

軸方向鉄筋の座屈長がRC橋脚の塑性ヒンジ長に与える影響

浅津直樹¹・運上茂樹²・星隈順一³・近藤益央⁴

¹正会員 工修 建設省土木研究所 耐震研究室 交流研究員 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地)

²正会員 工博 建設省土木研究所 耐震研究室 室長 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地)

³正会員 工博 建設省土木研究所 耐震研究室 主任研究員 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地)

⁴正会員 建設省土木研究所 耐震研究室 研究員 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地)

1. まえがき

平成8年の道路橋示方書V耐震設計編¹⁾(以下、道示)では、RC橋脚の終局水平変位の算定において塑性ヒンジという概念を用いた手法が導入されている。この手法に従う場合、塑性ヒンジ長が終局水平変位に大きな影響を及ぼすことになるため、橋脚の曲げじん性を正しく評価するためには、塑性ヒンジ長を合理的に設定することが必要である。道示では塑性ヒンジ長を断面高さ及びせん断支間比の関数として与えているが、米国では橋脚高さ及び軸方向鉄筋径の関数として与えており²⁾、我が国でも軸方向鉄筋径や帯鉄筋量等によって塑性ヒンジ長が変化する可能性が指摘されている³⁾。

このように、塑性ヒンジ長が軸方向鉄筋や帯鉄筋によって変化する理由の一つとして、軸方向鉄筋の座屈長の影響を挙げることができる⁴⁾。しかしながら、これに関して検証を行った研究はまだ十分でない。

このような背景から、本研究では有限変形理論によるFEM解析を用いて軸方向鉄筋の座屈長を算定する方法を検討し、既往の正負交番載荷実験との比較解析を行った。さらに、解析された座屈長と実験より算定された等価塑性ヒンジ長との比較を通じて、軸方向鉄筋の座屈長が塑性ヒンジ長に与える影響について検討を行った。

2. 解析方法

(1) モデル化と解析方法

本研究では、有限変形理論に基づく非線形FEM解析によって軸方向鉄筋の座屈長の算出を試みた。モデル化の範囲はRC橋脚のうち軸方向鉄筋が降伏して塑性化する柱基部のみを対象とし⁵⁾、軸方向鉄筋が帯鉄筋に拘束された状態を、図-1に示すようにバネ要素に支持された梁要素としてモデル化した。バネ要素のバネ定数は引張側では帯鉄筋による拘束力とし、図-2に示すよう

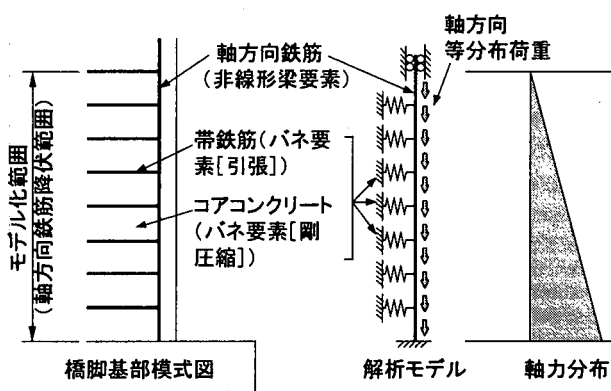


図-1 FEMによる座屈解析モデル

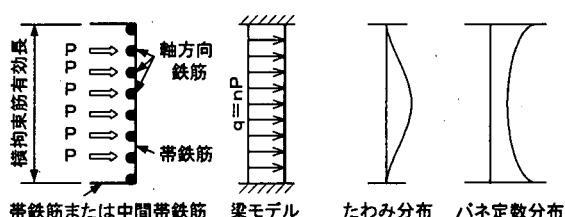


図-2 帯鉄筋1段あたりのバネ定数

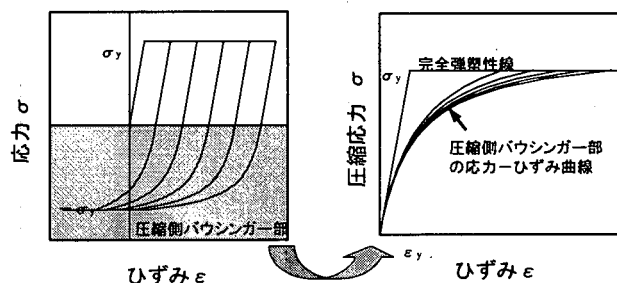
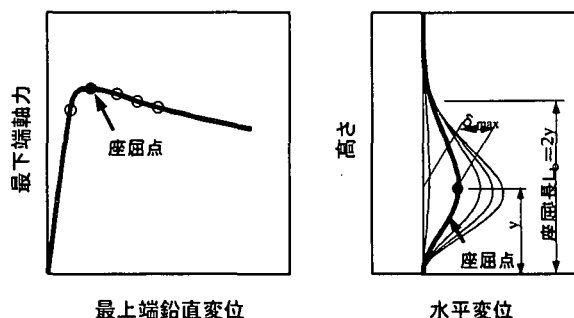


