

脚部を半固定とする RC 造柱の開発

Development of RC Columns with Semi-Rigid Base

技術研究所 田野 健治 TANO KENJI

技術研究所 平田 裕一 HIRATA YUICHI

構造技術部 長嶋 龍太郎 NAGASHIMA RYUTAROU

構造設計ディビジョン 小田 稔 ODA MINORU

本開発は、RC 造 1 階柱において脚部の固定度を低減することで柱の曲げモーメントの応力分配を制御し、合理的な RC 造建物を実現することを目的としている。そのために、応力解析、構造実験、有限要素法解析などの方法を用いて検討を行った。その結果、脚部固定度の低減が有効な建物は、アスペクト比が大きく全体曲げ変形の影響が大きな建物であることを確認した。また、固定度の低減には柱脚部にテーパ付きの柱縮小部を設けることが有用であることを示した。

キーワード：柱、半固定、応力分配、アスペクト比、柱縮小部、テーパ部、有限要素法解析

This development aims to realize rational RC buildings by controlling the stress distribution of the bending moment of columns by reducing degree of fixation of the legs in the RC 1 story columns. In order to investigate these purposes, stress analysis, structural experiments, finite element method analysis and other methods are employed. As a result, it was confirmed that the buildings where the reduction of degree of fixation of the legs is effective for the buildings having a large aspect ratio and large influence of total bending deformation. In addition, it showed that reducing the degree of fixation by providing a tapered column reduction part at the column base is effective.

Key Words: Column, Semi-Rigid, Stress Distribution, Aspect Ratio, Reduced Part, Tapered Part, Finite Element Method Analysis

1. はじめに

構造物を合理的に設計するためには、局所的な崩壊や変形の集中を避け、建物全体でバランスよく抵抗する架構が望ましい。外力を受ける構造体の応力状態は、微小変形領域では主に部材の剛性に、大変形領域では部材の耐力に依存する。通常の RC 造建物では、存在応力に対して柱、梁部材等の断面積や配筋量を調整するため、剛性、耐力を変更する設計的自由度は必ずしも大きくない。各部材の剛性や耐力の値が容易に変更できれば、より望ましい応力状態で建物を設計することが可能となる。

このような趣旨で行われた先行研究として、杭頭接合部を半固定にする研究¹⁾が挙げられる。いわゆる杭頭半固定工法は杭頭部の固定度を低減することで杭体に生じる曲げモーメントを杭全体に対して均等化し、機能性の向上と経済的な設計を実現している。

本開発は、RC 造の 1 階柱に着目し、脚部の固定度を

低減することで柱の曲げモーメントの応力分配を制御し、合理的な RC 造建物を実現する RC 造柱の開発を行うものである。

(1) 開発構法の概要

本章では、開発構法の概要、半固定の方法、ならびに有効な適用範囲について述べる。なお、本報で述べる半固定とは、柱脚部での曲げ剛性 (EI) を約 1/2 とした場合の断面剛性のことである。本構法の概要を図-1 に示す。図では、1 階の柱を対象として、通常の場合、脚部に半固定ばねを配置した場合、その半固定ばねを実際に設計する場合を比較している。高層建物等の場合は、曲げモーメントの反曲点位置がかなり柱頭側に存在する。設計用せん断力を変更せずに、脚部に半固定の回転ばねを設けると反曲点位置が下がり、柱頭、柱脚の曲げモーメントが近づき、応力が均等化する。ただし、耐震安全性の観点から、実際の半固定ディテールとして

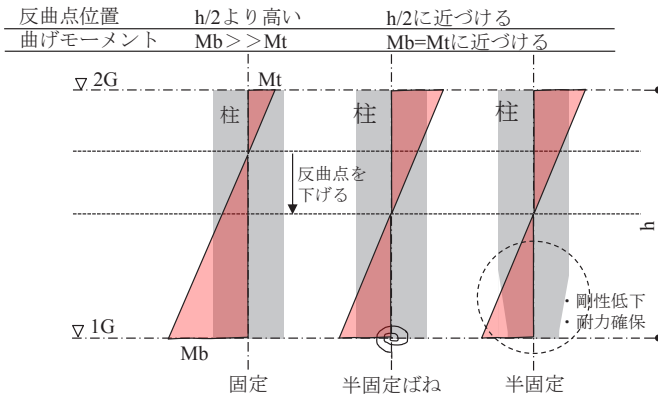


図-1 本構法の概要

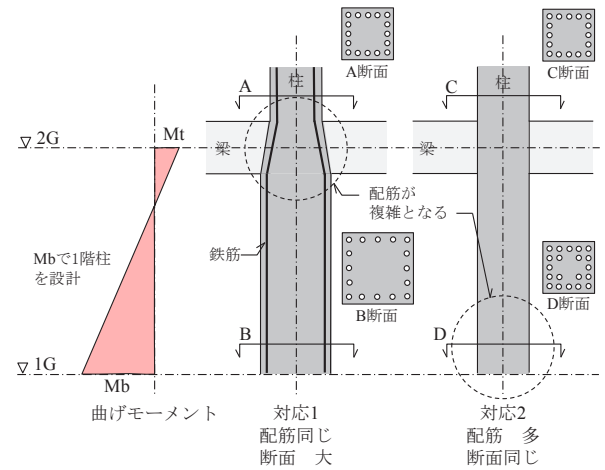
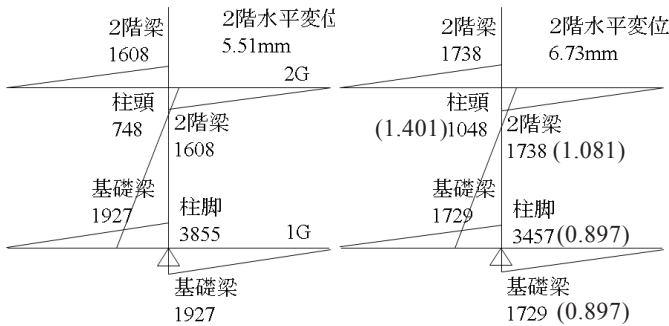


図-3 固定柱の問題点



数字は各部の曲げモーメントの値 (kN・m)

() 内は固定に対する半固定の曲げ応力比を示す

固定 半固定 (固定度 0.5)

図-2 応力図の例

は柱脚の耐力を過大に低減させないことが必要である。柱脚を固定とした場合と半固定とした場合の応力図の一例²⁾を図-2に示す。この例のように反曲点高さがかなり高い場合には、曲げ剛性 EI が半分の半固定ばねにより、柱脚の曲げモーメントが1割程度低減している。実際の設計において、1割の応力低減は配筋上有意味な差を生じる。

従来の柱に関する問題点を図-3に示す。柱の反曲点位置が高く、柱脚の曲げモーメントが大きい場合には、概ね2通りの対応がなされている。図より、対応1は1階と2階の存在応力に対して柱の断面積を変更するものである。この場合、2階の柱梁接合部に断面の切替え部が必要となり、配筋のディテールが煩雑となる。このため、施工上の問題を生じやすい。対応2は、1階と2階の柱断面形状を共通にするものである。この場合、存在応力に対処するためには、1階柱脚の配筋量を増加させる必要があり、主筋間隔等を確保することが難しくなる。この問題を避けるには柱断面積を大きくする必要が生じる。本構法は、脚部に柱断面積を縮小した柱縮小部分を設け、柱部と柱縮小部分の主筋を切替えることで配筋の干渉を避けるものである。

