論文　プレキャスト柱部材の接合部に用いる鋼管拘束型継手の性能評価

土井　至朗[*1]・石橋　忠良[*2]・松岡　茂[*3]・安保　知紀[*4]

要旨：建設工事現場における生産性向上の取り組みの一つとして，プレキャスト工法の適用が挙げられる。プレキャスト部材同士の接合作業の省力化を目的に，軸方向鉄筋の重ね継手部を鋼管で拘束する工法を開発した。本研究では，継手の高応力繰返し性能を確認するため，プレキャスト柱部材を模擬した試験体を製作し，交番載荷実験を行った。その結果，継手を設けた柱は継手のない柱と同等の耐力，変形性能を有し，試験終了後も継手には大きな損傷がないことが確認できた。

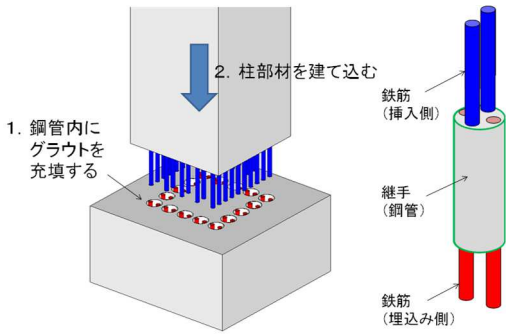
キーワード：鉄筋継手，静的耐力，高応力繰返し性能

1. はじめに

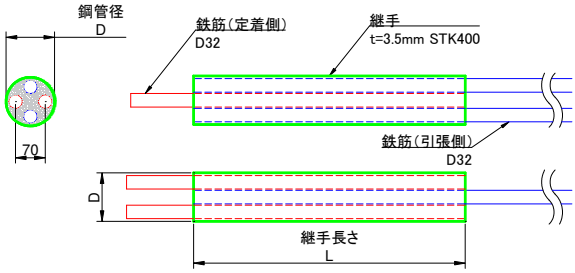
建設業界では，今後技能労働者が減少していくなかで，現場での生産性向上の必要性が増している。生産性向上の取組みの中で，鉄筋コンクリート構造物を構築する工事においてもプレキャスト工法の適用が進められている。プレキャスト工法では，鉄筋の継手構造が，施工性や部材性能に関わる重要な要素となる。一般的には，鉄筋の継手には機械式継手工法が多く用いられるが，高い製作精度や施工精度が要求されるほか，接合後に各継手内へのグラウト注入，帯筋の設置，型枠の組立て，コンクリート打設等の手間が発生する。筆者らは接合部の施工の省力化を目的に新しい継手構造を考案し，継手の引張試験を行い，静的耐力，破壊性状を確認した [1)]。今回は，高応力繰り返し性能を確認するため，実大規模の試験体を製作し，柱部材の正負交番載荷試験を実施したので，その結果について報告する。

2. 継手概要

筆者らが考案した継手構造の概要を**図－１**に示す。基礎部内に軸方向の定着鉄筋と，それを内包するように鋼管を設置しておき，柱部材を上方から設置し，柱の軸方向鉄筋を鋼管内に挿入するものである。軸方向鉄筋は２本一組とし，埋め込み側の鉄筋は，柱側の鉄筋と 90 度ずらした並びとなっている。部材の接合手順は，(1) 基礎部に設置した継手となる鋼管内にグラウトを注入する。(2) 上からプレキャスト柱部材を建て込む。という工程で完了するため，現場での省力化が期待できる。



図－１　工法概要



図－２　試験体概要

表－１　試験ケース（引張試験）

試験体	鉄筋	継手（鋼管）長さ	鋼管径
39-5φ-114	SD390	5φ(160mm)	φ114.3
39-10φ-114		10φ(320mm)	
39-15φ-114		15φ(480mm)	
39-20φ-114		20φ(640mm)	
39-10φ-140		10φ(320mm)	φ139.8
39-15φ-140		15φ(480mm)	
39-20φ-140		20φ(640mm)	
49-15φ-114	SD490	15φ(480mm)	φ114.3
49-20φ-114		20φ(640mm)	
49-15φ-140		15φ(480mm)	φ139.8
49-20φ-140		20φ(640mm)	

