

各種設計手法による橋脚終局変位の比較検討

河村哲男¹・小川富士夫²

¹正会員 博士(工学) 新構造技術株式会社 技術部 (〒136-0071 東京都江東区亀戸1-42-20)

²正会員 工修 新構造技術株式会社 技術部 (〒136-0071 東京都江東区亀戸1-42-20)

1. まえがき

静的耐震性能照査法である地震時保有水平耐力法においては、大きな強度のレベル2地震動による設計水平震度 k_{hc} は道路橋示方書V編 式(6.4.3)に下式で示されている。 $k_{hc} = C_s C_z k_{hc0}$ ----- (6.4.3)

上式の C_s は構造物特性補正係数で(6.4.5)式のようにある。 $C_s = 1 / \sqrt{(2\mu_a - 1)}$ ----- (6.4.5)
 μ_a は許容塑性率で曲げ破壊型と判定された場合、道示V編式(10.2.3)に示されている。

$$\mu_a = 1 + (\delta_u - \delta_y) / \alpha \delta_y \quad \text{----- (10.2.3)}$$

即ち、終局変位 δ_u の計算値によって許容塑性率、構造物特性補正係数さらには、設計水平震度の値に相当の影響を与える。図-1に耐震性能2で照査する場合の構造物特性補正係数と靱性率 $(\delta u / \delta y)$ の関係を図示したが、靱性率が大きくなると C_s は激減する。このことは平成8年版からの特徴の1つである。そこで、各種の計算法による終局変位を比較検討し考察した。

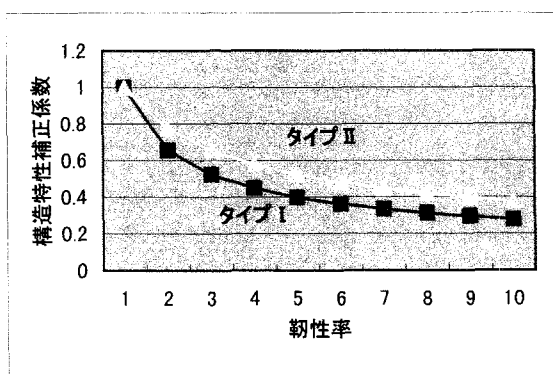


図-1 構造物特性補正係数と靱性率 $(\delta u / \delta y)$

2. 終局変位の各種計算法

鉄筋コンクリート橋脚の骨格曲線における終局変位の計算法として下記の5方法を同じ橋梁モデルで同じ条件で試設計を行い比較検討する。

①土木学会コンクリート標準示方書[耐震性能照査編]²⁾Ⅲ改訂

資料4章4.2 骨格曲線とその設定方法

②道路橋示方書・同解説V耐震設計編(平成14年3月)
参考資料 5.1(2)鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ区間の復元力モデル(武田モデル³⁾)を使用して終局変位を式(10.3.6)により計算する

③道路橋示方書・同解説V耐震設計編(平成14年3月)
参考資料 5.1(1)鉄筋コンクリート部材の復元力モデル(武田モデル³⁾)を使用して終局変位を式(10.3.6)により計算する

④地震動タイプⅡ-3を入力した時刻歴応答解析値(終局変位ではないが最大応答変位)

⑤「橋梁の耐震設計と耐震補強」³⁾M.J.N.Priestley, F.Seible, G.M.Calvi 著 川島一彦監訳 4.3 キャパシティデザイン 4.3.2 曲げ靱性と塑性回転角 により計算する

3. 計算モデル橋

数値計算により比較検討するために、下記の橋梁モデルを設定した。

日本道路協会「道路橋の耐震設計に関する資料」⁴⁾(平成9年3月) 2. 鉄筋コンクリート橋脚を用いた場合の設計計算例の5径間連続鋼Iげた橋をモデル橋とする。ただし、橋脚の横拘束筋はD16をD19に変更した。

このモデル橋の設計条件を表-1に、全体構造側面図を図-2に、橋脚構造一般図を図-3に、配筋図を図-4に示した。なお、このモデルによる各種設計計算は電子計算プログラムJT-KOHKA,TDAPⅢを使用した。