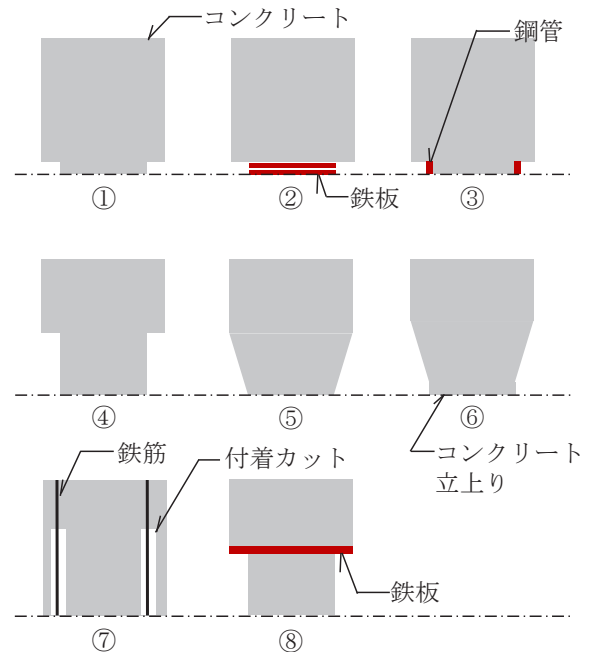


図-4 半固定の例

(2) 半固定の方法

柱の脚部を半固定にするディテールの例を図-4に示す。剛性低減の考え方は、⑦以外の6例はいずれも脚部に柱断面積を小さくした柱縮小部分を設けるものである。この柱縮小部分の効果によって剛性を低減している。これに対して、⑦は、主筋の付着を一部除去することで剛性を低減している。図の上段の①、②、③は、それぞれ、柱縮小部分のコンクリート強度を増加する場合、柱縮小部分を鋼板とする場合、柱縮小部分を鋼管で補強する場合を示している。これらはいずれも耐力を確保するための方法である。また、④、⑤、⑥は、①、②、③の考え方に加えて、柱縮小部分にある程度の大きさを持たせ、柱の内部応力の連続性を高め、急激な断面変更による影響を緩和している。⑧は、柱縮小部分と柱部の間に鋼板を設けるも

表-1 解析パラメータ

階	高さ (m)	スパン			
		建物長さ (m)			
		6	4	3	2
60	180	5.00	7.50	—	—
48	144	4.00	6.00	8.00	—
36	108	3.00	4.50	6.00	9.00
24	72	2.00	3.00	4.00	6.00
12	36	1.00	1.50	2.00	3.00
6	18	0.50	0.75	1.00	1.50
3	9	0.25	0.38	0.50	0.75

※表中の数字はアスペクト比を示す

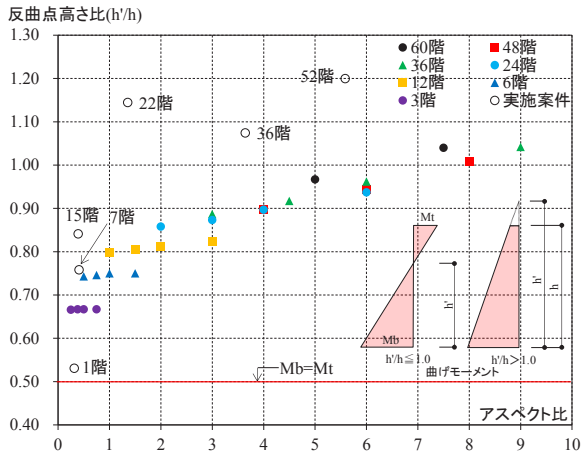


図-5 アスペクト比と反曲点高さの関係

のであり、柱縮小部のめり込みを防止するねらいがある。

(3) 有効な適用範囲

本構法の有効な適用範囲を把握するために、建物高さと長さを変化させた場合の骨組モデルに対して弾性解析を行い、代表的な1階中柱の反曲点高さ比を算定した。解析パラメータを表-1に示す。建物高さは各階高を3mとした7段階である。また建物の長さは、各スパンを6mとした4段階である。表中の値がアスペクト比を示している。

各建物のアスペクト比と代表的な1階中柱の反曲点高さ比の関係を図-5に示す。図中には、実施設計案件の値もプロットしている。反曲点高さ比0.5の場合が、柱頭と柱脚の曲げモーメントが等しくなる場合であり、すべての解析結果が0.5以上の反曲点高さ比となっている。また、アスペクト比と反曲点高さ比には正の相関が見られ、アスペクト比が大きくなると反曲点位置が上昇する傾向にあり、曲げモーメントは柱頭が小さく柱脚が大きく不均等なものとなる。実際の設計建物例においても同様な傾向が見られ、アスペクト比が大きく、全体曲げ変形の影響が大きな建物では、柱脚を半固定として柱頭と柱脚の曲げモーメントを均等化することによって、アス

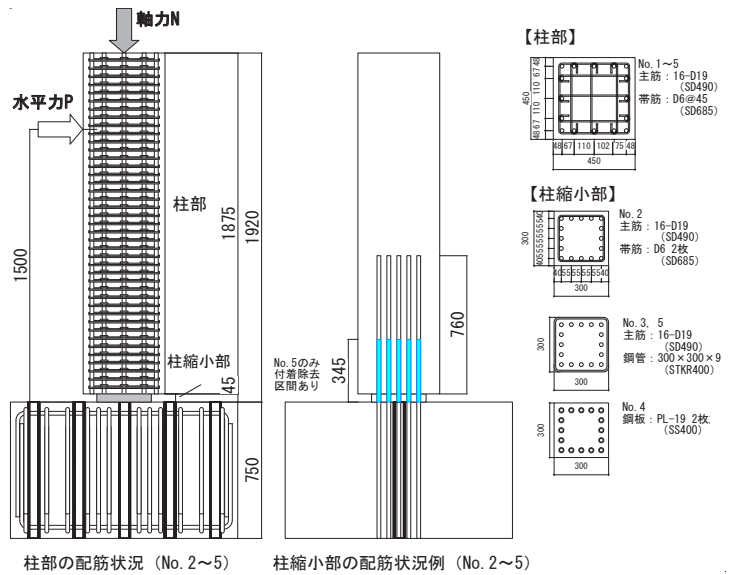


図-6 試験体および加力方法

表-2 試験体一覧

試験体名	断面 B×D mm	コンクリート強度 Fc N/mm ²	配筋		軸力比 η
			主筋 p _c (%)	せん断補強筋 pw (%)	
No.1	—	—	—	—	0.25
No.2	450 ×	60	16-D19 (SD490)	5-D6@45 (SHD685)	N B・D・c・σ _B
No.3	x	—	p _c =2.16%	pw=0.79%	
No.4	450	—	—	—	
No.5	—	—	—	—	—