図-3 加藤モデルにおける鉄筋の応力-ひずみ関係

に横拘束筋有効長をスパンとする両端固定の梁に帯鉄筋をモデル化した場合のたわみより算定するものとした。また、圧縮側についてはコアコンクリート壁面のモデル化として、十分剛なバネ(帯鉄筋側のバネに対して100倍)を与え、軸方向鉄筋が波打つようなモードの出現を回避した。

表-1 供試体の諸元

供試体 No.	載荷高 (mm)	せん断 支間比	断面寸法		軸方向鉄筋					横拘束筋					コンクリート 強度 (N/mm ²)	実験による 座屈長 (mm)
			幅 (mm)	高さ (mm)	径 (mm)	間隔 (mm)	かぶり (mm)	鉄筋比 (%)	降伏点 (N/mm ²)	径 (mm)	間隔 (mm)	降伏点 (N/mm ²)	有効長 (mm)	体積比 (%)		
1	3010	5.02	600	600	D10	43	40	0.95	365	D6	75	399	536	0.315	30.1	300
2	3010	5.02	600	600	D13	74	40	0.99	370	D6	75	340	539	0.313	37.2	450
3	3010	5.02	600	600	D13	74	40	0.99	370	D6	150	340	539	0.157	37.2	300
4	4800	4.00	1200	1200	D13	50	50	0.77	374	D6	120	323	1119	0.094	38.1	480
5	4800	4.00	1200	1200	D13	50	50	0.77	374	D10	75	336	377	1.009	37.4	300
6	4800	4.00	1200	1200	D16	50	50	1.21	375	D10	75	336	376	1.012	39.5	375
7	4800	4.00	1200	1200	D19	50	50	1.75	328	D10	75	336	379	1.004	33.5	525
8	9600	4.00	2400	2400	D35	122	100	1.20	424	D19	300	344	2254	0.169	33.5	1200
9	9600	4.00	2400	2400	D35	122	100	1.20	424	D19	150	344	854	0.895	32.6	600
10	2400	4.00	600	600	D10	36	30	1.19	400	D6	45	389	278	1.013	39.0	270
11	2955	5.76	700	513	D10	32	30	1.67	560	D6	38	370	224	1.488	39.2	228
12	2955	5.76	700	513	D10	50	30	0.80	560	D6	38	370	224	1.488	37.8	152
13	2955	5.76	700	513	D10	32	30	2.46	560	D6	38	370	224	1.488	41.0	228



(a)荷重-鉛直変位関係

(b)座屈モード

図-4 解析結果の一例と座屈長の定義

次に、軸方向鉄筋圧縮時の応力-ひずみ関係として、引張時の塑性化によって生じるバウシinger効果の影響を考慮し、図-3に示す加藤モデル⁹⁾におけるバウシinger一部の軟化曲線を用いた。この曲線は、引張側で経験した塑性ひずみの関数として与えられる。軸方向鉄筋の塑性化範囲の上端では塑性ひずみはゼロ、下端では最大となることから、応力-ひずみ関係は図-3に示すように梁要素の中で段階的に変化させて与えるものとした。

また、塑性化範囲における軸方向鉄筋の軸力の分布としては、この領域の上端でゼロ、下端で最大となるような分布が想定される⁹⁾ため、ここでは最も単純な三角形分布を仮定し、このような分布を再現するために、梁要素に等分布の軸方向荷重を載荷した。解析ではこの荷重分布を保ったまま圧縮側に荷重を漸増させ、座屈現象をシミュレーションした。なお、座屈を誘起させるために、梁要素には予め微小な曲率を与えるものとした。

(2) 解析における座屈長の定義

座屈解析を実施すると、図-4(a)のような荷重と鉛直変位の関係を得ることができる。この曲線において最大荷重が生じる点が座屈点である。このときの変形状態は図-4(b)の太線のように表され、座屈後もこのモードをほぼ保ちながら変形が進んでいく。したがって、本研究では、座屈点の変形状態より座屈長を算定するものとし、座屈長の定義としては、図-3(b)に示すように、軸方向

