

論文 柱主筋を鋼板にナット締め定着した柱梁接合部構造に関する実験的検討

図司 英明*1・渡部 太郎*2・井口 重信*3・築嶋 大輔*4

要旨：鉄道 RC ラーメン高架橋の柱梁接合部において柱主筋を梁天端に設置した鋼板にナット締め定着した接合部構造の性能について載荷実験により検討した。その結果、従来の半円形フックにより定着した構造と比較し、接合部耐力が向上すること、また、接合部コンクリートの損傷が進展しても急激な耐力低下を防ぐことができ、変形性能が向上することを確認した。

キーワード：ラーメン高架橋，柱梁接合部，定着，せん断破壊

1. はじめに

鉄道 RC ラーメン高架橋などの土木構造物の柱梁接合部は、柱主筋の定着長を確保できる断面高さで設計し、接合部の耐力照査は行わず剛域として扱っている。一方、駅部高架橋などでは、高架下空間有効活用の観点から、長スパン化を図りつつ梁断面や鉛直ハンチの縮小を行い、接合部断面が小さくなる傾向にある。このような構造計画を行った場合、接合部の耐力が不足し、柱や梁よりも先行して破壊する可能性があり、耐震設計上問題となっている。

接合部断面を縮小する場合の対策として、筆者らは、柱主筋を梁天端に設置した鋼板にナット締め定着（以下、鋼板定着と呼ぶ）し、縦梁と横梁の交差部に水平方向ハンチを設ける構造を提案し、実構造物を模擬した実物大試験体の載荷実験により、接合部が柱の耐力以上の耐力を有することの確認を行っている¹⁾。しかし、柱主筋を鋼板定着としたことや水平ハンチを設置したことによる影響については明らかになっていない。そこで本検討では、柱主筋を鋼板定着した場合に接合部の構造性能に及ぼす影響について把握するため載荷実験を実施したので、その結果について報告する。

2. 実験概要

2.1 試験体形状・緒元

試験体諸元を表-1に、試験体形状を図-1に示す。

試験体は RC 高架橋の柱と梁を模擬した T 字形状とし、上下を反転し梁端部で PC 鋼棒により床面に固定した。接合部に直交する横梁は設置していない。

T1 試験体は現行の設計基準に基づく配筋を想定したものであり、柱主筋は、梁上端筋の内側にて半円形フックを設け接合部内に定着した。T2 および T3 試験体は柱主筋の先端をネジ加工し鋼板定着した。T1 および T2 試験体は柱断面、梁断面を同形状とし、柱主筋の定着方法による影響を検討する。T3 は梁高を縮小した高架橋において、梁幅を柱幅より広げ、鉄筋量を多数配置する場合を想定し緒元を決定した。また、全ての試験体において柱が曲げ破壊に達する際に梁が曲げ降伏およびせん断破壊しないよう鉄筋量を決定した。試験時のコンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を表-1、表-2に示す。

2.2 荷重載荷方法および測定項目

水平荷重は柱頭部に載荷した。柱主筋が降伏ひずみに達した時の変位を $1\delta y$ とし、 $4\delta y$ までは整数倍、以降は偶数倍の変位を正負 1 回繰返し載荷した。柱の軸力は無しとした。

主な計測項目は、載荷荷重と載荷点の水平変位、試験体各所の変位および試験体内の鉄筋ひずみである。

3. 実験結果および考察

3.1 破壊進展状況

各試験体の接合部におけるひび割れ状況および破壊状況

表-1 試験体諸元

No	柱				接合部	梁		コンクリート強度 柱/梁 (N/mm ²)
	断面寸法 b×h (mm)	主筋 帯鉄筋	せん断 スパン (mm)	主鉄筋 の定着方法	柱帯 鉄筋	断面寸法 b×h (mm)	主筋 帯鉄筋	
T1	500×500	30-D19(SD490) D19@70(SD345)	1200	半円形フック	3-D19 (SD345)	500×500	12-D29(SD390) 2 組-D13@125 (SD345)	20.4 / 18.0
T2				鋼板定着 (SS400 500×500×t22)				24.8 / 19.1
T3	400×400	16-D25(SD490) D19@70(SD345)	1000	鋼板定着 (SS400 400×400×t22)	2-D19 (SD345)	500×350	12-D32(SD390) 2 組-D13@125 (SD345)	26.1 / 20.4

