

軸力と交番載荷を受けるフレキシブルRC橋脚 の復元力特性と軸方向鉄筋の伸び出し量 に関する考察

大塚 久哲¹・高 文君²・伊藤 耀³・河邊 修作⁴・今村 壮宏⁵

¹フェロー 九州大学大学院 工学研究院社会基盤部門 (〒819-0395 福岡市西区元岡744)
E-mail:otsuka@doc.kyushu-u.ac.jp

²学生会員 九州大学大学院 工学府建設システム工学専攻 (〒819-0395 福岡市西区元岡744)
E-mail: gao@doc.kyushu-u.ac.jp; ³E-mail: ito@doc.kyushu-u.ac.jp

⁴非会員 株式会社富士ピー・エス 土木本部土木技術グループ (〒810-0022 福岡市中央区薬院1-13-8)
E-mail: kawabe@fujips.co.jp

⁵非会員 西日本高速道路株式会社 九州支社保全サービス事業部 (〒810-0001 福岡市中央区天神1-4-2)
E-mail: t.imamura.ab@w-nexco.co.jp

著者らが行ったフレキシブルRC橋脚模型供試体の単調水平載荷実験によれば、本橋脚は柱のせん断破壊や曲げ破壊と異なる、両破壊モードの中間的な破壊性状を呈することが分かった。しかし、当該橋脚の復元力特性を適切に評価するためには、軸力の影響を含めた交番載荷実験が望まれる。

そこで本研究では、軸力と交番載荷を受ける状態の実験を行い、既往の単調載荷実験との比較も含めて、復元力特性に及ぼす軸力や交番載荷の影響、横方向鉄筋の補強効果を評価し、さらに変形性能の評価に影響を与える軸方向鉄筋の伸び出し量に関しても検討した。

Key Words : flexible RC pier, shear wall, cyclic loading tests, restoring force characteristics

1. はじめに

本研究の対象となるI型断面フレキシブルRC橋脚（以下、フレキシブルRC橋脚と略す）は、橋軸方向にフレキシブルで、橋軸直角方向には耐震壁を有するラーメン橋脚である。したがって、橋軸直角方向地震力に対しては外側のラーメン構造（両側柱）とその中に配置された耐震壁によりエネルギーを吸収することができる。

著者らは、フレキシブルRC橋脚供試体の水平耐力と破壊メカニズムを知るため、当該橋脚を模擬した縮小模型供試体を作製し、橋軸方向に水平単調漸増載荷を行い、各供試体の破壊性状について観察・計測を行った¹⁾。

また、文献²⁾では、フレキシブルRC橋脚供試体の水平載荷実験を基に、鉄筋コンクリート部材の復元力特性と損傷状況を関連付け、各損傷レベルの変位限界点を明らかにすると共に、有限要素解析による結果を利用して、単調載荷状態における第2剛性低下率および靱性率に関する評価を行った。これらの研究においては、初期軸力

や交番載荷の影響を無視していたが、当該橋脚の復元力特性を適切に評価するためには、軸力や交番載荷の影響を含めた載荷条件での実験が望まれていた。

そこで本研究では、前シリーズと同様の供試体に対し、一定軸力下における正負交番載荷実験を行い、既往の単調載荷実験との比較も含めて、復元力特性に及ぼす軸力や交番載荷の影響、横方向鉄筋の補強効果を評価し、さらに変形性能の評価に影響を与える軸方向鉄筋の伸び出し量に関しても検討した。

2. 実験概要

(1) 実験ケース

本実験供試体は、既設のI型断面フレキシブルRC橋脚を参考にして、約10分の1縮尺模型を製作したものである。表-1に実験ケースを示す。供試体No.K1を標準断面とし、供試体No.K2は柱の帯鉄筋を3倍、壁の横方向鉄筋

を2倍に増加させた供試体、供試体No.K3は壁の横方向鉄筋のみを約4倍に増加させた供試体、さらに、供試体No.K4は柱の帯鉄筋を3倍、壁の横方向鉄筋を約4倍に増加させた供試体である。

