

論文 梁高を縮小して柱主鉄筋を鋼板にナット締め定着した柱梁接合部における実験的検討

倉岡 希樹*1・築嶋 大輔*2・國井 道浩*3

要旨: 鉄道 RC ラーメン高架橋の柱梁接合部において、柱軸方向鉄筋を鋼板にナット締め定着した柱梁接合部構造について、梁高（接合部高さ）を縮小した場合の耐荷性能について載荷実験により確認した。その結果、柱軸方向鉄筋を鋼板定着して梁高を小さくした場合、耐力は低下するものの、急激な耐力低下はしないことを確認した。また、梁高が小さくても接合部のコンクリート強度をあげることで、接合部の損傷が抑えられるため、直交横梁を設置した場合と同程度の耐荷性能を有するようになることを確認した。

キーワード: ラーメン高架橋, 柱梁接合部, 鋼板定着, 梁高

1. はじめに

鉄道 RC ラーメン高架橋の設計において、柱梁接合部（以下、接合部）は、柱軸方向鉄筋の定着長を確保できる断面高さを確保するとともに、接合部の耐力照査は行わず剛域として扱い、柱や梁より先に破壊しないことが前提の設計となっている。一方、駅部盛土の高架橋化等では、高架下空間の有効活用の観点や現況のレールレベルやコンコースレベルの制限を受けて構造物寸法が決まり、梁の断面高さが制限される場合がある。この場合、柱軸方向鉄筋の定着長が確保できないだけでなく、接合部断面が小さくなって接合部自体の耐力が小さくなることで、接合部が柱や梁よりも先行して破壊することが懸念される。

図司らは、接合部断面を縮小する場合の対策として、梁天端に設置した鋼板に柱軸方向鉄筋をナット締め定着（以下、鋼板定着）する構造（図-1）を提案し、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、接合部の損傷が進展しても、耐力が急激に低下しないこと等を載荷実験により確認している¹⁾²⁾。ただし、鋼板定着する構造において、梁高（接合部高さ）が接合部の耐荷性能に与える影響については明らか

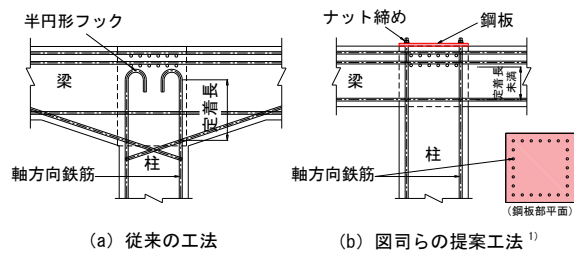


図-1 鋼板定着工法の概要

かになっていない。

本論文では、鋼板定着する構造において、梁高（接合部高さ）の違いによる場合に、接合部の耐荷性能に与える影響を交番載荷実験により確認したので、その結果について報告する。

2. 実験概要

2.1 試験体形状・諸元

試験体諸元を表-1 に、試験体概要を図-2 に示す。試験体は RC ラーメン高架橋の接合部を模擬した T 字形状とし、上下を反転させた形状とした。試験体は全て柱軸方向鉄筋を接合部内に貫通して配置し、柱軸方向鉄筋先端をネジ加工し、接合部背面側に設置した鋼板にナット

表-1 試験体諸元

No	柱				接合部		梁		直交横梁		
	断面寸法 b×h (mm)	軸方向鉄筋 帯鉄筋	せん断スパン (mm)	軸方向鉄筋の 定着方法	帯鉄筋	コンクリート強度 (N/mm ²)	断面寸法 b×h (mm)	軸方向鉄筋 スターラップ	軸方向鉄筋 スターラップ		
T2 ¹⁾	500×500	30-D19 (SD490) D19@70 (SD345)	1200	鋼板定着 SS400 500×500×t22	3-D19 (SD345)	19.1	500×500	12-D29(SD390) 2本-D13@125(SD345)	—		
T7						17.9			500×350	12-D29(SD685) 2本-D16@125(SD345)	—
T8						34.9					—
T9						28.0					8-D16(SD345) 2本-D13@125(SD345)