*1 東日本旅客鉄道（株）東京工事事務所 工事管理室（正会員）

*2 東日本旅客鉄道（株）東京工事事務所 工事管理室 副課長 工修（正会員）

*3 東日本旅客鉄道（株）構造技術センター 工修（正会員）

*4 東日本旅客鉄道（株）構造技術センター 課長（正会員）

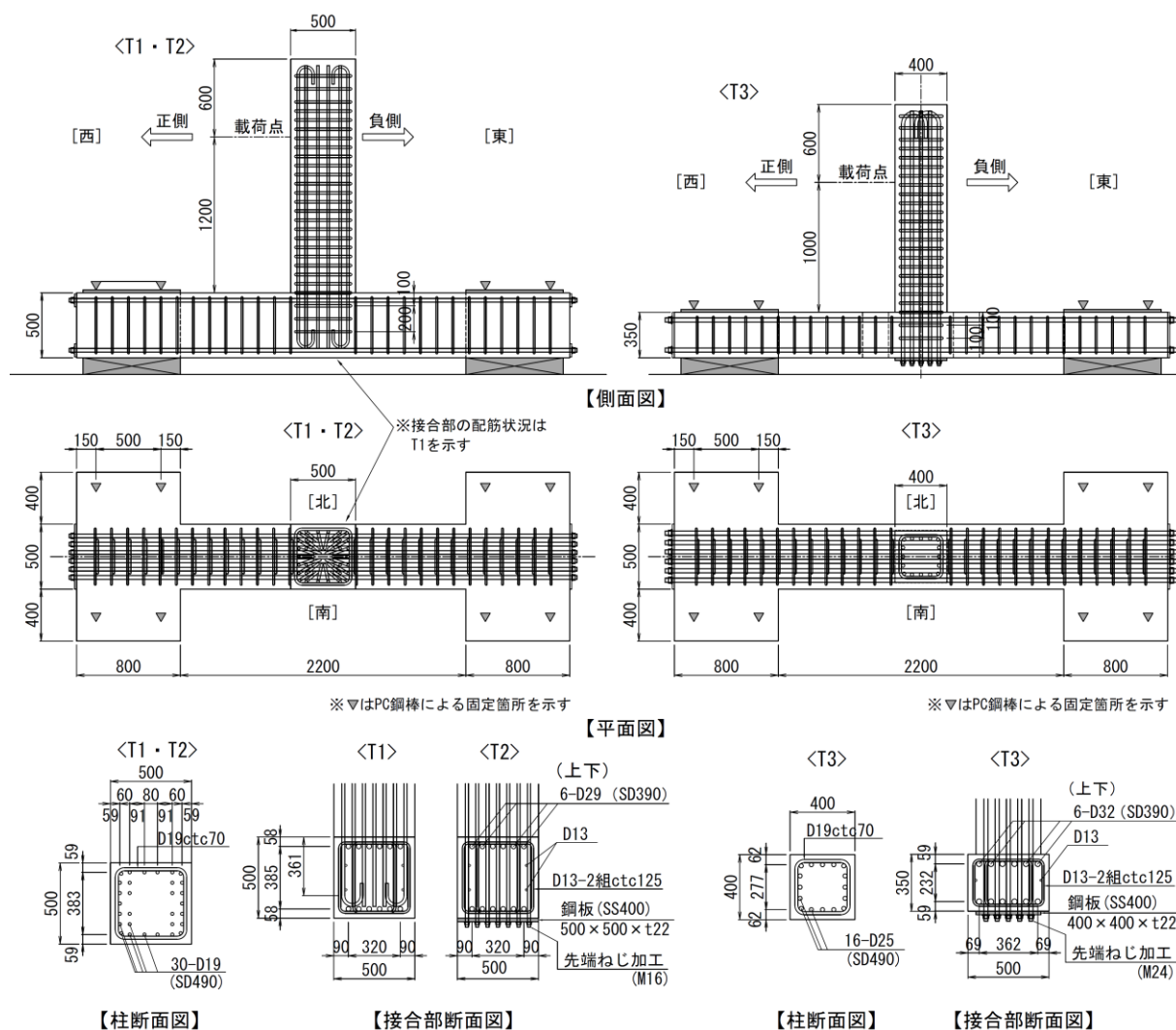


図-1 試験体形状図

表-2 鉄筋の材料試験結果【降伏強度 (N/mm²) / 降伏ひずみ (μ)】

	T1	T2	T3
柱主筋	D19(SD490) 526 / 2945	D19(SD490) 532 / 2879	D25(SD490) 532 / 2928
柱帯鉄筋	D19(SD345) 375 / 2210	D19(SD345) 381 / 2091	D19(SD345) 381 / 2091
梁主筋	D29(SD390) 424 / 2403	D29(SD390) 402 / 2146	D32(SD390) 411 / 2139
梁帯鉄筋	D13(SD345) 374 / 2247	D13(SD345) 374 / 2135	D13(SD345) 374 / 2135

