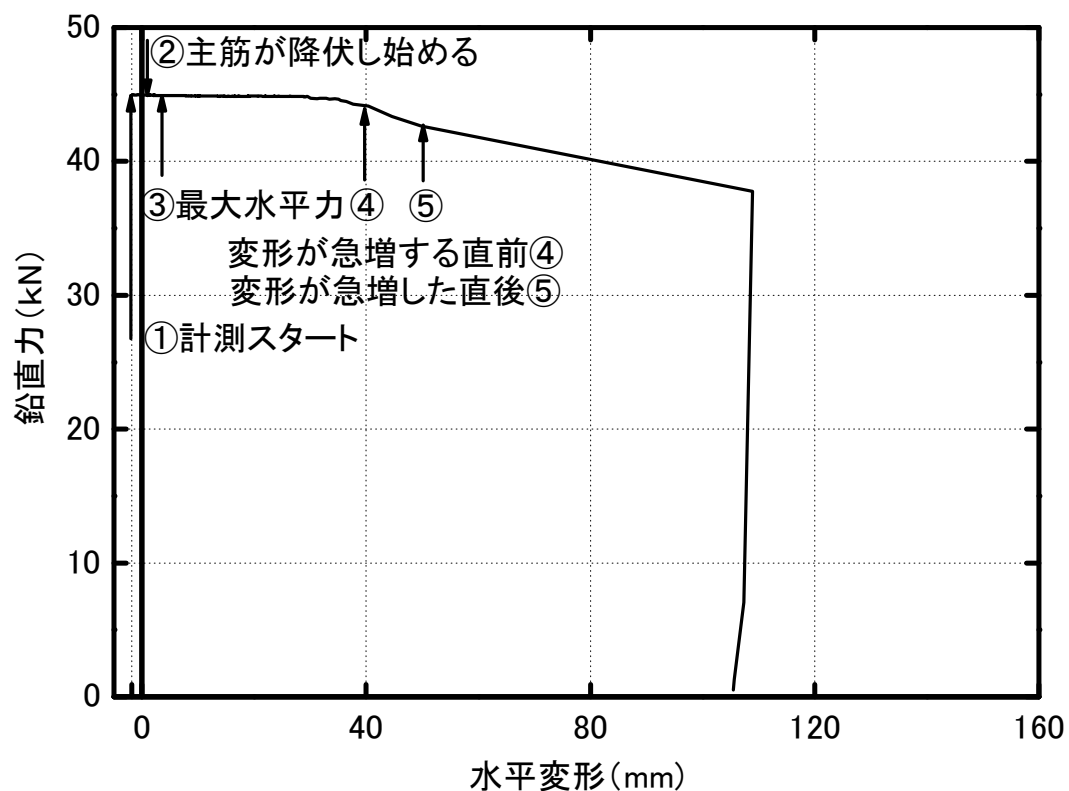


図 4.23 試験体 R200-50 における鉛直力と水平変形の関係

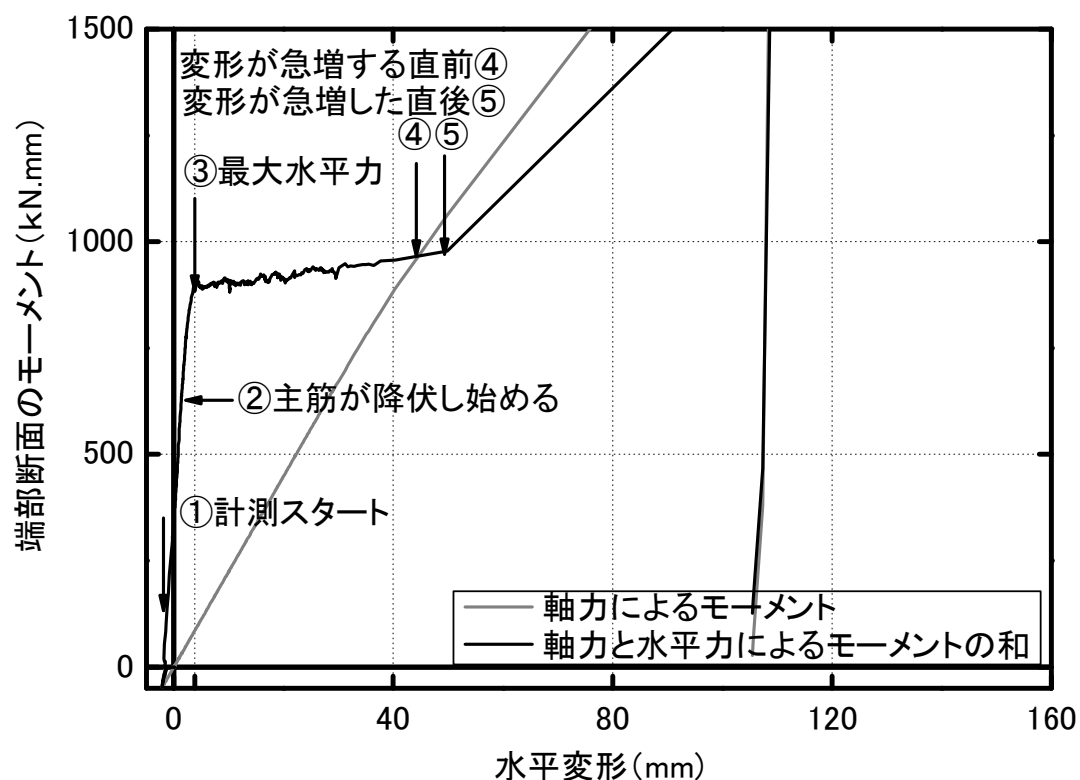


図 4.24 試験体 R200-50 における端部断面の作用モーメントと水平変形の関係

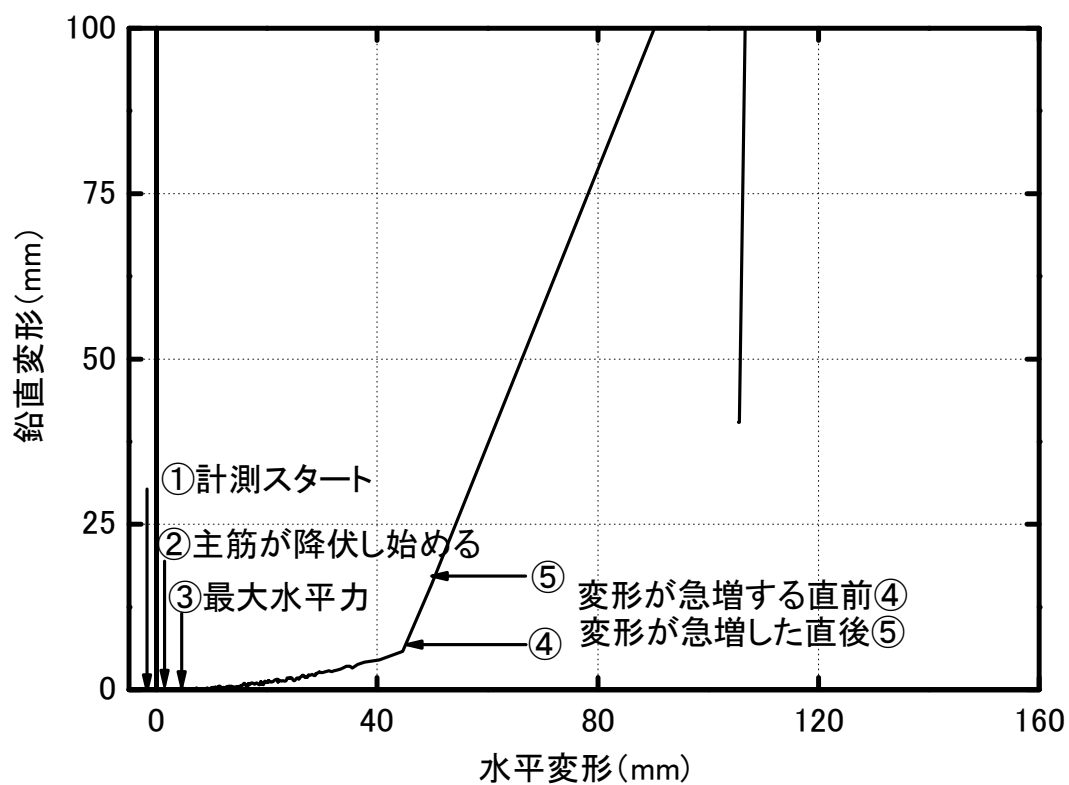
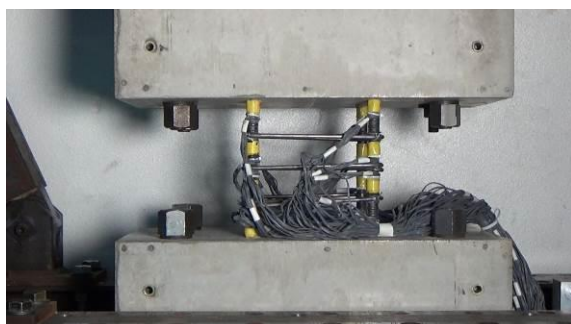


図 4.25 試験体 R200-50 における鉛直変形と水平変形の関係





①加力開始前



②主筋が降伏し始める



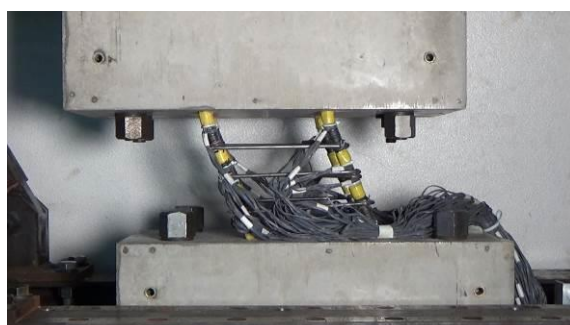
③最大水平力時



④変形が急増する直前



⑤変形が急増した直後



⑥加力終了後

写真 4.6 加力過程の各段階における試験体 R200-50 の様子

## (5)試験体 R300-30

試験体 R300-30 における水平力（水平アクチュエータで計測された力で、パンタグラフの自重や大変形によるアクチュエータの傾きの影響を除いていない）と水平変形の関係、鉛直力と水平変形の関係、及び水平力と鉛直力から算定した試験体の端部断面のモーメントと水平変形の関係を図 4.26～図 4.28 にそれぞれ示す。ただし、端部断面のモーメントの算定の際、試験体のモーメント分布が逆対称と仮定したうえで、端部断面のモーメントを求めた。また、レーザー変位計を用いて計測した試験体の鉛直変形と水平変形の関係を図 4.29 に示す。さらに、以下に示す加力過程の各段階における試験体の様子を写真 4.7 に示す。

- ①パンタグラフを載せる前の状態で原点（イニシャル）を取得し、パンタグラフを試験体に載せた状態を計測スタートとした。パンタグラフを試験体に載せると、パンタグラフの重量が試験体の重心に対して偏心して作用するため、試験体は負方向に変形した（-1.66 mm）。その様子を写真 4.7 の①に示す。
- ②水平変形が 4.58 mm の時に、主筋端部が降伏し始め、また、その時の水平力は 3.62 kN であった。その様子を写真 4.7 の②に示す。
- ③水平変形が 9.38 mm の時に、試験体が最大水平力（5.13 kN）に達した。その様子を写真 4.7 の③に示す。
- ④試験体に鉛直変形・水平変形の急激的な増加現象が発生する直前には、水平変形が 70.59 mm、鉛直変形が 8.80 mm であり、その様子を写真 4.7 の④に示す。その時の水平力は 0.1 kN であった。
- ⑤試験体に鉛直変形・水平変形の急激的な増加現象が発生する直後には、水平変形が 73.38 mm、鉛直変形が 9.36 mm であった。その様子を写真 4.7 の⑤に示す。水平力によるモーメントは 0.1 kN となり、端部断面のモーメントは軸力によるモーメントとほぼ等しい（図 4.28）。急激に変形が増加する時に、アクチュエータ水平力がほぼ 0 で、試験体の端部断面のモーメントが軸力によるモーメントとほぼ等しいことが確認できた。
- ⑥加力終了後、試験体の水平変形は 85.83 mm で、鉛直変形は 12.92 mm であった。また、加力終了後の試験体の様子を写真 4.7 の⑥に示す。

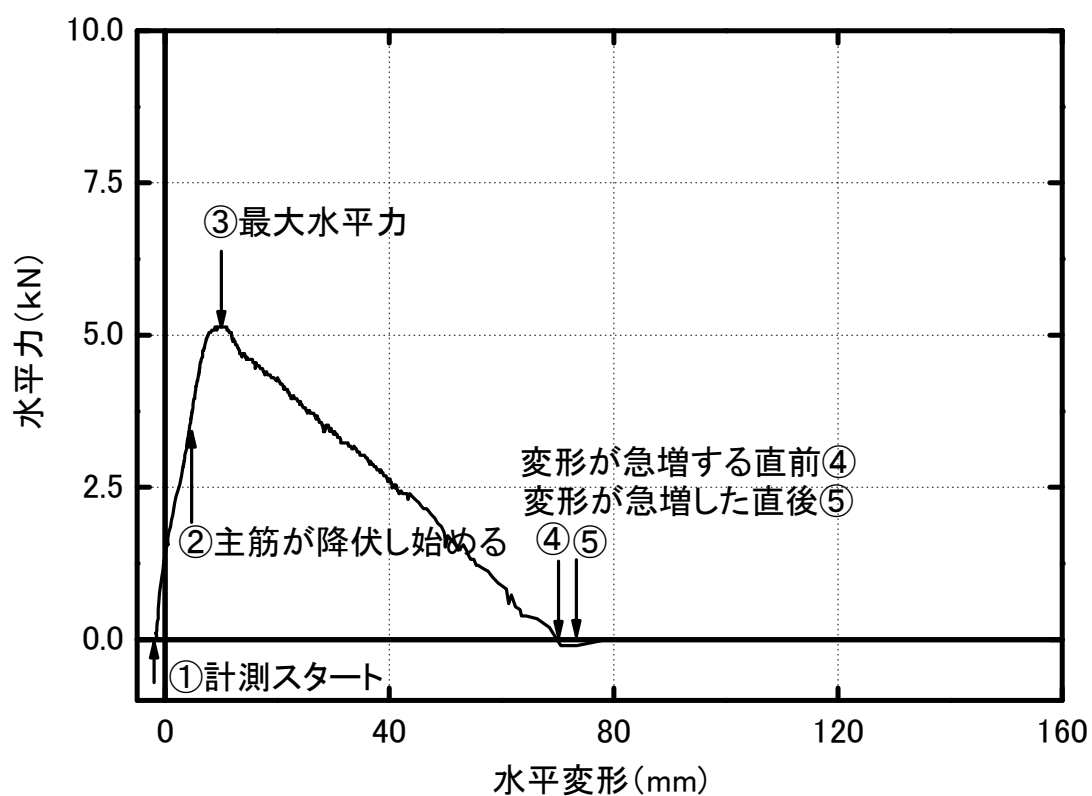


図 4.26 試験体 R300-30 における水平力と水平変形の関係

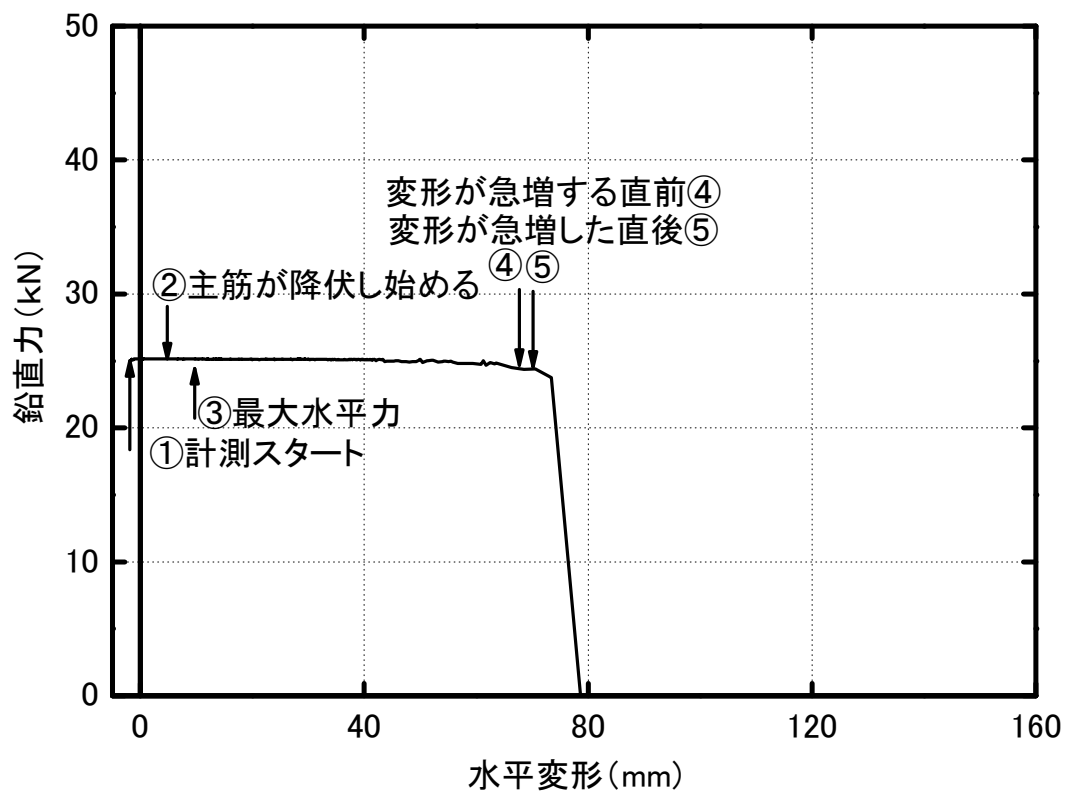


図 4.27 試験体 R300-30 における鉛直力と水平変形の関係

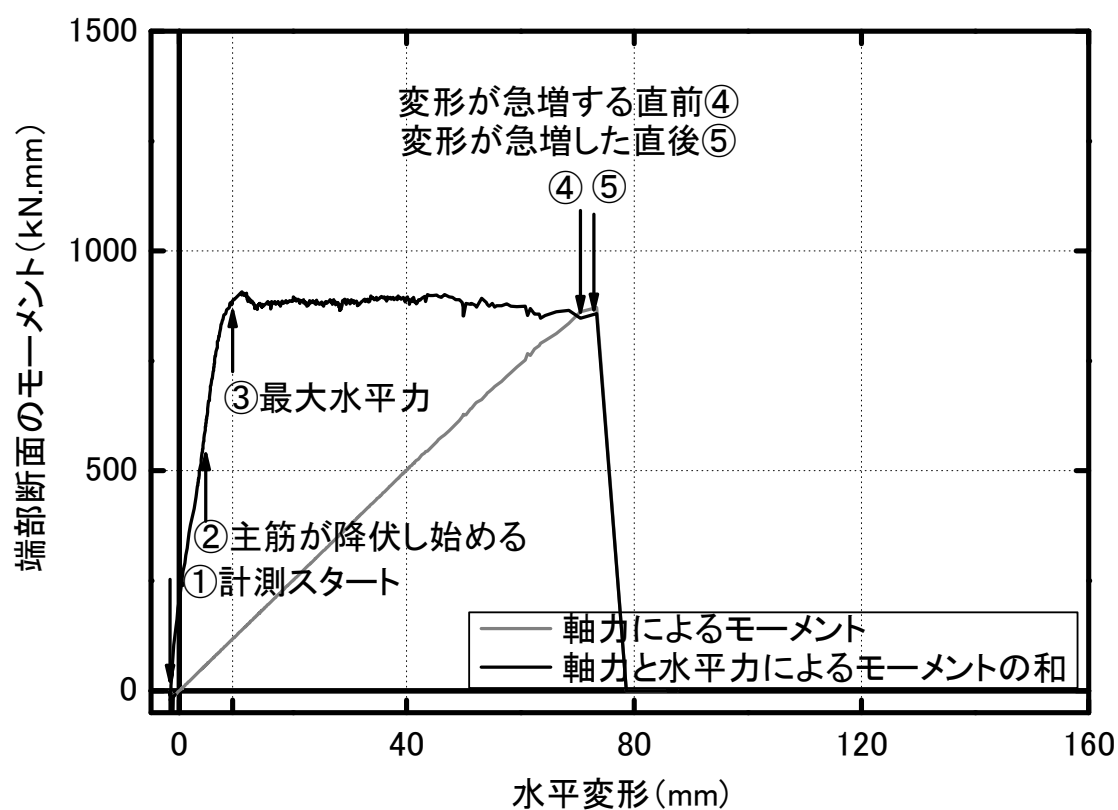


図 4.28 試験体 R300-30 における端部断面の作用モーメントと水平変形の関係

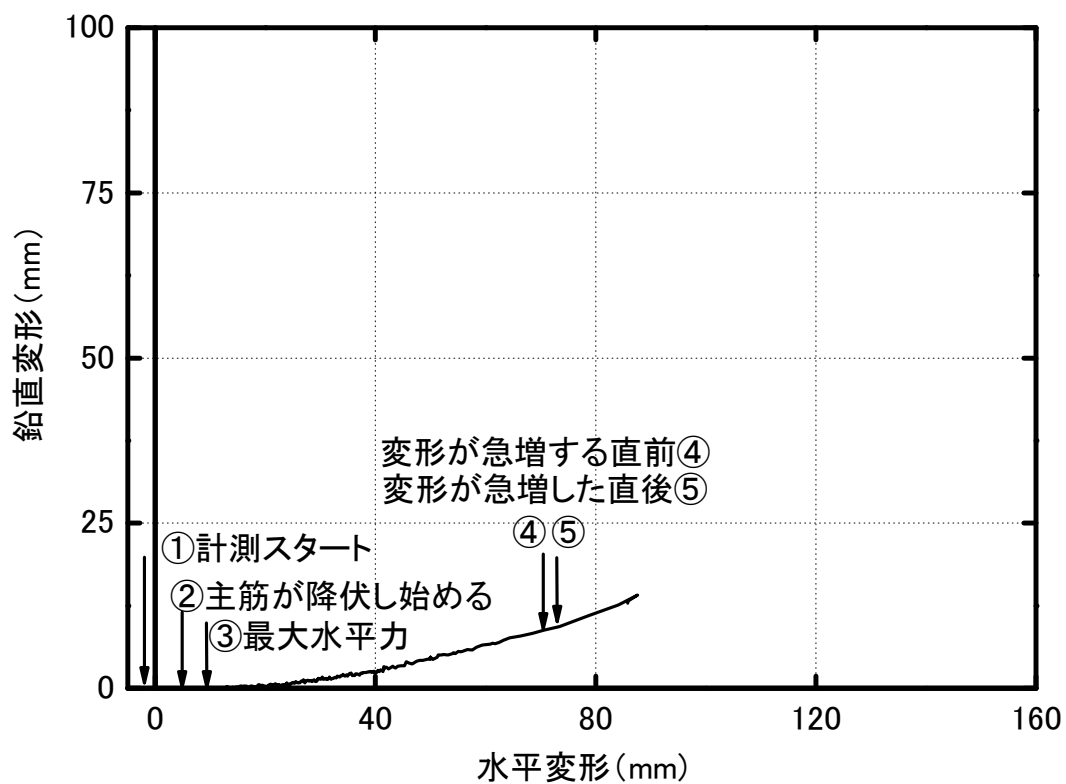


図 4.29 試験体 R300-30 における鉛直変形と水平変形の関係



①加力開始前



②主筋が降伏し始める



③最大水平力時



④変形が急増する直前



⑤変形が急増した直後



⑥加力終了後

写真 4.7 加力過程の各段階における試験体 R300-30 の様子

#### 4.4.3 各試験体における軸崩壊限界点

4.4.2 節で行った各試験体（試験体 R200-15 を除く）の荷重と変形の関係に関する分析より、急激に変形が増加する時に、アクチュエータ水平力がほぼ 0 で、試験体の端部断面のモーメントが軸力によるモーメントとほぼ等しいことが確認できた。しかし、本研究で提案したせん断破壊後の RC 造柱の残存軸耐力評価手法を詳細に検証するためには、定義した軸崩壊限界点における試験体の作用軸力を正しく求め、それと提案した残存軸耐力評価手法による残存軸耐力の算定値と比較する必要がある。ここで述べた正しい作用軸力とは、パンタグラフの自重及び大変形によるアクチュエータの傾きによる影響を除去して求めた作用軸力を意味し、通常の RC 造部材実験では問題にならないものだが、今般の実験では軸耐力・水平耐力ともに低い試験体を用いているため、これらの加力システムの特徴を考慮したより精密な議論を行う必要があり、このような検討が必要となる。

そこで、本節では、まず、パンタグラフの自重及び大変形によるアクチュエータの傾きの影響が加味された計測値である主筋の断面歪度と、材料引張試験結果を対応させることで、各主筋の全加力段階の内力（軸力は中央断面の平均歪度と材料試験の結果から算定し、モーメントは端部断面の歪度と材料試験の結果から算定し、せん断力はモーメントと主筋の高さを用いて求める）を求め、試験体全体の内力（軸力、モーメント、せん断力）と水平変形の関係を求める。これは、パンタグラフはその形状から自重が鉛直方向のみならずそれが試験体の重心に対して偏心して作用することにより生じる付加モーメントにより、これと同効果を生じさせる水平力が見かけ上作用するため、水平力についてもアクチュエータで計測された水平力を単純に用いるのみでは正しい内力を算定しているとは言えないためである。次に、それらの関係に基づき、軸崩壊限界点の定義（第2章ではせん断力が0の時に軸崩壊限界点と定義したが、分析上は求めたせん断力が始めてゼロを下回った際に、その直前の計測点とのいずれかでせん断力がゼロに近い方を軸崩壊限界点として採用した）より試験体の残存軸耐力の実験値及びその時の水平変形を求める。

各試験体に対して求めた軸崩壊限界点における各主筋及び柱の内力（軸力、せん断力、モーメント）を表 4.5 に纏める。

表 4.5 各試験体の軸崩壊限界点における内力のまとめ  
(主筋位置 A~D は図 4.1~図 4.2 参照)

試験体 R200-15 (軸崩壊限界点における水平変形 : 136.64mm)					
	主筋 A	主筋 B	主筋 C	主筋 D	柱 (A~D の合計)
軸力(kN)	3.66	3.74	3.80	3.66	14.86
せん断力(kN)	0.056	0.17	-0.12	-0.09	0.019
モーメント(kN.mm)	252.90	263.19	254.02	245.87	1015.97
試験体 R400-15 (軸崩壊限界点における水平変形 : 115.76mm)					
	主筋 A	主筋 B	主筋 C	主筋 D	柱 (A~D の合計)
軸力(kN)	3.98	3.19	4.22	3.79	15.19
せん断力(kN)	-0.047	0.21	-0.14	-0.016	0.0069
モーメント(kN.mm)	222.38	220.66	220.51	216.58	880.13
試験体 R200-30 (軸崩壊限界点における水平変形 : 67.46mm)					
	主筋 A	主筋 B	主筋 C	主筋 D	柱 (A~D の合計)
軸力(kN)	7.27	3.63	9.83	7.513	28.23
せん断力(kN)	-0.076	1.41	-1.188	-0.17	-0.022
モーメント(kN.mm)	238.80	240.35	232.30	239.05	950.50
試験体 R200-50 (軸崩壊限界点における水平変形 : 35.45mm)					
	主筋 A	主筋 B	主筋 C	主筋 D	柱 (A~D の合計)
軸力(kN)	13.20	5.73	15.06	13.48	47.48
せん断力(kN)	-0.29	1.27	-0.56	-0.33	0.092
モーメント(kN.mm)	208.10	214.00	217.85	209.75	849.70
試験体 R300-30 (軸崩壊限界点における水平変形 : 57.58mm)					
	主筋 A	主筋 B	主筋 C	主筋 D	柱 (A~D の合計)
軸力(kN)	7.81	4.97	9.88	6.82	29.48
せん断力(kN)	-0.16	0.53	-0.49	0.13	0.0058
モーメント(kN.mm)	202.94	215.25	217.65	213.55	849.39



## (1)試験体 R200-15

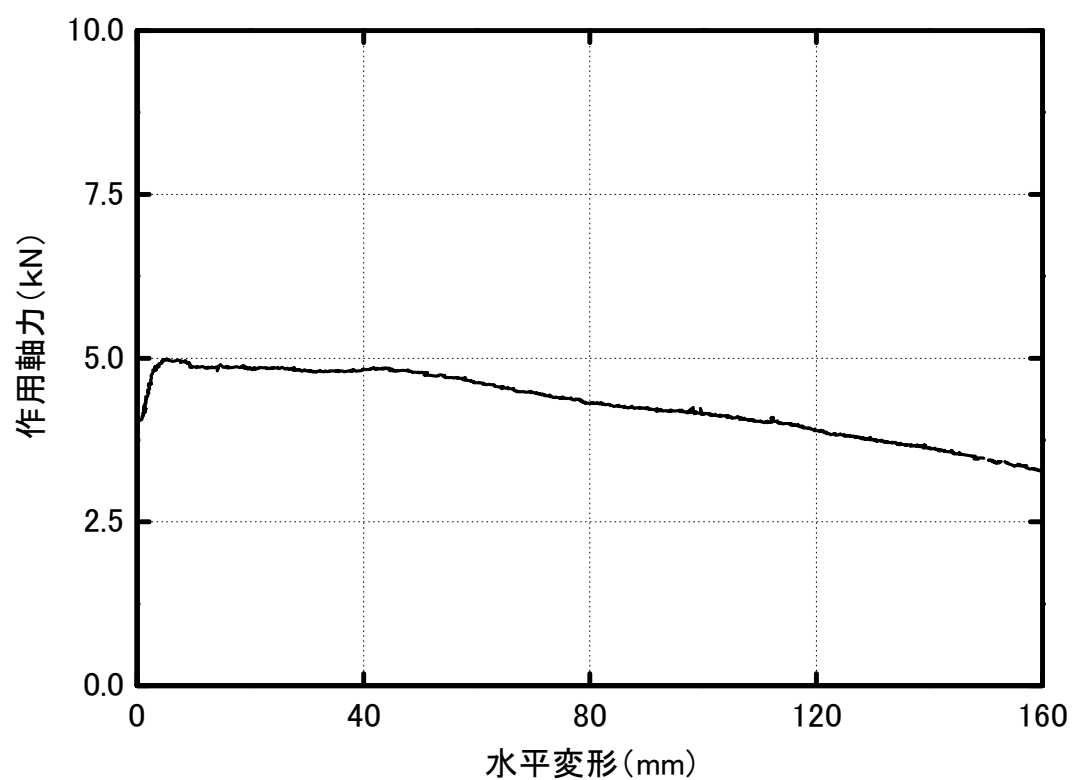
試験体 R200-15 において、主筋の断面歪度及び材料引張試験結果より求めた各主筋の端部断面の内力（軸力、せん断力、モーメント）と水平変形を図 4.30～図 4.33 にそれぞれ示す。また、各主筋の内力を合計して求めた柱の端部断面の内力と水平変形を図 4.34 に示す。

柱の軸力と水平変形を図 4.34 (a) には、前節の図 4.11 で示した錘の重さと水平変形図 4.34 (b) には、前節の図 4.10 で示した水平アクチュエータによる水平力と水平変形図 4.34 (a) 及び図 4.34 (b) に示すように、パンタグラフの自重の影響により試験体の作用軸力が増加すること、パンタグラフの自重による水平抵抗力の影響で試験体に作用するせん断力は水平アクチュエータで計測された水平力より小さいことが分かる。また、他の試験体ではパンタグラフの自重による水平抵抗力の増加分は全水平変形にわたりほぼ同程度（後述の図 4.39 (b), 図 4.44 (b), 図 4.49 (b), 図 4.54 (b) 参照）であるのに対し、本試験体では水平変形が大きくなるにつれてその増加分も大きくなった。この現象は、パンタグラフの形状上、加力点高さ（あるいは試験体の高さ）が低くなるほど強く現れる。これに関する詳細な分析は付録 1 を参照されたい。従って、この現象が原因で、4.4.2 節で述べたように試験体の上下スタブがほぼ接触する状態まで加力しても変形が急激に増加する現象が見られなかった。

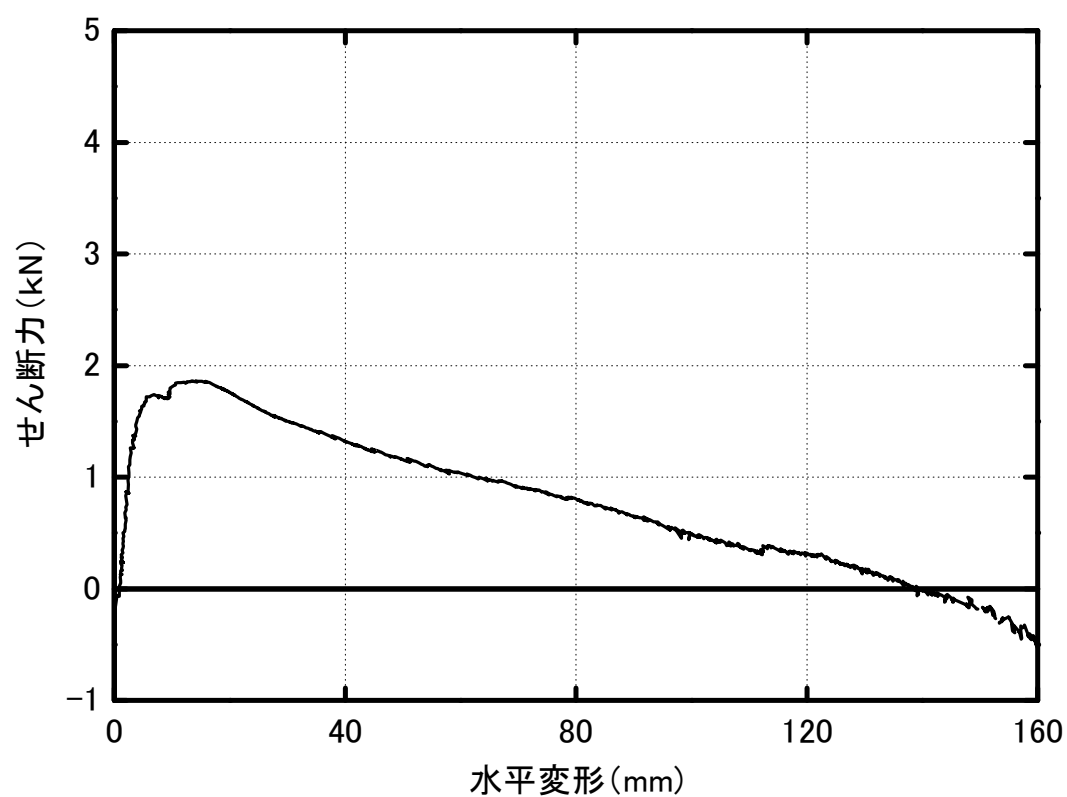
本研究で定義した軸崩壊直前の状態である軸崩壊限界点の位置を図 4.34 に併せて示した。同図に示すとおり、試験体の水平変形が約 136.64 mm の時に、定義した軸崩壊限界点に達した。その時に、柱の端部断面の作用軸力は 14.86 kN で、作用モーメントは 1015.97 kN.mm である。

図 4.34 (a) より、作用軸力は多少のばらつきがみられるものの、全加力段階を通じて安定している。また、第 2 章で述べた柱の端部断面のせん断力は、ある程度の変形を経験した後に減少すること（図 4.34 (b)）、柱の端部断面のモーメントにおいては、軸力によるモーメントは線形的に増加する一方で、せん断力によるモーメントはある程度変形を経過した後に小さくなること（図 4.34 (c)）が実験的に検証された。

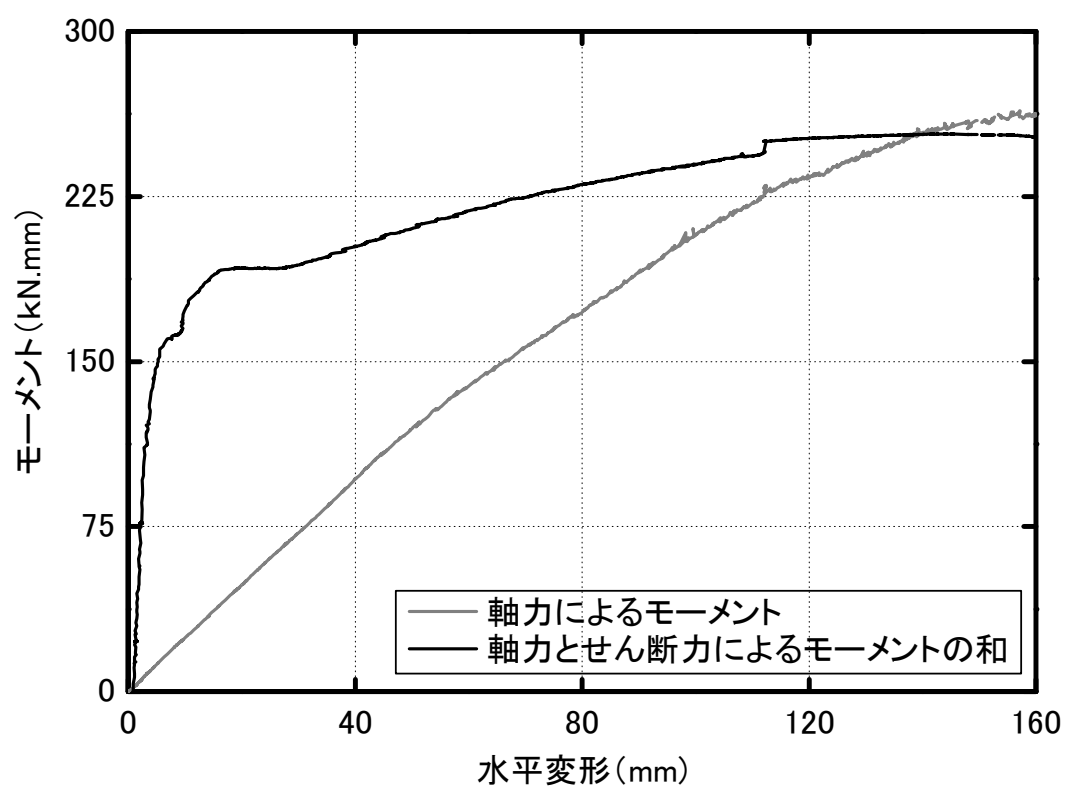




(a) 軸力と水平変形の関係 (主筋 A)

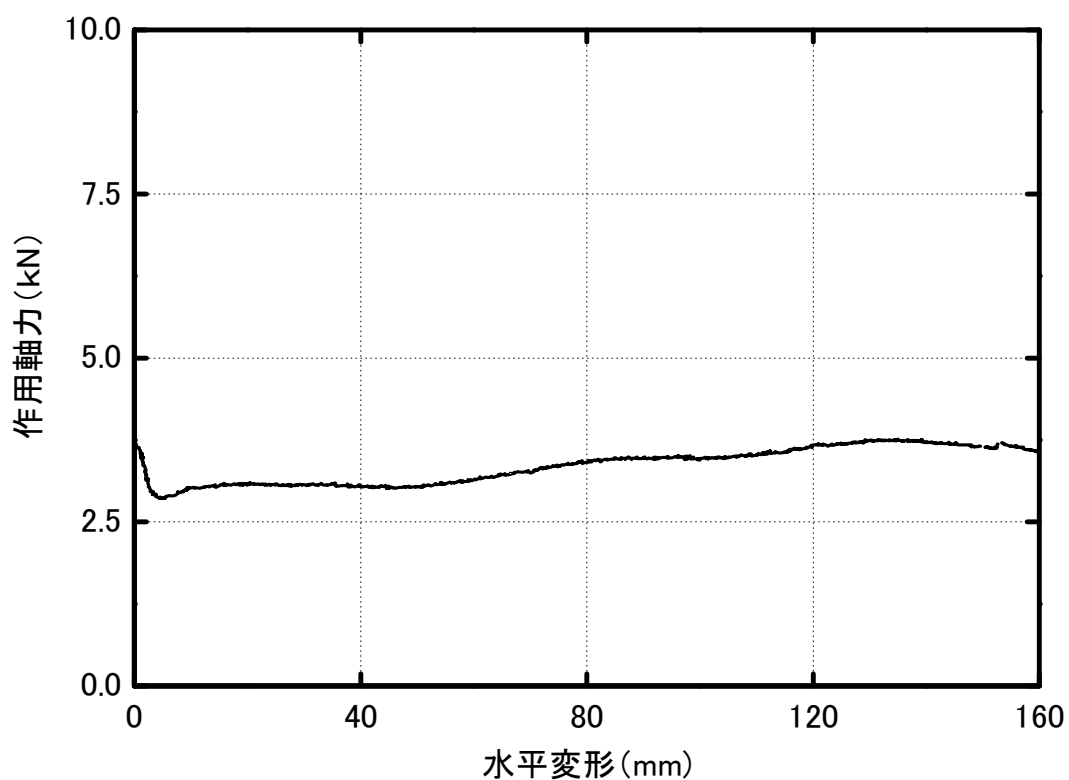


(b) せん断力と水平変形の関係 (主筋 A)

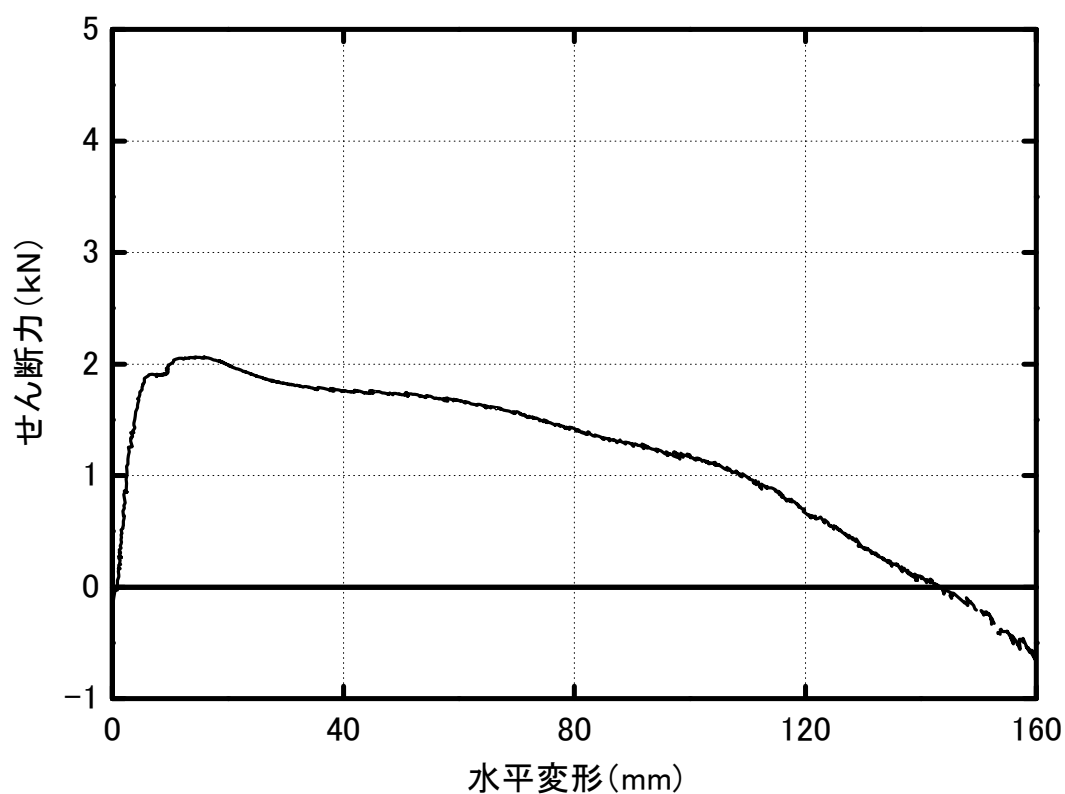


(c) モーメントと水平変形の関係 (主筋 A)

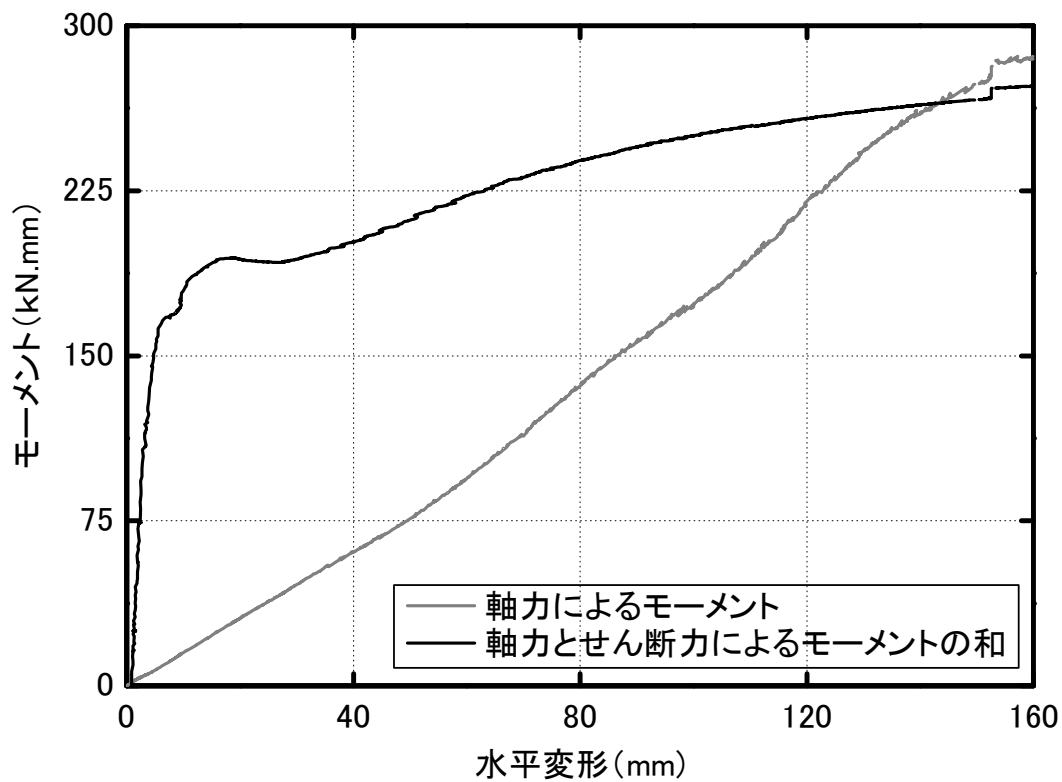
図 4.30 試験体 R200-15 における主筋 A の内力と水平変形の関係



(a) 軸力と水平変形の関係 (主筋 B)

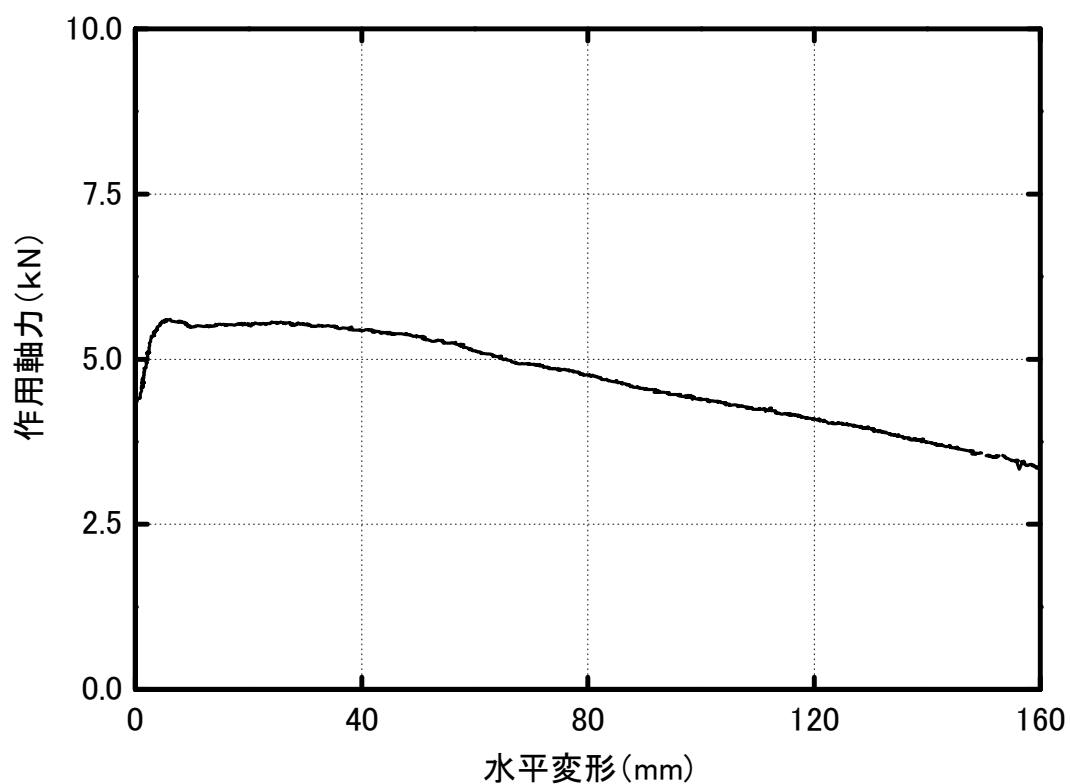


(b) せん断力と水平変形の関係 (主筋 B)

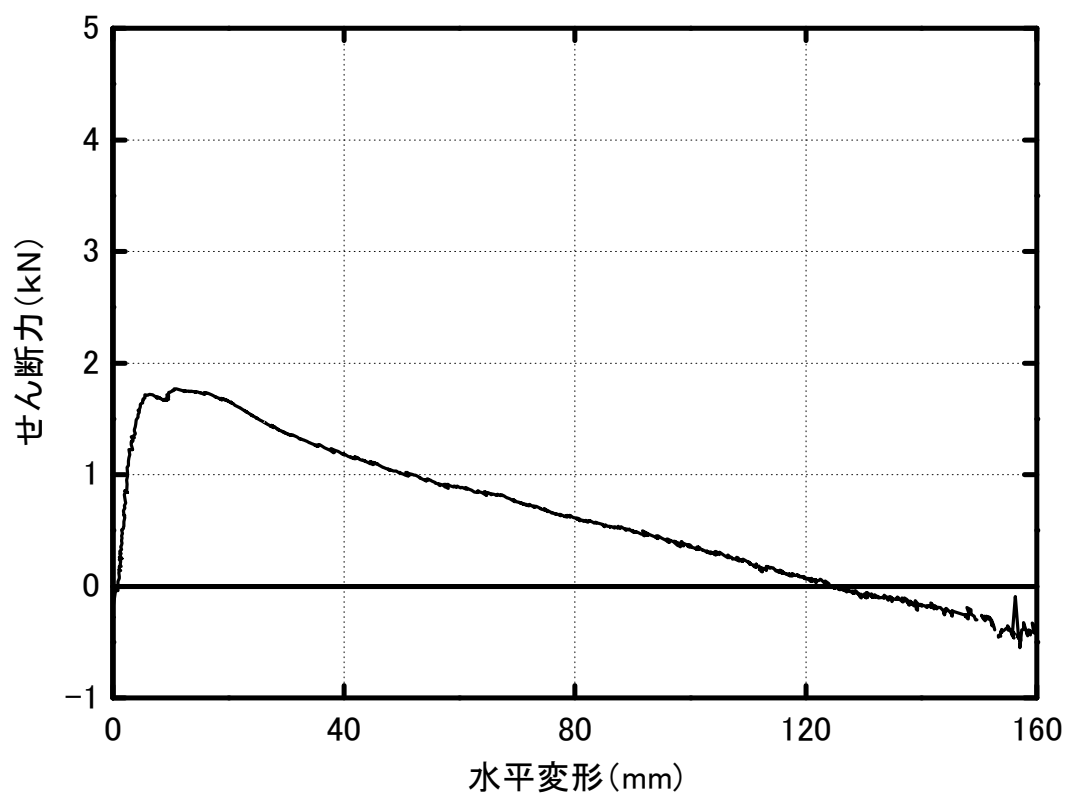


(c) モーメントと水平変形の関係 (主筋 B)

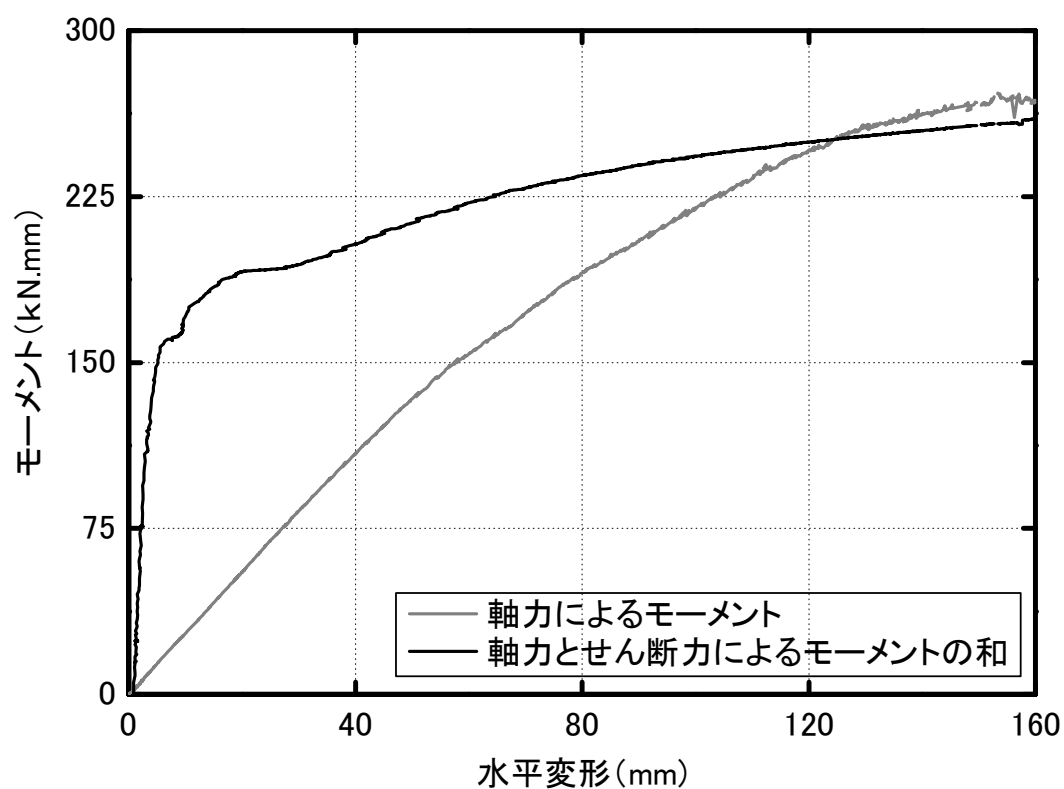
図 4.31 試験体 R200-15 における主筋 B の内力と水平変形の関係



(a) 軸力と水平変形の関係 (主筋 C)

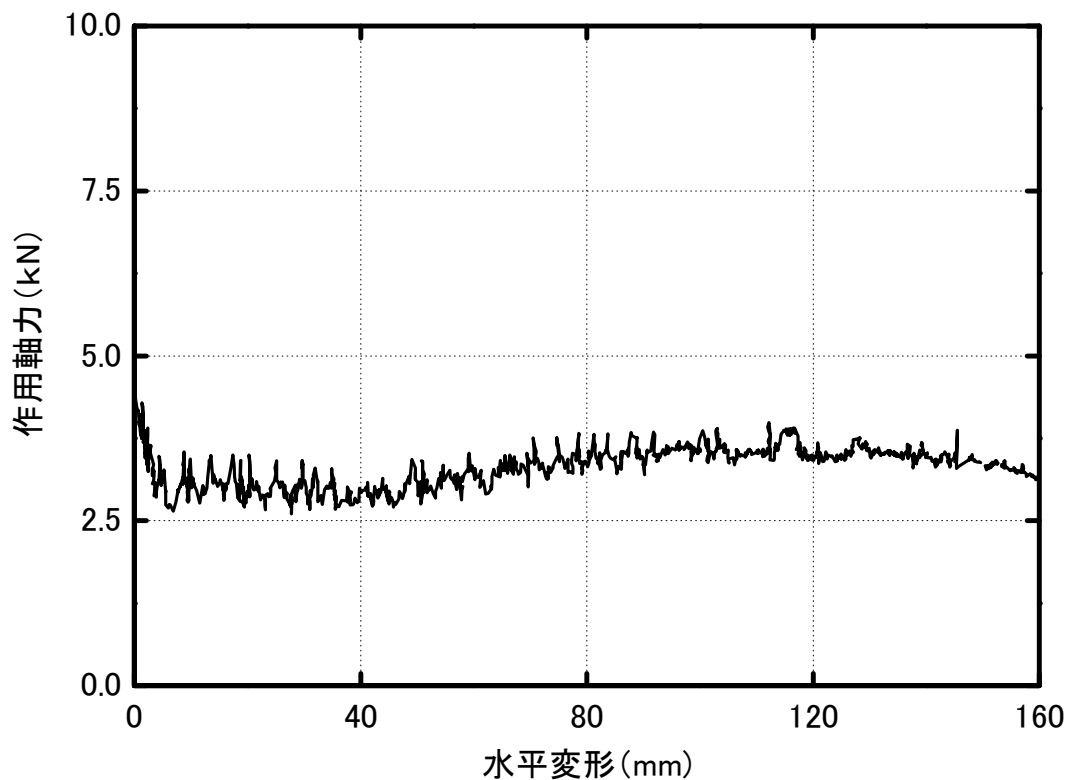


(b) せん断力と水平変形の関係 (主筋 C)

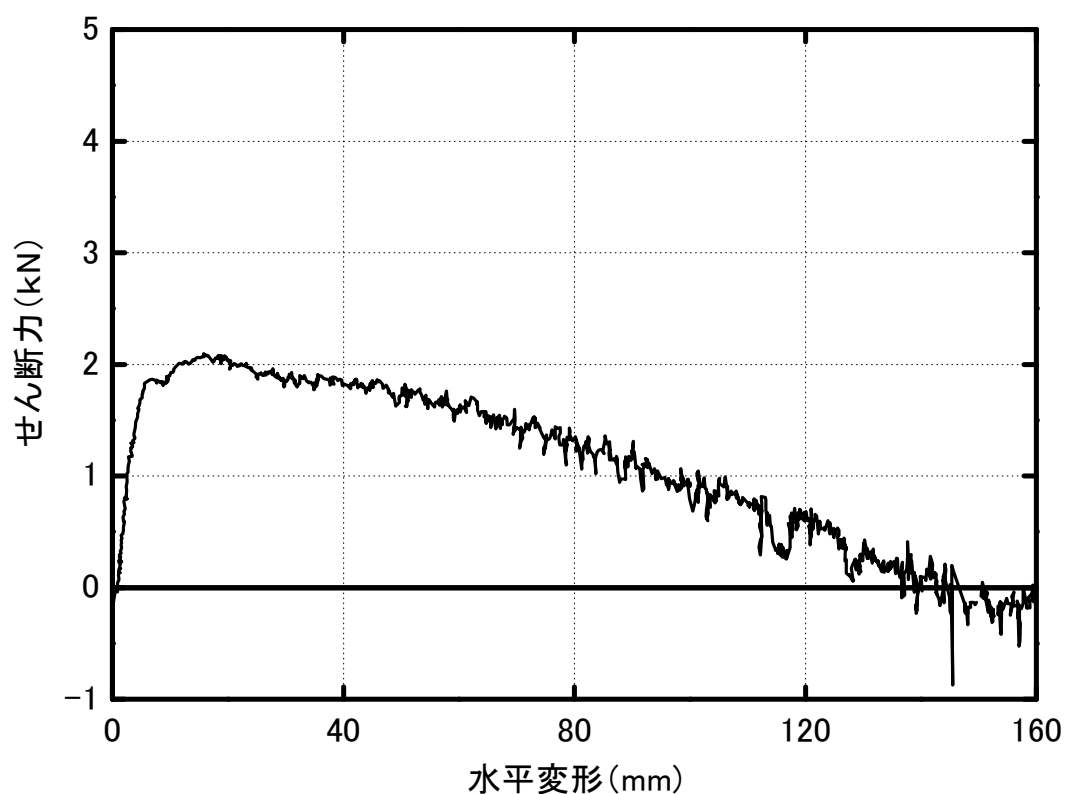


(c) モーメントと水平変形の関係 (主筋 C)

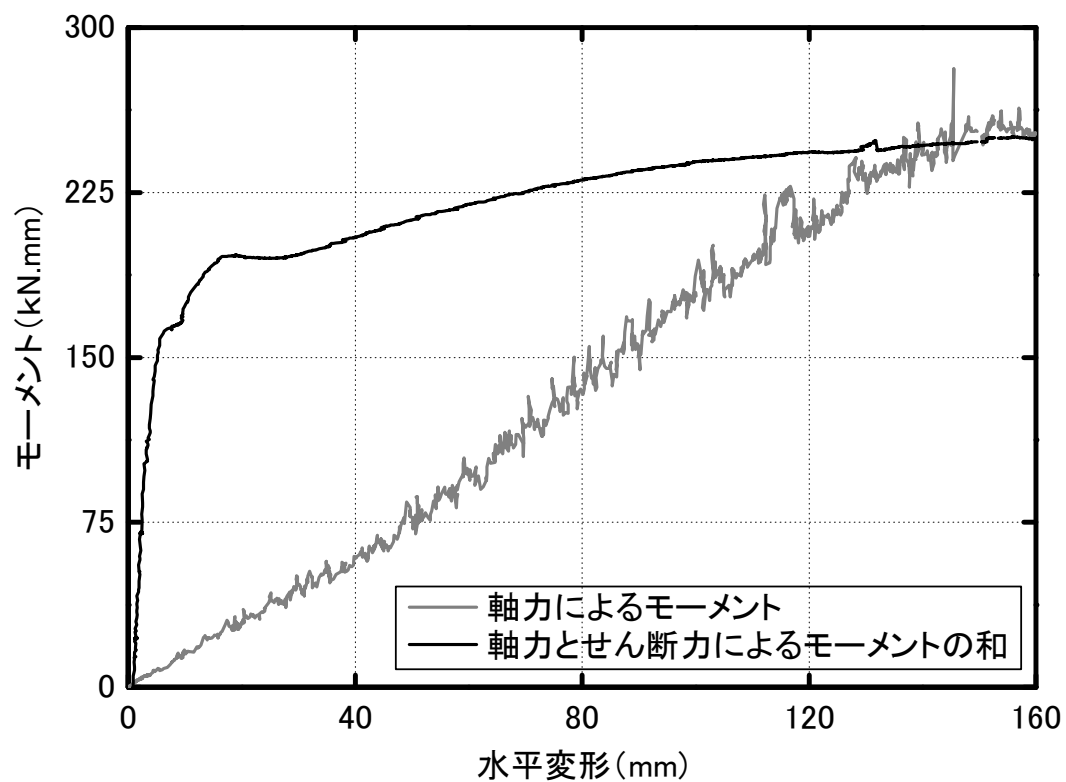
図 4.32 試験体 R200-15 における主筋 C の内力と水平変形の関係



(a) 軸力と水平変形の関係 (主筋 D)

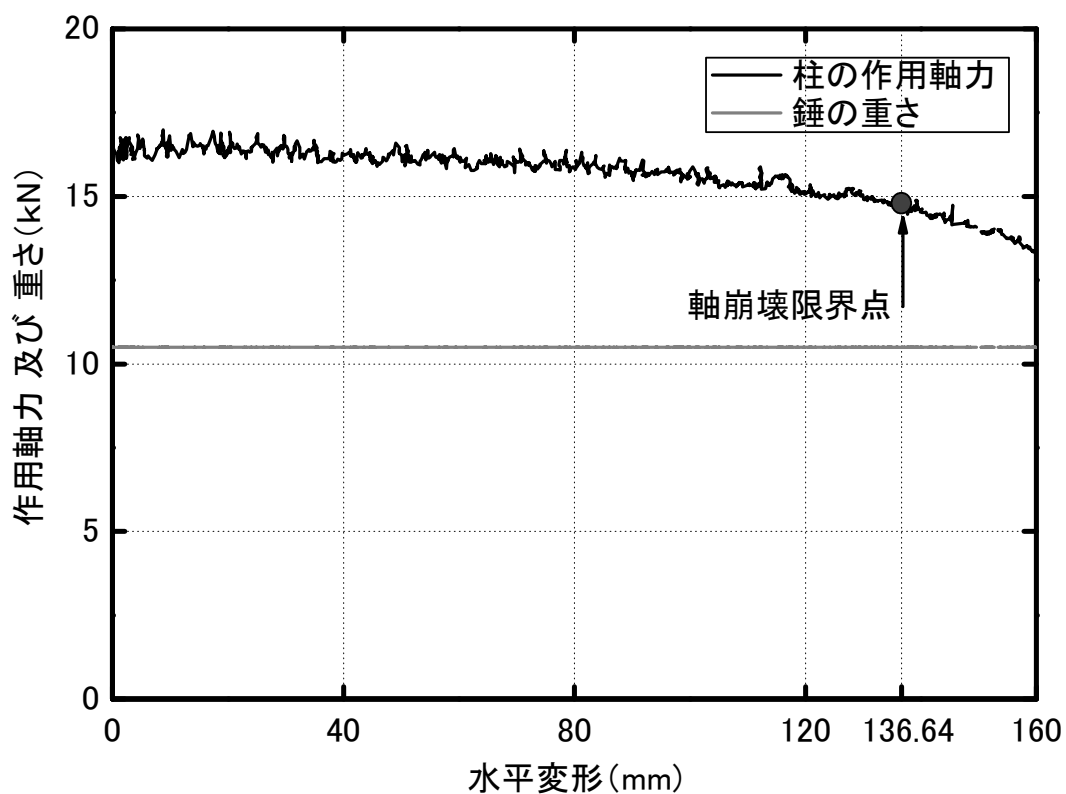


(b) せん断力と水平変形の関係 (主筋 D)

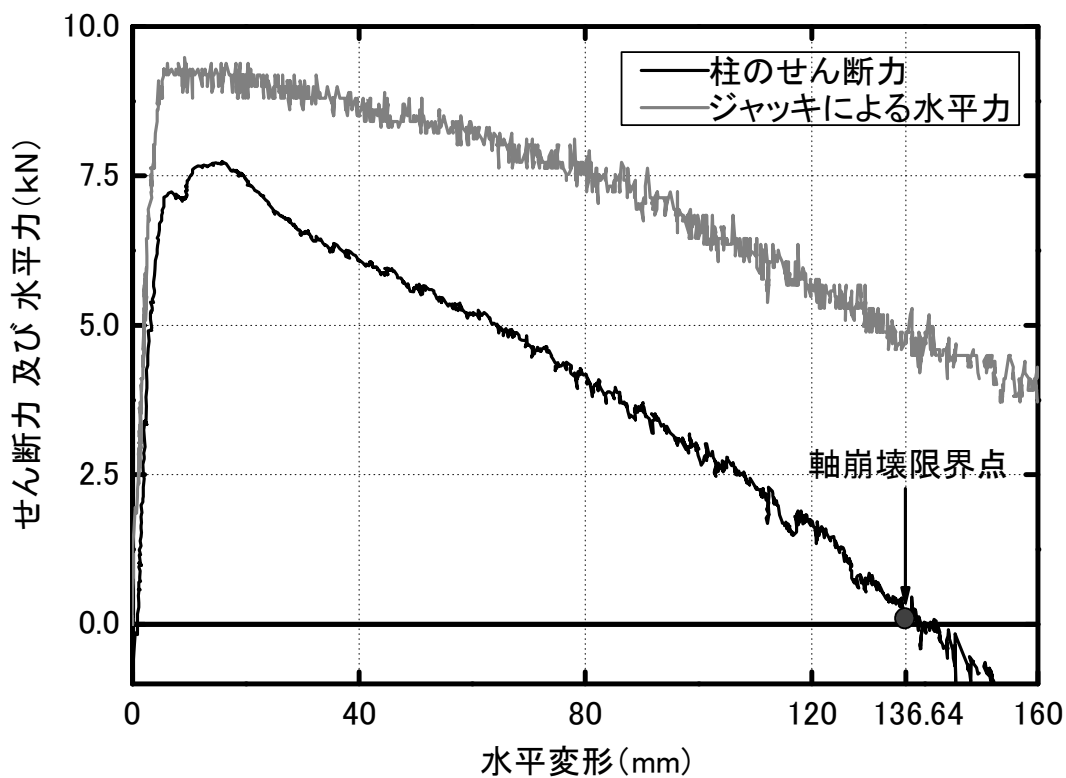


(c) モーメントと水平変形の関係 (主筋 D)

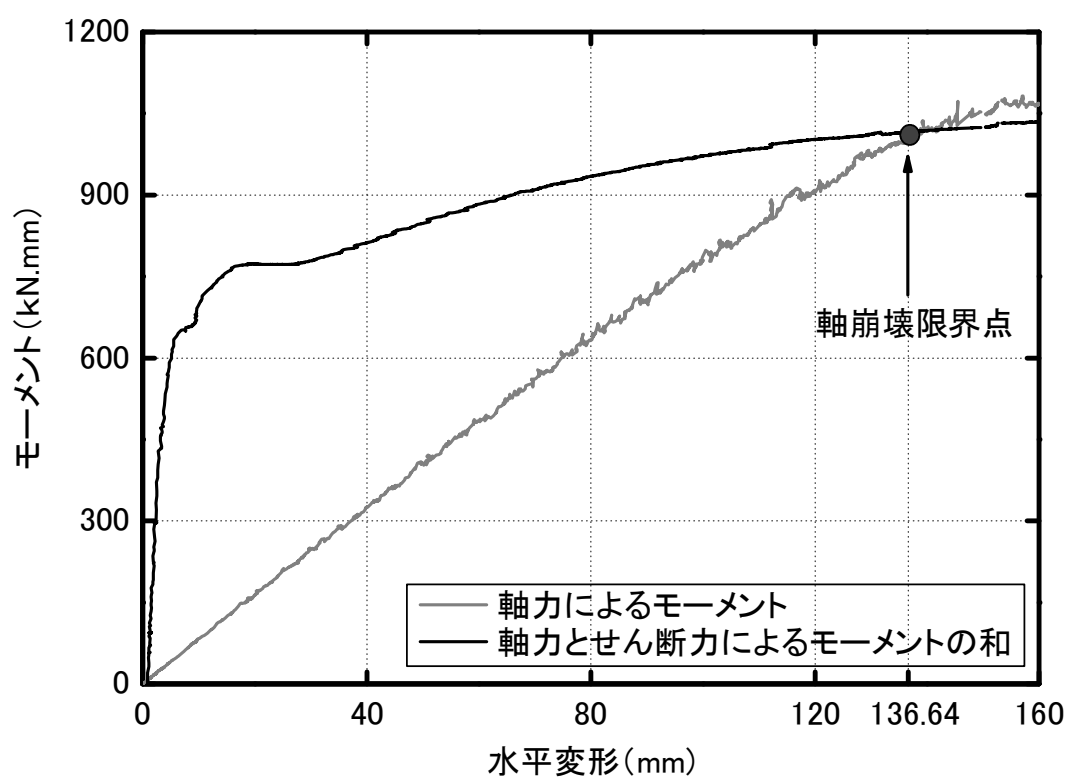
図 4.33 試験体 R200-15 における主筋 D の内力と水平変形の関係



(a) 軸力と水平変形の関係



(b) せん断力と水平変形の関係



(c) モーメントと水平変形の関係

図 4.34 試験体 R200-15 の内力と水平変形の関係



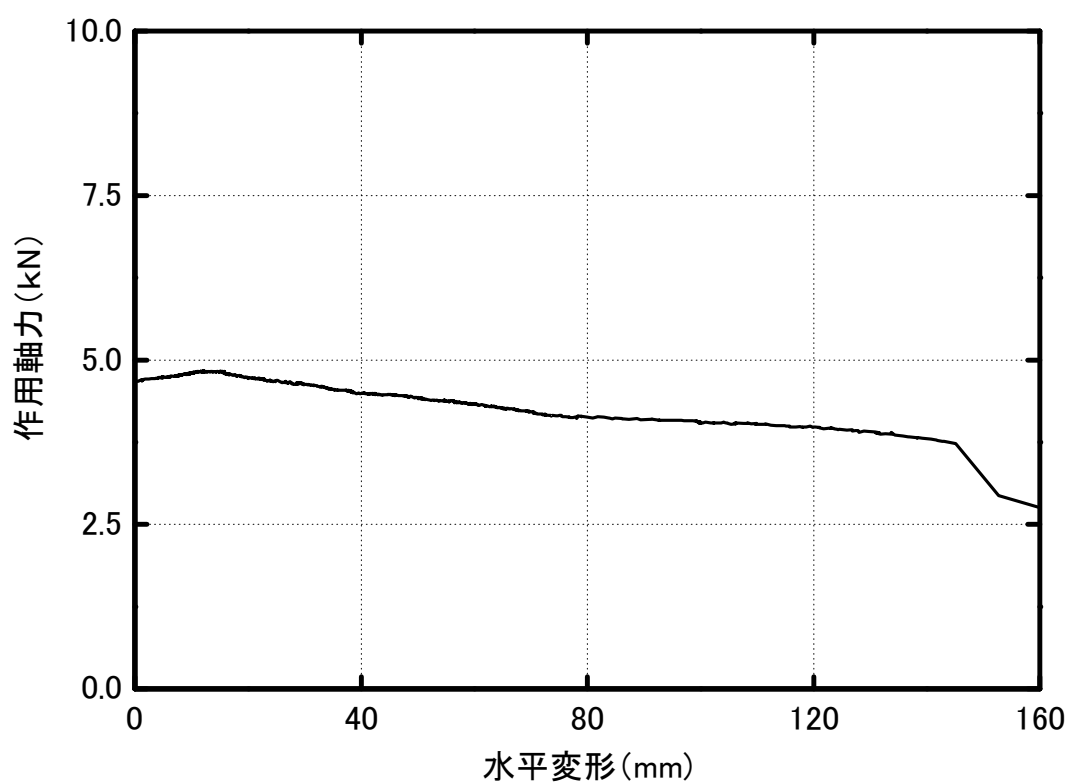
## (2)試験体 R400-15

試験体 R400-15 において、主筋の断面歪度及び材料引張試験結果より求めた各主筋の端部断面の内力（軸力、せん断力、モーメント）と水平変形を図 4.35～図 4.38 にそれぞれ示す。また、各主筋の内力を合計して求めた柱の端部断面の内力と水平変形を図 4.39 に示す。

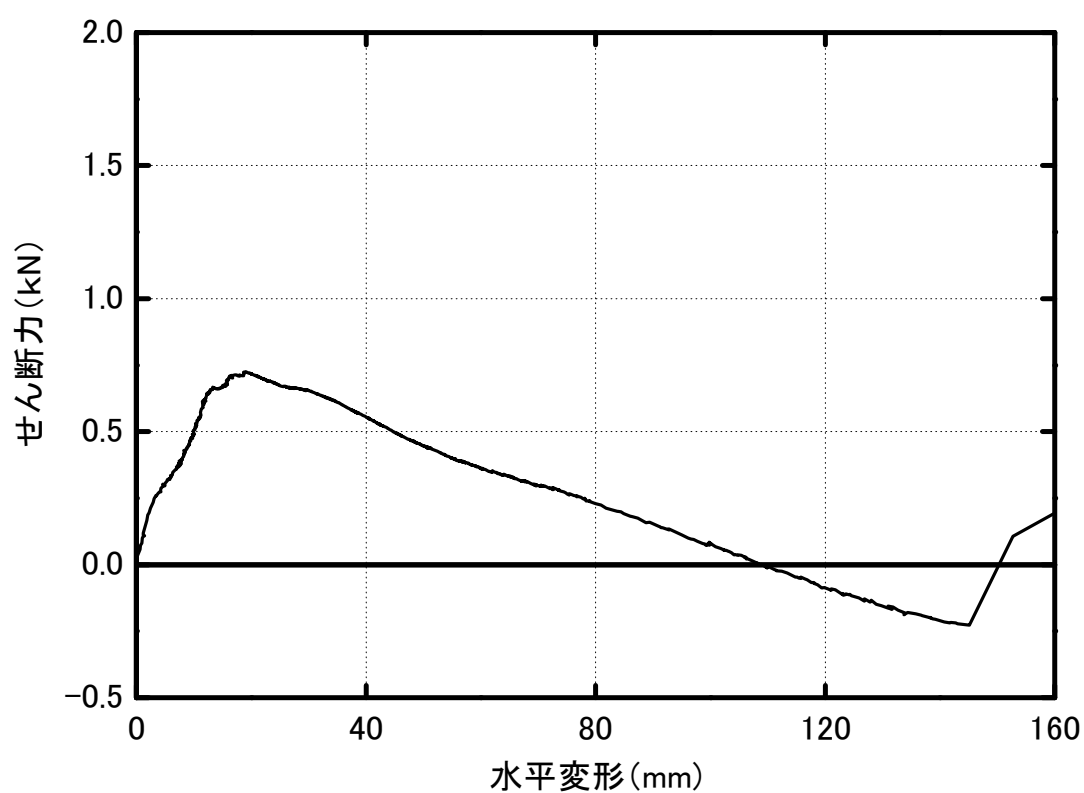
柱の軸力と水平変形を図 4.39 (a) には、前節の図 4.15 で示した錘の重さと水平変形図 4.39 (b) には、前節の図 4.14 で示した水平アクチュエータによる水平力と水平変形図 4.39 (a) 及び図 4.39 (b) に示すように、パンタグラフの自重の影響により試験体の作用軸力は増加すること、パンタグラフの自重による水平抵抗力の影響で試験体に作用するせん断力は水平アクチュエータで計測された水平力より小さいことが分かる。また、本試験体においてはパンタグラフの自重による水平抵抗力が試験体 R200-15 より小さいため、変形が急激に増加する現象が見られた。これに関する詳細な分析は付録 1 を参照されたい。

本研究で定義した軸崩壊直前の状態である軸崩壊限界点の位置を図 4.39 に併せて示した。同図に示すとおり、試験体の水平変形が約 115.76 mm の時に、定義した軸崩壊限界点に達した。その時に、柱の端部断面の作用軸力は 15.19 kN で、作用モーメントは 880.13 kN.mm であった。

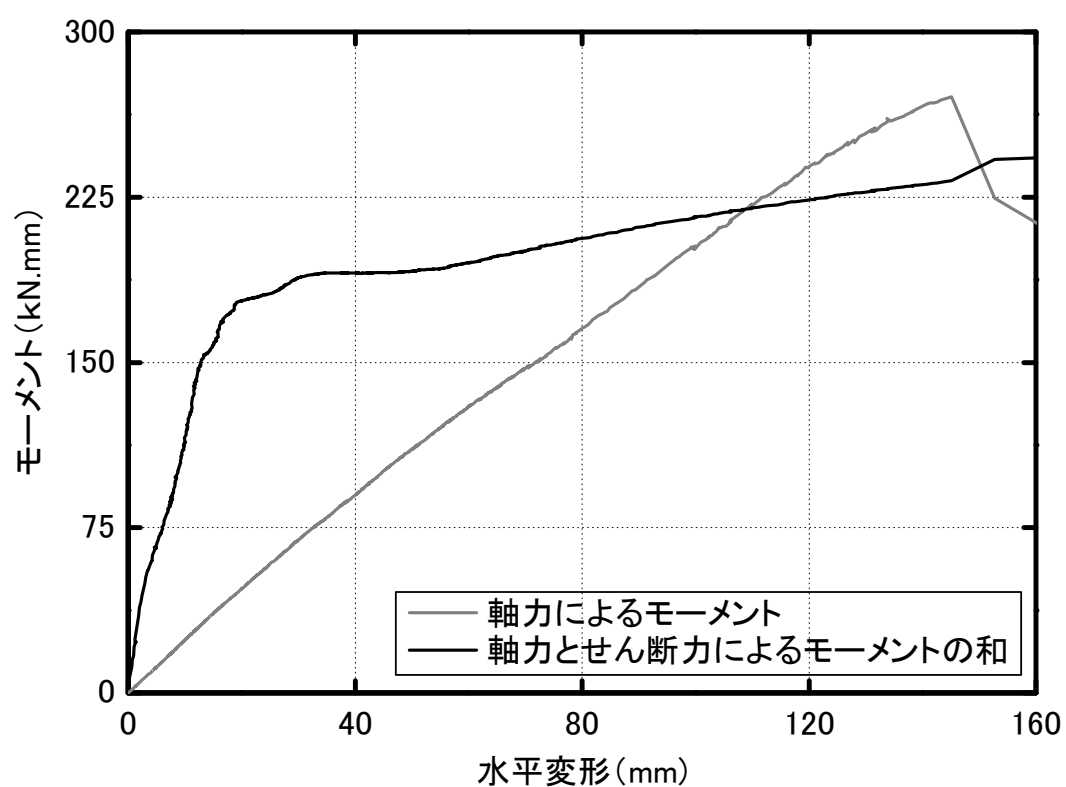
図 4.39 (a) より、作用軸力は多少のばらつきがみられるものの、全加力段階を通じて安定している。また、第 2 章で述べた柱の端部断面のせん断力は、ある程度の変形を経験した後に減少すること（図 4.39 (b)）、柱の端部断面のモーメントにおいては、軸力によるモーメントは線形的に増加する一方で、せん断力によるモーメントはある程度変形を経過した後に小さくなること（図 4.39 (c)）が実験的に検証された。



(a) 軸力と水平変形の関係 (主筋 A)

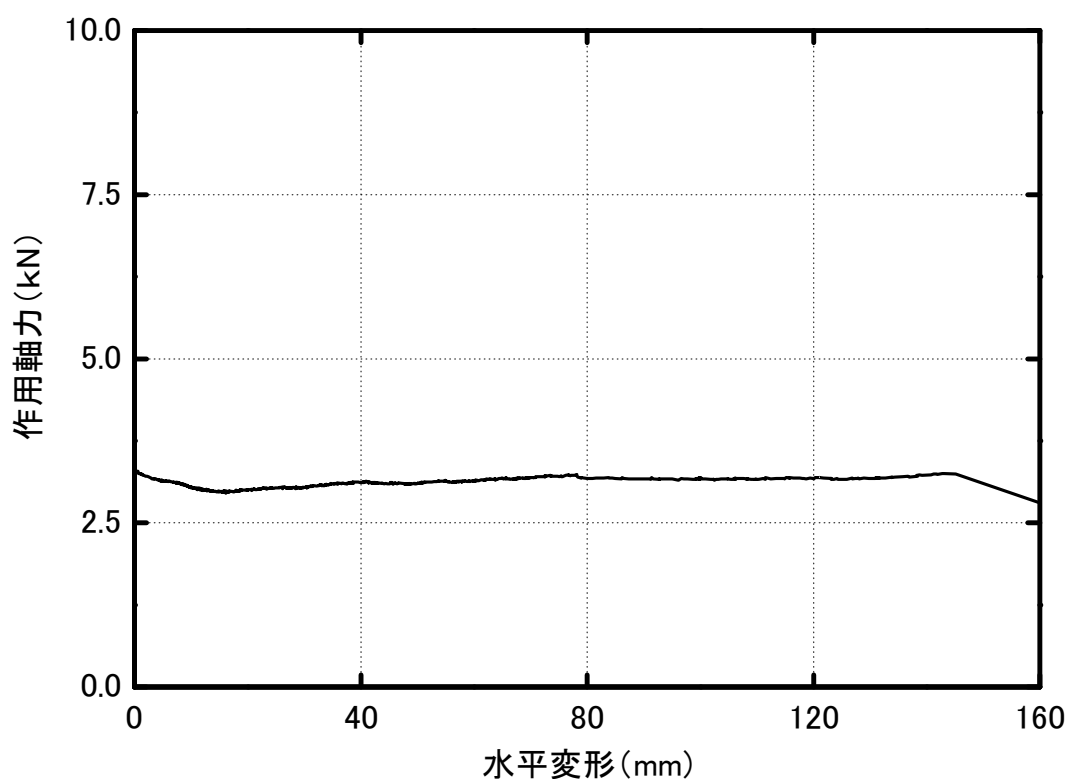


(b) せん断力と水平変形の関係 (主筋 A)