*1 東日本旅客鉄道（株） 構造技術センター 工修（正会員）
 *2 東日本旅客鉄道（株） 構造技術センター（正会員）
 *3 東日本旅客鉄道（株） 東京工事事務所 工事管理室 工修（正会員）

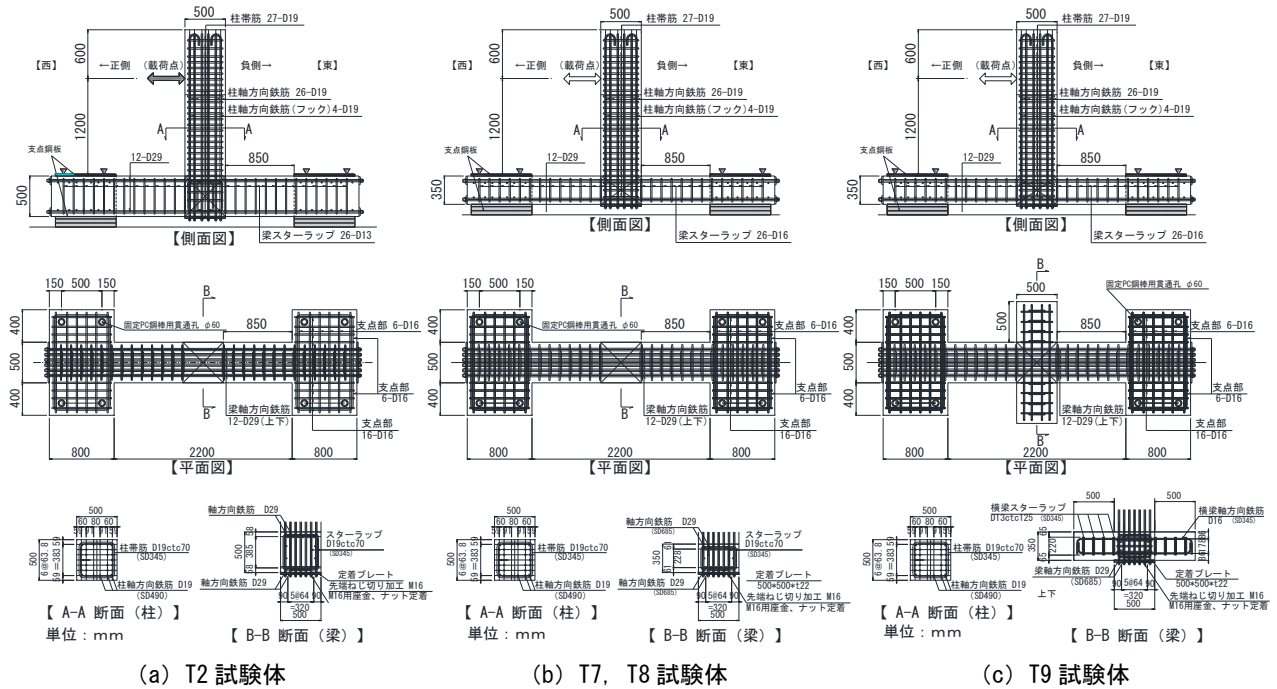


図-2 試験体概要図

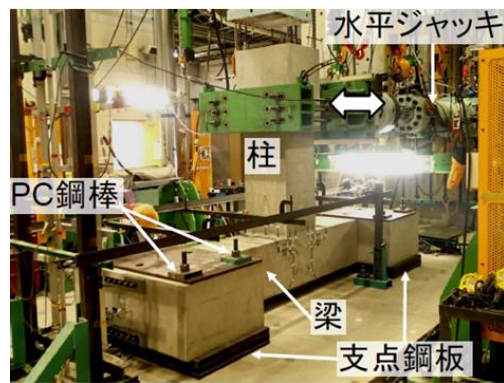


図-3 荷重状況

表-2 材料試験結果

		鉄筋径・材質		降伏強度 (N/mm ²)	コンクリート強度 (N/mm ²)
				／降伏ひずみμ	
T2	柱	軸方向鉄筋	D19 (SD490)	532/2880	柱 24.8
		帯鉄筋	D19 (SD345)	381/2091	
	梁	軸方向鉄筋	D29 (SD390)	402/2146	梁・接合部 19.1
		スタースラップ	D13 (SD345)	374/2135	
T7	柱	軸方向鉄筋	D19 (SD490)	529/2579	柱 22.4
		帯鉄筋	D19 (SD345)	367/1914	
	梁	軸方向鉄筋	D29 (SD685)	702/3749	梁・接合部 17.9
		スタースラップ	D16 (SD345)	402/2137	
T8	柱	軸方向鉄筋	D19 (SD490)	534/2601	柱 32.5
		帯鉄筋	D19 (SD345)	371/1909	
	梁	軸方向鉄筋	D29 (SD685)	713/3786	梁・接合部 34.9
		スタースラップ	D16 (SD345)	390/2018	
T9	柱	軸方向鉄筋	D19 (SD490)	534/2601	柱 26.9
		帯鉄筋	D19 (SD345)	371/1909	
	梁	軸方向鉄筋	D29 (SD685)	713/3786	梁・接合部 28.0
		スタースラップ	D16 (SD345)	390/2018	

ト締め定着する構造とした。

実験パラメータは、梁高とし、梁高を小さくした場合の接合部コンクリートの圧縮強度の違いと直交横梁の影響についての確認も行った。

T2 試験体は、梁高を 500mm とし、T7, T8, T9 試験体は、梁高を 350mm とした。T7 試験体に対して、T8 試験体は接合部・梁のコンクリート圧縮強度を高め、T9 試験体は直交横梁を設置した。