を写真-1 に示す。いずれの試験体も柱は基部の接合部に接する部分で圧壊したが、一般的な柱で見られる曲げ破壊のようなかぶりコンクリートの剥落や鉄筋のはらみ出しが生じることはなく、接合部の破壊が進展した。各試験体の破壊状況を以下に示す。

(1) T1 試験体

1 δ y の水平荷重 P=290kN 載荷時に斜めひび割れが圧縮側柱基部から柱の引張側主筋の半円形フック部に達した。正側 P=489kN, 負側 P=422 で柱主筋が降伏し、ひび割れは梁の下側主筋に沿って進展し、ひび割れ幅はフック部で 7mm 程度に拡大した。2 δ y 載荷時には柱主筋フックより下側のかぶりコンクリートがひび割れに沿って剥落した。3 δ y 載荷時には圧縮側の柱基部が接合部に入り込み、コンクリートの剥落範囲が拡大した。3 δ y で載荷を終了した時点で、柱側面側の接合部コンクリートの

損傷深さは最大 80 mm 程度であった。

(2) T2 試験体

水平荷重 P=330kN 載荷時に斜めひび割れが圧縮側柱基部から柱の引張側主筋の鋼板定着部に達した。正側 P=523kN, 負側 P=538kN で柱主筋が降伏し、ひび割れ幅は接合部中央付近で 0.6 mm に拡大した。3 δ y 載荷時には接合部中央付近でコンクリートの剥落が生じ、以降の載荷で剥落範囲が拡大した。6 δ y 載荷時には、接合部全体のかぶりコンクリートが剥落し、柱近傍の梁のかぶりコンクリートに損傷範囲が進展した。12 δ y で載荷を終了した時点で、柱側面側の接合部コンクリートの損傷深さは最大 150 mm 程度であった。

(3) T3 試験体

水平荷重 P=200kN 載荷時に斜めひび割れが圧縮側柱基部から柱の引張側主筋の鋼板定着部に達した。正側

P=401kN, 負側 P=343kN で柱主筋が降伏し, ひび割れ幅は接合部中央付近で 2mm に拡大した。2δy 荷重時には接合部コンクリートの剥離・剥落が生じ, それ以降の荷重で範囲が拡大した。3δy 荷重時には, 接合部全体のかぶりコンクリートが剥落し, 柱近傍の梁のかぶりコンクリートに損傷範囲が進展した。10δy で荷重を終了した時点で, 柱側面側の接合部コンクリートの損傷深さは最大 180mm 程度であった。

3.2 耐力の検討

実験から得られた各試験体の耐力と計算値を表-3 に示す。計算値は各試験体の材料試験値を用いて, 柱の降伏曲げ耐力および終局曲げ耐力は, 鉄道構造物等設計標準 コンクリート構造物²⁾ により算定した。また, 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針³⁾ による接合部水平せん断強度との比較による検討も行った。接合部水平せん断強度は式(1)により算定する。

$$V_{ju} = \kappa \cdot \phi \cdot F_j \cdot B_j \cdot D \quad (1)$$

ここに V_{ju} : 接合部水平せん断強度

κ : 接合部の形状による係数

$\kappa=0.7$ (T 形接合部)

ϕ : 直交梁の有無による補正係数

$\phi=0.85$ (直交梁無し)

F_j : 接合部のせん断強度の基準値

$$F_j = 0.8 \times \sigma_B^{0.7} \quad (\text{N/mm}^2)$$

σ_B : コンクリートの圧縮強度

B_j : 接合部の有効幅で柱幅と梁幅の平均とする

D : 柱せい

図-2 に接合部に作用する水平せん断力と, 柱および梁に作用する曲げモーメントおよびせん断力を示す。接合部に作用する水平せん断力は式(2)で表される^{3) 4)}。