(2) 供試体概要

各供試体の橋脚部の高さは2000mm、横方向長さ（幅）は1000mm、壁部分の内法高さは1800mm、内法長さ（幅）は500mm、厚さは60mmである。両側柱の断面は200×250mmの寸法を有する矩形断面である。コンクリートは設計基準強度24N/mm²で配合しており、コンクリートに使用した材料一覧を表-2に、その配合を表-3に示す。鉄筋はSD345を用いている。材料試験から得られた各供試体の鉄筋及びコンクリートの材料特性を表-4、表-5に示す。

(3) 荷重方法および計測項目

本実験で用いた二軸荷重装置に供試体を設置したイメージを図-1に示す。軸力は供試体頂部とジャッキの間に鋼製の荷重桁を設け、上部工の支承数を4個と想定して、4点荷重とした。水平方向にはジャッキを反力壁に固定させ、供試体梁部を両端から締め付けた荷重用治具にジャッキ頭部を固定し、ジャッキの押し引きにより正負交番の漸増荷重を可能とした。鉛直方向のジャッキは荷重フレームに設置し、ジャッキ先端のユニバーサルジョイントにより、供試体頂部の傾斜に追従できるようにした。また、既設橋梁では軸応力比（荷重軸応力とコンクリートの圧縮強度の比）が0.02であるが、軸力による荷重変位曲線への影響を見るため、本実験では軸応力比を0.05とした。水平荷重方向は水平ジャッキの押しを正、引きを負とした。

荷重ステップを図-2に示す。供試体頂部軸応力比が0.05の一定軸力150kNは、実験中、これを保持した。水平方向には変位制御により押しから引きの順に、供試体頂部の水平変位を2mm刻みで、軸方向鉄筋の降伏を確認するまで各1回交番荷重し、鉄筋降伏後は、4mm刻みで各1回交番荷重し、供試体の耐力が急激に低下したステップで実験を終了した。

実験時の計測項目は、ジャッキ荷重、供試体の水平変位、鉛直変位、鉄筋ひずみ、コンクリート表面ひずみ、ひび割れ本数、およびひび割れ幅である。

3. 実験結果

(1) 破壊状況

本供試体の破壊性状を写真-1に示す。

交番荷重の破壊に到るプロセスは単調荷重¹⁾時と大き

表-1 実験ケース

供試体 No.	鉄筋径及び配筋間隔（鉄筋比（％））			
	柱軸方向鉄筋*	柱帯鉄筋	壁縦筋**	壁横筋**
K1,1	6-D16, 2-D10 (2.67)	D6ctc120 (0.26)	5-D10 (1.19)	D10ctc120 (0.99)
K2,2	6-D16, 2-D10 (2.67)	D6ctc40 (0.79)	5-D10 (1.19)	D13ctc120 (1.76)
K3,3	6-D16, 2-D10 (2.67)	D6ctc120 (0.26)	5-D10 (1.19)	D13ctc60 (3.52)
K4	6-D16, 2-D10 (2.67)	D6ctc40 (0.79)	5-D10 (1.19)	D13ctc60 (3.52)

*長辺方向にD16を3本ずつ2列、短辺方向中間位置にD10を配置

**壁筋は網目状に1列配置

表-2 コンクリート材料一覧

種類	品名	密度 (g/cm ³)	記号
水	地下水	1.00	W
セメント	早強ポルトランドセメント	3.14	C
細骨材 1	除塩海砂	2.61	S1
細骨材 2	石灰砕砂	2.65	S2
粗骨材	—	—	G
混和剤	高性能減水剤*	—	Ad

*高性能減水剤：レオビルド8000P（BASFポリリス）

表-3 コンクリートの配合

配合 (N/mm ²)	W/C (%)	S/a (%)	使用セメント	
24	65.0	100.0	早強ポルトランド セメント	
単位量 (kg/m ³)				
W	C	S1	S2	Ad
235	362	791	803	3.62

表-4 各鉄筋の材料特性

鉄筋径	降伏応力 (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)	ヤング係数 (N/mm ²)
D 6	409	2045	2.00×10 ⁵
D 10	363	1994	1.82×10 ⁵
D 13	345	2193	1.79×10 ⁵
D 16	385	2152	1.84×10 ⁵

表-5 各供試体のコンクリート材料特性

供試体 No.	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	材齢 (日)
K1	35.2	3.3	2.32×10 ⁴	22
K2	35.3	3.3	2.35×10 ⁴	22
K3	38.2	3.3	2.44×10 ⁴	30
K4	37.6	3.2	2.48×10 ⁴	23

