

FEM解析の構成則の相違による終局挙動の影響評価

幸左賢二¹・清水英樹²・西岡勉³・鹿子嶋専⁴

¹正会員 Ph.D. 九州工業大学教授 工学部建設社会工学科（〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1）

²正会員 九州工業大学大学院 建設社会工学専攻（〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1）

³正会員 阪神高速道路株式会社 技術部 技術管理室（〒541-0056 大阪市中央区久太郎町 4-1-3）

⁴学生会員 九州工業大学 建設社会工学科（〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1）

1. はじめに

RC 橋脚の耐震設計においては、帯鉄筋や中間帯鉄筋により、軸方向鉄筋に囲まれたコアコンクリートを十分に拘束すれば、変形性能が向上することが知られている¹⁾。その際用いる中間帯鉄筋の定着フック形状は、半円形もしくは鋭角の定着フックを用いることを原則としている。これらの定着フックを有する中間帯鉄筋を用いる場合、施工性の低下が問題となる。

この問題に対し、中間帯鉄筋の端部形状の改良に関する研究が行なわれている。例えば、塩屋ら²⁾、小林ら³⁾は、それぞれ定着フックに依らない定着方法を提案し、半円形フックを用いた場合と同等以上の変形性能が得られことを実験的に示した。しかし、いずれの方法でも特殊な部品が必要とされることから、壁部材のように定着箇所が多くなる場合は建設コストの増加が懸念される。

そこで、本研究では、一般的な曲げ加工のみで成形可能な中間帯鉄筋の定着フック形状を提案し、壁式橋脚を想定した長方形断面を有する RC 壁型供試体を用いて、一般的な土木構造物で考えられる 1.0N/mm^2 の軸圧縮応力下における正負交番荷重実験を行い、変形性能を評価した。さらに、実験結果を解析的に評価する目的で、簡便な 2 次元弾塑性 FEM 解析による数値シミュレーションを試みた。

2. 実験概要

(1) RC壁式供試体

図-1 に本実験で対象とした供試体形状を示す。

図-1(a)に示すように、長方形断面の壁部材を対象としており、図-1(b)に示すように、各断面内に 2 本の中間帯鉄筋を配置した。ただし、帯鉄筋の配置間隔は、図-1(c)に示すように、道路橋示方書(以下、道示)で示されている最大標準間隔である 150mm とした。

帯鉄筋と中間帯鉄筋には D13 (SD345) を用い、実構造物のせん断補強筋比 ($\rho_w=0.35\%$) と同等となるように、せん断補強筋比 ρ_w を 0.44%、横拘束筋体積比を 1.3%に設定した。また、本実験では中間帯鉄筋のせん断補強効果を確認するため、設計上、中間帯鉄筋を配筋した場合は曲げ破壊が、配筋しない場合はせん断破壊が発生するように、軸方向鉄筋に D19 (SD345) を 70mm 間隔で配置し、引張主鉄筋比 ρ_t を 1.13%に設定した。なお、使用したコンクリ