$$V_{jh} = T + C_s + C_c \quad (2)$$

ここに, T : 梁の鋼材引張力

C_s : 梁の鋼材圧縮力

C_c : 梁のコンクリート圧縮力

また, 接合部水平せん断力と柱の曲げモーメントおよびせん断力の関係を式(3)~(5) に示す⁴⁾。

$$M - \Delta M = V_{jh} \cdot (d/1.15) \quad (3)$$

$$\Delta M = (V_b + V_b) \cdot (D/2) \quad (4)$$

$$P = M/la \quad (5)$$

ここに, M : 柱基部の曲げモーメント

ΔM : 柱に沿った曲げモーメントの接合部内における減少量

d : 梁の有効高

V_b : 左右の梁端部せん断力

D : 柱せい

P : 柱の水平荷重 (柱のせん断力)

la : 柱のせん断スパン

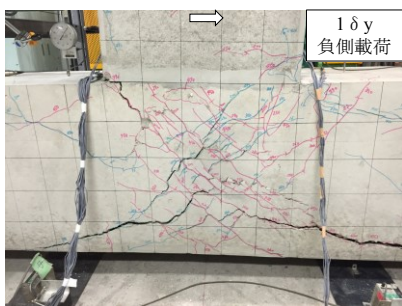
以上より, 接合部水平せん断力が式(1)のせん断強度に達する時の柱水平荷重 P_{Vju} を算定した。

表-3 試験体の耐力

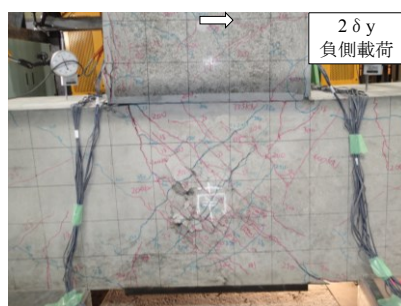
(単位:kN)

試験体		柱降伏曲げ耐力			最大荷重			
		実験値 ※	計算値	$\frac{P_{ve}}{P_{vc}}$	実験値 P_{max}	計算値		$\frac{P_{max}}{P_{Vju}}$
						柱終局 曲げ耐力 P_{uc}	接合部水平 せん断強度 P_{Vju}	
T1	正	488.7	525.3	0.93	494.8	627.3	411.7	1.20
	負	-422.2	-525.3	0.80	-422.2	-627.3	-411.7	1.03
T2	正	523.1	540.8	0.97	664.5	645.3	429.2	1.55
	負	-537.6	-540.8	0.99	-630.4	-645.3	-429.2	1.47
T3	正	400.6	453.9	0.88	465.0	515.5	232.3	2.00
	負	-343.2	-453.9	0.76	-389.6	-515.5	-232.3	1.68

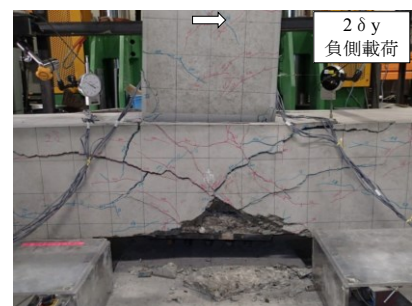
※柱主筋のひずみが降伏ひずみに達した時の荷重



T1 試験体



T2 試験体



T3 試験体

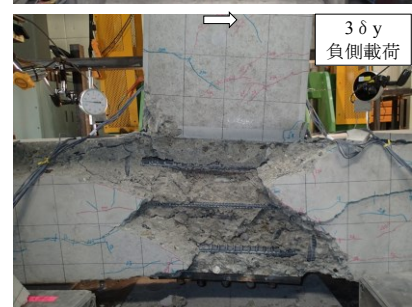
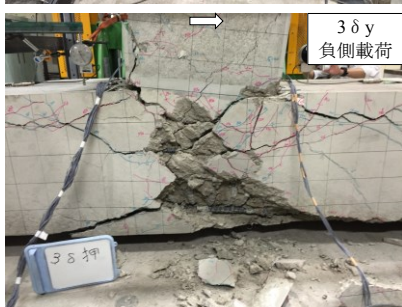


写真-1 試験体のひび割れ状況 (上), 破壊状況 (下)