試験体名	断面 Br×Dr mm	コンクリート強度 cFc N/mm ²	配筋 補強			柱縮小部 断面構成
			主筋	補強方法	材料種類	
No.1	—	—	—	—	—	一般的な柱
No.2	300 ×	100	16-D19 (SD490)	2-D6 2枚	SHD685	グラウト
No.3	x	—	p _g =3.54%	300×300×9	STKR400	鋼管
No.4	300	—	—	PL-19 2枚	SS400	鋼板
No.5	—	100	—	300×300×9 (STKR400)	—	鋼管+付着除去

ペクト比が小さな建物に比してより大幅な応力分配が可能となり、本構法の適用効果が大きいと考えられる。特にアスペクト比1.0以上では反曲点高さ比は約0.75以上となっており、本構法のメリットが生じる可能性が高いと思われる。

2. 柱縮小部を有する柱の構造実験

本章では、柱脚部での回転剛性の低減効果が期待できるディテールを選択するために、脚部に様々な形状の縮小部を設けた柱試験体を製作し、曲げせん断実験を実施した。その結果を報告する。

(1) 試験体および実験方法

試験体図および加力方法を図-6に、試験体一覧を表-2に、材料試験結果を表-3に示す。試験体は、材軸方向が同断面からなる一般的な柱 No.1 と、脚部に縮小部を有する柱 No.2~5 の計5体からなる。柱部断面は450

表-3 材料試験結果

使用部位	材料種類	降伏点 N/mm ²	降伏ひずみ (×10 ⁻⁶)	弾性係数 (×10 ⁵)N/mm ²
主筋	D19 (SD490)	540	3180	1.93
フープ	D6 (SHD685)	745	5960	1.90
鋼管	PL9 (STKR400)	391	3750	2.06

材料種類	圧縮強度 N/mm ²	割裂強度 N/mm ²	ヤング係数 (×10 ⁵)N/mm ²
コンクリート	57.7	3.05	3.53
グラウト	117.5	3.35	4.81

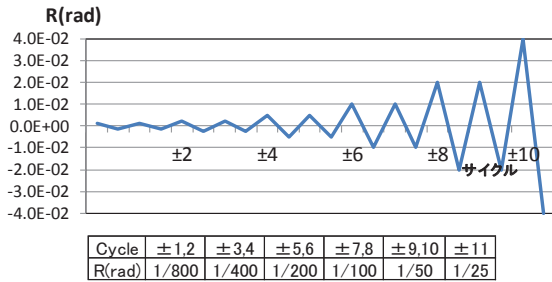


図-7 加力サイクル

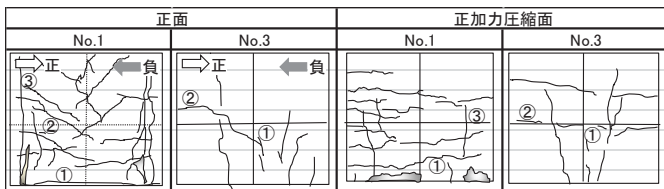


図-8 脚部のひび割れ (R=1/50rad)

mm 角, 縮小部断面は 300mm 角であり, 縮小部高さ 45mm を含めた加力点までの高さを 1500mm とし, 全ての試験体で曲げ降伏が先行するように計画した。

試験体共通である柱部の主筋は 16-D19 (SD490) とし, 帯筋は D6 (SD685) を 45mm 間隔で配した。使用したコンクリートの圧縮強度は, 平均で 57.7N/mm² であった。縮小部の主筋は柱部と同様に 16-D19 (SD490) とし, 柱部内に 760mm (40d) の定着長をとった。また, コンクリートに代わり高強度グラウトを使用し, その圧縮強度の平均値は 117.5 N/mm² であった。柱縮小部の断面構成は, No.2 では帯筋 (D6, SD685) を主筋に 2 組巻き, No.3 と No.5 は柱縮小部外周に鋼管 (STKR400, t=9mm) を配し, No.4 は鋼板 (SS400, t=19mm) を 2 枚重ねて配置している。なお, No.2, No.3 と No.5 の鋼管内, No.4 の鋼板の下面および主筋孔にはグラウトを充填した。また, No.5 は柱部内に定着している主筋の付着を, ビニール管を用いて 300mm 除去し, 更なる固定度の低減効果をねらった。加力サイクルを図-7 に示す。加力は, 頂部に柱部での軸力比 0.25 相当の定軸力を与え, 図に示す加力サイクルに従って水平方向に正負交番繰り返し载荷を行った。

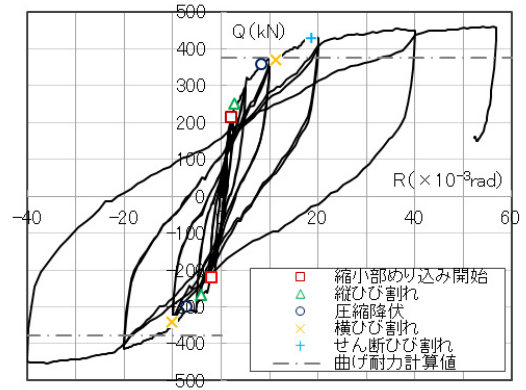


図-9 せん断力-部材角関係 (No.3)

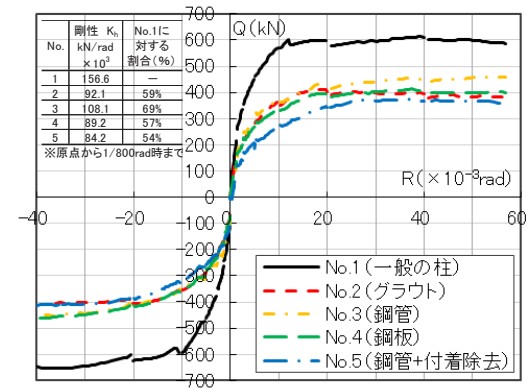


図-10 せん断力-部材角関係 (包絡線重ね描き)

(2) 実験結果

No.1 と No.3 の脚部ひび割れを図-8 に, No.3 のせん断力-部材角関係 (P-Δ 効果考慮) を図-9 に, 全試験体のせん断力-部材角関係の包絡線 (P-Δ 効果考慮) を図-10 に, 実験結果および耐力計算値一覧を表-4^{3), 4)} に示す。すべての試験体において曲げ降伏が先行し, 約 1/18rad の大変形時まで安定した履歴性状を示した。以降では, 各試験体の実験経過を述べる。

基準試験体の No.1 は, 1/400rad 時に脚部に曲げひび割れ (①), 1/200rad 時に危険断面位置から 1/2D (D: 柱せい) 離れた位置にせん断ひび割れ (②), 1/100rad 時に角部に縦ひび割れ (③) を生じた後に剛性が低下し, 1/50rad 時に主筋が圧縮および引張降伏し荷重がほぼ一定となった。れ (①), 1/200rad 時に危険断面位置から 1/2D (D: 柱せい) 離れた位置にせん断ひび割れ (②), 1/100rad 時に角部に縦ひび割れ (③) を生じた後に剛性が低下し, 1/50rad 時に主筋が圧縮および引張降伏し荷重がほぼ一定となった。

グラウトを用いた柱縮小部がある No.2 は, 1/400rad 時に柱縮小部に曲げひび割れ, 1/100rad 時に脚部の断面中央位置に縦ひび割れが生じ, その直後に主筋の圧縮降伏にともない徐々に剛性が低下し, 1/50rad 時に主筋が圧縮および引張降伏し荷重がほぼ一定となった。