鉄筋のはらみ出しが最大となる点から下端までの長さの2倍とした。

3. 座屈長に対する既往実験との比較解析

(1) 座屈長の比較

ここでは前述した解析手法の妥当性を検証するために、既往の13体の供試体による正負交番載荷実験^{3)の7)8)}における軸方向鉄筋の座屈長との比較を行う。表-1に各供試体の諸元を示す。ただし、座屈長を直接計測したデータがないため、ここでは各供試体の最終損傷図において観察される最も長い座屈長を帯鉄筋間隔の倍数で判読し、これを実験における座屈長とした。このようにして判読した座屈長は概ねかぶりコンクリートの剥離領域と一致する。表-1に得られた座屈長を併記する。

一方、解析により求められる座屈長についても実験における座屈長と同様に、横拘束筋で囲まれるブロックの中央に出現する最大座屈長を用いるものとし、ブロックが複数存在する場合には各最大座屈長の平均値とした。

図-5に実験における座屈長と、解析における座屈長の比較を示す。この図では横拘束筋体積比が1%未満の場合と1%以上の場合に分類し、それぞれ原点を通る直線に回帰した結果とこのときの相関係数を図中に示した。これによれば、横拘束筋体積比が1%以上の場合には回帰直線の傾きが0.951となり、実験値と解析値がよく一致している。これに対し、横拘束筋体積比が1%未満の場合では直線の傾きが0.576となっており、解析値は実験値よりも大きな値となっていることがわかる。この理由は、解析において座屈に対するかぶりコンクリートの拘束力を無視しているためと考えられる。すなわち、帯鉄筋の拘束力がかぶりコンクリートの拘束力に対して相対的に大きい場合には、そのかぶりコンクリートの影響は無視できるが、逆に帯鉄筋の拘束力が相対的に小さくなると、その影響が無視できなくなっているものと考えられることができる。

しかしながら、交番載荷によって水平方向に幾本ものひびわれが入った状態のかぶりコンクリートが、軸方向

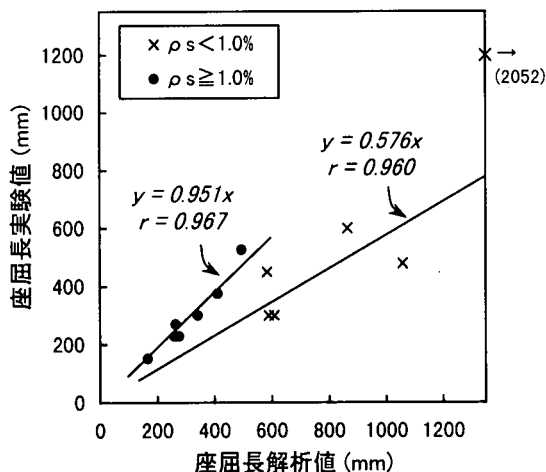


図-5 座屈長の解析値と実験値の比較（かぶりコンクリートの影響無視）

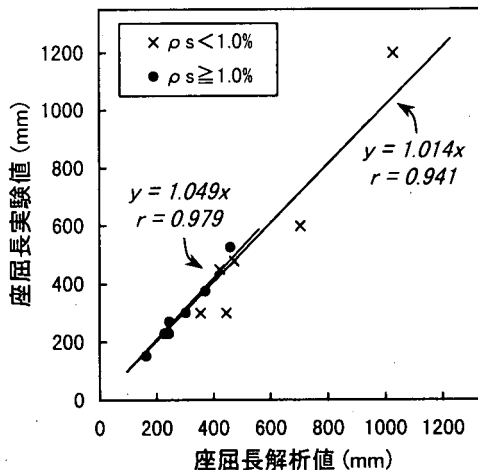


図-6 座屈長の解析値と実験値の比較（かぶりコンクリートの影響考慮 [α=0.01 の場合]）

表-2 帯鉄筋1段当りのかぶりコンクリートバネ定数（α=0.01 の場合）と帯鉄筋バネ定数

供試体 No.	バネ定数 (N/mm) 帯鉄筋 k_s	バネ定数 (N/mm) かぶりコンクリート k_c	比率 k_c/k_s	供試体 No.	バネ定数 (N/mm) 帯鉄筋 k_s	バネ定数 (N/mm) かぶりコンクリート k_c	比率 k_c/k_s
1	3.73	26.3	7.05	8	2.66	248	93.23
2	6.98	25.1	3.60	9	314	124	0.39
3	6.98	50.3	7.21	10	42.7	11.3	0.26
4	0.215	52.2	242.79	11	80.3	9.50	0.12
5	116	32.6	0.28	12	252	9.50	0.04
6	114	31.5	0.28	13	64.2	9.50	0.15
7	112	30.4	0.27				