試験体は全て接合部の耐力を柱、梁より小さく設定し、接合部が柱、梁より先に損傷する設計とした。なお、接合部の耐力は建築学会の鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針³⁾により算出した。

2.2 荷重方法及び測定項目

荷重点の位置を図-2に、荷重状況を図-3に示す。水平荷重は柱頭部に荷重し、柱主鉄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 $1\delta y$ の整数倍、 $4\delta y$

以降は偶数倍の変位を正負1回交番荷重した。柱に軸力は荷重していない。試験体の梁両端部を支点とし、支点部に鋼板を敷いてPC鋼棒にて固定することで梁部を地面から浮かせた状態とした。

主な計測項目は、荷重点の水平荷重、水平変位及び鉄筋ひずみである。

3. 実験結果及び考察

3.1 材料試験結果

荷重試験時の鉄筋及びコンクリートの材料試験結果を表-2に示す。

3.2 破壊進展状況

各試験体の接合部での破壊性状について、以下に述べる。各試験体の特徴的な段階の損傷状況を図-3に示す。

(1) T2 試験体 (図-3 (a))

$1\delta y$ 荷重時において、接合部に対角線上のひび割れが

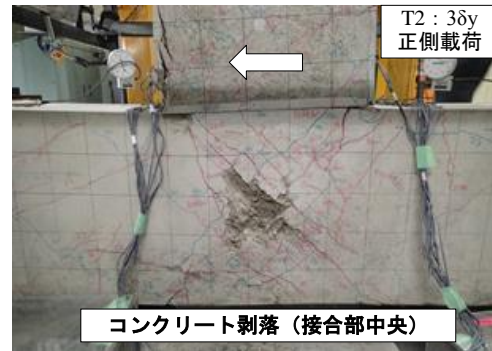
多数発生した。また、縦梁及び柱基部において曲げひび割れが発生した。2 δy 載荷時に最大荷重 (P=667kN) となり、接合部において対角線上に発生していたひび割れが柱基部から鋼板定着部に抜け、そのひび割れのひび割れ幅が拡大し、接合部中央付近のかぶりコンクリートが浮いた状態となった。また、縦梁においては、斜めひび割れが発生した。その後、3 δy 載荷時に接合部中央付近でかぶりコンクリートが剥落し、これ以降、荷重が徐々に低下した。6 δy ~8 δy 載荷時に、柱基部が圧壊損傷し、接合部全体及び接合部に近い西側縦梁側面のかぶりコンクリートが剥落した。試験終了後に接合部を確認したところ、接合部の側面から深さ 150mm 程度までコンクリートが粉砕されていた。

(2) T7 試験体 (図-3 (b))

