

論文 鉄筋比が小さい既設 RC 橋脚における変形性能算定式の適用

奥西 淳一*1・岡本 大*2・谷村 幸裕*2

要旨: 鉄道構造物における既設 RC 橋脚は、ラーメン高架橋柱と比較して、引張鉄筋比やせん断補強鉄筋比が小さいが、ラーメン高架橋柱を対象に実験・評価された既往の変形性能算定式を用いて評価している。そこで、既設橋脚を対象とした縮小供試体の静的正負交番荷重試験を実施し、鉄筋比が小さい範囲における変形性能算定式の適用を確認した。その結果、損傷レベル 2 の限界変位点は、引張鉄筋比が小さい場合、既往の算定式では過小評価となる場合があること、せん断補強鉄筋が無いもしくは極端に少ない場合、軟化勾配が既往の見知に対して急勾配となることを把握した。

キーワード: RC 橋脚, 変形性能, 鉄筋比

1. はじめに

鉄道橋りょうにおける既設 RC 橋脚は、ラーメン高架橋柱と比較して、引張鉄筋比やせん断補強鉄筋比が小さい橋脚が多く存在する。それら既設橋脚の耐震診断や耐震補強に際し、鉄道構造物における変形性能は、ラーメン高架橋柱を対象とした実験により、部材の損傷に応じた損傷レベルを定め限界変位を算定する方法が提案されている¹⁾。

また、既設 RC 橋脚には、ラーメン高架橋と比較して、鉄筋比が著しく小さい場合があり、実験的検討も実施されている^{2,3)}。この場合、文献 1)の方法でもある程度の精度で評価できることが明らかにされているが、この方法では引張鉄筋比が 0.78%未満の変形性能を過小評価するため、引張鉄筋比が小さい場合の変形性能を再検討する必要があると考えられる。

そこで、引張鉄筋比(p_t)およびせん断補強鉄筋比(p_w)が小さい既設橋脚を対象とした縮小供試体の静的正負交番荷重試験を実施し、変形性能算定式の適用を検討した。

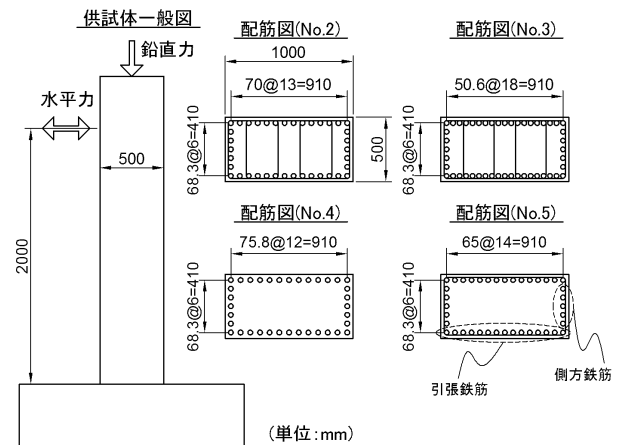


図-1 供試体一般図および断面配筋図

表-1 供試体諸元

供試体	試験体概寸					軸方向鉄筋					せん断補強鉄筋				
	b (mm)	h (mm)	a (mm)	d (mm)	a/d	規格	引張鉄筋本数	呼び名	p_t (%)	側方鉄筋本数	規格	本数	呼び名	S_s (mm)	p_w (%)
No.2	1000	500	2000	455	4.4	SD390	14	D16	0.61	5	SD345	6	D6	100	0.19
No.3						SD390	19	D16	0.83	5	SD345	6	D6	100	0.19
No.4						SD295A	13	D10	0.20	5	-	-	-	-	-
No.5						SD295A	15	D13	0.42	5	SD295A	2	D6	200	0.03

* b :断面幅, h :断面高, a :せん断スパン, d :有効高, p_t :引張鉄筋比,

S_s :せん断補強鉄筋のピッチ, p_w :せん断補強鉄筋比

表-2 材料試験結果

供試体	軸方向鉄筋			せん断補強鉄筋			く体コンクリート						
	降伏強度 (N/mm^2)	静弾性係数 (kN/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	降伏強度 (N/mm^2)	静弾性係数 (kN/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	G_{max} (mm)	圧縮強度 (N/mm^2)	静弾性係数 (kN/mm^2)	割裂強度 (N/mm^2)			
No.2	441	187	634	352	193	561	20	31.7	30.2	2.8			
No.3				-	-	-		30.0	25.6	2.7			
No.4				356	184	480		-	-	-	26.8	25.2	2.4
No.5				347	173	498		374	185	484	26.4	24.1	2.3

