

マイクロフィルム用資料

I S S N 0386-5878

土木研究所資料第3748号

土木研究所資料

軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート
橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究

平成12年9月

建設省土木研究所
耐震技術研究センター耐震研究室

Copyright © (2000) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート 橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究

耐震研究室 室 長 運 上 茂 樹

主任研究員 星 隈 順 一

研 究 員 近 藤 益 央

交流研究員 浅 津 直 樹*

要 旨

塑性ヒンジ領域を仮定してこの領域の変形性能を基本としてRC橋脚の終局水平変位を正確に評価するためには、塑性ヒンジ長を合理的に設定することが必要である。しかしながら、塑性ヒンジ長は、断面高さ及びせん断支間比の他、軸方向鉄筋径や帯鉄筋間隔等によって変化することが指摘されており、特に軸方向鉄筋が降伏した後の挙動については十分解明されていないのが現状である。そこで本研究では、有限変形理論に基づくFEMによる座屈解析を実施し、既往のRC橋脚の正負交番載荷実験との比較を通じて、橋脚基部に発生する軸方向鉄筋の座屈長と塑性ヒンジ長の関係を明らかにした。さらに、座屈解析結果を踏まえて、材料非線形性を考慮した軸方向鉄筋の座屈長を簡易的に算定する方法を提案し、これを基に合理的な塑性ヒンジ長の算定式の提案を行った。

キーワード：鉄筋コンクリート橋脚、塑性ヒンジ長、軸方向鉄筋、座屈長、耐震設計

*交流研究員在職期間（平成10年4月から平成12年3月まで）

目 次

1. 序論	1
1. 1 はじめに	1
1. 2 塑性ヒンジ長の定義と既往の研究	2
2. モデル化と解析手法	5
2. 1 軸方向鉄筋の座屈メカニズムの仮定	5
2. 2 モデル化及び座屈解析の手法	6
3. 解析モデルの適用性に関する実験的検証	12
3. 1 座屈解析モデルに用いる応力-ひずみ関係について	12
3. 2 座屈解析モデルに用いる帯鉄筋のパネ定数について	22
4. 既往実験との比較解析	35
4. 1 解析条件	35
4. 2 矩形断面供試体に対する比較解析	45
4. 3 円形断面供試体に対する比較解析	72
5. 塑性ヒンジ長と座屈長の関係	77
5. 1 終局変位から算定した塑性ヒンジ長と座屈長の関係	77
5. 2 曲率分布から算定した塑性ヒンジ長と座屈長の関係	83
6. 座屈長の簡易算定式	95
6. 1 弾性座屈長の理論式について	95
6. 2 材料非線形性を考慮した座屈長の簡易算定式	97
7. 塑性ヒンジ長の算定式	100
7. 1 塑性ヒンジ長の上限值	100
7. 2 塑性ヒンジ長算定式の提案	108
8. 結論	111
8. 1 まとめ	111
8. 2 今後の課題	112
参考文献	113

1. 序 論

1. 1 はじめに

平成8年の道路橋示方書Ⅴ耐震設計編¹⁾(以下、道示)では、鉄筋コンクリート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た。この手法に従う場合には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。しかし、塑性ヒンジ長に関する研究は十分でないため、平成8年の道示では、例えばせん断支間比が3以上の橋脚では断面高さの0.5倍という比較的簡易な方法で塑性ヒンジ長を与えている。これに対し、米国では実験結果の統計的分析によって、橋脚高さ及び軸方向鉄筋径を関数とする塑性ヒンジ長算定式が提案されている²⁾。また、我が国でも塑性ヒンジ長が軸方向鉄筋や帯鉄筋等の配筋条件によっても変化することが報告されている³⁾⁴⁾⁵⁾。

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、橋脚基部に生じる軸方向鉄筋の座屈長の影響を挙げることができる。すなわち、曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚では、正負交番の繰返し変形を受けると、軸方向鉄筋の座屈が発生した後、内部コンクリートにまで損傷が進展して終局状態に至る場合が多いが、このときに観察される軸方向鉄筋の座屈長が橋脚基部でかぶりコンクリートが剥離する損傷領域を決定する傾向にあり、さらに最近の研究によれば、橋脚基部において実際に損傷が生じる領域の長さは、実験結果から得られた終局変位に基づいて逆算される塑性ヒンジ長に近似する傾向にあることも報告されている⁶⁾。したがって、軸方向鉄筋の座屈長を推定する手法を構築し、これを塑性ヒンジ長の算定式に反映させることが可能になれば、塑性ヒンジ理論によって推定される鉄筋コンクリート橋脚の終局水平変位はより精度の高いものになると考えられる。

しかしながら、軸方向鉄筋の座屈は、引張時の塑性化の影響を受ける非線形座屈問題となるため座屈長の算定は容易ではなく、解析手法として一般化された手法もない。このため、材料非線形性を考慮した軸方向鉄筋の座屈長を簡易な算定式で表現するような試みも、ほとんど行われていない。さらに、軸方向鉄筋の座屈長が塑性ヒンジ長に及ぼす影響についても十分明らかにされていないのが現状である。

このような背景から、本研究ではまず、正負交番繰返し変形を受ける鉄筋コンクリート橋脚の軸方向鉄筋に座屈が生じるメカニズムを踏まえ、その挙動を考慮することができる座屈解析モデルを考案するとともに、有限変形理論によるFEM解析を用いた座屈解析手法を構築した。そして、実験結果との比較解析を通じて本解析手法の妥当性を検証するとともに、実験結果から算定された塑性ヒンジ長を用いて、塑性ヒンジ長と軸方向鉄筋の座屈長の相関関係について検討した。さらに、座屈解析結果に基づいて、材料非線形性を考慮した軸方向鉄筋の座屈長を簡易に推定する方法を提案し、これを基に合理的な塑性ヒンジ長の算定式の提案を行った。

1. 2 塑性ヒンジ長の定義と既往の研究

図-1.1 は鉄筋コンクリート橋脚の橋脚頭部に終局耐力に相当する水平力を与えたときの、橋脚の変形状態と曲率分布を模式的に示したものである。橋脚の変形は、弾性変形、塑性変形及び軸方向鉄筋のフーチングからの伸びだしに伴う回転変形⁹⁾の3つに大きく分類され、図に示すように橋脚基部の塑性変形領域で断面の曲率が急激に大きくなるのが一般的である。平成2年の道示¹⁰⁾では、この曲率分布のモデル化として図-1.2(a)に示すようにひびわれ時、初降伏時、終局時の3点を直線補完した形状が採用された。そして、慣性力作用位置における終局水平変位を算出する際には、この曲率を高さ方向に数値積分する手法が用いられた。

しかしながら、実験供試体において計測される実際の曲率分布が基部の損傷領域を中心に突出した形状となることや、海外における動向を踏まえ、平成8年の道示では図-1.2(b)に示すように橋脚基部で塑性曲率が一定値を示す区間を設けた曲率分布モデルに変更された。これは、橋脚基部に形成される塑性ヒンジの回転変形によって塑性変形が生じるという概念に基づくものであり、慣性力作用位置における終局水平変位は式(1.1)によって算出される。この手法で用いられる L_p が、曲率分布において塑性曲率が一定値を示すと仮定する区間、すなわち塑性ヒンジ長であり、式(1.2)で与えられている。

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y)L_p(h - L_p/2) \quad (1.1)$$

$$L_p = 0.2h - 0.1D \quad (1.2)$$

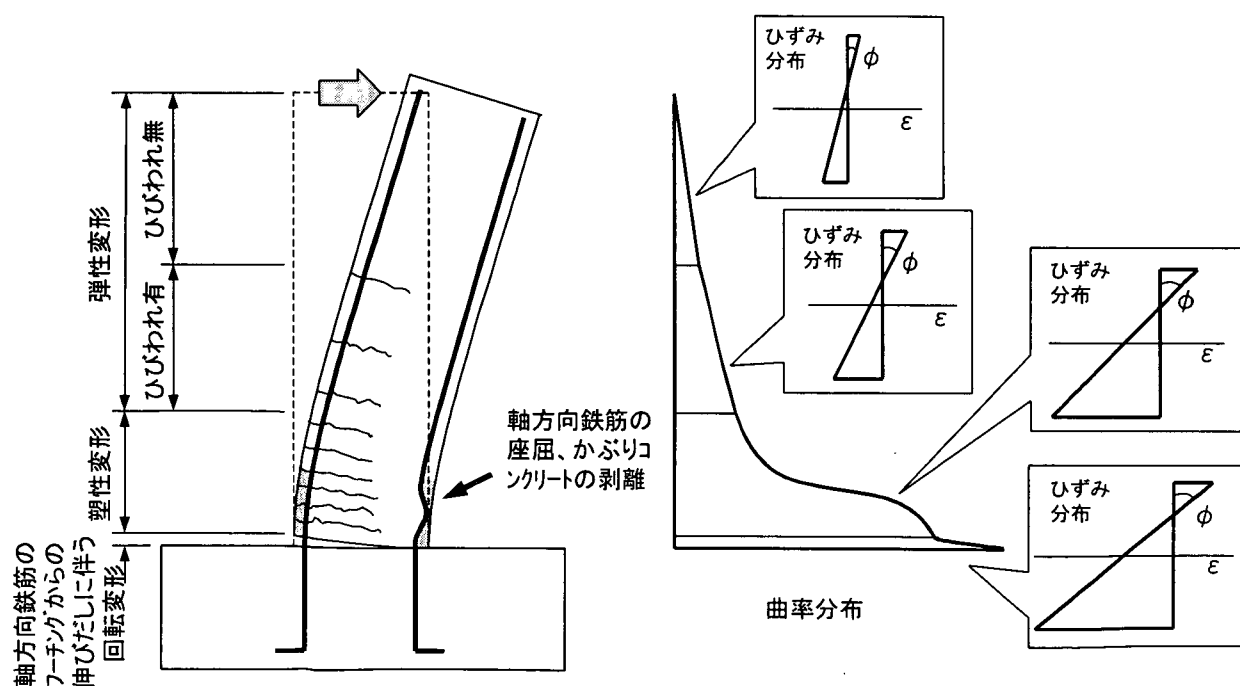


図-1.1 鉄筋コンクリート橋脚の変形状態と曲率分布図

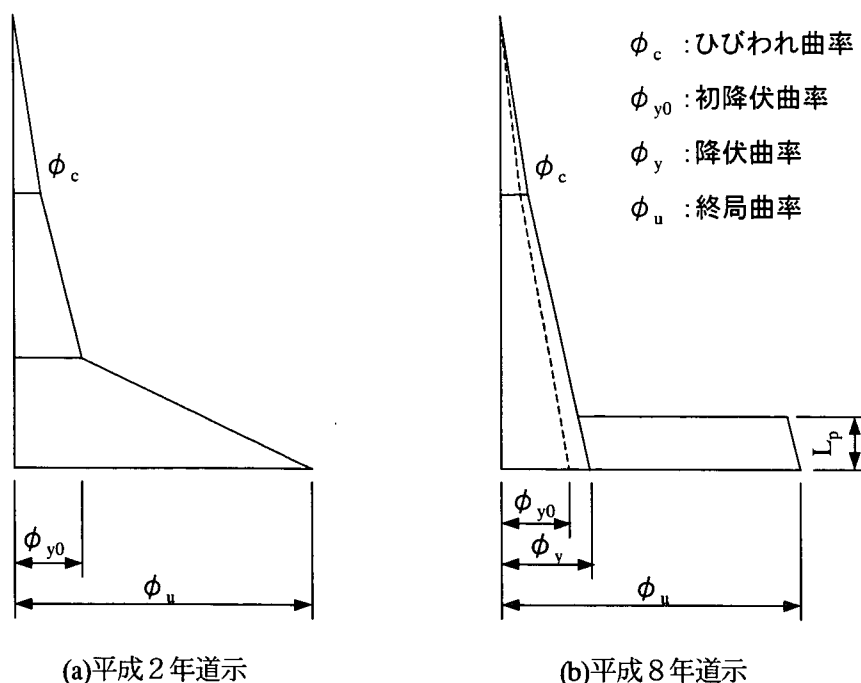


図-1.2 道示における曲率分布モデルの変遷

ただし、 $0.1D \leq L_p \leq 0.5D$

ここに、

δ_u : 鉄筋コンクリート橋脚における終局水平変位 (m)

δ_y : 鉄筋コンクリート橋脚における降伏変位 (m)

ϕ_u : 橋脚基部断面における終局曲率 (1/m)

ϕ_y : 橋脚基部断面における降伏曲率 (1/m)

L_p : 塑性ヒンジ長 (m)

h : 橋脚基部から上部構造慣性力作用位置までの距離 (m)

D : 断面高さ (m) (円形断面の時は直径、矩形断面の時は解析方向に対する断面寸法)

式(1.2)は、近年、土木研究所で行われた正負交番載荷実験にける実験供試体において、塑性曲率分布から求めた等価塑性ヒンジ長が概ね断面寸法の 0.5 倍に相当していること⁴⁾、および諸外国における研究²⁾等を参考に設定されたものであり、せん断支間比が 3 以上の一般的な橋脚の場合、塑性ヒンジ長は $0.5D$ となる。なお、鉄筋コンクリート橋脚が塑性変形する場合には、上述したように軸方向鉄筋がフーチングから伸び出すことによって生じる回転変形も存在するが、式(1.2)にはこの影響は含まれていない。

また、鋼板巻立て工法や鉄筋コンクリート巻立て工法によって補強を行った場合の既設鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長は、式(1.2)に補正係数 C_{lp} ($=0.8$) を乗じる方法が提案されている¹¹⁾。これは、補強橋脚においては塑性ヒンジを形成するメカニズムが新設橋脚と異なり、一般的に塑性ヒンジ長が短くなることが実験によって確認されているためである。ただし、この場合には新設橋脚の場合と異なり、軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しの影響が塑性ヒンジ長の中に含まれていることに注意する必要がある。

この他、我が国の鉄道橋では、主として塑性ヒンジの回転角から塑性ヒンジ区間の曲率を計算する際に

用いる塑性ヒンジ長として、式(1.3)が用いられている¹²⁾。

$$L_p = 1.0D \quad (1.3)$$

文献 12)では、平成8年道示の手法と異なり、塑性ヒンジの回転角が実験式によって直接与えられる。したがって、式(1.3)で与えられる塑性ヒンジ長は橋脚の終局水平変位を推定するために用いられるものではないことに注意する必要がある。なお、式(1.3)が式(1.2)よりも大きな値に設定されているのは、鉄道橋の一般的な断面寸法や配筋条件が道路橋と異なっているためと考えられる。

以上のように、現在の我が国の塑性ヒンジ長は実験結果や諸外国の方法に工学的判断を加え、比較的簡易な式で設定されているのが実状である。

一方、海外においては Priestley らが塑性ヒンジ長に有意な指標として、橋脚高さ、橋脚断面寸法、軸方向鉄筋の直径の3つに着目し、米国流の配筋条件で設計された鉄筋コンクリート橋脚に対する正負交番載荷実験結果の統計的分析から、塑性ヒンジ長の評価式として式(1.4)を提案している^{2),3)}。

$$L_p = 0.08H + 0.022f_y d_{bl} \geq 0.044f_y d_{bl} \quad (1.4)$$

ここに、

H : 単柱形式であれば橋脚基部から慣性力作用位置までの高さ (mm)

f_y : 軸方向鉄筋の降伏強度 (MPa)

d_{bl} : 軸方向鉄筋の直径 (mm)

式(1.4)では、断面寸法の項が入っていないが、これは実験データの重回帰分析の結果、断面寸法が塑性ヒンジ長に及ぼす影響が他の指標の項に比べて相対的に小さいという結果によるものである。なお、式(1.4)の第1項は橋脚の塑性変形分を、第2項は軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出し分を与えている。

式(1.4)は我が国の塑性ヒンジ長算定式よりも一歩進んだものではあるが、実験データの分析によって算定したものであるため物理的根拠が明確でなく、また米国流の配筋を想定したものであるため我が国の鉄筋コンクリート橋脚への適用に関しては注意が必要である。

2. モデル化と解析手法

2. 1 軸方向鉄筋の座屈メカニズムの仮定

鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ領域で発生する軸方向鉄筋の座屈は、棒部材を単純に軸圧縮するときが発生する座屈と次の2点で大きく異なる。

まず、軸方向鉄筋の座屈に対する拘束が存在する点である。この拘束は帯鉄筋とかぶりコンクリートによって与えられ、ある段階の変位までは座屈の発生が抑制されることになる。しかしながら、帯鉄筋による拘束力は軸方向鉄筋が座屈に至るまでは変化しないのに対して、かぶりコンクリートによる拘束力は橋脚下端に生じる曲げひびわれの進展と共に徐々に低下していくと考えられ、この結果として軸方向鉄筋は最終的に座屈に至るものと考えられる。

次に、軸方向鉄筋の応力-ひずみ関係が非線形となる点である。すなわち、繰返し載荷時には軸方向鉄筋が引張側で塑性化すると、圧縮側ではパウシンガー効果¹⁹⁾が現れて応力-ひずみ関係が非線形となる。したがって、繰返し載荷時に発生する軸方向鉄筋の座屈メカニズムを考える場合には、このような応力-ひずみ曲線の履歴の影響に留意する必要がある。

これらの点を踏まえ、以下に軸方向鉄筋の座屈発生メカニズムについて考察する。図-2.1は正負交番載荷実験において軸方向鉄筋が降伏して塑性化する領域とその部分の応力-ひずみ関係を模式的に示したものである。橋脚上部に水平変位を与えていくと、引張側の最外縁軸方向鉄筋が橋脚下端で降伏する初降伏時を越えても、側方に配置された軸方向鉄筋や鉄筋のひずみ硬化の影響を受けてさらに曲げモーメントが増加す

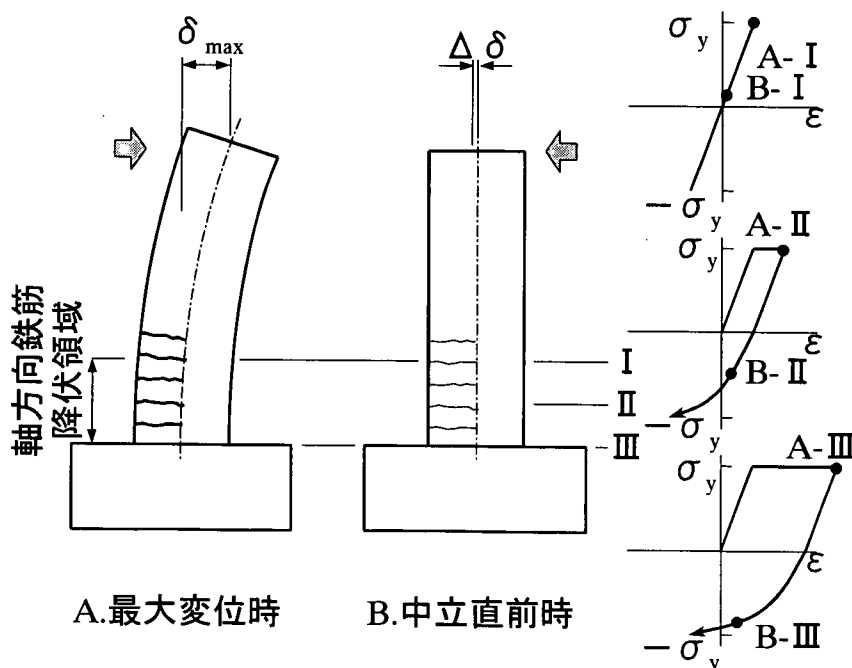


図-2.1 軸方向鉄筋の塑性化領域と応力・ひずみ状態

る。このため、最外縁の軸方向鉄筋が塑性化する範囲は図に示すように橋脚基部である高さをもって存在することになる。

水平変位がある載荷段階の最大点Aに達した後、逆方向に載荷して中立直前のBの段階まで変位を戻していくと、軸方向鉄筋のひずみはゼロに近づいていく。しかしながら、軸方向鉄筋が塑性化している範囲では図-2.1に示すような残留圧縮応力が生じることになる。この応力の分布は橋脚下端で最大、塑性化領域上端でゼロとなり、橋脚基部付近では降伏応力に近いレベルまで達する。

ここで、着目している軸方向鉄筋に対するかぶりコンクリートの拘束力について考えると、かぶりコンクリートに対して曲げ圧縮応力が作用する直前のBの段階では、Aの段階で既に生じた水平曲げひびわれによって軸方向鉄筋の座屈を抑える方向に対するかぶりコンクリートの剛性が初期状態のコンクリートよりも小さくなる。そして載荷が圧縮側に転じると、かぶりコンクリートに生じた曲げひびわれがより密着するため、みかけ上、軸方向鉄筋の座屈を抑える方向に対する剛性が高まるようになる。したがって、Bの段階において先に述べた残留圧縮応力が作用する場合、曲げひびわれの発生に伴ってかぶりコンクリートの拘束力がある限界点以下にまで低下すると、軸方向鉄筋の座屈が発生すると考えられる。載荷が圧縮側に転じる前に軸方向鉄筋の座屈が発生する現象は、既往の研究でも報告されている¹³⁾。

以上のような座屈メカニズムを想定すると、軸方向鉄筋の座屈長を算定するためには軸方向鉄筋の塑性化領域という限定された範囲をモデル化し、解析を実施するのが合理的と考えられる。

2. 2 モデル化及び座屈解析の手法

2. 2. 1 モデル化

座屈解析においては上述の考察を踏まえ、軸方向鉄筋が降伏して塑性化する領域のみをモデル化の対象とした。図-2.2に示すように軸方向鉄筋を梁要素としてモデル化し、軸方向鉄筋の拘束はこれをバネ要素で支持することによって与えるものとした。梁要素の材端条件としては、梁要素モデルの下端は完全固定とし、上端は軸方向変位をフリーとしてそれ以外は固定とした。

バネ要素のバネ定数は、引張側については後述するような方法で帯鉄筋をモデル化して算定するものとした。圧縮側についてはコアコンクリート壁面をモデル化できるように十分剛なバネ(引張側のバネ定数の100倍)を与え、軸方向鉄筋が波打つようなモードとならないようにした。なお、かぶりコンクリートについてはここでは考慮していないが、実際にはこの影響が無視できない場合もある。これについては4章で述べる。

2. 2. 2 載荷方法

モデル化範囲における軸方向鉄筋の圧縮応力の分布としては、図-2.1で示したBの段階における状態を考慮すると、塑性化領域の上端でゼロ、下端で最大となるような分布が想定される。そこで、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圧縮荷重を載荷するものとした。解析はこの荷重分布を保ったまま荷重を漸増させ、座屈現象をシミュレーションした。なお、

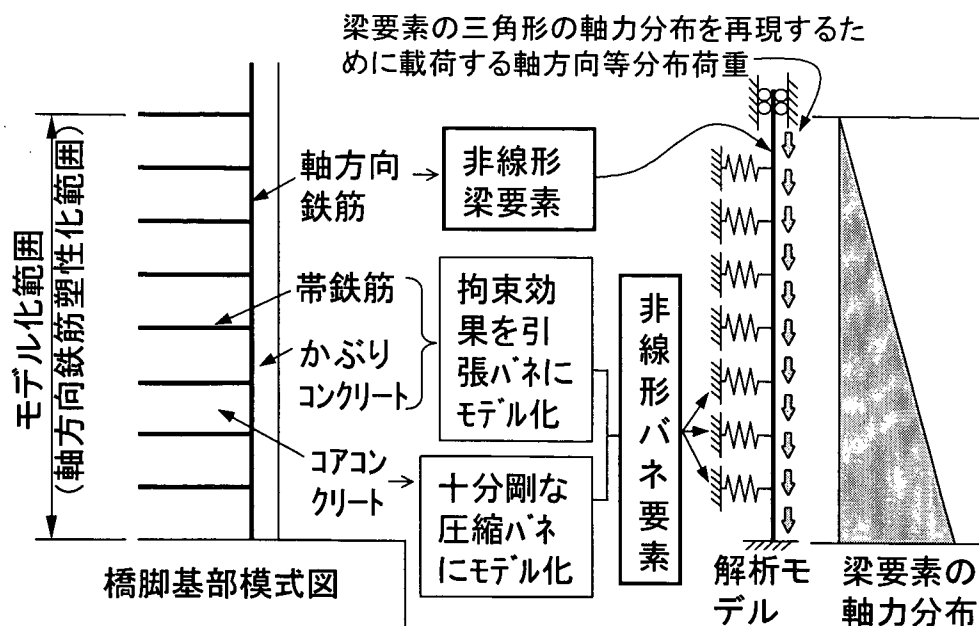


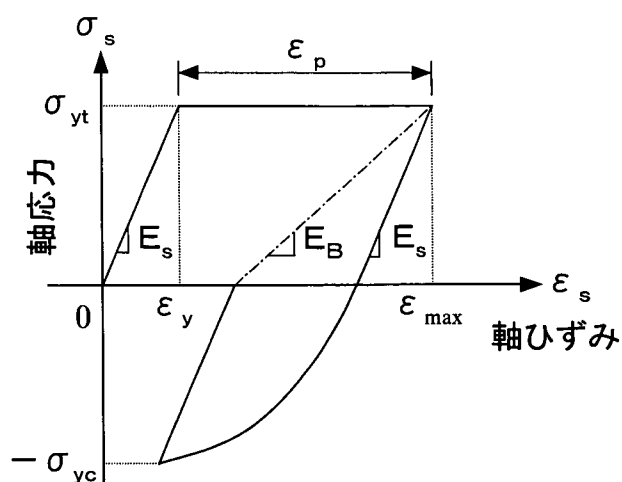
図-2.2 FEMによる座屈解析モデル

座屈を誘起させるために、軸方向鉄筋のモデルである梁要素には全てに予め $1.0 \times 10^{-5} (1/\text{mm})$ 程度の微小な曲率を与えるものとした。

2. 2. 3 軸方向鉄筋の応力-ひずみ関係

鉄筋の座屈解析に用いる圧縮時の応力-ひずみ関係は、前述したように鉄筋が引張载荷側で塑性化することによって生じるバウシinger効果に伴う非線形性の影響を考慮する必要がある。バウシinger効果は、圧縮側の降伏が引張側よりも小さいレベルで生じる現象であり、金属組織学的観点からみると、金属結晶格子内での局所的な転移やすべり線の発生が不均等に起こることが発生要因の一つと考えられている¹⁴⁾。

バウシinger効果を考慮した鉄筋の応力ひずみ曲線は数多く提案されており、代表的なものとして Ramberg-Osgood-モデル、Menegotto-Pinto モデル¹⁵⁾、加藤モデル¹⁶⁾、福浦・前川モデル¹⁷⁾等が挙げられる。これらのモデルのうち、Ramberg-Osgood-モデル、Menegotto-Pinto モデルについては非線形性を表すパラメータの定義が必要であり、自由度が大きく、実際の現象の再現性に富む反面、パラメータの設定方法が問題であると考えられる。これに対して、加藤モデルでは図-2.3 に示すように、バウシinger部の軟化曲線が、塑性ひずみの関数である E_B をパラメータとする双曲線で定義され、特別なパラメータの設定が必要でない。また、本研究で実施する座屈解析は、引張除荷後の応力ゼロ点を出発点として解析を行うものであり、圧縮域と引張域の応力ひずみ関係が分離されている加藤モデルは、本解析に対する適合性が良い。一方、福浦・前川モデルでは繰返し载荷を行うような地震応答解析における利便性に配慮して、加藤モデルと同等の結果が得られるように開発されたものであり、応力-ひずみ曲線の形状は加藤モデルと同様である¹⁷⁾。以上より、本研究の座屈解析では加藤モデルの軟化曲線を用いることとした。なお、塑性ひずみの分布は軸方向鉄筋の塑性化領域の下端で最大、上端でゼロとなることから、圧縮応力の分布と同様に三角形分布を仮定し、図-2.4 に示すように塑性ひずみをモデル内の各部材間で段階的に変化させて与えるものとした。



曲線部: $\left[\frac{\sigma}{-\sigma_{yc}} - a \right] \left[\frac{E_B}{-\sigma_{yc}} \varepsilon + a - 1 \right] - a(1-a) = 0$

$\varepsilon = \varepsilon_{\max} - \varepsilon_y - \varepsilon_s$

$a = E_s / (E_s - E_B)$

$E_B = -(E_s / 6) \cdot \log_{10}(10 \varepsilon_p)$

図-2.3 加藤モデル

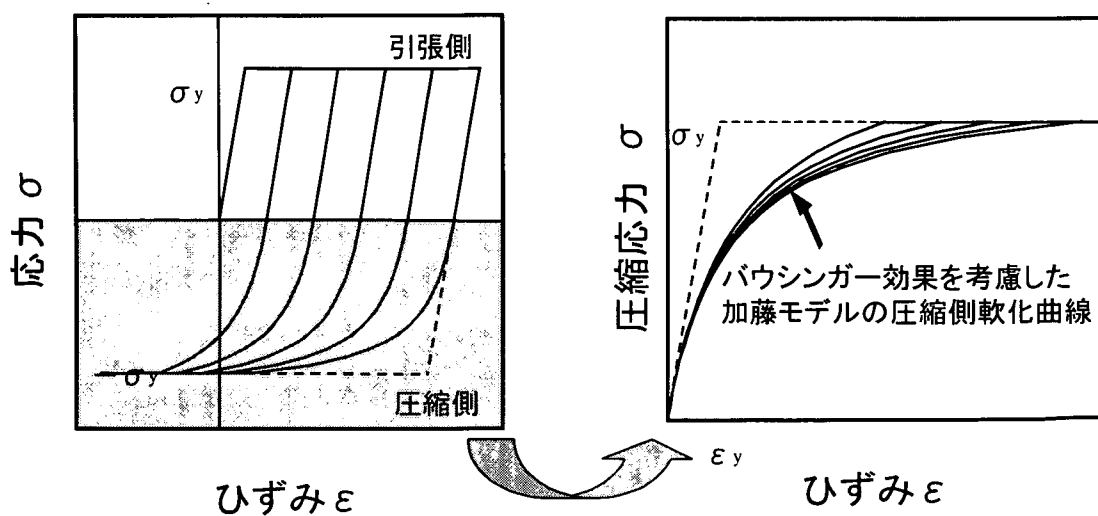


図-2.4 解析における加藤モデルの適用方法

2. 2. 4 バネ要素のモデル化

(1) 矩形断面の場合

一般的な矩形断面の鉄筋コンクリート橋脚では、軸方向鉄筋に対する座屈抵抗力は帯鉄筋の曲げ剛性によって支配的に与えられると考えられる。よって、図-2.5 に示すように、帯鉄筋は各軸方向鉄筋のはらみだしに伴う外向きの力 p を等分布に受ける両端固定梁としてモデル化することができる。このとき、モデル端から x の位置に生じる変位は式(2.1)で表される。よって、 p をこの変位で除すことにより、この位置での帯鉄筋のバネ定数が式(2.2)のように算出される。

$$y = \frac{npd^3}{24E_o I_h} \left\{ \left(\frac{x}{d} \right)^2 - 2 \left(\frac{x}{d} \right)^3 + \left(\frac{x}{d} \right)^4 \right\} \quad (2.1)$$

$$K_s = \frac{p}{y} = \frac{24E_o I_h}{nd^3 \left\{ \left(\frac{x}{d} \right)^2 - 2 \left(\frac{x}{d} \right)^3 + \left(\frac{x}{d} \right)^4 \right\}} \quad (2.2)$$

ここに、

y : 帯鉄筋の水平変位 (mm)

n : 帯鉄筋あるいは中間帯鉄筋（以下、両者を併せて横拘束筋と称する）で分割拘束されるコアコンクリートの1つに含まれる圧縮側の軸方向鉄筋の本数

p : 軸方向鉄筋のはらみだしに伴う外向きの力 (N)

d : 横拘束筋の有効長で、矩形断面の場合には横拘束筋で分割拘束されるコアコンクリートの載荷直角方向の片長、円形断面の場合には帯鉄筋の直径(mm)

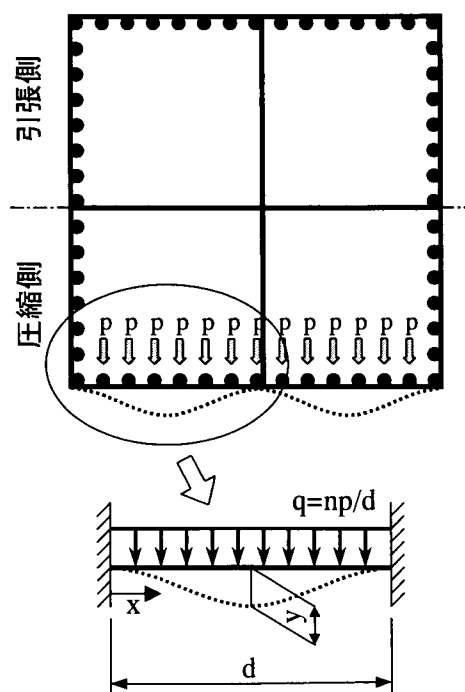


図-2.5 矩形断面の帯鉄筋のモデル化

E_o : 帯鉄筋の弾性係数 (N/mm²)

I_h : 帯鉄筋の断面 2 次モーメント (mm⁴)

x : 固定端から着目する軸方向鉄筋までの距離 (mm)

K_s : 帯鉄筋による帯鉄筋 1 段あたりのバネ定数 (N/mm)

また、梁中央位置 ($x=d/2$) における変位及びバネ定数は、それぞれ式(2.3)、式(2.4)で表される。

$$y = \frac{npd^3}{384E_oI_h} \quad (2.3)$$

$$K_s = \frac{384E_oI_h}{nd^3} \quad (2.4)$$

(2) 円形断面の場合

円形断面において、帯鉄筋が軸方向鉄筋のはらみだしに伴う外向きの力 p を一様に受ける場合には、帯鉄筋の曲げ変形は抑制され、帯鉄筋の軸方向の剛性によって非常に強い座屈抵抗力が与えられると考えられる。いま、図-10(a)に示すように軸方向鉄筋一本あたりの力のつり合いを考えると帯鉄筋に作用する引張応力 σ_θ は、式(2.5)で表される。

$$\sigma_\theta = \frac{p}{2A_h \sin(\pi/n')} \quad (2.5)$$

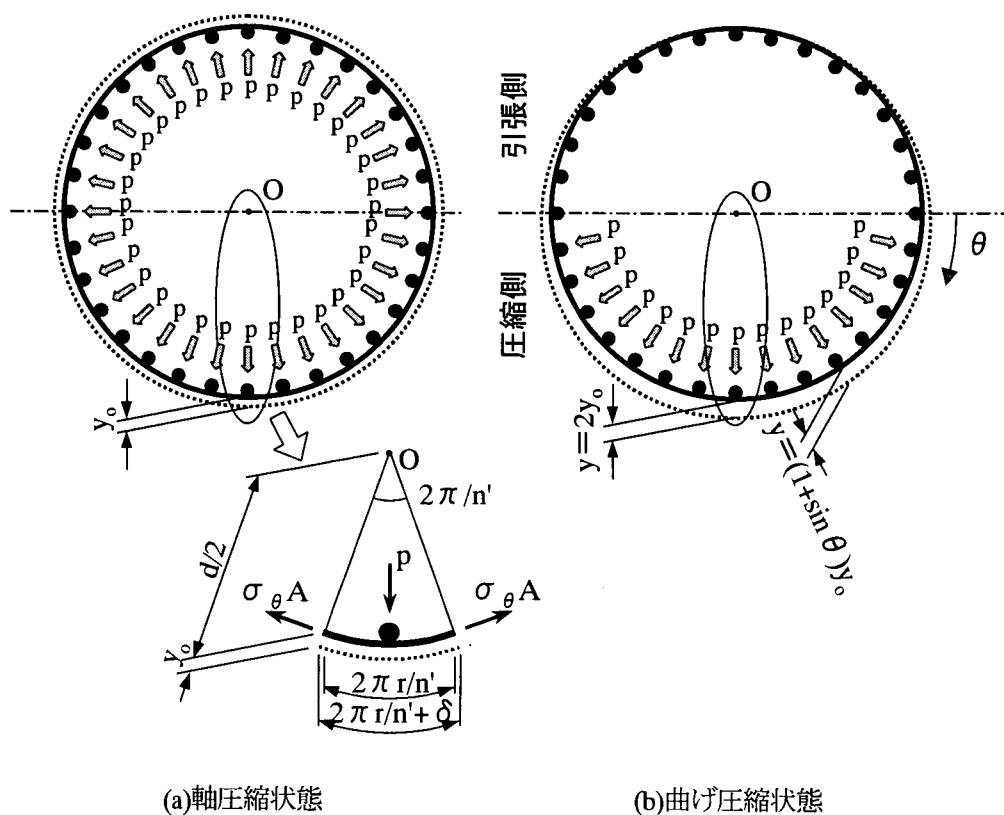


図-2.6 円形断面の帯鉄筋のモデル化

ここに、

A_h : 帯鉄筋の断面積 (mm²)

n' : 断面内の全軸方向鉄筋本数

一方、このときの帯鉄筋の軸方向変位 δ は軸直角方向の変位を y_o (mm) とすると、式(2.6)で表されるため、このときのひずみ ε は式(2.7)で表される。

$$\delta = \pi(d + 2y_o)/n' - \pi d/n' = 2\pi y_o/n' \quad (2.6)$$

$$\varepsilon = \frac{\delta}{\pi d/n'} = 2y_o/d \quad (2.7)$$

したがって、応力-ひずみの関係から式(2.8)の関係が得られ、これより変位 y_o が式(2.9)で与えられる。

$$\sigma_\theta = \frac{P}{2A_h \sin(\pi/n')} = E_o \varepsilon_\theta = 2E_o y_o/d \quad (2.8)$$

$$y_o = \frac{pd}{4E_o A_h \sin(\pi/n')} \quad (2.9)$$

丸山らは式(2.9)に基づき、座屈解析に用いる円形フープ筋のバネ定数を算定している¹⁸⁾。

式(2.9)で表される変位は、帯鉄筋が軸方向に伸びて同心円上に拡がるために生じるものであり、図-2.6(a)のような荷重状態ではどの位置で同一の変位量となる。しかし、曲げ圧縮を受ける実際の橋脚では図-2.6(b)に示すよう圧縮側のみに p が作用するため、変位は圧縮側に集中し引張側最外縁鉄筋位置での変位はゼロとなる。いま、 p が断面の 1/2 の範囲の軸方向鉄筋位置に均等に生じるものとする、残りの 1/2 の範囲の断面ではこの荷重と同量の反力が生じるため、帯鉄筋の伸びの合計は図-2.6(a)と同一となる。したがって、微少な曲げ変形を無視すると、帯鉄筋に発生する変位は図-2.6(a)の状態の変位を引張側最外縁鉄筋位置での変位がゼロになるように平行移動させた状態と等価となる。よって、断面の図心軸からの角度を θ とするとこのときの変位 y は式(2.10)のように表され、バネ定数としては式(2.11)で与えられる。

$$y = (1 + \sin \theta) y_o = \frac{pd(1 + \sin \theta)}{4E_o A_h \sin(\pi/n')} \quad (2.10)$$

$$K_s = \frac{p}{y} = \frac{4E_o A_h \sin(\pi/n')}{d(1 + \sin \theta)} \quad (2.11)$$

また、圧縮側最外縁鉄筋位置での変位及びバネ定数は式(2.12)、式(2.13)で表される。

$$y = 2y_o = \frac{pd}{2E_o A_h \sin(\pi/n')} \quad (2.12)$$

$$K_s = \frac{2E_o A_h \sin(\pi/n')}{d} \quad (2.13)$$

3. 解析モデルの適用性に関する実験的検証

3. 1 座屈解析モデルに用いる応力-ひずみ関係について

2章では座屈解析に用いる軸方向鉄筋の応力-ひずみに加藤モデルを用いることを述べた。ここでは、疲労試験機を用いた座屈実験を通じ、座屈解析における加藤モデルの適用性に関して検証を行う。

3. 1. 1 単鉄筋座屈実験の概要

(1) 実験方法

実験は図-3.1 に示すように疲労試験機を用い、1本の鉄筋に圧縮荷重を載荷することによって座屈を生させた。載荷は変位制御で行い、載荷パターンとしては①単調軸圧縮載荷、②降伏ひずみ $1\varepsilon_y$ まで引張載荷後に圧縮載荷、③ $10\varepsilon_y$ まで引張載荷後に圧縮載荷、④ $20\varepsilon_y$ まで引張載荷後に圧縮載荷の4パターンとした。鉄筋径はD19、D22、D29の3種類とし、長さは1200mmを標準とした。ただし、D22については長さの違いが座屈に及ぼす影響を調べるために800mm、400mmの長さについても実験を行った。

実験における計測成分としては、載荷荷重、載荷変位、鉄筋のひずみとし、鉄筋のひずみゲージは部材の中央に貼付した。

写真-3.1 に実験状況を示す。

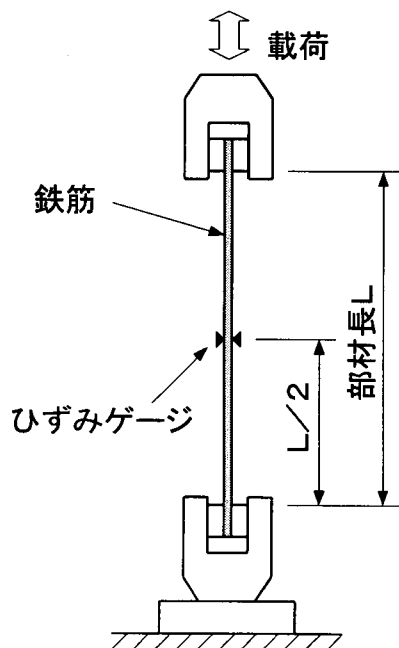


図-3.1 単鉄筋座屈実験方法

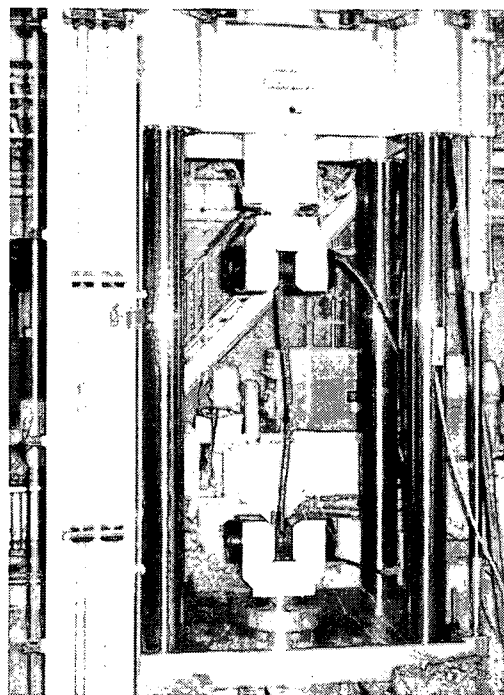


写真-3.1 単鉄筋座屈実験状況

(2) 実験結果

表-3.1 に全実験ケースの座屈時最大荷重を示す。表をみると、いずれの鉄筋径に対しても $10\varepsilon_y$ 引張後圧縮及び $20\varepsilon_y$ 引張後圧縮の载荷パターンでは、単調圧縮の载荷パターンと比較して 40~60%程度に座屈荷重が低下していることがわかる。また、 $10\varepsilon_y$ 引張後圧縮と $20\varepsilon_y$ 引張後圧縮を比較すると、わずかに $20\varepsilon_y$ 引張後圧縮の方が小さくなっているが大きな差はない。一方、単調圧縮と $1\varepsilon_y$ 引張後圧縮についてはほとんど同じ結果となっており、塑性ひずみが生じないような引張载荷を経験しても座屈荷重に対する影響は生じないといえる。

なお、D22-400mm の単調圧縮のケースについては、荷重が降伏荷重に達することによって座屈が生じる「塑性座屈」の状態となっている。

表-3.1 単鉄筋座屈荷重一覧

鉄筋径	鉄筋長 (mm)	No.	座屈荷重 (kN)					①/⑤	単調圧縮時(①)の座屈形態
			① 単調圧縮	② $1\varepsilon_y$ 引張 後圧縮	③ $10\varepsilon_y$ 引張 後圧縮	④ $20\varepsilon_y$ 引張 後圧縮	⑤ 弾性座屈 理論値		
D19	1200	1	28	28	17	18	36	0.77	弾性座屈
		2	28	—	18	16		0.77	
		3	27	—	16	16		0.74	
		平均	27	28	17	16		0.76	
D22	1200	1	45	52	28	27	65	0.69	弾性座屈
		2	51	52	30	28		0.78	
		3	52	—	29	28		0.80	
		平均	49	52	29	27		0.76	
	800	1	—	—	—	48	147	—	弾性座屈
		2	—	—	—	46		—	
		3	—	—	—	47		—	
		平均	0	0	0	47		—	
	400	1	143	—	—	84	588	0.24	塑性座屈
		2	138	—	—	83		0.24	
		3	132	—	—	86		0.23	
		平均	138	0	0	85		0.23	
D29	1200	1	130	129	69	62	180	0.72	弾性座屈
		2	139	118	66	63		0.77	
		3	141	—	66	62		0.78	
		平均	137	123	67	62		0.76	

(3) 解析に対する実験結果の補正

1) 機械的誤差に対する補正

表-3.1 中に示す⑤の値は両端固定柱の弾性座屈荷重の理論値を示しており、式(3.1)で与えられる。

$$P_{cr} = 4\pi^2 EI / L^2 \quad (3.1)$$

ここに、

P_{cr} : 座屈荷重

E : 弾性係数

I : 断面 2 次モーメント

L : 部材長

理論値⑤と実験値①(単調圧縮)の座屈荷重は本来一致すべきものであるが、表に示すように、実験値は塑性座屈の場合を除くいずれのケースでも平均的に 76%程度小さくなっている。この原因としては、i)鉄筋の初期不整(曲率)、ii)圧縮時の偏心、iii)試験機鉄筋固定部のゆりみ(機械的誤差)等が考えられる。このうち、最も影響が大きいと考えられるのはiii)であり、鉄筋の固定部は油圧によって締め付ける比較的単純な構造であるため、設計で想定した固定点を実際には完全な固定点になっていなかった可能性が大きい。したがって、実際の部材長は想定した部材長よりも長くなり、座屈荷重が低減されたと考えられる。

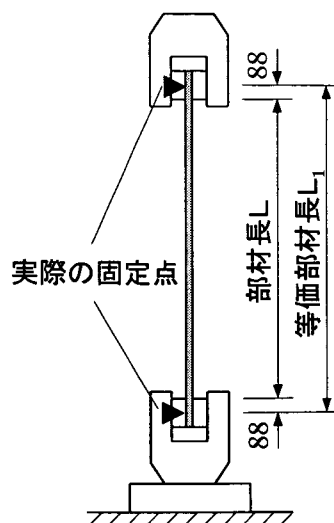


図-3.2 機械的誤差による部材長の補正

そこで、ここでは式(3.1)において荷重の低減が 76%となるような等価部材長 L_1 を算出し、この影響を補正するものとした。これによれば、 $L=1200\text{mm}$ のケースでは 176mm の補正量が元の部材長に加算されることになる。ただし、 $L=800\text{mm}$ のケースは単調圧縮载荷を実施しておらず、また $L=400\text{mm}$ の場合には座屈荷重が降伏荷重で決定されているため、これらについては等価部材長を算出することができない。そこで、試験機固定部の特性は部材長に影響されにくいことを勘案し、補正量は $L=1200\text{mm}$ のケースと同量した。図-3.2に機械的誤差により補正した部材長の概念を示す。