表-1 モデル橋の設計条件

活荷重	B活荷重
コンクリート:橋脚・アーチング	$\sigma_{ck} = 21 \text{ kN/mm}^2$
鉄筋	SD345
地盤種別	Ⅱ種
支承	水平力分散ゴム支承
上部工死荷重: A1, A2	1540 kN
: 中間橋脚	3079 kN

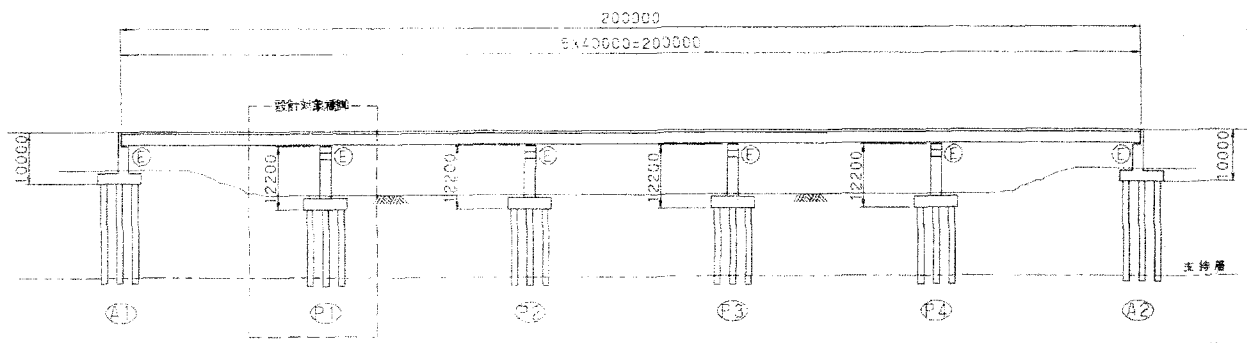


図-2 モデル橋全体一般図 側面

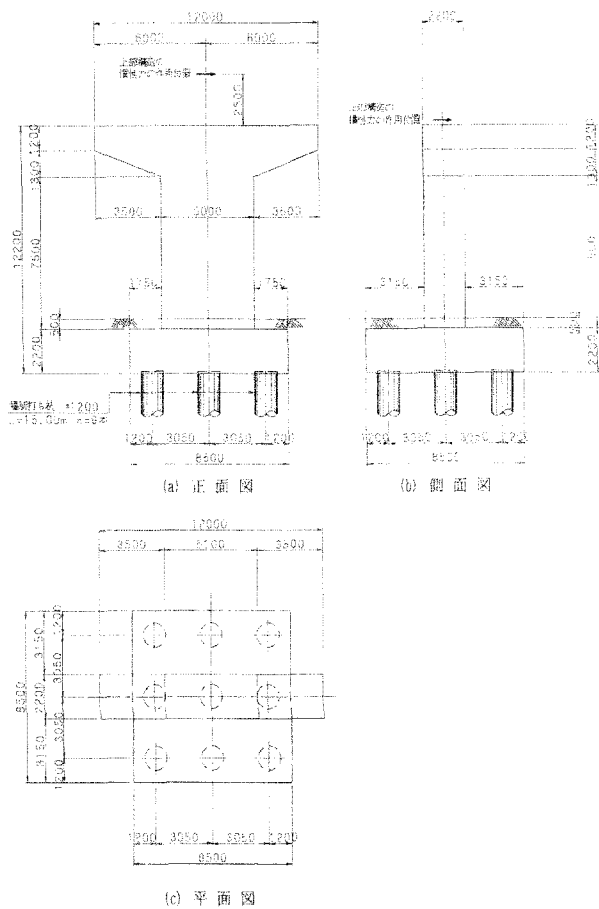


図-3 モデル橋橋脚一般図

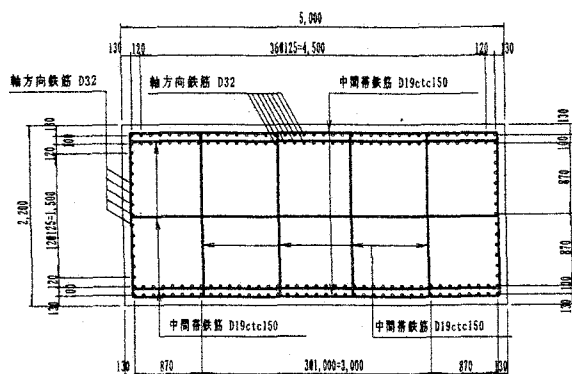


図-4 モデル橋橋脚配筋図

4. 計算方法と結果

(1) 土木学会コンクリート標準示方書

a) 部材降伏点

$$\theta_y = \delta_{yo} / L_a$$

ここに、 θ_y = 部材降伏時の躯体部分の変位

L_a = せん断スパン

表-2 モデル橋P2橋脚の値(M- θ モデル バリエーション)

