

シールドトンネル内部構造のPCa化に向けた柱梁接合部の 解析的検討および性能確認実物大試験

北 川 空 良^{*1} 吉 本 勝 哉^{*2}
鈴 木 哲太郎^{*3} 房 捷^{*4}

要 旨

シールドトンネルの内部構造物の構築は、狭隘な空間での施工となる場合が多いことから、施工方法の合理化を図るため、床版・縦梁一体部材と柱部材からなるプレキャスト（以下、PCa）構造での施工が検討された。施工手順は、柱の建込み後、床版・縦梁一体部材を線路方向に横スライドし縦梁主筋を接続させ、柱主筋は床版の上部からあと挿入して床版・縦梁一体部材に定着させる計画である。しかし、柱主筋をあと挿入することから、鉄道標準で定める標準フックによる柱主筋の定着ができない。標準フックの代替として機械式定着工法の適用を検討し、3次元FEM解析および実物大試験によりその定着性能を評価することとした。3次元FEM解析の結果、L形柱梁接合部のかぶり小さい突出梁部のコンクリートの損傷による機械式定着板の機能低下が生じる可能性が示唆された。実物大実験では、曲げ降伏耐力および曲げ耐力の実測値は設計計算値を上回り、設計計算値に対して本構造が問題のないことを確認した。

キーワード 柱梁接合部／正負交番載荷／機械式定着／プレキャスト／仕口部

目 次

- | | |
|-------------|------------|
| 1. はじめに | 4. 実物大試験結果 |
| 2. 実験概要 | 5. 結論 |
| 3. 3次元FEM解析 | |

ANALYTICAL STUDY AND EXPERIMENTAL VERIFICATION OF COLUMN-BEAM CONNECTIONS FOR PCA IMPLEMENTATION IN SHIELD TUNNEL STRUCTURE

Sora KITAGAWA
Tetsutaro SUZUKI

Katsuya YOSHIMOTO
Fang JIE

Synopsis:

In order to streamline the construction method of the internal structures of a narrow shield tunnel, construction using a PCa structure made up of a combined floor slab and column-beam was considered. The construction procedure involves sliding the combined floor slab and vertical beam member horizontally in the direction of the tracks after erecting the columns, connecting the main reinforcement of the vertical beams, and then inserting the main reinforcement of the columns from above the floor slab to secure it to the combined floor slab and vertical beam member. However, since the main reinforcement of the columns is inserted later, it is not possible to secure it using the standard hooks defined by railway standards. As an alternative to the standard hooks, the application of a mechanical anchoring method was considered, and its anchoring performance was evaluated through 3D FEM analysis and full-scale testing. The results of the 3D FEM analysis suggested that there is a possibility of reduced functionality of the mechanical anchoring plate due to damage to the concrete in the small cover of the L-shaped column-beam connection's protruding beam part. In full-scale experiments, the measured values of flexural strength and the actual flexural strength exceeded the calculated values.

* 1 本店 土木事業本部構造設計グループ
* 3 東京土木支店 梶ヶ谷シールド作業所

* 2 本店 土木事業本部土木設計部シールドグループ
* 4 本店 ICI テクノロジーセンター土木構造グループ

1. はじめに

近年、国土交通省が建設現場での生産性向上、工期短縮を目的とし、PCa 部材を利用した施工を奨励している。当社では施工予定の狭隘なシールドトンネルの内部構造物の施工方法の合理化を図るため、床版・縦梁一体部材と柱部材からなる PCa 構造での施工が検討された。施工手順は、柱の建込み後、床版・縦梁一体部材を線路方向に横スライドし縦梁主筋を接続させ、柱主筋は床版の上部からあと挿入して床版・縦梁一体部材に定着させる計画とした（図 1-1、図 1-2）。しかし、柱主筋をあと挿入することから、鉄道標準¹⁾で定める標準フックによる柱主筋の定着ができないことが課題となった。そこで、柱軸方向鉄筋の定着に一般的に用いられる半円形フックの代わりに、機械式定着工法を用いることが検討された。土木学会²⁾³⁾や、鉄道⁴⁾、道路⁴⁾、建築⁵⁾の技術基準においては、軸方向鉄筋に機械式定着工法を適用する場合、マッシブなコンクリートへの定着、あるいは実験による検証等が基本となっている。