鉄筋の座屈を拘束する効果を定量的に評価することは、現時点では非常に難しい。そこで、本研究ではかぶりコンクリートの座屈に対する抵抗力がかぶり厚さに比例するという島らの研究⁹⁾を参考に、かぶりコンクリートの影響を式(1)に示すような弾性バネと仮定し、帯鉄筋によるバネに加算するものとした。

$$k_c = \alpha d' s \quad (1)$$

ここに、 k_c ：帯鉄筋1段あたりのかぶりコンクリートのバネ定数 (N/mm)

α ：係数

d' ：軸方向鉄筋に対する純かぶり (mm)

s ：横拘束筋間隔 (mm)

α は実験係数であり、実験結果と一致する値を逆解析により求めた。その結果、 $\alpha=0.01$ とすれば実験結果とよく一致することがわかった。この結果を図-6に示す。また、表-2はこのときの帯鉄筋とかぶりコンクリートのバネ定数の値とその比率を示したものであり、かぶりコンクリートの影響が非常に大きい場合と、ほとんど無視できる場合があることがわかる。

(2) 座屈解析結果の考察及び最終損傷図との比較

表-2に示したかぶりコンクリートの拘束を考えたバネを用いて求められる各供試体の座屈長の違いについて考察する。図-7(a)～(m)は各供試体の全ての最外縁軸方

向鉄筋に対する座屈時の水平変位を10～20倍に拡大して示している。また、図の横方向の線は帯鉄筋を表している。なお、図中には比較のために実験における最終損傷図を示した。

No.1～No.3は600mm幅の正方形断面柱である。このシリーズでは横拘束筋体積比が0.157%～0.315%と小さいことから、かぶりコンクリートの影響が顕著となり、その結果として座屈に対する拘束力は全て同程度と考えてよい。パラメータとなっているのは軸方向鉄筋径であり、No.1がD10、No.2、No.3がD13である。座屈長の解析結果はD13の方が長くなっていることがわかる。

No.4～No.7は1200mm幅の正方形断面柱である。まず、軸方向鉄筋径が同一のNo.4とNo.5を比較すると、No.4では横拘束筋体積比が0.094%と非常に小さいため、かぶりコンクリートの影響を見込んでも座屈長は長くなっていることがわかる。次に、横拘束筋体積比を同一として軸方向鉄筋径をD13、D16、D19と変化させたNo.5～No.7を比較すると、鉄筋径が太くなるにつれて座屈長が長くなっている傾向がわかる。

No.8、No.9は2400mm幅の正方形断面柱であり、No.10はNo.9とほぼ相似に縮小した600mm幅の正方形断面柱である。No.8、No.9の違いは、前述のNo.4、No.5の違いと同様に帯鉄筋の拘束力の違いによるものである。また、No.9とNo.10の違いは軸方向鉄筋と帯鉄筋の構造条件が必ずしも完全に相似となっていないことによるものと考えられる。

No.11～No.13は700×513mmの長方形断面柱である。パラメータは軸方向鉄筋本数のみであり、No.12の本数が最も少なく、No.13の本数が最も多い。軸方向鉄筋の本数が多いと、軸方向鉄筋1本あたりの帯鉄筋による拘束が弱くなるため、座屈長は長くなる。また、このシリーズでは横拘束筋体積比が1.488%と大きく、かぶりコンクリートの影響が相対的に小さいため、帯鉄筋による