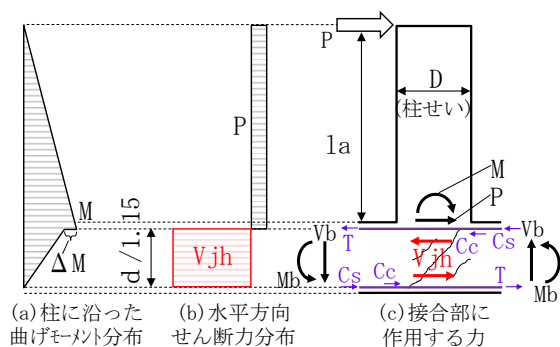


図-2 接合部に作用する水平方向せん断力

(1)降伏荷重と計算値の比較

全ての試験体において、柱主筋のひずみが降伏ひずみに達した時の荷重は、降伏曲げ耐力の計算値を下回った。降伏時に最もひび割れ状況が軽微であった T2 試験体は、実験値が計算値と概ね一致しているが、T1・T3 試験体では、実験値が計算値を 10～20%程度下回り、特に負側の載荷において低下が大きい結果となった。

(2)最大荷重と接合部水平せん断強度の比較

最大荷重と接合部水平せん断強度の計算値との比 (P_{max}/PV_{ju}) は、T1 試験体において 1.0～1.2 であり計算値と概ね整合した。鋼板定着した T2 試験体は、正側負側とも 1.5 程度であり計算値を大きく上回った。柱主筋を鋼板定着としたことが接合部耐力の向上に寄与していると考えられる。T3 試験体は、正側載荷時の最大荷重は計算値の 2 倍と大きく上回った。

3.3 荷重変位関係

水平荷重と柱の載荷点水平変位の関係を図-3 に示す。図中の計算値は、鉄道構造物等設計標準 耐震設計⁵⁾に従い下端を固定した RC 柱として算定した。また、破線で示す柱の載荷点水平変位の計測結果から接合部の回転に伴う分を減じ、補正した値を実線で示している。接合部の回転に伴う柱の水平変位は、図-4 に示すように、柱近傍の梁上面鉛直変位の計測結果より接合部の回転角を求め、柱のせん断スパンを乗じて算定した。載荷の進行に伴い、鉛直変位測定箇所も損傷すること、また接合部のせん断変形等、他の要因に伴う水平変位の割合が増加することから補正値は $1\delta y \sim 3\delta y$ までとした。

(1)履歴性状

T1 試験体は、降伏変位の実験値が計算値を大きく上回った。 $2\delta y$ 正側載荷時に最大荷重を示したが、降伏荷重から大きな増加は無く、それ以降の載荷においては、柱主筋定着部より上側の接合部コンクリートの損傷が進展し荷重が低下した。計算上の骨格曲線を大きく下回る履歴性状を示した。

T2 試験体は、降伏変位及び降伏荷重の実験値が計算値とほぼ同等となった。 $2\delta y$ 載荷時に最大荷重を示した後、正側は緩やかに荷重が低下し、 $8\delta y$ まで降伏荷重を維持したが、その後の載荷では梁部の損傷が進展し荷重が

