

論文 外面リブ付鋼管を有する大断面コンクリート合成構造の高橋脚への適用に関する実験的研究

村尾 光則*1・篠崎 裕生*2・睦好 宏史*3

要旨：外面リブ付鋼管を有するコンクリート合成構造橋脚は、工期短縮、コスト削減等の観点から、橋脚高 10～50m の範囲で比較的多くの施工実績を有している。これまで、橋脚高さが 10～50m を対象として、橋軸方向に鋼管を 1 列あるいは 2 列に配置した試験体の検討を実施してきた。橋脚高さが 60m 程度以上になると、コストおよび施工性から橋軸方向に鋼管を 3 列配置した大断面となる。本論文では、断面内に鋼管を 3 列 3 行、計 9 本配置した 1/6.5 の模型橋脚の正負交番載荷実験を実施して、鋼管 1 列あるいは 2 列配置の場合と同様に、道路橋示方書の考え方に基づいて水平耐力と変形性能を安全側に評価できることを確認した。

キーワード：合成構造橋脚、外面リブ付鋼管、耐震性能

1. はじめに

外面リブ付鋼管を有するコンクリート合成構造橋脚（以降、「ML 橋脚」と呼ぶ）は、外面にリブの付いた鋼管を橋脚全高に渡って複数本配置したコンクリートとの合成構造であり、工期短縮を主な採用理由として比較的多くの実績を有している。具体的には、外面リブ付鋼管が主鋼材とせん断補強筋を兼用できることによる鉄筋量の大幅削減のほか、鋼管の内型枠兼用による施工の合理化が工期短縮の主たる理由である。多くの施工実績は、**図-1 a)** の例に示すように、4～6 本の外面リブ付鋼管を橋軸方向に 2 列に配置したものであり、適用橋脚高は 20～50m である。これに対し、**図-1 b)** に示すように、橋脚高 10～20m の低橋脚に対し、外面リブ付鋼管 3 本を橋軸方向に 1 列に配置する実績例も有する。低橋脚は、中空断面化による橋脚重量の軽量効果が少ないうえ、内型枠設置による工事費の増加につながるため、実工事では充実断面とするのが一般的である。しかし ML 橋脚は、低橋脚においても、鋼管内コンクリートを一部削減できるため、新たに内型枠を設置することなくコスト削減が可能となる。高さ 60m を超える橋脚は、一般的に橋脚断面寸法が 6～7m 程度のほぼ正方形断面となる場合が多い。その場合、効率的に断面を中空化し、橋軸方向および橋軸直角方向の両方からの地震力に対して必要な断面耐力を確保するためには、**図-1 c)** の例に示すように、外面リブ付鋼管 9 本を 3 行、3 列に对称配置する必要がある。これまでの ML 橋脚の耐震性能に関する検討は、橋軸方向に鋼管を 1 列あるいは 2 列に配置した橋脚模型で実施しており¹⁾、橋軸方向に鋼管を 3 列に配置した場合の検討は行っていない。そこで、本論文では、このよ

うな断面を有する橋脚模型の正負交番載荷実験を行い、挙動を詳細に確認するとともに、1 列あるいは 2 列配置との違いを明らかにした。また、鋼管本数が多いため、鋼管のフーチング定着に与える群効果が懸念されるため、試験体を切断して、定着の状況を確認した。

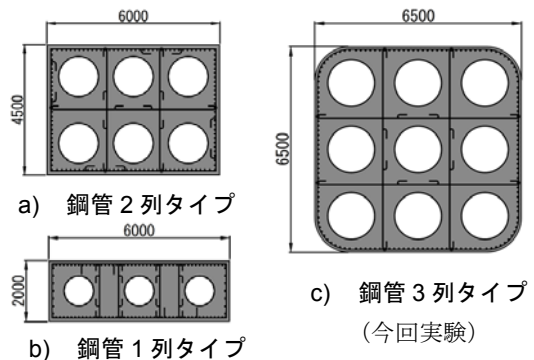


図-1 鋼管配列タイプ

2. 正負交番載荷実験

2.1 実験の概要

高橋脚を有する大規模橋梁として、高さ 71m の P1 橋脚高、高さ 55m の P2 橋脚を有する 3 径間連続ラーメン箱桁橋を想定した。P1 橋脚、P2 橋脚、ともに同じ断面仕様となっている。試験体仕様は、**図-2** および**表-1**、**表-2** に示すように、想定した実物大を 1/6.5 に縮小したものである。試験体断面は、載荷方向、載荷直角方向ともに 3 列の鋼管を配置した断面幅 1000mm×断面高さ 1000mm の正方形断面である。また、曲げ耐力の等しい P1、P2 橋脚のうち、高さが低くせん断力が大きくなる P1 橋脚を対象に、橋軸方向にラーメン構造であることを考慮して、せん断スパン比を 4.0 とした。鋼管は、外徑