そこで、本研究では、柱と梁の接合部における軸方向鉄筋に、機械式定着工法を用いた実物大供試体を用い、正負交番荷重試験を実施し、その定着性能を評価した。また、実物大試験にむけた事前解析として、3 次元 FEM 解析により本構造の成立性について検証した。

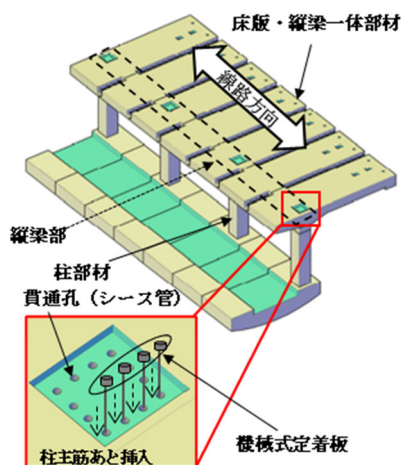


図 1-1 PCa 内部構造図

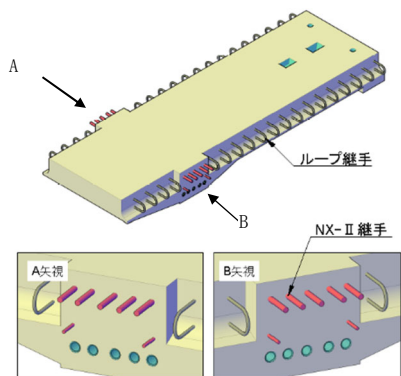


図 1-2 PCa 床版の概要図

2. 実験概要

2.1 実物大供試体

表 2-1 にコンクリートの物性値、表 2-2 に鉄筋の物性値、図 2-1 に中間柱供試体の概要、図 2-2 に端部柱供試体の概要を示す。中間柱供試体は、実構造物のうち柱を中心に線路方向に 2.0m 範囲、線路直角方向に 1.5m 範囲を抽出し、線路直角方向の両端にスタブ（荷重時の固定部）を設けた。端部柱供試体は、実構造物のうち端部から線路方向に 1.24m 範囲、線路直角方向に 2.0m 範囲を抽出し、線路方向の端にスタブ（荷重時の固定部）を設けた。なお、両供試体ともに、天地を反転した形状とし、柱部は 500mm×500mm、柱梁接合部厚さは 530mm とした。

柱主筋は SD490 を、それ以外の鉄筋には SD345 を使用した。また、柱主筋端部には直径 70mm、厚さ 24mm の機械式定着板を採用した。供試体製作は実施工を再現し、床版・縦梁一体部材と柱部材を別々に打設して組立てた後、シース管に柱主筋をあと挿入し、機械式継手内およびシース管内をグラウト材で充填した。

表 2-1 コンクリートの仕様および強度試験結果

仕様			性状		荷重試験日の圧縮強度
セメントの種類	水結合材比	粗骨材の最大寸法	スランプ	空気量	
(-)	(%)	(mm)	(cm)	(%)	(N/mm ²)
BB	36	20	19.0	1.9	73

表 2-2 鉄筋の仕様および強度試験結果

径	規格	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	主な用途
		規格 490-625	規格 620 以上	
D29	SD490	571	766	柱主筋
D13	SD345	395	575	床版せん断補強筋等
D16	SD345	398	580	縦梁せん断補強筋、床版配力筋等
D19	SD345	400	585	床版主筋等
D22	SD345	394	578	柱帯筋等
D29	SD345	408	598	縦梁主筋、床版主筋
D32	SD345	392	586	縦梁主筋