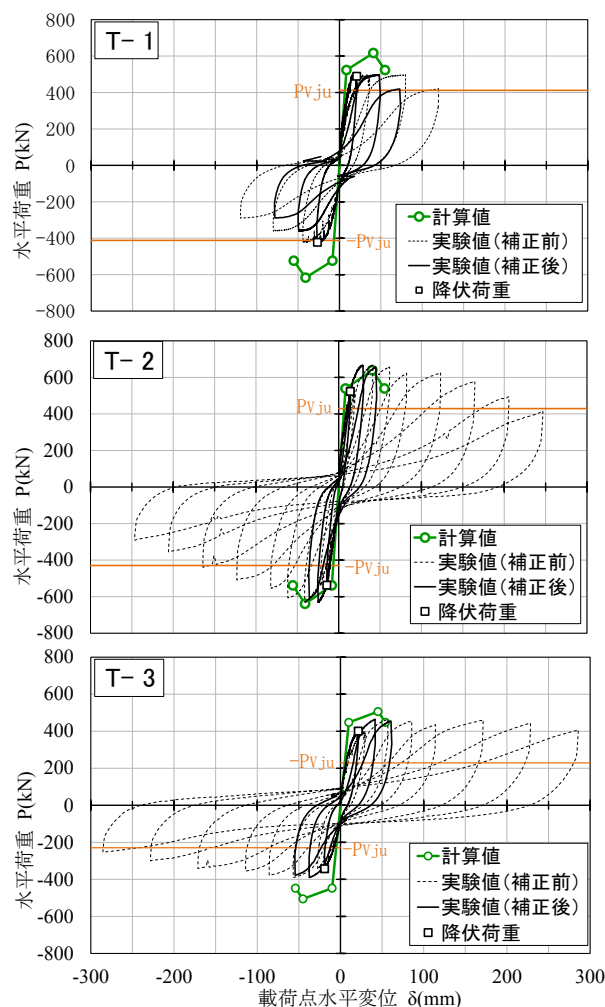


図-3 水平荷重－水平変位関係

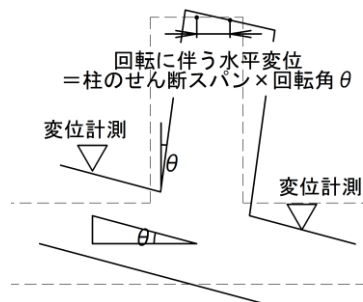


図-4 変位の補正方法

大きく低下した。負側のサイクルでは、正側と比較し荷重低下が大きく、降伏荷重を維持したのは $4\delta y$ までであった。正側載荷時の降伏荷重および負側載荷の最大荷重の実験値が計算値を若干下回ったものの、計算上の骨格曲線とほぼ同等の履歴性状を示した。

T3 試験体は、降伏変位の実験値が計算値を大きく上回った。 $2\delta y$ 載荷時に最大荷重を示した後、正側は非常に緩やかに荷重が低下し、梁部の損傷が進展した以降においても $10\delta y$ まで降伏荷重を維持した。負側のサイクルでは、正側と比較し荷重低下が大きく、降伏荷重を維持したのは $4\delta y$ までであった。計算上の骨格曲線を下回る

履歴性状を示した。

T1, T3 試験体は、荷重初期の段階において接合部の損傷が大きく、剛性が低下したことにより降伏変位の計算値を大きく上回ったと考えられる。

(2) T1 試験体と T2 試験体の比較

T1・T2 試験体における水平荷重—水平変位関係の包絡線を図-5 に示す。横軸は水平変位を降伏変位の計算値 δ_{yc} で、縦軸は水平荷重を降伏荷重の計算値 P_{yc} で除して無次元化した。

1 δ_y 正側荷重において、接合部水平せん断力強度 P_{Vju} 荷重付近までは、両試験体において大きな差は無いが、その後の荷重で T1 試験体の剛性が低下し水平変位が増大した。また、T2 試験体が T1 試験体に比べ、耐力および変形性能が大きく向上することが確認できる。

3.4 鉄筋ひずみ比較

(1) 柱主筋

柱主筋のひずみ計測位置を図-6 に、ひずみ分布を図-7 に示す。計測位置は東面柱主筋の中央と両端の3本の鉄筋において柱基部と接合部内の定着部とした。ひずみ分布は1 δ_y , 2 δ_y 荷重時の値とし、上段に正側荷重時

(柱基部が引張側), 下段に負側荷重時(柱基部が圧縮側)の結果を示す。

1) 正側荷重

引張側となる正側荷重では、全ての試験体において1 δ_y 荷重時に柱基部の3箇所がほぼ同等の値で降伏ひずみに達した。2 δ_y 荷重時の柱基部は、T1 試験体は中央のみが増加し、両端は1 δ_y 荷重時から大きな増加は無かった。T2 試験体は3箇所のひずみ大きく増加し、T3 試験体は3箇所とも1 δ_y 荷重時から大きな増加は無かった。