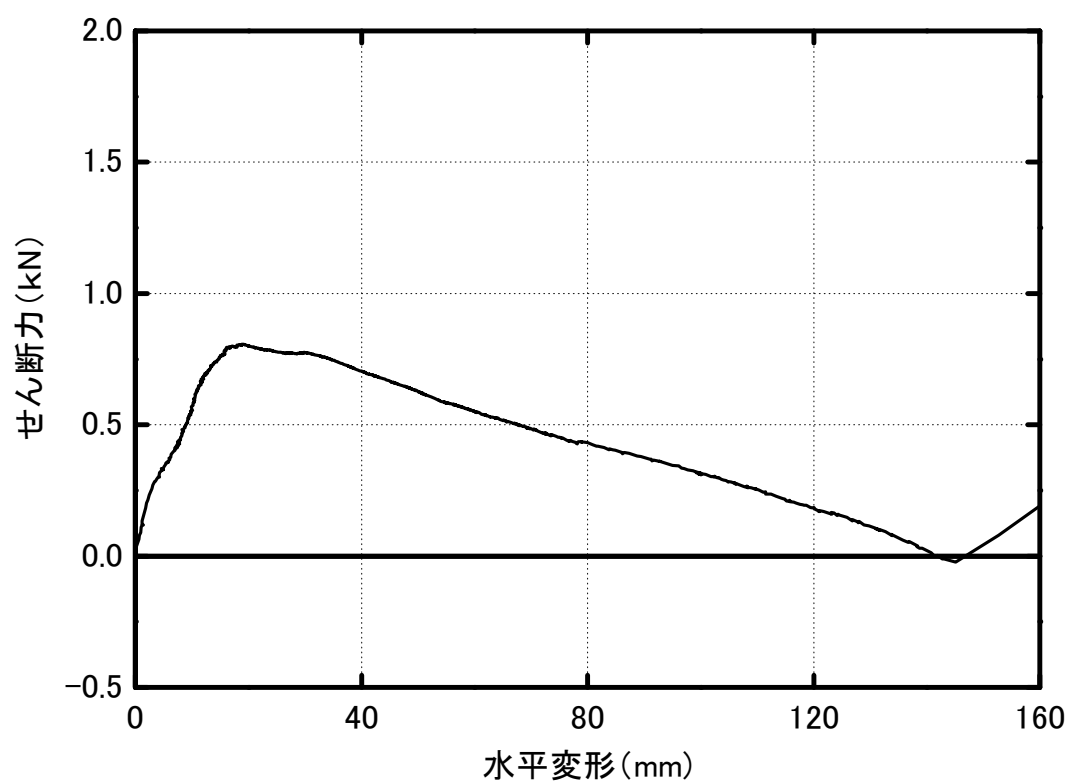


(c) モーメントと水平変形の関係 (主筋 A)

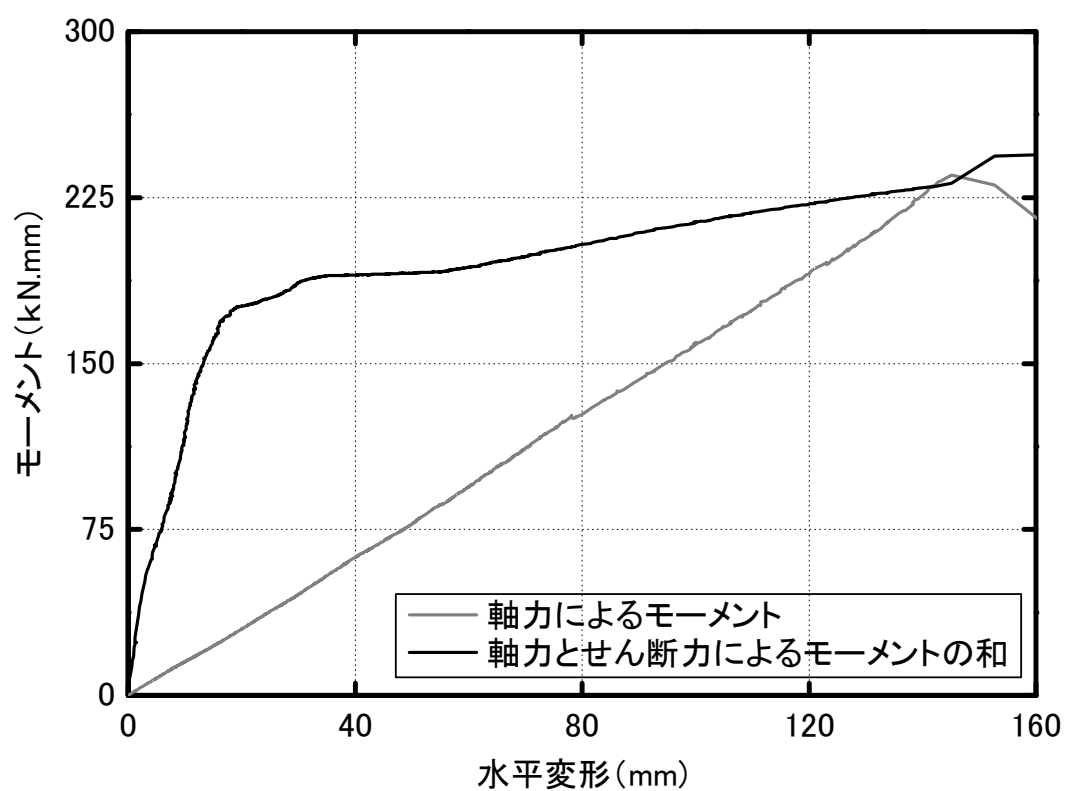
図 4.35 試験体 R400-15 における主筋 A の内力と水平変形の関係



(a) 軸力と水平変形の関係 (主筋 B)

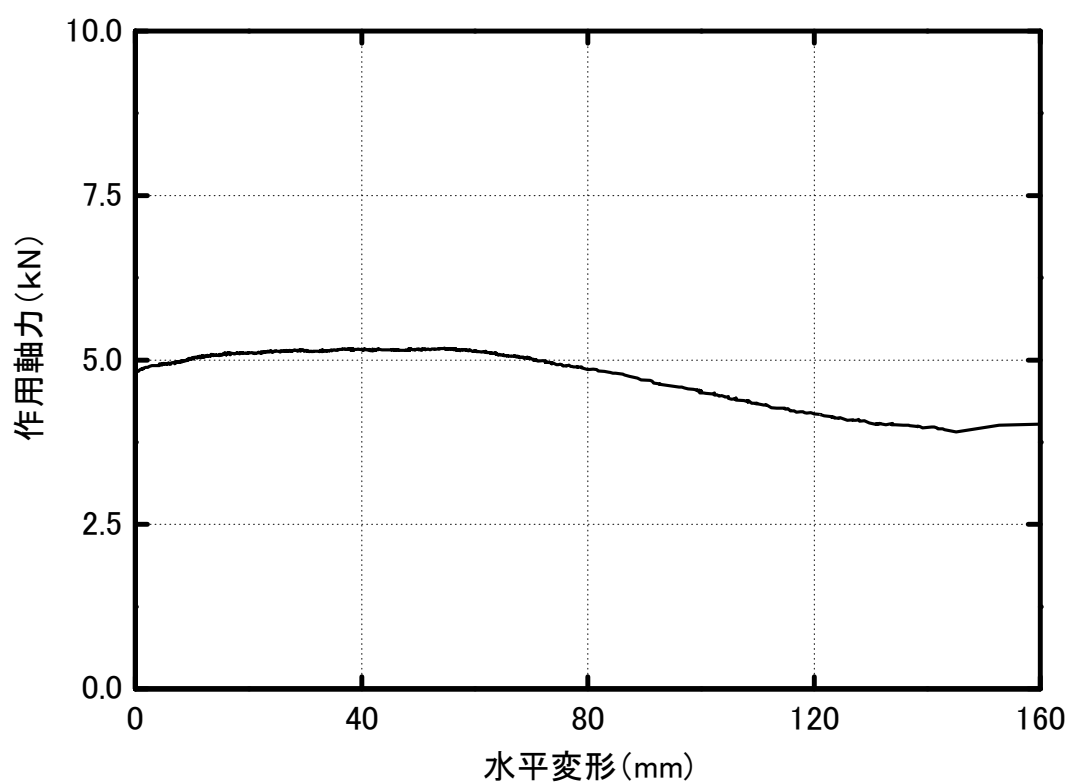


(b) せん断力と水平変形の関係 (主筋 B)

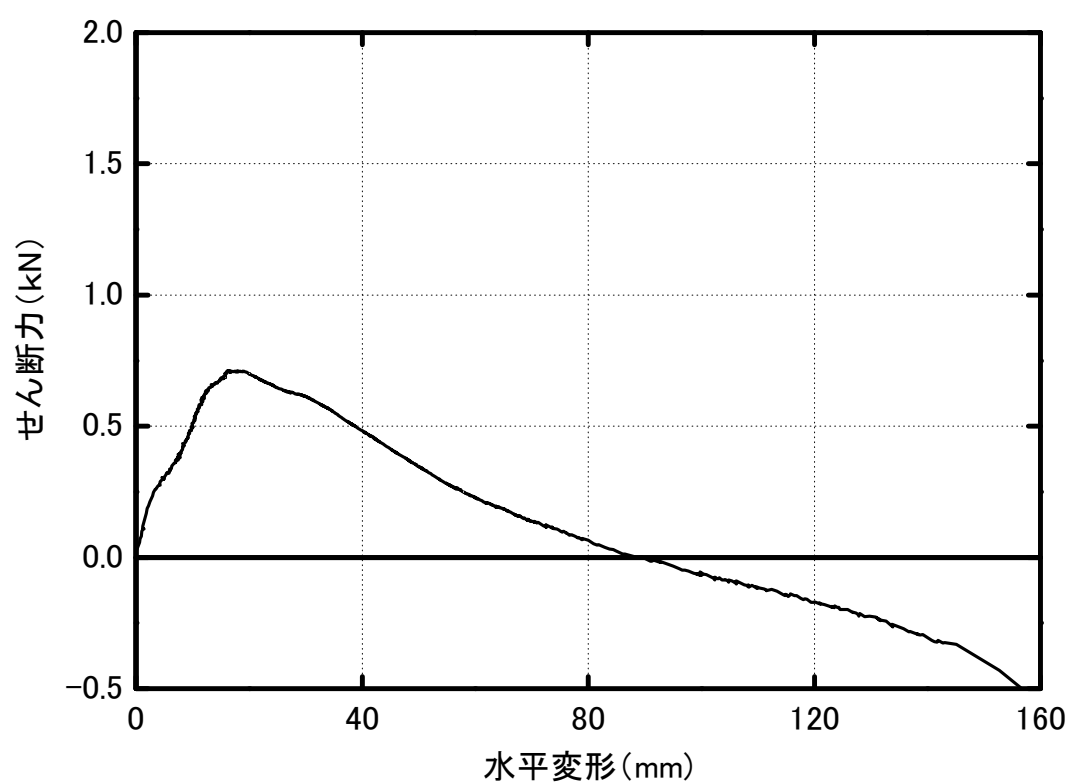


(c) モーメントと水平変形の関係 (主筋 B)

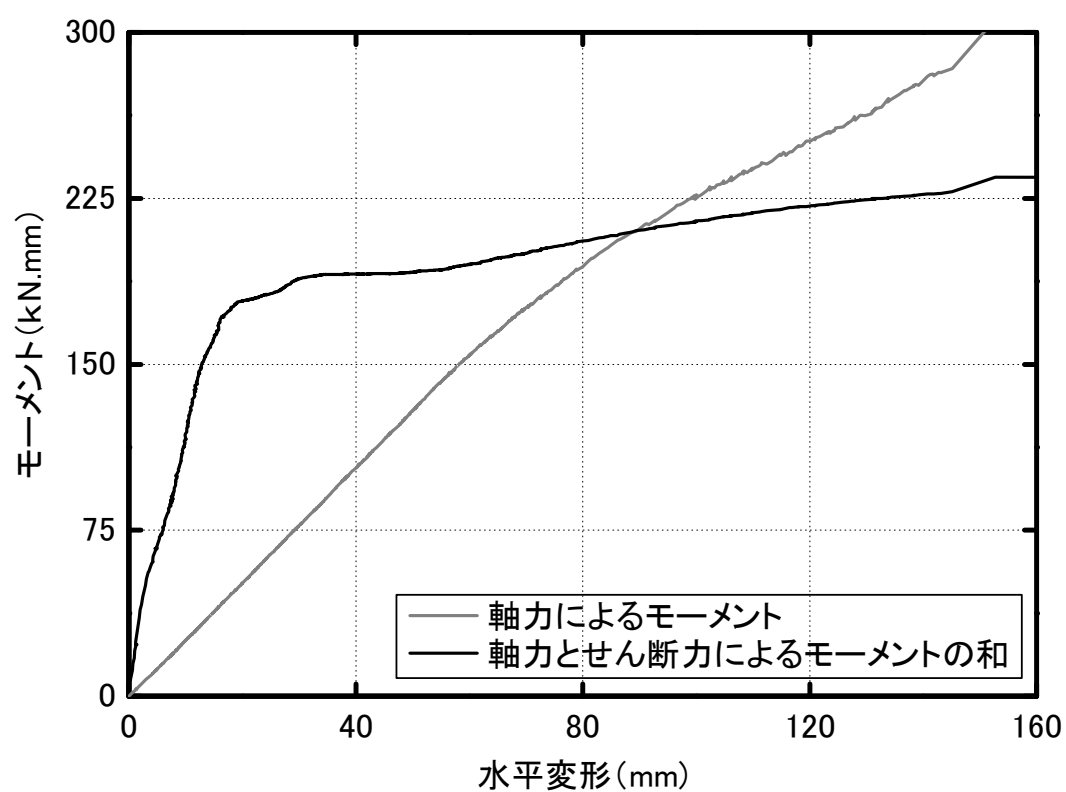
図 4.36 試験体 R400-15 における主筋 B の内力と水平変形の関係



(a) 軸力と水平変形の関係 (主筋 C)

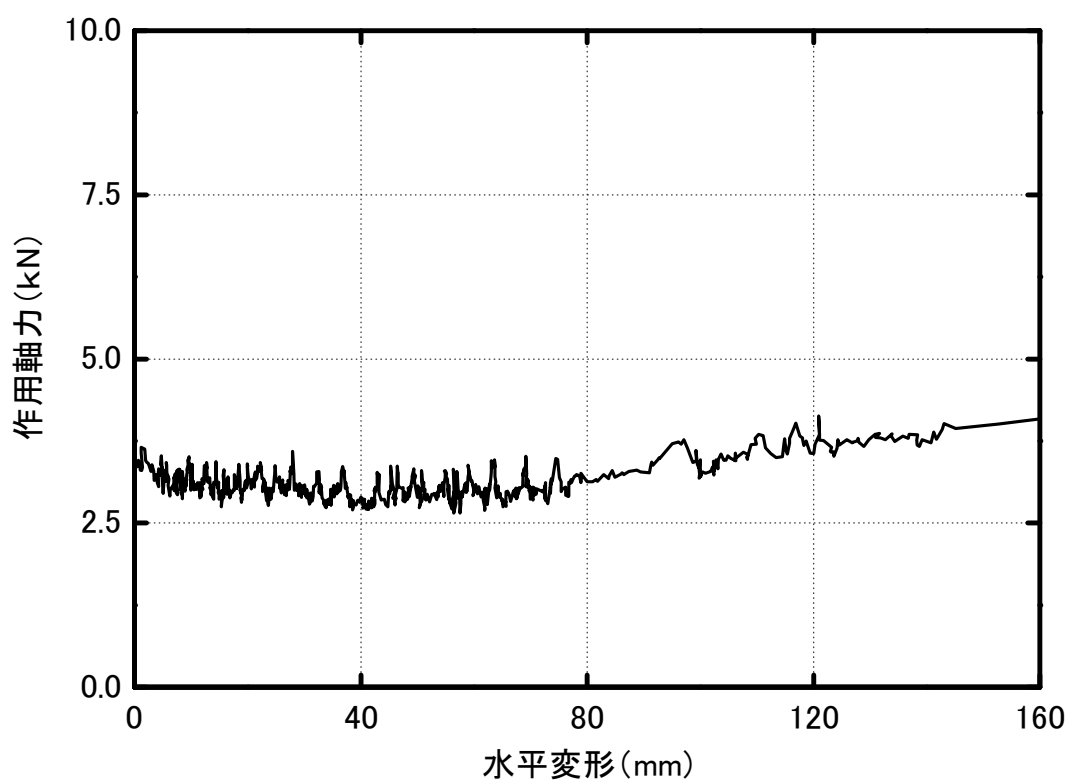


(b) せん断力と水平変形の関係 (主筋 C)

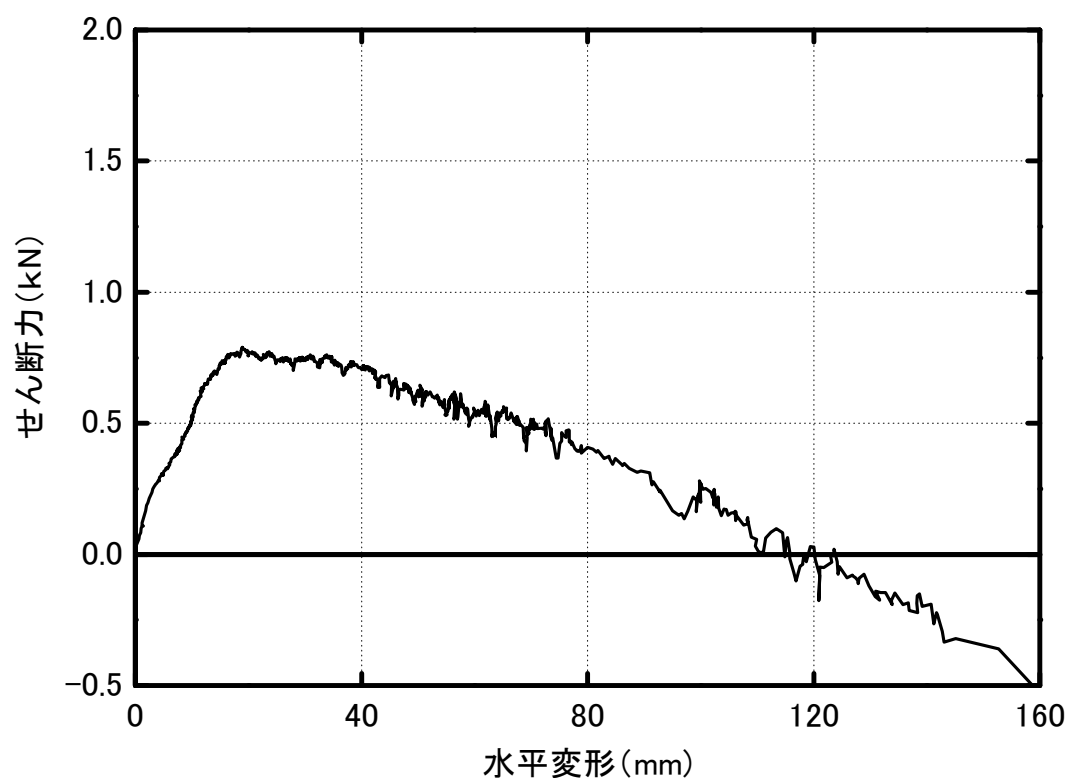


(c) モーメントと水平変形の関係 (主筋 C)

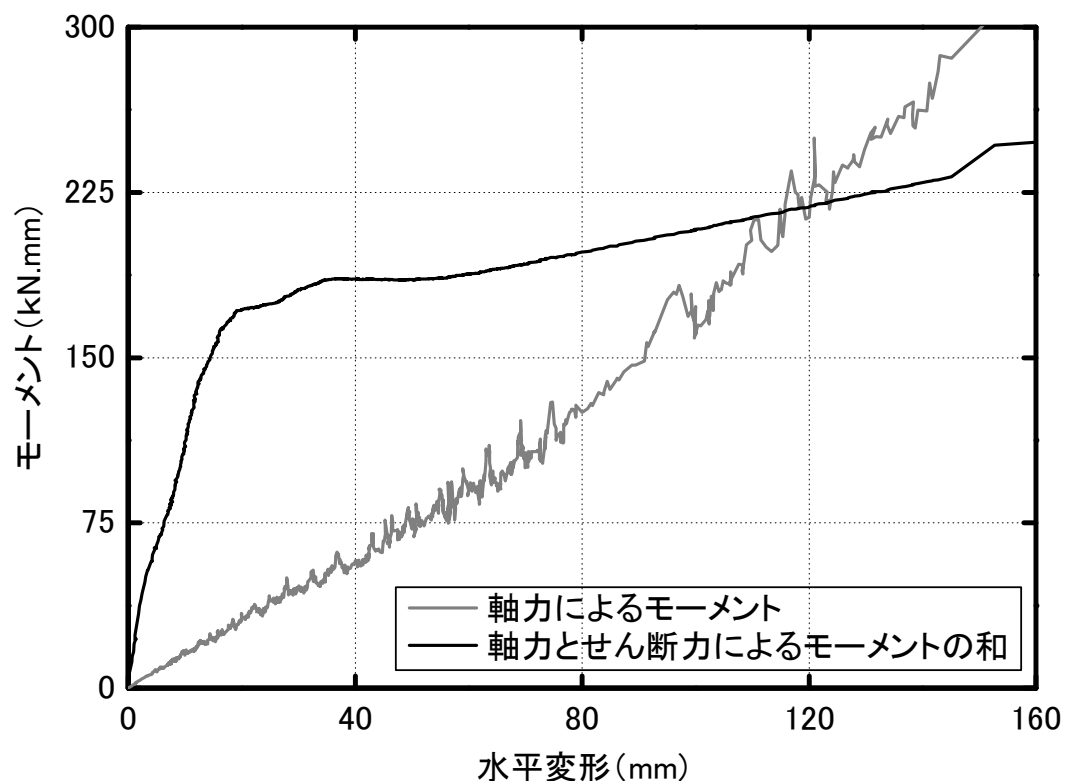
図 4.37 試験体 R400-15 における主筋 C の内力と水平変形の関係



(a) 軸力と水平変形の関係 (主筋 D)

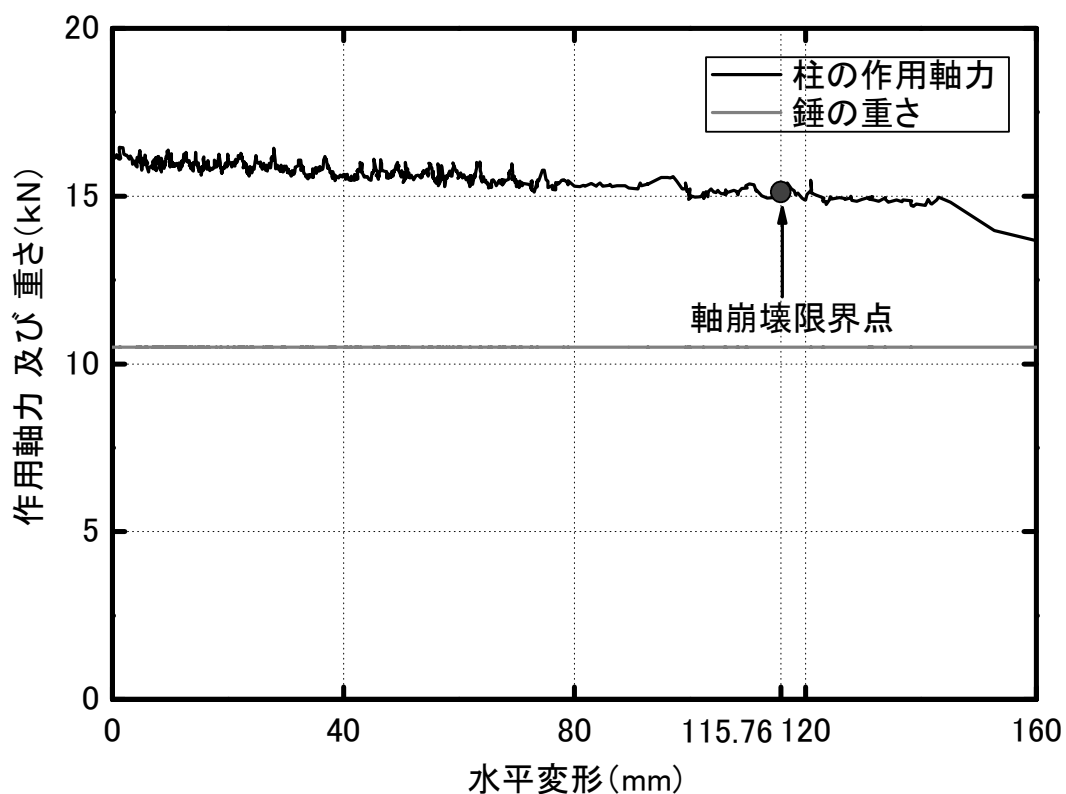


(b) せん断力と水平変形の関係（主筋 D）

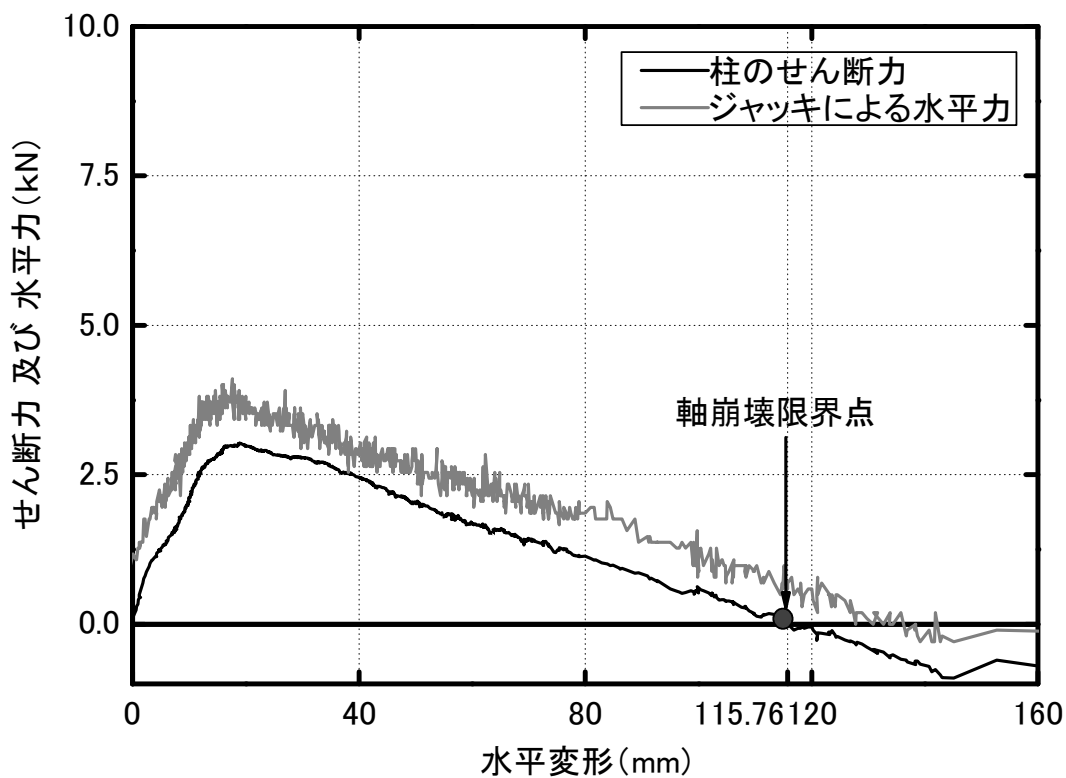


(c) モーメントと水平変形の関係（主筋 D）

図 4.38 試験体 R400-15 における主筋 D の内力と水平変形の関係

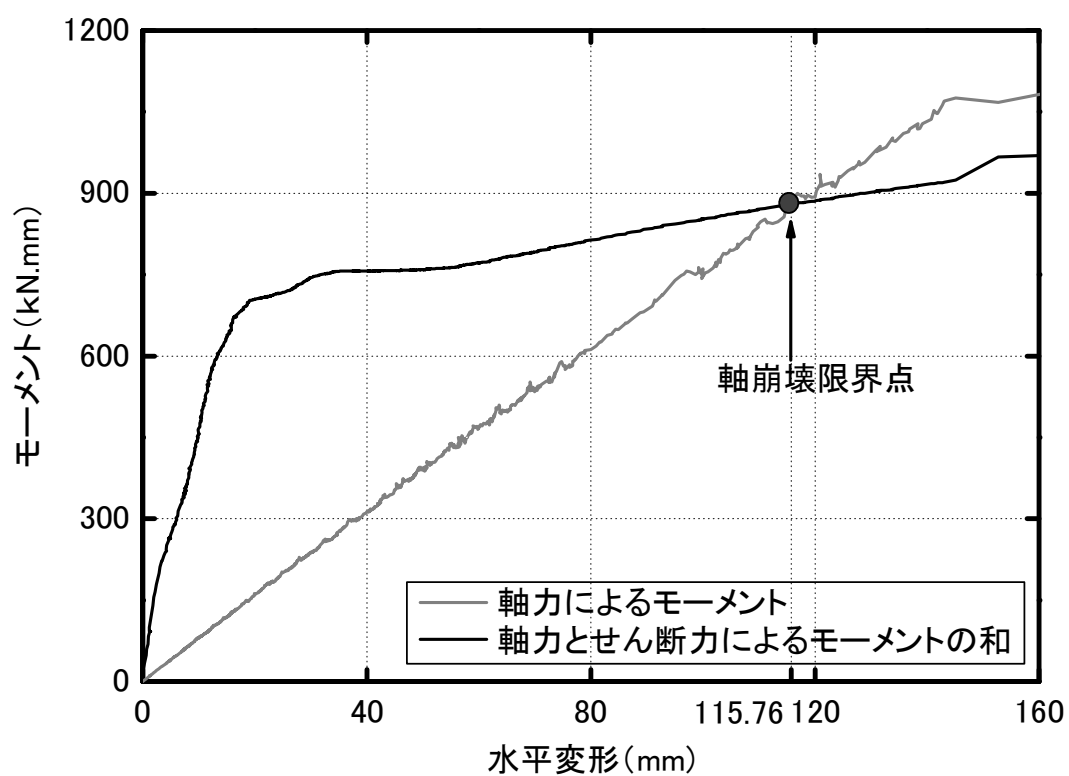


(a) 軸力と水平変形の関係



(b) せん断力と水平変形の関係





(c) モーメントと水平変形の関係

図 4.39 試験体 R400-15 の内力と水平変形の関係

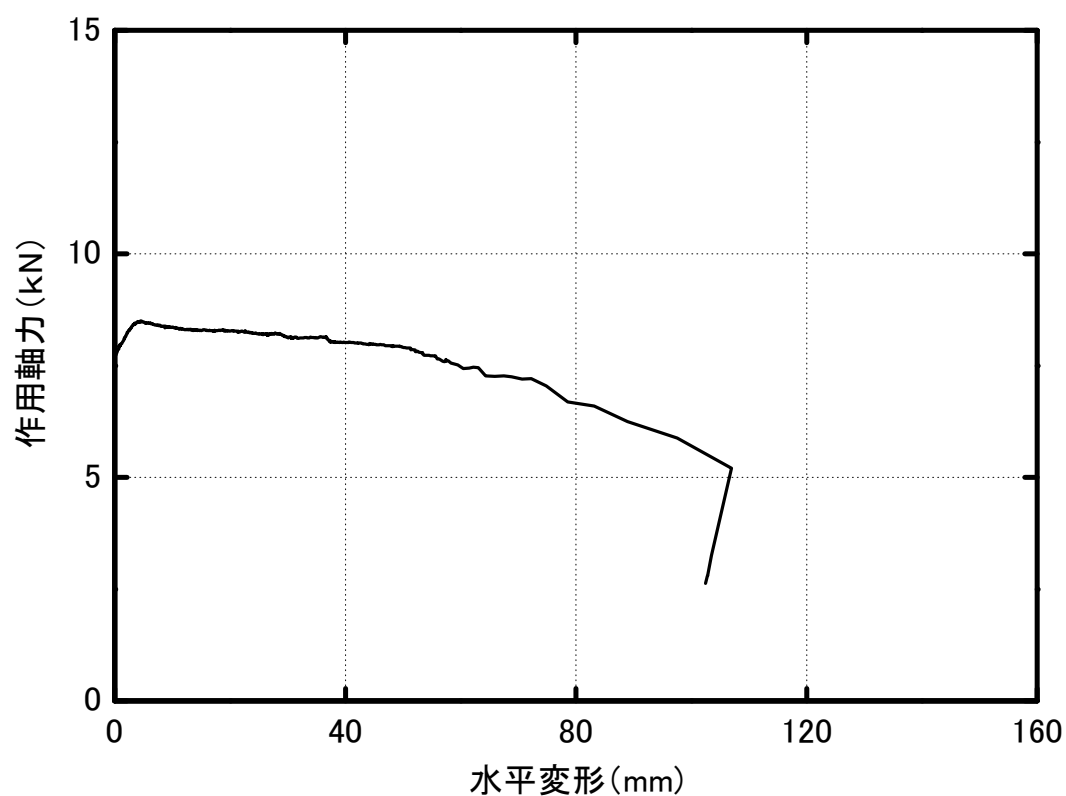
### (3)試験体 R200-30

試験体 R200-30 において、主筋の断面歪度及び材料引張試験結果より求めた各主筋の端部断面の内力と水平変形の関係を図 4.40～図 4.43 にそれぞれ示す。また、各主筋の端部断面の内力を合計して求めた柱の端部断面の内力と水平変形の関係を図 4.44 に示す。

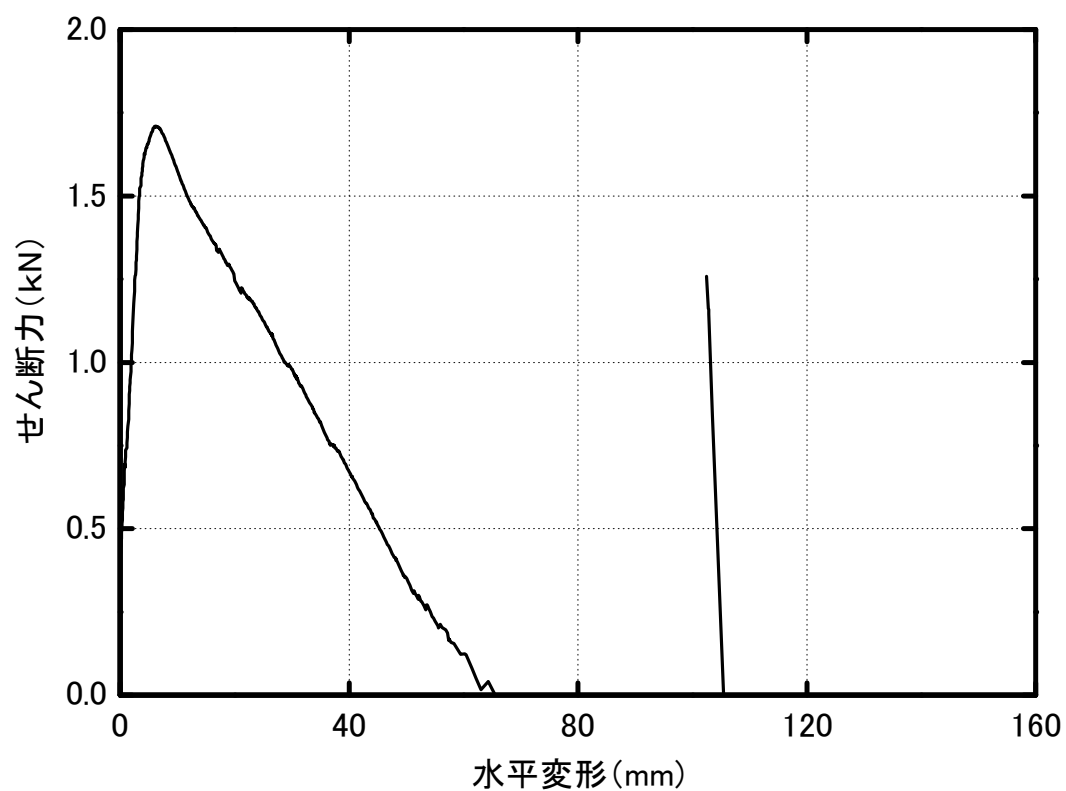
柱の端部断面の軸力と水平変形の関係を表す図 4.44 (a) には、前節の図 4.19 で示した鉛直アクチュエータによる鉛直力と水平変形の関係を、柱の端部断面のせん断力と水平変形の関係を表す図 4.44 (b) には、前節の図 4.18 で示した水平アクチュエータによる水平力と水平変形の関係を、それぞれ併記した。図 4.44 (a) 及び図 4.44 (b) に示すように、パンタグラフの自重の影響により試験体端部断面の作用軸力は増加する (約 5 kN) こと、パンタグラフの自重による水平抵抗力の影響で試験体の端部断面のせん断力は水平アクチュエータで計測された水平力より小さい (約 1 kN) ことが分かる。

本研究で定義した軸崩壊直前の状態である軸崩壊限界点の位置を図 4.44 に併せて示した。同図に示すとおり、試験体の水平変形が約 67.46 mm の時に、定義した軸崩壊限界点に達した。その時に、柱の端部断面の作用軸力は 28.23 kN で、作用モーメントは 950.50 kN.mm であった。

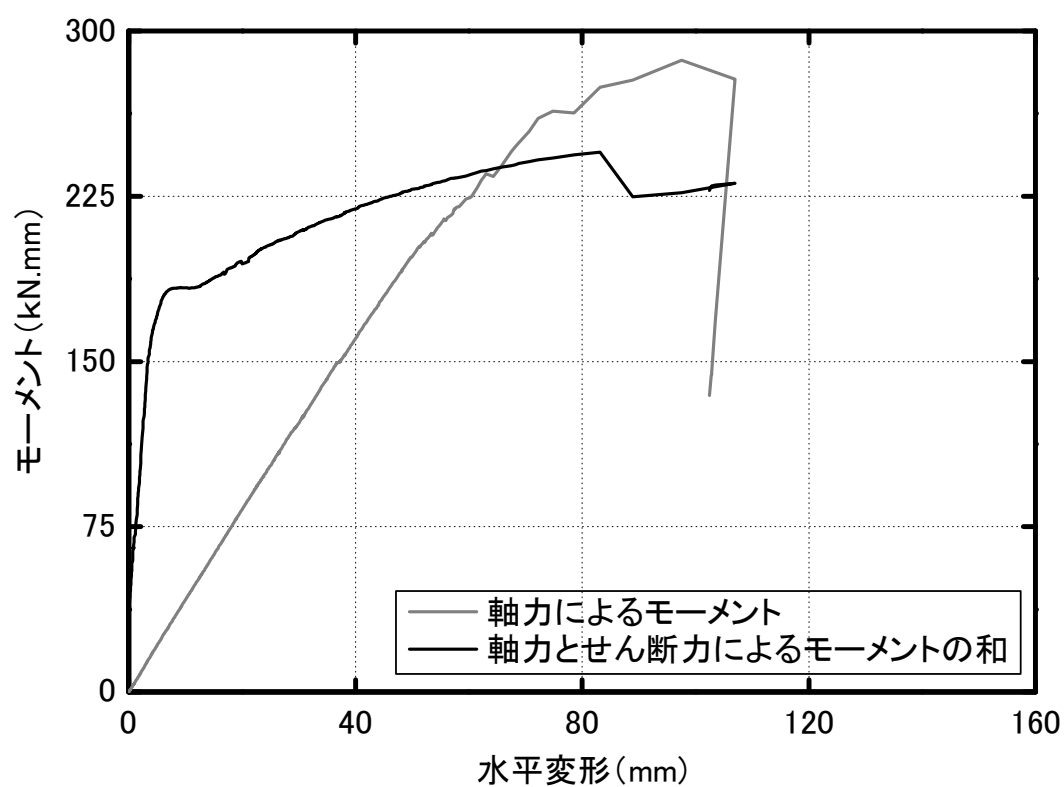
図 4.44 (a) より、作用軸力は多少のばらつきがみられるものの、全加力段階を通じて安定している。また、第 2 章で述べた柱の端部断面のせん断力は、ある程度の変形を経験した後に減少すること (図 4.44 (b))、柱の端部断面のモーメントにおいては、軸力によるモーメントは線形的に増加する一方で、せん断力によるモーメントはある程度変形を経過した後に小さくなること (図 4.44 (c)) が実験的に検証された。



(a) 軸力と水平変形の関係 (主筋 A)

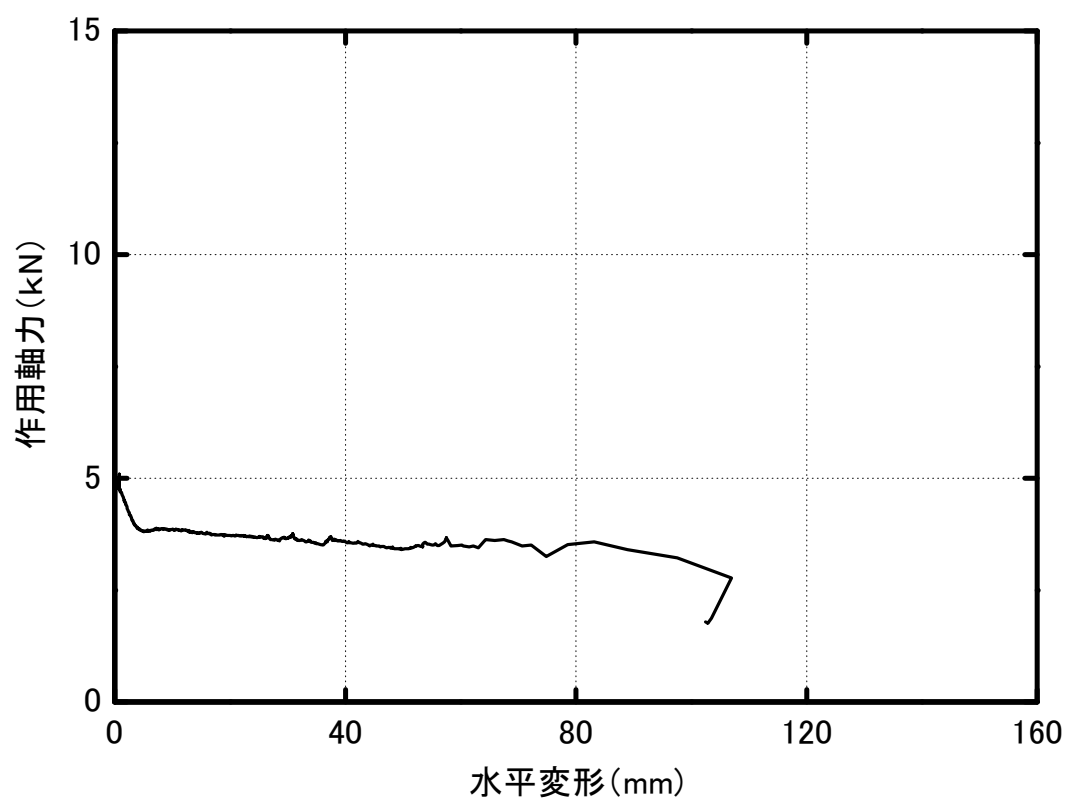


(b) せん断力と水平変形の関係 (主筋 A)



(c) モーメントと水平変形の関係（主筋 A）

図 4.40 試験体 R200-30 における主筋 A 端部断面の内力と水平変形の関係



(a) 軸力と水平変形の関係（主筋 B）

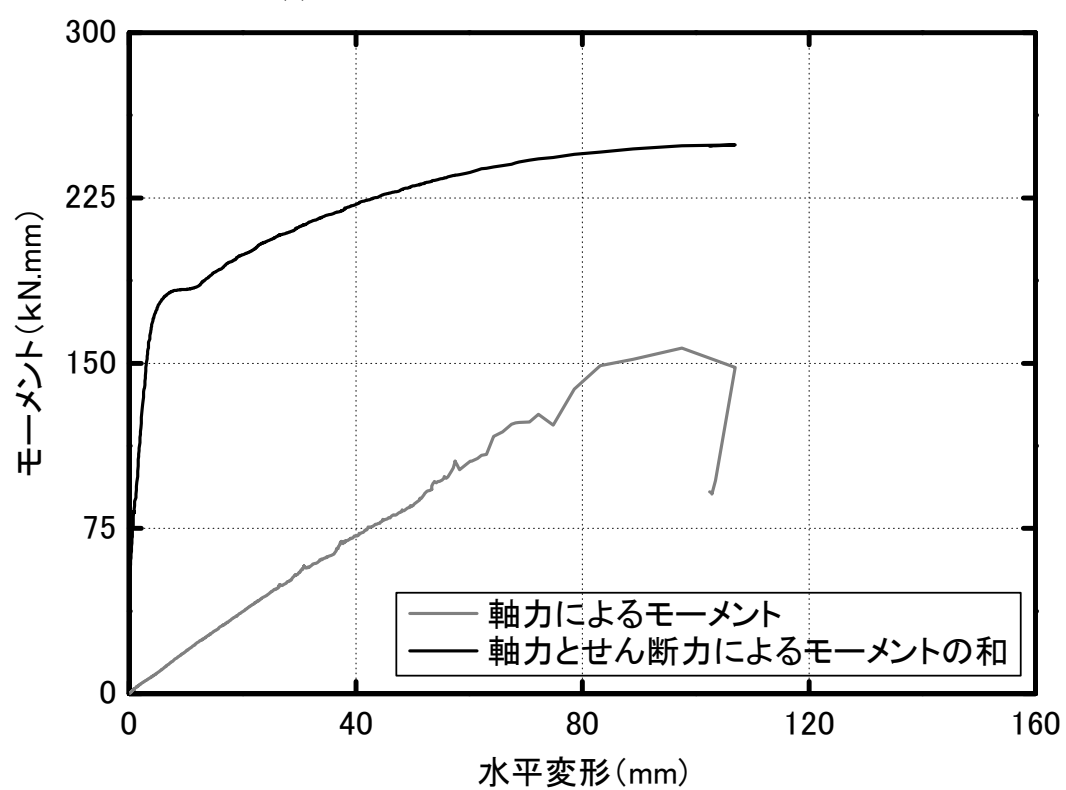
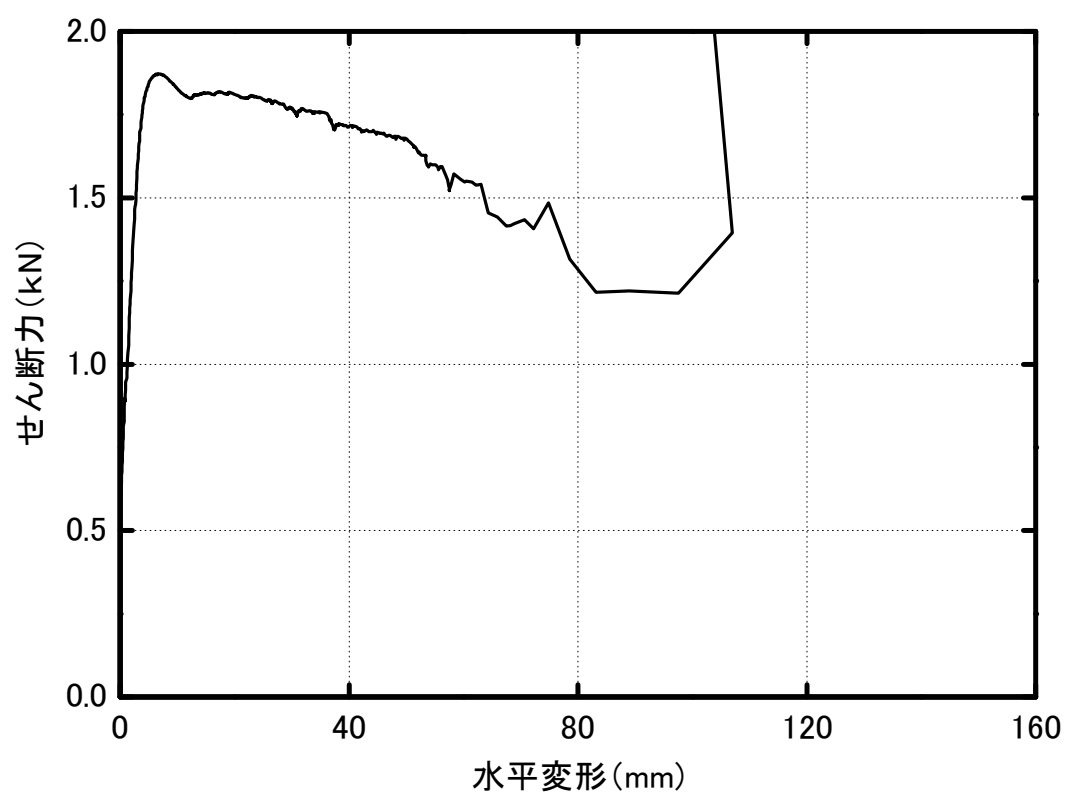
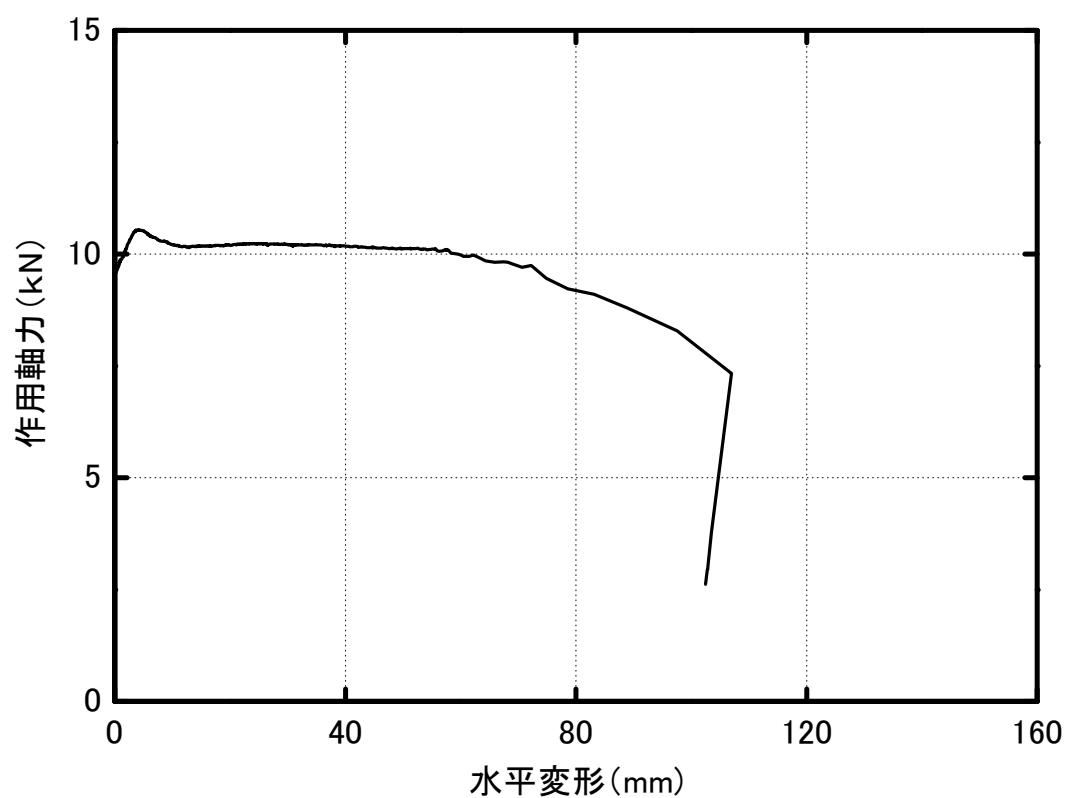
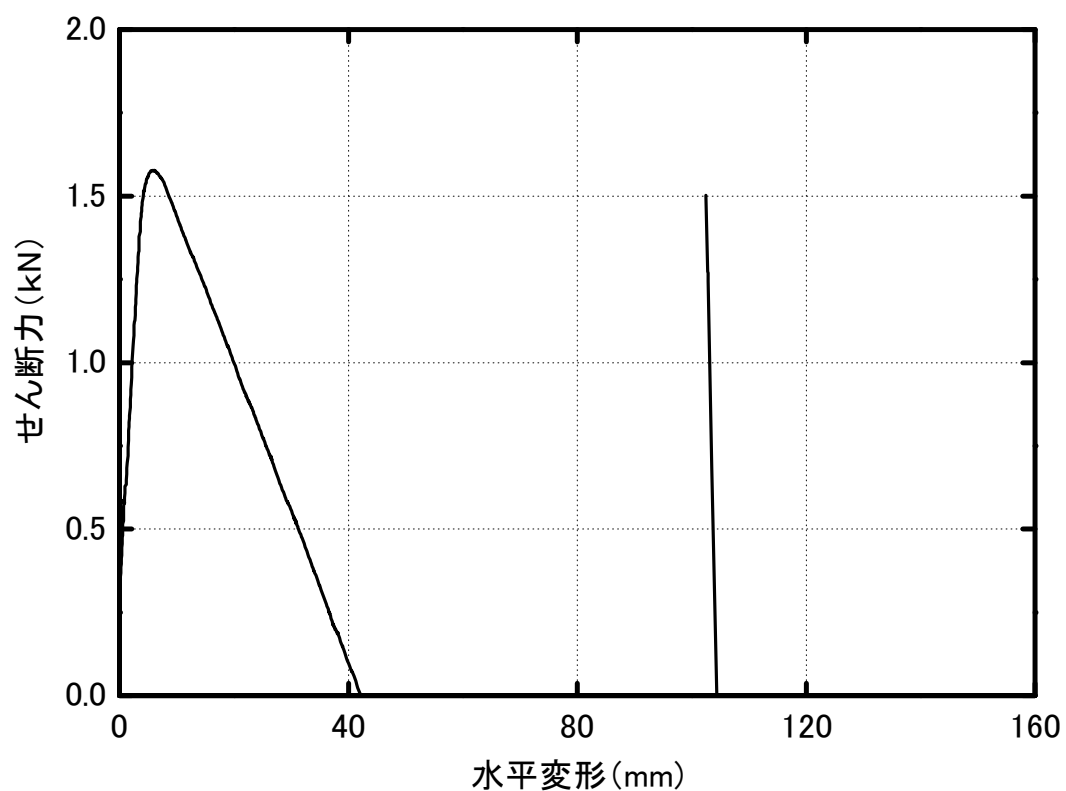


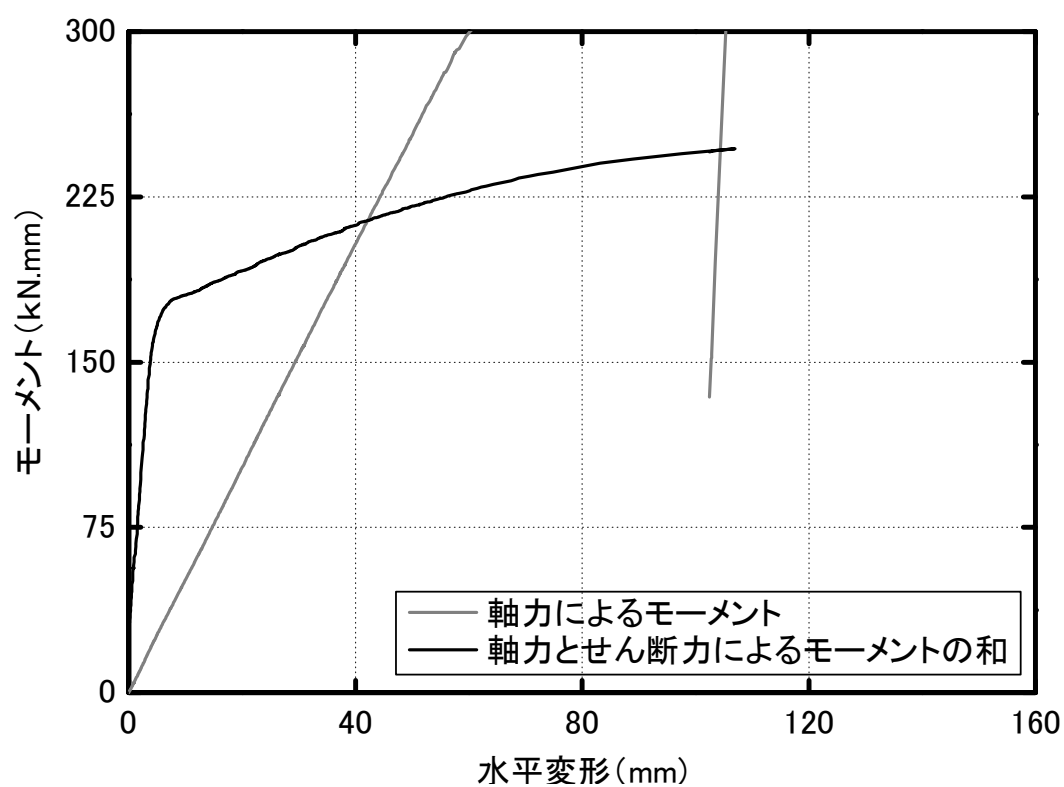
図 4.41 試験体 R200-30 における主筋 B 端部断面の内力と水平変形の関係



(a) 軸力と水平変形の関係 (主筋 C)

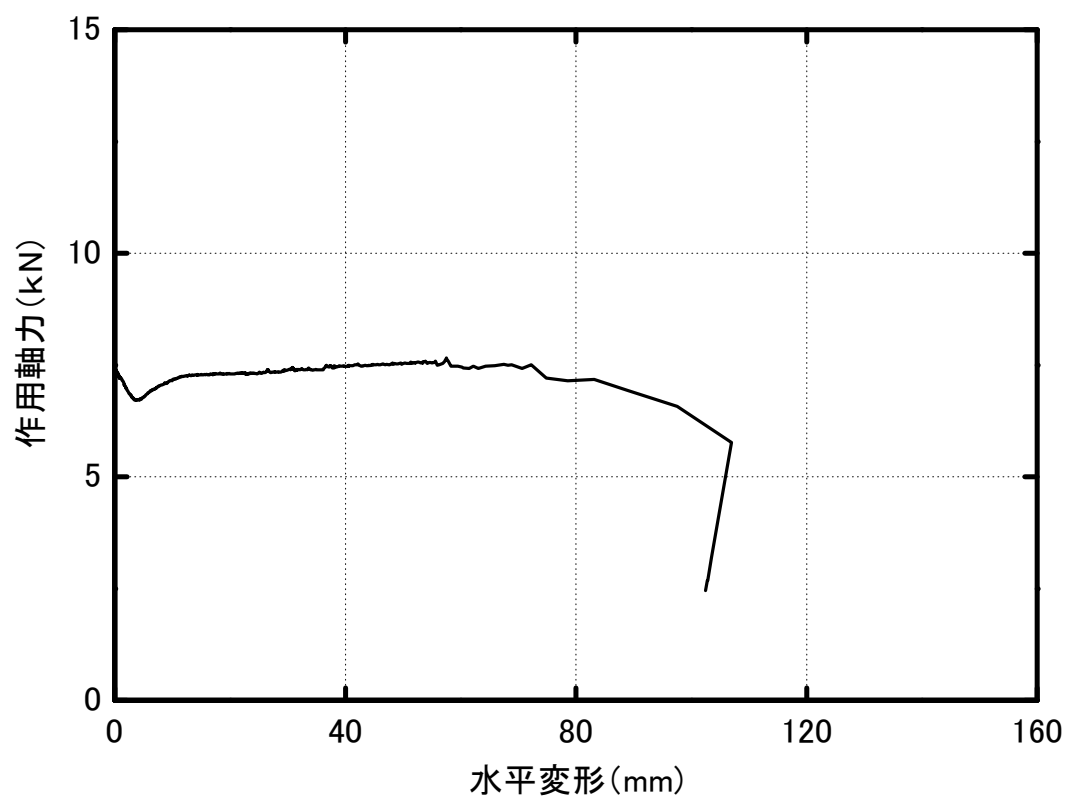


(b) せん断力と水平変形の関係 (主筋 C)

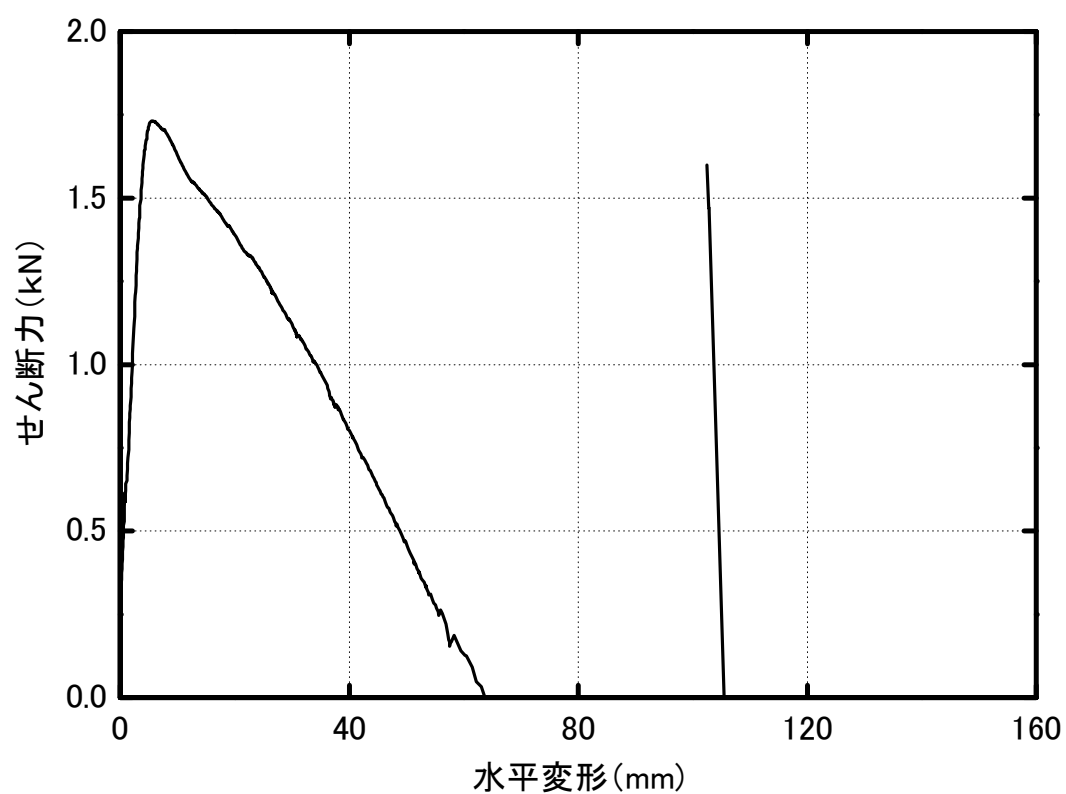


(c) モーメントと水平変形の関係 (主筋 C)

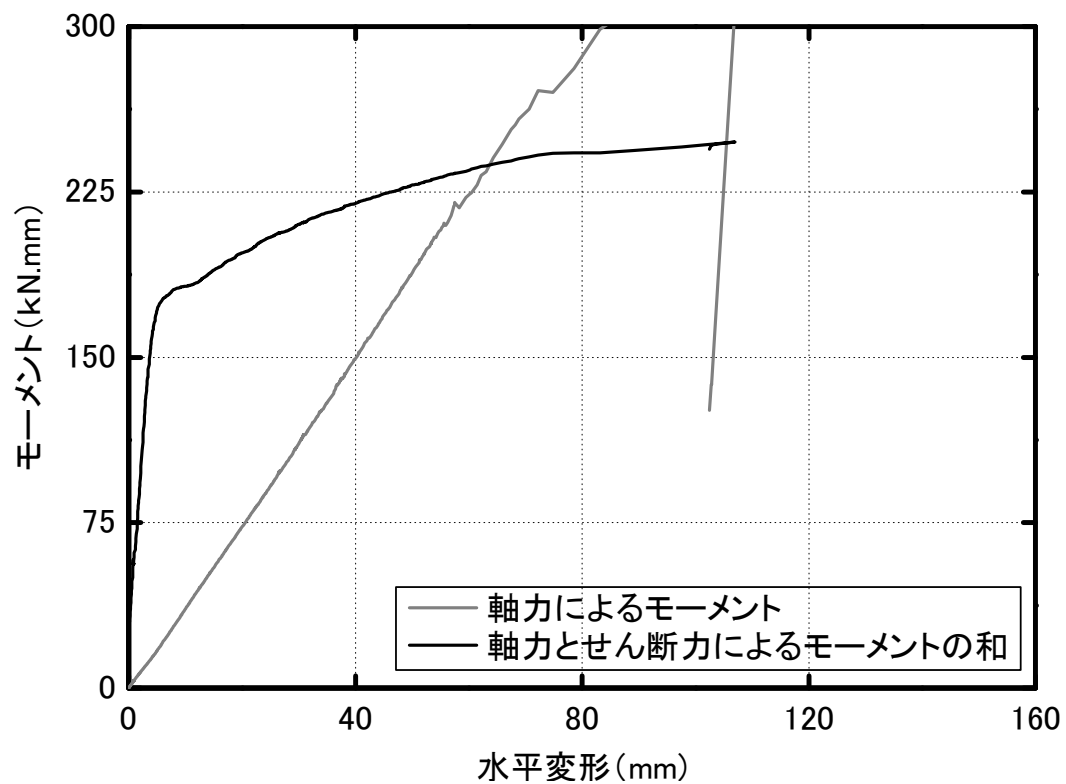
図 4.42 試験体 R200-30 における主筋 C 端部断面の内力と水平変形の関係



(a) 軸力と水平変形の関係 (主筋 D)



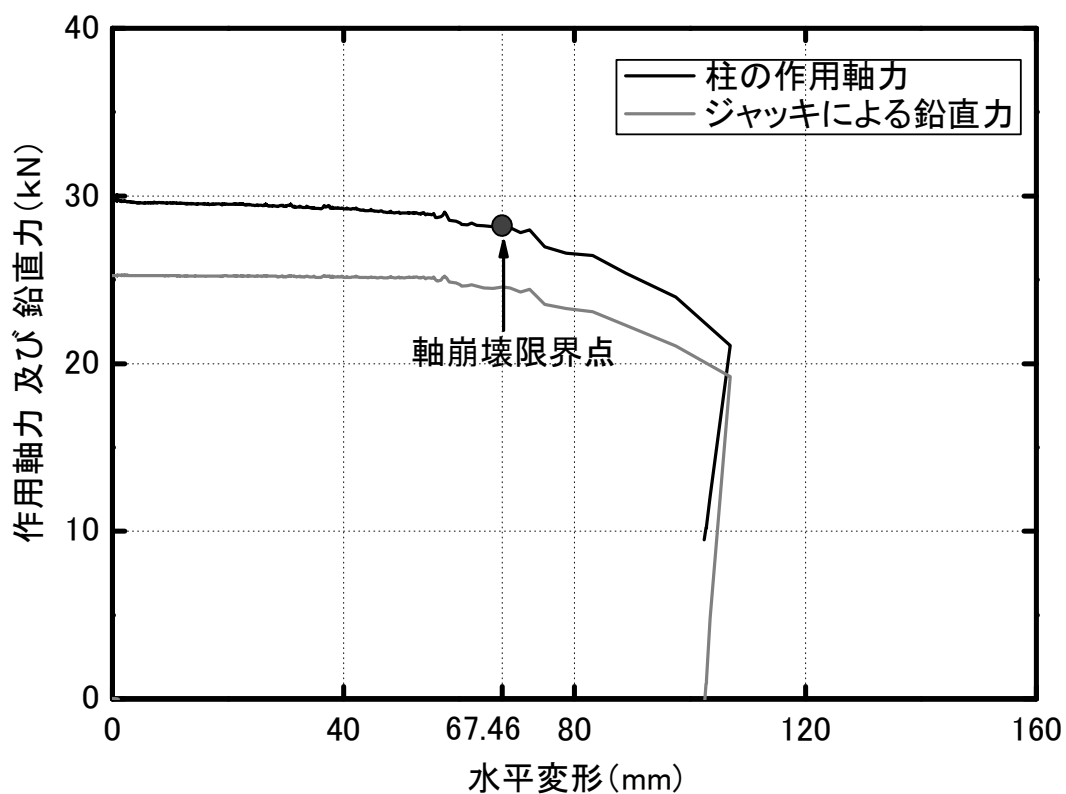
(b) せん断力と水平変形の関係 (主筋 D)



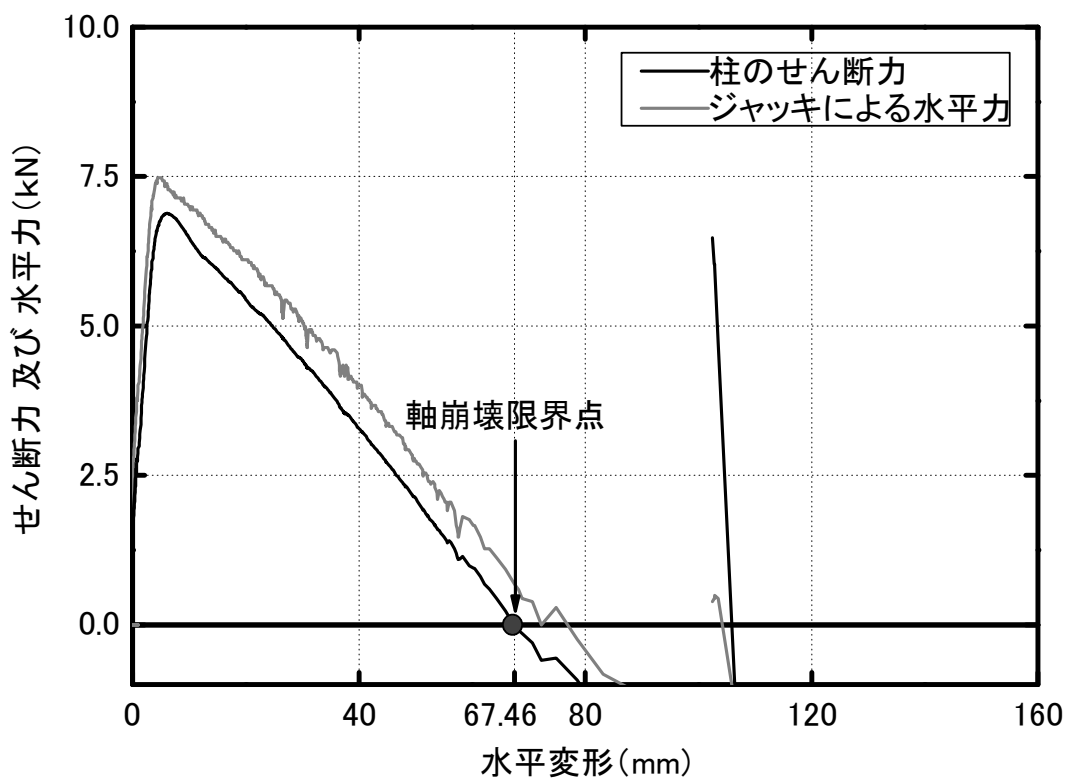
(c) モーメントと水平変形の関係 (主筋 D)

図 4.43 試験体 R200-30 における主筋 D 端部断面の内力と水平変形の関係

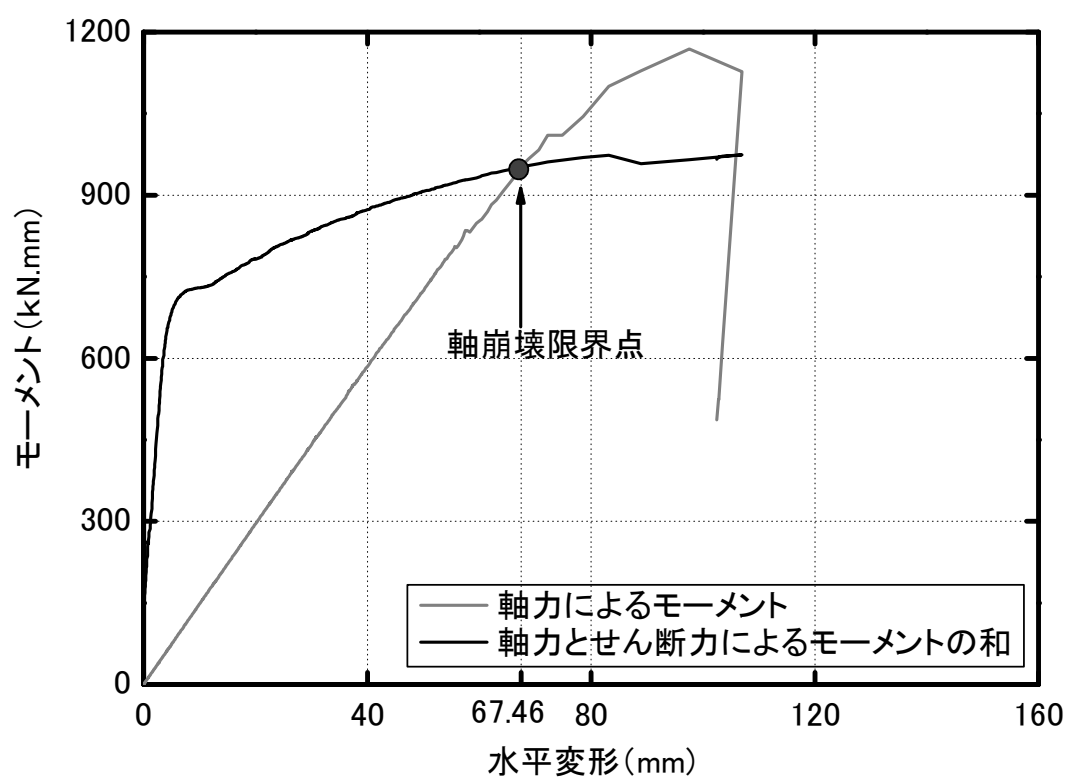




(a) 軸力と水平変形の関係



(b) せん断力と水平変形の関係



(c) モーメントと水平変形の関係

図 4.44 試験体 R200-30 の端部断面の内力と水平変形の関係

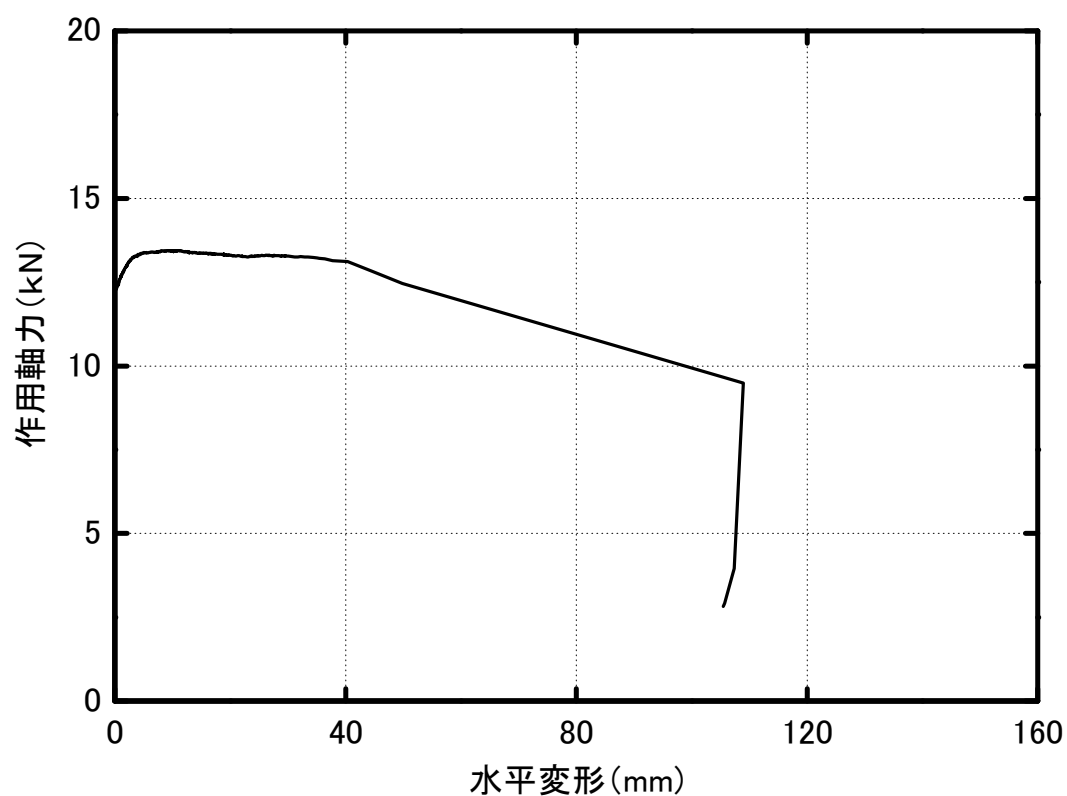
#### (4)試験体 R200-50

試験体 R200-50 において、主筋の断面歪度及び材料引張試験結果より求めた各主筋の全加力段階の端部断面の内力と水平変形の関係を図 4.45～図 4.48 にそれぞれ示す。また、各主筋の端部断面の内力を合計して求めた柱の端部断面の内力と水平変形の関係を図 4.49 に示す。

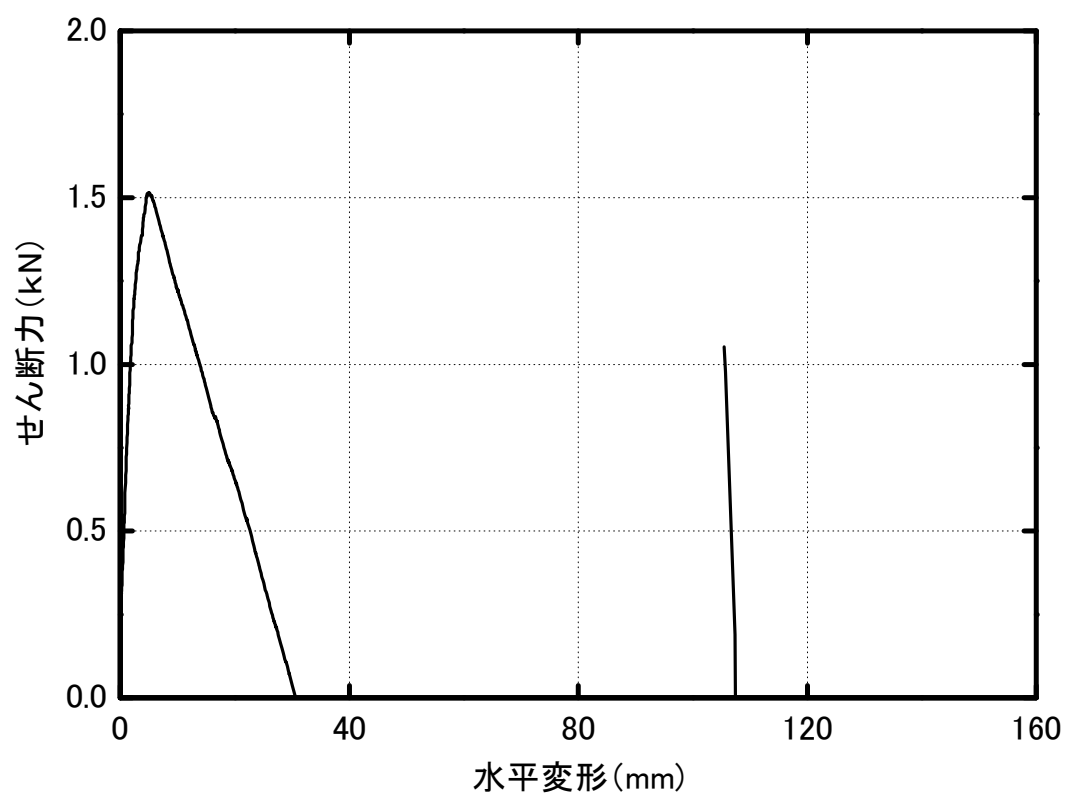
柱の端部断面の軸力と水平変形の関係を表す図 4.49 (a) には、前節の図 4.23 で示した鉛直アクチュエータによる鉛直力と水平変形を、また、試験体柱の端部断面のせん断力と水平変形を、それぞれ併記した。図 4.49 (a) 及び図 4.49 (b) に示すように、パンタグラフの自重の影響により試験体端部断面の作用軸力は増加する（約 5 kN）こと、パンタグラフの自重による水平抵抗力の影響で試験体の端部断面のせん断力は水平アクチュエータで計測された水平力より小さい（1 kN）ことが分かる。

本研究で定義した軸崩壊直前の状態である軸崩壊限界点の位置を図 4.49 に併せて示した。同図に示すとおり、試験体の水平変形が約 35.45 mm の時に、定義した軸崩壊限界点に到達した。その時に、柱の端部断面の作用軸力は 47.48 kN で、作用モーメントは 849.70 kN・mm であった。

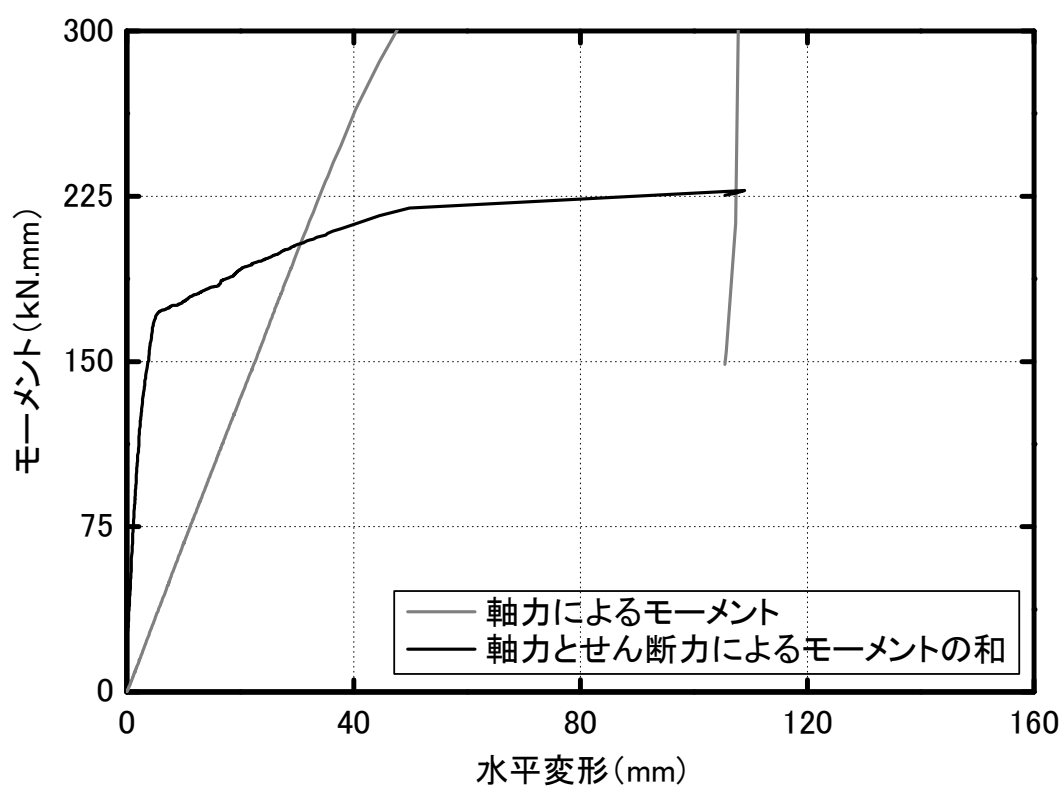
図 4.49 (a) より、作用軸力は多少のばらつきがみられるものの、全加力段階を通じて安定している。また、第 2 章で述べた柱の端部断面のせん断力は、ある程度の変形を経験した後に減少すること (図 4.49 (b))、柱の端部断面のモーメントにおいては、軸力によるモーメントは線形的に増加する一方で、せん断力によるモーメントはある程度変形を経過した後に小さくなること (図 4.49 (c)) が実験的に検証された。



(a) 軸力と水平変形の関係 (主筋 A)

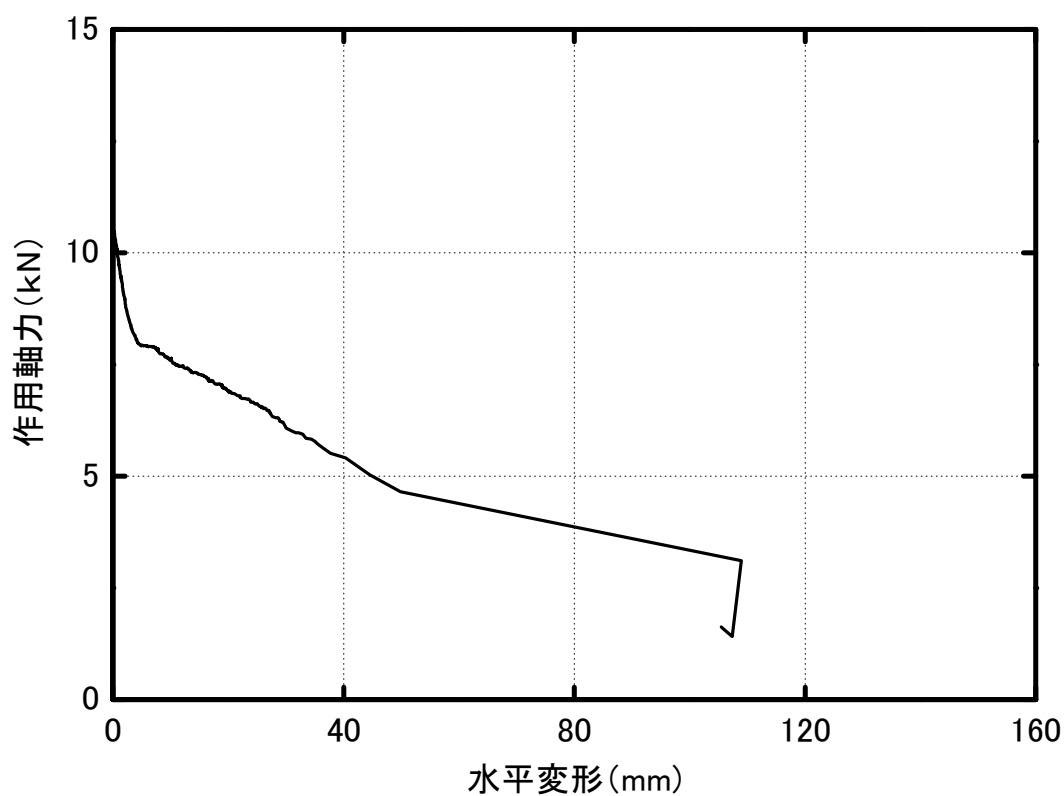


(b) せん断力と水平変形の関係 (主筋 A)

