

論文 軸力と交番载荷を受ける I 型断面フレキシブル RC 橋脚の復元力特性とエネルギー吸収に関する実験的研究

高 文君^{*1}・大塚 久哲^{*2}・河邊 修作^{*3}・今村 壮宏^{*4}

要旨 : I 型断面フレキシブル RC 橋脚は、橋軸方向にフレキシブルな橋脚であるが、橋軸直角方向には外側のラーメン構造と耐震壁により地震時のエネルギーを吸収することができる。著者らの橋軸直角方向単調載荷実験の結果により、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ている。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、軸力や交番載荷などの影響を含めた載荷条件での実験が必要である。そこで本研究では、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、交番載荷の影響や横方向鉄筋の効果を、荷重-変位曲線、エネルギー吸収量、等価減衰定数、最大塑性率などの指標により評価した。

キーワード : フレキシブル RC 橋脚, 耐震壁, 交番載荷実験, 等価減衰定数

1. はじめに

橋軸方向にフレキシブルで橋軸直角方向に耐震壁を有するラーメン橋脚（以下、I 型断面フレキシブル RC 橋脚と呼ぶ）は、橋軸直角方向地震力に対して外側のラーメン構造と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、当該橋脚を対象として、文献 1)において水平耐力に影響を与えるパラメータとして柱帯鉄筋と壁横方向鉄筋の量に着目し、縮尺模型の水平単調漸増載荷実験を行った。同研究においては、初期軸力や交番載荷の影響を無視していたが、当該橋脚の耐力や変形性能を適切に評価するためには、軸力や交番載荷などの影響を含めた載荷条件での実験が望まれる。

そこで本研究では、前シリーズと同一の供試体に対し、一定軸力下における正負交番載荷実験を行い、横方向鉄筋の効果を明らかにすると共に、エネルギー吸収量、等価減衰定数、最大塑性率を定量的に評価した。

2. 実験概要

2.1 供試体概要

模型供試体は、実橋に使用されている I 型断面フレキシブル RC 橋脚を参考にして、橋脚の高さや断面形状を縮尺約 1/10 で製作したものである。各供試体の橋脚部の高さは 2000mm、横方向長さ（幅）は 1000mm である。壁部分の内法高さは 1800mm、内法長さは 500mm、厚さは 60mm である。両側柱の断面寸法は 200×250mm の矩形断面である（図-1、写真-1 参照）。供試体の詳しい配筋図は文献 1)を参照されたい。

2.2 実験ケース

表-1 に実験ケースを示す。供試体 No.1, No.2, No.3 は文献 1) において既に報告しているが、供試体 No.K1, No.K2, No.K3 との比較のため再記する。供試体 No.1~No.3 は軸力なしの単調水平載荷、供試体 No.K1~No.K3 は軸力ありの正負交番載荷である。供試体の柱帯鉄筋と壁横方向鉄筋量については、1) 供試体 No.1 と No.K1 を標準断面とし、2) 供試体 No.2 と No.K2 は柱帯鉄筋を 3 倍、壁横方向鉄筋を 2 倍に増やし、3) 供試体 No.3 と No.K3 は壁横方向鉄筋のみを 4 倍に増やした。

2.3 使用材料

コンクリートは設計基準強度 24N/mm² で配合し、鉄筋は SD345 を用いた。材料試験から得られた各供試体のコンクリート及び鉄筋の材料特性を表-2、表-3 に示す。

2.4 載荷方法

写真-1 に供試体の設置状況を示す。載荷方法は、一定軸力下における正負交番の漸増載荷とした。本実験で用いた二軸載荷装置に供試体を設置したイメージを図-1 に示す。軸力は橋脚頭部とジャッキの間に鋼製の載荷桁を設け、上部工の支承数を 4 個と想定して、4 点載荷とした。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載荷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載荷を可能とした。鉛直方向のジャッキは載荷フレームに設置し、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。実橋では軸力比が 0.02 であるが、軸力による荷重-変位関係への影響を見るため、本実験では軸力比を 0.05 とした。水平載荷方向は水平ジャッキの押しを正、引きを負とした。

