

◆ 報 文 ◆

円形断面を有する高強度鉄筋コンクリート橋脚の耐力・変形性能

西田秀明* 佐藤 大** 運上茂樹***

1. はじめに

近年、建設コストの縮減や施工性の向上等を目的として、橋脚高の高い場合や地形的制約により基礎の規模を小さくしたい場合などで、一般的な鉄筋コンクリート (RC) 橋脚に使われる材料より強度の大きな材料の採用を検討する事例が増えつつある。しかし、道路橋示方書Ⅳ下部構造編¹⁾においては、下部構造の使用材料強度としてコンクリート設計基準強度 (σ_{ck}) 30N/mm²、鉄筋降伏強度 345N/mm² (SD345) までの許容応力度しか示されておらず、これを上回る高強度材料を用いる場合には同等の安全度を持つように個別に検討する必要があることが規定されている。

以上のような背景から、本研究では、現行のほぼ倍の材料強度となるコンクリート設計基準強度 60N/mm²、鉄筋降伏強度 685N/mm² (SD685) まで適用できる RC 橋脚の耐力・変形特性の評価法の構築を目標として検討を進めている^{2),3)}。本報文では、このうち、高強度材料を用いた曲げ破壊先行型円形断面 RC 橋脚に対する正負交番載荷実験をもとに現行の耐力・変形性能の評価法の適用性について検討した結果を示す。

2. 正負交番載荷実験

2.1 供試体の諸元と載荷条件

帯鉄筋の材料強度や体積比、軸力をパラメータとして変化させた表-1に示す計4体の円形断面を有する RC 橋脚模型供試体に対して正負交番載荷実験を行った。いずれの供試体においても、図-1に示すように直径600mmの円形断面、柱基部から載荷点中心までの高さ3,010mm (せん断支間比 5.02)、かぶりコンクリート厚さ40mm、コンクリート設計基準強度 60N/mm²、軸方向鉄筋比 0.99% (SD685、D13) については共通とした。供試体 A

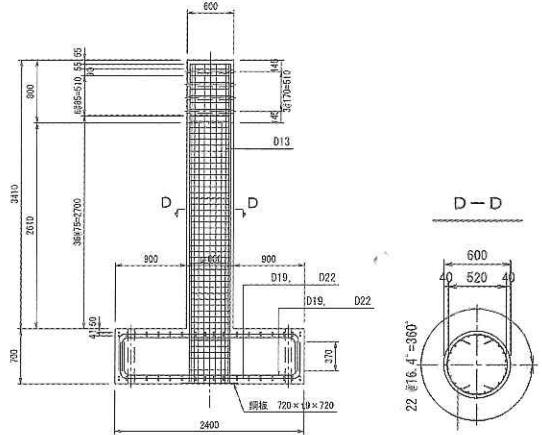


図-1 供試体諸元 (供試体 A、B、D)

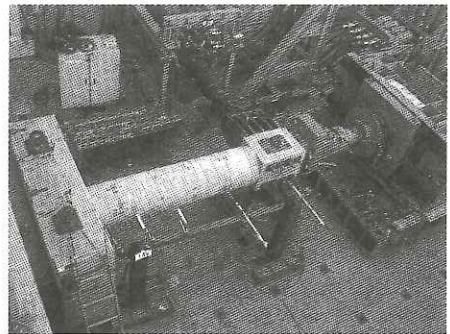


写真-1 供試体の設置状況

表-1 実験供試体諸元 (N/mm²)