2) 塑性ひずみに対する補正

$10\varepsilon_y$ 及び $20\varepsilon_y$ 引張後圧縮の载荷パターンでは、引張後に荷重をゼロに戻しても塑性ひずみが生じているため、この状態から圧縮力を载荷して座屈解析を実施する場合は、塑性ひずみによる伸び量を等価部材長 L_1 に加算する必要がある。塑性ひずみの影響を補正した等価部材長 L_2 は、式(3.2)で計算することができる。

$$L_2 = (\varepsilon_p + 1)L_1 \quad (3.2)$$

ここに、

ε_p : 塑性ひずみ

表-3.2 に等価部材長 L_1 及び長 L_2 をまとめて示す。以後の座屈解析では単調圧縮の場合は L_1 を、 $10\varepsilon_y$ 及び $20\varepsilon_y$ 引張後圧縮の場合は L_2 を用いるものとした。

表-3.2 等価部材長

設計部材長 (mm)	載荷パターン	機械的誤差の 補正をした等価 部材長 L_1 (mm)	塑性ひずみの 補正をした等価 部材長 L_2 (mm)
1200	単調圧縮	1376	—
	$10\epsilon_y$ 引張後圧縮	1376	1398
	$20\epsilon_y$ 引張後圧縮	1376	1423
800	$20\epsilon_y$ 引張後圧縮	976	1009
400	単調圧縮	576	—
	$20\epsilon_y$ 引張後圧縮	576	596

3. 1. 2 FEMによる座屈解析

(1) 解析方法

ここでは2. 2で述べた解析方法に準じ、座屈現象をシミュレーションした。解析モデルは図-3.3に示すように鉄筋を非線形の梁要素としてモデル化し、材端条件は載荷点の鉛直方向をローラーとする以外は全て拘束とした。

解析は鉄筋の引張除荷後の応力ゼロ点をニュートラルな状態とし、ここから加藤モデルにおけるバウシinger部の応力-ひずみ曲線を用いて載荷点の荷重を漸増させた。解析に用いた応力-ひずみ曲線を図-3.4に示す。

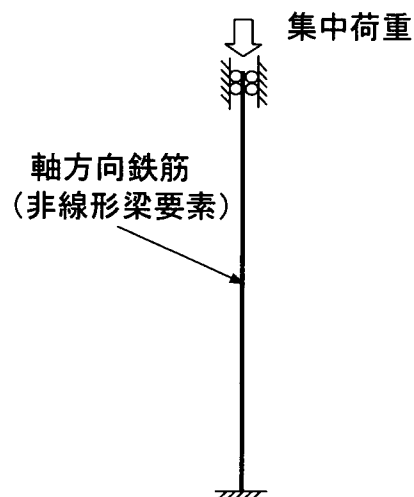
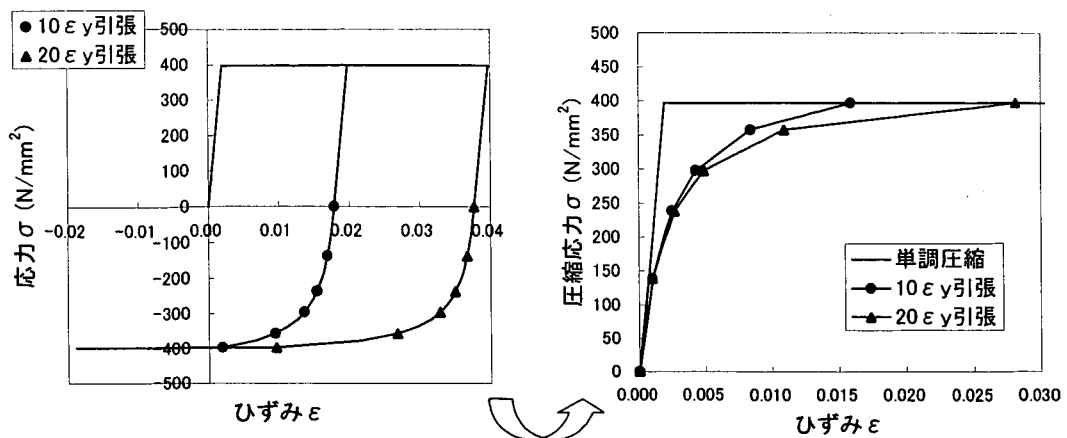
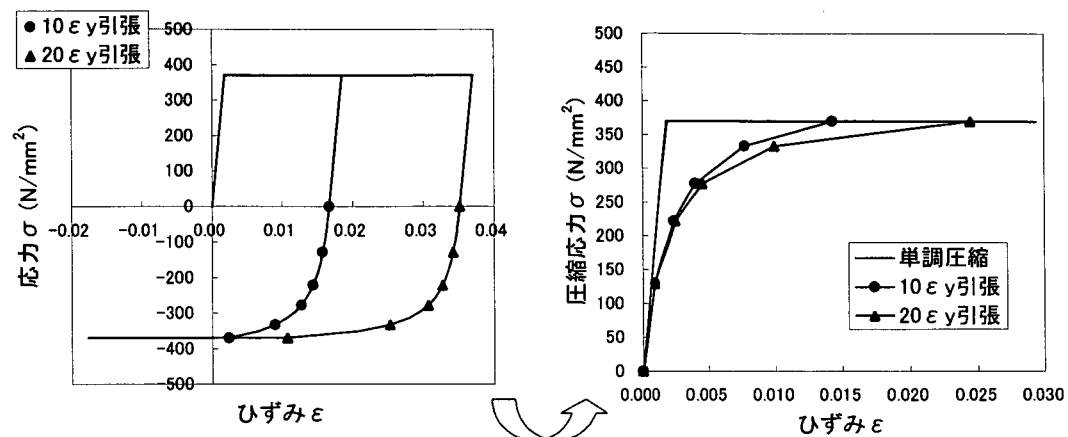


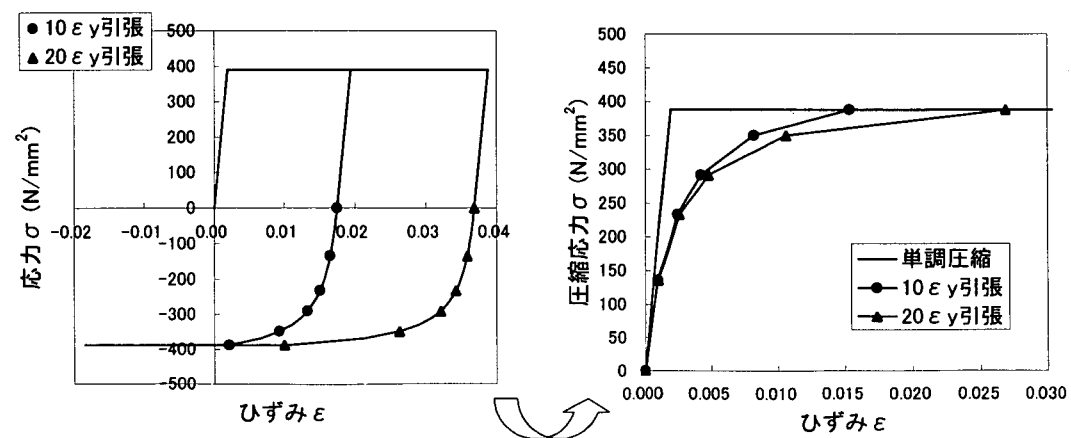
図-3.3 解析モデル



(a)D19



(b)D22



(c)D29

図-3.4 解析に用いた鉄筋の応力-ひずみ曲線

(2) 解析結果と実験結果の比較

図-3.5～図-3.9 に解析値の荷重-変位曲線と実験値の荷重-変位曲線をプロットした結果を示す。荷重-変位曲線において、荷重が最大を示す点が座屈荷重である。まず、各ケースの単調圧縮载荷に着目して実験値と解析値を比較すると両者の座屈荷重がほぼ一致しており、また座屈前後の荷重-変位曲線の形状もよく一致していることがわかる。したがって、有限変形理論によるFEM解析によって、座屈現象を精度よくシミュレーションすることが可能であるといえる。

次に、各ケースの $10\varepsilon_y$ 及び $20\varepsilon_y$ 引張後圧縮の実験値と解析値を比較すると、座屈荷重、荷重-変位曲線の形状共に両者は非常によく一致している。これらは単調圧縮よりも明らかに小さな荷重で座屈が生じており、バウシンガー効果による材料非線形性の影響が現れている。また、加藤モデルを解析に用いることによってこの影響が解析結果に正確に反映されているといえる。

$10\varepsilon_y$ 引張後圧縮及び $20\varepsilon_y$ 引張後圧縮の解析結果を比較すると、実験結果同様に両者の差はわずかであり、これは図-3.4 に示した応力-ひずみ関係において両者の違いが大きくないことを考えれば当然の結果といえる。すなわち、実際の現象として $10\varepsilon_y$ の塑性ひずみを与えて座屈させた結果は、 $20\varepsilon_y$ 塑性ひずみを与えて座屈させた結果と大きな違いがなく、加藤モデルではこの点に関しても実際の現象をよく再現できると考えられる。

また、全体的な傾向として、座屈時の変位は実験値の方がやや大きくなっており、この傾向は鉄筋径が太い場合や部材長が短い場合ほど大きくなる傾向にある。この理由としては、試験機の鉄筋固定部のすべりによって実験値の変位が過大評価されていることが考えられ、鉄筋径が太い場合や部材長が短い場合は大きな荷重が载荷されるために、この傾向が顕著になると考えられる。逆に、鉄筋径が小さい場合あるいは部材長が長い場合のように座屈荷重が相対的に小さいケースではこうした影響が小さくなり、解析値と実験値の変位がよく一致していると考えられる。

3. 1. 3 単鉄筋座屈実験及び解析のまとめ

以上の検討の結果より、有限変形理論を用いたFEM解析では、座屈現象を良好な精度でシミュレーションできることがわかった。また、応力-ひずみ関係としてバウシンガー効果を考慮した加藤モデルのバウシンガー部軟化曲線を用いれば、座屈荷重や荷重-変位曲線の形状を非常によい精度で解析できることが確認された。

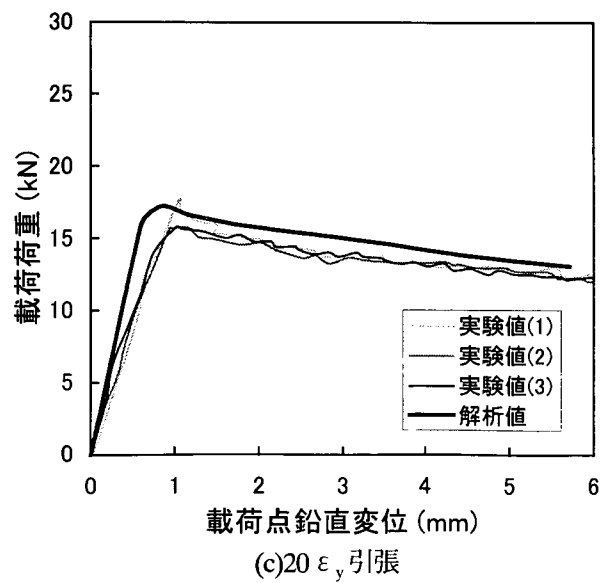
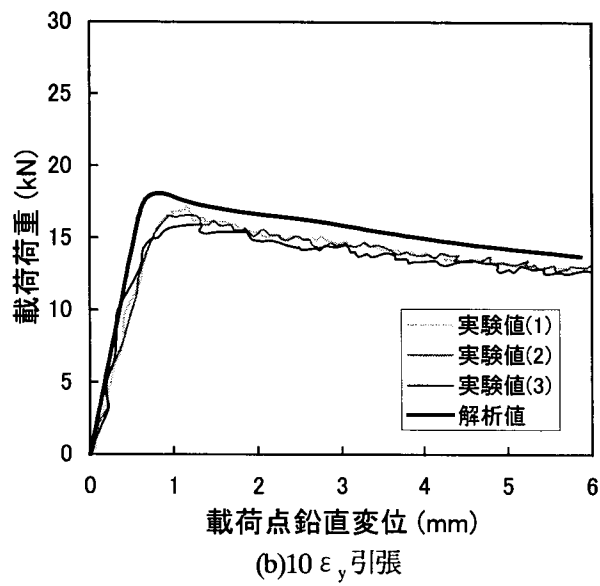
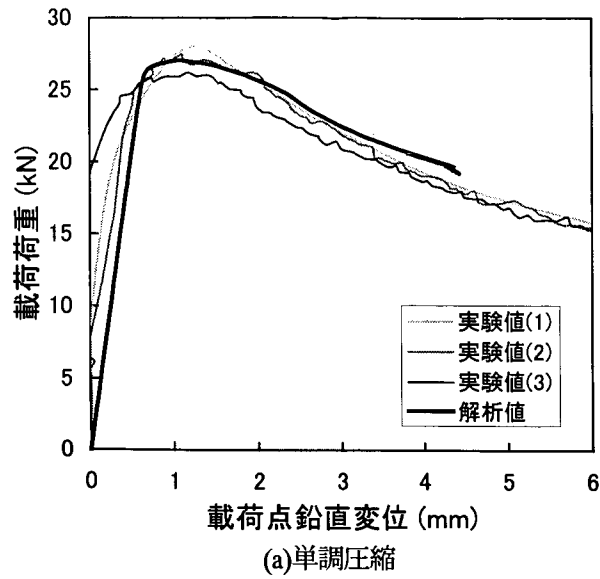


図-3.5 実験と解析の荷重-変位曲線の比較 (D19-1200mm)

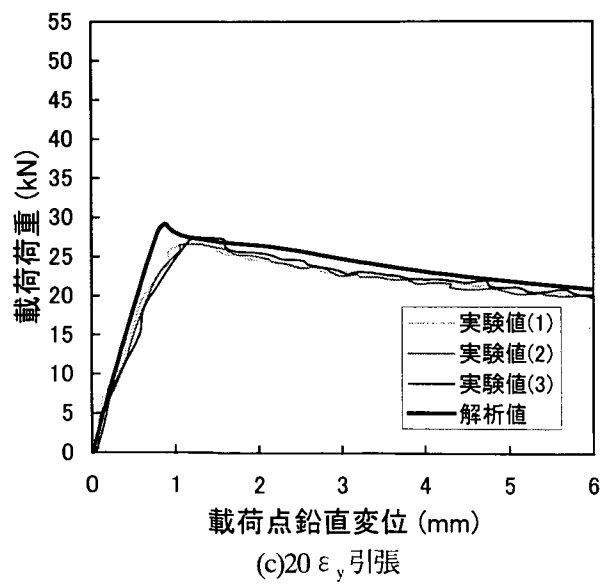
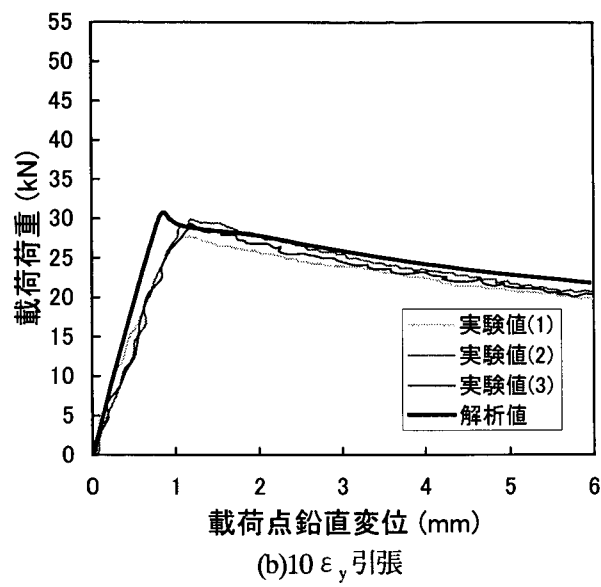
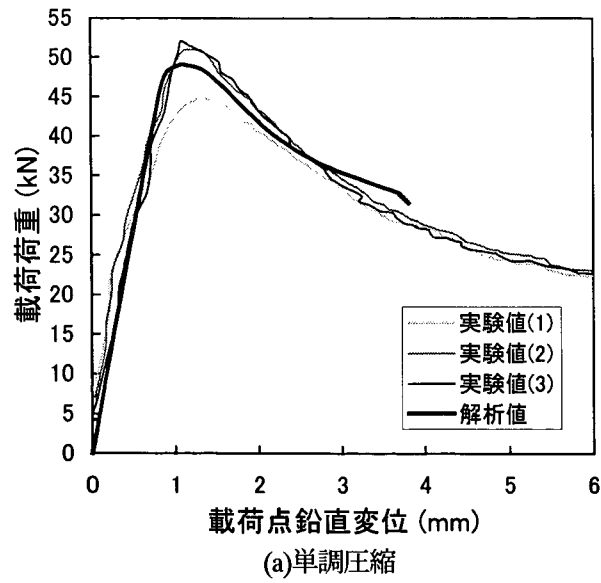


図-3.6 実験と解析の荷重-変位曲線の比較 (D22-1200mm)

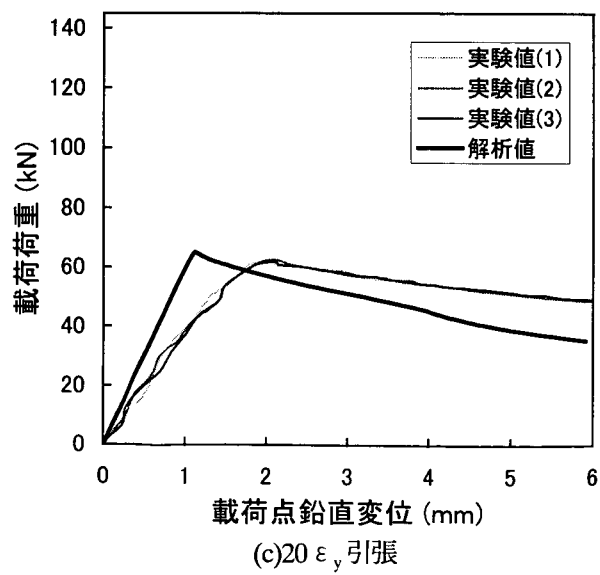
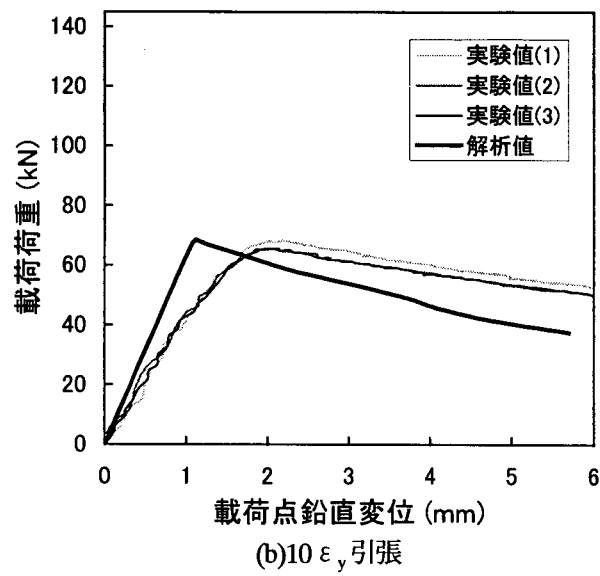
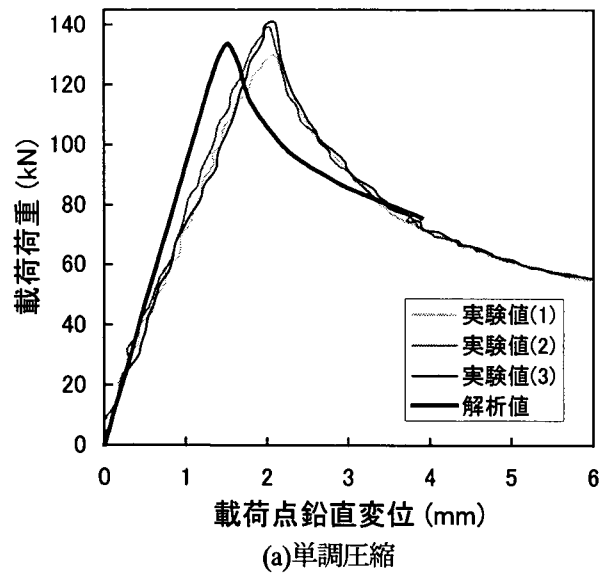


図-3.7 実験と解析の荷重-変位曲線の比較 (D29-1200mm)

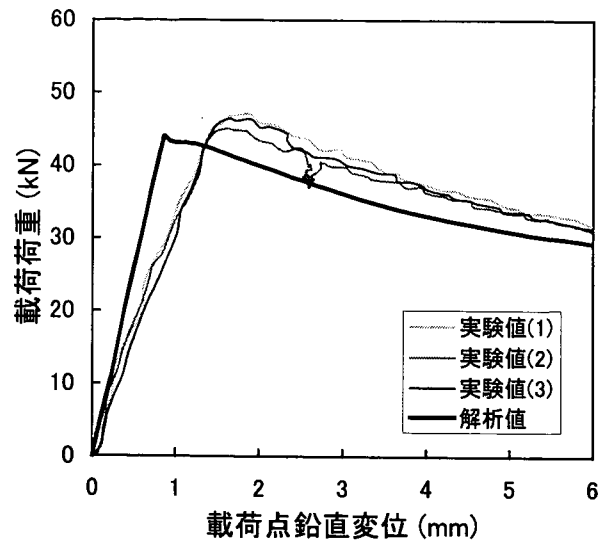
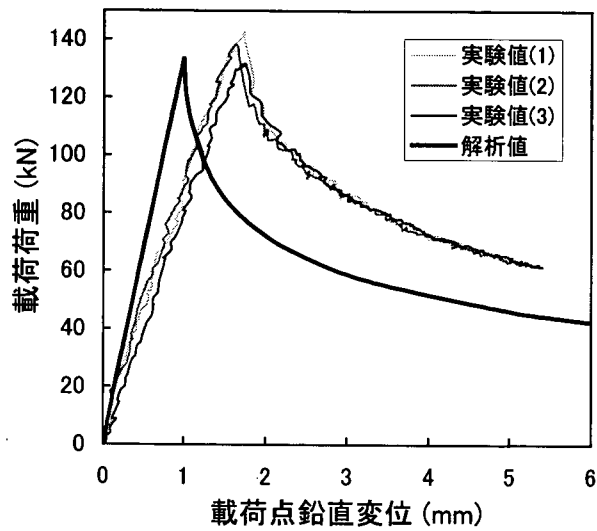
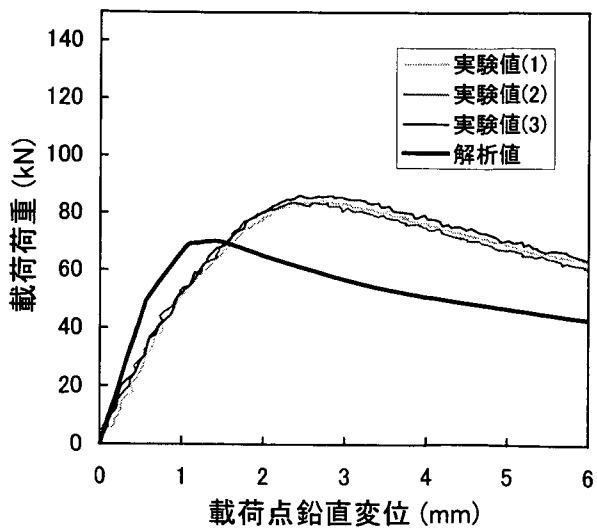


図-3.8 実験と解析の荷重-変位曲線の比較 (D22-800mm-20 ϵ_y 引張)



(a)単調圧縮



(b)20 ϵ_y 引張

図-3.9 実験と解析の荷重-変位曲線の比較 (D22-400mm)

3. 2 座屈解析モデルに用いる帯鉄筋のバネ定数について

2章で提案した帯鉄筋をモデル化したバネ定数算定方法のうち、矩形断面の場合の妥当性について座屈実験を通じて検証する。

3. 2. 1 組鉄筋座屈実験の概要

(1) 実験方法

軸方向鉄筋の座屈に対する帯鉄筋の拘束効果を検討するために、図-3.10 に示すような鉄筋コンクリート柱基部を想定した鋼製の載荷治具に軸方向鉄筋と帯鉄筋を固定し、加振装置によって治具天端に水平変位を与えて軸方向鉄筋の座屈を発生させる実験を行った。載荷治具は上部に水平変位を与えると基部のヒンジ部を中心に回転する構造である。また、載荷治具の剛性は試験体である鉄筋の剛性よりも十分大きくなるように設計されており、実験における治具の弾性変形は無視することができる。

軸方向鉄筋と帯鉄筋は実橋脚を想定してそれぞれ 122mm 間隔及び 150mm 間隔で配置した。軸方向鉄筋の固定点間距離は 1200mm とし、上下端部を二重ナットで治具に固定した。また、帯鉄筋は有効長を 1000mm とし、9本の軸方向鉄筋を拘束するために直角に曲げ加工した両端部を二重ナットで治具に固定した。

載荷は変位制御で行い、通常の鉄筋コンクリート橋脚の正負交番載荷実験と同様に軸方向鉄筋が引張降伏するときの水平変位 δ_y を載荷基準変位とし、引張側からスタートして3回の正負交番載荷を行った後、2

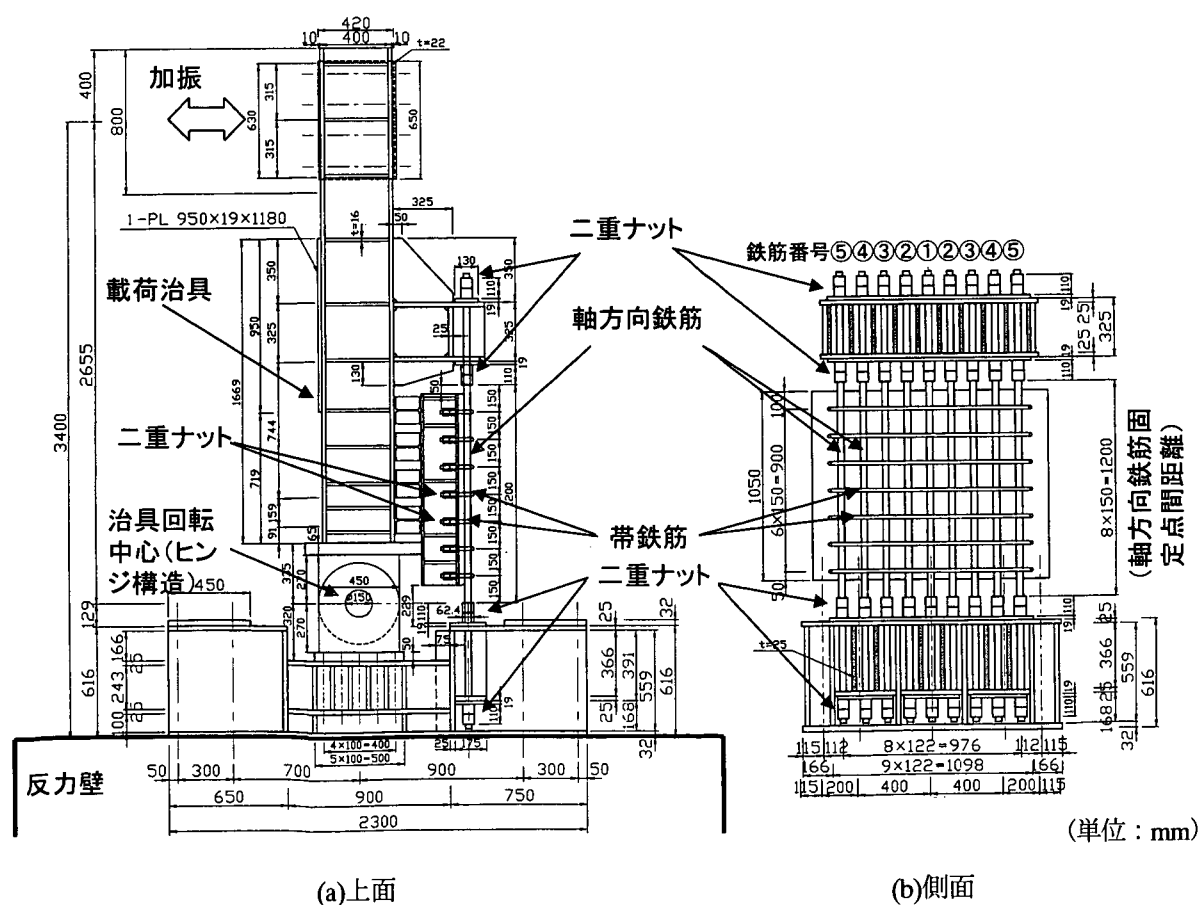


図-3.10 組鉄筋座屈実験方法

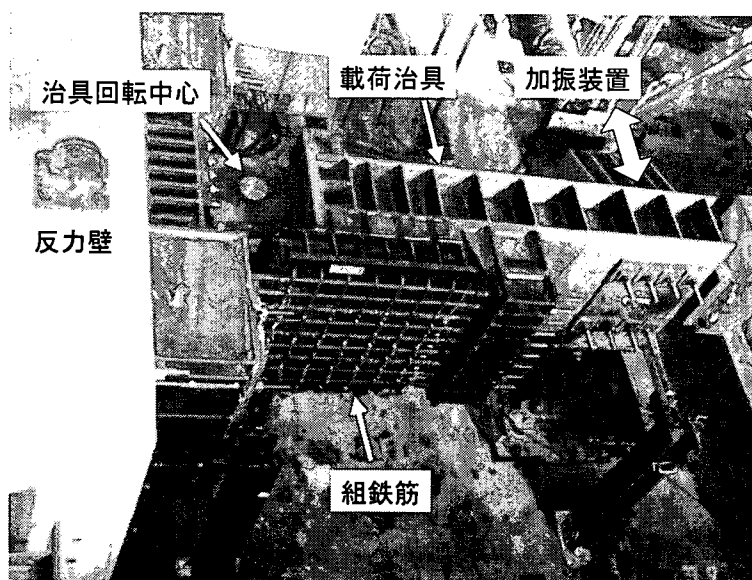


写真-3.2 組鉄筋座屈実験状況

δ_y 、 $3\delta_y$ の変位に対しても同じ手順で繰り返した。写真-3.2 に実験状況を示す。

(2) 実験ケース

実験ケースは軸方向鉄筋径と帯鉄筋径の組み合わせによって、表-3.3 に示す5 ケースとした。

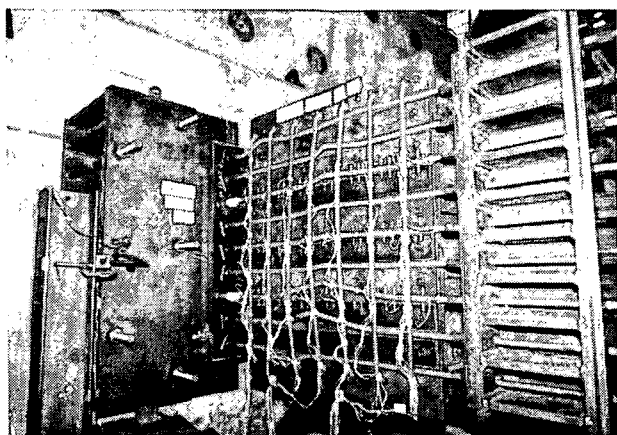
表-3.3 組鉄筋座屈実験のケース

	軸方向鉄筋		帯鉄筋			備 考
	径	間隔(mm)	径	間隔(mm)	有効長(mm)	
Case 1	D19	122	D19	150	1000	基本ケース
Case 2	D29	122	D19	150	1000	
Case 3	D22	122	D19	150	1000	
Case 4	D29	122	D16	150	1000	
Case 5	D29	122	D22	150	1000	

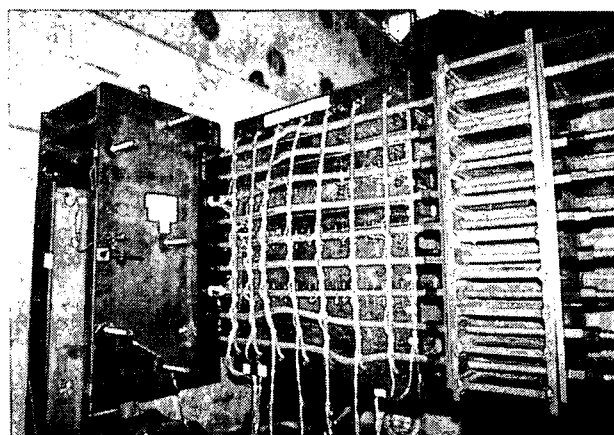
(3) 実験結果

実験ではいずれのケースについても、 $1\delta_y$ の1サイクル目の引張载荷を実施した直後の圧縮载荷で軸方向鉄筋の座屈が発生した。したがって、軸方向鉄筋の塑性ひずみが生じていない段階の座屈であり、バウシinger効果による材料非線形性の影響は今回の実験では含まれていない。

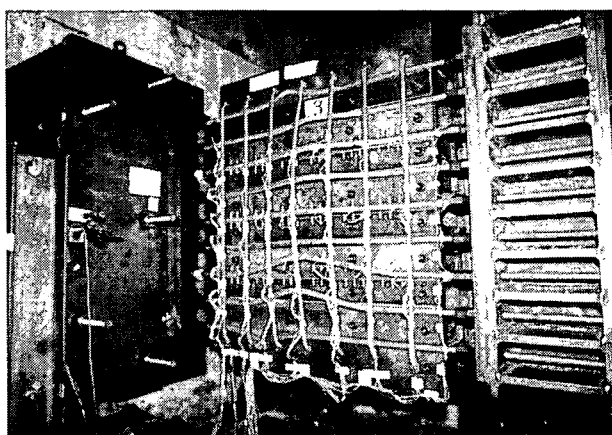
その後の $2\delta_y$ 、 $3\delta_y$ の载荷では、最初に座屈が発生したときの変形モードをほぼ保ちながら、軸方向鉄筋の変形が大きくなっていった。写真-3.3 に各ケースにおける $3\delta_y$ 载荷後の鉄筋の変形状態を示す。座屈モードとしては、中央の3～5本の鉄筋は軸方向鉄筋に固定点間距離がそのまま座屈長となっており、端部の6～4本では帯鉄筋の拘束が強くなったために座屈長が短くなる傾向にある。端部の座屈長が短くなる傾向は軸方向鉄筋径が最も細いCase1で最も顕著であり、これは帯鉄筋による拘束力が相対的に最も強くなった結果によるものと考えられる。逆に帯鉄筋の拘束が相対的に最も弱いCase4では他ケースと比べて端部の軸方向鉄筋の座屈長が長くなっている。また、このケースでは $2\delta_y$ 载荷時に帯鉄筋が1本破断した。



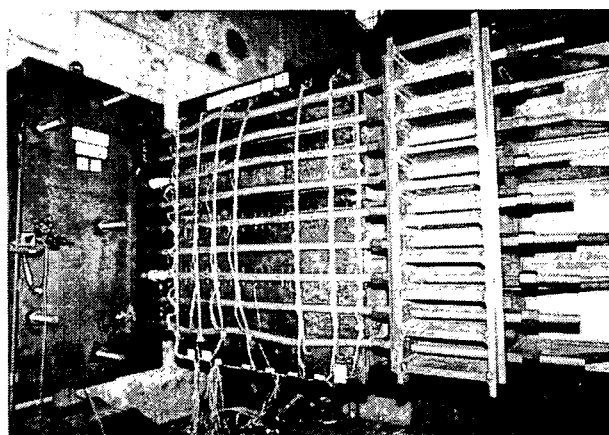
(a) Case 1



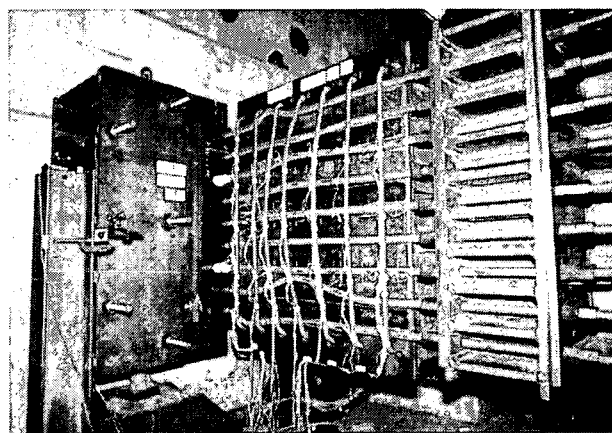
(b) Case 2



(c) Case 3



(d) Case 4



(e) Case 5

写真-3.3 鉄筋座屈後の変形状況 ($3\delta_y$)

3. 2. 2 FEMによる座屈解析

(1) 解析方法

有限変形理論を用いたFEM解析により、座屈現象をシミュレーションする。モデル化は2. 2で述べた方法に準じ、図-3.11に示すように軸方向鉄筋をの梁要素、帯鉄筋をバネ要素としてモデル化した。ただし、軸方向鉄筋の応力-ひずみ関係については、前述したように今回の実験ではバウシinger効果による材料非線性の影響は生じないと考えられるため、完全弾塑性型として与えるものとした。

解析はモデル上端に集中荷重を載荷し、この荷重を増減させて座屈を発生させた。

なお、解析モデルの長さは実験における軸方向鉄筋の両端固定距離に相当する1200mmとしている。

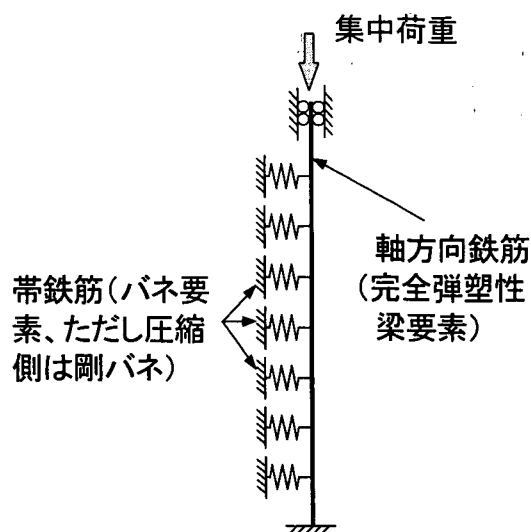


図-3.11 解析モデル

(2) 各実験ケースに対するバネ定数の算出

表-3.3に示した各ケースに対して、式(2.2)より算出した各軸方向鉄筋のバネ定数を表-3.4に示す。

表-3.4 各実験ケースのバネ定数

ケース	各軸方向鉄筋に対するバネ定数K (N/mm)				
	鉄筋① x = 555 mm	鉄筋② x = 433 mm	鉄筋③ x = 311 mm	鉄筋④ x = 189 mm	鉄筋⑤ x = 67 mm
1~3	38.9	43.0	59.8	121.9	756.3
4	17.7	19.6	27.2	55.5	344.2
5	72.2	79.7	110.9	226.0	1402.0

3. 2. 3 解析結果及び実験における座屈状況との比較

図-3.12～図-3.16に各ケースにおける各軸方向鉄筋毎の変形モードと荷重-変位関係を示す。荷重-変位関係において最大荷重が出現する点が座屈点である。いずれのケースも中央付近の軸方向鉄筋は解析モデルの長さがそのまま座屈長となり、逆に帯鉄筋のバネ定数が大きい端部では座屈長が短くなっていることがわかる。各ケースで端部の座屈長を比較するとCase1が最も短く、Case4が最も長くなっている。座屈長に関する傾向は写真-3.3の傾向と同様である。

座屈荷重としては各ケースともにバネ定数が小さい中央部では小さく、バネ定数が大きい端部では大きくなっている。なお、各ケースの(f)は、各軸方向鉄筋の荷重-変位曲線を重ね合わせたものであり、実験における載荷軸力-載荷位置鉛直変位の関係に対応するものである。