表-4 実験結果および耐力計算値一覧

試験体名	ひび割れ						主筋降伏				最大耐力				耐力計算値								
	曲げ(正)		曲げ(負)		せん断(正)		せん断(負)		縦(正) ^{※2}		縦(負)		(正)		(負)		曲げ	せん断					
	Q	R ^{※1}	Q	R	Q	R	Q	R	Q	R	Q	R	Q	R	Q	R	cQmu	cQsu					
	kN	rad	kN	rad	kN	rad	kN	rad	kN	rad	kN	rad	kN	rad	kN	rad	kN	kN					
No.1	272	1.5	-288	-1.7	453	5.0	-403	-3.8	567	9.4	-542	-8.7	581	12.5	-582	-12.0	614	39.4	-652	-35.4	576	377	918
No.2	170	1.5	-166	-1.3	-	-	-407	-20.0	350	8.7	-328	-7.7	359	10.0	-354	-10.0	411	19.0	-412	-38.7			
No.3	-	-	-	-	429	18.7	-451	-38.0	251	2.9	-270	-4.0	356	8.4	-300	-7.0	460	56.1	-453	-36.0			
No.4	-	-	-	-	376	14.7	-414	-18.4	173	1.7	-175	-1.7	319	8.3	-301	-7.3	413	37.4	-461	-38.0			
No.5	-	-	-	-	-	-	-	-	122	1.6	-182	-1.6	370	25.4	-397	-24.0	376	36.1	-412	-40.0			

※1: Rは $\times 10^{-3}$ ※2: No.1は角部の縦ひび割れ cQmu: 建築物の構造関係技術基準書(2015) 多段配筋の曲げ終局強度式 cQsu: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保障型耐震設計指針・同解説 せん断強度式 ($R_p=1/50$)

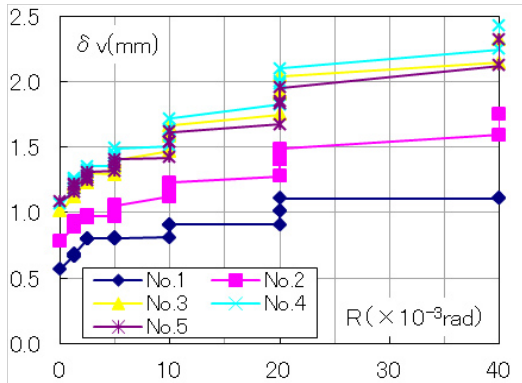


図-11 軸変形の推移

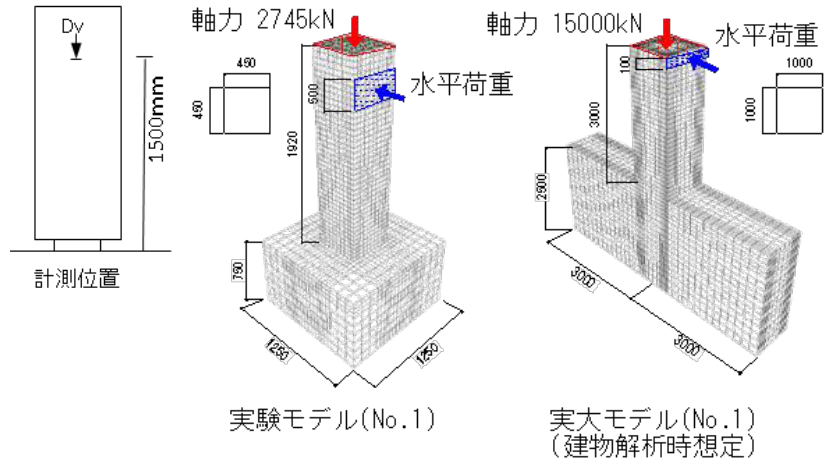


図-12 解析モデル概要

柱縮小部に鋼管を用いた No.3 は、1/200rad 時に脚部断面中央位置に縦ひび割れが生じ (①)、1/100rad 時に主筋が圧縮降伏し、その後、横ひび割れを生じつつ剛性が低下しはじめ、1/50rad 時に引張側主筋の降伏にともない荷重がほぼ一定となった。図-8 に示すように同変形時における脚部のひび割れ本数は、No.1 と比べて No.3 は少なく、柱縮小部に損傷が集中していることがわかる。

同様に鋼管を用いて主筋の一部に付着除去区間を設けた No.5 は、1/400rad 時に縦ひび割れを生じ、1/25rad 時に圧縮側および引張側の主筋がほぼ同時に降伏して荷重が一定となった。No.3 と比べて縦ひび割れの発生が早期に生じること、曲げ降伏の時期が遅くなること、および加力初期から他試験体に対して剛性が小さいことは、主筋の付着除去の影響である。

柱縮小部に鋼板を用いた No.4 は 1/400rad 時に縦ひび割れが生じ、1/100rad 時に主筋が圧縮降伏し、徐々に剛性が低下し 1/50rad 時の主筋の引張降伏にともない荷重が一定となった。

各試験体の初期剛性 (原点から 1/800rad での評価) を図-10 内に示す。柱縮小部のある試験体 No.2~5 の剛性低減効果は、54~69%程度であった。その中でも主筋の付着除去を行った No.5 の剛性低減効果は 54%と他試験体に対して大きかった。

軸変形の推移を図-11 に示す。軸変形は、脚部から

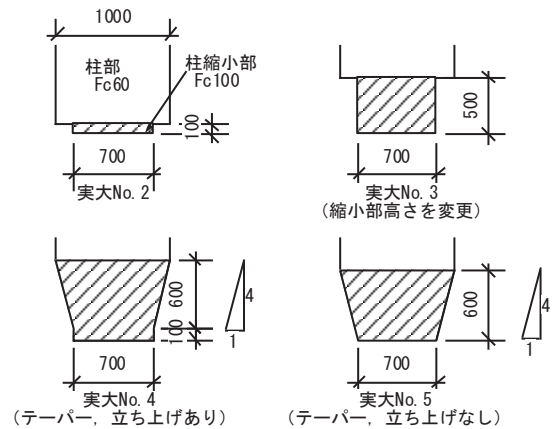


図-13 解析モデル一覧

1500mm の高さに設置した変位計の鉛直方向変位である。すべての試験体で、軸変形は部材角の進展と 1/100rad 以降の同変形での繰り返しの増加する傾向にあった。水平加力前の弾性状態から 1/50rad 終了時までの軸変形の増加量は、No.1 (0.54mm), No.2 (0.70mm), No.3 (1.04mm), No.4 (1.04mm), No.5 (0.87mm) であった。これらの値から、特に柱縮小部に鋼材系の材料を用いている No.3 (鋼管), No.4 (鋼板), No.5 (鋼管+主筋の付着除去) は、No.1 に比べて大きな値となっており、鋼管の端面や鋼板の角部と柱部コンクリートの接触面での局所的な破壊が一因と思われる。