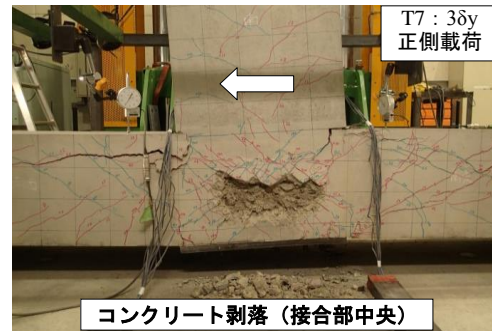
1 δy 載荷時において、接合部の対角線上にひび割れが多数発生した。また、柱基部で曲げひび割れが発生し、縦梁では曲げひび割れ及び斜めひび割れが発生した。2 δy 載荷時に最大荷重 (P=558kN) となり、接合部において対角線上に発生していたひび割れが柱基部から鋼板定着部に抜け、接合部中央付近のかぶりコンクリートが浮いている状態となった。また、東側縦梁において、圧縮側柱基部から支点前面まで斜めひび割れが進展し、西側縦梁では、接合部側から縦梁上側軸方向鉄筋に沿った割裂ひび割れが発生した。3 δy 載荷時に接合部中央付近のかぶりコンクリートが剥落した。3 δy ~4 δy 載荷時に、柱基部が圧壊損傷し、接合部のかぶりコンクリートの剥落範囲と縦梁の斜めひび割れのひび割れ幅が拡大し、以降、荷重が徐々に低下した。8 δy 載荷時には接合部全域のかぶりコンクリートと東側梁の側面と上面のかぶりコンクリートが剥落した。試験終了後に接合部を確認したところ、接合部中央付近を中心に、鉄筋で囲まれた内部のコンクリートが粉砕されていた。

(3) T8 試験体 (図-3 (c))

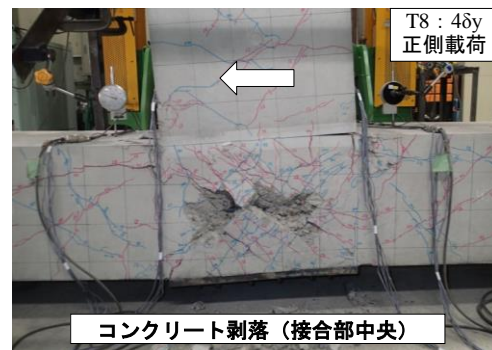
1 δy 載荷時において、接合部に対角線上のひび割れが多数発生した。また、柱基部で曲げひび割れが発生し、縦梁では曲げひび割れ及び斜めひび割れが発生した。3 δy 載荷時に最大荷重 (P=730kN) となり、接合部において対角線上に発生していたひび割れが柱基部から鋼板定着部に抜け、そのひび割れのひび割れ幅が拡大した。また、接合部中央付近のかぶりコンクリートが浮いた状態になり、剥落した範囲もあった。また東側梁部においては、T7 試験体と同様に斜めひび割れが進展した。4 δy 載荷時に接合部中央付近のかぶりコンクリートが広範囲に剥落し、柱基部で圧壊損傷し始めた。6 δy ~8 δy 載荷時に、接合部のかぶりコンクリートの剥落範囲と縦梁の斜めひび割れのひび割れ幅が拡大した。12 δy 載荷時には東側縦梁側面のかぶりコンクリートが接合部側から縦