3. 引張試験

3.1 試験概要

過去に筆者らが実施した引張試験 [1)]の試験体概要を**図－２**，試験ケース一覧を**表－１**に示す。試験のパラメー

*1 鉄建建設（株）　建設技術総合センター　研究開発センター　(正会員)
*2 JR 東日本コンサルタンツ（株）　技術統括　工博　(名誉会員)
*3 鉄建建設（株）　土木本部　副本部長　工博　(正会員)
*4 鉄建建設（株）　建設技術総合センター　研究開発センター　博（工）　(正会員)

タは鉄筋規格，継手となる鋼管の長さ，鋼管径とし，合計 11 ケース実施した。鋼管の板厚はいずれも 3.5mm であり，汎用性の高い一般構造用炭素鋼鋼管（STK400）を使用した。試験体にはネジ節鉄筋を使用し，鋼管内で定着側と引張側それぞれ２本の鉄筋を重ね，鋼管内にグラウト（無収縮モルタル）を充填した。試験体 49-20φ-140 のグラウト充填前の状況を**写真－１**に示す。この試験体のグラウトの一軸圧縮強度は，55.7N/mm^2 であった。

載荷は，鉄筋両端部に載荷プレートを設置してナットで固定し，大型のセンターホールジャッキで 2 本の鉄筋を同時に引っ張って実施した。

3.3 試験結果

鉄筋の応力とひずみの関係を**図－３**に示す。引張試験の結果では，いずれの試験体も鉄筋の破断は見られず，継手長を 20φとすることで，鉄筋単体の引張強度の規格値以上の継手強度を有する結果であった。これより，後述する交番載荷試験の試験体では継手長を 20φとした。

試験体 49-20φ-140 の鉄筋の応力と鋼管の周方向ひずみの関係を**図－４**に示す。載荷開始後，鋼管端部には引張の周方向ひずみが発生し，鋼管中央には圧縮の周方向ひずみが発生した。鉄筋の応力が増大するにしたがい中央の周方向ひずみは徐々に引張側に転じ，ひずみが急激に増加して鉄筋の応力が最大値を記録したのち，鉄筋が抜け出した。

写真－２に試験終了後の試験体の状況を示す。鋼管端部ではグラウトはコーン状の破壊が起きており，鋼管を撤去すると，内部のグラウトには鉄筋に沿った付着割裂破壊が発生していることが確認できた。

