

論文 梁に段差を有する鉄筋コンクリート造柱梁接合部のせん断強度に載荷方向が及ぼす影響

董 添文*1・花井 伸明*2・蛭川 利彦*3

要旨：本研究では、梁に段差を有する鉄筋コンクリート造柱梁接合部において、載荷方向を変えた片側漸増載荷実験を実施し、接合部のせん断強度に関して検討した。その結果、梁主筋を 90° 折曲げ定着した梁せいの 0.4 倍程度の段差を有する接合部では、載荷方向の違いによりせん断強度が約 30%異なった。これより、段差梁接合部のせん断強度を正確に評価するためには、載荷方向を考慮する必要がある。また、既往の実験で正負交番載荷を行った柱梁の断面および梁主筋の定着形式が同一である段差がない接合部のせん断強度の実験値の計算値に対する比は、梁せいの 0.4 倍程度の段差を有する接合部の正載荷時と負載荷時の間になった。

キーワード：段差梁接合部, 載荷方向, 折曲げ定着, せん断強度, ストラット機構

1. はじめに

筆者らは、柱左右の梁に段差を有する鉄筋コンクリート造柱梁接合部（以下、段差梁接合部と呼ぶ）について、正負交番漸増載荷実験でせん断破壊した試験体を対象に、接合部せん断強度に影響を及ぼし得る因子ごとに、せん断強度の実験値と計算値を比較して検討した結果、載荷方向や梁主筋の定着形式の違いにより段差梁接合部のせん断強度が異なる可能性があると考えている¹⁾。

段差梁接合部の既往の載荷実験では、建物が地震力を受ける時の挙動を模擬できるように、正負交番載荷を行ったものが多い^{例えば2)~5)}。しかし、正負交番載荷では、後で載荷した方向において、その前の載荷サイクルにおける劣化や残留変形が耐力などに影響する可能性がある。また、段差梁接合部は幾何学的に非対称な形状を有しているため、試験体の力学的性状が外力の方向により異なる（以下、このような性質を方向性と呼ぶ）。このような方向性を持った試験体の実験結果を正確に評価するためには、載荷方向とその順序の影響を考慮する必要もある。一方、既往の実験例では、載荷方向の順序が定まっていない。つまり、実験結果に試験体の持つ方向性の影響と載荷履歴の影響が混在している。

本研究では、正負交番載荷を行うことによる影響を除去し、載荷方向による接合部せん断強度の差異を明確に把握するため、形状や配筋や材料などの諸元が同じである試験体を用いて、正あるいは負の片側だけの載荷とした実験を行う。通常、上述のとおり実際の地震時の挙動に近い条件を考慮して正負交番載荷とすることが多いが、逆方向の載荷で生じたせん断ひび割れ面において観察したい方向の応力伝達機構の形成に影響を与えることを避

けるため、片側だけの載荷とする。

なお、本実験の実験結果を方向性がない試験体の実験結果と比較するため、正負交番載荷を行った柱梁の断面および梁主筋の定着形式が同一である段差がない試験体⁶⁾も併せて検討する。

2. 実験概要

同一形状・配筋の段差梁接合部の試験体 2 体（0.4D-H-P および 0.4D-H-N）を作成した。図-1 に段差梁接合部の試験体の全体形状を示す。さらに、筆者らが行った既往研究⁶⁾の段差のない試験体（0D-H-A）も比較のため検討する。