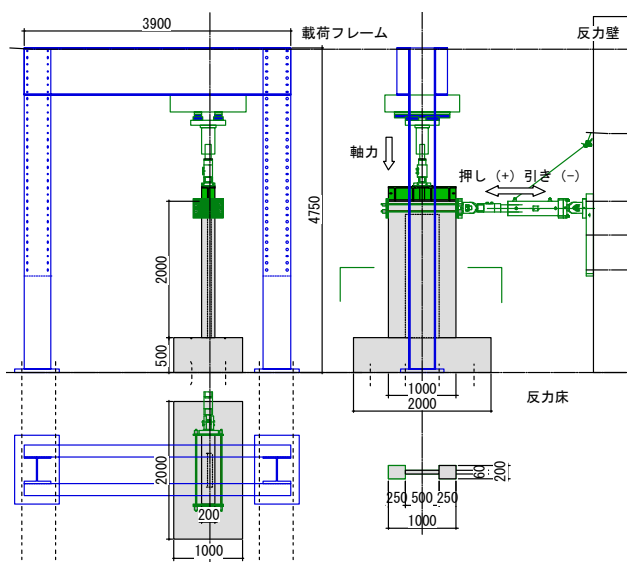


図-1 二軸荷重装置と供試体 (単位: mm)

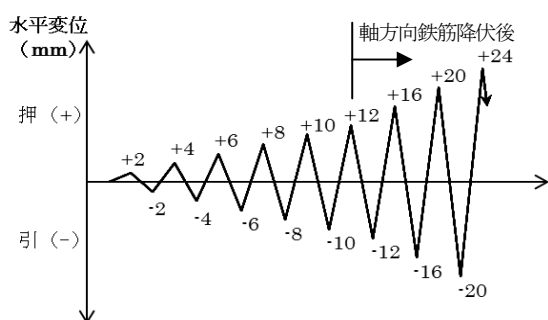


図-2 荷重ステップ (+12mmで軸方向鉄筋が降伏した場合)

な差異はなく、第1荷重ステップでの交番荷重 (±2mm) 後に、両側柱の水平曲げひび割れが中央壁へ伸展して斜めせん断ひび割れとなった。第8荷重ステップでの交番荷重 (±20mm) 前後に、斜めせん断ひび割れが圧縮側柱へ進展した。供試体No.K1は-36mmの荷重ステップ、供試体No.K2は+52mmの荷重ステップ、供試体No.K3は+46mmの荷重ステップ、供試体No.K4は+46mmの荷重ステップで破壊し、実験を終了した。

単調荷重¹⁾と同様に、いずれの供試体も、柱のせん断破壊や曲げ破壊とは異なり、両破壊モードの中間的な破壊性状を呈した靱性を有する曲げせん断圧壊と言える。ただし、横方向鉄筋量が少ない供試体No.K1では、破壊性状はせん断破壊に近く、横方向鉄筋量の多い供試体No.K2～No.K4では、橋脚基部の斜めひび割れの角度が水平に近くなり、破壊性状は曲げ破壊に近づくことから、横方向鉄筋量の増加が供試体のせん断破壊を防止するため、大きな影響を与えることが分かった。

(2) 荷重－変位曲線

図-3に各供試体の荷重－変位曲線関係を示す。荷重はジャッキ先端のロードセルにより計測した値であり、変位は供試体頂部の水平変位を変位計で計測した値である。図-3に示すように、供試体の荷重－変位曲線は、すべて最大耐力をある程度維持できる靱性型を示している。

単調荷重¹⁾と同様に、交番荷重で最も早く耐力を失ったのは、柱の帯鉄筋および壁の横方向鉄筋が最も少ない供試体No.K1であり、本橋脚の変形性能を確保するためには、横方向鉄筋 (帯鉄筋を含む) が重要であることが再確認できた。

また、供試体No.K2, No.K3, No.K4の最終ステップの履歴曲線は、これまでの著者らの柱の交番荷重の履歴曲線と異なり³⁾、前ステップの変位に達する前に耐力を失っている。今後、本現象の防止のための対策を考察していくことが必要と思われる。



