

論文 FEM 解析を用いた壁式橋脚正負交番実験の評価

内田 悟史*1・幸左 賢二*2・二井 伸一*3・志村 敦*4

要旨：RC 壁部材中における中間帯鉄筋の定着フック形状に、施工性の向上を図った変形直角フックを用いた供試体の正負交番載荷実験を行った。その結果、通常用いる半円形フックの場合と同等の最大耐力および変形性能を有することが確認された。また、実験結果を FEM 解析により評価した結果、座屈発生までの荷重状態を概ね再現することができた。

キーワード：中間帯鉄筋, 変形性能, 壁式橋脚, 拘束効果, FEM 解析

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 $1.0\text{N}/\text{mm}^2$ の軸圧縮応力下における正負交番載荷実験を行い、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. 実験方法

2.1 RC 壁型供試体

本論文では著者らが過去に実施した帯鉄筋形状をパラメータとした実験⁴⁾の内、代表的な2ケースを検討対象としている。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-2(c)に示すように、道路橋示方書(以下、道示)で示されている

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、使用したコンクリートと鉄筋の強度は表-1に示すとおりである。

2.2 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)

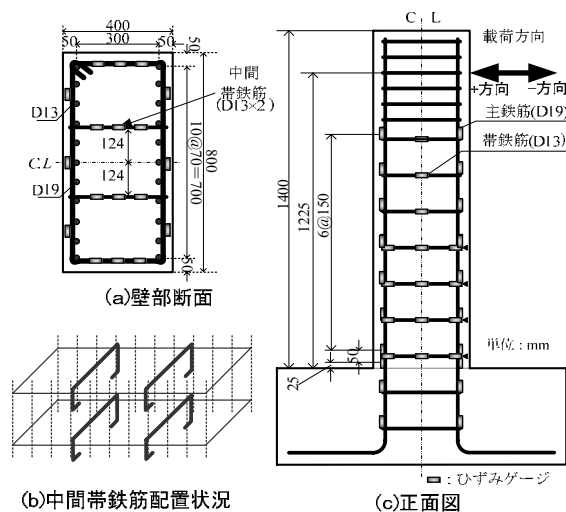


図-1 壁型供試体

*1 九州工業大学大学院 工学研究科建設社会工学専攻 (正会員)

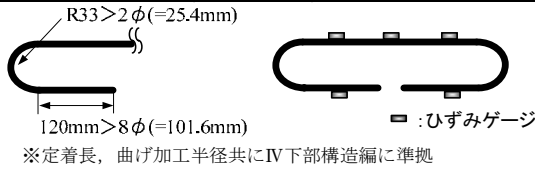
*2 九州工業大学 工学部建設社会工学科教授 Ph.D (正会員)

*3 株式会社 ウエスコ 岡山支社設計部構造設計課 (正会員)

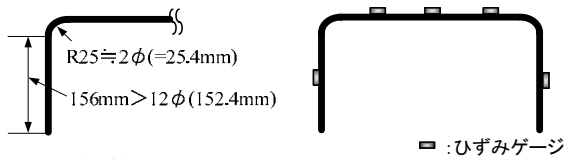
*4 阪神高速道路(株) 技術管理室 (正会員)

表-1 材料強度

部材	強度	標準型 [N/mm ²]	提案型 [N/mm ²]
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	



(a) 半円形フック (標準型)



(b) 直角フック (提案型)