* G_{max} :粗骨材の最大寸法

*1 (公財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 (正会員)

*2 (公財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 工博 (正会員)

2. 実験概要

供試体は、筆者らが実施した既往の実験⁴⁾に加え、既設橋脚の代表的な諸元を参考にし、引張鉄筋とせん断補強鉄筋をパラメーターとした計4体の縮小供試体とした(表-1, 図-1)。実験は、軸力 $1.0\text{N}/\text{mm}^2$ を鉛直方向に一定载荷し、水平方向に交番载荷を行う静的正負交番载荷試験とした。

载荷方法は、降伏変位($\pm 1\delta_y$)で正負3回繰り返して载荷し、その整数倍で変位を増分し、荷重が十分に低下するまで変位制御で载荷した。なお、降伏変位(δ_y)は、供試体く体基部の引張鉄筋が降伏ひずみに達した時の载荷点の水平変位であり、正側载荷と負側载荷の平均値とした。

3. 実験結果

3.1. 損傷過程

供試体の損傷は、いずれの供試体も曲げひび割れの発生後、軸方向鉄筋の降伏、基部コンクリートの圧壊、かぶりコンクリートのはく落および鉄筋の座屈が発生し、荷重低下後に鉄筋が破断したのもあった。コンクリートの損傷状況は、図-2に示すように引張鉄筋比が大きいものほどひび割れ本数が多く、はく落範囲が広がっていた。

また、せん断補強鉄筋が無い、もしくは微小($p_w=0.03\%$)であるNo.4,5は、繰り返しの荷重低下を生じない最大変位点(M点)以降、荷重の低下がやや急激となる傾向が見られた(図-3)。

3.2. 実験結果と変形性能算定式の比較

実験結果の荷重変位関係と変形性能算定式を比較する(表-3, 図-3)。ここで、各損傷レベルの変位の限界値は、後述する4章各節により算定された変位である。

(1) 損傷レベル1の変位限界値(Y点)

実験値/計算値は、0.74~1.27であり、供試体間でばらつきが生じた。

(2) 損傷レベル2の変位限界値(M点)

実験値/計算値は、1.19~1.65であり、全ケースにおいて実験値が計算値を上回る結果となった。

(3) 損傷レベル3の変位限界値(N点)

実験値/計算値は、0.98~1.19であり、同等もしくは実験値が計算値を上回る結果となった。

4. 既往変形性能算定式の適用

既往の変形性能算定式¹⁾は、新設されるラーメン高架橋を対象とした供試体による载荷試験結果に基づき提案されたものである。そのため、後述する塑性ヒンジ回転角 θ_{pm} の算定において安全側となるよう引張鉄筋比 $p_t \leq 0.78\%$ の場合は、 $p_t=0.78$ として計算することとされている。

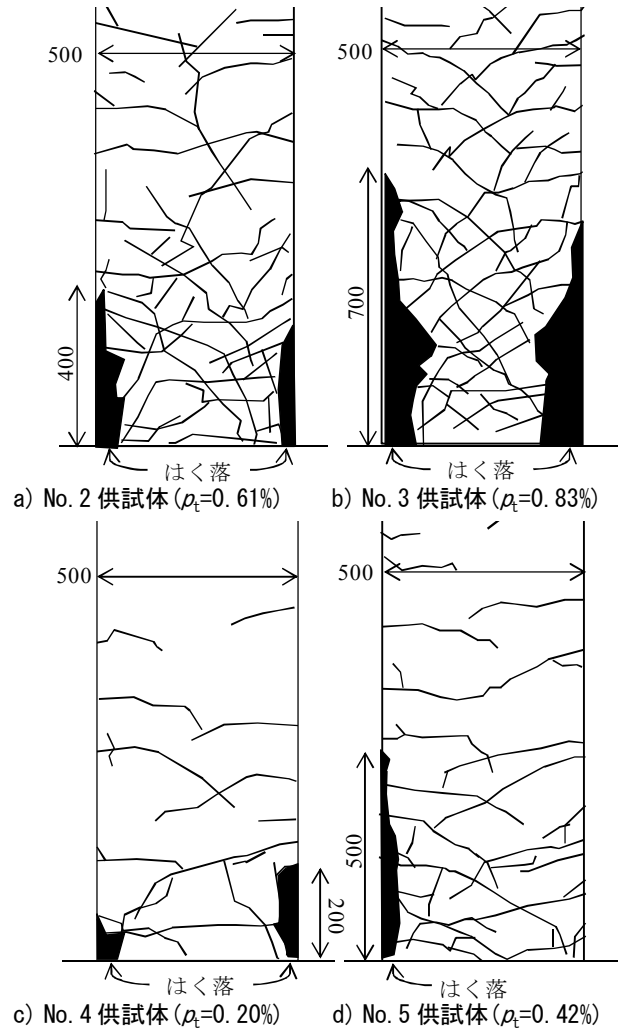


図-2 ひび割れ図(実験値における損傷レベル2の限界点の1サイクル後)