各試験体とも縮尺は 1/3 程度を想定し、柱梁の寸法お

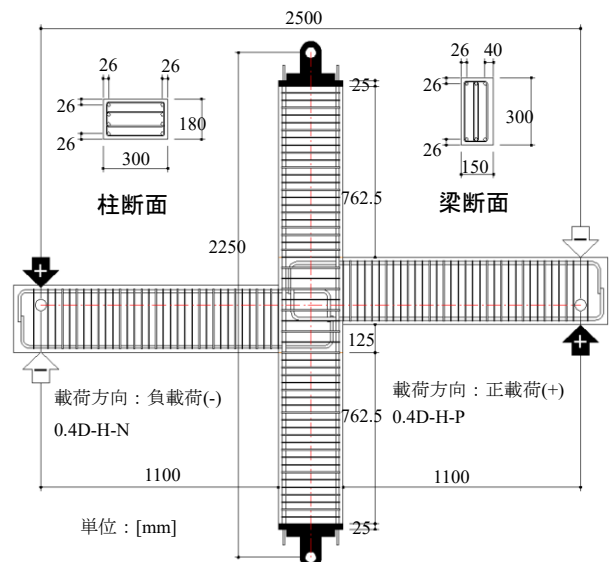


図-1 試験体形状

*1 九州大学大学院 人間環境学府空間システム専攻 修士（工学）（学生会員）

*2 九州産業大学 建築都市工学部建築学科 教授 博士（工学）（正会員）

*3 九州大学大学院 人間環境学府空間システム専攻 教授 博士（工学）（正会員）

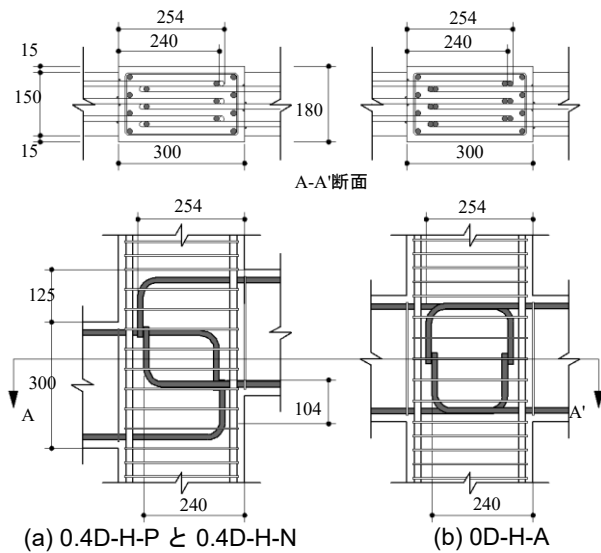


図-2 接合部詳細

表-1 試験体諸元

試験体名 ^{※1}		0.4D-H-P	0.4D-H-N	0D-H-A ^{※2}
スパン長さ×階高		2500×2250(mm)		
梁	幅×せい	150×300(mm)		
	主筋	3-D13		
	定着形式	90°折曲げ		
	あばら筋	□-D4@33		
柱	幅×せい	180×300(mm)		
	主筋	8-D13		
	帯筋	□-D4@33		
	接合部	□-D4@47		□-D4@50
載荷方向		正(+)	負(-)	交番(±) ^{※3}

※1: 試験体名

0.4D-H-P

- 載荷方向, P: 正載荷, N: 負載荷, A: 正負交番載荷
- 梁主筋の定着形式, H: 90°折曲げ定着
- 段差量, D: 梁せい

※2: 本研究では文献6)の試験体番号No.2を0D-H-Aとする。

※3: 正(+)は先に載荷, 負(-)は後で載荷したことを表す。

表-2 材料特性

鉄筋	呼び名	降伏強度 [※] (MPa)	ヤング係数(GPa)
	D13	850[866]	205[210]
D4	397[399]	197[191]	
コンクリート	圧縮強度(MPa)	引張強度(MPa)	ヤング係数(GPa)
	25.2[25.7]	2.48[2.38]	25.4[25.4]

※: 0.2%オフセット耐力 []: 0D-H-A 試験体を表す。

よび配筋は各試験体とも共通とした。梁主筋を接合部内で90°標準フック⁷⁾(余長は $8d_b$, d_b : 鉄筋径)により定着した。0.4D-H-Pおよび0.4D-H-N試験体は125mm(梁せいの0.4倍程度)の段差量を設けた。図-2に接合部の配筋詳細, 表-1に試験体諸元を示す。いずれの試験体も, ほぼ同様な材料を使用した。表-2に鉄筋およびコンクリートの材料特性を示す。また, コンクリート打設は, 試験体を床の上に寝かせて横打ちとした。

なお, 本研究では接合部の破壊性状を見るために, 柱

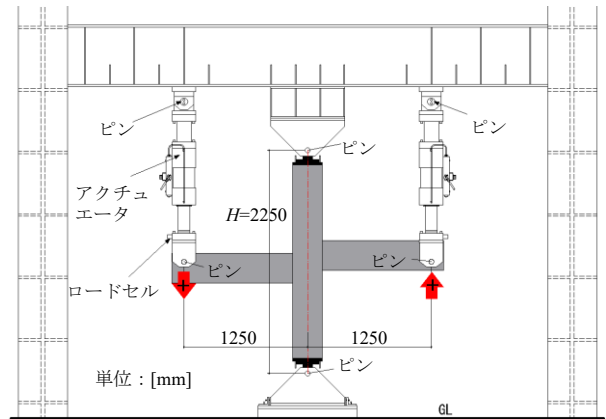


図-3 加力装置の概要(正載荷の場合)