図-2 中間帯鉄筋の形状

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)に正負交番荷重を行なった。

2.3 正負交番荷重の載荷方法

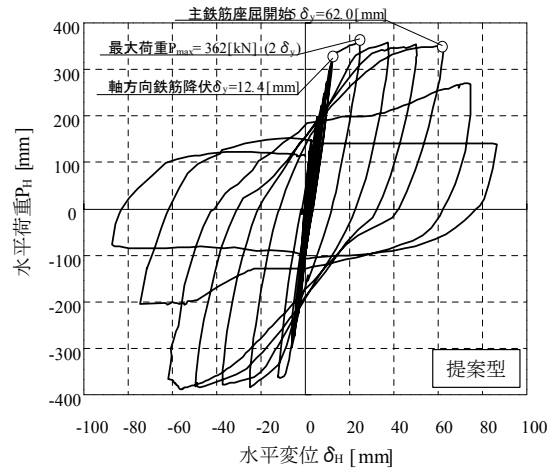
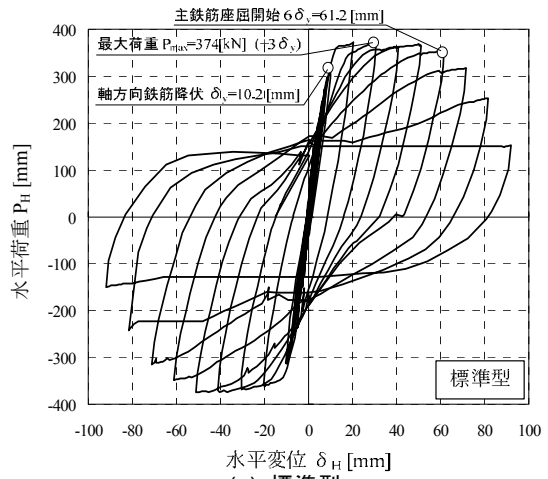
図-1(c)中に示すように、正負交番荷重は橋脚基部から1225mmの高さ、せん断スパン比 a/d が3.5となる位置に載荷させた。橋脚主鉄筋が降伏した時点での載荷位置における水平変位を降伏変位 δ_y と定義し、以後、 δ_y の整数倍で変位振幅を増加させた。ここで、各載荷ステップの繰返し回数は1回とし、載荷荷重が $0.4P_{max}$ を下回った時点で実験を終了した(最終破壊時)。なお、正負交番荷重を載荷する際、実構造物に作用する死荷重を考慮するため、 1.0N/mm^2 相当の一定軸圧縮力を導入し続けた。

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)時に最大荷重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

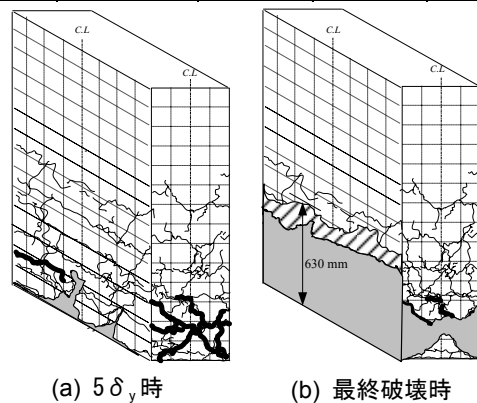


(b) 提案型

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



(a) $5\delta_y$ 時

(b) 最終破壊時

図-4 提案型のひび割れ図

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。両供試体の中間帯鉄筋ひずみについて、標準型供試体では中間帯鉄筋の降伏後もひずみの進展が見られたのに対し、提案型供試体の中間帯鉄筋は降伏後ひずみの進展は停滞した。このことから、提案型供試体は帯鉄筋によるコアコンクリートの拘束効果がやや停滞していることが考えられるが、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結果となった。

図-4に供試体のひび割れ状況を示す。代表例として提案型供試体を挙げた。図より、(a) $5\delta_y$ 時に橋脚基部においてコンクリートの剥離・軸方向鉄筋の座屈が生じ始めた。(b) 最終破壊時では、橋脚基部から630mmの領域で著しいコンクリート剥離が生じた。

図-5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、座屈発生直前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。