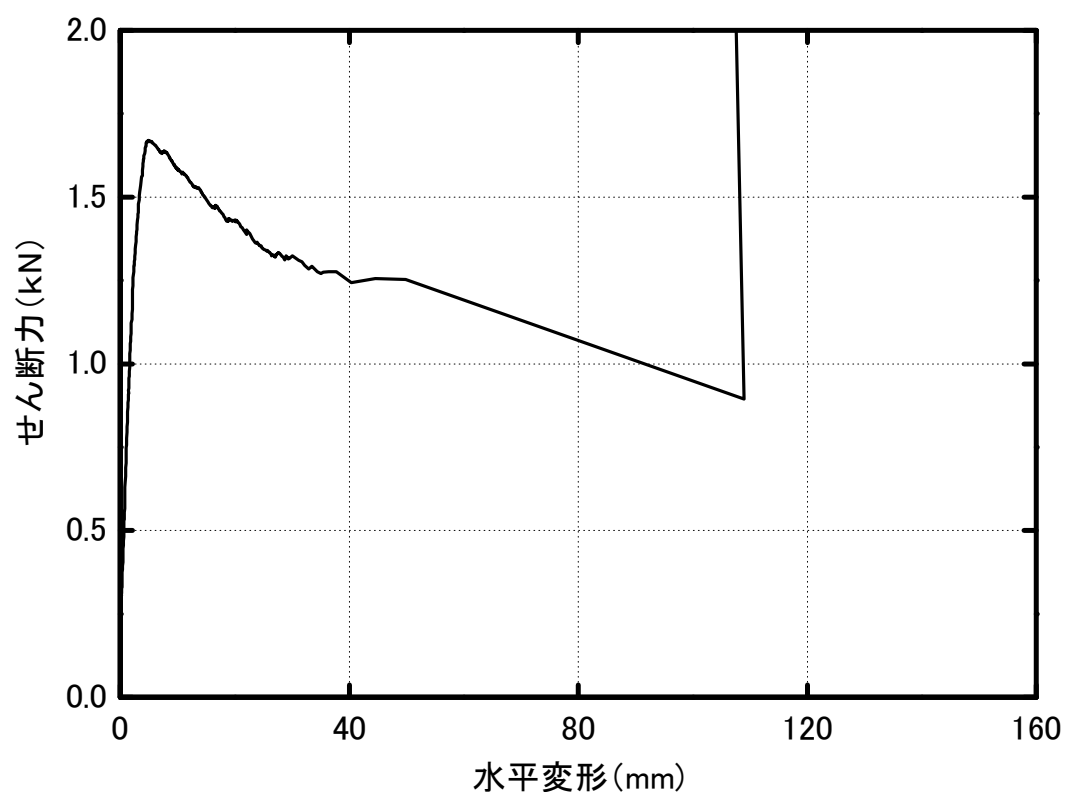


(c) モーメントと水平変形の関係 (主筋 A)

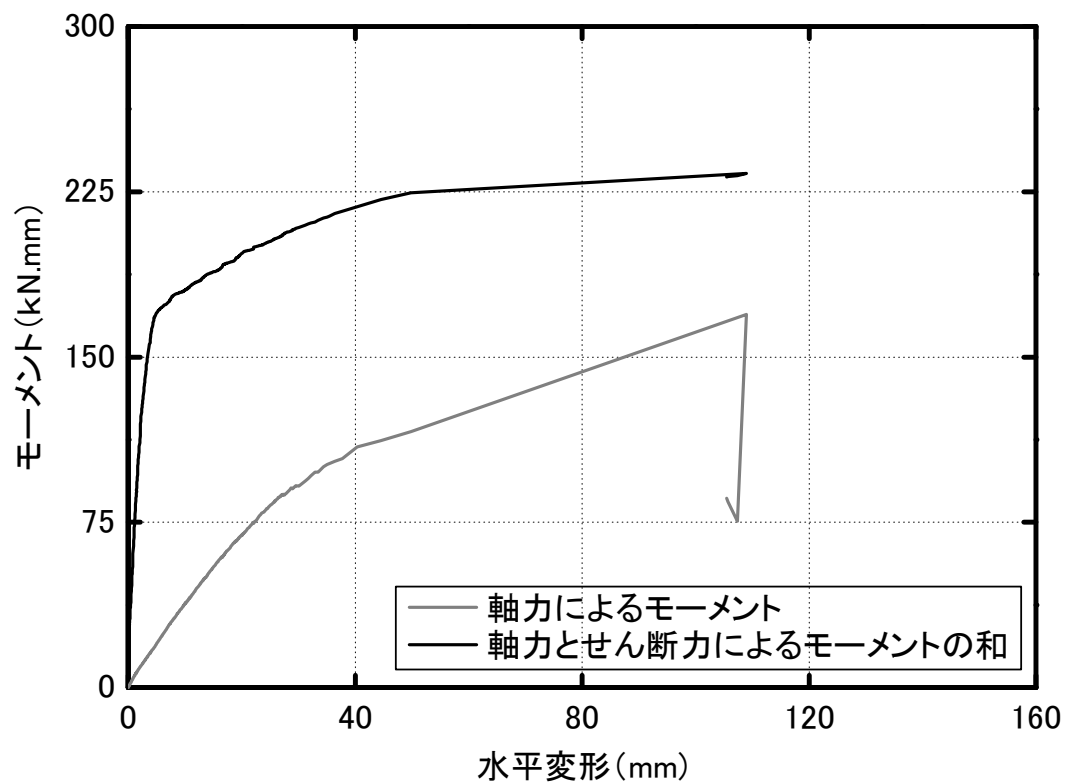
図 4.45 試験体 R200-50 における主筋 A 端部断面の内力と水平変形の関係



(a) 軸力と水平変形の関係 (主筋 B)

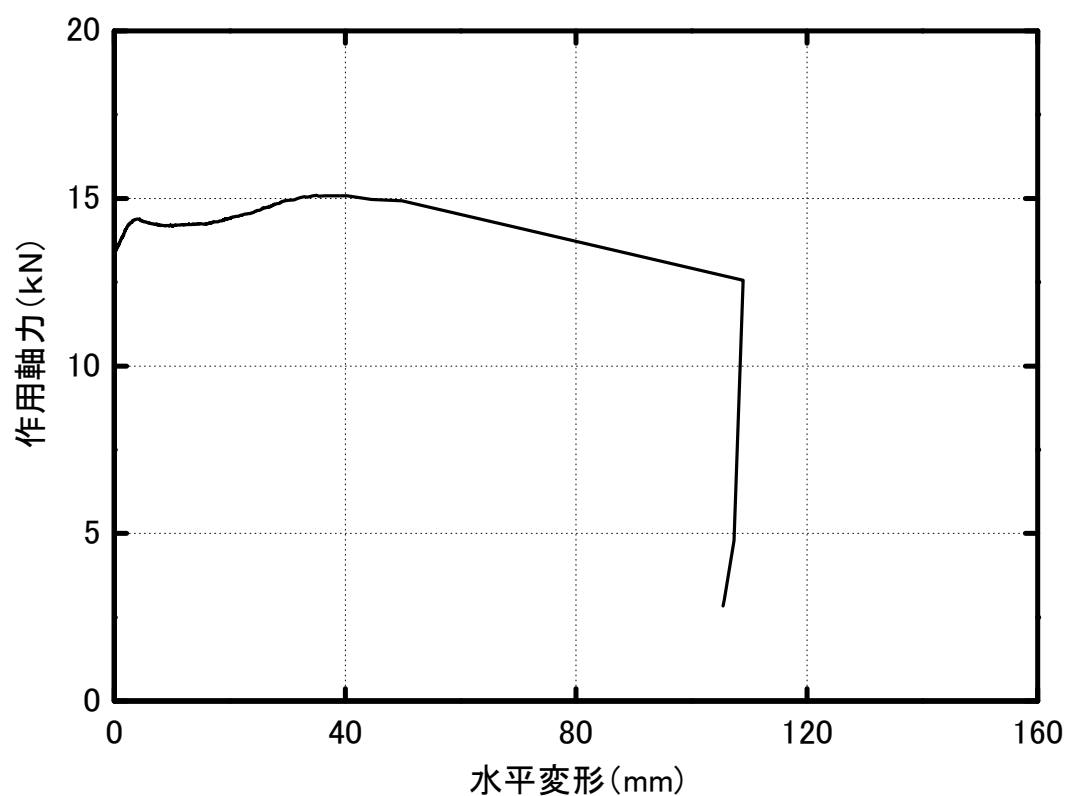


(b) せん断力と水平変形の関係 (主筋 B)

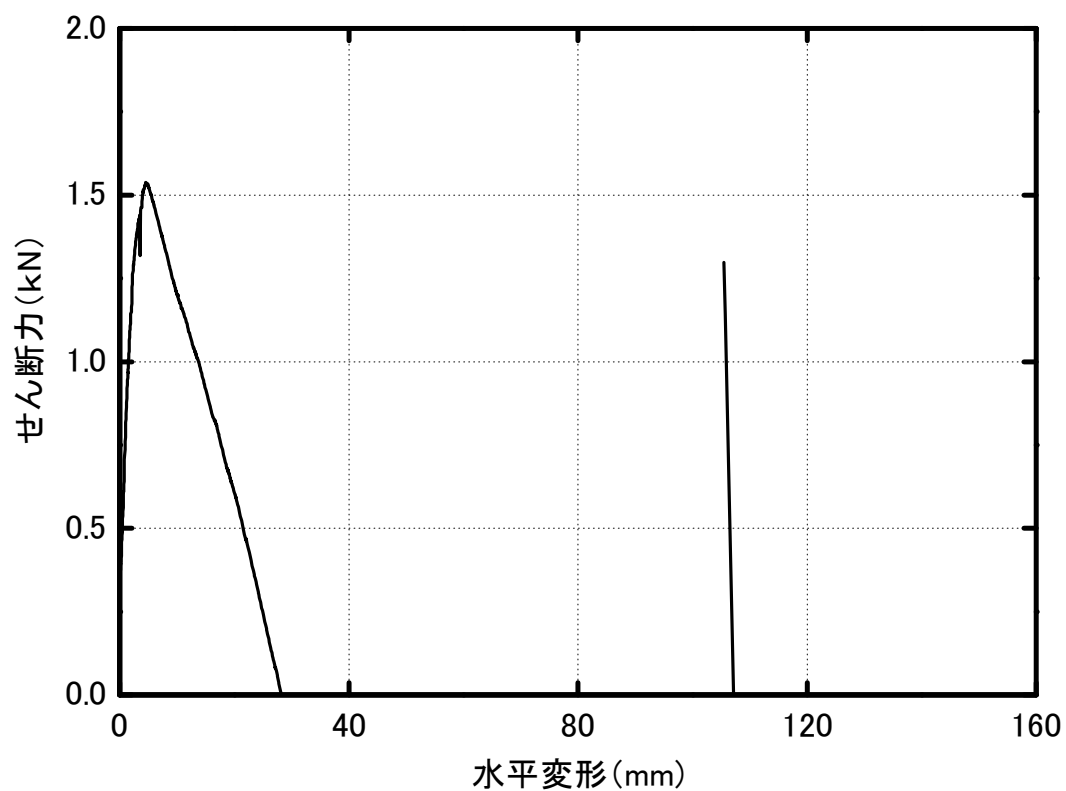


(c) モーメントと水平変形の関係 (主筋 B)

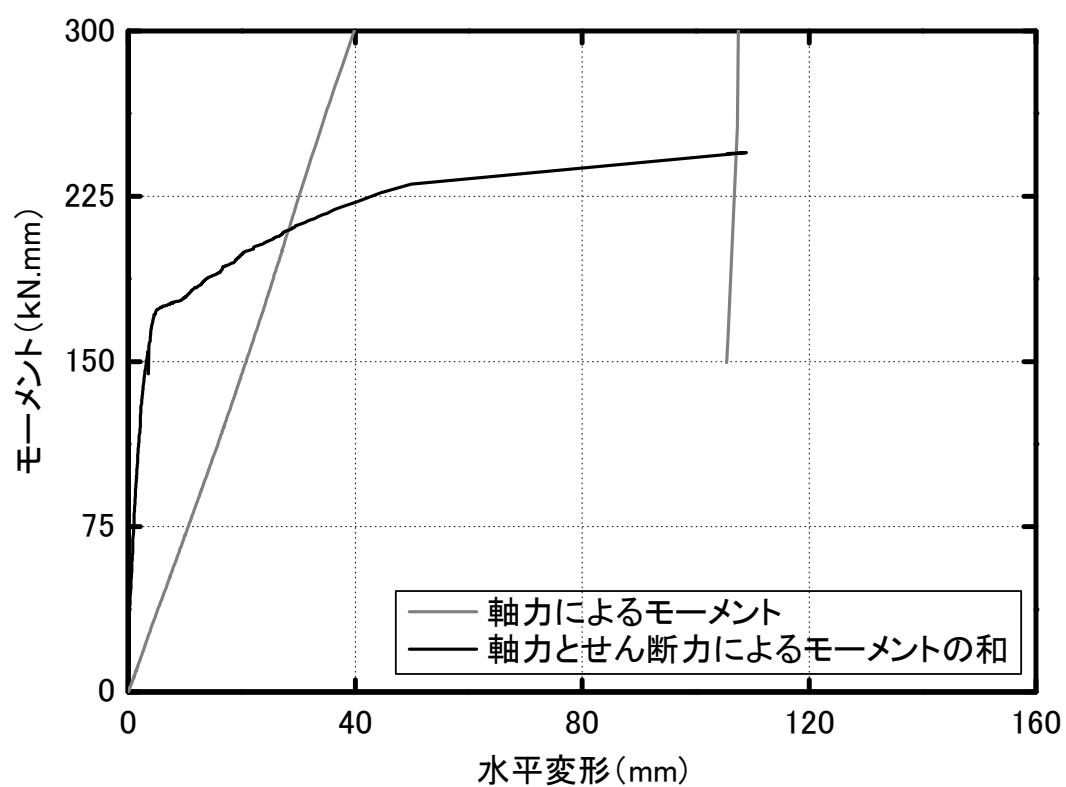
図 4.46 試験体 R200-50 における主筋 B 端部断面の内力と水平変形の関係



(a) 軸力と水平変形の関係 (主筋 C)

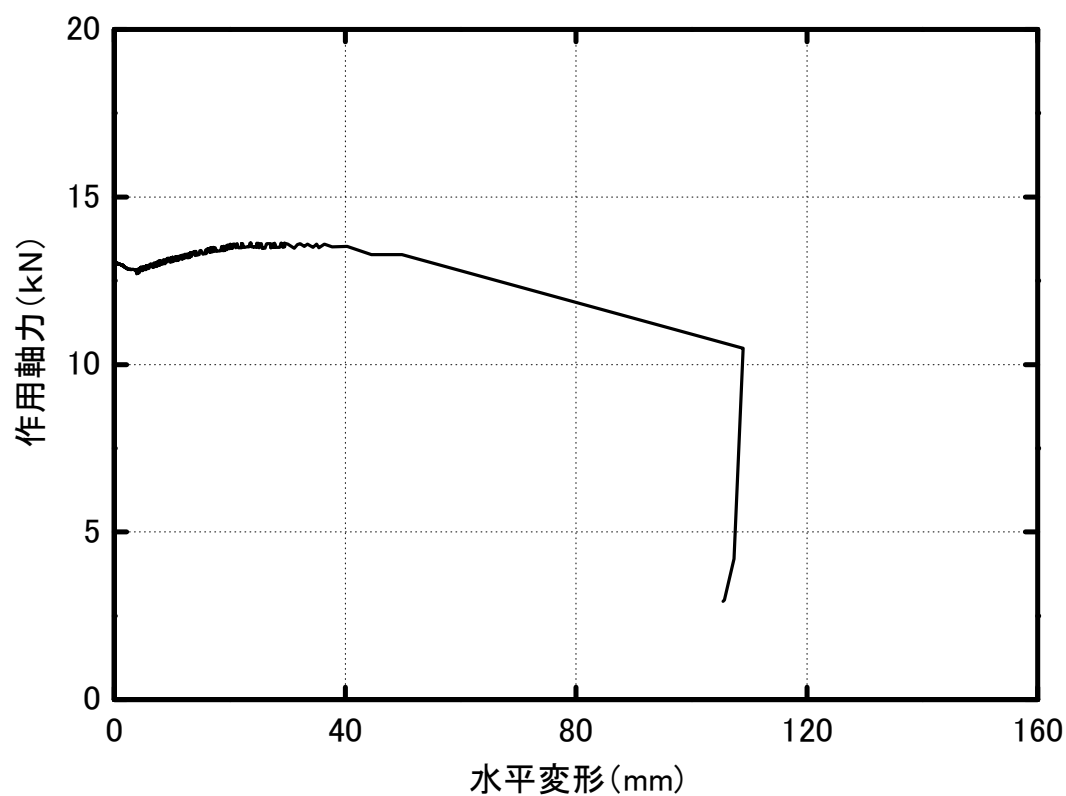


(b) せん断力と水平変形の関係 (主筋 C)



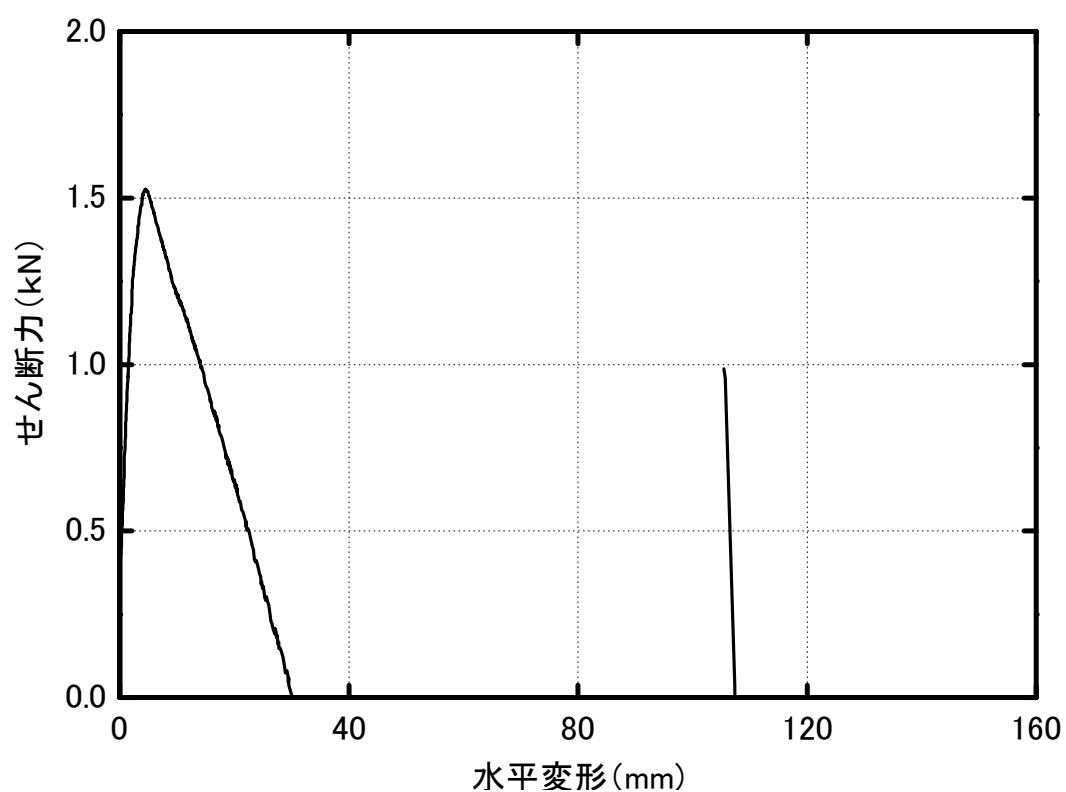
(c) モーメントと水平変形の関係 (主筋 C)

図 4.47 試験体 R200-50 における主筋 C 端部断面の内力と水平変形の関係

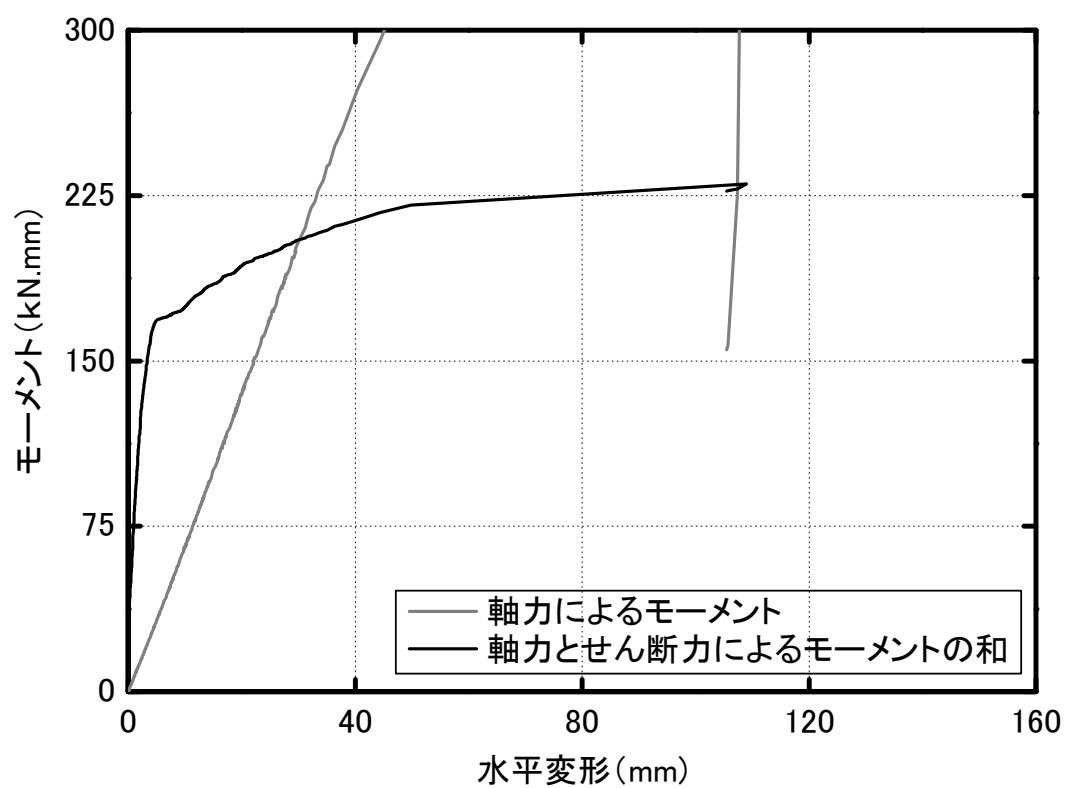


(a) 軸力と水平変形の関係 (主筋 D)



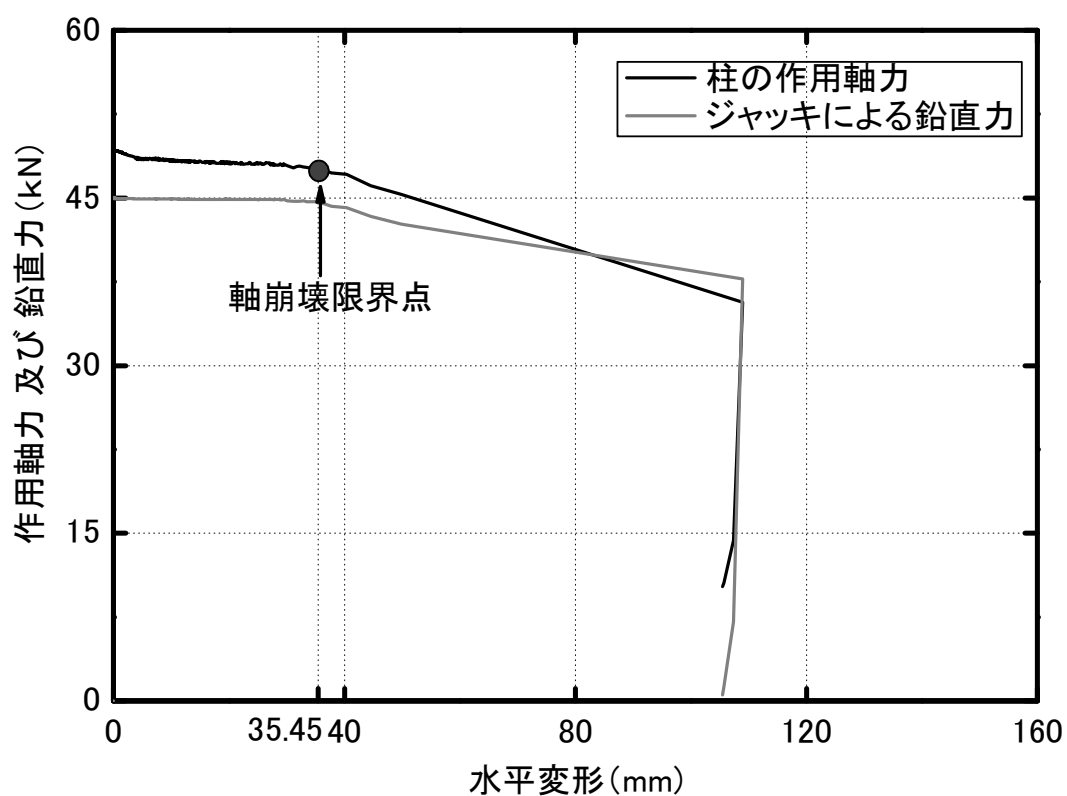


(b) せん断力と水平変形の関係 (主筋 D)

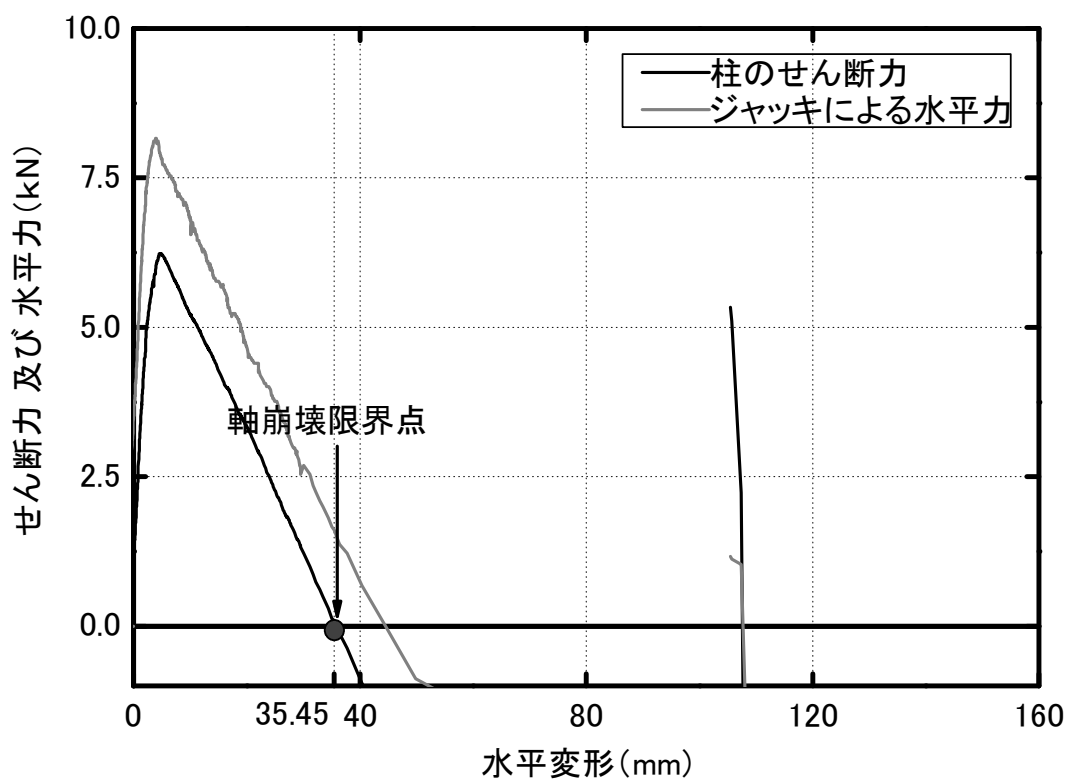


(c) モーメントと水平変形の関係 (主筋 D)

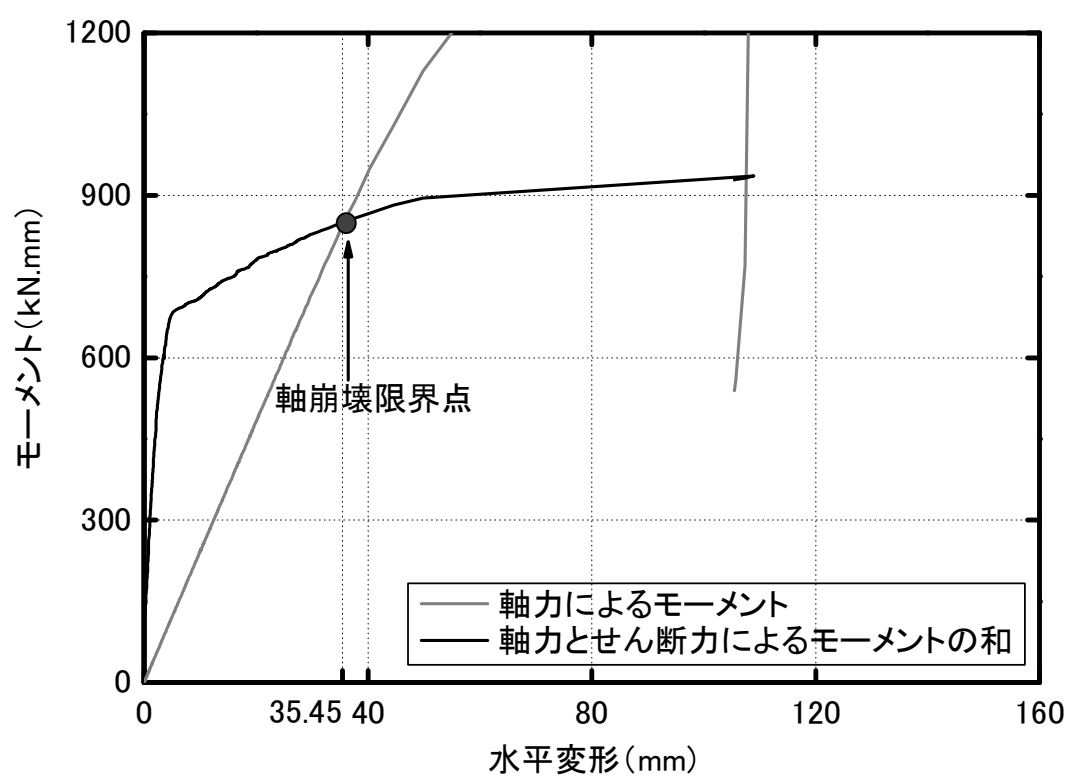
図 4.48 試験体 R200-50 における主筋 D 端部断面の内力と水平変形の関係



(a) 軸力と水平変形の関係



(b) せん断力と水平変形の関係



(c) モーメントと水平変形の関係

図 4.49 試験体 R200-50 の端部断面の内力と水平変形の関係

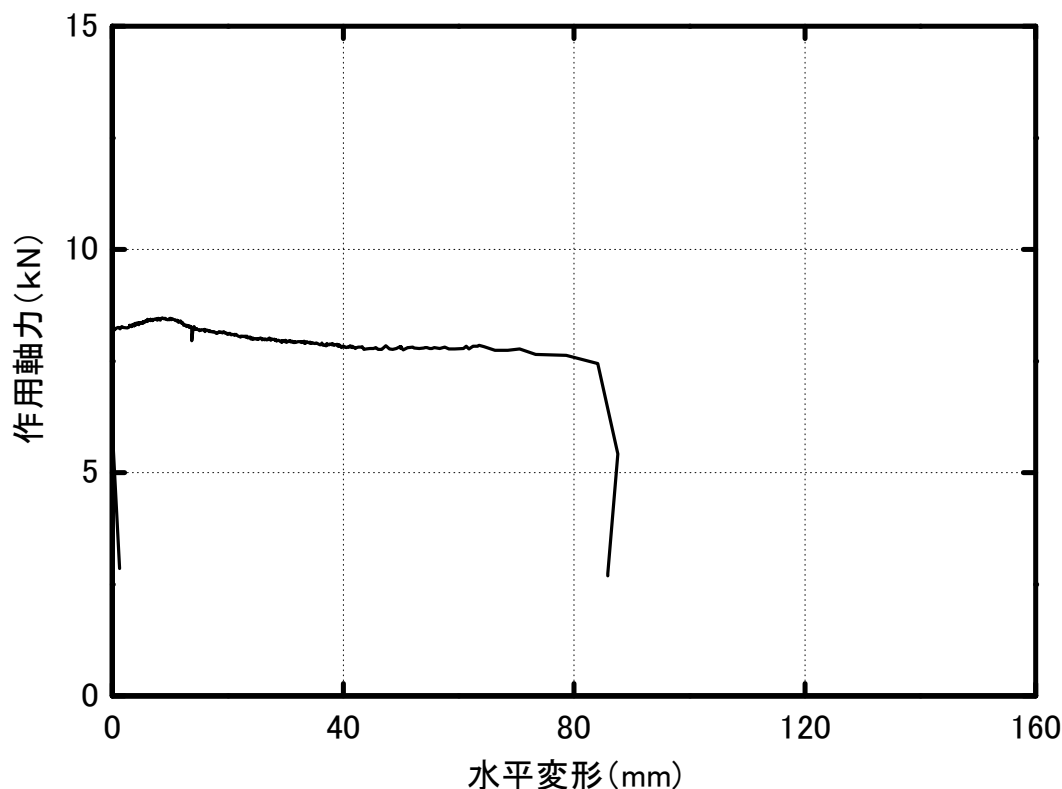
## (5)試験体 R300-30

試験体 R300-30 において、主筋の断面歪度及び材料引張試験結果より求めた各主筋の端部断面の内力と水平変形の関係を図 4.50～図 4.53 にそれぞれ示す。また、各主筋の端部断面の内力を合計して求めた柱の端部断面の内力と水平変形の関係を図 4.54 に示す。

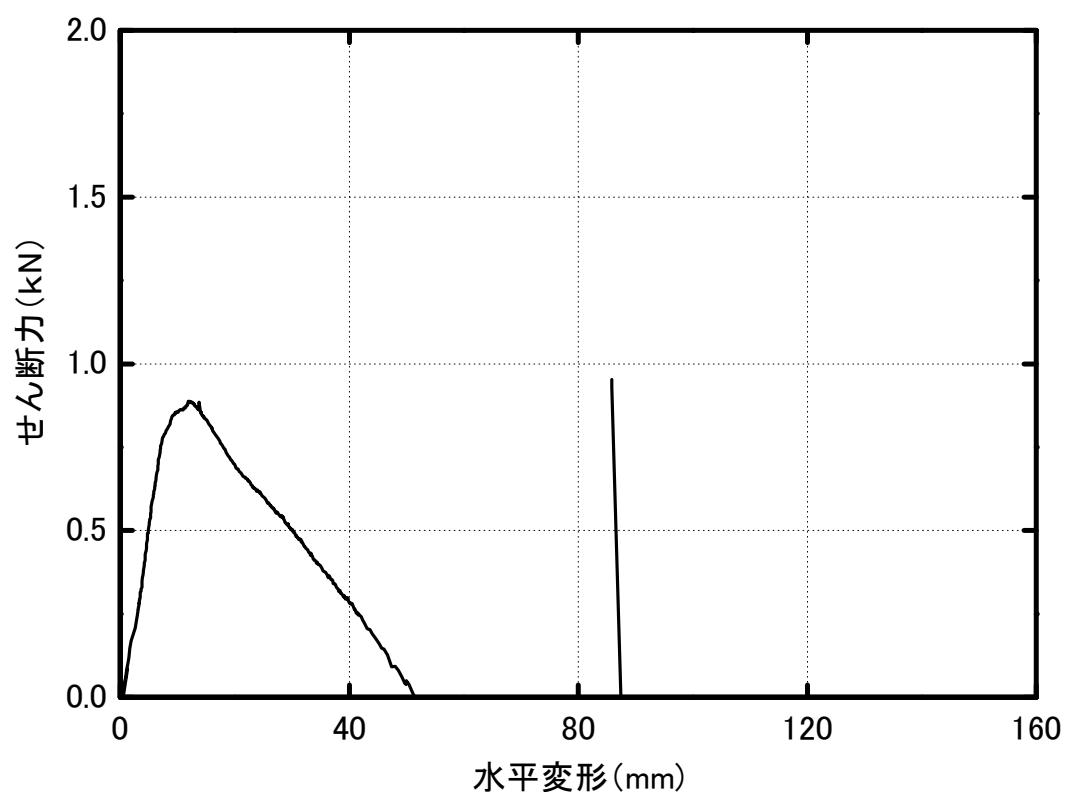
柱の端部断面の軸力と水平変形の関係を表す図 4.54 (a) には、前節の図 4.27 で示した鉛直アクチュエータによる鉛直力と水平変形の関係を、また、柱の端部断面のせん断力と水平変形の関係を表す図 4.54 (b) には、前節の図 4.26 で示した水平アクチュエータで計測された水平力と水平変形の関係を、それぞれ併記した。図 4.54 (a) 及び図 4.54 (b) に示すように、パンタグラフの自重の影響により試験体端部断面の作用軸力は増加する（約 5 kN）こと、パンタグラフの自重による水平抵抗力の影響で試験体の端部断面のせん断力は水平アクチュエータで計測された水平力より小さい（約 1 kN）ことが分かる。

本研究で定義した軸崩壊直前である軸崩壊限界点の位置を図 4.54 に併せて示した。同図に示すとおり、試験体の水平変形が約 57.58 mm の時に、定義した軸崩壊限界点に達した。その時に、柱の端部断面の作用軸力は 29.48 kN で、作用モーメントは 849.39 kN.mm であった。

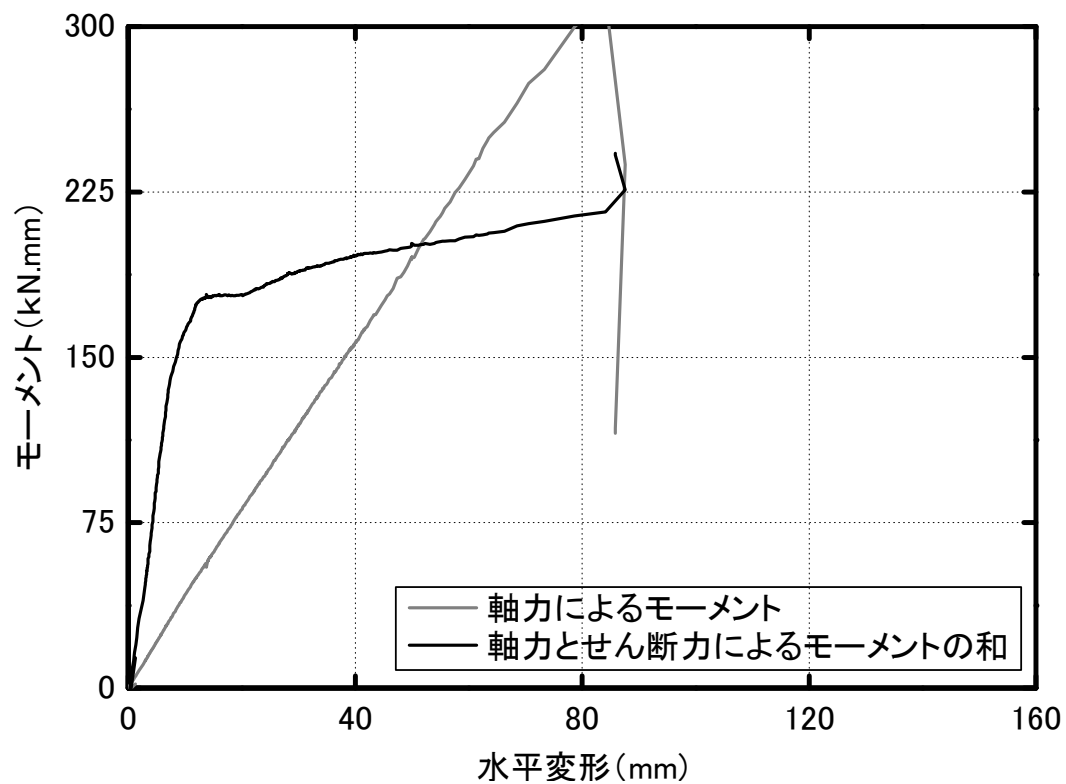
図 4.54 (a) より、作用軸力は多少のばらつきがみられるものの、全加力段階を通じて安定している。また、第 2 章で述べた柱の端部断面のせん断力は、ある程度の変形を経験した後に減少すること（図 4.54 (b)）、柱の端部断面のモーメントにおいては、軸力によるモーメントは線形的に増加する一方で、せん断力によるモーメントはある程度変形を経過した後に小さくなること（図 4.54 (b)）が実験的に検証された。



(a) 軸力と水平変形の関係（主筋 A）

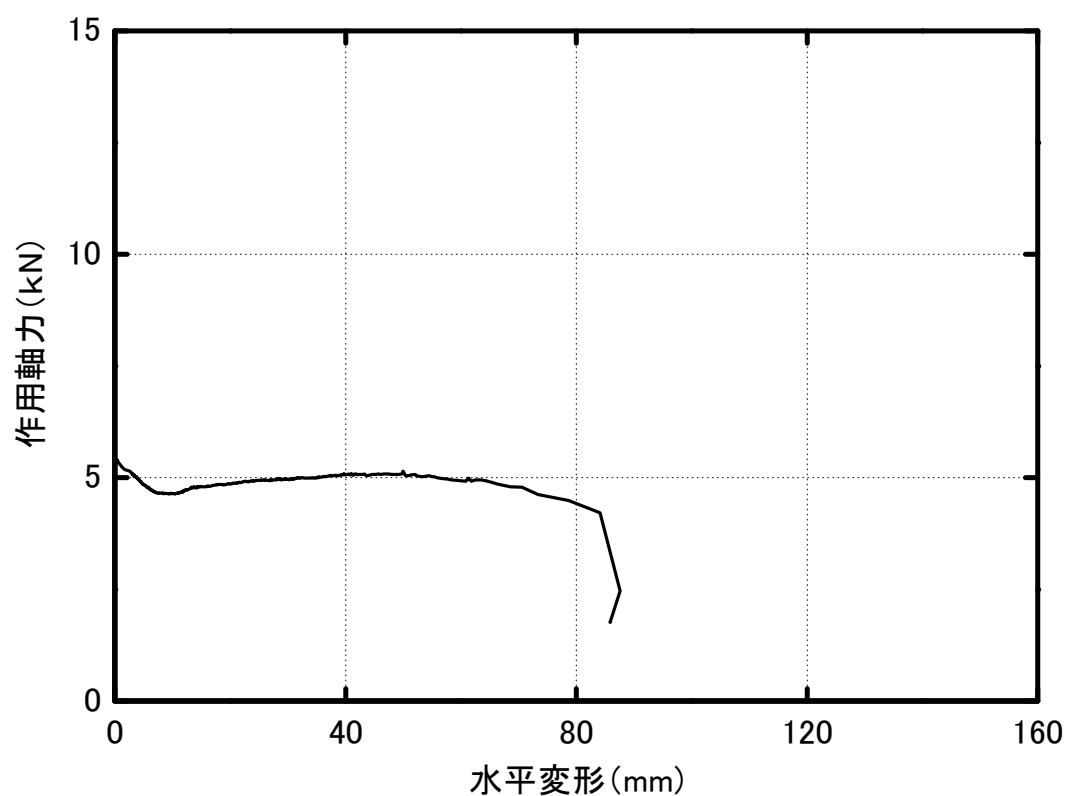


(b) せん断力と水平変形の関係 (主筋 A)

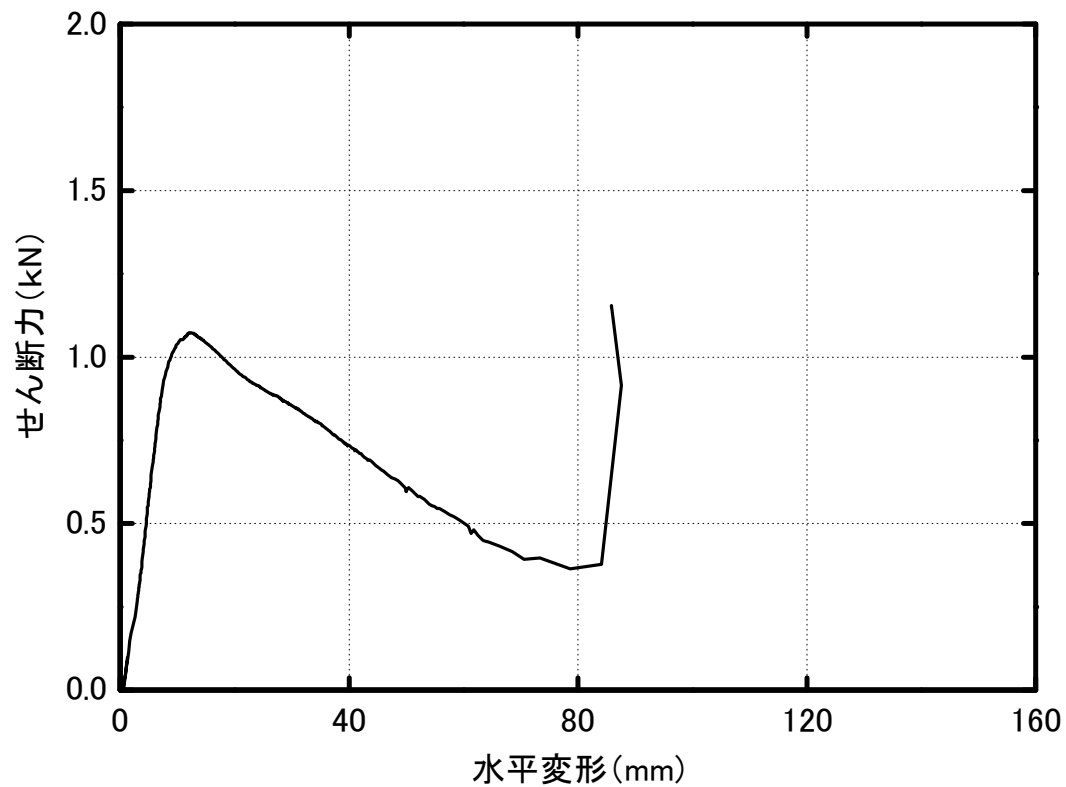


(c) モーメントと水平変形の関係 (主筋 A)

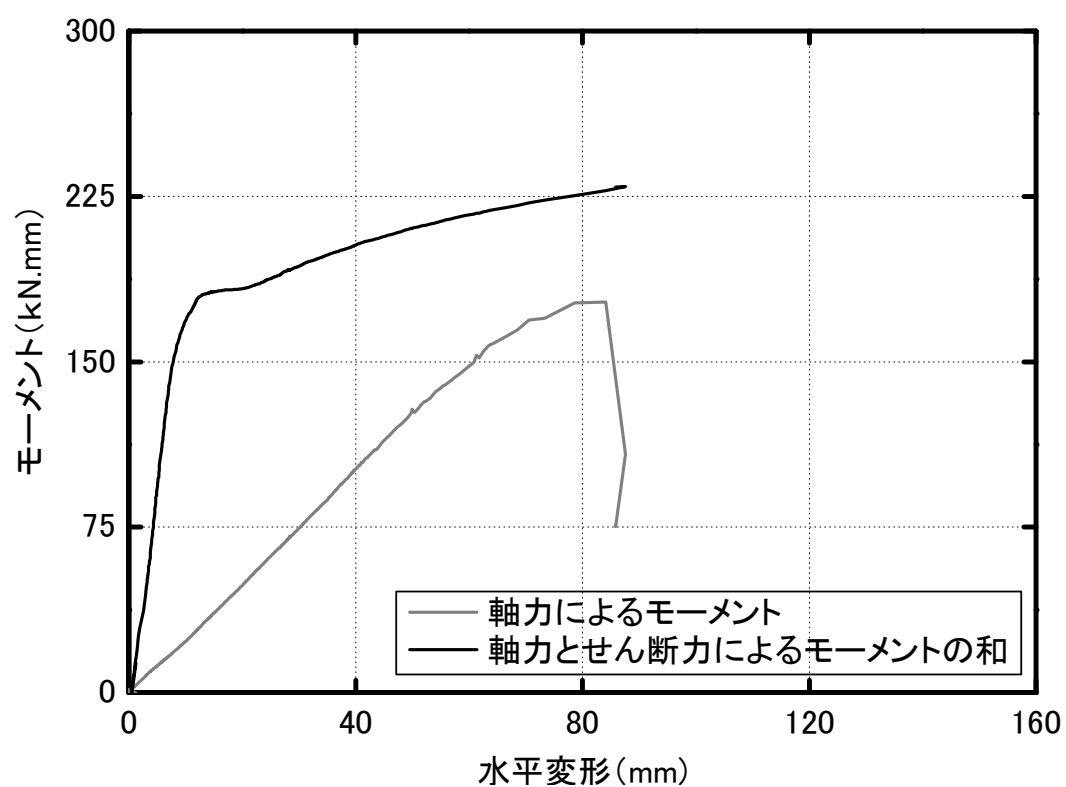
図 4.50 試験体 R300-30 における主筋 A 端部断面の内力と水平変形の関係



(a) 軸力と水平変形の関係 (主筋 B)

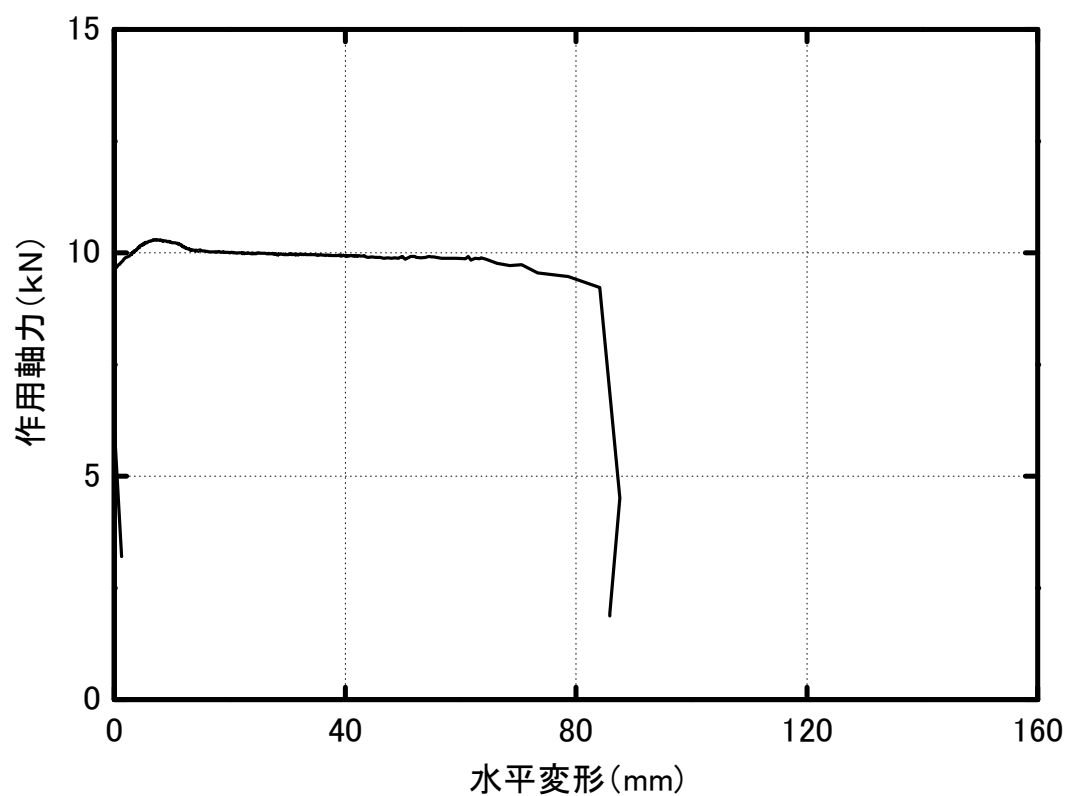


(b) せん断力と水平変形の関係 (主筋 B)

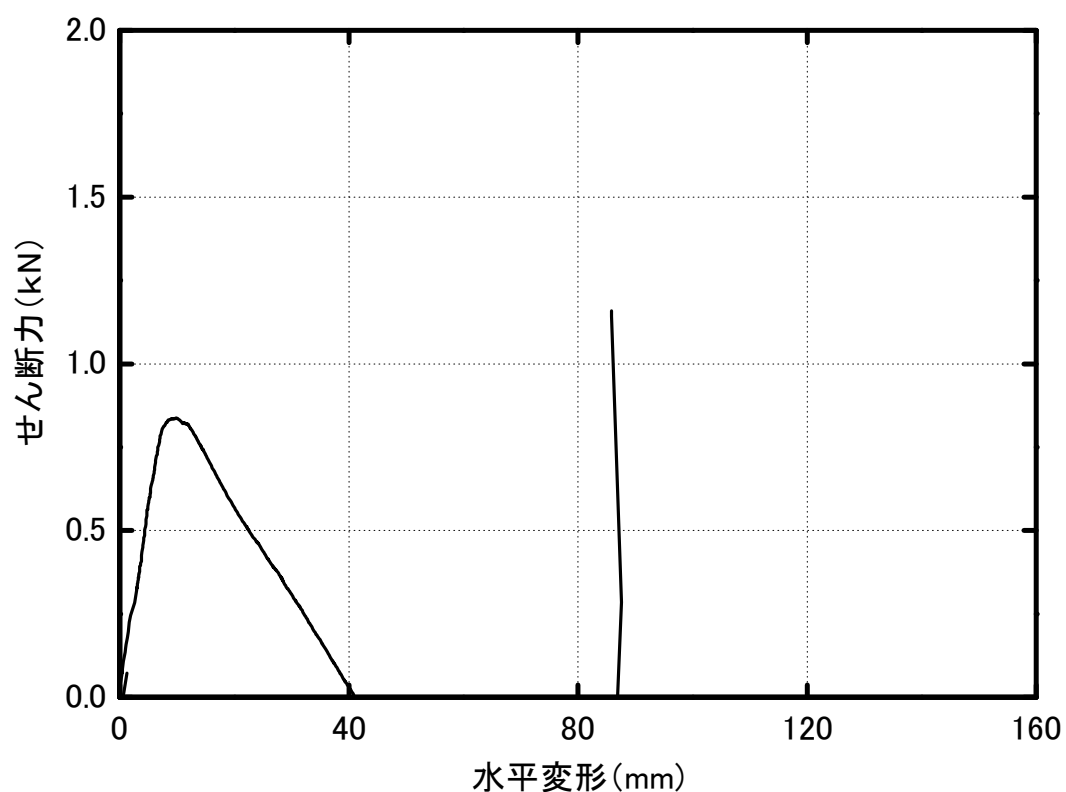


(c) モーメントと水平変形の関係 (主筋 B)

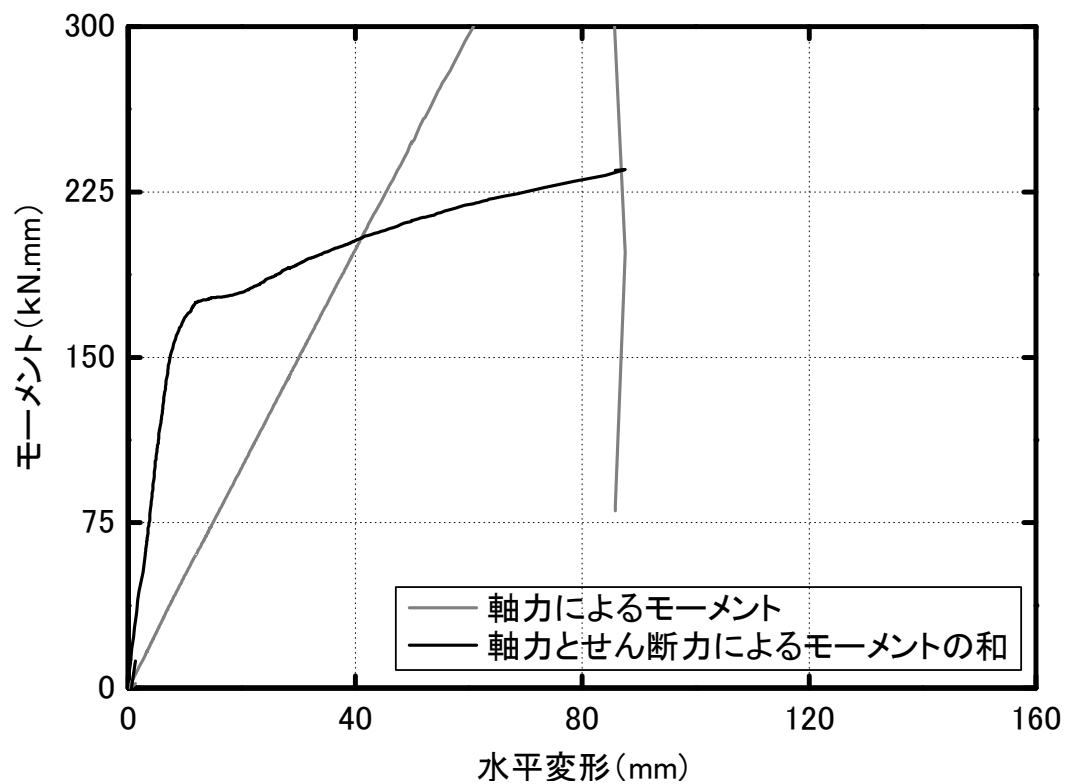
図 4.51 試験体 R300-30 における主筋 B 端部断面の内力と水平変形の関係



(a) 軸力と水平変形の関係 (主筋 C)



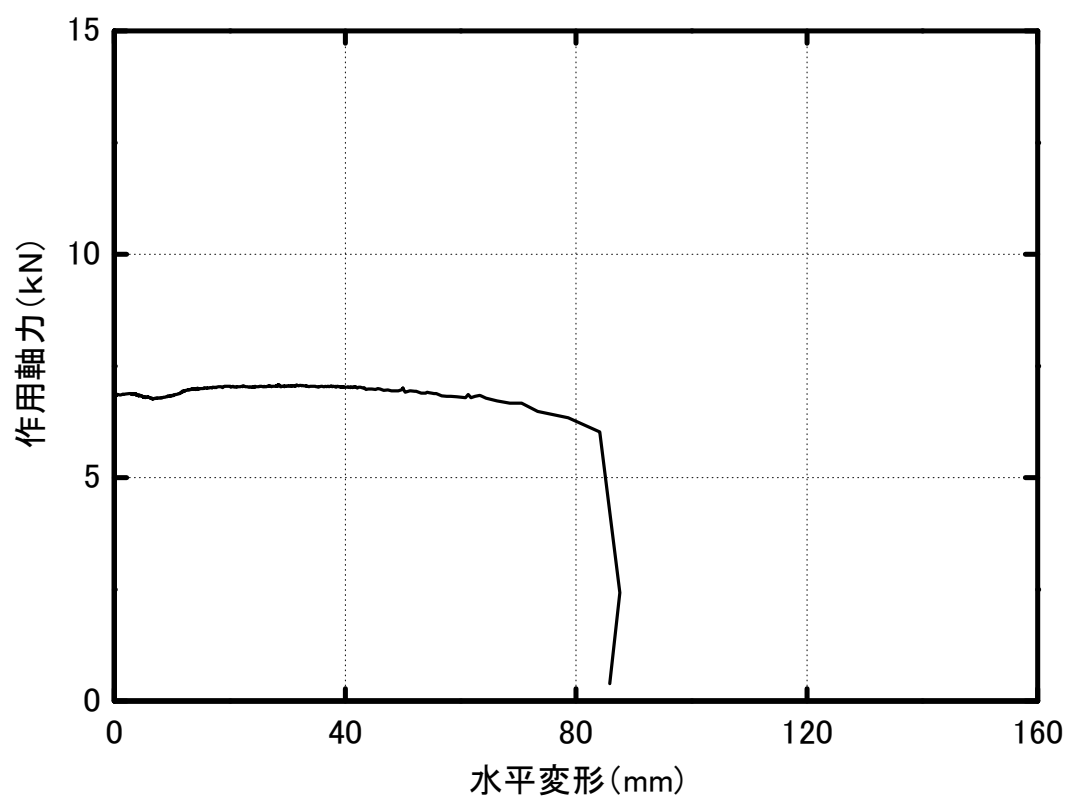
(b) せん断力と水平変形の関係（主筋 C）



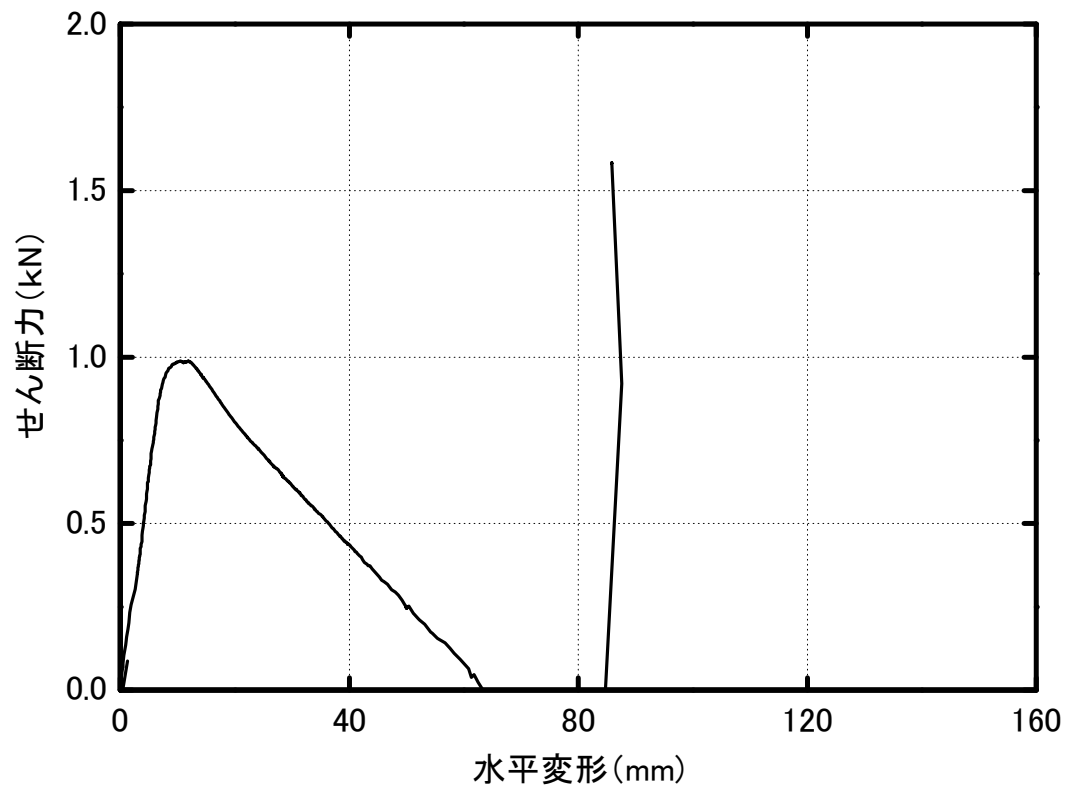
(c) モーメントと水平変形の関係（主筋 C）

図 4.52 試験体 R300-30 における主筋 C 端部断面の内力と水平変形の関係

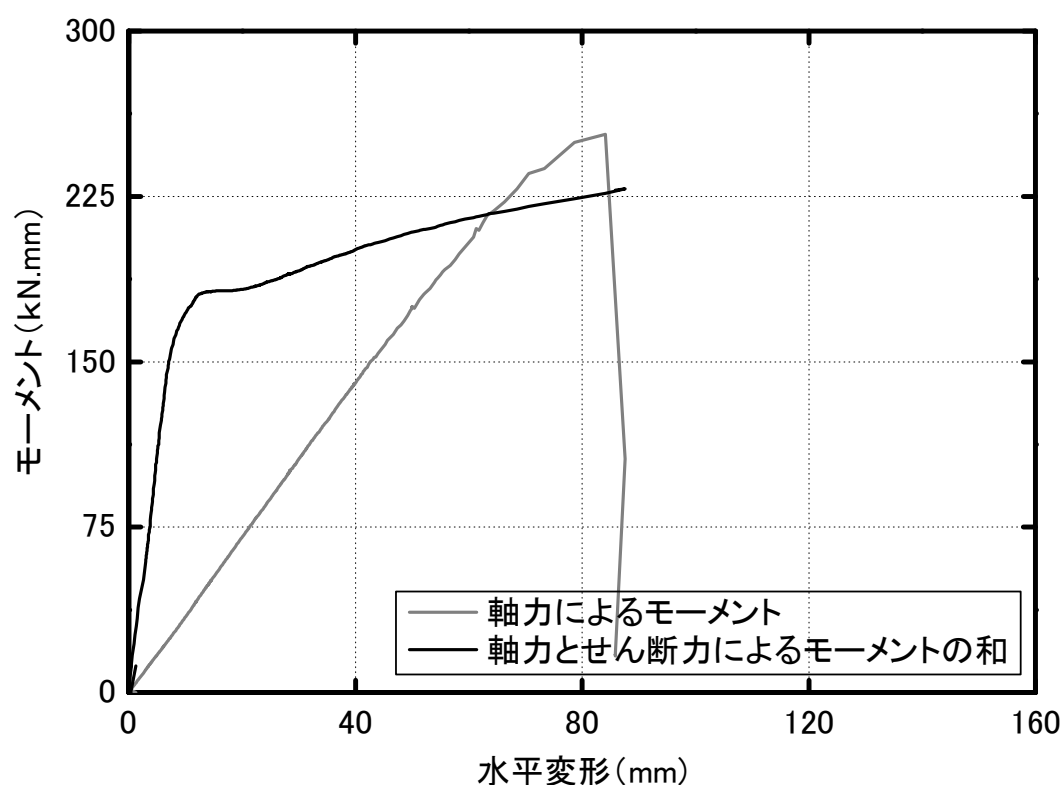




(a) 軸力と水平変形の関係 (主筋 D)

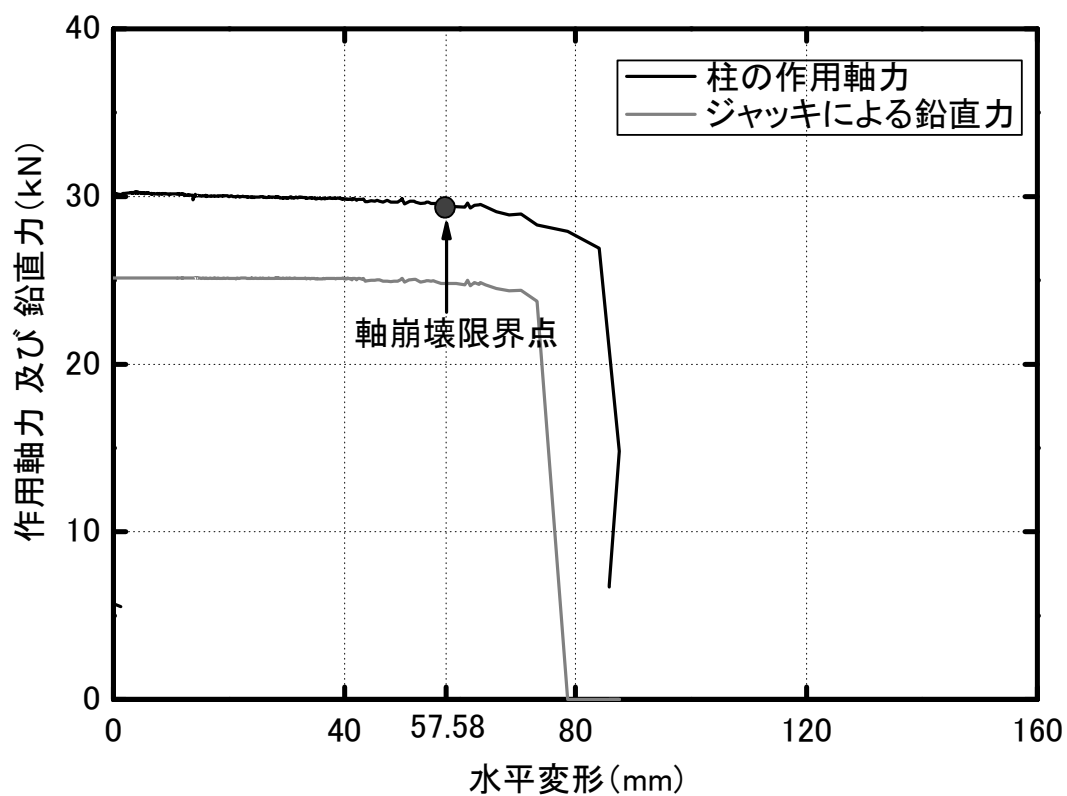


(b) せん断力と水平変形の関係 (主筋 D)

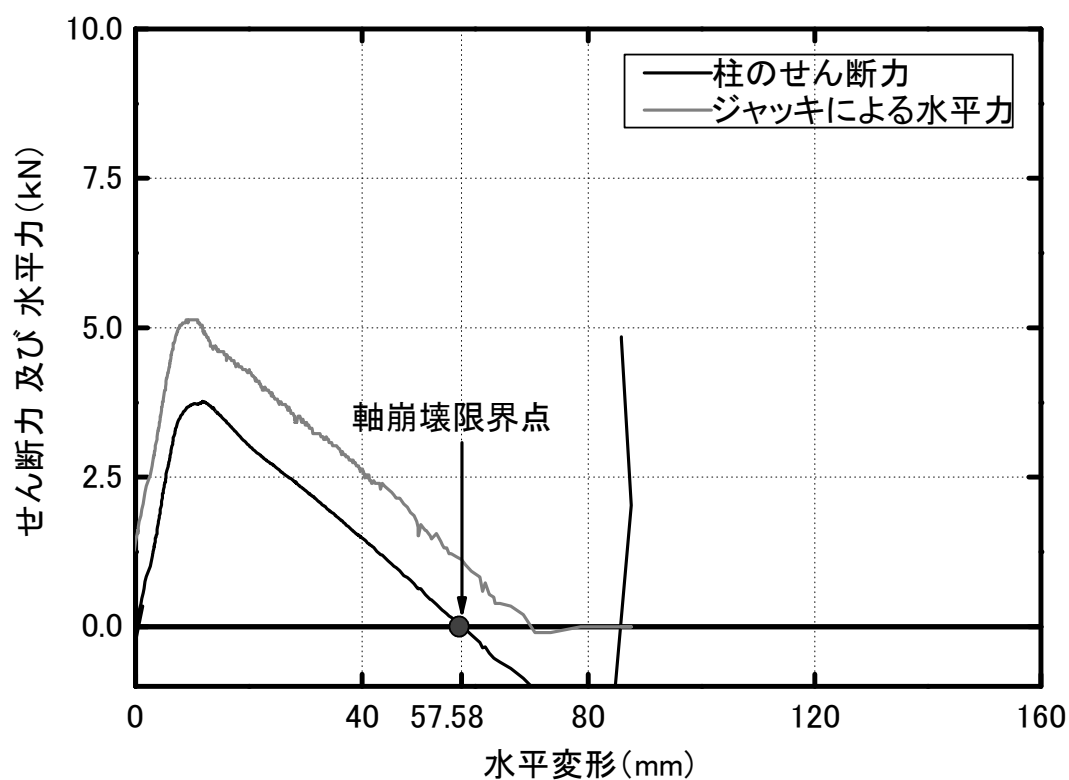


(c) モーメントと水平変形の関係 (主筋 D)

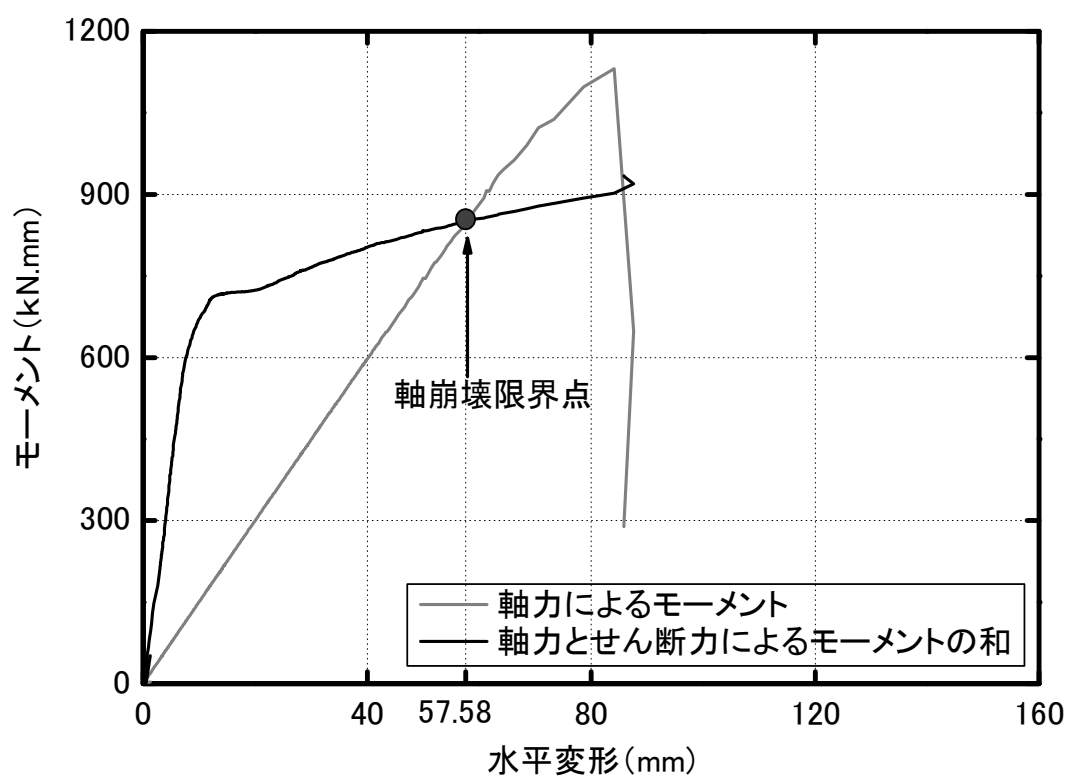
図 4.53 試験体 R300-30 における主筋 D 端部断面の内力と水平変形の関係



(a) 軸力と水平変形の関係



(b) せん断力と水平変形の関係



(c) モーメントと水平変形の関係

図 4.54 試験体 R300-30 の端部断面の内力と水平変形の関係

#### 4.4.4 各試験体の軸崩壊限界点における主筋端部断面の応力状態

第2章で定義した軸崩壊限界点においては、主筋の端部断面が全塑性になると想定したうえで  $N$ - $M$  全塑性相関関係を求め、それと RC 造柱のせん断破壊区間の力学モデルのモーメント釣り合い式を連立して主筋の残存軸耐力寄与分の評価式を誘導した。本節では、加力実験において計測した主筋端部断面の歪度に基づいて主筋の端部断面の応力状態を調べることで、第2章で想定した通り主筋の端部断面が全塑性応力状態となっているかどうかを確認する。主筋の端部断面の応力状態を求める際に、まず、圧縮側及び引張側それぞれで、歪ゲージを貼付していない領域での歪度を計測位置での歪度の線形補間により求め、断面内の降伏歪度と等しくなる降伏位置を特定する。次に、計測位置の歪度と材料引張試験の結果を対応させることで、計測位置の応力度を算定する。歪ゲージを貼付していない領域での応力度を計測位置及び降伏歪度と等しい位置での応力度の線形補間により求める。

各試験体における軸崩壊限界点の時の各主筋の端部断面応力状態を図 4.55～図 4.59 に示す。図 4.55～図 4.59 に示すように、軸崩壊限界点における各主筋の端部断面の応力は、ほとんど降伏強度より大きく、第2章において想定したように断面がほぼ全塑性になることが確認できた。このことから、第2章で示した主筋端部断面が全塑性の応力状態となることを仮定して主筋の残存軸耐力寄与分の評価式を定義することが妥当であると考えられる。但し、図 4.55～図 4.59 に示したように、降伏応力度を大きく超える箇所もあり、これらの位置では歪硬化が生じる可能性が高い。このことによる影響は 4.4.6 項にて議論する。