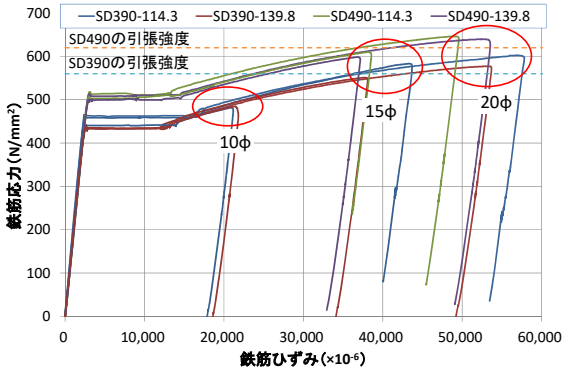
4. 交番載荷試験

4.1 試験体概要

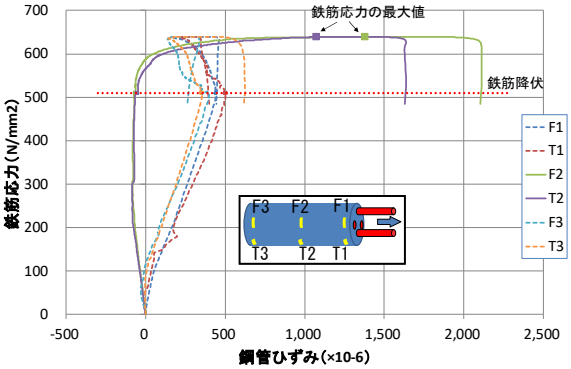
試験体概要を**図－５**，試験体諸元を**表－２**に示す。試験体 No.1 は継手をフーチング内に埋め込み，基礎と柱の接合を対象とした。試験体 No.2 は柱の基部に継手を設け，柱同士の接合を対象とした。試験体 No.3 は柱頭部を模擬し，桁受け部を設けた形状としており実際の構造物とは天地が逆の状態となる。試験体の軸方向鉄筋は D32 SD490 を使用し，継手の鋼管長さは軸方向鉄筋径の 20 倍の 640mm とし，鋼管径は施工性を考慮しφ139.8mm とした。さらに，鋼管による拘束力を向上させるため，板厚は引張試験時の 3.5mm より厚くし 6.6mm とした。No.1 と No.3 には柱の変形性能を向上させるために柱基部 1D 区間の軸方向鉄筋内側にスパイラル鉄筋 [2)]を配置した。スパイラル鉄筋は，公称径 7.1mm の細径異形 PC 鋼棒 SBPD1275/1420 を 17.1mm ピッチで配置した。

試験体のフーチングと柱はそれぞれ分けて製作し，実験場内に搬入した後，試験体の組立てを行った。フーチング上の柱設置箇所には，**写真－３**に示すように柱の鉛直性を確保するためのスペーサーと，位置合わせのため

写真－１　試験体グラウト充填前

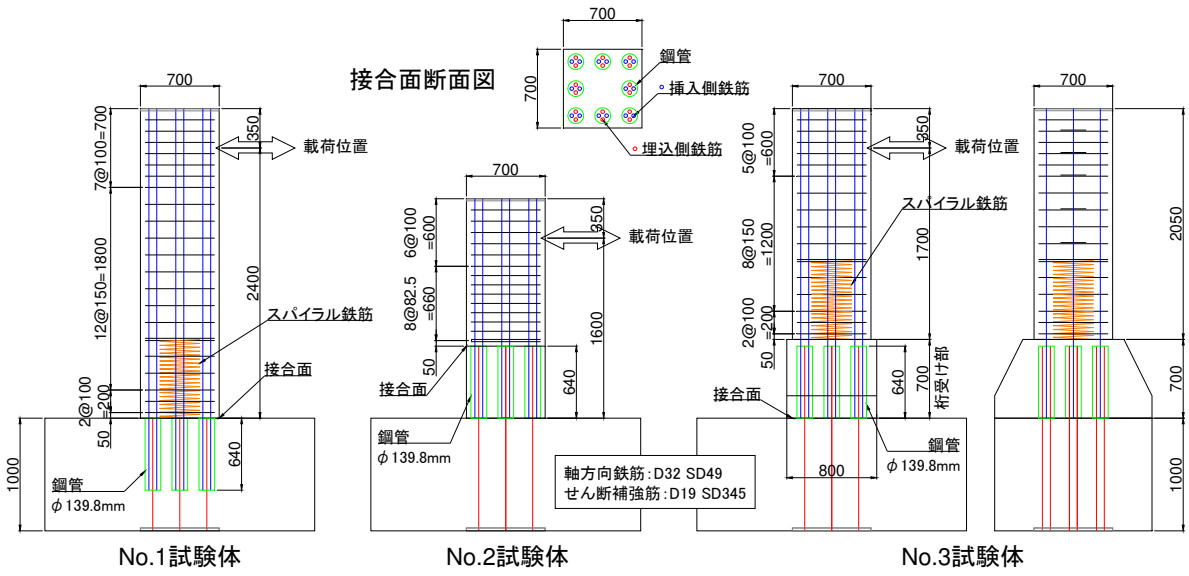


図－３ 鉄筋応力と鉄筋ひずみの関係



図－４ 鉄筋応力と鋼管の周方向ひずみの関係

写真－２　引張試験の破壊状況



図－５　交番載荷試験体

表－２　交番載荷試験体諸元

	継手位置	接合面	柱断面寸法 (mm)	せん断スパン (mm)	コンクリート強度 (N/mm^2)	継手充填無収縮グラウト強度 (N/mm^2)
No.1	フーチング内	基礎と柱の境界	700×700	2400	28.5	72.6
No.2	柱基部	基礎から640mm		1600	33.5	66.0
No.3	柱基部	基礎と柱の境界		2400	32.8	86.1