そこで、既往の知見に基づき、本実験の範囲内において、変形性能算定式の適用を検証するため各損傷レベルの変位限界値の適用について、本実験結果をもとに考察する。

4.1. 損傷レベル1(Y点)の変位限界値

(1) 計算値の算定方法

$$\delta_y = \delta_{y0} + \delta_{y1} \quad (1)$$

ここに、 δ_y : 引張鉄筋降伏時の変位

δ_{y0} : 引張鉄筋降伏時のく体変形による回転変位。
部材軸方向に分割した断面の曲率を2階積分により算定する。

δ_{y1} : 引張鉄筋降伏時のフーチング内からの軸方向鉄筋の抜出しによる回転変位

$$\delta_{y1} = L_a \angle L_y / (d - X_y) \quad (2)$$

ここに、 L_a : せん断スパン

$\angle L_y$: 降伏時のフーチングからの引張鉄筋伸出量
で式(3)により算定する。

d : 有効高さ

X_y : 降伏時の中立軸

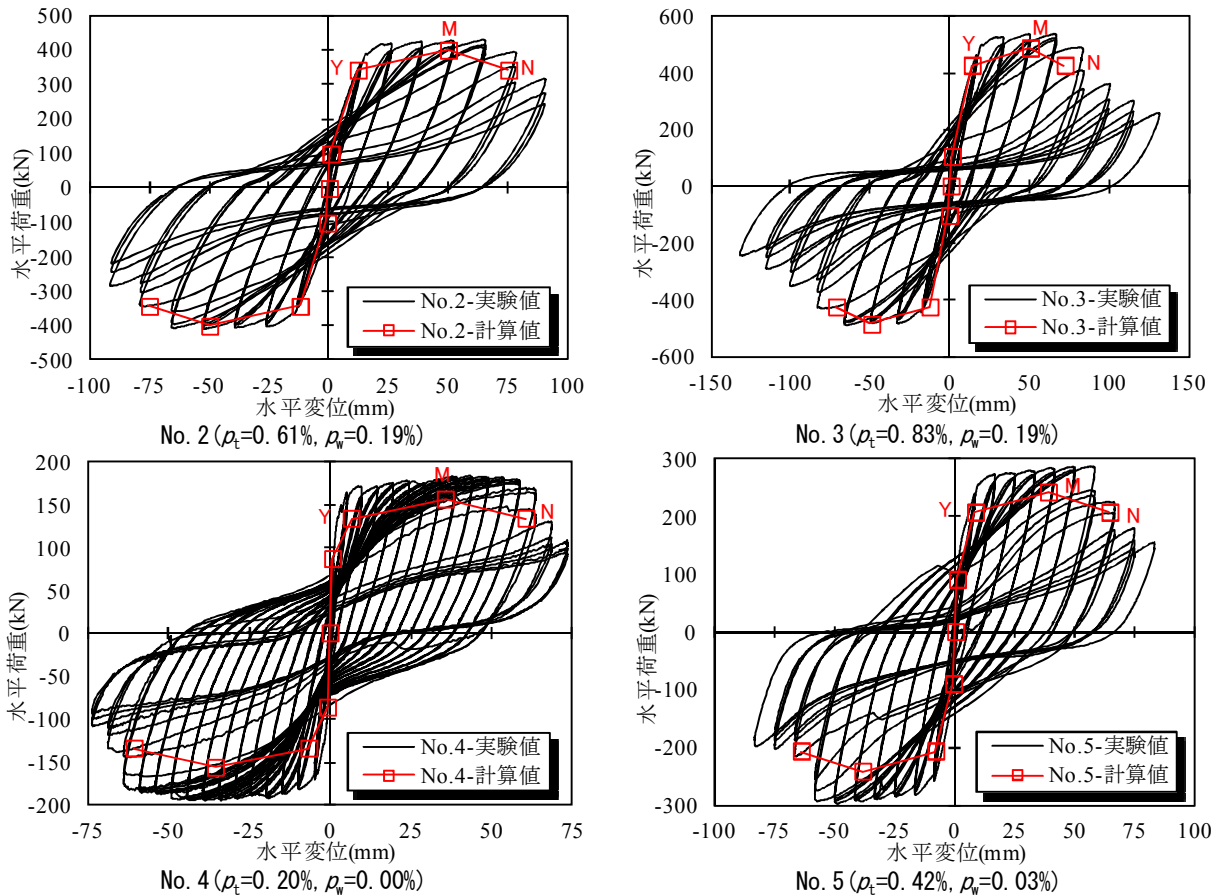


図-3 荷重変位関係実験値と変形性能の計算値の比較

表-3 計算値と実験値の比較

ケース	計算値					実験値					実験値/計算値				
	荷重(kN)		変位(mm)			荷重(kN)		変位(mm)			荷重		変位		
	Y点	M点	Y点	M点	N点	Y点	M点	Y点	M点	N点	Y点	M点	Y点	M点	N点
No.2	343	400	12.1	50.0	75.2	352	417	13.1	59.4	81.2	1.03	1.04	1.08	1.19	1.08
No.3	426	487	13.2	49.9	71.8	439	510	16.8	66.7	85.3	1.03	1.05	1.27	1.34	1.19
No.4	134	157	6.6	35.5	60.6	167	181	4.9	58.8	64.2	1.25	1.16	0.74	1.65	1.06
No.5	207	242	8.3	38.6	64.1	248	291	8.3	48.6	63.0	1.20	1.20	1.00	1.26	0.98

※実験値の各値は、正負の平均値とした。

$$\Delta L_y = 7.4\alpha \cdot \epsilon_y (6 + 3500\epsilon_y) \phi / (f_{cf})^{2/3} \quad (3)$$

ここに、 ϵ_y ：引張鉄筋の降伏ひずみ

ϕ ：引張鉄筋の直径

f_{cf} ：フーチングのコンクリート圧縮強度 (N/mm²)

α ：鉄筋間隔の影響を表す係数

$$\alpha = 1 + e^{0.45(1-D/\phi)}$$

ここに、 D ：引張鉄筋の中心間隔

(2) 実験値と計算値の比較