*1 九州大学大学院 工学府建設システム工学専攻博士後期課程（学生会員）

*2 九州大学大学院 工学研究院社会基盤部門教授 工博（正会員）

*3 (株) 富士ピー・エス 土木本部 土木技術グループ

*4 西日本高速道路(株)九州支社 保全サービス事業部 改良グループ

表-1 実験ケース

| 供試体 No. | 鉄筋径及び配筋間隔 (鉄筋比 (%)) | | | | 設定軸力 (kN) | 荷重パターン | 備考 |
|---------|------------------------|--------------------|-----------------|---------------------|-----------|--------|-------------------|
| | 柱軸方向鉄筋* | 柱帯鉄筋 | 壁縦筋** | 壁横筋** | | | |
| 1 | 6-D16, 2-D10 (2.67) | D6ctc120 (0.26) | 5-D10 (1.19) | D10ctc120 (0.99) | 0 | 単調水平 | 標準断面とする |
| 2 | 6-D16, 2-D10 (2.67) | D6ctc40 (0.79) | 5-D10 (1.19) | D13ctc120 (1.76) | 0 | 単調水平 | 壁横筋を2倍 柱帯鉄筋を3倍 |
| 3 | 6-D16, 2-D10 (2.67) | D6ctc120 (0.26) | 5-D10 (1.19) | D13ctc60 (3.52) | 0 | 単調水平 | 壁横筋を4倍 |
| K1 | 6-D16, 2-D10 (2.67) | D6ctc120 (0.26) | 5-D10 (1.19) | D10ctc120 (0.99) | 156 | 正負交番 | 標準断面とする |
| K2 | 6-D16, 2-D10 (2.67) | D6ctc40 (0.79) | 5-D10 (1.19) | D13ctc120 (1.76) | 156 | 正負交番 | 壁横筋を2倍 柱帯鉄筋を3倍 |
| K3 | 6-D16, 2-D10 (2.67) | D6ctc120 (0.26) | 5-D10 (1.19) | D13ctc60 (3.52) | 156 | 正負交番 | 壁横筋を4倍 |

*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 各鉄筋の材料特性に関する試験値

| 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-3 コンクリートの材料特性に関する試験値

| 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) |
|---------|---------------------------|---------------------------|----------------------------|
| 1 | 30.3 | 3.0 | 2.27×10 ⁴ |
| 2 | 31.5 | 3.0 | 2.32×10 ⁴ |
| 3 | 35.7 | 3.1 | 2.35×10 ⁴ |
| K1 | 35.2 | 3.3 | 2.35×10 ⁴ |
| K2 | 35.3 | 3.3 | 2.44×10 ⁴ |
| K3 | 38.2 | 3.3 | 2.48×10 ⁴ |

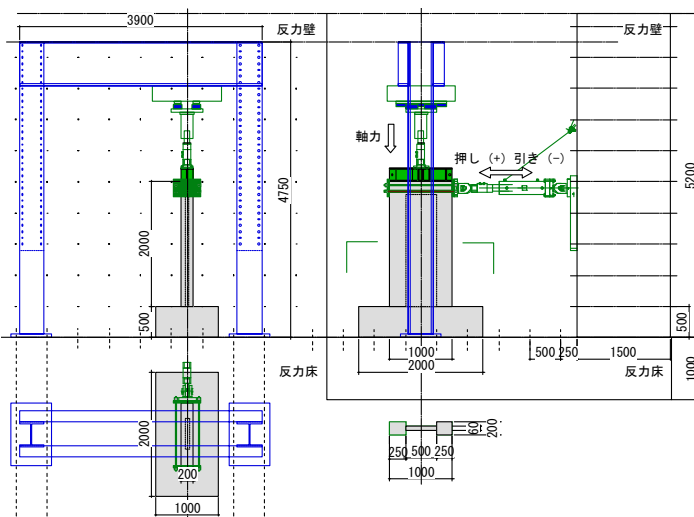


図-1 二軸荷重装置と供試体 (単位: mm)

荷重ステップを図-2に示す。まず，供試体頂部の一定軸力 156kN (即ち，軸力比=0.05) は，実験中，この荷重を保持した。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荷重ステップで実験を終了した。