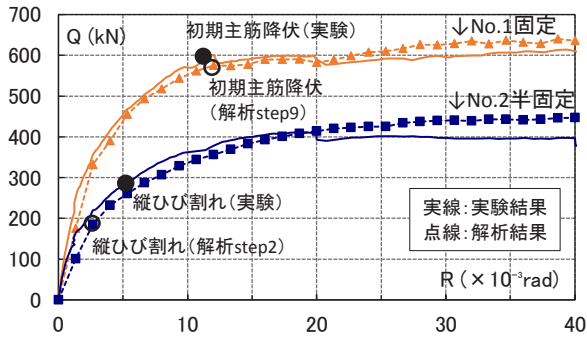


図-14 せん断力-部材角関係の比較

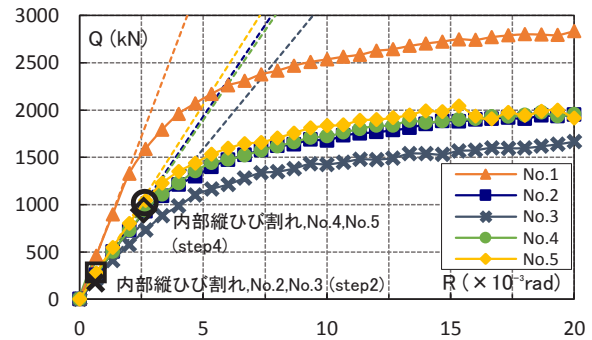
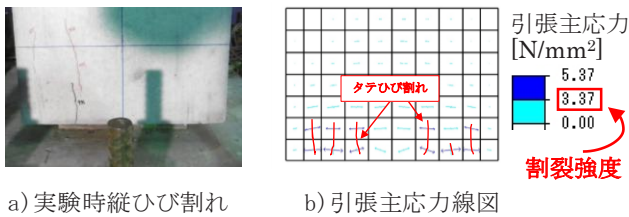


図-16 せん断力-部材角関係の比較



a) 実験時縦ひび割れ b) 引張主応力線図
図-15 早期の縦ひび割れ状況の比較 (No.2 1/200rad)

3. 内部応力の解析的検討

本章では、柱縮小部を有する柱の内部応力状態を把握し、2章で課題となった縦ひび割れの原因を明らかにすることを目的として、実験を実施した試験体のうち、通常柱のNo.1と柱縮小部をグラウトとしたNo.2について、有限要素法による材料非線形解析を行った結果について述べる。また、縦ひび割れを防止する新たな構造形状を提案し、解析を行うことで、有効な断面縮小方法について検討した。

解析には、汎用構造解析ソフト MIDAS/iGen を用い、柱上面に一定軸力を作用させながら水平力を加える静的増分載荷を行なった。

(1) 解析モデル

解析モデルの概要を図-12 に、新たな構造形状を含む解析モデル一覧を図-13 に示す。コンクリートはソリッド要素、鉄筋をトラス要素でモデル化し、材料非線形解析を行った。コンクリートと鉄筋の付着は十分あるものとし、鉄筋の抜け出しはないものとした。コンクリートの降伏判定には Mohr-Coulomb の破壊基準を、鉄筋の降伏判定には Von Mises の降伏条件を用い、鉄筋の降伏後の剛性は弾性剛性の 1/100 とした。

解析モデル⁵⁾は、2章の No.1, No.2 の実験を再現した 2 ケース (実験モデル: 実験 No.1~2) と、新たな構造形状の検討に用いた 5 ケース (実大モデル: 実大 No.1~5) の計 7 ケースである。また、実大モデルは⁶⁾

柱縮小部のない一般的な柱である実大 No.1、柱縮小部高さを 100mm とした実大 No.2、断面切り替え位置 (以下、切替部) を高くして縦ひび割れ発生位置の曲げモーメントを低減する実大 No.3、絞りにテーパを付与することで急激な断面変化をなくした実大 No.4、基礎梁から直接テーパを立ち上げた実大 No.5 で構成されており、構成則は、2章の実験結果と実験モデルによる解析結果で妥当性を確認したものを用いた。

(2) 解析結果

実験モデルと実験結果のせん断力-部材角関係の比較を図-14 に示す。実験 No.1, 実験 No.2 とともに、実験結果と解析結果がよく一致しており、解析モデルの妥当性が確認できる。

早期の縦ひび割れ状況の比較を図-15 に示す。解析での縦ひび割れは、引張主応力がコンクリートの割裂強度を超えた場合に生じ、その方向は圧縮主応力と同方向である。また図では、解析結果の縦ひび割れの方が早く進展しているが、実験は目視のためにひび割れの確認が遅れる傾向にあり、実際は観察よりも早いタイミングでひび割れが生じていたものと推察できる。しかし、ひび割れの発生箇所や方向などは実験時の縦ひび割れとよく一致する結果が得られたため、解析による実験結果の再現性は高いものと思われる。

次に、構造形状による比較検討を行う。解析を行った実大 No.1~5 における、せん断力-部材角関係の比較を図-16 に示す。実大 No.1 に対して、全ての半固定モデルで剛性低減効果が確認できた。急激な断面変化のある実大 No.2, 実大 No.3 に対して、テーパを付与した実大 No.4, 実大 No.5 は、縦ひび割れの発生が遅くなる傾向にあった。また、縦ひび割れはせん断力-部材角関係の概ね弾性範囲 (直線上) で発生している。そこで、次節では弾性解析による検討から、構造形状による縦ひび割れ発生の違いを定量的に把握する。