(a) 供試体No.K1



(b) 供試体No.K2



(c) 供試体No.K3



(d) 供試体No.K4

写真-1 各供試体の破壊性状

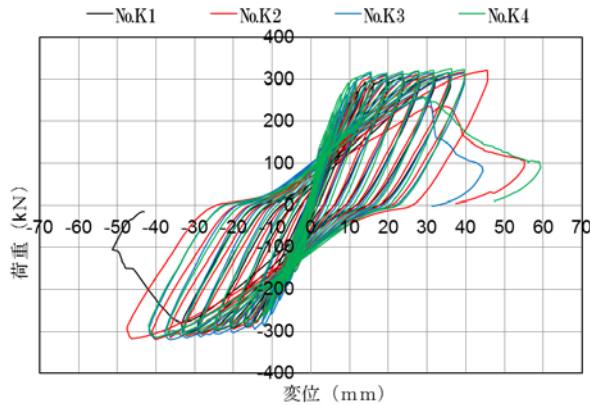


図-3 荷重－変位曲線

4. 復元力特性

一般に、RC耐震壁や短柱などの骨格曲線は、原点、部材降伏点および最大耐荷力点を順に結んだ、最大耐荷力後の軟化勾配を考慮したトリリニアモデルとする場合が多い（図-4参照）。これに対し、著者らは、文献2）で、フレキシブルRC橋脚供試体の水平載荷実験を基に、当該橋脚の復元力特性を、ひび割れ点、降伏点、最大耐荷力点、終局変位点の4点で構成し、保持される耐震性能と補修・補強の程度を骨格曲線上に併せて示したが、同研究においては、初期軸力や交番載荷の影響が考慮されていなかった。しかし、当該橋脚の耐荷力や変形性能を適切に評価した復元力特性モデルは、軸力や交番載荷を受ける状態での復元力特性骨格曲線とする必要がある。

そこで本章では、軸力ありの交番載荷実験結果（供試体No.K1～No.K3）と、軸力なしの単調載荷実験結果（供試体No.1～No.3）との比較検討を含めて、復元力特性に及ぼす軸力や交番載荷の影響、横方向鉄筋の効果を評価し、変形性能の評価に影響を与える軸方向鉄筋の伸び出し量に関して検討を行った。

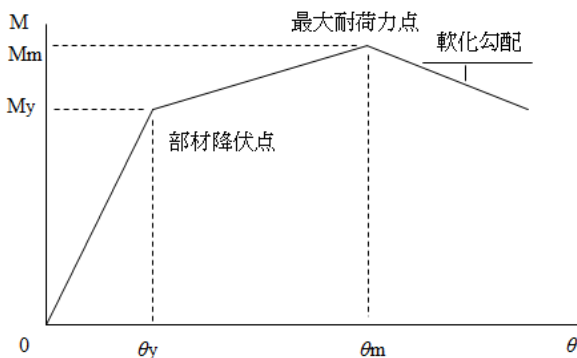


図-4 力学モデル

(1) 軸力の影響

軸力なしの単調載荷実験結果と軸力ありの交番載荷実験結果から、復元力特性に及ぼす軸力の影響は以下のようにとまとめられる。

(a) 剛性への影響

荷重－変位関係から各供試体剛性を算出すると表-6を得る。ここで、初期剛性は水平曲げひび割れの発生点までの剛性、第2剛性は水平曲げひび割れの発生点から軸方向鉄筋降伏点までの剛性、第3剛性は軸方向鉄筋降伏点から最大耐力点までの剛性とした。

ちなみに、各供試体の初期剛性に対する第2剛性と第3剛性の比を計算すると表-7を得る。第2剛性と第1剛性の比は、ばらつきはあるが0.318～0.441、軸力と交番載荷の影響は見られないが、第3剛性と初期剛性の比は、軸力なし・単調載荷の供試体が0.038～0.046であるに対し、軸力あり・交番載荷の供試体では0.012～0.014と1/3以下であることが分かる。

各供試体にはヤング率に違いがあり、それが剛性に影響を及ぼすので、同じ鉄筋量の供試体ごとに、各剛性比とヤング率の比をとった値を表-8に示す。これによれば、初期剛性比と第2剛性比は、おおよそヤング率比に対応した値となっており、軸力の有無と交番載荷が剛性比に及ぼす影響は小さいことが分かる。しかし、第3剛性比は0.32～0.40となっており、軸力の有無と交番載荷の影響が大きいこと、しかも横方向鉄筋量の多い供試体ほどその傾向の強いことが分かる。