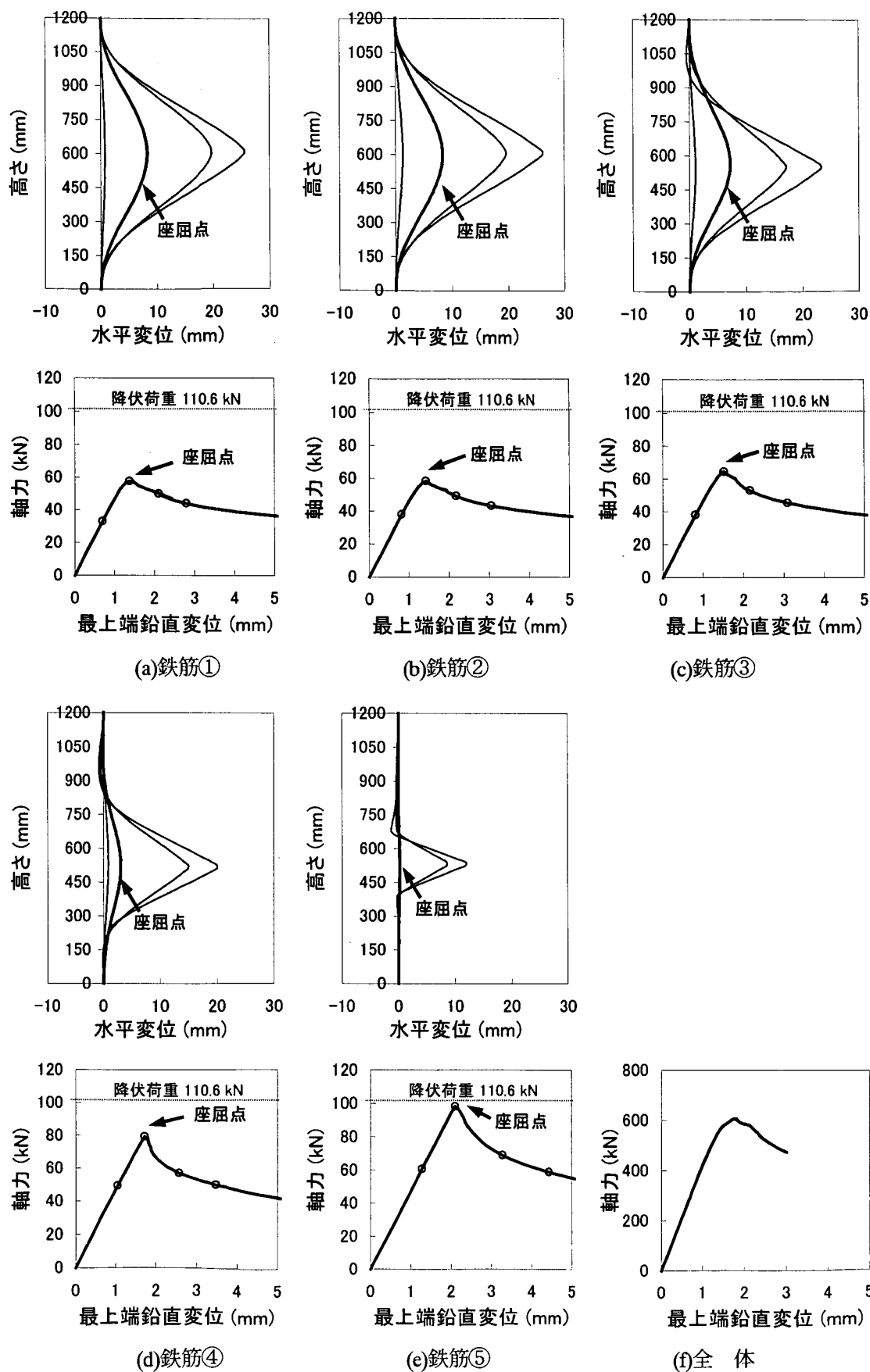


図-3.12 Case 1 の解析結果

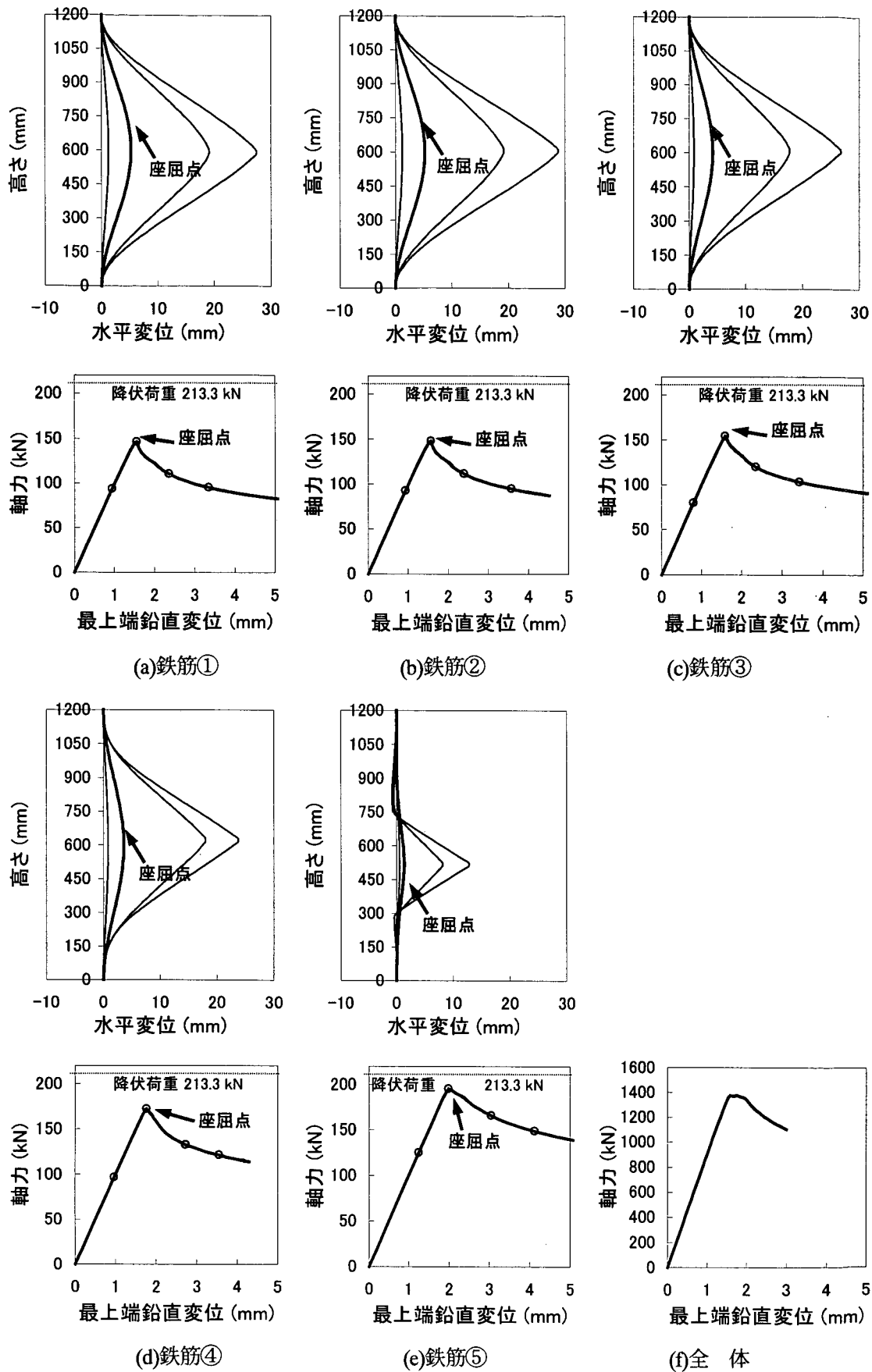


図-3.13 Case 2 の解析結果

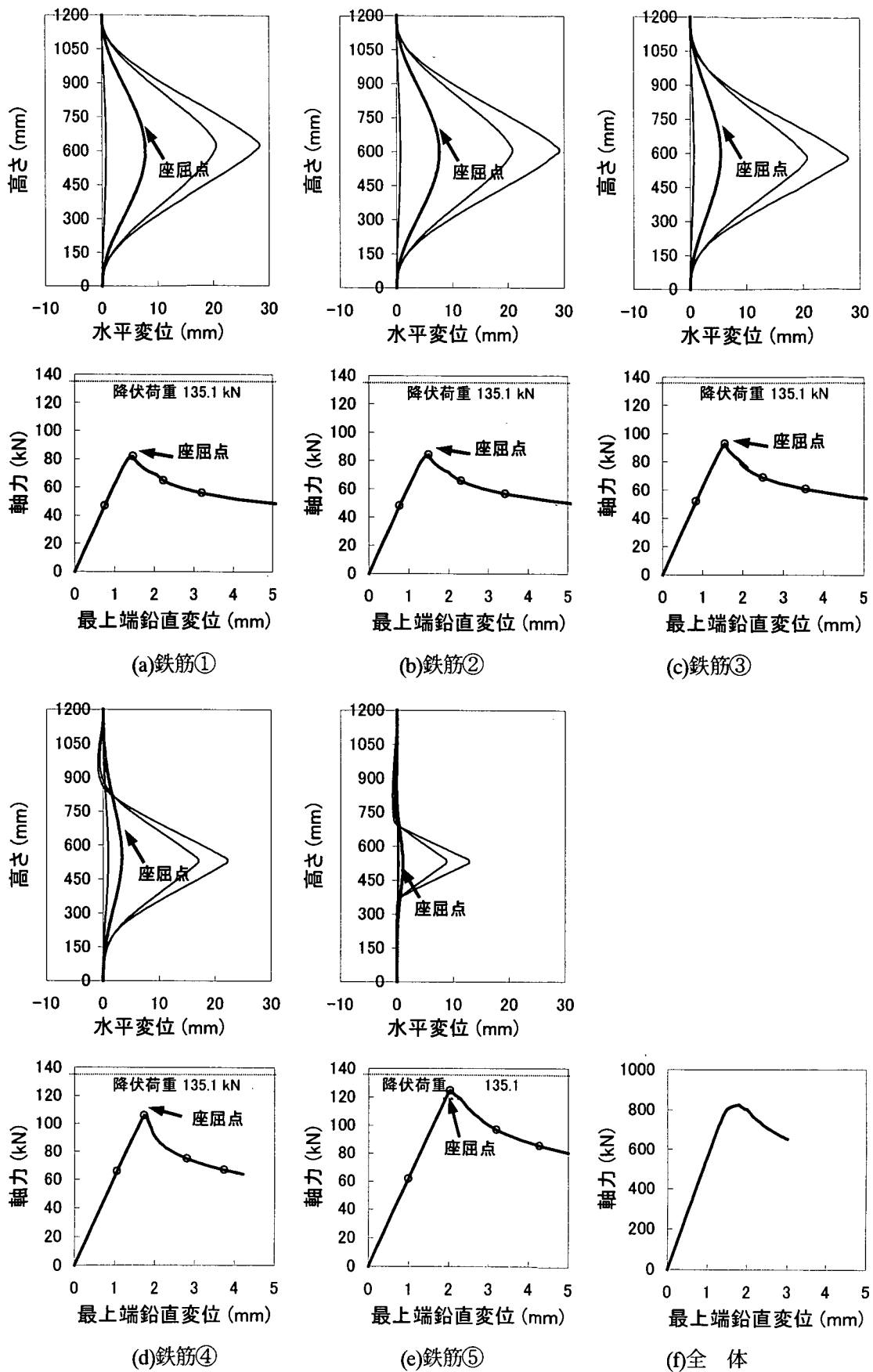


図-3.14 Case 3 の解析結果

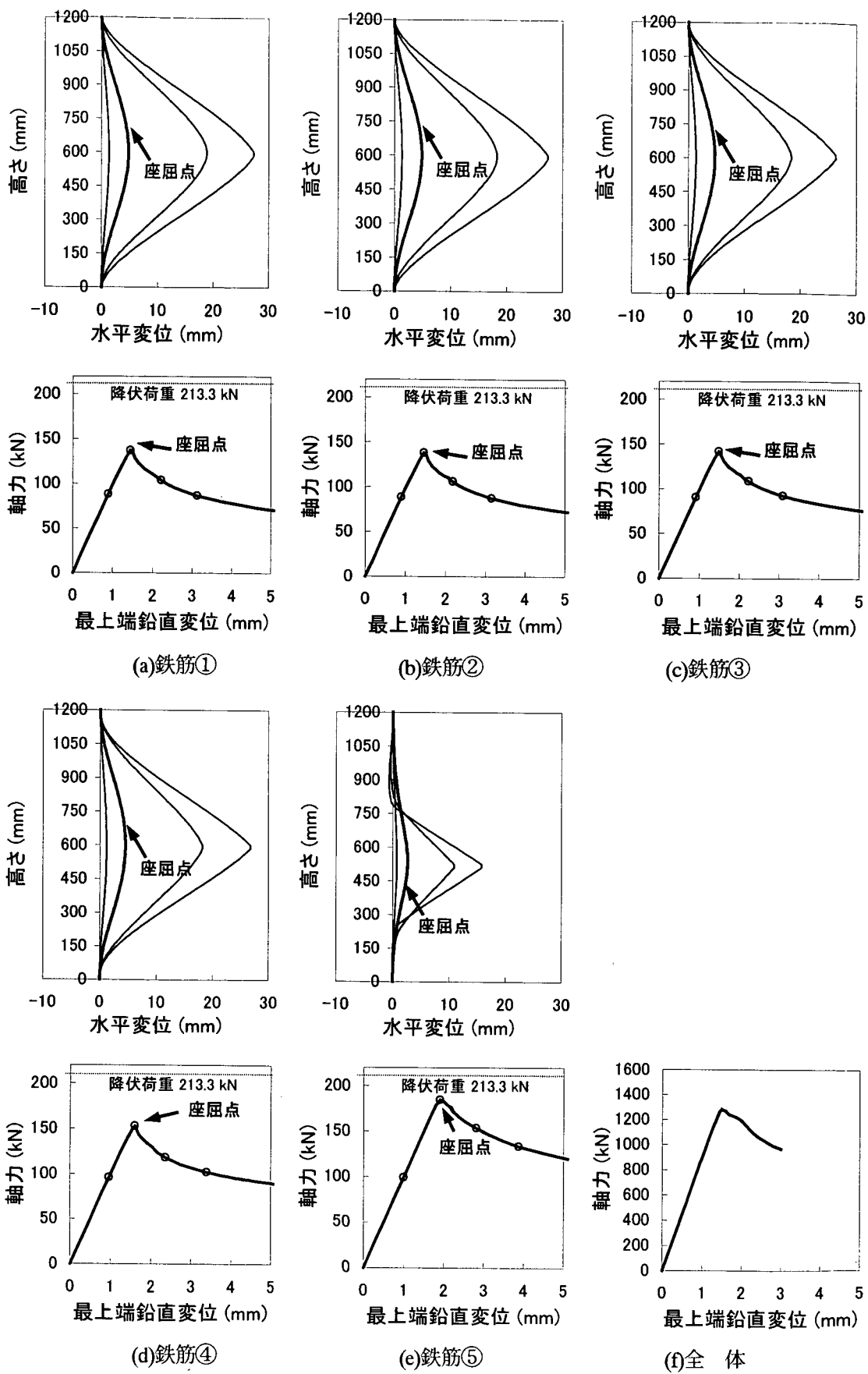


図-3.15 Case 4 の解析結果

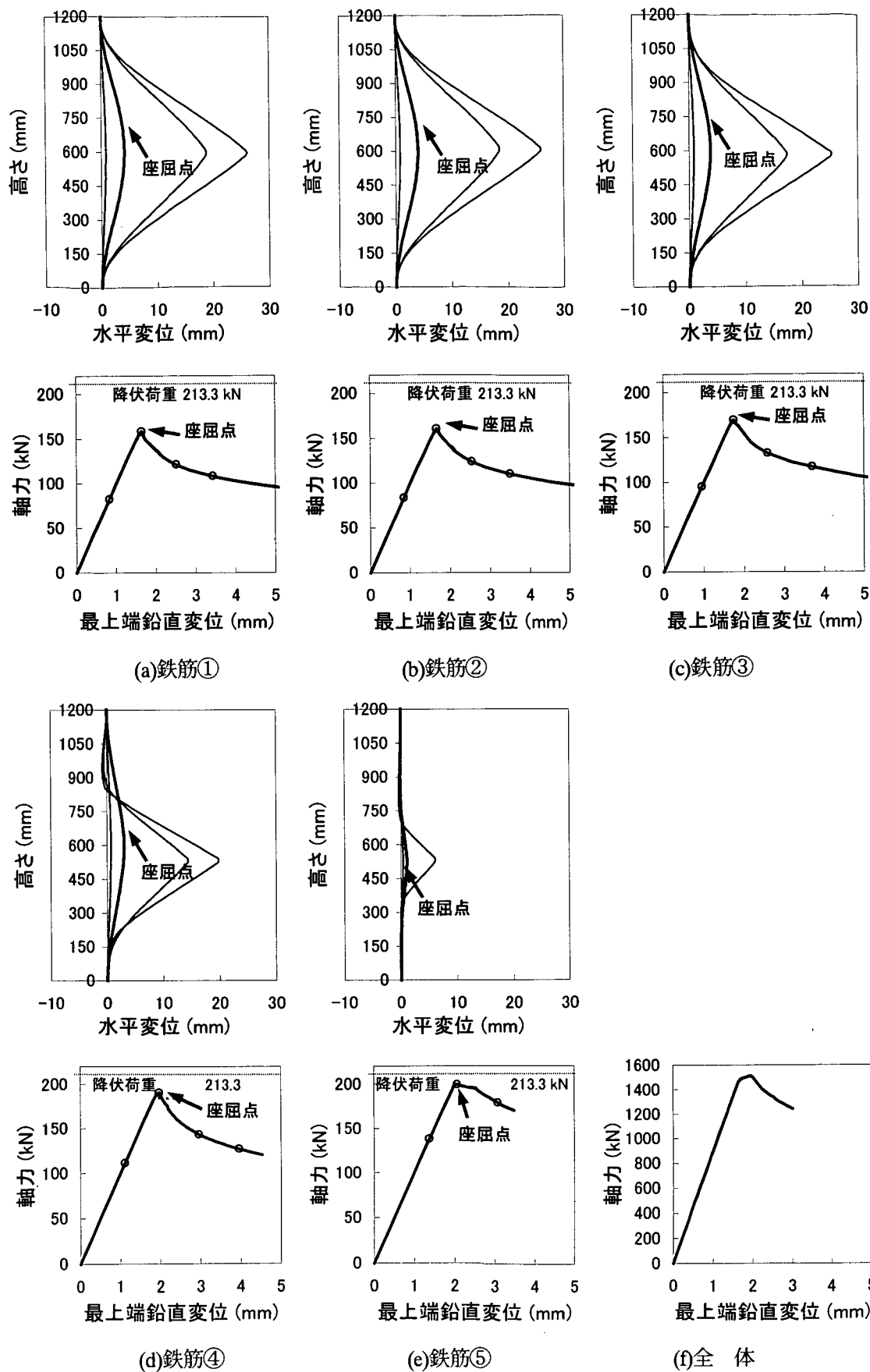


図-3.16 Case 5 の解析結果

3. 2. 4 解析による座屈荷重と実験による座屈荷重の比較

実験で計測された座屈前後の荷重－変位曲線と、解析で得られた荷重－変位曲線を比較することにより、提案した帯鉄筋のバネ定数評価方法の妥当性を検討する。ただし、実験では軸方向鉄筋上端の鉛直荷重－鉛直変位関係が直接計測されていないため、計測されている載荷点の水平荷重－水平鉛直変位関係から式(3.3)、式(3.4)によって間接的にこれを算出し、3. 2. 3で算出した解析値と比較することとした。

$$P_v = \frac{L_1}{L_2} P_H \quad (3.3)$$

$$\delta_v = \alpha \frac{L_2}{L_1} \delta_H \quad (3.4)$$

ここに、

P_H : 載荷点の水平荷重

P_v : 軸方向鉄筋上端の鉛直荷重

δ_H : 載荷点の水平変位

δ_v : 軸方向鉄筋上端の鉛直変位

L_1, L_2 : 図-3.17に示す距離

α : 変位に関する補正係数

α は治具回転部分のすべりや軸方向鉄筋定着部ナットのゆるみ等によって、載荷水平変位が100%軸方向鉄筋上端の鉛直変位に変換されない点を考慮したものであり、 $1\delta_y$ 載荷時の水平変位から換算した軸方向鉄筋伸び量の理論値 δ_1 と、このときに計測された中央3本の軸方向鉄筋における合計24ヶ所の引張ひずみの平均値 ε_y から算出した伸び量 δ_2 の比率によって式(3.5)より算出した。算出された α の値を表-3.5に示す。

$$\alpha = \delta_2 / \delta_1 \quad (3.5)$$

$$\delta_1 = \frac{L_2}{L_1} \delta_y \quad (3.6)$$

$$\delta_2 = \varepsilon_y L_o \quad (3.7)$$

ここに、

δ_y : 軸方向鉄筋の降伏時の載荷点水平変位

L_o : 軸方向鉄筋の長さ

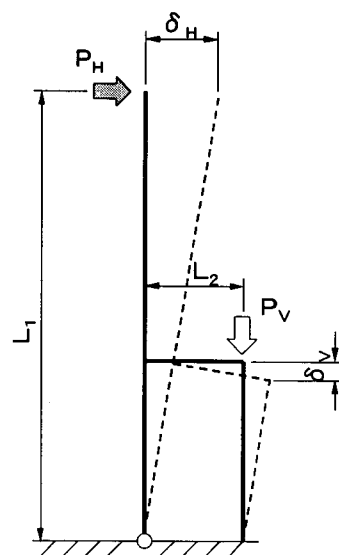


図-3.17 載荷水平変位と軸方向鉄筋鉛直変位

表-3.5 補正係数 α の値

ケース	δ_y (mm)	δ_1 (mm)	ϵ_y (μ)	δ_2 (mm)	α
Case1	29.9	6.749	1585	1.902	0.282
Case2	23.0	5.207	1370	1.643	0.316
Case3	16.2	3.671	1408	1.690	0.460
Case4	26.7	6.044	1313	1.575	0.261
Case5	30.1	6.794	1401	1.681	0.247

以上の前処理を行った後、各ケース毎に解析値と実験値の比較を行った結果を図-3.18、図-3.19 に示す。なお、荷重-変位曲線は、荷重ゼロ点において治具回転部のゆるみ（水平移動）に起因すると考えられる変位が生じていたため、荷重ゼロ点で水平変位がゼロとなるようにデータを補正した。

実験における荷重-変位曲線は第1波目の圧縮側载荷のみを描いており、荷重の最大点で座屈が生じている。曲線がなめらかでないのは、各鉄筋の座屈の発生にわずかな時間差が生じているためと考えられる。また、座屈点までの荷重-変位関係はほぼ直線であり、鉄筋が引張側で塑性化していないためにバウシンガー効果はなく、応力-ひずみ関係が線形であることを示している。

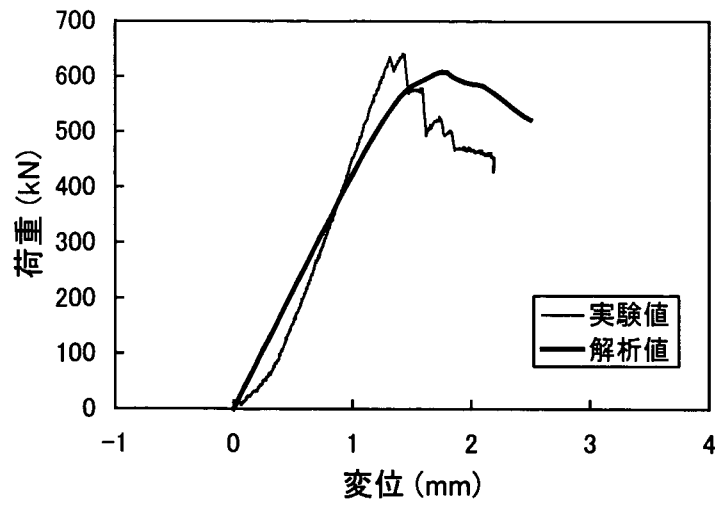
軸方向鉄筋径をパラメータとした Case1（軸方向鉄筋 D19）、Case2（軸方向鉄筋 D29）、Case3（軸方向鉄筋 D22）をみると、実験値、解析値共に鉄筋径が太いほど座屈荷重が大きくなるという傾向がよく現れていることがわかる。また、解析値と実験値の座屈荷重は概ね一致しており、式(2.2)によるバネ定数の算定方法は妥当であると考えられる。

次に、帯鉄筋径をパラメータとした Case2（帯鉄筋径 D19）、Case4（帯鉄筋径 D16）、Case5（帯鉄筋径 D22）を比較すると、解析では帯鉄筋径が大きいほど座屈荷重が大きくなっているのに対し、実験では各ケースの差が明確ではない。解析結果との比較からいえば、帯鉄筋径が最も小さい Case4 では解析値と実験値がよく一致しており、期待通りの帯鉄筋の拘束効果が発揮されているが、帯鉄筋径が大きい Case2、Case5 では、期待される拘束効果をやや下回る結果となっていると考えることができる。この原因については、初期状態において軸方向鉄筋と帯鉄筋の密着が不十分であった可能性と、帯鉄筋定着部のナットのゆるみが生じた可能性が考えられ、結果的にバネ定数が低減されたと考えることができる。特に、大きな拘束効果が期待される太径の帯鉄筋ほど、これらのゆるみの影響が顕著であったと推察される。

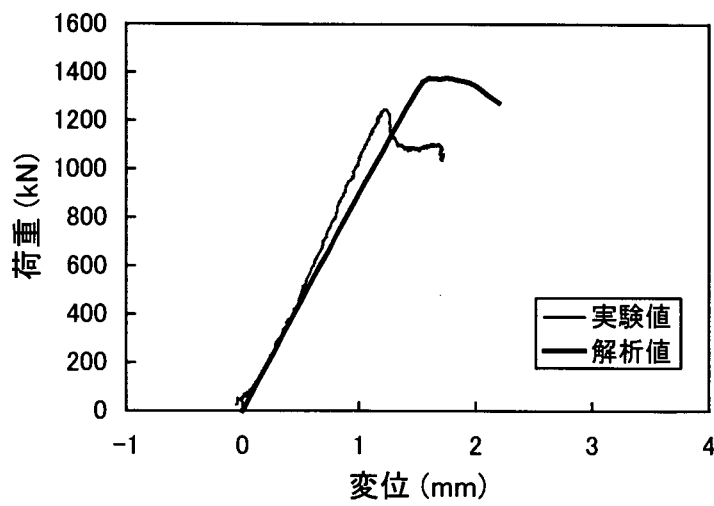
3. 2. 5 組鉄筋座屈実験及び解析のまとめ

組鉄筋の座屈実験とこれに対する解析実施した結果、座屈長に関しては実験において観察される座屈モードと同様の傾向を示す解析結果が得られた。また、座屈荷重に関しても、太径の帯鉄筋に関してやや実験値よりも解析値の方が大きくなったが、全体的には実験値と解析値が概ね一致することを確認した。

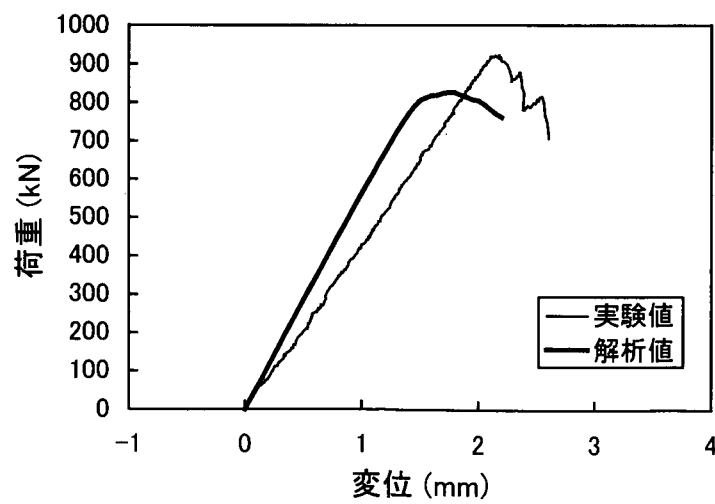
以上より、軸方向鉄筋の座屈解析において、式(2.2)で算出される帯鉄筋のバネ定数を用いることは妥当であると考えられる。



(a)case 1

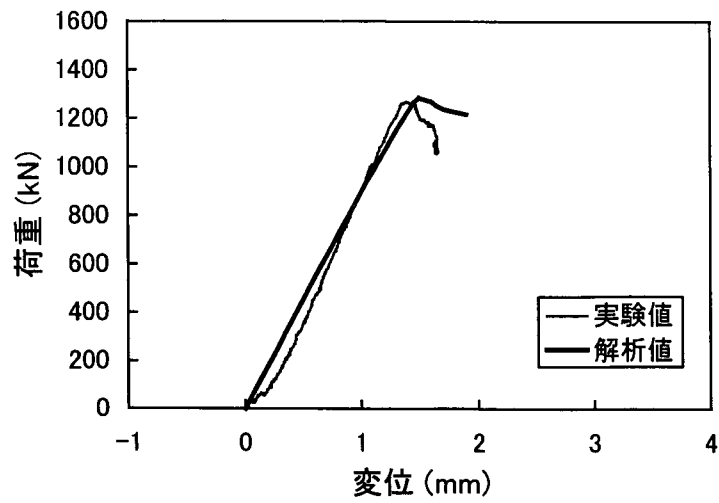


(b)case 2

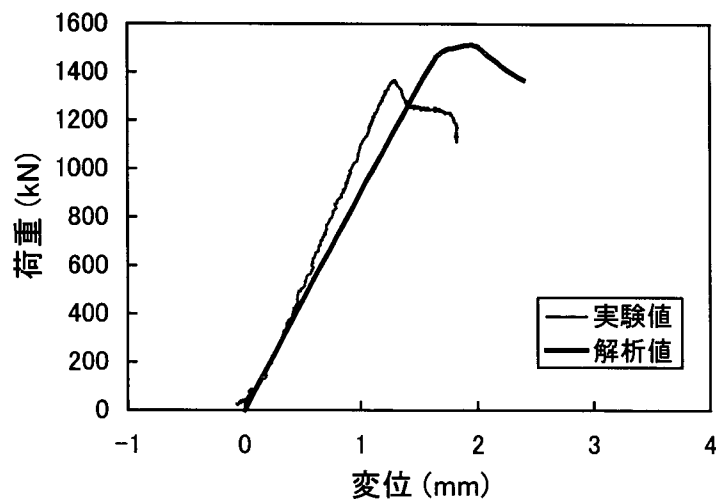


(c)case 3

図-3.18 実験値と解析値の比較 (その1)



(d)case 4



(e)case 5

図-3.19 実験値と解析値の比較 (その2)

4. 既往実験との比較解析

ここでは、2章で述べた解析手法の妥当性を検証するために、既往の正負交番載荷実験の供試体における軸方向鉄筋の座屈長との比較を行う。

4. 1 解析条件

4. 1. 1 座屈解析の対象とした既往の実験供試体

表-4.1 に本研究の座屈解析で対象とした実験供試体の一覧を示す。これらの供試体のうち、No.1～No.18 供試体は、軸方向鉄筋径及び本数、せん断支間比、横拘束筋の配筋方法等が鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能に及ぼす影響を検討するために土木研究所で実施された正負交番載荷実験^{4),5),6),19),20),21)}で用いられたものである。断面形状としては、正方形断面が11体、長方形断面が4体、円形断面が2体、インターロッキング方式の配筋を施した八角形断面が1体であり、断面寸法としては600mm程度の供試体から1200mm～2400mm幅の大規模な供試体までを含んでいる。せん断支間比としては3.0～5.76で、いずれも曲げ破壊型に設計されたものである。実験は全て変位制御であり、図-4.1(a)に示すように降伏変位 δ_y を基準変位として正負交番に基準変位の整数倍で漸増載荷が行われている。各載荷ステップにおける繰返し数はいずれの供試体も3回であり、平成8年の道示に示されているタイプⅡ地震動を対象としたものである。

また、No.19 供試体は、Stone らによって米国で実施された正負交番載荷実験²²⁾で用いられたものであり、米国流の配筋が施された実大規模の円形断面供試体である。載荷方法は変位制御であるが、載荷パターンは図-4.1(b)に示すように変則的な載荷となっているが、かぶりコンクリート剥離開始時の $4\delta_y$ （2サイクル目）までは同一載荷ステップにおける繰返し回数が少ないタイプⅡ地震動に相当する載荷と考えられる。

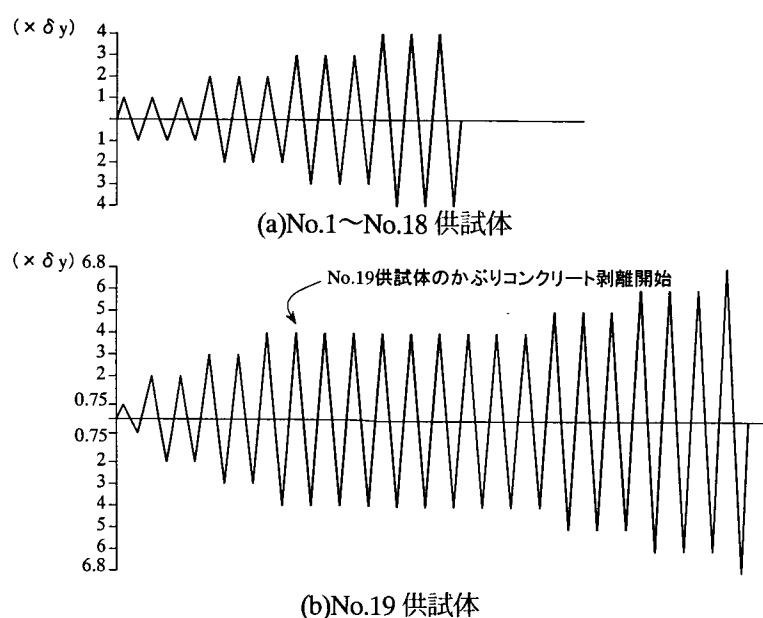


図-4.1 解析対象とした正負交番載荷実験の載荷パターン

表-4.1 実験供試体の諸元

No.	断 面		載荷高さ (mm)	せん断 支間比	軸方向鉄筋						横拘束筋					コンクリ ート強度 (N/mm ²)	軸力 (N/mm ²)	参考 文献
	形状	幅×高さ (mm)			径	段数	間隔 (mm)	かぶり (mm)	鉄筋比 (%)	降伏点 (N/mm ²)	径	間隔 (mm)	体積比 (%)	降伏点 (N/mm ²)	有効長 (mm)			
1	正方形	600×600	3010	5.02	D10	1	43	40	0.95	365	D6	75	0.32	399	536	30.1	1.00	4)
2	正方形	600×600	3010	5.02	D13	1	74	40	0.99	370	D6	75	0.32	340	539	37.2	1.00	4)
3	正方形	600×600	3010	5.02	D13	1	74	40	0.99	370	D6	150	0.16	340	539	37.2	1.00	4)
4	正方形	600×600	3010	3.00	D13	1	74	40	0.99	373	D6	150	0.16	362	536	37.4	1.00	4)
5	正方形	1200×1200	4800	4.00	D13	1	50	50	0.77	374	D6	120	0.09	323	1119	38.1	1.00	5)
6	正方形	1200×1200	4800	4.00	D13	1	50	50	0.77	374	D10	75	1.01	336	373-377	37.4	1.00	5)
7	正方形	1200×1200	4800	4.00	D16	1	50	50	1.21	375	D10	75	1.01	336	376-374	39.5	1.00	5)
8	正方形	1200×1200	4800	4.00	D19	1	50	50	1.75	328	D10	75	1.00	336	379-371	33.5	1.00	5)
9	正方形	2400×2400	9600	4.00	D35	1	122	100	1.20	424	D19	300	0.17	344	2254	33.5	0.00	6)
10	正方形	2400×2400	9600	4.00	D35	1	122	100	1.20	424	D19	150	0.89	344	698-854	32.6	0.00	6)
11	正方形	600×600	2400	4.00	D10	1	36	30	1.19	400	D6	45	1.01	389	278	39.0	0.00	6)
12	長方形	700×513	2955	5.76	D10	1.5	32	30	1.67	560	D6	38	1.49	370	216-224	39.2	1.23	19)
13	長方形	700×513	2955	5.76	D10	1	50	30	0.80	560	D6	38	1.33	370	203-250	37.8	1.23	19)
14	長方形	700×513	2955	5.76	D10	2	32	30	2.46	560	D6	38	1.49	370	216-224	41.0	1.20	19)
15	長方形	900×600	3010	5.02	D10	1	41	40	0.95	397	D6	75	0.62	361	283-270	38.8	1.00	21)
16	円形	600	3010	5.02	D10	1	41	40	1.01	397	D6	75	0.32	361	536	31.8	1.00	20)
17	円形	600	3010	5.02	D13	1	74	40	0.99	361	D6	75	0.32	361	539	37.0	1.00	20)
18	インターロッキング	1000×600	3010	5.02	D10	1	41	40	1.03	397	D6	75	0.37	361	46.8	37.4	1.00	21)
19	円形	1524	9144	6.00	44.5	1	169	89	2.00	475	15.9	88.9	0.63	493	1422	35.9	2.44	22)

注1) 横拘束筋体積比は元も長い有効長に対して算出。

注2) No.19供試体はStoneらによる米国での実験。

4. 1. 2 実験供試体の解析モデル

(1) 解析モデル

解析モデルは2章で述べたように、最外縁の軸方向鉄筋の塑性化範囲を対象とした。最外縁の軸方向鉄筋が塑性化する領域の長さは、曲げモーメントが三角形分布となる一本柱形式の鉄筋コンクリート橋脚の場合、式(4.1)で与えられる。

$$L_{sp} = (1 - M_{yo}/M_{max})h \quad (4.1)$$

ここに、

L_{sp} : 最外縁の軸方向鉄筋が塑性化する領域の長さ

M_{yo} : 初降伏曲げモーメント

M_{max} : 最大曲げモーメント

ここでは、初降伏曲げモーメントとしては解析値を用い、最大曲げモーメントとしては実験値を用いるものとした。表-4.2に、各供試体における最外縁軸方向鉄筋の塑性化領域の長さを計算した結果を示す。

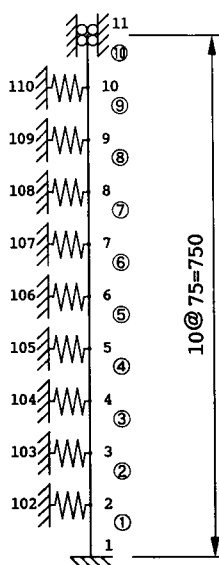
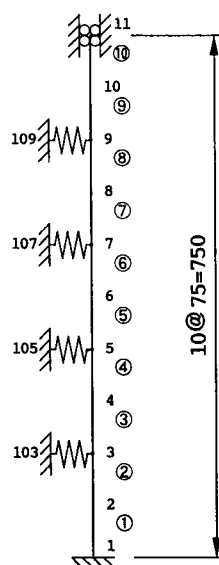
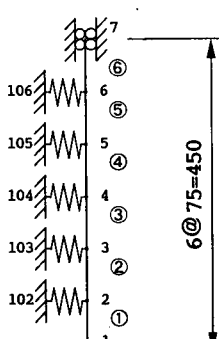
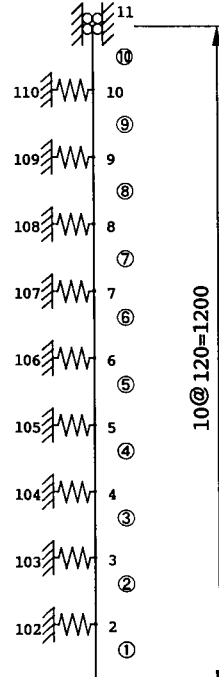
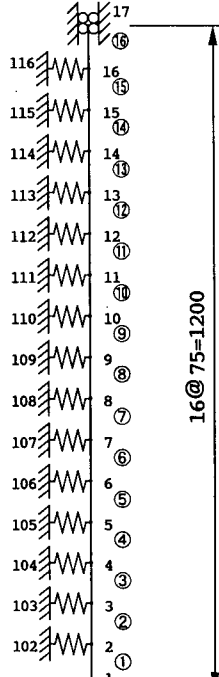
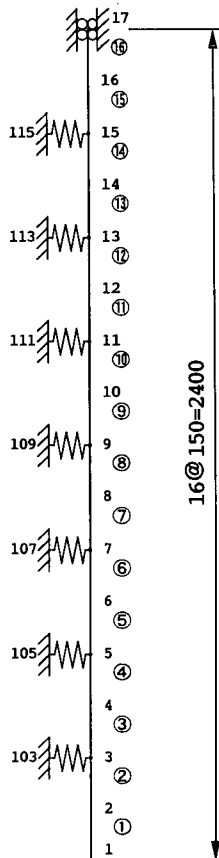
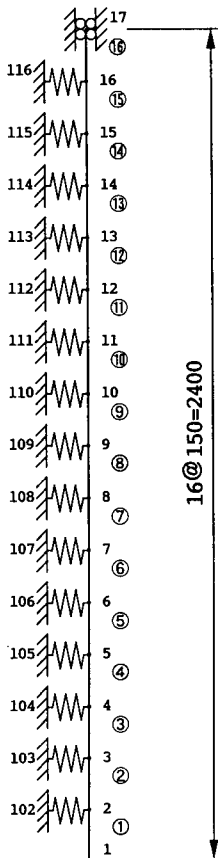
この結果を元に、各供試体の骨組モデルを表-4.3に示すように決定した。

なお、座屈長が短くなる No.16～No.18 供試体については、帯鉄筋間隔で波打つような座屈モードを防ぐために、帯鉄筋によるバネの間にさらに剛な圧縮バネを付加した。

表-4.2 各供試体の最外縁軸方向鉄筋の塑性化領域

No.	断 面		載荷高さ (mm)	せん断 支間比	初降伏モーメント M_{yo} (解析値) (N・m)	最大モーメント M_{max} (実験値) (N・m)	塑性化領域比 $1-M_{yo}/M_{max}$	塑性化領域 の長さ (mm)
	形状	幅×高さ (mm)						
1	正方形	600×600	3010	5.02	335	445	0.246	740
2	正方形	600×600	3010	5.02	353	456	0.225	678
3	正方形	600×600	3010	5.02	354	461	0.233	702
4	正方形	600×600	3010	3.00	345	469	0.264	475
5	正方形	1200×1200	4800	4.00	2440	3243	0.248	1189
6	正方形	1200×1200	4800	4.00	2424	3271	0.259	1243
7	正方形	1200×1200	4800	4.00	3358	4461	0.247	1186
8	正方形	1200×1200	4800	4.00	3952	5346	0.261	1252
9	正方形	2400×2400	9600	4.00	25406	33423	0.240	2303
10	正方形	2400×2400	9600	4.00	25175	34495	0.270	2594
11	正方形	600×600	2400	4.00	357	494	0.278	668
12	長方形	700×513	2955	5.76	678	872	0.223	658
13	長方形	700×513	2955	5.76	394	513	0.232	684
14	長方形	700×513	2955	5.76	872	1136	0.232	686
15	長方形	900×600	3010	5.02	533	727	0.266	801
16	円形	600	3010	5.02	244	334	0.270	813
17	円形	600	3010	5.02	228	328	0.305	918
18	インターロッキング	1000×600	3010	5.02	501	679	0.262	790
19	円形	1524	9144	6.00	8734	12365	0.294	2685

表-4.3 供試体柱基部の骨組モデル（その1）

No. 1、No. 2 供試体	No. 3 供試体	No. 4 供試体	
			
No. 5 供試体	No. 6~No. 8 供試体	No. 9 供試体	No. 10 供試体
			

注) 数字は節点番号、○付き数字は部材番号を示す。

(単位: mm)

表-4.3 供試体柱基部の骨組モデル (その2)

No. 11 供試体	No. 12~No. 14 供試体	No. 15 供試体	No. 16~No. 18 供試体
No. 19 供試体			

注) 数字は節点番号、○付き及び () 数字は部材番号を示す。

(単位: mm)

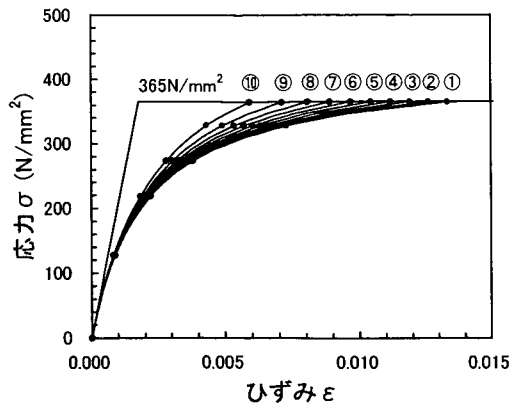
(2) 解析に用いた応力-ひずみ曲線

軸方向鉄筋の応力-ひずみ関係には2章で述べた加藤モデルの軟化曲線を用いた。この曲線を定義するためには、引張時の塑性ひずみを与える必要がある。本来であれば実験において座屈が発生する段階に計測されたひずみを用いるのが望ましいが、座屈が発生するような载荷段階では、ひずみゲージの制約や断線等によってひずみが計測されなかった供試体も多いため、本研究では最も大きな塑性ひずみが生じる橋脚基部における塑性ひずみの値を $10\varepsilon_y$ と仮定した。これは、既往の供試体で座屈が確認される载荷段階でひずみがうまく計測された供試体では、概ね $10\varepsilon_y$ 程度のひずみに達している場合が多く⁹⁾、また、3.1の座屈実験及び解析結果によれば、 $10\varepsilon_y$ の塑性ひずみを与えたケースと $20\varepsilon_y$ の塑性ひずみを与えたケースの間に顕著な差がないことから、塑性ひずみの量が軸方向鉄筋の座屈長に与える影響は小さいと考えたためである。

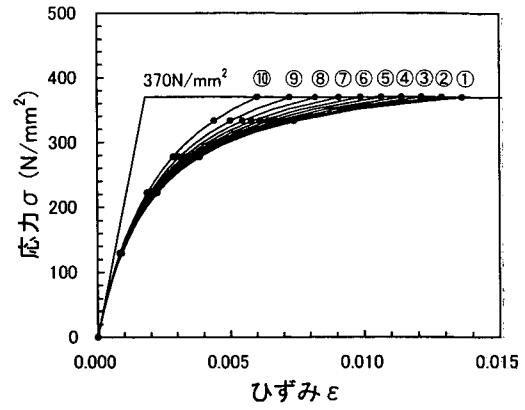
図-4.2 に解析に用いた各供試体の解析モデルにおける部材毎の応力-ひずみ曲線を示す。図中の○付き数字及び () 数字は表-4.3 における部材番号と対応している。

(3) 帯鉄筋のバネ定数

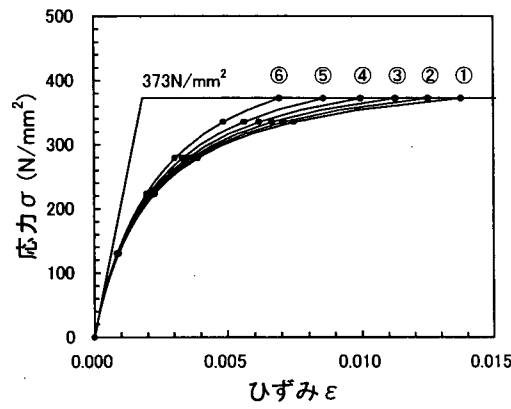
表-4.4 に式(2.2)、式(2.11)によって各供試体のそれぞれの軸方向鉄筋位置におけるバネ定数を計算した結果を示す。なお、圧縮側については十分剛なバネを与えるものとし、このバネ定数の100倍の値を用いるものとした。



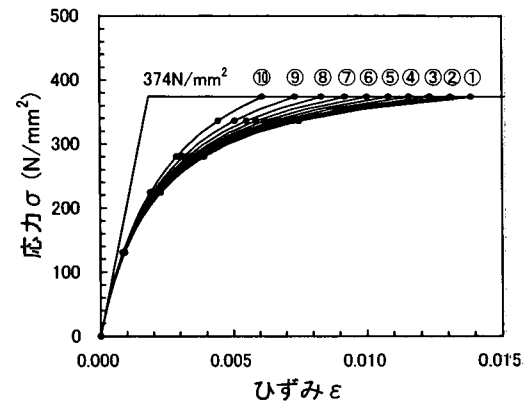
(a)No.1 供試体



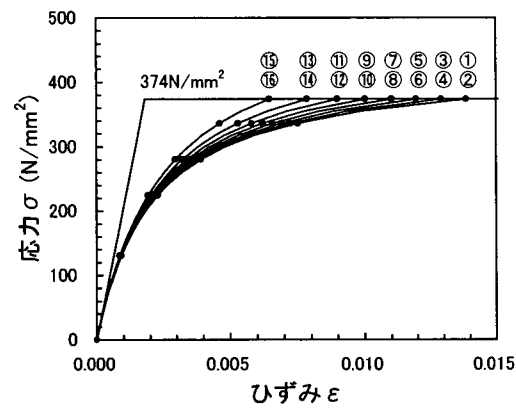
(b)No.2、No.3 供試体



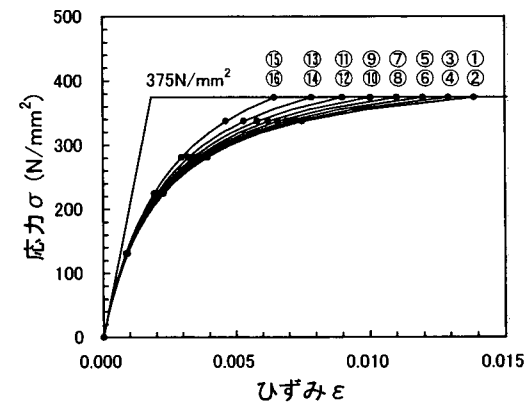
(c)No.4 供試体



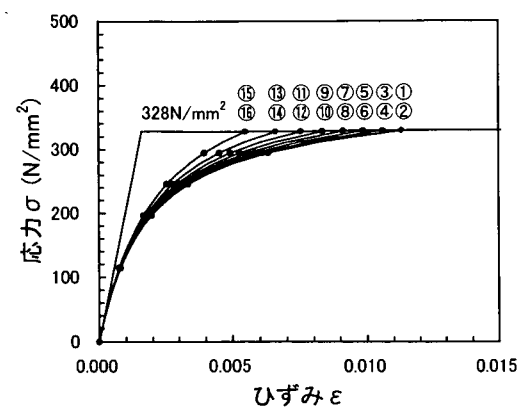
(d)No.5 供試体



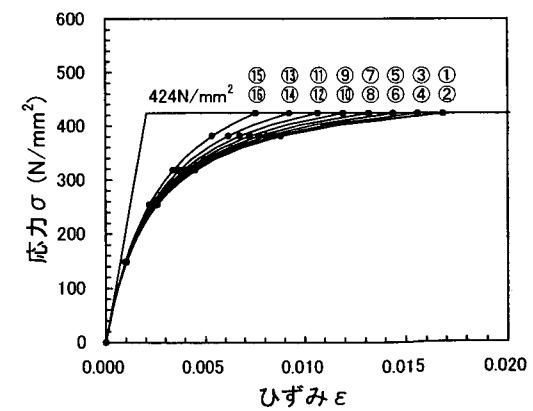
(e)No.6 供試体



(f)No.7 供試体

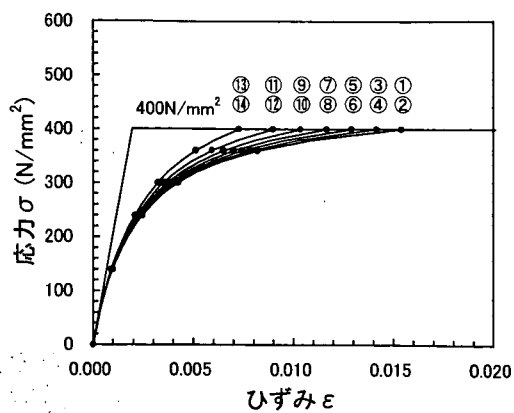


(g)No.8 供試体

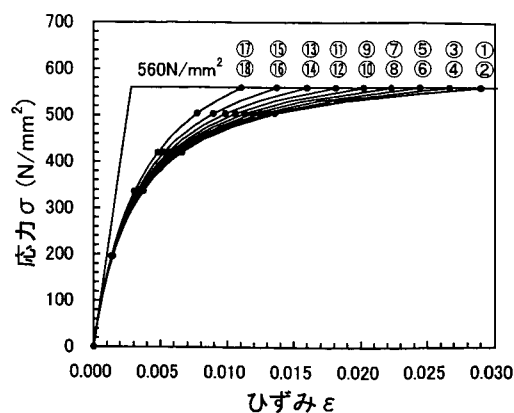


(h)No.9、No.10 供試体

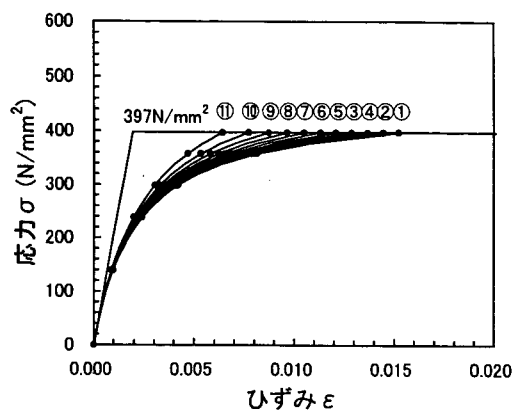
図-4.2 解析に用いた応力-ひずみ曲線 (その1)



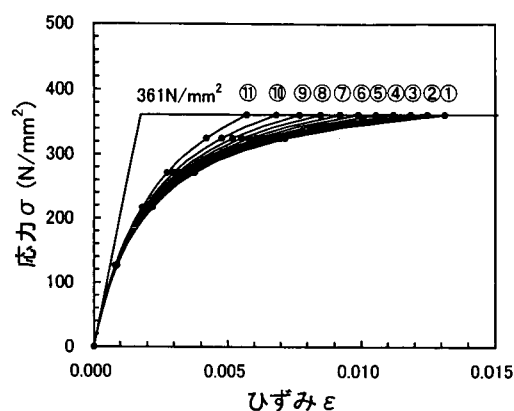
(i) No. 11 供試体



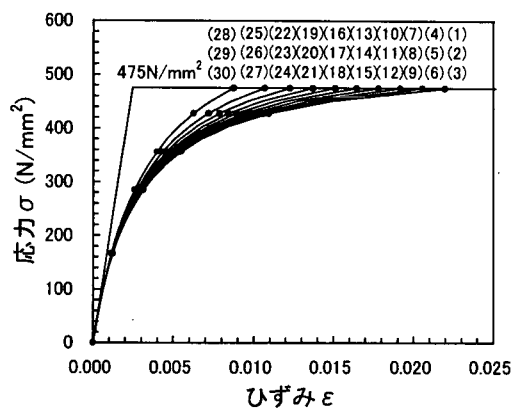
(j) No. 12, 13, 14 供試体



(k) No. 15, 16, 18 供試体



(l) No. 17 供試体



(m) No. 19 供試体

図-4.2 解析に用いた応力-ひずみ曲線 (その2)

表-4.4 帯鉄筋によるバネ定数

No.	帯鉄筋によるバネ定数 (N/mm)											
	軸方向鉄筋番号											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	*	31.06	11.02	6.37	4.65	3.93	3.73	—	—	—	—	—
2	*	24.37	9.78	6.98	—	—	—	—	—	—	—	—
3	*	24.37	9.78	6.98	—	—	—	—	—	—	—	—
4	*	31.06	11.02	6.37	4.65	3.93	3.73	—	—	—	—	—
5	*	5.29	1.72	0.90	0.58	0.42	0.33	0.28	0.25	0.23	0.22	0.21
6	*	354.32	155.21	115.60	119.83	176.37	497.19	*	373.51	127.10	81.34	71.49
7	*	339.04	151.75	113.96	118.64	175.09	494.48	*	373.51	127.10	81.34	71.49
8	*	324.79	148.40	112.35	117.47	173.83	491.80	*	373.51	127.10	81.34	71.49
9	*	43.53	14.83	8.01	5.34	4.04	3.33	2.93	2.72	2.65	—	—
10	*	673.83	336.72	313.82	507.63	*	*	261.33	140.54	118.53	—	—
11	*	147.83	62.46	44.38	42.72	54.74	107.10	715.48	*	—	—	—
12	*	132.71	83.97	80.28	112.58	307.31	*	234.15	84.29	58.54	—	—
13	*	422.46	251.68	456.24	*	246.62	109.61	—	—	—	—	—
14	*	106.17	67.18	64.22	90.06	245.85	*	195.12	70.24	48.78	—	—
15	*	141.56	61.89	46.94	51.06	83.72	343.02	*	161.09	77.85	64.15	—
16	3819.90	3303.20	2918.20	2627.20	2405.80	2237.70	2111.60	2020.00	1957.90	1921.80	1910.00	—
17	6890.30	6031.90	4868.00	4163.70	3742.20	3516.40	3445.10	—	—	—	—	—
18	3819.90	3303.20	2918.20	2627.20	2405.80	2237.70	2111.60	2020.00	1957.90	1921.80	1910.00	—
19	13723.40	12912.60	10483.80	8935.50	7937.30	7314.10	6971.20	6861.70	—	—	—	—