供試体		A	B	C	D
コンクリート ($\sigma_{ck} = 60\text{N/mm}^2$)	圧縮応力度	58.9	60.7	60.2	64.7
	弾性係数	4.10	4.07	3.71	3.92
軸方向鉄筋 (SD685)	降伏強度	740		762	
	弾性係数	19.0		20.1	
	破断ひずみ	9.3%		9.9%	
帯鉄筋 (SD685、SD295)	降伏強度	706	329	705	340
	弾性係数	19.3	17.6	18.3	17.4
	破断ひずみ	9.5%	15.2%	8.5%	15.3%
軸方向鉄筋比		0.99%			
横拘束鉄筋体積比 ρ_s		0.32%	0.32%	0.24%	0.32%
軸応力度 (括弧はコンクリート圧縮応力度に対する比%)		1.0 (1.7%)			2.0 (3.1%)

(弾性係数は $\times 10^4$)

Strength and Ductility Characteristics of Circular RC Bridge Pier Using High Strength Materials

表-2 主要イベントの発生段階の整理 (変位の括弧内は載荷ステップとサイクル)

供試体 載荷ステップ (基準変位 $\delta_0 = 11\text{mm}$)	A		B		C		D	
	荷重 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)	変位 (mm)
道路橋示方書の計算式に基づく 降伏時 (P_y) (括弧は基準変位に対する 倍率)	178.4	31.8 (2.89)	173.9	30.6 (2.78)	180.8	31.2 (2.84)	196.3	29.8 (2.71)
荷重最大時 (P_{max})	183.0	61.7 (6-1+)	179.3	61.1 (6-1+)	189.3	61.7 (6-1+)	201.9	59.0 (6-1+)
かぶりコンクリート剥落時 (軸方向鉄筋が確認できた時)	159.4	116.5 (11-3-)	159.8	109.1 (10-1-)	160.0	116.6 (11-3-)	171.1	117.4 (11-1-)
各載荷ステップ1波目最大変位時荷重 が初めて P_{max} の80%以下になった時	135.4	128.5 (12)	119.7	118.1 (11)	135.3	132.5 (12)	110.0	133.7 (12)
最終損傷状況 (鉄筋) 軸：軸方向鉄筋 帯：帯鉄筋	軸：8本破断 (13-1)		軸：5本破断 帯：1本破断 (12-1)		軸：9本破断 (12-3)		軸：4本破断 (12-1)	