表-6 各供試体の剛性値

供試体 No.	初期剛性 (kN/mm)	第2剛性 (kN/mm)	第3剛性 (kN/mm)	ヤング率 (N/mm ²)
1	42.46	13.95	1.61	2.27×10^4
2	31.61	12.92	1.45	2.32×10^4
3	56.93	17.39	2.16	2.35×10^4
K1	48.52	14.33	0.65	2.35×10^4
K2	33.47	14.75	0.46	2.44×10^4
K3	58.15	18.51	0.69	2.48×10^4

表-7 初期剛性に対する第2剛性と第3剛性比の比較

供試体 No.	第2剛性 / 初期剛性	第3剛性 / 初期剛性
1	0.329	0.038
2	0.409	0.046
3	0.305	0.038
K1	0.295	0.013
K2	0.441	0.014
K3	0.318	0.012

表-8 各供試体の剛性比とヤング率比

供試体 No.	初期剛性 比	第2剛性 比	第3剛性 比	ヤング率 比
K1/1	1.14	1.03	0.40	1.04
K2/2	1.06	1.14	0.32	1.05
K3/3	1.02	1.06	0.32	1.06

(b) 降伏荷重への影響

載荷パターンの違いを比較対象とする供試体の荷重－変位曲線上において鉄筋が降伏した点を示せば図-5～図-7を得る．ここで対象としている鉄筋は、柱の軸方向鉄筋、壁の縦方向鉄筋、柱の帯鉄筋であり、各鉄筋のうち初めて降伏した点をプロットしている．ほかの鉄筋は供試体破壊するまで降伏しなかった．

各図に示したように、軸力ありの供試体の降伏荷重は、軸力なしの供試体の降伏荷重より大きい値となった．これが軸力による降伏荷重への影響の一つと考えられる．

一方、耐震壁の曲げ降伏モーメントの算定式は式(1)で求められる⁴⁾．降伏荷重は曲げ降伏モーメントをせん断スパンで割った値として式(2)で求められる．

$$M_y = a_t \sigma_{ty} l_0 + 0.5 a_w \sigma_{wy} l_0 + 0.5 N l_0 \quad (1)$$

$$F_y = M_y / l_a \quad (2)$$

ここに、

M_y ：曲げ降伏モーメント

a_t ：引張側柱の軸方向鉄筋断面積の合計

σ_{ty} ：引張側柱の軸方向鉄筋の降伏強度

a_w ：耐震壁の縦方向鉄筋の断面積の合計

σ_{wy} ：耐震壁の縦方向鉄筋の降伏強度

N ：供試体に作用する軸力

l_0 ：供試体の両側柱の中心間距離

F_y ：曲げ降伏荷重

l_a ：供試体のせん断スパン

各供試体の軸方向鉄筋の配置はすべて同じのため、式(1)、(2)による軸力なしの供試体における降伏荷重は227.2kN、軸力ありの供試体における降伏荷重は258.0kNである．算定式による降伏荷重の差は30.8kNとなっている．供試体No.1の中央壁の縦方向鉄筋降伏荷重は250.8kN、供試体No.K1のそれは268.1kNであり、軸力による差は17.3kNとなっている．同様に供試体No.2とNo.K2では、軸力による差は20.8kNとなり、いずれの結果からでも、算定式は実験値を安全側に評価しているが、軸力ありの供試体の方が差が小さい．これは、軸力ありの場合