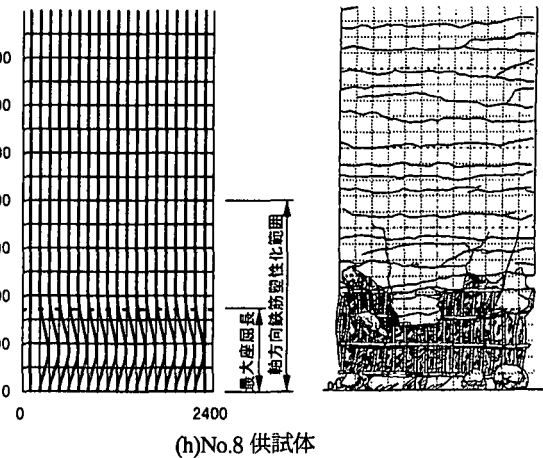
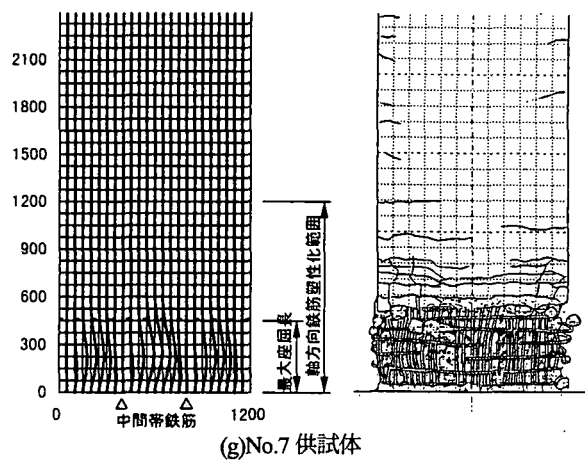
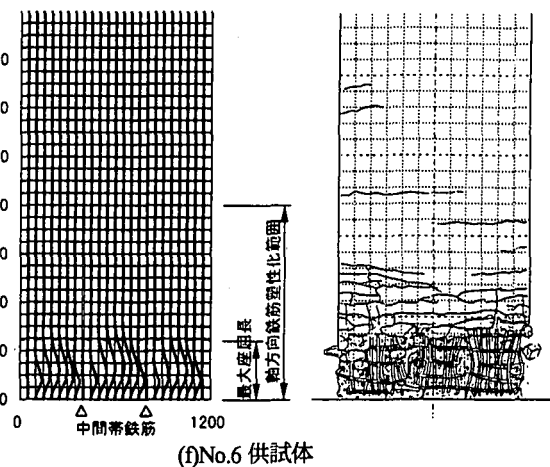
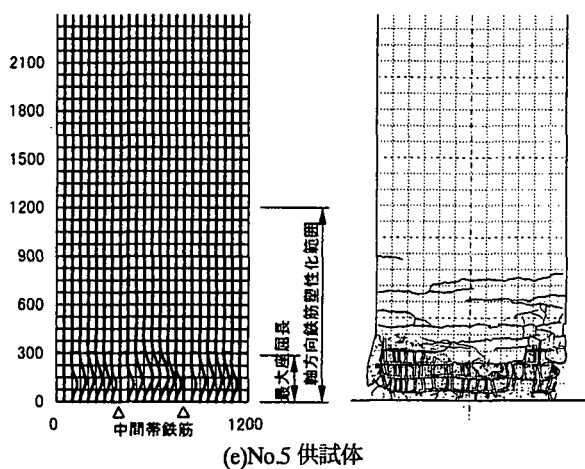
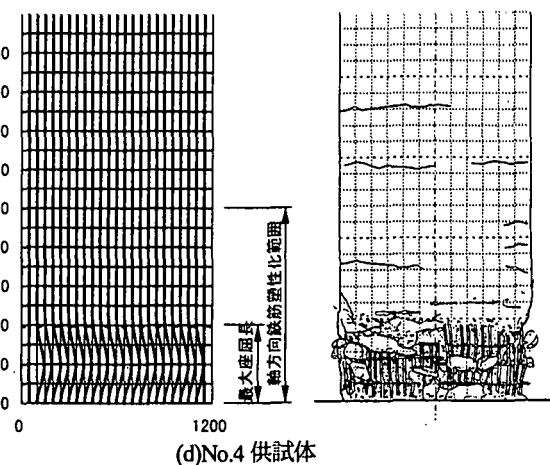