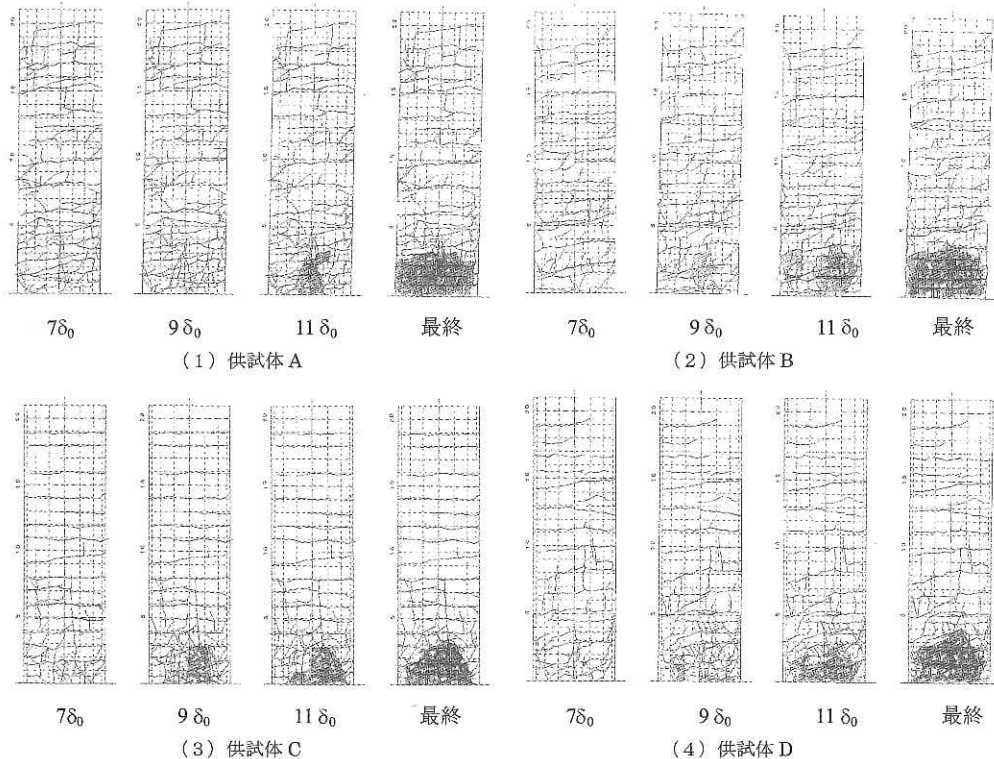


図-2 損傷の進展状況 (正側載荷時圧縮面：7、9、11 δ_0 及び最終)

では、帯鉄筋にSD685を75mm間隔で配筋すると共に、軸応力度が $1.0\text{N}/\text{mm}^2$ となるように軸力を作用させた。その他の供試体は、供試体Aと比較して、供試体Bでは帯鉄筋をSD295に、供試体CではSD685の帯鉄筋を100mm間隔に、供試体Dでは、帯鉄筋にSD295を用いると共に軸応力度を $2.0\text{N}/\text{mm}^2$ にそれぞれ条件を変えた。

実験は、写真-1に示すように、供試体を横に

した状態で軸力を載荷すると共に、横方向に基準変位 ($\delta_0 = 11\text{mm}$) の整数倍の変位に対して各3回繰り返す変位漸増載荷を行った。

2.2 載荷実験結果

正負交番載荷実験により得られた主要イベントの発生段階を表-2、損傷の進展状況を図-2、水平荷重-水平変位関係を図-3、各載荷ステップ1波目の最大変位時に対する包絡線 (正側と負側の

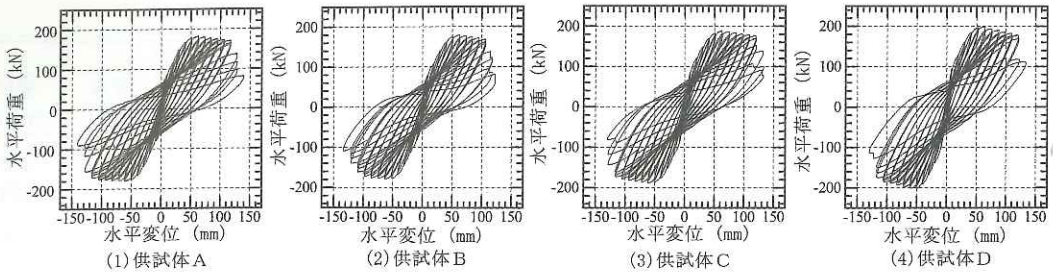


図-3 水平荷重-水平変位履歴曲線

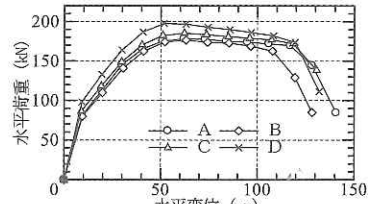
平均値) 及び履歴吸収エネルギーの比較を図-4に示す。ここで、水平変位については、計測値からフーチングの並進および回転による変位分を控除し、柱部の曲げ変形分とフーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しに起因する回転変形分を含む値を示している。

供試体Aでは、 $6\delta_0$ の正側1波目載荷時に最大荷重となり、軸方向鉄筋が見える程度までかぶりコンクリートが剥落する $11\delta_0$ まではほぼ荷重を維持した後、大きく荷重が低下した。最終的なかぶりコンクリートの剥落は柱基部から約300mmの高さの範囲で生じた。