は交番載荷実験を行っており、降伏までの繰り返し載荷の影響がでていると思われる．

なお、図-7に示したように、供試体No.3では、鉄筋降伏が異常に早く現れた．その原因は不明のため、上記の考察は省略する．

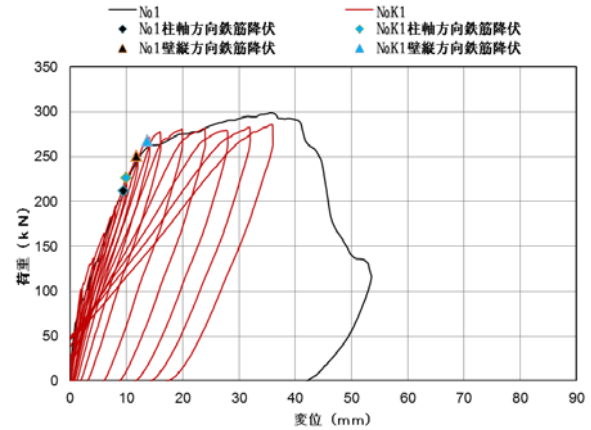


図-5 供試体 No.1 と供試体 No.K1 の比較

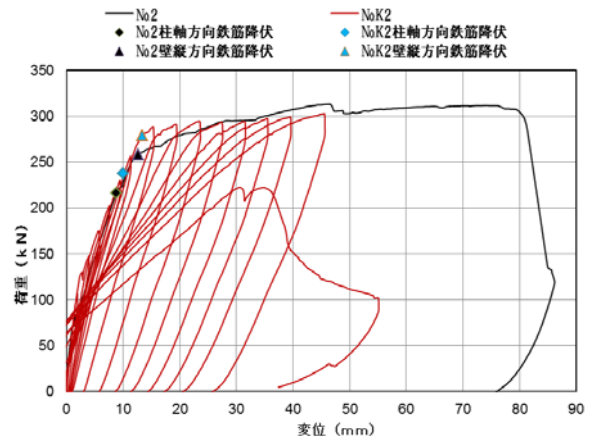


図-6 供試体 No.2 と供試体 No.K2 の比較

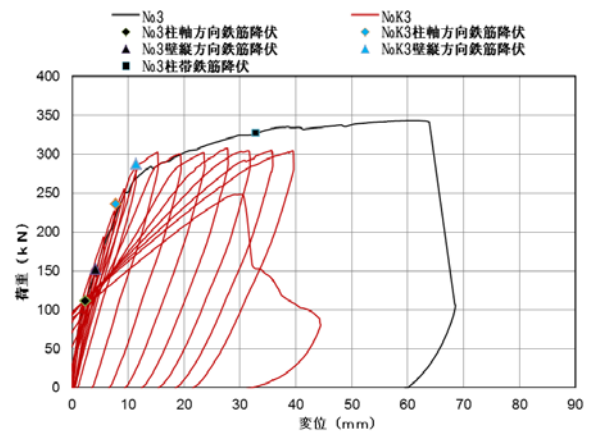


図-7 供試体 No.3 と供試体 No.K3 の比較

(2) 交番載荷の影響

軸力なしの単調載荷実験結果と軸力ありの交番載荷実験結果から、復元力特性に及ぼす交番載荷の影響は以下のようによまとめられる。

(a) 靱性への影響

図-5～図-7に示すように、単調載荷では、供試体No.1とNo.2, No.3の比較で分かるように、横方向鉄筋の増加によって終局変位が顕著に増加したが、交番載荷では、単調載荷と比べると終局変位の伸びは少なかった。また、供試体No.K2とNo.K3を比較すると、柱帯鉄筋の多い供試体No.K2の方が終局変位は伸びており、靱性に及ぼす影響は柱帯鉄筋の方が大きいことが知られる。

(b) 破壊性状への影響

実験結果に述べたように、交番載荷した供試体の破壊状況は、単調載荷と同様に、いずれの供試体も、柱のせん断破壊や曲げ破壊とは異なる、両破壊モードの中間的な破壊性状である靱性を有する曲げせん断圧壊を呈し、実験事象では大きな差異が見られなかった。ただし、図-3, 図-6, 図-7に示すように、荷重-変位曲線では、最終ステップの履歴曲線はフレキシブルRC橋脚の単調載荷の履歴曲線、あるいはRC柱部材の交番載荷の履歴曲線と異なり³⁾、既往最大変位に達する前の早い段階で耐力を失っている。これは、曲げ降伏以降の変形性能によって部材が地震エネルギーを吸収することを前提とした耐震設計法^{9)・10)}において許容塑性率を算定するための安全率を設定する際に、注意しなければならない。