注1) 断面が作用対象のため、片側のみを表示。

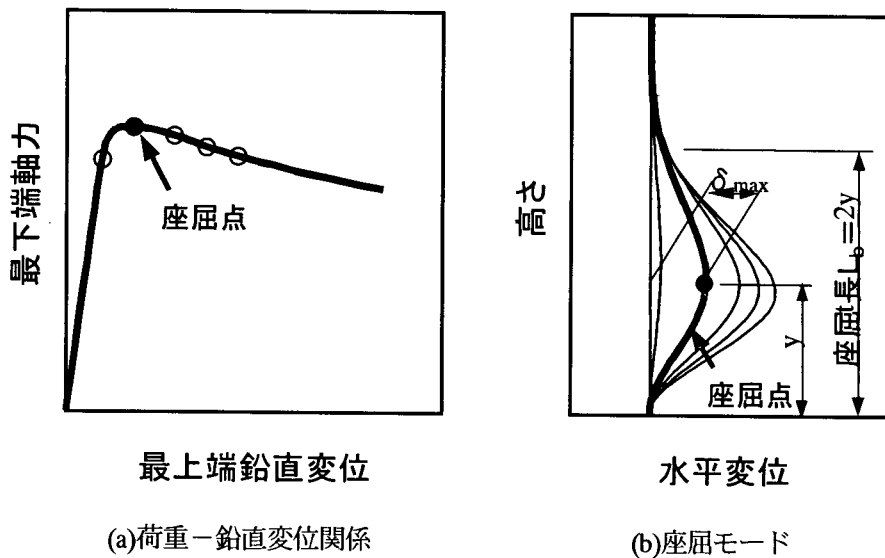
注2) *印は帯鉄筋または中間帯鉄筋位置の軸方向鉄筋を示す。

4. 1. 3 座屈長の解析値の定義

実験結果との比較解析を実施するに際し、解析結果に基づいて座屈長の解析値をどのように評価するかが重要である。

座屈解析を実施すると、図-4.3(a)のような荷重と鉛直変位の関係が得られる。ここで、荷重とは最も軸力が大きくなるモデル下端の軸力を、また、変位とは最も鉛直変位が大きくなるモデル上端の鉛直変位を考える。この荷重-変位曲線において荷重が最大に達する●で示した点が座屈点であり、このときのモデルの変形状態は図-4.3(b)の太線のように表される。また、同図に示した細線で描かれる変形状態は座屈点の鉛直変位を 1δ としたときの、 0.5δ 、 1.5δ 、 2δ 、 2.5δ の変位を表しており、図-4.3(a)の○で示した点に対応している。図-4.3(b)をみると座屈点で急激に水平変位が増加し、座屈後はこのモードをほぼ保ちながら変形が進んでいくことがわかる。

そこで、本研究では、太線で示される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-4.3(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倍とすることにした。ただし、ここで定義した座屈長は座屈に伴う軸方向鉄筋のはらみだし範囲を意味するものであり、部材の変曲点間長さを表す有効座屈長の概念とは異なることに注意する必要がある。



最上端鉛直変位

水平変位

(a)荷重-鉛直変位関係

(b)座屈モード

図-4.3 座屈解析結果の一例と座屈長の解析値定義

4. 2 矩形断面供試体に対する比較解析

4. 2. 1 かぶりコンクリートの影響を無視した解析

表-4.1 に示した供試体のうち、正方形断面及び長方形断面供試体に対して前述した方法で座屈解析を実施した。図-4.4 に各供試体の解析結果と実験時に描かれた橋脚基部の最終損傷図を並べて示す。解析結果は各供試体毎のそれぞれの軸方向鉄筋に対して前述の条件で座屈解析を実施し、座屈が発生したときの変形状況を実際の5~20倍のスケールで描いたものである。なお、橋脚基部最終損傷図におけるM面とは最初の載荷において圧縮側となる面、P面とは最初の載荷において引張側になる面のことである。以下、図-4.4 について考察する。

No.1~No.4 供試体は断面寸法 600mm の正方形断面供試体である。まず、No.1 供試体と No.2 供試体では軸方向鉄筋径がパラメータとなっており、No.1 供試体が D10、No.2 供試体が D13 である。ただし、軸方向鉄筋比は約 1.0%に統一されている。次に No.3 供試体は、No.2 供試体に対して帯鉄筋径を変えずに帯鉄筋間隔を2倍にしたものであり、横拘束筋体積比としては No.2 供試体が 0.32%、No.3 供試体が 0.16%となっている。また、No.4 供試体は、No.1 供試体と同一の配筋条件の元でせん断支間比を短くしたものである。

解析結果と損傷図を比べると、いずれの供試体でも解析で得られた座屈長は実験値よりも長くなっていることがわかる。この理由としては、後述するように解析においてかぶりコンクリートの影響を無視していることが挙げられ、このシリーズに対しては解析と実験の整合性があまり良くないといえる。また、No.1 供試体と No.2 供試体を比較すると、損傷図では軸方向鉄筋径の違いに起因する座屈長の違いが認められるが、解析結果には大きな差が生じていない。これは No.1 供試体と No.2 供試体の軸方向鉄筋比が同一であるために、軸方向鉄筋径が太い場合は本数が少なくなり、帯鉄筋が与える軸方向鉄筋1本当たりの拘束バネの値が大きくなった結果、解析において軸方向鉄筋径の影響が緩和されたためである。

No.5~No.8 供試体は断面寸法 1200mm の正方形断面供試体である。No.5 供試体と No.6 供試体では横拘束筋体積比がパラメータとなっており、No.6 供試体が 1.01%であるのに対し、No.5 供試体は 0.09%と非常に低拘束である。また、No.6~No.8 供試体は軸方向鉄筋径がパラメータで、それぞれ D13、D16、D19 となっており、軸方向鉄筋比、横拘束筋体積比はほぼ同一である。

まず、No.6~No.8 供試体について各解析結果を比較すると、軸方向鉄筋径が大きくなるにつれて座屈長が長くなる傾向にあることがわかる。この結果は損傷図ともよく一致している。一方、低拘束の No.5 供試体における解析結果は過大な座屈長を与えており、損傷図との整合性が良くない。

No.9、No.10 供試体は断面寸法 2400mm の実大橋脚レベルの正方形断面供試体であり、パラメータは横拘束筋比である。No.9 供試体は平成8年道示よりも前に設計された橋脚を想定したもので、横拘束筋体積比が 0.17%と小さい。これに対し、No.10 供試体は平成8年道示に基づいて設計された橋脚で、横拘束筋体積比は 0.89%となっている。また、No.11 供試体は寸法効果の影響を検討するために、No.10 供試体を 1/4 にスケールダウンした供試体である。

このシリーズにおいても、低拘束の No.9 供試体では過大な座屈長を与えていることがわかる。これに対し、No.10 供試体及び No.11 供試体は解析された座屈長と損傷図は比較的一致している。

No.12～No.14 供試体は降伏点 560N/mm^2 の高強度鉄筋を用いた断面寸法 $700\times 513\text{mm}$ の長方形断面供試体であり、パラメータとしては軸方向鉄筋本数のみで、No.12 供試体が 1.5 段配筋、No.13 供試体が 1 段配筋、No.14 供試体が 2 段配筋となっている。解析では、これらの違いを式(2.2)における軸方向鉄筋本数 n の違いとして考慮し、バネ定数の値に反映させるものとした。また、横拘束筋体積比は 1.33～1.49% で非常に大きな拘束が与えられている。

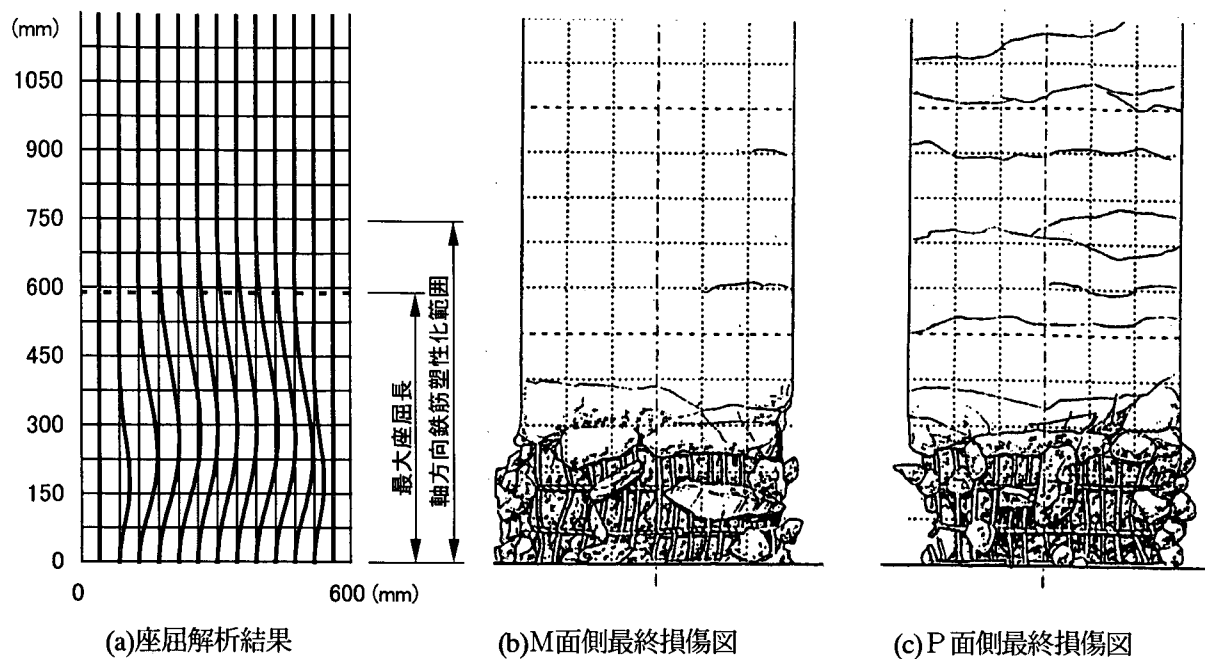
解析結果をみると、軸方向鉄筋の段数が多い No.14 供試体では座屈長が長く算定され、逆に段数が少ない No.13 供試体では座屈長が短く算定されていることがわかる。また、この結果は損傷図ともよく一致している。

また、No.15 供試体はインターロッキング式断面の No.18 供試体との比較のために用いられたものであり、中間帯鉄筋が 2 本配置されて十分な拘束が与えられている。解析結果と損傷図は比較的一致している。

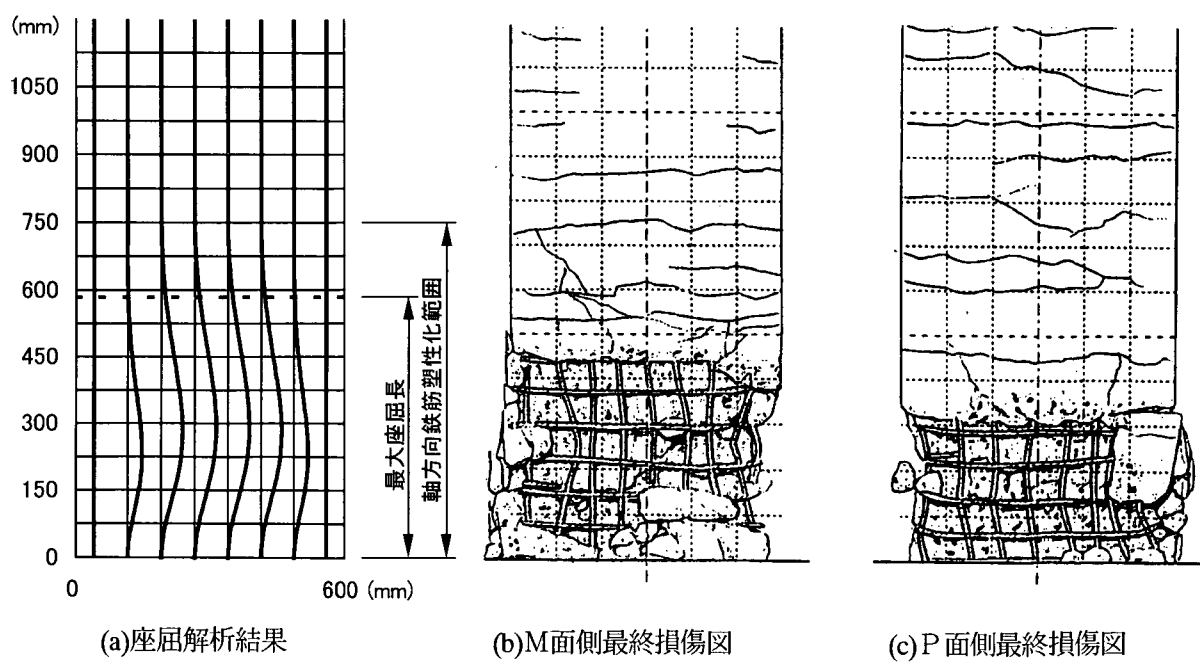
以上の結果をまとめると、断面が横拘束筋によって十分拘束された供試体については解析結果と損傷図の整合性が良いが、中間帯鉄筋がない場合や帯鉄筋間隔が大きいような低拘束の供試体では座屈長の解析結果が過大になっているといえる。

図-4.5 では各供試体毎の最大座屈長に着目し、横拘束筋体積比が 1 %未満の供試体と 1 %以上の供試体にグループ分けをして、解析値と実験値の関係を比較した。ただし、実験における最大座屈長については、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、表-4.5 に示すように帯鉄筋間隔の倍数として判読した値とした。また、図中にはそれぞれのグループに対して原点を通る直線で回帰分析した結果とこのときの相関係数を併記した。これによれば、横拘束筋体積比が 1 %以上の場合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 0.586 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。

このように横拘束筋体積比の違いによって座屈長の解析精度に違いが生じる理由は、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、横拘束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、その影響は無視し得るが、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^{12),23)}。

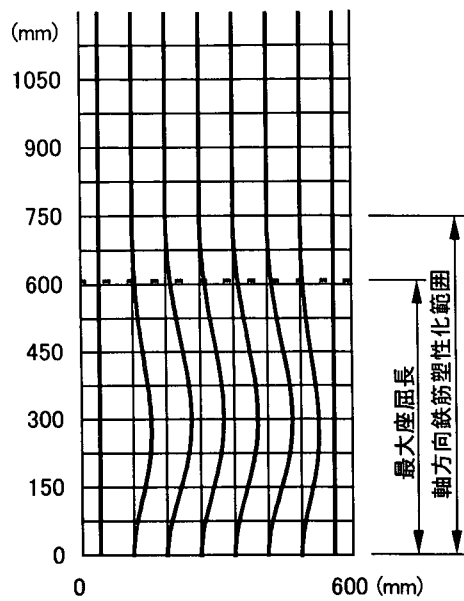


(1)No.1 供試体

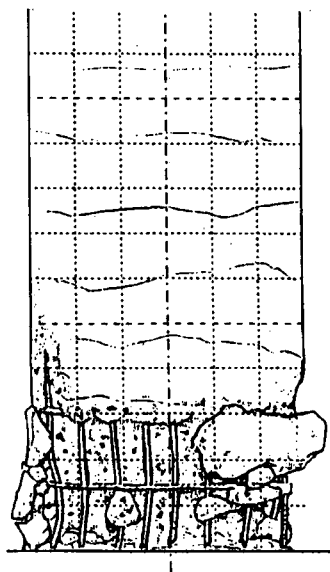


(2)No.2 供試体

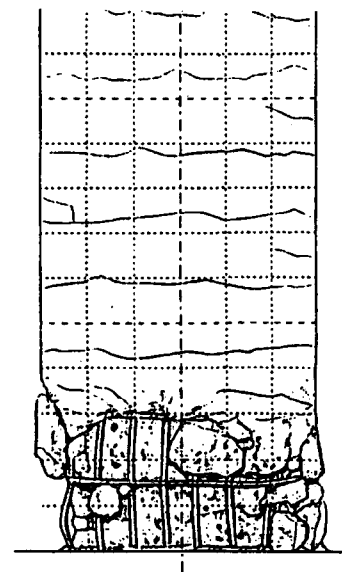
図-4.4 かぶりコンクリートの影響を無視した矩形断面供試体に対する座屈解析結果と橋脚基部最終損傷図の比較 (その1)



(a)座屈解析結果

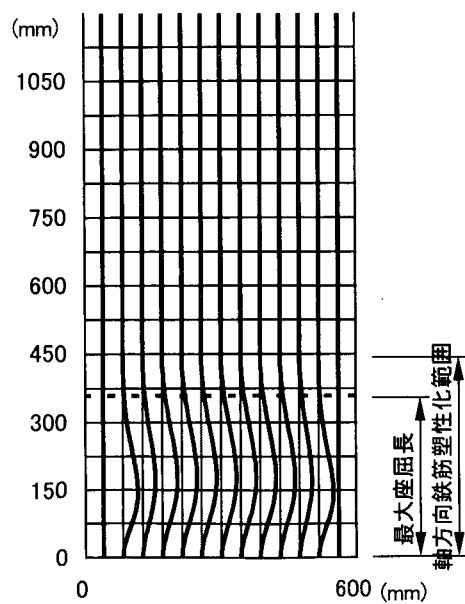


(b)M面側最終損傷図

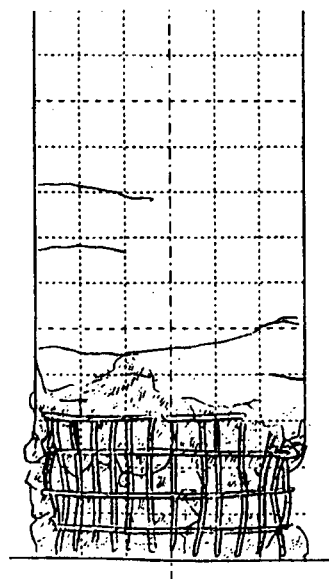


(c)P面側最終損傷図

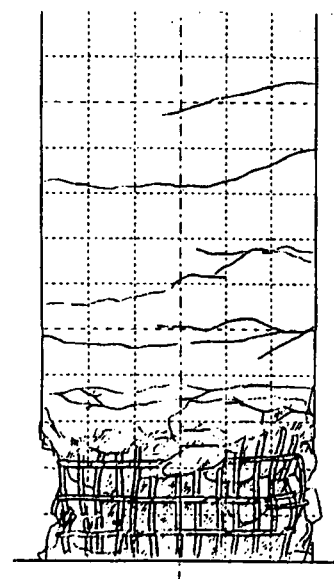
(3)No.3 供試体



(a)座屈解析結果



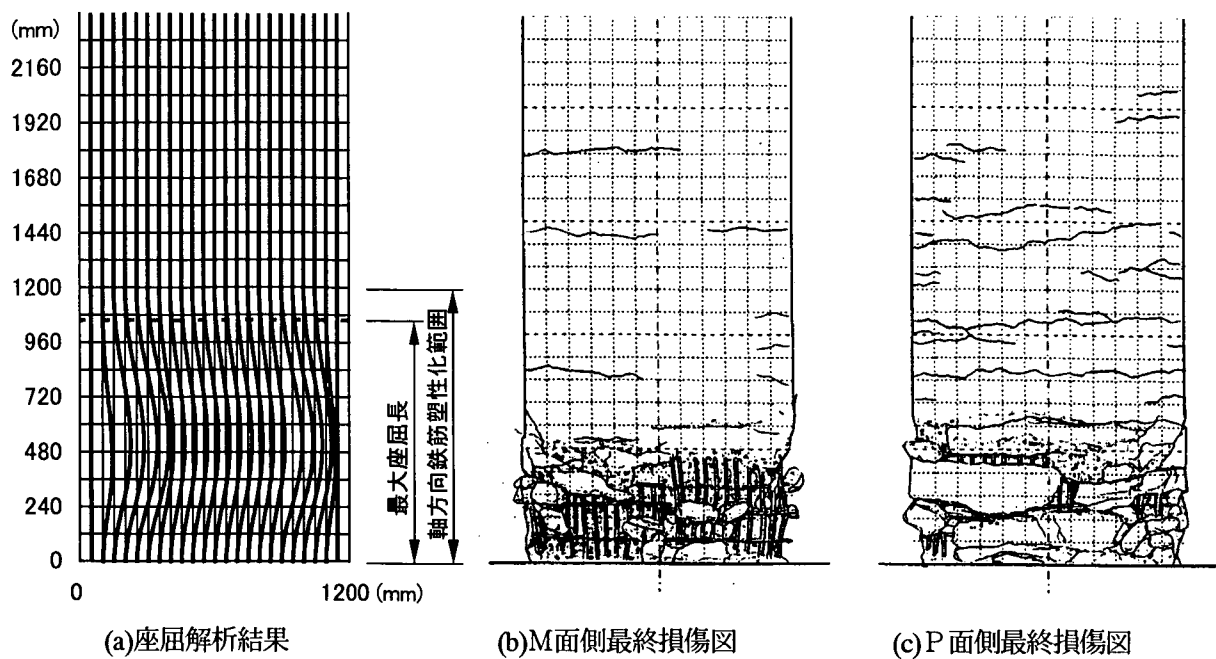
(b)M面側最終損傷図



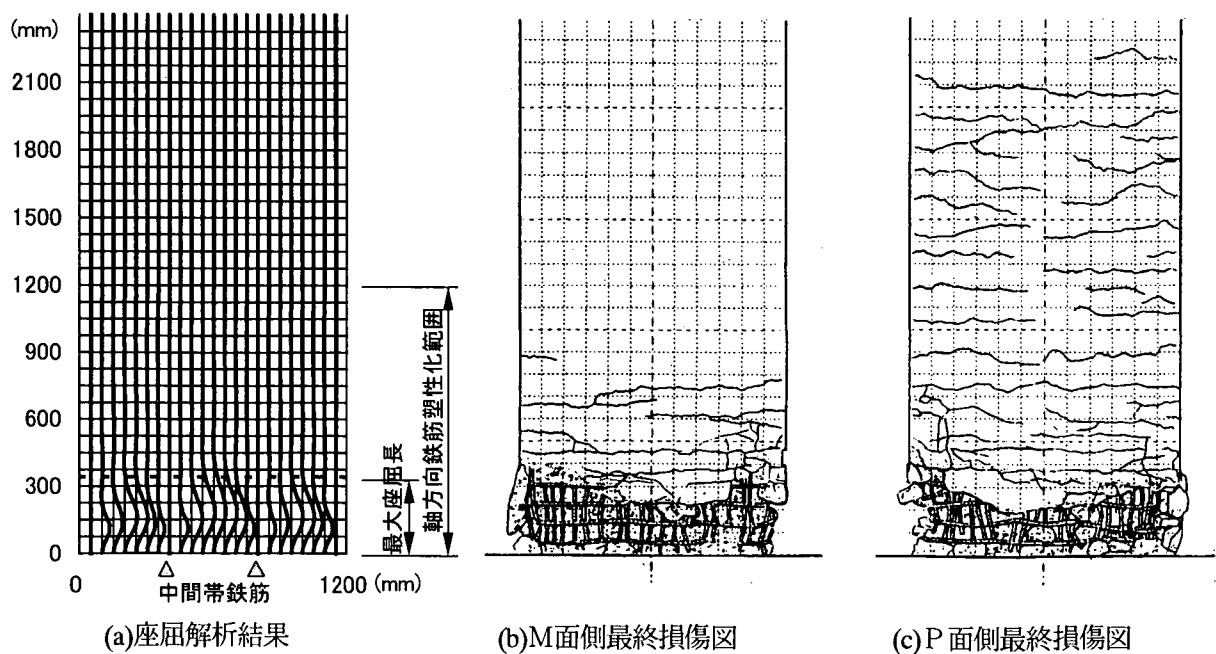
(c)P面側最終損傷図

(4)No.4 供試体

図-4.4 かぶりコンクリートの影響を無視した矩形断面供試体に対する座屈解析結果と橋脚基部最終損傷図の比較 (その2)

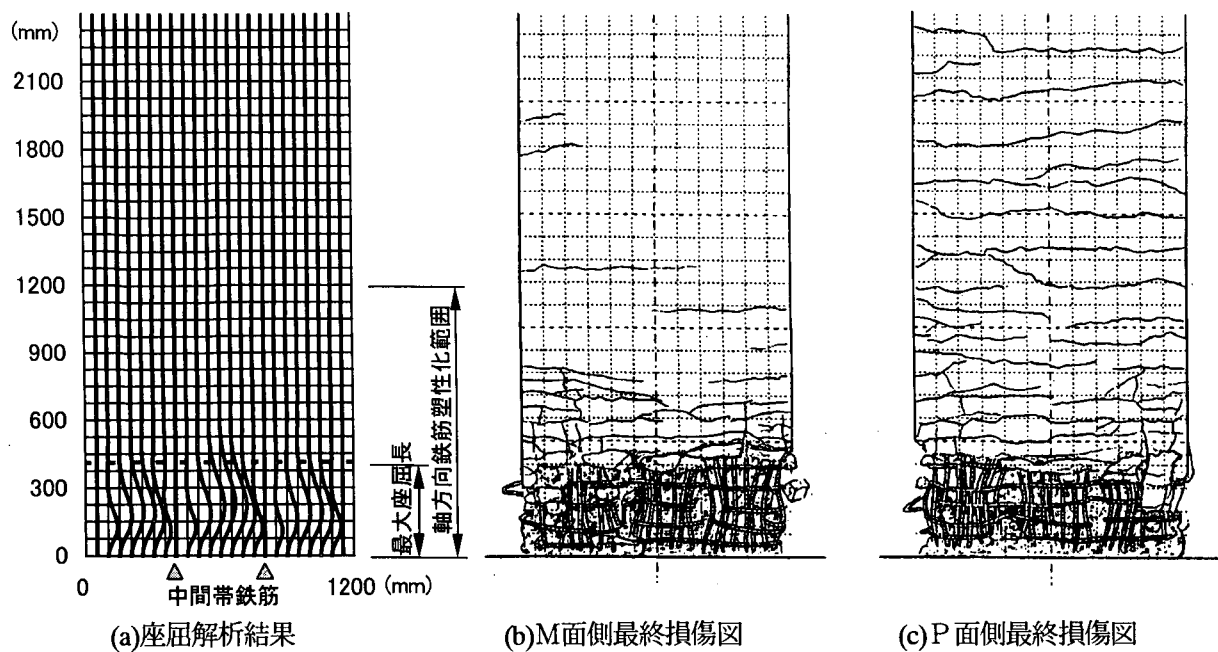


(5)No.5 供試体

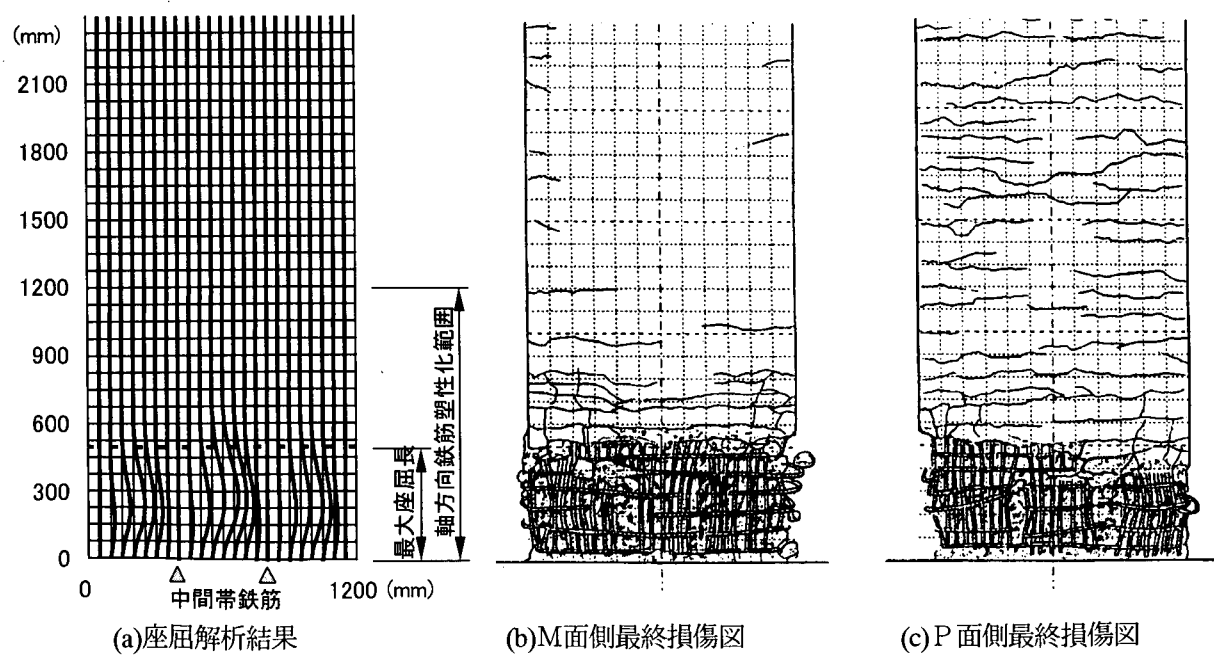


(6)No.6 供試体

図-4.4 かぶりコンクリートの影響を無視した矩形断面供試体に対する座屈解析結果と橋脚基部最終損傷図の比較 (その3)

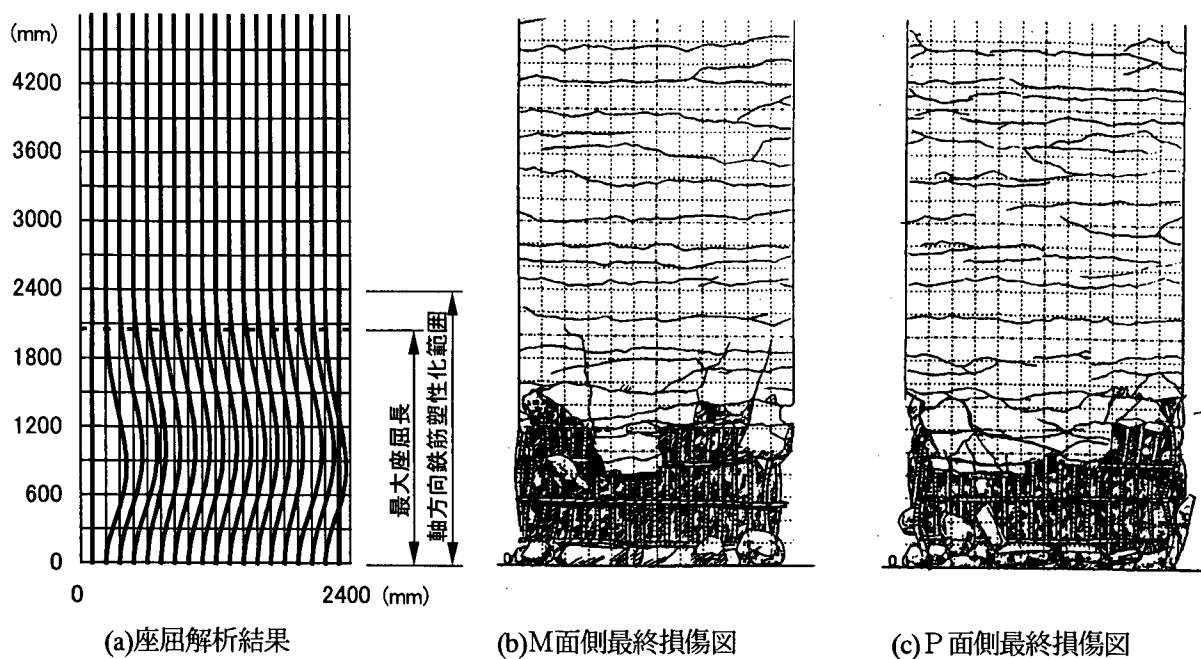


(7)No.7 供試体

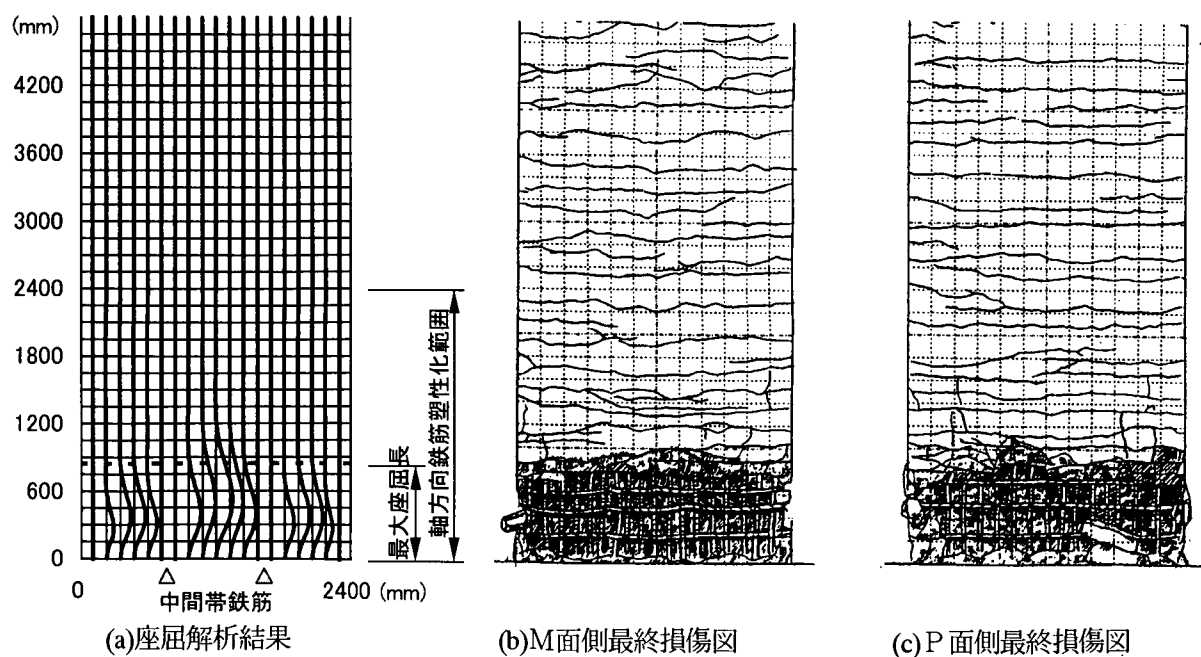


(8)No.8 供試体

図-4.4 かぶりコンクリートの影響を無視した矩形断面供試体に対する座屈解析結果と橋脚基部最終損傷図の比較 (その4)

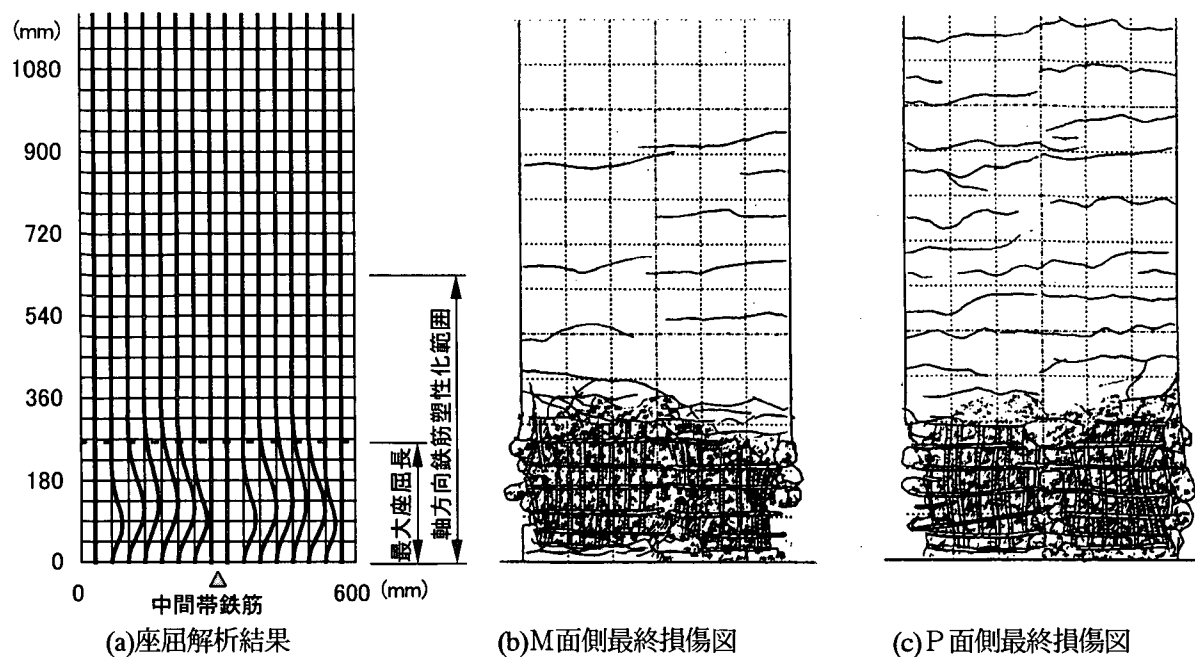


(9)No.9 供試体

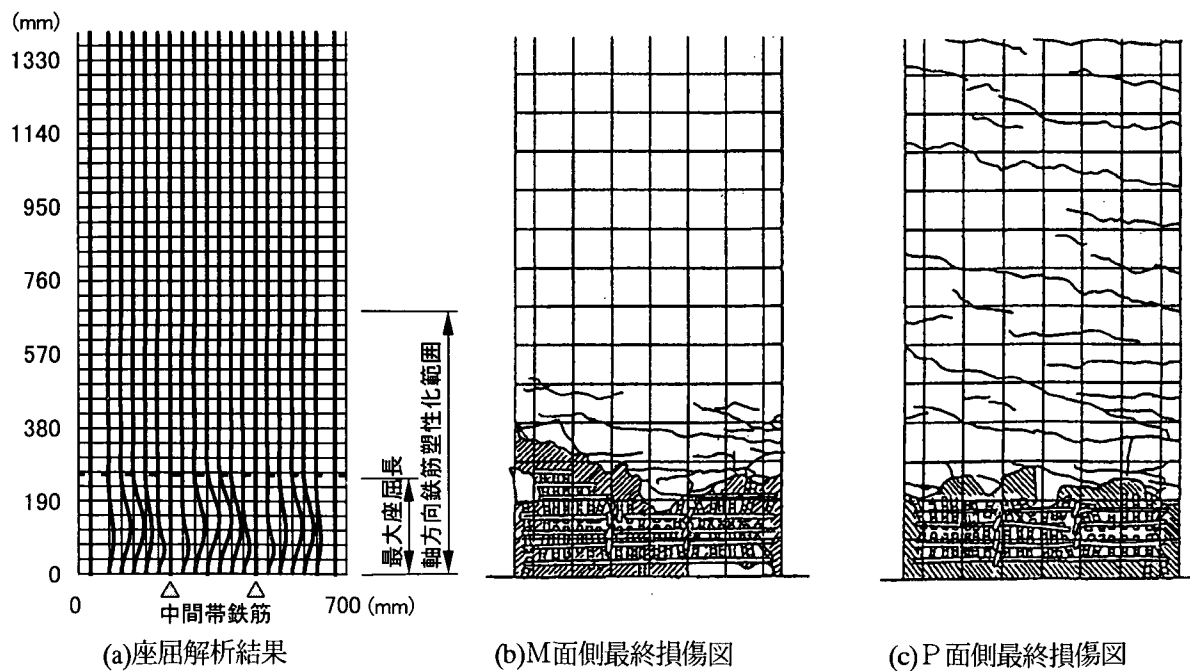


(10)No.10 供試体

図-4.4 かぶりコンクリートの影響を無視した矩形断面供試体に対する座屈解析結果と橋脚基部最終損傷図の比較 (その5)

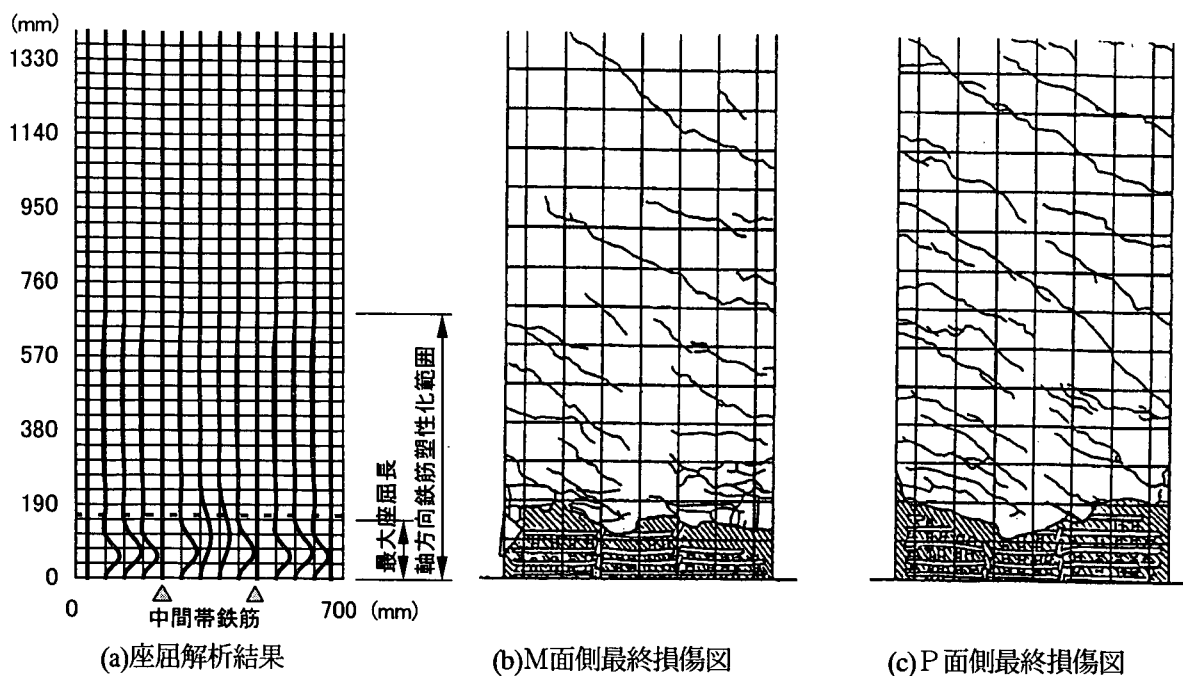


(11)No.11 供試体

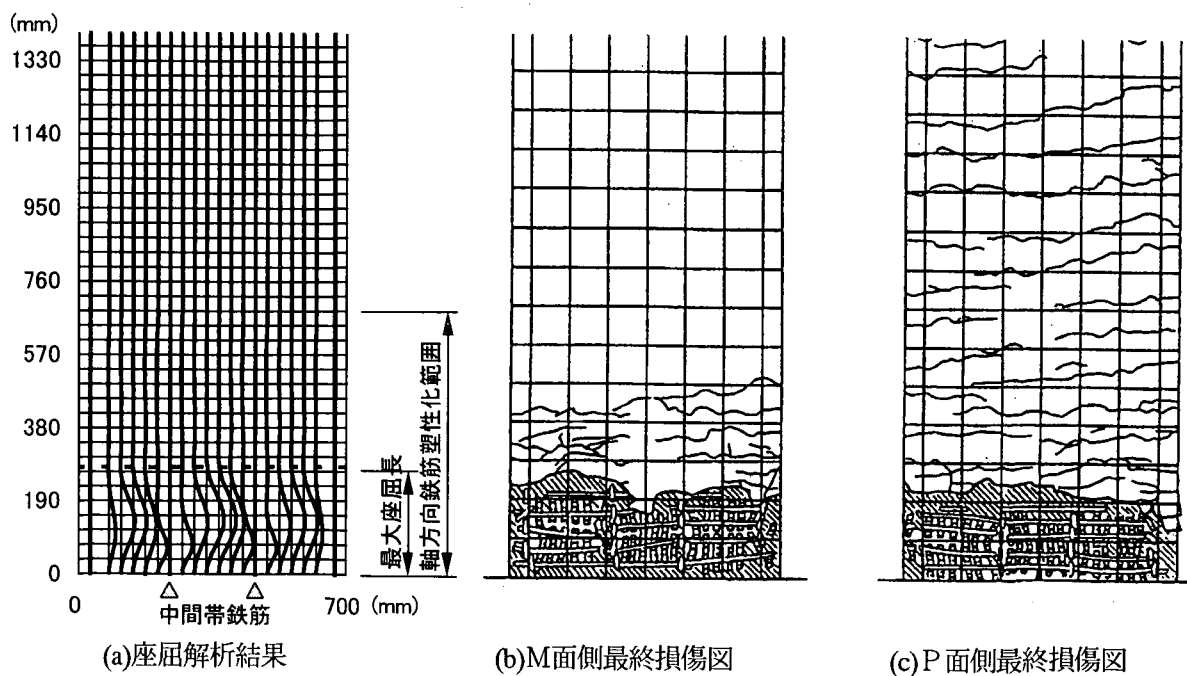


(12)No.12 供試体

図-4.4 かぶりコンクリートの影響を無視した矩形断面供試体に対する座屈解析結果と橋脚基部最終損傷図の比較 (その6)

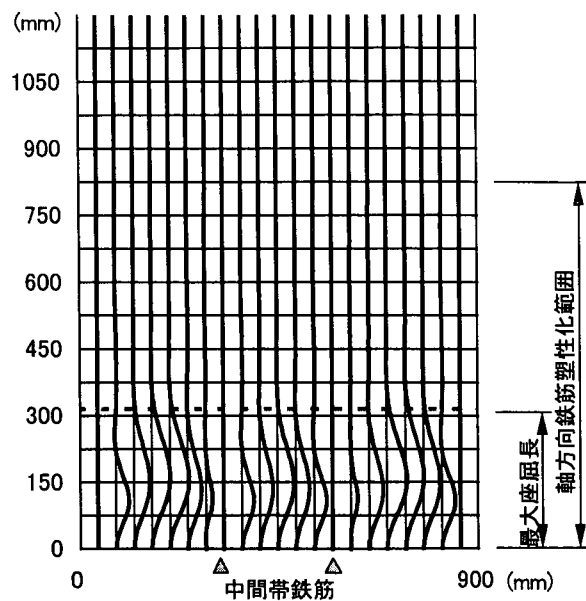


(13)No.13 供試体

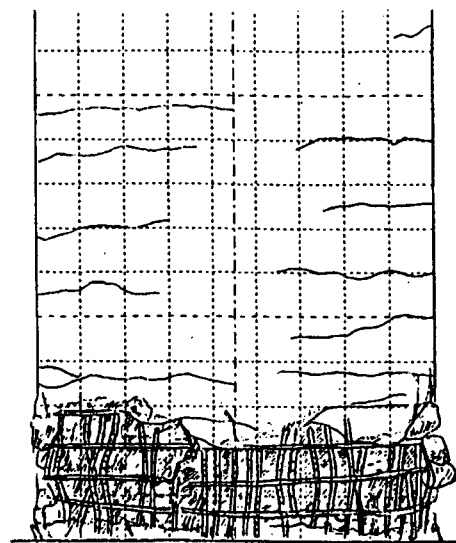


(14)No.14 供試体

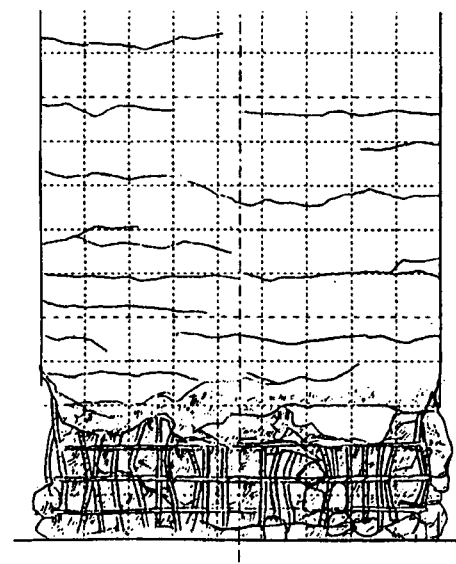
図-4.4 かぶりコンクリートの影響を無視した矩形断面供試体に対する座屈解析結果と橋脚基部最終損傷図の比較 (その7)