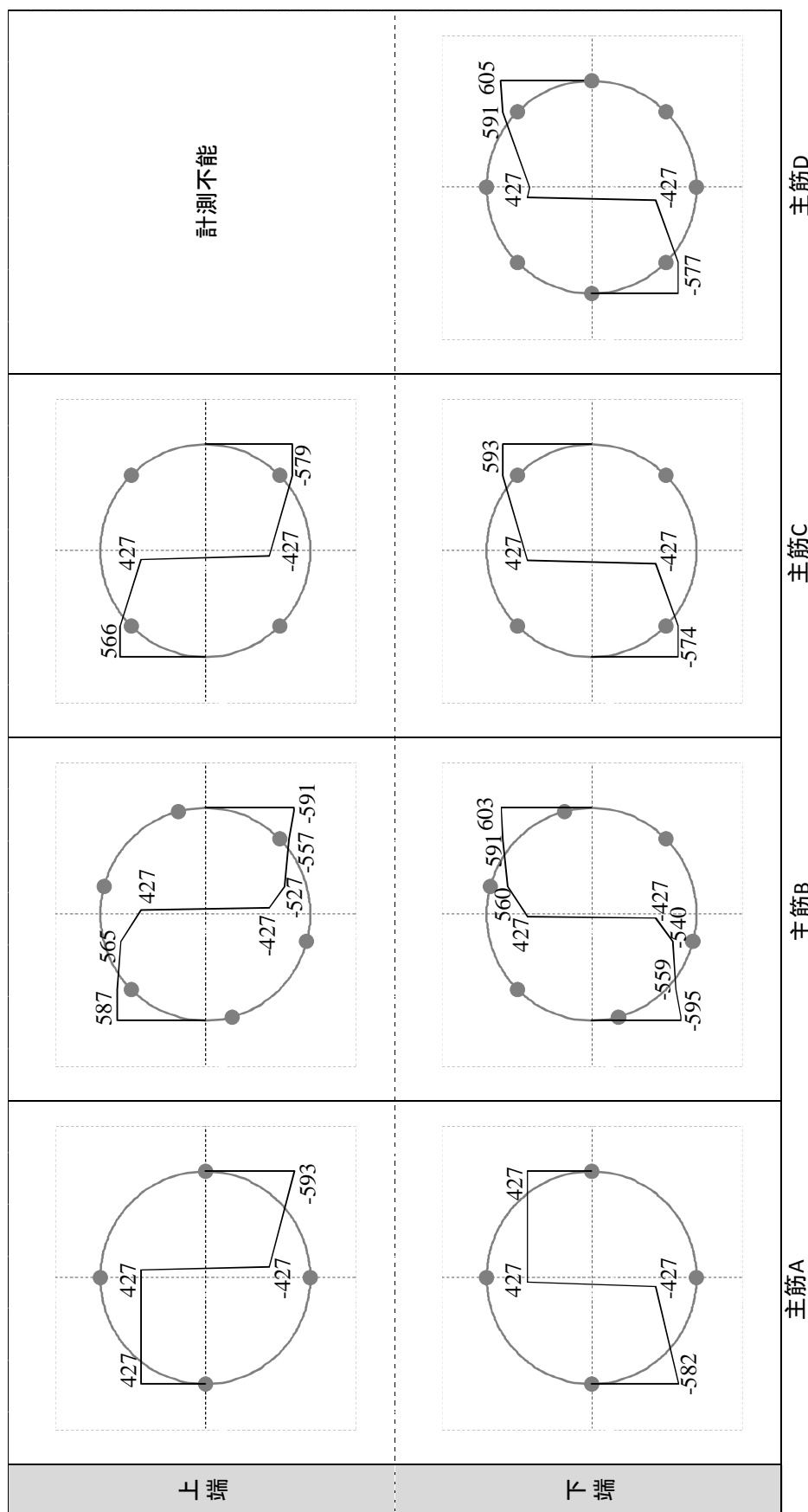


図4.55 主筋の端部断面の応力状態（試験体R200-15，降伏強度427MPa，●は歪度の計測位置）

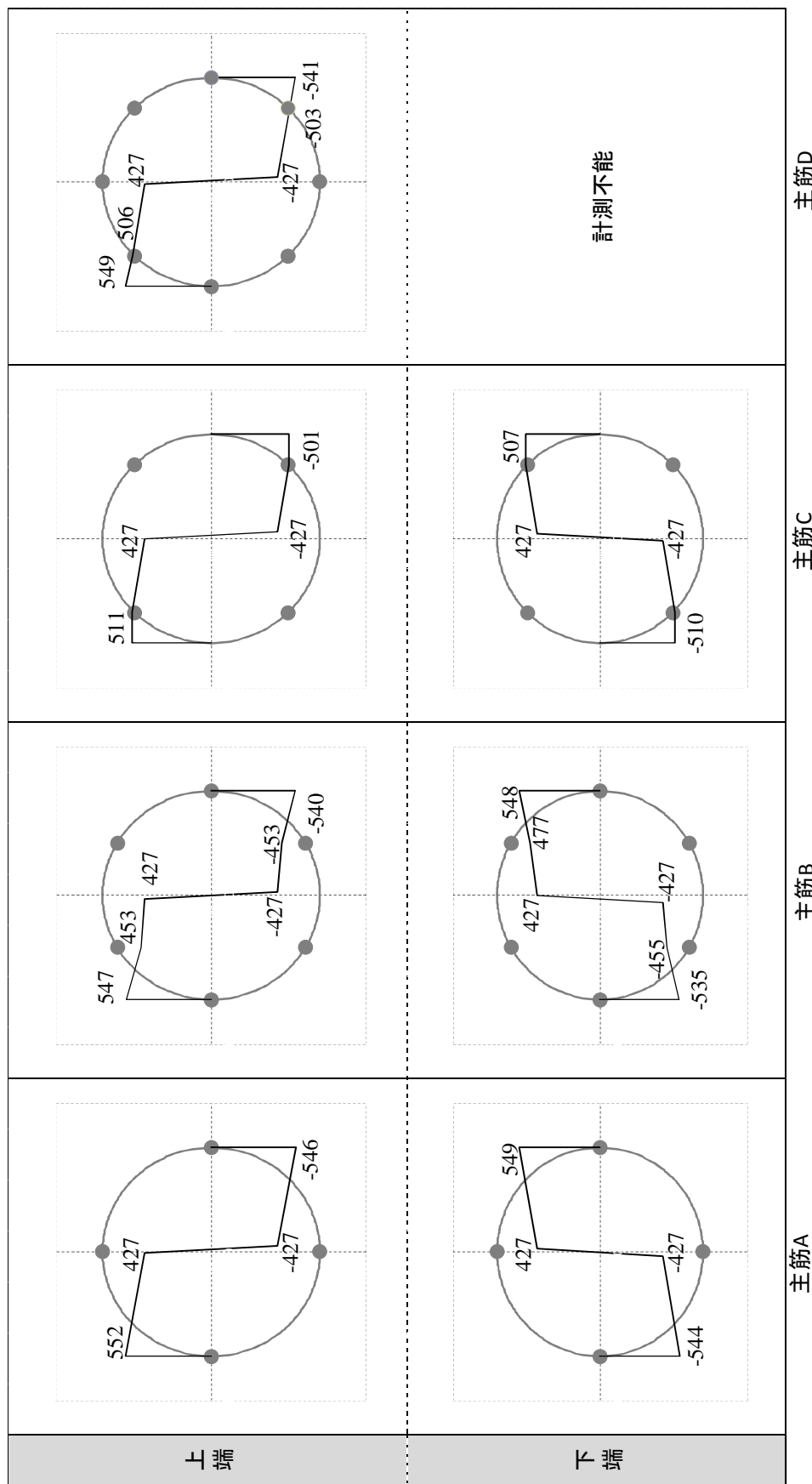


図4.56 主筋の端部断面の応力状態（試験体R400-15，降伏強度427MPa，●は歪度の計測位置）

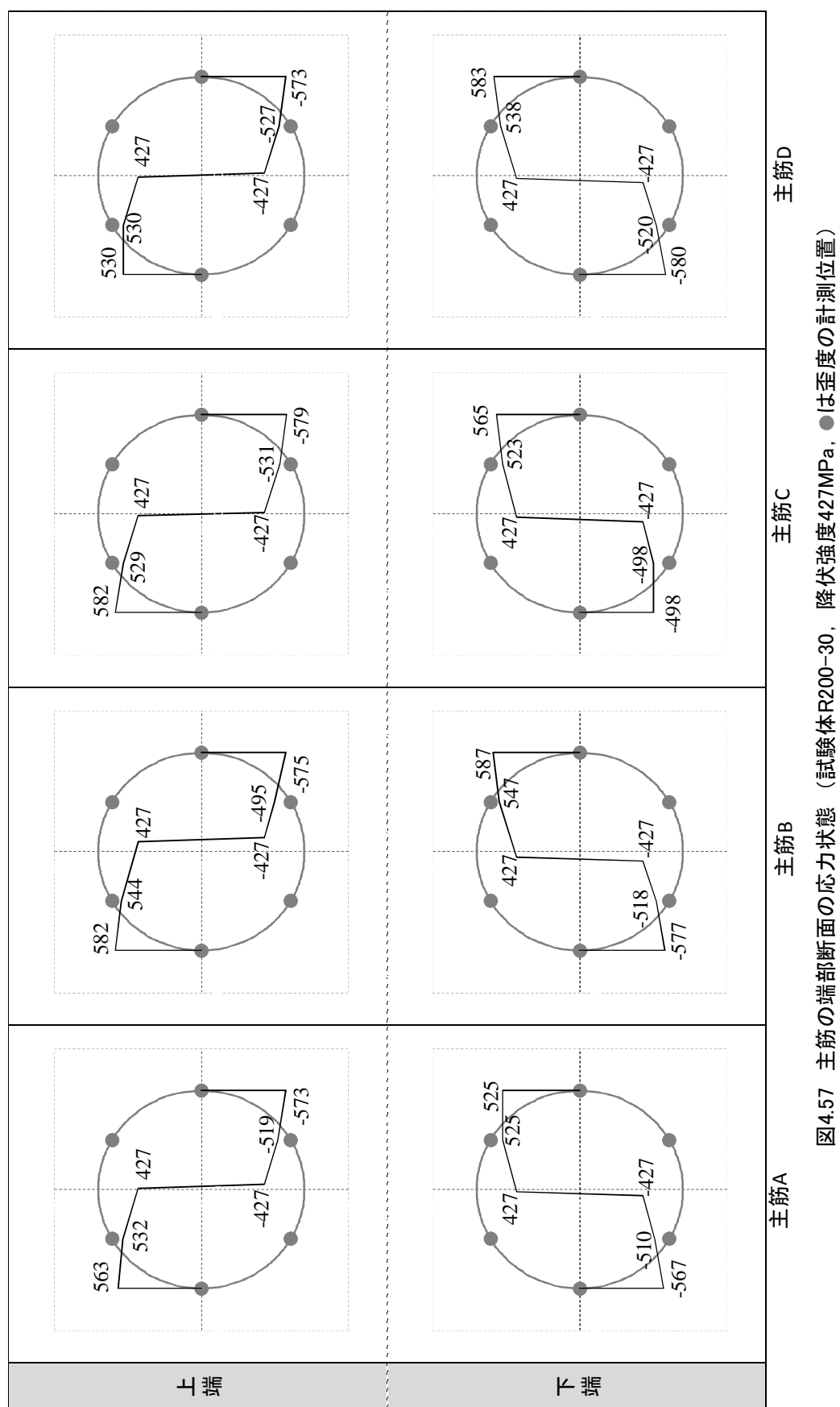


図4.57 主筋の端部断面の応力状態（試験体R200-30，降伏強度427MPa，●は歪度の計測位置）

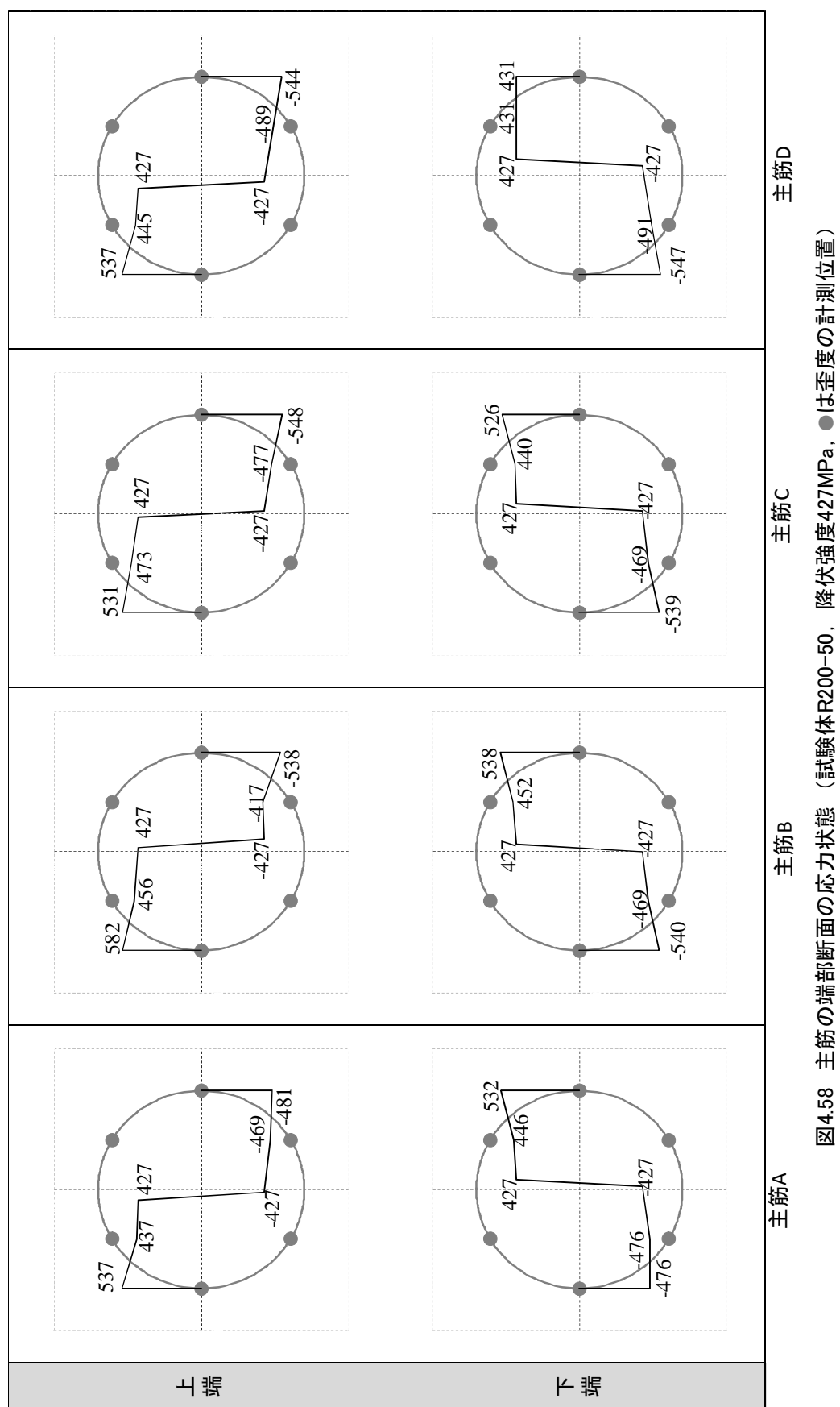


図4.58 主筋の端部断面の応力状態（試験体R200-50，降伏強度427MPa，●は歪度の計測位置）



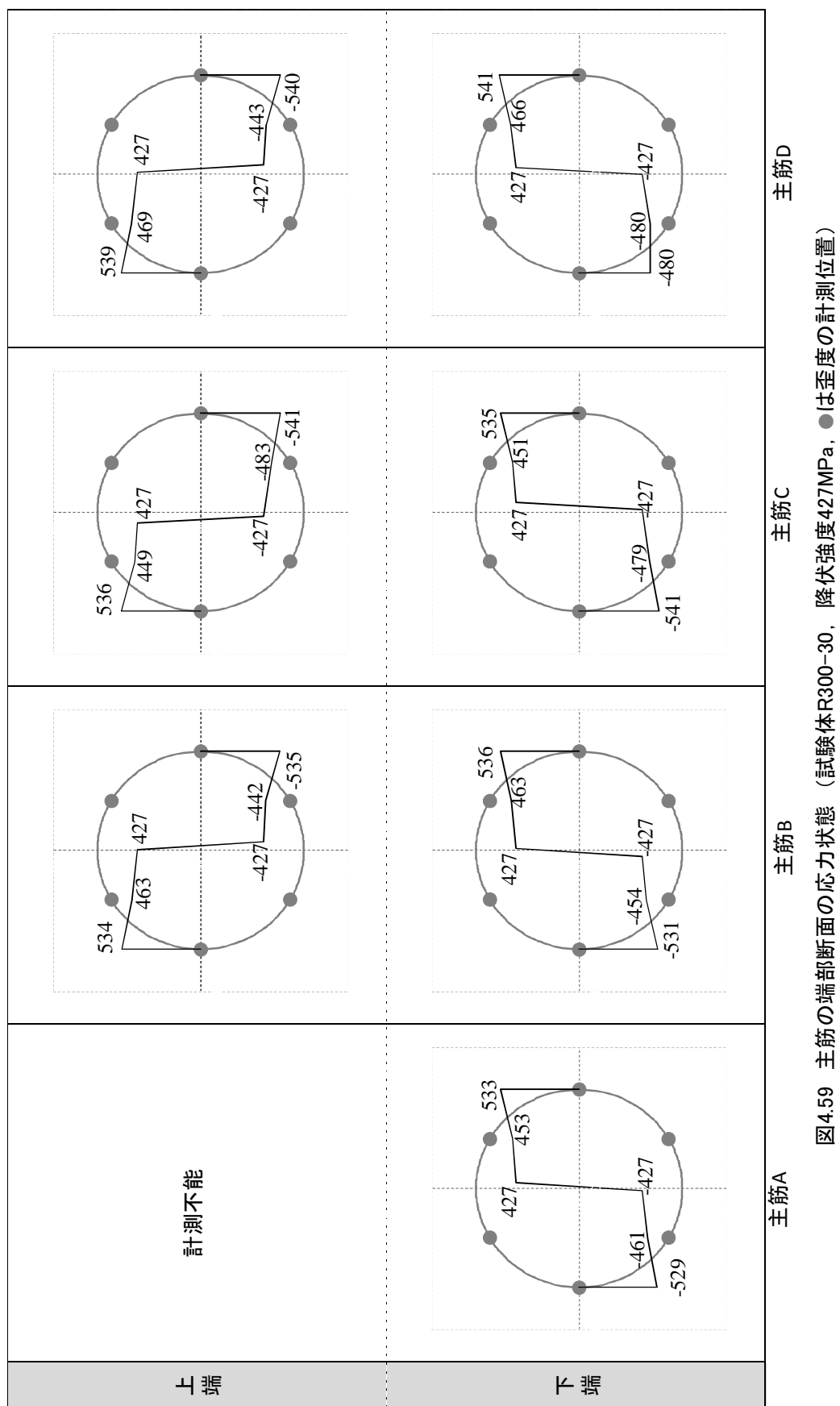


図4.59 主筋の端部断面の応力状態（試験体R300-30，降伏強度427MPa，●は歪度の計測位置）

#### 4.4.5 各試験体の残存軸耐力の算定値と実験値の比較

4.4.3 節では、軸崩壊限界点における水平変形及び作用軸力を求めた。本節では、軸崩壊限界点の作用軸力を柱の残存軸耐力とし、それと第2章で提案した残存軸耐力評価式による算定値（下限値、式(2.25)）と比較することにより、提案した残存軸耐力評価手法の精度を検証する。さらに、本研究で想定したコンクリートが軸力を負担できない場合に対しては既往研究において提案された累加強度式である残存軸耐力評価式（松川らによる式(1.20)<sup>[4.2]</sup>及び Elwood, Moehle らによる式(1.24)<sup>[4.3]</sup>）が準用できると仮定したうえで、それらの残存軸耐力評価式を本加力実験における試験体に適用することを試み、これらの評価式の精度と本研究で提案した評価式の精度を比較する。

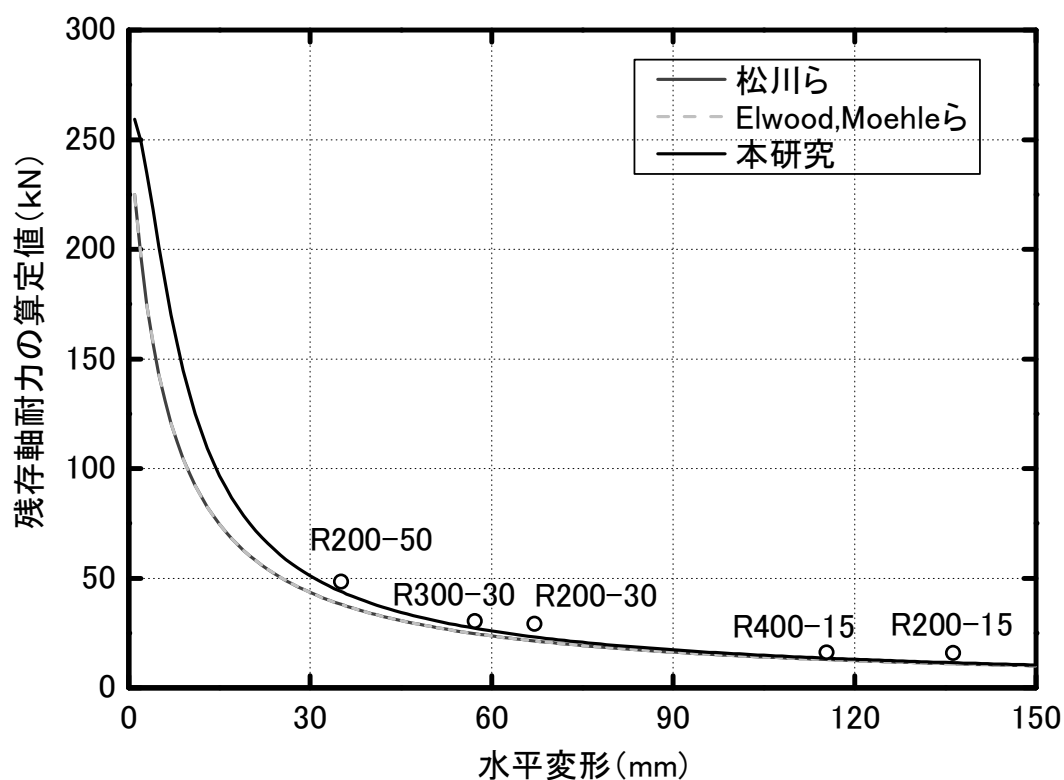
各試験体に対して、既往研究において提案された残存軸耐力評価式と本研究で提案した残存軸耐力評価式による算定値、加えて残存軸耐力実験値を表 4.6 及び図 4.60 に纏める。尚、ここで示した残存軸耐力算定値は、軸崩壊限界点の水平変形実験値をそれぞれの評価式に代入して求めたものである。

表 4.6 及び図 4.60 に示すように、本実験における試験体の残存軸耐力評価に対しては、既往研究における評価式及び本研究で提案した評価式による算定値は、実験値より若干小さいが、実験値とほぼ対応することが分かる。コンクリートが軸力を負担できない場合においては、アーチ機構の影響が存在しないため、前記の3種のどの評価式を適用しても実験値と大きな差は生じないが、本研究で提案した残存軸耐力評価式による算定値は、実験値ともっとも近く、既往研究に提案された評価式より精度が高いと言える。

本節では、残存軸耐力算定値と実験値との比較を通じて、コンクリートが軸力を負担できない場合の本研究で提案した評価式が高い精度を有していることを明らかにしたが、実験値が算定値（三種評価手法とも）より若干大きくなることの原因はまだ明らかになっていない。次節では、加力実験データに基づいてより詳細な検討を行い、4.4.4 節で述べた歪硬化現象に着目してその原因を解明することを試みる。

表 4.6 残存軸耐力の算定値と実験値の比較（降伏強度 427MPa）

試験体名	軸崩壊限界点の 水平変形 (mm)	実験値 (kN)	算定値 (kN)		
			松川ら	Elwood, Moehle ら	本研究
R200-15	136.64	14.86	10.96	10.96	11.42
R400-15	115.76	15.19	12.84	12.84	13.48
R200-30	67.46	28.23	21.28	21.28	23.07
R200-50	35.45	47.48	37.74	37.74	43.46
R300-30	57.58	29.48	24.59	24.59	26.99



（松川らと Elwood, Moehle らが提案した評価手法による残存軸耐力算定値がほぼ同様である。）

図 4.60 残存軸耐力の各評価式による算定値と実験値の比較

#### 4.4.6 各試験体の残存軸耐力の算定値と実験値の比較結果の再考察

4.4.5 節では、残存軸耐力の算定値と実験値との比較により、算定した残存軸耐力（3 種の評価手法とも）は、実験値より小さいことが分かった。各残存軸耐力評価手法においては、主筋の断部断面が全塑性になると仮定しているが、加力実験においては主筋断面の一部の歪度が降伏歪度より非常に大きいため歪硬化が生じ、断面の応力度は降伏強度より大きくなった（4.4.4 節）。本節では、残存軸耐力の実験値が算定値より大きくなった原因として歪硬化現象に着目し、実験結果と計算結果の差異を説明することを試みる。

##### (1) 理論分析

両端固定で一定の鉛直力と徐々に増加する水平力が作用する柱部材に対して、材料特性がバイリニアモデルの場合（歪硬化無に相当する）、 $P-\Delta$ 効果を考慮したせん断力と水平変形の関係、及び柱部材の端部断面のモーメントと水平変形の関係は図 4.61 (a) のようになる。一方、材料特性に歪硬化のような特性を与える場合、せん断力と水平変形の関係、及び柱部材の端部断面のモーメントと水平変形の関係は図 4.61 (b) のようになる。

図 4.61 (a), (b) を比較することにより、歪硬化なしの場合のせん断力と水平変形の曲線の傾きの絶対値（最大せん断力以降）は  $(N/H)$  である一方で、歪硬化ありの場合のせん断力と水平変形の曲線の傾きの絶対値（最大せん断力以降）は、 $(N/H)$  より減少することがわかる。

また、図 4.61 (a), (b) を比較することにより、歪硬化なしの場合のモーメントと水平変形の曲線の傾き（最大せん断力以降）は 0 である一方で、歪硬化ありの場合のモーメントと水平変形の曲線の傾き（最大せん断以降）が 0 より大きいことが分かる。

上述したような柱部材のせん断力と水平変形の関係の曲線、及び柱端部断面のモーメントと水平変形の関係の曲線の傾きの変化傾向は、加力実験データを示した図 4.62 でも確認できる。ここで、試験体 R200-15 を例に説明する。試験体 R200-15 におけるせん断力と水平変形の関係（図 4.62 (a)）に示すように、水平変形が約 30 mm のところから曲線の傾きが明らかに変化し、水平変形が 15~30 mm までの傾き 0.0743 (14.86 kN / 200 mm) よりも小さくなる。また、ほぼ同じ水平変形（約 30 mm）のところからモーメントと水平変形の関係の傾きも 0 より大きくなる（図 4.62 (b)）。更に、主筋端部断面の歪度計測点における歪度と水平変形の関係（図 4.63、主筋 A を例として）より、水平変形が約 30 mm のところから材料試験により得られた歪硬化開始歪より主筋端部断面の歪度が大きくなっており、硬化が発生し始めていることが確認できた。

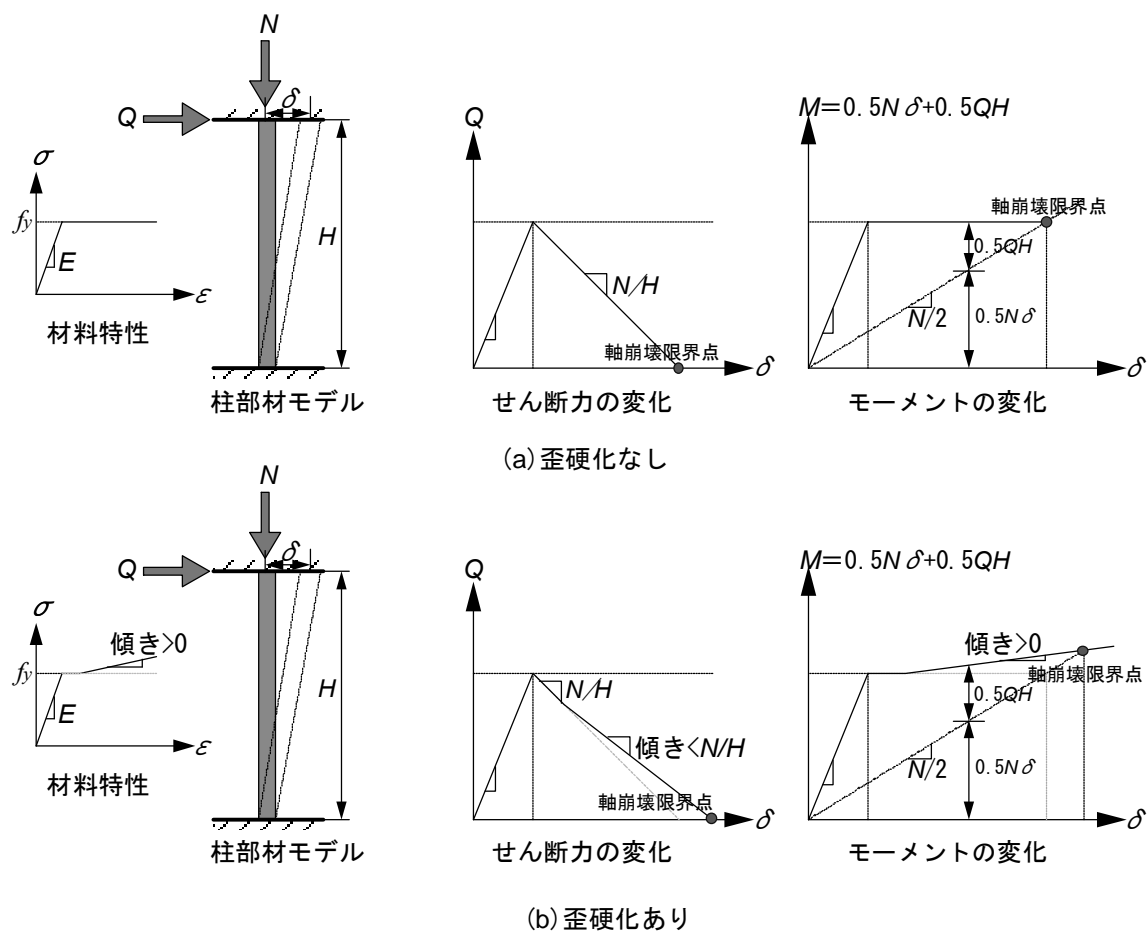
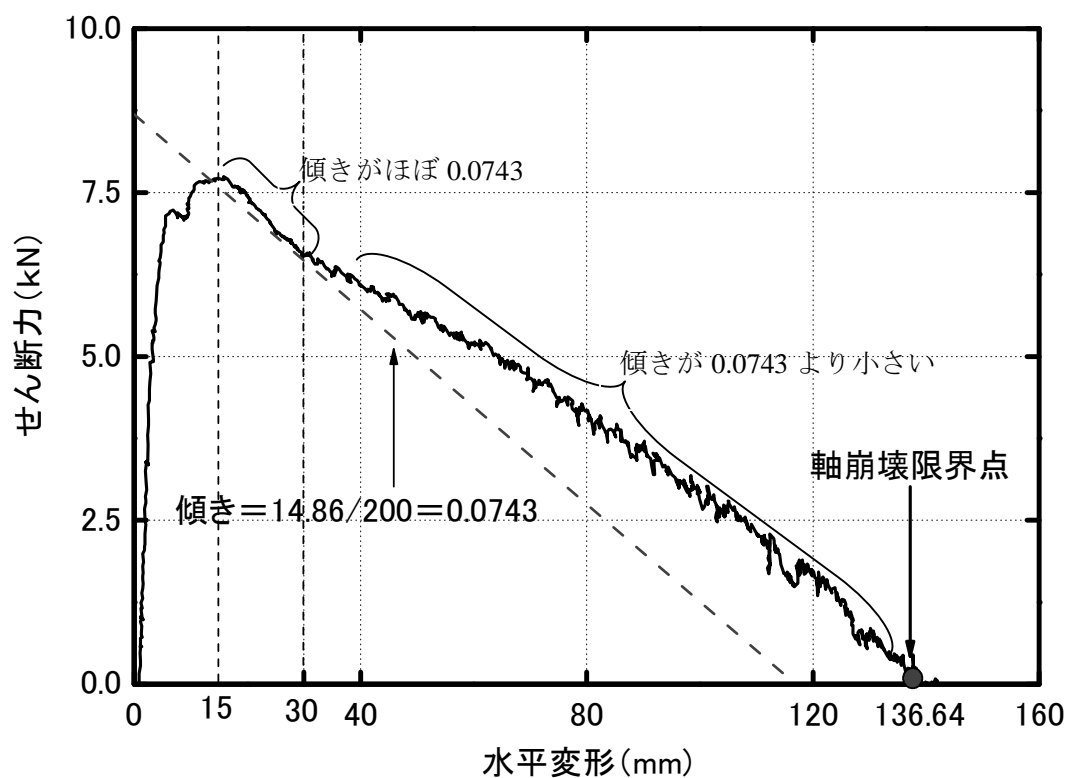
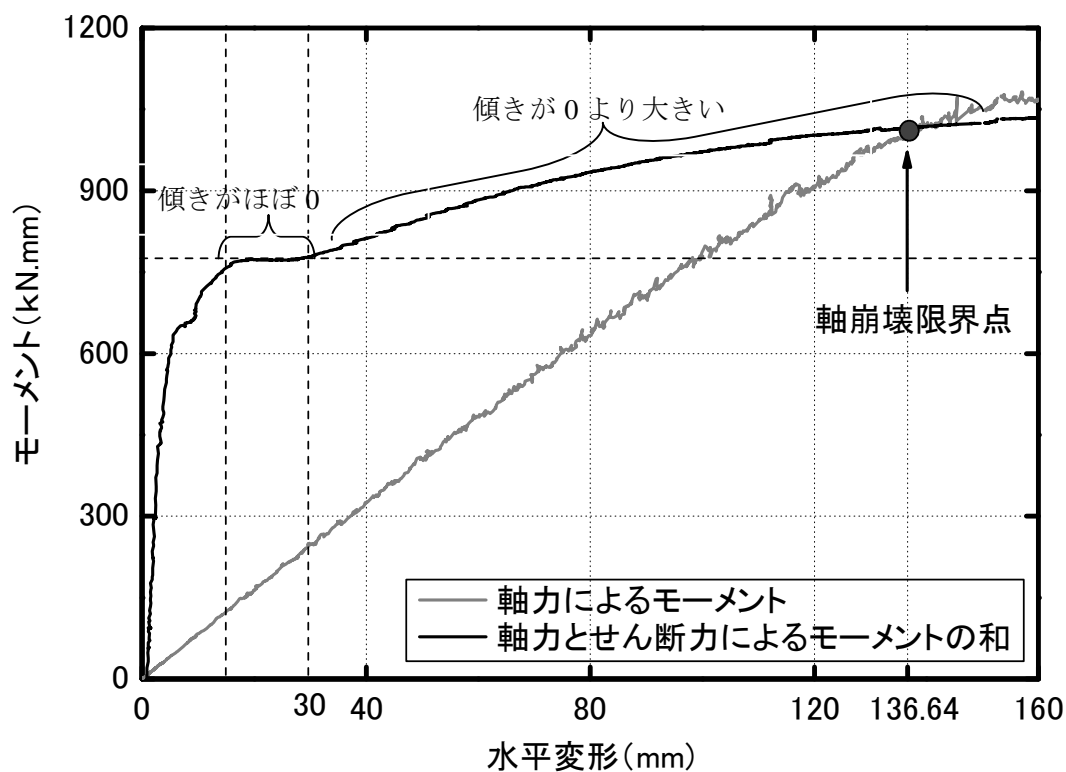


図 4.61 柱部材の内力と水平変形の関係の曲線の傾きの変化



(a)せん断力と水平変形の関係



(b)モーメントと水平変形の関係

図 4.62 柱部材の内力と水平変形の関係の曲線の傾きの変化 (試験体 R200-15)

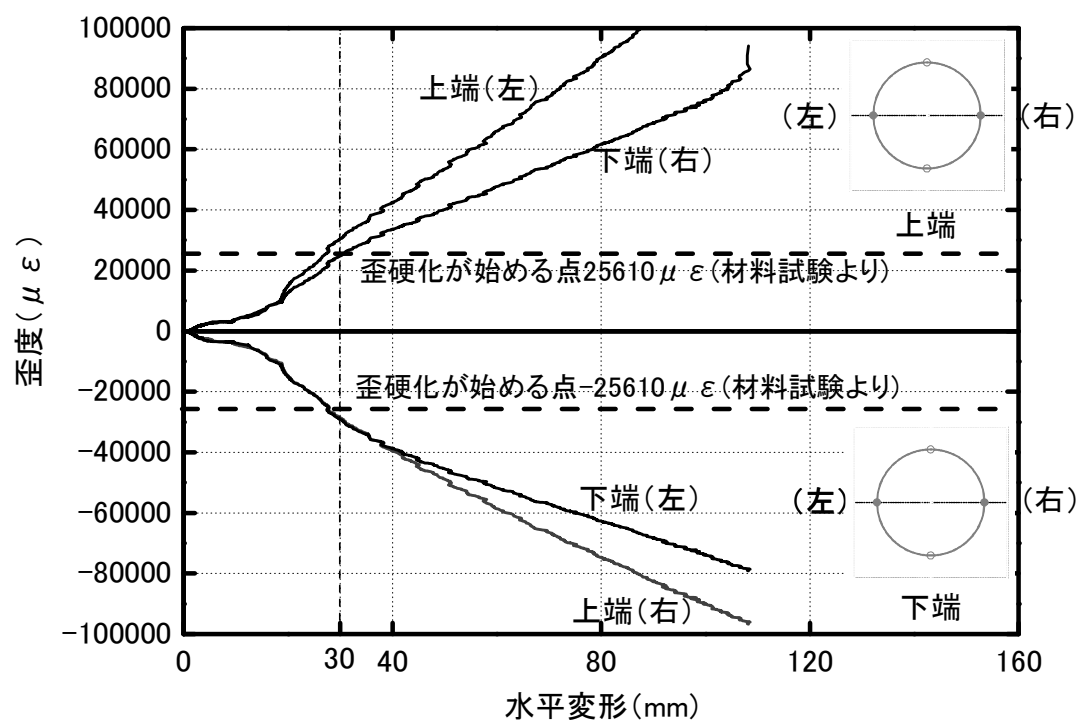


図 4.63 歪度と水平変形の関係 (試験体 R200-15 の主筋 A)

## (2) 加力実験データに基づいた比較結果の再考察

(1) では、残存軸耐力の算定値が実験値より小さいことの原因は主筋の歪硬化の影響による柱の耐力上昇である可能性が示された。本節では、4.4.3 節で行ったのと同様に、主筋の端部断面において計測された歪度と、材料試験で計測された歪度を対応させることにより、せん断力、モーメントと水平変形の関係を導く。ただし、ここでの分析では、参照する材料試験のデータを加工し、降伏以降の応力度を一定値（つまり完全バイリニア、図 4.64）とした。従って、ここで得られる内力は、歪硬化を考慮していない各残存軸耐力評価式と同様のモデルを考えていることとなり、仮にこの条件下での実験値と算定値が一致したとすれば、実験値と算定値の差異は歪硬化により生じたと説明することができる。

試験体 R200-15 を例に、試験体端部断面の内力（せん断力とモーメント）と水平変形の関係を図 4.65 に示す。歪硬化を考慮せず求めたせん断力と水平変形の関係における耐力低下の曲線の傾きはほぼ一定の値であり、さらに、最大せん断力以降のモーメントと水平変形の関係における曲線の傾きはほぼ 0 であることが確認できる。

また、完全バイリニア材料特性を用いて求めた軸崩壊限界点での水平変形、及び残存軸耐力の値（これは厳密には実験値でない、本章で示した手法で材料試験データを加工して求めた値であり、以降、実験値\*と表記する）を表 4.7 に纏める。ここで、残存軸耐力の各評価式による算定値も表 4.7 に併記する。また、既評価手法及び本論文で提案した評価手法による残存軸耐力の算定値と実験値\*の比較を図 4.66 に示す。表 4.7 及び図 4.66 より、残存軸耐力の算定値（3 種評価手法とも）は実験値\*とほぼ一致することが分かる。特に、本研究で提案した残存軸耐力評価式による算定値は、実験値\*と最も近い。

更に、第2章で提案したコンクリートが軸力を負担できない場合の残存軸耐力評価式(式(2.25))からも分かるように、残存軸耐力の大きさは主筋の高さに依存しない。ここで、軸崩壊限界点における水平変形がほぼ同様である試験体 R200-15 及び R400-15 は、両試験体の残存軸耐力がほぼ同じである。また、試験体 R200-30 及び R300-30 の加力結果からも同じ結論が得られる。従って、理想的な弾塑性材料であれば残存軸耐力の大きさは主筋の高さに依存しないことが分かる。

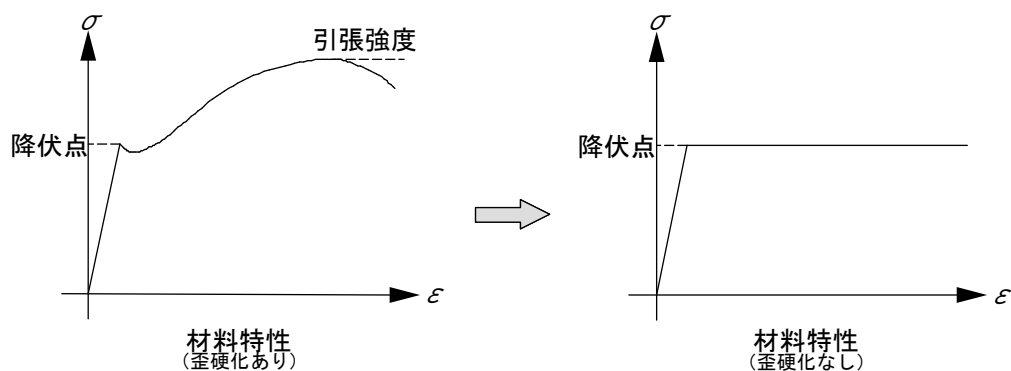
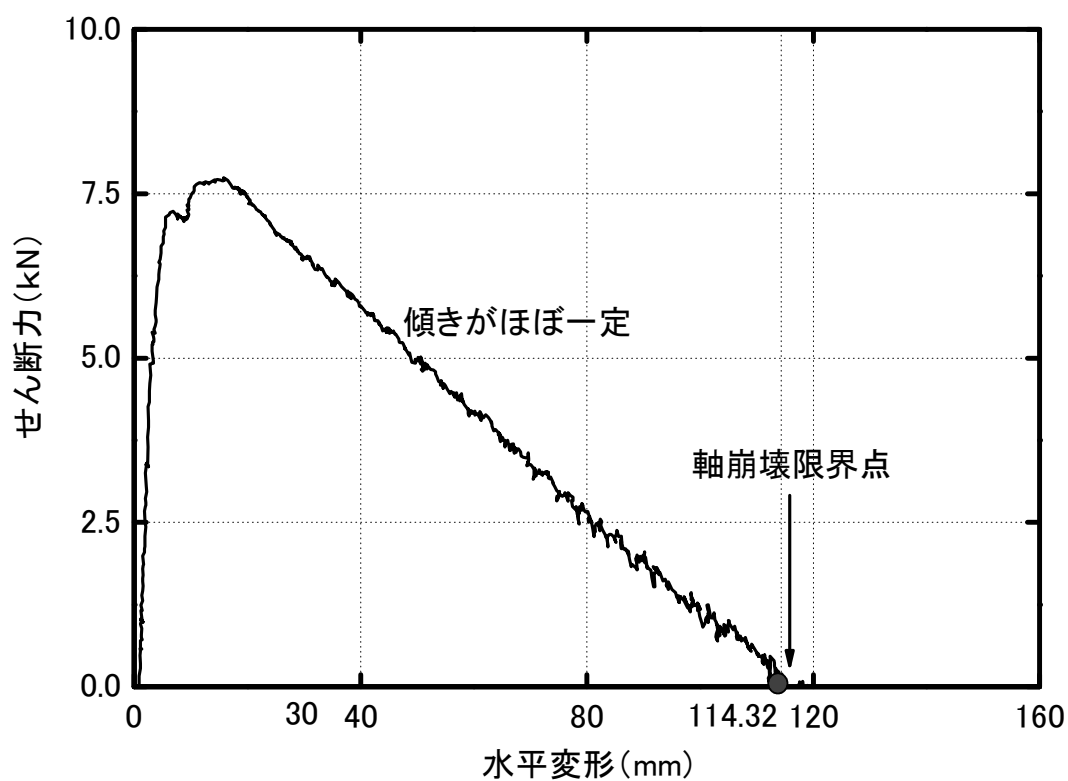
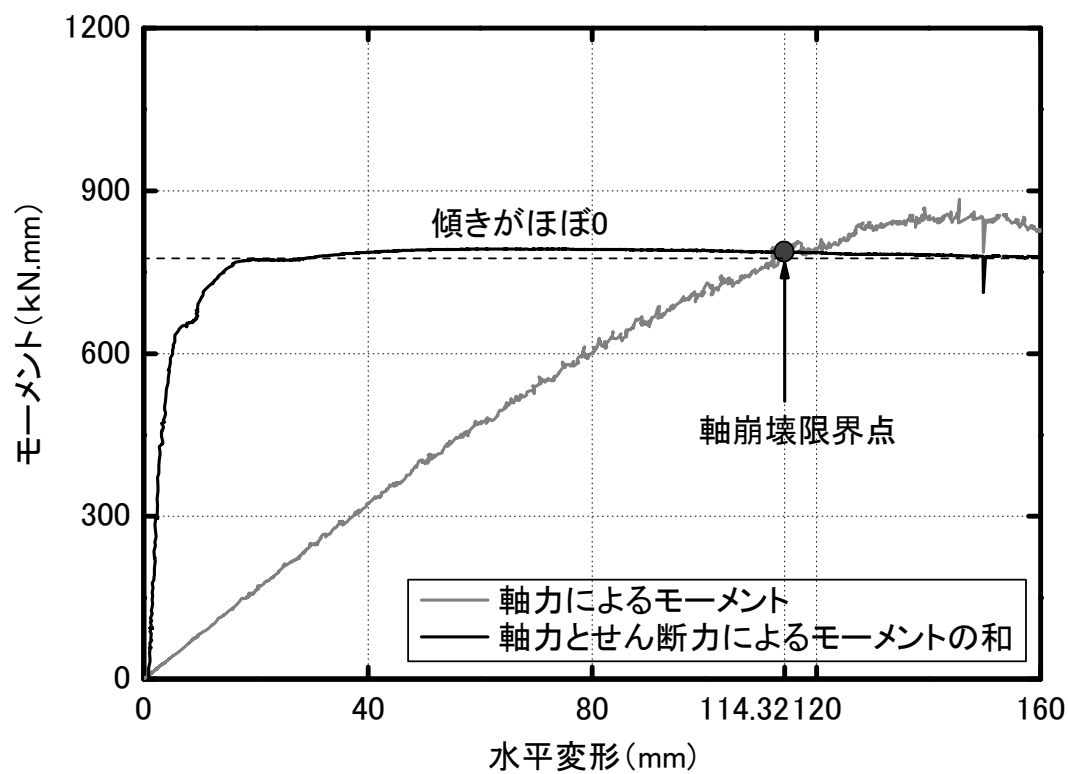


図 4.64 材料試験結果データの処理方法





(a)せん断力と水平変形の関係

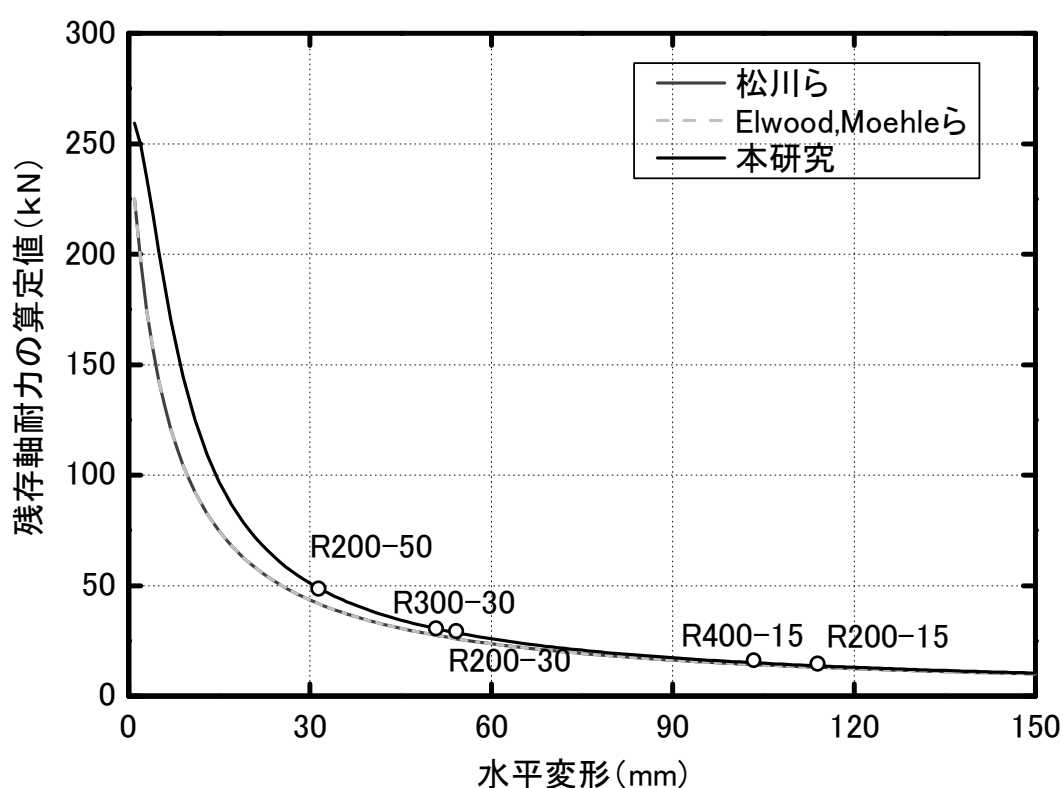


(b)モーメントと水平変形の関係

図 4.65 試験体 R200-15 の内力と水平変形の関係（歪硬化なし）

表 4.7 残存軸耐力の算定値と実験値\*の比較（降伏強度 427MPa）

試験体名	軸崩壊限界点の 水平変形(mm)	実験値*(kN)	算定値(kN)		
			松川ら <sup>[4.2]</sup>	Elwood, Moehle ら <sup>[4.3]</sup>	本研究
R200-15	114.32	13.77	12.99	12.99	13.65
R400-15	103.68	15.10	14.25	14.25	15.04
R200-30	54.54	28.44	25.83	25.83	28.48
R200-50	31.74	47.67	41.46	41.46	48.38
R300-30	51.19	29.60	27.34	27.34	30.32



（松川らと Elwood, Moehle らが提案した評価手法による残存軸耐力算定値がほぼ同様である。）

図 4.66 残存軸耐力の各評価式による算定値と実験値\*の比較（歪硬化なし）

完全バイリニアという理想的な材料特性を想定して RC 造柱の残存軸耐力の算定値と実験値\*の比較を行ったが、次に歪硬化の影響を考慮した残存軸耐力評価手法を試みる。

すなわち、実験結果を用いて導かれた軸崩壊限界点における各歪度計測点の応力度の平均値を鉄筋の降伏強度とし、評価式（式（1.20）、式（1.24）及び式（2.25））における主筋の降伏強度に代入して残存軸耐力を算定した。ここで、残存軸耐力の実験値と各評価式による算定値を表 4.8 に纏める。また、それぞれの残存軸耐力評価手法の精度比較を図 4.67 に示す。同図より、残存軸

耐力の算定値は実験値とほぼ一致することが分かる。特に、本研究で提案した残存軸耐力評価式による算定値は、実験値と最も近い。

以上のように、歪硬化の影響を取り除いて実験結果を修正評価した場合でも、歪硬化の影響を加味した鉄筋の降伏強度を代入した場合でも、残存軸耐力の算定値と実験値はほぼ一致することが分かった。尚、以降では、表 4.6 および図 4.60 に示したように①歪硬化の影響を考慮せずとも十分な精度が得られること、②歪硬化を考慮しない方が安全側の算定値を与えること、を理由に歪硬化の影響を考慮せずに議論を進める。

表 4.8 残存軸耐力の算定値と実験値との比較

試験体名	降伏強度 (MPa)	軸崩壊限界点の 水平変形(mm)	実験値 (kN)	算定値(kN)		
				松川ら <sup>[4.2]</sup>	Elwood, Moehle ら <sup>[4.3]</sup>	本研究
R200-15	510	136.64	14.86	13.09	13.09	13.64
R400-15	480	115.76	15.19	14.43	14.43	15.15
R200-30	505	67.46	28.23	25.17	25.17	27.28
R200-50	471	35.45	47.48	41.63	41.63	47.94
R300-30	473	57.58	29.48	27.24	27.24	29.90

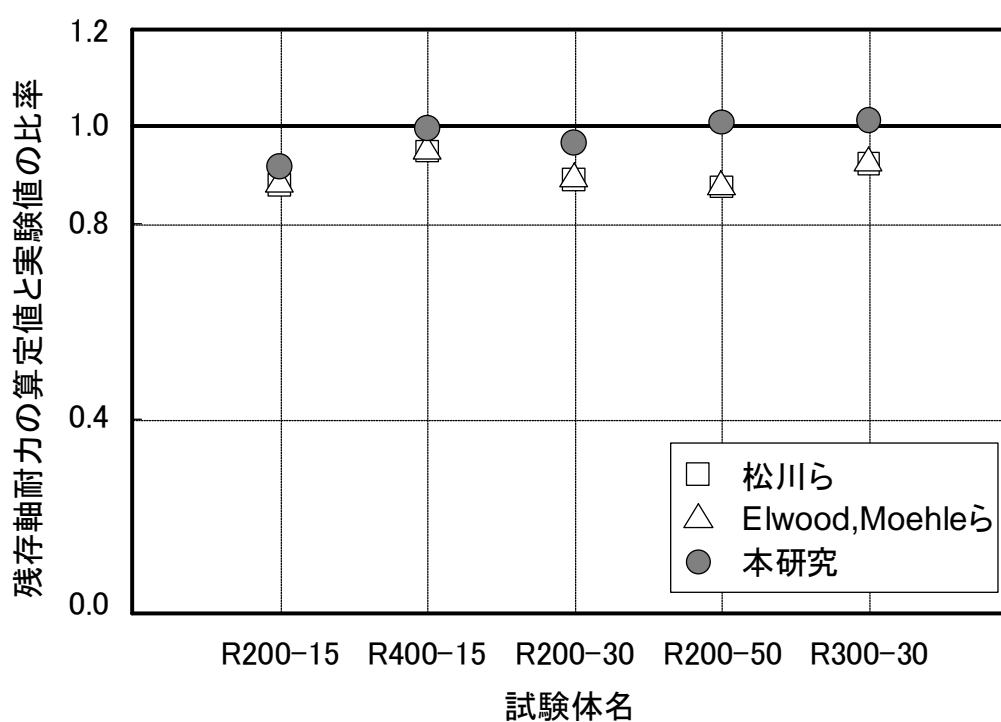


図 4.67 せん断破壊したRC造柱の残存軸耐力の各評価手法の精度比較

## 4.5 まとめ

本章では、まず、2014年1月～4月及び2014年11月～2015年3月に行った鉄筋のみによる試験体の加力実験における試験体の設計、及び計測・加力計画を述べた。次に、各試験体における荷重と変形の関係及び破壊過程を説明した。最後に、各試験体における軸崩壊限界点での作用軸力を残存軸耐力の実験値とし、それと既往研究において提案された残存軸耐力評価手法及び本研究で提案した評価手法による残存軸耐力の算定値と比較した。本章で得られた知見を以下に示す。

- (1) 本研究では、柱のせん断力が減少して0となる状態を軸崩壊限界点と定義した。加力実験においては、パンタグラフの自重による回転モーメントが大きい試験体 R200-15 を除いて、せん断力がほぼ0の時に試験体の水平・鉛直変形が急増する現象が観察されたことより、定義した軸崩壊限界点の妥当性が確認できた。
- (2) 水平加力の開始から軸崩壊限界点までの加力過程において、試験体のせん断力は、第2章で述べたように、まず水平変形の増加とともに大きくなるが、ある程度の変形を経験した後に水平変形の増加とともに減少する傾向が把握できた。
- (3) 水平加力の開始から軸崩壊の発生までの加力過程において、試験体の端部断面のモーメントは、第2章で述べたように、軸力によるモーメントは水平変形に対して線形的に増加する一方で、せん断力によるモーメントはある程度の変形後に徐々に減少することが確認できた。
- (4) 第2章では主筋の端部断面が全塑性になると想定したうえで、主筋の残存軸耐力寄与分の評価式を誘導したが、主筋端部断面が全塑性応力状態となっているかどうかを加力実験のデータより確認した。その結果、本加力実験では、軸崩壊限界点の時に主筋の端部断面がほぼ全塑性になったことが分かった。
- (5) 本研究で提案した残存軸耐力評価手法による算定値は、実験値より若干小さいが、両者がほぼ対応することが分かった。また、既往研究において提案された残存軸耐力評価手法と比べて相対的に高い精度を有することが分かった。
- (6) 残存軸耐力の算定値が実験値より若干小さい原因は歪硬化の影響による試験体の耐力上昇であると分かった。
- (7) 本研究で提案した残存軸耐力評価式(式(2.25))及び既往研究における他の残存軸耐力評価式(式(1.20)及び式(1.24))のように、残存軸耐力の大きさは主筋の高さに依存しないことを歪硬化による影響を除いた加力実験データより確認できた。理想的な弾塑性材料であれば残存軸耐力の大きさは主筋の高さに依存しないことが明らかとなった。

本章では、第2章で提案した、コンクリートが軸力を負担できない場合のせん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力評価手法が高い精度を有することが加力実験を通じて確認できた。続いて、コンクリートが軸力を負担できる場合の RC 造柱の残存軸耐力評価手法について、第5章にて詳しい検討を行う。

[参考文献]

- [4.1] 日本建築学会：建築材料実験用,2000年3月
- [4.2] 松川和人：部材の耐力低下を考慮した鉄筋コンクリート造純ラーメン架構の終局安全性評価,  
東北大学博士論文, 2013
- [4.3] Kenneth J. Elwood Jack P. Moehle: Axial Capacity Model for Shear-Damaged Columns, ACI  
STRUCTURAL JOURNAL, pp.578-587, 2005.07-08

---

## 第 5 章

# コンクリートの抵抗を考慮した RC 造柱の残存軸耐力評価手法の検証実験





## 5 コンクリートの抵抗を考慮した RC 造柱の残存軸耐力評価手法の検証実験

### 5.1 はじめに

第2章では、コンクリートが軸力を負担できない場合、及びコンクリートが軸力を負担できる場合の残存軸耐力評価手法をそれぞれ提案した。コンクリートが軸力を負担できない場合に関しては、鉄筋のみにより構成される試験体を設計して加力実験を行い、その加力実験結果を用いて提案した残存軸耐力評価手法が高い精度を有していることが確認できた（第4章）。

コンクリートが軸力を負担できる場合に関して、第3章では既往研究による加力実験データベースを通じて提案した残存軸耐力評価手法の精度検証を行い、せん断補強筋比が0.5%以上の試験体を除いて残存軸耐力の算定値は実験値とほぼ対応することが分かった。また、既往研究において提案された他の残存軸耐力評価手法との精度比較を行い、本研究で提案した残存軸耐力評価手法の精度は相対的に高いことが分かった。その原因は、第3章で述べたように、既往研究において提案された評価手法にはコンクリートに形成されるアーチ機構の影響による主筋の残存軸耐力寄与分の増加（以下では、単にアーチ機構の影響と呼ぶ）を考慮していないことであると考えられる。更に、アーチ機構の影響の有無によって、過去に提案された評価手法と本研究で提案した評価手法における柱の残存軸耐力に対する主筋とコンクリートの寄与分の割合も大きく異なる。そのため、コンクリートが軸力を負担できる場合において、アーチ機構の影響の有無及びその大きさを加力実験結果に基づいて詳しく検証する必要があると考えられる。しかし、第3章で作成した加力実験データベースからは主筋とコンクリートそれぞれの残存軸耐力寄与分を求めることは困難であるため、上記の検証が不可能である。また、せん断補強筋比が0.5%以上のせん断補強筋比が高い試験体に対して、提案した残存軸耐力評価手法は過大評価となっている。それは、第3章でも述べた通り、せん断破壊区間におけるせん断補強筋がある程度以上多くなれば、必ずしも全ての補強筋が降伏するわけではないことが想定される。

そのため、本研究では、加力実験データベースを用いた残存軸耐力評価手法の精度検証結果に基づいて、提案した残存軸耐力評価手法のせん断補強筋比の適用範囲、及びアーチ機構の影響の有無・大きさを調べることを目的とし、新たな加力実験を計画する。本章では、まず、RC造試験体の設計・製作及び加力実験の計測・加力計画について説明する。次に、各試験体の荷重と変形の関係及び破壊経過を述べる。最後に、加力実験データに基づいて、定義した軸崩壊限界点を求め、その時のせん断補強筋の応力状態を求めることにより、提案した評価手法の適用範囲をせん断補強筋比の観点から検討する。また、加力実験より得られたコンクリートと主筋のそれぞれの残存軸耐力の実験値と、提案した残存軸耐力評価手法によるそれぞれの算定値を比較することにより、提案した残存軸耐力評価手法の妥当性・適用性及びアーチ機構の影響の有無・大きさなどを検証する。さらに、既往研究における他の評価手法による結果と比較し、本研究で提案した評価手法の精度を検証する。

## 5.2 試験体の設計と製作

### 5.2.1 試験体の設計方針

コンクリートの抵抗を考慮した RC 造柱の残存軸耐力評価手法の検証実験における試験体は、以下の設計方針に基づき設計する。

#### (1)試験体の破壊パターン

本研究では、せん断破壊した RC 造柱を研究対象としているため、RC 造柱試験体をせん断余裕度が 1.0 以下となるよう設計する。

#### (2)試験体の高さ

第 2 章で構築した RC 造柱のせん断破壊区間の力学モデルで示すように、試験体の逆対称の応力分布を確保するため、パンタグラフを通じて試験体の上下スタブの平行を保ち、試験体の中央部を反曲点とする水平加力を行う。また、付録 1 で説明したように、パンタグラフの自重の影響で試験体の作用軸力・せん断力が変化する。本実験では、パンタグラフの影響によるせん断力の変化が最も小さくなるよう試験体高さ（上下スタブも含む全高さ）を設定した。即ち、第 4 章での分析結果より、試験体 R400-15, R200-30, R200-50 および R300-30（これらの試験体の全高さは同様である。）と同じ試験体全高さとなるよう設計し、その時のパンタグラフの自重の影響による軸力およびせん断力は、それぞれ 5 kN の増加および 1 kN の減少となる。

#### (3)試験体のクリアスパン比

本研究で提案したせん断破壊後の RC 造柱の残存軸耐力評価手法を詳しく検証するためには、せん断破壊区間の主筋とコンクリートの軸力負担分の実験値を計測値から求める必要がある。従って、試験体の製作段階においては、せん断破壊が発生する区間にある主筋に歪ゲージを貼付するが、あらかじめせん断破壊区間を特定しておかなければ、適切な歪ゲージ貼付位置を判断できない。そこで、作成した柱加力実験データベースにおける試験体のせん断破壊区間の高さとクリアスパン比の関係を調査した結果、クリアスパン比 2.0 の試験体のせん断破壊区間の高さはほぼ柱の全高さであることが分かった（第 3 章の加力実験データベースにおける一部の試験体のせん断破壊状況は付録 5 を参照）。そこで、本検証実験では、せん断破壊区間の高さとクリアスパン比の関係の検討結果に基づいて試験体のクリアスパン比を 2.0 とする。

#### (4)試験体の断面寸法及び試験体に使用する材料の規格

上記の設計方針（1）～（3）に基づいて試験体の設計パラメータが概ね決定できるが、試験体の断面寸法・配筋などの具体的な数値は、軸崩壊が生じるまで加力ができるように千葉実験所にある加力設備の寸法・容量に合わせて微調整する。

## 5.2.2 実験パラメータ

第3章で作成した加力実験データベースにおける、せん断補強筋比及び軸力比の分布を表5.1に纏める。同表に示すように、せん断補強筋比が0.2～0.3%の試験体は加力実験データベースの試験体の75%を占め、せん断補強筋比が0.3～0.5%の試験体は含まれていない。加えて、前述した通り、せん断補強筋比が0.5%以上の試験体においては、提案した残存軸耐力評価手法による算定結果が実験結果を過大評価した。従って、提案した残存軸耐力評価手法の妥当性や適用範囲を議論するためには、せん断補強筋比0.3～0.5%程度の試験体を含める必要がある。そこで、本実験では、上記の目的に沿うようせん断補強筋比0.4%、軸力比0.3の試験体をまずは設定し、加えてデータベースで最も試験体の本数が多いせん断補強筋比0.2%、軸力比0.2、0.3の試験体をそれぞれ1体ずつ製作することで標準的な試験体における主筋とコンクリートの負担割合を分析することとした。

表5.2に製作するRC造試験体（計3体）を示す。試験体名の意味は、試験体RC320-0.2%-0.2を例として説明する。“RC”は鉄筋コンクリートを、“320”は柱の内法高さ（単位：mm）を、“0.2%”はせん断補強筋比を、“0.2”は軸力比を意味する。

試験体RC320-0.2%-0.2及びRC320-0.2%-0.3は、等しいなせん断補強筋比（0.2%）を有し、軸力比をパラメータとする。それぞれの軸力比は0.2と0.3である。試験体RC320-0.2%-0.3及びRC320-0.4%-0.3は、等しいな軸力比（0.3）を作用させ、せん断補強筋比をパラメータとする。それぞれのせん断補強筋比は0.2%と0.4%である。

表5.1 加力実験データベースにおけるパラメータの分布

せん断補強筋比	試験体の本数 (軸力比 0.15～0.25)	試験体の本数 (軸力比 0.25～0.35)	合計
0.1%～0.2%	1	0	1
0.2%～0.3%	6	6	12
0.3%～0.4%	0	0	0
0.4%～0.5%	0	0	0
0.5%～0.6%	2	1	3

表5.2 本検証実験における試験体のパラメータの分布

試験体名	せん断補強筋比	軸力比
RC320-0.2%-0.2	0.2%	0.2
RC320-0.2%-0.3	0.2%	0.3
RC320-0.4%-0.3	0.4%	0.3

## 5.2.3 試験体の設計

コンクリートの抵抗を考慮した RC 造柱の残存軸耐力評価手法の検証実験は、2015 年 5～8 月に東京大学 生産技術研究所 千葉実験所の地震応答実験棟で実施した。検証実験における各試験体の諸元を表 5.3 に、その詳細を図 5.1 にそれぞれ示す。

試験体の寸法は、3 体とも柱の内法高さが 320 mm で、柱の幅及び柱せいが 160 mm である。設計基準強度 18 MPa のコンクリートを使用する。また、試験体の主筋は、3 体とも 8D16 (SD295A) である。試験体 RC320-0.2%-0.2 及び RC320-0.2%-0.3 には、間隔 75 mm で D4 (SD295A) のせん断補強筋が、試験体 RC320-0.4%-0.3 には、間隔 38.4 mm で D4 (SD295A) のせん断補強筋が配される。

また、製作前の予備検討として行った各試験体の強度計算結果を表 5.4 に示す。なお、同表に示す各試験体の強度計算結果は、鉄筋の降伏強度は規格降伏点強度に 49 MPa を加えた値を<sup>[5.1]</sup>、コンクリート圧縮強度は設計基準強度 (18 MPa) を 20% 増加させた値をそれぞれ用い、式 (5.1) ～ (5.3) <sup>[5.2], [5.3]</sup>より算定したものである。表 5.4 に示すように、いずれの試験体もせん断余裕度は 1.0 より小さく、せん断破壊型の試験体である。

表 5.3 試験体の諸元 (コンクリート Fc18)

試験体名	柱の内法高さ (mm)	柱幅 (mm)	柱のせい (mm)	主筋 (規格) (主筋比)	せん断補強筋 (規格) (せん断補強筋比)	軸力比
RC320-0.2%-0.2	320	160	160	8D16 (SD295A) (4.8%)	D4@75, (SD295A), (0.2%)	0.2
RC320-0.2%-0.3						0.3
RC320-0.4%-0.3					D4@38.4, (SD295A), (0.4%)	0.3

表 5.4 各試験体の強度計算結果

試験体名	曲げ終局モーメント $M_U$ (kN・m)	曲げ終局時せん断力 $Q_{MU}$ (kN)	せん断終局強度 $Q_{SU,mean}$ (kN)	せん断余裕度 $Q_{SU,mean} / Q_{MU}$
RC320-0.2%-0.2	27.6	172.3	64.3	0.37
RC320-0.2%-0.3	29.8	186.2	68.8	0.37
RC320-0.4%-0.3	29.8	186.2	74.7	0.40

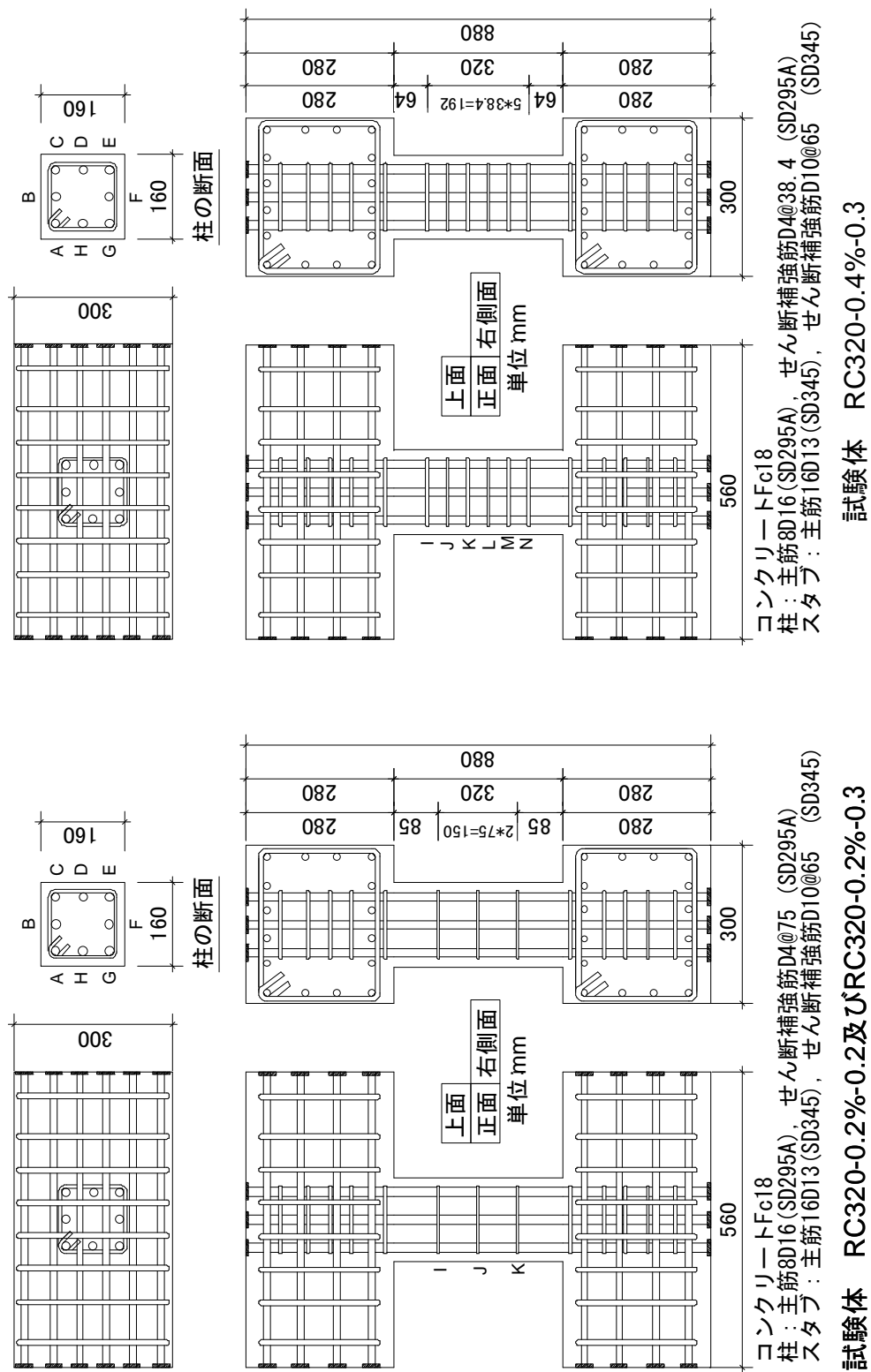


図5.1 各試験体の詳細

・柱の曲げ終局モーメント  $M_U$

$$M_U = 0.8 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D \cdot \left( 1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} \right) \quad (5.1)$$

ここで,

$M_U$  : 曲げ終局モーメント (N・mm)

$a_t$  : 引張鉄筋断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\sigma_y$  : 鉄筋の降伏点強度 (MPa)

$D$  : 柱のせい (mm)

$N$  : 軸力 (N)

$b$  : 柱の幅 (mm)

$F_c$  : コンクリート圧縮強度 (MPa)

である。

・柱の曲げ終局強度時のせん断力  $Q_{MU}$

$$Q_{MU} = \frac{M_U}{(h_0/2)} \quad (5.2)$$

ここで,

$Q_{MU}$  : 曲げ終局強度時のせん断力 (N)

$h_0$  : 柱の内法高さ (mm)

である。

・柱のせん断終局強度  $Q_{SU,mean}$

$$Q_{SU,mean} = \left\{ \frac{0.068 \cdot p_t^{0.23} \cdot (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \cdot \sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j \quad (5.3)$$

ここで,

$Q_{SU,mean}$  : せん断終局強度 (mean 式, kN)

$M/Qd$  : せん断スパン比 ( $= h_0/2d$ )

$h_0$  : 柱の内法高さ (mm)

$d$  : 有効せい (mm, 圧縮縁から引張鉄筋中心までの距離)

$p_w$  : せん断補強筋比

$\sigma_{wy}$  : せん断補強筋の降伏点強度 (MPa)

$\sigma_0$  : 柱の軸方向応力度 (MPa)

$j$  : 応力中心間距離 (mm)

である。

#### 5.2.4 試験体の製作

試験体の製作過程は、写真 5.1 に示すように主筋の歪ゲージ貼付（歪ゲージの貼付位置などの詳細は 5.3 節を参照）、鉄筋組立、型枠支保工、コンクリート打設、コンクリートの養生及び脱型などの作業により構成される。試験体の歪ゲージ貼付作業は東京大学・生産技術研究所で実施し、それ以外の作業は、アシス株式会社の製作工場で行った。

コンクリートを約 1 週間養生してある程度の強度が発見した後に、試験体をアシス株式会社の製作工場から東京大学 生産技術研究所 千葉実験所の地震応答実験棟に搬入した。



(a) 主筋の歪ゲージ貼付後の様子



(b) 試験体の鉄筋組立後の様子



(c) 試験体の型枠支保工



(d) コンクリート受入検査

写真 5.1 試験体の製作及び搬入（次のページへ続く）





(e)試験体のコンクリート打設



(f)試験体のコンクリートの養成



(g)脱型後の試験体の様子



(h)試験体の搬入中の様子

写真 5.1 試験体の製作及び搬入（前のページからの続き）



### 5.3 実験計画

#### 5.3.1 計測計画

本実験においては、試験体の変形（水平変形及び鉛直変形）、主筋及びせん断補強筋の軸方向歪度、及び作用力（水平力及び鉛直力）などを計測する。

試験体の変形の計測イメージ図を図 5.2 に示す。各試験体の変形（上下スタブの面内の相対水平変形及び相対鉛直変形）は、レーザー変位計 IL600（株式会社キーエンス製）及び高感度変位計 CDP50（東京測器研究所の製品）により計測する。面内の水平変形は試験体の 2 箇所を計測し、鉛直変形は試験体の 4 箇所を計測する。なお、試験体 RC320-0.2%-0.2 の加力終了後に、試験体 RC320-0.2%-0.2 の加力データや破壊現象の分析に基づいて、試験体の変形を精度よく求めることを目的として試験体 RC320-0.2%-0.3 及び RC320-0.4%-0.3 においては面外変形（上下スタブの面外の相対水平相対変形、2 箇所）を高感度変位計 CDP50 により計測することとした。

また、各主筋の端部断面及び中央断面に複数の歪ゲージ（東京測器研究所の製品、塑性歪ゲージ YFLA-2）を貼付して軸方向の歪度を計測する。各試験体の歪ゲージの貼付位置図を図 5.3 及び図 5.4 にそれぞれ示す。歪ゲージ貼付のため、貼付位置の主筋断面を研削しており、研削部分の直径は（16 mm から）14 mm となっている。主筋の端部断面に 6 枚を、中央断面に 4 枚を貼付する。また、せん断補強筋の応力状態を調べるため、せん断補強筋にも 4 枚の歪ゲージを貼付する。

試験体に作用する水平力及び鉛直力は、アクチュエータの端部に設置したロードセルにより計測する。また、加力途中においては、試験体のひび割れの進展状態を計測ステップ毎に撮影する。

各試験体の計測に使用したチャンネル番号リストを表 5.5～表 5.7 にそれぞれ示す。表 5.5～表 5.7 に示す各歪ゲージチャンネルに対応した計測位置は、歪ゲージの貼付位置図（図 5.3 及び図 5.4）を参照されたい。これらの試験体 3 体については、全て静的なデータロガーにより計測する。

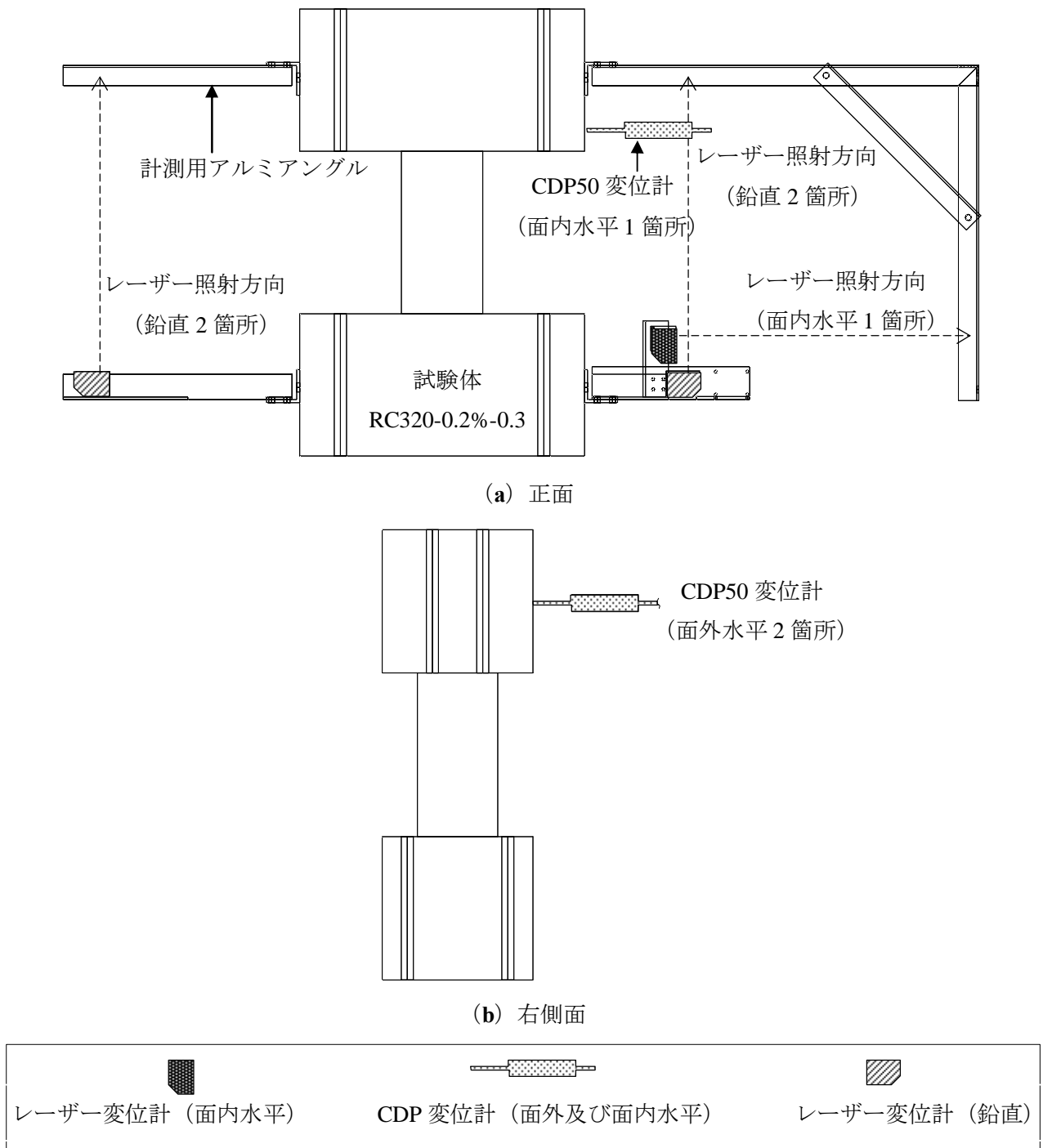
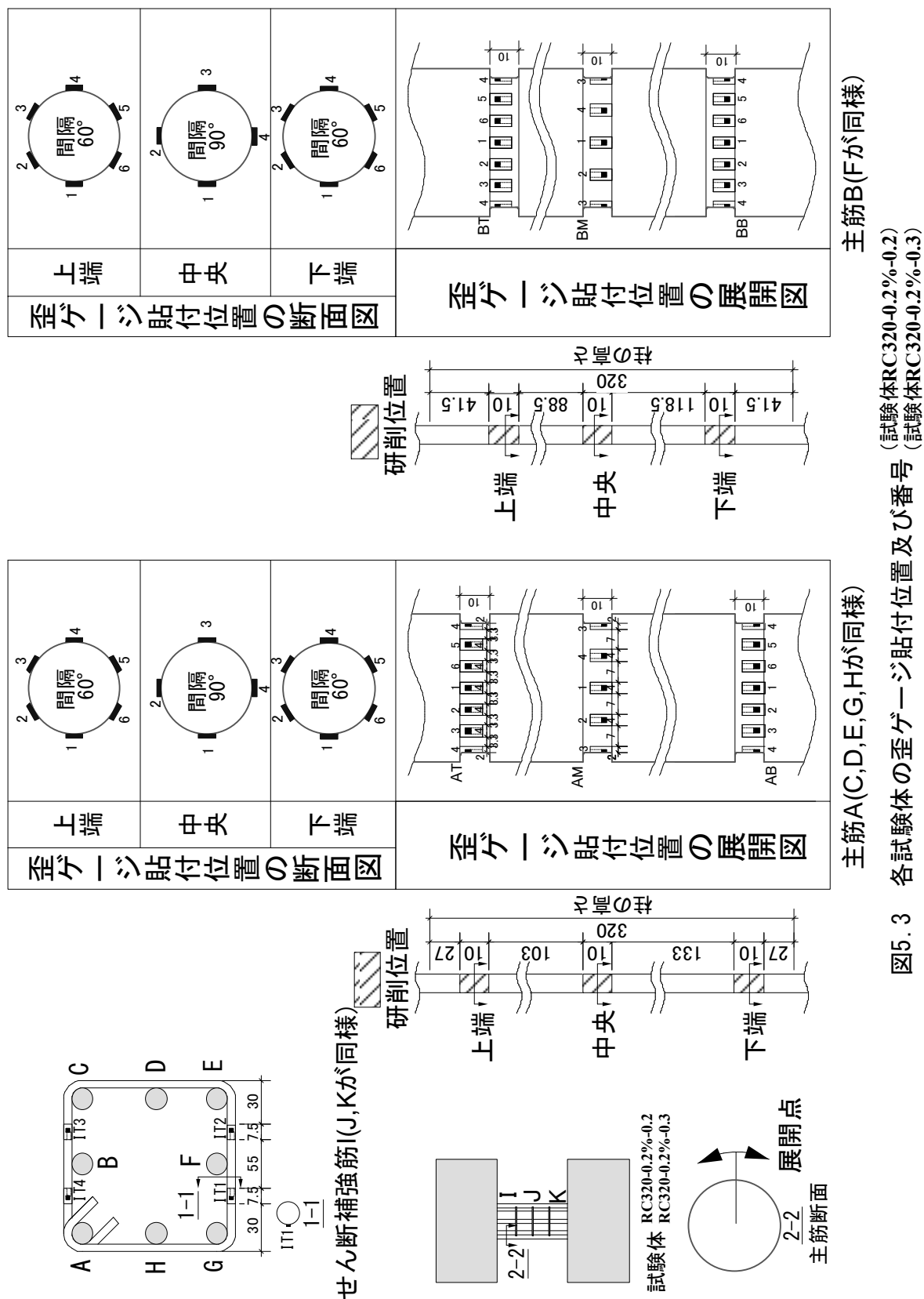


図 5.2 試験体の変形計測のイメージ図 (試験体 RC320-0.2%-0.3 を例として)



### 図5.3

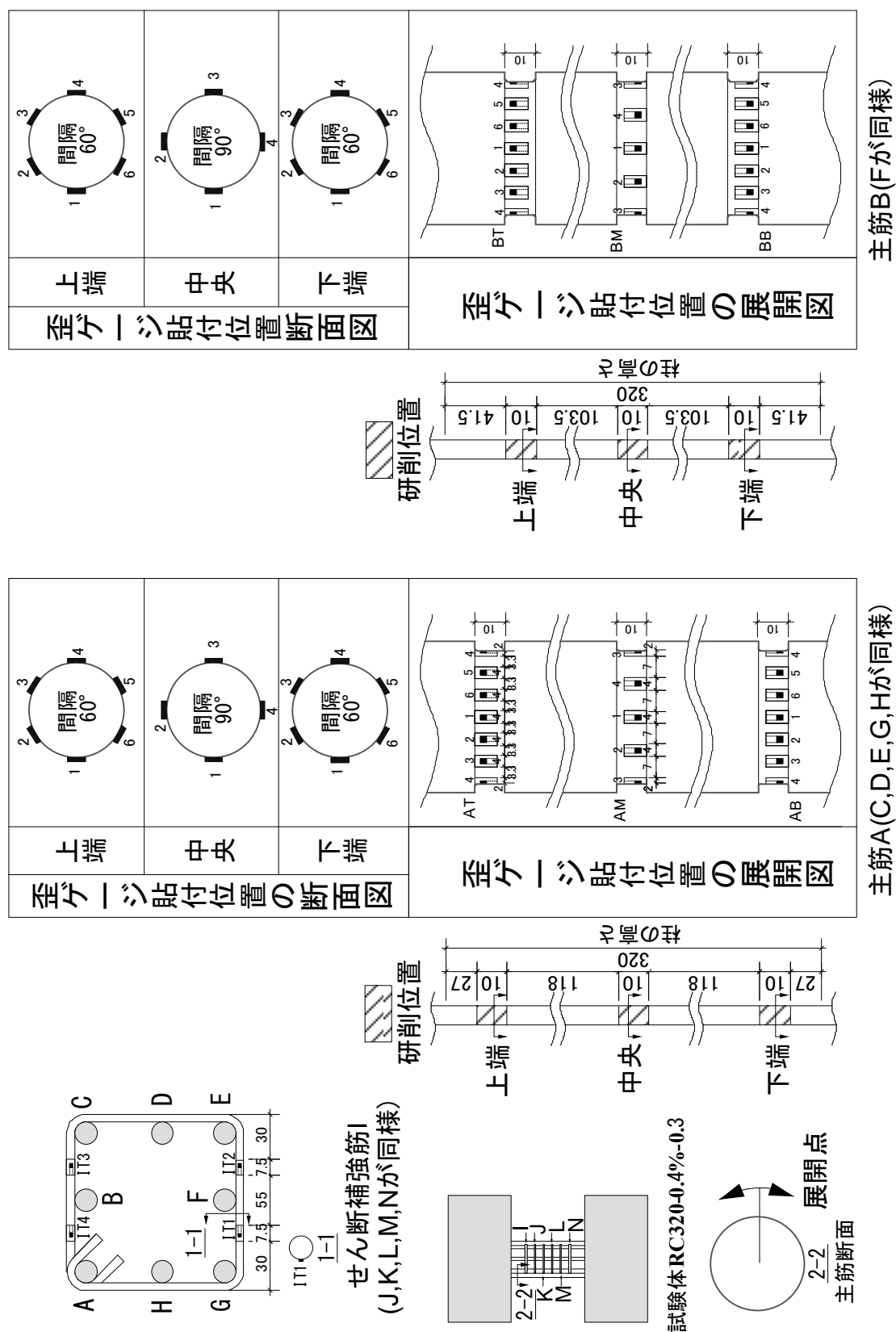


図5.4 各試験体の歪ゲージ貼付位置及び番号(試験体RC320-0.4%-0.3)

表 5.5 試験体 (RC320-0.2%-0.2) のチャンネル (CH) 番号リスト (次のページへ続く)

CH 番号	CH 名	計測内容	CH 番号	CH 名	計測内容
0	LOAD (H)	水平力	32	BM1	主筋 B の中央の歪度
1	LOAD (V)	鉛直力	33	BM2	
2	LDV-1	鉛直変形	34	BM3	
3	LDV-2		35	BM4	
4	LDV-3		36	BB1	主筋 B の下端の歪度
5	LDV-4		37	BB2	
6	LDH-1	面内水平変形	38	BB3	
7			39	BB4	
8			40	BB5	主筋 C の上端の歪度
9	CDP50 (H)	面内水平変形	41	BB6	
10	AT1	主筋 A の上端の歪度	42	CT1	
11	AT2		43	CT2	
12	AT3		44	CT3	
13	AT4		45	CT4	
14	AT5		46	CT5	
15	AT6		47	CT6	
16	AM1	主筋 A の中央の歪度	48	CM1	主筋 C の中央の歪度
17	AM2		49	CM2	
18	AM3		50	CM3	
19	AM4		51	CM4	
20	AB1	主筋 A の下端の歪度	52	CB1	主筋 C の下端の歪度
21	AB2		53	CB2	
22	AB3		54	CB3	
23	AB4		55	CB4	
24	AB5		56	CB5	
25	AB6		57	CB6	
26	BT1	主筋 B の上端の歪度	58	DT1	主筋 D の上端の歪度
27	BT2		59	DT2	
28	BT3		60	DT3	
29	BT4		61	DT4	
30	BT5		62	DT5	
31	BT6		63	DT6	

表 5.5 試験体 (RC320-0.2%-0.2) のチャンネル (CH) 番号リスト (次のページへ続く)

CH 番号	CH 名	計測内容	CH 番号	CH 名	計測内容
64	DM1	主筋 D の中央の歪度	96	FM1	主筋 F の中央の歪度
65	DM2		97	FM2	
66	DM3		98	FM3	
67	DM4		99	FM4	
68	DB1	主筋 D の下端の歪度	100	FB1	主筋 F の下端の歪度
69	DB2		101	FB2	
70	DB3		102	FB3	
71	DB4		103	FB4	
72	DB5		104	FB5	
73	DB6		105	FB6	
74	ET1	主筋 E の上端の歪度	106	GT1	主筋 G の上端の歪度
75	ET2		107	GT2	
76	ET3		108	GT3	
77	ET4		109	GT4	
78	ET5		110	GT5	
79	ET6		111	GT6	
80	EM1	主筋 E の中央の歪度	112	GM1	主筋 G の中央の歪度
81	EM2		113	GM2	
82	EM3		114	GM3	
83	EM4		115	GM4	
84	EB1	主筋 E の下端の歪度	116	GB1	主筋 G の下端の歪度
85	EB2		117	GB2	
86	EB3		118	GB3	
87	EB4		119	GB4	
88	EB5		120	GB5	
89	EB6		121	GB6	
90	FT1	主筋 F の上端の歪度	122	HT1	主筋 H の上端の歪度
91	FT2		123	HT2	
92	FT3		124	HT3	
93	FT4		125	HT4	
94	FT5		126	HT5	
95	FT6		127	HT6	

表 5.5 試験体 (RC320-0.2%-0.2) のチャンネル (CH) 番号リスト (前のページからの続き)

CH 番号	CH 名	計測内容	CH 番号	CH 名	計測内容
128	HM1	主筋 H の中央の歪度			
129	HM2				
130	HM3				
131	HM4				
132	HB1	主筋 H の下端の歪度			
133	HB2				
134	HB3				
135	HB4				
136	HB5				
137	HB6				
138	IT1	せん断補強筋 I の歪度			
139	IT2				
140	IT3				
141	IT4				
142	JT1	せん断補強筋 J の歪度			
143	JT2				
144	JT3				
145	JT4				
146	KT1	せん断補強筋 K の歪度			
147	KT2				
148	KT3				
149	KT4				

表 5.6 試験体 (RC320-0.2%-0.3) のチャンネル (CH) 番号リスト (次のページへ続く)