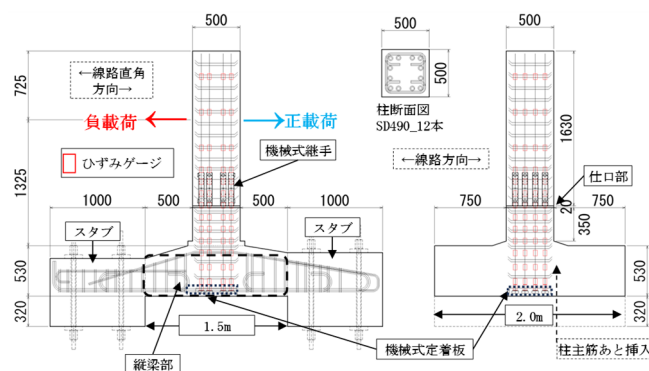


図 2-1 中間柱供試体

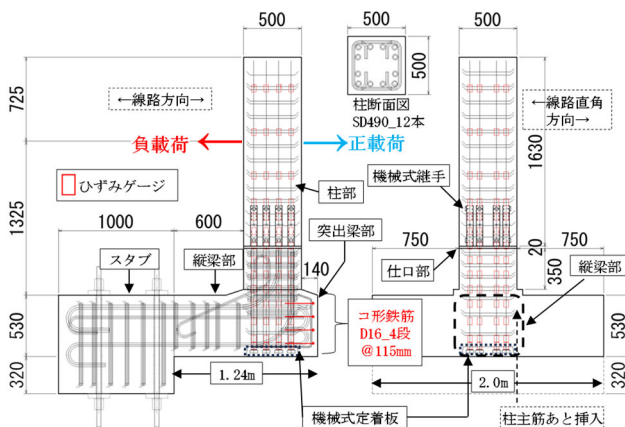


図 2-2 端部柱供試体

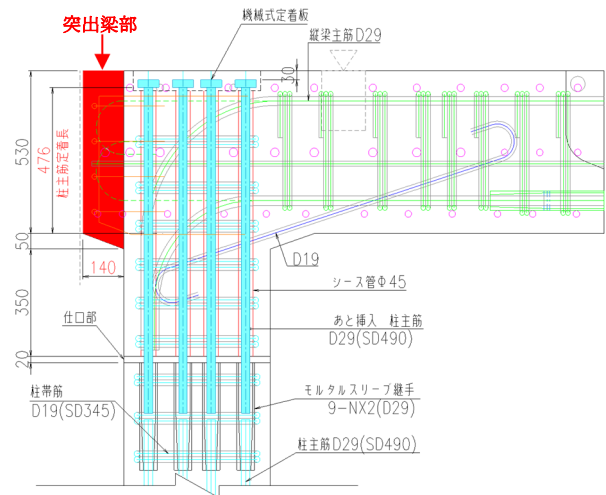


図 2-4 端部柱供試体の突出梁部

2.2 本構造の課題

1) 柱主筋への機械式定着工法の適用について

図 2-3 に本構造の柱梁接合部を示す。前述したように、鉄道標準¹⁾において、柱主筋の定着は、必要定着長を確保した上で端部に標準フックを設けることが原則であるが、本構造の柱主筋はあと挿入となることから、標準フックの代替として機械式定着工法を適用する。このことから、柱主筋の定着性能が十分に得られず、柱部材の耐力が低下すること、また、柱部材の寸法に対して柱と縦梁の接合部寸法が相対的に小さいことに起因し、柱や縦梁より先行して柱梁接合部が脆性的な破壊を生じることが懸念される⁹⁾。

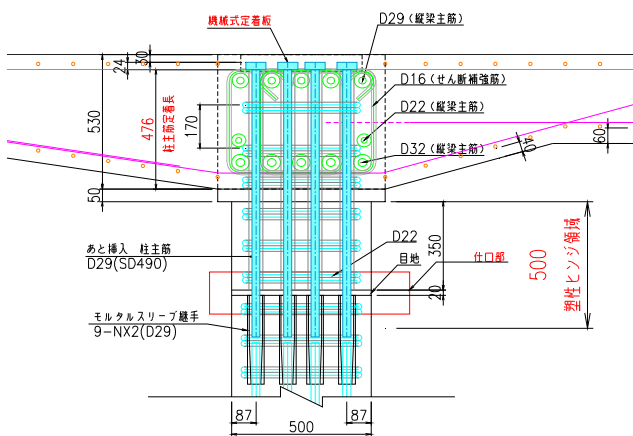


図 2-3 柱梁接合部

2) 突出梁部への機械式定着工法の適用について

図 2-4 に端部柱供試体の突出梁部を示す。端部柱供試体のような L 形柱梁接合部の突出梁部は、外側柱主筋のかぶりが高くなることから（突出長 140mm）、かぶりコンクリートの損傷による機械式定着板の機能低下が懸念される⁷⁾。