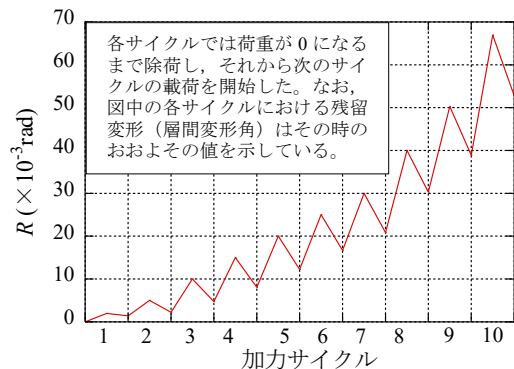


図-4 載荷履歴

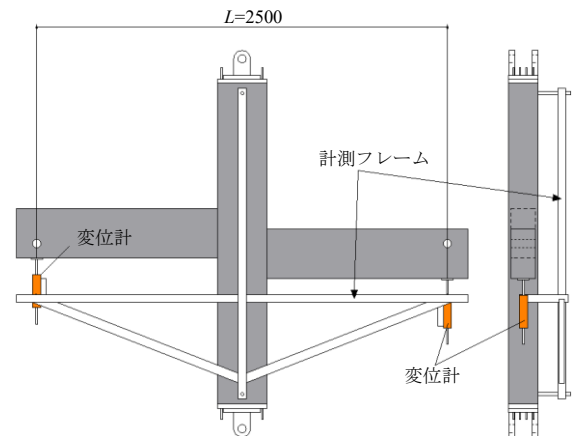


図-5 載荷点の変位の測定方法

および梁の主筋を高強度筋とし, 文献6)に従って梁曲げ降伏時の接合部への入力せん断力が接合部のせん断強度の計算値⁸⁾より1.5倍程度大きくなるように設計した。

載荷方法は図-3に示すように柱頭柱脚をピン支持として加力装置に試験体を固定し, 柱芯から1250mmの位置に荷重を与え逆対称載荷とした。なお, 柱の初期軸力は0とした。載荷方向は0.4D-H-Pは正, 0.4D-H-N試験体は負とした。制御は図-4に示すサイクルに従い正あるいは負の片側のみの漸増載荷とし, 左右のジャッキのストローク量が等しくなるよう行った。各サイクルは荷重が0になるまで除荷し次のサイクルの載荷を開始した。

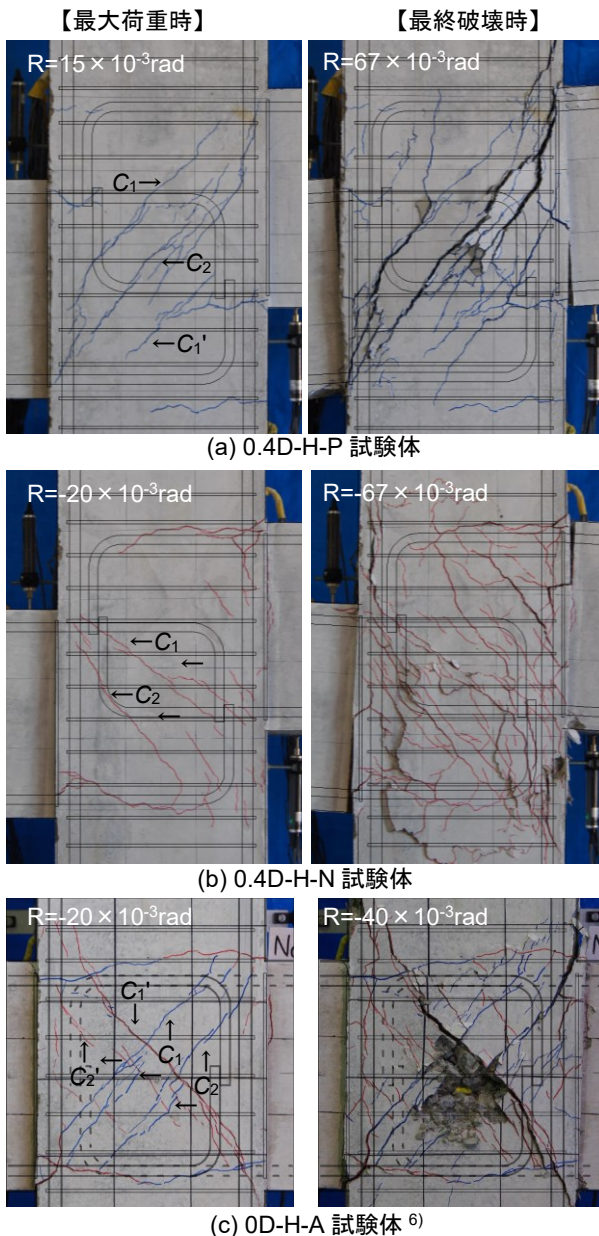
なお、0D-H-A は同一の加力装置を使い、文献 6)に示す正負交番载荷とした。層間変形角 R は図-5 に示すように载荷点の下に変位計を取り付け、左右の载荷点の変位の合計値をスパン長さ $L (=2500 \text{ mm})$ で除して算定した。