単位: kN, m

δ_{yo}	L_a	θ_y	M_{yo}
0.085	10	0.0085	49680

b) 最大耐力点

最大曲げモーメント M_m : 56045 kN*m

$$\theta_m = \delta_{mo} / L_a$$

$$\delta_{mo} = \delta_{mb} + \delta_{mp}$$

$$\delta_{mp} = \theta_{mp} \cdot (L_a - L_p / 2)$$

δ_{mb} : 塑性ヒンジ部位外の曲げ変形による変位で橋脚の M- ϕ 曲線 ($\Sigma(\phi_u \cdot l \cdot h)$) を使用して計算した。

θ_{mp} : 塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位

$$= (0.021 k_{wo} \cdot p_w + 0.013) / (0.79 \cdot p_t + 0.153)$$

ただし、 $0.021 k_{wo} \cdot p_w + 0.013 \leq 0.04$,

$$0.79 \cdot p_t + 0.153 \geq 0.78 \quad L_p = \text{塑性ヒンジ長} = 0.5d + 0.05L_a$$

表-3 モデル橋P2橋脚の値(M- θ モデル バリエーション)

単位: kN, m

d	L_p	p_w	p_t	k_{wo}	θ_{mp}
2.07	1.535	0.46145	0.61387	1	0.03556
分母を0.78とした値:					
δ_{mp}	δ_{mb}	δ_{mo}	θ_m	M_m	
0.3283	0.0269			56045	
0.2686		0.29545	0.02955		

c) 終局変位に相当する点

曲げモーメント $M_n = M_y$: 部材降伏点の曲げモーメント

$$\theta_n = \theta_m + \eta \{1 - (M_n / M_m)\}$$

ここに、 η ：棒部材の軟化勾配を考慮するもので、一般に0.1として良い。

表-4 モデル橋P 2橋脚の値(M- θ モデル パイニア)

単位：kN, m

M _n	M _m	θ_n
52962	56045	0.03505

終局時変位： $\delta_n = \theta_n \cdot (10 \cdot L_p / 2) + \delta_{mb} \cdot M_n / M_m = 0.349 \text{ m}$

(2) 道路橋示方書・同解説V耐震設計編

ここでは、3種類の方法すなわち、復元力モデルを（武田モデル、パイニア）、（武田モデル、トリニア）およびタイプ II-3 地震動を入力した時刻歴応答解析値による終局変位を計算した。モデル橋を同じ設計条件で計算した結果を表-5 に示した。

表-5 道示V編の方法によるモデル橋・P 2橋脚基部の計算結果 単位：kN, m

設計項目	設計法 地震動	記号	M- ϕ			M- θ			
			保耐法	武田トリニア	時刻歴応答	保耐法	武田トリニア	時刻歴応答	時刻歴応答
			タイプ I	タイプ II	II-3	タイプ I	タイプ II	II-3	II-3
ひび割れ限界水平耐力		P _c	1211	1211	武田トリニア	----		武田パイニア	武田トリニア
初降伏限界水平耐力		P _{yo}	4832	4832	----	5468	5469	----	----
初降伏限界変位		δ_{yo}	0.074	0.074	----	0.084	0.085	----	----
降伏限界水平耐力		P _y	5449	5449	----	5786	5787	----	----
降伏限界変位		δ_y	0.83	0.83	----	0.089	0.089	----	----
終局限界水平耐力		P _u	5449	5449	----	5786	5787	----	----
終局限界変位		δ_u	0.176	0.258	0.178	0.264	0.422	0.242	0.175
ひび割れ限界曲げモーメント		M _{pc}	----	----	----	11711	11711	----	----
ひび割れ限界回転角		θ_{pc}	----	----	----	102*10 ⁻⁶	102*10 ⁻⁶	----	----
降伏限界曲げモーメント		M _{py}	----	----	----	52952	52962	----	----
降伏限界回転角		θ_{py}	----	----	----	1481*10 ⁻⁶	1482*10 ⁻⁶	----	----
終局限界曲げモーメント		M _{pu}	----	----	50768	56033	56045	53867	53302
終局限界回転角		θ_{pu}	----	----	0.005229	0.020033	0.036666	0.011813	0.005365
許容塑性率		μ_a	1.35	2.32	----	1.62	3.36	----	----
応答塑性率		μ_R	1.24	3.65	----	1.16	3.29	----	----
安全係数		α	3	1.5	----	3	1.5	----	----
構造物特性補正係数		C _s	0.76	0.51	----	0.66	0.41	----	----
設計水平震度の標準値		K _{hec0}	0.85	1.75	※1511	0.85	1.75	※1401	※1550
設計水平震度		K _{hc}	0.65	0.92	----	0.57	0.73	----	----
固有周期（1次）		T	1.2	1.2	1.153	1.2	1.2	1.209	1.154