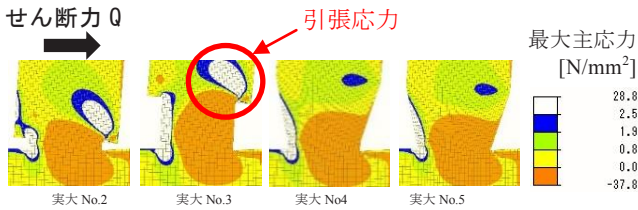


図-17 最大主応力分布の比較

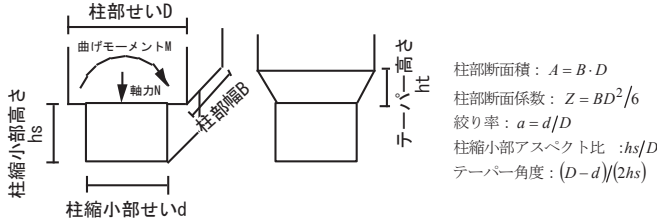


図-18 解析パラメータ

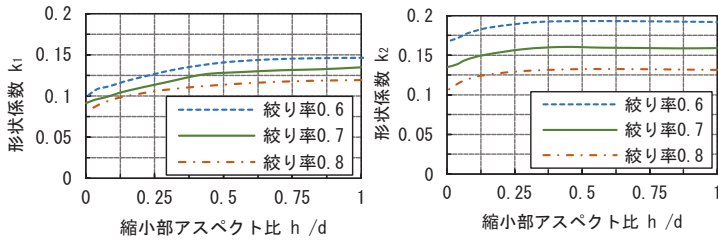


図-19 形状係数 k と構造形状の関係

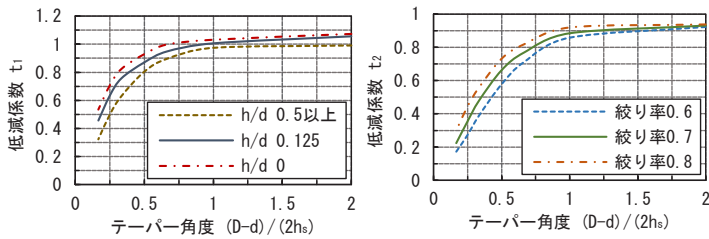


図-20 低減係数 t と構造形状の関係

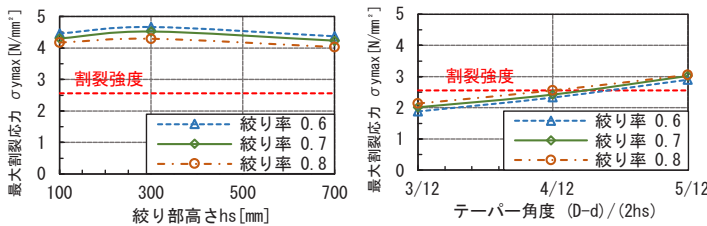


図-21 構造形状による縦ひび割れの検討

(3) 最大割裂応力の推定式

同一せん断力時の最大主応力分布の比較を図-17に示す。実大 No.2～実大 No.5 に共通して、縦ひび割れの原因となる引張応力が、柱圧縮側の柱縮小部端直上を最大として分布している。また、実大 No.4, 実大 No.5 は実大 No.2, 実大 No.3 に比べて最大引張応力が小さく、縦ひび割れの発生タイミングが遅くなる。このことは、前節の解析と同様な結果である。以降では、最大引張応力 $\sigma_{y\max}$ について、図-18 に示す解析パラメータに基づい

表-5 試験体一覧

試験体	柱部						その他
	断面			コンクリート強度	配筋		
	B [mm]	D [mm]	Lg [mm]	Fc [N/mm²]	主筋	せん断補強筋	
No.6	450	450	1740	60	16-D19 (SD490)	5-D6@45 (SHD685)	前回試験と同様
No.7	450	450	1785	60	16-D19 (SD490)	5-D6@45 (SHD685)	
No.8	450	450	1650	60	16-D19 (SD490)	5-D6@45 (SHD685)	

試験体	柱縮小部						その他
	断面			コンクリート強度	配筋		
	B [mm]	D [mm]	Ls [mm]	Fc [N/mm²]	主筋	せん断補強筋	
No.6	360	360	180	100	16-D19 (SD490)	5-D6@45 (SHD685)	等価テーパ角度 3/12
No.7	360	360	135	100	16-D19 (SD490)	5-D6@45 (SHD685)	等価テーパ角度 4/12
No.8	360	360	270	100	16-D19 (SD490)	5-D6@45 (SHD685)	等価テーパなし

Lg: 断面変更点から試験体最上部までの長さ, Ls: 柱脚部から断面変更点までの長さ
 ※1 テーパー付き試験体の脚部には45mmの立ち上がりを設ける
 ※2 等価テーパ角度 = (柱部D - 柱縮小部D) / (2Ls)

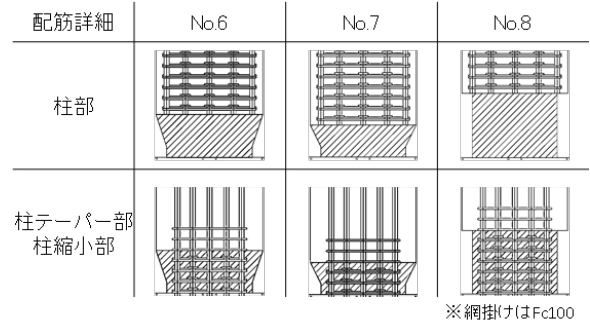


図-22 試験体図

$$\sigma_{y\max} = k_1 \cdot t_1 \frac{N}{A} + k_2 \cdot t_2 \frac{M}{Z} \quad \left(\frac{N}{\text{mm}^2} \right) \quad (1)$$

N: 柱軸力 (N) A: 柱断面積 (mm²)

M: 柱脚部の曲げモーメント (N·mm) Z: 柱の断面係数 (mm³)

k₁, k₂: 絞り率と柱縮小部のアスペクト比から決まる形状係数

t₁, t₂: テーパー角度から決まる低減係数 (なしの場合は1.0)

て 120 パターンの弾性解析を行い、推定式(1)を得た。ここで、k₁ および k₂ は絞り率と柱縮小部のアスペクト比により決まる形状係数であり、t₁ および t₂ はテーパを付与した場合にテーパ角度により決まる低減係数であり (テーパがない場合は 1.0), それぞれ図-19 および図-20 を用いて求められる。

式(1)を用いて計算した構造形状の違いによる縦ひび割れの検討結果を図-21 に示す。最大引張応力は絞り高さにさほど影響は受けないが、テーパ角度に大きく影響を受けることが確認できた。とくに、テーパ角度が 4/12 以下とした場合には、最大引張力が割裂強度より小さくなり、縦ひび割れを抑制できていることがわかる。また、絞り率の違いは、最大引張応力にほとんど影響を与えないことがわかった。

4. テーパー部を有する柱の構造実験

脚部を半固定²⁾とする柱縮小部を設けた2章の実験結果では、部材角 R=1/400 程度で柱縮小部の上部に縦ひび割れが生じている。これは3章の FEM 解析でも同様に

表-6 材料試験結果一覧

(鋼材)						
部位	種類	降伏点	引張強度	弾性係数	降伏ひずみ	伸び
		N/mm ²	N/mm ²	(×10 ³)N/mm ²	μ (×10 ³)	%
主筋	D19(SD490)	533	697	1.94	2920	19
せん断補強筋	D6(SHD685)	724	950	1.86	3890	10

(コンクリート)			
部位	コンクリート		
	圧縮強度	弾性係数	割裂強度
	N/mm ²	(×10 ³)N/mm ²	N/mm ²
柱	69.0	3.31	4.05
テーパ部	92.8	3.79	4.81

表-7 実験結果一覧

試験体	計算値		実験値					
	曲げ耐力 kN	せん断耐力 kN	曲げ圧縮降伏耐力 kN		最大耐力 kN		最大耐力(実験) 曲げ耐力(計算) (×10 ³)kN/rad	初期剛性 (×10 ⁴)kN/rad
			正加力	負加力	正加力	負加力		
No.6	463	561	404	-446	476	-477	1.03	10.7
No.7			444	-408	496	-451	1.02	10.9
No.8			406	-401	429	-421	0.92	9.6

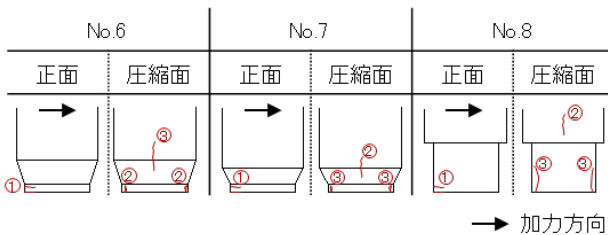


図-23 初期ひび割れ進展図

確認されている。この縦ひび割れにより、柱縮小部が柱部に押し込まれるため、一旦ひび割れが生じると、押し込まれる現象はそのまま進展する傾向にある。また、3章の FEM 解析により、この縦ひび割れは柱部と柱縮小部の間にテーパ部を設け、断面積を連続的に切替えることで緩和できることを示した。