写真-1 供試体の設置状況

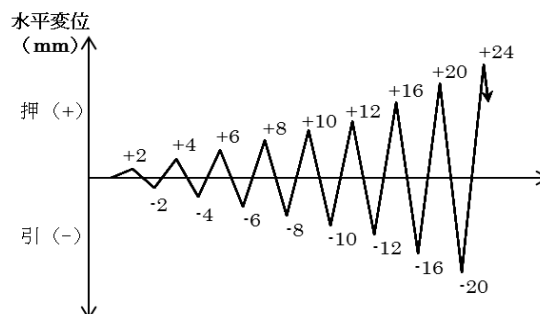


図-2 荷重ステップ

3. 実験結果

3.1 破壊状況

各供試体の破壊状況を写真-2に示す。

軸力なしで単調水平載荷した供試体 No.1, No.2, No.3 では、引張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り、圧縮側柱へ進展して、圧縮側柱基部のかぶりコンクリートが剥落した。最終的には、中央壁及び圧縮側柱での斜めせん断ひび割れの幅が急激に増加して、圧縮側柱の基部コンクリート圧壊と共に壁部分がせん断破壊して耐力を失った。

軸力ありで正負交番載荷した供試体 No.K1, No.K2, No.K3 では、第1回の交番載荷(±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。供試体 No.K1 は-36mmの載荷ステップ、供試体 No.K2 は+52mmの載荷ステップ、供試体 No.K3 は+46mmの載荷ステップで破壊し、実験を終了した。

交番載荷の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る、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いえる。

ただし、横方向鉄筋量が少ない供試体 No.1 と No.K1 では、破壊性状はせん断破壊に近く、明らかなせん断破壊を防止するため、横方向鉄筋が重要であることを確認できた。

3.2 荷重-変位曲線

載荷パターンの違いを比較対象とする供試体の荷重-変位曲線を図-3に示す。同図には、軸力なしで単調水平載荷した供試体 (No.1, No.2, No.3) の荷重-変位曲線を第三象限にも描き、軸力ありで正負交番載荷した供試体 (No.K1, No.K2, No.K3) の包絡線も併せて示している。

図-3 から各剛性を算出すると表-4 を得る。初期剛性(水平曲げひび割れの発生点までの剛性)と第2剛性(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)は、軸力ありの供試体が軸力なしの供試体より高いが、これはコンクリートのヤング率の違い(表-3)と軸力載荷の影響によるものと思われる。第3剛性(軸方向鉄筋降伏点から最大耐力点までの剛性)は、軸力なしの単調水平載荷供試体の方が高いことが分かる。

また、鉄筋配置が同じである供試体ごとの終局変位の比較では、横方向鉄筋量の少ない供試体 No.1 と No.K1 では、あまり差がないのに対し、横方向鉄筋量の多い供試体 No.2 と No.K2, No.3 と No.K3 では、交番載荷時の方が約60%に減少していることが分かる。すなわち、単調載荷では大きな終局変位を示した供試体も交番載荷では終局変位が伸びず、供試体 No.K1~No.K3 間の差は小さい。