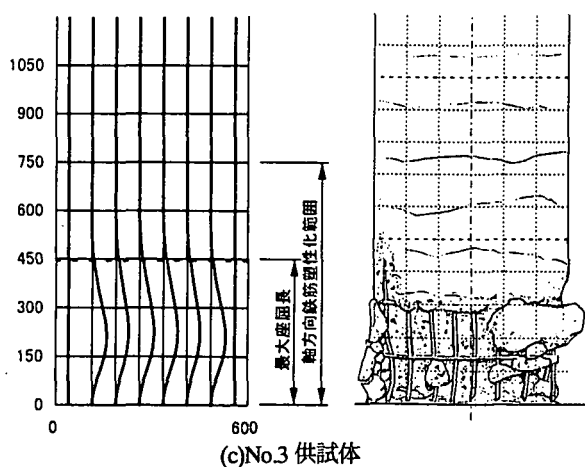
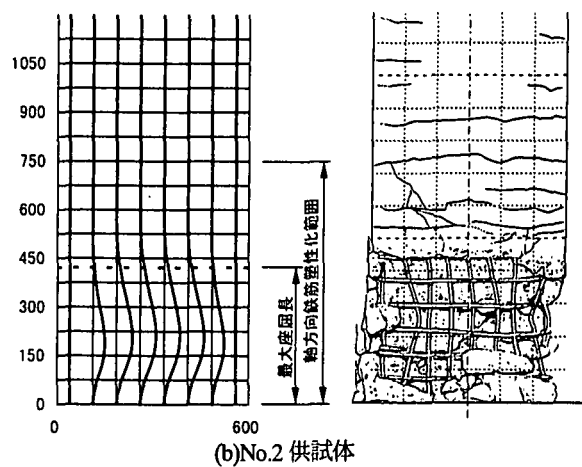
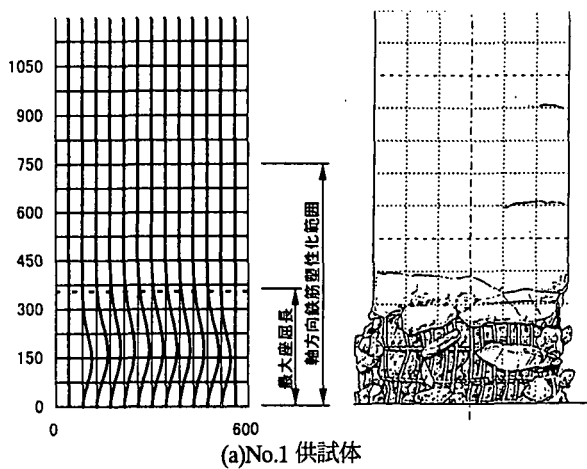
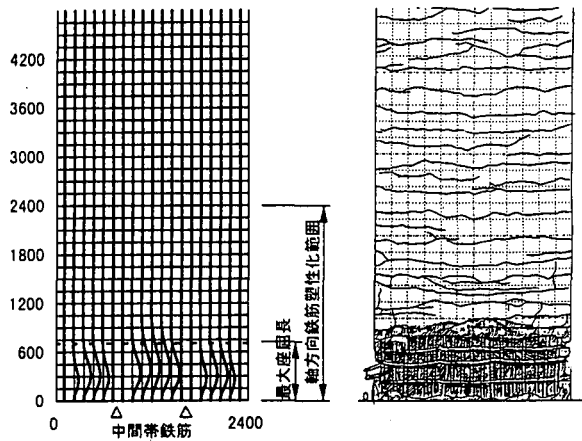
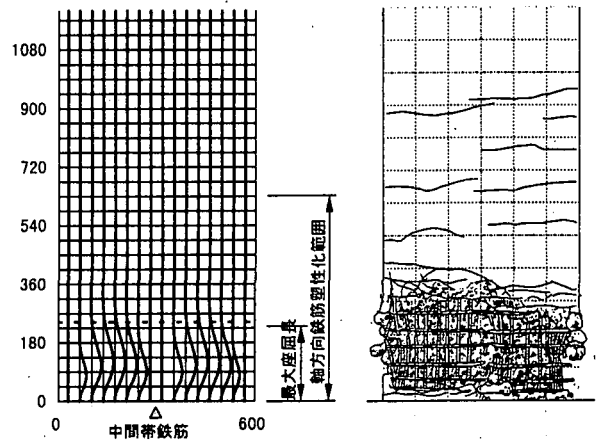