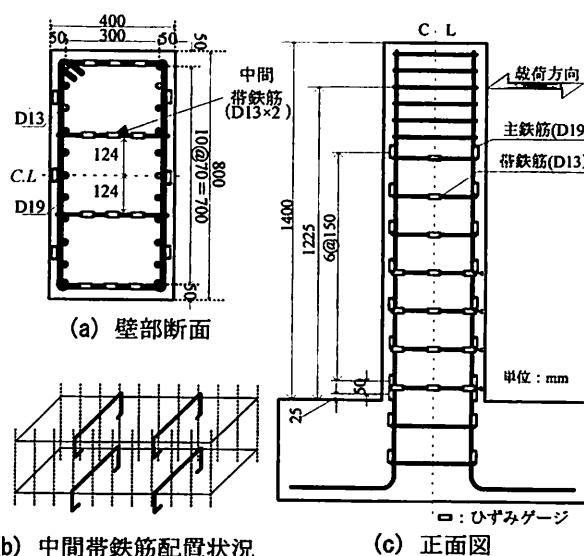


図-1 壁式供試体

表-1 材料強度

部材	強度	標準型	提案型
壁コンクリート	圧縮	36.4	33.7
軸方向鉄筋	降伏/引張	398/556	
(中間)帯鉄筋	降伏/引張	388/556	

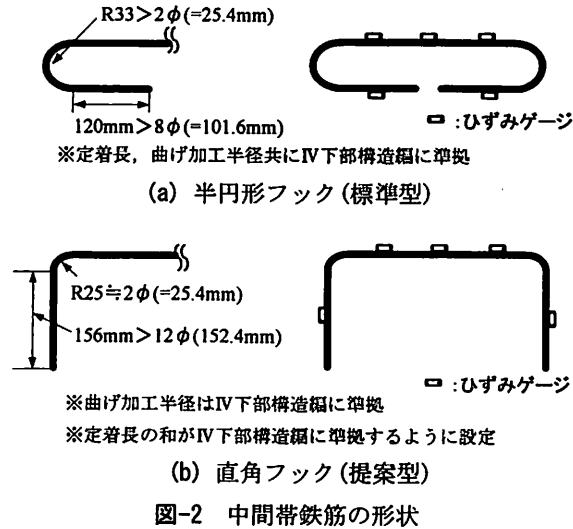


図-2 中間帯鉄筋の形状

ートと鉄筋の強度は表-1 に示すとおりである。

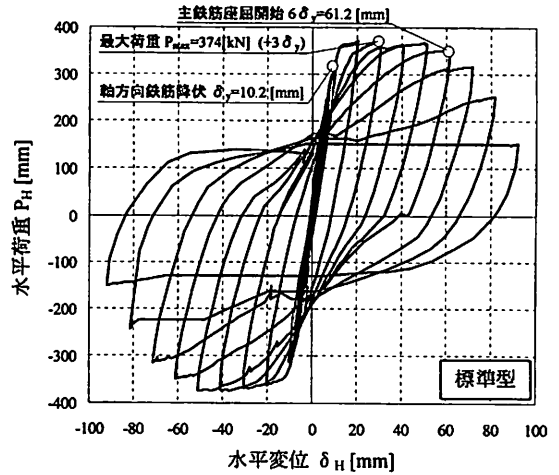
(2) 中間帯鉄筋の定着フック形状

図-2 に本実験で使用した中間帯鉄筋の形状を示す。図-2(a)は、道示 (V耐震設計編) により推奨される半円形フックを有する形状であり、後述する提案型と比較するための標準型である。フック形状における定着長や曲げ加工半径は道示 (IV下部構造編) に準拠して設定した。

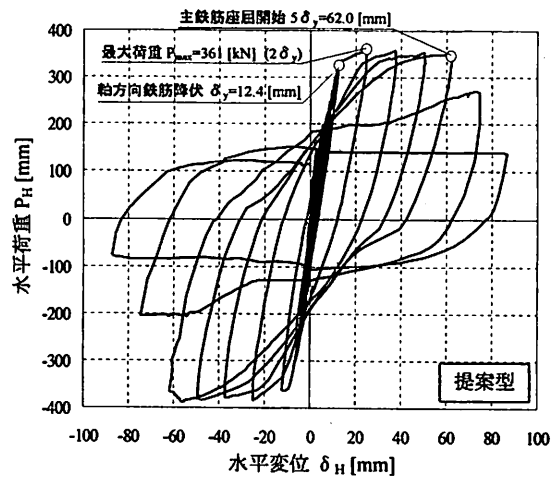
図-2(b)は、今回提案する定着フックを有する形状であり、曲げ加工のみで製作が可能となえ、鉄筋組立て時の施工性を向上させることができる。曲げ加工半径は(a) 半円形フックと同様である。本実験では上記 2 種類の中間帯鉄筋を実験パラメータとして、それぞれを用いた RC 壁式供試体 (標準型と提案型) で正負交番荷重を行なった。

(3) 正負交番荷重の載荷方法

図-1(c) 中に示すように、正負交番荷重は橋脚基部から 1225mm の高さ、せん断スパン比 a/d が 3.5 となる位置に載荷させた。橋脚主鉄筋が降伏した時点での載荷位置における水平変位を降伏変位 δ_y と定義し、以後、 δ_y の整数倍で変位振幅を増加させた。ここで、各載荷ステップの繰返し回数は 1 回とし、載荷荷重が $0.4P_{max}$ を下回った時点で実験を終了した (最終破壊時)。なお、正負交番荷重を載荷す