3. 実験結果

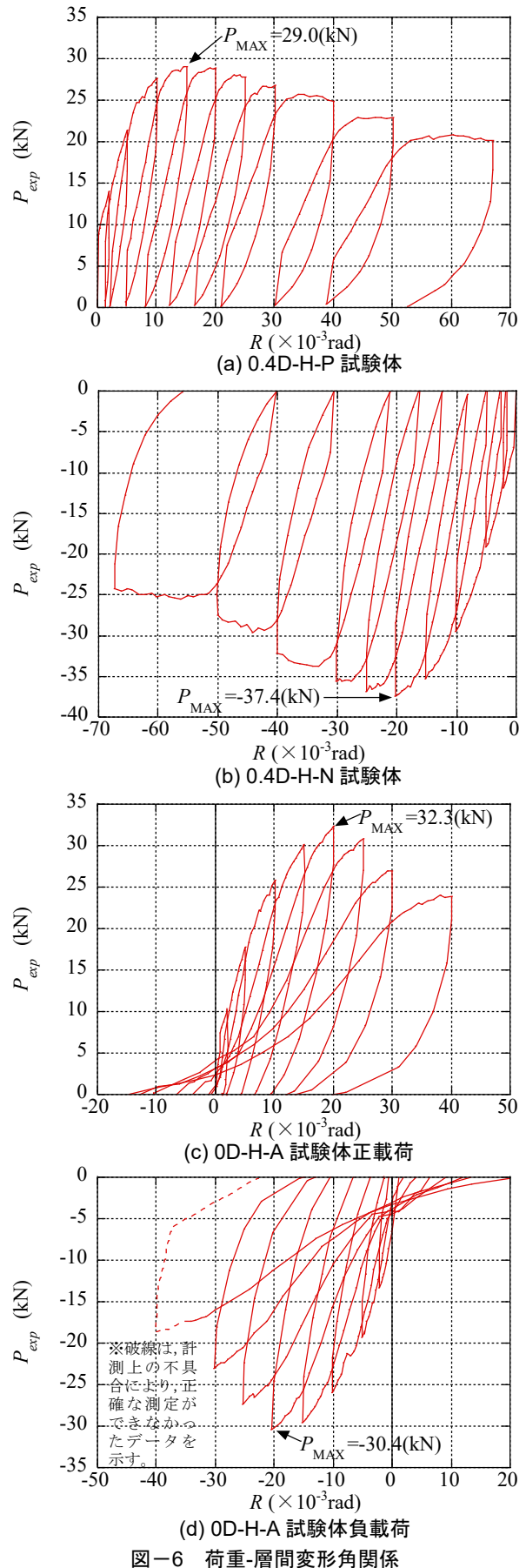
3.1 荷重変形関係および実験破壊性状

写真-1 に試験体の損傷状況、図-6 に荷重 P_{exp} —層間変形角 R 関係を示す。 P_{exp} は、左右梁の荷重の平均値とする。また、正負交番载荷を行った 0D-H-A 試験体では、荷重 0 で図を分けて、図-6(c)に正側、(d)に負側を示す。なお、正側を先に载荷、負側を後で载荷した。

写真-1(a)に示すように、0.4D-H-P 試験体は $2 \times 10^{-3} \text{ rad}$ でパネルゾーン右上の入隅部から右梁下端筋の折曲げ位