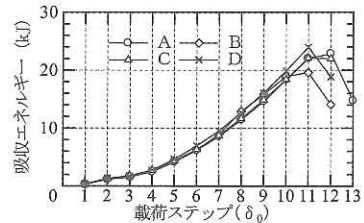
以下、供試体Aとの比較で実験結果を示す。

帯鉄筋に標準的な強度のものを使用した供試体Bでは、かぶりコンクリートの剥落領域が若干広く、かつ、鉄筋の破断本数が少なくなった。主要イベントの発生段階や包絡線、履歴曲線の形状を比較すると、最大荷重発生時まではほぼ同じであるが、かぶりコンクリートの剥落開始時期や、各載荷ステップ1波目で最大荷重の80%まで荷重が低下する時期は、いずれも供試体Bの方が $1\delta_0$ ほど早い。各載荷ステップ1波目の履歴吸収エネルギーは、 $10\delta_0$ まではほぼ等しいが、供試体Aではその後さらに $2\delta_0$ 分履歴吸収エネルギーが増加しているのに対し、供試体Bでは $10\delta_0$ と $11\delta_0$ では履歴吸収エネルギーはほぼ同じであり、その後低下している。これより、帯鉄筋に高強度鉄筋を用いることにより変形性能が若干は向上することがわかる。なお、高強度材料を用いた矩形断面RC橋脚においては帯鉄筋強度の違いが変形性能に影響を及ぼさなかったが³⁾、これよりは若干の効果が見られることになる。

帯鉄筋量を若干減らした供試体Cでは、損傷状況や包絡線、履歴吸収エネルギーに関する全体的な傾向はほぼ同じとなった。このことから、本実



(1) 包絡線



(2) 履歴吸収エネルギー

図-4 実験結果の比較 (各載荷ステップ1波目)

験程度の帯鉄筋量の差が高強度材料を用いた円形断面RC橋脚の変形性能に及ぼす影響は小さいことがわかる。

軸応力度を倍にした供試体Dも、荷重は大きくなるものの、供試体Cと同様に損傷状況や包絡線、履歴吸収エネルギーに関する全体的な傾向はほぼ同じとなった。軸力が大きいので、変形が大きな領域におけるP- δ 効果による水平荷重の低下の影響を考慮して比較する必要があるが、本実験で考慮した圧縮強度に対する軸応力度の比が1.5~3%程度の場合は、変形性能評価に対してほとんど影響しないといえる。

3. 耐力・変形性能評価法に関する検討

3.1 耐力・変形性能の評価方法

道路橋示方書V耐震設計編⁴⁾ (以下、道示Vとよぶ) には、地震時保有水平耐力法に基づく鉄筋コンクリート橋脚の耐力・変形性能の評価式が示されている。ここでは、耐力・変形特性を完全弾塑性でモデル化し、引張側最外縁鉄筋のひずみが

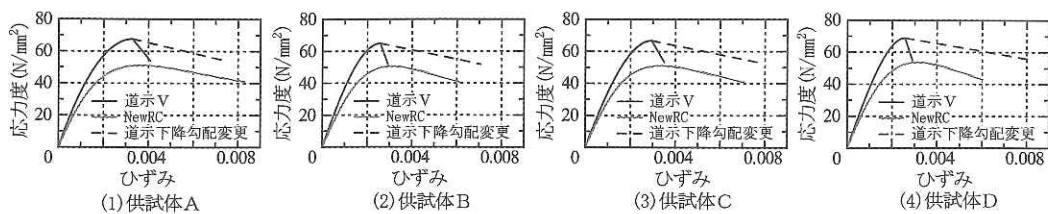


図-5 コンクリートの応力度-ひずみ関係の比較

降伏に達した時を部材の初降伏、圧縮側最外縁鉄筋位置におけるひずみがコンクリートの終局ひずみ ϵ_{cm} に達した時を部材の終局と定義している。初降伏モーメント M_{y0} および終局モーメント M_u から降伏変位 δ_y を、載荷点で生じる塑性変形が塑性ヒンジの回転により生じるとし、塑性ヒンジ長 L_p 、降伏および終局曲率 ϕ_y 、 ϕ_u から終局変位 δ_u を、それぞれ求めることができる。

$$\delta_y = (M_u / M_{y0}) \delta_{y0} \quad (1)$$

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y) L_p (H - L_p / 2) \quad (2)$$