(a) 標準型



(b) 提案型

図-3 荷重-変位関係

表-2 各実験ケースの比較

case	主筋降伏変位 δ_y [mm]	最大荷重 P_{max} [kN]	座屈開始変位 [mm]	P_y 低下変位 [mm]
標準型	10.2	374.0	61.2	71.5
提案型	12.4	361.6	62.0	66.1

る際、実構造物に作用する死荷重を考慮するため、 1.0N/mm^2 相当の一定軸圧縮力を導入し続けた。

3. 実験結果と変形性能評価

図-3 に両供試体の荷重-変位関係の履歴を示す。図-3(a) に示した標準型では、荷重が 328kN に達した時点で軸方向鉄筋に降伏ひずみ (1890μ) が発生するとともに、壁部材基部に曲げひび割れが確認された。その後、 $3\delta_y$ (30.6mm) 時に最大荷重 374kN を示し、 $6\delta_y$ (61.2mm) 時まで荷重をほぼ保持した。その後、被りコンクリートの剥離・軸方向鉄筋の座屈とともに荷重が低下した。

図-3(b)に示した提案型では、 $2\delta_y$ (24.8mm) 時で最大荷重 362kN を示した後、 $5\delta_y$ (62.0mm) 時まで荷重を保持した。しかし、その後軸方向鉄筋の座屈により荷重が大きく減少した。

表-2 に両実験ケースの比較結果を示す。表より、主鉄筋の降伏変位、最大荷重、座屈発生変位については大きな差異はみられなかった。一方、軸方向鉄筋降伏荷重 P_y まで荷重が減少する変位は、標準型で 71.5mm、提案型で 66.1mm となり、標準型の方が僅かに変形性能を有する結果となった。これは、提案型供試体では中間帯鉄筋のフックが開くことにより、帯鉄筋によりコアコンクリートの拘束効果が減少したためと考えられる。以上より、提案型供試体は標準型供試体と概ね同等の耐力および変形性能を有すると考えられる。

図-4 に提案型の橋脚主鉄筋のひずみ分布を示す。表示ステップは図に示すように、対象鉄筋側が圧縮領域となるステップである。载荷ステップと共に鉄筋ひずみの進展がみられるが、座屈が発生する直前の $-5\delta_y$ 時では基部から 200mm の領域でひずみの進展が著しいことがわかる。そこで、基部から 200mm の領域を座屈領域と仮定すると、座屈発生時に座屈領域で生じている鉄筋ひずみの平均値は約 -16000μ であった。

4. 弾塑性 FEM 解析 (その 1)

(1) 解析モデル

実験の破壊性状を評価するため、簡易的な 2 次元弾塑性 FEM 解析を Diana ver9.2 を用いて実施した。図-5 に解析モデルを示す。図-5 (a) の要素は、8 節点アイソパラメトリック要素を用い、载荷方法は実験と同様に、橋脚天端に 1.0N/mm^2 相当の軸力を载荷させた状態で、水平载荷点に変位制御によって正負交番载荷を行っている。ここで、解析の载荷ステップは、実験 (標準ケース) と同様に降伏変位を $\delta_y = 10.2\text{mm}$ と仮定して载荷ステップを決定している。なお、解析計算には割線法を使用し、ひずみエネルギー基準で判定誤差 0.1% の条件で採用した。

図-5 (b) に鉄筋の応力-ひずみ関係を示す。鉄筋降伏後は $1/100$ 弾性係数を 2 次勾配として有するバイリニアの曲線とした。また、すべての鉄筋に、コンクリートと完全付着となる埋め込み鉄筋要素を、降伏判定には von-Mises の基準を用いている。

図-5 (c) に圧縮領域におけるコンクリートの応力-ひずみ関係を示す。圧縮強度は実験と同様に 36.45N/mm^2 とし、ピーク時のひずみを 0.002 とした。軟化勾配は、帯鉄筋および中間帯鉄筋によるコンク