降伏変位の実験値と計算値の比較を図-4に示す。ややばらつきがあるものの実験値/計算値は表-3に示すように、0.74~1.27であり、既往の算定法で概ね評価できることが分かる。

4.2. 損傷レベル2(M点)の変位限界値

(1) 計算値の算定方法

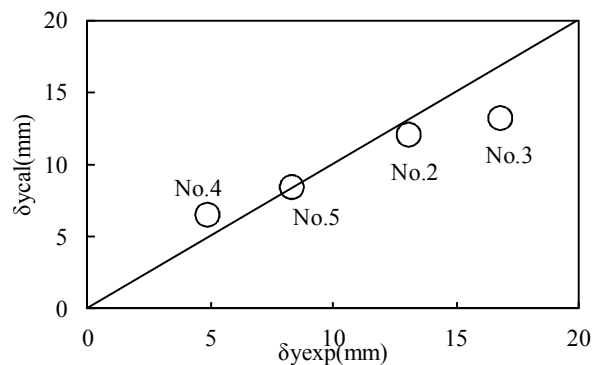


図-4 降伏変位の実験値と計算値の比較

次式および図-5に示す方法で、く体の曲げ変形による変位(δ_{m0})とフーチングからの軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位(δ_{m1})の和とし、く体変形による回転角は、塑性ヒンジ部以外の曲げ変形(δ_{mb})と、塑性ヒンジ部の曲げ変形(δ_{mp})に分けて算定する。

$$\delta_m = \delta_{m0} + \delta_{m1} = \delta_{mb} + \delta_{mp} + \delta_{m1} \quad (4)$$

ここに、 δ_m ：損傷レベル2 限界点の変位

δ_{m0} ：損傷レベル2 限界点のく体変形による変位
($=\delta_{mb} + \delta_{mp}$)

δ_{mb} ：損傷レベル2 限界点のく体変形のうち塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位。部材軸方向に分割した断面の曲率を2階積分により算定する。

δ_{mp} ：塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位

$$\delta_{mp} = \theta_{pm} \cdot (L_a - L_p / 2) \quad (5)$$

δ_{m1} ：損傷レベル2 限界点のフーチング内からの軸方向鉄筋の抜出しによる回転変位
($=L_a \cdot \theta_{m1}$)

ここに、 L_p ：等価塑性ヒンジ長

$$L_p = 0.5d + 0.05L_a \quad (6)$$

θ_{pm} ：損傷レベル2 限界点の塑性ヒンジの回転角

$$\theta_{pm} = (0.021k_{w0} \cdot p_w + 0.013) / (0.79p_t + 0.153) \quad (7)$$

ただし、 $0.021k_{w0} \cdot p_w + 0.013 \leq 0.04$

$$0.79p_t + 0.153 \geq 0.78$$

θ_{m1} ：損傷レベル2 限界点のフーチング内からの軸方向鉄筋の抜出しによる回転角

$$\theta_{m1} = \{(2.7k_{w1} \cdot p_w + 0.22)(1 - N/N_b) + 1\} \theta_{y1} \quad (8)$$