ここで、 δ_{y0} : 初降伏変位
 H : 載荷点高さ

これらを算出するためには、コンクリート及び鉄筋の応力度-ひずみ関係を定義する必要がある。

道示Vでは、コンクリートの応力度-ひずみ関係に横拘束鉄筋による拘束効果を考慮したモデル、鉄筋にはバイリニアモデルが示されている。このうちコンクリートの適用上限はコンクリート設計基準強度 40N/mm^2 であり、コンクリート設計基準強度 60N/mm^2 である本実験供試体に対しては、適用性が検証されていない範囲にあたる。

高強度材料まで適用することを想定したコンクリートの応力度-ひずみ関係についてはいくつかの研究があるが、この一つとして、建設省総合技術開発プロジェクト⁵⁾で提案された拘束コンクリートのモデル(以下、NewRCモデルとよぶ)がある。このプロジェクトで対象とされたコンクリート強度の範囲は、 $30 \sim 120\text{N/mm}^2$ となっている。

そこで、道示Vに基づく耐力・変形性能評価式のうち、コンクリートの応力度-ひずみ関係のみを変えた次の2条件に対して解析を行い、実験結果との比較を行いその適用性を検討した。

1) 道示Vのモデルが高強度材料に対しても適用できると仮定した場合。ここで、終局ひずみ

はレベル2地震動タイプIIに対する値を用いた。

2) NewRCモデルを用いた場合。本モデルでは曲げ終局強度の算定に用いるための終局ひずみ ϵ_{cm} が、拘束コンクリートの圧縮強度時のひずみ ϵ_{co} に対する比率として式(3)のように示されている。

$$\frac{\epsilon_{cm}}{\epsilon_{co}} = 1.374 + 0.108K - 0.102K^{-4} \frac{c\sigma_B}{42} \quad (3)$$

ここで、

$$K = \frac{c\sigma_B}{\sigma_p}$$

$$\sigma_p = 0.8 c\sigma_B \quad (\text{円形断面の場合})$$

$c\sigma_B$: コンクリートのシリンダー圧縮強度
 (N/mm^2)

なお、この終局ひずみを変形性能評価に対して適用することについては示されていないが、ここではそのまま適用できると仮定して評価を行った。

以上の条件により算出した各供試体に対するコンクリートの応力度-ひずみ関係の比較を図-5に示す。いずれの供試体に対しても、道示Vのモデルが、NewRCモデルと比べて、最大応力度が大きいこと、終局ひずみが小さいこと、最大応力度から終局までの下降勾配が大きいこと、がわかる。なお、コンクリートの最大応力度については、NewRCモデルでは、円形断面の場合に応力を低減するパラメータ0.8が設定されており、これにより材料試験による圧縮強度よりも小さくなっている。これに対し、道示Vモデルでは、拘束効果により最大応力度がシリンダー圧縮強度よりも大きくなっている。

3.2 解析と実験による耐力・変形性能の比較結果

解析と実験における耐力・変形関係の比較を図-6に示す。なお、後述するコンクリートの応力度-ひずみ関係を用いた場合の関係式も合わせて示している。また、解析による終局変位、耐力を、後述する補正係数と共に表-3に示す。