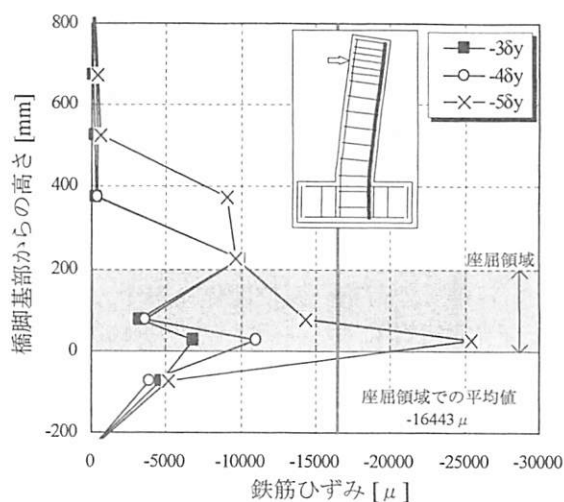


図-4 主鉄筋のひずみ分布 (提案型)

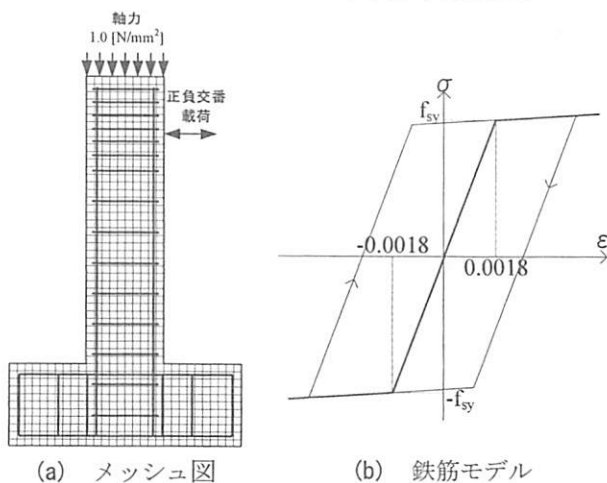


図-5 FEM 解析モデル

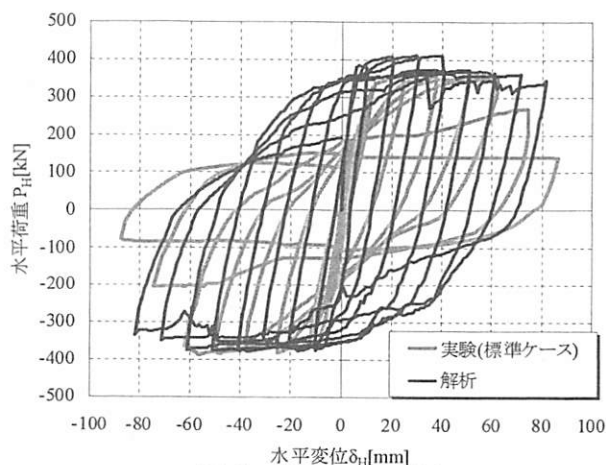


図-6 荷重-変位関係

リートの拘束効果を模擬するため、星隈ら¹⁾の応力－ひずみ関係を用い、標準型実験を対象として、帯鉄筋および中間帯鉄筋の拘束効果を考慮した。コンクリートの降伏判定は、収束しやすくするため、2軸圧縮状態での強度上昇を考慮しないこととした。

(2) 解析結果

図-6 に解析の荷重－変位関係を示す。解析は、 $8\delta_y$ まで発散せずに終了している。実験の標準ケースと比較すると、荷重については実験値と概ね同様の値であった。また、解析の荷重は変位 50mm 以降で 10%程度減少しているが、実験結果程の低下はみられなかった。

図-7 に解析の主鉄筋ひずみ分布を示す。ひずみは基部から 200mm の領域に集中している。 $-1\delta_y$ 時では分布が滑らかであるのに対して、 $-3\delta_y$ 、 $-5\delta_y$ 時と変位が進むに従い、隣合う節点間でひずみが振動する様な現象が発生している。

図-8 に $+5\delta_y$ 時の最大主ひずみ分布を示す。図より基部から 320mm 付近にひずみは集中しており、柱下端の中立軸は圧縮主鉄筋位置となっている。しかし、その分布状況は上下方向にひずみの大きな箇所と小さな箇所が交互に存在している。このようなことから、荷重－変位関係の様に全体としての挙動は、解析であたかも再現できているような結果であるが、個別の部材や部位に着目すると値は得られているが、信頼性に欠ける結果となっており、大変形状態での実現象を十分には再現できていない。