(2) 実験値と計算値の比較

1) 塑性ヒンジ部以外の曲げ変形(δ_{mb})、回転角(θ_{mb})

塑性ヒンジ部以外の曲げ変形は、既往の知見と同様に、部材軸方向の2階積分により算定することとした。

2) 軸方向鉄筋の抜出しによる変形(δ_{m1})、回転角(θ_{m1})

軸方向鉄筋の抜出しによる回転変位の実験値(δ_{m1exp})は、フーチング内の引張側および圧縮側の軸方向鉄筋ひずみ積分による鉄筋抜出し量の差分から算定した回転角にせん断スパンを乗じて算定した。

実験値(δ_{m1exp})と計算値(δ_{m1cal})を比較すると、計算値は、実験値より小さく算定され、既往の知見と同様に、鉄筋抜出しによる回転変位を概ね安全側に評価している(図-6)。

3) 塑性ヒンジ部の曲げ変形(δ_{mp})、回転角(θ_{mp})

塑性ヒンジ部の曲げ変形の実験値(δ_{mpexp})は、M点変位実験値(δ_{mexp})から先述した塑性ヒンジ部以外の曲げ変形の計算値(δ_{m0cal})および軸方向鉄筋の抜出しによる回転変形の計算値(δ_{m1cal})の差分として算出した。実験値/計算値は、図-7に示すように、1.24~1.76倍の範囲で、計算値が実験値を小さく評価している。

また、M点変位実験値(δ_{mexp})のうち、前述した方法で求めた δ_{m0cal} および δ_{m1cal} を正とし、 δ_{mpexp} が占める割合を算出すると、引張鉄筋比が小さいほど塑性ヒンジ部の曲げ変形(δ_{mpexp})が占める割合が大きくなる事が確認できる(図-8)。

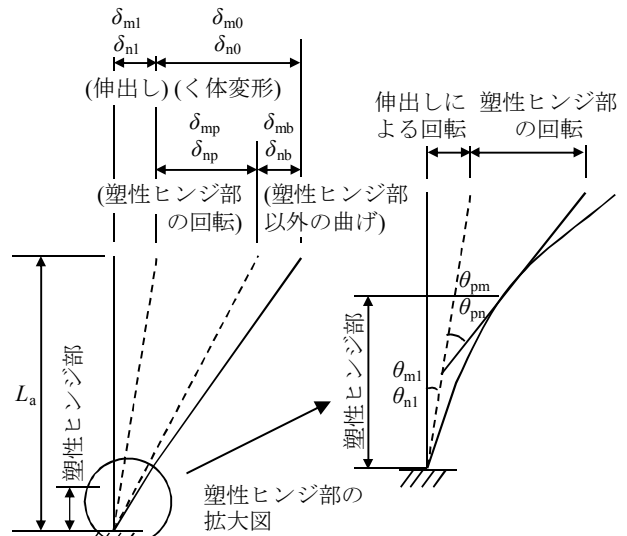


図-5 損傷レベル2,3 限界点における変位の算定

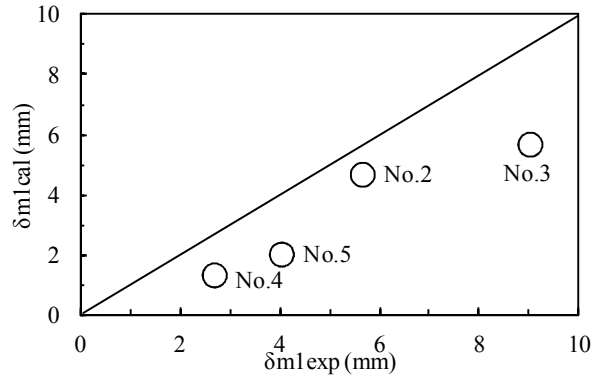


図-6 鉄筋抜出しによる回転変位の実験値と計算値の比較(損傷レベル2)