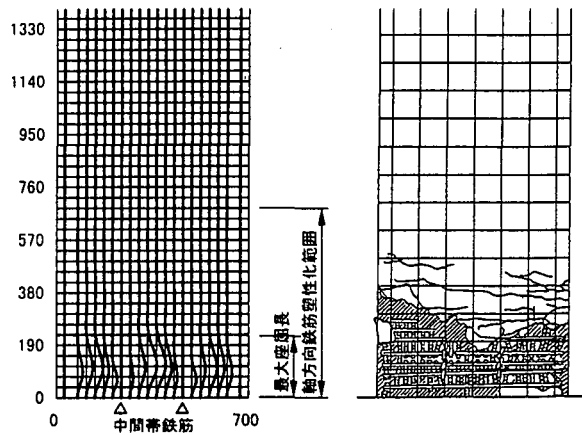
図-7 軸方向鉄筋の座屈解析結果と柱基部最終損傷図 (その1)



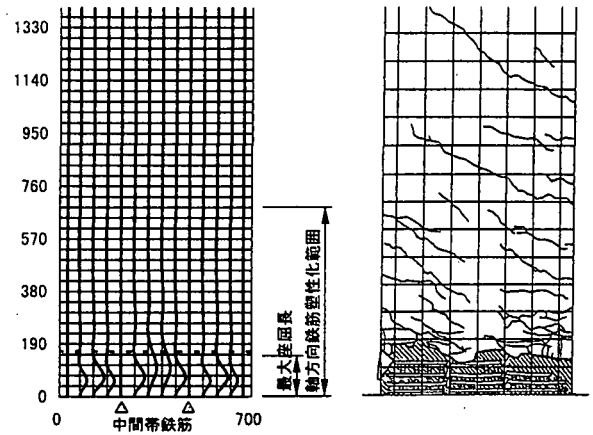
(i)No.9 供試体



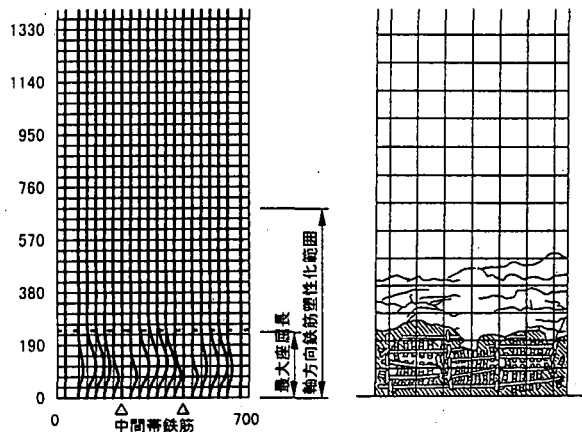
(j)No.10 供試体



(k)No.11 供試体



(l)No.12 供試体



(m)No.13 供試体

図-7 軸方向鉄筋の座屈解析結果と柱基部最終損傷図 (その2)

拘束力の差が座屈長に顕著に現れているといえる。

座屈長の解析結果と最終損傷図を比較すると、解析による最大座屈長は、かぶりコンクリートの剥離領域や観察される最大座屈長と全体的によく一致している。ただし、隅角部付近においては解析値が実験値よりも短く算定される傾向にある。これは、隅角部付近では実際には面外方向やコアコンクリート側の方へ座屈する場合が多いためと考えられる。

4. 座屈長と塑性ヒンジ長の比較

ここでは、座屈長と塑性ヒンジ長の相関性について検討を行う。座屈長は3. で述べたかぶりの影響を考慮した最大座屈長とする。また、塑性ヒンジ長は式(2)によって実験結果から逆算するものとした。なお、逆算した値をここでは等価塑性ヒンジ長と称する。

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y) L_p (L - L_p / 2) + \delta_\theta \quad (2)$$

ここに、 δ_u ：載荷点における終局水平変位

δ_y ：載荷点における降伏変位

ϕ_u ：終局曲率

ϕ_y ：降伏曲率

L ：橋脚基部から載荷点までの高さ

L_p ：塑性ヒンジ長

δ_θ ：軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しによる載荷点の水平変位

等価塑性ヒンジ長の算出に際し、 δ_u は道示の終局時の定義に相当するかぶりコンクリートが剥離し始める時に計測された載荷点の水平変位とし、このときに計測された軸方向鉄筋の伸び出し量より算定した載荷点の水平変位を δ_θ とした。また、 δ_y 、 ϕ_u 、 ϕ_y については道示の方法による計算値を用いた。