置に向かっての斜めひび割れ C_1 、 $5 \times 10^{-3} \text{ rad}$ で斜めひび



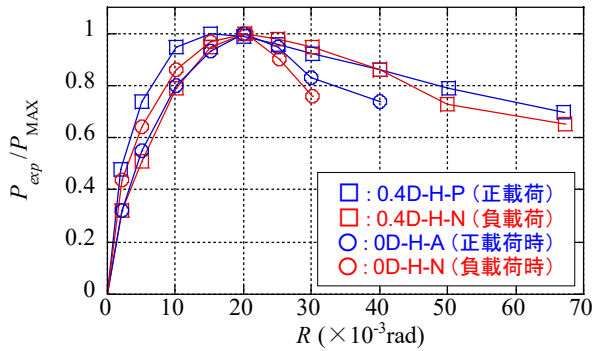


図-7 最大荷重後の耐力低下の状況

割れ C_1' が生じた。 $10 \times 10^{-3} \text{rad}$ でパネルゾーン左下の入隅部から右上の入隅部まで斜めひび割れ C_2 が生じ、 $15 \times 10^{-3} \text{rad}$ で C_2 周辺に細かいひび割れが増え、最大荷重に達した。その後、斜めひび割れ C_1 , C_2 の幅が拡大し耐力低下した。 $30 \times 10^{-3} \text{rad}$ でパネルゾーンのカバーコンクリートが剥落し始め、仕口面の曲げひび割れの幅が拡大した。最終的にひび割れ C_2 に沿うコンクリートの圧壊が激しかった。

写真-1(b)に示すように、0.4D-H-N 試験体は $10 \times 10^{-3} \text{rad}$ で左右梁の重なり区間で左梁の曲げ圧縮側の入隅部から右梁の曲げ圧縮側の入隅部までの斜めひび割れ C_1 が生じ、 $-15 \times 10^{-3} \text{rad}$ で C_1 より勾配が急な斜めひび割れ C_2 が左上の入隅部から左梁下端筋の折曲げ位置に向かって生じた。 $-20 \times 10^{-3} \text{rad}$ でパネルゾーン右下の入隅部近傍で C_1 の周辺に細かいひび割れが増え、 C_2 が左梁下端筋の折曲げ位置の左側に向かって伸展し、最大荷重に達した。その後のサイクルでパネルゾーンの斜めひび割れの幅が拡大し、耐力低下した。 $-40 \times 10^{-3} \text{rad}$ でパネルゾーンのカバーコンクリートが剥落し始め、仕口面の曲げひび割れの幅が拡大した。0.4D-H-P 試験体と比べ、写真-1(b)に示す0.4D-H-N 試験体の最終破壊時では、斜めひび割れ C_1 , C_2 の幅の拡大は穏やかであり、パネルゾーン左下部分のかぶりコンクリートの浮き、右上部分の斜めひび割れ幅の拡大、および左上と右下の柱圧縮主筋付近のひび割れ幅の拡大が顕著であるが、試験体裏側のコンクリート打設面では、斜めひび割れ C_1 , C_2 に沿う位置にひび割れの幅の拡大が最も激しかった。

0D-H-A 試験体では、0.4D-H-P および0.4D-H-N 試験体と異なり、写真-1(c)に示すように、 $15 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以降で接合部の曲げ圧縮側の入隅部から左右梁の引張主筋の折曲げ開始点近傍までの生じた斜めひび割れ C_1 , C_1' , C_2 , C_2' が顕著であり、最終破壊時の $-40 \times 10^{-3} \text{rad}$ で斜めひび割れの幅の拡大およびカバーコンクリートの剥落が激しかった。

いずれの試験体も、接合部の損傷が顕著であり、最大荷重が梁曲げ強度の略算式 ($M_u=0.9a_l \cdot \sigma_y \cdot d$, ここに、 a_l :

引張鉄筋の公称断面積、 σ_y :表-2に示す鉄筋の降伏強度、 d :梁の有効せい)で算定した梁の曲げ降伏時荷重 (=72.4kN)の50%程度であったこと、仕口面のひび割れが大きく拡大したのは最大荷重後の比較的大変形時であったことを勘案し、接合部の破壊形式は主にせん断破壊と判断した。0.4D-H-P 試験体は層間変形角が $15 \times 10^{-3} \text{rad}$ で、他の試験体は層間変形角が $20 \times 10^{-3} \text{rad}$ で最大荷重に達した。最大荷重は、0.4D-H-P 試験体と比べて、0.4D-H-N 試験体が29%大きかった。0D-H-A 試験体は正載荷時と比べて、負載荷時が6%低かった。

3.2 最大荷重後の耐力低下の状況

図-7に各サイクルのピーク時荷重をそれぞれの試験体の最大荷重で無次元化したものを示す。いずれの試験体も、 $25 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以降で耐力が明確に低下し始めた。0.4D-H-P と0.4D-H-N 試験体では、最大荷重後の耐力低下の程度はほぼ同様である。 $25 \times 10^{-3} \text{rad}$ で0.4D-H-P および0.4D-H-N 試験体は荷重が数%程度低下したことと比べ、0D-H-A 試験体では、荷重が正載荷時5%、負載荷時10%程度低下しており、最大荷重後の耐力低下は0.4D-H-P および0.4D-H-N 試験体より大きい。これは、0D-H-A 試験体が交番載荷の影響で、試験体の劣化が、片側のみの載荷を行った試験体より激しかったと考えられる。