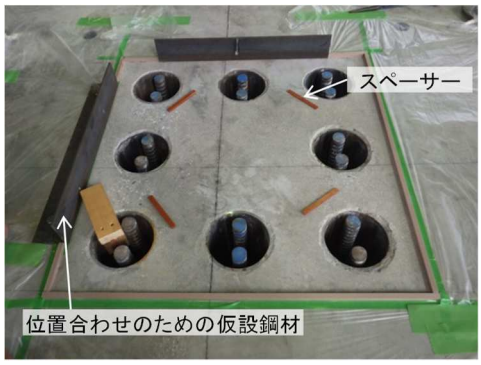
の仮設鋼材を予め設置し，柱の建込みを行った。柱の建込み状況を**写真－４**に示す。No.1 と No.2 の柱の建込み手順は，(1) 継手鋼管内にグラウトを継手開口面から流し込む (2) 柱を上方から所定の位置に下ろす (3) 柱の鉛直性の確認を行う。以上で建込み完了とした。No.1，No.2 は柱の立て起こしからグラウト注入，柱設置まで約 15 分で作業を完了した。

No.3 は接合面の上側に継手鋼管が配置されており継手の開口面が下側となるため，柱を建て込んだあと，桁受け部にあらかじめ設けておいたグラウト注入孔より継手内部へグラウトを注入した。

4.2 載荷方法

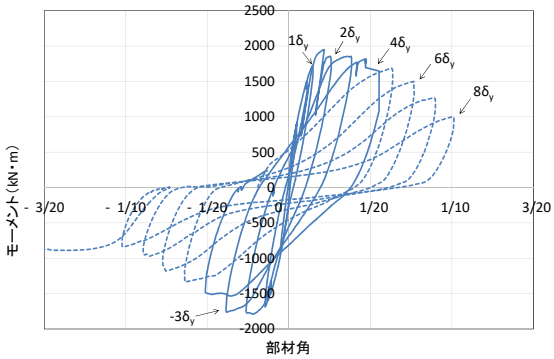
載荷は，一定の軸力（1.0N/mm^2）を保持した状態で水平変位を与え，軸方向鉄筋が降伏したときの水平変位を 1δ$_y$として，その整数倍で変位を漸増させる正負交番載荷とした。各δ$_y$の載荷は 1 回ずつとした。試験体 No.1 は，図－５に示すように柱の軸方向鉄筋が継手長さ分フーチングに埋め込まれ，基部の載荷方向の鉄筋が 2 段配置となることから，最外縁の軸方向鉄筋が降伏したときの水平変位と 2 段目の軸方向鉄筋が降伏したときの水平変位の平均を 1δ$_y$とした。