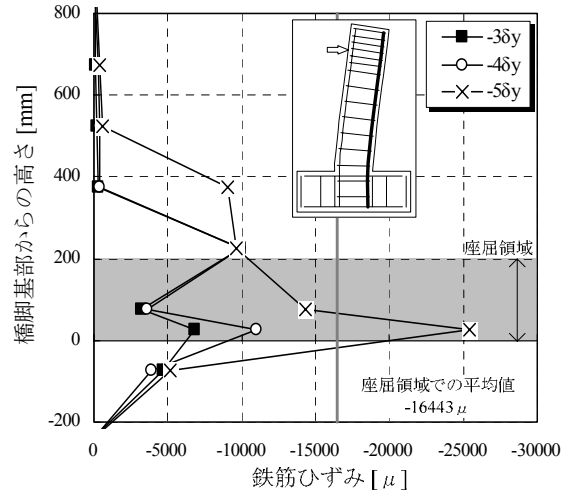


図-5 主鉄筋のひずみ分布(提案型)

4. 弾塑性 FEM 解析

4.1 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 解析を実施した。図-6に解析モデルを示す。(a) 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。コンクリートの非線形挙動に対する構成則は、修正圧縮場理論に基づく固定直行ひび割れモデルを用いている。(b)に鉄筋の応力-ひずみ関係を示す。鉄筋降伏後は $1/100$ 弾性係数を二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用いている。そして、壁式橋脚ということで、帯鉄筋の内部におけるコンクリートの拘束効果があまり顕著ではないので本解析ではコアコンクリート、かぶりコンクリート共に同じ圧縮特性を適用した。(c)に圧縮領域

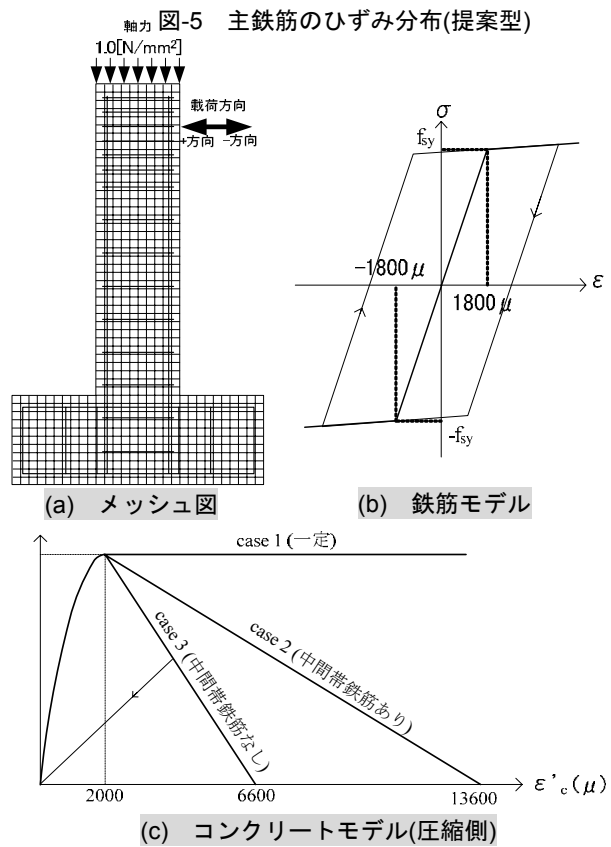


図-6 FEM 解析モデル

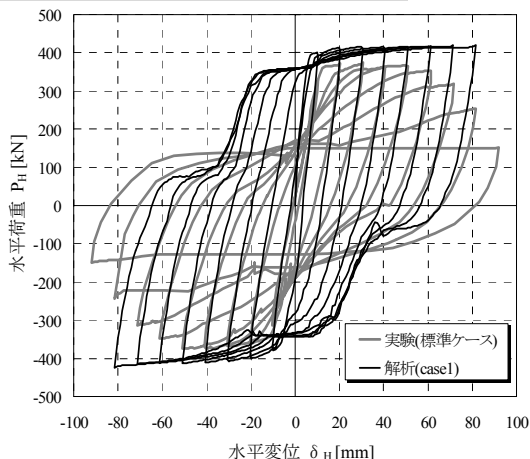


図-7 荷重-変位関係(case1)