CH 番号	CH 名	計測内容	CH 番号	CH 名	計測内容
0	LOAD (H)	水平力	32	BM1	主筋 B の中央の歪度
1	LOAD (V)	鉛直力	33	BM2	
2	LDV-1	鉛直変形	34	BM3	
3	LDV-2		35	BM4	
4	LDV-3		36	BB1	主筋 B の下端の歪度
5	LDV-4		37	BB2	
6	LDH-1	面内水平変形	38	BB3	
7	CDP50 (H1)	面外水平変形	39	BB4	
8	CDP50 (H2)	面外水平変形	40	BB5	
9	CDP50 (H3)	面内水平変形	41	BB6	
10	AT1	主筋 A の上端の歪度	42	CT1	主筋 C の上端の歪度
11	AT2		43	CT2	
12	AT3		44	CT3	
13	AT4		45	CT4	
14	AT5		46	CT5	
15	AT6		47	CT6	
16	AM1	主筋 A の中央の歪度	48	CM1	主筋 C の中央の歪度
17	AM2		49	CM2	
18	AM3		50	CM3	
19	AM4		51	CM4	
20	AB1	主筋 A の下端の歪度	52	CB1	主筋 C の下端の歪度
21	AB2		53	CB2	
22	AB3		54	CB3	
23	AB4		55	CB4	
24	AB5		56	CB5	
25	AB6		57	CB6	
26	BT1	主筋 B の上端の歪度	58	DT1	主筋 D の上端の歪度
27	BT2		59	DT2	
28	BT3		60	DT3	
29	BT4		61	DT4	
30	BT5		62	DT5	
31	BT6		63	DT6	



表 5.6 試験体 (RC320-0.2%-0.3) のチャンネル (CH) 番号リスト (次のページへ続く)

CH 番号	CH 名	計測内容	CH 番号	CH 名	計測内容
64	DM1	主筋 D の中央の歪度	96	FM1	主筋 F の中央の歪度
65	DM2		97	FM2	
66	DM3		98	FM3	
67	DM4		99	FM4	
68	DB1	主筋 D の下端の歪度	100	FB1	主筋 F の下端の歪度
69	DB2		101	FB2	
70	DB3		102	FB3	
71	DB4		103	FB4	
72	DB5		104	FB5	
73	DB6		105	FB6	
74	ET1	主筋 E の上端の歪度	106	GT1	主筋 G の上端の歪度
75	ET2		107	GT2	
76	ET3		108	GT3	
77	ET4		109	GT4	
78	ET5		110	GT5	
79	ET6		111	GT6	
80	EM1	主筋 E の中央の歪度	112	GM1	主筋 G の中央の歪度
81	EM2		113	GM2	
82	EM3		114	GM3	
83	EM4		115	GM4	
84	EB1	主筋 E の下端の歪度	116	GB1	主筋 G の下端の歪度
85	EB2		117	GB2	
86	EB3		118	GB3	
87	EB4		119	GB4	
88	EB5		120	GB5	
89	EB6		121	GB6	
90	FT1	主筋 F の上端の歪度	122	HT1	主筋 H の上端の歪度
91	FT2		123	HT2	
92	FT3		124	HT3	
93	FT4		125	HT4	
94	FT5		126	HT5	
95	FT6		127	HT6	

表 5.6 試験体 (RC320-0.2%-0.3) のチャンネル (CH) 番号リスト (前のページからの続き)

CH 番号	CH 名	計測内容	CH 番号	CH 名	計測内容
128	HM1	主筋 H の中央の歪度			
129	HM2				
130	HM3				
131	HM4				
132	HB1	主筋 H の下端の歪度			
133	HB2				
134	HB3				
135	HB4				
136	HB5				
137	HB6				
138	IT1	せん断補強筋 I の歪度			
139	IT2				
140	IT3				
141	IT4				
142	JT1	せん断補強筋 J の歪度			
143	JT2				
144	JT3				
145	JT4				
146	KT1	せん断補強筋 K の歪度			
147	KT2				
148	KT3				
149	KT4				

表 5.7 試験体 (RC320-0.4%-0.3) のチャンネル (CH) 番号リスト (次のページへ続く)

CH 番号	CH 名	計測内容	CH 番号	CH 名	計測内容
0	LOAD (H)	水平力	32	BM1	主筋 B の中央の歪度
1	LOAD (V)	鉛直力	33	BM2	
2	LDV-1	鉛直変形	34	BM3	
3	LDV-2		35	BM4	
4	LDV-3		36	BB1	主筋 B の下端の歪度
5	LDV-4		37	BB2	
6	LDH-1	面内水平変形	38	BB3	
7	CDP50 (H1)	面外水平変形	39	BB4	
8	CDP50 (H2)	面外水平変形	40	BB5	
9	CDP50 (H3)	面内水平変形	41	BB6	
10	AT1	主筋 A の上端の歪度	42	CT1	主筋 C の上端の歪度
11	AT2		43	CT2	
12	AT3		44	CT3	
13	AT4		45	CT4	
14	AT5		46	CT5	
15	AT6		47	CT6	
16	AM1	主筋 A の中央の歪度	48	CM1	主筋 C の中央の歪度
17	AM2		49	CM2	
18	AM3		50	CM3	
19	AM4		51	CM4	
20	AB1	主筋 A の下端の歪度	52	CB1	主筋 C の下端の歪度
21	AB2		53	CB2	
22	AB3		54	CB3	
23	AB4		55	CB4	
24	AB5		56	CB5	
25	AB6		57	CB6	
26	BT1	主筋 B の上端の歪度	58	DT1	主筋 D の上端の歪度
27	BT2		59	DT2	
28	BT3		60	DT3	
29	BT4		61	DT4	
30	BT5		62	DT5	
31	BT6		63	DT6	

表 5.7 試験体 (RC320-0.4%-0.3) のチャンネル (CH) 番号リスト (次のページへ続く)

CH 番号	CH 名	計測内容	CH 番号	CH 名	計測内容
64	DM1	主筋 D の中央の歪度	96	FM1	主筋 F の中央の歪度
65	DM2		97	FM2	
66	DM3		98	FM3	
67	DM4		99	FM4	
68	DB1	主筋 D の下端の歪度	100	FB1	主筋 F の下端の歪度
69	DB2		101	FB2	
70	DB3		102	FB3	
71	DB4		103	FB4	
72	DB5		104	FB5	
73	DB6		105	FB6	
74	ET1	主筋 E の上端の歪度	106	GT1	主筋 G の上端の歪度
75	ET2		107	GT2	
76	ET3		108	GT3	
77	ET4		109	GT4	
78	ET5		110	GT5	
79	ET6		111	GT6	
80	EM1	主筋 E の中央の歪度	112	GM1	主筋 G の中央の歪度
81	EM2		113	GM2	
82	EM3		114	GM3	
83	EM4		115	GM4	
84	EB1	主筋 E の下端の歪度	116	GB1	主筋 G の下端の歪度
85	EB2		117	GB2	
86	EB3		118	GB3	
87	EB4		119	GB4	
88	EB5		120	GB5	
89	EB6		121	GB6	
90	FT1	主筋 F の上端の歪度	122	HT1	主筋 H の上端の歪度
91	FT2		123	HT2	
92	FT3		124	HT3	
93	FT4		125	HT4	
94	FT5		126	HT5	
95	FT6		127	HT6	

表 5.7 試験体 (RC320-0.4%-0.3) のチャンネル (CH) 番号リスト (前のページからの続き)

CH 番号	CH 名	計測内容	CH 番号	CH 名	計測内容
128	HM1	主筋 H の中央の歪度	160	NT3	せん断補強筋 N の歪度
129	HM2		161	NT4	
130	HM3				
131	HM4				
132	HB1	主筋 H の下端の歪度			
133	HB2				
134	HB3				
135	HB4				
136	HB5				
137	HB6				
138	IT1	せん断補強筋 I の歪度			
139	IT2				
140	IT3				
141	IT4				
142	JT1	せん断補強筋 J の歪度			
143	JT2				
144	JT3				
145	JT4				
146	KT1	せん断補強筋 K の歪度			
147	KT2				
148	KT3				
149	KT4				
150	LT1	せん断補強筋 L の歪度			
151	LT2				
152	LT3				
153	LT4				
154	MT1	せん断補強筋 M の歪度			
155	MT2				
156	MT3				
157	MT4				
158	NT1	せん断補強筋 N の歪度			
159	NT2				

## 5.3.2 加力計画

試験体及び加力装置のセットアップを図 5.5 及び写真 5.2 に示す。図 5.5 及び写真 5.2 に示したように、水平方向、鉛直方向ともにアクチュエータによる加力である。本実験で使用したアクチュエータの容量はいずれも+100 kN, -200 kN,  $\pm 250$  mm である。また、パンタグラフを通じて試験体の上下スタブの平行を保ち、逆対称の応力分布となるように载荷した。

試験体の加力は、まず、鉛直アクチュエータにより一定の軸力(試験体 RC320-0.2%-0.2: 115 kN, RC320-0.2%-0.3 及び RC320-0.4%-0.3: 165 kN)を導入し、次に、設定した目標変位まで正負交番漸増静的繰り返し水平加力を行い、最後に、軸崩壊が生じるまでの一方向水平加力を行った。正負交番漸増静的繰り返し水平加力及び軸崩壊が生じるまで一方向水平加力の具体的な加力計画を図 5.6 に示す。ただし、各試験体において、試験体の破壊状況に基づいて加力計画を多少調整したが(詳しくは、次節を参照)、いずれも軸崩壊までの加力が行われた。

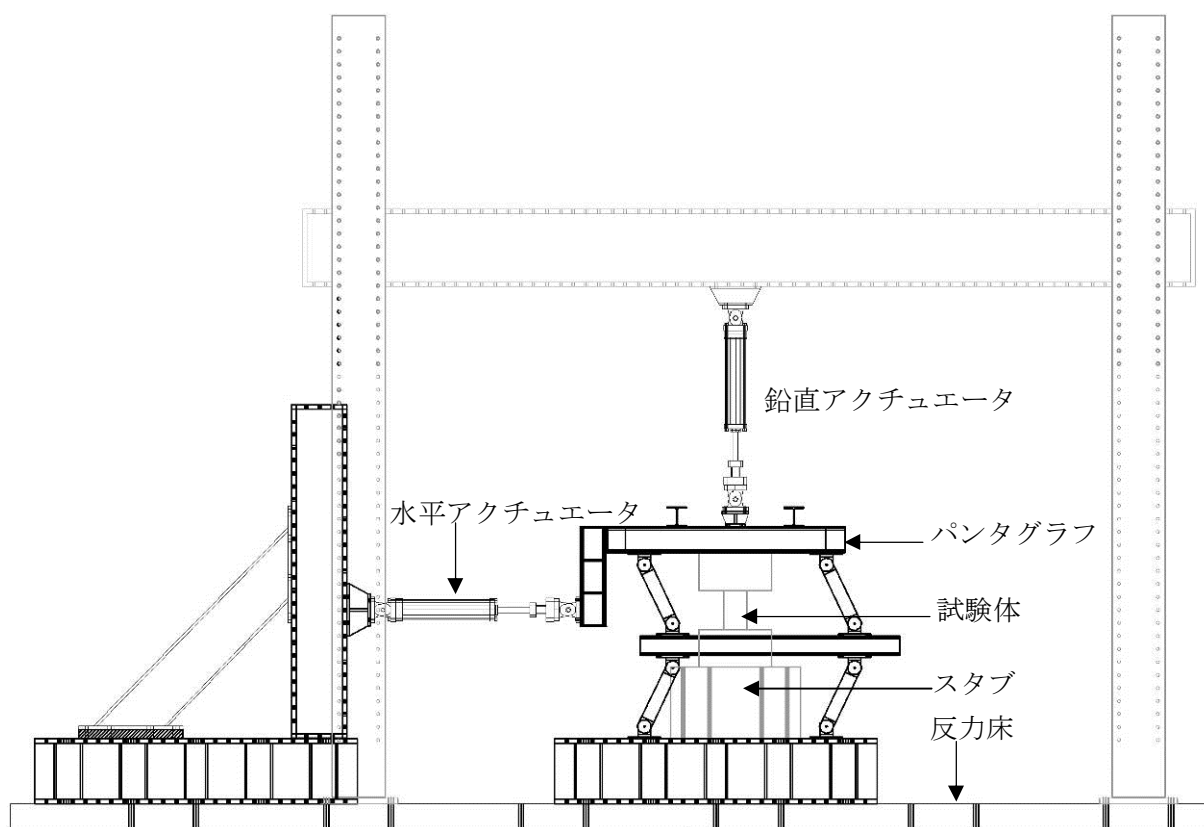


図 5.5 実験装置・試験体のセットアップ (計画図)

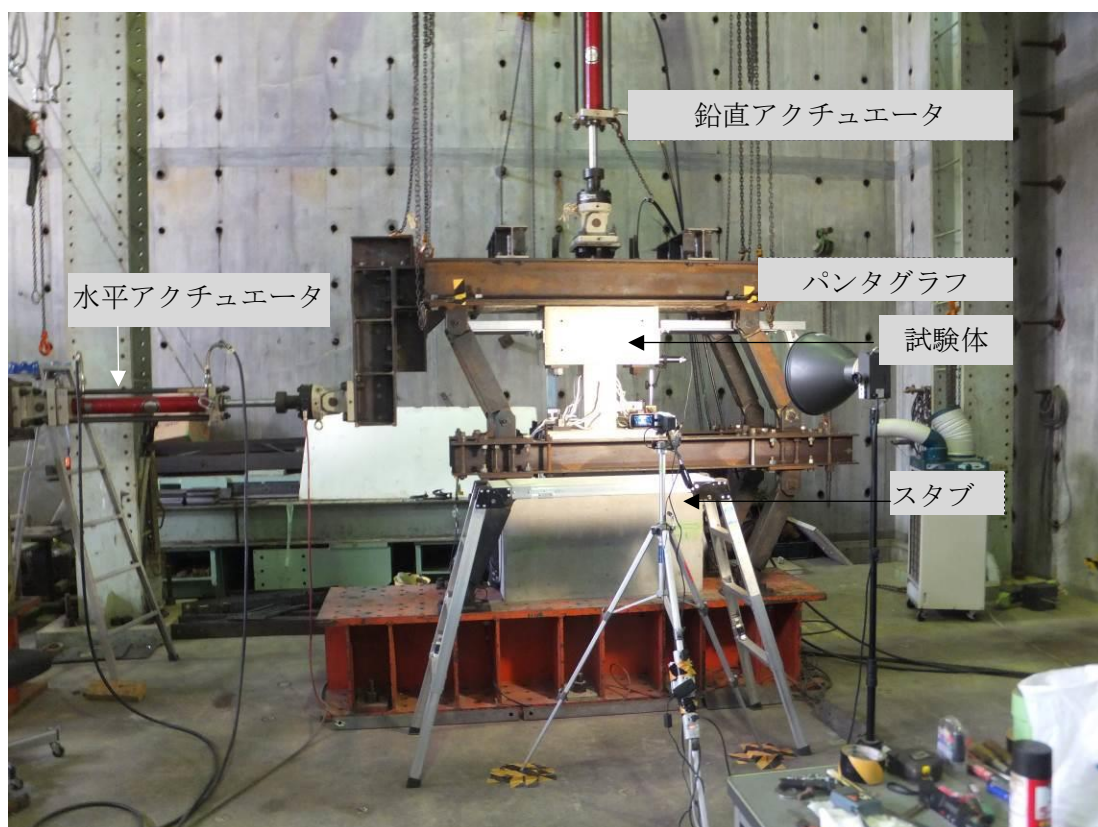


写真 5.2 実験装置・試験体のセットアップ

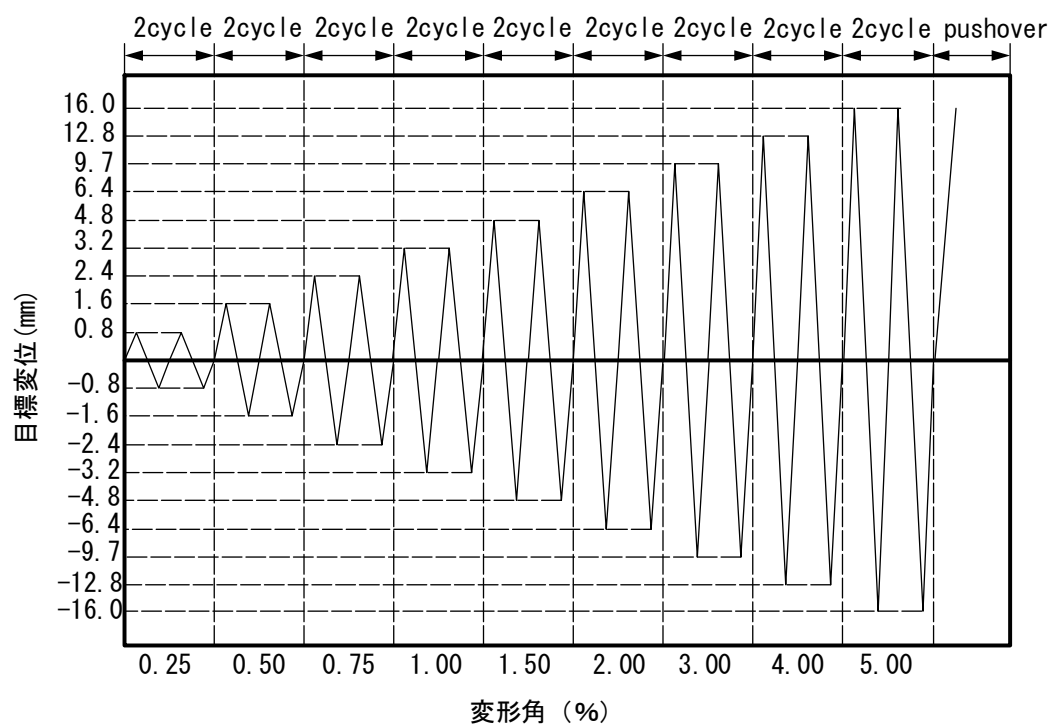


図 5.6 加力計画

## 5.4 実験結果

### 5.4.1 コンクリートの材料試験結果

検証実験における RC 造柱の試験体に使用したコンクリートは普通コンクリートであり、配合の設計条件を表 5.8 に示す。呼び強度は 15 MPa, スランブ値は 18 cm, 粗骨材の最大寸法は 13 mm のものである。試験体の加力実験の間に, 東京大学・生産技術研究所・千葉実験所・張力型空間構造モデルドームにて圧縮試験及び割裂引張試験を 2 回行った。以下は, 実施したコンクリートの圧縮強度 (表 5.9) および割裂強度 (表 5.10) の試験結果を示す。ここで, コンクリート圧縮強度試験における弾性係数 (ヤング係数) は, 材料試験より得られた応力度とひずみ度の関係を用いてひずみが  $50\mu\epsilon$  を示す点と最大応力度の 1/3 となる点を結ぶ直線の傾きである<sup>[5.4]</sup>。

表 5.8 コンクリートの配合の設計条件

コンクリートの種類 による記号	呼び強度 (MPa)	スランブ (mm)	粗骨材の最大寸法 (mm)	セメントの種類 による記号
普通	15	18	13	H

表 5.9 コンクリートの圧縮試験結果

試験片	実施日：2015 年 8 月 13 日 材令：30 日		実施日：2015 年 8 月 21 日 材令：38 日	
	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 ( $10^4$ MPa)	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 ( $10^4$ MPa)
1	21.8	2.0	23.8	2.5
2	23.5	2.3	24.0	1.2
3	22.1	3.1	22.6	1.6
平均	22.5	2.5	23.5	1.8

表 5.10 コンクリートの割裂引張試験結果

試験片	引張強度 (MPa)	
	実施日：2015 年 8 月 13 日 材令：30 日	実施日：2015 年 8 月 21 日 材令：38 日
1	1.7	1.7
2	1.6	1.9
3	2.1	2.1
平均	1.8	1.9



## 5.4.2 鉄筋の材料試験結果

本実験において使用された鉄筋の引張試験（鉄筋は計2種類）を2015年7月27日に東京大学生産技術研究所・動的現象実験室で行い、その材料試験結果を表5.11及び図5.7にそれぞれ示す。材料試験に使用された鉄筋試験片（D16, SD295A）は、5.3節で述べたように、試験体の主筋と同様、鉄筋断面を研削した後の鉄筋（直径は14mm）を用いた。

降伏応力の算出については<sup>[5,4]</sup>、降伏点が明瞭であった鉄筋D16（SD295A）は上降伏点を採用し、鉄筋D4（SD295A）については0.2%オフセット法により求めた。表5.11及び図5.7に示すように、2種類の鉄筋の引張試験において各試験片から求めた降伏強度、降伏歪度などの力学特性はほぼ一致する。

表 5.11 鉄筋の引張試験結果

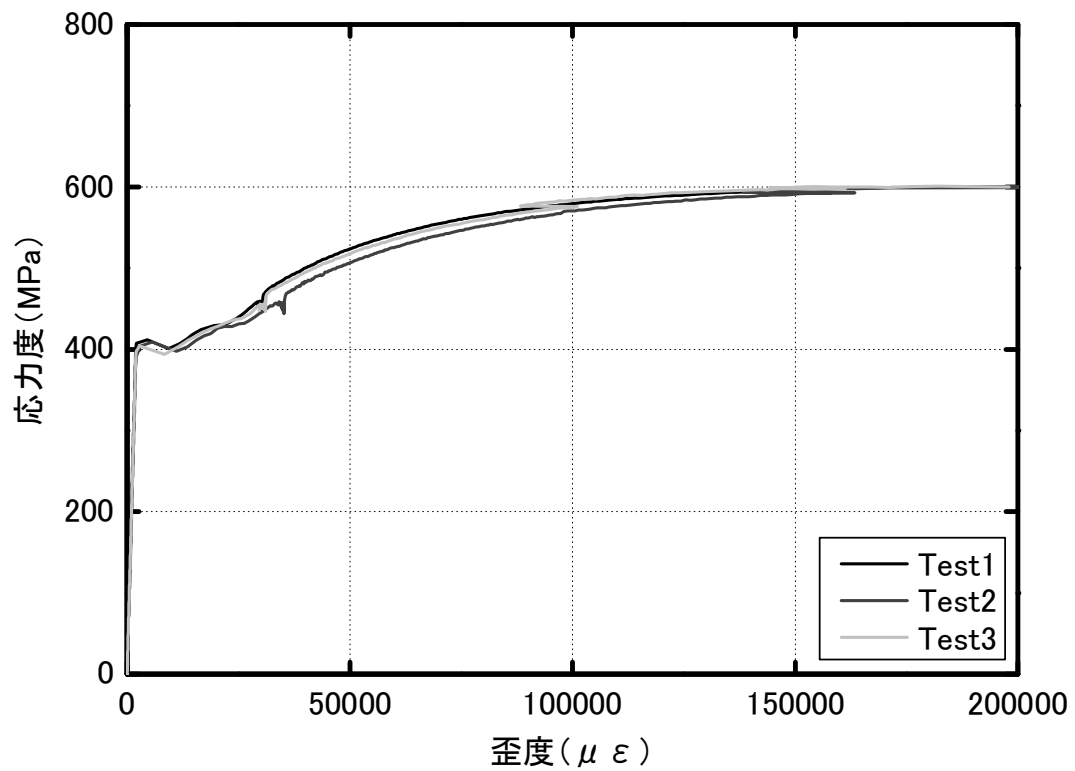
(a) 主筋の材料特性\* (D16, SD295A)

試験体片	降伏強度 (MPa)	降伏歪 ( $\mu\epsilon$ )	引張強度 (MPa)	ヤング係数 ( $10^5\text{MPa}$ )
1	407	2073	601	2.04
2	392	2030	600	1.93
3	398	2107	601	2.03
平均	399	2070	601	2.00

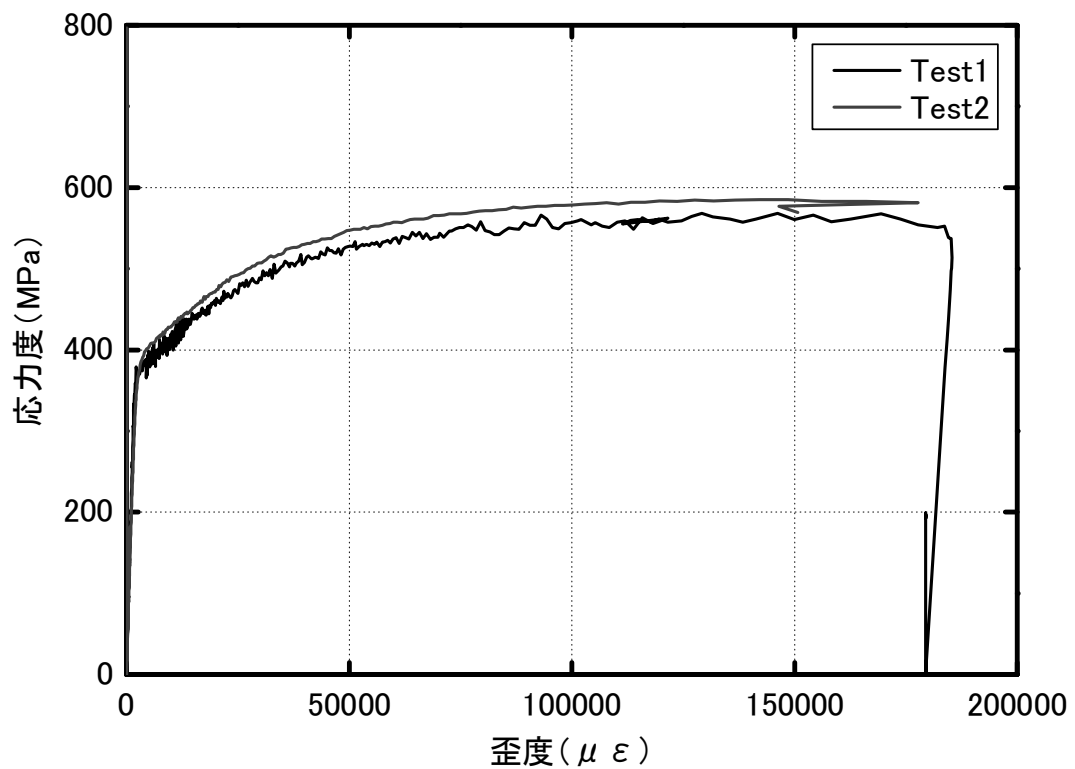
(b) せん断補強筋の材料特性\* (D4, SD295A)

試験体片	降伏強度 (MPa)	降伏歪 ( $\mu\epsilon$ )	引張強度 (MPa)	ヤング係数 ( $10^5\text{MPa}$ )
1	387	4000	566	1.93
2	395	4300	585	1.72
平均	391	4150	576	1.83

\*：鉄筋断面積は、断面切削後の実測径に基づき算定した。ただし、D4については歪エージ貼付のため著者が手作業で研磨したため、断面形状は十分整形できなかった。



(a) 主筋 (D16, SD295A)



(b) せん断補強筋 (D4, SD295A)

図 5.7 鉄筋の引張試験の応力度と歪度の関係

#### 5.4.3 各試験体における荷重と変形の関係及び破壊経過

本項では、荷重（試験体の作用水平力、作用鉛直力及び端部断面モーメント）と変形（水平変形）の関係、及び加力実験中に撮影した試験体の写真を通じて 5.2 節で計画した各試験体の加力実験結果の概要を説明する。

5.3 節で述べたように加力過程において面内と面外の水平変形を計測したが、以下の議論における変形角は面内の水平変形と柱の内法高さの比率である。

## (1) 試験体 RC320-0.2%-0.2

試験体 RC320-0.2%-0.2 の破壊経過を変形角 5% までの繰り返し水平載荷と繰り返し載荷後の一方向水平載荷に分けて説明する。本試験体における水平力（水平アクチュエータにて計測された力で、パンタグラフの自重や大変形によるアクチュエータの傾きの影響を考慮していない）と面内の水平変形との関係、及び鉛直力（鉛直アクチュエータにて計測された力で、パンタグラフの自重や大変形によるアクチュエータの傾きの影響を考慮していない）と面内の水平変形の間を関係を図 5.8 及び図 5.9 にそれぞれ示す。さらに、以下に示す加力過程の各段階及び加力終了後の試験体の様子を写真 5.3 及び写真 5.4 にそれぞれ示す。

## ・変形角 5% までの繰り返し水平載荷

- ①変形角 0.25%（目標変位 0.8 mm）の第 1 サイクル目の正載荷ピーク時に、斜めのせん断ひび割れが観測された（図 5.8 の①）。試験体の様子を写真 5.3 の①に示す。
- ②変形角-0.5%（目標変位-1.6 mm）の第 1 サイクル目の負載荷ピーク時に、新しい斜めのせん断ひび割れが観測された（図 5.8 の②）。試験体の様子を写真 5.3 の②に示す。
- ③変形角 0.75%（目標変位 2.4 mm）の第 1 サイクル目の正載荷において、せん断補強筋が降伏し始めた（図 5.8 の③）。試験体の様子を写真 5.3 の③に示す。
- ④変形角 1.00%（目標変位 3.2 mm）の第 1 サイクル目の正載荷において、正側の最大耐力（73 kN）に到達した（図 5.8 の④）。試験体の様子を写真 5.3 の④に示す。
- ⑤変形角 1.5%（目標変位 4.8 mm）の第 1 サイクル目の正載荷においては、主筋端部断面が降伏し始めた（図 5.8 の⑤）。この時、柱にせん断ひび割れがほぼ全面的に進展した。試験体の様子を写真 5.3 の⑤に示す。
- ⑥変形角-1.5%（目標変位-4.8 mm）の第 1 サイクル目の負載荷においては、負側の最大耐力（-57 kN）に達した（図 5.8 の⑥）。試験体の様子を写真 5.3 の⑥に示す。

## ・繰り返し載荷後の一方向水平載荷

- ⑦一方向水平加力載荷を行う前の試験体の様子は、被りコンクリートが殆ど剥離・剥落し、一部の主筋が露出した（図 5.8 の⑦）。試験体の様子を写真 5.3 の⑦に示す。
- ⑧試験体は、面内の水平変形が約 19 mm 以下では安定して軸力を保持した。面内の水平変形が約 19 mm の時、水平力がほぼ 0（2.74 kN）となり、試験体の変形が一気に 45mm（面内の水平変形）程度まで急増した（図 5.8 の⑧）。試験体の様子を写真 5.3 の⑧に示す。
- ⑨加力中、水平変形を計測していた変位計 CDP50 が、試験体との離間（面内の水平変形が約 19 mm の時）を生じ、欠測となった。⑩加力終了後、試験体の残留変形は、面内の水平変形は 45 mm で、面外の水平変形は 85 mm であった。その様子を写真 5.4 に示す。ここで、面外の水平変形と面内の水平変形の増加割合が一定であると仮定すると、変形急増現象が生じる直前である面内の水平変形 19 mm の時に、面外の水平変形は約 37 mm と推定でき、2 方向水平変形を考慮して換算した水平方向の合成変位は約 42 mm である。また、写真 5.4 に示すよ

うに、試験体に配されたせん断補強筋は3本ともフックに大きな変形が発生した。

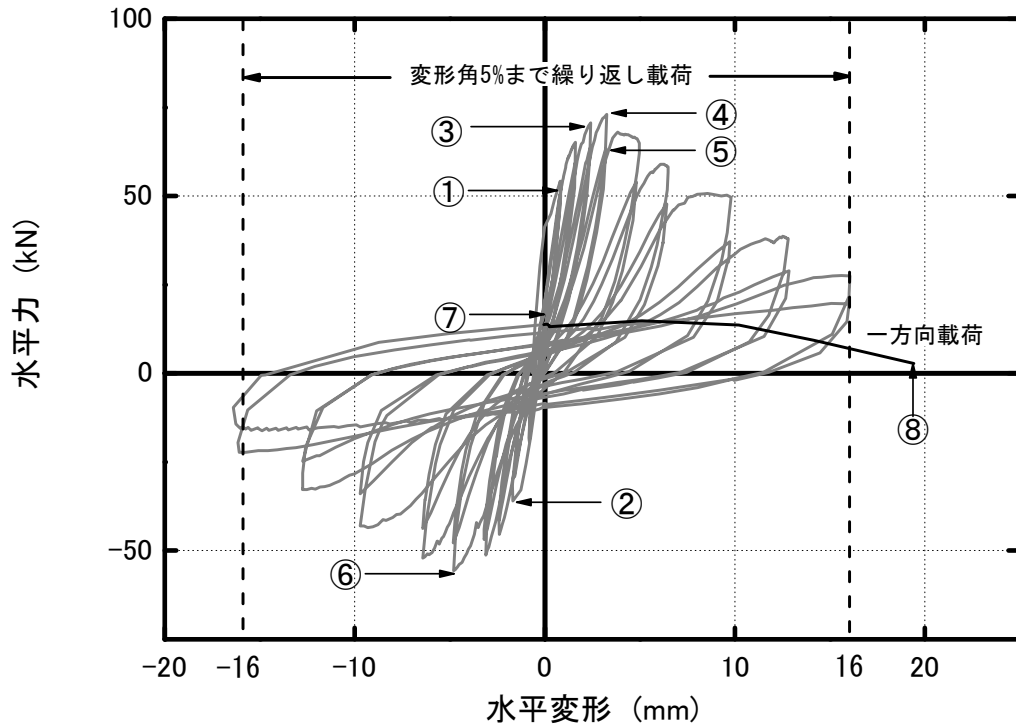


図 5.8 試験体 RC320-0.2%-0.2 における水平力と面内の水平変形の関係

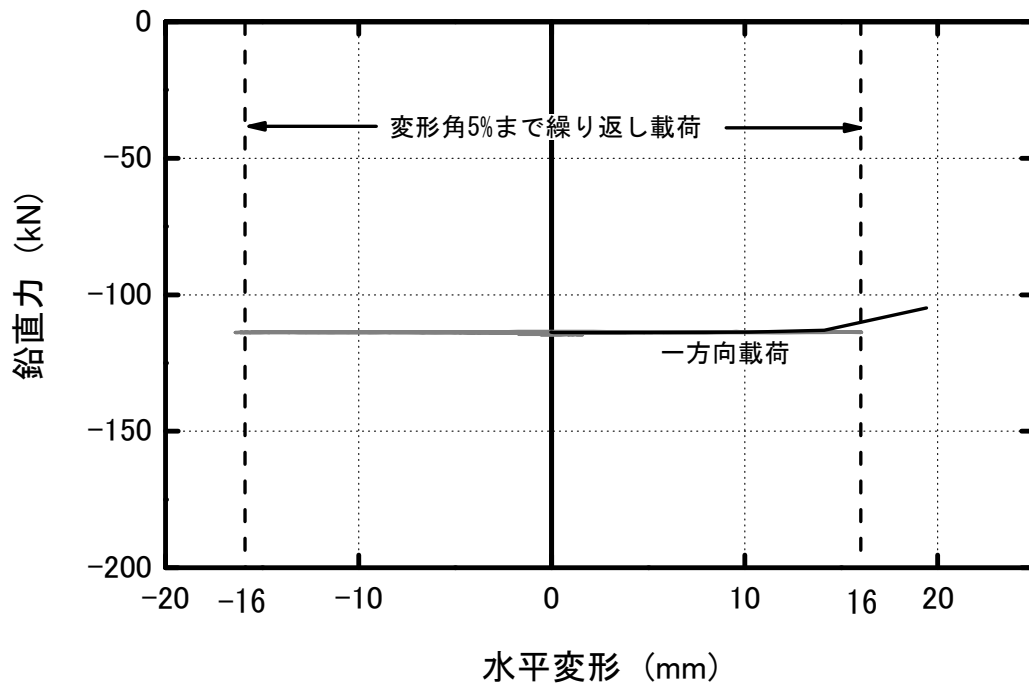


図 5.9 試験体 RC320-0.2%-0.2 における鉛直力と面内の水平変形の関係



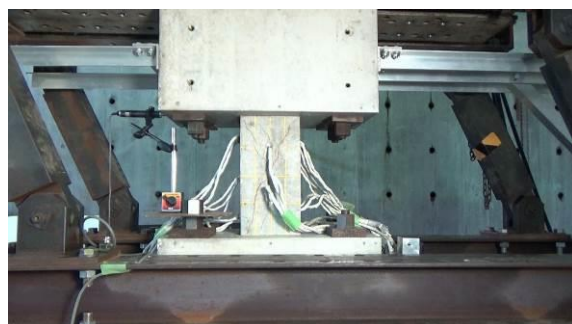
①斜めのひび割れが生じる（左下→右上）



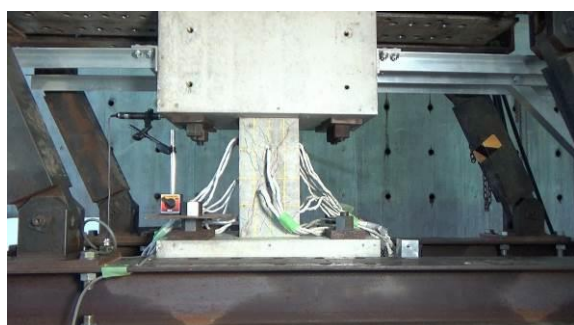
②斜めのひび割れが生じる（左上→右下）



③せん断補強筋が降伏し始める



④正側の最大水平耐力



⑤主筋端部が降伏し始める



⑥負側の最大水平耐力



⑦一方向载荷を行う前



⑧変形急増現象が発生し始める

写真 5.3 加力過程の各段階における試験体 RC320-0.2%-0.2 の様子





破壊した試験体の全景



試験体の破壊詳細（正面）



試験体の破壊詳細（裏面）



せん断補強筋（I）の破壊詳細



せん断補強筋（J）の破壊詳細



せん断補強筋（K）の破壊詳細

写真 5.4 加力終了後の試験体 RC320-0.2%-0.2 の様子

## (2) 試験体 RC320-0.2%-0.3

試験体 RC320-0.2%-0.3 の破壊経過を変形角 1% までの繰り返し水平載荷（面外の水平変形が大きく生じないように試験体 RC320-0.2%-0.2 ほど繰り返し水平載荷を実施しなかった）と繰り返し載荷後の一方向水平載荷に分けて説明する。本試験体における水平力（水平アクチュエータにて計測された力、パンタグラフの自重や大変形によるアクチュエータの傾きの影響を考慮していない）と面内の水平変形の関係、及び鉛直力（鉛直アクチュエータにて計測された力、パンタグラフの自重や大変形によるアクチュエータの傾きの影響を考慮していない）と面内の水平変形の関係を図 5.10 および図 5.11 にそれぞれ示す。また、繰り返し載荷後の一方向水平載荷においては、水平力と鉛直力から算定した試験体の端部断面のモーメントと面内の水平変形の関係を図 5.12 に示す。ただし、断部断面のモーメントの算定の際、試験体のモーメント分布が逆対称と仮定したうえで端部断面のモーメントを求めた。さらに、以下に示す加力過程の各段階及び加力終了後の試験体の様子を写真 5.5 及び写真 5.6 にそれぞれ示す。

## ・変形角 1% までの繰り返し水平載荷

- ①変形角 0.25%（目標変位 0.8 mm）の第 1 サイクル目の正載荷ピーク時に、斜めのせん断ひび割れが観測された（図 5.10 の①）。試験体の様子を写真 5.5 の①に示す。
- ②変形角 0.5%（目標変位 1.6 mm）の第 1 サイクル目の正載荷において、せん断補強筋が降伏し始めた（図 5.10 の②）。試験体の様子を写真 5.5 の②に示す。
- ③変形角-0.5%（目標変位-1.6 mm）の第 1 サイクル目の負載荷ピーク時に、新しい斜めのせん断ひび割れが観測された（図 5.10 の③）。試験体の様子を写真 5.5 の③に示す。
- ④変形角 1.00%（目標変位 3.2 mm）の第 1 サイクル目の正載荷において、正側の最大耐力（74 kN）に達した（図 5.10 の④）。試験体の様子を写真 5.5 の④に示す。
- ⑤変形角-1.00%（目標変位-3.2 mm）の第 1 サイクル目の負載荷において、負側の最大耐力（-62 kN）に達した（図 5.10 の⑤）。試験体の様子を写真 5.5 の⑤に示す。

## ・繰り返し載荷後の一方向水平載荷

- ⑥一方向水平加力載荷を行う前に、柱にせん断ひび割れがほぼ全面的に進展した（図 5.10 の⑥）。試験体の様子を写真 5.5 の⑥に示す。
- ⑦変形角が約 1.37% の時に、主筋端部断面が降伏し始めた（図 5.10 の⑦）。
- ⑧試験体は、面内の水平変形が約 40 mm 以下では安定して軸力を保持した。面内の水平変形が約 40 mm（この時、面外の水平変形が約 1.6 mm）の時、水平力がほぼ 0（0.54 kN）となり、試験体の変形が一気に 150mm（面内の水平変形）程度まで急増した（図 5.10 の⑧）。試験体の様子を写真 5.5 の⑧に示す。その時、アクチュエータ水平力がほぼ 0 で、試験体の端部断面のモーメントはほぼ軸力によるモーメントとほぼ等しいことが確認できた（図 5.12）。
- ⑨加力終了後、試験体の残留変形は、面内の水平変形は約 152 mm で、面外の水平変形は 3.8 mm であった。試験体の様子を写真 5.6 に示す。また、写真 5.6 に示すように、試験体に配された



せん断補強筋は3本ともフックに大きな変形が発生した。

また、一方向荷重段階における試験体の作用鉛直力と面内の水平変形の関係を表す図 5.11 からわかるように、鉛直力は多少のばらつきはみられるものの、全加力段階を通じて安定している一方で、水平力は、一方向加力の初期段階に水平変形の増加とともに大きくなるが、ある程度の変形を経験した後に小さくなっていることが分かる(図 5.10)。また、柱の端部断面のモーメントも、鉛直力によるモーメントが線形的に増加する一方で、水平力によるモーメントは、ある程度変形を経過した後に小さくなることが分かる(図 5.12)。ただし、第4章で述べた鉄筋のみによる試験体の端部断面のモーメントと水平変形の関係と比べて、最大モーメント以降には内部コンクリートにひび割れが進展することで曲げ耐力が激しく低下することがわかる。

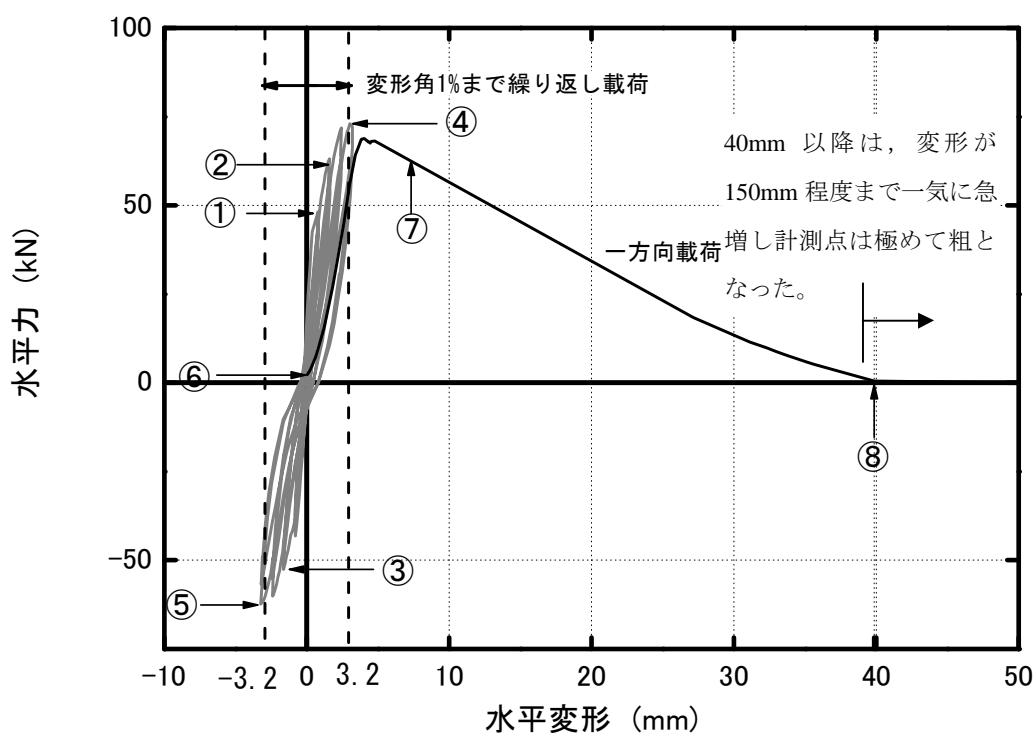


図 5.10 試験体 RC320-0.2%-0.3 における水平力と面内の水平変形の関係

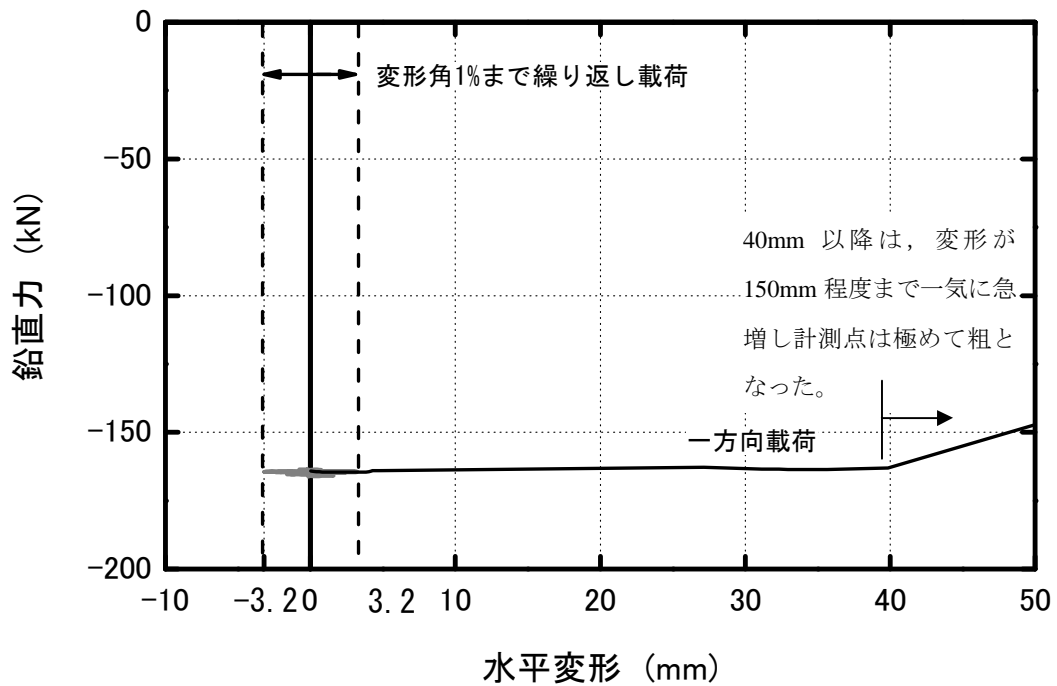


図 5.11 試験体 RC320-0.2%-0.3 における鉛直力と面内の水平変形の関係

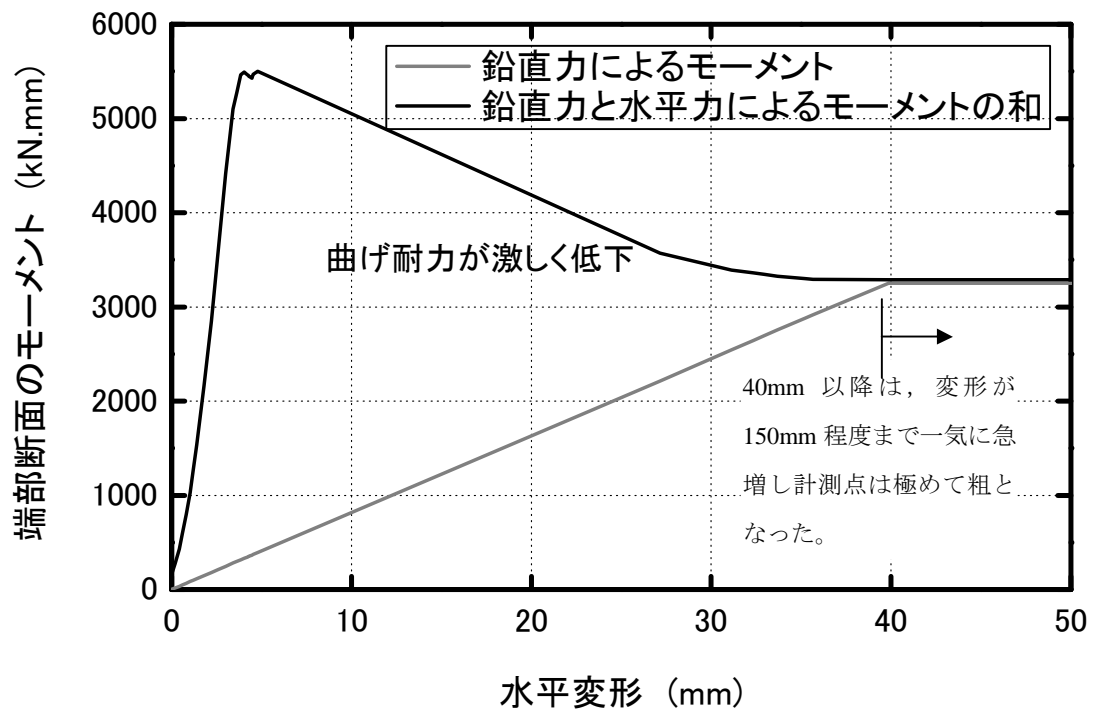
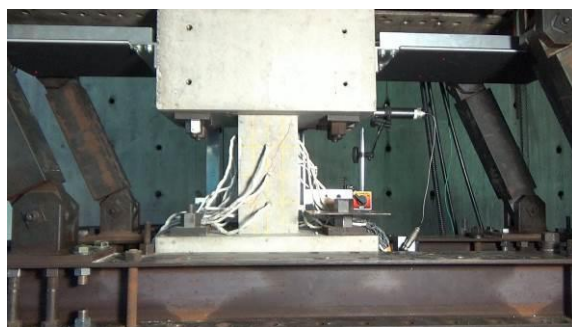


図 5.12 試験体 RC320-0.2%-0.3 における端部断面の作用モーメントと面内の水平変形の関係



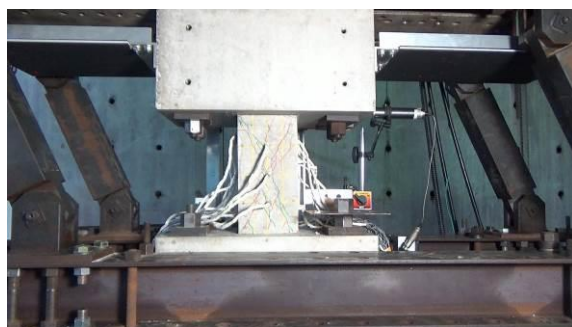
①斜めのひび割れが生じる (左下→右上)



②せん断補強筋が降伏し始める



③斜めのひび割れが生じる (左上→右下)



④正側の最大水平耐力



⑤負側の最大水平耐力



⑥一方向载荷を行う前



⑧変形急増現象が発生し始める

写真 5.5 加力過程の各段階における試験体 RC320-0.2%-0.3 の様子



破壊した試験体の全景



試験体の破壊詳細（正面）



試験体の破壊詳細（裏面）



せん断補強筋（I）の破壊詳細



せん断補強筋（J）の破壊詳細



せん断補強筋（K）の破壊詳細

写真 5.6 加力終了後の試験体 RC320-0.2%-0.3 の様子



## (3) 試験体 RC320-0.4%-0.3

試験体 RC320-0.4%-0.3 の破壊経過を変形角 1.5% までの繰り返し水平載荷（面外の水平変形が大きく生じないように試験体 RC320-0.2%-0.2 ほど繰り返し水平載荷を実施していなかった）と繰り返し載荷後の一方向水平載荷に分けて説明する。本試験体における水平力（水平アクチュエータにて計測された力）で、パンタグラフの自重や大変形によるアクチュエータの傾きの影響を考慮していない）と面内の水平変形の関係、及び鉛直力（鉛直アクチュエータにて計測された力）で、パンタグラフの自重や大変形によるアクチュエータの傾きの影響を考慮していない）と面内の水平変形の関係を図 5.13 および図 5.14 にそれぞれ示す。また、繰り返し載荷後の一方向水平載荷においては、水平力と鉛直力から算定した試験体の端部断面のモーメントと面内の水平変形の関係を図 5.15 に示す。ただし、断面断面のモーメントの算定の際、試験体のモーメント分布が逆対称と仮定したうえで端部断面のモーメントを求めた。また、加力過程の各段階及び加力終了後の試験体の様子を写真 5.7 及び写真 5.8 にそれぞれ示す。

## ・変形角 1.5% までの繰り返し水平載荷

- ①変形角 0.25%（目標変位 0.8 mm）の第 1 サイクル目の正載荷ピーク時に、斜めのせん断ひび割れが観測された（図 5.13 の①）。試験体の様子を写真 5.7 の①に示す。
- ②変形角-0.5%（目標変位-1.6 mm）の第 1 サイクル目の負載荷ピーク時に、新しい斜めのせん断ひび割れが観測された（図 5.13 の②）。試験体の様子を写真 5.7 の②に示す。
- ③変形角 0.69%（水平変位 2.21 mm）の時に、せん断補強筋が降伏し始めた（図 5.13 の③）。試験体の様子を写真 5.7 の③に示す。
- ④変形角 1.00%（目標変位 3.2 mm）の第 1 サイクル目の正載荷において、正側の最大耐力（80 kN）に達した（図 5.13 の④）。試験体の様子を写真 5.7 の④に示す。
- ⑤変形角-1.00%（目標変位-3.2 mm）の第 1 サイクル目の負載荷において、負側の最大耐力（-66 kN）に達した（図 5.13 の⑤）。試験体の様子を写真 5.7 の⑤に示す。

## ・繰り返し載荷後の一方向水平載荷

- ⑥一方向水平加力載荷を行う前に、柱にせん断ひび割れがほぼ全面的に進展した（図 5.13 の⑥）。試験体の様子を写真 5.7 の⑥に示す。
- ⑦変形角が約 1.17%の時に、主筋端部断面が降伏し始めた（図 5.13 の⑦）。試験体の様子を写真 5.7 の⑦に示す。
- ⑧試験体は、面内の水平変形が約 47 mm 以下では安定して軸力を保持した。面内の水平変形が 47 mm（この時、面外の水平変形が約 24 mm）の時、水平力は 6.11 kN であり、試験体の変形が一気に 90mm（面内の水平変形）程度まで急増した（図 5.13 の⑧）。試験体の様子を写真 5.7 の⑧に示す。その時、水平力によるモーメントは軸力によるモーメントと比べて無視できるほど小さく、端部断面のモーメントはほぼ軸力によるモーメントと等しい（図 5.15）。
- ⑨加力終了後、試験体の残留変形は、面内の水平変形は約 91 mm で、面外の水平変形は 92 mm

であった。試験体の様子を写真 5.8 に示す。また、同図に示すように、せん断破壊区間の端部におけるせん断補強筋 (I, N) を除いて、他のせん断補強筋は被りコンクリート剥離・剥落のために完全に露出された。中央部のせん断補強筋 (K, L) のフックに大きな変形が発生した。

また、一方向荷重段階における試験体の作用鉛直力と面内の水平変形の関係を表す図 5.14 から分かるように、鉛直力は多少のばらつきはみられるものの、全加力段階を通じて安定している一方で、水平力は、一方向加力の初期段階に水平変形の増加とともに大きくなるが、ある程度の変形を経験した後に小さくなっていることが分かる (図 5.13)。また、柱の端部断面のモーメントも、鉛直力によるモーメントが線形的に増加する一方で、水平力によるモーメントは、ある程度変形を経過した後に小さくなることが分かる (図 5.15)。ただし、第4章で述べた鉄筋のみによる試験体の端部断面のモーメントと水平変形との関係と比べて、最大モーメント以降には内部コンクリートにひび割れが進展することで曲げ耐力が激しく低下することがわかる。

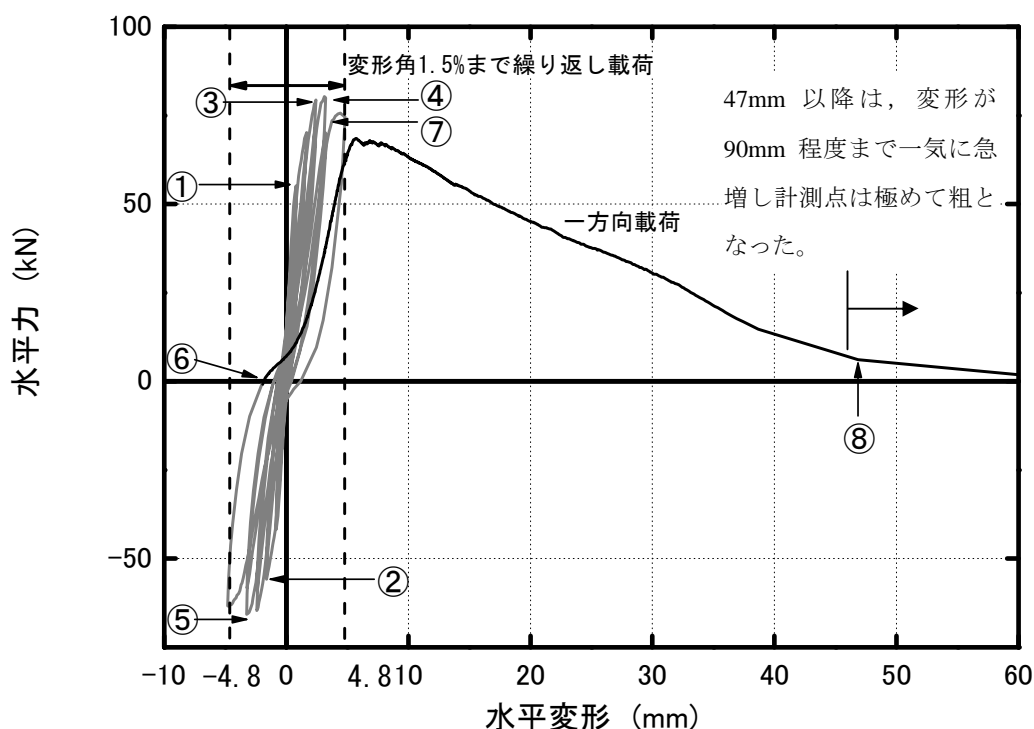


図 5.13 試験体 RC320-0.4%-0.3 における水平力と面内の水平変形の関係

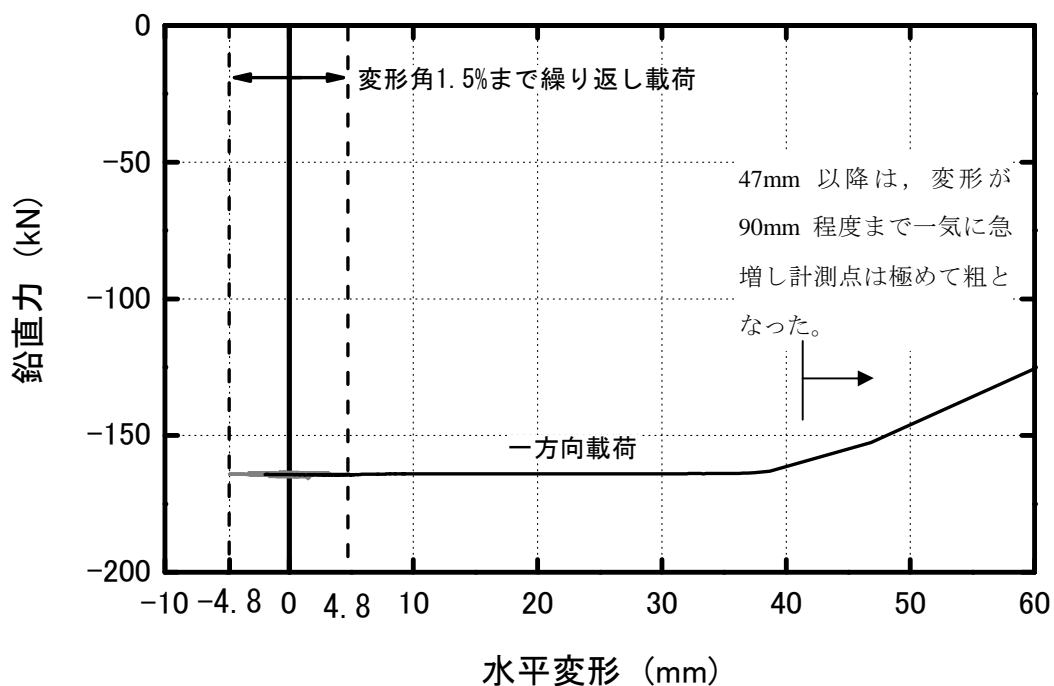


図 5.14 試験体 RC320-0.4%-0.3 における鉛直力と面内の水平変形の関係

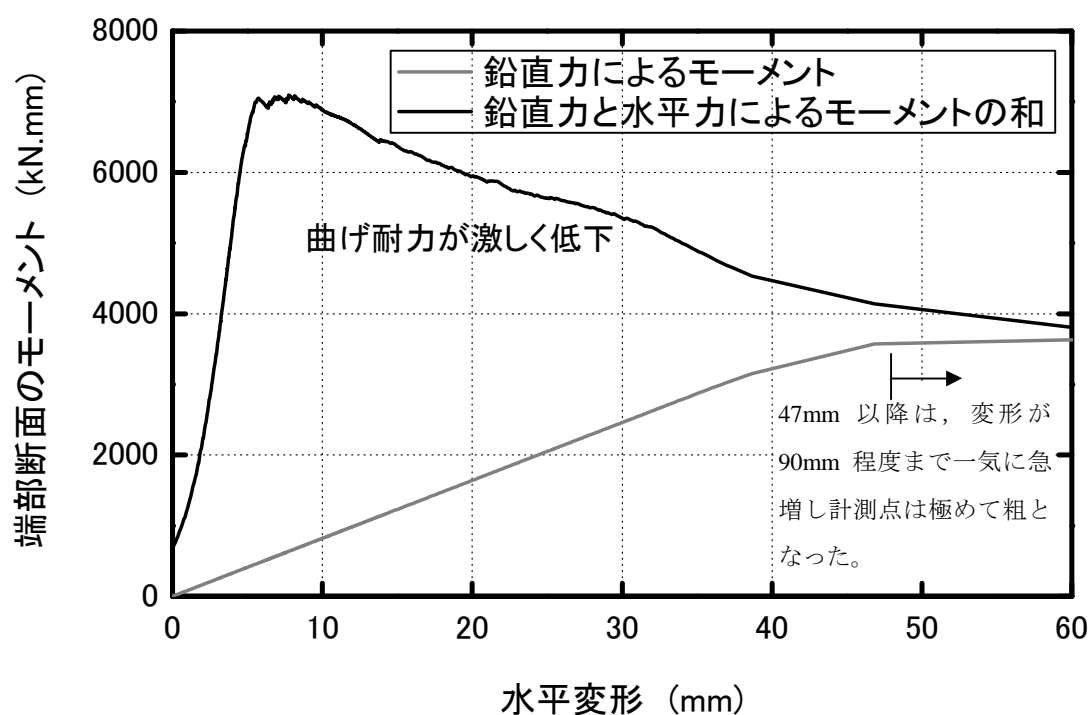


図 5.15 試験体 RC320-0.4%-0.3 における端部断面の作用モーメントと面内の水平変形の関係



①斜めのひび割れが生じる（左下→右上）



②斜めのひび割れが生じる（左上→右下）



③せん断補強筋が降伏し始める



④正側の最大水平耐力



⑤負側の最大水平耐力



⑥一方向载荷を行う前



⑦主筋端部が降伏し始める



⑧変形急増現象が発生し始める

写真 5.7 加力過程の各段階における試験体 RC320-0.4%-0.3 の様子





破壊した試験体の全景



試験体の破壊詳細（正面）



試験体の破壊詳細（裏面）



せん断補強筋（I）の破壊詳細



せん断補強筋（J）の破壊詳細



せん断補強筋（K）の破壊詳細

写真 5.8 加力終了後の試験体 RC320-0.4%-0.3 の様子（次のページへ続く）



せん断補強筋 (L) の破壊詳細



せん断補強筋 (M) の破壊詳細



せん断補強筋 (N) の破壊詳細

写真 5.8 加力終了後の試験体 **RC320-0.4%-0.3** の様子（前のページからの続き）

#### 5.4.4 各試験体における軸崩壊限界点

5.4.3 項で行った各試験体の荷重と変形に関する分析より、第2章で提案した残存軸耐力評価手法において述べた軸崩壊の条件「水平力が0となる時は軸崩壊の直前であり、その時の断部断面のモーメントは軸力によるモーメントと等しい」が、実現象と対応していることが確認できた。

本研究で提案したせん断破壊後の RC 造柱の残存軸耐力評価手法を詳細に検証するためには、定義した軸崩壊限界点における主筋とコンクリートそれぞれの寄与分を求め、それと提案した残存軸耐力評価手法による算定値を比較することが必要である。

そこで、本節では、繰り返し載荷後の一方向水平載荷における加力実験データに基づいて、以下の手順で軸崩壊限界点における主筋とコンクリートそれぞれの残存軸耐力実験値を求める。

まず、パンタグラフの自重、及び大変形によるアクチュエータの傾きの影響を考慮した試験体に作用する応力（せん断力、作用軸力）と水平変形を求める。ここで、加力装置・試験体のセットアップの高さが同様であればパンタグラフの自重による影響は試験体間で等しいと仮定する。パンタグラフの自重による軸力増加は約5 kNで、また、5.5節で述べたように、パンタグラフの自重による回転モーメントにより、それと等価な水平力は約1 kNとなる（第4章で行った鉄筋のみによる試験体の分析結果より）。

次に、求めた試験体のせん断力と水平変形の関係に基づいて定義した軸崩壊限界点を求める。図 5.16 に示すように、鉛直アクチュエータが試験体に生じた水平変形により傾斜したことで、水平アクチュエータによる水平力が0まで減少した際にも、試験体には約4~5 kNのせん断力が作用している。つまり、加力実験においては、試験体のせん断力が完全に0まで減少しておらず、また、試験体の鉛直・水平変形の急激な進展により、加力途中で鉛直アクチュエータが試験体の変形に追従できなくなる現象も生じ、軸力も低下したことで、せん断力の低下勾配も明らかに小さくなった。面外水平変形が小さい試験体 RC320-0.2%-0.3 を例に、それを説明する。面内水平変形が約40mmの時に試験体の軸力が低下し（図 5.27）、その時のせん断力の低下勾配も明らかに小さくなった（図 5.26）。そのため、試験体のせん断力がゼロとなる点として定義した軸崩壊限界点を定めることが困難である。しかしながら、4.4.6 項で議論した通り軸崩壊に至る大変形領域での  $Q-\delta$  勾配は  $N/H$  ( $N$ : 軸力,  $H$ : 柱の内法高さ) で推定でき、そのため、せん断力の低下勾配が同一軸力下で一定であることを仮定すれば、(仮の) 軸崩壊限界点を定めることは可能である。ここでは、図 5.17 に示すように、鉛直アクチュエータが試験体の変形に追従できなくなる直前の点（すなわち、軸力の低下が生じ始める直前の点）から、せん断力と水平変形の関係の曲線を延長して横軸との交点（つまり、せん断力が0の点）を軸崩壊限界点とする。ただし、その傾きは軸力が低下し始める直前の点とその前の計測ステップにおける計測データを結ぶ直線の傾きを採用した。

その後、推定した軸崩壊限界点の変形における柱の作用軸力は、以下で行う分析の種類に応じて2通りの値を採用する。一つ目は、低下前の軸力、すなわち、導入した一定の軸力である。前述した通り、推定した軸力崩壊限界点は、軸力が一定であることを前提として軸力低下前の負勾配を延長したものであるため、この推定した軸崩壊限界点で実際に軸崩壊するのであれば、その

時柱には低下前の、定軸力として導入した軸力が作用しているはずである。従って、推定した軸崩壊限界点における柱の作用軸力を議論する際には、推定した軸崩壊限界点で保持されているべき（定軸力として導入した）軸力を用いることが合理的である。

もう一つの採用値は、推定した軸崩壊限界点の水平変形時に実際に柱に作用していた、つまり、アクチュエータが試験体の変形に追従できなくなり、低下した後の軸力である。冒頭で述べた通り、本実験の目的の一つは主筋とコンクリートそれぞれの残存軸耐力寄与分を求めることであり、4章で示したのと同様の方法で主筋の作用軸力を先ず求め、それをアクチュエータで計測された軸力から除いたものがコンクリートの寄与分となる。従って、コンクリートの残存軸耐力寄与分を正しく求めるためには、実際に作用していた軸力と、主筋に貼付した歪ゲージによる主筋寄与分が、それぞれ対応したものとなっていなければ、残存軸耐力寄与分の比率を正しく知ることができない。以上の理由により、主筋とコンクリートそれぞれの残存軸耐力寄与分の比率を議論する際には、ジャッキが試験体の変形に追従できなくなり、低下した後の軸力を採用することとした。尚、柱の軸力については、上記の2種類の軸力のうち、どちらの軸力を採用したのかについて、都度記述する。

各試験体に対して、求めた軸崩壊限界点における試験体の面内・面外の水平変形を表 5.12 に、主筋及びコンクリートの残存軸耐力寄与分を表 5.13 に纏める。

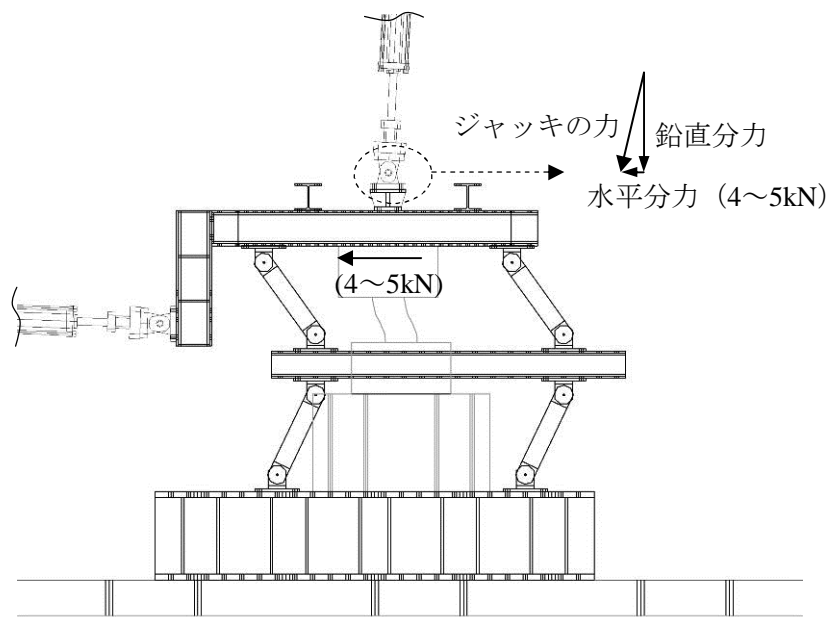


図 5.16 鉛直アクチュエータの傾きの影響

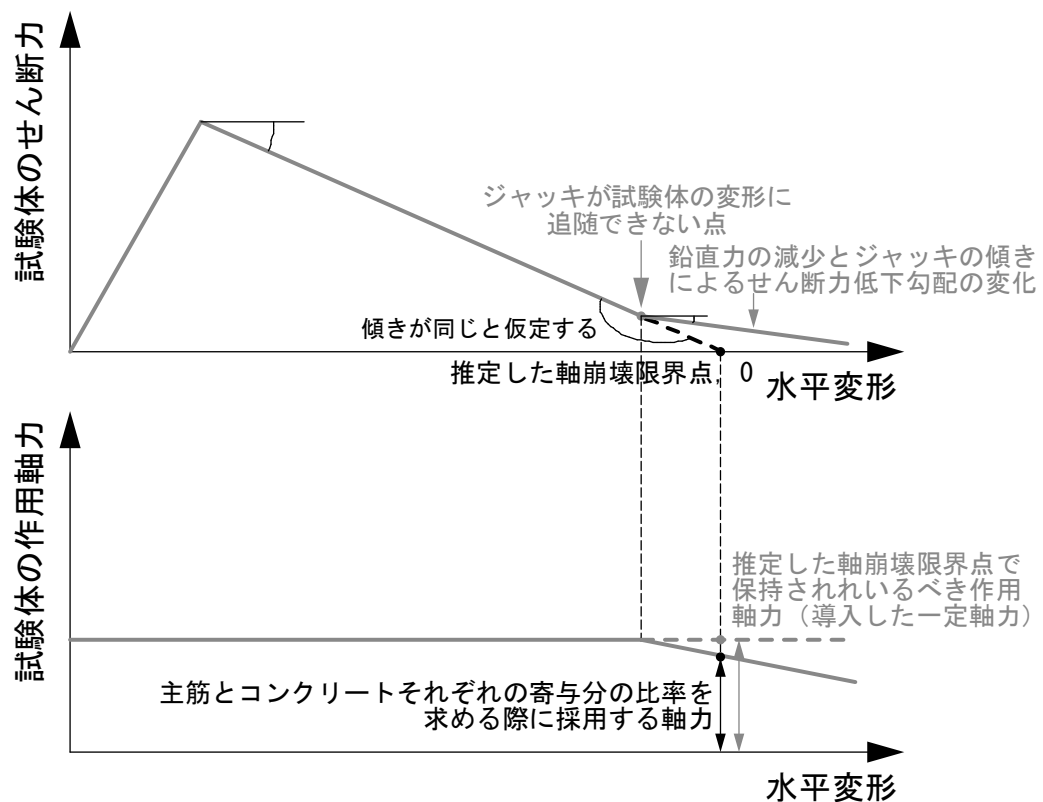


図 5.17 軸崩壊限界点の求め方

表 5.12 各試験体の軸崩壊限界点における水平変形 (mm)

試験体	アクチュエータが追跡できない点			採用した軸崩壊限界点		
	面内変形	面外変形	合成変位 <sup>注</sup>	面内変形	面外変形	合成変位 <sup>注</sup>
RC320-0.2%-0.2	14.13	26.69	30.20	24.21	45.72	51.74
RC320-0.2%-0.3	39.86	1.57	39.89	43.04	1.59	43.07
RC320-0.4%-0.3	38.68	11.14	40.25	48.50	26.49	55.26

注：(合成変位)<sup>2</sup> = (面内変形)<sup>2</sup> + (面外変形)<sup>2</sup>

表 5.13 各試験体における主筋とコンクリートの残存軸耐力寄与分 (低下した後, kN)

(a) 各試験体における各主筋の作用軸力 (軸崩壊限界点)

試験体	各主筋の作用軸力 (正：引張, 負：圧縮)								
	A	B	C	D	E	F	G	H	合計
RC320-0.2%-0.2	24.97	17.18	23.00	-15.94	-64.25	/	-47.28	/	-83 <sup>注</sup>
RC320-0.2%-0.3	-10.80	-13.82	-5.37	-7.95	-18.26	-23.31	-22.71	-16.45	-119
RC320-0.4%-0.3	44.48	-2.39	2.01	-11.57	-44.69	-31.04	-45.85	-20.33	-109

注：主筋の作用軸力は計測された 6 本の主筋の作用軸力の平均値より求めた。

(b) 各試験体における主筋とコンクリートの残存軸耐力寄与分

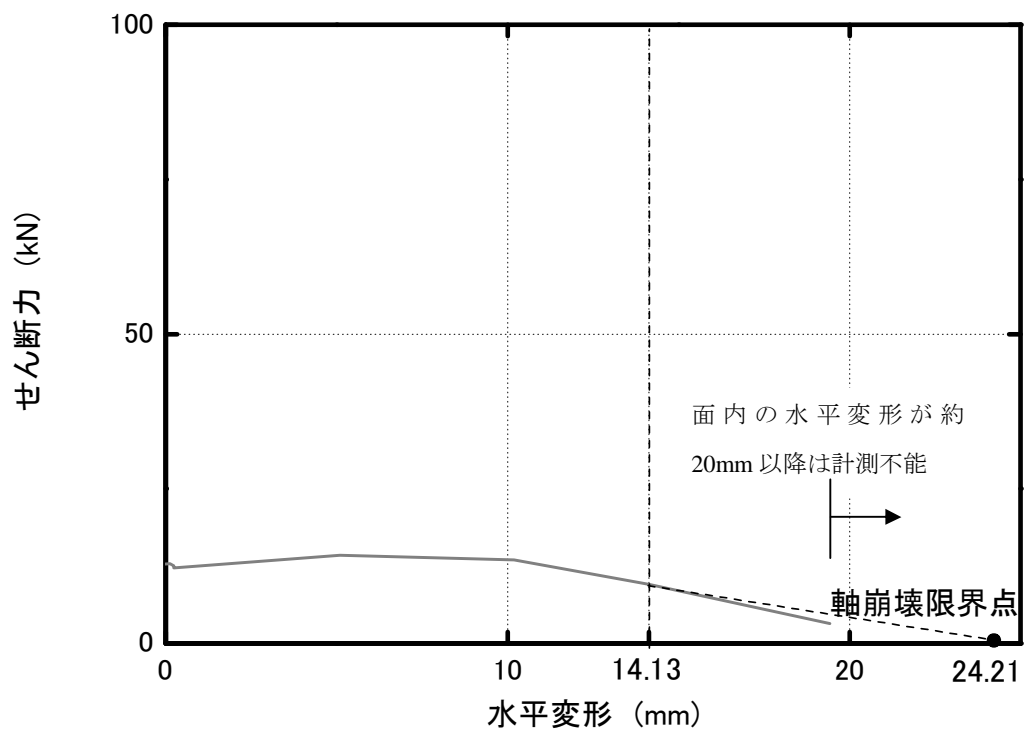
試験体	柱の残存軸耐力 (低下した後)	主筋の寄与分 (低下した後)	コンクリートの寄与分 (低下した後)
RC320-0.2%-0.2	-102	-83	-19
RC320-0.2%-0.3	-163	-119	-44
RC320-0.4%-0.3	-146	-109	-37



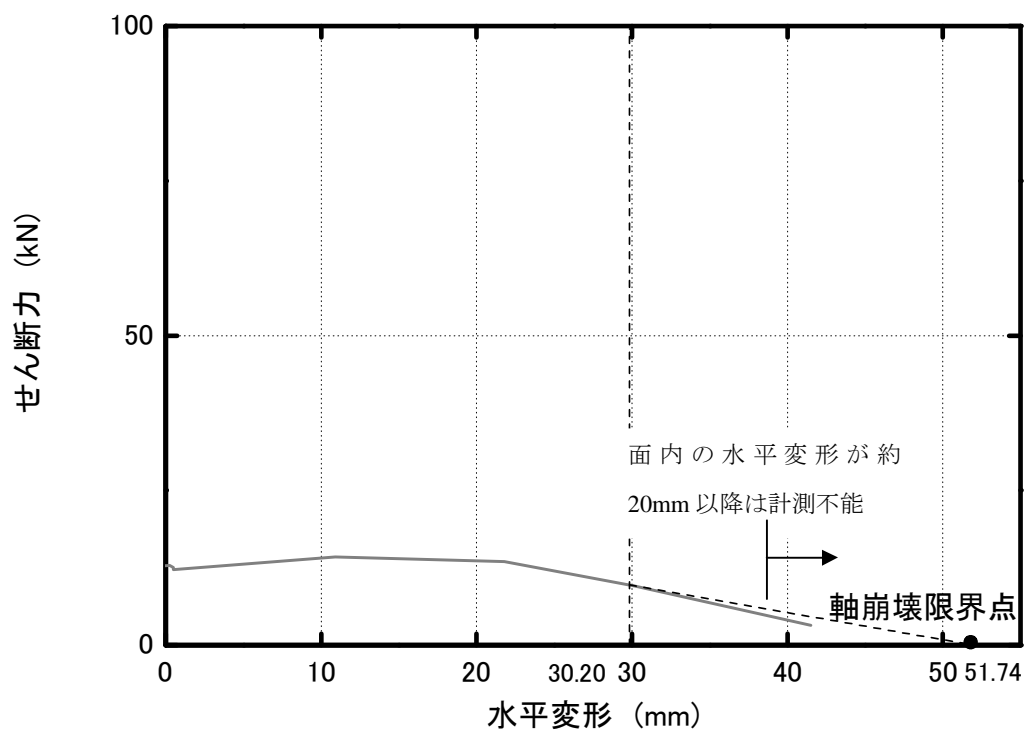
## (1)試験体 RC320-0.2%-0.2

試験体 RC320-0.2%-0.2 におけるせん断力と水平変形（面内の水平変形，及び面外水平変形を考慮した水平合成変位）の関係を図 5.18 に，作用軸力と面内の水平変形の関係を図 5.19 に示す。また，各主筋（A～E, G）の作用軸力と面内の水平変形の関係を図 5.20～図 5.25 に示す。尚，5.4.3(1)で述べたように，水平変形 19.42 mm のステップを最後に，変位計の離間により変位を欠測した。従って，水平変形 19.42 mm 時の軸力とその主筋負担分を用い，軸崩壊限界点における軸力とその主筋負担分を外挿により推定した。表 5.12 及び表 5.13 の値は上記のようにして求めた値である。尚，水平変形 14.13 mm のステップは，本節で述べたアクチュエータが試験体の変形に追随しなくなる点と等しい。

本試験体の面内の水平変形が約 14.13 mm，面外の水平変形が約 26.69 mm の時に，鉛直アクチュエータが試験体の変形に追随できなくなった。それに基づいて推定した軸崩壊限界点においては，試験体の面内水平変形は 24.21 mm，面外の水平変形が約 45.72 mm で，面外水平変形を考慮した合成水平変位は 51.74 mm である（図 5.18）。また，軸崩壊限界点の時に，柱の残存軸耐力は 102 kN（低下した後）で，主筋及びコンクリートの残存軸耐力寄与分はそれぞれ 83 kN 及び 19 kN であった（図 5.19）。



(a) せん断力と面内の水平変形の関係



(b) せん断力と合成水平変位の関係

図 5.18 せん断力と水平変形の関係 (試験体 RC320-0.2%-0.2)



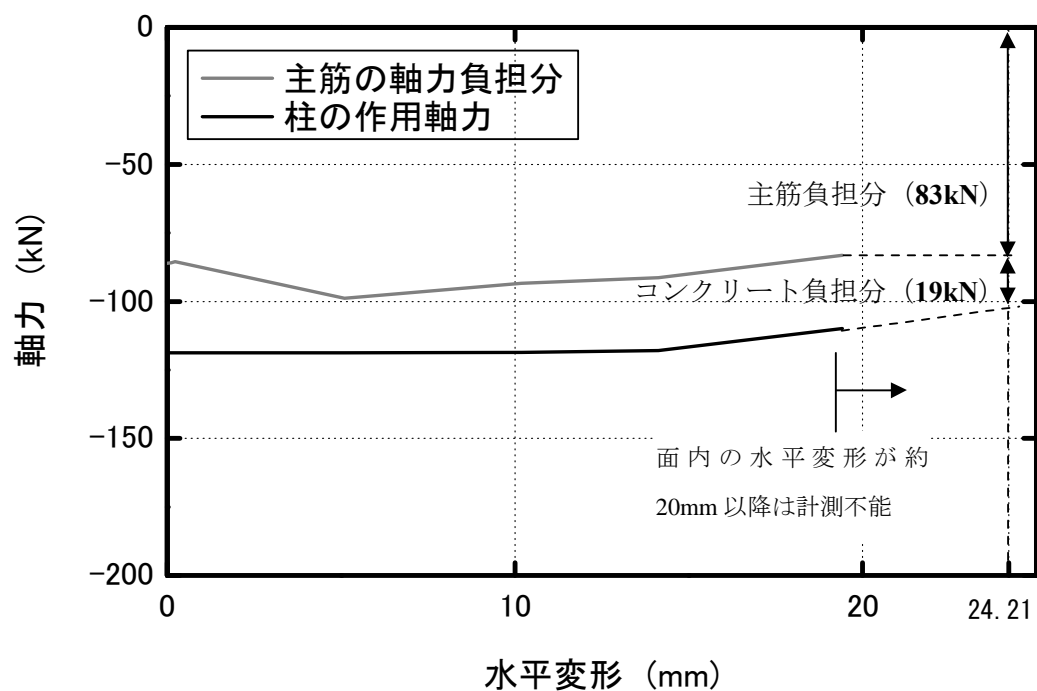


図 5.19 軸力と面内の水平変形の関係 (試験体 RC320-0.2%-0.2)