(a)座屈解析結果



(b)M面側最終損傷図



(c)P面側最終損傷図

(15)No.15 供試体

図-4.4 かぶりコンクリートの影響を無視した矩形断面供試体に対する座屈解析結果と橋脚基部最終損傷図の比較 (その8)

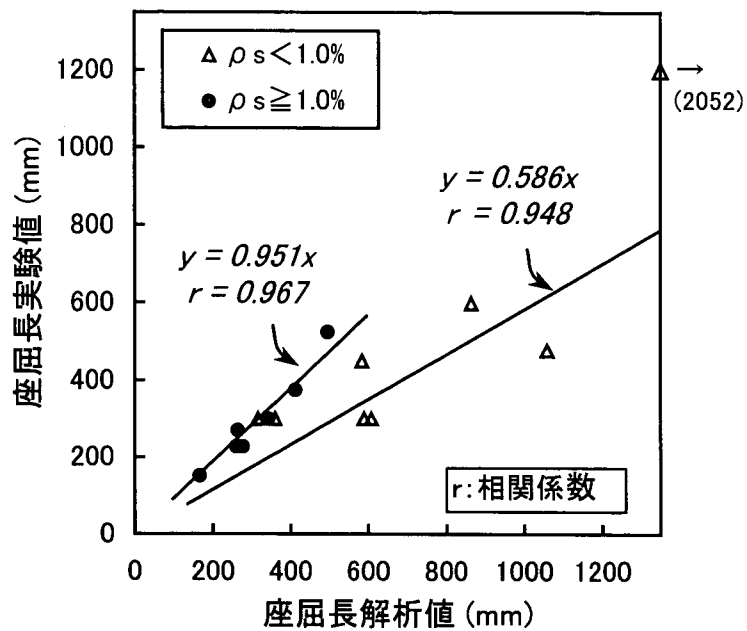


図-4.5 最大座屈長に対する実験値と解析値の比較
(かぶりコンクリートの影響無視)

表-4.5 実験における座屈長判読値と最大座屈長
解析値 (かぶりコンクリートの影響無視)

供試体 No.	実験結果から 判読した 座屈長 (mm)	解析による 最大座屈長 (かぶり無視) (mm)
1	300	589
2	450	584
3	300	608
4	300	359
5	480	1058
6	300	342
7	375	412
8	525	496
9	1200	2052
10	600	864
11	270	264
12	228	260
13	152	166
14	228	277
15	300	315

4. 2. 2 かぶりコンクリートの影響について

前節の解析結果より、横拘束筋による拘束が弱い場合にはかぶりコンクリートの影響を無視できないことが明らかになった。そこで、ここでは座屈解析においてかぶりコンクリートの影響を考慮する方法について検討する。

(1) 島らの研究

かぶりコンクリートの拘束力を定量的に評価した研究としては島らの研究²⁴⁾がある。島らは引張試験機を用いて、コンクリート中に鉄筋を埋め込んだ供試体から、かぶり方向に鉄筋を引き出す実験を行った。実験のパラメータは、コンクリート強度、かぶり厚さ、鉄筋径、鉄筋間隔の4つであり、これらを変化させて行った実験の結果は式(4.2)のように整理されている。なお、式(4.2)は実験結果の回帰式であるため、ここでは取って原文の単位系のまま示した。

$$R_c = 0.817(f'_c/10)^{2/3} \cdot c \cdot D \cdot C_w \quad (4.2)$$

ここに、

R_c : 鉄筋1本についての単位長さあたりの抵抗力 (kgf/cm)

f'_c : コンクリートの圧縮強度 (MPa)

c : かぶり厚さ/ D

D : 鉄筋径 (cm)

C_w : 鉄筋間隔の影響を表すものであり、式(4.3)で与えられる。

C_s : 鉄筋間隔 (cm)

$$C_w = \begin{cases} 1.0 & (C_s \geq 3.5D) \\ 0.186 C_s / D + 0.338 & (C_s < 3.5D) \end{cases} \quad (4.3)$$

ここで、式(4.2)の意味を考えてみると、コンクリート強度の $2/3$ 乗に比例する「単位面積当りの抵抗力」に「かぶりの影響に関する係数 c 」と「鉄筋間隔の影響に関する係数 C_w 」を乗じて補正し、反力作用幅である「鉄筋径 D 」を乗じて「単位長さ当りの抵抗力」を算定していることになる。

(2) かぶりコンクリートの影響をバネとして考えたときの定式化

式(4.2)ではかぶりコンクリートの影響が「抵抗力」として表されている。しかしながら、本研究で実施している座屈解析にかぶりコンクリートの影響を取り入れるためには、帯鉄筋のモデル化と同様に「バネ」として考慮した方が都合が良い。「抵抗力」と「バネ」は物理的には別のものであるが、工学的には両者が相関を持つ場合も多い。例えば、土などがその代表的な例であり、一般的にせん断強度が小さい地盤では地盤反力係数すなわち「バネ」も小さいが、せん断強度が高い地盤では地盤反力係数も大きくなる。

これらの点を踏まえ、本研究ではかぶりコンクリートの影響が「バネ」として式(4.2)に準拠した形で式(4.4)で与えられるものと仮定した。

$$k_c = k_o \cdot \phi \cdot c_1 \cdot c_2 \quad (4.4)$$

ここに、

k_c : かぶりコンクリートによる軸方向鉄筋 1 本当りの単位長さ当りのバネ定数 (N/mm²)

k_o : かぶりコンクリートによる単位面積当りのバネ定数の基準値で、本研究では「かぶりコンクリートのバネ算出係数」と称する。(N/mm³)

ϕ : 軸方向鉄筋径 (mm)

c_1 : かぶり厚さによる係数で、 $c_1 = c_o / \phi$ とする。ただし、 c_o は軸方向鉄筋の純かぶり (mm)

c_2 : 鉄筋間隔による係数

式(4.4)の意味するところは式(4.2)と同様であり、「単位面積当りのバネ」に「かぶりの影響に関する係数 c_1 」と「鉄筋間隔の影響に関する係数 c_2 」を乗じて補正し、反力作用幅である「鉄筋径 ϕ 」を乗じて「単位長さ当りのバネ」を算定するものである。

ところで、式(4.2)及び式(4.4)は見かけ上、鉄筋径の関数となっているが、 c 或いは c_1 はかぶり厚さを鉄筋径で除したパラメータであるために、結局のところは鉄筋径が消去されてかぶり厚さの関数となる。すなわち、かぶりコンクリートの抵抗力或いはバネは、軸方向鉄筋径にかかわらずかぶり厚さに比例するといえる。

また、式(4.3)で算定される C_w の値を実験供試体及び実際の橋脚に対して試算してみると表-4.6 のようになり、鉄筋間隔の影響をほとんど無視できることがわかる。すなわち、式(4.4)では $c_2 = 1.0$ とおいても実用上はさしつかえないと考えられる。

以上より、式(4.4)は式(4.5)のように書き直すことができる。さらにこれを帯鉄筋 1 段当りのバネ定数として表わすと式(4.6)のようになる。

$$k_c = k_o c_o \quad (4.5)$$

$$K_c = k_o c_o s \quad (4.6)$$

ここに、

K_c : かぶりコンクリートによる帯鉄筋 1 段当りのバネ定数 (N/mm)

s : 帯鉄筋の間隔 (mm)

表-4.6 C_w の試算結果

実験供試体	供試体No.	No.1,4	No.2,3	No.5,6	No.7	No.8	No.9,10	No.11	No.12,14	No.13	No.15
	鉄筋径 D	D10	D13	D13	D16	D19	D35	D10	D10	D10	D10
	鉄筋間隔 C_s (mm)	43.3	73.3	50	50	50	122	36	32	50	41
	$3.5D$	35	45.5	45.5	56	66.5	122.5	35	35	35	35
	C_w	1.00	1.00	1.00	0.92	0.83	0.99	1.00	0.93	1.00	1.00
実橋脚	鉄筋径 D	D16	D19	D22	D25	D29	D32	D35	D38	D41	D51
	一般的な鉄筋間隔 C_s (mm)	125	125	125	125	125	125	150	150	150	150
	$3.5D$	56	66.5	77	87.5	101.5	112	122.5	133	143.5	178.5
	C_w	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.89

(3) k_o の算定

以上のように、本研究では k_o というかぶりコンクリートのバネの基準値を表す係数を用いて式(4.4)～式(4.6)を定義したが、この係数の値を定量的に評価することは実際には非常に難しい。なぜならば、 k_o の値は健全なかぶりコンクリートに対して算定するのではなく、正負交番の载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に対して算定する必要があるためである。そこで、本研究では実験結果からの逆解析によってこの係数の値を定義するものとした。すなわち、図-4.5 に対してバネ定数の算定方法を式(4.7)に変更し、このときの k_o の値を変化させて解析を実施した場合に、実験結果と解析結果が最も一致するような k_o の値を採用するものとした。

$$K_{sc} = K_s + K_c = \frac{384E_o I_h}{nd^3} + k_o c_o s \quad (4.7)$$

ここに、

K_{sc} : 帯鉄筋及びかぶりコンクリートによる帯鉄筋1段当りのバネ定数 (N/mm)

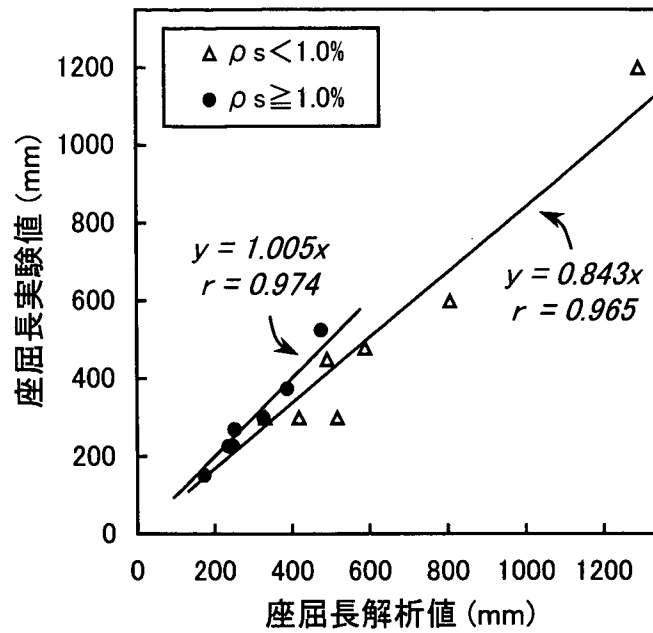
図-4.6(a)～(d)は k_o の値をそれぞれ 0.005、0.010、0.015、0.020 N/mm³ として解析した結果を、図-4.5 と同様に横拘束筋体積比が1%以上と1%未満の供試体に分類し、それぞれの回帰直線を描いたものである。また、図-4.7 は $k_o=0$ の場合も含めて各ケースの回帰直線の傾きと相関係数を整理したものである。また、表-4.7 には各ケースの解析値を示した。

図-4.7 の傾きのプロットをみると、横拘束筋体積比が1%以上の場合には k_o の値を変化させても傾きの値はそれほど変化しないが、横拘束筋体積比が1%未満の場合には k_o の変化に伴って傾きの値が大きく変化することがわかる。これは、横拘束筋体積比が小さい場合には軸方向鉄筋の座屈長に対するかぶりコンクリートの影響が大きいことを示している。

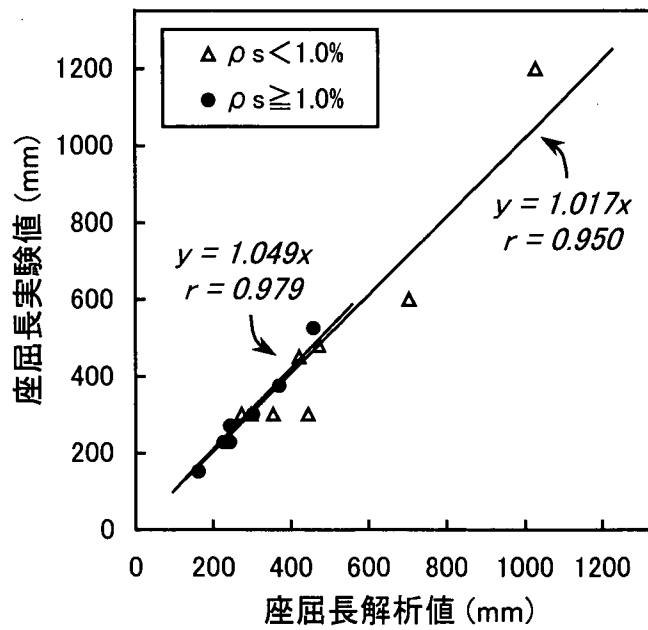
同図より、最適な k_o の値について考えると、横拘束筋体積比が1%以上と1%未満の両者について回帰直線の傾きが1に近く、かつ相関係数の値も比較的大きくなっている 0.01N/mm³ 程度であるといえる。よって、本研究では $k_o=0.01\text{N/mm}^3$ を採用するものとする。

(4) 適用範囲

本研究では k_o を一定値の線形バネとしてかぶりコンクリートの影響を評価するものとしたが、 k_o の値はコンクリート強度や反力作用幅である軸方向鉄筋径等によって変化する可能性もあり、また本来であれば非線形のバネとして評価されるべきものであると考えられる。しかしながら、限られたデータの逆解析においてこれらの影響を抽出し、また非線形のバネを定義することは困難である。そこで、ここでは逆解析で用いたデータの範囲であれば、コンクリート強度や軸方向鉄筋径の影響等を無視し、かつ線形バネとしてかぶりコンクリートの影響を評価しても比較的精度よく軸方向鉄筋の座屈長を推定できることから、適用範囲を設けた上で $k_o=0.01\text{N/mm}^3$ を用いることができるものとした。すなわち、適用範囲としては、コンクリート強度が 20～40N/mm² 程度、かぶりコンクリート厚が 30～100mm 程度である。

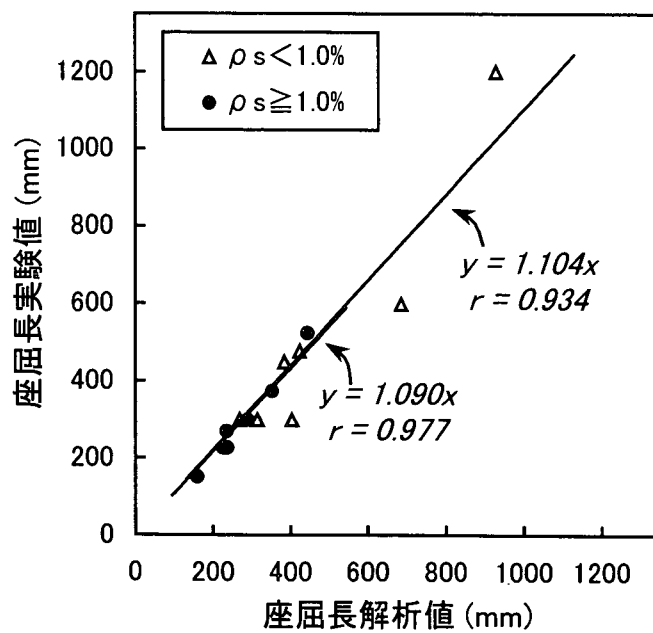


(a) $k_o = 0.005$

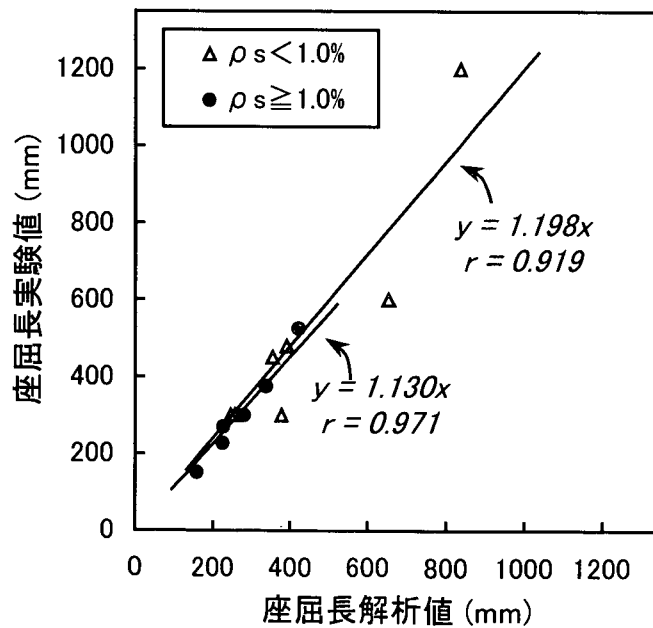


(b) $k_o = 0.010$

図-4.6 最大座屈長に対する実験値と解析値の比較
 (かぶりコンクリートの影響考慮) (その1)



(c) $k_o = 0.015$



(d) $k_o = 0.020$

図-4.6 最大座屈長に対する実験値と解析値の比較
 (かぶりコンクリートの影響考慮) (その2)

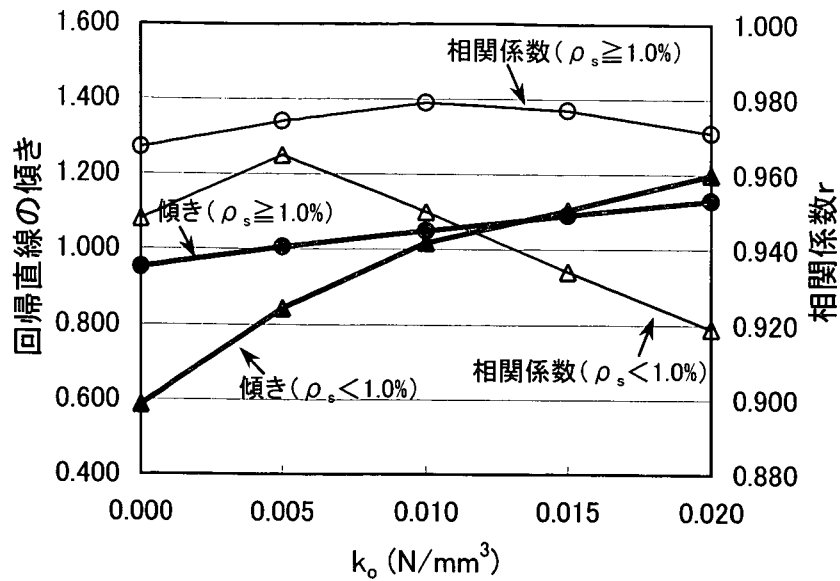


図-4.7 k_o の値と回帰直線の傾き及び相関係数

表-4.7 k_o 毎の最大座屈長解析値

供試体 No.	座屈長実験値 (mm)	解析による最大座屈長 (mm)				
		$k_o=0.000$	$k_o=0.005$	$k_o=0.010$	$k_o=0.015$	$k_o=0.020$
1	300	589	418	355	314	258
2	450	584	491	422	384	354
3	300	608	517	445	403	378
4	300	359	331	297	268	247
5	480	1058	589	473	423	391
6	300	342	327	303	289	281
7	375	412	388	371	352	337
8	525	496	476	460	443	421
9	1200	2052	1292	1030	928	837
10	600	864	807	705	685	653
11	270	264	252	244	235	228
12	228	260	237	228	226	226
13	152	166	174	163	159	159
14	228	277	247	243	237	226
15	300	315	291	273	259	249

k_o の単位: N/mm³

4. 2. 3 かぶりコンクリートの影響を考慮した解析

ここでは、図-4.4 に対してかぶりコンクリートの影響を考慮 ($k_o=0.01\text{N/mm}^3$) して再解析した結果を、損傷図と共に図-4.8 に示す。なお、表-4.8 には解析に用いたバネ定数を示す。

横拘束筋体積比が相対的に小さい No.1～No.5 供試体や No.9 供試体では、かぶりコンクリートの影響を考慮することによって図-4.4 よりも解析された座屈長が短くなり、損傷図の傾向と概ね一致した。No.1 供試体と No.2 供試体では、前述したように帯鉄筋の拘束力は No.2 供試体の方が大きい、これよりもかぶりコンクリートの拘束力の方が相対的に大きく、両供試体の軸方向鉄筋に対する拘束力に大きな差がなくなった結果、損傷図と同様に鉄筋径の差が座屈長に反映されたと考えられる。なお、No.1 供試体と No.4 供試体の座屈長は大きな差が無く、この2体の供試体に関しては座屈長のに対するせん断支間比の違いの影響は認められない。

これらに対して、横拘束筋体積比が相対的に大きい No.6～No.8 供試体、及び No.10～No.15 供試体については、かぶりコンクリートの影響は小さく、図-4.4 の解析結果とあまり変わっていない。

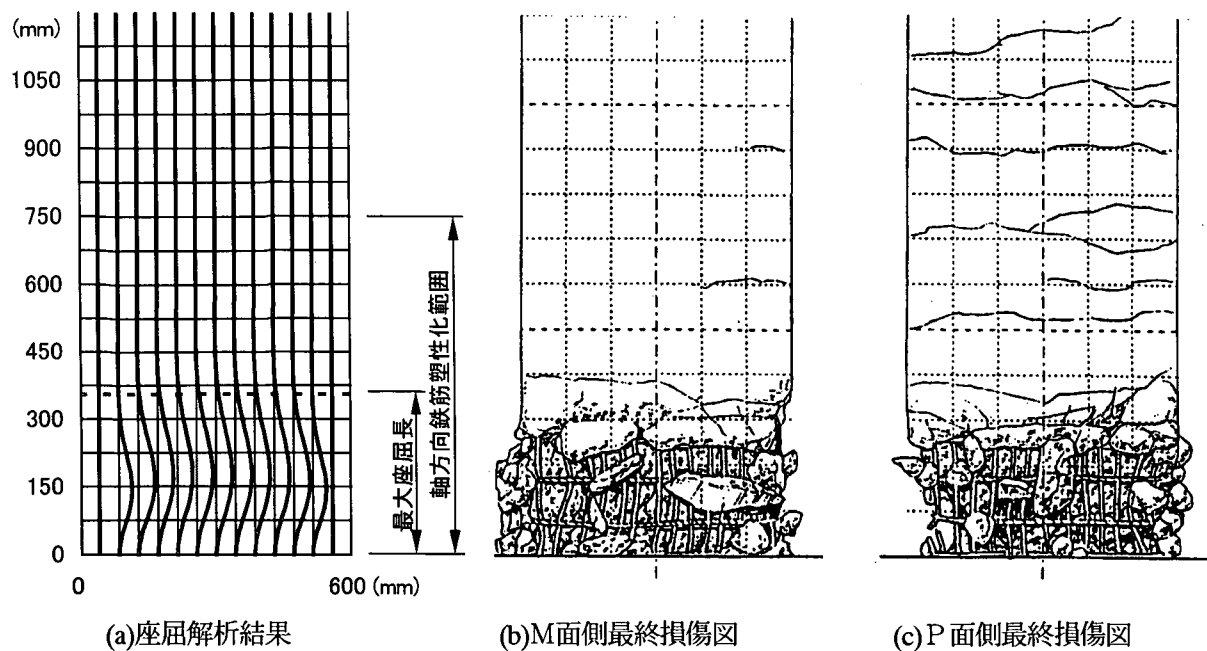
以上より、 $k_o=0.01\text{N/mm}^3$ としてかぶりコンクリートの影響を考慮すれば、横拘束筋体積比が小さく、低拘束である供試体についても、解析による座屈長は損傷図の傾向と概ね一致することがわかる。ただし、解析において横拘束筋で囲まれるブロックの中央に現れる最大座屈長は、損傷図で観察される最大座屈長あるいはかぶりコンクリートの剥離領域とよく一致するが、隅角部付近においては解析値が実験値よりも短く算定される傾向にある。これは、解析において帯鉄筋を完全な両端固定梁としてモデル化したために、隅角部付近ではバネが非常に大きく評価されたためである。

表-4.8 帯鉄筋及びかぶりコンクリートによるバネ定数

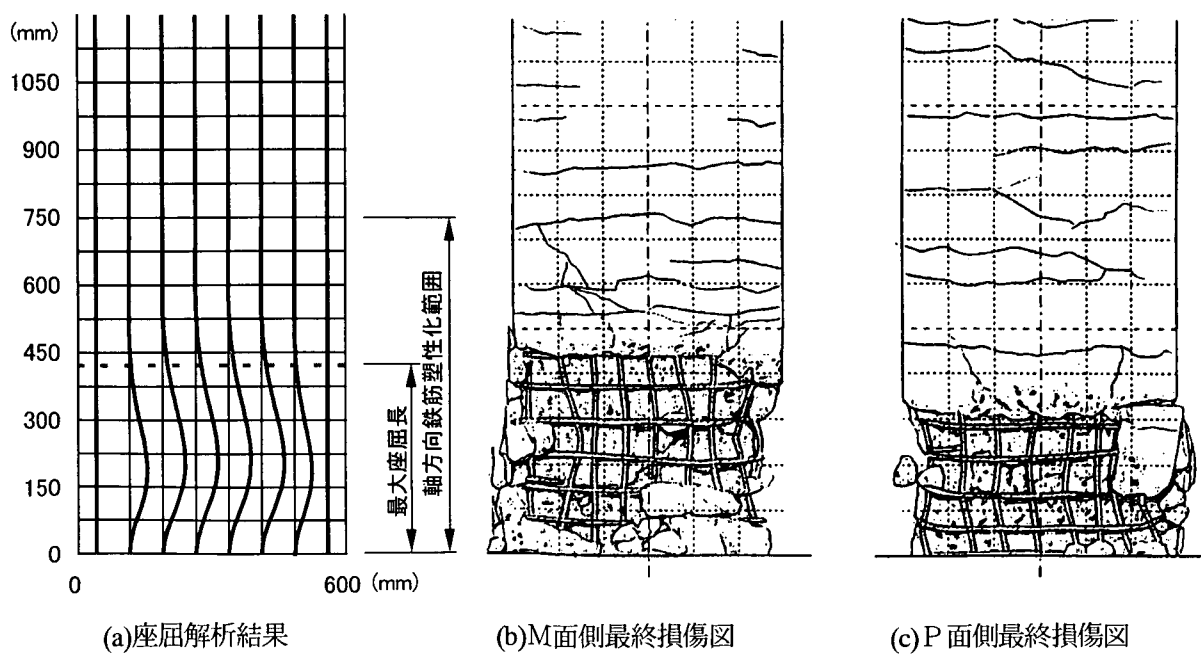
No.	軸方向鉄筋 純かぶり (mm)	k_0 (N/mm ³)	帯鉄筋 間隔 (mm)	かぶりバネに よるバネ定数 (N/mm)	帯鉄筋及びかぶりコンクリートによるバネ定数 (N/mm)											
					軸方向鉄筋番号											
					1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	35.0	0.01	75	26.25	*	57.31	37.27	32.62	30.90	30.18	29.98	—	—	—	—	—
2	33.5	0.01	75	25.13	*	49.49	34.90	32.11	—	—	—	—	—	—	—	—
3	33.5	0.01	150	50.25	*	74.62	60.03	57.23	—	—	—	—	—	—	—	—
4	35.0	0.01	75	26.25	*	57.31	37.27	32.62	30.90	30.18	29.98	—	—	—	—	—
5	43.5	0.01	120	52.20	*	57.49	53.92	53.10	52.78	52.62	52.53	52.48	52.45	52.43	52.42	52.41
6	43.5	0.01	75	32.63	*	386.94	187.84	148.23	152.46	209.00	529.81	*	406.14	159.72	113.97	104.12
7	42.0	0.01	75	31.50	*	370.54	183.25	145.46	150.14	206.59	525.98	*	405.01	158.60	112.84	102.99
8	40.5	0.01	75	30.38	*	355.17	178.78	142.73	147.85	204.20	522.18	*	403.89	157.47	111.72	101.87
9	82.5	0.01	300	247.50	*	291.03	262.33	255.51	252.84	251.54	250.83	250.43	250.22	250.15	—	—
10	82.5	0.01	150	123.75	*	797.58	460.47	437.57	631.38	*	*	385.08	264.29	242.28	—	—
11	25.0	0.01	45	11.25	*	159.08	73.71	55.63	53.97	65.99	118.35	726.73	*	—	—	—
12	25.0	0.01	38	9.50	*	142.21	93.47	89.78	122.08	316.81	*	243.65	93.79	68.04	—	—
13	25.0	0.01	38	9.50	*	431.96	261.18	465.74	*	256.12	119.11	—	—	—	—	—
14	25.0	0.01	38	9.50	*	115.67	76.68	73.72	99.56	255.35	*	204.62	79.74	58.28	—	—
15	35.0	0.01	75	26.25	*	167.81	87.94	73.19	77.31	109.97	369.27	*	187.34	104.10	90.40	—

注1) 断面が作用対象のため、片側のみを表示。

注2) *印は帯鉄筋または中間帯鉄筋位置の軸方向鉄筋を示す。

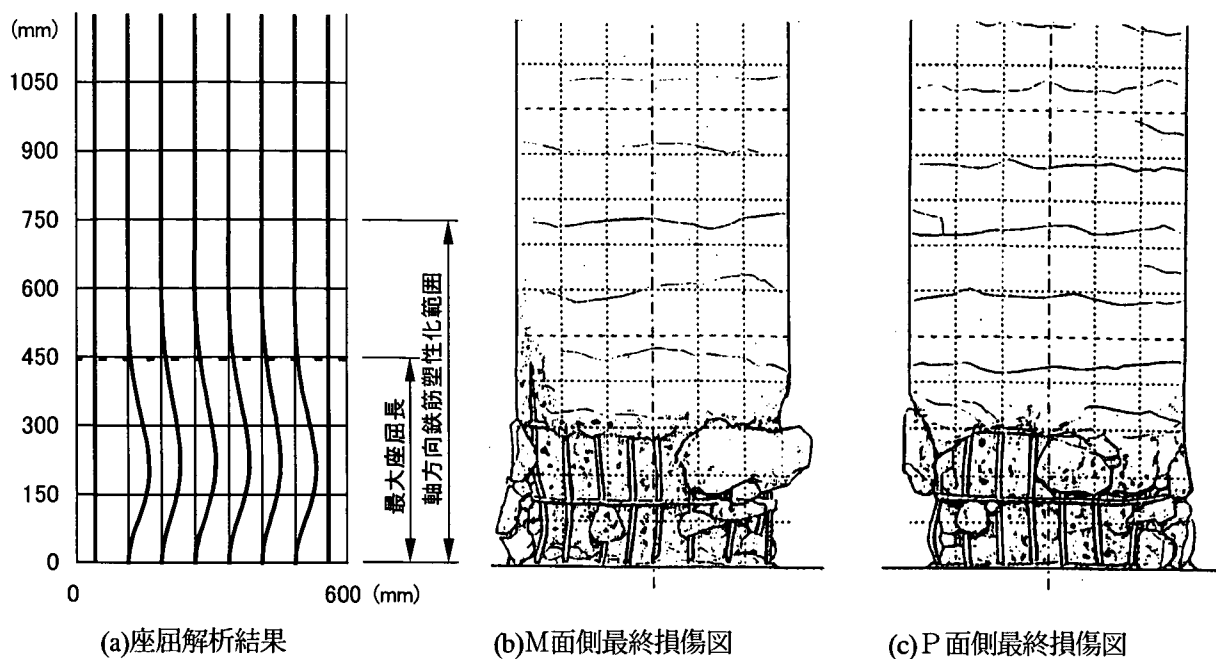


(1)No.1 供試体

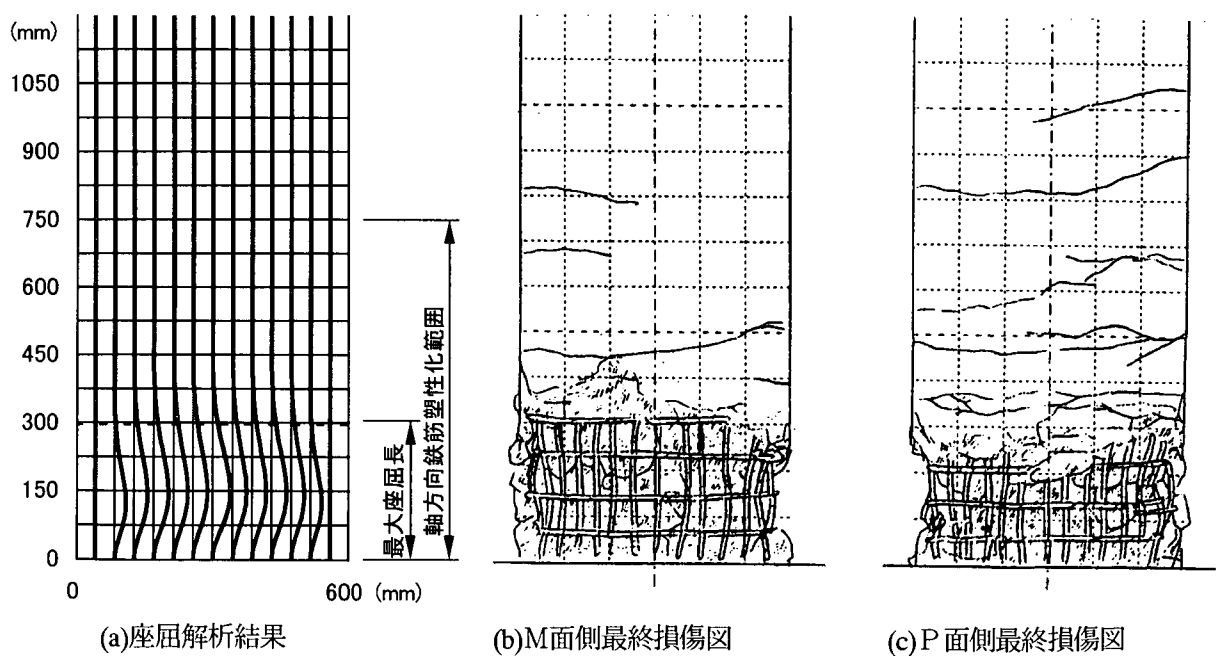


(2)No.2 供試体

図-4.8 かぶりコンクリートの影響を考慮した矩形断面供試体に対する座屈解析結果と橋脚基部最終損傷図の比較 (その1)

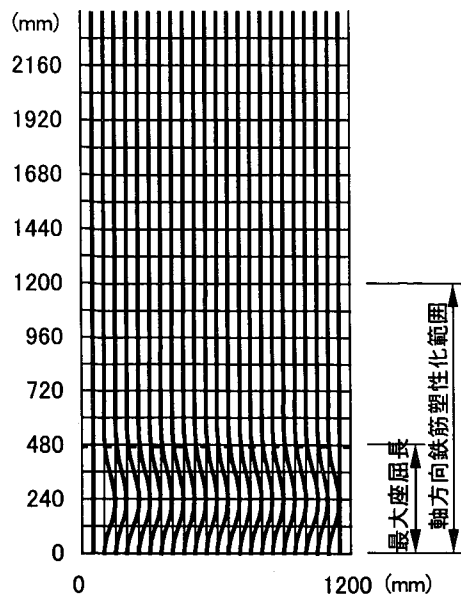


(3)No.3 供試体

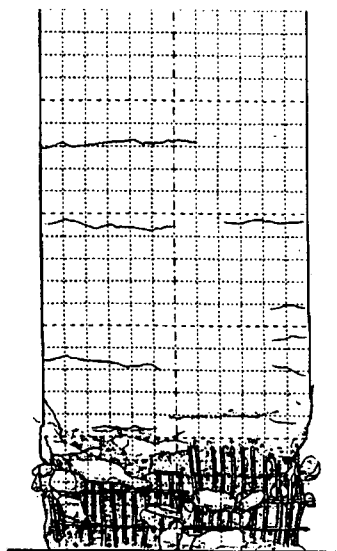


(4)No.4 供試体

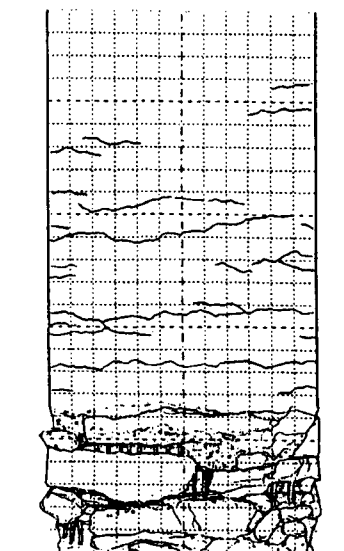
図-4.8 かぶりコンクリートの影響を考慮した矩形断面供試体に対する座屈解析結果と橋脚基部最終損傷図の比較 (その2)



(a)座屈解析結果

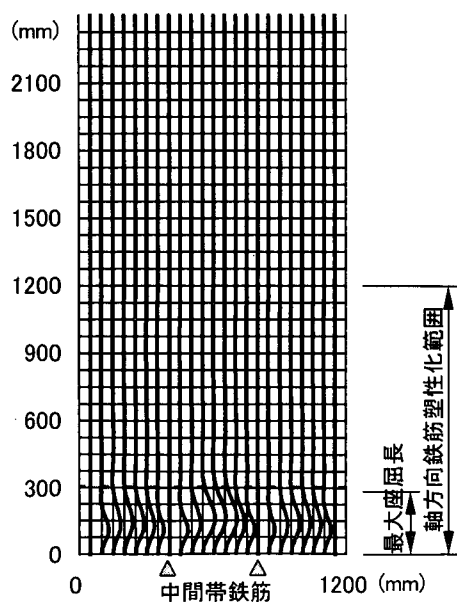


(b)M面側最終損傷図

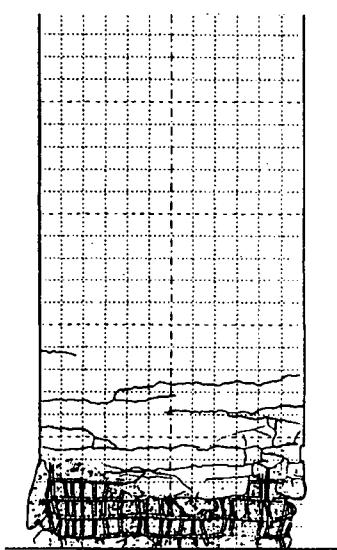


(c)P面側最終損傷図

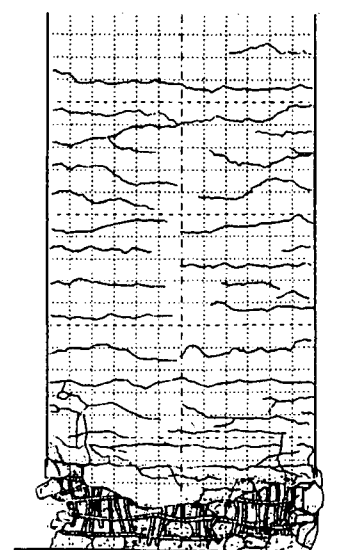
(5)No.5 供試体



(a)座屈解析結果



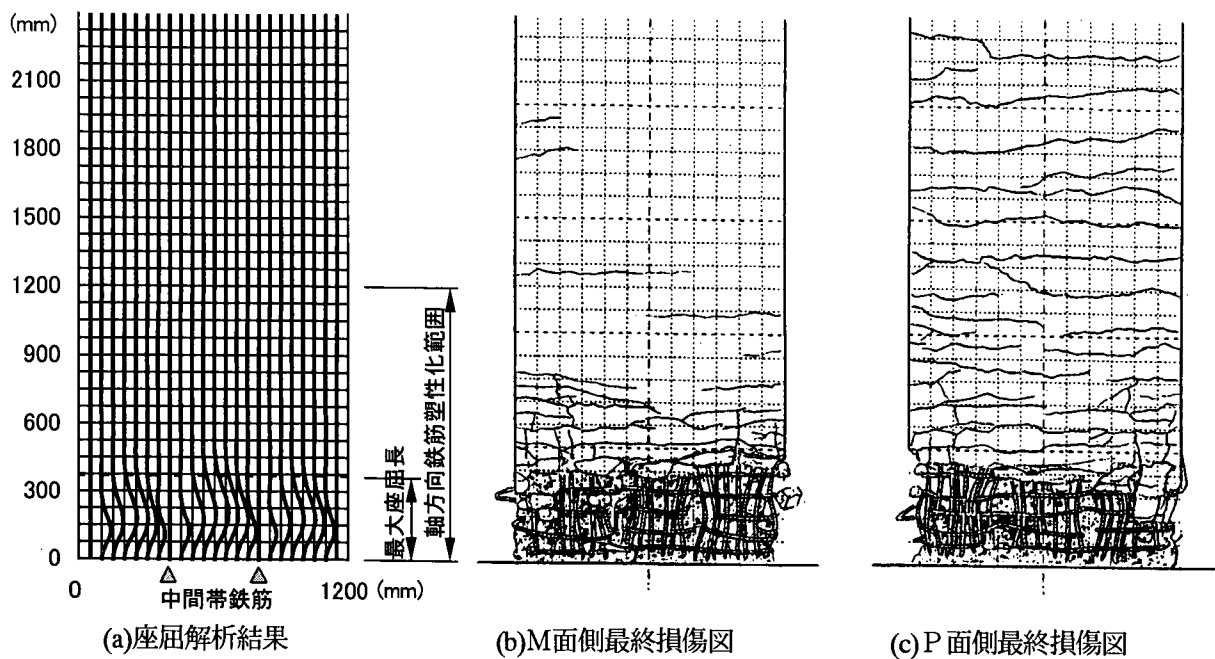
(b)M面側最終損傷図



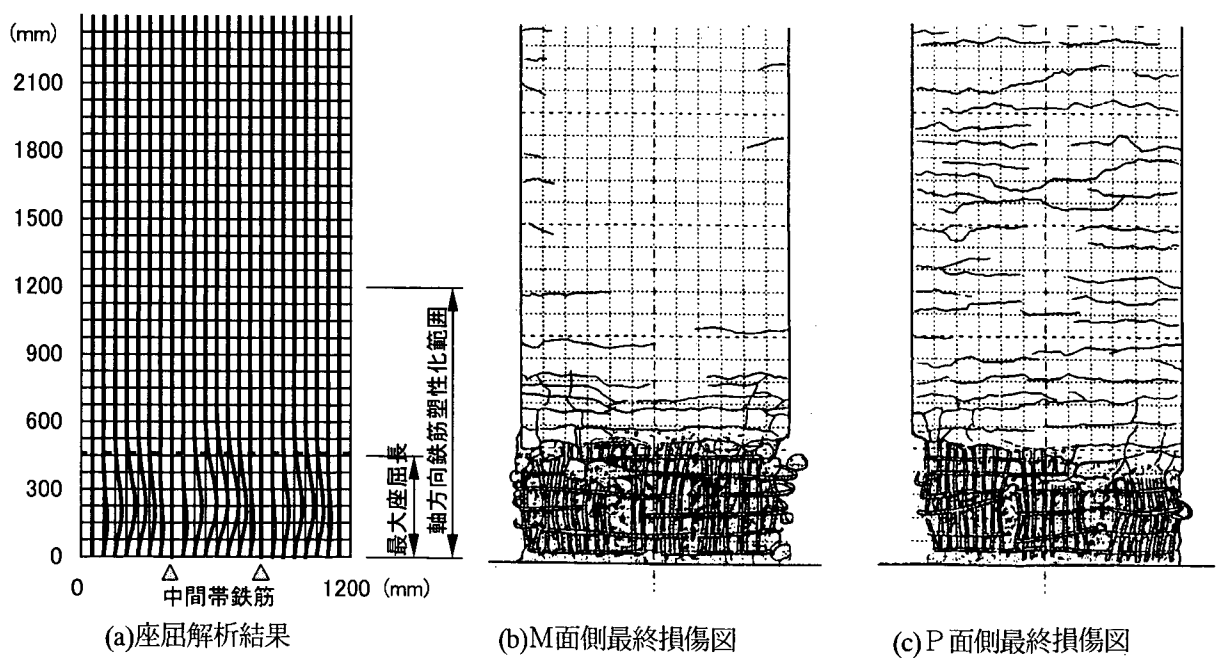
(c)P面側最終損傷図

(6)No.6 供試体

図-4.8 かぶりコンクリートの影響を考慮した矩形断面供試体に対する座屈解析結果と橋脚基部最終損傷図の比較 (その3)

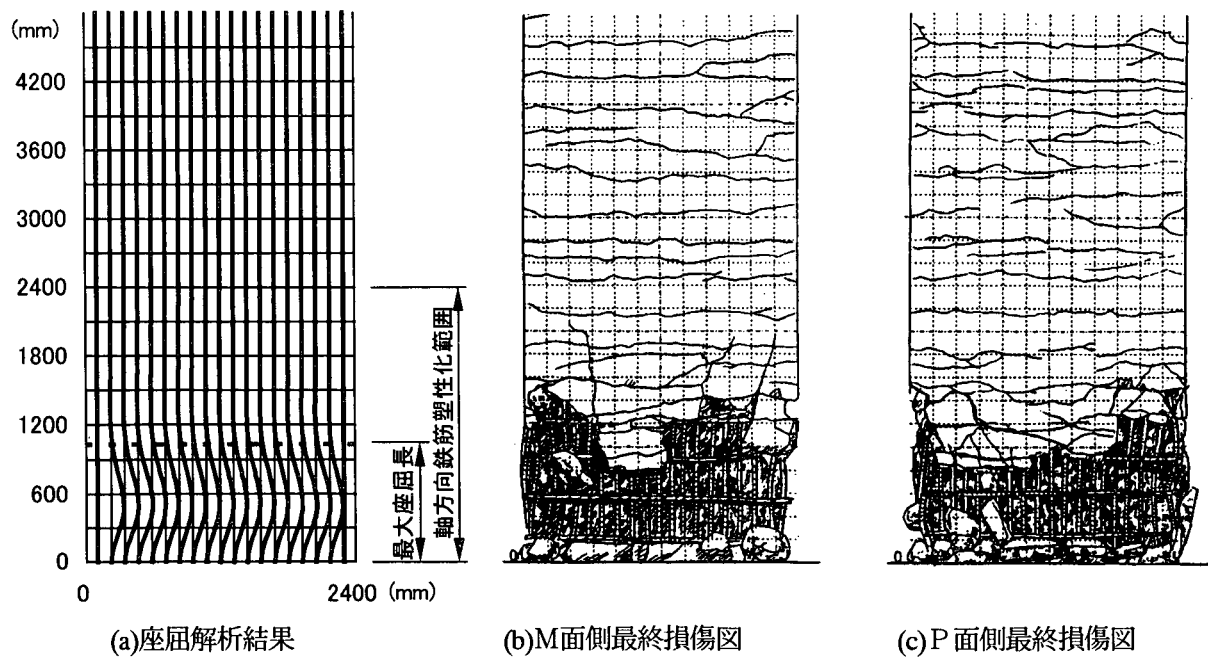


(7)No.7 供試体

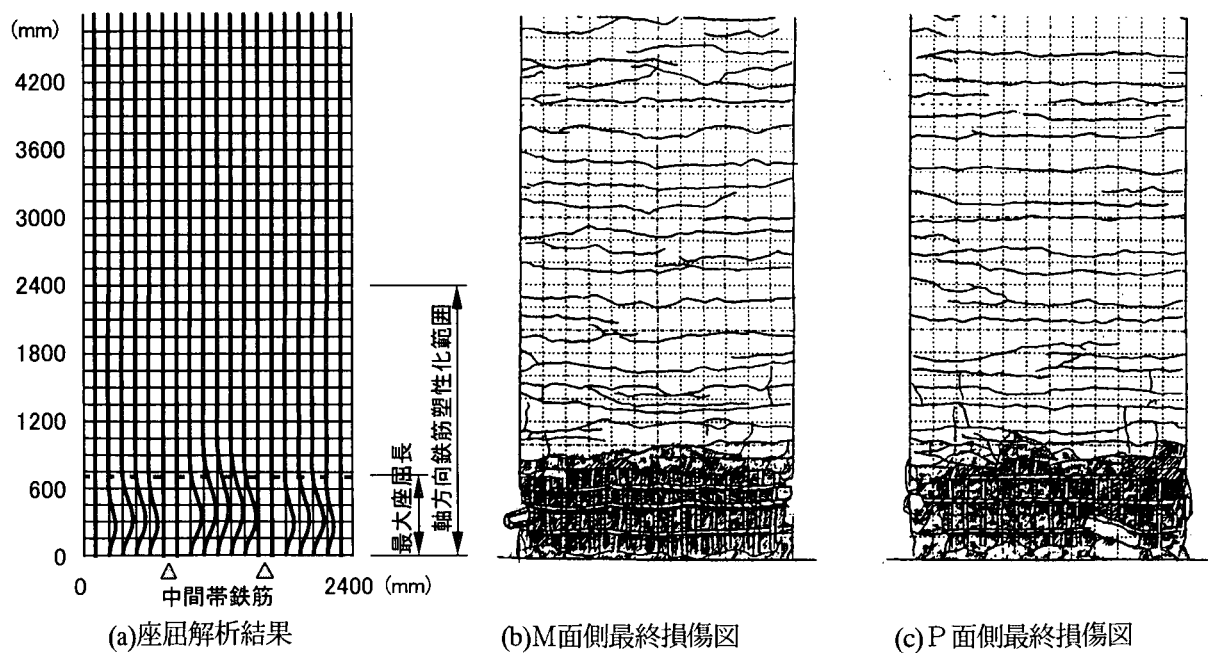


(8)No.8 供試体

図-4.8 かぶりコンクリートの影響を考慮した矩形断面供試体に対する座屈解析結果と橋脚基部最終損傷図の比較 (その4)