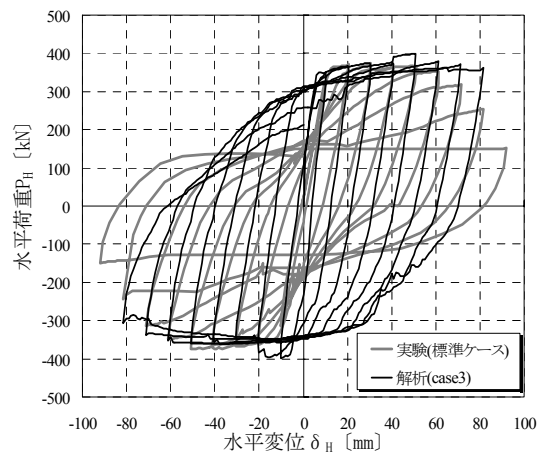


図-8 荷重-変位関係(case3)

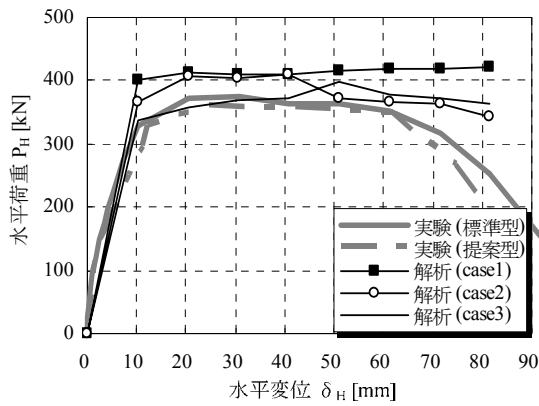


図-9 荷重 - 変位関係の包絡線による比較

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。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するため、星隈ら¹⁾の応力-ひずみ関係を用い、ピーク以後の勾配をパラメータとした3ケースの解析を実施した。解析 case1 はピーク以後、応力を一定としたケースである。解析 case2 は、標準型実験を対象とし、帯鉄筋および中間帯の拘束効果を考慮した軟化勾配を有するケースである。解析 case3 は、提案型実験を対象とし、帯鉄筋は有するが、中間帯鉄筋の拘束効果は考慮していない軟化勾配としている。

4.2 解析結果

図-7 に解析 case1 の荷重-変位関係を示す。実験の標準型供試体と比較すると解析 case1 の方が、荷重が大きい。また、実験では変位約 60mm から座屈により荷重が減少するのに対し、解析では荷重減少がみられなかった。

図-8 に解析 case2 の荷重-変位関係を示す。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、減少しているが、実験程の減少はみられなかった。

図-9 に実験と解析の各ケースの荷重-変位関係を包絡線で示す。解析 case3 は case2 と同様に、case1 と比較すると荷重の減少がみられた。しかし、case2 と case3 を比較すると、変位 50mm までは case3 の方が荷重が低いものの、その後の減少傾向は case2 と同様であり、実験ほどには減少していない。これは、実験では主鉄筋の座屈により荷重が大きく減少したのに対し、本解析モデルにおいては座屈を詳細に再現するモデルを用いていないためと考えられる。

図-10, 11 に解析 case1, 2 の主鉄筋ひずみ分布を示す。載荷ステップは図-5 と同様に、測定鉄筋側が圧縮領域となる状態である。また、各図中には図-5 の実験結果から推定された座屈領域を示している。図-10 より、case1 では橋脚基部から 400mm の領域でひずみが平均的に分布している。 $-5\delta_y$ 時には座屈領域で最大約 -28000μ のひずみがみられた。一方、図-11 に示す case2 では基部から