4. 接合部せん断強度の実験値-計算値の比較

図-8に載荷方向ごとに、接合部せん断強度の実験値 V_{jexp} を計算値 $V_{ju}^{(8)}$ で除した値を示す。なお、 V_{jexp} および V_{ju} は下記の式により接合部せん断強度を算定した。

$$V_{jexp} = \{(L-D_c)/j_b \cdot L/H\} \cdot P_{expmax} \quad (1)$$

$$V_{ju} = 0.799 \times \sigma_B^{0.712} \cdot b_j \cdot D_j \quad (2)$$

ここに、

L : スパン長さ D_c : 柱せい

j_b : 梁応力中心距離(=7/8d) d : 梁の有効せい

H : 階高 P_{expmax} : 梁の最大荷重

σ_B : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

b_j : 接合部の有効幅 D_j : 接合部の有効せい

l_{dh} : 梁引張主筋の水平投影定着長さ

靱性指針⁸⁾では、接合部の有効せい D_j を「柱せいまたは90°折曲げ筋水平投影長さ」としている。図-8(a)は接合部の有効せい D_j を柱せい $D_c=300\text{mm}$ とした場合、図-8(b)は D_j を90°折曲げ定着した梁引張主筋の水平投影定着長さ l_{dh} とした場合である。なお、 l_{dh} は、0.4D-H-P および0.4D-H-N 試験体はそれぞれ引張側の主筋の定着長さ(0.4D-H-P:240mm, 0.4D-H-N:254mm), 0D-H-A 試験体は上端筋と下端筋の定着長さの平均値247mmとした。また、表-3に各試験体の接合部せん断強度の実験値および計算値を示す。 V_{jexp} は、 D_j を l_{dh} として算定する場合においても、 V_{ju} より低い。

0.4D-H-P 試験体と比べると、0.4D-H-N 試験体のせん断強度は約 30%高い。これより、段差梁接合部のせん断強度については、荷重方向を考慮して評価する必要があると考えられる。また、正負交番荷重を行った 0D-H-A 試験体のせん断強度の実験値の計算値に対する比は、正負とも 0.4D-H-P 試験体と 0.4D-H-N 試験体の間になっている。0D-H-A 試験体と 0.4D-H-N 試験体との差は 0.4D-H-

P 試験体との差より大きい。0D-H-A 試験体は負荷側のせん断強度が正荷側より 5%程度耐力が低下していることが示唆するように、正負交番荷重の影響で試験体の劣化がより激しくせん断強度が低下していた可能性があると考えられ、片側みの荷重を行う場合であれば、0D-H-A 試験体のせん断強度は、0.4D-H-P 試験体と 0.4D-H-N 試験体の中間程度であるとも推察できる。

以上により、本実験のような梁主筋を 90° 折曲げ定着した接合部では、梁せいの 0.4 倍程度の段差を有する接合部のせん断強度は、荷重方向の影響を大きく受けると言える。

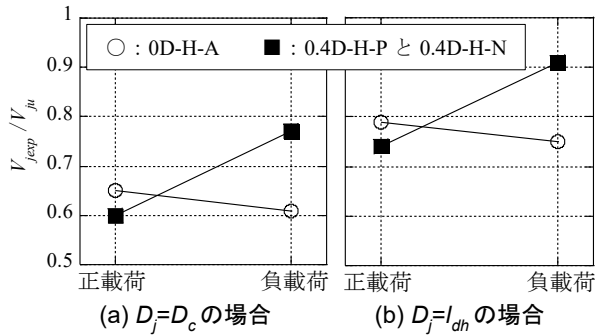


図-8 荷重方向による接合部せん断強度の比較

表-3 実験値および計算値一覧

試験体名	荷重方向	接合部せん断強度(kN)		
		V_{jexp}	$V_{ju}(D_f=D_c)$	$V_{ju}(D_f=L_{dh})$
0D-H-A	正	261	399	329
	負	245		
0.4D-H-P	正	234	394	315
0.4D-H-N	負	302		333