3) 塑性ヒンジ領域に柱部材の接合面（仕口部）を設けることについて

本構造では、図 2-3 に示すように施工上、柱部材および床版・縦梁一体部材の接合面（以下、仕口部）を塑性ヒンジ領域内（ハンチ端から 500mm (1D) 以内）に設けている。これにより、設計応答値に至る前に仕口部で過大な目開き等が発生し、構造上の弱点となることが懸念される。なお、実験により、仕口部に生じるひび割れ幅、および、柱帯筋のひずみを計測し、過大なひび割れ、および、ひずみが生じていないことを確認した。なお、鉄道標準¹⁾より、ひび割れ幅の計算値 w_d は、式(1)より算出する。

$$w_d = 1.1k_1k_2k_3k_4\{4c + 0.7(c_s - \phi)\}\sigma_{se}/E_s \quad (1)$$

ここで、 k_1 は鋼材の表面形状の影響を表す係数で、本実験のように異形鉄筋の場合は一般に 1.0、 k_2 はコンクリートの品質の影響を表す係数で、式(2)による。 k_3 は引張鉄筋の段数の影響を表す係数で式(3)による。 k_4 は曲げひび割れの変動を表す係数で一般に 0.85、 c は引張鋼材のかぶり (mm)、 c_s は引張鋼材の中心間隔 (mm)、 ϕ は引張鋼材の直径 (mm)、 E_s は鉄筋のヤング係数、 σ_{se} は柱主筋の仕口部位置で生じる鉄筋の引張応力度 (N/mm²) である。

$$k_2 = \frac{15}{f'_{ck} + 20} + 0.7 \quad (2)$$

ここで、 f'_{ck} はコンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²) である。

$$k_3 = \frac{5(n+2)}{7n+8} \quad (3)$$

ここで、 n は引張鋼材の段数である。

仕口部位置の柱帯筋ひずみ ϵ_{wrd} は、式(4)より算出する。

$$\sigma_{wrd} = \frac{(V_{rd} + k_r \cdot V_{cd})s}{A_w \cdot z \cdot (\sin \theta \cdot \cos \theta)} \cdot \frac{V_{rd}}{V_{rd} + V_{cd}} \quad (4)$$

ここで、 V_{rd} は変動作用による設計せん断力、 k_r は変動作用の頻度の影響を考慮する係数で一般に 0.5、 V_{cd} はせん断補強材を用いない棒部材の設計せん断耐力、 s はせん断補強筋の配置間隔、 A_w は区間 s におけるせん断補強筋の総断面積、 θ はせん断補強筋が部材軸となす角、 z は圧縮応力の合力の載荷位置から引張鋼材の図心までの距離で、一般に有効高さを 1.15 で除したものである。

2.3 載荷方法（正負交番載荷）

図 2-5 に載荷装置図を示す。供用時に作用する荷重を想定し、供試体の柱部下端から $L_a=1.325m$ の位置に水平方向荷重を作用させる。柱に軸方向力は作用させないものとする。また、載荷方向は、ジャッキが伸長する方向を正、ジャッキが縮小する方向を負とした。

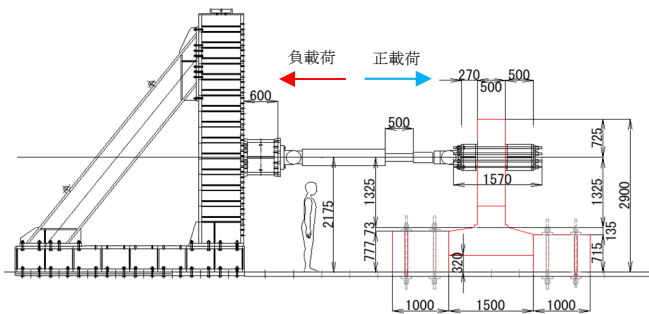


図 2-5 載荷装置（中間柱供試体）

正負交番載荷の制御は、載荷位置の水平変位 $\pm 1 \delta_y$ （柱が降伏した際の水平変位）を基準とする。また、 $\pm 1 \delta_y$ までの載荷パターンは、 $1 \delta_y$ 相当の荷重（推定値）を 1/4 刻み（ $0.25 \delta_y$ 、 $0.50 \delta_y$ 、 $0.75 \delta_y$ 、 $1 \delta_y$ ）で変位振幅を正負 3 回ずつ作用させた。載荷制御は荷重制御とした。また $\pm 1 \delta_y$ 以降の載荷パターンは、降伏変位 $1 \delta_y$ を $\pm n \delta_y$ （ $n=1,2,3,\dots$ ）とした変位振幅を正負 3 回ずつ作用させた。載荷制御は変位制御とした。なお、 $\pm 1 \delta_y$ の設定は、柱主筋（SD490）のひずみが初めて降伏した時点である。