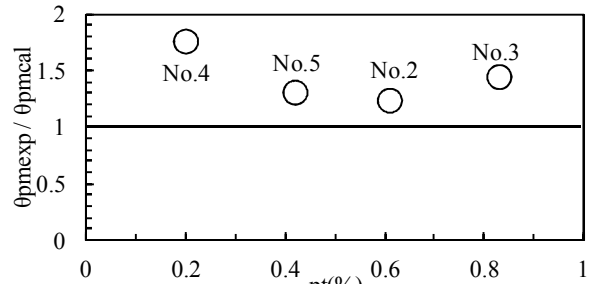


図-7 p_t と $\theta_{pmexp} / \theta_{pmcal}$ の関係

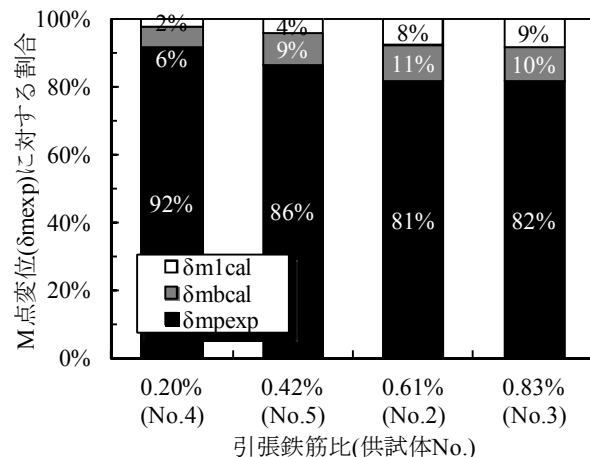


図-8 M点変位に占める δ_{mp} の割合

しかし、式(7)で示される θ_{pm} は、引張鉄筋比が0.78%以下の場合、一定値として計算されるため、この下限値の妥当性について検討することとした。

(3) 塑性ヒンジ部の曲げ変形(δ_{mp})の適合性検討

既往の塑性ヒンジの回転角(θ_{pm})の計算値と実験値の適合は、図-9に示すように $p_t(\%)$ と $\theta_{pmexp}/\theta_{pmcal2}$ の関係から示され、本実験の範囲である $p_t=0.2\% \sim 0.61\%$ の範囲では計算値は、実験値を過小評価する。なお、 θ_{pmcal2} は、 θ_{pm} の分子にあたる項で、次式により算定される。

$$\theta_{pmcal2} = (0.021k_{w0} \cdot p_w + 0.013) \quad (9)$$

そこで、既往の θ_{pm} の算定式である式(7)の引張鉄筋比の下限値を、No.2 供試体における $p_t=0.61\%$ まで下げても図-10に示すように妥当に評価できることが分かる。ただし、実験データが少ないことや、 $p_t=0.42\%, 0.20\%$ の場合は下限値を設定しないと過大評価とするため、引張鉄筋比が小さい場合の合理的な評価法は、今後引き続き検討する必要がある。

4.3. 損傷レベル3(N点)の変位限界値

(1) 計算値の算定方法

損傷レベル3の変位限界点(δ_n)は、損傷レベル3の変位限界点と同様に、次式および図-5に示す方法で、く体の曲げ変形による変位(δ_{n0})とフーチングからの軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位(δ_{n1})の和とし、く体変形による回転角は、塑性ヒンジ部以外の曲げ変形(δ_{nb})と、塑性ヒンジ部の曲げ変形(δ_{mp})に分けて算定する。

$$\delta_n = \delta_{n0} + \delta_{n1} = \delta_{nb} + \delta_{mp} + \delta_{n1} \quad (10)$$

ここに、 δ_n ：損傷レベル3限界点の変位

δ_{n0} ：損傷レベル3限界点のく体変形による変位
($=\delta_{nb} + \delta_{mp}$)

δ_{nb} ：損傷レベル3限界点のく体変形のうち塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位。部材軸方向に分割した断面の曲率を2階積分により算定する。

δ_{mp} ：塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位

$$\delta_{mp} = \theta_{pn} \cdot (L_a - L_p/2) \quad (11)$$

δ_{n1} ：損傷レベル3限界点のフーチング内からの軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位

$$\delta_{n1} = \theta_{n1} \cdot L_a \quad (12)$$

$$\theta_{n1} = \theta_{m1} \quad (13)$$

ここに、 θ_{pn} ：損傷レベル3限界点の塑性ヒンジの回転角

$$\theta_{pn} = \theta_{pm} + \Delta\theta_{pmm} \quad (14)$$

$$\Delta\theta_{pmm} = 0.10(M_m - M_y) / M_m \quad (15)$$

θ_{n1} ：損傷レベル3限界点のフーチング内からの軸方向鉄筋の拔出しによる回転角

$$\theta_{n1} = \theta_{m1} \quad (16)$$

(2) 実験値と計算値の比較

1) 塑性ヒンジ部以外の曲げ変形(δ_{nb})、回転角(θ_{nb})