図-8 に座屈長解析値と等価塑性ヒンジ長の関係、及びこれらの関係を原点を通る直線で回帰した結果を示す。

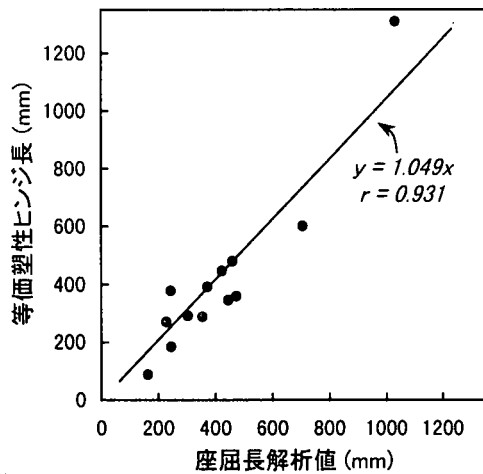


図-8 座屈長解析値と等価塑性ヒンジ長の関係

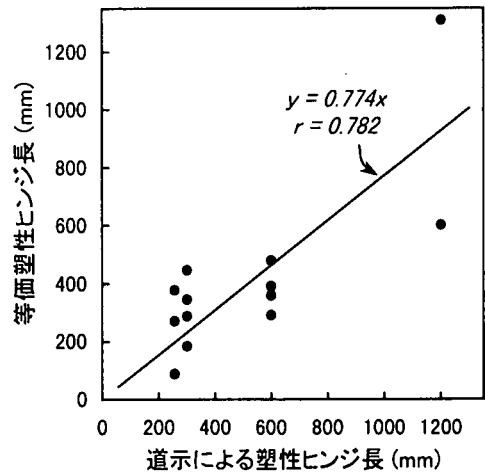


図-9 道示による塑性ヒンジ長と等価塑性ヒンジ長の関係

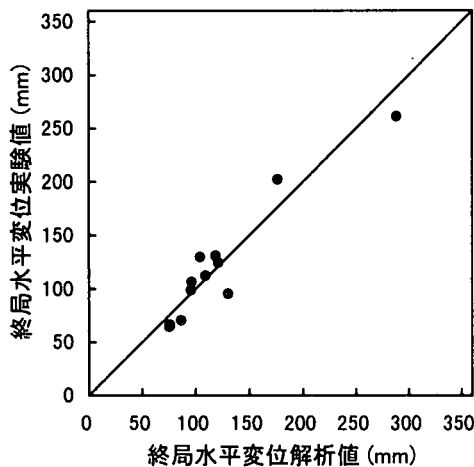


図-10 終局水平変位の解析値と実験値の比較（最大座屈長を塑性ヒンジ長とした場合）

また、図-9 には道示による塑性ヒンジ長^りと等価塑性ヒンジ長の関係を比較のために示した。図-8 をみると、座屈長と塑性ヒンジ長はほぼ1対1に対応しており、図-9 と比較してばらつきが小さくなっていることがわかる。すなわち、軸方向鉄筋の最大座屈長を塑性ヒンジ長として用いると、道示で想定している終局時の水平変位を精度良く算定することが可能であるといえる。

図-10 は、実際に最大座屈長を塑性ヒンジ長として式(2)より終局水平変位を算定し、実験結果と比較したものであり、両者はよく一致している。

5. まとめ

本研究では、有限変形FEMによる座屈解析を通じて軸方向鉄筋の座屈長がRC橋脚の塑性ヒンジ長に与える影響について検討を行った。得られた結果をまとめると以下ようになる。

- (1) 軸方向鉄筋のバウシinger効果による材料非線形性を考慮した有限変形FEM解析によって、橋脚基部における軸方向鉄筋の座屈長を算定できる。

- (2) 帯鉄筋による拘束が強い場合は、軸方向鉄筋の座屈長に及ぼすかぶりコンクリートの影響を無視できるが、帯鉄筋の拘束が弱くなるとこの影響を無視できなくなる。本研究の範囲ではかぶりコンクリートの影響をかぶり厚さに比例する線形バネとして考慮すると、座屈長の解析値と実験値がよく一致した。
- (3) 軸方向鉄筋の最大座屈長を塑性ヒンジ長として用いると、道示で想定している終局時の水平変位を精度良く算定することが可能である。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、1996年12月
- 2) M. J. N. Priestley, F. Seible, G. M. Calvi : Seismic Design and Retrofit of Bridges, 1996
- 3) 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型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、pp.877-888、1998年3月
- 4) 浅津直樹、運上茂樹、近藤益央、林 昌弘：地震荷重を受ける鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ領域について、第25回地震工学研究発表会講演論文集、pp.829-832、1999年7月
- 5) Ben KATO : Mechanical properties of steel under load cycles idealizing seismic action, Bulletin Dinformation, No.131, CEB, IABSE-CEB Symposium, May, 1979
- 6) 星隈順一、運上茂樹、長屋和宏、池田博之：大型模型実験に基づく曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能、第10回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.2123-2128、1998年11月
- 7) 建設省土木研究所耐震研究室、日本道路公団、首都高速道路公団、阪神高速道路公団：鉄筋コンクリート橋脚の耐震性に及ぼす寸法効果の影響に関する共同研究報告書、第234号、1998年10月
- 8) 仲谷邦博、上田喜史、木村祐司、山脇正史：高強度鉄筋SD490を使用した七色高架橋の計画と設計（下）、橋梁と基礎（投稿中）
- 9) 島 弘、伊藤圭一、水口裕之：曲げ破壊型RC橋脚における鉄筋座屈モデルによる靱性解析、コンクリート工学年次論文報告集、vol.12、No.2、pp.741-746、1990年