中間柱は、正方向と負方向とで剛性が同じであるため、正方向載荷で設定した $1 \delta_y$ と同値を負方向の降伏変位とした。端部柱は、正方向と負方向とで剛性が異なるため、それぞれの載荷方向で柱主筋が降伏ひずみに達した時点を確認して、それを降伏変位とした。

3. 3 次元 FEM 解析

3.1 解析による検証

実験の事前検証として、供試体による載荷試験を模擬

した 3 次元 FEM 解析を実施した。事前解析の目的は、部材耐力が設計計算値（鉄道標準¹⁾に準拠して算定した耐力）と同等以上であること、柱梁接合部周辺における先行破壊等の想定外挙動の有無を検証することである。解析は、分散ひび割れ非線形有限要素法（コード名：COM3）を用い、各モデル（中間柱、端部柱）に対して終局状態まで単調載荷した。

図 3-1 に各モデルの M- ϕ 関係の解析結果を示す。FEM 解析により算定した耐力は、設計計算値以上となることを確認した。

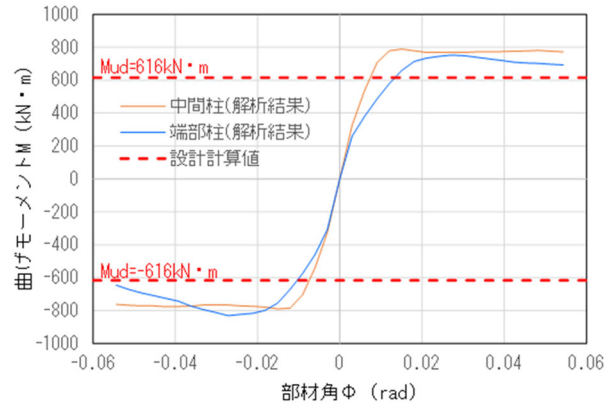


図 3-1 M- ϕ 関係グラフ

また、図 3-2 に示すように、端部柱の負側載荷時（突出梁部側の柱主筋が引張となる載荷方向）において、突出梁部における外側柱主筋定着部のかぶりコンクリートのひずみが先行して増大する結果を示した。したがって、突出梁部の先行ひび割れによる機械式定着板の機能低下を防ぐために、当該箇所のひずみ増大が先行しなくなるまで鉄筋量を増加させた。この解析により、端部柱供試体の突出梁部には、115mm ピッチで D16 鉄筋を 4 本追加した。

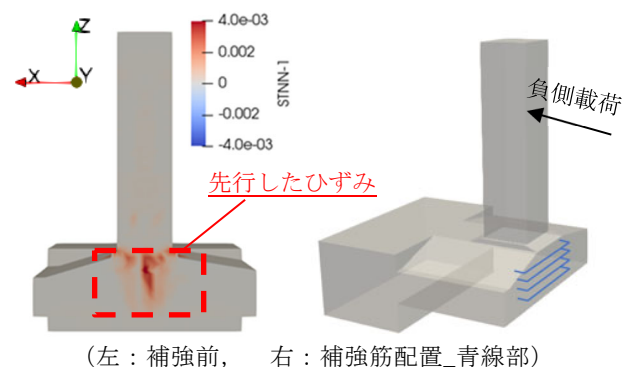


図 3-2 端部柱供試体解析結果

4. 実物大試験結果

4.1 中間柱供試体

図 4-1 に供試体の荷重-変位関係を示す。図中点線は、鉄道標準¹⁾より算出した柱の荷重-変位算定値を示す。な

お、図中実測 Y 点は、荷重-変位関係線の勾配変化点とした。実験結果より、曲げ降伏荷重が正載荷、負載荷ともに約 $\pm 600\text{kN}$ 、ピーク荷重が $+3\delta_y$ で 645kN 、 $-2\delta_y$ で 679kN であり、曲げ降伏耐力および曲げ耐力は、実測値が計算値を上回った。 $+3\delta_y$ および $-2\delta_y$ で曲げ耐力に達したのち、正載荷で $+6\delta_y$ 、負載荷で $-5\delta_y$ まで降伏荷重である $\pm 600\text{kN}$ 付近を維持した。また、機械式定着板が有効に機能し、 $1\delta_y$ 時点で柱主筋の拔出量は 0.1mm 程度であり、柱脚部で降伏した。このことから、破壊モードは、設計想定通り、柱脚部の曲げ破壊（写真 4-1）によるものと判断でき、柱梁接合部の脆性的な破壊は生じなかった。