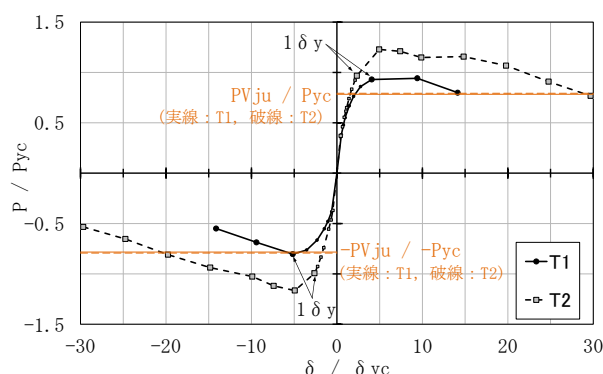


図-5 T1・T2 試験体包絡線

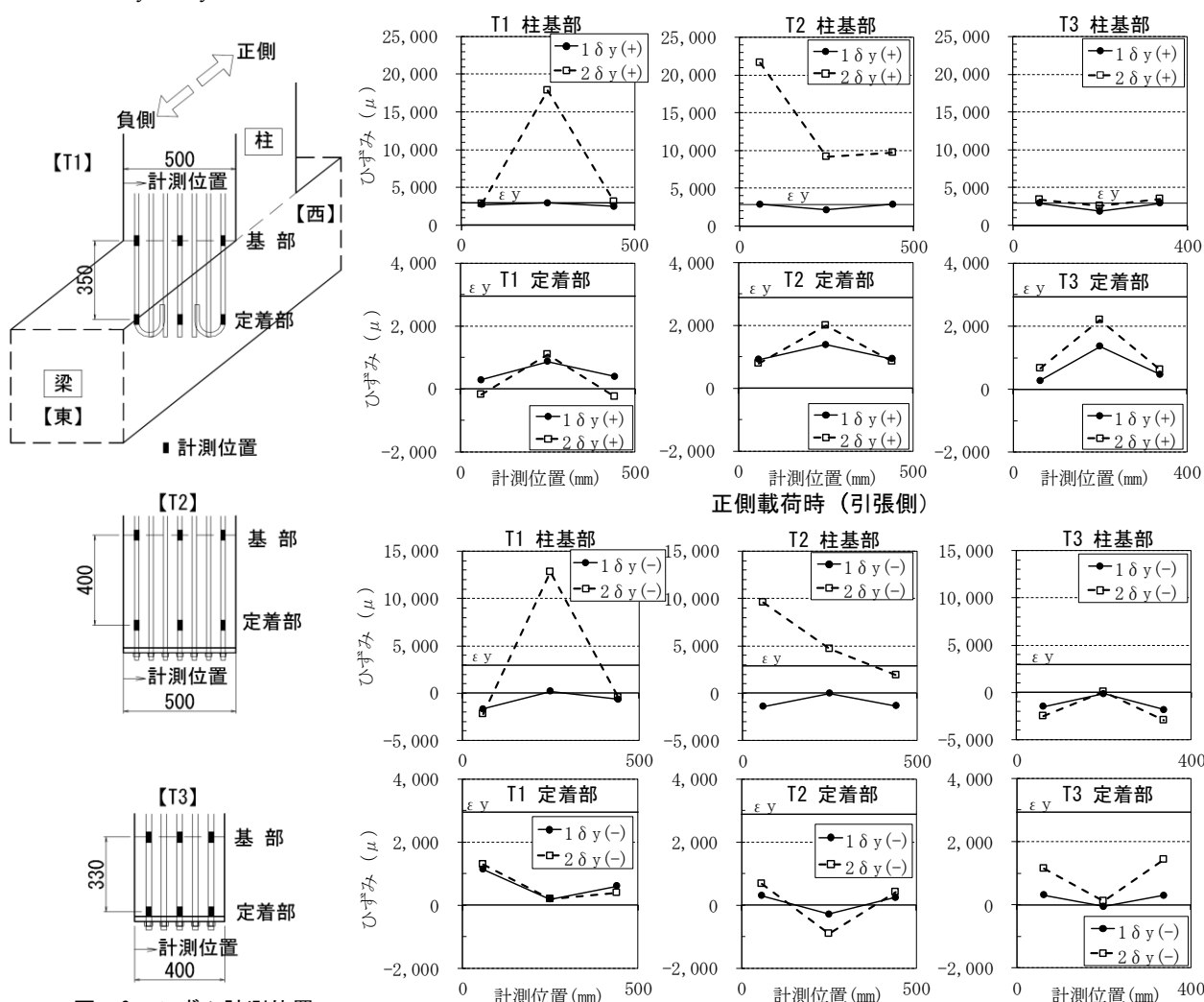


図-6 ひずみ計測位置

図-7 主鉄筋のひずみ分布

定着部は、全ての試験体において、両端が中央に比べ小さい値となっており、これは接合部の損傷による影響であると考えられる。T1 試験体の両端は、 $2\delta y$ 荷重時に引張ひずみを生じない状態となった。これは、接合部の損傷の進展に伴い、定着部の鉄筋に付着劣化が生じたためと考えられる。鋼板定着した T2・T3 試験体は、 $1\delta y$ 荷重時からひずみが低下することがなく、定着機能を維持している。T2 試験体は、 $2\delta y$ までの接合部の損傷が比較的軽微であり、荷重変位関係に示すように、最大荷重が柱終局曲げ耐力の計算値とほぼ同等となる性能を示したものと考えられる。T3 試験体は、鋼板定着とすることで主筋先端の定着機能は確保しているものの、接合部の損傷が大きいため、基部のひずみが増加せず、最大荷重が柱の終局曲げ耐力まで増加しない結果になったと考えられる。