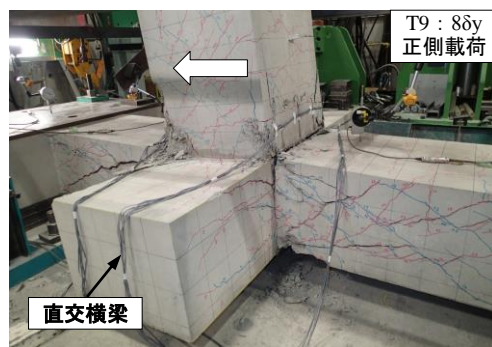
(a) T2 試験体



(b) T7 試験体



(c) T8 試験体



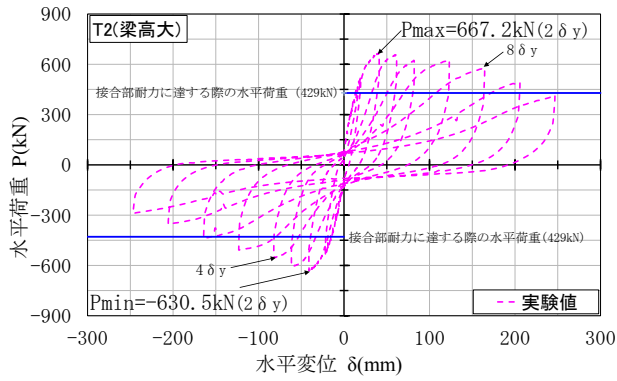
(d) T9 試験体

図-3 試験体の損傷状況

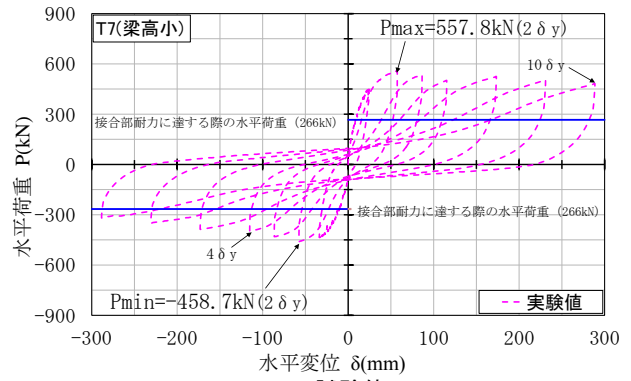
梁のスパン中央付近まで剥落した。試験終了後に接合部を確認したところ、鉄筋で囲まれた内部のコンクリートが粉砕されていた。

(4) T9 試験体 (図-3 (d))

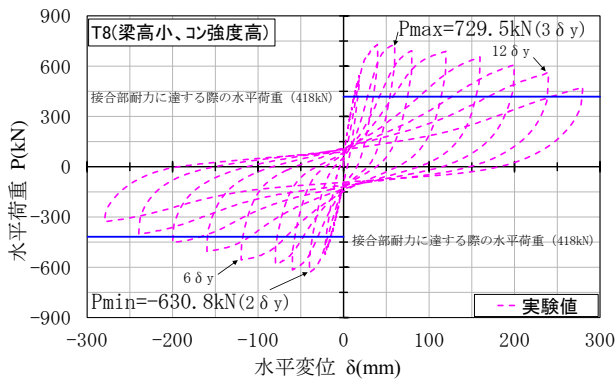
1 δy 載荷時において、柱基部で曲げひび割れが発生し、縦梁では曲げひび割れ及び斜めひび割れが発生した。また、直交横梁は、上面及び側面の軸方向鉄筋位置付近に



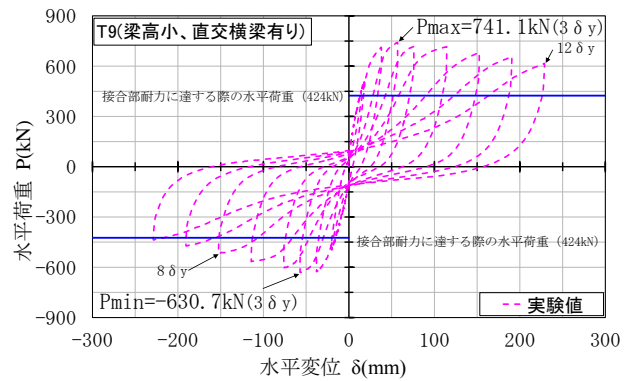
(a) T2 試験体



(b) T7 試験体



(c) T8 試験体



(d) T9 試験体

図-4 荷重-変位関係

において接合部側から直交横梁端部へ伸びるようにひび割れが発生した。2δy 載荷時に、柱基部が圧壊損傷し始め、縦梁において、圧縮側柱基部から支点前面まで斜めひび割れが進展し、接合部との付け根の上下部で圧壊損傷が見られ始めた。3δy 載荷時に最大荷重 (P=741kN) となった。4δy 載荷時では、柱基部の圧壊損傷範囲が拡大し、縦梁では斜めひび割れが増加した。特に西側縦梁においては、接合部側から縦梁上側主筋に沿った割裂ひび割れが発生した。これ以降、徐々に荷重が低下した。6δy~8δy 載荷時には、縦梁側面の斜めひび割れ及び軸方向鉄筋に沿った割裂ひび割れのひび割れ幅が拡大し、直交横梁では、直交横梁の軸方向鉄筋に沿って割裂ひび割れが直交横梁端部まで達した。また、柱基部の圧壊損傷範囲が大きくなり、縦梁では接合部との付け根付近で側面かぶりコンクリートが剥落した。12δy 載荷時には西側縦梁側面のかぶりコンクリートが接合部側から縦梁スパン中央付近まで剥落した。直交横梁では、下側角部のかぶりコンクリートが剥落した。実験終了後、直交横梁を一部撤去して接合部内を確認したところ、無損傷であった。