*1 三井住友建設（株） 土木本部土木設計部 構造設計グループ長（正会員）

*2 三井住友建設（株） 技術開発センター 上席研究員 博（工）（正会員）

*3 埼玉大学大学院理工学研究科教授 工博（正会員）

φ216mm で厚さ 4.2mm とし、溶接ビードによる突起で外面リブを模擬した。リブの角度は水平であり、突起は幅 3.0mm、高さ 2.0mm、間隔 32mm とし、鉄道構造物等設計標準²⁾においてリブの高さ、間隔およびコンクリートの強度を変数として計算される鋼管-コンクリート間の付着強度 τ_{max} が、既製品の外面リブ (高さ 2.5mm、間隔 40mm) と同等になるようにした。なお、鋼管の内側への座屈を防止するために、橋脚基部から $1.0 \times D$ 区間 (D は荷重方向の断面高) は鋼管内にコンクリートを充填した。また、フーチングへの鋼管埋め込み長は、既往の研究³⁾における最小長の $2 \times \phi$ (ϕ は鋼管外径) とした。

荷重は、図-3 に示す荷重装置を用い、「橋の耐震性能の評価に活用する試験に関するガイドライン (案)」⁴⁾にしたがって実施した。軸力は、想定した実構造物の上部工荷重および橋脚自重を考慮して 2000kN ($2.0N/mm^2$) とした。降伏変位は、最外縁の鉄筋が降伏した時の変位と定義されるが、計測された鉄筋ひずみから降伏変位を定義する方法では、ばらつきがでるため、ここでは、正負交番荷重実験方法の統一を目指した上記ガイドライン (案) に示された式(1)を用いて設定した。

$$\delta_y = \frac{P_{max}}{P_{y0}} \times \delta_{y0,exp} \quad (1)$$

ここに、 δ_y : 降伏変位、 P_{max} : 外面リブ付鋼管を鉄筋に置き換えて道路橋示方書⁵⁾ (以降、H24 道示と呼ぶ)

に基づいて、材料の強度試験結果を用いて計算した部材の水平耐力、 P_{y0} : 材料の強度試験結果を用いて計算した最外縁の軸方向鉄筋が初めて降伏するときの水平力、 $\delta_{y0,exp}$: 実験における初降伏変位である。荷重は、式(1)で計算した降伏変位 (δ_y) の整数倍の変位 ($1\delta_y, 2\delta_y, 3\delta_y, \dots$) を正負 3 回ずつ逐次増加させながら変位制御で行った。

計測については、図-2 に示す外面リブ付鋼管 (赤四角)、軸方向鉄筋 (青丸)、横拘束筋 (黄三角) にひずみゲージを貼り付けるとともに、図-3 に示す橋脚側面に 160mm の間隔で鉛直変位計を設置して計測を行った。鉛直変位計の計測結果は、鉛直方向の曲率分布を算定するために用いた。

2.2 実験結果と考察

(1) 荷重-変位関係と損傷状態

図-4 に荷重-変位関係を示す。初期降伏荷重 P_{y0} (926.3kN) 荷重時の変位は正側で +23.75mm、負側で -23.95mm であった。降伏変位 δ_y の設定は式(1)に従い、降伏変位 δ_y を 32.7mm に設定した。最大荷重は正側で +2 δ_y で 1404kN、負側では -3 δ_y で 1424kN であった。その後、かぶりコンクリートの剥離・主鉄筋の座屈・主鉄筋の破断に伴い徐々に荷重が低下した。正側・負側ともに、6 δ_y において主鉄筋の破断本数の増加や外面リブ付鋼管の破断によって荷重が最大値の 80% 以下に低下した。試験体の破壊状況を写真-1 に、実験終了後の軸方向鉄筋切断後における鋼管破断状況を写真-2 に示す。破壊状況は正側、負側の両面の状況を示しており、最大剥落範囲は