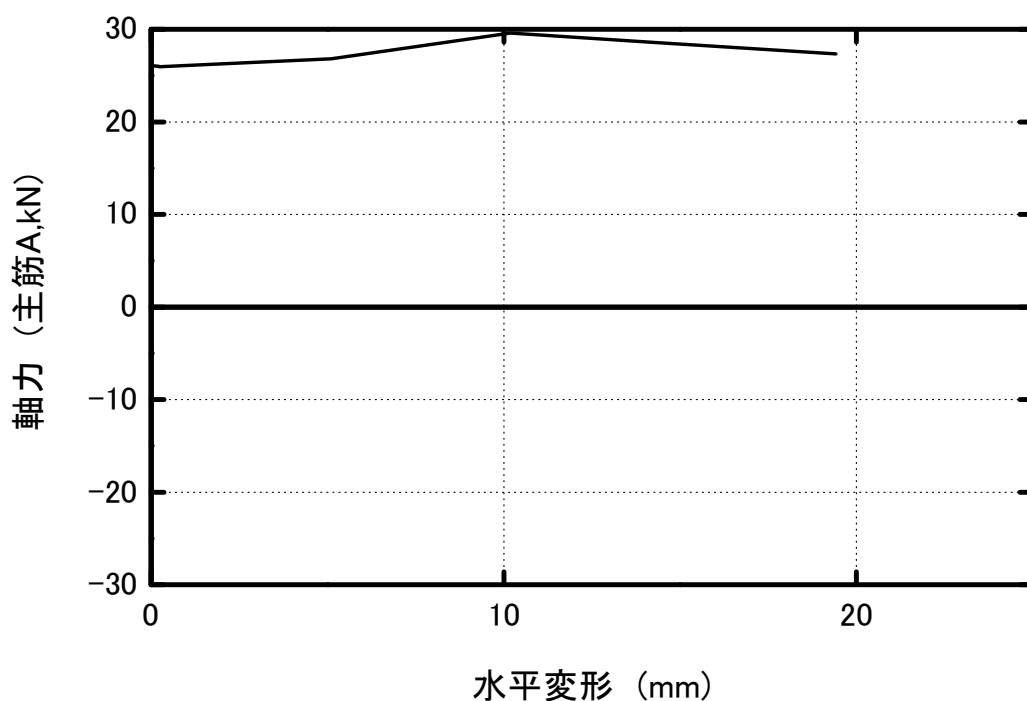


図 5.20 軸力と面内の水平変形の関係 (試験体 RC320-0.2%-0.2, 主筋 A)

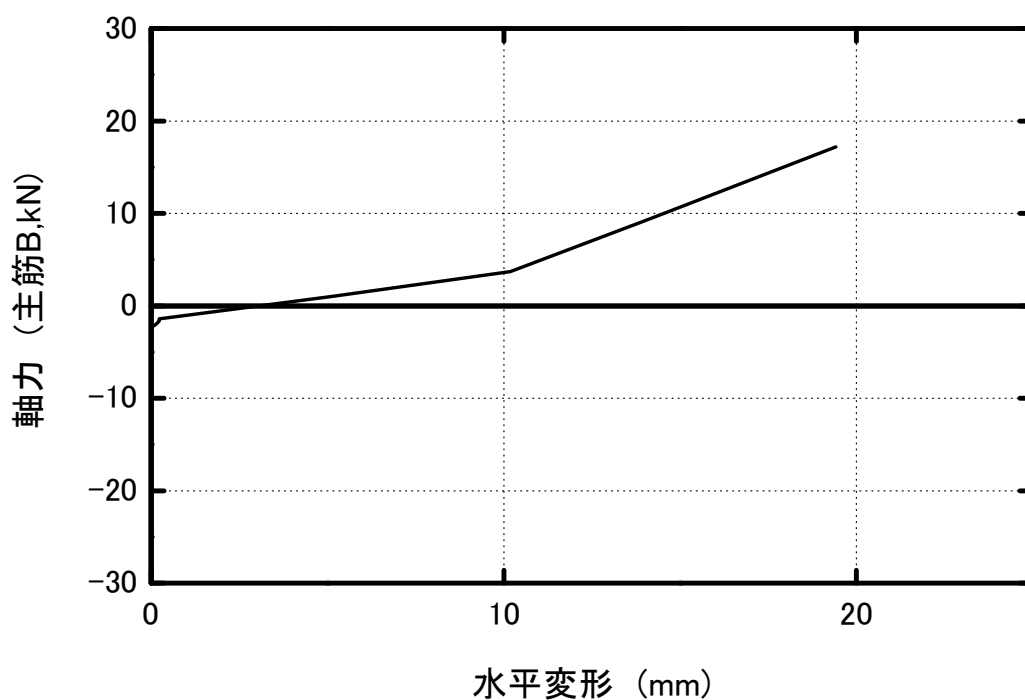


図 5.21 軸力と面内の水平変形の関係（試験体 RC320-0.2%-0.2，主筋 B）

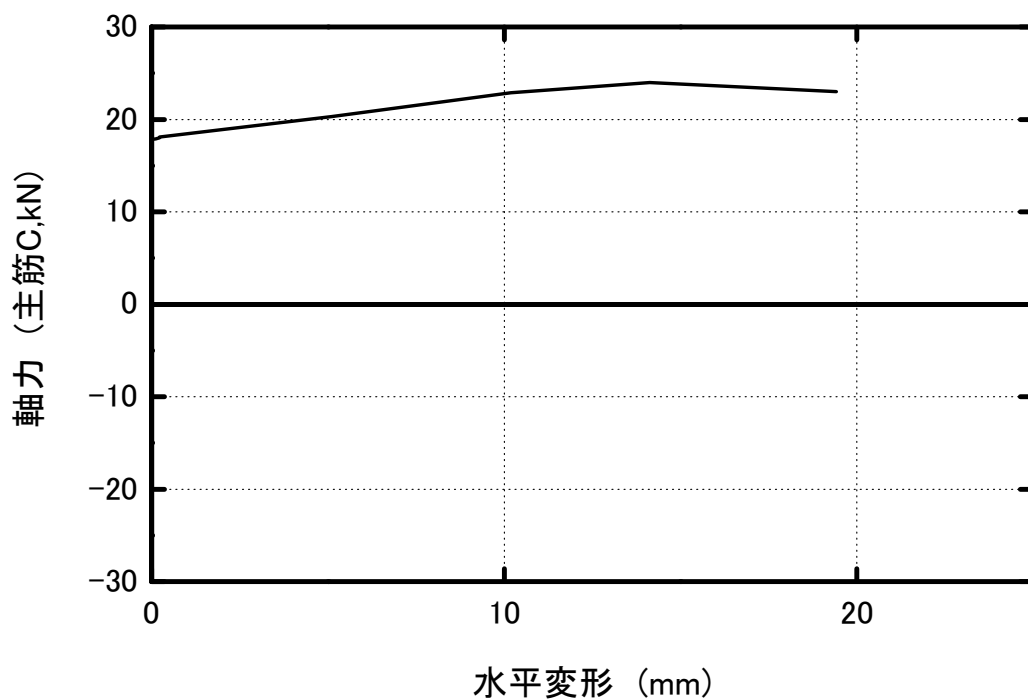


図 5.22 軸力と面内の水平変形の関係（試験体 RC320-0.2%-0.2，主筋 C）

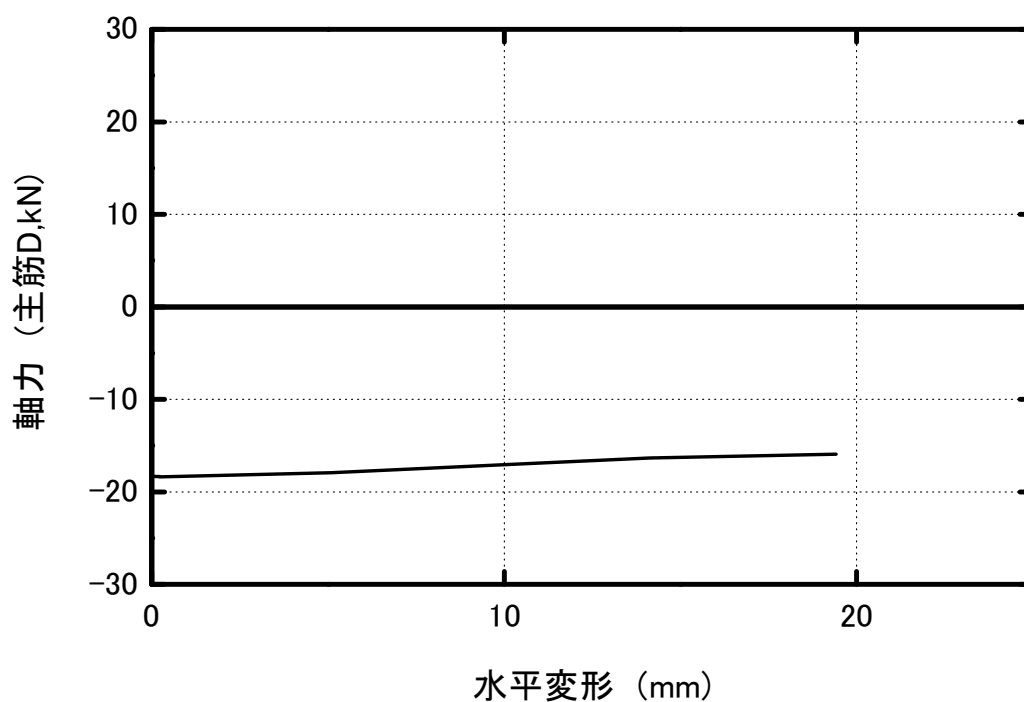


図 5.23 軸力と面内の水平変形の関係（試験体 RC320-0.2%-0.2，主筋 D）

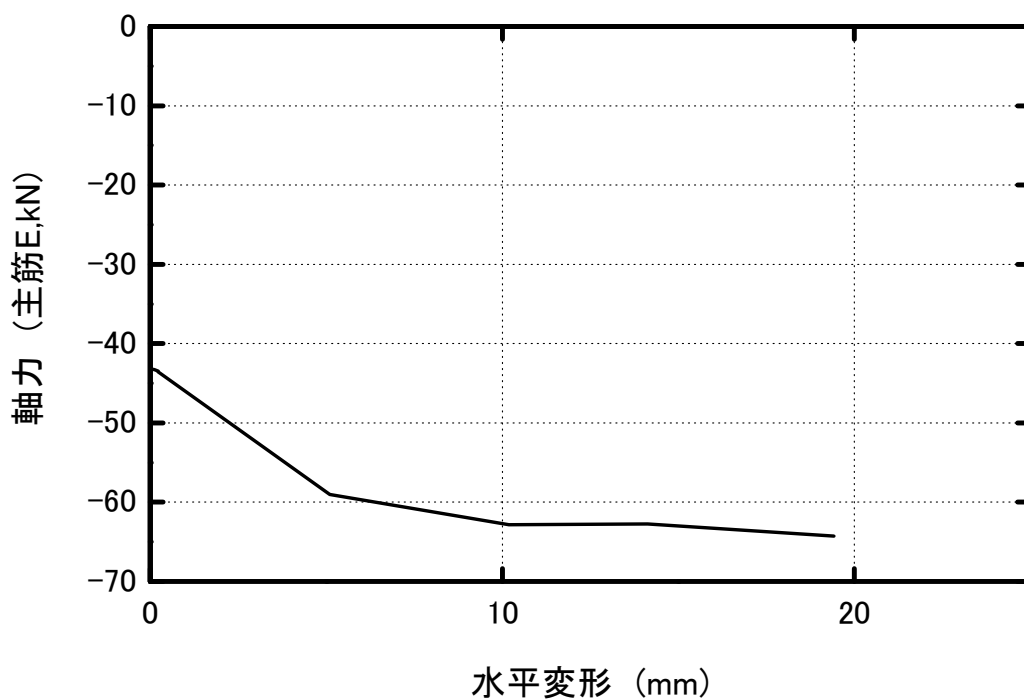


図 5.24 軸力と面内の水平変形の関係（試験体 RC320-0.2%-0.2，主筋 E）

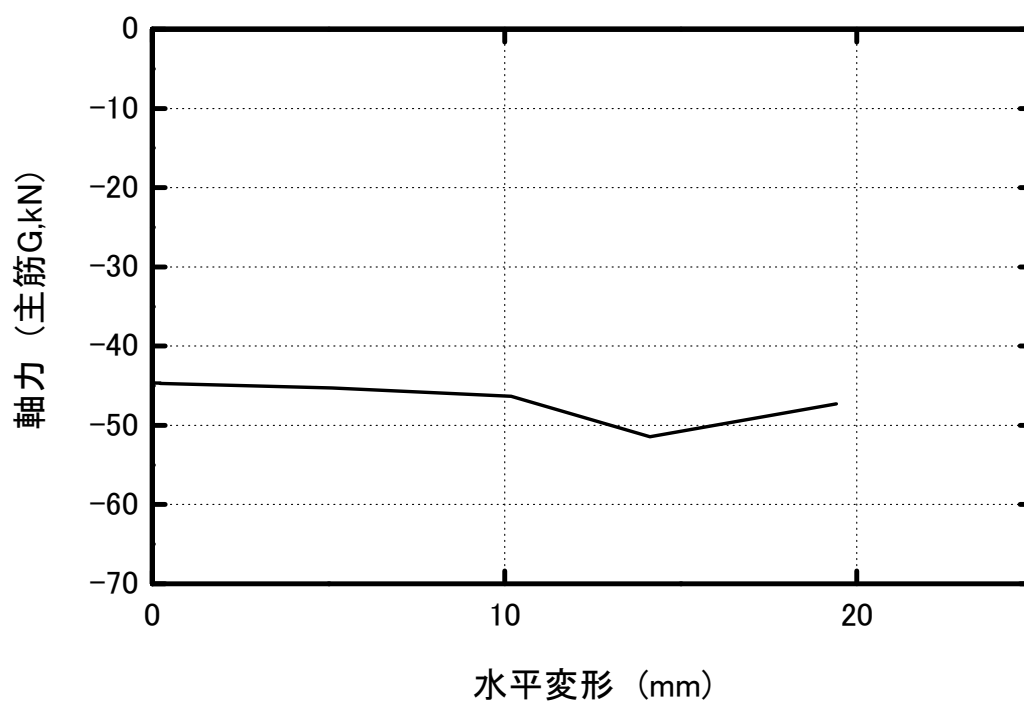


図 5.25 軸力と面内の水平変形の関係（試験体 RC320-0.2%-0.2, 主筋 G）

## (2)試験体 RC320-0.2%-0.3

試験体 RC320-0.2%-0.3 におけるせん断力と水平変形(試験体 RC320-0.2%-0.2 と比べて面外の水平変形が小さいため、ここでせん断力と面内の水平変形の関係のみを示す)の関係を図 5.26 に、作用軸力と面内の水平変形の関係を図 5.27 に示す。また、各主筋(A～H)の作用軸力と面内の水平変形の関係を図 5.28～図 5.35 に示す。

本試験体の面内の水平変形が約 39.86 mm、鉛直アクチュエータが試験体の変形に追従できなくなった。それに基づいて推定した軸崩壊限界点においては、試験体の面内水平変形は 43.04 mm であった(図 5.26)。また、軸崩壊限界点の時に、柱の残存軸耐力は 163 kN(低下した後)で、主筋及びコンクリートの残存軸耐力寄与分はそれぞれ 119 kN 及び 44 kN であった(図 5.27)。

各主筋それぞれの作用軸力及び主筋の軸力負担分(各主筋の和)は、水平変形が小さい段階において水平変形の増加とともに減少し、ある程度の変形を経験した後に水平変形の増加とともに大きくなる傾向が見られる(図 5.27 及び図 5.28～図 5.35)。水平変形 3.84 mm 以下においては、内部コンクリートにひび割れが十分に進展していないため、コンクリートが主筋の変形に追跡できない。そのため、水平変形の増加とともに圧縮に強いコンクリートの軸力負担分は大きくなり、主筋の軸力負担分が小さくなる。それに対して、コンクリートにひびわれが十分に生じた後、コンクリートが主筋の変形に追従できるようになり、主筋の軸力負担分が水平変形の増加とともに大きくなり、コンクリートの軸力負担分が小さくなる。

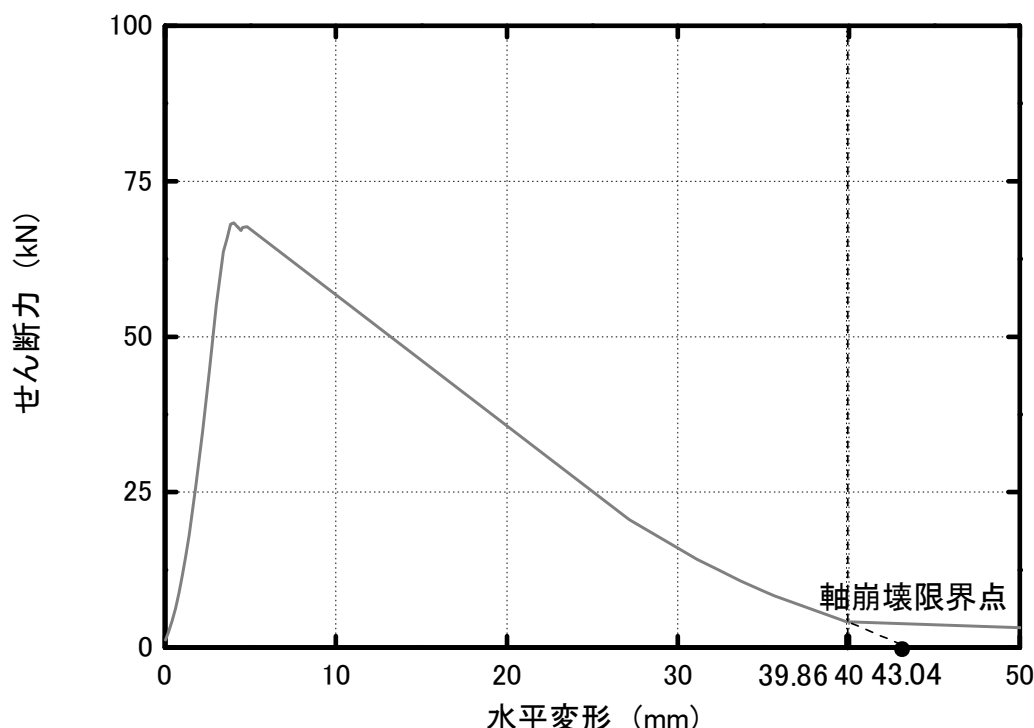


図 5.26 せん断力と面内の水平変形の関係 (試験体 RC320-0.2%-0.3)

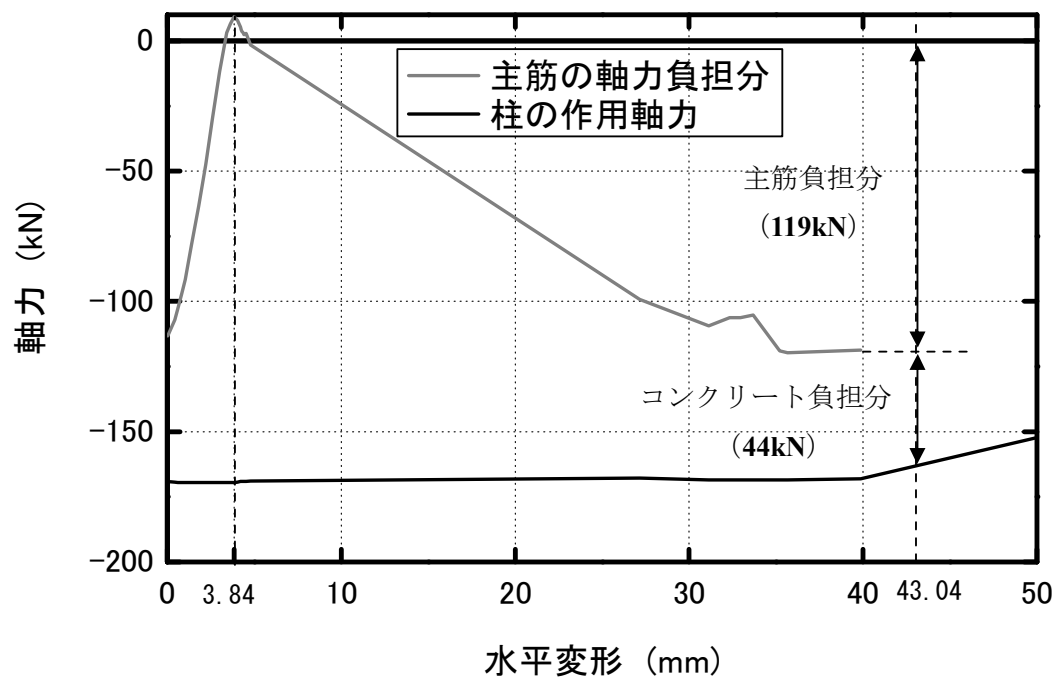


図 5.27 軸力と面内の水平変形の関係 (試験体 RC320-0.2%-0.3)

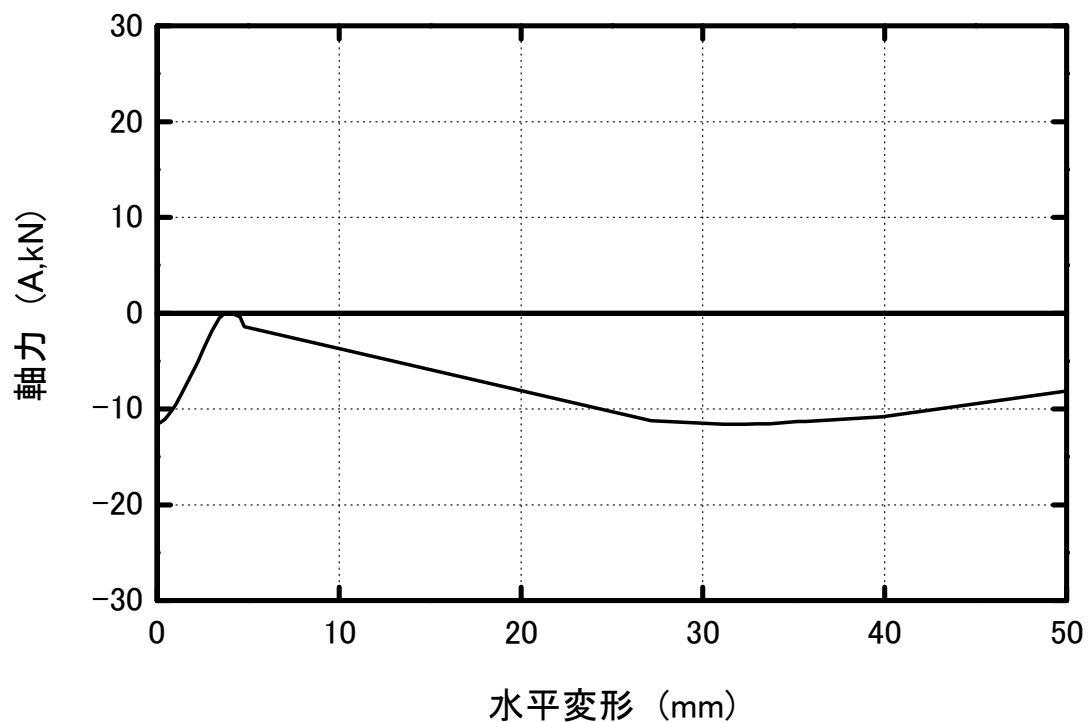


図 5.28 軸力と面内の水平変形の関係 (試験体 RC320-0.2%-0.3, 主筋 A)

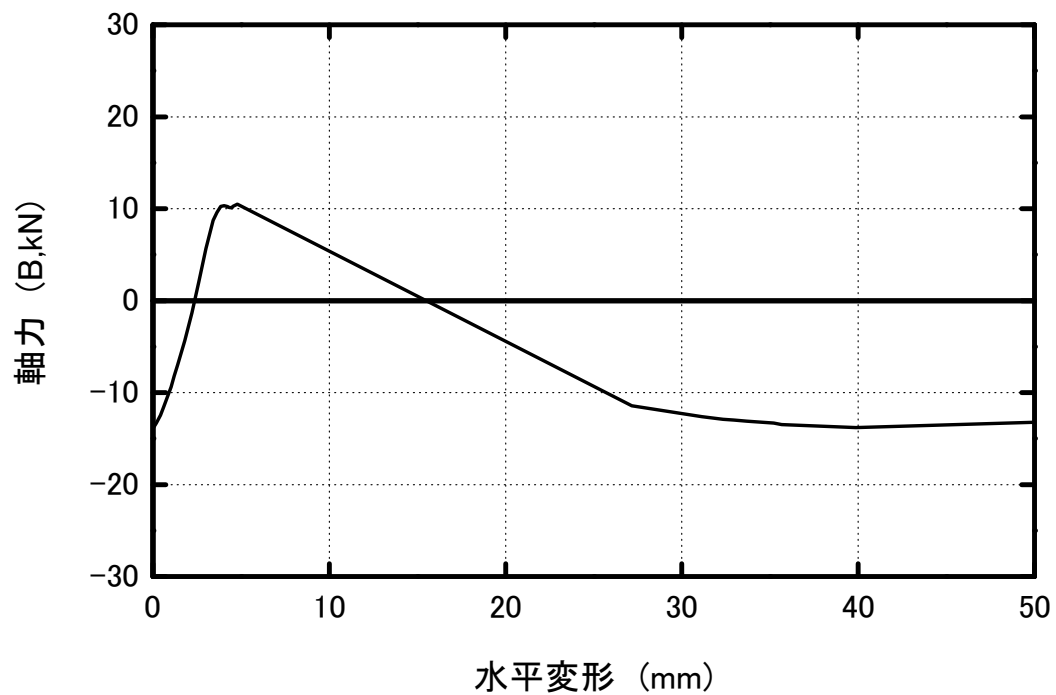


図 5.29 軸力と面内の水平変形の関係（試験体 RC320-0.2%-0.3，主筋 B）

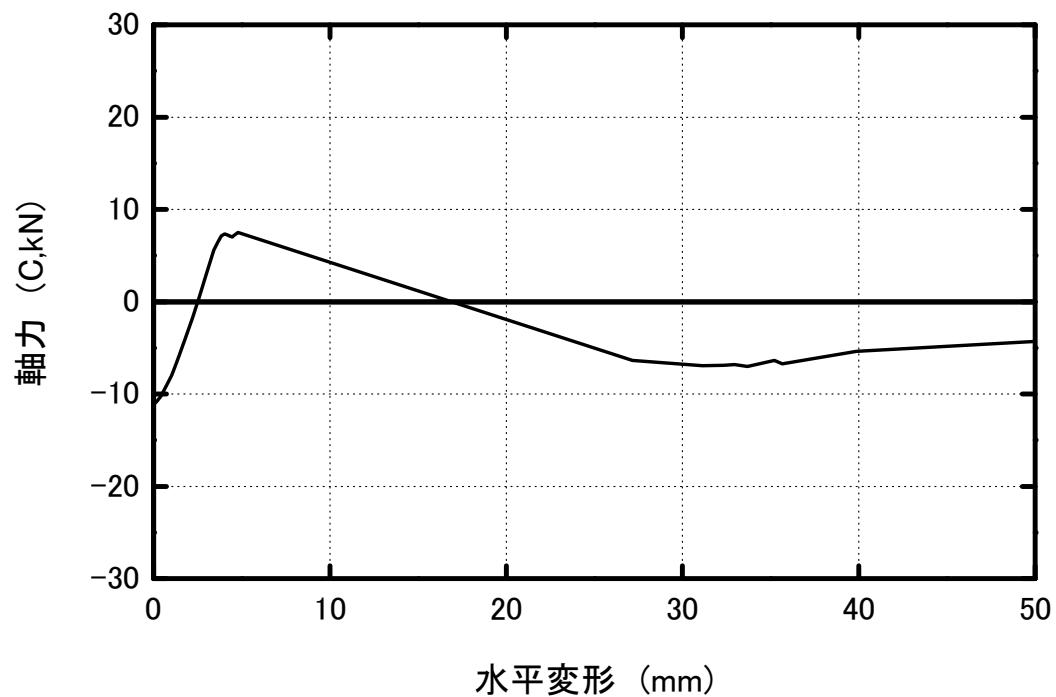


図 5.30 軸力と面内の水平変形の関係（試験体 RC320-0.2%-0.3，主筋 C）

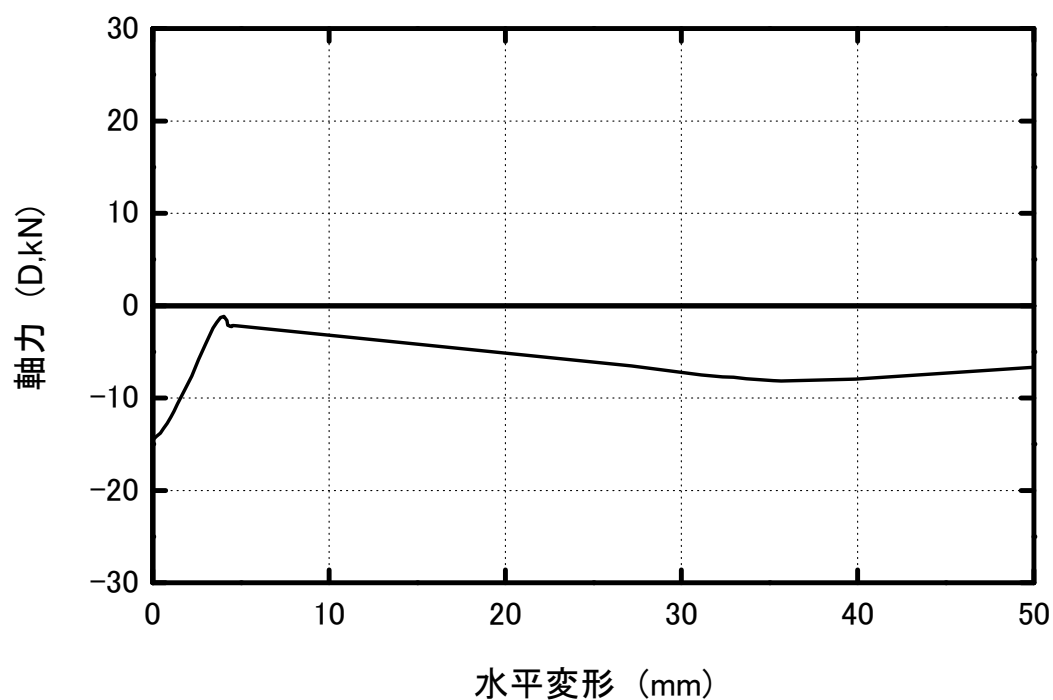


図 5.31 軸力と面内の水平変形の関係（試験体 RC320-0.2%-0.3，主筋 D）

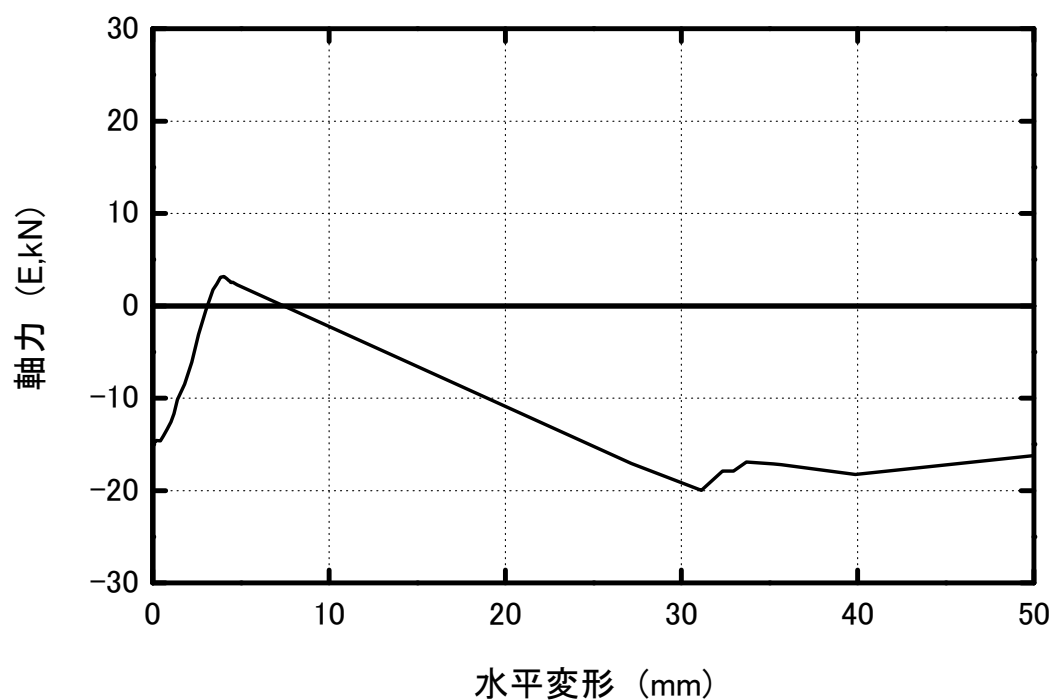


図 5.32 軸力と面内の水平変形の関係（試験体 RC320-0.2%-0.3，主筋 E）



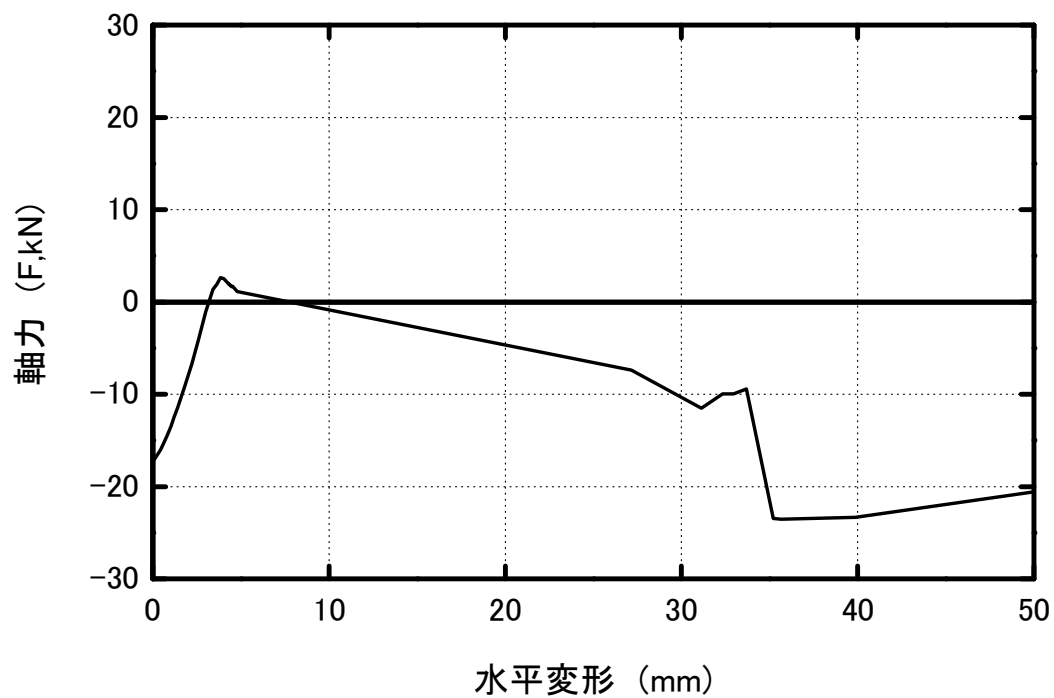


図 5.33 軸力と面内の水平変形の関係（試験体 RC320-0.2%-0.3, 主筋 F）

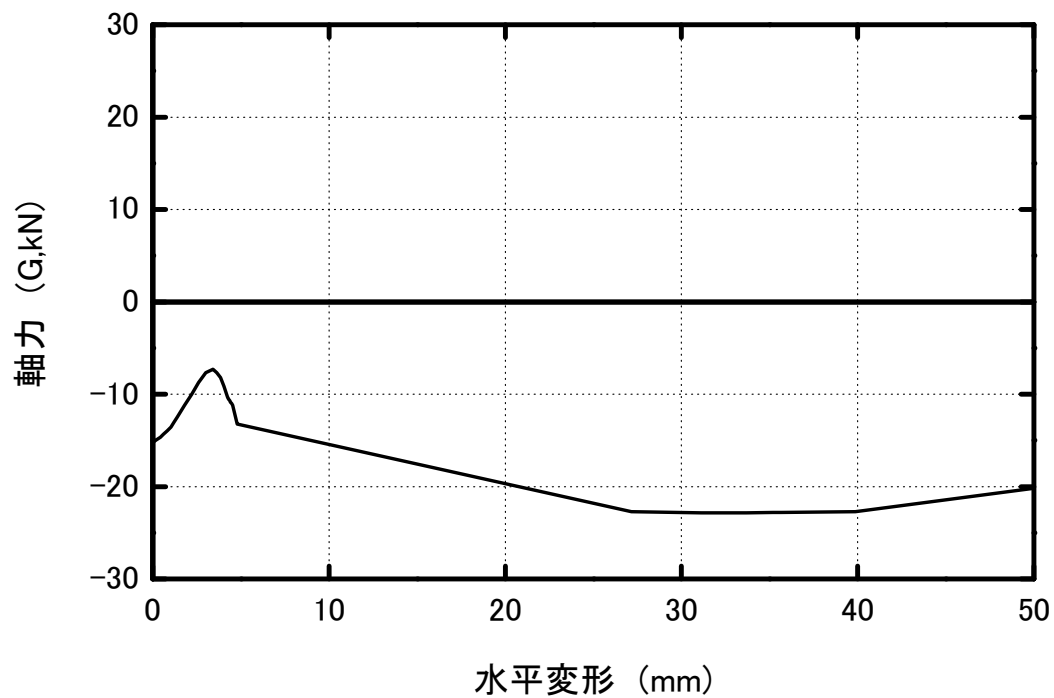


図 5.34 軸力と面内の水平変形の関係（試験体 RC320-0.2%-0.3, 主筋 G）

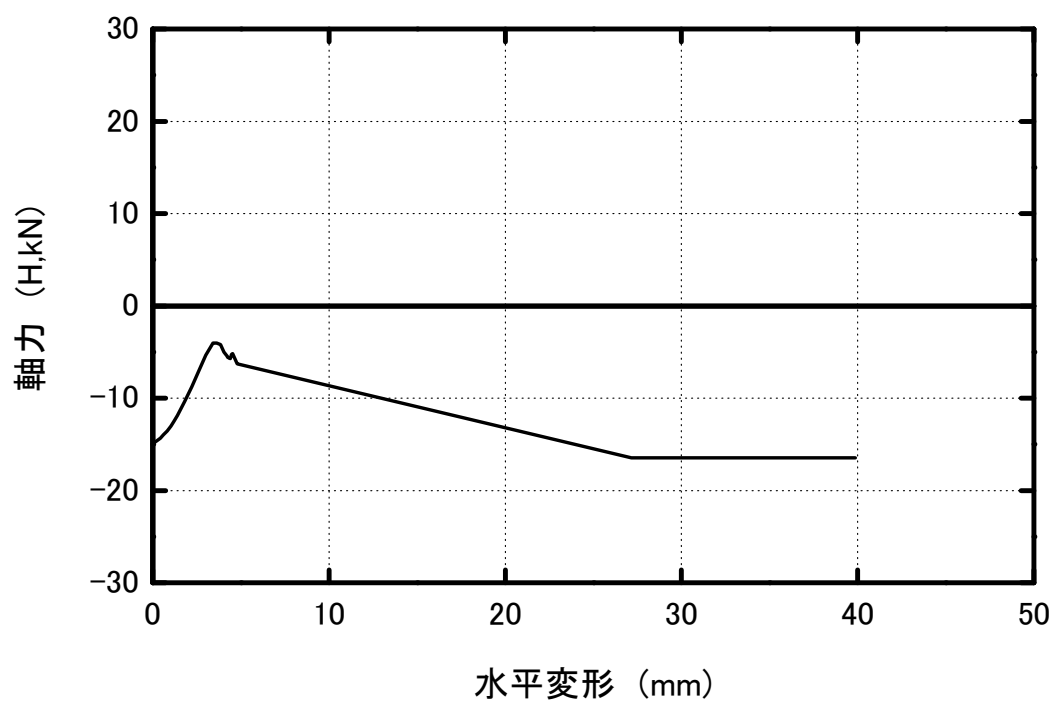


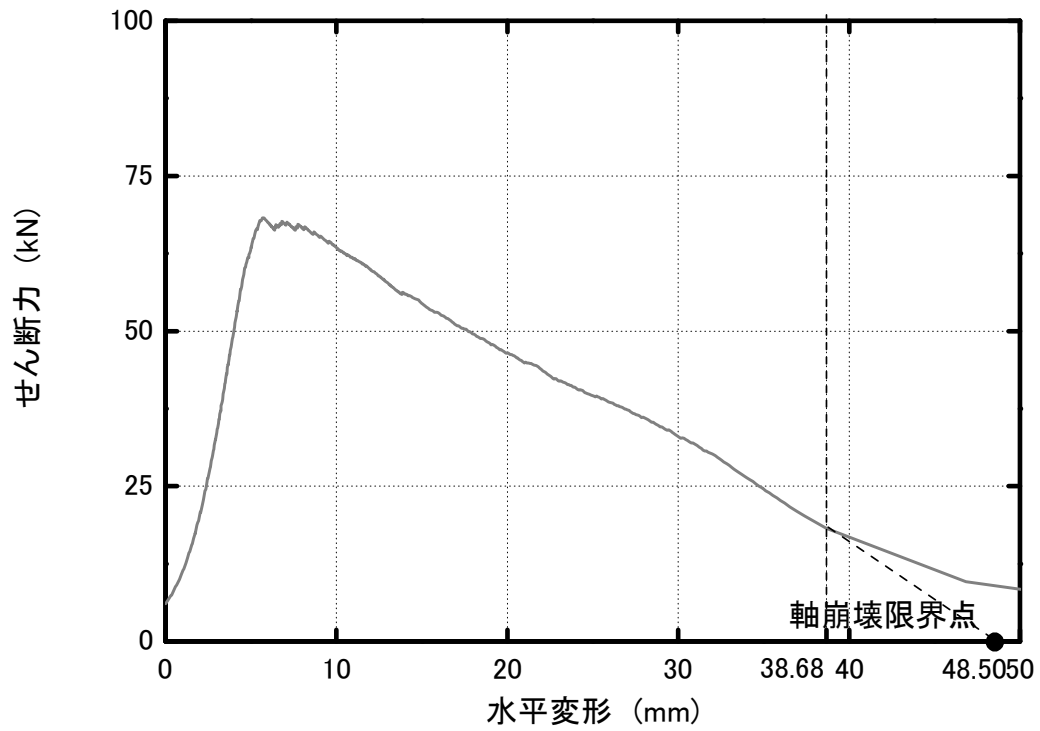
図 5.35 軸力と面内の水平変形の関係（試験体 RC320-0.2%-0.3，主筋 H）

## (3)試験体 RC320-0.4%-0.3

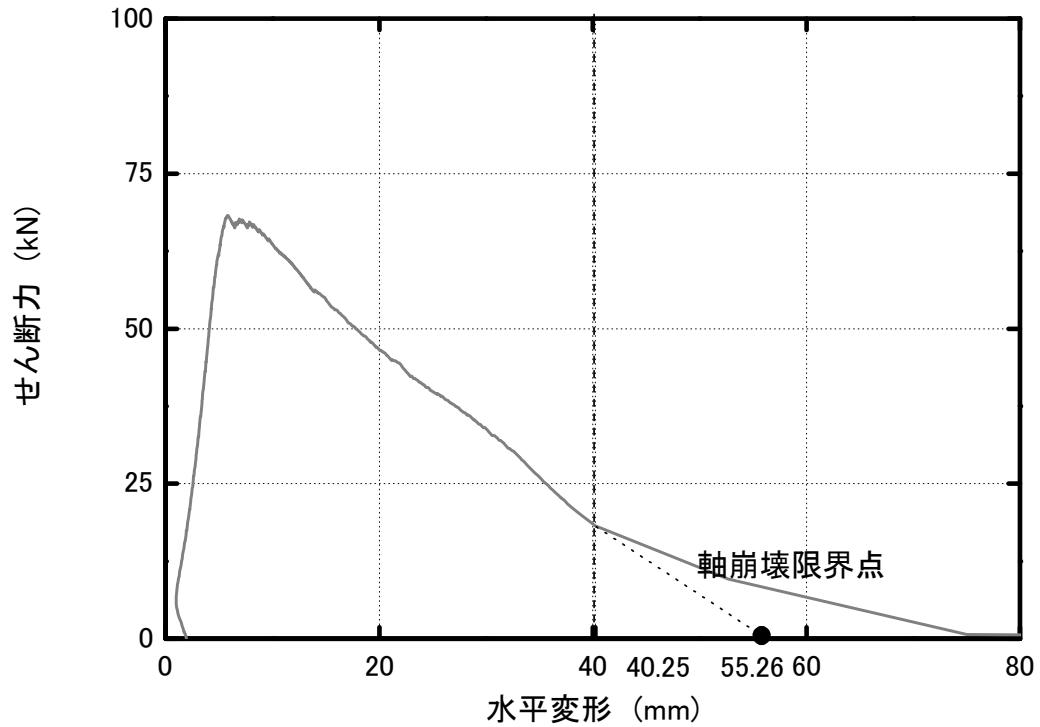
試験体 RC320-0.4%-0.3 におけるせん断力と水平変形（面内の水平変形及び面外水平変形を考慮した合成水平変位）の関係を図 5.36 に、作用軸力と面内の水平変形の関係を図 5.37 に示す。また、各主筋（A～H）の作用軸力と面内の水平変形の関係を図 5.38～図 5.45 に示す。

試験体 RC320-0.4%-0.3 の面内の水平変形が約 38.68 mm、面外の水平変形が約 22.31 mm の時に、鉛直アクチュエータが試験体の変形に追従できなくなった。それに基づいて推定した軸崩壊限界点においては、試験体の面内水平変形は 48.50 mm、面外の水平変形が約 27.97 mm で、面外水平変形を考慮した水平合成変位は 55.98 mm であった（図 5.36）。軸崩壊限界点の時に、柱の残存軸耐力は 146kN（低下した後）で、主筋及びコンクリートの残存軸耐力寄与分は 109 kN 及び 37 kN であった（図 5.37）。

各主筋それぞれの作用軸力及び主筋の軸力負担分（各主筋の和）は、水平変形が小さい段階において水平変形の増加とともに減少し、ある程度の変形を経験した後に水平変形の増加とともに大きくなる傾向が見られる（図 5.37 及び図 5.38～図 5.45）。水平変形 4.99 mm 以下においては、内部コンクリートにひび割れが十分に進展していないため、コンクリートが主筋の変形に追従できない。水平変形の増加とともに圧縮に強いコンクリートの軸力負担分は大きくなり、主筋の軸力負担分が小さくなる。それに対して、コンクリートにひびわれが十分に生じた後、コンクリートが主筋の変形に追従できるようになり、主筋の軸力負担分が水平変形の増加とともに大きくなり、コンクリートの軸力負担分が小さくなる。



(a) せん断力と面内の水平変形の関係



(b) せん断力と水平合成変位の関係

図 5.36 せん断力と水平変形の関係 (試験体 RC320-0.4%-0.3)

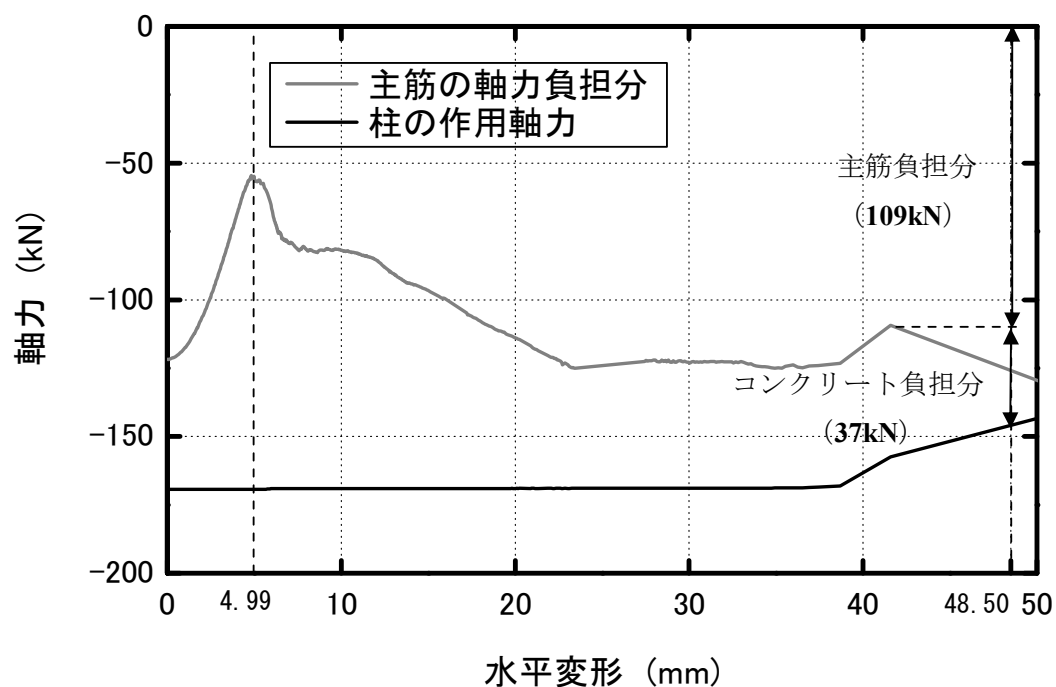


図 5.37 軸力と面内の水平変形の関係（試験体 RC320-0.4%-0.3）

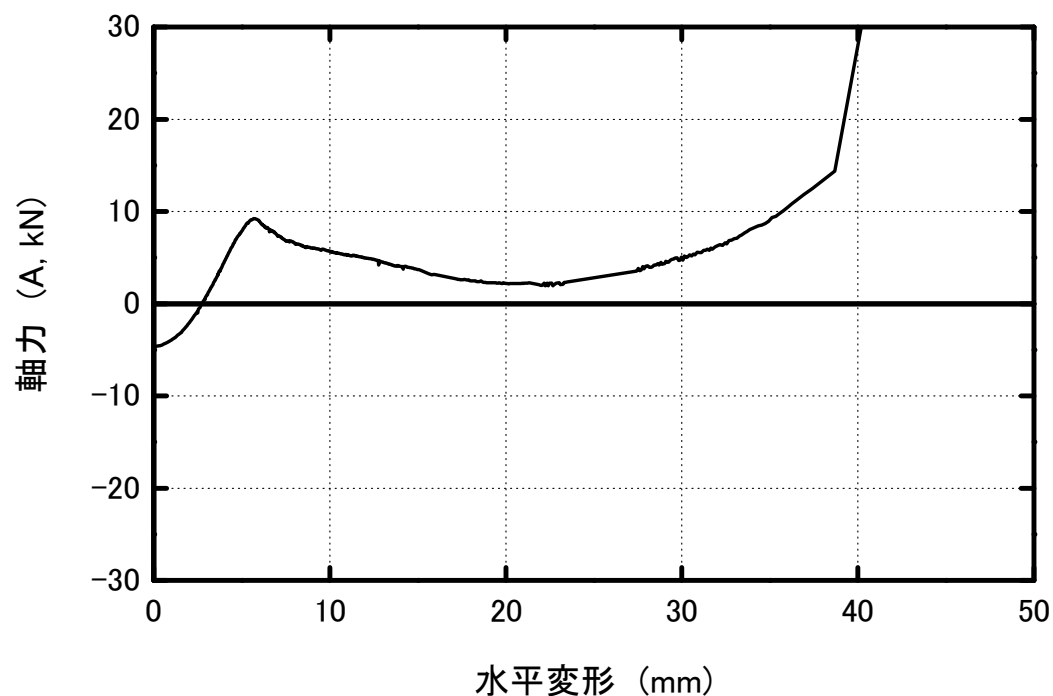


図 5.38 軸力と面内の水平変形の関係（試験体 RC320-0.4%-0.3，主筋 A）

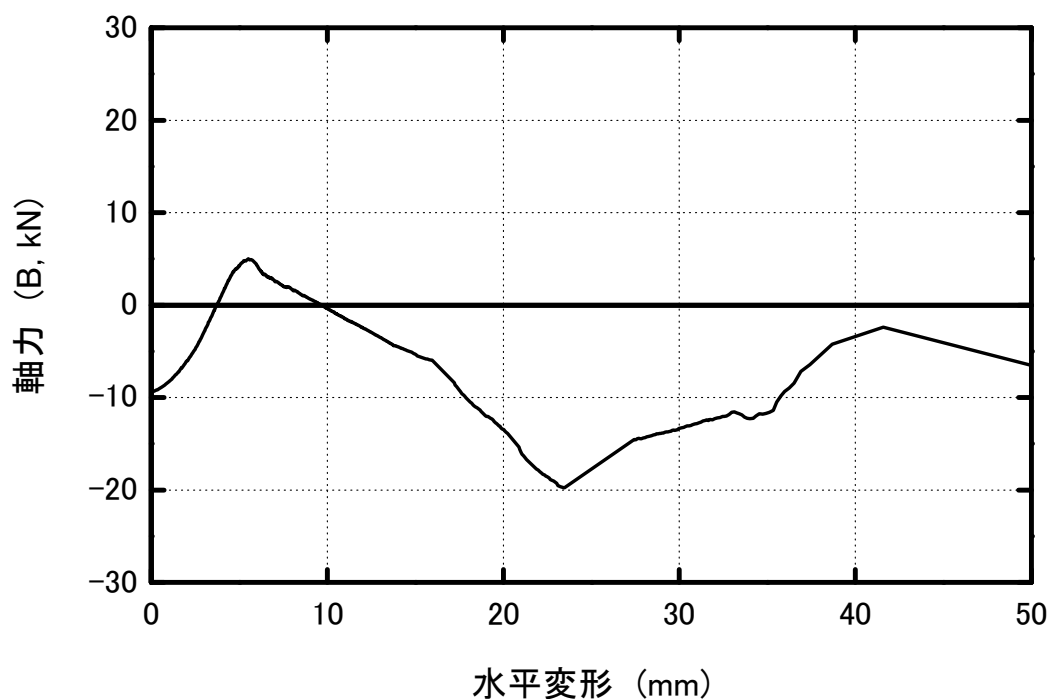


図 5.39 軸力と面内の水平変形の関係（試験体 RC320-0.4%-0.3, 主筋 B）

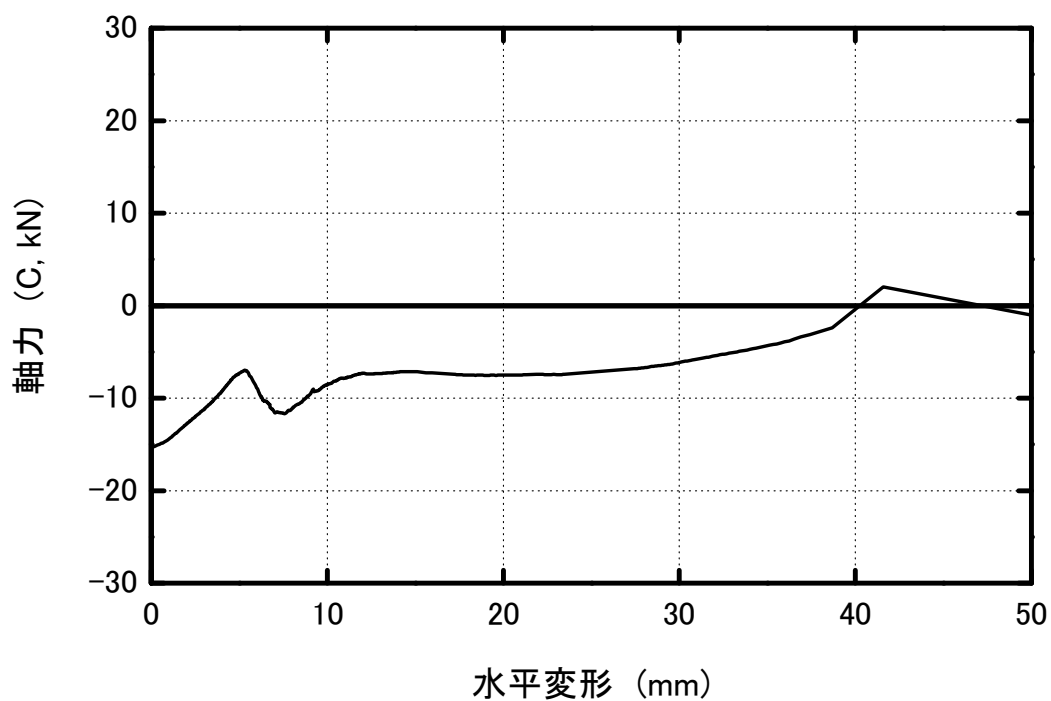


図 5.40 軸力と面内の水平変形の関係（試験体 RC320-0.4%-0.3, 主筋 C）

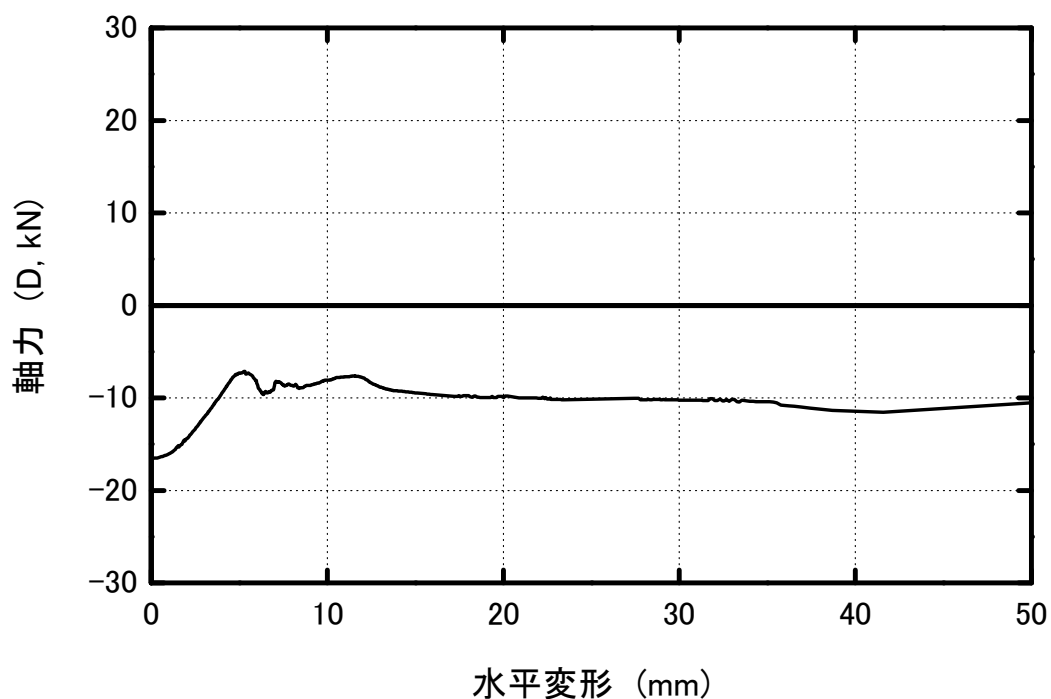


図 5.41 軸力と面内の水平変形の関係（試験体 RC320-0.4%-0.3, 主筋 D）

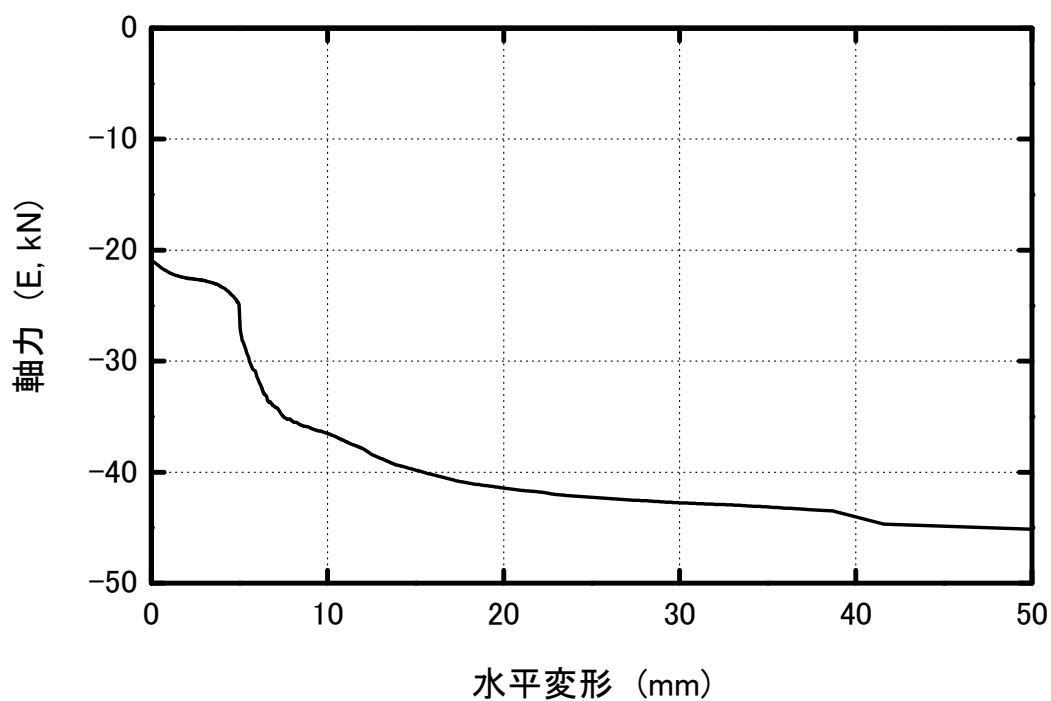


図 5.42 軸力と面内の水平変形の関係（試験体 RC320-0.4%-0.3, 主筋 E）

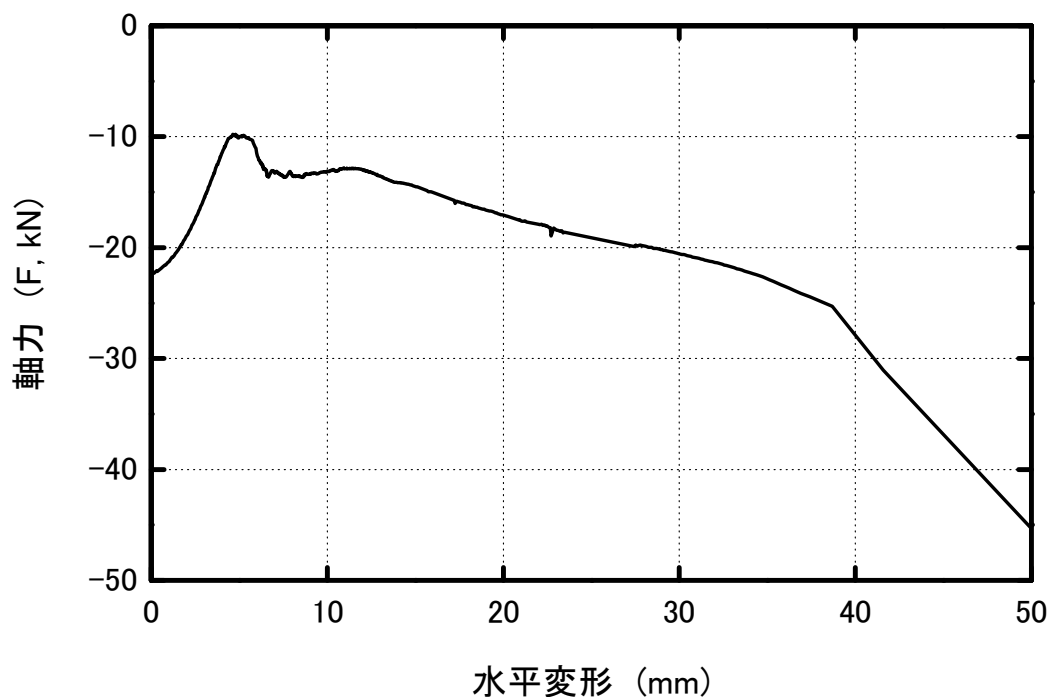


図 5.43 軸力と面内の水平変形の関係（試験体 RC320-0.4%-0.3，主筋 F）

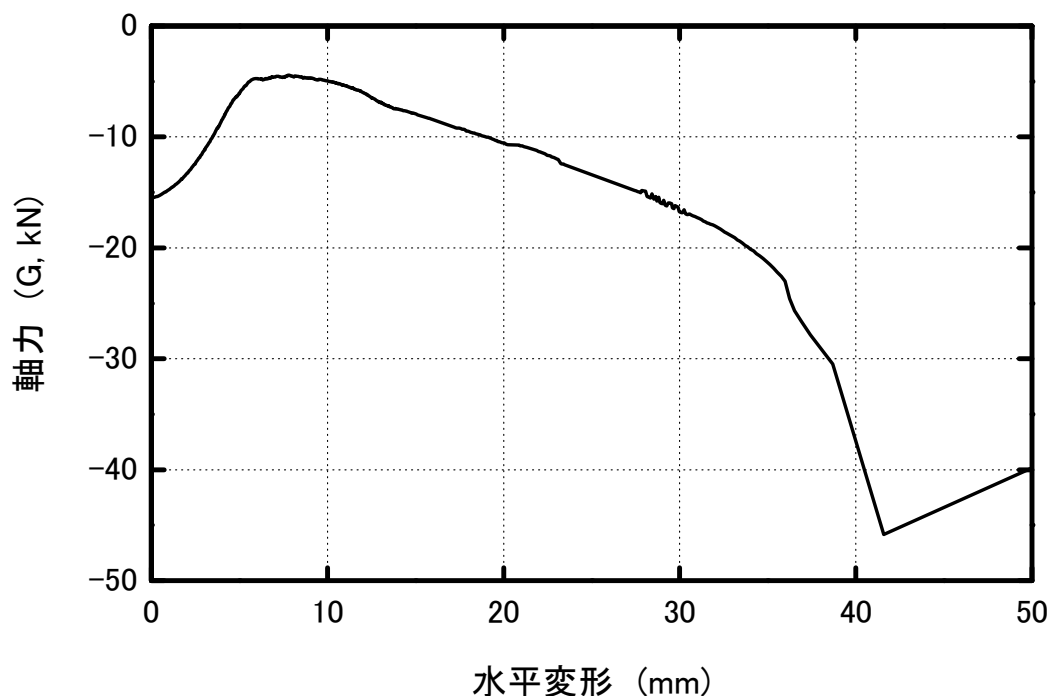


図 5.44 軸力と面内の水平変形の関係（試験体 RC320-0.4%-0.3，主筋 G）



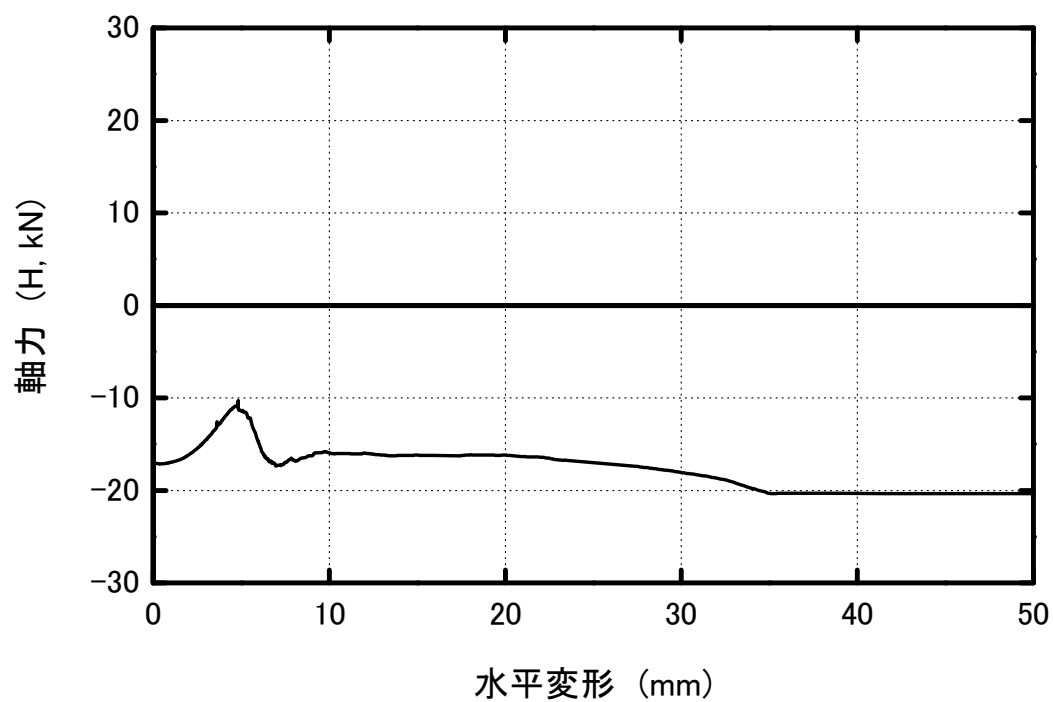


図 5.45 軸力と面内の水平変形の関係（試験体 RC320-0.4%-0.3，主筋 H）

## 5.4.5 各試験体の軸崩壊限界点におけるせん断補強筋の断面応力状態

第2章では、軸崩壊限界点においてせん断破壊区間の全てのせん断補強筋が降伏することを仮定したうえで、コンクリートや主筋の残存軸耐力寄与分の評価式を導いた。また、第3章では、誘導したコンクリートや主筋の残存軸耐力寄与分の評価式を既往研究による加力実験データベースに適用した。その結果、せん断補強筋比が0.5%以上の試験体に対しては、提案した残存軸耐力評価式による結果は過大評価であったことが分かった。その理由として、せん断破壊区間におけるせん断補強筋がある程度以上多くなれば必ずしも全ての補強筋が降伏しているわけではないことが想定される。

本項では、本章で行った加力実験データに基づいてせん断破壊区間における各せん断補強筋の応力状態を調べることで、提案した残存軸耐力評価式が適用できるせん断補強筋比の範囲について検討する。ただし、本実験では加力装置の都合により軸崩壊限界点に達していないため、その代わりに鉛直アクチュエータが試験体の変形に追従できなくなる直前のデータを用いて検討を実施する。面外の水平変形が大きく生じた試験体 RC320-0.2%-0.2 においては、面外水平変形と平行な方向のせん断補強筋の歪度データが存在しないため、検討対象外とする。

繰り返し載荷によりせん断補強筋が一度降伏してしまうと、残留歪が生じて応力度を正しく求めることが困難であるため、本検討では、一方向載荷においてそれ以前の最大歪度を超えて歪度が生じ、水平変形の増加とともに歪度が明らかに増加する補強筋断面の歪データ、及び、一方向載荷以前に降伏ひずみ以上のひずみ度を経験していない補強筋断面の歪データを採用する。

試験体 RC320-0.2%-0.3 及び RC320-0.4%-0.3 において、算定したせん断補強筋の断面応力度を図 5.46 及び図 5.47 にそれぞれ示す。図 5.46 及び図 5.47 より、せん断補強筋の断面応力度に多少のばらつきは見られるものの、鉄筋の材料引張試験から得られた降伏強度 (391 MPa) より大きいことが分かった。つまり、第2章で述べたせん断補強筋の応力状態に関する仮定が妥当であり、提案した RC 造柱の残存軸耐力評価式は本実験で計画した試験体（せん断補強筋比が 0.2% 及び 0.4% である）に適用できることが確認できた。

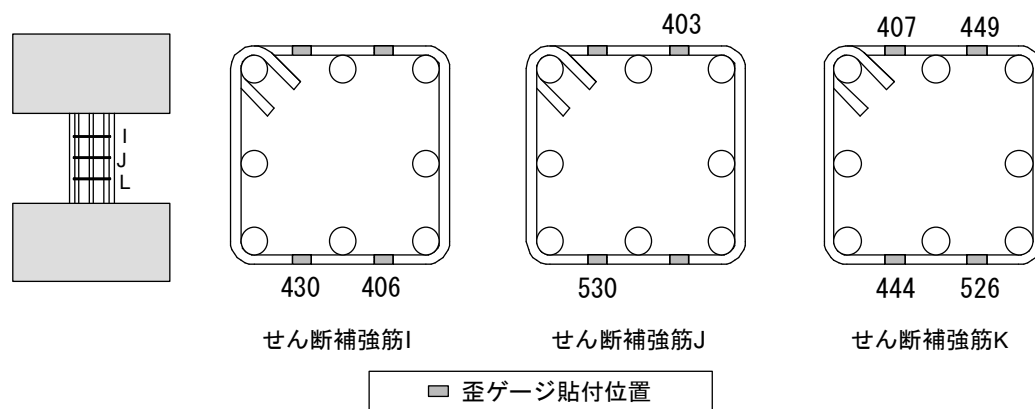


図 5.46 せん断補強筋の断面応力度の分布（試験体 RC320-0.2%-0.3, 降伏強度 391MPa）

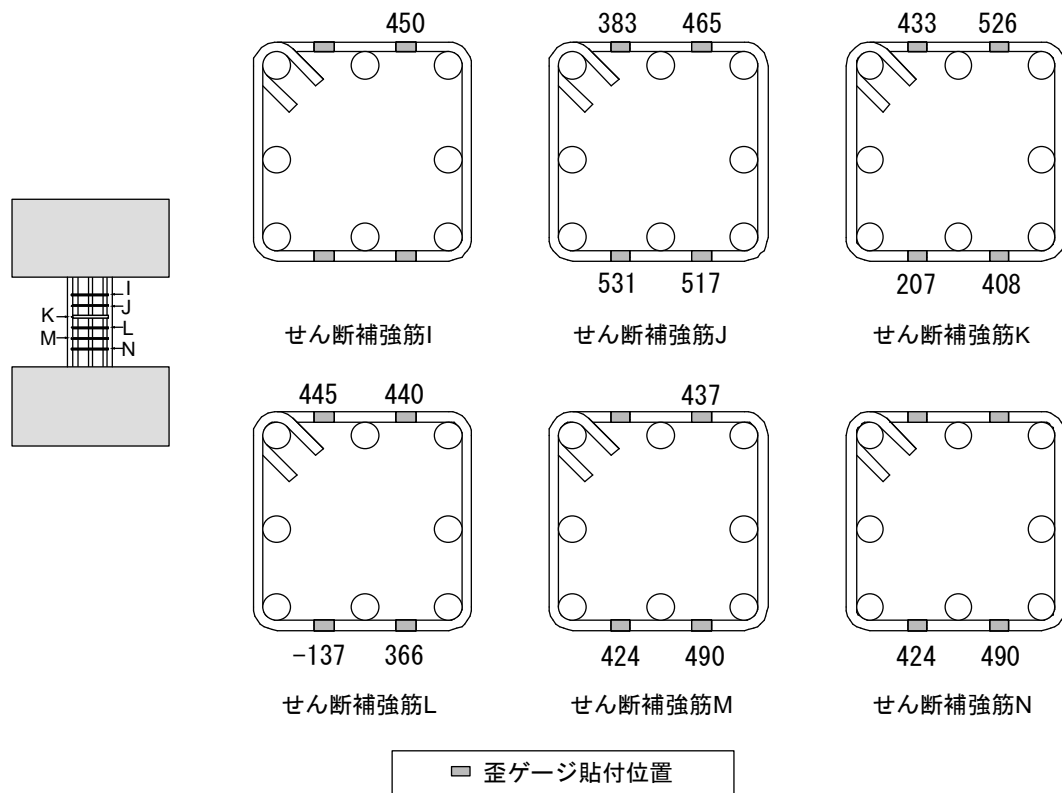


図 5.47 セン断補強筋の断面応力度の分布（試験体 RC320-0.4%-0.3，降伏強度 391Mpa）

#### 5.4.6 各試験体の残存軸耐力の算定値と実験値の比較

5.4.4 項では、推定した軸崩壊限界点における面外の変形を考慮した水平合成変形及びコンクリートや主筋それぞれの残存軸耐力寄与分を求めた。本節では、それと第2章で提案した残存軸耐力評価手法及び既往研究における提案された他の評価手法(松川らによる式(1.20)<sup>[5.5]</sup>及び Elwood, Moehle らによる式(1.24)<sup>[5.6]</sup>)による算定結果(水平合成変形より算定)と比較することにより、提案した残存軸耐力評価手法の妥当性・適用性及び精度を検証する。各評価手法による RC 造柱の残存軸耐力の算定結果を表 5.14 に纏める。尚、表 5.14 において、残存軸耐力寄与分の割合のうち実験値は、5.4.4 項で述べた通りアクチュエータが試験体の変形に追従できなくなったことにより低下した軸力、すなわち、推定した軸崩壊限界点の変形で実際に作用していた軸力を用いて求め、主筋とコンクリートの残存軸耐力は上記で求めた割合で推定した軸崩壊限界点で保持していると推定される軸力(柱に作用させた定軸力)を分配したものである。各残存軸耐力評価手法による計算値と実験値との比較を図 5.48 に示す。また、コンクリートと主筋の残存軸耐力寄与分の割合を図 5.49 に示す。

本研究における3体の試験体に対する残存軸耐力算定値と実験値の比較を表す図 5.48(a) より、松川らの評価手法による残存軸耐力の算定値と実験値との比率はほぼ 0.75 以下、Elwood, Moehle らの評価手法による残存軸耐力の算定値と実験値との比率は約 0.75 となったのに対して、本研究における残存軸耐力の算定値と実験値との比率は試験体3体とも 0.75~1.0 間に分布していることから、松川ら及び Elwood, Moehle らの評価手法と比べて本研究で提案した評価手法の精度は相対的に高いことが分かる。

また、コンクリートと主筋の残存軸耐力寄与分の割合を表す図 5.49 に示すように、Elwood, Moehle らの評価手法と比べて松川ら及び本研究の評価手法による結果は実験結果とほぼ対応することが分かった。Elwood, Moehle らの評価手法ではアーチ機構の影響を考慮していないため、主筋の残存軸耐力寄与分の割合が小さく、コンクリートの残存軸耐力寄与分の割合が大きくなる。一方、松川らの評価手法ではアーチ機構の影響を考慮していないが、コンクリートの残存軸耐力評価式における仮定の違いのために、アーチ機構の影響の有無がコンクリート・主筋の残存軸耐力寄与分の割合に大きな影響を与えていない。その結果、松川らの評価手法におけるコンクリートの残存軸耐力寄与分の割合は実験結果とほぼ一致することになった。

アーチ機構の影響を考慮していない松川ら及び Elwood, Moehle らの評価手法による主筋の寄与分の算定値と実験値を比較した表 5.14 より、算定値は実験値より明らかに小さく、それによりアーチ機構の影響が存在することが分かる。また、アーチ機構の影響を考慮していない松川ら及び Elwood, Moehle らの評価手法により算定した主筋の残存軸耐力寄与分は、本研究で提案した評価手法による結果の約 1/3~1/2 である。アーチ機構の影響の考慮の有無は、RC 造柱の残存軸耐力評価に大きな影響を与えと言える。

以上のように、RC 造柱の残存軸耐力評価精度だけでなく、主筋とコンクリートそれぞれの残存軸耐力寄与分の割合の精度から見ると、本研究で提案した残存軸耐力の評価手法が妥当であり、精度が比較的高いことが分かる。

表 5.14 残存軸耐力の算定値と実験値の比較

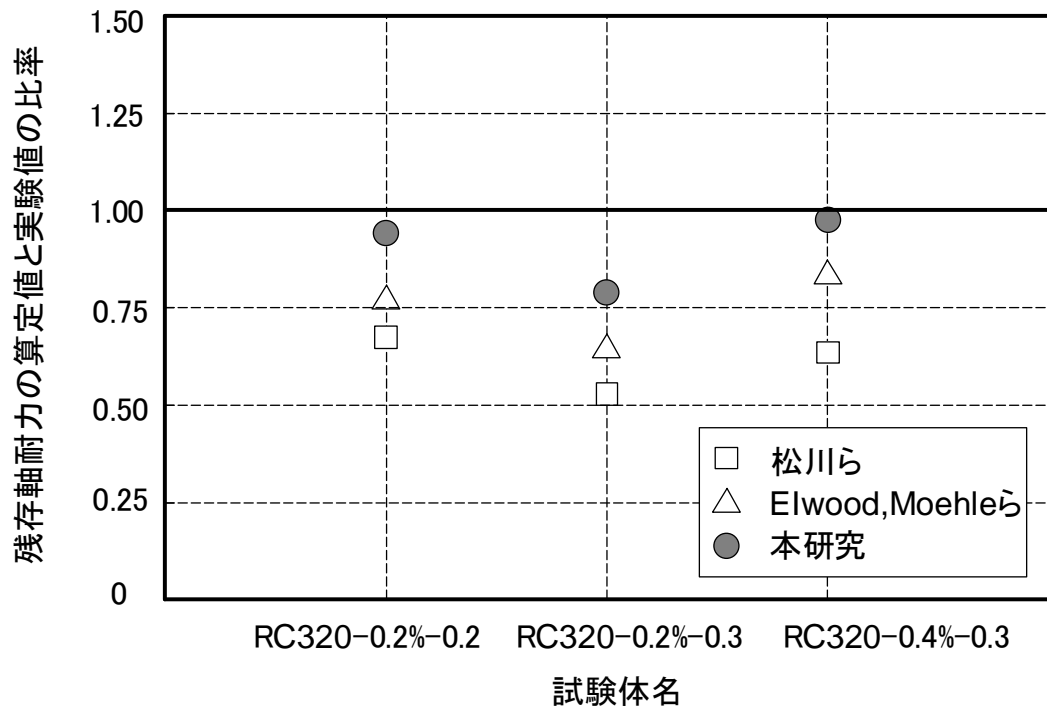
試験体 RC320-0.2%-0.2, 軸崩壊限界点における合成水平変形 51.74mm						
実験値と算定値	残存軸耐力の割合 (%)			残存軸耐力 (kN)		
	コンクリート 寄与分	主筋 寄与分	合計	コンクリート 寄与分	主筋 寄与分	合計
加力実験	19 <sup>*1</sup>	81 <sup>*1</sup>	100	23 <sup>*2</sup>	97 <sup>*2</sup>	120
松川ら	37	63	100	30	51	81
Elwood, Moehle ら	46	54	100	43	51	94
本研究	19	81	100	22	91	113

試験体 RC320-0.2%-0.3, 軸崩壊限界点における合成水平変形 43.07mm						
実験値と算定値	残存軸耐力の割合 (%)			残存軸耐力 (kN)		
	コンクリート 寄与分	主筋 寄与分	合計	コンクリート 寄与分	主筋 寄与分	合計
加力実験	27 <sup>*1</sup>	73 <sup>*1</sup>	100	46 <sup>*2</sup>	124 <sup>*2</sup>	170
松川ら	33	67	100	30	60	90
Elwood, Moehle ら	42	58	100	43	60	103
本研究	17	83	100	23	111	134

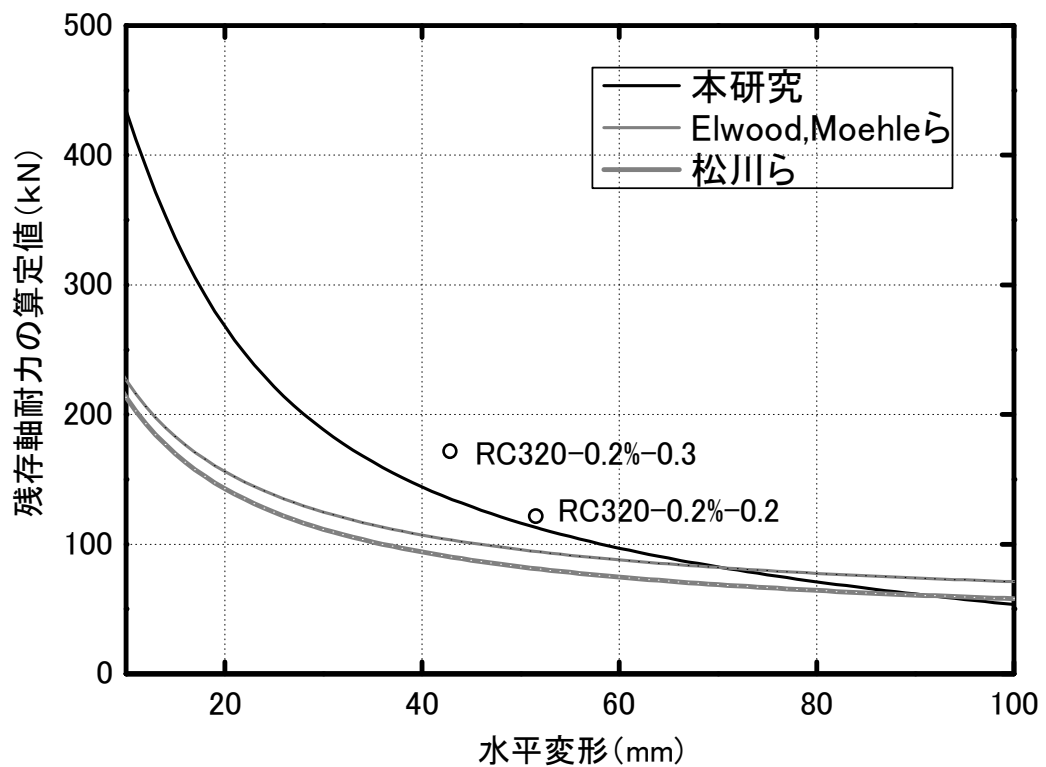
試験体 RC320-0.4%-0.3, 軸崩壊限界点における合成水平変形 55.26mm						
実験値と算定値	残存軸耐力の割合 (%)			残存軸耐力 (kN)		
	コンクリート 寄与分	主筋 寄与分	合計	コンクリート 寄与分	主筋 寄与分	合計
加力実験	25 <sup>*1</sup>	75 <sup>*1</sup>	100	43 <sup>*2</sup>	127 <sup>*2</sup>	170
松川ら	56	44	100	60	48	108
Elwood, Moehle ら	64	36	100	86	48	135
本研究	23	77	100	38	128	166