なお，No.1 では 4δ$_y$，No.3 では 6δ$_y$に達した時点で水平ジャッキのストロークと鉛直ジャッキの移動量がほ

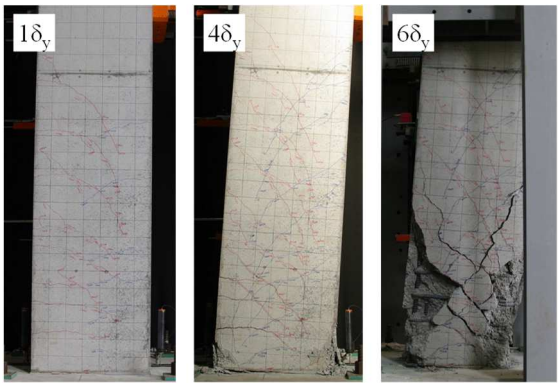


写真－３　フーチング上面の柱設置箇所

写真－４　試験体組立状況



図－６　M-θ履歴（試験体 No. 1）



写真－５　損傷状況（試験体 No. 1）

ぼ限界まで達したため，以降の載荷は水平ジャッキの位置を 800mm 下げせん断スパンを 1600mm とし，鉛直ジャッキを取り外して試験を続行した。

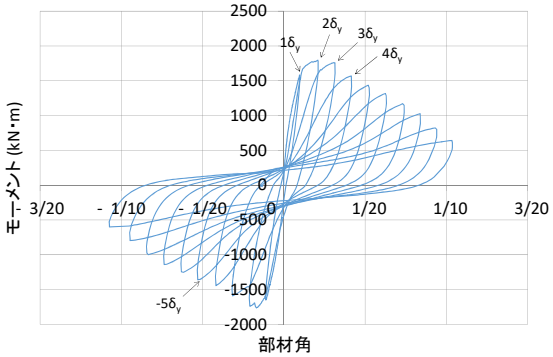
4.3 試験結果

(1) 試験体 No.1

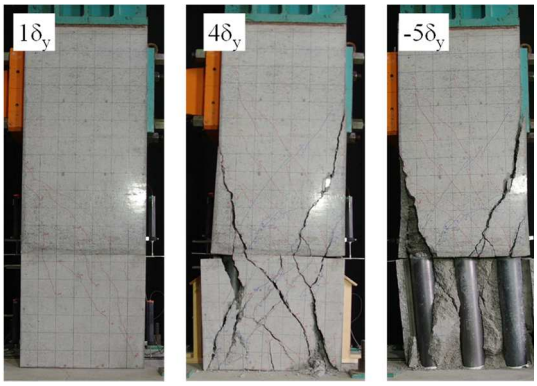
図－６に柱基部の曲げモーメントと部材角の関係を示す。部材角は，フーチングから 2400mm の位置（当初の載荷点高さ）の水平変位を 2400 で除した値とした。図中の実線は載荷点高さ 2400mm 時のもの，破線は載荷点高さを 1600mm に変更したあとの履歴を示す。正側では 4δy まで，負側では 3δy までは最大荷重以降も荷重をほぼ維持していたが，それ以降，コンクリートの損傷が大きくなるにつれ，荷重の落ち方が大きくなった。損傷状況を**写真－５**に示す。正側載荷時の部材角約 1/2180（載荷点変位 1.1mm）の時点で柱基部に曲げひび割れが発生し，1/93 (26.0mm) で柱基部最外縁の軸方向鉄筋が降伏，1/68 (35.0mm) で 2 段目の引張側軸方向鉄筋が降伏した。負側は部材角-1/90 (-26.6mm) で最外縁の鉄筋が降伏し，-1/69（-34.7mm）で 2 段目の鉄筋が降伏した。これらの鉄筋降伏時の変位を平均し，±1δy=30.6mm とした。その後，2δy で柱基部のコンクリートに圧壊 が見られ，変位が進むにつれ圧壊の領域が広がった。載荷点を下げて以降の載荷では載荷点と柱基部を結ぶ斜めひび割れが大きくなり，圧縮側では軸方向鉄筋に沿った付着割裂が見られた。6δy 以降はかぶりコンクリートの剥落が顕著となり，8δy の正負載荷後，負方向に押切り，試験終了とした。

(2) 試験体 No.2

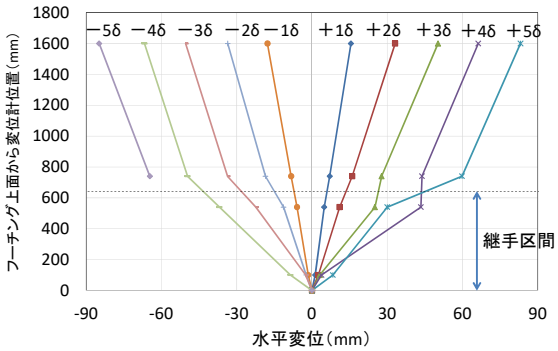
図－７に柱基部のモーメントと部材角の関係を示す。部材角は，フーチングから 1600mm の位置の水平変位を 1600 で除した値とした。**写真－６**に試験体の損傷状況を示す。試験体 No.2 は部材角約 1/320（載荷点変位 5mm）で曲げひび割れを柱基部に確認し，1/103（15.6mm）で基部の軸方向鉄筋が降伏，負側は-1/90（-17.7mm）で鉄筋が降伏した。これらの降伏時の変位を平均し±1δy=16.6mm とした。2δy で最大荷重 1123kN を観測し+3δy で載荷点から柱基部へ向かうひび割れが大きくなり，荷重が下がり始めた。+4δy 以降では，接合面より下の柱基部の鋼管周りのコンクリートの剥落が顕著となり，-5δy で載荷方向と直交する面（観察面）のコンクリートが