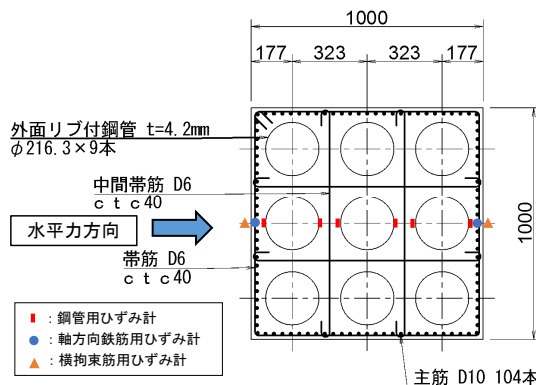


図-2 試験体断面図

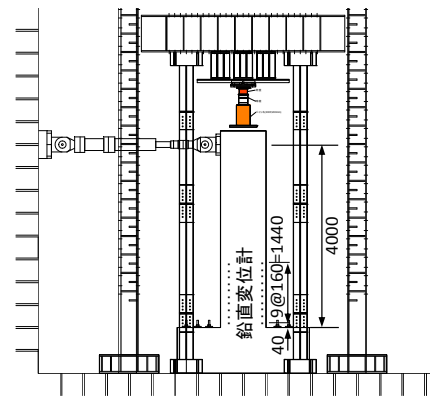


図-3 荷重装置図

表-1 試験体諸元一覧

B (mm)	H (mm)	せん断スパン比	主鉄筋 (本数-径)	鋼管 (外径φ-厚さt)	帯鉄筋 (径-間隔s)	中間帯鉄筋 (径-間隔s)	軸力 (N/mm^2)	γ (%)	ρ_w (%)	ρ_s
1.0	4.0	4.0	104-D10	φ216.3-4.2	D6-40	D6-40	2.0	29.5	0.32	0.0119

B: 断面幅, H: 断面高さ, γ : 鉄筋鋼管比 (軸方向鉄筋全断面積/鋼管全断面積) $\times 100$, ρ_w : 帯鉄筋比, ρ_s : 横拘束筋の体積比 ($4 \times A_n / (d \times s)$), A_n : 帯鉄筋 1 本あたりの断面積, d: 横拘束筋の有効長, s: 横拘束筋の間隔

表-2 材料物性値一覧

コンクリート			軸方向鉄筋				帯鉄筋				外面リブ付鋼管			
圧縮強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	弾性係数 (N/mm^2)	諸元	材質	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	諸元	材質	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	諸元	材質	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
38.6	2.6	29500	D10	SD345	375.1	565.3	D6	SD345	373.6	570.9	φ216.3-4.2	SS400	347.2	480.9

それぞれ 400mm, 600mm 程度である。正側では中央付近の剥落範囲が広いが全体に渡りかぶりコンクリートが浮いている状態であった。また、外面リブ付鋼管破断は、正負交番繰り返しの影響により鋼管が座屈後破断したものと推察する。写真-3 は、実験終了後にフーチングを荷重載荷方向に切断した状況を示す。鋼管定着領域は、柱基部破壊後においてもフーチングに確実に定着されており、鋼管の群効果による明確な抜け出し現象は観察されなかった。フーチング上面付近に鋼管による支圧破壊と考えられる状況も観察されたが、その範囲は小さく、そのことが本実験における荷重-変位関係に及ぼす影響は小さいものと推定する。

図-4 に示す青線は、外面リブ付鋼管を分割して鉄筋に置き換えて H24 道示の考え方で計算したバイリニア型の計算値である。外面リブ付鋼管を鉄筋に置き換える際、1本の鋼管を同等の断面積である鉄筋 (D10-39本) に置き換え、鉄筋を鋼管板厚中心に円周方向に等間隔に配置した。また、H24 道示では耐震性能 2, 3 の許容塑性率算定時に安全係数 1.2 を考慮するが、ここでは安全側に安全係数を 1.0 として計算した。耐震性能 2, 3 とともに、コンクリートの限界圧縮ひずみにより限界変位が決定しており、図の青線は、この限界変位まで示した。なお、以上のように算出した躯体変形量の計算値に、石橋ら⁶⁾の研究成果によるフーチングからの軸方向鉄筋の伸び出し量の計算値を加算した。実験の変位量は、伸び出し量を含んだものであり、それと対比するためには、計算値にも H24 道示では考慮していない伸び出し量の影響を加算する必要があると考えたためである。なお、外面リ