\*1 : 5.4.4 項で述べた通り、低下した軸力に対して求められた比率。

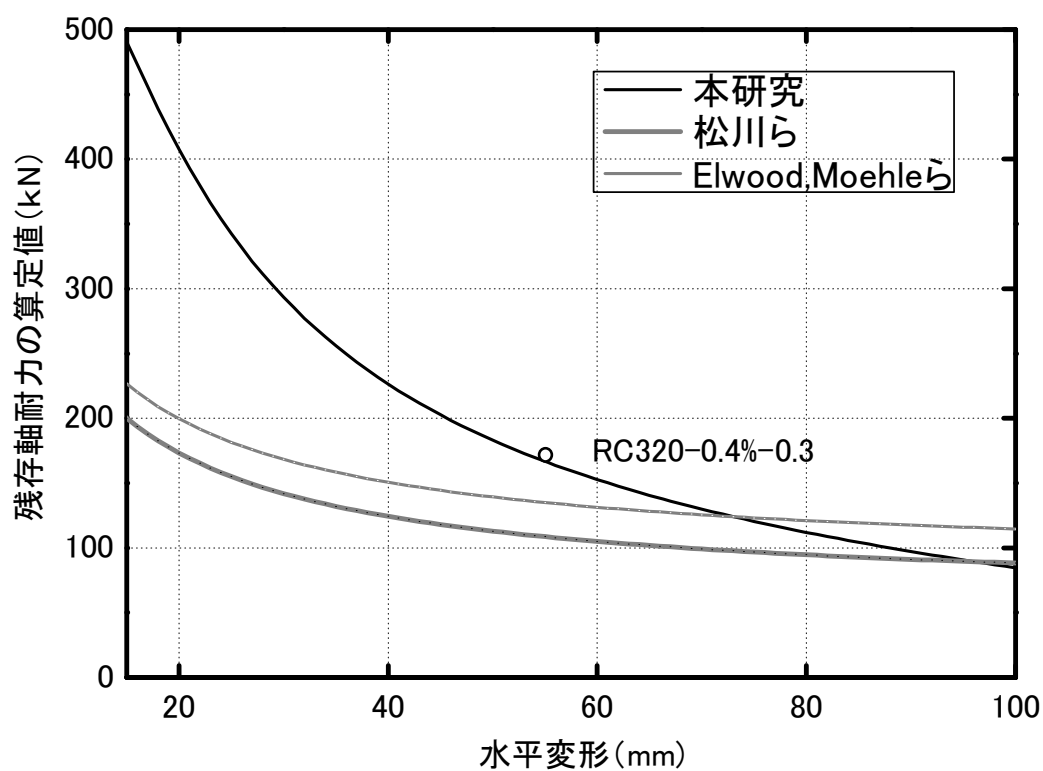
\*2 : 推定した軸崩壊限界点で保持されているべき軸力を\*1 の比率で分配した軸力。



(a) 算定値と実験値の比率



(b) 算定値と実験値の比較 (試験体 RC320-0.2%-0.2, RC320-0.2%-0.3)



(c) 算定値と実験値の比較 (試験体 RC320-0.4%-0.3)

図 5.48 残存軸耐力の算定値と実験値の比較

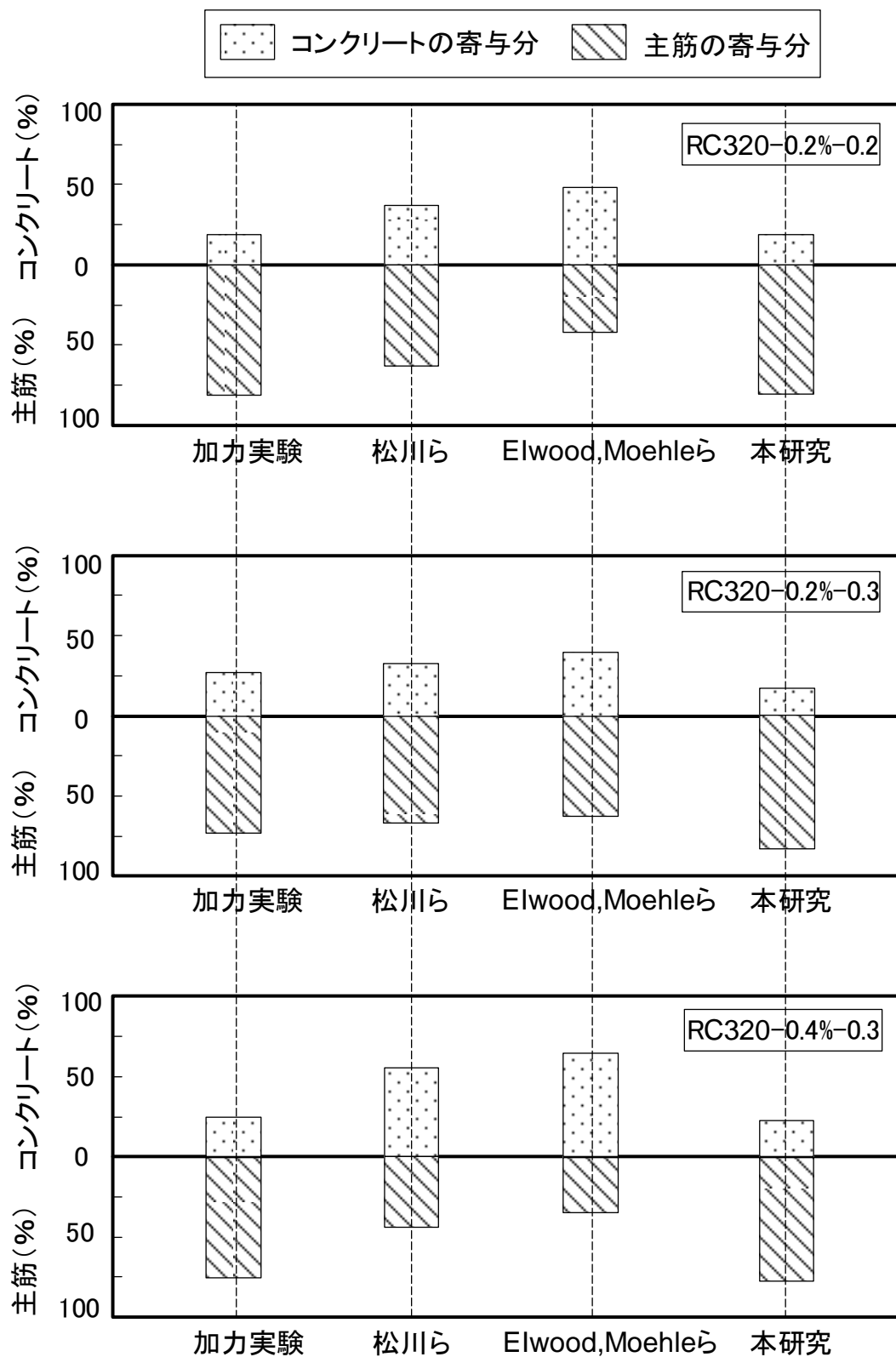


図 5.49 コンクリートと主筋の残存軸耐力寄与分の割合



## 5.5 まとめ

本章では、まず、2015 年 5～8 月に行った加力実験における RC 造試験体の設計、及び計測・加力計画を述べた。次に、各試験体における荷重と変形の関係及び破壊過程を説明した。最後に、各試験体の軸崩壊限界点の時のせん断補強筋の応力状態、及び残存軸耐力の算定値と実験値の比較を行った。本章で得られた知見を以下に示す。

- (1) 本実験では、第 4 章の鉄筋のみによる試験体（試験体 R200-15）の加力実験とは異なり、水平力がほぼ 0 の時に試験体の変形急増現象が観察され、それと第 2 章で説明した軸崩壊限界点におけるせん断力が 0 である状態が対応し、定義した軸崩壊限界点の妥当性が確認できた。これは、第 4 章の試験体 R200-15 においてはパンタグラフの自重による付加モーメントによりそれと同効果を生じさせる等価な水平力の影響であるが、本章の実験ではその影響をできるだけ除く工夫を行った。
- (2) 水平加力の開始から軸崩壊限界点までの加力過程（一方向載荷）においては、試験体のせん断力は、第 2 章で述べたように、まず水平変形の増加とともに大きくなるが、ある程度の変形を経験した後に水平変形の増加とともに減少する傾向が把握できた。
- (3) 水平加力の開始から軸崩壊限界点までの加力過程（一方向載荷）においては、試験体の端部断面のモーメントは、第 2 章で述べたように、軸力によるモーメントが水平変形に対して線形的に増加する一方で、せん断力によるモーメントがある程度の変形を経験した後に徐々に減少することも確認できた。
- (4) 第 2 章においてせん断破壊区間にある全てのせん断補強筋の断面が降伏すると想定したうえでコンクリートの残存軸耐力寄与分の評価式を誘導したが、本研究で行ったせん断補強筋比が 0.2%と 0.4%の試験体でも全てのせん断補強筋断面が降伏する現象が確認でき、評価式での仮定条件との整合性が検証できた。
- (5) 本研究で提案した残存軸耐力評価手法による残存軸耐力算定値は実験値とほぼ対応し、既往研究において提案された残存軸耐力評価手法と比べて比較的に高い精度を有することが分かった。
- (6) 本研究で提案した残存軸耐力評価手法における主筋とコンクリートの残存軸耐力寄与分の割合は、実験値とほぼ対応する。
- (7) アーチ機構の影響の存在は、加力実験データより確認できた。その影響の有無は、残存軸耐力評価手法の精度に大きく影響を与える。

以上、第 2 章で提案した、コンクリートが軸力を負担できる場合の残存軸耐力評価手法の妥当性・適用性及び精度が加力実験を通じて確認できた。しかし、提案した残存軸耐力評価式は複雑であり、耐震設計や耐震診断への適用は困難である。そのため、残存軸耐力評価式の簡略化を行い、それを第 6 章に纏める。

[参考文献]

- [5.1] 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説，2001.10
- [5.2] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説，2010.2
- [5.3] 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料，1987.1
- [5.4] 日本建築学会：建築材料実験用教材，2000.3
- [5.5] 松川和人：部材の耐力低下を考慮した鉄筋コンクリート造純ラーメン架構の終局安全性評価，東北大学博士論文，2013
- [5.6] Kenneth J. Elwood Jack P. Moehle: Axial Capacity Model for Shear-Damaged Columns, ACI STRUCTURAL JOURNAL, pp.578-587, 2005.07-08

---

## 第 6 章

# せん断破壊した RC 造柱の 残存軸耐力評価手法の簡略化



## 6 せん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力評価手法の簡略化

### 6.1 はじめに

既往研究による加力実験データベース（第 3 章）、及び本研究で新たに行った加力実験（第 4 章及び第 5 章）より、本研究で提案した RC 造柱の残存軸耐力評価手法（第 2 章）の妥当性及び適用性が確認できた。しかし、提案した RC 造柱の残存軸耐力評価式の形は複雑であり、このままでは、耐震診断や耐震設計に適用することが困難である。そのため、本章では、第 2 章で提案した RC 造柱の残存軸耐力評価手法を元の式が有する物理的な意味を大きく損わない範囲で簡略化することを試みる。

本章では、まず、残存軸耐力評価手法の簡略化のプロセスを説明する。次に、簡略化した評価手法をある特定の部材に適用して簡略化前後の算定結果の変化を調べる。最後に、加力実験データベース及び新たに行った加力実験のデータを用いて簡略化した残存軸耐力評価手法の精度検証を行う。

## 6.2 RC 造柱の残存軸耐力評価手法の簡略化

RC 造柱の残存軸耐力評価手法の簡略化に用いる柱のせん断破壊区間の力学モデル及び仮定条件は、第2章 2.4 節のそれと同様である。ここで、せん断破壊区間の力学モデル及びせん断破壊区間に対するモーメント釣り合い式のみを再掲し、図 6.1 及び式 (6.1) にそれぞれ示す。

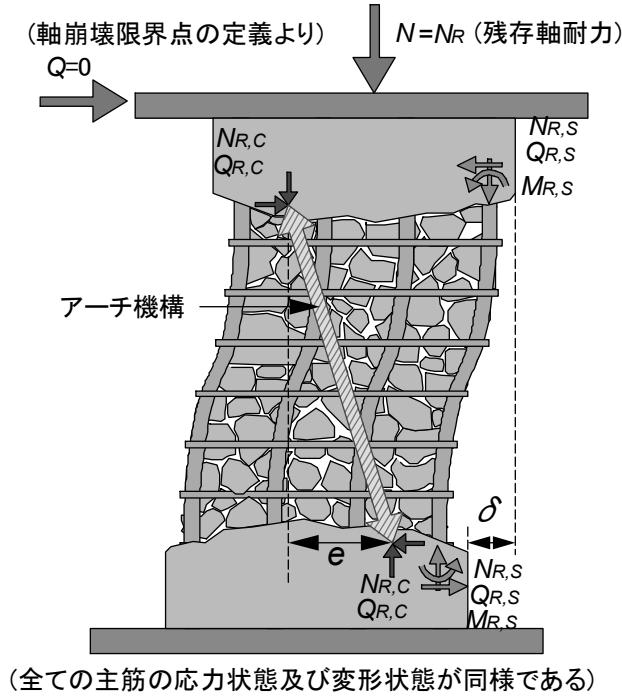


図 6.1 RC 造柱のせん断破壊区間のモデル化 (軸崩壊限界点, 図 2.3 再掲)

ここで,

$N$  : 軸崩壊限界点における作用軸力 (残存軸耐力  $N_R$  と等しい) ;

$N_{R,S}$  : 各主筋の作用軸力 ;

$Q_{R,S}$  : 各主筋の作用せん断力 ;

$M_{R,S}$  : 各主筋の作用モーメント ;

$n$  : 主筋の本数 ;

$N_{R,C}$  : コンクリート部分の作用軸力 ;

$Q_{R,C}$  : コンクリート部分の作用せん断力 ;

$e$  : 上下端部のコンクリートに作用する軸力の偏心距離 ;

$\delta$  : 水平変形

である。

また、コンクリートの残存軸耐力寄与分の求め方は、第2章2.5節のそれと同様である。ここで、コンクリートの残存軸耐力寄与分の評価式のみを再掲し、式(6.2)に示す。

主筋の残存軸耐力寄与分の求め方は、第2章2.6節のそれとほぼ同様である。ただし、 $N$ - $M$ 全塑性相関関係の理論式(式(6.3))を近似する際に、図6.2に示すように、楕円方程式(式(6.4))でなく直線方程式で $N$ - $M$ 全塑性相関関係の理論式を近似する<sup>[6.1]</sup>。直線方程式で近似した $N$ - $M$ 全塑性相関関係の近似式を式(6.5)に示す。

$$nN_{R,S}\delta = 2nM_{R,S} + N_{R,C}e \quad (6.1)$$

式(2.5) 再掲

$$N_{R,C} = \frac{L_0}{s} 2A_w f_{wy} \frac{\mu \sin \theta + \cos \theta}{\mu^2 \sin \theta + \sin \theta} \quad (6.2)$$

式(2.8) 再掲

$$\left(\frac{d}{2}\right)^2 \times \arcsin\left(\frac{\sqrt{\left(\frac{d}{2}\right)^2 - \left(\frac{3M_{R,S}}{4f_y}\right)^{\frac{2}{3}}}}{\frac{d}{2}}\right) + \sqrt{\left(\frac{d}{2}\right)^2 - \left(\frac{3M_{R,S}}{4f_y}\right)^{\frac{2}{3}}} \left(\frac{3M_{R,S}}{4f_y}\right)^{\frac{1}{3}} = \frac{N_{R,S}}{2f_y} \quad (6.3)$$

式(2.19) 再掲

$$\frac{N_{R,S}^2}{\left(\pi\left(\frac{d}{2}\right)^2 f_y\right)^2} + \frac{M_{R,S}^2}{\left(\frac{4}{3}\left(\frac{d}{2}\right)^3 f_y\right)^2} = 1 \quad (6.4)$$

式(2.20) 再掲

$$N_{R,S} = -\frac{\pi\left(\frac{d}{2}\right)^2 f_y}{\frac{4}{3}\left(\frac{d}{2}\right)^3 f_y} \left(M_{R,S} - \frac{4}{3}\left(\frac{d}{2}\right)^3 f_y\right) \quad (6.5)$$

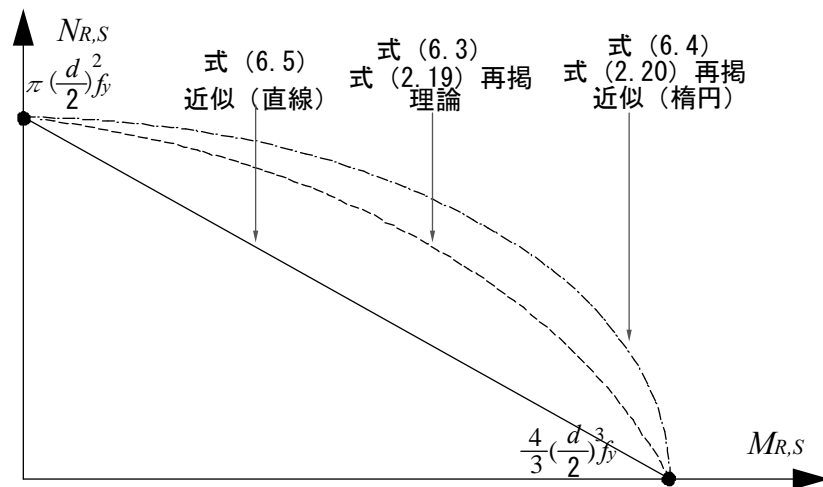


図 6.2  $N$ - $M$  全塑性相関関係の近似

式 (6.1) 及び式 (6.5) を連立して得られる主筋 1 本あたりの残存軸耐力寄与分の評価式は式 (6.6) のようになる。式 (6.6) は、楕円方程式による  $N$ - $M$  全塑性相関関係の近似式から導いた評価式 (式 (6.7)) と比べて形が非常に簡単である。コンクリートの残存軸耐力寄与分の評価式 (式 (6.2)), 及び簡略化した主筋の残存軸耐力寄与分の評価式 (式 (6.6)) を式 (6.8) に代入するとセン断破壊した RC 造柱の残存軸耐力評価式となる。また、内部コンクリートが軸力を負担できない場合は、コンクリートの残存軸耐力寄与分を 0 とすると、セン断破壊した RC 造柱の残存軸耐力評価式は式 (6.9) になる。

本研究では、式 (6.8) はセン断破壊した RC 造柱の残存軸耐力の簡略評価式として位置づけ、また、式 (6.9) は鉄筋のみの場合の簡略評価式として位置づける。コンクリートが軸力を負担できる場合の評価式の式 (6.8) は、主筋の残存軸耐力寄与分 (第 1 項、以下で説明する式 (6.9) と同様)、アーチ機構の影響による主筋の残存軸耐力寄与分の増加分 (第 2 項) 及びコンクリートの残存軸耐力寄与分 (第 3 項) より構成される。一方、コンクリートが軸力を負担できない場合の評価式の式 (6.9) は、主筋の残存軸耐力寄与分のみより構成される。なお、これらの式は、 $N$ - $M$  全塑性相関関係を直線で近似することで簡略化前の式よりも低めの計算値を与えるものとなる。

$$N_{R,S} = \frac{\frac{3\pi}{4d} \frac{N_{R,C} e}{n} + \pi \left(\frac{d}{2}\right)^2 f_y}{1 + \frac{3\pi}{4d} \delta} \quad (6.6)$$

$$N_{R,S} = \frac{\frac{N_{R,C} e \delta}{2n \left(\frac{4}{3} \left(\frac{d}{2}\right)^3 f_y\right)^2} + \sqrt{\left[ \frac{N_{R,C} e \delta}{2n \left(\frac{4}{3} \left(\frac{d}{2}\right)^3 f_y\right)^2} \right]^2 - 4 \left[ \frac{1}{\left(\pi \left(\frac{d}{2}\right)^2 f_y\right)^2} + \frac{\delta^2}{\left(\frac{8}{3} \left(\frac{d}{2}\right)^3 f_y\right)^2} \right] \cdot \left[ \frac{N_{R,C}^2 e^2}{\left(\frac{8}{3} \left(\frac{d}{2}\right)^3 f_y n\right)^2} - 1 \right]}}{2 \left[ \frac{1}{\left(\pi \left(\frac{d}{2}\right)^2 f_y\right)^2} + \frac{\delta^2}{\left(\frac{8}{3} \left(\frac{d}{2}\right)^3 f_y\right)^2} \right]} \quad (6.7)$$

式 (2.21) 再掲

$$N_R = n N_{R,S} + N_{R,C} = \frac{n \pi \left(\frac{d}{2}\right)^2 f_y}{1 + \frac{3\pi}{4d} \delta} + \frac{\frac{3\pi}{4d} N_{R,C} e}{1 + \frac{3\pi}{4d} \delta} + N_{R,C} \quad (6.8)$$

$$N_R = \frac{n \pi \left(\frac{d}{2}\right)^2 f_y}{1 + \frac{3\pi}{4d} \delta} \quad (6.9)$$



以上の残存軸耐力評価手法の簡略化より，第 2 章において示した評価モデルの物理的な意味が評価式（式(6.8)）の上でも明確になり，かつ簡便に残存軸耐力を評価することが可能となる。また，既往の累加強度式（松川ら，式(1.20)；Elwood, Moehle ら，式(1.24)）と比較して，ここで提案された簡略評価式はアーチ機構による残存軸耐力への影響が極めて明確になる。

### 6.3 適用例

第2章2.9節において適用例として用いた RC 造柱（図 6.3）を再び適用例として用い、 $N$ - $M$  全塑性相関関係（楕円近似式（式（6.4））及び直線近似式（式（6.5）））の違いによる RC 造柱の残存軸耐力の変動と、その水平変形増加に従う変化、加えて、式（6.8）における主筋とコンクリートそれぞれの寄与分の変化を調べる。

残存軸耐力の算定の際に用いた、各パラメータは2.9節と同様である。せん断破壊区間の材軸長さ  $L_0$  は、既往の文献<sup>[6.2]</sup>より初期せん断ひび割れ角度を  $60^\circ$  と仮定した上で算定する。また、コンクリート切断面における静摩擦係数  $\mu$  は、文献[6.1]では軸崩壊時の水平変形の関数としてその算定式が提案されているが、本研究では「現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設指針（案）・同解説」<sup>[6.3]</sup>に従って一定の値として 0.6 を採用する。内部コンクリートが軸力を負担できる場合とできない場合それぞれについて、簡略化した RC 造柱の残存軸耐力評価手法の適用結果をそれぞれ図 6.4 及び図 6.5 に示す。

まず、 $N$ - $M$  全塑性相関関係近似式（楕円近似式（式（6.4））及び直線近似式（式（6.5）））の違いによるせん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力の変動について述べる。内部コンクリートが軸力を負担できる場合とできない場合の双方のケースにおいて、 $N$ - $M$  全塑性相関関係直線近似式（式（6.5））から算定した残存軸耐力は、 $N$ - $M$  全塑性相関関係楕円近似式（式（6.4））による結果と概ね対応していることが分かる（図 6.4 及び図 6.5）。また、直線近似式（式（6.5））から算定した残存軸耐力は、楕円近似式（式（6.4））による結果より若干小さく安全側の評価結果となっている。

次に、内部コンクリートが軸力を負担できる場合とできない場合の双方のケースにおいて、簡略化した柱の残存軸耐力評価式（式（6.8）及び式（6.9））より算定した柱の残存軸耐力は水平変形の増加とともに減少することが分かる（図 6.4 及び図 6.5）。また、コンクリートが軸力を負担できる場合において、簡略化した柱の残存軸耐力評価式（式（6.8））における第2項（アーチ機構の影響）は、水平変形の増加とともに第1項（主筋寄与分）及び第3項（コンクリート寄与分）より激しく低下する。

最後に、図 6.4 に示すように、コンクリートが軸力を負担できる場合において、簡略化された柱の残存軸耐力評価式による主筋の残存軸耐力寄与分（アーチ機構の影響を考慮した）の割合は、水平変形の増加とともにアーチ機構の影響が小さくなるために、減少することが分かる。

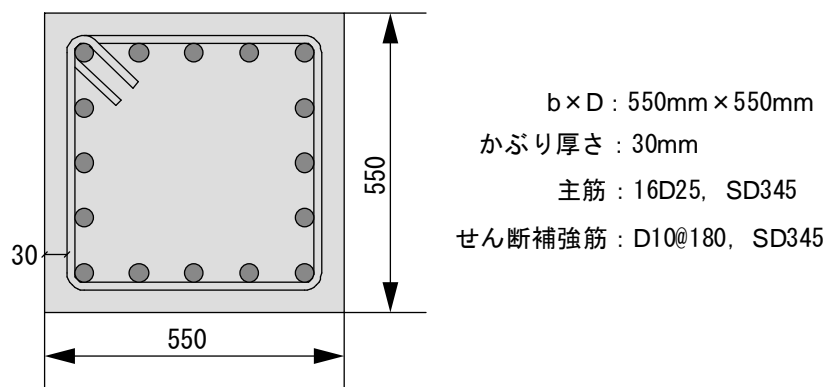
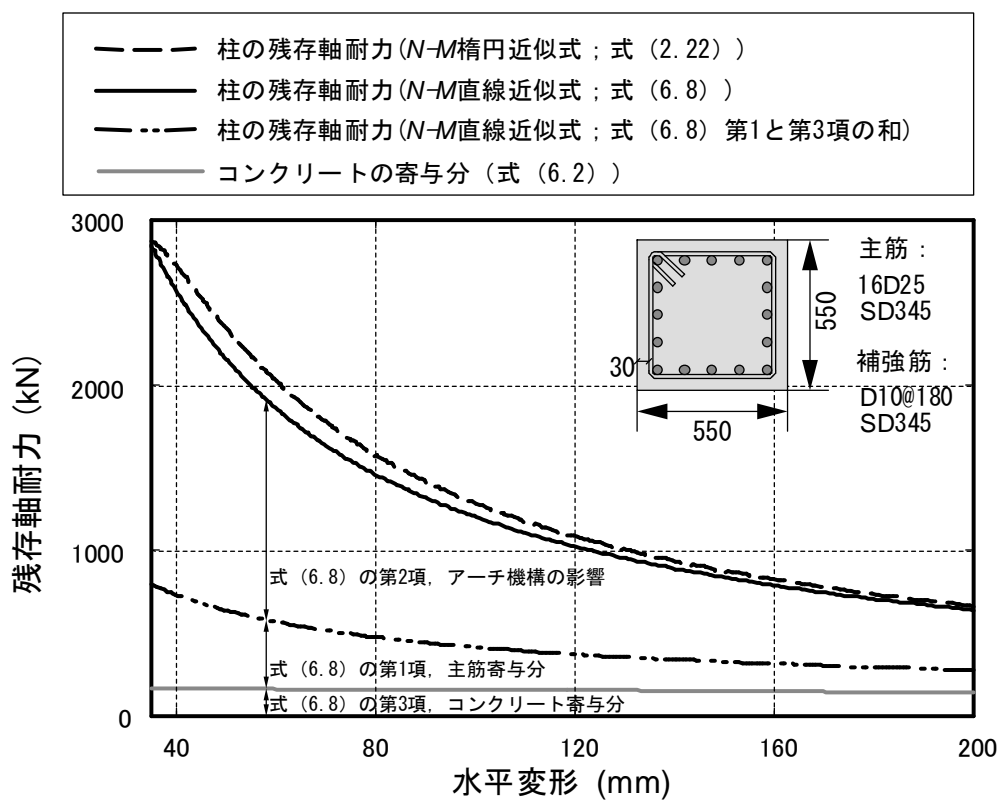
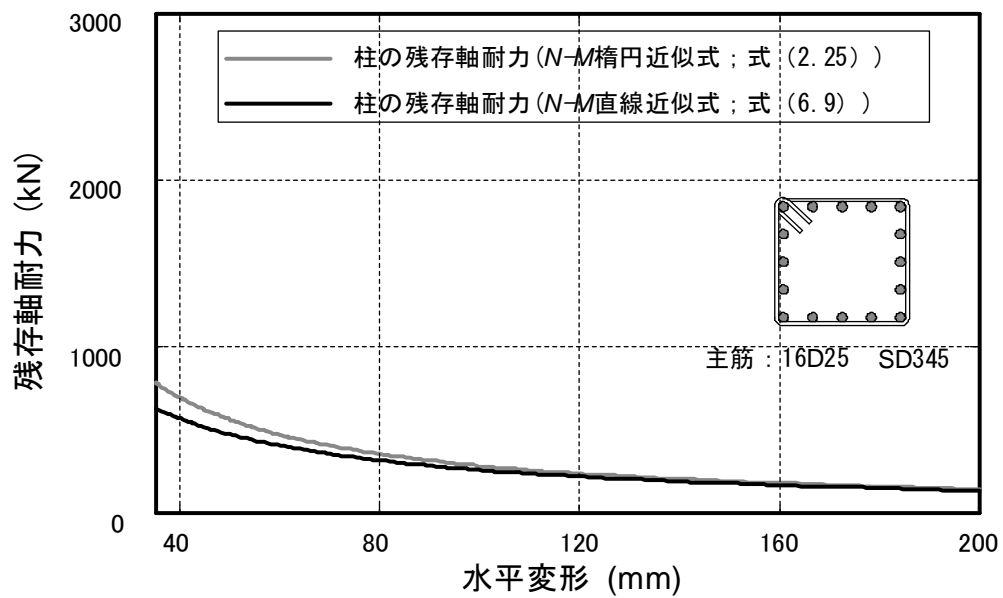


図 6.3 想定した RC 造柱の断面 (図 2.7 再掲)



(コンクリートが軸力を負担できる場合)

図 6.4 せん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力と水平変形の関係



(コンクリートが軸力を負担できない場合)

図 6.5 せん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力と水平変形の関係

#### 6.4 加力実験データによる簡略化した RC 造柱の残存軸耐力評価式の精度検証

6.3 節では、適用例を通じて簡略化前後の RC 造柱の残存軸耐力評価手法による算定結果がほぼ一致することが分かった。本節では、内部コンクリートが軸力を負担できない場合及びできる場合の両方のケースについて、第 3 章で作成した加力実験データベース及び第 4 章と第 5 章で示した加力実験データを用い、簡略化した残存軸耐力評価式の精度を検証する。

## (1)内部コンクリートが軸力を負担できない場合

内部コンクリートが軸力を負担できない場合の残存軸耐力の簡略化した評価手法の精度検証を、第4章にて示した検証実験の加力データより行う。残存軸耐力の実験値（パンタグラフの自重や大変形によるアクチュエータの傾きの影響を除去後の値）、及び簡略化前後の残存軸耐力評価手法（式（2.25）及び式（6.9））による算定値を表6.1に纏め、三者の比較を図6.6に示す。

表6.1及び図6.6に示すように、簡略化後の残存軸耐力評価手法による算定値は、簡略化前よりやや小さくなるが、両者がほぼ対応する。表6.1に示すように、簡略化前に対する簡略化後の残存軸耐力の比率は約0.85～0.95の間に分布している。本研究で行った加力実験においては、簡略化後の残存軸耐力評価手法による算定値と実験値の比率は約0.8である（図6.6）。

表 6.1 残存軸耐力の算定値と実験値の比較（降伏強度 427MPa）

試験体名	軸崩壊限界点の 水平変形(mm)	実験値(kN)	算定値(kN)		
			簡略化前	簡略化後	簡略化後/簡略化前
R200-15	136.64	14.86	11.42	10.96	0.96
R400-15	115.76	15.19	13.48	12.84	0.95
R200-30	67.46	28.23	23.07	21.28	0.92
R200-50	35.45	47.48	43.46	37.74	0.86
R300-30	57.58	29.48	26.99	24.59	0.91

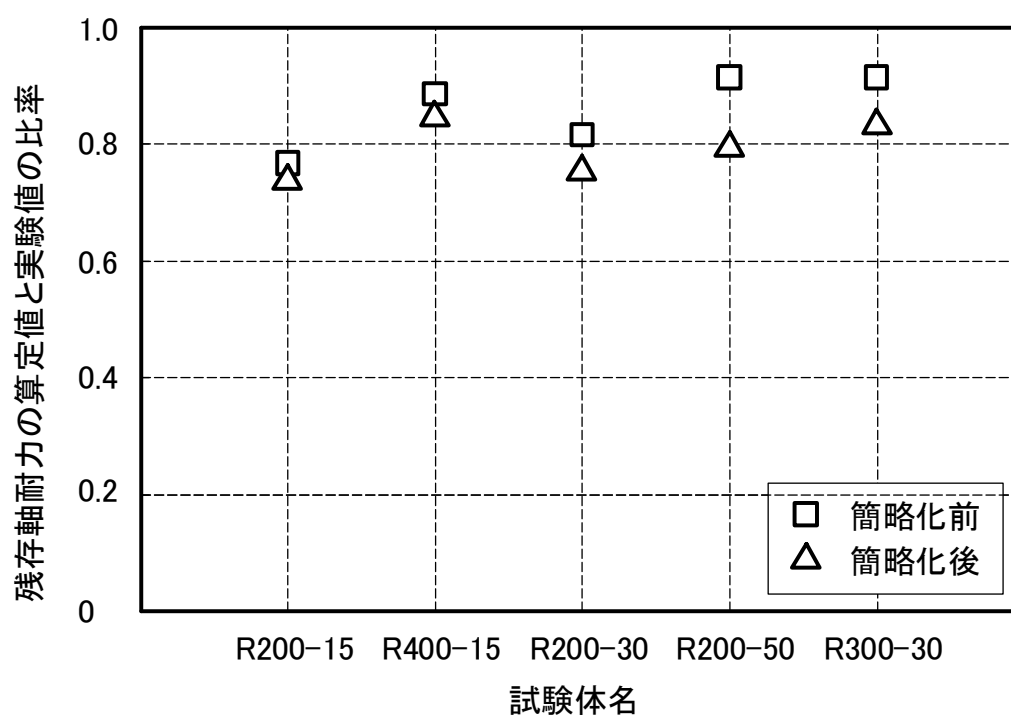


図 6.6 簡略化前後の RC 造柱の残存軸耐力の評価手法の精度比較

## (2)内部コンクリートが軸力を負担できる場合

内部コンクリートが軸力を負担できる場合における残存軸耐力の簡略化した評価手法の精度検証を、第3章で作成したデータベース及び第5章における検証実験の加力データより行う。残存軸耐力の実験値（パンタグラフの自重や大変形によるアクチュエータの傾きの影響を除去後の値）、及び簡略化前後の残存軸耐力評価手法（式（2.22）及び式（6.8））による算定値を表6.2に纏め、三者の比較を図6.7に示す。また、簡略化前後の残存軸耐力評価手法におけるコンクリートと主筋の寄与分の割合を図6.8及び図6.9に示す。尚、本研究で行った実験における残存軸耐力実験値は、導入した一定軸力である（詳細は5.4.6項を参照のこと）。

表6.2及び図6.7に示すように、簡略化後の残存軸耐力評価手法による算定値は、簡略化前よりやや小さくなるが、両者がほぼ対応する。表6.2に示すように、簡略化前に対する簡略化後の残存軸耐力の比率は約0.85~0.95の間に分布している。これらの試験体においては、簡略化後の残存軸耐力評価手法による算定値と実験値の比率はほぼ0.75~1.25の間に分布している（図6.7）。また、図6.8及び図6.9を比較することにより、簡略化前後のコンクリートと主筋の残存軸耐力の割合はほぼ一致することが分かる。

表6.2 簡略化前後のせん断破壊したRC造柱の残存軸耐力の各評価手法の比較

NO.	試験体名	実験値 (kN)	簡略前			簡略後			合計の比率 (%) 簡略後 簡略前
			コンクリート寄与分 (割合) (kN, %)	主筋寄与分 (割合) (kN, %)	合計 (kN)	コンクリート寄与分 (割合) (kN, %)	主筋寄与分 (割合) (kN, %)	合計 (kN)	
1	N27C	644	52 (8)	613 (92)	665	52 (9)	535 (91)	587	88
2	N18M	429	45 (19)	196 (81)	241	45 (20)	180 (80)	225	93
3	N27M	644	50 (11)	403 (89)	453	50 (12)	358 (88)	408	90
4	2C	431	51 (12)	366 (88)	417	51 (14)	325 (86)	376	90
5	3C	658	54 (9)	537 (91)	591	54 (10)	469 (90)	523	88
6	2M	431	52 (11)	426 (89)	478	52 (12)	377 (88)	429	90
7	3M	658	55 (7)	721 (93)	776	55 (8)	629 (92)	684	88
8	2M13	431	55 (9)	552 (91)	607	55 (9)	536 (91)	591	97
9	NO.3	553	18 (4)	432 (96)	450	18 (5)	351 (95)	369	82
10	NO.4	829	54 (9)	573 (91)	627	54 (10)	500 (90)	554	88
11	NO.5	967	54 (7)	687 (93)	741	54 (8)	591 (92)	645	87
12	S1	803	83 (11)	639 (89)	722	83 (12)	592 (88)	675	93
13	S2	803	86 (10)	797 (90)	883	86 (11)	727 (89)	813	92
14	RC320-0.2%-0.2	120	22(19)	91(81)	113	22 (21)	83 (79)	105	93
15	RC320-0.2%-0.3	170	23(17)	111(83)	134	23 (19)	100 (81)	123	92
16	RC320-0.4%-0.3	170	38(23)	128(77)	166	38 (25)	116 (75)	154	93



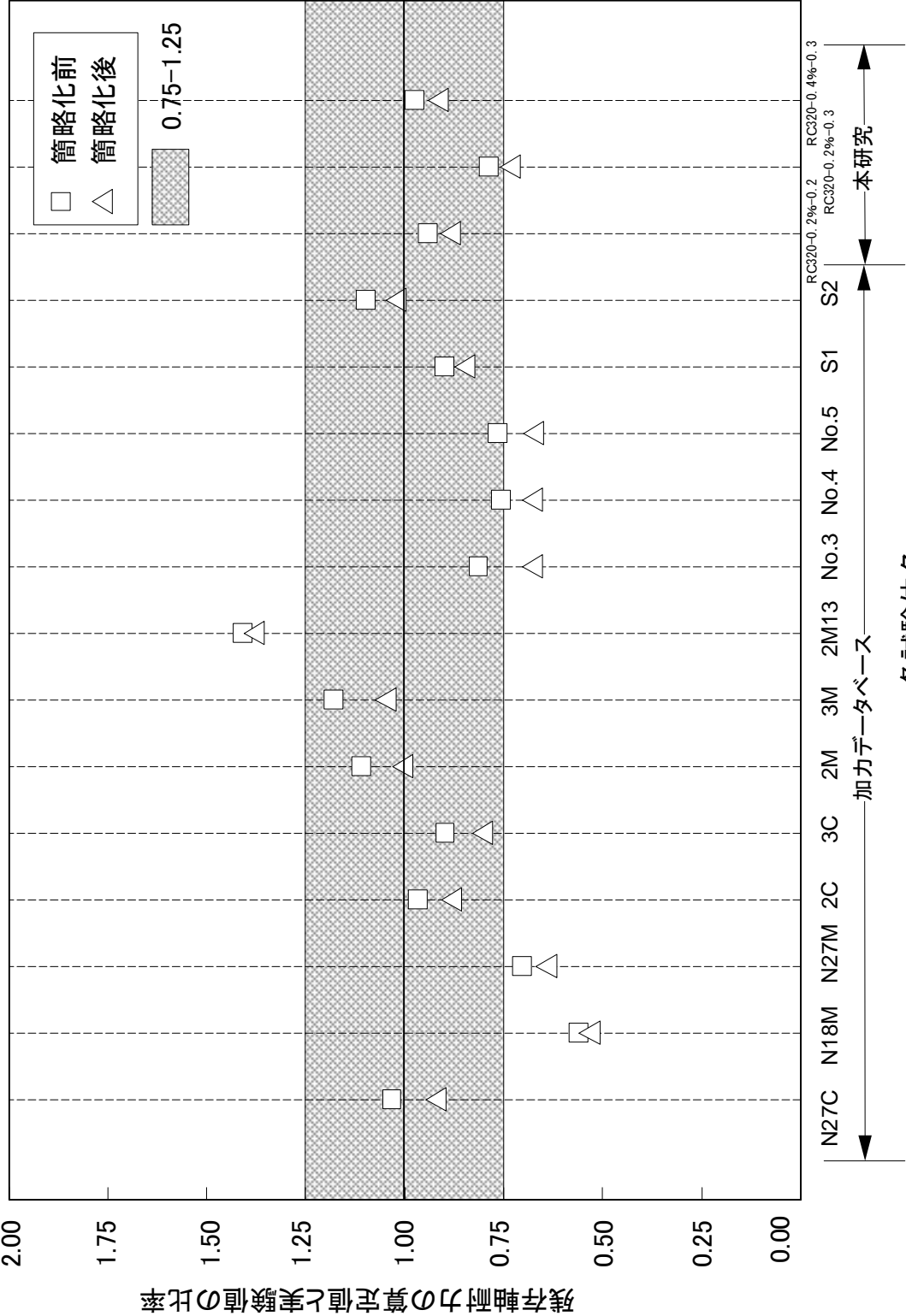
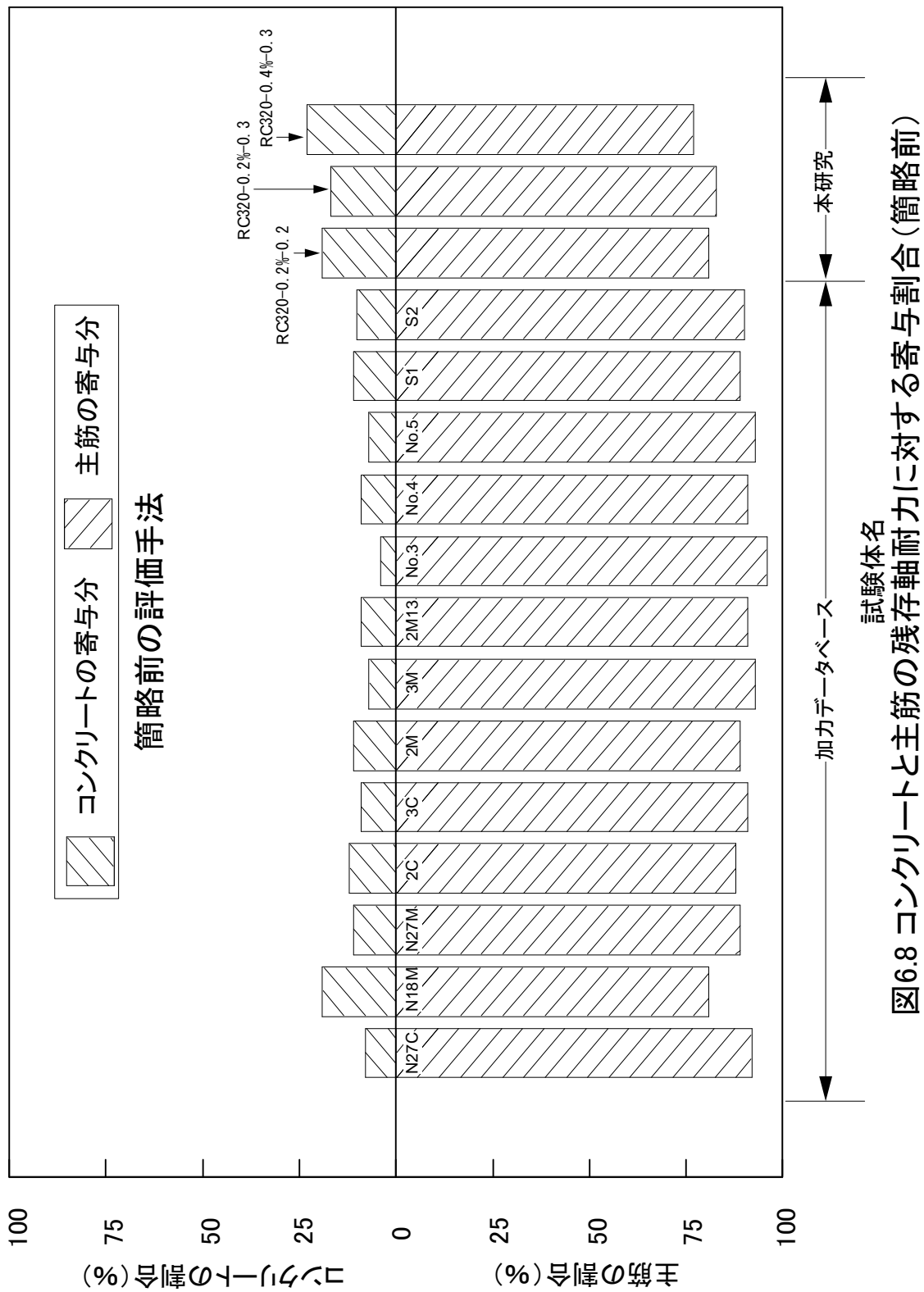
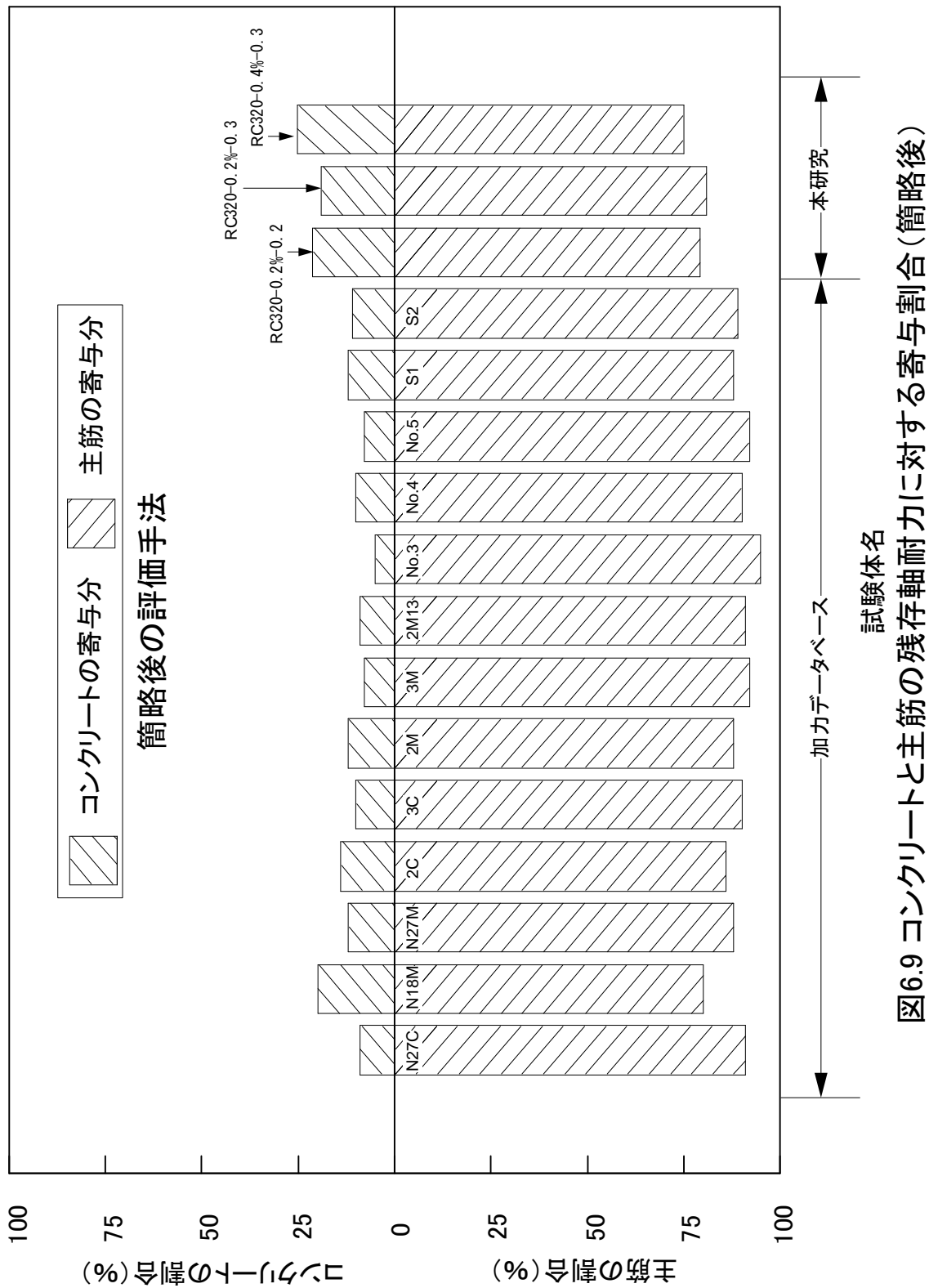


図6.7 簡略化前後のせん断破壊したRC造柱の残存軸耐力の評価手法の精度比較





## 6.5 まとめ

本章では、まず、残存軸耐力評価手法の簡略化のプロセスを説明した。次に、適用例を用いた検討により、簡略化前後の残存軸耐力評価手法による算定結果の変動を把握した。最後に、作成した加力実験データベース及び本研究で新たに行った加力実験のデータを用いて、簡略化後の残存軸耐力評価手法の精度検証を行った。本章で得られた知見を以下に示す。

- (1) 簡略化後の RC 造柱の残存軸耐力の評価式は、簡略化前よりその形が非常に簡単で、また、第 2 章で提案した残存軸耐力の評価モデルの物理的な意味を明確に反映することができた。
- (2) 加力実験データに基づく精度検証より、簡略化後の残存軸耐力評価手法による算定結果は、簡略化前の算定結果の約 0.85～0.95 倍となり、やや安全側の評価を与えることが分かった。

[参考文献]

- [6.1] Kenneth J. Elwood Jack P. Moehle: Axial Capacity Model for Shear-Damaged Columns, ACI STRUCTURAL JOURNAL, pp.578-587, 2005.07-08
- [6.2] 加藤大介, 李柱振, 中村友紀子, 本多良政: RC 造柱の残存軸耐力に関する実験と考察, 日本建築学会構造系論文集, No.619, 2007 年 9 月, pp.127-132.
- [6.3] 日本建築学会: 現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設指針 (案)・同解説, 2002 年



---

## 第 7 章

### 結論

---





## 7 結論

本研究では、いわゆる新耐震基準施行以前に設計された RC 造建物に多く見られる、せん断補強筋の不足、非構造壁による短柱化などが原因でせん断破壊が発生しうる RC 造柱を対象に、その柱がせん断破壊した後の軸耐力の低下による軸崩壊のメカニズムを理論的に解明するとともに、定量的な残存軸耐力評価手法の開発を目的とし、せん断破壊した柱の力学モデルの構築、それに基づく残存軸耐力評価手法の提案、及び加力実験結果を用いた評価手法の妥当性・適用性の検討・検証を行った。以下に、本論文において各章から得られた知見を章ごとに纏めて示す。

第1章「序論」では、いわゆる新耐震基準施行以前に設計された RC 造建物においてせん断破壊が発生しうる柱がせん断破壊した後の残存軸耐力評価が極めて重要であることを述べた。また、それについての既往研究を紹介することを通じて、それらの研究における未解決の課題を抽出した。既往研究においては、せん断破壊後の軸耐力低下による軸崩壊のメカニズムは完全に明らかになっておらず、このことが原因で合理的かつ高精度な残存軸耐力評価手法が提案されていない。本研究では、軸崩壊メカニズムの解明と残存軸耐力の合理的かつ高精度な評価式の提案を目的とし、理論の展開や実験的な検証を実施する。

第2章「せん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力評価手法の提案」では、軸崩壊限界点の定義やせん断破壊した柱の力学モデルの構築、及びそれに基づく軸崩壊メカニズムの解明や定量的な評価手法の提案を行った。本章では、まず、建物自重による長期軸力と地震動によるせん断力が作用しせん断破壊した RC 造柱に対して、柱のせん断破壊区間の端部断面の作用モーメントと水平変形の関係に基づいて軸崩壊限界点を定義するとともに、その時の柱に作用する外力や負担する内力を明らかにした。次に、過去に行われた地震被害調査結果からせん断破壊後の RC 造柱の破壊形態を把握した上で、合理的な仮定を導入して RC 造柱のせん断破壊区間における力学モデルを構築した。最後に、軸崩壊限界点の定義及び構築した RC 造柱のせん断破壊区間における力学モデルに基づいてせん断破壊した RC 造柱の軸崩壊現象のメカニズムを理論的に説明し、定量的な残存軸耐力評価手法を提案した。本章で得られた知見を以下に示す。

- (1) 本研究では力学理論に基づいて軸崩壊限界点を定義し、その時の柱に作用するせん断力が 0 であることを明らかにした。多くの既往研究においては、加力実験結果に基づいて軸崩壊限界点における柱のせん断力が 0 となることを仮定した評価がなされてきたが、ここではその理論的背景を明らかにした。
- (2) 本研究で提案した RC 造柱の残存軸耐力評価手法において、既往研究で提案された評価手法と比べて大きく異なる点は、内部コンクリートに形成されたアーチ機構の影響とそれによる主筋の残存軸耐力の増加が考慮できることである。また、提案した RC 造柱の残存軸耐力評価手法における評価モデルを用いて RC 造柱の軸崩壊のメカニズムを合理的に説明

した。

- (3) せん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力評価式は、主筋の  $N$ - $M$  全塑性相関関係を楕円近似することにより、水平変形の陽関数で表すことができる。この評価式をある特定の部材に適用して主筋の  $N$ - $M$  全塑性相関関係の理論式と近似式による残存軸耐力の算定結果を比較することにより、近似式に基づいて誘導した評価式は、理論式による算定結果と照らして概ね妥当であることが確認できた。また、残存軸耐力は、水平変形の増加とともに減少する傾向が見られた。さらに、コンクリートに形成されたアーチ機構による影響（それによる主筋の残存軸耐力の増加）が水平の増加とともに減少し、主筋残存軸耐力寄与分の割合も減少する傾向も見られた。
- (4) 地震時にせん断破壊区間にあるせん断補強筋が破断する場合や慣性力その他の影響で柱内部のコンクリートが外部に飛散する場合には、内部コンクリートは軸力を負担できなくなる。本研究では、この場合のコンクリートの残存軸耐力寄与分を 0 とし、その状況に応じた RC 造柱の残存軸耐力評価式も誘導した。

第3章「既往の加力実験データを用いた RC 造柱の残存軸耐力評価手法の精度検証」では、既往研究による RC 造柱の加力実験データを収集して作成したデータベースを用い、第2章で提案した RC 造柱の残存軸耐力評価手法の妥当性を検証した。本章では、まず、加力実験データの収集条件を設定して、16体の試験体からなる RC 造柱の加力実験データベースを作成した。次に、データベースを用い、本研究で提案した評価手法及び既往研究で提案された評価手法をそれぞれ適用し、残存軸耐力評価式におけるコンクリートと主筋の寄与分を明らかにするとともに、本研究で提案した評価手法の精度や適用性を検討した。本章で得られた知見を以下に示す。

- (1) 加力実験データベースを用い、本研究で提案した RC 造柱の残存軸耐力評価手法及び既往の研究で提案された評価手法による適用結果を比べることにより、本研究で提案した評価手法の精度が相対的に高いことが明らかになった。本研究で提案した評価手法による算定結果は実験値の約 0.75~1.25 倍となる。
- (2) 本研究で提案した評価手法は、せん断補強筋比が 0.5% 以上と高い試験体に対して過大評価となっており、適用にあたってはせん断補強筋比の適用範囲について吟味する必要があると考えられ、第5章で検討した。
- (3) 既往研究で提案された評価手法（Elwood, Moehle ら）と本研究で提案した評価手法においては、評価理論の違いによってコンクリートと主筋の残存軸耐力寄与分の割合が大きく異なることがわかった。どの評価手法におけるコンクリートと主筋の寄与分の割合が実状に近いかを加力実験の結果に基づいて詳しく検討する必要があると考えられる。

第4章「主筋のみの抵抗を考慮した RC 造柱の残存軸耐力評価手法の検証実験」では、既往の加力実験データベースには、第2章で提案したコンクリートが軸力を負担できない場合の残存軸

耐力の評価手法に対応する加力実験結果が存在しないため、鉄筋のみによる試験体柱の加力実験を計画し、提案した評価手法の妥当性及び適用性を詳しく検証した。本章では、まず、鉄筋のみによる試験体の設計・製作、及び実験の加力・計測計画について説明した。次に、各試験体の荷重と変形の関係及び破壊経過を述べた。最後に、加力実験データに基づいて軸崩壊限界点を求め、その時の主筋応力状態を分析し、第2章で仮定した通り全塑性状態となっているかどうかを確認した。また、残存軸耐力の算定値と実験値の比較、及びその結果に対する考察を行った。本章で得られた知見を以下に示す。

- (1) 加力過程において試験体の水平・鉛直変形が急増する現象が観察された時の水平力がほぼ0であることより、定義した軸崩壊限界点の妥当性が確認できた。
- (2) 第2章で述べたように、水平加力の開始から軸崩壊限界点までの加力過程において、試験体のせん断力は、まず水平変形の増加とともに大きくなるが、ある程度の変形を経験した後に水平変形の増加とともに減少する傾向が加力実験結果より把握できた。
- (3) 水平加力の開始から軸崩壊限界点までの加力過程において、試験体の端部断面のモーメントは、軸力によるモーメントが水平変形に対して線形的に増加する一方で、せん断力によるモーメントがある程度の変形を経験した後に徐々に減少することも加力実験結果より確認できた。
- (4) 評価式の誘導の際に仮定したせん断破壊区間の主筋の端部断面が全塑性応力状態となっていることを、加力実験結果に基づいて確認した。
- (5) 本研究で提案した残存軸耐力評価手法による算定値は、実験値より若干小さいが、両者がほぼ対応することが分かった。本研究で提案した残存軸耐力評価手法及び既往研究において提案された評価手法による算定結果の比較により、本研究で提案した評価手法は比較的高い精度を有することが分かった。
- (6) 本研究で提案した残存軸耐力評価手法による算定値が実験値より若干小さい原因は、両端固定で鉛直力と水平力が作用する柱部材において、最大水平耐力以降の端部断面の内力（せん断力及びモーメント）と水平変形関係の曲線の傾き（負勾配）が主筋に生じた歪硬化の影響により緩和されたことが原因であると特定できた。
- (7) 本研究で提案した残存軸耐力評価式及び既往研究における残存軸耐力評価式においては、残存軸耐力の大きさはせん断破壊区間の長さに依存しない特徴を有することを、加力実験結果から歪硬化による影響を除く修正検討により確認できた。つまり、理想的な弾塑性材料であれば残存軸耐力の大きさはせん断破壊区間の長さに依存しないことが明らかとなった。

第5章「コンクリートの抵抗を考慮したRC造柱の残存軸耐力評価手法の検証実験」では、既往の加力実験データベースを用いて主筋とコンクリートそれぞれの残存軸耐力寄与分を求めることが不可能であるため、新たにRC造試験体柱の加力実験を行い、その加力結果に基づいて提案

した RC 造柱の残存軸耐力の評価手法を詳細に検討し、提案した評価手法の妥当性及び適用性を詳しく検証した。本章では、まず、RC 造柱試験体の設計・製作、及び実験の加力・計測計画について説明した。次に、各試験体の荷重と変形の関係及び破壊経過を述べた。最後に、加力実験データに基づいて軸崩壊限界点を求め、その時のせん断補強筋の断面応力状態と仮定した断面応力状態を比較することにより、提案した評価手法のせん断補強筋比の適用範囲を調べた。また、主筋とコンクリートそれぞれの残存軸耐力寄与分についての算定値と加力実験より得られた実験値を比較することにより、提案した残存軸耐力評価手法の妥当性及び適用性を検証した。本章で得られた知見を以下に示す。

- (1) 加力過程において試験体の水平・鉛直変形が急増する現象が生じた時にせん断力がほぼ 0 であったことにより、RC 造柱の残存軸耐力の評価手法における軸崩壊限界点の定義が妥当であることが確認できた。
- (2) コンクリートの残存軸耐力寄与分の評価式の誘導の際に仮定した、せん断破壊区間にあるせん断補強筋が軸崩壊限界点において降伏状態になることを、加力実験データに基づいて確認した。従って、本研究で行ったせん断補強筋比が 0.2% と 0.4% の試験体においては、仮定条件を満たした。また、第 3 章で述べた通り、せん断補強筋比 0.5% 以上の試験体では提案した評価式の精度が低くなるが、本加力実験結果より、せん断補強筋比 0.4% 程度までであれば本研究で提案した評価式は適用できる可能性が示された。
- (3) 本研究で提案した残存軸耐力評価手法による残存軸耐力の算定値は実験値とほぼ対応することが分かった。提案した評価手法による算定結果は実験値の約 0.75~1.0 倍となる。本研究で提案した残存軸耐力評価手法と既往研究において提案した評価手法による算定結果の比較により、本研究で提案された評価手法は比較的高い精度を有することが明らかになった。
- (4) 本研究で提案した RC 造柱の残存軸耐力評価手法における主筋とコンクリートの残存軸耐力寄与分の割合は、実験値とほぼ対応する。
- (5) 本加力実験データに基づいてコンクリートに形成されたアーチ機構が主筋の残存軸耐力寄与分へ影響を与えることが明らかになった。また、そのアーチ機構の影響を考慮すること、無視することは、RC 造柱の残存軸耐力における主筋寄与分に大きく影響を与える。

第 6 章「せん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力評価手法の簡略化」では、第 3 章～第 5 章でその妥当性及び適用性が確認された RC 造柱の残存軸耐力評価手法を耐震診断や耐震設計に適用しやすくすること、また、評価モデルの物理的な意味を評価式に明確に反映することを主眼に置きつつ、主筋の残存軸耐力寄与分を簡略化することにより、式全体の簡略化を行った。本章では、まず、主筋の残存軸耐力寄与分の評価式の簡略化プロセスを説明し、次に、特定の部材に対する評価式の適用により簡略化前後の柱の残存軸耐力評価式による算定結果の変動を把握した。最後に、既往研究による加力実験データベース及び本研究で新たに行った加力実験のデータを用いて簡略評価式の精度検証を行った。本章で得られた知見を以下に示す。

- (1) 簡略化後の RC 造柱の残存軸耐力評価式は、簡略化前より評価式の形式が非常に簡単になる。また、提案した残存軸耐力の評価モデルの物理的な意味を簡略評価式に明確に反映することができた。
- (2) 加力実験データに基づく検討より、簡略評価式による算定結果は、簡略化前の算定結果の約 0.85～0.95 倍で、やや安全側の評価を与えることが分かった。

第7章「結論」では、本章であり、本論文で得られた成果と今後の課題について取り纏めた。

以上のように、本論文は、いわゆる新耐震基準施行以前に設計された RC 造建物に多く見られる、せん断破壊が発生しうる RC 造柱の残存軸耐力評価手法を提案し、加力実験データに基づいてその妥当性及び適用性について検討・検証を行ったものであり、RC 造建物の耐震診断や耐震設計に資する知見を提供するものである。

しかしながら、提案した評価手法は、鉄筋の付着や主筋の内力などについての理想な仮定を前提として構築した評価理論で、2.9 節で議論した通り適用範囲に留意する必要があると考えられる。これを踏まえ、今後検討すべき項目としては、以下のものが考えられる。

- (1) 本評価手法の適用対象は、せん断破壊区間における鉄筋の付着が無視できるほど小さい破壊状態の RC 柱となる。鉄筋の付着が無視できない場合、トラス機構の影響を考慮した残存軸耐力評価手法を新たに構築する必要があると考えられる。
- (2) 本評価手法では、せん断破壊区間の端部が回転しないことを前提として、全ての主筋の端部内力（軸力、せん断力、及びモーメント）が等しいと仮定している。せん断破壊区間の端部に回転が生じる場合、各主筋間の端部の内力は等しくないため、その分布に関するより合理的な仮定を導入する必要があると考えられる。
- (3) 本評価手法では、コンクリートの寄与分を求める際に、既往研究に基づいて初期せん断ひび割れの角度を  $60^\circ$  と仮定している。実建物の RC 造柱においては、初期せん断ひび割れの角度は常に一定の値  $60^\circ$  ではなく、柱のせん断スパン比や作用軸力などのパラメータにより異なると考えられる。その場合、柱のせん断スパン比や作用軸力などのパラメータに応じた初期せん断ひび割れの角度の推定手法が必要であると考えられる。
- (4) 本評価手法では、内部コンクリートの作用力の釣り合い関係よりコンクリートの残存軸耐力寄与分を求めている。このコンクリートの残存軸耐力寄与分評価式は、一般的な柱の軸圧縮耐力の評価式と異なり、コンクリート強度の関数となっていない。しかし、コンクリートの強度が非常に低い場合、せん断補強筋降伏前にコンクリートが破壊し、評価結果の精度が低下すると考えられる。そのため、コンクリートの強度とせん断補強筋の強度のバランスに応じて本評価手法を改善する必要があると考えられる。

また、既往研究<sup>[7.1]-[7.3]</sup>におけるせん断破壊後の耐力低下が著しい部材を有する架構の静的載荷実験結果より、せん断破壊した柱を含む RC 造建物に対して、せん断破壊した柱の軸耐力が激しく低下しても、建物の自重がせん断破壊した柱の周囲部材を通じて基礎まで伝達し、建物の崩壊を免れる可能性があることが分かっている。つまり、建物の崩壊は、梁・柱部材間の応力再分配を考慮した架構全体の鉛直保持能力に依存して生じる。そのため、せん断破壊した柱を含む RC 造建物の崩壊評価は、せん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力だけでなく、梁・柱部材間の応力伝達を考慮した RC 造建物の架構全体の残存鉛直耐力評価手法を引き続き開発する必要があると考えられる。

[参考文献]

- [7.1] Sezen H., Elwood Jack P, Whittaker AS, Mosalam KM, Wallace JW, Stanton JF: Structural Engineering Reconnaissance of the August 17, 1999 Kocaeli (Izmit), Turkey Earthquake, Technical Rep. No., PEER 2000.9
- [7.2] 福山洋・向井智久ほか：脆性部材を有する RC 造架構の構造性能評価に関する実験 その 1 実験概要，日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)，pp807-808，2011 年 8 月
- [7.3] 松尾健志・松川和人ほか：脆性的なせん断破壊を生じる柱を有する 3 本柱 RC 造架構が軸崩壊に至る挙動に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.35，2058，2012 年





---

## 付録 1

主筋の座屈が発生しない  
という仮定の妥当性の検証



## 付録 1 主筋の座屈が発生しないという仮定の妥当性の検証

### 1 はじめに

第 2 章「せん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力評価手法の提案」では、柱が軸崩壊に至るまで主筋の座屈が発生しないと仮定した上で、力学理論に基づいた RC 造柱の残存軸耐力評価手法を提案した。しかし、コンクリートが剥離・剥落することによって主筋への拘束（補剛効果）が低下するため、軸力の大きさ、主筋の形状等によっては主筋が座屈する可能性は否定できない。そこで、付録 1 では、第 3 章で構築した加力実験データベースを構成する RC 造柱を対象として、せん断破壊後の柱における主筋の座屈の発生可能性を分析し、第 2 章で導入した主筋の座屈が発生しないという仮定の妥当性を検証する。

本検証では、まず、想定した主筋の座屈種類に基づいて柱の座屈荷重（主筋が座屈する時の柱の作用軸力）を算定する。次に、算定した柱の座屈荷重を用いてそれに応じた柱の軸力比を算定する。最後に、算定した主筋が座屈する時の柱の軸力比と通常的设计範囲の柱の軸力比を比較することより、柱がせん断破壊した後に主筋の座屈が発生し得るかどうかを分析し、主筋の座屈が発生しないという仮定の妥当性を検証する。

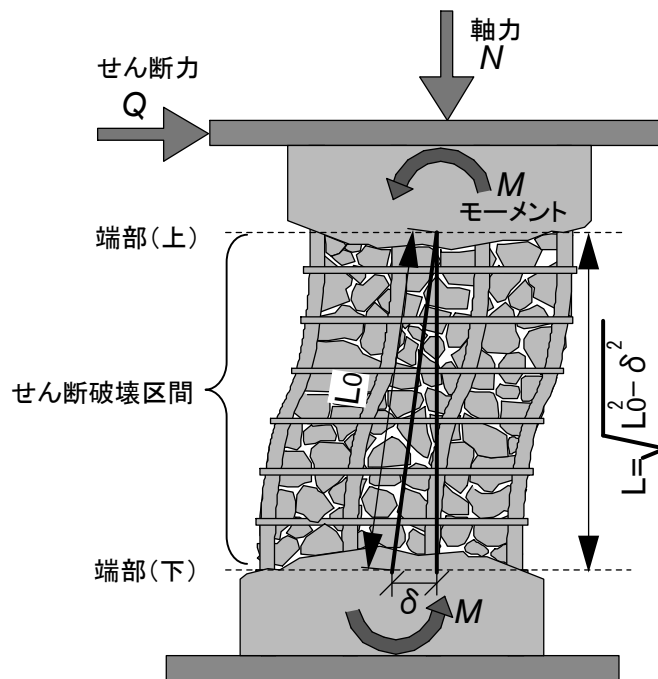
## 2 検証方針

本検証においては、主筋の境界条件と座屈モードの設定、柱の座屈荷重の算定、及び主筋が座屈する時の柱の軸力比の算定を以下のように行う。

### ①主筋の境界条件と座屈モード：

せん断破壊後の RC 造柱は、コンクリートが剥離・剥落することによって主筋への拘束が低下するためせん断破壊区間（付図 1.1）の主筋が座屈する可能性が無いとは言えない。また、腰壁や床、柱に取り付く梁の拘束によって柱及び柱のせん断破壊区間の両端に回転が生じない、せん断破壊した柱の周辺部材が存在するためせん断破壊区間の両端はほとんど移動できないと想定する。

以上より、本検証では主筋の座屈種類は座屈長さがせん断破壊区間の全長さ  $L_0$ （付図 1.1）と等しい、水平移動が拘束された両端固定の座屈モードを想定する。



付図 1.1 RC 造柱のせん断破壊区間（図 2.1 再掲）

## ②柱の座屈荷重の算定：

各主筋の負担軸力が同様であると仮定した上で、水平変形が 0 の時における主筋の弾性座屈荷重（式（付 1.1））を算定する。一定の鉛直力が作用する柱においては、水平変形が 0 の時における柱の軸力（材軸方向の力）が最も大きく、水平変形の増加とともに柱の傾きが大きくなるため柱に導入した軸力が徐々に減少する。つまり、水平変形が 0 の時に座屈が発生する可能性が最も高いと考えられる。そのため、本検証では、水平変形が 0 の状態における柱の座屈可能性を議論する。

せん断破壊した柱において内部コンクリートが破壊してもある程度軸力を負担できることが考えられるが、本検証では内部コンクリートの軸力負担分を無視して主筋の座屈荷重が柱の座屈荷重と等しいとする。つまり、これは第 2 章で述べたコンクリートが軸力を負担できない状況に相当し、その状況における本検討結果は、安全側の結果を与える。

$$N_{E,S} = n \frac{\pi^2 E_S I}{l_k^2} \quad (\text{付 1.1})$$

ここで、

$N_{E,S}$  : 主筋の座屈荷重,

$E_S$  : 鉄筋のヤング係数 ( $2 \times 10^5 \text{MPa}$ ),

$I$  : 主筋の断面二次モーメント,

$l_k$  : 有効座屈長さ（柱のせん断破壊区間の軸方向長さ  $L_0$  の 0.5 倍と等しい、算定方法は 2.9 節参照),

$n$  : 主筋の本数,

である。

## ③柱の軸力比の推定：

求めた主筋の座屈荷重を用い、式（付 1.2）より主筋が座屈する場合における柱の軸力比を推定する。

$$\eta^* = \frac{N_{E,S}}{F_c b D} \quad (\text{付 1.2})$$

ここで、

$\eta^*$  : 想定した主筋の座屈が発生する場合に応じる柱の軸力比,

$F_c$  : コンクリートの強度,

である。

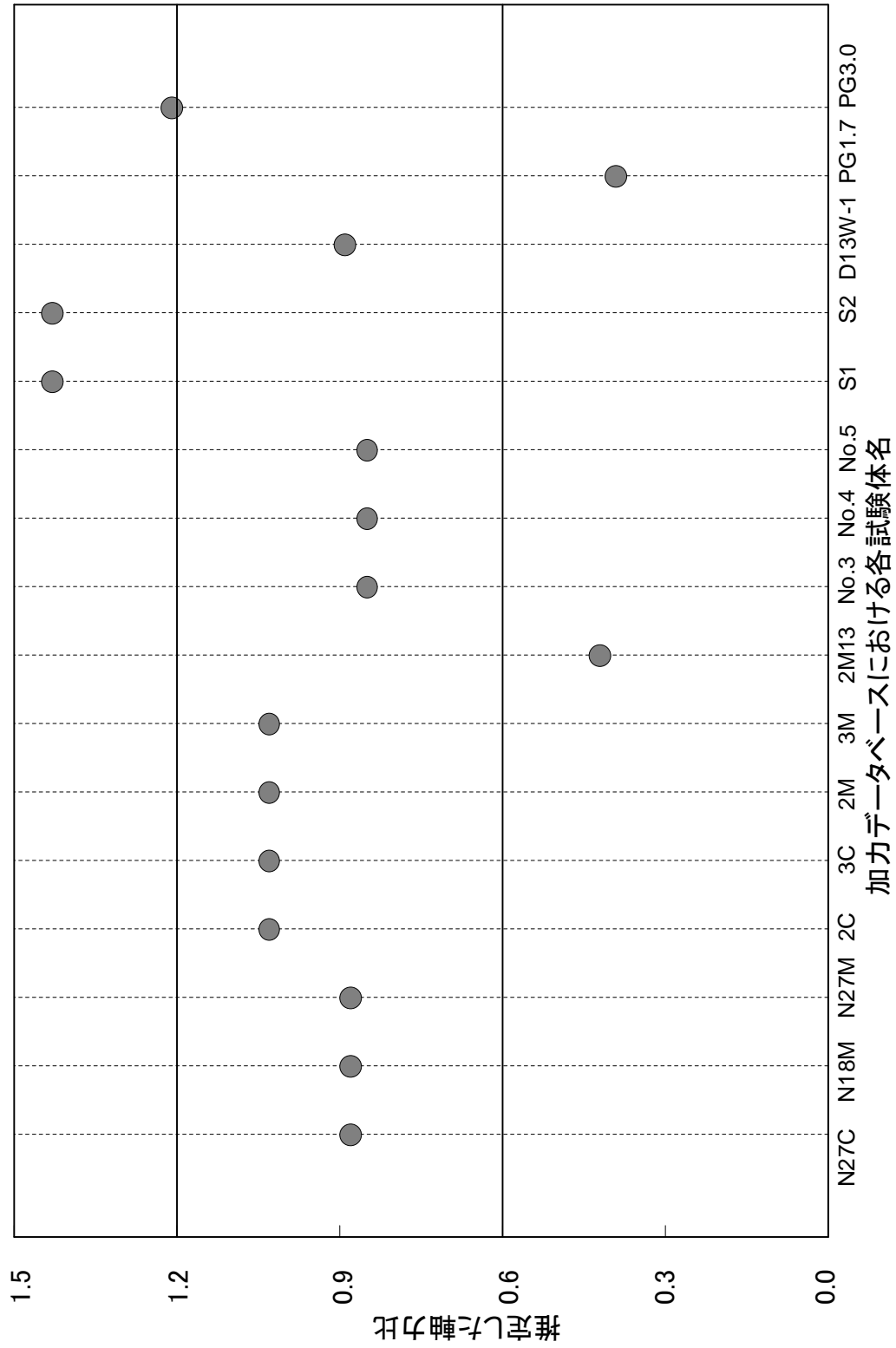
### 3 検証結果

本検証では、第 3 章の作成した加力実験データベースにおける試験体の断面詳細を用いて、上記の検証方針に基づいて主筋の座屈が発生する場合の柱の軸力比を推定する。検証結果を付表 1.1 及び付図 1.2 に示す。同図に示すように、主筋の座屈が発生する場合における柱の軸力比はほとんど 0.3 以上となり、各試験体の加力実験時の軸力比よりほとんど大きいことが分かる。つまり、コンクリートの軸力負担分を無視したとしても柱の座屈荷重は、加力実験時の作用軸力よりほとんど大きいことである。

以上より、主筋の径が極めて小さい場合、本数が少ない場合、及び軸力が一部の主筋に集中する場合などの極端な例を除いて、通常的设计範囲の軸力比（0.3 程度までを想定）であれば主筋の座屈が発生する可能性は低く、第 2 章で導入した主筋の座屈が発生しないという仮定が妥当であると考えられる。

付表1.1提案したせん断破壊したRC造柱の残存軸耐力評価手法の検証データベース

NO.	試験体名	柱せい (mm)	柱幅 (mm)	柱内法高さ (mm)	コンクリート かぶり厚さ (mm)	コンクリート 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	コンクリート ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	主筋 公称 直径 (mm)	主筋本数 (本)	主筋の 降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	主筋比 P <sub>g</sub>	崩壊時の残 存軸耐力 (N)	軸力比 $\eta$	崩壊時変 形角(%)	前壊 変形 (mm)	加力方向 1→単調 2→繰返し	主筋の 座屈荷重(N)	推定した柱 の軸力 (N)	推定した 軸力比 $\eta^*$	参考 文献
1	N27C	300	300	900	25	27	23430	15.9	12	380	0.0265	643950	0.27	3.00	27.00	2	524586	2075175	0.88	文献[付1.1]
2	N18M	300	300	900	25	27	23430	15.9	12	380	0.0265	429300	0.18	9.25	83.25	1	524586	2075175	0.88	
3	N27M	300	300	900	25	27	23430	15.9	12	380	0.0265	643950	0.27	4.70	42.30	1	524586	2075175	0.88	
4	2C	300	300	600	31	25	23041	15.9	12	396	0.0265	430920	0.19	7.80	46.80	2	586433	2124968	1.03	
5	3C	300	300	600	31	25	23041	15.9	12	396	0.0265	657720	0.29	5.30	31.80	2	586433	2124968	1.03	
6	2M	300	300	600	31	25	23041	15.9	12	396	0.0265	430920	0.19	6.67	40.02	1	586433	2124968	1.03	
7	3M	300	300	600	31	25	23041	15.9	12	396	0.0265	657720	0.29	3.73	22.38	1	586433	2124968	1.03	文献[付1.2]
8	2M13	300	300	600	33	25	23041	12.7	12	350	0.0169	430920	0.19	3.72	22.32	1	238240	1207890	0.42	
9	NO.3	300	300	1200	31	31	24608	15.9	12	402	0.0265	552600	0.20	1.90	22.80	2	586433	2229619	0.85	
10	NO.4	300	300	1200	31	31	24608	15.9	12	402	0.0265	828900	0.30	2.47	29.64	2	586433	2229619	0.85	文献[付1.3]
11	NO.5	300	300	1200	31	31	24608	15.9	12	402	0.0265	967050	0.35	2.00	24.00	2	586433	2229619	0.85	
12	S1	400	400	900	29	25	23010	22.2	16	547	0.0387	803200	0.20	9.74	87.66	2	1440626	4405113	1.43	
13	S2	400	400	900	29	25	23010	22.2	16	547	0.0387	803200	0.20	7.89	71.01	2	1440626	4405113	1.43	文献[付1.4]
14	D13W-1	180	180	360	10	27	23489	12.7	4	335	0.0156	300000	0.35	3.00	12.00	2	192569	1312578	0.89	
15	PG1.7	450	450	900	41	25	22980	19.1	12	390	0.0170	911250	0.18	7.70	69.30	2	489193	2658889	0.39	
16	PG3.0	450	450	900	38	25	22980	25.4	12	390	0.0300	911250	0.18	14.12	127.08	2	1532745	5429545	1.21	文献[付1.8]



付図1.2 主筋が座屈する場合の推定した軸力比



## 4 まとめ

本付録では、せん断破壊区間の主筋に、座屈長さがせん断破壊区間の全長さ  $L_0$  と等しい、水平移動が拘束された両端固定の座屈モードでの座屈が生じると想定し、第 3 章における加力実験データベースを用いてコンクリートが軸力を一切負担できないとの条件のもとで柱の座屈荷重を求めた。また、柱の座屈荷重による柱の軸力比と通常的设计範囲の軸力比を比較することにより、第 2 章の RC 造柱の残存軸耐力評価手法に導入した主筋の座屈が発生しないという仮定の妥当性を検証した。その結果、通常的设计範囲の軸力比（0.3 程度まで想定）を有する RC 造柱であればせん断破壊後に柱の主筋に座屈が発生する可能性は低く、第 2 章で導入した主筋の座屈が発生しないという仮定が妥当であると考えられる。

[参考文献]

- [付1.1] 竜泰之, 中村孝也, 芳村学: 鉄筋コンクリート柱の軸力の保持限界に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, 2001 年, pp.217-222
- [付1.2] 石神誠一, 大和征良, 中村孝也, 芳村学: せん断破壊型鉄筋コンクリート短柱の軸力保持能力に関する研究 (その 1 実験概要及び鉛直変形-水平変形関係と崩壊性状), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2002 年 8 月, pp.391-392
- [付1.3] Manabu YOSHIMURA, Yoshikazu TAKAINE, and Takaya NAKAMURA: Axial Collapse of Reinforced Concrete Columns, The 13th World Conference Earthquake Engineering, Paper No.1699, 2004
- [付1.4] 山中憲行, 芳村学: 低軸力下での曲げせん断型及びせん断破壊型 RC 柱の崩壊に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, 2000 年, pp.325-330
- [付1.5] 加藤大介, 李柱振, 中村友紀子, 本多良政: 配筋詳細に着目した RC 造せん断破壊柱の軸力保持性能に関する実験 (軸加力実験と曲げせん断加力実験の関係), 日本建築学会構造系論文集, No.610, 2006 年 12 月, pp.153-159
- [付1.6] 中村孝也, 武藤哲, 伊藤祥, 芳村学: 主筋量がせん断破壊型 RC 柱の構造性能に与える影響 (せん断補強筋が比較的多い短柱の崩壊実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2011 年 7 月, pp.161-162

---

## 付録 2

### 柱の初期せん断ひび割れの角度 に関する感度解析

---



## 付録 2 柱の初期せん断ひび割れの角度に関する感度解析

### 1 はじめに

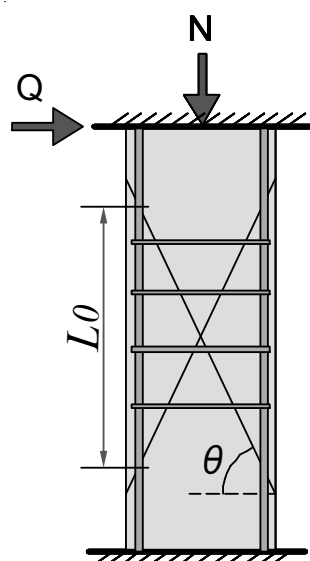
第 2 章「せん断破壊した RC 造柱の残存軸耐力評価手法の提案」における RC 造柱の残存軸耐力評価式を導く際に、まず、既往の研究<sup>[付 2.1]</sup>より柱の初期せん断ひび割れ角度  $\theta$  (付図 2.1) が一定の値である  $60^\circ$  と仮定した上で柱のせん断破壊区間の材軸方向長さ  $L_0$  (付図 2.1 及び付図 2.2) を求め、次に、求めた  $L_0$  を用いてコンクリート (式 (付 2.1)) や主筋の残存軸耐力寄与分 (式 (付 2.2) 及び式 (付 2.3)) を算定することとした。

コンクリートの残存軸耐力寄与分評価式 (式 (付 2.1)) に示すように、せん断破壊区間の材軸方向長さ  $L_0$  はせん断破壊区間のせん断補強筋の本数 ( $L_0/s$ ) を決定する。つまり、柱の初期せん断ひび割れ角度  $\theta$  はその値が大きくなればなるほど、算定したせん断破壊区間の材軸方向長さ  $L_0$  が長くなり、それに従いせん断破壊区間のせん断補強筋の本数が多くなり、コンクリートの残存軸耐力寄与分が大きくなることが分かる。

また、主筋の残存軸耐力寄与分評価式 (式 (付 2.2) 及び式 (付 2.3)) に示すように、コンクリートのアーチ機構 ( $N_{RC}e$ ) による主筋の残存軸耐力寄与分の増加もせん断破壊区間の材軸方向長さ  $L_0$  に依存する。つまり、柱の初期せん断ひび割れ角度  $\theta$  は大きくなればなるほど、算定したせん断破壊区間の材軸方向長さ  $L_0$  が長くなり、コンクリートの上下端部断面における軸力作用位置間の距離 ( $e$ ) が大きくなり、それによってアーチ機構の影響が大きくなるため主筋の残存軸耐力寄与分の増加分も大きくなることが分かる。