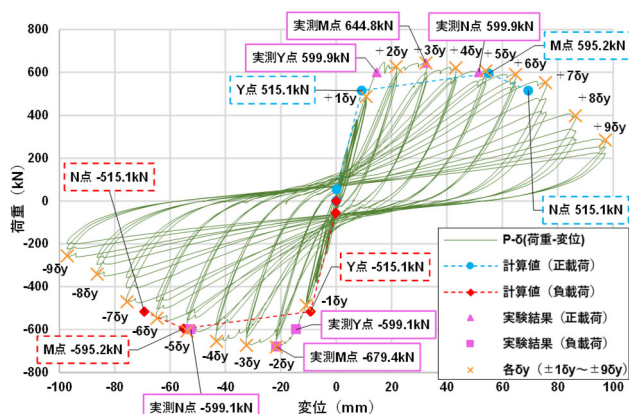


図 4-1 荷重-変位図（中間柱供試体）

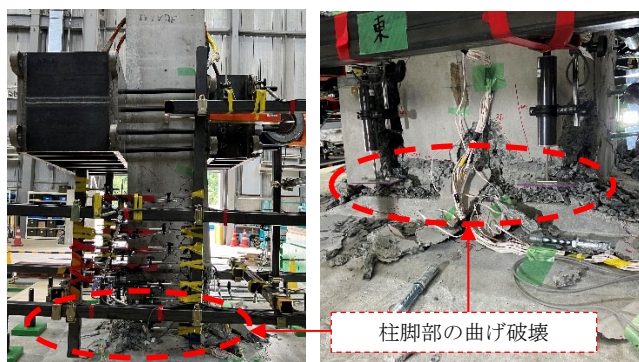


写真 4-1 破壊状況

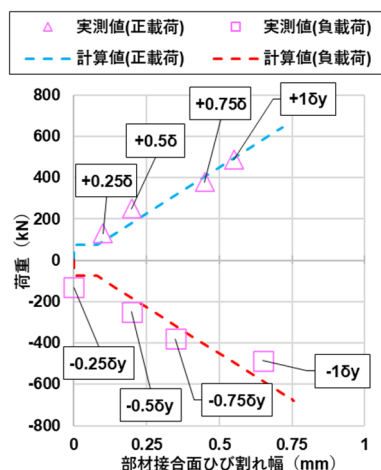


図 4-2 仕口部ひび割れ幅（中間柱供試体）

図 4-2 に仕口部に発生した曲げひび割れ幅の実測値と計算値の比較、写真 4-2 に $1\delta_y$ 終了時の仕口部の状況を示す。本構造は損傷レベル 1 で設計されているため、実測値と計算値の比較は $\pm 1\delta_y$ までの範囲で実施した。図より、 $\pm 0.25\delta_y$ から $\pm 1\delta_y$ まで、実測値と計算値は同等程度であった。

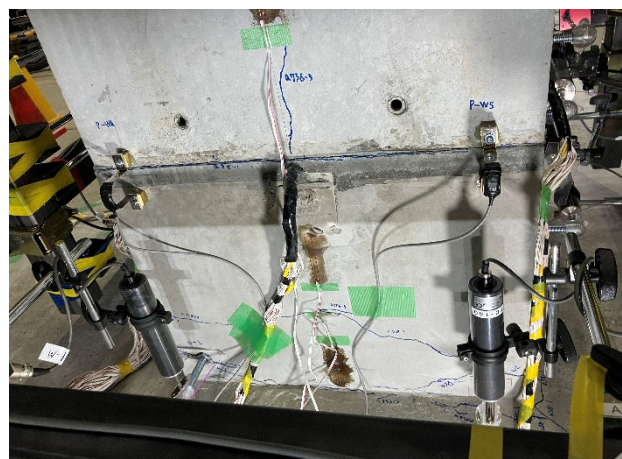


写真 4-2 $1\delta_y$ の仕口部の状況

図 4-3 に実測 Y 点までの、仕口部位置の柱帯筋ひずみの実測値と計算値を示す。帯筋ひずみは、計算値と概ね同等程度であり、降伏ひずみ (1725μ) に達していなかった。なお最終的に、供試体が破壊に至るまで、柱が仕口部から横ずれするような変形は確認されなかった。