ブ付鋼管が軸方向鉄筋に対する伸び出しに与える影響に関しては十分な検証がなされていないため、ここでは、鋼管はフーチングに外面リブを介して十分固定され、鋼管の影響はないものと仮定して軸方向鉄筋の伸び出し量を算出した。バイリニア型の設定は、H24 道示の考え方に従い、グラフ原点と鋼材初降伏時を直線で結び、その直線を図中における計算上の P_{max} まで延長したものであり、その折れ点は、計算上の降伏変位 δ_y である。なお、荷重-変位関係の初期勾配において、計算値の青線と加力時の変形が少しずれているのは、鋼材初降伏後に勾配が緩やかになる実現象を簡略化した上記仮定に基づいたバイリニア型の設定を採用している計算値に対し、実験加力時には、初降伏後に勾配が緩やかになり、 δ_y を超えた後、安全側に水平耐力 P_{max} まで載荷したことが理由である。図の赤線は、計算上の P_{max} が安定して確保できる載荷ステップまで H24 道示の計算変位を水平に延長した実験上の終局点 ($4\delta_y$) であり、計算上の終局点の 2 倍程度であることが分かる。

写真-4 は、計算上の終局点(図-4 における青線の $2\delta_y$ 相当)における試験体の損傷状態を示している。写真より、計算上の終局点 ($2\delta_y$ 相当) における試験体の損傷は、H24 道示の耐震性能 2 における制限の目安である「曲げひび割れが残留する程度」の損傷や、耐震性能 3 における制限の目安である「コンクリートが剥落し軸方向鉄筋のはら見出しが顕著になる前」の状態の十分手前の状態に収まっていることが分かる。すなわち、計算上の終局点 ($2\delta_y$ 相当) に至るまでの範囲においては、ひび割れ注入等の補修・補強方法により地震後の早期復旧が可能な

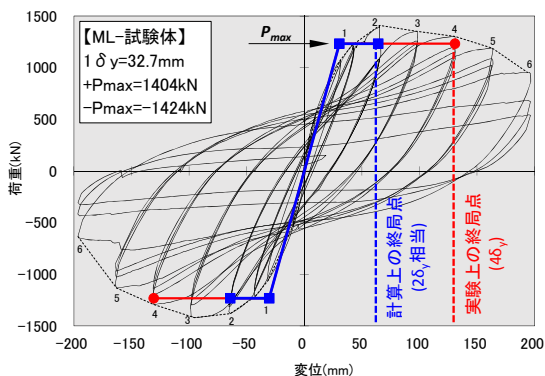


図-4 荷重-変位履歴



写真-3 鋼管定着部の状況 (フーチング切断面)

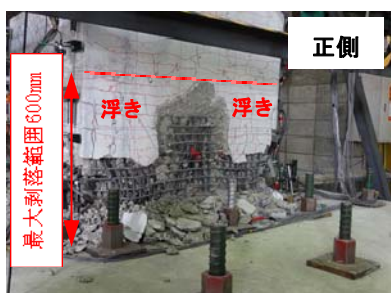


写真-1 試験体の破壊状況 ($6\delta_y$)



写真-2 鋼管の破断状況 (実験終了後)

耐震性能2: 曲げひび割れが残留する程度
耐震性能3: コンクリートが剥落し軸方向鉄筋のはらみ出しが顕著になる前



写真-4 計算上の終局点(2δ_y相当)における損傷状態

耐震性能2の損傷レベルと考えられる。計算上の終局点(2δ_y相当)における鋼管の状態は目視できないが、計算上の終局点2δ_y以降も計算水平耐力P_{max}を安定して確保していること、後述する断面ひずみ分布(図-7)が比較的直線分布であること等から判断し、鋼管は座屈・破断していないと推定される。なお、鋼管の破断現象は、実験上の終局点(4δ_y)以降でのイベントであり、ここでは耐震性能2の対象範囲としていない。想定を上回る巨大地震が発生し、鋼管が座屈・破断した場合、部材は終局を迎えていることから、部材の早期機能回復は困難である。