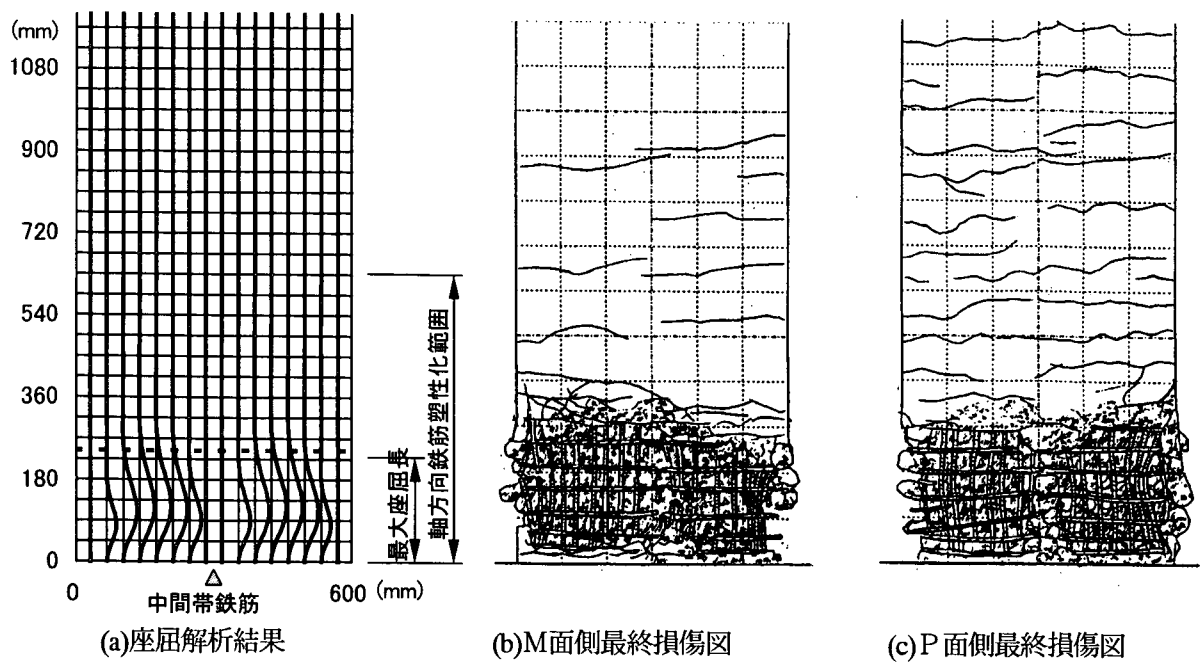


(9)No.9 供試体

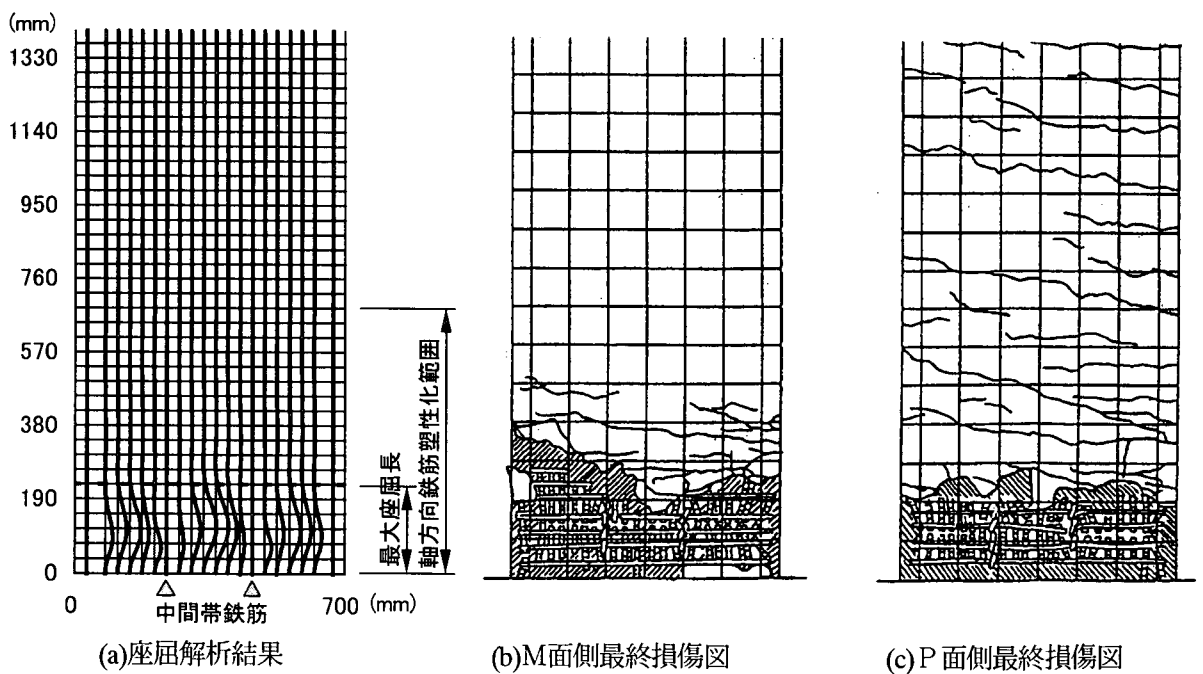


(10)No.10 供試体

図-4.8 かぶりコンクリートの影響を考慮した矩形断面供試体に対する座屈解析結果と橋脚基部最終損傷図の比較 (その5)

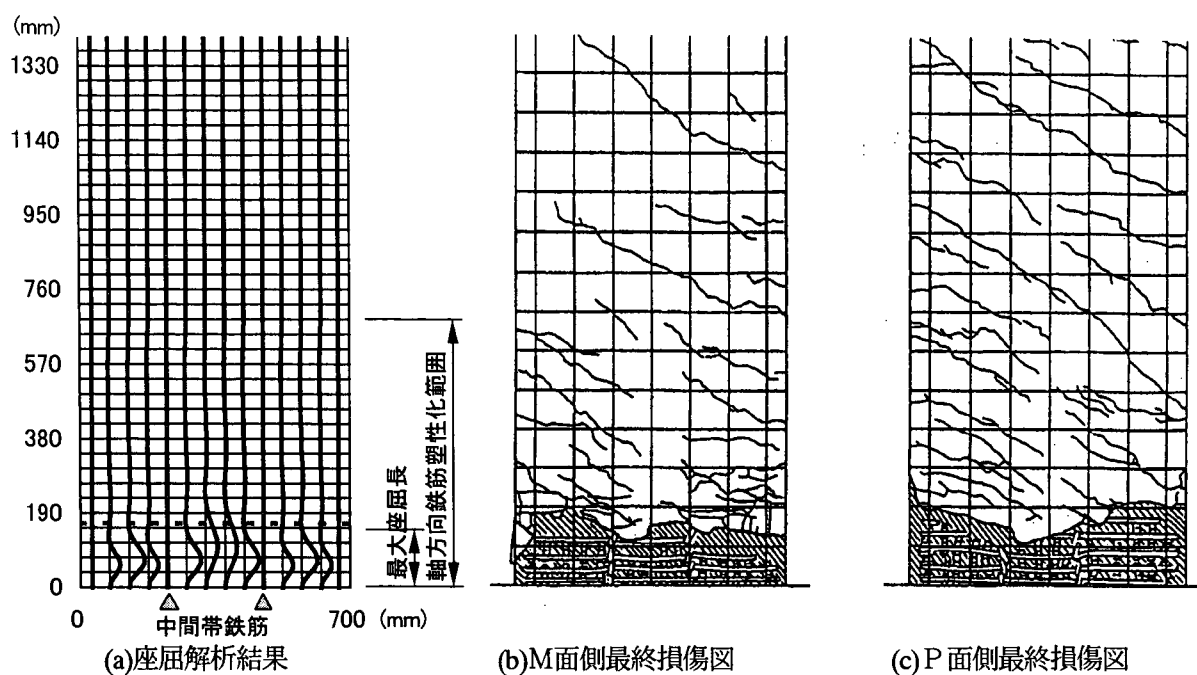


(11)No.11 供試体

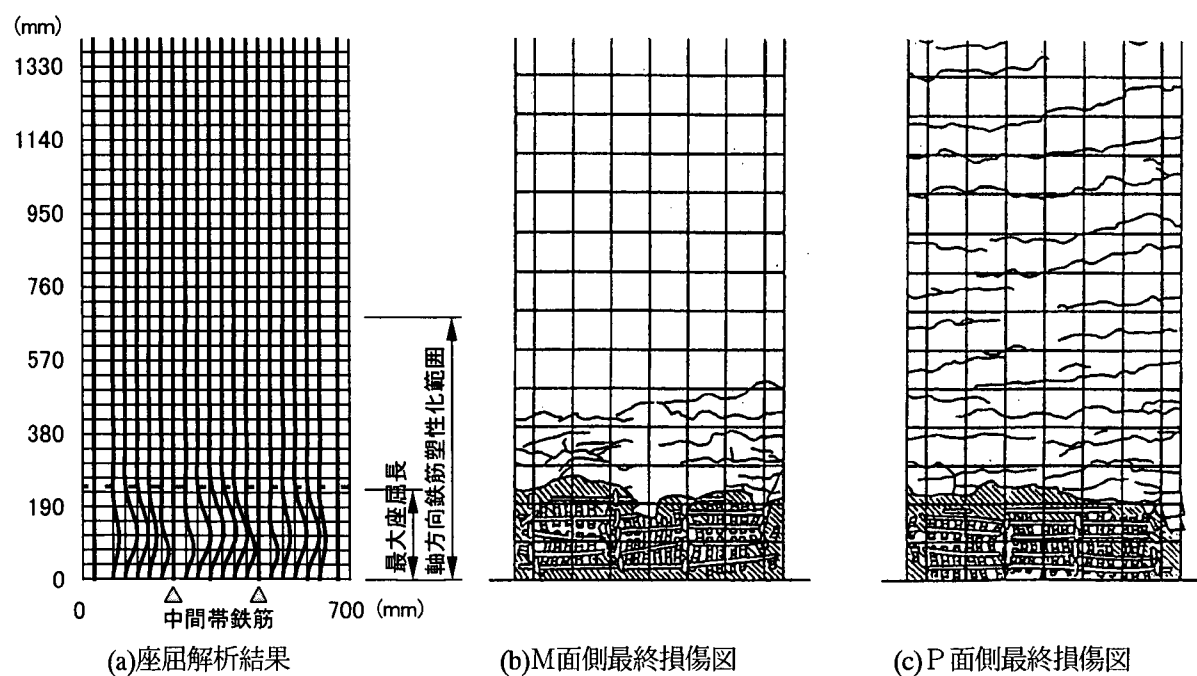


(12)No.12 供試体

図-4.8 かぶりコンクリートの影響を考慮した矩形断面供試体に対する座屈解析結果と橋脚基部最終損傷図の比較 (その6)

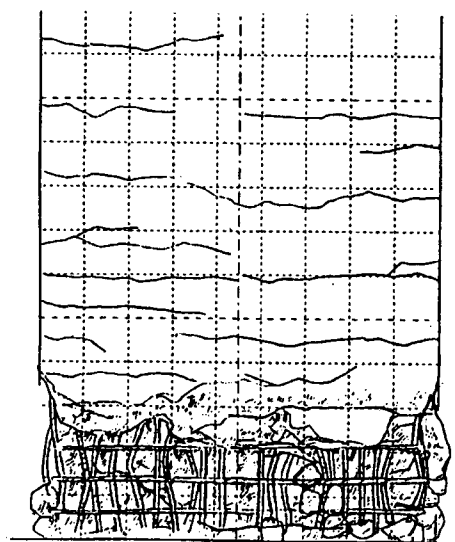
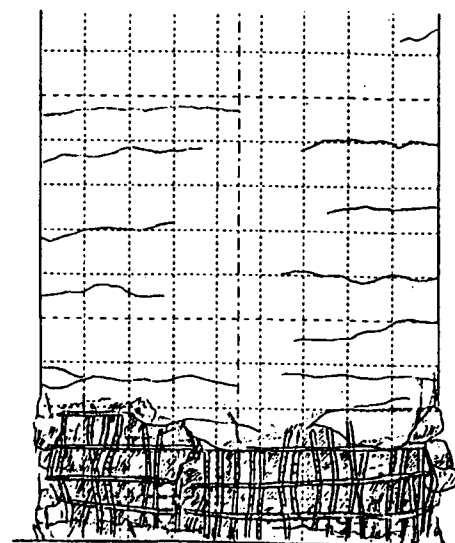
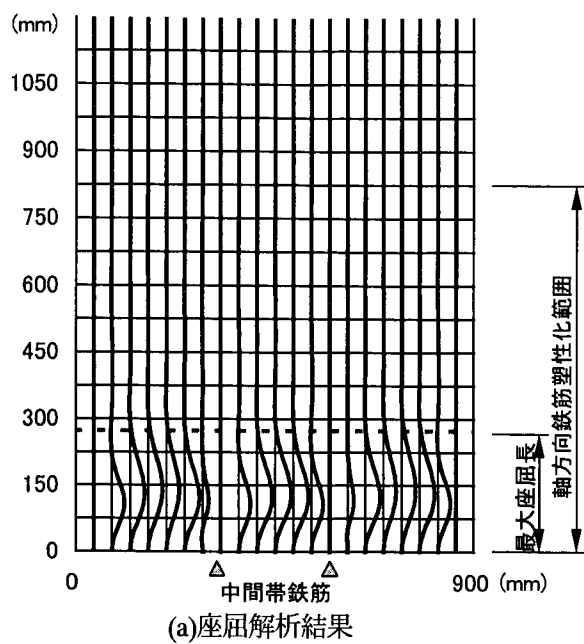


(13)No.13 供試体



(14)No.14 供試体

図-4.8 かぶりコンクリートの影響を考慮した矩形断面供試体に対する座屈解析結果と橋脚基部最終損傷図の比較 (その7)



(15)No.15 供試体

図-4.8 かぶりコンクリートの影響を無視した矩形断面供試体に対する座屈解析結果と橋脚基部最終損傷図の比較 (その8)

4. 3 円形断面供試体に対する比較解析

表-4.1 に示した供試体のうち、円形断面供試体及び円形断面に準じた配筋性状を持つインターロッキング方式の供試体について、帯鉄筋によるバネ定数を式 (2.11) で算出し、矩形断面と同様の方法によって座屈解析を実施した。図-4.9～図-4.10 に No.16～No.18 供試体の座屈長解析結果と橋脚基部最終損傷図及び軸方向鉄筋座屈時損傷写真を示す。また、なお、図-4.11 に No.19 供試体の座屈長解析結果と軸方向鉄筋座屈時損傷写真を示す。

No.16 供試体及び No.17 供試体は軸方向鉄筋径がパラメータであり、軸方向鉄筋比が等しくなるように本数が調整されていて、No.16 供試体は D10 が 40 本、No.17 供試体は D13 が 22 本となっている。また、横拘束筋体積比は両供試体共に 0.32% である。

No.16 供試体及び No.17 供試体の解析結果をみると、両供試体共に軸方向鉄筋の座屈長は概ね帯鉄筋の間隔 (75mm) と等しくなっていることがわかる。横拘束筋体積比が小さいのにもかかわらず、このように座屈長が短くなるのは、式 (2.11) によって算定した円形断面の帯鉄筋のバネ定数が非常に大きいためである。軸方向鉄筋の座屈が確認された時点の損傷写真をみると、いずれの供試体も概ね帯鉄筋間隔が座屈長となっており、解析結果と一致していることがわかる。ただし、橋脚基部最終損傷図をみると、No.16 供試体の座屈長は帯鉄筋間隔の 1～2 倍、No.17 供試体では帯鉄筋間隔の 2 倍程度となっている。これは軸方向鉄筋の座屈後にも載荷の継続によって、帯鉄筋が降伏あるいは破断したことによって見かけの座屈長が長くなったためと考えられる。また、No.16 供試体では座屈が生じる位置が必ずしも最下段の帯鉄筋位置ではなく、下から 2 段目あるいは 3 段目となっている場合も見られる。これは供試体のコンクリートや配筋状態が完全に均一なものとなっていないためと考えられる。

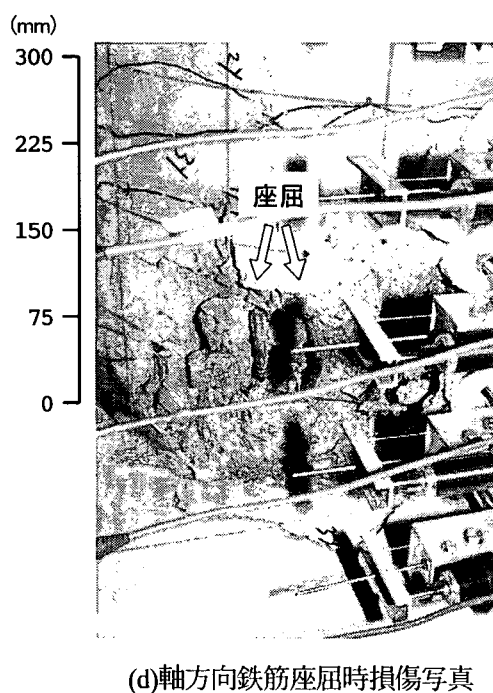
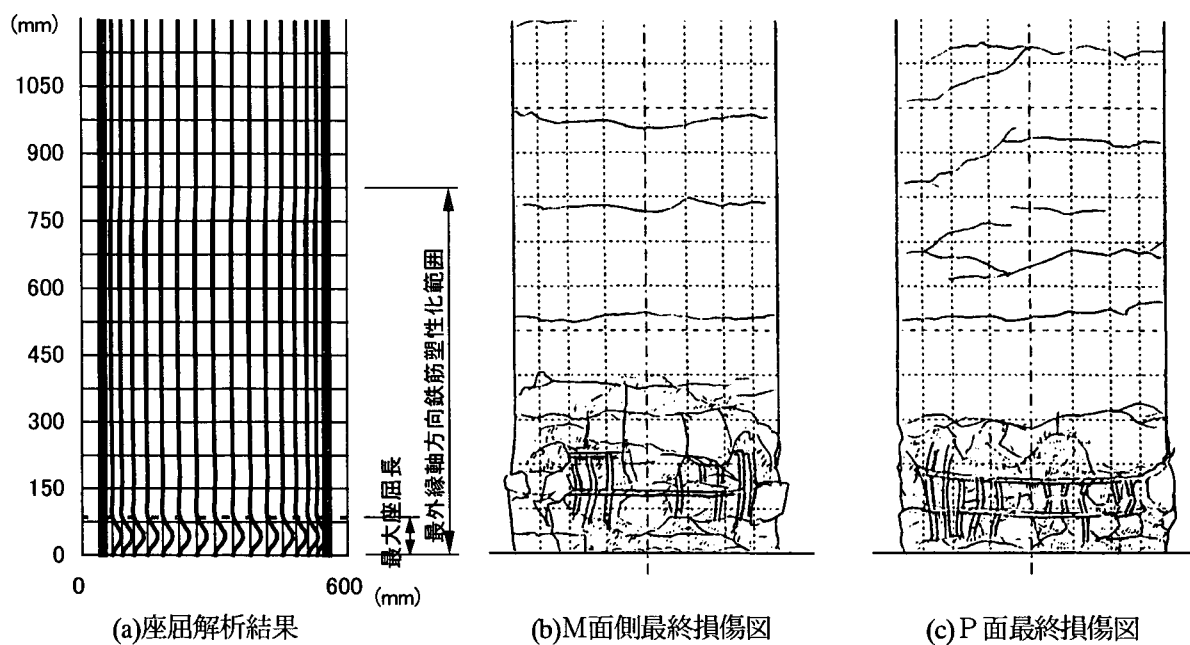
インターロッキング方式の No.18 供試体は、No.16 供試体と同一条件の軸方向鉄筋と帯鉄筋を使用しており、解析結果としては No.16 供試体とほとんど同じである。解析結果と座屈発生時の損傷写真を比較すると、両者はよく一致していることがわかる。ただし、円形断面と同様に最終損傷図においては座屈長がこれらよりもやや長く観察されている。

Stone らによる No.19 供試体については、解析による軸方向鉄筋の座屈長は帯鉄筋間隔の約 3 倍となった。軸方向鉄筋の座屈発生時の損傷写真をみると帯鉄筋間隔の約 4 倍程度となっており、解析値よりやや長めの結果となっている。なお、No.16 供試体と同様に座屈が発生している位置は橋脚基部よりもやや上方である。

以上より、円形断面やインターロッキング方式の断面の場合に対しても、式(2.11)によって帯鉄筋バネ定数を算定すれば、解析によって実際の座屈長を比較的良好な精度で推定することが可能であるといえる。ただし、帯鉄筋の破断が生じる最終段階では軸方向鉄筋の座屈長が長く観察される傾向にある。なお、円形断面やインターロッキング方式の断面の場合には帯鉄筋による軸方向鉄筋の拘束力がもともと大きくなるため、

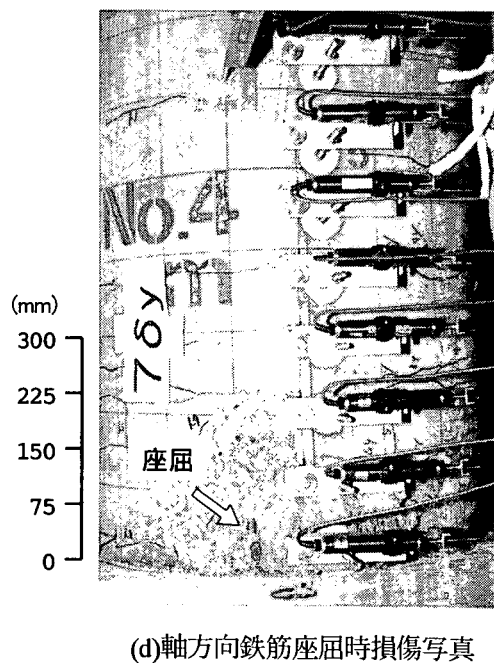
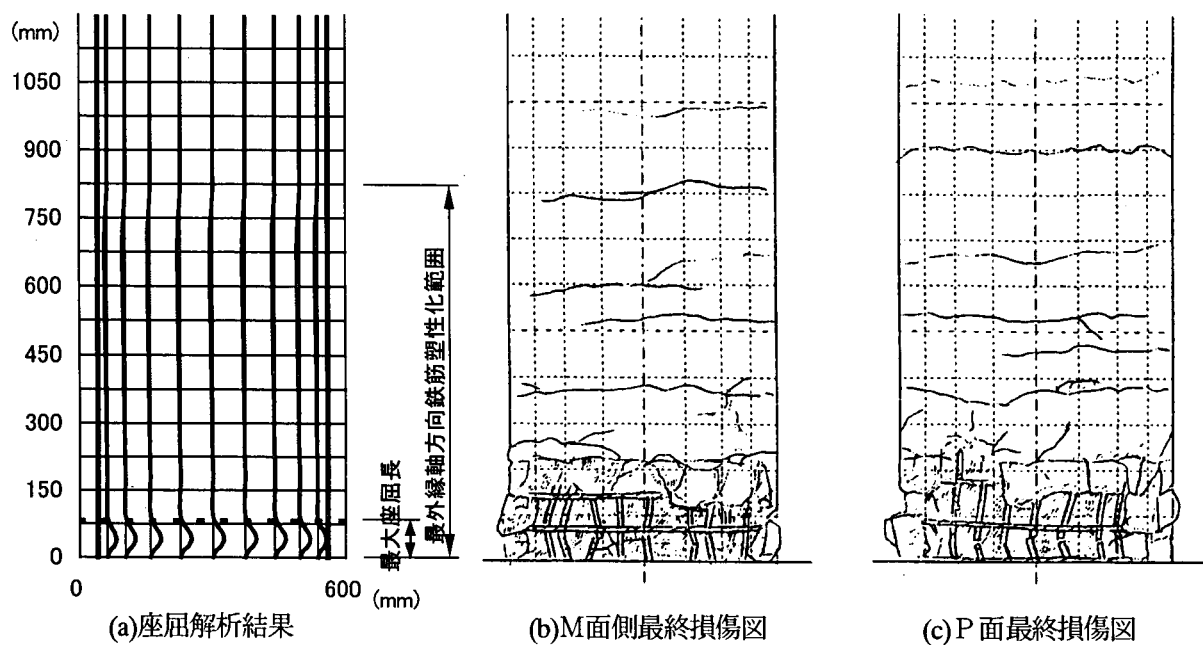
4. 2. 2 で述べたかぶりコンクリートの影響は無視できると考えられる。

また、各供試体のかぶりコンクリートが剥離している損傷領域をみると、いずれ軸方向鉄筋の座屈長よりも広い範囲で生じていることがわかる。これは円形断面の特徴と考えられ、損傷領域と座屈長が概ね一致する矩形断面と異なる現象である。



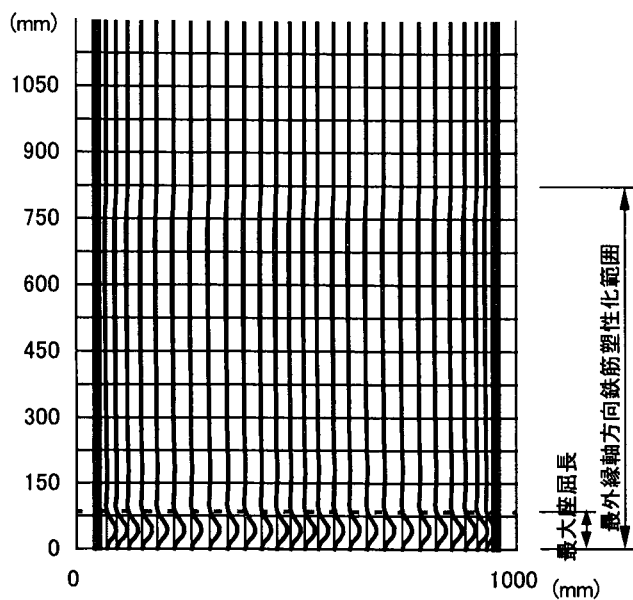
(1)No.16 供試体

図-4.9 円形断面供試体に対する座屈解析結果と橋脚基部最終損傷図及び軸方向鉄筋座屈時損傷写真の比較 (その1)

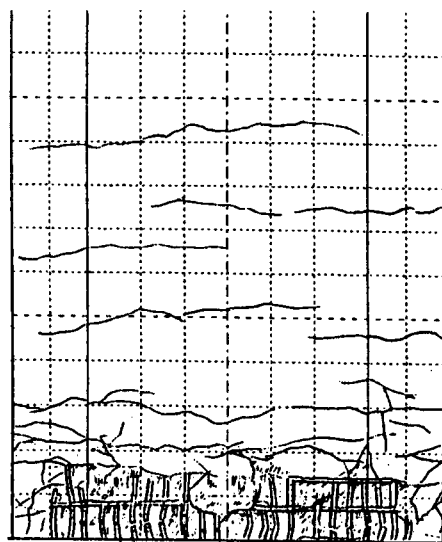


(2)No.17 供試体

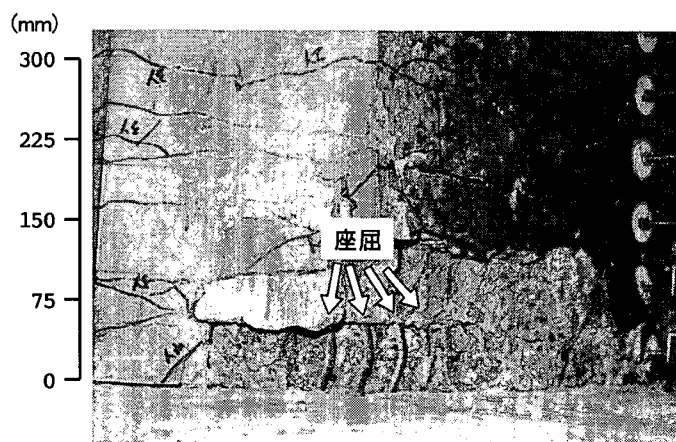
図-4.9 円形断面供試体に対する座屈解析結果と橋脚基部最終損傷図及び軸方向鉄筋座屈時損傷写真の比較 (その2)



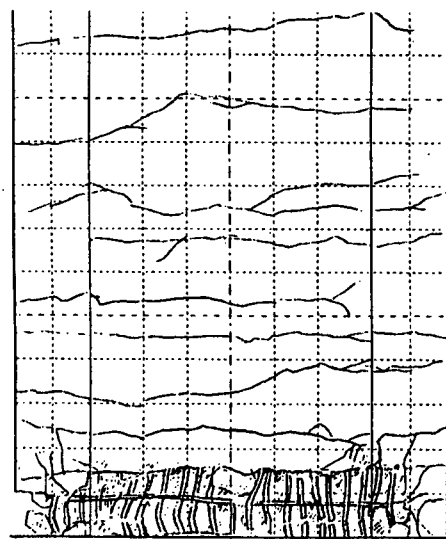
(a)座屈解析結果



(b)M面側最終損傷図

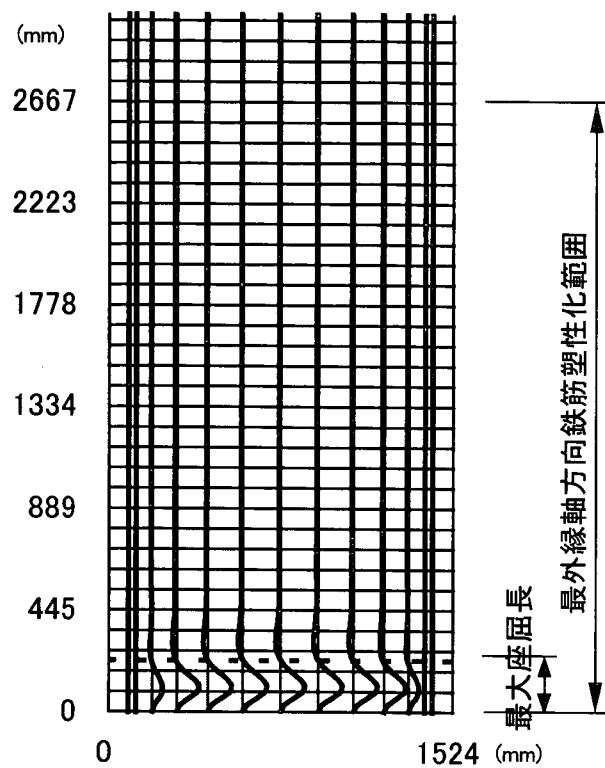


(c)軸方向鉄筋座屈時損傷写真



(d)P面側最終損傷図

図-4.10 インターロッキング方式断面の供試体に対する座屈解析結果と橋脚基部最終損傷図及び軸方鉄筋座屈時損傷写真の比較 (No.18 供試体)



(a)座屈解析結果



(b)軸方向鉄筋座屈時損傷写真

図-4.11 Stone らの円形断面供試体に対する座屈解析結果と軸方鉄筋座屈時損傷写真の比較 (No.19 供試体)

5. 塑性ヒンジ長と座屈長の関係

ここでは、既往の正負交番載荷実験に基づいて算定されている塑性ヒンジ長と、本解析による軸方向鉄筋の最大座屈長との相関性に関して検討を行う。塑性ヒンジ長は、実験における終局水平変位から逆算する方法⁷⁾、及び実験で計測された曲率分布から算定する方法⁴⁾の2方法より算定し、それぞれ軸方向鉄筋の座屈長の解析値との比較を行った。

5. 1 終局変位から算定した塑性ヒンジ長と座屈長の関係

5. 1. 1 終局変位から算定した塑性ヒンジ長

平成8年の道示によれば、鉄筋コンクリート橋脚の終局水平変位は式(2.1)で算出される。ただし、式(2.1)には軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しの影響が含まれていないため、これを考慮して式(2.1)を書き直すと式(5.1)のようになる⁷⁾。

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y)L_p(h - L_p/2) + \delta_\theta \quad (5.1)$$

ここに、

δ_u : 載荷点における終局水平変位

δ_y : 式(5.2)で算出される降伏変位

$$\delta_y = \left(\frac{P_u}{P_{yo}} \right) \delta_{yo} = \left(\frac{M_u}{M_{yo}} \right) \delta_{yo} \quad (5.2)$$

P_{yo} : 初降伏水平耐力

P_u : 終局水平耐力

M_{yo} : 初降伏曲げモーメント

M_u : 終局曲げモーメント

δ_{yo} : 弾性解析により求められる初降伏変位

ϕ_u : 終局曲率

ϕ_y : 式(5.3)で算出される降伏曲率

$$\phi_y = \left(\frac{M_u}{M_{yo}} \right) \phi_{yo} \quad (5.3)$$

ϕ_{yo} : 弾性解析により求められる初降伏曲率

h : 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起因する基部の回転による載荷点の水平変位

塑性ヒンジ長としては、実験による終局水平変位とこのときに計測された軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しに起因する基部の回転による水平変位、及び解析により得られた降伏変位、降伏曲率、終局曲率を式(5.1)に代入することによって算出される。ここで、終局水平変位は実験においてかぶりコンクリートが剥離し始める時（一部の供試体ではかぶりコンクリートの大きな剥離が生じた時）に計測された載荷点の水平変位である。また、終局曲率は平成8年の道示に示された手法に従って算出された値である。これは、この手法によって求められる終局時とはかぶりコンクリートが剥離し始める頃の損傷時に概ね相当としていることが既往の研究より明らかになっていることから²⁹⁾、かぶりコンクリートの剥離が始まる時の橋脚基部における曲率の値として、道示に基づく計算値が適用できると考えたためである。

表-4.1 に示した No.1～No.19 供試体について計算した塑性ヒンジ長を着目載荷ステップ及びこの時の供試体の損傷状態と共に表-5.1 に示す。なお、Stone らによる No.19 供試体については、軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しに伴う水平変位が不明であるため、この変位を終局水平変位の 20%～30%の範囲と仮定し、塑性ヒンジ長に幅をもたせて評価した。なお、解析による最大座屈長を表中に併記した。

表-5.1 終局変位から算出した塑性ヒンジ長

No.	着目载荷ステップ	着目载荷ステップ 時における供試体 の損傷状況	降伏曲率 ($\times 10^{-6}$ rad/mm)	終局曲率 ($\times 10^{-6}$ rad/mm)	降伏変位 (mm)	終局水平変位 (mm)	伸び出しによ る水平変位 (mm)	終局変位から 算出した塑性 ヒンジ長(mm)	解析による 最大座屈長 (mm)
1	$6\delta_y$ の1サイクル目	かぶり剥離	4.44	55.22	11.37	66.50	13.21	288	355
2	$9\delta_y$ の1サイクル目	かぶり剥離	5.06	57.50	10.97	98.72	22.50	447	422
3	$6\delta_y$ の3サイクル目	かぶり剥離開始	5.03	46.04	10.00	64.54	13.48	345	445
4	$8\delta_y$ の1サイクル目	かぶり剥離開始	4.37	61.87	4.40	36.33	10.13	225	297
5	$5\delta_y$ の1サイクル目	かぶり剥離	2.46	22.51	12.14	66.11	20.80	358	473
6	$7\delta_y$ の1サイクル目	かぶり剥離開始	2.49	58.74	12.24	93.08	4.55	291	303
7	$6\delta_y$ の1サイクル目	かぶり剥離開始	2.72	45.45	13.15	124.46	34.47	391	371
8	$5\delta_y$ の1サイクル目	かぶり剥離開始	2.59	39.15	11.53	112.19	20.61	480	460
9	$4\delta_y$ の1サイクル目	かぶり剥離	1.47	12.50	39.61	202.20	33.35	1310	1030
10	$5\delta_y$ の1サイクル目	かぶり剥離	1.52	30.66	40.84	260.96	57.31	601	705
11	$7\delta_y$ の1サイクル目	かぶり剥離	5.53	126.90	8.95	70.50	9.92	184	244
12	$5\delta_y$ の1サイクル目	かぶり剥離	9.75	119.30	25.90	130.70	21.30	270	228
13	$5\delta_y$ の1サイクル目	かぶり剥離	8.80	172.80	21.20	95.10	32.10	88	163
14	$4\delta_y$ の1サイクル目	かぶり剥離	10.59	83.62	29.20	129.80	24.50	377	243
15	$5\delta_y$ の1サイクル目	かぶり剥離開始	4.67	88.41	13.30	85.25	25.62	190	273
16	$5\delta_y$ の1サイクル目	かぶり剥離	5.13	48.72	17.40	83.31	30.00	287	85
17	$7\delta_y$ の1サイクル目	かぶり剥離開始	4.65	50.98	15.30	115.15	46.52	410	83
18	$6\delta_y$ の1サイクル目	かぶり剥離開始	4.86	56.09	15.60	101.55	39.42	319	85
19	$4\delta_y$ の2サイクル目	かぶり剥離開始	3.77	23.24	95.70	358.80	71.06-107.64	920~1147	225

5. 1. 2 矩形断面供試体

比較対象とする軸方向鉄筋の座屈長は3章で述べたかぶりコンクリートの影響を考慮して解析した最大座屈長 ($k_0=0.01\text{N/mm}^3$ のケース) とした。最大座屈長を用いるのは、橋脚基部でかぶりコンクリートが剥離する損傷領域は最大座屈長と一致している場合が多く、また、損傷領域は塑性ヒンジ長との関係が深いと考えたためである。

図-5.1 に矩形断面供試体における塑性ヒンジ長の実験値と座屈長の解析値の関係ならびに両者の相関係数を示す。また、図-5.2 は道示による塑性ヒンジ長 l_p と塑性ヒンジ長の実験値の関係であり、図-5.1 との比較のために示したものである。図-5.1 をみると、座屈長と塑性ヒンジ長はほぼ1:1に対応していることがわかる。また、相関係数の値は0.945であり、ばらつきも比較的小さいといえる。これに対して、図-5.2 では相関係数の値は0.801であり、図-5.1 よりばらつきは大きくなっている。

すなわち、矩形断面供試体では軸方向鉄筋の最大座屈長をそのまま塑性ヒンジ長として用いると、平成8年の道示で想定している終局時の水平変位をより精度良く算定することが可能であるといえる。

5. 1. 3 円形断面供試体及びインターロッキング方式の供試体

円形断面供試体及びインターロッキング方式の供試体も矩形断面供試体と同様に解析で得られた最大座屈長を塑性ヒンジ長との比較の対象とした。

図-5.3 に円形断面供試体及びインターロッキング方式の供試体の塑性ヒンジ長実験値と座屈長解析値の関係を示す。ただし、Stone らの供試体については前述したように、塑性ヒンジ長の実験値に幅をもたせている。この図より、円形断面の供試体では、塑性ヒンジ長が座屈長の3~5倍程度の範囲にあることがわかる。矩形断面と比較してデータ数が少ないため、塑性ヒンジ長の推定精度はまだ十分なものではないが、円形断面の場合には軸方向鉄筋の座屈長よりも塑性ヒンジ長が長くなることは明らかである。この結果は4. 3で述べた軸方向鉄筋の座屈長よりも損傷領域が長くなるという傾向と一致している。

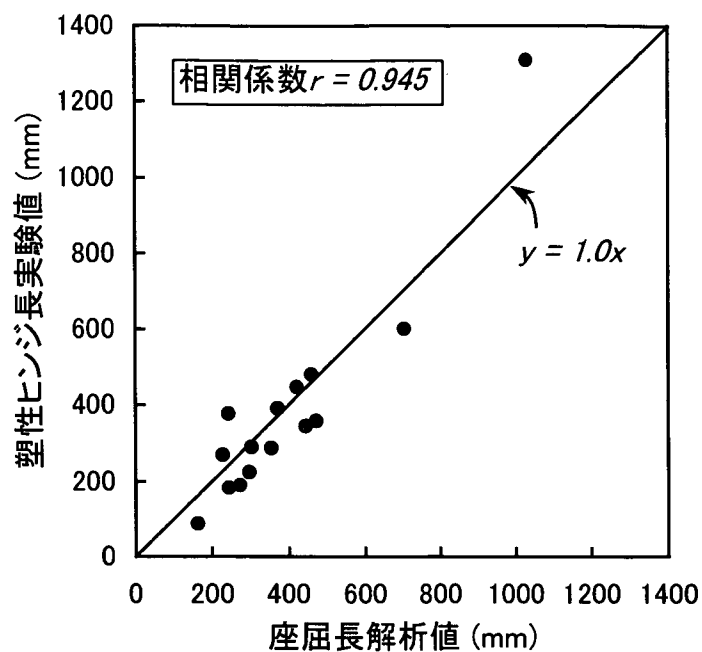


図-5.1 実験の終局変位から算出した塑性ヒンジ長と解析による最大座屈長
の関係（矩形断面供試体）

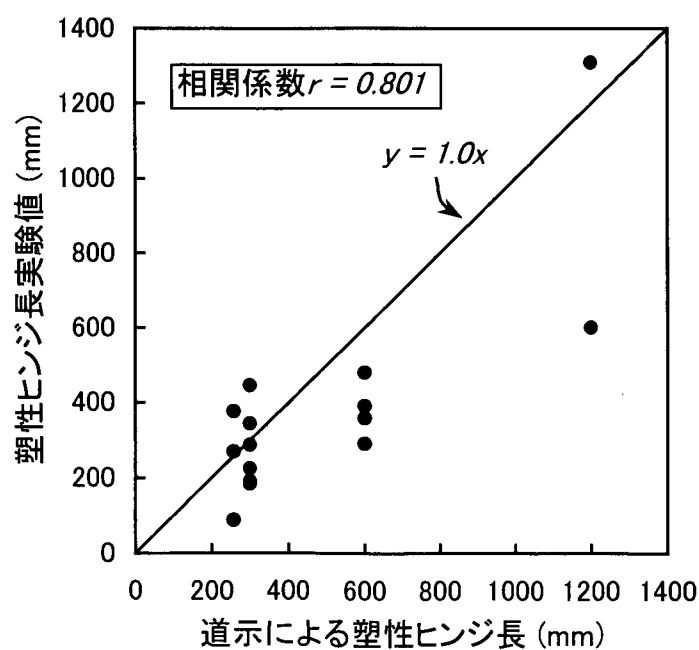


図-5.2 実験の終局変位から算出した塑性ヒンジ長と道示による塑性ヒンジ
長の関係（矩形断面供試体）

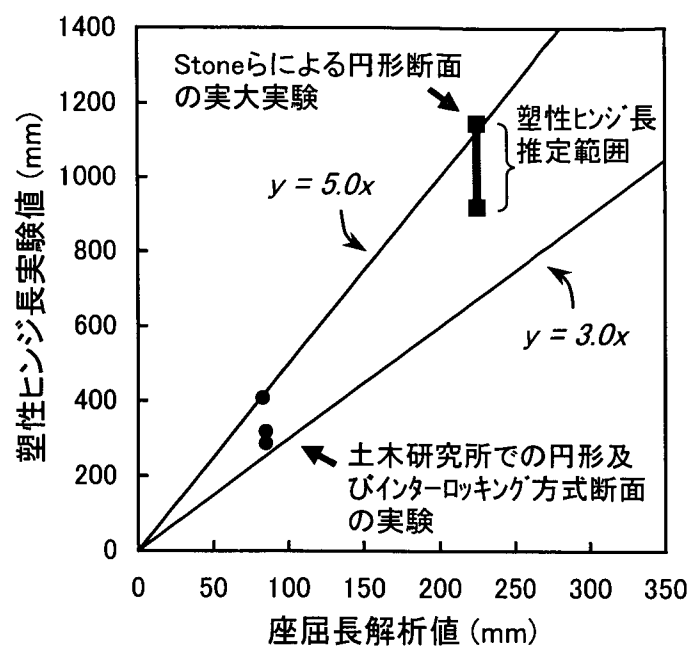


図-5.3 実験の終局変位から算出した塑性ヒンジ長と解析による最大座屈長の関係（円形断面供試体）

5. 2 曲率分布から算定した塑性ヒンジ長と座屈長の関係

5. 2. 1 曲率分布から算定した塑性ヒンジ長

表-4.1 に示した供試体の内、No.1～No.11 供試体及び No.15～No.17 供試体については橋脚基部周辺の曲率を計測しており、この分布から橋脚の塑性化の状況を把握することができる⁴⁷⁾。ここでは、橋脚の曲率分布から塑性ヒンジ長を算定し、5. 1 と同様に軸方向鉄筋の座屈長との比較を行う。

平成8年の道示では橋脚の塑性曲率は図-2.1 に示したように矩形ブロックとしてモデル化されているが、これはあくまでも設計計算のための簡便なモデルであり、実際の曲率分布はこのように弾性域と塑性域が明確に区別されるものではない。そこで、ここでは底辺を終局塑性曲率とする等価な矩形ブロックに塑性曲率をモデル化し、この時のブロックの高さをもって塑性ヒンジ長とする考え方⁴⁾により、計測された曲率分布から塑性ヒンジ長を算定するものとした。この塑性ヒンジ長は式(5.4)のように表される。なお、最下段（橋脚基部から35～40mm）の位置で計測された曲率は軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出し分と考え、式(5.4)の分子には含めないものとした。

$$L_p = \frac{\int (\phi_{\text{exp}} - \phi_y) dh}{\phi_u - \phi_y} = \frac{\sum \{(\phi_{\text{exp}} - \phi_y) \Delta h\}}{\phi_u - \phi_y} \quad (5.4)$$