5. 弾塑性FEM 解析（その 2）

(1) 解析モデル

本章では、4 章での不具合を解消し 2 軸圧縮状態での強度上昇を考慮するため、解析モデルに表-3 の様に変更を加えた。コンクリートの 2 軸圧縮強度の条件に Drucker-Prager の降伏条件を使用し $1.16f_c$ (f_c ：一軸圧縮強度)、内部摩擦角を $\phi=10^\circ$ 、粘着力を $C=0.42f_c$ と設定した。要素分割は、図-9 のようにコンクリート要素数は変化させず、要素節点を鉄筋位置と同じとなるように移動している。これは、柱基部の○印内に示す圧縮側かぶりコンクリート要素が、エネルギーの釣り合いが取れなくなり発散する現象が多く生じたため、アスペクト比の大きな要素を極力無くすためである。非線形解析判定誤差基準は、Drucker-Prager を用いることで解析途中が発散し易くなったため、0.1%から 2.0%に緩和させた。また、解析の载荷ステップは、柱主鉄筋の降伏変位を $\delta_y=6.0\text{mm}$ として载荷ステップを決定し

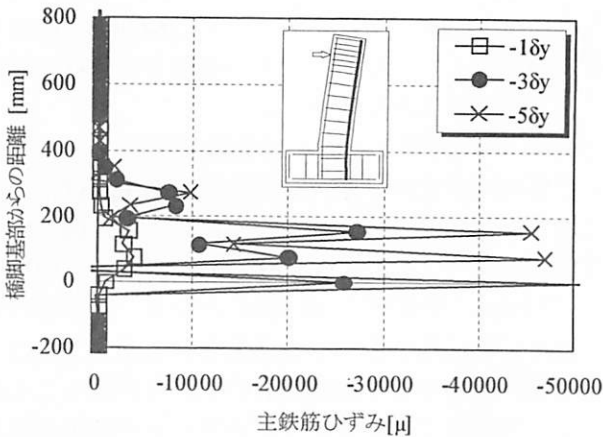


図-7 主鉄筋のひずみ分布

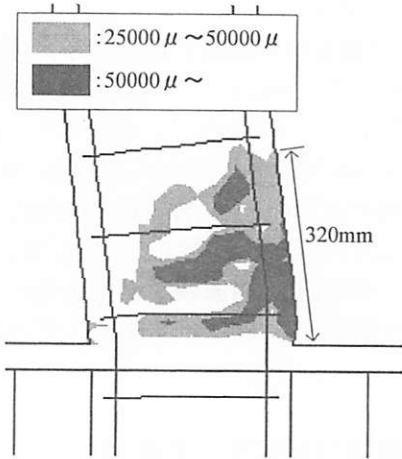


図-8 最大主ひずみコンター図(+5 δ_y 時)

表-3 解析モデルの修正

変更項目	解析モデル	
	変更前	変更後
2軸圧縮状態での強度上昇	非考慮	考慮 Drucker-Prager
要素分割	同形状(正方形)基本	鉄筋位置基本
非線形解析判定誤差基準	0.1%	2.0%

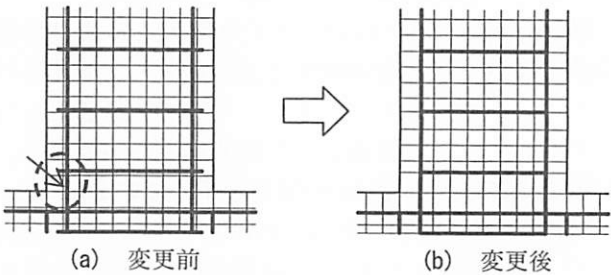


図-9 FEM 解析モデル（柱基部）

ている。その他の解析条件については、4 章で使
 したものと同一としている。

(2) 解析結果

図-10 に解析の荷重－変位関係を示す。モデル変
 更後の解析は、 $+3\delta_y$ の除荷途中で発散している。
 発散原因は、前述と同じ柱基部の圧縮側かぶりコン
 クリート要素がエネルギーの釣り合いが取れなくな
 ったことである。図-9 のような要素変更を加えな
 い場合は、 $+1\delta_y$ の最大荷重時で同原因で発散して
 おり、埋め込み鉄筋要素を用いた場合でも、コンク
 リート要素分割の影響により解析安定性が変化して
 いる。