図-5に、本実験における同一振幅載荷における1回目と3回目の水平力の最大値の比率を正側、負側載荷について示す。+2δ_yにおいては、同一振幅載荷の2、3回目のデータを、計測器の不具合により記録できなかったため、+2δ_yの結果は表示していない。図より、1回目と3回目の水平力の最大値の比率は、+2δ_yを除く1~5δ_yの範囲でH24道示の耐震性能2の定義の目安である85%以上であるが、6δ_yにおいて急激に低下した。なお、-2δ_yや±3δ_y以降の水平力低下は顕著ではないことから、記録できなかった+2δ_yの低下率も同様の傾向であると推定する。また、同一振幅載荷における2回目の載荷と3回目の載荷におけるエネルギー吸収量(1サイクルで囲まれる履歴曲線の面積をもとに算出)の低下は比較的小さく、5δ_yにおいて7%となり、H24道示の目安である10%以下であることを確認した。このように、5δ_yに

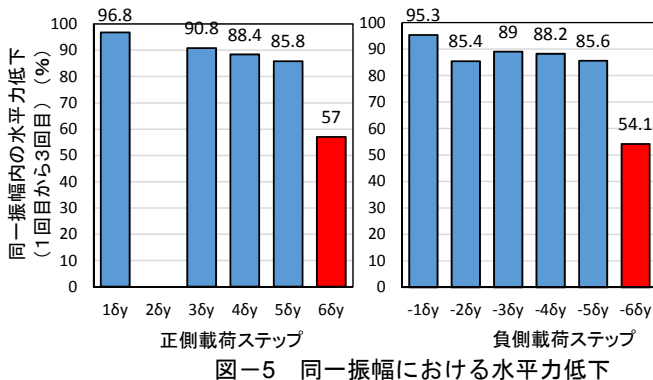


図-5 同一振幅における水平力低下

至るまでの間は、H24道示の耐震性能2の目安を概ね満足していることが分かる。

(2) 鋼管配列と柱基部塑性変形回転角の関係

図-6は、既往の実験結果¹⁾のうち、今回の実験と縮小率が近い1列、2列配置試験体の塑性変形回転角を比較したものである。塑性率ではなく、塑性変形回転角を比較した理由は、試験体ごとに降伏変位の定義が異なっていたためである。図より、荷重載荷方向の鋼管配列が大きくなるにつれ、柱基部塑性変形回転角θは小さくなる傾向を示している。なお、図には、試験体に作用させた軸力も併記した。このように、軸力の違いを考慮しても、鋼管配列が塑性変形能に少なからず影響していることが考えられる。

(3) 断面ひずみ分布

図-7は、正側載荷および負側載荷の橋脚基部より高さ300mmにおける柱断面ひずみ分布を示したものである。基部より高さ300mmの位置は、後述する鋼管や横拘束筋のひずみが最も大きい位置である。図は、横軸が断面高さ1000mmにおけるひずみ測定位置、縦軸が計測ひずみ値であり、図-2で示した鋼管と軸方向鉄筋のひずみ計測結果をプロットした結果を示している。計測結果は、欠落が少ない1δ_y~4δ_yまでを示すものとし、併せて断面内ひずみの平面保持を確認する目的から、各変位振幅の計測結果を近似した直線も示した。塑性領域における計測ひずみは、一般的にばらつきが大きい場合が多いが、本実験の鋼管ひずみ値は比較的安定しており、各変位振幅で概ね直線的な傾向を示している。計算値(1δ_y)と実験値(1δ_y)の近似直線は、比較的良く整合しているものの、実験値(2δ_y)における近似直線の傾きは、計算上の終局点(2δ_y相当)のほぼ半分である。計算上の終局点(2δ_y相当)におけるひずみ分布の計算値は、実験上の終局点(4δ_y)の近似直線(赤の破線)と傾きが概ね整合している。直線の傾きは、一般的に部材断面の曲率を意味するが、その大小は塑性ヒンジ長の大きさと関連することから、詳細はこれらとの関連性を考慮して(6)曲率にて併せて考察することにする。