2) 負側荷重

圧縮側となる負側荷重では、柱基部は前荷重ステップで降伏ひずみを大きく超過した箇所以外は圧縮ひずみを生じている。一方、定着部は全ての試験体の両端が引張ひずみを生じ、接合部の損傷が大きい T1・T3 試験体が T2 試験体と比較し大きな値を示した。両端に配置した柱主筋が接合部の斜めひび割れに抵抗していると考えられる。

(2) T1・T2 試験体の帯筋ひずみの比較

帯鉄筋のひずみ計測位置を図-8に、T1・T2 試験体における鉄筋ひずみー水平変位関係の包絡線を図-9に示す。同一変位における両試験体の帯鉄筋ひずみは、a位置では降伏ひずみ以内でほぼ同等、降伏ひずみを越えた領域においてT2試験体がT1試験体を上回ったが、b位置ではほぼ同等であった。帯鉄筋ひずみについては、柱主筋を鋼板定着としたことによる影響は少ないことが確認できる。

4. まとめ

今回の実験の範囲内で得られた知見を以下に示す。

- 1) 柱主筋を半円形フックにより定着した場合、斜めひび割れは柱基部から定着部に進展するが、鋼板定着した場合、接合部の対角線上に進展する。
- 2) 柱主筋を鋼板定着した場合は、半円形フックにより定着した場合と比べて接合部耐力、変形性能が向上する。梁高を縮小した場合においても、最大耐力以降の急激な耐力低下を防ぐことができる。
- 3) 柱主筋を半円形フックにより定着した場合、接合部コンクリートの損傷に伴い定着機能が低下するが、鋼板定着した場合は定着機能が維持されていると考えられる。
- 4) 柱の側面側に配置した主筋の定着部は、柱基部が圧

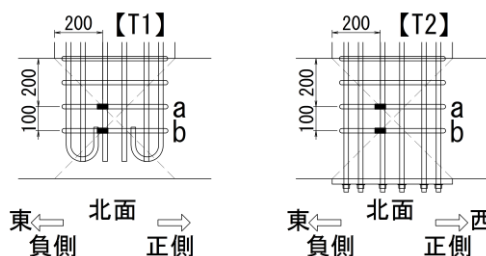


図-8 ひずみ計測位置

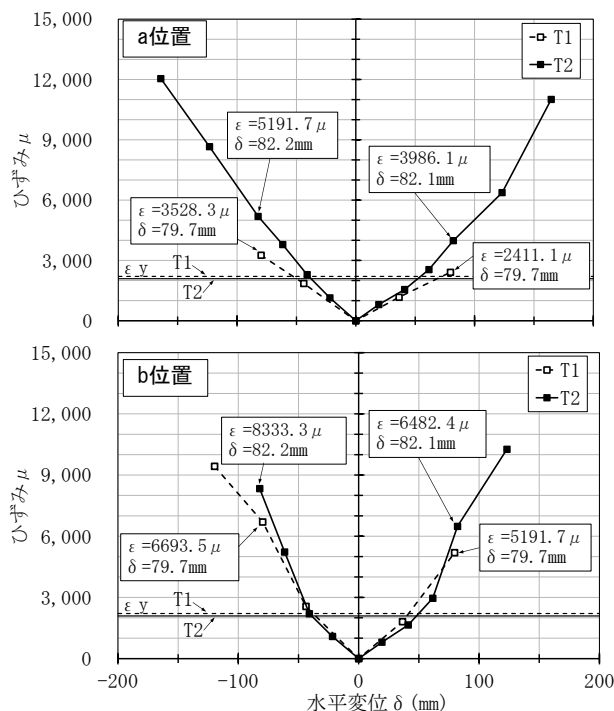


図-9 T1・T2 試験体包絡線

縮力を受ける荷重時に引張応力を負担している。これは柱主筋が接合部のせん断ひび割れに抵抗しているためと考えられる。

- 5) 接合部内の柱帯鉄筋のひずみは、柱主筋を従来の半円形フックにより定着した場合と鋼板定着した場合で大きな違いは見られなかった。

参考文献

- 1) 図司英明, 渡部太一郎: 梁高を縮小した高架橋の梁柱接合部における構造性能確認実験, 第70回土木学会年次学術講演会, V-109, pp217-218, 2015,9
- 2) 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, 2004.4
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 丸善, pp244,245, 1999.8
- 4) M.J.N.Priestley, F.Seible, G.M.Calvi: 橋梁の耐震設計と耐震補強, 技報堂出版, pp208-213, 1998.4
- 5) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 丸善, 1999.10