本章では、柱部と柱縮小部の間にテーパ部を設けた場合と柱縮小部を高さ方向に延長した場合の縦ひび割れの制御効果および固定度低減効果を把握することを目的として実施した実験について報告する。

(1) 試験体および実験方法

試験体一覧を表-5 に示す。試験体は、2章の試験体の柱縮小部と柱部の間にテーパ部を設け、テーパ部の角度を変えた2体と柱縮小部を直線的に延長した1体の合計3体である。各試験体の柱部、テーパ部、縮小部の形状と配筋を図-22 に示す。図の上段が柱部であり、下段が柱テーパ部と柱縮小部である。配筋の切替は、あき重ね継ぎ手の配筋方法を参考にしている。なお、主筋は D19(SD490)であり、せん断補強筋は D6(SD685)である。表-5、図-22 より、各試験体ともに柱部に対する柱縮小部の長さ比(絞り率)は 0.8 である。表中に示した定義より、No.6 の等価テーパ角度は 3/12 であり、No.7 は 4/12 である。また、両試験体の立ち上がりの高さは 45mm である。コンクリート強度は、柱部が Fc60

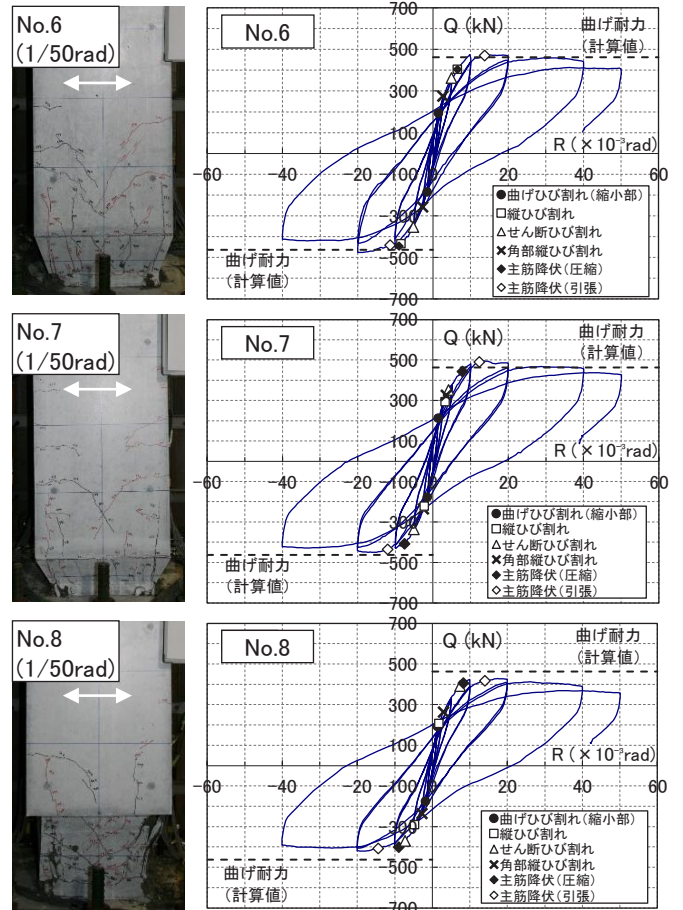


図-24 せん断力-部材角関係 (R=1/50 時ひび割れ)

であり、柱縮小部とテーパ部が Fc100 であり、図-22 の網掛け領域は Fc100 を示している。

材料試験結果一覧を表-6 に示す。主筋の降伏点は 533N/mm² であり、せん断補強筋は 724N/mm² である。またコンクリート強度は柱部が 69.0N/mm²、柱縮小部が 92.8N/mm² である。加力方法は、2章と同様に片持ち柱形式のものである。柱部の設計基準強度に対して 0.25 の一定軸力を載荷し、正負交番繰り返し漸増載荷を行った。加力スケジュールおよび計測項目は、2章と同様である。

(2) 実験結果

実験結果一覧を表-7 に、初期ひび割れの発生状況を図-23 に、せん断力-部材角関係と部材角 R=1/50 時のひび割れ状況を図-24 に示す。図-23、図-24 より、No.6 は最初に柱縮小部に曲げひび割れ (1) が生じ、続いて圧縮側のコンクリートの角部に縦方向のひび割れ (2) が生じ、最後に柱部とテーパ部にかけて縦ひび割れ (3) が生じた。縦ひび割れの生じた部材角は R=1/186 であり、2章の試験体の 1/400 より大きい値である。表-7 より、最大耐力は、正加力 476kN、負加力

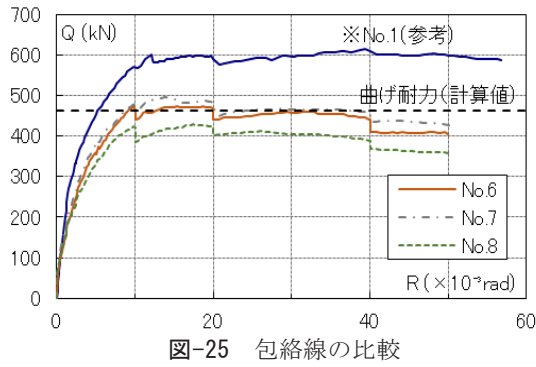


図-25 包絡線の比較

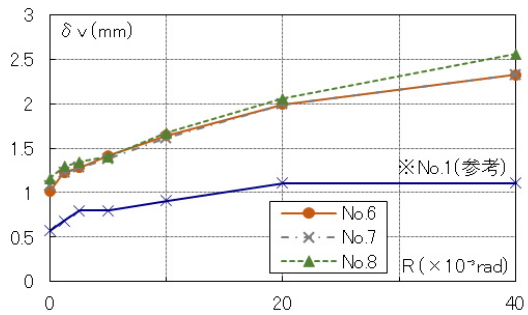


図-26 軸変形の比較

-477kN であり、技術基準解説書³⁾の計算耐力との比は 1.03 であった。また、初期剛性は、正加力と負加力のそれぞれに対して部材角 $R=1/800$ の時点で評価し、その値は $10.7 \times 10^4 \text{ kN/rad}$ であった。

No.7 は最初に柱縮小部に曲げひび割れ (①) が生じ、続いて柱部とテーパ部にかけて縦ひび割れ (②) が生じ、最後に圧縮側のコンクリートの角部に縦方向のひび割れ (③) が生じた。縦ひび割れの生じた部材角は $R=1/306$ である。表-7 より、最大耐力は正加力 496kN、負加力-451kN であり、計算耐力との比は 1.02 であった。この値は No.6 とほぼ同等である。また、初期剛性は $10.9 \times 10^4 \text{ kN/rad}$ であり、No.6 より若干大きい。

No.8 は最初に柱縮小部に曲げひび割れ (①) が発生し、続いて柱部に縦ひび割れ (②) が生じ、最後に圧縮側のコンクリートの角部に縦方向のひび割れ (③) が生じた。縦ひび割れの生じた部材角は $R=1/538$ である。表-7 より、最大耐力は正加力 429kN、負加力-421kN であり、計算耐力との比は 0.92 であり、No.6,7 に比べて小さい値となっている。また、初期剛性は $9.5 \times 10^4 \text{ kN/rad}$ であり、3 体の中で最も小さい値となった。