図-10 で最大荷重がモデル変更前に比べ変更後が
 1 割程度大きくなった理由は、2 軸圧縮状態での応
 力上昇を考慮した影響よりも、非線形解析の判定誤
 差基準を 0.1%から 2.0%に緩和させた影響が大きい
 と推定される。これは、モデル変更後と同条件下で
 判定誤差基準を 0.1%としたとき、 $+1\delta_y$ 時の最大荷
 重がモデル変更前とほぼ同値であったことで確認し
 ている。

図-11 に $+3\delta_y$ 時の最大主ひずみ分布を示す。分
 布図よりひずみの大きさは、図-8 に比べ小さいも
 ののひずみの集中は図-8 と同様に基部から 320mm
 程度となっており、柱下端の中立軸も圧縮主鉄筋位
 置となっている。また、ひずみの分布形状は、柱基
 部引張縁を頂点とした三角形分布となっており、ひ
 ずみの大きな箇所と小さな箇所が交互に存在するよ
 うな状況は見られない。図-12 に最小主ひずみコン
 ター図を示すが、基部付近に比較的大きな圧縮ひず
 み分布が見られ、実現象をよく再現できていると考
 えられる。

図-13 にモデル変更後の主鉄筋ひずみ分布を示す。
 図より $+1\delta_y$ 時と $+2\delta_y$ 時では、ひずみ分布の状況は
 柱基部付近を頂点として、載荷点までほぼ直線変化
 している。それに対して $+3\delta_y$ 時は、柱基部付近の
 ひずみが大きく進展し、基部から 400mm の高さに
 折れ点が出現しており、基部から 400mm 以上のひ
 ずみは $+1\delta_y$ 時と $+2\delta_y$ 時と比較して小さくなって
 いる。このような状態であっても、 $+3\delta_y$ 時はひずみ
 は基部から 400mm 程度まで三角形分布を示してお
 り、図-7 のように隣合う節点間でひずみが振動す
 る様な現象が生じていない。これらのことから、2
 軸応力状態での強度上昇を Drucker-Prager の構成則
 を用いて解析を行った場合、変更前の解析モデルと
 比較して個別の部材や部位の評価の信頼性が向上し
 ていると考えられる。

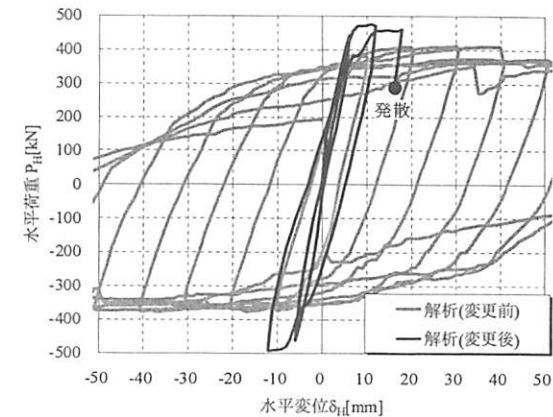


図-10 荷重－変位関係

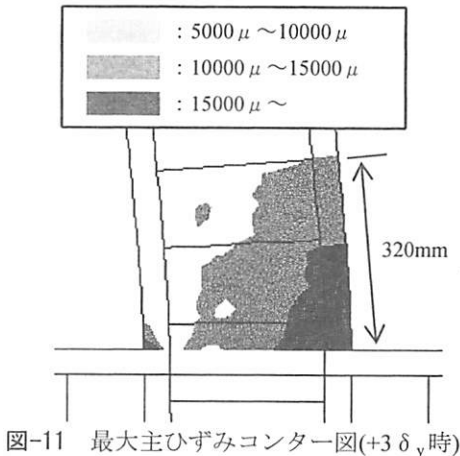


図-11 最大主ひずみコンター図($+3\delta_y$ 時)

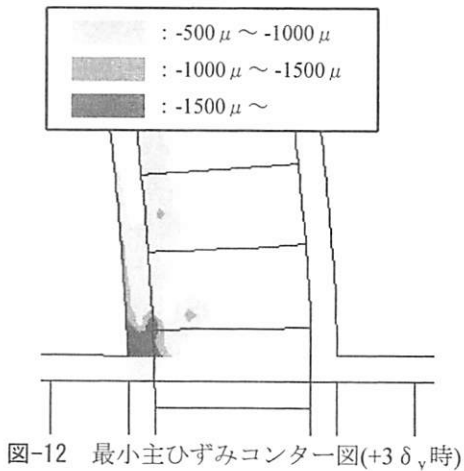


図-12 最小主ひずみコンター図($+3\delta_y$ 時)