5. 段差梁接合部で想定するストラット機構

段差がない 0D-H-A 試験体では、文献 6) に示すように、① 柱梁の曲げ圧縮側における水平方向の力 (例えば図-9(a)では、梁端のコンクリートの圧縮力 $b_c C_c$ と接合部内の右梁上端筋の一部付着力 $R_b B$ と柱のせん断力 cV)、および鉛直方向の力 (柱脚のコンクリートの圧縮力の一部 $R_c C_c$ と接合部内の柱主筋の一部付着力 cB と梁のせん断力 bV) の合力と、折曲げ部の支圧力 (柱頭のコンクリートの圧縮力の一部 $R_c C_c$ と右梁下端筋の折曲げ位置に作用する定着力 T_a の合力) が釣合う機構 (図では片側のストラットのみを網掛けで、それと対になるもう一方は破線で示す。) (Mode1)、② 左右梁の引張主筋の折曲げ部におい

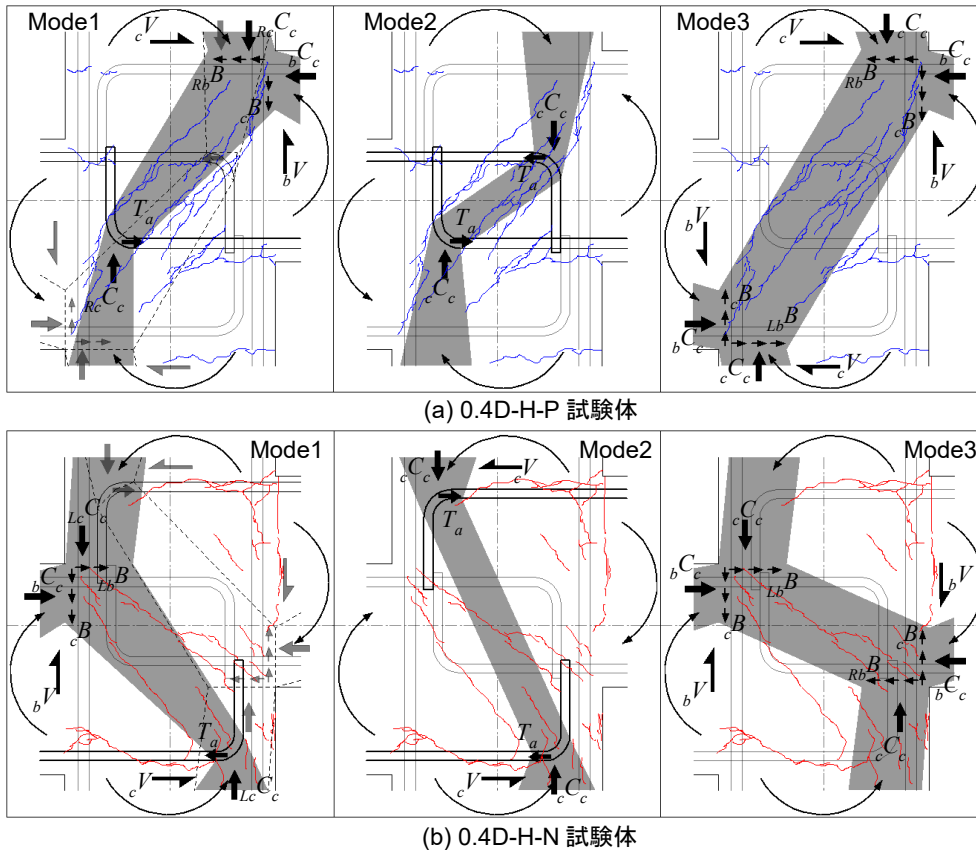


図-9 接合部に想定するストラット機構

ここに、
 V : 柱梁のせん断力
 C_c : コンクリートの圧縮力
 B : コンクリートと鉄筋の界面に生じた付着力
 T_a : 折曲げ部分の定着力
 また、 b, c は梁柱位置、
 L, R は左右梁を表す。

※ストラットのせいは、Mode3 では文献 9) を参考に、コンクリートの圧縮域 (柱梁圧縮縁より中立軸までの距離) に集中すると仮定し、Mode1, Mode2 では、折曲げ半径に集中したと仮定して描いた。
 Mode1 では、片側のストラットのみを網掛けで、それと対になるもう一方は破線で示す。
 なお、青線と赤線は試験体の最大荷重時のひび割れを示す。

て、支圧力同士が釣合う機構 (Mode2), ③右梁の曲げ圧縮側において、水平方向の力 (bC_c と RbB と cV), および鉛直方向の力 (cC_c と cB と bV) の合力と、左梁の曲げ圧縮側において、水平方向の力 (bC_c と 接合部内左梁圧縮主筋の一部付着力 LbB と cV), および鉛直方向の力 (cC_c と cB と bV) の合力が釣合う機構 (Mode3), の3つのストラット機構が同時に生じ得ると推測している。