ここに、

ϕ_{exp} : 曲率計測値

Δh : 曲率の計測長

No.9、No.10 供試体以外の各供試体の曲率計測値は5. 1 で終局時と判断した载荷ステップにおいて計測された値を用いるものとし、終局曲率については5. 1 で述べたのと同じ理由によって、平成8年の道示の手法に基づく計算値を用いるものとした。また、No.9、No.10 供試体については表-5.1 に示した载荷ステップの曲率が計測されなかったために、計測された範囲で最大の曲率の値を用いるものとし、 ϕ_u についても道示の手法に基づく終局曲率では過大となるために、橋脚基部付近計測された曲率を用いるものとした。

表-5.2 に計算した塑性ヒンジ長及び解析による最大座屈長を示す。

表-5.2 曲率分布から算出した塑性ヒンジ長

No.	着目載荷ステップ	着目載荷ステップ 時における供試体 の損傷状況	曲率分布から 算出した塑性 ヒンジ長(mm)	解析による 最大座屈長 (mm)
1	$6\delta_y$ の1サイクル目	かぶり剥離	291	355
2	$9\delta_y$ の1サイクル目	かぶり剥離	406	422
3	$6\delta_y$ の3サイクル目	かぶり剥離開始	354	445
4	$8\delta_y$ の1サイクル目	かぶり剥離開始	188	297
5	$5\delta_y$ の1サイクル目	かぶり剥離	389	473
6	$7\delta_y$ の1サイクル目	かぶり剥離開始	235	303
7	$6\delta_y$ の1サイクル目	かぶり剥離開始	559	371
8	$5\delta_y$ の1サイクル目	かぶり剥離開始	500	460
9	$3\delta_y$ の2サイクル目	かぶり剥離開始	1317	1030
10	$4\delta_y$ の1サイクル目	かぶり剥離開始	716	705
11	$7\delta_y$ の1サイクル目	かぶり剥離	221	244
15	$5\delta_y$ の1サイクル目	かぶり剥離開始	174	273
16	$5\delta_y$ の1サイクル目	かぶり剥離	245	85
17	$7\delta_y$ の1サイクル目	かぶり剥離開始	278	83
18	$6\delta_y$ の1サイクル目	かぶり剥離開始	256	85

5. 2. 2 矩形断面供試体

図-5.4 に各矩形断面供試体の実測曲率分布及び塑性曲率を等価な矩形ブロックにモデル化した曲率分布を示す。また、図中には解析による軸方向鉄筋の最大座屈長を併記した。この座屈長は5. 1で用いたものと同様である。

まず、実際に計測された曲率の最大値とモデル化した矩形ブロックの幅を比較すると、両者は多くの供試体で概ね一致しており、平成8年道示による終局曲率はかぶりコンクリートが剥離するときの曲率をよく表しているといえる。ただし、実際に計測された曲率分布は、一つの計測区間に大きな曲げひびわれが含まれるか否かの違いによって極端に凸凹の分布となる場合があり、このような場合の最大曲率は相対的に非常に大きな値となるために、No.3 供試体や No.5 供試体等では矩形ブロック幅の2倍程度の最大曲率が計測されている。ただし、このような場合にも前後の平均的な曲率をみれば、モデル化した矩形ブロック幅と概ね一致していると考えることができる。

モデル化した矩形ブロックの高さ、すなわち式(5.4)によって計算された塑性ヒンジ長と軸方向鉄筋の最大座屈長を比較すると、ほとんどの供試体において両者が概ね一致する傾向にあることがわかる。図-5.5 はこれらをまとめて図-5.1 と同様に両者を比較したものであり、塑性ヒンジ長と最大座屈長は概ね1 : 1に対応しているといえる。この結果は図-5.1 と同様である。

これらの結果と図-4.6 の損傷図と座屈長の比較を併せて考えると、矩形断面の供試体における終局時の曲率分布と座屈長の関係については次のように考えることができる。まず、終局時には軸方向鉄筋の最大座屈長がかぶりコンクリートの剥離に伴う損傷領域を決定づけ、この損傷領域を中心として大きな塑性曲率が出現する。ただし、塑性曲率は道示のモデルのように一様な分布ではなく、また、損傷領域よりも上の部分でも軸方向鉄筋の塑性化等に起因する塑性曲率が若干生じる。曲率分布の最大値は平成8年の道示による終

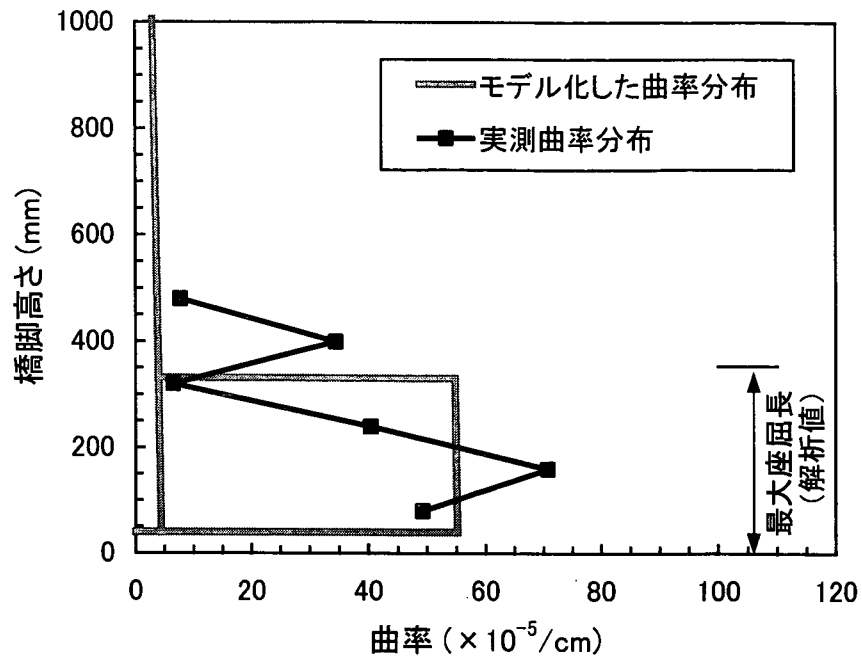
局曲率に概ね相当しているため、この値を幅とする等価な矩形ブロックに塑性曲率をモデル化すれば、軸方向鉄筋の最大座屈長とブロックの高さが有意な関係にあるといえる。本研究で対象とした 15 体の実験供試体では、この両者が概ね 1 : 1 に対応する結果となった。

なお、軸方向鉄筋の座屈範囲で塑性曲率が大きくなる原因については、軸方向鉄筋が座屈に伴って圧縮応力をほとんど分担しなくなる点、座屈変形自体が断面の塑性回転に寄与する点、軸方向鉄筋の座屈がかぶりコンクリートの剥離を誘発し、断面の有効高がこの部分だけ減少する点、座屈に伴ってコアコンクリートとの付着がなくなり、鉄筋のひずみがこの範囲で一定になろうとする点等が考えられる。実際には、これらの要因が複雑に影響し合うことによって塑性ヒンジ領域が形成され则认为られるが、詳細なメカニズムの解明については今後の課題である。

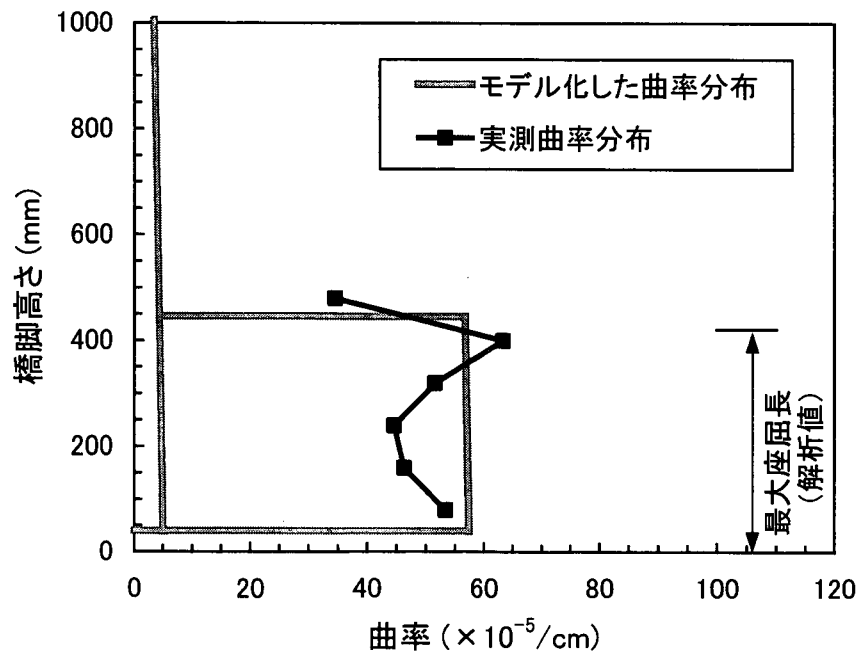
5. 2. 3 円形断面供試体及びインターロッキング方式の供試体

図-5.6 及び図-5.7 はそれぞれ円形断面供試体及びインターロッキング方式の供試体について図-5.5 と同様に実際の曲率分布と矩形ブロックにモデル化した曲率分布、及び解析による軸方向鉄筋の最大座屈長を示したものである。この図をみると、軸方向鉄筋の座屈長よりも広い範囲で塑性曲率が生じており、計算された塑性ヒンジ長は解析された最大座屈長の 4 倍程度の長さになっていることがわかる。この結果は 5. 1. 2 と同様であり、矩形断面と明らかに異なる結果となっている。

これは、矩形断面橋脚の場合には最外縁に一系列に配置される軸方向鉄筋が一斉に座屈するのとほぼ同時に終局に至るため、軸方向鉄筋の座屈範囲を中心に生じた塑性化領域はこれ以上広くならないのに対して、円形断面橋脚の場合には最外縁の軸方向鉄筋が座屈しても、その周辺の軸方向が圧縮応力を分担しながらさらに変形することが可能であり、最初に座屈した軸方向鉄筋の周辺では座屈が生じた領域よりもさらに上側の断面にまで塑性化が進展していくために、塑性ヒンジ長が座屈長よりも長くなるものと考えられる。

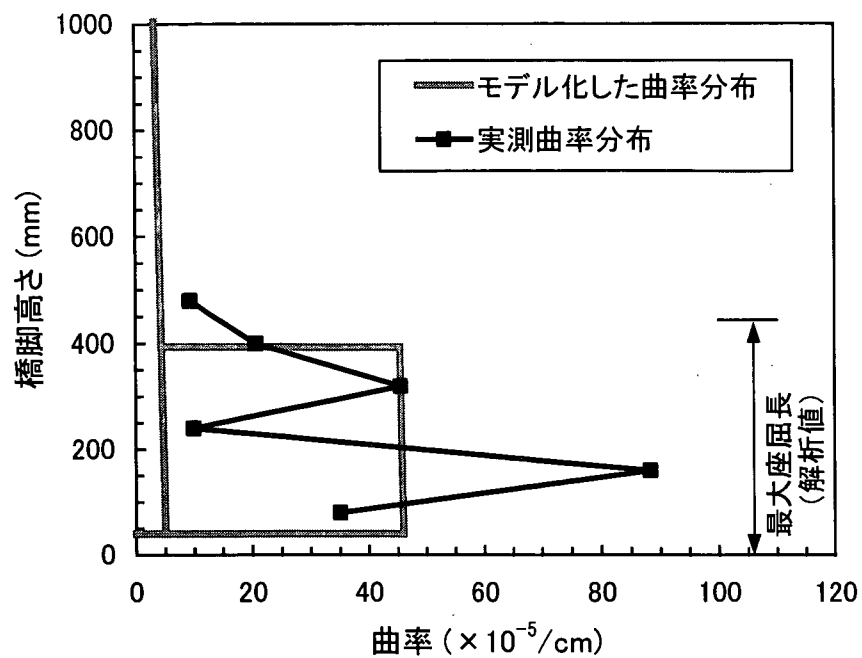


(a)No.1 供試体

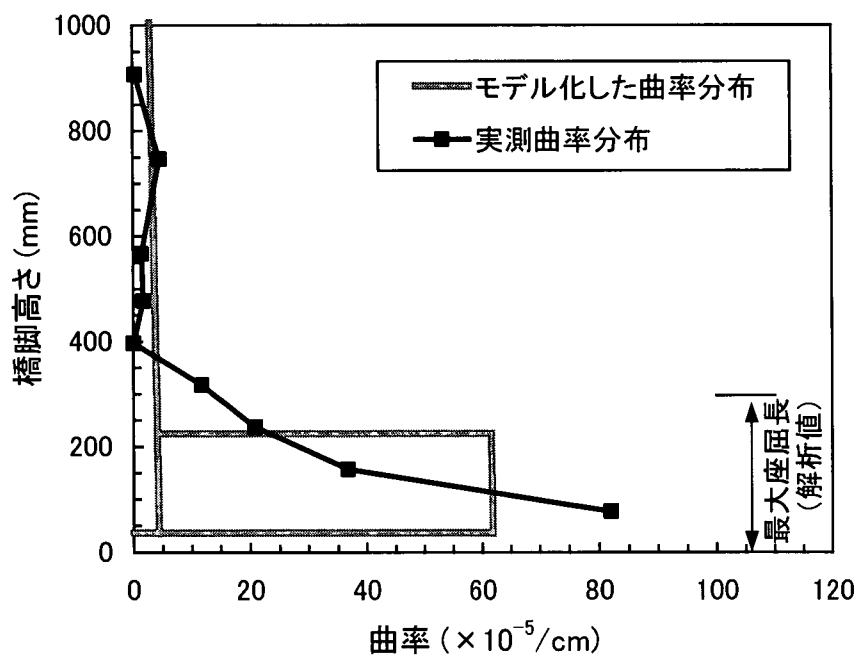


(b)No.2 供試体

図-5.4 矩形断面供試体における実測曲率分布及び等価な矩形ブロックにモデル化した曲率分布 (その1)

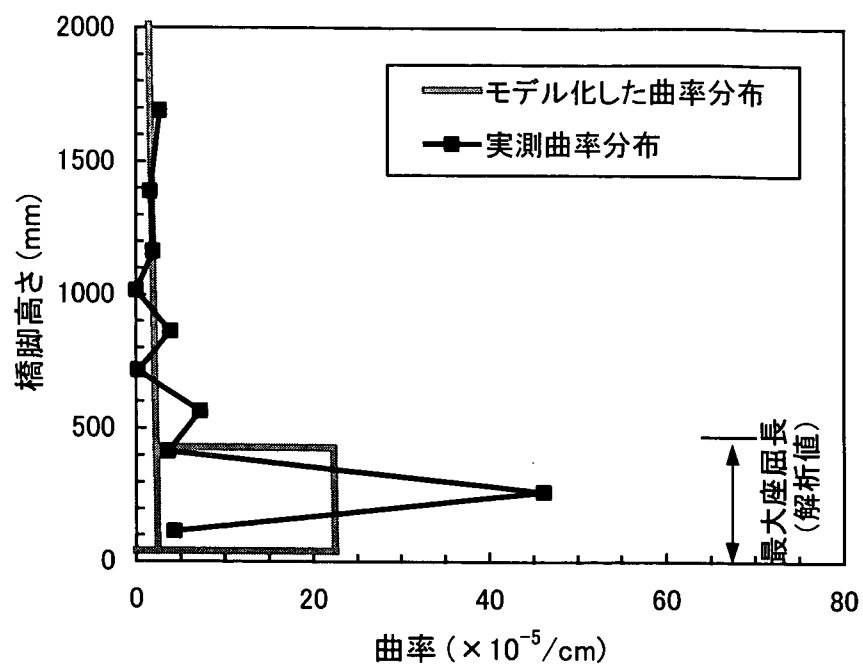


(c)No.3 供試体

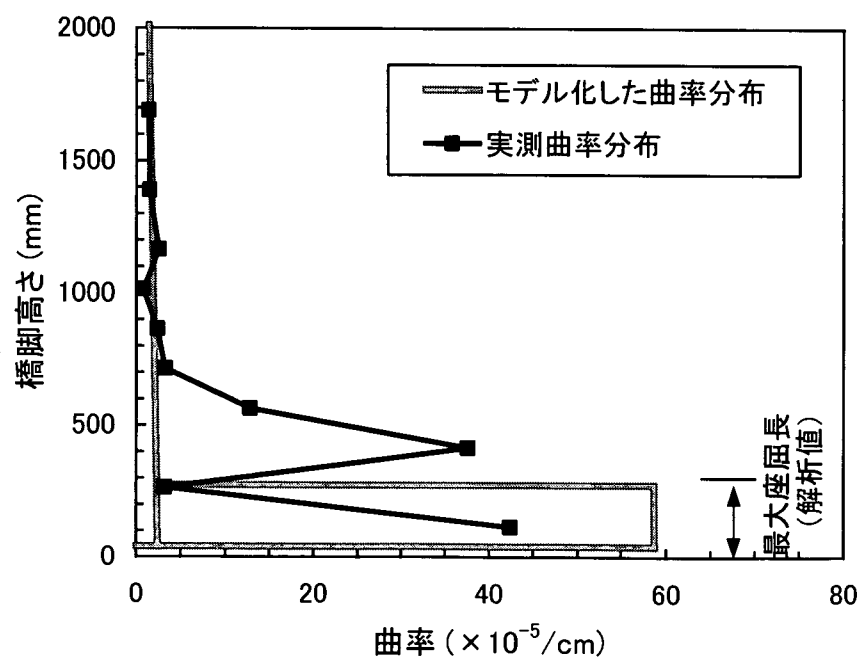


(d)No.4 供試体

図-5.4 矩形断面供試体における実測曲率分布及び等価な矩形ブロックにモデル化した曲率分布 (その2)

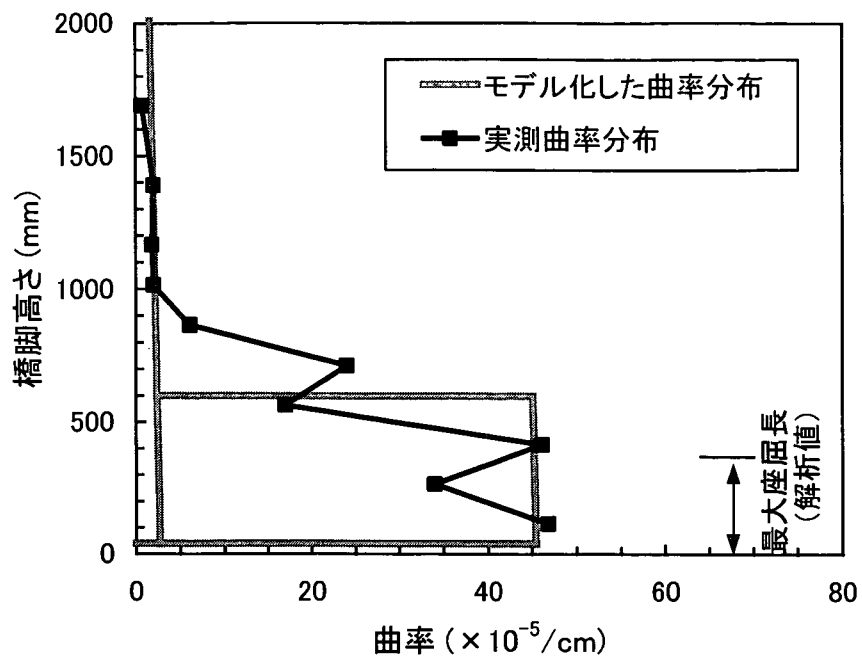


(e) No.5 供試体

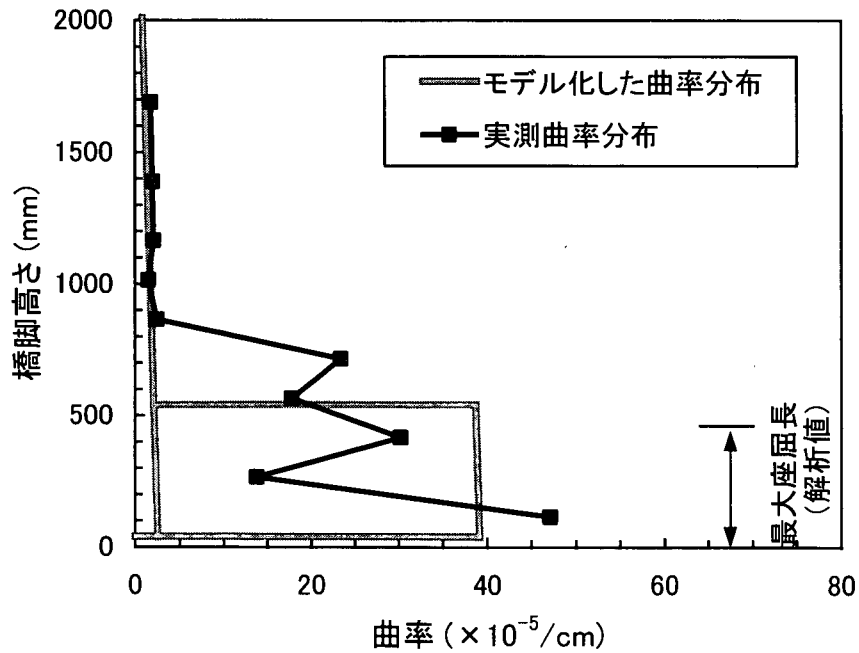


(f) No.6 供試体

図-5.4 矩形断面供試体における実測曲率分布及び等価な矩形ブロックにモデル化した曲率分布 (その3)

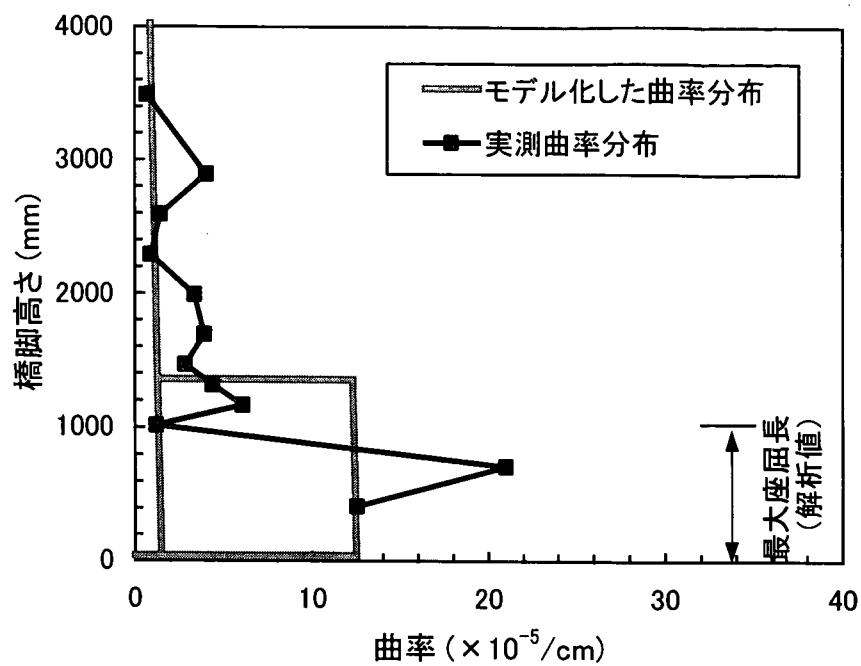


(g)No.7 供試体

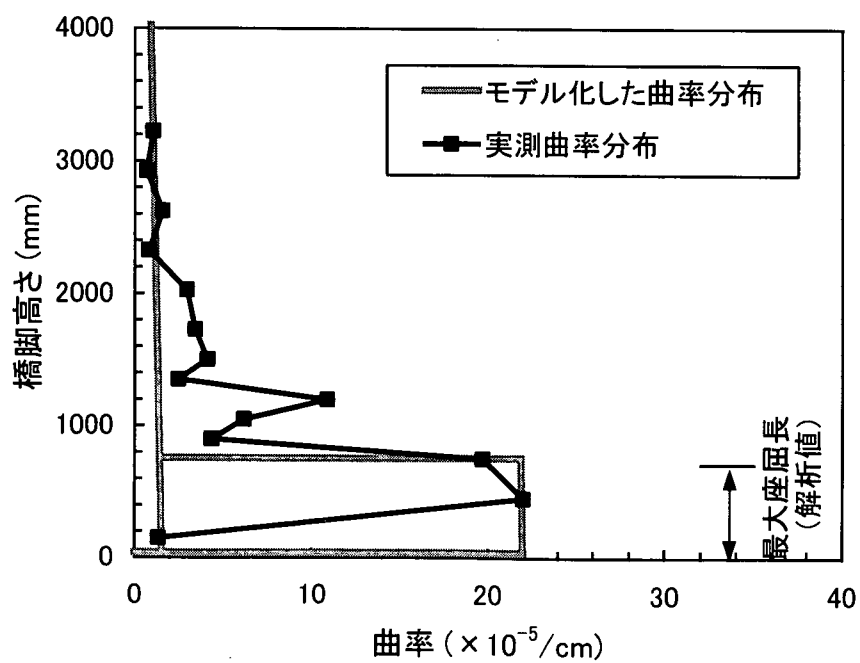


(h)No.8 供試体

図-5.4 矩形断面供試体における実測曲率分布及び等価な矩形ブロックにモデル化した曲率分布 (その4)

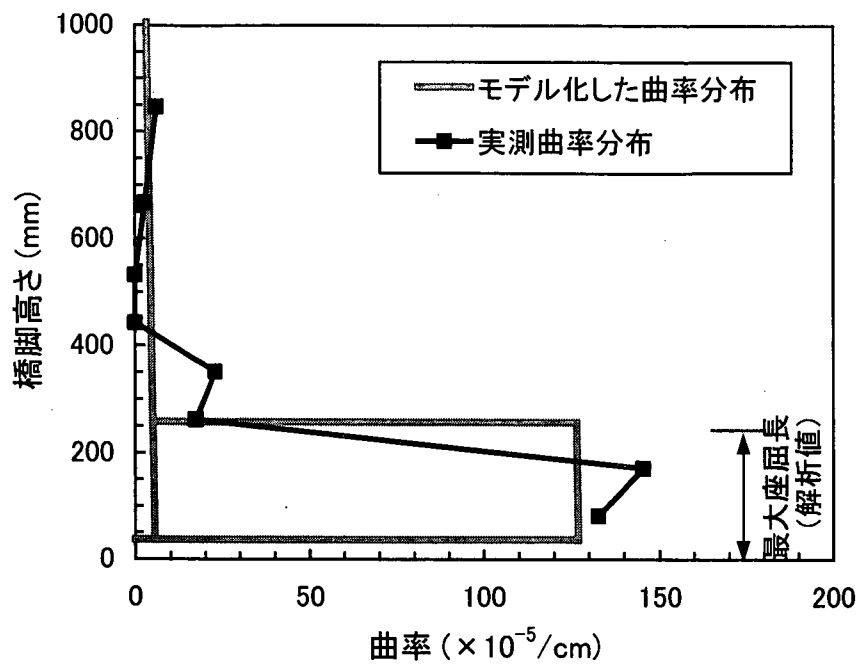


(i)No.9 供試体

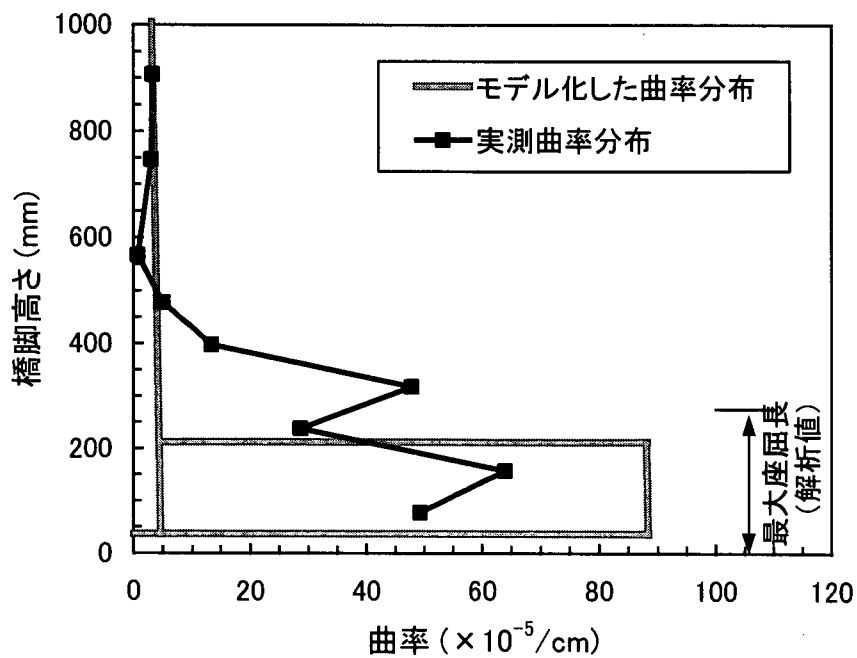


(j)No.10 供試体

図-5.4 矩形断面供試体における実測曲率分布及び等価な矩形ブロックにモデル化した曲率分布 (その5)



(k)No.11 供試体



(l)No.15 供試体

図-5.4 矩形断面供試体における実測曲率分布及び等価な矩形ブロックにモデル化した曲率分布 (その6)

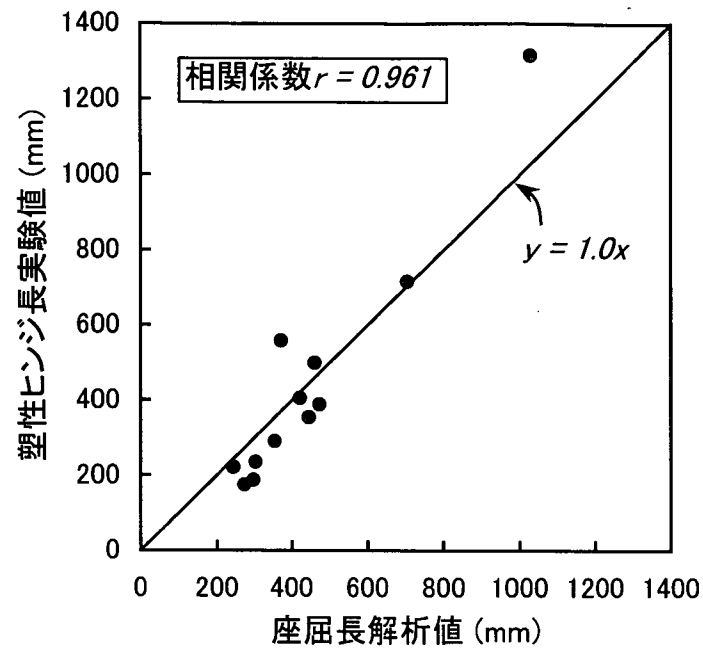
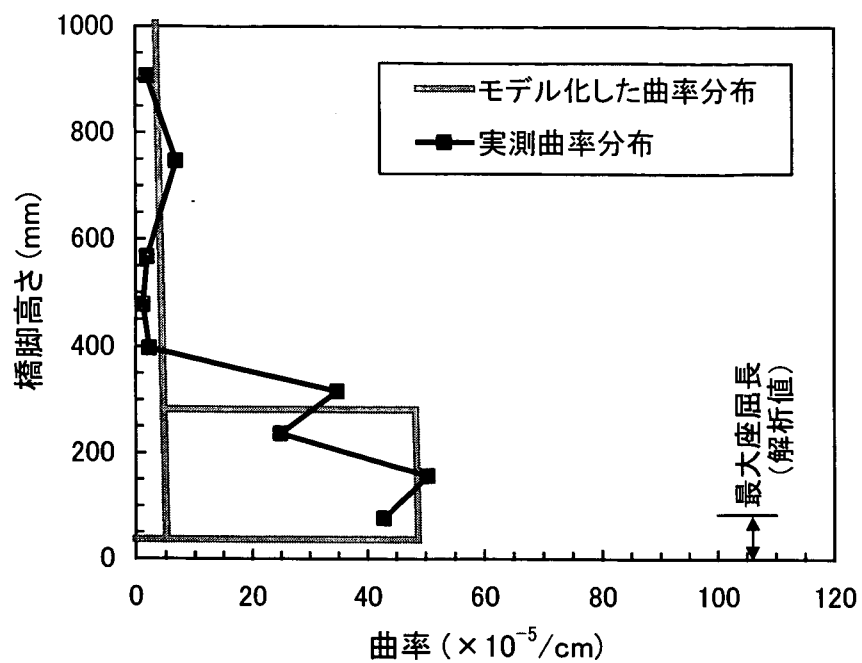
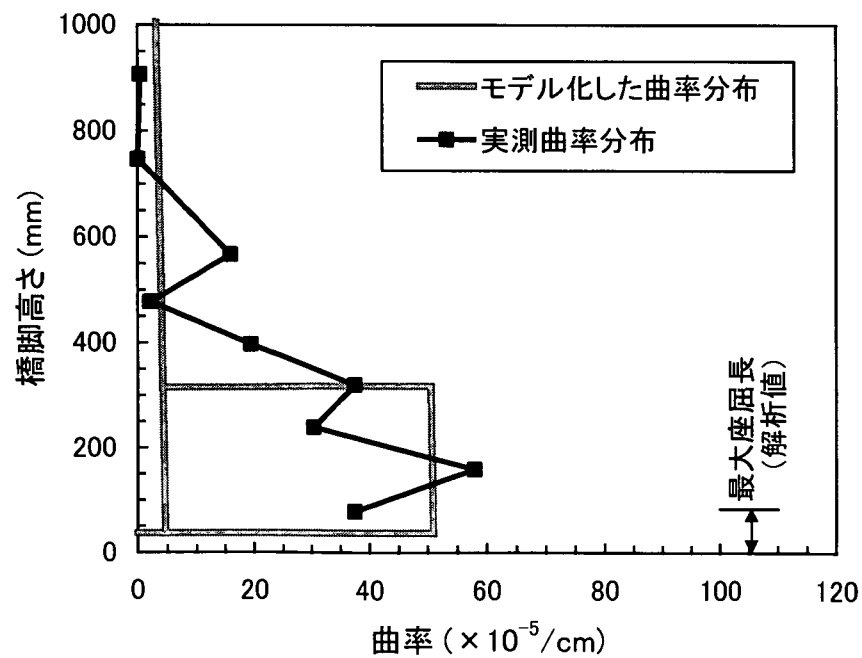


図-5.5 実験の曲率分布から算出した塑性ヒンジ長と解析による最大座屈長
の関係（矩形断面供試体）



(a)No.16 供試体



(b)No.17 供試体

図-5.6 円形断面供試体における実測曲率分布及び等価な矩形ブロックにモデル化した曲率分布

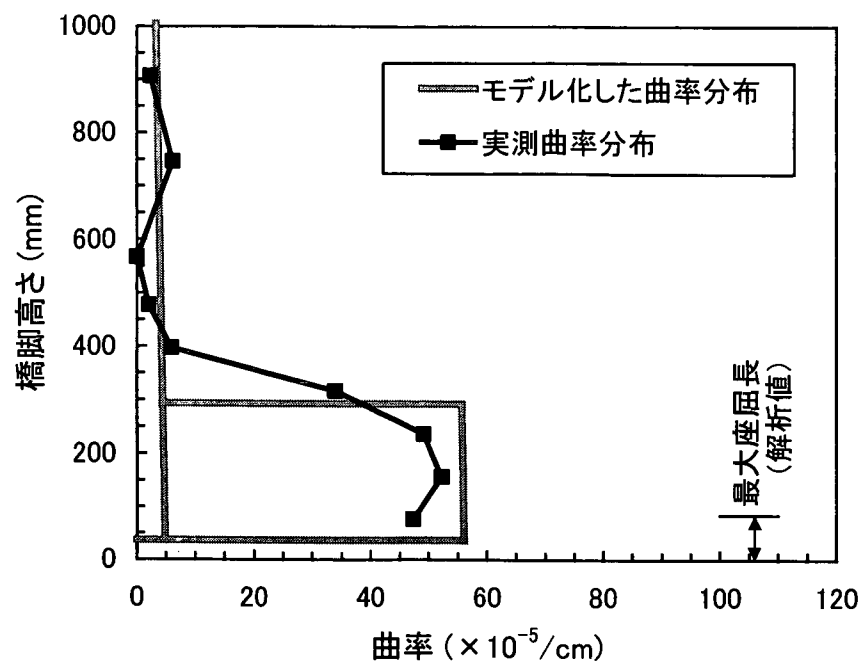


図-5.7 インターロッキング方式断面供試体における実測曲率分布及び等価な矩形ブロックにモデル化した曲率分布 (No.18 供試体)

6. 座屈長の簡易算定式

5章での検討の結果、軸方向鉄筋の座屈長と塑性ヒンジ長の関係が明らかになったため、この結果に基づいて塑性ヒンジ長を推定することが可能であると考えられる。しかしながら、FEM解析によって座屈長を求める手法を実際の設計実務に取り入れることは煩わしい面もあるため、座屈長を簡易的に推定する手法の確立が望まれる。ここでは、4章で実施したFEMによる座屈解析結果を踏まえ、弾性座屈の理論式を非線形座屈に応用する方法を検討することによって、座屈長の簡易算定式の提案を行うことにする。

6. 1 弾性座屈長の理論式について

須田らは端部を回転拘束され、弾性支承上に配置された直棒部材が半波形で座屈する場合の座屈長を示しており²⁰⁾、これをS I単位系で表記すると式(18)のようになる。

$$L_{cr} = C_2 \sqrt[4]{E_o I_o / \beta_n} \quad (6.1)$$

$$I_o = \pi \phi^4 / 64 \quad (6.2)$$

ここに、

L_{cr} : 座屈長 (mm)

E_o : 鉄筋の弾性係数 (N/mm²)

I_o : 軸方向鉄筋の断面2次モーメント (mm⁴)

β_n : 等分布バネ定数 (N/mm²)

C_2 : 定数で、解を導く際の近似方法の違いによって4.4~5.4となる。

ϕ : 軸方向鉄筋径 (mm)

式(6.1)は弾性座屈の理論式であるため、軸方向鉄筋がバウシinger効果によって非線形性を示すような場合には、このまま適用できないと考えられる。須田らはこの点に関して、鉄筋の応力ひずみ曲線履歴モデルにおける割線弾性係数を E_o に代入することによって対処している²⁰⁾。しかし、この方法によって常に良好な推定精度が得られるとは限らない。そこで、まず、非線形座屈に対する式(6.1)の適合性について検討するものとした。

図-6.1は座屈長の解析値と $(\sqrt[4]{E_o I_o / \beta_n})$ の関係を示したものである。座屈長解析値は、4章で実施したNo.1~No.15供試体における全軸方向鉄筋の座屈長解析結果であり、軸方向鉄筋の条件が同一でもバネ定数の異なるケースが複数存在する。一方、 $(\sqrt[4]{E_o I_o / \beta_n})$ はこれらの解析ケースに対して計算したものであり、 β_n の値は式(4.7)を帯鉄筋間隔 s で除すことによって求めた。また、 E_o の値は $(2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2)$ を用いた。したがって、非線形性の影響については定数 C_2 の値の中で考慮されることになる。

図-6.1より、両者は概ね比例関係にあるが、 C_2 の値は2.0~3.0の範囲でばらついており、各ケースによ

って材料非線形性の程度が異なることを示唆している。この理由としては、図-6.2 に示すように応力-ひずみ曲線が非線形の場合、拘束の違いによって座屈応力度が異なれば、その点における見かけの弾性係数が異なり、その結果として座屈長に違いが生じるためと考えられる。

したがって、式(4.7)における C_2 の値を 2.0~3.0 の間に設定すれば、式(6.1)は非線形座屈にも適用できると考えられるが、推定誤差が大きくなる。推定精度を高めるためには、非線形性を表す何らかのパラメータの関数として C_2 の値を設定する必要があると考えられる。

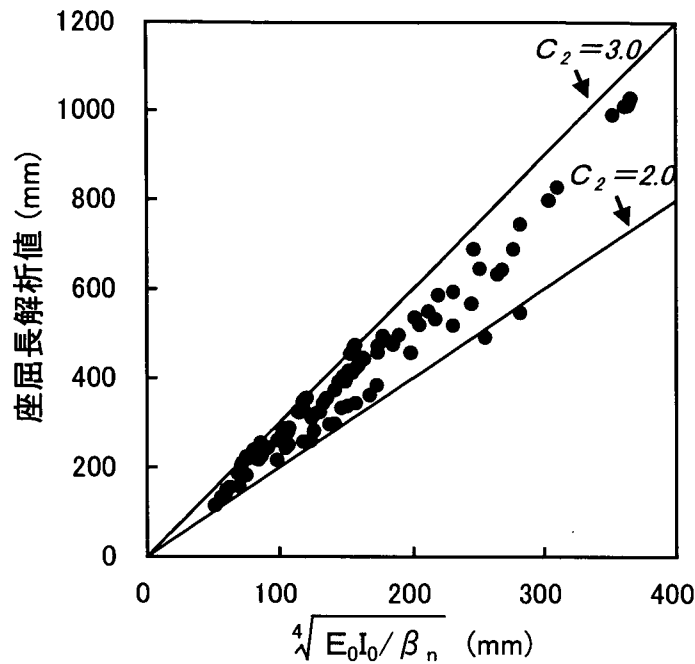


図-6.1 弾性座屈理論式と解析値による座屈長の比較

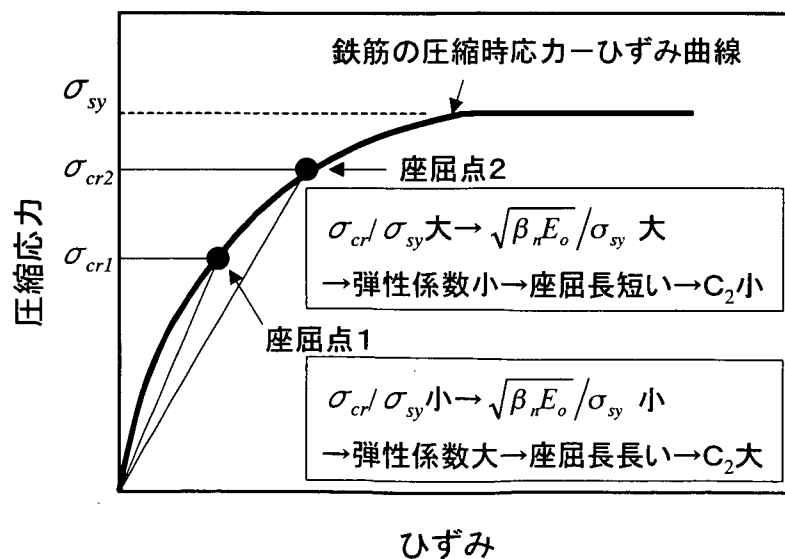


図-6.2 座屈長に対する材料非線形性の影響

6. 2 材料非線形性を考慮した座屈長の簡易算定式

上述した考察に基づけば、非線形性の程度を表す一つのパラメータとして座屈応力度を挙げることができ、須田らが示している弾性座屈における座屈荷重¹³⁾²⁶⁾をS I表記すると式(20)のようになり、この式を応力度の形に書き直すと、鉄筋径の影響が消去されて、式(6.4)のように表わすことができる。ここでは、これを非線形座屈に対する座屈応力度に拡張して考えるものとする。

$$P_{cr} = C_1 \sqrt{\beta_n E_o I_o} \quad (6.3)$$

$$\sigma_{cr} = \frac{C_1}{2\sqrt{\pi}} \sqrt{\beta_n E_o} \quad (6.4)$$

ここに、

P_{cr} : 座屈荷重 (N)

C_1 : 定数で、解を導く際の近似方法の違いによって2.4~3.3となる。

σ_{cr} : 座屈応力度 (N/mm²)

ここで、図-6.2 に示したように、座屈応力度の指標である ($\sqrt{\beta_n E_o}$) を鉄筋の降伏点で除したパラメータ ($\sqrt{\beta_n E_o} / \sigma_{sy}$) を導入すれば、これによって、座屈長に対する材料非線形性の程度を表すことができると考えられる。

図-6.3 は ($\sqrt{\beta_n E_o} / \sigma_{sy}$) と C_2 の関係を示したものである。これより、解析誤差等の影響によって多少のばらつきが生じているが、($\sqrt{\beta_n E_o} / \sigma_{sy}$) の値が大きくなると C_2 の値が減少していることがわかる。すなわち、材料非線形性の程度が強くなると座屈長が短くなるといえる。図中には最小二乗法によって x の累乗の形に曲線回帰した結果を示した。

この曲線回帰の結果より、 C_2 の値は式(6.5)で与えられる。式(6.5)と式(6.2)を式(6.1)に代入し、さらに $E_o = 2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ を代入して整理すれば、座屈長は式(6.6)のように表される。この式では指数部分がやや複雑であるため、指数部分を分数の形で表現すると式(6.7)のように近似できる。

$$C_2 = 2.859 \left(\sqrt{\beta_n E_o} / \sigma_{sy} \right)^{0.192} \quad (6.5)$$

$$L_{cr} = 8.82 \sigma_{sy}^{0.192} \beta_n^{-0.346} \phi \quad (6.6)$$

$$L_{cr} = 8.5 \sigma_{sy}^{1/5} \beta_n^{-1/3} \phi \quad (6.7)$$

図-6.4 は式(6.7)と図-6.1 における座屈長解析値を比較したものであり、式(7)は座屈長算定式として十分な精度を有していると考えられる。

また、図-6.5 及び表-6.1 は No.1~No.19 供試体の座屈長に対して実験による判読値と式(6.7)による計算値を比較したものであり、両者はよく一致していることがわかる。