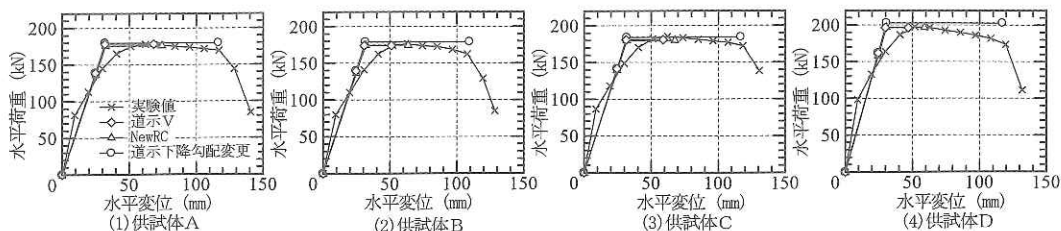


図-6 解析と実験における耐力・変形関係の比較

表-3 解析による終局変位、耐力及び各補正係数 (括弧は実験におけるかぶりコンクリート剥落時に対する比)

供試体	A		B		C		D	
	変位 (mm)	耐力 (kN)	変位 (mm)	耐力 (kN)	変位 (mm)	耐力 (kN)	変位 (mm)	耐力 (kN)
道示Vモデル	68.2 (0.59)	178.4 (1.12)	51.0 (0.47)	173.9 (1.09)	31.2 (0.50)	180.8 (1.13)	29.8 (0.40)	196.3 (1.15)
NewRCモデル	74.4 (0.64)	176.0 (1.10)	63.6 (0.58)	174.5 (1.09)	67.7 (0.58)	179.9 (1.12)	58.9 (0.50)	196.6 (1.15)
道示下降勾配変更	116.5	179.8	109.4	179.0	116.9	184.1	117.1	202.8
逆算による E_{des} の係数	2.15		0.84		1.35		0.63	
終局変位の補正係数 γ	2.3		3.8		3.1		5.2	

耐力については、解析による降伏後の耐力は、実験における最大荷重より3~5%小さく、かぶりコンクリートの剥落時の荷重より9~15%大きい、この傾向は、コンクリートの応力度-ひずみ関係の違いにはほとんど影響していない。

これに対し、変形については、初降伏及び降伏については、いずれの条件による解析結果もほぼ同じであるが、終局変位が異なっている。実験におけるかぶりコンクリート剥落時を終局変位と定義すると、道示Vモデルでは実験結果の40~60%程度、NewRCモデルでは実験結果の50~65%程度である。

3.3 終局変位の評価に関する検討

終局変位の評価に影響する項目として、(1) 塑性ヒンジ長、(2) 塑性ヒンジ領域における曲率分布、(3) 終局の定義、(4) フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しの影響、がある。

このうち、解析上の終局の定義については、前述の通り、圧縮側最外縁鉄筋位置におけるひずみがコンクリートの終局ひずみ ϵ_{cu} に達した時としている。しかし、円形断面の場合は、この時点では終局ひずみを超えている断面内の領域はごく一部であり、部材としての終局にはまだ余力がある。また、載荷点位置における実験値の水平変位には、軸方向鉄筋の伸び出しによる剛体の回転変形分が

含まれている。しかし、特に、かぶりコンクリートが剥落するような終局状態においては、曲げ変形分と回転変形分を正確に分離して測定することが難しく、前節で求めている回転変形にも、厳密には曲げ変形も含まれている。

以上のように、終局変位の評価に影響する要因はいくつか挙げられるが、ここでは、コンクリートの応力度-ひずみ関係、及び解析による終局変位、の2点に着目して検討を行った。

道示VモデルとNewRCモデルのコンクリートの応力度-ひずみ関係の相違点の一つに下降勾配がある。そこで、道示Vモデルの下降勾配 E_{des} は、横拘束鉄筋体積比 ρ_s 、横拘束鉄筋降伏強度 σ_{sy} 、及びコンクリート設計基準強度 σ_{ck} から式 (4) で求められる。