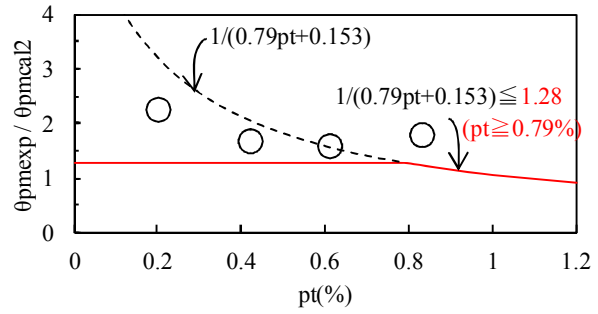


図-9 引張鉄筋比と $\theta_{pmexp}/\theta_{pmcal2}$ の関係

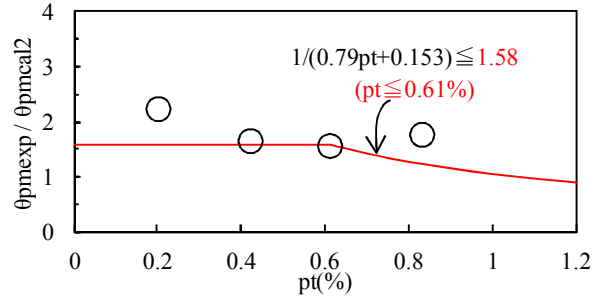


図-10 引張鉄筋の下限値に関する検討

塑性ヒンジ部以外の曲げ変形は、既往の知見と同様に、部材軸方向の2階積分により算定することとした。

2) 軸方向鉄筋の拔出しによる変形(δ_{n1})、回転角(θ_{n1})

損傷レベル2の限界値と同値であるため、既往の知見と同様に算定する。

3) 塑性ヒンジ部の曲げ変形(δ_{mp})、回転角(θ_{pm})

損傷レベル3限界点の塑性ヒンジ回転角は、式(14)に示すように、損傷レベル2限界点の塑性ヒンジ回転角(θ_{pm})と、損傷レベル2限界点から損傷レベル3限界点までの塑性ヒンジ回転角増分($\Delta\theta_{pmm}$)の和として算定される。

ここで、テトラリアモデルの軟化勾配を表す係数である式(15)に示される比例定数($k=0.10$)の適合性について、検討する。比例定数 k は、式(17)~(19)に示すように、損傷レベル2限界点から損傷レベル3限界点までの塑性ヒンジ回転角増分の実験値($\Delta\theta_{pmmexp}$)と、曲げモーメントの減少分(ΔM_{mn})を M_m で除して無次元化したものとの比として算出した。

$$k = \Delta\theta_{pmmexp} / (\Delta M_{mn} / M_{mcal}) \quad (17)$$

$$\Delta\theta_{pmmexp} = \{\delta_{nexp} - (\delta_{nb} + \delta_{n1} + \delta_{mpexp})\} / (L_a - L_p/2) \quad (18)$$

$$\Delta M_{mn} = M_{yca} - M_{mcal} \quad (19)$$

ここに、 M_{yca} ：Y点荷重の計算値

M_{mcal} ：M点荷重の計算値

算出した結果、比例定数 k は、0.02~0.08となり、式(15)に示される0.10より全般に小さい値となった。これは、既往の算定法に比べて、損傷レベル2から3への軟化勾配が大きく、既往の比例定数 k の適用は危険側の評価を与える可能性がある。

また、算出した比例定数 k とせん断補強鉄筋比の関係

を比較すると、せん断補強鉄筋比が極端に小さい場合 ($p_w=0.0,0.03\%$), k は小さくなる ($k=0.02,0.05$) ことが把握できる(図-11)。

5. 試算結果

4.3 節に従い、引張鉄筋の下限値を 0.61% とし、軟化勾配 k を 0.1 とした場合の損傷レベル 2(M 点) および 3(N 点) の変位限界値を算定し、実験値と計算値を比較する(表-4, 5, 図-12)。

(1) 損傷レベル 2 の変位限界値

引張鉄筋の下限値を 0.61% とすることで、実験値/計算値は、1.01~1.37 となり本実験結果においては、既往の方法よりも算定精度が向上した。

(2) 損傷レベル 3 の変位限界値

引張鉄筋の下限値を 0.61% とすると、損傷レベル 3 の変位限界値も大きく算定される。0.19% の帯鉄筋を有する No.2 供試体は、実験値とほぼ一致したが、せん断補強鉄筋比が極端に小さい No.4,5 供試体 ($p_w=0.0\%,0.03\%$) は、実験値/計算値が、0.88~0.95 となり、計算値は実験値を過大評価する結果となった。