(a) 供試体 No. 1



(d) 供試体 No. K1



(b) 供試体 No. 2



(e) 供試体 No. K2



(c) 供試体 No. 3

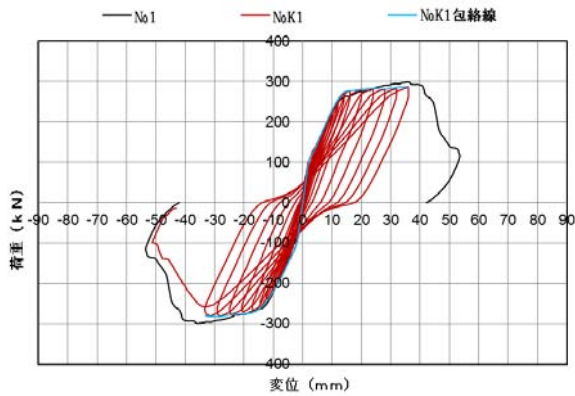


(f) 供試体 No. K3

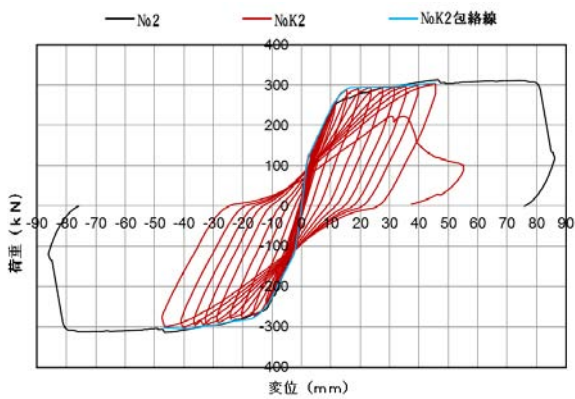
写真-2 各供試体の破壊状況

それでも、交番載荷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少ない供試体 No.K1 であり、単調載荷¹⁾と同様に、本橋脚の靱性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分かる。

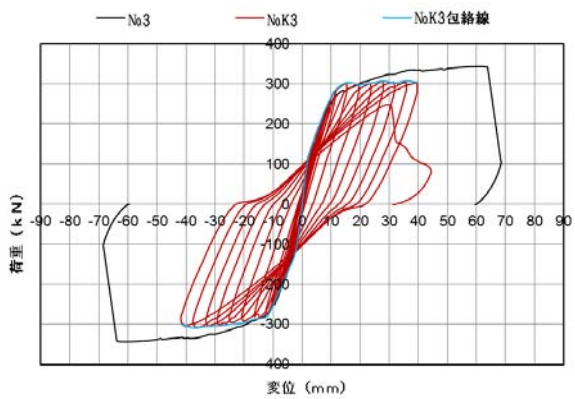
さらに、供試体 No.K2 と No.K3 の最終ステップの履歴曲線は、これまでの著者らの柱の交番載荷の履歴曲線と異なり²⁾、前ステップの変位に達する前に早い段階で耐力を失っている。これに対して、今後、本現象の防止のための対策が必要であると思われる。



(a) 供試体 No. 1 と No. K1 の比較



(b) 供試体 No. 2 と No. K2 の比較



(c) 供試体 No. 3 と No. K3 の比較

図-3 荷重-変位曲線

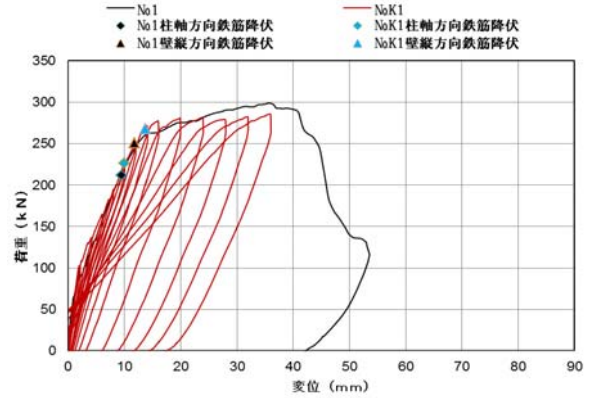
表-4 各供試体の剛性値

| 供試体 No. | 初期剛性 (kN/mm) | 第2剛性 (kN/mm) | 第3剛性 (kN/mm) |
|---------|--------------|--------------|--------------|
| 1 | 42.46 | 13.95 | 1.61 |
| 2 | 31.61 | 12.92 | 1.45 |
| 3 | 56.93 | 17.39 | 2.16 |
| K1 | 48.52 | 14.33 | 0.65 |
| K2 | 33.47 | 14.75 | 0.46 |
| K3 | 58.15 | 18.51 | 0.69 |