本現象の防止のための対策が必要と思われる、著者らは、今後、引き続き研究を行う予定である。

以上の考察から、軸力の有無と載荷パターンの違い（単調載荷と交番載荷）が復元力特性の剛性や降伏荷重、終局変位に影響を与えることが分かった。

(3) 軸方向鉄筋の伸び出し量に関する考察

フレキシブルRC橋脚の復元力特性の精度を向上させるためには、部材降伏点の評価は重要なポイントである。ところで、塑性ヒンジ断面となる橋脚基部において、軸方向鉄筋に発生した塑性引張ひずみがフーチング内部まで進展し、フーチング内部での鉄筋累積ひずみによって、軸方向鉄筋の伸び出しが生じると考えられている。本実験の模型供試体に対する正負交番載荷実験においても、載荷点で計測される水平変位の計測値には、軸方向鉄筋の伸び出しによる基部の回転変位に伴う水平変位も含まれており、この影響は無視できないと考えられる。そこで、ここでは降伏時における部材接合部からの軸方向鉄筋の伸び出し量を測定値から算出し、これを既往の伸び出し量算定のための実験式と比較する。

まず、鉄筋コンクリート部材では、軸方向鉄筋の降伏時における部材接合部からの軸方向鉄筋の伸び出し量を

式(3)で算定している⁷⁾。

$$\Delta L_y = 7.4\alpha\varepsilon_y(6 + 3500\varepsilon_y)\phi/(f_{cd}')^{2/3} \quad (3)$$

ここに、

ΔL_y ：降伏時における部材接合部からの軸方向鉄筋の伸び出し量

α ：鉄筋の定着に関するかぶりと横方向鉄筋の影響を表す係数

ε_y ：軸方向鉄筋の降伏ひずみ

ϕ ：軸方向鉄筋の直径

f_{cd}' ：部材接合部のコンクリートの圧縮強度

図-8に示す実験供試体の幾何関係を考慮して、本研究では、式(4)より軸方向鉄筋の伸び出し量を算出した。

$$\Delta L = \theta \times h = \left(\frac{\Delta L_1 + \Delta L_2}{x_2} - \frac{(\varepsilon_1 + \varepsilon_2) \cdot h'}{x_1} \right) \times h \quad (4)$$

ここに、

ΔL ：降伏時における部材接合部からの軸方向鉄筋の伸び出し量

θ ：抜け出しによる基部の回転角

h ：せん断スパン ($h = 1900\text{mm}$)

h' ：伸び出し計測高さ ($h' = 25\text{mm}$)

ΔL_i ：変位計で計測された変位量

ε_i ：計測された軸方向鉄筋のひずみ量

x_i ：幾何関係図(図-8)に示した寸法

($x_1 = 920\text{mm}$, $x_2 = 1140\text{mm}$)

式(3)による計算結果と、式(4)による計算結果（実験値）を表-9を示す。両者の比較によると、既往算定式による値と実験値は大きな差が生じているため、式(3)によりフレキシブルRC橋脚の軸方向鉄筋の伸び出し量を評価することには無理があると思われる。今後は、軸方向鉄筋の伸び出しに影響を与えられるパラメータを再検討し、適切な算定式を提案する予定である。

表-9 軸方向鉄筋の伸び出し量

供試体 No.	式(3)による $\Delta L_y(\text{mm})$	実験値 ΔL (mm)
K1	0.32	1.95
K2	0.32	1.99
K3	0.31	2.64
K4	0.31	3.11

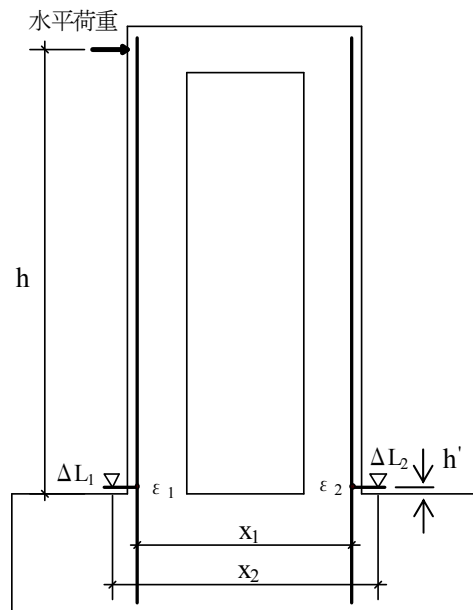


図-8 幾何関係

5. まとめ

本研究では、前シリーズ（軸力なし、単調載荷実験）と同様の供試体に対し、一定軸力下における正負交番載荷実験を行い、前シリーズとの比較も含めて、復元力特性に及ぼす軸力と交番載荷の影響、横方向鉄筋の補強効果を評価し、さらに変形性能の評価に影響を与える軸方向鉄筋の伸び出し量に関して検討した。主な知見をまとめると、以下のようである。