6. まとめ

既設橋脚の代表的な諸元である軸方向鉄筋比 0.20%~0.83%, せん断補強鉄筋比 0.0~0.19%, 軸力 $1.0\text{N}/\text{mm}^2$ の本実験範囲において、以下の知見を得た。

- (1) せん断補強鉄筋が無いもしくは、極端に少ない場合、損傷レベル 2 の限界点以降の軟化勾配が急勾配となる。
- (2) No.2 供試体 ($p_t=0.61\%$, $p_w=0.19\%$) は、既往の知見を下回る鉄筋比であるが、引張鉄筋比の下限値を 0.78% から 0.61% に拡張することで、損傷レベル 2, 3 の変位限界値を評価出来る。
- (3) 損傷レベル 2 の限界変位点は、せん断補強鉄筋が無い場合であっても引張鉄筋比の下限値を 0.78% から 0.61% とすることで、本実験結果においては、既往の方法よりも算定精度が向上した。
- (4) 損傷レベル 3 の限界変位点は、せん断補強鉄筋比が極端に小さい場合、軟化勾配が既往の算定方法より急勾配となる。

参考文献

- 1) 渡邊忠朋, 谷村幸裕, 瀧口将志, 佐藤 勉: 鉄筋コンクリート部材の損傷状況を考慮した変形性能算定方法, 土木学会論文集, 第 683 号/V-52, pp.31-45, 2001.8
- 2) 石橋忠良, 吉野伸一: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究, 土木学会論文集, 第 390

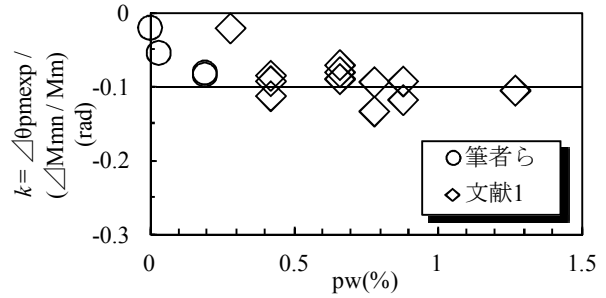


図-11 帯鉄筋比と軟化勾配の関係

表-4 損傷レベル 2 の変位限界値の比較

ケース	損傷レベル2の変位限界値(mm)			実験値/計算値	
	実験値	計算値		$p_t \geq 0.78$	$p_t \geq 0.61$
		$p_t \geq 0.78$	$p_t \geq 0.61$		
No.2	59.4	50.0	58.9	1.19	1.01
No.4	58.8	35.5	42.8	1.65	1.37
No.5	48.6	38.6	46.3	1.26	1.05

表-5 損傷レベル 3 の変位限界値の比較

ケース	損傷レベル3の変位限界値(mm)			実験値/計算値	
	実験値	計算値		$p_t \geq 0.78$	$p_t \geq 0.61$
		$p_t \geq 0.78$	$p_t \geq 0.61$		
No.2	81.2	75.2	84.1	1.08	0.97
No.4	64.2	60.6	67.9	1.06	0.95
No.5	63.0	64.1	71.8	0.98	0.88

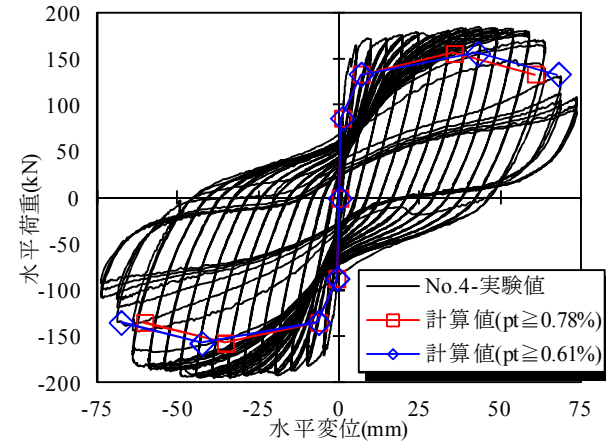


図-12 No. 4 供試体の実験値と試算結果

号/V-8, pp.57~66. 1988.2

- 3) 石橋忠良, 中山弥須夫, 津吉毅: 帯鉄筋を配置していない RC 柱の地震時破壊形態, 土木学会論文集, 第 676 号/V-51, pp.13-18, 2001.5
- 4) 奥西淳一, 岡本大, 谷村幸裕, 中田裕喜: 長方形断面橋脚のせん断耐力・変形性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, vol.34, No.2, pp.823-828, 2012
- 5) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (コンクリート構造), 2004