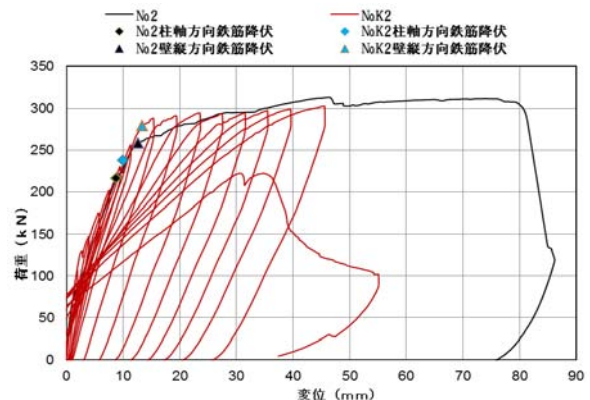
3.3 鉄筋降伏状況

荷重-変位曲線上において鉄筋が降伏した点を示せば

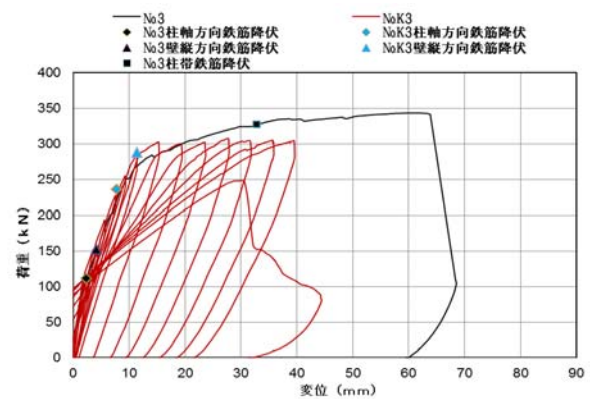
図-4 のようである。ここで対象としている鉄筋は、柱の軸方向鉄筋、壁の縦方向鉄筋、柱の帯鉄筋であり、各鉄筋のうち初めて降伏した点をプロットしている。他の鉄筋は降伏せず供試体が破壊した。



(a) 供試体 No. 1 と No. K1 の比較



(b) 供試体 No. 2 と No. K2 の比較



(c) 供試体 No. 3 と No. K3 の比較

図-4 鉄筋降伏状況

3.4 エネルギー吸収量

RC 部材では、コンクリートのひび割れ・剥落・圧壊及び鉄筋の降伏・塑性変形・座屈などにより地震時の変形エネルギーを消費するため、エネルギー吸収量は構造物の耐震性能を評価するための指標であると言える。特に、本研究の対象である I 型断面フレキシブル RC 橋脚では、橋軸直角方向には両側柱と耐震壁により地震時のエネルギーを吸収することができる特徴があり、鉄筋量による

違いを明らかに評価することが必要である。

そこで、外力（水平ジャッキ荷重）が1サイクル間に
なす仕事をそのエネルギー吸収量と考え、交番載荷実験
により得られた荷重－変位曲線から算出した供試体
No.K1, No.K2, No.K3 のサイクルごとの消費エネルギー
量と累積エネルギー吸収量の比較を図-5, 図-6 に示す。
同一変位量でのエネルギー吸収量は、供試体 No.K3 が最
も大きい、これは横補強筋量が増えたためである。た
だし、終局までの吸収エネルギー量は、終局変位の大き
かった供試体 No.K2 の方が供試体 No.K3 より大きい。さ
らに、供試体 No.K2, No.K3 は共に供試体 No.K1 の2倍
以上の値を示しており、横方向鉄筋量が部材のエネル
ギー吸収量に与える影響は大きいことが分かる。