$$E_{des} = 11.2 \frac{\sigma_{ck}^2}{\rho_s \sigma_{sy}} \quad (4)$$

また、タイプII地震動における終局ひずみは式 (5) で求められる。

$$\epsilon_{cu} = \epsilon_{cc} + \frac{0.2\sigma_{cc}}{E_{des}} \quad (5)$$

下降勾配 E_{des} の係数は、横拘束したコンクリートの一軸圧縮試験の回帰式から求められたものであるが、ここでは、この係数を表-2のかぶりコ

ンクリート剥落時の実験時変位と一致させるよう逆算し、これを新たな係数とすることで補正することとした。この逆算により求められた係数は、表-3に示すように0.63 (供試体D) ~ 2.15 (供試体A) となり式 (3) の係数11.2より小さくなった。このうち、軸力が大きいことにより生じるP- δ 効果により、かぶりコンクリート剥落時に最大荷重からの荷重の低下がやや大きくなっている供試体Dでは、係数が特に小さい。また、図-5に示すように上記係数を適用した道示Vモデルの下降勾配は、NewRCモデルと近くなっている。以上のことから、供試体数が少ないことや他の供試体での検証を行っていないという問題はあつたものの、下降勾配 E_{des} を現行の1/5程度にすると終局変位の推定精度が向上する可能性があることが示唆される。

一方、コンクリートの応力度-ひずみ関係は現行のままとし、道示Vの手法により求めた終局変位に対して補正することを検討した。ここでは、降伏変位までは解析により求められるものと仮定し、終局変位から降伏変位を差し引いた塑性変形が、実験と解析で等しくなるように逆算し、これを補正係数として求めた。逆算の結果、解析による塑性変形に対する実験による塑性変形の比は、表-3に示すように2.3 (供試体A) ~ 5.2 (供試体D) となった。これから、終局変位は式 (6) により算定することができる。

$$\delta_u = \delta_y + \gamma(\phi_u - \phi_y)L_p(h - L_p/2) \quad (6)$$

ここで、

$$\gamma = 2.5 \sim 3$$

4. 結論

コンクリート設計基準強度 60N/mm^2 、鉄筋降

伏強度 685N/mm^2 (SD685) まで適用できるRC橋脚の耐力・変形特性評価法を構築するために、高強度材料を用いた曲げ破壊先行型円形RC橋脚の正負交番荷重実験を行い、このデータをもとに現行の耐力・変形性能の評価法の適用性について検討した結果をまとめると以下ようになる。

- 1) コンクリート、軸方向鉄筋及び横拘束鉄筋に高強度材料を用いた円形断面RC橋脚の変形性能は、横拘束鉄筋に標準的な強度を用いた場合に比べると若干は向上する。また、帯鉄筋量や軸力の違いが変形性能に及ぼす影響は、本実験の範囲においては小さい。
- 2) 解析に基づく耐力・変形性能評価法では、耐力については精度よく評価できるが、終局変位は実験結果より小さめに評価した。この推定精度を向上させる方法として、材料特性の下降勾配又は解析による終局変位に対する補正係数を試算した。ただし、実際の橋脚の変形性能評価に適用するためには、より一般性を高める必要があり、さらなる検討が必要である。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編、2002。
- 2) 西田秀明、運上茂樹：高強度材料を用いた鉄筋コンクリート橋脚の耐力・変形性能に関する実験的研究、土木技術資料、vol.47、No.2、pp.64-69、2005。
- 3) 西田秀明、運上茂樹：帯鉄筋強度の違いが高強度材料を用いた円形RC橋脚の耐力・変形性能に及ぼす影響、第60回土木学会年次学術講演会概要集、2005。
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、2002。
- 5) (財)国土開発技術研究センター：建設省総合技術開発プロジェクト、平成4年度NewRC研究開発概要書、1993。

西田秀明*



独立行政法人土木研究所つくば
中央研究所耐震研究グループ耐震チーム主任研究員
Hideaki NISHIDA

佐藤 大**



独立行政法人土木研究所つくば
中央研究所耐震研究グループ耐震チーム交流研究員
Dai SATO

運上茂樹***



独立行政法人土木研究所つくば
中央研究所耐震研究グループ耐震チーム上席研究員、工博
Dr. Shigeki UNJOH