3.3 荷重-変位関係

各試験体の水平荷重と柱の載荷点水平変位の関係を図-4 に示す。図中には、接合部に作用する水平せん断力が、建築学会指針³⁾による接合部せん断強度 V_{ju} に達する際の柱に作用する水平荷重 P_{Vju} も示した。接合部に対角線上のひび割れが多数生じた 1δy 載荷時の荷重は、

P_{Vju} を上回り、その後の載荷でも載荷荷重が上がり、急激な荷重低下をすることは無かった。鋼板定着により、柱軸方向鉄筋の定着が無くならなかったためと考えられる。

次に、各試験体の最大荷重 (実験値) と接合部に作用する水平せん断力が接合部水平せん断強度となる際の柱の水平荷重 (計算値) との関係を表-3 に示す。各試験体の材料試験値を用いて、建築学会指針³⁾により接合部水平せん断強度 V_{ju} を算定し、接合部に作用する水平せん断力 V_{jv} が接合部水平せん断強度 V_{ju} となる時の柱の水平荷重 P_{Vju} を算出し、最大荷重 (実験値) P_{max} と比較した。接合部水平せん断強度は、式(1)により算定した。

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

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)

ϕ : 直交梁の有無による補正係数

$\phi = 0.85$ (直交梁無), 1.00 (直交梁有)

F_j : 接合部のせん断強度の基準値

$F_j = 0.8 \times \sigma_B^{0.7}$ (N/mm²)

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

D : 柱せい

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のイメージ図を図-

5に示す。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、 V_{jh} ：接合部に作用する水平せん断力

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梁のせん断力の関係を式(3)～(5)に示す⁵⁾。

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

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

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

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）

l_a ：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に作用する水平荷重 P_{Vju} を算定した。また、表-3には、左右の梁端部せん断力 V_b が縦梁のせん断耐力⁵⁾に達する際に柱に作用する水平荷重 P_{Vy} も示す。

表-3 接合部耐力の比較

試験体		最大荷重 (kN)			①/②	①/③
		実験値	計算値			
		P _{max}	P _{Vju}	P _{Vy}		
	①	②	③			
T2	正	667.2	429.2	1,135.4	1.55	0.59
	負	-630.5	-429.2	-1,135.4	1.47	0.56
T7	正	557.8	266.2	1,017.2	2.10	0.55
	負	-458.7	-266.2	-1,017.2	1.72	0.45
T8	正	729.5	417.5	1,021.1	1.75	0.71
	負	-630.8	-417.5	-1,021.1	1.51	0.62
T9	正	741.1	423.8	1,010.0	1.75	0.73
	負	-630.7	-423.8	-1,010.0	1.49	0.62

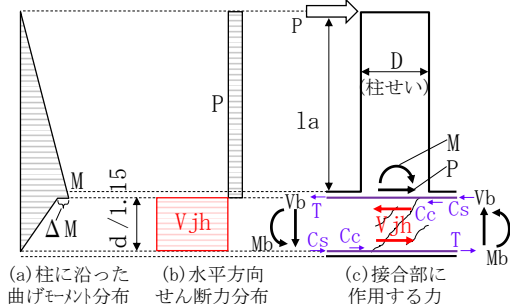


図-5 接合部に作用する水平せん断力

実験値の最大荷重 P_{max} と接合部水平せん断強度となる水平力 P_{Vju} の計算値との比は、T2 試験体で 1.5 程度、T7 試験体では、正側載荷で 2.1、負側載荷で 1.7 程度、T8 試験体では、正側載荷で 1.7 程度、負側載荷で 1.5 程度、