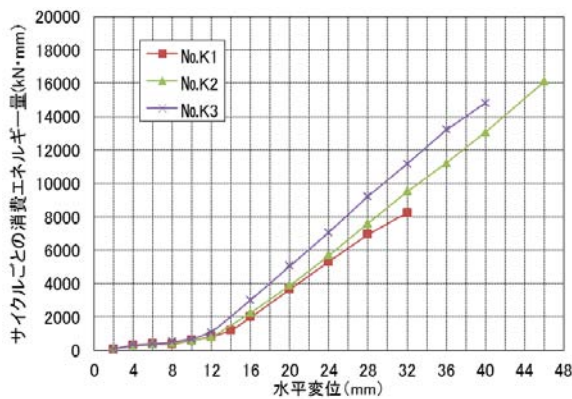


図-5 サイクルごとの消費エネルギー量

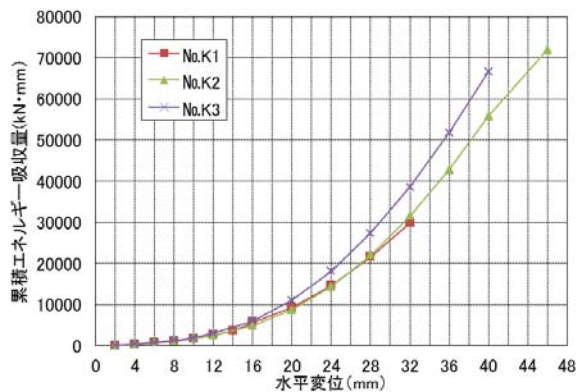


図-6 累積エネルギー吸収量

また、各供試体の累積エネルギー吸収量と塑性率（＝
サイクルごとの最大変位 / 降伏変位）の関係を図-7 に
示す。ここで、実験中の軸方向鉄筋ひずみの計測値より、
各供試体の降伏変位は、No.K1 が 9.86 mm, No.K2 が 8.54
mm, No.K3 が 7.38 mm とした。結果は図-6 と異なり、
横方向鉄筋間隔が大きい供試体 No.K1 より、供試体
No.K2, No.K3 の破壊進行が遅いため、同じ塑性率で比
べると、累積エネルギー吸収量は小さくなった。すなわ
ち、横方向鉄筋間隔の差異により、供試体 No.K3 と No.K2
の比較では、No.K3 の方が小さく、壁の横方向鉄筋が多
い No.K3 の方が部材として健全性を示していたと考えら

れる。

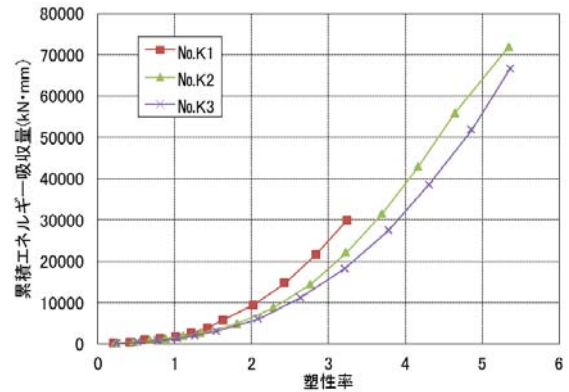


図-7 累積エネルギー吸収量

3.5 等価減衰定数

等価減衰定数 ($h = \Delta W / 4\pi W$) は、部材に与えられる
エネルギー (W ＝等価ポテンシャルエネルギー) に対す
るエネルギー吸収量 (ΔW ＝履歴ループの1サイクルの
面積) の比率であり、部材の減衰能力を示す指標である。

交番載荷実験により得られた荷重－変位曲線から算
出した供試体 No.K1, No.K2, No.K3 の等価減衰定数の
比較を図-8, 図-9 に示す。

図-8 は各供試体の水平変位ごとの等価減衰定数を示
している。各供試体に対して載荷ステップにおける等
価減衰定数を比較したこの図では、サイクルごとの消費エ
ネルギー量と累積エネルギー吸収量の結果と同様に、壁
横筋を4倍補強した供試体 No.K3 が最も大きな値となっ
ている。すなわち、壁の横方向鉄筋が多い No.K3 の方が
部材として健全性を示していたと考えられる。

図-9 は各供試体の等価減衰定数と塑性率の関係を示
した結果である。累積エネルギー吸収量の増加と共にサ
イクルごとの消費エネルギー量も増加しているため、同
一塑性率において、等価減衰定数の明確な差異は見受け
られない。ただし、塑性率の値は大きくなると、供試体
間での差異は少し見受けられる。