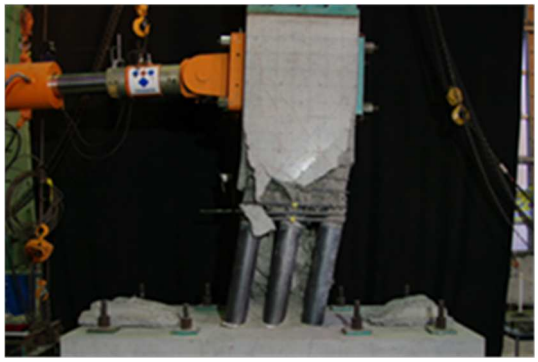
図－７　M-θ 履歴（試験体 No. 2）



写真－６　損傷状況（試験体 No. 2）



図－８　各δy 時の柱の変形（試験体 No. 2）



写真－７　10δy 時の変形状況（試験体 No. 2）

完全に落ち，鋼管が露出した。その後も荷重は下がり続けたが急激に落ちることはなく，10δ$_y$の正負載荷後，試験を終了した。

図－８に各δ$_y$時の柱の変形図を示す。 6δ$_y$以降の状態はかぶりコンクリートの剥落により継手区間の変位の計測が不可能になったため記載していないが，3δ$_y$付近から徐々に継手区間のせん断変形が大きくなり，10δ$_y$時には**写真－７**に示すように，柱基部の傾きに対し接合面よりも上部の柱の傾きが小さい変形状態となった。No.2 試験体では継手区間にはせん断補強筋を配置していないためこのような変形となったと考えられるが，せん断補強筋等を配置することで改善される可能性がある。

(3) 試験体 No.3

図－９に柱基部のモーメントと部材角の関係を示す。部材角は，フーチングから 2400mm の位置（当初の載荷点）の水平変位を 2400 で除した値とした。損傷状況を**写真－８**に示す。正側では部材角約 1/89（載荷点変位 27.0mm），負側では-1/94（-25.4mm）で柱基部最外縁の鉄筋が降伏し，±1δ$_y$=26.2mm とした。+2δ$_y$以降は荷重は微増にとどまり，正側では+4δ$_y$，負側では-5δ$_y$で最大荷重となり，柱基部の桁受け部圧縮側にひび割れが発生したが，正負ともに 6δ$_y$までは荷重はほぼ一定の値を保っていた。7δ$_y$で載荷点位置を下げて以降は桁受け上部から載荷位置にかけてのひび割れが急激に大きくなり荷重が落ちたが，桁受け部の損傷の進展はほとんど見られなかった。8δ$_y$の正負載荷後，負側に押し切って載荷を終了した。

(4) 計算値との比較

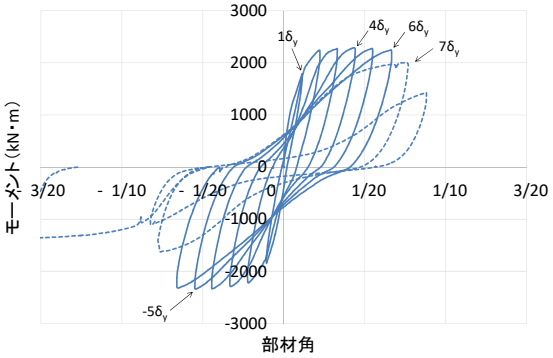
図－10 に試験体 No.1，No.2 の M-θ 関係の包絡線と鉄道構造物等設計標準・同解説　コンクリート構造 [3]（以下，鉄道標準）に従って算出した計算値を示す。No.1 では柱基部とフーチングをつなぐ軸方向鉄筋が 2 段配置であるため，軸方向鉄筋は重心位置に配置したものとして計算した。材料強度は実強度を使用した。同図より，引張鉄筋が降伏する Y 点までは実験結果と計算結果は比較的一致する結果となった。