- (1) 交番載荷時に破壊に到るプロセスは単調載荷時と大きな差異はなく、いずれの供試体も柱のせん断破壊や曲げ破壊とは異なり、両破壊モードの中間的な破壊性状である、靱性を有する曲げせん断圧壊である。
- (2) 横方向鉄筋量が少ない供試体では、破壊性状はせん断破壊に近く、横方向鉄筋量が多い供試体では、破壊性状は曲げ破壊に近くなることから、横方向鉄筋の量が破壊性状に大きな影響を与えることが分かった。
- (3) 軸力による剛性への影響の検討により、軸力の影響は骨格曲線の初期剛性と第2剛性には現れないが、第3剛性は軸力なしの供試体の方が大きいことが分かった。
- (4) 軸力による降伏荷重への影響の検討により、軸力ありの供試体は軸力なしの供試体より大きな降伏荷重が得られた。また、実験値と算定式の値との

比較では、算定式の値は実験値を安全側に評価していることが分かった。

- (5) 交番載荷が靱性に与えた影響の検討により、交番載荷した供試体の終局変位は単調載荷より小さくなるが、交番載荷同士の比較では柱の帯鉄筋の多い供試体の方が大きな靱性を示した。
- (6) 交番載荷時の最終ステップの履歴曲線はこれまでの単調載荷およびRC柱部材の交番載荷の履歴曲線と異なり、既往最大変位に達する前の早い段階で耐力を失ったことが分かった。
- (7) 軸方向鉄筋の伸び出し量の検討により、既往算定式によっては、フレキシブルRC橋脚の軸方向鉄筋の伸び出し量を評価することには無理があることが分かった。

今後は、①履歴曲線の最終ステップの終局変位が前ステップの最終変位に達する前の早い段階で耐力を失っている事象を防止する対策を検討すること、②軸方向鉄筋の伸び出しに影響を与えられるパラメータを再検討し、適切な算定式を提案して精度の高い降伏変位を評価できるようにし、③交番載荷を受ける復元力特性のモデル化を完成する予定である。

謝辞：本実験に際し載荷治具の製作に尽力いただいた本学技術職員山崎智彦氏に謝意を示す。また、本研究は日本学術振興会科学研究費補助金 24360181（基盤研究（B）；代表者：大塚久哲）を得て行われた。

参考文献

- 1) 高文君，大塚久哲，福永靖雄，川崎啓史：I型断面フレキシブルRC橋脚の水平耐力に及ぼす横方向鉄筋の効果に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.33, No.2, pp.439-444, 2011.
- 2) 大塚久哲，高文君，崔準祐，今村壮宏：水平荷重を受けるI型断面フレキシブルRC橋脚の第2剛性低下率および靱性率に関する評価，土木学会論文集 A1（構造・地震工学）Vol.69, No.4 pp.454-463, 2013.
- 3) 大塚久哲，瀧口将志，池永貴史，山崎智彦：軸力と側方鉄筋の有無がRC柱部材の変形性能に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.30, No.3, pp.949-954, 2008.
- 4) 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，1990.
- 5) 土木学会：コンクリート標準示方書・耐震設計編，1966.
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002.
- 7) 土木学会：コンクリート標準示方書・設計編，2007.

(2013.9.19 受付)

STUDY ON THE RESTORING FORCE CHARACTERISTICS AND ELONGATION OF AXIAL REINFORCEMENT OF THE FLEXIBLE RC PIER UNDER CYCLIC LOAD AND AXIAL FORCE

Hisanori OTSUKA, Wenjun GAO, You ITOU, Shusaku KAWABE
and Takehiro IMAMURA

According to monotonic horizontal loading tests of the flexible reinforced concrete (RC) pier model specimen, the failure characteristics do not follow the former shear failure and flexure failure, but it is between the two failures. To evaluate the restoring force characteristics of the flexible RC pier, the cyclic loading tests under axial force should be conducted.

In this study, the cyclic loading tests under axial force was performed, which were compared with monotonic horizontal loading tests. The influence of axial force and cyclic loading to restoring force characteristics was evaluated together with the reinforce effect of transverse reinforcement. In the meanwhile, the factors of elongation of axial reinforcement greatly affecting deformation capacities was discussed.