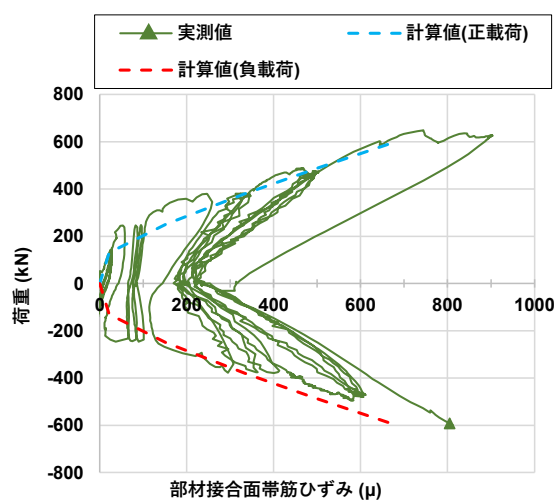


図 4-3 仕口部帯筋ひずみ（中間柱供試体）

4.2 端部柱供試体

図 4-4 に供試体の荷重-変位関係を示す。なお、図中の凡例は、4.1 中間柱供試体と同様である。図 4-4 より、曲げ降伏荷重は、正載荷時 545kN 、負載荷時 596kN 、ピーク荷重は、正載荷時 622kN 、負載荷時 735kN であり、曲げ降伏耐力および曲げ耐力は、実測値が計算値を上回った。突出梁部は、 $0.75\delta_y$ 時点で表面にひび割れ

($w=0.05\text{mm}$)が発生したが、 $1\delta_y$ までひび割れ幅は増大せず、負荷荷時における引張側の機械式定着板の拔出量は $1\delta_y$ 時点で 0.1mm 程度であり顕著な拔出は発生しなかった(写真4-3)。このことから、突出梁部の鉄筋の補強効果によりかぶりコンクリートの損傷が抑制されたことで機械式定着が有効に機能したと考えられる。また、先行して柱梁接合部の脆性的な破壊は発生せず、ピーク荷重前に柱主筋が降伏したことから、破壊モードは設計想定通りに柱脚部の曲げ破壊となることを確認した。

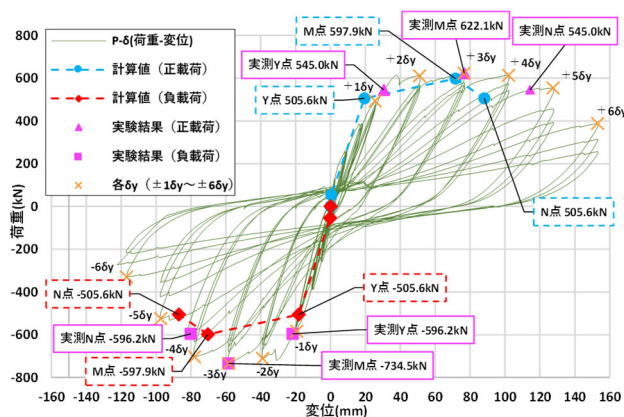


図 4-4 荷重-変位図 (端部柱供試体)

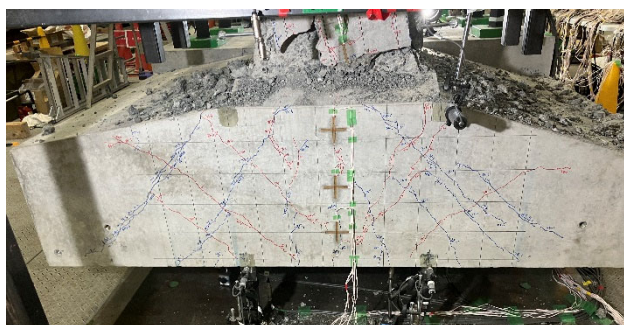


写真 4-3 突出梁部の外観 (試験終了時)

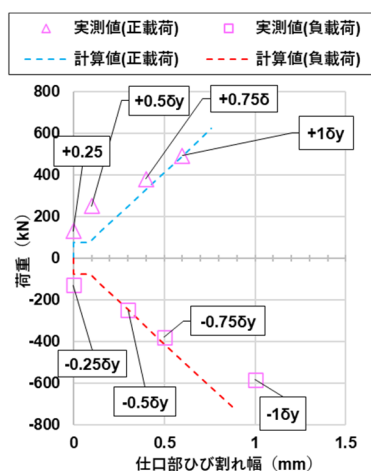


図 4-5 仕口部のひび割れ幅 (端部柱供試体)