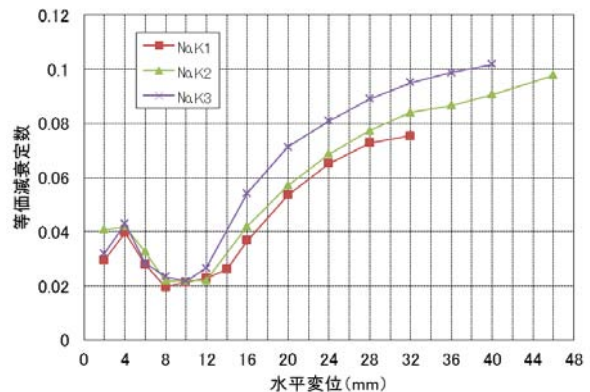


図-8 等価減衰定数

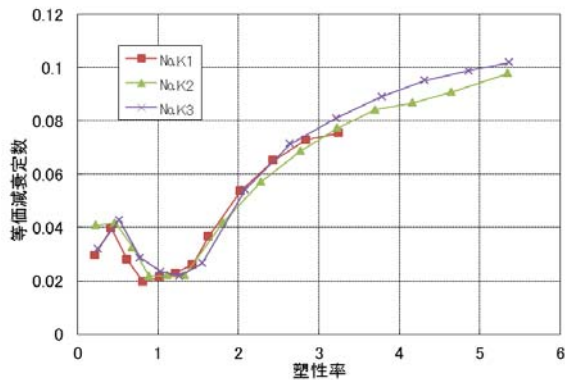


図-9 等価減衰定数

3.6 最大塑性率

最大塑性率（部材の終局変位を降伏変位で除した値）は、部材のエネルギー吸収能力を示す指標の一つであり、RC部材の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では、応答塑性率を上回る十分な部材塑性率を確保しなければならない。

水平単調漸増荷重実験供試体と正負交番荷重実験供試体の最大塑性率を計算した結果を表-5に示す。標準断面である供試体No.1, No.K1に対して、横方向鉄筋を補強した供試体の最大塑性率は大きく増加した。交番荷重時の最大塑性率は、同一鉄筋量に対する単調荷重時に比べて小さくなっている。その程度は表-5に示すように0.74~0.91となっており、横方向鉄筋量の多い供試体の方がその減少率は大きいことが分かる。

表-5 最大塑性率 (i=1~3)

| 供試体 No. | 最大塑性率 | No.Ki/ No.i |
|---------|-------|-------------|
| 1 | 3.57 | — |
| 2 | 7.19 | — |
| 3 | 6.26 | — |
| K1 | 3.25 | 0.91 |
| K2 | 5.35 | 0.74 |
| K3 | 5.37 | 0.86 |

4. まとめ

本研究では、I型断面フレキシブルRC橋脚の縮尺模型を対象に、一定軸力下における正負交番荷重実験を行い、既往の水平単調漸増荷重実験とも比較しつつ、交番荷重の影響や横方向鉄筋の効果を、荷重-変位曲線、エネルギー吸収量、等価減衰定数、最大塑性率などの指標により考察したところ、以下の知見が得られた。

- (1) 単調荷重、交番荷重の区別なく、いずれの供試体も、柱のせん断破壊や曲げ破壊とは異なる、両破壊モードの中間的な破壊性状を呈した塑性を有する曲げせん断圧壊である。

- (2) 骨格曲線の初期剛性と第2剛性は、軸力ありの交番荷重の方が高い。第3剛性は、軸力なしの単調水平荷重の方が高い。
- (3) 鉄筋配置がすべて同じである供試体の比較では、交番荷重の方が単調荷重より、終局変位が小さく、特に横方向鉄筋を多く配置した供試体では単調荷重時の60%程度の変位となっている。
- (4) 横方向鉄筋量の異なる供試体の破壊性状の比較から、曲げ降伏後の変形性能を向上させるためには、横方向鉄筋が重要である。
- (5) 交番荷重実験結果から、柱の帯鉄筋と壁の横方向鉄筋の両方とも補強した供試体の変形性能および累積エネルギー吸収量の値は最も良かった。
- (6) 壁の横方向鉄筋量の多い供試体ほど同一塑性率では、累積エネルギー吸収量が小さく、部材の健全性が保たれていることがわかった。
- (7) 交番荷重実験供試体の等価減衰定数を比較したところ、累積エネルギー吸収量の結果ほど明確な差はないが、壁の横方向鉄筋量が多い供試体の方が最も大きな値となった。
- (8) 最大塑性率を比較したところ、標準断面である供試体に対して、横方向鉄筋を補強した供試体の最大塑性率は、単調荷重の場合の方が大きかった。また、同一鉄筋量の供試体ごとの比較では、横方向鉄筋量の多い供試体の方が減少率は大きく、単調荷重実験結果だけでは、最大塑性率の改善を予測できないことが分かった。

今後は、実験の事象を厳密に把握するため、非線形有限要素解析を行っていく予定である。

謝辞

本実験に際し荷重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。

本研究は日本学術振興会科学研究費補助金（基盤研究(B)；代表者：大塚久哲）を得て行われた。また、(株)富士ピー・エスとの共同研究としても実施した。

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, 2011.6
- 2) 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, 2008.7