変位はP 2橋脚天端の値 ※は上部工図心位置のレベル2地震動タイプ II-3 波形による最大応答加速度(単位：gal)

橋脚構造モデルは橋脚を非線形部材としたM- ϕ 法、橋脚基部に塑性ヒンジを設けた M- θ 法の2種類で、各々地震時保有水平耐力法(以下保耐法と称す)および時刻歴応答解析法による計算値を示した。M- ϕ 法、M- θ 法ともに橋脚部材の曲げモーメント～曲率関係は骨格曲線を武田トリニアを用いているため同一である。時刻歴応答解析のみ武田パイニアによる値も示した。

表-5 の7行目までは保有水平耐力法による水平耐力～水平変位の限界値を示しているが、M- θ 法の値はM- ϕ 法より約6%大きくなった。保耐法の変位に関して終

局限界変位に着目すると、タイプ 2の地震動で M- ϕ 法の0.258mに比べ M- θ 法の変位は0.422mと1.6倍大きい。許容塑性率はタイプ IIの地震動で M- θ 法はM- ϕ 法に比べ1.45倍、構造物特性補正係数は0.80倍、その結果設計水平震度は0.73で0.79倍となり2割程度の差となった。これらの理由については5. で考察する。

(3) タイプ II-3地震動を入力した時刻歴応答解析値

タイプ II-3地震動によるM- ϕ 法、M- θ 法による最大応答変位の差は小さく、復元力モデルによる差の方が大きい。

保耐法による場合と逆の傾向である。武田トリニアモデルの変位は0.242mと武田トリニアモデルの1.4倍大きい。逆に、応答最大断面力はM-θ法、M-φ法による差は大きく、復元力モデルによる差は小さい。最大曲げモーメントと比較すると、M-θ法はM-φ法の1.05～1.06倍大きい。

(4) 「橋梁の耐震設計と耐震補強」、キャパティデザイン

キャパティデザインによる橋脚終局変位は下式により計算され、その第一項は一般部の変位で弾性変位を、第二項は終局曲げモーメントに対する弾性変位補正項であり、第三項

は塑性ヒンジ部の回転による変位で道示と同じ式である。

$$\Delta u = \Delta y + \Delta p = \phi y l^2 / 3 + (M_u / M_n - 1) * \Delta y + L_p (\phi_u - \phi_y) * (L - 0.5 L_p)$$

橋脚部材下端の曲率(M-φ値)を使用する場合と橋脚下端に塑性ヒンジ回転角(M-θ法、武田トリニアモデル)を使用した場合に対して計算した結果を表-6に示した。

ただし、塑性ヒンジ長 $L_p = 0.08 * l + 0.022 * f_{ye} * d_b$
 $= 0.08 * 10 + 0.022 * 295 * 32 / 1000 = 1.077 \text{ m}$

表-6 キャパティデザインによる橋脚終局変位の計算 単位: kN, m

終局変位計算	終局曲率	降伏曲率	終局曲げモーメント	降伏曲げモーメント	弾性変位	終局変位
計算法	ϕ_u	ϕ_y	M_u	M_n	Δy	Δu
M-φ法	0.033453	0.001438	56033	56033	0.04795	0.374
M-θ法	0.036666	0.001482	56045	52962	0.04795	0.384