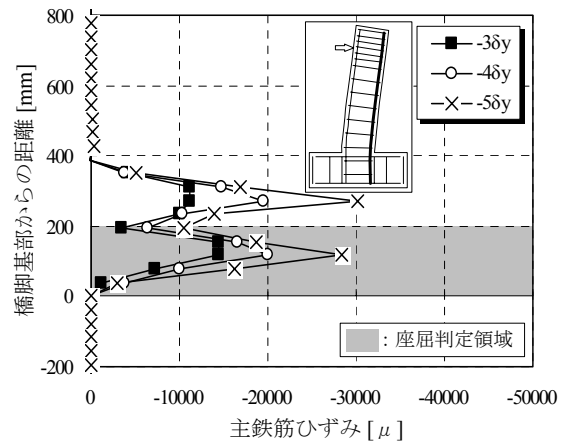


図-10 主鉄筋のひずみ分布(case1)

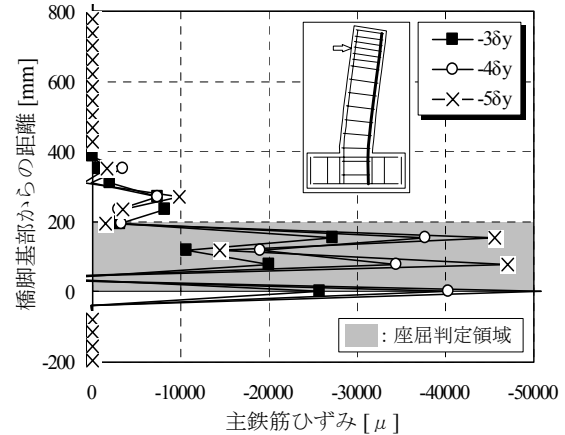


図-11 主鉄筋のひずみ分布(case2)

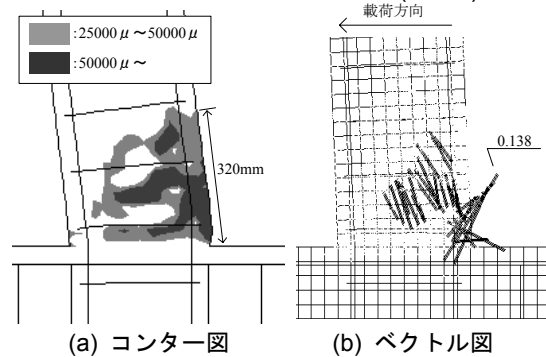


図-12 最大主ひずみ図(case2, $+5\delta_y$ 時)

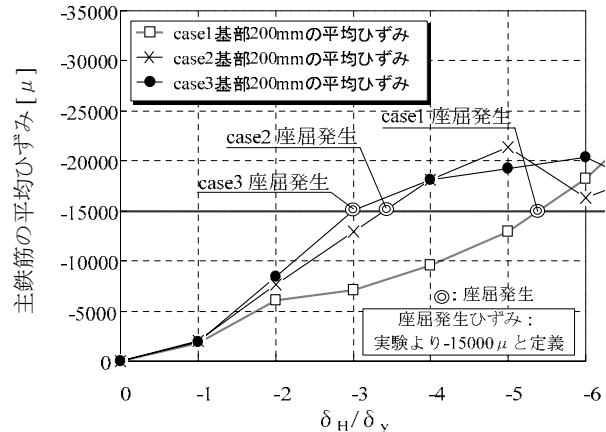


図-13 各解析ケースの主鉄筋平均ひずみの推移

200mm の領域でひずみが分布する傾向であった。また、それに伴い座屈領域でのひずみ値はcase1 よりも大きく、

-5 δ_y 時には最大で約-50000 μ のひずみがみられた。

図-12に解析 case2 の+5 δ_y 載荷時における最大主ひずみ図を示す。(a)コンター図より、橋脚基部において最大主ひずみの進展がみられ、基部から 320mm の領域でひずみが 25000 μ を超える大きなひずみがみられる。また、(b)ベクトル図より、特にフーチングとの接合部で大きなひずみがみられ、最大で 138000 μ のひずみがみられた。