T9 試験体では、正側載荷で 1.7 程度、負側載荷で 1.5 程度なり、全試験体で実験値は P_{Vju} を上回った。試験体の接合部形状は T 形状だが、鋼板定着により、柱の軸方向鉄筋の定着が失われていないこと、柱軸方向鉄筋の配筋が十字形の配筋と似た配筋になっていることにより、実験値が計算値を上回ったと考えられる。また、実験値の最大荷重 P_{max} と縦梁のせん断耐力に達する際の水平力 P_{Vy} との比は、T2 試験体では 0.6 程度、T7 試験体では 0.5 程度、T8、T9 試験体では、正側載荷で 0.7 程度、負側載荷で 0.6 程度となり、実験値は P_{Vy} を下回った。破壊性状から縦梁にも損傷が生じていたが、梁のせん断耐力にまで達していないと考えられる。

3.4 パラメータの影響

各試験体における水平荷重-水平変位関係の包絡線を比較したものを図-6 に示す。横軸は水平変位、縦軸は水平荷重とし、 $8\delta y$ まで示した。図中の T6 試験体²⁾は、T2 試験体の梁高と同じ高さの直交横梁を設置した試験体である。

(1) 梁高の違いによる影響 (図-6 (a))

T2、T7 試験体の比較から、梁高を縮小した場合、最大耐力が小さくなり、降伏変位が大きくなった。梁高（接合部高さ）が小さくなくても、鋼板定着により接合部での柱軸方向鉄筋の定着は確保されるものの、梁高が小さくなったことで、梁の曲げ（回転）剛性が小さくなるためと考えられる。また両試験体とも急激な荷重低下はなかった。鋼板定着により、接合部が損傷しても柱の軸方向鉄筋の定着が確保されるためと考えられる。直交横梁を設置した T6、T9 試験体の比較でも、その傾向は同様であった。

(2) コンクリート強度の影響 (図-6 (b))

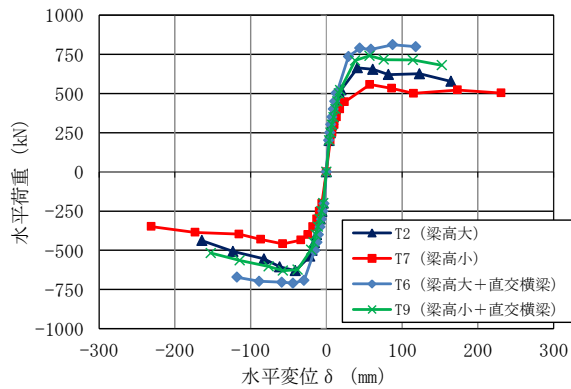
接合部のコンクリート強度を高めた T8 試験体は、T7 試験体と比較して、耐力及び変形性能が向上し、直交横梁を設置した T9 試験体と同程度の耐力及び変形性能となった。これは、梁高が小さくても、接合部のコンクリート強度の増加により、接合部が損傷しにくくなったためと考えられる。建築学会の指針³⁾にあるように、接合部耐力については、コンクリートの圧縮強度の影響が強いことが確認できた。

(3) 直交横梁の有無の影響 (図-6 (b))

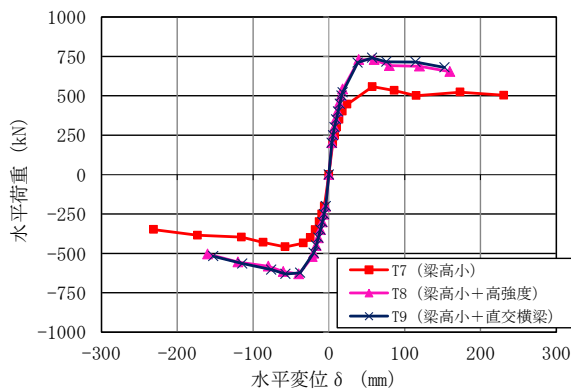
直交横梁を設置した T9 試験体は、設置していない T7 試験体に比べ、正側載荷で約 1.3 倍、負側載荷で約 1.4 倍の耐力を有しており、降伏変位が小さくなっている。直交横梁が接合部のせん断変形を拘束して接合部の損傷を抑える効果²⁾は、梁高が小さくなくても効果があることがわかる。