5. 橋脚変位の比較検討

4. で計算した終局時橋脚の天端変位（または橋脚基部回転角）を比較検討する。また、道示V, M-θ法における塑性ヒンジの回転角について考察する。

(1) 終局時回転角と変位

モデル橋に対する終局時橋脚の天端変位（または橋脚基部回転角）を5種類の設計法で計算した結果を表-7に示した。また、各設計法の終局時の定義およびその時点における条件の特徴を表-8に示した。

表-7 終局時変位と回転角 単位: m, rad

設計法	終局時変位	終局時回転角	塑性ヒンジ長
土木学会	0.349	0.03505	1.535
道示V, M-φ法	0.258	0.01939	-----
道示V, M-θ法	0.422	0.03667	1.10
時刻歴応答値	0.175	0.00537	-----
キャパティデザイン	0.384	0.03667	1.077

表-8 終局時の定義

設計法	終局時の定義
土木学会	降伏荷重を下回らない最大値
道示V, M-φ法	圧縮鉄筋位置のコンクリートひずみが ε_{cu} となる
道示V, M-θ法	圧縮鉄筋位置のコンクリートひずみが ε_{cu} となる
時刻歴応答値	地震動を与えた時の時刻歴最大応答値
キャパティデザイン	圧縮鉄筋位置のコンクリートひずみが ε_{cu} となる

表-9 終局時の特徴

設計法	終局時の特徴
土木学会	死荷重程度の軸力と複数以上の繰返し回数
道示V, M-φ法	3～10回の繰返し回数を考慮、武田トリニア
道示V, M-θ法	繰返し回数を考慮せず、武田トリニア
時刻歴応答値	M-θ法(武田トリニアモデル)の値を使用
キャパティデザイン	$f_c = f'_{cc} * x * r / (r - 1 + x)$

道示とキャパティデザインの終局時の定義は同じであるが、横拘束筋で拘束されたコンクリートの応力度～ひずみ曲線は異なっている。土木学会の終局時の定義は道示と異なり、最大荷重をすぎて、下降勾配に入った降伏荷重を下回らない最大点である。

橋脚下端に塑性ヒンジを考慮した設計法の終局変位は従来のM-φ法の変位による値の1.3～1.6倍大きくなった。

時刻歴応答タイプⅡ-3の応答変位は他の終局変位と比較して1/1.5～1/2.4と小さくなり、時刻歴応答解析で耐震設計を行うと安全となるケースが多いと考えられる。

道示V, M-θ法の終局時変位は土木学会の値より約20%大きくなるが、キャパティデザインの値に近いと言える。

(2) 塑性ヒンジの回転角

星隈順一の論文⁵⁾によれば、「載荷点で生ずる塑性変位は塑性ヒンジの回転により生じる変位として考え、その塑性ヒンジ領域での塑性曲率分布を等価な矩形ブロックに換算したものであり、終局変位を簡便に算出することが出来る。」と述べており、終局時の塑性曲率分布における実験値に基づく塑性ヒンジの終局時回転角の計算において、(塑性ヒンジ区間の等価な矩形ブロックに換算した平均曲率*塑性ヒンジ長)としている。

この考え方を参考に、モデル橋 P 2 橋脚の塑性ヒンジ区間 1.1 m を 10 等分して、降伏限界および終局限界時の橋脚天端の変位を次式の 2 方法で計算した。

a) 塑性ヒンジ区間の曲率を積分する場合

$$\delta u = \delta y + \sum \{ (\phi u - \phi y) L_p (h - L_p / 2) \}$$

b) 橋脚付け根の 1227 部材の曲率がヒンジ区間で一定とする場合

$$\delta u = \delta y + (\phi u - \phi y) L_p (h - L_p / 2)$$

上式の下線部は 1227 部材の値を用いる。

a), b) の方法による計算結果を表-10 に示した。

なお、道示 V10.3(7)に、 ϕu , ϕy は橋脚基部断面における終局曲率、降伏曲率であると記されている。すなわ

ち、b) の方法を採用していると考えられる。表-10 より

a) の場合の終局変位 δu は

$\delta u = 0.089 + 0.172 = 0.261 \text{ m}$ となり、表-5 の M- ϕ 、武田トリニアの値とほぼ一致する。

b) の場合の終局変位 δu は

$\delta u = 0.089 + (33433 - 1438) \times 10^{-6} \times 1.1 \times 9.945 = 0.439 \text{ m}$ となり、表-5 の M- θ 、武田トリニアの値とほぼ一致する。