表－３に鉄道標準にしたがって計算した Y 点，M 点（コンクリートの圧縮ひずみが 3500×10^{-6} に達する点）におけるモーメントと，各試験の 1δy 時および最大荷重時のモーメントを示す。No.1 では実験値のほうが若干高めの値となったが，No.2，No.3 では計算値とほぼ近い値となった。

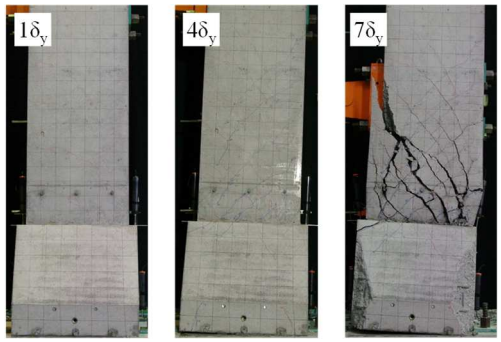
(5) 鋼管による拘束

各試験体の鋼管周方向のひずみを**図－11** に示す。ひずみゲージは鋼管軸方向中央に貼付した．各試験体とも，引張試験 [1]の結果と同様に，載荷初期に引張を受けるときに周方向には圧縮ひずみが発生した。載荷が進むに連れ周方向のひずみは徐々に増加していったが，いずれの試験体も鋼管は降伏までは至らなかった。特に，柱の変形の影響を最も受けやすいと思われる No.2 でも最大で 430×10^{-6} 程度であり，引張試験 [1]で鉄筋が鋼管内から抜け出すときに見られた周方向ひずみの急激な増大は起きなかった。