3.5 鉄筋ひずみ（直交横梁軸方向鉄筋）

T9 試験体における直交横梁の軸方向鉄筋のひずみ計



(a) 梁高の影響



(b) コンクリート強度及び直交横梁有無の影響

図-6 荷重包絡線

測位置を図-7に、ひずみ分布を図-8に示す。

ひずみの値は、接合部内及び接合部と直交横梁の境界で大きくなり、直交横梁の端部に行くほど小さくなる傾向を示し、接合部と直交横梁の境界では、降伏ひずみに達した。直交横梁の軸方向鉄筋は、直交横梁が接合部のせん断変形を平面的に抑える²⁾ためのアンカー筋のような役割となっているため、接合部と直交横梁の境界において最も大きくなっていると考えられ、直交横梁の軸方向鉄筋に沿って割裂ひび割れが生じていたことから、直交横梁の軸方向鉄筋は、引張力に対して抵抗していると考えられる。

梁高が小さいT9試験体は、T6試験体²⁾と比べ、接合部端部でひずみの値が大きくなった。図-6(a)に示すように、T9試験体はT6試験体と比べ、載荷荷重が小さく、降伏変位が大きい。また、接合部のせん断変形を抑えるコンクリートのせん断抵抗面積も小さくなる。そのため接合部がせん断変形しやすく、軸方向鉄筋へ作用する力が大きくなると考えられる。

4. まとめ

今回の実験の範囲で得られた知見を以下に示す。

- 1) 柱主鉄筋を鋼板定着して梁高を縮小した場合、最大耐力が小さくなり、降伏変位が大きくなったが、柱の軸方向鉄筋の定着機能は失われず、急激な耐力低

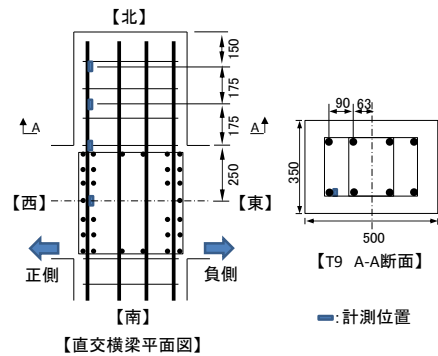


図-7 直交横梁軸方向鉄筋のひずみ計測位置

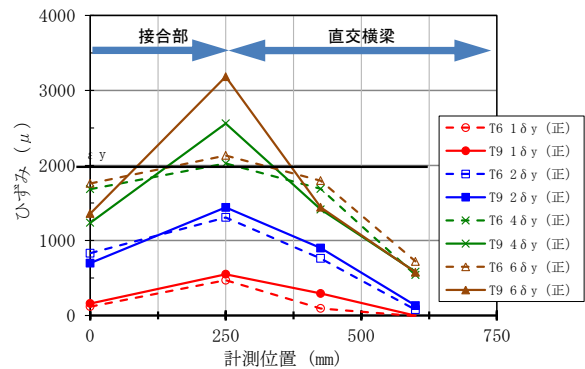


図-8 直交横梁軸方向鉄筋ひずみ

下は無かった。

- 2) 梁高が小さくても、接合部のコンクリート強度を高めた場合、接合部が損傷しにくくなるため、最大耐力及び変形性能が向上する。
- 3) 直交横梁の軸方向鉄筋は、直交横梁が接合部のせん断変形を平面的に抑えるためのアンカー筋の役割となっていると考えられ、梁高の違いにより、接合部のせん断変形量が変わるため、直交横梁の軸方向鉄筋への作用する力が変わると考えられる。

参考文献

- 1) 図司英明, 渡部太郎, 井口重信, 築嶋大輔: 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, コンクリート工学年次論文集, Vol.38, No.2, pp.343-348, 2016
- 2) 國井道浩, 渡部太郎, 倉岡希樹, 築嶋大輔: 柱主鉄筋を梁上面の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, コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No.2, pp.223-228, 2017
- 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
- 5) 前田友章, 田所敏弥, 谷村幸裕: 逆対称曲げを受ける鉄筋コンクリート梁のせん断耐力評価法, 鉄道総研報告, Vol.22, No.10, Oct, 2008