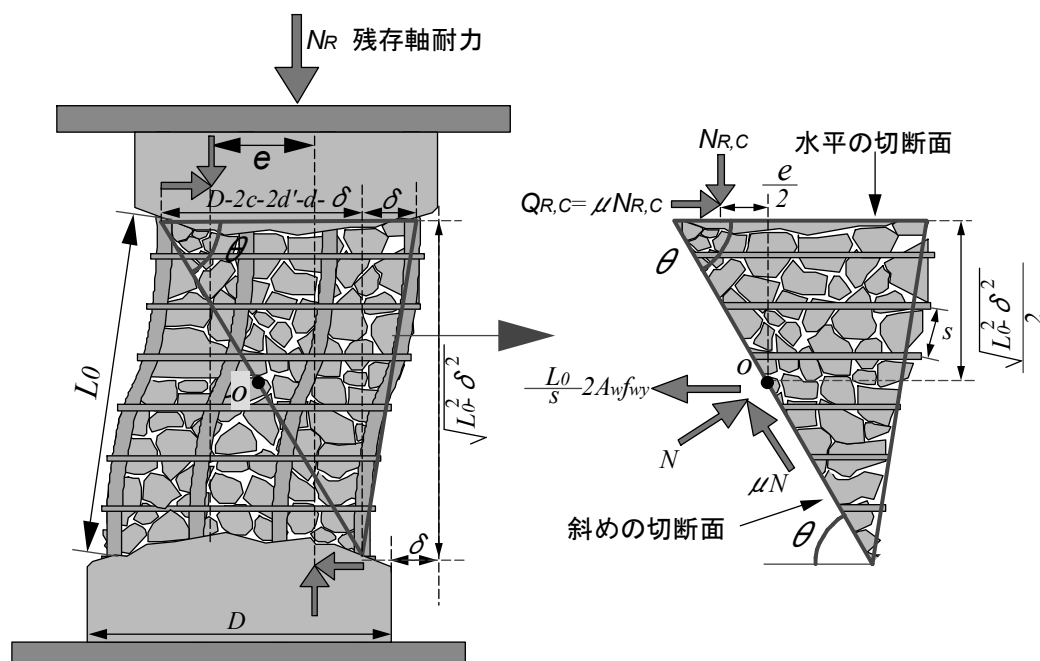
以上で述べたように、柱の初期せん断ひび割れ角度  $\theta$  は、柱の残存軸耐力の評価に対して重要なパラメータであると言える。しかし、付録 5 で後述するように過去に行われた加力実験においては  $60^\circ$  以外の初期せん断ひび割れ角度も観察されている。そのため、コンクリートや主筋の残存軸耐力負担分が柱の初期せん断ひび割れ角度  $\theta$  にどの程度敏感に依存するかを調べる必要があると考えられる。

そこで、本付録では、まず、既往研究に基づいて柱の初期ひび割れ角度  $\theta$  の変動範囲を設定する。次に、柱の初期せん断ひび割れ角度を変化させて水平変形に応じた RC 造柱の残存軸耐力を求め、RC 造柱の残存軸耐力が柱の初期せん断ひび割れ角度  $\theta$  にどの程度敏感に依存するかを分析する。



## せん断破壊時

付図 2.1 柱の初期せん断ひび割れ角度  $\theta$



付図 2.2 せん断破壊区間から取り出したコンクリートにおける作用力の分布 (図 2.4 再掲)

$$N_{R,C} = \frac{L_0}{s} 2A_w f_{wy} \frac{\mu \sin \theta + \cos \theta}{\mu^2 \sin \theta + \sin \theta} \quad \begin{array}{l} \text{(付 2.1)} \\ \text{(2.8) 再掲} \end{array}$$

$$N_{R,S} = \frac{\frac{3\pi}{4d} \frac{N_{R,C} e}{n} + \pi \left(\frac{d}{2}\right)^2 f_y}{1 + \frac{3\pi}{4d} \delta} \quad \begin{array}{l} \text{(付 2.2)} \\ \text{(6.6) 再掲} \end{array}$$

$$e = \mu \sqrt{L_0^2 - \delta^2} \quad \begin{array}{l} \text{(付 2.3)} \\ \text{(2.12) 再掲} \end{array}$$

ここで,

- $L_0$  : せん断破壊区間の材軸方向長さ,
- $D$  : 柱のせい,
- $c$  : RC 造柱のかぶりコンクリート厚さ,
- $\theta$  : 斜めの切断面と水平方向のなす角度,
- $d$  : 主筋の公称直径,
- $d'$  : せん断補強筋の公称直径,
- $s$  : せん断補強筋の間隔,
- $A_w$  : せん断補強筋の断面積 (1 本分),
- $f_{wy}$  : せん断補強筋の降伏強度,
- $N$  : 斜めの切断面に垂直な力,
- $\mu$  : 静摩擦係数,

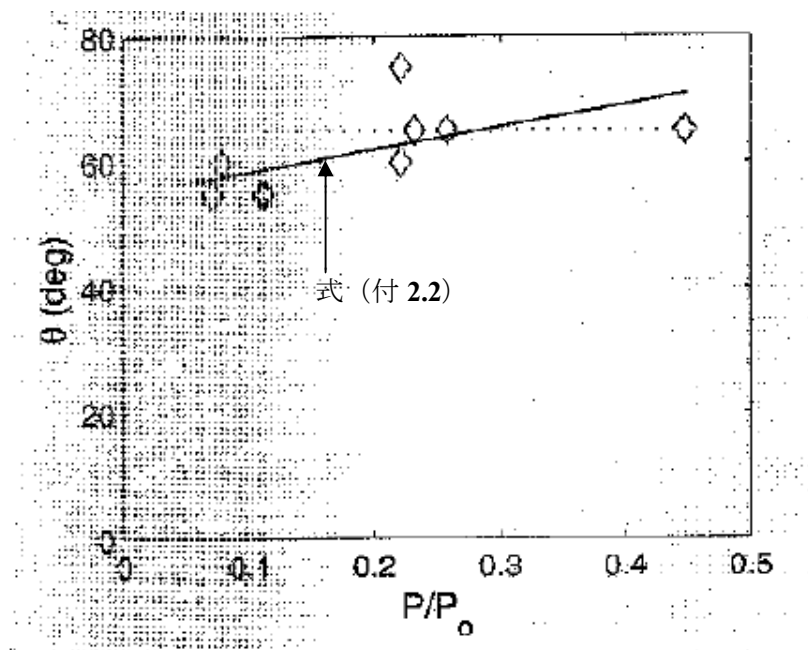
である。

## 2 検証結果

RC 造柱の残存軸耐力が柱の初期せん断ひび割れ角度  $\theta$  にどの程度敏感に依存するかを分析する前に、柱の初期せん断ひび割れ角度  $\theta$  の変動範囲及び想定した柱の断面詳細を説明する。

既往の研究において柱のせん断初期ひび割れ角度  $\theta$  の推定手法がいくつか提案されている。そのうち、最も基本的な推定手法は、コンクリートに生じる引張主応力度とコンクリートの引張強度の関係より初期せん断ひび割れ角度を推定する手法である。しかし、既往研究<sup>[付 2.2]</sup>においては、その手法による初期せん断ひび割れ角度推定値はせん断破壊した試験体で観察された実験結果よりかなり大きいと報告されている。Elwood, Moehle ら<sup>[付 2.2]</sup>は、加力実験結果に基づいて柱の初期せん断ひび割れ角度の回帰推定式（付図 2.3、式（付 2.4））を提案した。提案された柱の初期せん断ひび割れ角度の推定式は、柱の作用軸力や柱の軸圧縮耐力の関数となっている。

本検証では、既往研究<sup>[付 2.2]</sup>を参考した上で初期せん断せん断ひび割れ角度  $\theta$  の変化範囲を以下のように設定する。初期せん断ひび割れ角度  $\theta$  の上限を  $70^\circ$  とし、最低値は地震被害調査などで見られる  $45^\circ$  に近い  $40^\circ$  とした。



付図 2.3 初期せん断せん断ひび割れ角度  $\theta$  の提案式（式（付 2.4））<sup>[付 2.2]</sup>

$$\theta = 55 + 35 \frac{P}{P_0} \quad (\text{単位: } ^\circ) \quad (\text{付 2.4})$$

ここで、

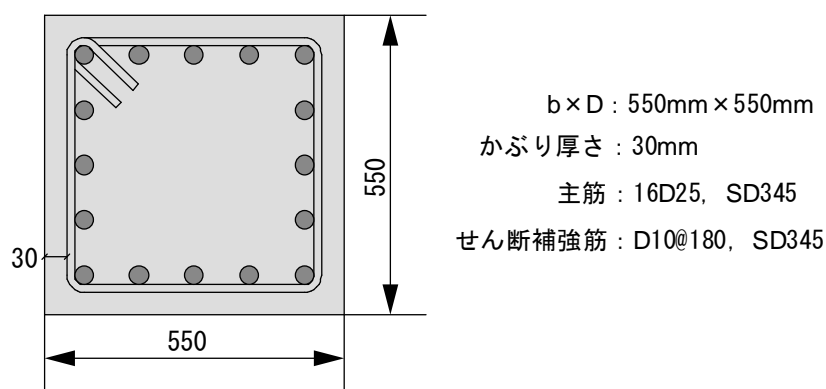
$P$  : 柱の作用軸力、

$P_0$  : 柱の軸圧縮耐力、

である。



また、想定した RC 造柱断面詳細は 2.9 節の適用例（付図 2.4）と同様である。同図に示すように柱の断面寸法は、550mm×550mm で、被り厚さは 30mm である。主筋は、16 本の公称直径 25mm の異形鉄筋（SD345）である。せん断補強筋は、間隔 180mm で配筋された公称直径 10mm の異形鉄筋（SD345）である。また、内部コンクリート切断面の静摩擦係数  $\mu$  を 0.6 とする。



付図 2.4 想定した RC 造柱の断面（図 2.7 再掲）

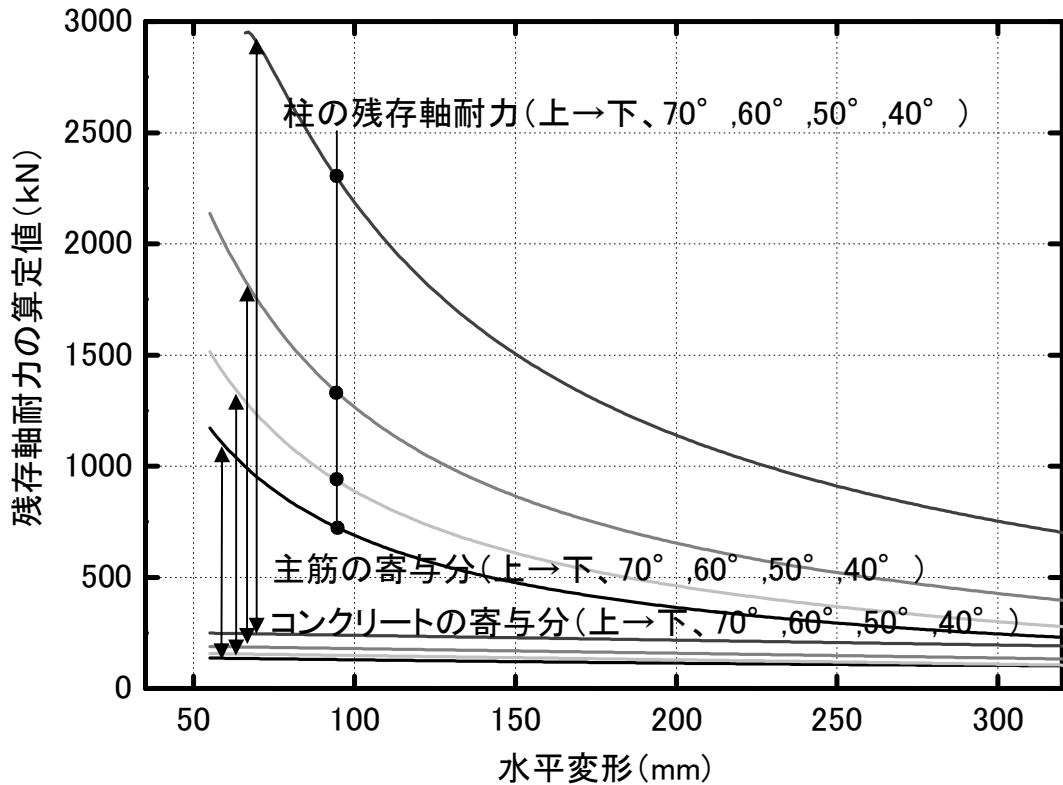
初期せん断ひび割れ角度が  $40^\circ$ 、 $50^\circ$ 、 $60^\circ$  及び  $70^\circ$  の場合の、柱の残存軸耐力と水平変形の関係を図 2.5 に示す。また、初期せん断ひび割れ角度が  $60^\circ$  場合の残存軸耐力（コンクリートの残存軸耐力寄与分、主筋の残存軸耐力寄与分、及び柱の残存軸耐力）を基準に、初期せん断ひび割れ角度が  $40^\circ$ 、 $50^\circ$ 、 $70^\circ$  の場合の残存軸耐力（コンクリートの残存軸耐力寄与分、主筋の残存軸耐力寄与分、及び柱の残存軸耐力）の比率を図 2.6～2.8 に示す。

付図 2.5 に示すように、水平変形が等しい場合、初期せん断ひび割れ角度が増加するとともにコンクリートの残存軸耐力寄与分、主筋の残存軸耐力寄与分及び柱の残存軸耐力が大きくなる事が分かる。これは本付録冒頭で述べた通りである。

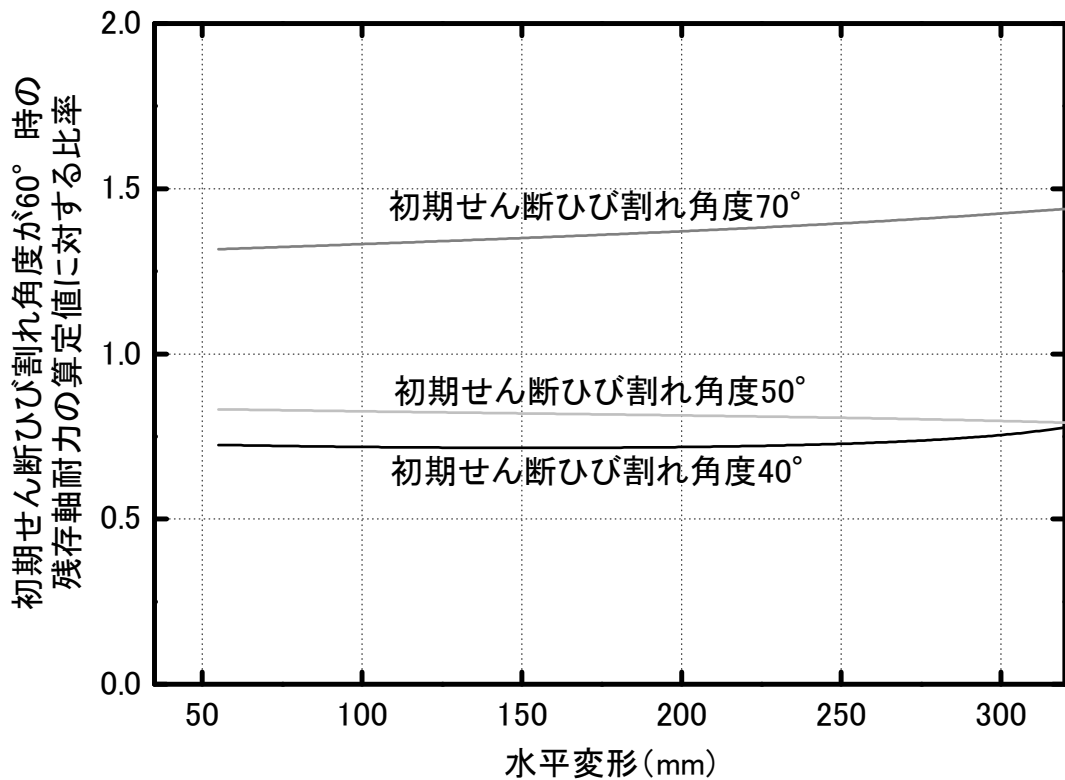
また、ある初期せん断ひび割れ角度に対して、コンクリートの残存軸耐力寄与分、主筋の残存軸耐力寄与分及び柱の残存軸耐力の比率（図 2.6～2.8）は、水平変形の増加によらずほぼ一定値である。本検証の適用例において、初期せん断ひび割れ角度  $40^\circ$  と  $50^\circ$  場合のコンクリートの残存軸耐力寄与分、主筋の残存軸耐力寄与分、及び柱の残存軸耐力は、初期せん断ひび割れ角度  $60^\circ$  場合のそれぞれの約 0.75 倍、0.6 倍、及び 0.6 倍となる。また、初期せん断ひび割れ角度  $70^\circ$  場合のコンクリートの残存軸耐力寄与分、主筋の残存軸耐力寄与分、及び柱の残存軸耐力は、初期せん断ひび割れ角度  $60^\circ$  場合のそれぞれの約 1.4 倍、1.75 倍、及び 1.75 倍となる。しかし、コンクリートの残存軸耐力寄与分と比べて主筋の寄与分は大きいため、柱の残存軸耐力の比率は主筋の残存軸耐力寄与分の比率と近い結果になる。

また、初期せん断ひび割れ角度が大きくなればなるほど、コンクリートの残存軸耐力寄与分、主筋の残存軸耐力寄与分、柱の残存軸耐力の比率は激しく増加することも分かる。例えば、初期

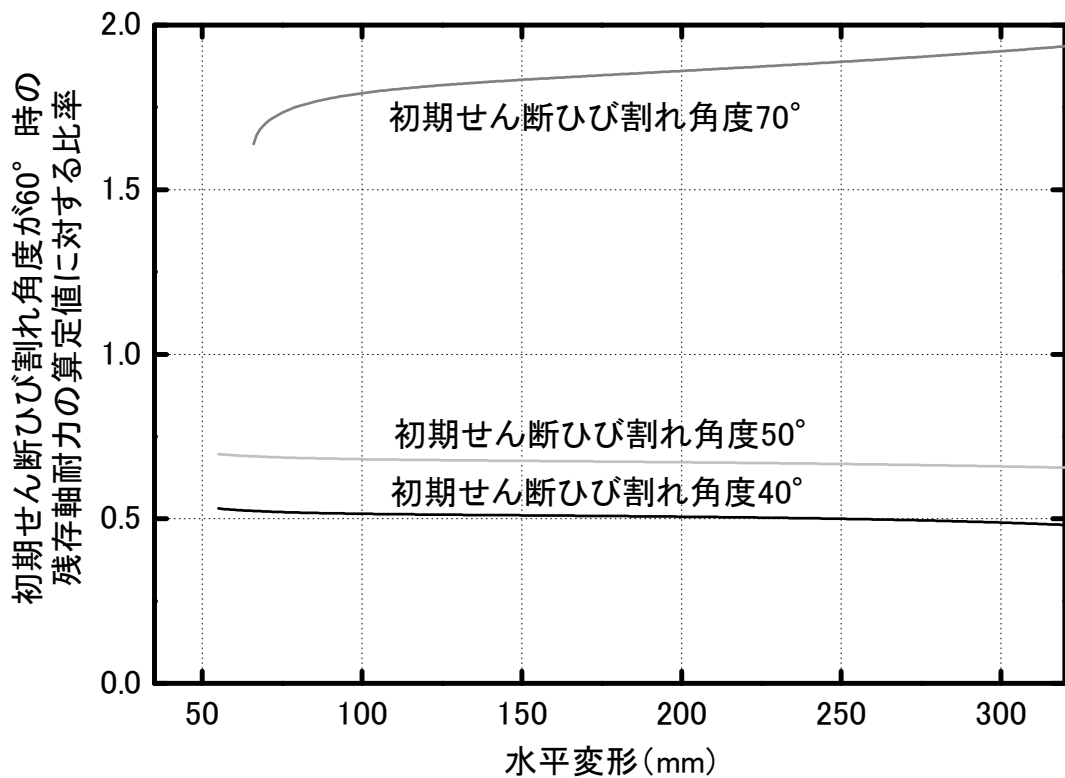
せん断ひび割れ角度  $40^\circ$  と  $50^\circ$  場合のコンクリートの残存軸耐力寄与分の比率は初期せん断ひび割れ角度  $60^\circ$  場合の約 0.75 倍となる。それに対して、初期せん断ひび割れ角度  $70^\circ$  場合の柱の残存軸耐力寄与分の比率は初期せん断ひび割れ角度  $60^\circ$  場合の約 1.75 倍となる。つまり、初期せん断ひび割れ角度が大きくなればなるほど、柱の残存軸耐力は敏感に初期せん断ひび割れ角度に依存することが分かる。



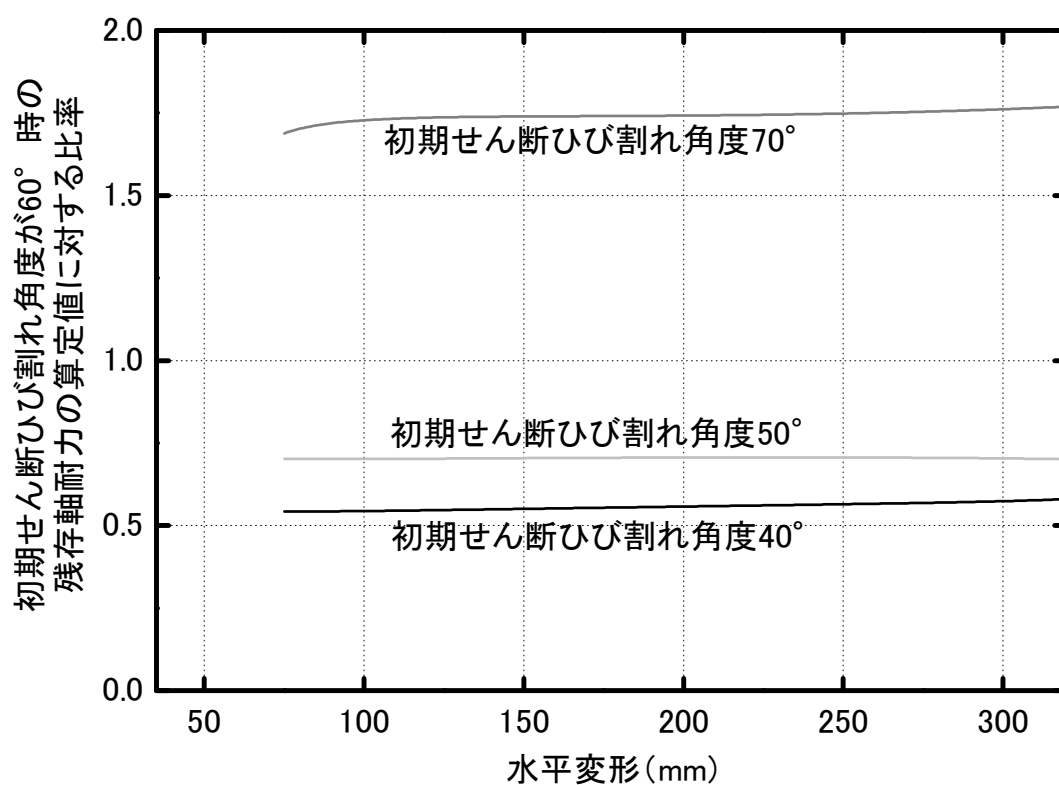
付図 2.5 RC 造柱の残存軸耐力と水平変形の関係（初期せん断ひび割れ角度  $\theta$  を変化）



付図 2.6 初期せん断ひび割れ角度が 60° 時の残存軸耐力に対する比率（コンクリート寄与分）



付図 2.7 初期せん断ひび割れ角度が 60° 時の残存軸耐力に対する比率（主筋寄与分）



付図 2.8 初期せん断ひび割れ角度が 60° 時の残存軸耐力に対する比率 (柱)

### 3 まとめ

本付録では、まず、既往研究に基づいて柱の初期せん断ひび割れ角度の変動範囲を設定した。次に、柱の初期ひび割れ角度を変化させて水平変形に応じた RC 造柱の残存軸耐力を求め、RC 造柱の残存軸耐力が柱の初期せん断ひび割れ角度  $\theta$  にどの程度敏感に依存するかを分析した。その結果、初期せん断ひび割れ角度が大きくなればなるほど、柱の残存軸耐力は水平変形レベルによらず敏感に初期せん断ひび割れ角度に依存することが分かった。

[参考文献]

[付2.1] 加藤大介, 李柱振, 中村友紀子, 本多良政 : RC 造柱の残存軸耐力に関する実験と考察, 日本建築学会構造系論文集, No.619, 2007 年 9 月, pp.127-132.

[付2.2] Kenneth J. Ellwood Jack P. Moehle: Axial Capacity Model for Shear-Damaged Columns, ACI STRUCTURAL JOURNAL, pp.578-587, 2005.07-08

---

## 付録 3

# 柱の内部コンクリート切断面における 静摩擦係数に関する感度解析





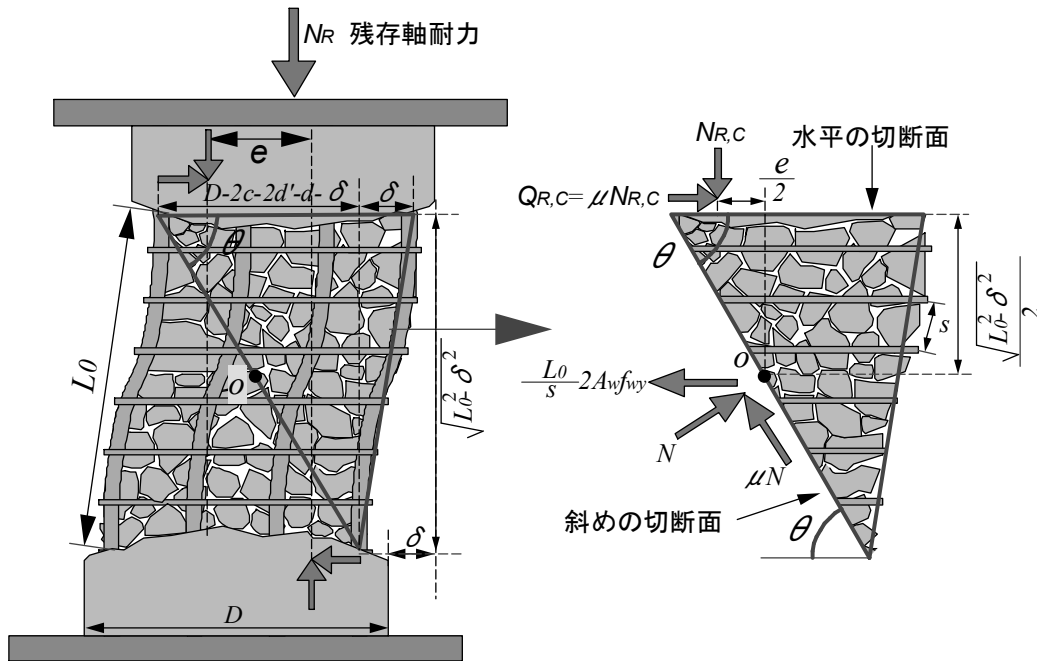
## 付録3 柱の内部コンクリート切断面における静摩擦係数に関する感度解析

### 1 はじめに

第2章「せん断破壊したRC造柱の残存軸耐力評価手法の提案」では、内部コンクリートにひび割れが十分に進展した任意の切断面における静摩擦係数 $\mu$ を既往研究<sup>[付3.1]</sup>より一定の値として0.6と仮定したうえで、付図3.1のように内部コンクリート部分の力やモーメントの釣り合い関係に基づいて内部コンクリートの残存軸耐力寄与分（式（付3.1））や上下断面の作用軸力間の距離（式（付3.2））を求める。式（付3.1）に示すように内部コンクリートの残存軸耐力寄与分は静摩擦係数 $\mu$ に依存することが分かる。また、式（付3.2）に示すように上下断面の作用軸力間の距離も静摩擦係数 $\mu$ に依存し、それによってコンクリートのアーチ機構の影響も静摩擦係数 $\mu$ に依存することが分かる。静摩擦係数 $\mu$ が大きくなればなるほどコンクリートのアーチ機構の影響が大きくなり、それによる主筋の残存軸耐力負担分の増加分も大きくなる（式（付3.3））。

以上で述べるように、内部コンクリートの切断面における静摩擦係数 $\mu$ は、柱の残存軸耐力の評価に対して重要なパラメータであると言える。しかし、実際にも、水平変形の増加とともに内部コンクリートの状態に変化が生じることで静摩擦係数 $\mu$ がある範囲において変化する可能性があると考えられる。そのため、柱の残存軸耐力は、静摩擦係数 $\mu$ にどの程度依存するかを調べる必要がある。

そこで、本検証では、まず、既往研究の調査より内部コンクリート切断面の静摩擦係数 $\mu$ の変動範囲を求める。次に、柱の内部コンクリート切断面の静摩擦係数 $\mu$ を変化させてRC造柱の残存軸耐力を求め、RC造柱の残存軸耐力が静摩擦係数 $\mu$ にどの程度依存するかを調べる。



付図 3.1 セン断破壊区間から取り出したコンクリートにおける作用力の分布（図 2.4 再掲）

$$N_{R,C} = \frac{L_0}{s} 2A_w f_{wy} \frac{\mu \sin \theta + \cos \theta}{\mu^2 \sin \theta + \sin \theta} \quad \begin{array}{l} \text{(付 3.1)} \\ \text{(2.8) 再掲} \end{array}$$

$$e = \mu \sqrt{L_0^2 - \delta^2} \quad \begin{array}{l} \text{(付 3.2)} \\ \text{(2.12) 再掲} \end{array}$$

$$N_{R,S} = \frac{\frac{3\pi}{4d} \frac{N_{R,C} e}{n} + \pi \left(\frac{d}{2}\right)^2 f_y}{1 + \frac{3\pi}{4d} \delta} \quad \begin{array}{l} \text{(付 3.3)} \\ \text{(6.6) 再掲} \end{array}$$

ここで,

- $L_0$  : セン断破壊区間の材軸方向長さ,
- $D$  : 柱のせい,
- $c$  : RC 造柱のかぶりコンクリート厚さ,
- $\theta$  : 斜めの切断面と水平方向のなす角度,
- $d$  : 主筋の公称直径,
- $d'$  : セン断補強筋の公称直径,
- $s$  : セン断補強筋の間隔,
- $A_w$  : セン断補強筋の断面積 (1 本分),
- $f_{wy}$  : セン断補強筋の降伏強度,
- $N$  : 斜めの切断面に垂直な力,
- $\mu$  : 静摩擦係数,

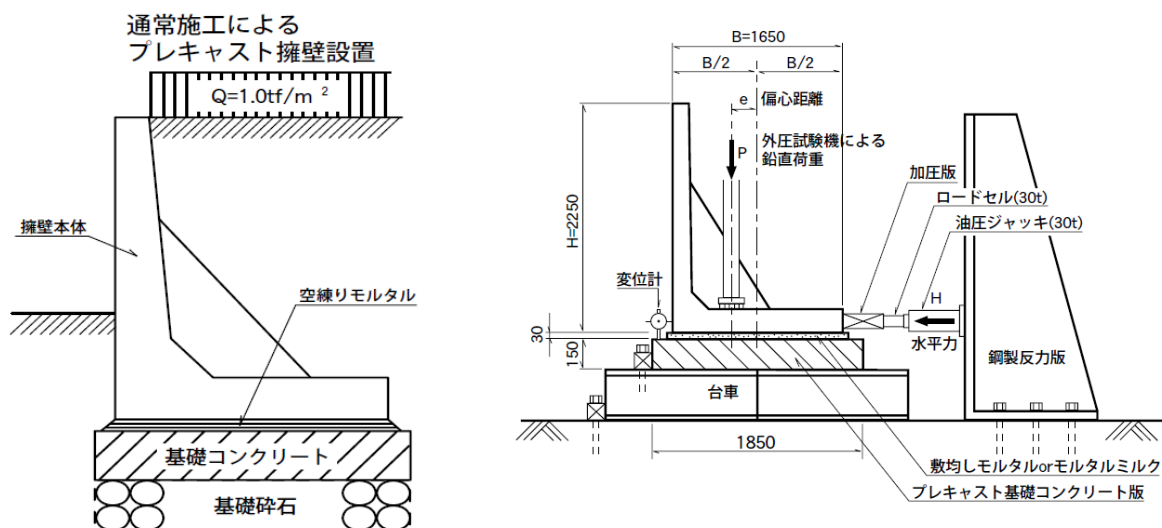
である。

## 2 検証結果

RC 造柱の残存軸耐力が内部コンクリート切断面における静摩擦係数にどの程度依存するかを分析する前に、内部コンクリート切断面における静摩擦係数の変動範囲及び想定した柱の断面詳細を説明する。

既往の研究<sup>[付 3.2]</sup>においては、Elwood, Moehle らは様々な仮定を導入した上で柱の加力実験結果に基づき柱の内部コンクリート切断面の静摩擦係数  $\mu$  を推定し、また、推定した静摩擦係数  $\mu$  と柱の水平変形との回帰関係式を提案した。それ以外には、柱の内部コンクリート切断面の静摩擦係数  $\mu$  の実験値に関する報告が殆どない状態である。柱の内部コンクリート切断面の静摩擦係数  $\mu$  の実験結果が存在しない現状に対して、それと似た現象であると考えられる擁壁の滑動安定性に関する実験結果や施工指針を参照した上で、本検討における柱の内部コンクリート切断面の静摩擦係数  $\mu$  の変動範囲を設定する。

「プレキャスト擁壁の基礎コンクリート版上での滑動安定性に関する実験報告書」<sup>[付 3.3]</sup>においては、以下の実験内容が記述されている。付図 3.2 (左) に示すような擁壁本体の滑動摩擦係数（擁壁本体とコンクリート基礎の間）を調べるため、付図 3.2 (右) に示すように加力実験を行った。同図に示すように、擁壁本体に鉛直荷重作用する状態で横からジャッキによって擁壁本体を押す加力実験である。その結果、コンクリート体同士の滑動摩擦係数は、0.772 であった。基礎コンクリートの上に敷均しモルタルを設置する場合、滑動摩擦係数は 0.611 であった。これは、後述する道路土工指針における規定（0.7 と規定）とほぼ整合することが分かる。



付図 3.2 擁壁本体の滑動摩擦係数に関する加力実験（左：擁壁本体，右：加力装置）<sup>[付 3.3]</sup>

また、道路土工指針<sup>[付 3.4)]</sup>においては、付表 3.1 に示すように擁壁底面の滑動安定計算に用いる滑り摩擦係数を規定している。基礎地盤の種類によって滑り摩擦係数は 0.5～0.7 の範囲において変動することが分かる。

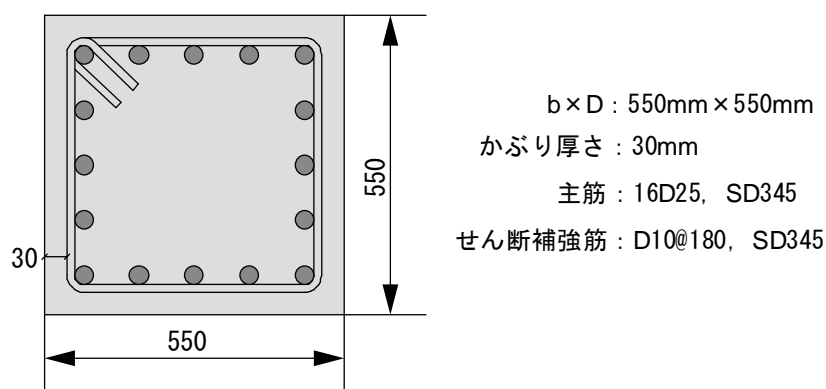
付表 3.1 基礎地盤の種類と設計定数<sup>[付 3.4)]</sup>

基礎地盤の種類		許 容 支持力度 (tf/m <sup>2</sup> )	擁壁底面の滑動安 定計算に用いるす べり摩擦係数 (注)	備 考	
				qm(kgf/cm <sup>2</sup> )	N 値
岩 盤	きれつの少ない均一な硬岩	100	0.7	100以上	—
	きれつの多い硬岩	60		100以上	—
	軟 岩 ・ 土 丹	30		10以上	—
礎 層	蜜なもの	60	0.6	—	—
	蜜でないもの	30		—	—
砂 質 地 盤	蜜なもの	30	0.6	—	30～50
	中位なもの	20		—	15～30
粘性土 地 盤	非常に堅いもの	20	0.5	2.0～4.0	15～30
	堅いもの	10		1.0～2.0	8～15
	中位のもの	5		0.5～1.0	4～8

(注) 場所打ちコンクリートによるもの

そこで、本付録の検討においては、以上の既往研究の実験結果や指針規定を参照した上で、静摩擦係数 $\mu$ の検討範囲を 0.5～0.8 に設定する。

また、本検討において、想定した RC 造柱断面詳細は 2.9 節の適用例（付図 3.3）と同様である。柱の断面寸法は、550mm×550mm で、被り厚さは 30mm である。主筋は、16 本の公称直径 25mm の異形鉄筋（SD345）である。せん断補強筋は、間隔 180mm で配筋された公称直径 10mm の異形鉄筋（SD345）である。また、柱の初期せん断ひびわれ角度  $\theta$  を  $60^\circ$  に設定する。

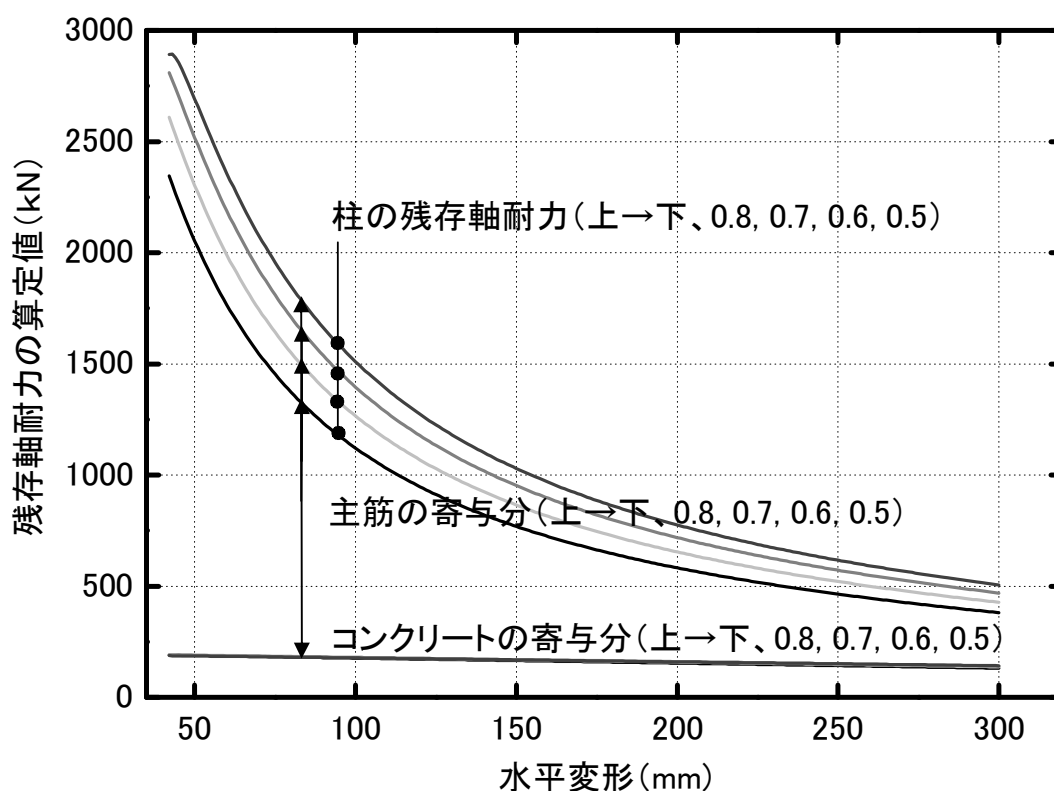


付図 3.3 想定した RC 造柱の断面（図 2.7 再掲）

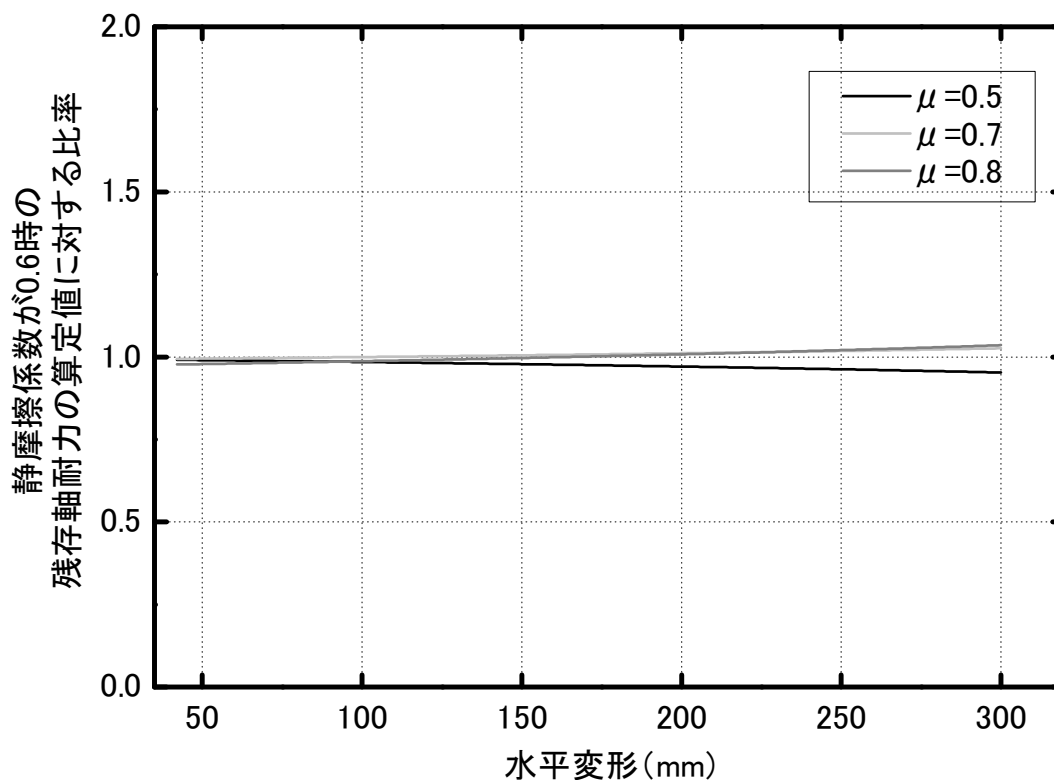
静摩擦係数が 0.5, 0.6, 0.7 及び 0.8 の場合の、柱の残存軸耐力と水平変形の関係は付図 3.4 に示す。また、静摩擦係数が 0.6 の場合の残存軸耐力を基準に、コンクリートの残存軸耐力寄与分、主筋の残存軸耐力寄与分、及び柱の残存軸耐力の比率を付図 3.5～3.7 に示す。

付図 3.4 に示すように、水平変形が等しい場合、静摩擦係数  $\mu$  が増加するとともに柱の残存軸耐力が大きくなることが分かる。一方、コンクリートの寄与分は静摩擦係数  $\mu$  の増加によらずほぼ一定の値であり、主筋の寄与分は静摩擦係数  $\mu$  の増加とともに大きくなることが分かる。その原因は、静摩擦係数  $\mu$  はコンクリートの残存軸耐力寄与分の支配的なパラメータではないが、コンクリートの上下断面における作用軸力間の距離 ( $e$ , 式 (付 3.2)) の支配的なパラメータであり、 $N_{R,ce}$  を主要なパラメータとする主筋の残存軸耐力寄与分に影響した。

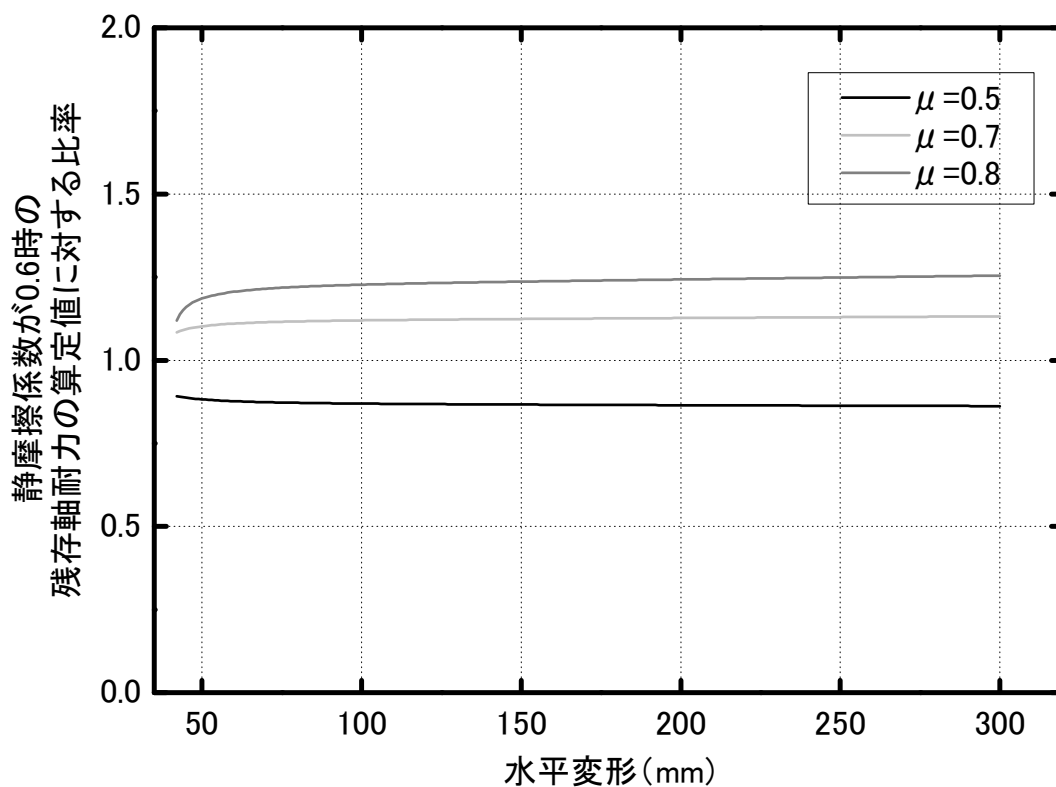
また、静摩擦係数  $\mu$  が等しい場合、コンクリートの残存軸耐力寄与分、主筋の残存軸耐力寄与分及び柱の残存軸耐力の比率（付図 3.5～3.7）は、水平変形の増加によらずほぼ一定値である。本検証において、静摩擦係数 0.6 の場合のコンクリートの残存軸耐力寄与分に対する静摩擦係数 0.5, 0.7, 0.8 の場合のコンクリートの残存軸耐力寄与分の比率はほぼ 1 である。一方、コンクリートの残存軸耐力寄与分と比べて主筋の寄与分は柱の残存軸耐力に占める割合が大きいため主筋の残存軸耐力寄与分や柱の残存軸耐力の比率は、約 0.75～1.25 となる。



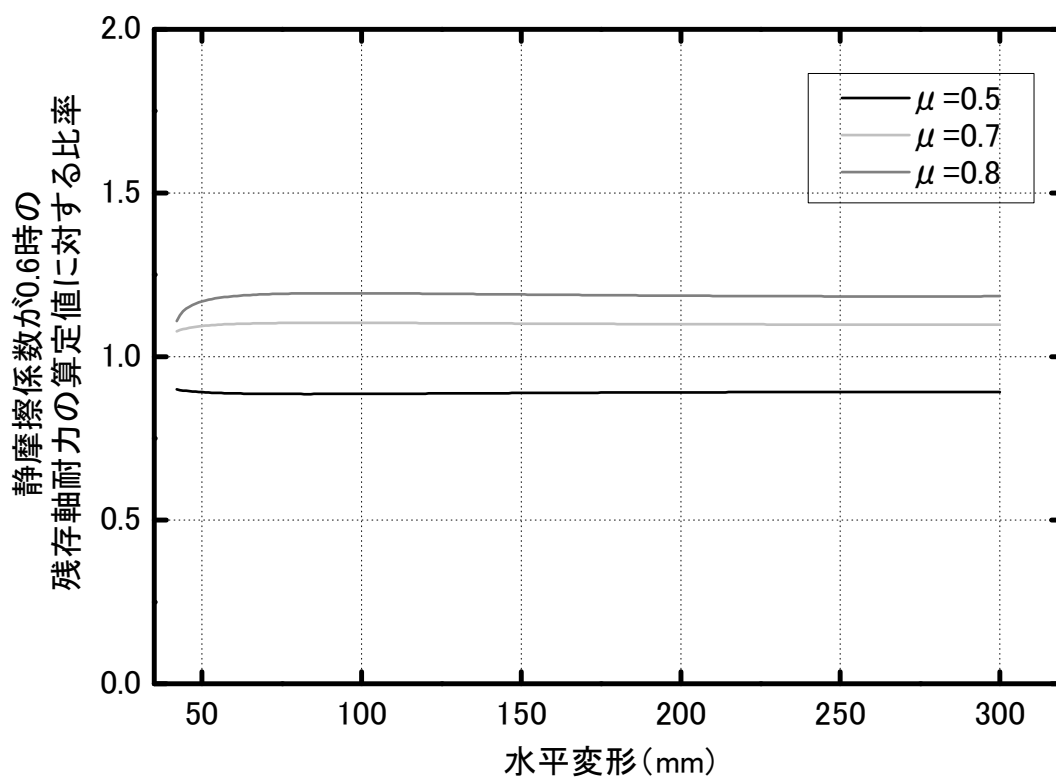
付図 3.4 RC 造柱の残存軸耐力と水平変形の関係（静摩擦係数  $\mu$  を変化）



付図 3.5 静摩擦係数が 0.6 時の残存軸耐力に対する比率（コンクリート寄与分）



付図 3.6 静摩擦係数が 0.6 時の残存軸耐力に対する比率（主筋寄与分）



付図 3.7 静摩擦係数が 0.6 時の残存軸耐力に対する比率（柱）

### 3 まとめ

本付録では、まず、既往研究に基づいて柱の静摩擦係数  $\mu$  の変動範囲を設定した。次に、柱の静摩擦係数  $\mu$  を変化させて水平変形に応じた RC 造柱の残存軸耐力を求め、RC 造柱の残存軸耐力が柱の静摩擦係数  $\mu$  にどの程度依存するかを分析した。その結果、付録2における初期せん断ひび割れ角度と比べて、柱の残存軸耐力は水平変形レベルによらず柱の静摩擦係数  $\mu$  に依存する割合が小さいことが分かった。



[参考文献]

[付3.1] 日本建築学会：現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設指針（案）・同解説，2002年

[付3.2] Kenneth J. Ellwood Jack P. Moehle: Axial Capacity Model for Shear-Damaged Columns, ACI STRUCTURAL JOURNAL, pp.578-587, 2005.07-08

[付3.3] <http://www.fujibayashi-c.co.jp>, プレキャスト擁壁の基礎コンクリート版上での滑動安定性に関する実験報告書

[付3.4] 日本道路協会：道路土工要綱，2009年



---

## 付録 4

### 試験体の変形急増に対する パンタグラフの自重による抑制作用

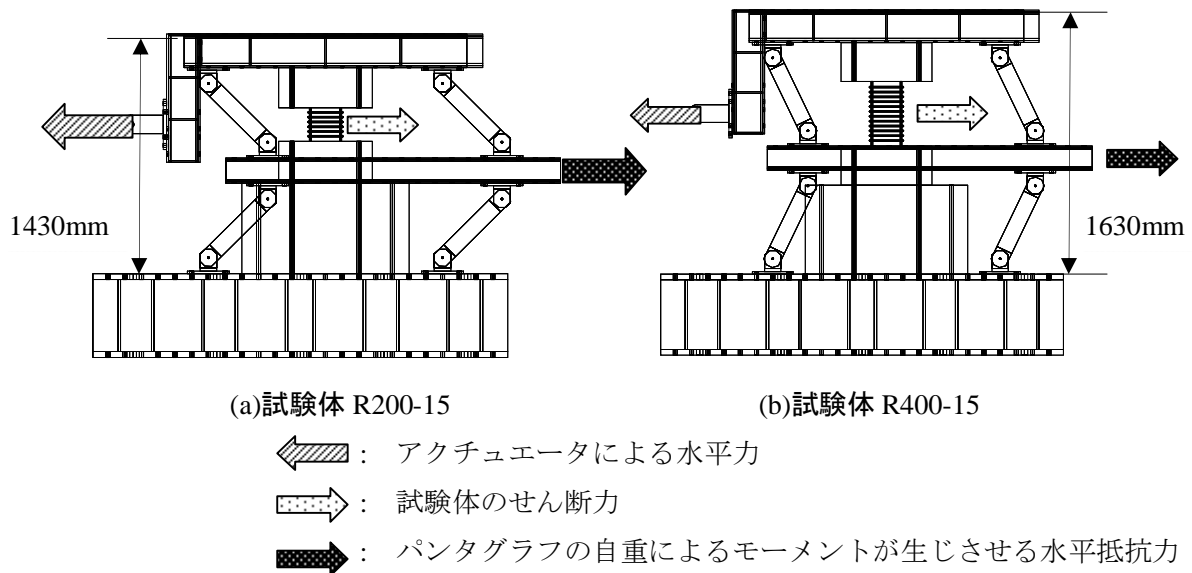


## 付録 4 試験体の変形急増に対するパンタグラフの自重による抑制作用

## 1 はじめに

2014年1月から4月にかけて行った鉄筋のみによる試験体(試験体 R200-15 及び試験体 R400-15)の加力実験において、試験体 R200-15 では、上下スタブがほぼ接触する状態まで加力しても変形が急増する現象は見られなかった。試験体 R200-15 は、試験体 R400-15 と比べ、試験体の高さ(試験体 R200-15 はスタブも含んだ全高さが 680 mm で、R400-1 は 880 mm である)を除いて他のパラメータ(導入した軸力、加力方法など)は同様である。ここでは、試験体の高さの違いによってパンタグラフの高さや角度も変化することから、パンタグラフがその自重により水平抵抗を發揮し、試験体の変形急増現象を抑制したのではないかと、この仮説を立て検証を行う。試験体セットアップを示した付図 4.1 より、試験体 R200-15 におけるパンタグラフの高さは 1430 mm であり、試験体 R400-15 におけるパンタグラフの高さは 1630 mm である。

また、同図より、パンタグラフ自重(その大半が斜材重量である)により回転モーメントが生じる。さらに、モーメント釣り合いを維持するため、回転モーメントによる水平方向の抵抗力も同時に生じる。パンタグラフが高い場合と比べ、パンタグラフが低い場合は、パンタグラフの自重による回転モーメントが大きく(回転中心と重心の距離が大きくなる)、それによる水平方向抵抗力も大きくなる。従って、本実験では、高さが低い試験体 R200-15 に生じる水平抵抗力は、試験体 R400-15 より大きいと推察される。



付図 4.1 加力装置・試験体 (R200-15 及び R400-15) のセットアップ

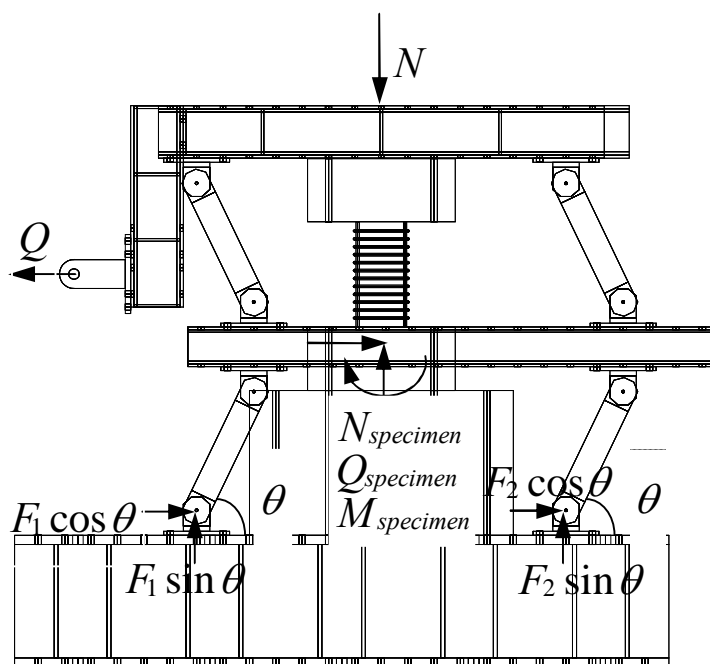
付図 4.1 に示す加力装置・試験体のセットアップの力の釣り合い観点からみると、アクチュエータによる力は、試験体のせん断力とパンタグラフ自重によるモーメントが生じさせる水平抵抗

力と釣り合う。試験体 R200-15 の方がパンタグラフの自重による水平抵抗力が相対的に大きいため、試験体のせん断力が 0 より小さくなくても、アクチュエータによる力が 0 より大きければ、水平方向の釣り合いが維持され、試験体がせん断耐力を喪失しても変形が急激に進展することはない。一方、試験体 R400-15 の方がパンタグラフの自重による水平抵抗力は相対的に小さいため、試験体のせん断力が 0 となる時にアクチュエータによる力もほぼ 0 となる。水平変形がさらに進むと、試験体に変形急増現象が生じる。

本節では、上述したパンタグラフの自重に起因する水平抵抗力が試験体の変形急増を抑制することの影響を、次のように検証する。まず、主筋の軸方向歪度から試験体の内力を求める。次に、試験体の内力、錘・パンタグラフを含めた加力装置の各部の重さ及び位置関係を用いて水平外力（水平アクチュエータによる力に相当）を算定する。最後に、算定した水平外力と水平アクチュエータによる計測値を比較し、ここで両者（算定値と計測値）が一致していれば、パンタグラフの自重が水平変形を抑制した原因であると特定できる。

## 2 アクチュエータによる水平力の求め方

アクチュエータによる水平力  $Q$  の求め方は、試験体 R400-15 を例に説明する（付図 4.2）。付図 4.2 に示す力学モデルに対しては、水平と鉛直方向の力の釣り合い式を式（付 4.1）及び式（付 4.2）に示す。



付図 4.2 加力装置・試験体のセットアップの力学モデル（試験体 R400-15）

ここで、

$Q$  : 水平外力,

$N$  : 錘の重量（パンタグラフの重量を含む）,

$F_1$  : パンタグラフの斜材（左下）の軸力,

$F_2$  : パンタグラフの斜材（右下）の軸力,

$\theta$  : パンタグラフの斜材が水平方向となす角度（水平・鉛直変形及びパンタグラフの寸法から求める）,

$N_{specimen}$  : 試験体の負担軸力,

$Q_{specimen}$  : 試験体の負担せん断力,

$M_{specimen}$  : 試験体の負担モーメント,

である。

式（付 4.1）及び式（付 4.2）を連立して求めたアクチュエータによる水平外力に相当する力  $Q$  は式（付 4.3）で求められる。式（付 4.3）右側の第一項はパンタグラフの自重によるモーメントが生じさせる水平抵抗力に相当する力である。

$$Q = (F_1 + F_2) \cos \theta + Q_{specimen} \quad (\text{付 4.1})$$

$$N = (F_1 + F_2) \sin \theta + N_{specimen} \quad (\text{付 4.2})$$

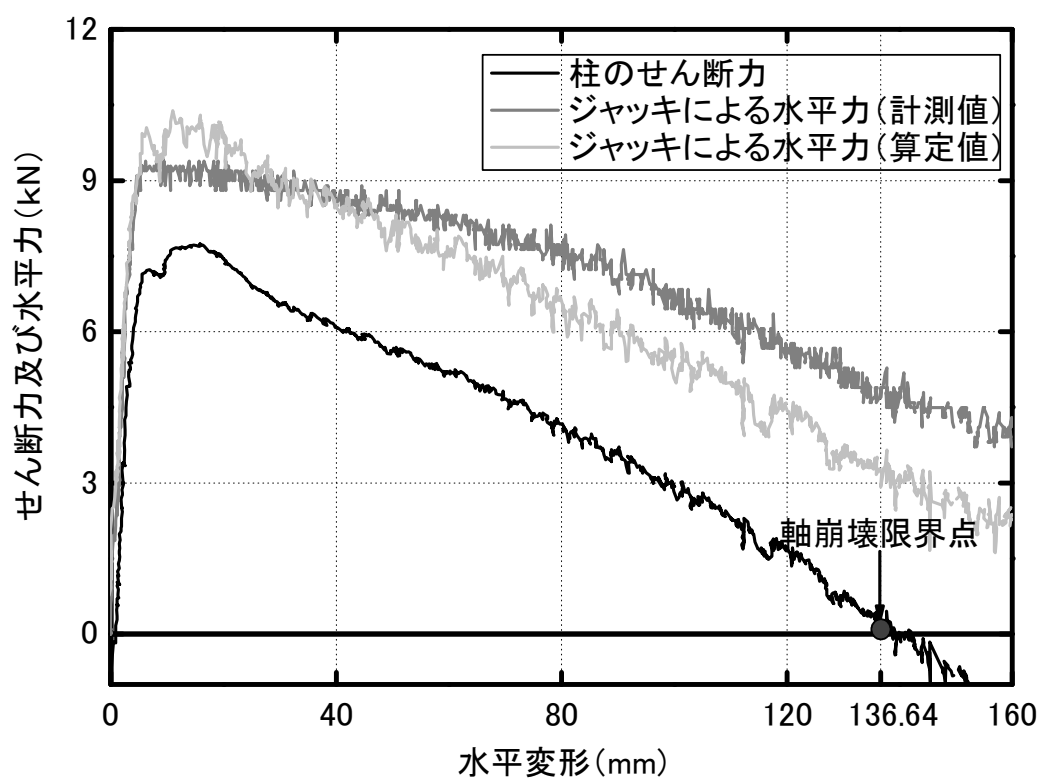
$$Q = \frac{(N - N_{specimen})}{\sin \theta} \cos \theta + Q_{specimen} \quad (\text{付 4.3})$$



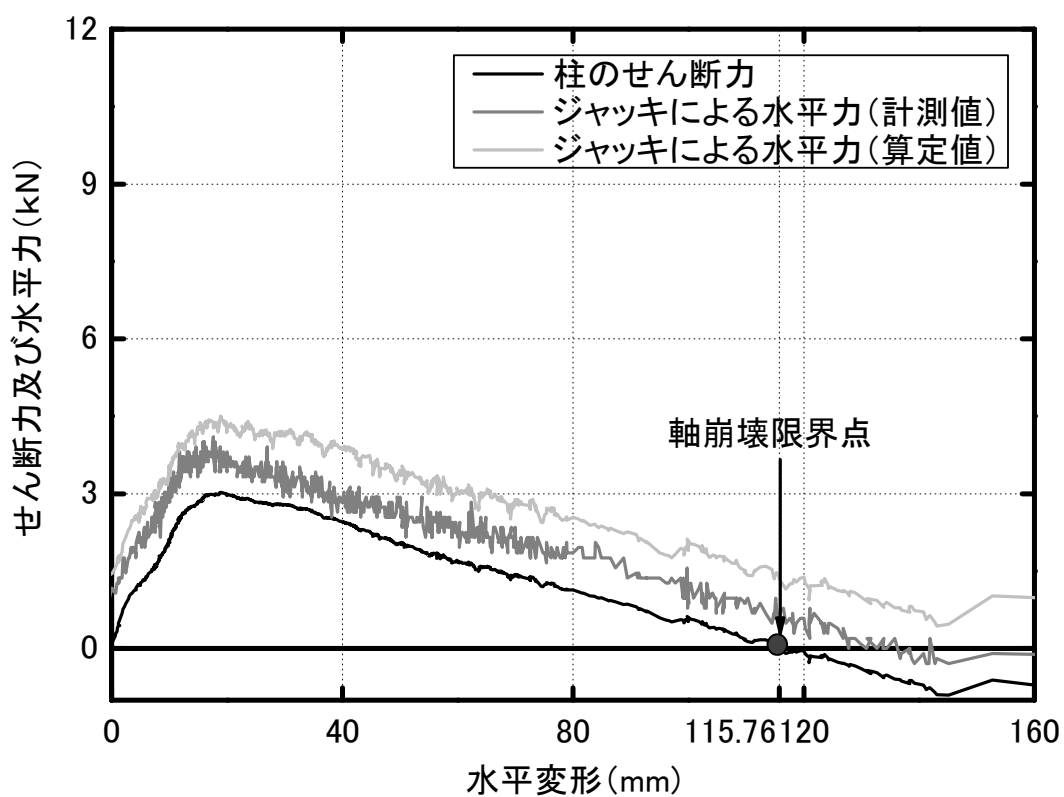
### 3 計算結果

試験体のせん断力と水平変形の関係、算定した水平外力と水平変形の関係、及び水平アクチュエータによる水平力の計測値と水平変形関係を付図 4.3 に示す。試験体 R200-15 及び R400-15 において、パンタグラフを含む加力装置の自重から算定した水平外力は、水平アクチュエータによる力の計測値と概ね対応した。従って、水平アクチュエータによる力の計測値と試験体のせん断力の間に差が生じる原因は、パンタグラフを含む加力装置の自重であったと特定できた。また、試験体 R200-15 の水平アクチュエータによる力の計測値と試験体のせん断力との差が R400-15 のそれより大きい原因は、パンタグラフの高さの違いによる水平抵抗力の違いである。

そのため、試験体 R400-15 においては、パンタグラフの自重の影響を含む水平力の測定値が 0 まで減少して変形急増現象が生じた一方、試験体 R200-15 においてはパンタグラフの高さが相対的に低いため、それによる水平抵抗力が相対的に大きく、水平力の測定値が 0 まで減少していなかった。もし、試験体 R200-15 において、水平力の測定値が 0 となるように（つまり、パンタグラフを高めにセットアップしていれば）加力できたならば、水平変形の急増現象が観測できたものと考えられる。



(a)試験体 R200-15



(b)試験体 R400-15

付図 4.3 ジャッキによる水平力と柱のせん断力の比較

## 4 まとめ

本付録では、試験体 R200-15 と R400-15 の加力装置の違いを比較することにより、試験体 R200-15 に変形急増現象が発生しなかった原因を説明した。それは、この種の実験加力時における留意点である。本論文の 4 章では、このパンタグラフ自重による影響を考慮した上で、軸崩壊限界点の議論を行う。



---

## 付録 5

既往研究による加力実験データベース  
における各試験体のせん断破壊区間の高さ

---



## 付録 5 既往研究による加力実験データベースにおける各試験体のせん断破壊区間の高さ

### 1 はじめに





本研究で提案したせん断破壊後の RC 造柱の残存軸耐力評価手法を詳しく検証するため、せん断破壊区間の主筋とコンクリートの軸力負担分の実験値を歪ゲージにより計測される歪度から求めることが必要である。そのため、試験体の製作段階においては、せん断破壊が発生する区間にある主筋に歪ゲージを貼付することが極めて重要であり、せん断破壊区間の特定が実験の実施に不可欠である。付録 5 では、第 3 章で構築したデータベースを構成する試験体の破壊状況写真を収集し、クリアスパン比とせん断破壊区間の関係を調査した。

## 2 せん断破壊区間の高さの調査結果





付図 5.1 より、収集した試験体のうち、クリアスパン比が 2.0 より小さい試験体では、柱の内法高さとせん断破壊区間がほぼ一致することが分かる。逆に、クリアスパン比が 2.0 より大きい試験体では、試験体のほぼ中央にせん断破壊が生じる例のほか、やや上端に近い例も散見される。

従って、せん断破壊区間を特定するためには、クリアスパン比 2.0 以下とすることが望ましい。




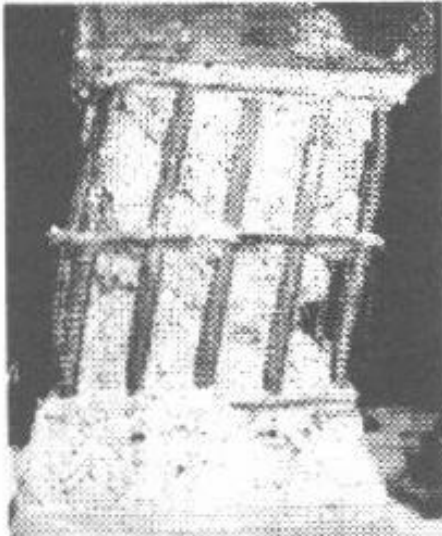


	
<p>試験体名：N27C<sup>[付 2.1]</sup>  クリアスパン比：3  せん断破壊区間≒柱内法高さ</p>	<p>試験体名：N18M<sup>[付 2.1]</sup>  クリアスパン比：3  せん断破壊区間&lt;柱内法高さ</p>
	
<p>試験体名：N27M<sup>[付 2.1]</sup>  クリアスパン比：3  せん断破壊区間&lt;柱内法高さ</p>	<p>試験体名：2C<sup>[付 2.2]</sup>  クリアスパン比：2  せん断破壊区間≒柱内法高さ</p>



付写真 5.1 各試験体のせん断破壊区間の高さ（次のページへ続く）

	
<p>試験体名：3C<sup>[付 2.2]</sup>  クリアスパン比：2  せん断破壊区間≒柱内法高さ</p>	<p>試験体名：2M<sup>[付 2.2]</sup>  クリアスパン比：2  せん断破壊区間≒柱内法高さ</p>
	
<p>試験体名：3M<sup>[付 2.2]</sup>  クリアスパン比：2  せん断破壊区間≒柱内法高さ</p>	<p>試験体名：2M13<sup>[付 2.2]</sup>  クリアスパン比：2  せん断破壊区間&lt;柱内法高さ</p>

付写真 5.1 各試験体のせん断破壊区間の高さ（次のページへ続く）

	
<p>試験体名：NO.3<sup>[付 2.3]</sup>  クリアスパン比：4  せん断破壊区間&lt;柱内法高さ</p>	<p>試験体名：NO.4<sup>[付 2.3]</sup>  クリアスパン比：4  せん断破壊区間&lt;柱内法高さ</p>
	
<p>試験体名：S1<sup>[付 2.4]</sup>  クリアスパン比：2.5  せん断破壊区間≒柱内法高さ</p>	<p>試験体名：S2<sup>[付 2.4]</sup>  クリアスパン比：2.5  せん断破壊区間≒柱内法高さ</p>

付写真 5.1 各試験体のせん断破壊区間の高さ（次のページへ続く）

	
<p>試験体名：PG1.7<sup>[付 2.5]</sup>  クリアスパン比：2  せん断破壊区間≒柱内法高さ</p>	<p>試験体名：PG3.0<sup>[付 2.5]</sup>  クリアスパン比：2  せん断破壊区間&lt;柱内法高さ</p>

付写真 5.1 各試験体のせん断破壊区間の高さ（前のページからの続き）

### 3 まとめ

既往研究によるせん断破壊区間の高さとクリアスパン比の関係の検討結果に基づいて、本検証実験においては試験体のクリアスパン比を 2.0 とすることとした。

[参考文献]

- [付5.1] 竜泰之, 中村孝也, 芳村学: 鉄筋コンクリート柱の軸力の保持限界に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, 2001 年, pp.217-222
- [付5.2] 石神誠一, 大和征良, 中村孝也, 芳村学: せん断破壊型鉄筋コンクリート短柱の軸力保持能力に関する研究 (その 1 実験概要及び鉛直変形-水平変形関係と崩壊性状), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2002 年 8 月, pp.391-392
- [付5.3] Manabu YOSHIMURA, Yoshikazu TAKAINE, and Takaya NAKAMURA: Axial Collapse of Reinforced Concrete Columns, The 13th World Conference Earthquake Engineering, Paper No.1699, 2004
- [付5.4] 山中憲行, 芳村学: 低軸力下での曲げせん断型及びせん断破壊型 RC 柱の崩壊に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, 2000 年, pp.325-330
- [付5.5] 中村孝也, 武藤哲, 伊藤祥, 芳村学: 主筋量がせん断破壊型 RC 柱の構造性能に与える影響 (せん断補強筋が比較的多い短柱の崩壊実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2011 年 7 月, pp.161-162

---

## 質疑・回答

---





## 質疑・回答

### 【質疑 1】（塩原先生）

本研究では、 $P-\Delta$ 効果を考慮して柱の軸崩壊時の残存軸耐力と水平変形の関係を評価している。また、加力実験（第 5 章）においては、水平変形が約 40mm の時（変形角が約 10%）に、試験体 RC320-0.2%-0.3 が軸崩壊限界点に至った。しかし、RC 造純ラーメンに対しては、層間変形角が 10% の場合、せん断破壊ではなくて曲げ破壊でも建物骨組が自重を支持できなくなり倒壊する可能性があると考えられる。そのため、第 5 章において軸崩壊限界点の水平変形が大きい（変形角が約 10%）加力実験の結果を用いて、せん断破壊した柱の残存軸耐力と水平変形の関係を検証するのは適切であるか？

### 【回答 1】

既往研究の加力データベースにおける各試験体の詳細を用いて算定した軸崩壊時の残存軸耐力算定値と実験値の比率と変形角の関係を図 1 に示す。本研究の評価手法による残存軸耐力算定値と実験値の比率は、試験体柱の変形角の増加とともに大きく変化する傾向が見られない。そのため、変形角が相対的に大きい試験体の加力実験の結果を用いて本評価手法に関する検証を行うのは大きな問題にならないと考えられる。また、実際の骨組で部材角 10% まで進むかはわからないが、軸力が小さい骨組であればそこまで変形が進む可能性もある。

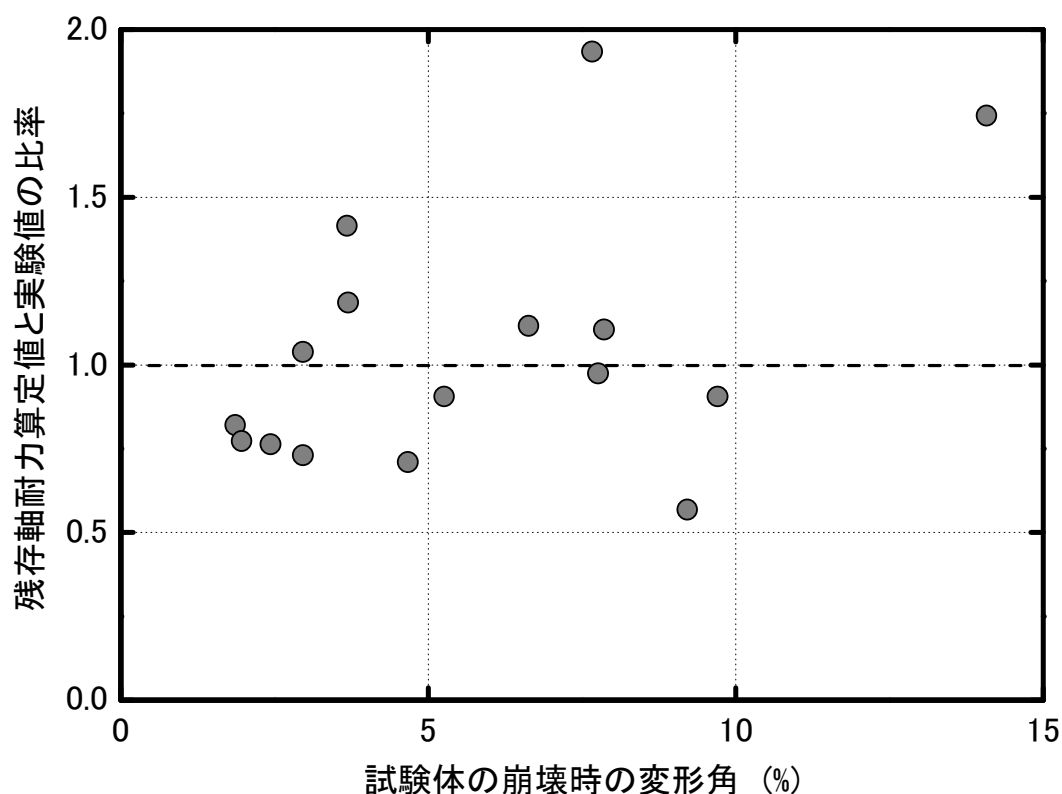


図 1 試験体の残存軸耐力算定値と実験値の比率と変形角の関係（崩壊時）

【質疑 2】（楠先生）

せん断破壊した柱の残存軸耐力の評価手法（第 2 章）においては柱のせん断力が 0 になる状態を軸崩壊限界点と定義したが、加力実験においてはせん断力が 0 より大きい時に試験体の変形急増現象が観察された。つまり、軸崩壊限界点の定義と試験体の変形急増現象は整合していない。そのため、定義した軸崩壊限界点の妥当性はどのように理解するか？

【回答 2】

第 5 章の加力実験においては、鉛直ジャッキの傾きの影響により生じた水平分力が常に存在するため（特に、水平変形が大きい時に、水平分力がかなり大きく水平ジャッキの水平力と比較してもその存在を無視できない）、柱のせん断力が 0 まで減少する加力をできなかった。そのため、軸崩壊限界点の定義と異なり、せん断力が 0 より大きい時に試験体の変形急増現象が観察されたと説明できる。

【質疑 3】（楠先生）

本研究においては、一定の長期軸力が作用する状態（つまり、地震力なしの場合）、あるいは地震発生中、どちらの状態を想定しているか？

【回答 3】

本研究における柱の残存軸耐力評価理論は、水平地震力が作用する状態の柱の残存軸耐力評価理論であり、地震発生中に柱に作用する軸力と本研究で提案した残存軸耐力と比較して崩壊を判定する。

【質疑 4】（楠先生）

本研究では、柱の残存軸耐力を議論しているか、あるいは、一定の長期軸力が作用する場合の柱の軸力支持の変形限界を議論しているか？

【回答 4】

本研究で提案した評価手法は、せん断破壊した柱の残存軸耐力の評価手法であり、柱の残存軸耐力を中心とする内容である。また、提案した残存軸耐力評価手法の適用方法として、例えば、日本の耐震診断基準における第 2 種構造要素の判定などを想定しており、副次的には変形限界を議論できる。

【質疑 5】（楠先生）

せん断破壊した柱の力学モデル（第 2 章）においては、全ての主筋の内力が等しいという仮定を用いているが、主筋を骨組モデルにおける柱と見なせば、引張側・圧縮側柱の存在するため仮定が成立しないのでは？

【回答 5】

本評価理論においては、せん断破壊区間の端部に回転自由度を与えていない。このため、通常の骨組モデルとは異なり、全ての主筋の内力が等しいと考えられる。実建物は、せん断破壊区間の

端部にある程度の回転が発生し、それによる主筋の変動軸力が生じることが考えられる。この場合、厳密的に各主筋の内力や変形が等しいことは言えないが、その差が極端に大きくない場合には、全ての主筋に均等に平均化された応力度が作用すると考えて良い。

【質疑 6】（長井先生）

本博士論文ではせん断破壊した柱の軸崩壊メカニズムを明らかに解明したと記述しているが、単に「モデル化に成功した」と書くのが適切では？

【回答 6】

本研究では、実際の破壊現象をモデル化し、普遍的な力学理論を用いて、破壊現象を説明したと考えている。このことは、破壊機構（メカニズム）を解明することと同義であると著者は考えており、「メカニズムを明らかにした」と記述しても問題ないと考えている。

【質疑 7】（長井先生）

本研究の提案した柱の残存軸耐力評価手法においては、コンクリートの役割についてどのように理解するか？

【回答 7】

コンクリートの残存軸耐力寄与分は、コンクリートを支えるせん断補強筋の降伏強度で決定されている。従って、本モデルにおけるコンクリートの役割は、せん断補強筋に応力を伝える役割であると言える。

【質疑 8】（目黒先生）

本研究では、せん断破壊した RC 造柱における拘束される内部コンクリートの応力状態は、鉄筋による枠に隙間がなくなるまでコンクリートの塊を詰める状態とほぼ同様であるか？

【回答 8】

本研究における考慮した RC 造柱の内部コンクリート応力状態は、鉄筋による枠に隙間がなくなるまでコンクリートの塊を詰める状態と同様であると考えている。従って、この問題はコンクリート強度とせん断補強筋のバランスの問題である。第 3 章で構築したデータベースでは、コンクリート強度  $25\text{N/mm}^2$  とせん断補強筋比 0.39%（降伏強度  $355\text{N/mm}^2$ ）のバランスの試験体において残存軸耐力を精度よく評価できた。このことで直ちにコンクリート強度とせん断補強筋比がそれぞれ半分になった柱においても良好に残存軸耐力を評価できるとは言えないが、可能性があると言える。

【質疑 9】（中埜先生）

本研究において提案した RC 造柱の残存軸耐力評価手法が成立する前提条件は、せん断補強筋が破断しないことである。せん断補強筋が破断する場合、柱の軸崩壊時の水平変形はどうなるか？

【回答 9】

せん断補強筋が破断する場合、内部コンクリートが軸力を負担できなくなるため柱が小さい変形で軸崩壊が発生し残存軸耐力としては過大評価になると考えられる。

【質疑 10】（中埜先生）

本研究の柱の残存軸耐力評価手法は、コンクリートの強度が低い柱の評価結果はどうなるか？また、それは、提案したコンクリートの残存軸耐力寄与分の評価式でどのように反映されるか？

【回答 10】

現状の評価式では、コンクリート強度が評価式のパラメータとなっていないため、コンクリート強度が高くても低くても算定結果は同じである。コンクリート強度が低い場合に問題となるのは、コンクリート寄与分のモデル化において、せん断補強筋がコンクリートの破壊より先に生じると仮定している点で、コンクリートが先に破壊すれば当然のことで精度は悪くなる。

【質疑 11】（目黒先生）

コンクリートの強度が著しく低い場合、主筋の座屈が生じ、また、斜めの切断面の角度  $\theta$  が変化することが考えられる。このことについてどう考えるか？

【回答 11】

コンクリートが軸力を負担できない場合、主筋座屈の発生可能性については付録 1 に示した。その結果、通常的设计範囲の RC 柱の場合、主筋の座屈が生じる可能性は低いと考えられる。また、本研究における斜めの切断面は、力の釣り合い式を構築する点と一意に定めるための便宜上の変数である。従って、コンクリート強度と角度  $\theta$  は関係がない。

【質疑 12】（楠先生）

コンクリートの斜めの切断面において、コンクリートに圧縮力が作用している。そのため、コンクリートの強度の観点から、斜めの切断面の角度  $\theta$  に制限を設定する必要があるか？

【回答 12】

回答は【回答 11】と同じである。

【質疑 13】（楠先生）

梁・柱間の応力伝達の影響によってせん断破壊した柱の作用軸力が減少し、せん断破壊した柱 1 本の残存軸耐力だけで評価するのは危険側になると考えられる。例えば、梁・柱間の応力伝達の影響によって隣の柱部材の作用軸力が大きくなるため先に軸崩壊が生じる。それについてどう考えるか？

【回答 13】

せん断破壊した柱 1 本の残存軸耐力だけで建物の崩壊安全性を評価するのは困難である。本研究は独立柱を対象とし行ったもっとも基礎的な研究であり、それに加えて梁・柱の応力伝達の影響を考慮して建物架構を対象とする建物崩壊の評価手法の開発が必要であると考えられる。

【質疑 14】（目黒先生）

本研究で提案した残存軸耐力評価手法を実建物に適用する際に、実験や理論とは異なる様々な事象が生じうるが、そうすると柱の残存軸耐力評価精度は低下すると思われる。適用範囲や条件をどう考えているか？

【回答 14】

本研究の提案した残存軸耐力評価手法においては、いくつか仮定をした上で評価理論を構築した。例えば、既往研究に基づいて、初期せん断ひびわれの角度  $\theta$  を  $60^\circ$  と仮定した。実建物に対して、柱のせん断スパン比によって初期せん断ひび割れの角度がある範囲で変動することが考えられ、そのまま適用すると本評価手法の精度が悪くなる。また、前記に述べるように内部コンクリートの強度が低い場合、本評価手法の精度も低くなると考えられる。そのため、地震被害における柱の破壊状態や材料特性に応じて提案した残存軸耐力評価手法の適用範囲を今後も吟味する必要があると考えられる。

【質疑 15】（中埜先生）

初期せん断ひび割れ角度を  $60^\circ$  に設定した上で、加力実験データベースを用いて提案した残存軸耐力評価手法の精度が既往研究の評価手法より高いことが分かった。もし、初期せん断ひび割れ角度  $\theta$  を小さく設定したら本評価手法の精度が悪くなり、破壊メカニズムもうまく説明できない。それについてどう考えるか？

【回答 15】

付録 2 で述べるように柱の残存軸耐力はコンクリート切断面の摩擦係数  $\mu$  を介して初期せん断ひび割れ角度に大きく依存するため、柱の残存軸耐力評価に対して初期せん断ひびわれ角度が極めて重要なパラメータである。加力実験データベースにおける試験体の初期せん断ひび割れ角度を  $60^\circ$  と仮定して実験値とほぼ一致するため、残存軸耐力評価手法の精度が高い結果が得られた。本残存軸耐力評価手法の適用範囲を広げるため、柱の寸法や配筋などに応じてより合理的な初期せん断ひび割れ角度の設定方法を検討する必要がある。