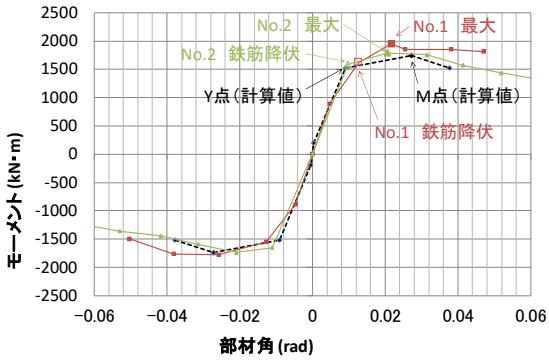
試験終了後の継手端部のグラウトの状況を**写真－９**に



図－９　M-θ 履歴（試験体 No. 3）



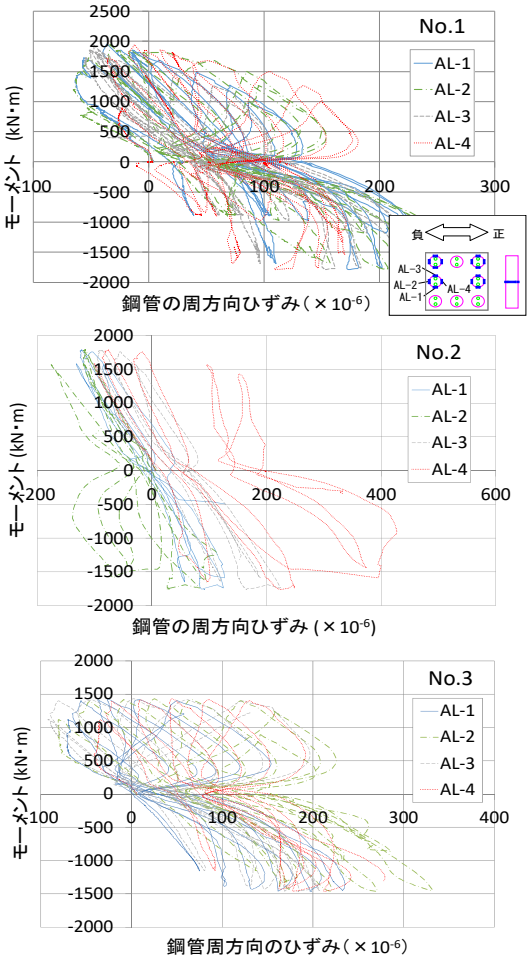
写真－８　ひび割れ発生状況（試験体 No. 3）



図－10　計算値との比較

表－３　各試験体の Y 点，M 点におけるモーメント

		No.1	No.2	No.3
Y点	実験値	1621	1584	1783
	計算値	1521	1546	1749
	実験値/計算値	1.07	1.02	1.02
M点	実験値	1948	1792	2291
	計算値	1743	1812	2232
	実験値/計算値	1.12	0.99	1.03

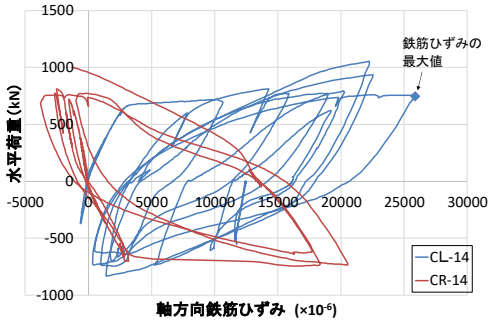


図－11　鋼管周方向のひずみ

写真－９　試験終了後の継手グラウトの状況

表－４　軸方向鉄筋の柱基部の最大ひずみ

	軸方向鉄筋の最大ひずみ（×10⁻⁶）	ひずみが最大となった箇所
No.1	25864	柱基部から25mm上側
No.2	23612	柱基部から50mm下側
No.3	18915	桁受け上部から25mm上側



図－12　試験体 No. 1 の軸方向鉄筋ひずみ

示す。グラウトは引張試験 [1]で見られたようなコーン状の破壊や付着割裂は見られず，このことからも鋼管内からの鉄筋の抜け出しは微小であったと考えられる。

(6) 軸方向鉄筋のひずみ

軸方向鉄筋のひずみの最大値を**表－４**に示す。ひずみが最大となったのは試験体 No.1 の柱基部であり，その値は 26,000×10^{-6} 程度であった。No.1 の軸方向鉄筋のひずみは，**図－12** に示すように+4 δ_y 到達時に最大となった。前述の継手引張試験では，継手長を 20Φとした場合，**図－３**に示したように鉄筋のひずみが 50,000×10^{-6} 程度になるまで継手は荷重を保持できることが確認されており，本継手構造は，今回の適用範囲では十分な性能を有していると考えられる。

5. まとめ

軸方向鉄筋の重ね継手を径 φ139.8mm，板厚 6.6mm，長さ 20φの鋼管で拘束する継手を，実大規模の柱の基礎部，柱部，桁受部に配置した試験体で交番載荷試験を行い，以下のことが確認できた。

(1) M-θ関係は，継手を有しない柱の計算結果と近い値となった。

(2) 鋼管周方向のひずみの急激な増大はみられず，試験終了後の継手にもコーン破壊や付着割裂も発生していなかったことから，鋼管からの鉄筋の抜出しは，ほぼなかったと考えられる。

(3) 今回考案した継手の構造では，引張試験の結果鉄筋のひずみが 50,000×10^{-6} 程度になるまで荷重を保持できることを確認した。今回交番載荷試験で確認した柱の軸方向鉄筋のひずみは最大でも 26,000×10^{-6} 程度であったことから，この継手構造は柱部材への適用に関して十分な性能を有していると考えられる。

参考文献

1) 安保知紀，石橋忠良，土井至朗，鈴木雄太：鋼管で拘束された重ね継手の引張性能に関する実験的研究，土木学会第 74 回年次学術講演会，V-605，2019.9

2) 石橋忠良，菅野貴浩，木野淳一，小林薫，小原和弘：軸方向鉄筋の内側に円形帯鉄筋を配置した鉄筋コンクリート柱の正負水平交番載荷実験，土木学会論文集 No.795 V-68，pp.95-110，2005.8

3) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造物，2004.4