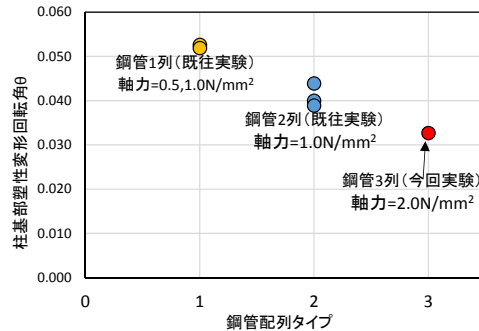
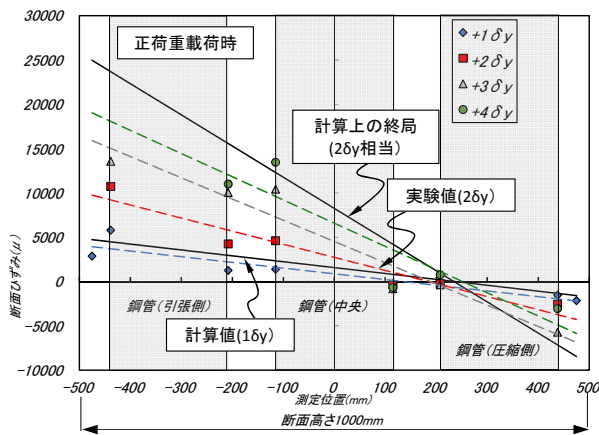


図-6 柱基部塑性変形回転角と鋼管配列の関係

(4) 鋼管軸引張ひずみ分布

軸方向鉄筋のひずみは、 $2\delta_y$ 以降で計測不能のデータが多く、十分な考察ができないため、ここでは鋼管の軸引張ひずみ分布を取り上げて考察することにした。図-8は、鋼管最外縁の軸引張ひずみ、図-9は中央鋼管の軸引張ひずみの計測分布を示したものであり、計測位置は図中に示した位置である。図には、計算上の終局点 ($2\delta_y$ 相当) の鋼管軸引張ひずみの計算値と降伏ひずみも併せて示した。プロットした計測結果は、計測結果の欠落が少ない $1\delta_y \sim 3\delta_y$ までとした。図-8、9より、発生ひずみの最大値は、いずれも基部より高さ 300mm の位置で生



じている。しかしながら、計算上の終局点 ($2\delta_y$ 相当) の計算値と実験値 ($2\delta_y$) に大きく差があり、高さ方向の全範囲において、実験値のひずみは計算値を大きく下回っている。このことは、前項で示した塑性領域における断面ひずみ分布の直線傾きが計算値より小さくなる現象と整合している。

(5) 横拘束筋のひずみ分布

図-10は、横拘束筋の計測ひずみの鉛直方向(基部より高さ 100mm, 300mm, 600mm)の分布を示したものである。プロットした計測結果は、計測結果の欠落が少ない $1\delta_y \sim 3\delta_y$ までを示した。これより、計算上の終局点 ($2\delta_y$

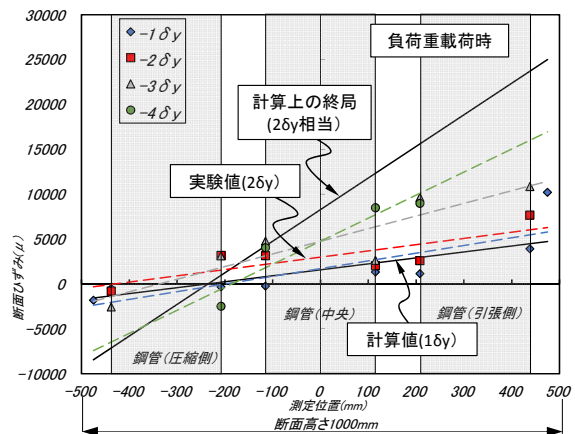


図-7 断面ひずみ分布

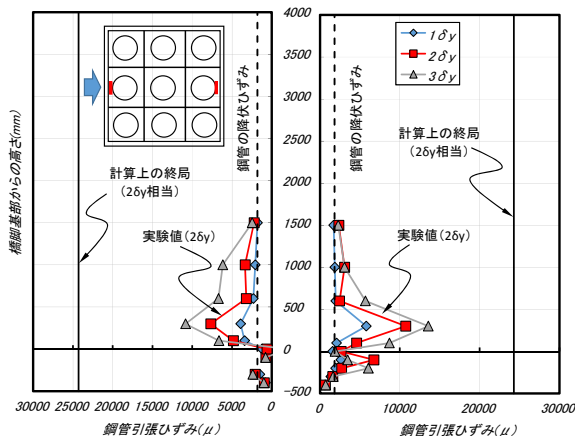


図-8 鋼管軸引張ひずみ分布 (引張側配置鋼管)