そこで、段差梁接合部 0.4D-H-P および 0.4D-H-N 試験体においても、同様に図-9 に示すように、Mode1, Mode2, Mode3 の3つのストラット機構が同時に生じ得ると仮定すると、載荷方向の違いにより、ストラット機構の生じ方が異なると想定できる。特に Mode2 と Mode3 は載荷方向でストラットの角度が大きく変わると想定できる。接合部内のコンクリートが圧縮力を受けることにより、ストラット方向に圧縮主応力が生じ、またそれと直交する方向に引張主応力が生じると仮定し、引張主応力度がコンクリート引張強度に達するとコンクリートにひび割れが生じると仮定すれば、ストラットに沿って斜めひび割れが生じ得ると推測できる。一方、コンクリートの圧縮主応力度が有効圧縮強度に達するとコンクリートが圧壊すると仮定すれば、ストラットが負担する最大せん断力が推測できる。斜めひび割れの発生状況から、正載荷負載荷とも少なくとも Mode1 および Mode3 の存在が示唆される。負載荷の 0.4D-H-P 試験体では、Mode2 のストラットに沿うひび割れは明確に見られなかった。また、本実験では、パネルゾーンの浮いている状況から、いずれも接合部内にコンクリートの圧壊が生じたと考えられる。李らは文献 9) で段差のない通し配筋とする十字形接合部を対象に、接合部せん断強度に影響を及ぼすストラット機構について検討し、接合部コンクリートの有効圧縮強度、ストラットのせいおよび角度を用いてせん断強度を評価すれば計算値が実験値と良い精度で推定できることを示している。そこで、同様な手法を用いればストラット機構に基づいてせん断強度を評価することができると考えられる。しかし、段差梁接合部では前述のように複数のストラット機構が混在していると考えられる。さらに、正載荷と負載荷で接合部せん断強度の差が生じる要因として、各ストラット機構がせん断力を負担する割合が異なる可能性も考えられる。ただし、それらを詳細に評価することは、今後の課題としたい。

6. まとめ

本論では、梁に段差を有する鉄筋コンクリート造柱梁接合部の載荷方向を変えた片側漸増載荷実験を行った結果、以下の知見を得た。

- 1) 梁せいの 0.4 倍程度の段差を有する段差梁接合部では、本実験で定義した負方向載荷の場合は、正方向

載荷の場合より、接合部せん断強度が約 30%高かった。これより、方向性を持つ段差梁接合部については、載荷方向を考慮してせん断強度を評価する必要があると考えられる。

- 2) 梁主筋を 90° 折曲げ定着した場合、筆者らの既往の実験で正負交番載荷を行った段差がない接合部のせん断強度の実験値の計算値に対する比は、梁せいの 0.4 倍程度の段差を有する接合部の正載荷時と負載荷時の間になった。

謝辞

本研究に際し、九州産業大学学生・才尾勇治君、白川大輔君、竹中幸輝君の協力を得ました。また、九州大学人間環境学研究院助教・南部恭広博士に貴重なご助言を賜りました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 董添文, 蛭川利彦, 南部恭広: 梁に段差を有する鉄筋コンクリート造柱梁接合部の終局せん断強度に関する考察, 日本建築学会九州支部研究報告, No.57, pp.553-556, 2018.3
- 2) 澤田和宏, 藤塚幹男, 石橋一彦, 上村智彦: 段差梁を有する鉄筋コンクリート造梁・柱接合部の力学的挙動に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 29, No. 3, pp.241-246, 2007.7
- 3) 藤原将章, 上村智彦, 石橋一彦, 林静雄: 段差梁を有する鉄筋コンクリート造梁・柱接合部の終局強度コンクリート工学年次論文集 Vol. 31, No. 2, pp.367-372, 2009.7
- 4) 廣谷祐貴, 上村智彦, 石橋一彦, 林静雄: 機械式定着を用いた段差梁を有する鉄筋コンクリート造梁・柱接合部の抵抗機構, コンクリート工学年次論文集, Vol. 32, No. 2, pp.319-324, 2010.7
- 5) 董添文, 花井伸明, 内田和弘, 白川敏夫: RC 段差梁柱接合部における応力伝達に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.38, No.2, pp.301-306, 2016.7
- 6) 董添文, 花井伸明: 梁主筋の定着形式が異なる鉄筋コンクリート造柱梁接合部のせん断強度に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.41, No.2, pp.313-318, 2019.7
- 7) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2018
- 8) 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, 1999
- 9) 李祥浩, 小谷俊介, 青山博之: 鉄筋コンクリート内柱接合部のせん断終局強度, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15, No.2, pp.565-570, 1993.7