5. 考察

5.1 解析における座屈発生変位の評価

実験結果を用いて、解析における座屈発生変位を定義した。図-5で前述したように、実験では座屈発生直前に橋脚基部から 200mm の範囲において、平均で約-15000 μ の鉄筋ひずみが生じていた。そこで、解析においても同位置における主鉄筋の平均ひずみが-15000 μ に達した時点をも、解析上の座屈発生変位と定義した。

図-13に各解析ケースの橋脚基部 200mm で生じた平均ひずみの推移を示す。図より、-2 δ_y までは各ケースで大きな違いはみられない。しかし-3 δ_y 以降、case1 は他の 2 ケースよりも進展が緩やかになる。座屈発生変位については、case3 が-3 δ_y 時に-15000 μ を超え、座屈発生が最も早い。ついで、case2, case1 の順で座屈発生と判定された。これらのことから、拘束効果の有無により、座屈発生変位が異なることが推測される。しかし、実験ではフック形状が異なる 2 供試体共に変位約 60mm 時に座屈が発生したのに対し、解析では実験の半円形フックを想定した case2 と直角フックを想定した case3 で座屈発生変位にやや差異がみられた。つまり、実験のフック形状の違いは、図-6(c)に示す case2 と case3 ほど拘束効果に影響しないと考えられる。

5.2 鉄筋のひずみ状態と座屈発生変位

5.1 で述べたように、各解析ケースで座屈の発生変位

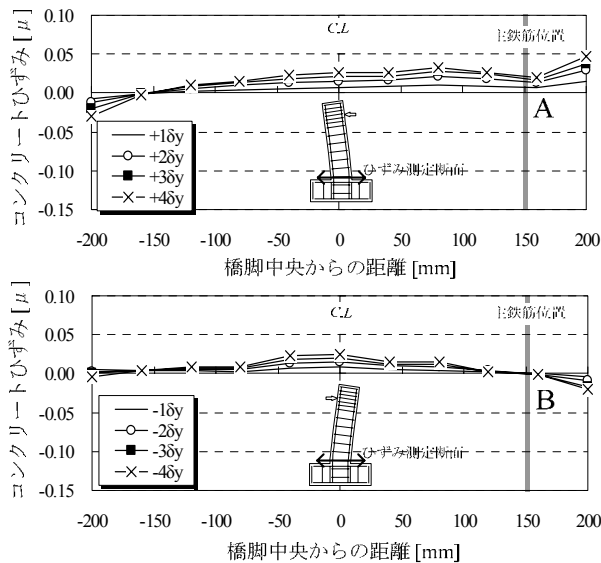


図-16 橋脚基部の断面ひずみ分布 (case1)

に差異がみられたので、その要因について検討した。着目したのは、座屈が発生する橋脚基部近傍における主鉄筋の挙動である。

図-14, 15 に橋脚基部に位置する鉄筋要素の軸方向応力-ひずみ関係を示す。各ケースで 1 δ_y サイクルから 4 δ_y サイクルまでの履歴を示している。図-14 より解析 case1 について、2 δ_y からステップの進展につれて引張ひずみの進展が大きく、履歴が次第に引張ひずみ側に移行していくことがわかる。

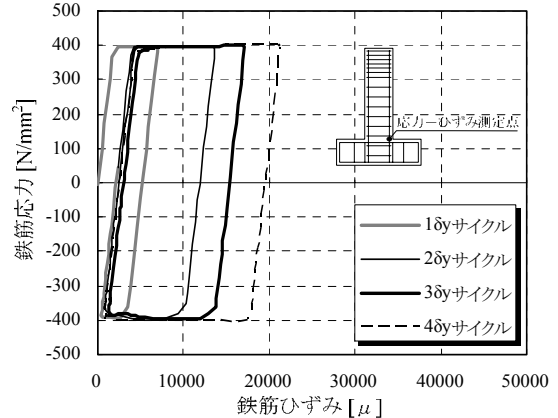


図-14 橋脚基部の主鉄筋応力-ひずみ履歴 (case1)