図 4-5 に仕口部に発生した曲げひび割れ幅および計算値の比較を示す。なお、本構造は損傷レベル 1 で設計さ

れているため、実測値と計算値の比較は $\pm 1\delta_y$ までの範囲で実施した。図より、 $\pm 0.25\delta_y$ から $\pm 1\delta_y$ までの実測ひび割れ幅は、概ね計算値と同等程度であった。

図 4-6 に実測 Y 点までの、仕口部の柱帯筋ひずみの実測値と計算値を示す。帯筋ひずみは、計算値の曲げ降伏耐力相当荷重の $\pm 505.6\text{kN}$ まで計算値と同等程度であり、降伏ひずみ(1725μ)に達していなかった。最終的に、供試体が破壊に至るまで、柱が仕口部から横ずれするような変形は確認されなかった。

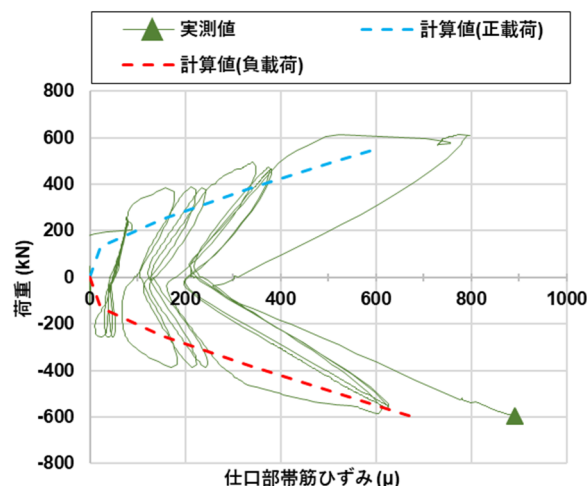


図 4-6 仕口部帯筋ひずみ (端部柱供試体)

5. 結論

本研究では、実物大柱梁接合部を用いた 3 次元 FEM 解析および正負交番荷重試験による実物大試験を行い、柱軸方向鉄筋への機械式定着工法の定着性能を検証した。以下、本研究によって得られた知見を示す。

- (1) 3 次元 FEM 解析により、部材耐力は設計計算値と同等以上であることを確認した。
- (2) 端部柱供試体の 3 次元 FEM 解析により、突出梁部の先行ひび割れを防止するために補強鉄筋を追加する必要があることがわかった。
- (3) 曲げ降伏耐力および曲げ耐力の実測値は、設計計算値を上回った。
- (4) 破壊モードは、柱脚部の曲げ破壊となり、柱主筋の拔出しや柱梁接合部における脆性的な破壊は発生しなかった。
- (5) 仕口部のひび割れ幅および帯筋ひずみは、設計計算値と同等程度であり、仕口部の先行破壊は生じなかった。
- (6) 端部柱供試体において、突出梁部のコ形鉄筋による適切な補強により、L 形柱梁接合部の外側主筋に機械式定着工法を適用できることを確認した。
- (7) 本実験により、本構造形式の柱梁接合部は、構造計算値と同等程度の性能を有することが確認された。

謝辞：本研究は，東海旅客鉄道株式会社のご支援のもと実施されました．ここに深く感謝の意を表します．また，研究の遂行にあたり，鉄道総合技術研究所の皆様には貴重なご意見を賜りましたことを，併せて御礼申し上げます．

参考文献

- 1) （公財）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，丸善，2004
- 2) （公社）土木学会：2017 年制定コンクリート標準示方書【設計編】，丸善，2017
- 3) （公社）土木学会：コンクリートライブラリー128 鉄筋定着・継手指針 [2007 年版]，丸善，2007
- 4) （公社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋・コンクリート部材編，丸善，2017
- 5) （財）日本建築総合試験所：機械式鉄筋定着工法設計指針（2010 年改訂），機械式鉄筋定着工法研究委員会，2010
- 6) 古屋 卓稔，渡辺 健，田所 敏弥，服部 尚道：ラーメン高架橋の柱梁接合部の配筋・定着方式が柱の部材性能に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.39，No.2，2017
- 7) 中田 裕喜，西村 脩平，田所 敏弥，幸良 淳志：ラーメン高架橋の柱梁接合部における機械式定着工法の適用法，鉄道総研報告，Vol34，No.6，2020