すなわち、M- ϕ 法は塑性ヒンジの M- θ 曲線を塑性ヒンジ区間で積分した値を用いているとも言え、一方 M- θ 法は塑性ヒンジの M- θ 曲線を橋脚下端の M- ϕ 関係に塑性ヒンジ長 L_p を乗じて計算している。

表-10 塑性ヒンジ区間の曲率を用いた橋脚天端変位の計算 単位: kN, m

P 2 橋脚 部材	終局限界発生		降伏限界発生		($\phi u - \phi y$) L_p	$h - L_p / 2$	($\phi u - \phi y$) $L_p \cdot$ ($h - L_p / 2$) μ
	曲げモーメント	曲率 $\mu \times 1/\text{m}$	曲げモーメント	曲率 $\mu \times 1/\text{m}$	μ	m	
1218	49571	1749.4	50455	1297.9	49.66	8.955	444.75
1219	50280	5302.1	51075	1313.5	438.74	9.065	3977.23
1220	50990	8852.2	51695	1329.1	827.54	9.175	7592.69
1221	51703	12403	52314	1344.8	1216.40	9.285	11294.29
1222	52419	15942	52934	1360.4	1603.97	9.395	15069.35
1223	53136	19342	53554	1376	1976.26	9.505	18784.35
1224	53856	22876	54174	1391.6	2363.28	9.615	22722.98
1225	54578	26407	54794	1407.2	2749.97	9.725	26743.54
1226	55302	29933	55413	1422.8	3136.12	9.835	30843.76
1227	56029	33453	56033	1438.4	3521.60	9.945	35022.37
合計		176259.7					172495.31
							=0.1725 m

これらの終局変位の差により、保耐法では表-5 に示しているように設計水平震度は M- ϕ 法の方が M- θ 法より 2 割程度大きくなっている。

表-5 で武田トリニア履歴モデルを使用した時刻歴応答解析による最大応答変位はほとんど差がない。この理由は明確ではないが、終局限界とはかなり以前の状態の応答値であるからと推察している。むしろ、武田トリニアと武田パトリニアの履歴モデルによる応答変位の差が大きく出ている。

6. あとがき

鉄筋コンクリート橋脚の 5 径間連続鋼 I けた橋をモデル橋として、平成 14 年版の道示 V 編の特徴である構造物特性補正係数 C_s の影響を終局限界変位の計算法に着目して比較検討を試みた。

M- ϕ 法は保耐法では橋脚基部に塑性ヒンジを考慮した M- θ 法より大きな設計水平震度を与えるため、耐震

設計上は安全側の設計となる。

平成 2 年以前の道示で設計された橋脚の耐震補強設計をする場合には、補強方法の検討段階では M- ϕ 法により比較設計を行い見極めを付けた上で M- θ 法により安全を確認する方法を取ることもあるが、本比較検討を参考とすることができる。

鉄筋コンクリート橋脚の基部に塑性ヒンジを設ける方法は多くの実験によって検証されている、また、土木学会、道示 V およびキャパシティゲージ間での差は、終局時の定義や他の条件の違いによるところが大きいと思われる。

7. 謝辞

本研究は地震工学委員会 地震時保有水平耐力法に基づく耐震設計法の開発に関する研究小委員会 「構造物の非線形地震時挙動の評価法」ワーキンググループにおいて検討したものであり、委員会各位の貴重なご意見に対して御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」, 社団法人日本道路協会, 平成14年3月
- 2) コンクリート標準示方書[耐震性能照査編], 土木学会, [2002 年制定]
- 3) 「橋梁の耐震設計と耐震補強」, M. J. N. Priestley, F. Seible, G. M. Calvi 著 川島一彦監訳, 技報堂出版
- 4) 「道路橋の耐震設計に関する資料」, 日本道路協会, 平成9年3月
- 5) 星隈順一、運上茂樹、川島一彦、長屋和宏: 載荷繰返し特性と塑性曲率分布に着目した曲げ破壊形鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能とその評価法、構造工学論文集、Vol. 44A、1998年3月