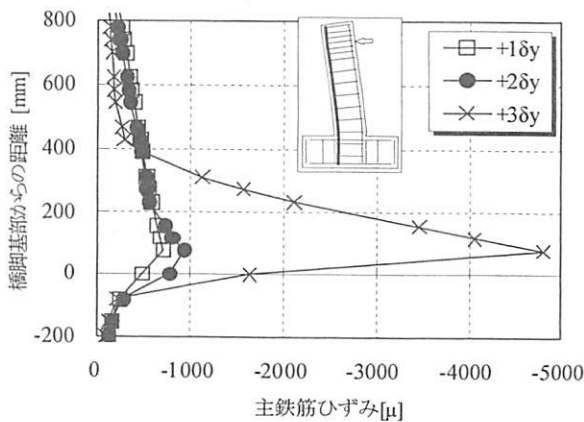


図-13 主鉄筋ひずみ分布

5. 課題

今回解析対象とした軸力と曲げが同時に作用する柱部材に関して、解析モデルに表-3 の様な変更を加えることにより、解析精度に関する信頼性は向上すると考えられるが、以下のような課題が挙げられる。

- [1] Drucker-Prager の構成則を用いて Diana で解析を行った場合、柱基部コンクリートに大きな圧縮ひずみが生じる $4\delta_y$ 以降の評価が困難であった。
- [2] 鉄筋のモデル化にコンクリートと完全付着となる埋め込み鉄筋要素を用いているため、終局耐力付近で圧縮鉄筋に発生する鉄筋座屈や引張鉄筋に発生する抜け出しの影響を考慮できない。
- [3] 帯鉄筋および中間帯鉄筋によるコンクリートの拘束効果を模擬した軟化勾配は、図-5(c) 程度が解析で利用できる限界であった。このことから、実験で提案している中間帯鉄筋の拘束効果を表現したモデルでの解析的評価は別途考慮する必要がある。

6. まとめ

RC 壁式橋脚の中間帯鉄筋の定着フック形状を変化させた実験結果、および構成則をパラメータとした 2 次元 FEM 解析により、以下の知見が得られた。

- (1) 中間帯鉄筋のフック形状に直角フックを用いた場合、半円形フックを用いた場合と比較すると、概ね同等の変形性能および最大荷重を有する。
- (2) 荷重-変位関係の様に全体としての挙動は、二軸圧縮状態の非線形モデルでも評価可能であるが、個別の部材や部位に着目すると信頼性に欠ける結果となっている。また、埋め込み鉄筋要

素を用いた場合でも、コンクリート要素分割の影響により解析安定性が変化することが判明した。

- (3) Drucker-Prager の構成則にモデル変更後の解析は、 $+3\delta_y$ の除荷途中で発散しており、その原因は、柱基部の圧縮側かぶりコンクリート要素のエネルギーの釣り合いが取れなくなったことである。一方、部材の応力-ひずみ関係に着目すると、実験結果に対応しており、変更前の解析モデルと比較して個別の部材や部位の評価の信頼性が向上したと考えられる。

参考文献

- 1) 星隈順一，川島一彦，長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係，土木学会論文集，No.520/V-28，pp.1-11，1995.8.
- 2) 塩屋俊幸，中澤春生，長澤保紀，高岸正章：Tヘッドバー工法の開発，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.22，No.3，pp.1291-1296，2000.6
- 3) 小林昭男，趙唯堅，田中良弘：プレート定着型せん断補強鉄筋を用いた部材の耐震性能，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21，No.3，pp.1309-1314，1999.6
- 4) 内田悟史，幸左賢二，二井伸一，志村敦：FEM解析を用いた壁式橋脚正負交番実験の評価，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.30，No.3，pp.931-936，2008.6
- 5) 小沼恵太郎，幸左賢二，田端一雅，志村敦：施工性を考慮した中間帯鉄筋定着フック形状の提案と性能評価，第10回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.383-390，2007.2.