図-25 に各試験体の包絡線を比較して示す。図中には、参考値として 2 章の標準柱である No.1 を重ねて示している。図より、各試験体ともに No.1 より剛性および曲げ耐力が低減している。柱縮小部とテーパ部を設けることで柱の脚部の固定度が低減している。

図-26 に軸変形を比較して示す。各試験体の軸方向変形量はほぼ同等である。これは柱縮小部のない No.1 の

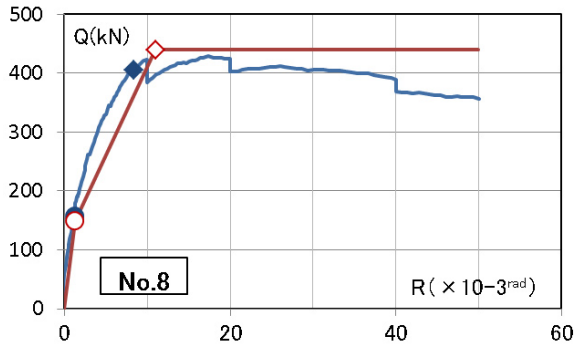
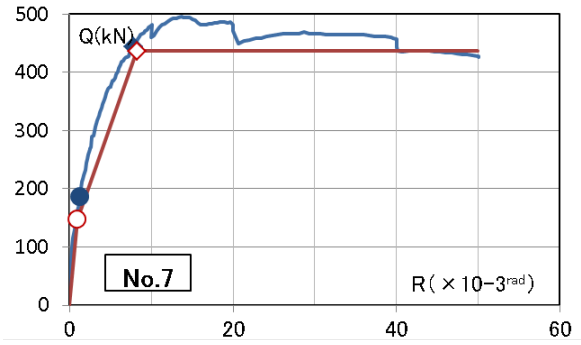
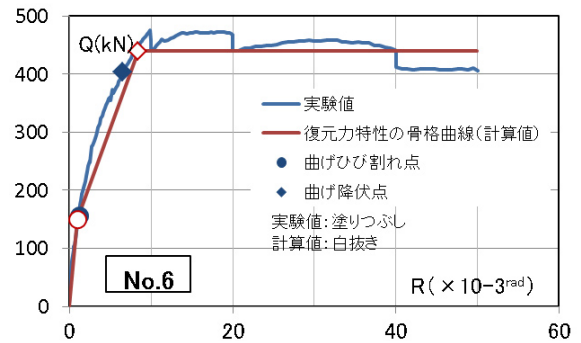


図-27 荷重-部材角関係の実験値と復元力特性の骨格曲線との比較 (正載荷)

表-8 骨格曲線の緒元一覧

試験体	初期剛性 K_0 ($\text{kN/rad} \times 10^3$)		降伏時 剛性低下率 α_y		曲げひび割れ耐力 Q_{cr} (kN)		曲げ降伏耐力 Q_y (kN)	
	実験値	計算値	実験値	計算値	実験値	計算値	実験値	計算値
No.7	122	156	0.50	0.34	156	150	404	440
No.8	126	159	0.43	0.33	187	148	444	437
No.10	103	120	0.45	0.33	158	149	406	440

K_0 計算値: FEM解析による値

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64n \cdot p_t + 0.043a/D + 0.33\eta_0) \cdot \left(\frac{d}{D}\right)^2$$

n : ヤング係数比
 p_t : 引張鉄筋比
 a : シアスパン長さ (mm)
 D : 柱せい (mm)
 η_0 : 軸力比
 d : 有効せい (mm)

$$Q_{cr} = \left(0.56\sqrt{\sigma_B} \cdot Ze + N \cdot D/6\right) / a$$

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)
 Ze : 柱断面の断面係数 (mm^3)
 N : 柱の軸力 (N/mm^2)

$$Q_y = \{g_1 \cdot q + 0.5\eta_0(1 - \eta_0)\} \sigma_B \cdot b \cdot D^2$$

$g_1 = j_t/D$
 $q = p_t \cdot \alpha_y / \sigma_B$
 j_t : 引張圧縮鉄筋重心間距 離 (mm)

約 2 倍の値である。この軸方向変形は、断面積が小さくなったことによる影響と考えられるが、柱縮小部が柱部の内部に押し込まれるような状況は確認されなかった。

(3) 復元力特性の評価

荷重一部材角関係の実験値と復元力特性の骨格曲線との比較(正載荷)を図-27に、骨格曲線の緒元一覧を表-8に示す。なお、骨格曲線の初期剛性 K_{θ} はFEM解析の値を、降伏時剛性低下率 α_y は最小断面部での計算値を用いている。

上述した計算条件によって求めた骨格曲線は、曲げ降伏以降に徐々に耐力を減じたNo.8を除く、No.6、No.7の実験値と概ね対応がとれていることがわかる。

5. まとめ

RC造1階における柱脚部の固定度を低減することで柱の曲げモーメントの応力分配を制御し、合理的なRC造建物を実現することを目的に、応力解析、構造実験、有限要素法解析を行い、以下のことがわかった。

- ① 応力解析結果より、本構法の適用は、アスペクト比が大きく、建物全体に曲げ変形の影響が大きな建物に対して有効であると考えられる。
- ② 構造実験結果より、柱脚部に柱縮小部を設けた柱部材の剛性は、一般的な柱部材に対して概ね60%となり、固定度の低減効果が確認できた。
- ③ 構造実験結果より、柱縮小部に鋼材系の材料を用いた試験体の軸変形は、鋼管の端面や鋼板の角部と柱部コンクリートの接触面での部分的な破壊、および柱部に生じる縦ひび割れの影響により、一般的な柱部材に比べて大きくなる傾向を示した。
- ④ 有限要素解析およびその結果を反映した構造実験結果より、早期の縦ひび割れ、および軸変形の増大を抑制するためには、柱縮小部にテーパーを設けることが有効であり、その角度は4/12以下であると、より

効果的であることを確認した。

- ⑤ 脚部にテーパー部を有する柱部材の骨格曲線は、最小断面部で計算した降伏時剛性低下率 α_y を用いることで、荷重一部材角関係の実験値との対応が良いことがわかった。

謝辞：本開発を行うにあたり、東京理科大学 高橋治教授にご指導いただきました。また、卒業研究生 武居宗太郎氏には、実験および解析でご協力をいただきました。ここに深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 吉松敏行, 西村憲義, 許斐光生, 他: 場所打ち杭用杭頭半固定工法の開発, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.349-366, 2006
- 2) 長嶋龍太郎, 小田稔, 平田裕一, 田野健治, 伊藤彰, 高岡雄二: 杭頭・基礎梁端部・1階柱脚の半固定工法の解析的検討: 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.589-590, 2015
- 3) 建築物の構造関係技術基準解説書: 国土交通省国土技術政策総合研究所 国立研究開発法人建築研究所, p.656, 2015
- 4) 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説: 日本建築学会, pp.142-162, 1997
- 5) 藤井学: コンクリート構造物における局部応力とその設計について, コンクリート工学総説, Vol.14, No.10, Oct, 1976
- 6) 大塚克己, 西村憲義, 他: 場所打ち杭用杭頭半固定工法の開発 その4 杭頭接合部 FEM 解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), pp.355-366, 2006