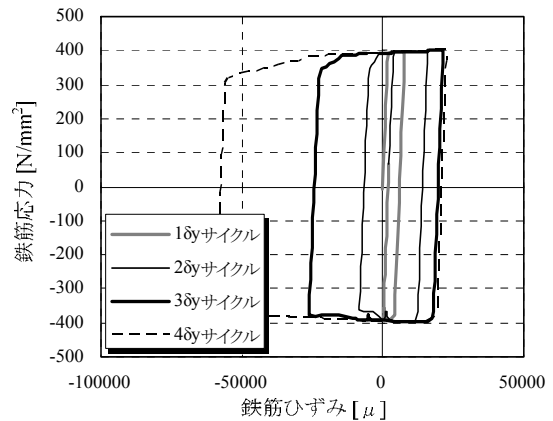


図-15 橋脚基部の主鉄筋応力-ひずみ履歴 (case2)

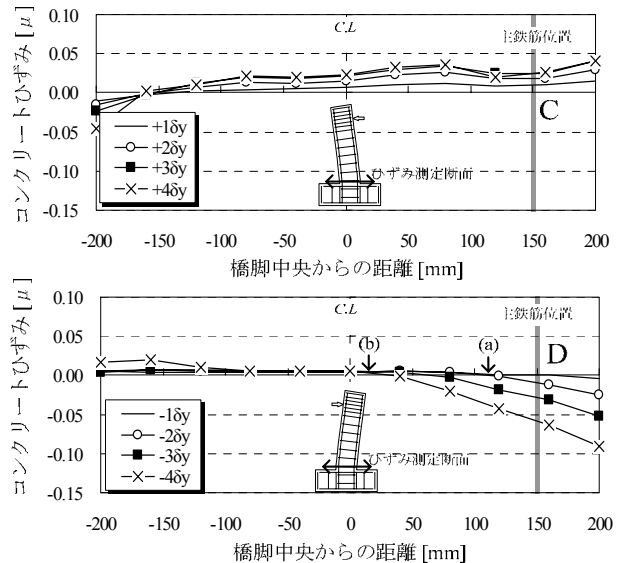


図-17 橋脚基部の断面ひずみ分布 (case2)

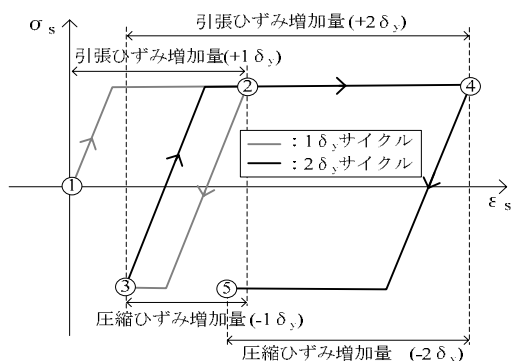


図-18 鉄筋応力-ひずみ履歴の模式図(case1)

一方、図-15に示す解析 case2 では、 $1\delta_y$ サイクルでは圧縮ひずみより引張ひずみの発生量が大きく、case1 と類似する挙動である。しかし、 $2\delta_y$ サイクル以降になると履歴が次第に圧縮ひずみ側へ移行していく。これらから、解析 case2 は、case1 と比較すると、主鉄筋に大きな圧縮ひずみが生じることが考えられる。そこで、橋脚基部の主鉄筋履歴に差異が生じた要因について検討した。