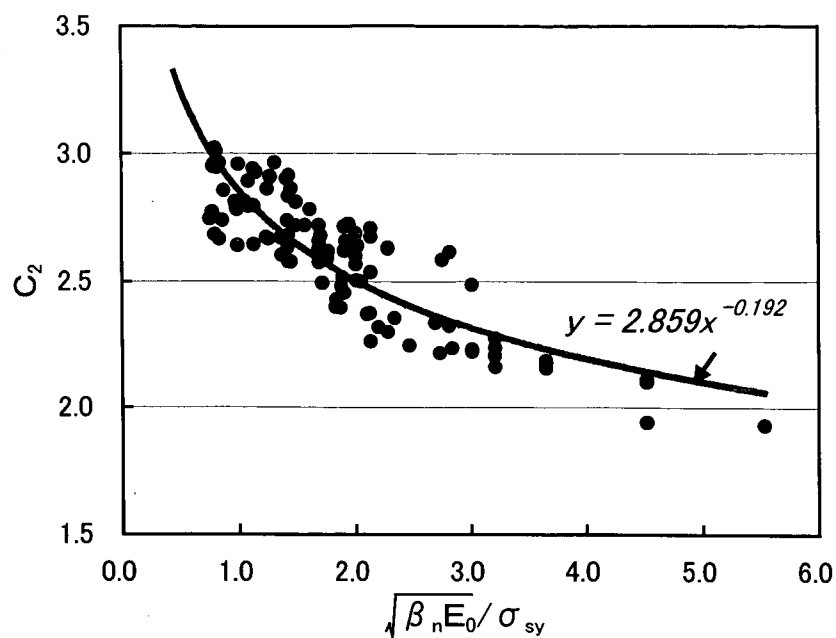


図-6.3 C_2 と $\sqrt{\beta_n E_0 / \sigma_{sy}}$ の関係

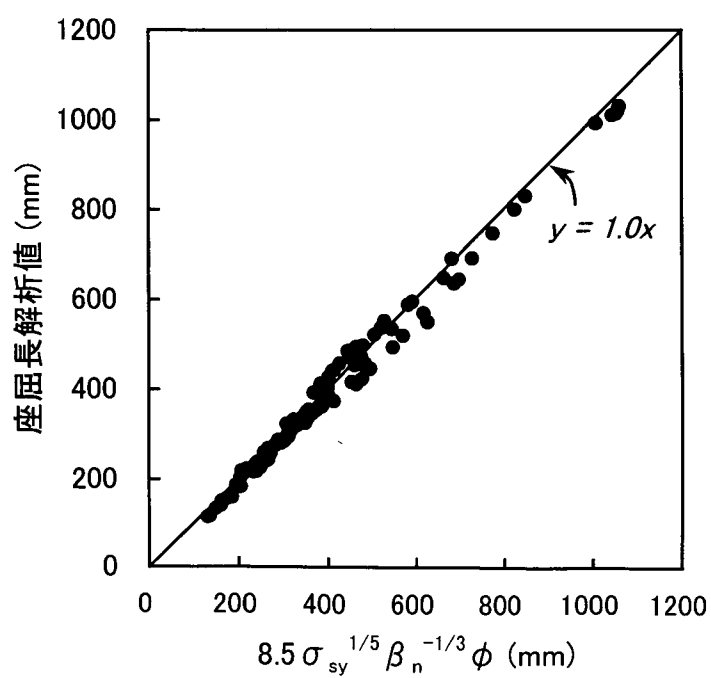


図-6.4 座屈長算定式の精度

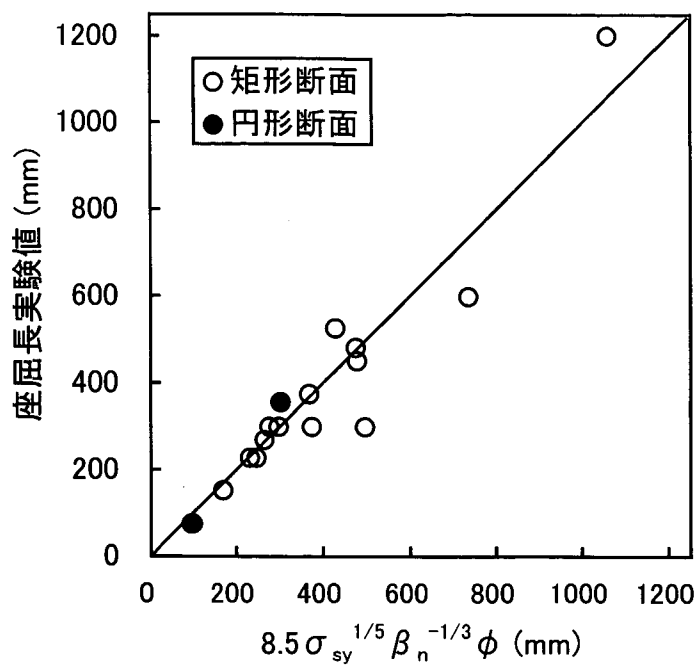


図-6.5 実験供試体に対する座屈長の実験判読値と簡易式による計算値の比較

表-6.1 実験供試体に対する座屈長の実験判読値と簡易式による計算値

供試体 No.	実験結果から 判読した 座屈長 (mm)	解析による 簡易式による 座屈長 (mm)
1	300	375
2	450	479
3	300	497
4	300	476
5	480	298
6	300	369
7	375	429
8	525	1060
9	1200	737
10	600	265
11	270	233
12	228	169
13	152	247
14	228	277
15	300	96
16	75	100
17	75	96
18	75	303
19	356	225

7. 塑性ヒンジ長の算定式

7. 1 塑性ヒンジ長の上限值

7. 1. 1 軸方向鉄筋の塑性化領域と塑性ヒンジ長の関係について

これまでの検討により、軸方向鉄筋の座屈長に基づいて塑性ヒンジ長を推定できることが明らかになった。ここで、軸方向鉄筋の座屈長に影響を与えるパラメータを簡単に整理してみると、①軸方向鉄筋径、②軸方向鉄筋の降伏点、③軸方向鉄筋の本数、④帯鉄筋径、⑤帯鉄筋間隔、⑥帯鉄筋の有効長、⑦かぶりコンクリートの厚さの7つとなる。この中には、従来塑性ヒンジ長に影響を与えると考えられていた橋脚高さ h というパラメータ及び断面高さ D というパラメータが含まれていない。この2つのパラメータは座屈長には直接関与しないが、軸方向鉄筋が塑性化する領域に対しては大きな影響を与えるものである。仮に、鉄筋コンクリートが終局時まで完全に平面保持を保つ理想的な材料であり、軸方向鉄筋の座屈等も生じないとすれば、軸方向鉄筋の塑性化領域が塑性ヒンジ長を決定することになると考えられる。すなわち、このような場合には橋脚の曲率分布は軸方向鉄筋の塑性化領域の上端から下端に向けて次第に大きくなるような分布となるため、この間の曲率を矩形ブロックにモデル化すれば、その高さは塑性化領域の長さの関数となることが容易に想像される。

最外縁の軸方向鉄筋が塑性化する領域の長さは式(4.1)で与えられるため、この式から橋脚高さ h が塑性化領域に直接関与することがわかる。一方、断面高さ D は初降伏曲げモーメントと終局曲げモーメントの比率に間接的な影響を与え、この結果、塑性化領域に影響を与えると考えられる。なぜならば、初降伏曲げモーメントを越えてさらに曲げモーメントが増加できる量は、軸方向鉄筋のひずみ硬化の他に断面の側方鉄筋の量に左右され、一般的には側方鉄筋の量は断面高さの増大に伴って増加することが多いためである。

しかしながら、実際の鉄筋コンクリート断面では終局時に近づくとも平面保持が完全に成立しなくなる可能性があり、特に軸方向鉄筋の座屈が発生した段階では、塑性ヒンジ長が軸方向鉄筋の塑性化領域よりもむしろ軸方向鉄筋の座屈長に支配されることは、これまで検証してきた通りである。ただし、軸方向鉄筋の塑性化領域の長さが座屈長に及ぼす影響がある場合には、これを考慮する必要がある。

図-7.1 は塑性化領域の長さが座屈モードに与える影響を検討したものである。解析条件は表-7.1 に示す通りであり、2章で述べた方法によって、塑性化領域を $H=375\text{mm}\sim 1425\text{mm}$ まで6段階に変化させて座屈解析を行った場合の座屈モードを比較した。太線が座屈発生時の変形状態を、また細線が座屈発生時の2倍の鉛直変位となったときの変形状態を示している。図をみると $H=750\text{mm}$ 以下のケースでは、座屈は解析モデルの全長で生じており、座屈長は塑性化領域そのものとなっている。これに対し、 $H=750\text{mm}$ を越えると座屈長は概ね 750mm 程度で一定となっており、座屈する範囲としては塑性化範囲に影響を受けないことがわかる。ただし、軸方向鉄筋のはらみだしが最大となる点は塑性化領域が長くなると若干高い位置で生じる傾向にあり、4. 1. 3 で定義したように基部からこの高さまでの2倍を持って座屈長とするならば、塑性化範囲の増大とともに座屈長は若干長くなるといえる。この理由は軸力分布及び応力-ひずみ関係を高

さ方向に変化させている影響と考えられるが、高さが座屈範囲に対して十分高くなるとこの影響は次第に小さくなっていき、最終的には等分布の荷重でかつ応力-ひずみ関係を一定とした場合の座屈長の値に収束すると考えられる。ただし、このような座屈長の違いは非常に小さなものであり、工学的には塑性化領域の長さが座屈長に与える影響は無視してもよいと考えられる。

ただし、塑性化領域が極端に短い場合はこの領域の長さがそのまま座屈長となる場合が存在することに注意する必要がある。すなわち、2. 1で述べたようなメカニズムを考えると軸方向鉄筋の座屈は塑性化領域より長い範囲では生じにくいと考えられるため、塑性化領域が短い場合にはこの領域の長さが軸方向鉄筋の座屈長を決定することになる。したがって、軸方向鉄筋の塑性化領域の長さが座屈長の上限值、すなわち塑性ヒンジ長の上限值与えるということを前提とした上で、塑性ヒンジ長の算定式を提案する必要があると考えられる。

表-7.1 塑性化領域を変化させた座屈解析の諸条件

軸方向鉄筋			帯鉄筋				
径	弾性係数 (N/mm ²)	降伏点 (N/mm ²)	径	弾性係数 (N/mm ²)	間隔 (mm)	降伏点	バネ定数 (N/mm)
D13	2.0E+05	370	D6	2.0E+05	75	340	10.0

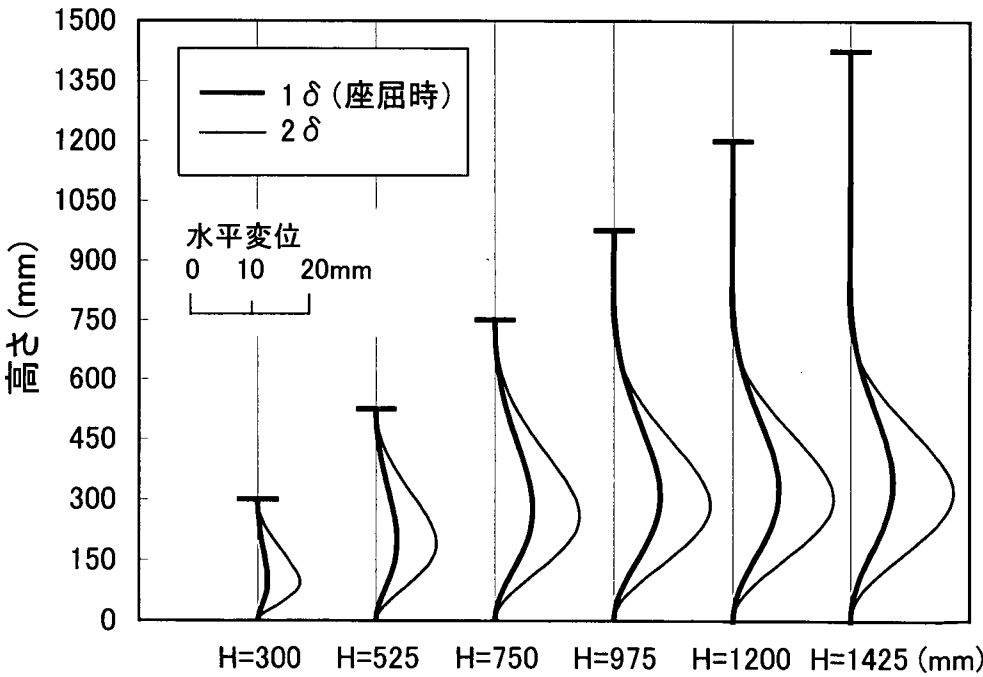


図-7.1 軸方向鉄筋の塑性化領域が座屈長に与える影響

7. 1. 2 軸方向鉄筋の塑性化領域の検討

(1) 検討方法

塑性化領域は式(4.1)のような比較的簡単な式で表され、初降伏曲げモーメント M_{yo} については平成8年の道示の方法に従って算出することができる。しかし、最大曲げモーメント M_{max} については道示の終局曲げモーメント M_u を用いると次のような理由で曲げモーメントを過小評価することになる。まず、 M_u はかぶりコンクリートが剥離したときの曲げモーメントを想定しているため、圧縮側のかぶりコンクリートの圧縮応力を無視している点である。したがって、かぶりコンクリートが健全な間は M_u よりも大きな曲げモーメントが発生する。また、 M_u は軸方向鉄筋のひずみ硬化の影響を無視して解析されるため、終局ひずみが大きくなるような断面ではこの影響が無視できなくなり、曲げモーメントを過小評価することになる。したがって、式(4.1)における最大曲げモーメントとして M_u を用いると軸方向鉄筋の塑性化領域の長さが正しく評価できないと考えられる。したがって、最大曲げモーメントを算定するためにはかぶりコンクリートと軸方向鉄筋のひずみ硬化の影響を考慮したM- ϕ 解析を行う必要があるが、実際の設計でこのような点を考慮した解析を行うことは合理的ではない。

そこで、ここでは様々な設計条件に対して、かぶりコンクリートと軸方向鉄筋のひずみ硬化の影響を考慮したM- ϕ 解析を実施し、この結果を整理することによって軸方向鉄筋の塑性化領域を簡易的に評価することを試みた。ただし、かぶりコンクリートは帯鉄筋による拘束効果が期待できないため、本来であればコアコンクリートの応力-ひずみ曲線及び終局ひずみは別途設定する必要があるが、これに関しては現時点では十分に明らかにされていないため、コアコンクリートと同一の値を用いるものとした。また、軸方向鉄筋のひずみ硬化については式(7.1)で与えられる島らの実験式²⁾を用いるものとした。

$$\begin{cases} \sigma_s = f_y + (1.01f_u - f_y) \left(1 - e^{(\varepsilon_{sh} - \varepsilon_s)/k} \right) \\ k = 0.032(400/f_y)^{1/3} \end{cases} \quad (7.1)$$

ここに、

σ_s : 鉄筋の応力 (N/mm²)

f_y : 鉄筋の降伏点 (N/mm²)

f_u : 鉄筋の引張強さ (N/mm²)

ε_s : 鉄筋のひずみ

ε_{sh} : ひずみ硬化開始点のひずみ

(2) 検討条件

実際の橋脚における充実矩形断面を想定し、図-7.2 に示す断面を基本断面としてM-φ解析を行うものとした。解析パラメータとしては、軸方向鉄筋比 p 、コンクリート強度 σ_{ck} 、帯鉄筋比 ρ_s 、側方筋比 A_{s2}/A_{s1} 、断面縦横比 D/B 、軸 N の6項目とし、実際の橋脚で一般的に用いられている範囲を勘案してパラメータの変動範囲を表-7.2 のように決定した。なお、着目するパラメータ以外は、図-7.2 における基本断面の値（表-7.2 の網掛け部）に固定して解析を行うものとした。

なお、軸方向鉄筋の材料諸元に関して条件を固定し、降伏点は 295N/mm^2 、引張強度は降伏点の1.5倍（降伏比0.67）、ひずみ硬化開始時のひずみは降伏ひずみの10倍とした。

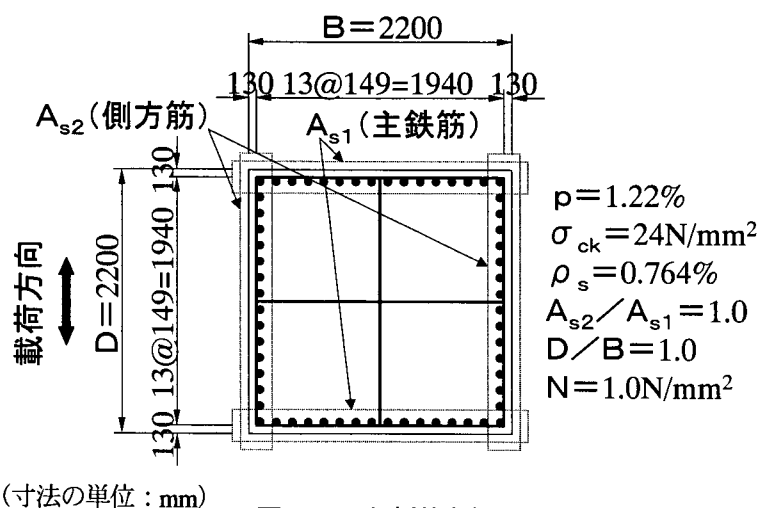


図-7.2 解析基本断面

表-7.2 解析パラメータの値

パラメータ	記号	単位	case1	case2	case3	case4	case5	case6
軸方向鉄筋比	p	%	0.690	0.853	1.028	1.225	1.440	—
コンクリート強度	σ_{ck}	N/mm^2	21	24	27	30	35	—
帯鉄筋比	ρ_s	%	0.338	0.530	0.764	1.032	1.290	1.548
側方筋比	A_{s2}/A_{s1}	—	0.0	0.5	1.0	2.0	4.0	6.0
断面縦横比	D/B	—	0.25	0.33	0.50	1.00	2.00	—
軸力	N	N/mm^2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	—

(3) 検討結果

図-7.3 に軸方向鉄筋の降伏領域を柱高さに対して正規化した塑性化降伏領域比と各パラメータの関係を示す。図をみると全体的にタイプⅡの地震動を対象とした場合の方がタイプⅠの地震動を対象とした場合よりも降伏領域が長くなっている。これは、タイプⅡでは終局ひずみが大きくなることによって鉄筋のひずみ効果の影響が顕著になり、最大曲げモーメントが大きくなるためである。

各パラメータを比較すると、塑性化領域に与える影響が非常に大きいのは帯鉄筋比、側方筋比であることがわかる。帯鉄筋比が大きくなるとコンクリート強度及び終局ひずみが大きくなって最大曲げモーメントが大きくなるために塑性化領域が長くなる。ただし、本解析ではかぶりコンクリートの応力-ひずみ関係にもコアコンクリート同様に帯鉄筋の拘束効果を考慮しているため、かぶりコンクリートの強度を若干過大評価していると考えられ、実際には帯鉄筋比が塑性化領域に与える影響はもう少し低減される可能性がある。また、側方筋比が大きくなると初降伏曲げモーメントに対する最大曲げモーメントの比率が大きくなることによって塑性化領域が長くなる。

次に、軸力に関しても塑性化領域に及ぼす影響が比較的大きいが、我が国の一般的な橋脚では $0.5 \sim 1.0 \text{ N/mm}^2$ 程度であることを考えると、その影響はあまり大きくはないといえる。

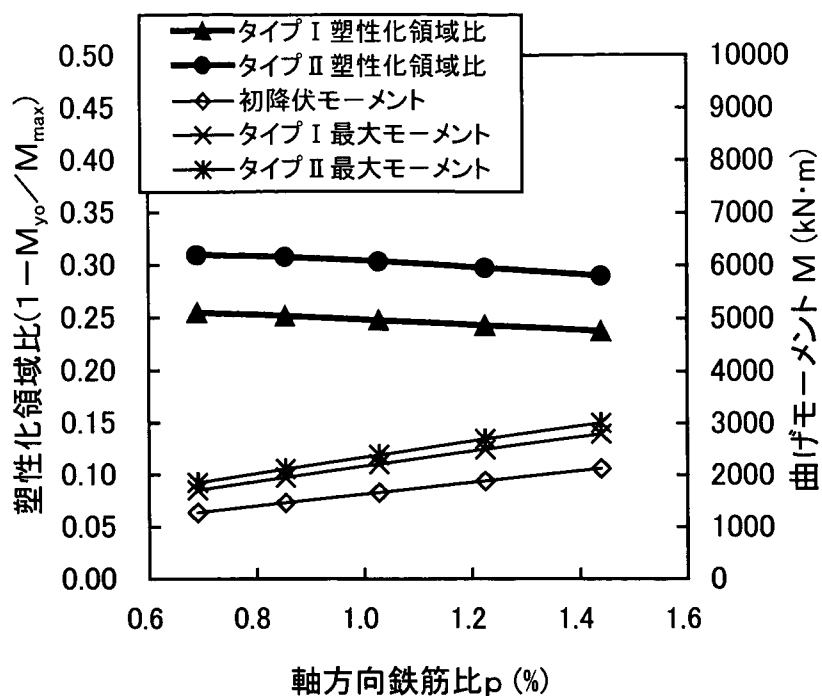
また、軸方向鉄筋比及びコンクリート強度は最大モーメントの増減に伴って初降伏モーメントも増減するため、塑性化領域比の変化量が小さくなり、この2つのパラメータが塑性化領域に与える影響は非常に小さいといえる。断面縦横比については、ここでは側方筋比を固定して解析を行ったため塑性化領域は全く変化しない結果となっている。ただし、一般的には断面縦横比の増減に伴って側方筋比も増減すると考えられ、実際の橋脚では側方筋比と同様に塑性化領域に大きな影響を及ぼすパラメータとなることに注意する必要がある。

7. 1. 3 塑性化領域からみた塑性ヒンジ長の上限值

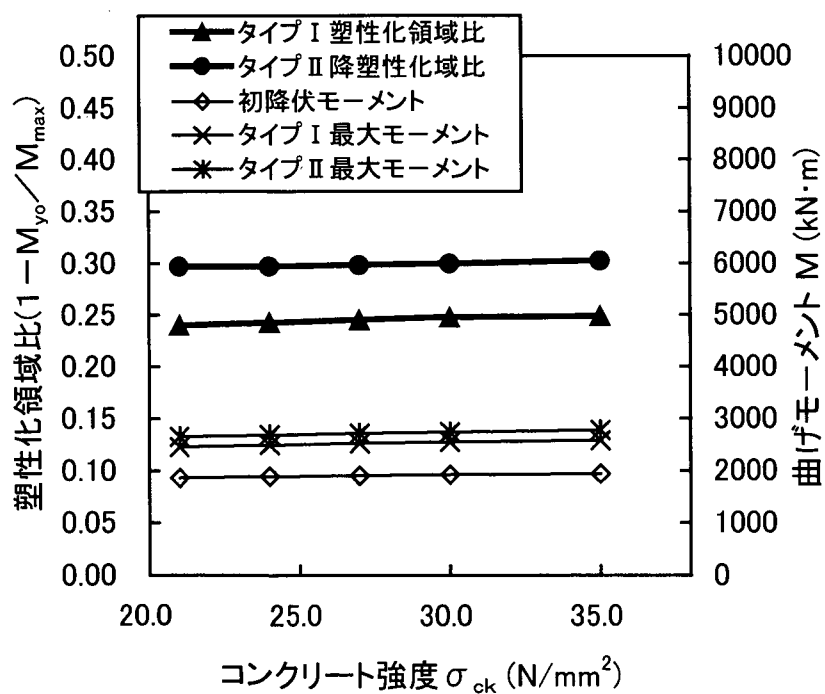
上述のパラメータ解析の結果より、塑性化領域比は側方筋比、帯鉄筋比等に影響を受けて変化し、解析を実施した範囲内での塑性化領域としては $0.17h \sim 0.37h$ (h : 橋脚高さ) 程度の範囲にあることがわかった。ただし、実際の橋脚は矩形断面の橋脚や壁式橋脚が多く存在するため、これらに対して橋軸方向の耐震設計を行う場合には側方筋比が非常に小さくなり、軸方向鉄筋の塑性化範囲が短くなるケースが多いと考えられる。図-7.3(d)によれば側方筋比が全くないタイプⅠ地震動の場合の塑性化領域は $0.17h$ 程度となっている。したがって、塑性ヒンジ長の上限值としてはこのようなケースを対象に設定しておけば、設計に対して安全側になると考えられる。

以上のような考えから、塑性ヒンジ長の上限值としては安全側として、 $0.15h$ とすることを提案する。

なお、本解析は矩形断面に対して行ったものであり、円形断面の場合には最外縁鉄筋の軸方向鉄筋のみに着目すると矩形断面よりも塑性化領域は長くなると考えられるが、安全側として矩形断面供試体に準拠するものとする。

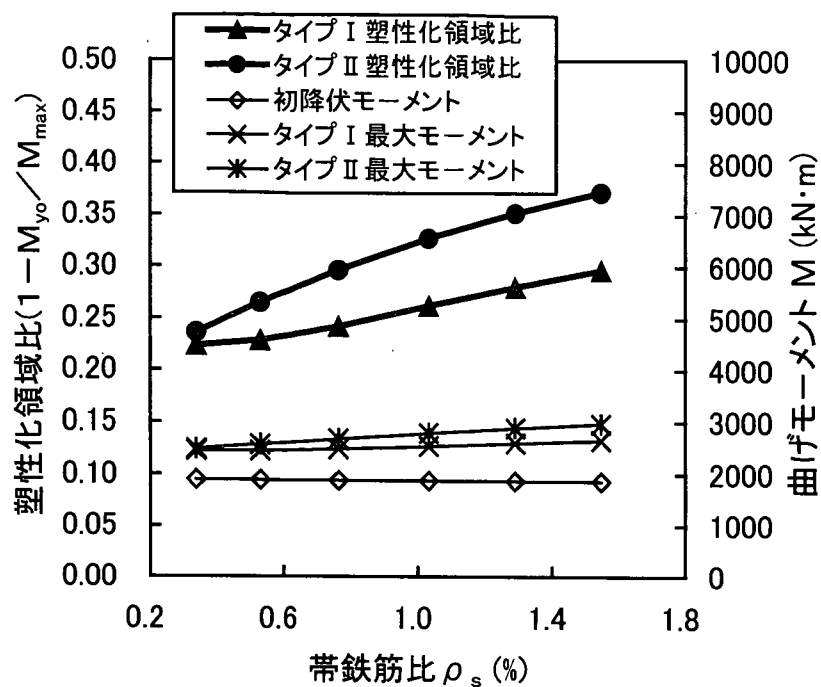


(a)軸方向鉄筋比の影響

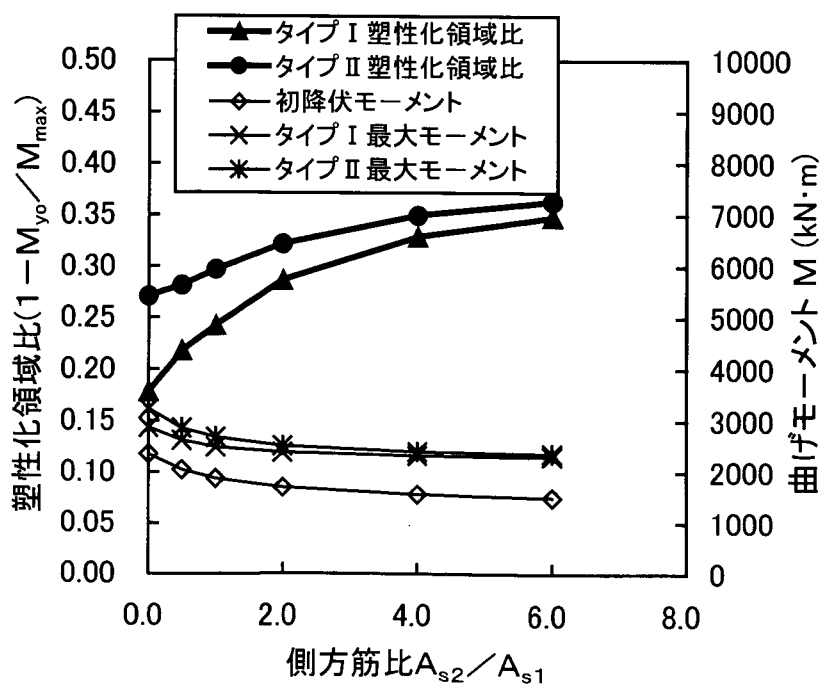


(b)コンクリート強度の影響

図-7.3 塑性化領域比に対するパラメータ解析結果 (その1)

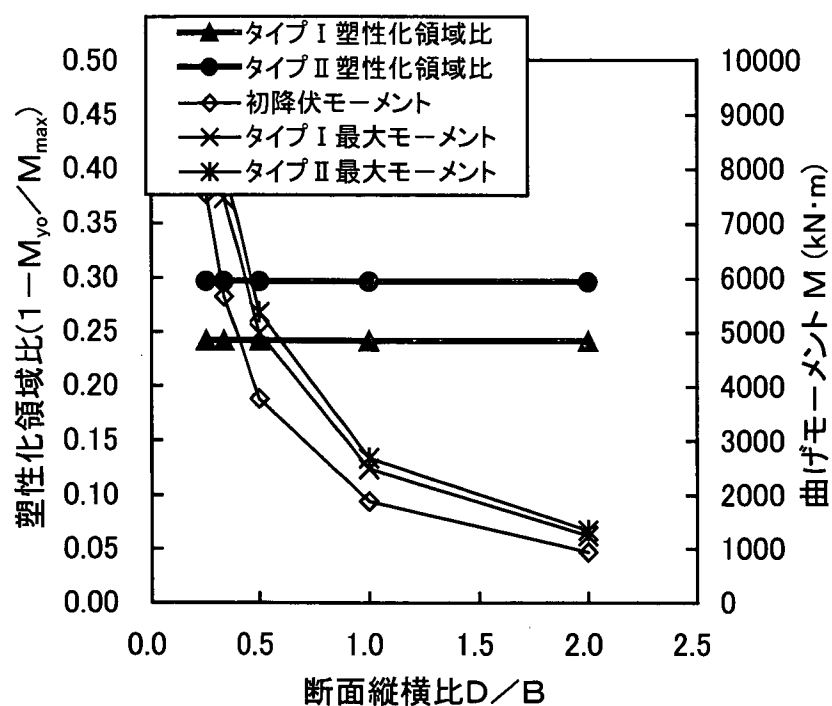


(c)帯鉄筋比の影響

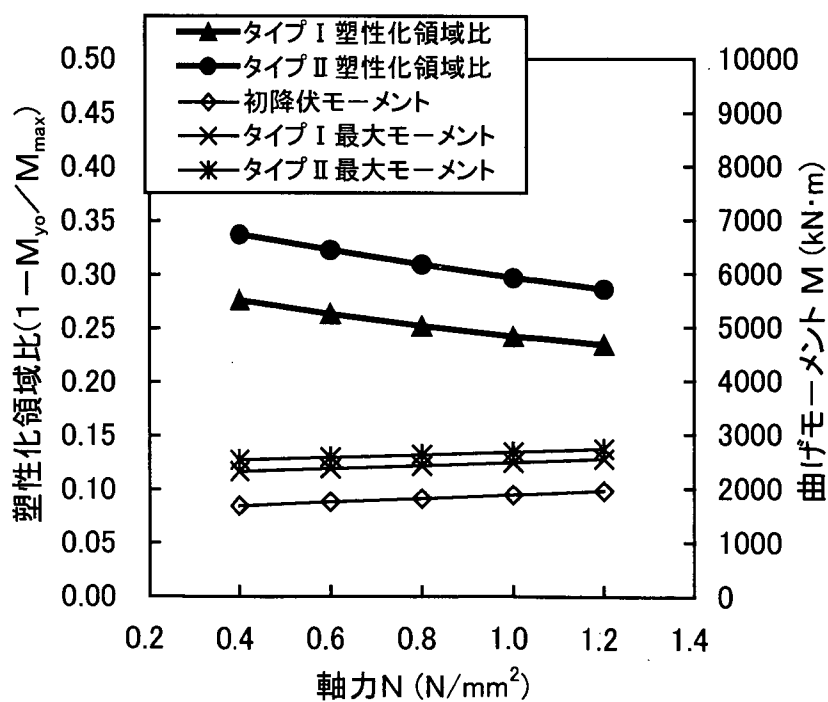


(d)側方筋比の影響

図-7.3 塑性化領域比に対するパラメータ解析結果 (その2)



(e)断面縦横比の影響



(f)軸力の影響

図-7.3 塑性化領域比に対するパラメータ解析結果 (その3)

7. 2 塑性ヒンジ長算定式の提案

5章での検討の結果、矩形断面橋脚の場合には軸方向鉄筋の座屈長と塑性ヒンジ長がよく一致することが明らかとなった。また、円形断面橋脚の場合には座屈長の3～5倍が塑性ヒンジ長に相当していると推定される。一方、軸方向鉄筋の座屈長については6章での検討結果より、簡易式である式(5.7)によって推定可能であることが明らかとなった。さらに、7. 1において軸方向鉄筋の塑性化領域からみた座屈長の上限値を設定した。

以上より、ここでは軸方向鉄筋の座屈長からみた塑性ヒンジ長の算定式を提案する。まず、式(7.2)では座屈長の算定式に対して、矩形断面と円形断面の座屈長と塑性ヒンジ長の関係の違いを補正する係数 α を導入し、塑性ヒンジ長の算定式とした。ここで、補正係数の値は、矩形断面の場合には $\alpha=1.0$ 、円形断面の場合には $\alpha=3.0\sim 5.0$ とした。そして、式(7.2)で算出される塑性ヒンジ長には $0.15h$ という上限値を設定した。また、式(7.2)に用いる等分布バネ定数 β_n については、矩形断面橋脚の場合には式(4.7)を、円形断面橋脚の場合には式(2.13)をそれぞれ横拘束筋の間隔 s で除して算出するものとした。

$$L_p = \alpha L_{cr} = 8.5 \alpha \sigma_{sy}^{1/5} \beta_n^{-1/3} \phi \quad (7.2)$$

ただし、 $L_p \leq 0.15h$

ここに、

L_p : 塑性ヒンジ長 (mm)

L_{cr} : 軸方向鉄筋の座屈長 (mm)

α : 断面補正係数で、矩形断面の場合には1.0、円形断面の場合には3.0～5.0とする。

σ_{sy} : 軸方向鉄筋の降伏点 (N/mm²)

β_n : 軸方向鉄筋の座屈に対するバネ定数で式(7.3)より算出するものとする。

$$\begin{cases} \beta_n = \frac{384E_o I_h}{nd^3 s} + k_o c_o & (\text{矩形断面}) \\ \beta_n = \frac{2E_o A_h \sin(\pi/n')}{ds} & (\text{円形断面}) \end{cases} \quad (7.3)$$

E_o : 横拘束筋の弾性係数 (N/mm²)

I_h : 横拘束筋の断面2次モーメント (mm⁴)

n : 横拘束筋の有効長で囲まれるブロックに含まれる圧縮側軸方向鉄筋の本数

d : 横拘束筋の有効長 (mm)

s : 横拘束筋の間隔 (mm)

k_o : かぶりコンクリートのバネ算出係数で 0.01N/mm^3 とする。

c_o : 軸方向鉄筋の純かぶり (mm)

A_h : 横拘束筋の断面積 (mm²)

n' : 円形断面橋脚の全軸方向鉄筋本数

ϕ : 軸方向鉄筋径 (mm)

h : 橋脚基部から上部構造慣性力の作用位置までの距離 (mm)

以上の塑性ヒンジ長を図に示すと図-7.4 のようになる。この図では縦軸、横軸共に橋脚高さで正規化しており、図中には上限値である $0.15h$ のラインも示した。図-7.5、図-7.6 は図-7.4 上に、それぞれ 5.1 と 5.2 で求めた実験供試体の塑性ヒンジ長と式(7.2)～式(7.4)で求めた塑性ヒンジ長との関係をプロットしたものである。これらの図より、式(7.2)～式(7.4)によって算出される塑性ヒンジ長は実験から算出した塑性ヒンジ長と概ね一致していることがわかる。

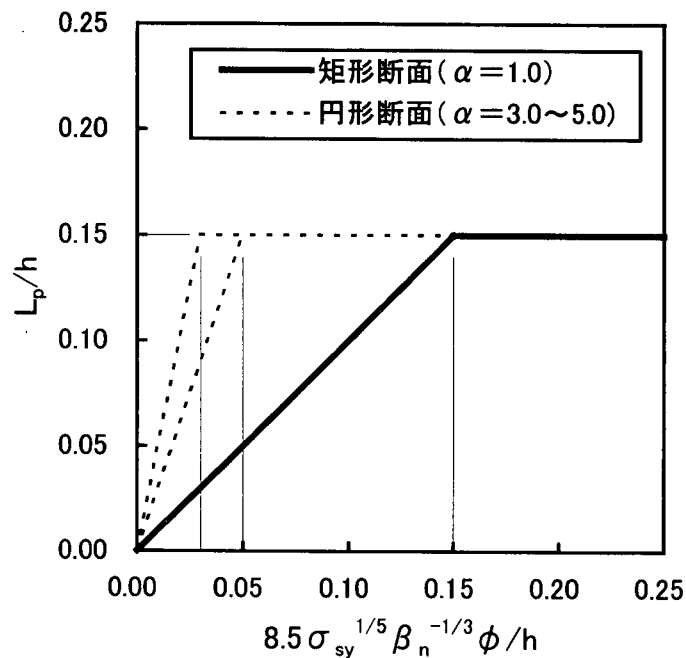


図-7.4 塑性ヒンジ長の算出方法

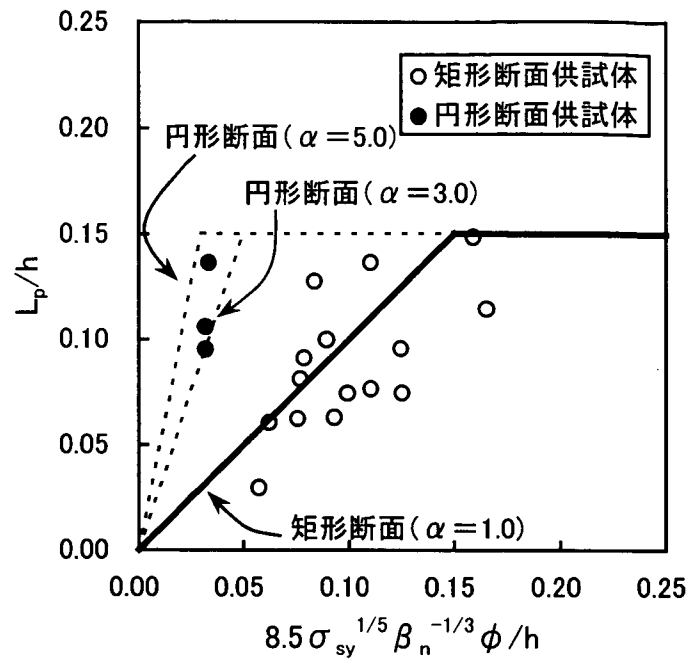


図-7.5 終局変位から求めた塑性ヒンジ長と提案式による塑性ヒンジ長の比較

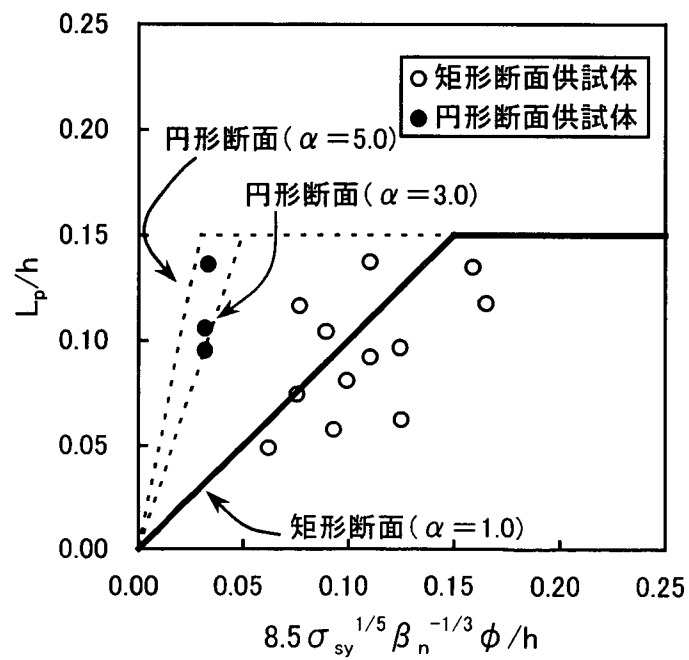


図-7.6 曲率分布から求めた塑性ヒンジ長と提案式による塑性ヒンジ長の比較

8. 結 論

8. 1 まとめ

本研究では鉄筋コンクリート橋脚における軸方向鉄筋の座屈長と塑性ヒンジ長の関係に着目し、有限変形理論によるFEM解析を用いて既往の実験供試体における軸方向鉄筋の座屈長を解析すると共に、実験における終局変位や曲率分布から算定される塑性ヒンジ長との比較を通じて、軸方向鉄筋の座屈長と塑性ヒンジ長の関係について検討した。さらに、座屈解析の結果を踏まえて材料非線形性を考慮した座屈長の簡易算定式の構築を試み、この結果を用いて新たな塑性ヒンジ長の算定式の提案を行った。本研究により得られた知見をまとめると以下の通りである。

(1) 正負交番载荷を受ける鉄筋コンクリート橋脚に対する軸方向鉄筋の座屈解析手法

正負交番の繰返し载荷を受ける鉄筋コンクリート橋脚に発生する軸方向鉄筋の座屈メカニズムを踏まえ、軸方向鉄筋の塑性化領域という限定された範囲に対して座屈解析に対するモデル化を行った。まず、軸方向鉄筋は非線形梁要素としてモデル化し、材料非線形モデルとしては加藤モデルのバウシinger軟化曲線を適用した。加藤モデルについては、座屈実験との比較解析を実施した結果、このモデルを座屈解析に用いても良好な結果が得られることを確認した。また、帯鉄筋はバネ要素としてモデル化を行い、バネ定数については矩形断面と円形断面に分けてそれぞれの算出方法を提案した。このうち、矩形断面については座屈実験の結果を基にその妥当性が確認された。

(2) 既往の実験供試体に対する座屈解析結果

矩形断面の供試体を対象とした座屈解析では、帯鉄筋比が小さく軸方向鉄筋に対する拘束力が相対的に弱い場合には、かぶりコンクリートの拘束力を無視できないことがわかった。本研究では、これに対処するためにかぶりコンクリートのバネ算出係数 k_c ($=0.01\text{N/mm}^3$) を導入した。そして、 k_c にかぶり厚さを乗じて算出される線形バネを帯鉄筋のバネに加算して解析を実施することにより、帯鉄筋比が小さい場合においても座屈長の実験値を精度良く推定することができた。

また、円形断面の供試体を対象とした座屈解析では、帯鉄筋による拘束力が非常に強く、かぶりコンクリートの影響を無視しても実験値と解析値がよく一致した。ただし、実験供試体において帯鉄筋が破断した後に観察される軸方向鉄筋の座屈長は、座屈発生当初の座屈長や解析による座屈長よりも長くなる場合がある。

(3) 鉄筋コンクリート橋脚における軸方向鉄筋の座屈長と塑性ヒンジ長の関係

軸方向鉄筋の座屈長と塑性ヒンジ長を明らかにするために、2つの方法によって既往の実験供試体の結果から塑性ヒンジ長を算定した。1つは塑性ヒンジ長を終局変位から逆算する方法、もう1つは計測された曲率分布から計算する方法2つの方法である。これらと解析によって得られた軸方向鉄筋の最大座屈長との比較を行った結果、矩形断面の供試体については軸方向鉄筋の最大座屈長と塑性ヒンジ長がよく一致することがわかった。また、円形断面供試体については限られた供試体数の中での結果ではあるが、最大座屈長の3～5倍程度が塑性ヒンジ長に相当していることがわかった。

(4) 材料非線形性を考慮した座屈長の簡易算定式

座屈解析結果と弾性座屈の理論式比較を行った結果、両者は概ね比例関係にあったが、比例定数は2.0～3.0程度にばらついていていた。この理由は材料非線形性を考慮しているか否かの問題であると考えられるため、材料非線形性を表わすパラメータを座屈応力度の観点から検討し、このパラメータを考慮して非線形座屈に対する座屈長の簡易算定式を導いた。

(5) 塑性ヒンジ長の算定式

座屈長の簡易算定式に基づいて塑性ヒンジ長の算定式を式(7.2)のように提案した。断面形状によって座屈長と塑性ヒンジ長の関係が異なる点を考慮するために断面補正係数 α を導入し、矩形断面では $\alpha=1.0$ 、円形断面では $\alpha=3.0\sim 5.0$ とした。また、軸方向鉄筋の塑性化領域という観点から塑性ヒンジ長の上限値を設定することとし、この値は $0.15h$ (h : 橋脚高さ) とすることを提案した。

8. 2 今後の課題

本研究では座屈解析を通じて塑性ヒンジ長の算定式を提案したが、その一方で本研究の中では解明することができなかった点、あるいは今後さらに検証を行うことが望ましい点等、今後の課題が残されている。これらをまとめると以下の通りである。

(1) かぶりコンクリートが軸方向鉄筋の座屈に及ぼす影響

本研究では帯鉄筋比が少ない場合には、軸方向鉄筋の座屈に対してかぶりコンクリートの影響が無視できないと判断したため、この影響をかぶり厚さに比例する線形バネで考慮することとした。ただし、この値は実験からの逆解析によって求めたものであるため、物理的根拠が十分に明確ではない。今後、かぶりコンクリートが軸方向鉄筋の座屈に及ぼす影響やそのメカニズムの解明に関しての実験あるいは解析的な研究が望まれる。

(2) 円形断面橋脚における座屈長と塑性ヒンジ長の関係

本研究で解析対象とした円形断面の供試体は、インターロッキング方式の供試体も含めて4体と少なくかった。この中で軸方向鉄筋の座屈長の3～5倍が塑性ヒンジ長に相当するという傾向を見いだすことができたが、矩形断面と比較すると十分なデータ数とはいえない。今後、円形断面について更に検証を行うことが必要と考えられる。

(3) 座屈長が塑性ヒンジ領域を決定するメカニズムの解明

本文の中でもこの点に関しては様々な可能性を列挙したが、実際のメカニズムは非常に複雑と考えられる。今後、このメカニズムを解明していくことにより、軸方向鉄筋の座屈を考慮したより精度の高い耐震解析手法の構築に寄与することができると考えられる。

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（平成8年版）、1996.12
- 2) M. J. N. Priestley, R. Park : Strength and Ductility of Reinforced Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading, ACI Structural Journal, Vol.84, No.1, pp.61-76, Jan.-Feb. 1987
- 3) M. J. N. Priestley, F. Seible, G. M. Calvi : Seismic Design and Retrofit of Bridges, Wiley-Interscience, 1996
- 4) 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、1998.3
- 5) 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、1998.11
- 6) 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、1999.10
- 7) 星隈順一、長屋和宏、運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚の塑性曲率分布と塑性ヒンジ長、構造工学論文集、Vol.46A、pp.1461-1488、2000.3
- 8) 太田実：単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法に関する研究、土木研究所報告第153号、1980.3
- 9) 石橋忠良、吉野伸一：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形性能に関する研究、土木学会論文集、No.390/V-8、pp.57-66、1988.2
- 10) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編（平成2年版）、1990.2
- 11) (社)日本道路協会：既設道路橋の耐震補強に関する参考資料、1997.8
- 12) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計、1999.10
- 13) 須田久美子、村山八洲雄、一宮利通、新保弘：交番繰返し荷重下における柱筋の座屈挙動、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.16、No.2、pp.467-472、1994
- 14) 大南正瑛、塩沢和章：多結晶体の強度と破壊、培風館、1976
- 15) M. Menegott, P. E. Pinte : Method of Analysis for Cyclically Loaded R.C. Plane Frames Including Change in Geometry and Non-Elements Behavior of Elements Under Combined Normal Force and Bending, IABSE Reports Vol.13, Lisbon, pp.15-22, 1973
- 16) Ben KATO : Mechanical Properties of Steel Under Load Cycles Idealizing Seismic Action, Bulletin Dinformation, No.131, CEB, IABSE-CEB Symposium, May. 1979
- 17) 福浦尚之、前川宏一：RC非線形解析に用いる鉄筋の繰返し履歴モデル、土木学会論文集、No.564/V-35、pp.291-295、1997.5
- 18) 丸山久一、趙唯堅、清水敬二：RC柱の主筋座屈に関する基礎的研究、コンクリート構造物の靱性と配筋方法に関するシンポジウム論文集、pp.47-60、1990.5
- 19) 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、vol.33、No.12、pp.41-49、1999.12
- 20) 長屋和宏、運上茂樹：横拘束筋にスパイラル鉄筋およびPC鋼線を用いたRC橋脚の動的耐力、変形性

能に関する実験的検討、土木学会第 54 回年次学術講演会概要集、pp.452-453、1999.9

- 21) 長屋和宏、運上茂樹：インターロッキング R C 橋脚の動的耐力、変形性能に関する実験的検討、第 25 回地震工学研究発表会講演論文集、pp.709-712、1999.7
- 22) W. C. Stone, G. S. Cheok : Inelastic Behavior of Full-Scale Bridge Columns Subjected to Cycle Loading, NIST Building Science Series 166, National Institute of Standards and Technology, U.S. Department of Commerce, Jan. 1989
- 23) 加藤大介、本多良政、鈴木広孝：主筋の座屈挙動に着目した変動軸力を受ける R C 柱の静加力実験（その 1 ～その 3）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.405-410、1994.9
- 24) 島 弘、伊藤圭一、水口裕之：曲げ破壊型 R C 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
- 25) 武村浩志、川島一彦、運上茂樹、星隈順一：繰り返し載荷実験に基づく R C 橋脚の終局変位の評価、構造工学論文集、Vol.43A、pp.869-880、1997.3
- 26) 須田久美子、新保 弘、増川淳二、村山八洲雄：中空断面 P C 柱部材の柱筋座屈特性と中間帯鉄筋の役割について、コンクリート工学年次論文報告集、vol.18、No.2、pp.725-730、1996
- 27) 島弘、周礼良、岡村甫：異形鉄筋の鉄筋降伏後における付着特性、土木学会論文集、No.378/V-6、pp.213-220、1987.2