図-16、17 に橋脚基部における断面コンクリートの軸方向ひずみ分布を示す。図中に示す主鉄筋位置は、図-14、15 で応力-ひずみ履歴を測定した主鉄筋位置である。また、着目主鉄筋は+変位载荷時に引張域に、-変位载荷時に圧縮域となる。図-16 より解析 case1 について、+载荷時における主鉄筋位置での引張ひずみは、 $+1\delta_y$ から $+4\delta_y$ を通して約 20000μ であった(図中 A)。次に、-载荷時においては $-1\delta_y$ から $-4\delta_y$ を通して主鉄筋位置での発生ひずみ量は非常に小さい(図中 B)。

一方、図-17 に示す解析 case2 について、+载荷時では case1 と類似して 25000μ 程度である(図中 C)。-载荷時には、载荷ステップの進展とともに圧縮ひずみが増加する傾向がみられ、 $-3\delta_y$ 以降は引張ひずみより大きな圧縮ひずみが生じている(図中 D)。

以上の結果から、図-14、15 に示すように、解析 case1 と case2 で鉄筋履歴が異なった原因を考察する。図-18 に解析 case1 の鉄筋応力-ひずみ関係の模式図を示す。解析 case1 では、図-16 中 A に示すように、+载荷時に引張ひずみが生じるため、図-18 中 1 から 2 のような履歴を辿る。次に、-载荷時になった場合、図-16 中 B に示すように、圧縮ひずみは非常に小さいため、図-18 中 2 から 3 のような履歴を辿る。その後、载荷ステップが進行しても、引張ひずみ量が圧縮ひずみ量より大きいため、図-18 中 3 から 4、5 のような履歴を辿る。その結果、履歴が引張側へ移行していくと考えられる。

図-19 に case2 の鉄筋応力-ひずみ履歴模式図を示す。+载荷時には図-17 中 C に示すように、引張ひずみが生じる。また、-载荷時には、図-17 中 D に示すように、 $2\delta_y$ 以降で圧縮ひずみ量が引張ひずみ量を上回る。したがって、図-19 に示すように $1\delta_y$ 時には図中 1 から 2 のよう

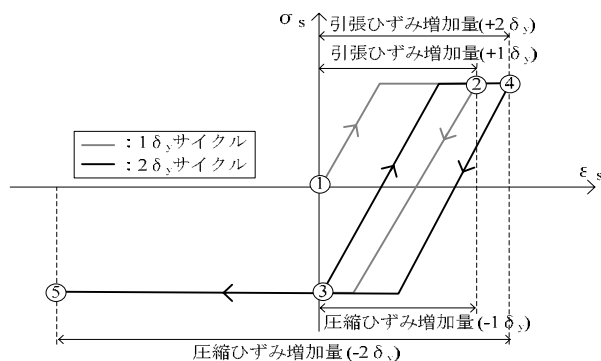


図-19 鉄筋応力-ひずみ履歴の模式図(case2)

に履歴を辿るが、 $2\delta_y$ から圧縮ひずみの増加量が上回るため、図中 3 から 4、5 に履歴を辿り、履歴が圧縮ひずみ側へ移行していくものと考えられる。

以上のように、case1 のようにコアコンクリートの拘束効果が高く、曲げ断面の圧縮力をコアコンクリートが負担できれば、主鉄筋の負担は少なく、Case2、3 のようにコアコンクリートの拘束効果が低く、軟化挙動を起こすと、主鉄筋の負担が大きくなり、座屈が早まると考えられる。

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および二次元 FEM 解析により、以下の知見が得られた。

- (1) 正負交番载荷実験により、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) コンクリートの拘束効果をパラメータとした FEM 解析により、コンクリートの拘束効果が減少すると、主鉄筋の負担する圧縮力が大きくなるため、座屈発生が早まると考えられる。

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) 幸左賢二、田端一雅、志村敦、佐々木協一：中間帯鉄筋のフック形状に着目した壁部材の変形性能評価、構造工学論文集, Vol. 53A, 2007