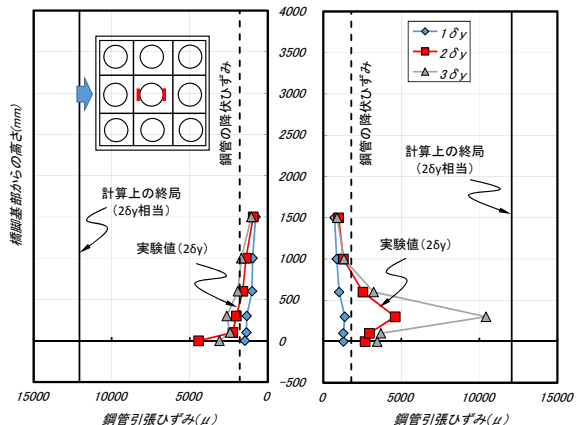


図-9 鋼管軸引張ひずみ分布 (中央配置鋼管)

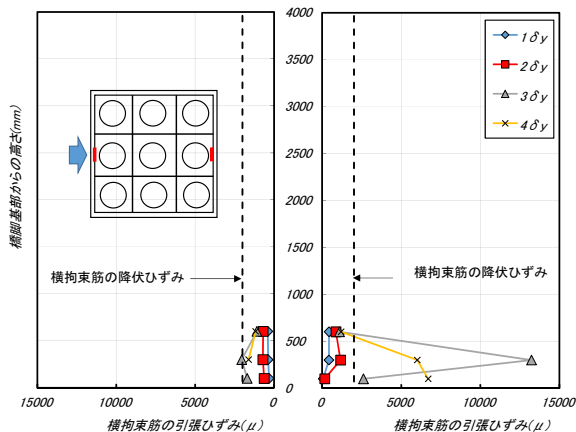


図-10 横拘束筋のひずみ分布

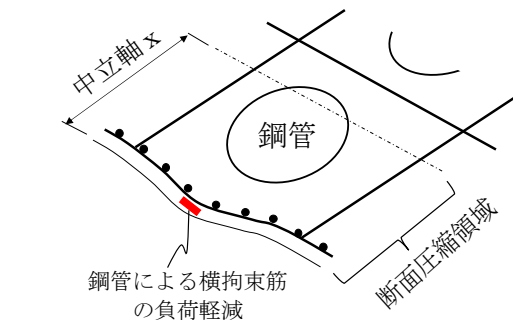


図-11 横拘束筋の荷軽減のイメージ図

相当)における横拘束筋の計測ひずみ(赤の四角)は、降伏ひずみ以下の低いレベルであることから、この段階で横拘束筋は、比較的荷重が小さく圧縮コンクリートの拘束機能を持続していると考えられる。その要因は、圧縮領域における鋼管にあると考えている。図-7の断面ひずみ分布より、断面中立軸位置は図-11に示すように断面圧縮側に配置される鋼管を跨いだ位置にある。したがって、横拘束筋で囲まれたコアコンクリートは、最終的に、断面圧縮力により軸方向鉄筋を外側へ押し出す方向に膨張するが、鋼管内部のコンクリートは鋼管で拘束されると推定されるため、軸方向鉄筋を外側へ押し出す力は小さくなっていると推察される。そのように仮定すると、計算上の終局点(2 δ_y 相当)の変位振幅であるにも関わらず、横拘束筋の発生ひずみが降伏以下の低いひずみに抑えられている点と整合する。

(6) 曲率分布

図-12は、実験により得られた曲率分布の計測値と計算値を比較して示したものである。荷重は $\pm 6\delta_y$ まで実施したが、柱基部のコンクリートの剥離等の影響により計測データの取得が困難となったため、 $4\delta_y$ までのデータを示す。曲率は2側面で計測したが、プロットした結果はその平均値である。図には、H24道示で算定した塑性ヒンジ領域における終局曲率(黒の実線)と初降伏曲率の計算値(黒の破線)のほか、実際にかぶりコンクリートが剥落した最大範囲も併せて示した。これより、曲率の計測値が降伏曲率の計算値を超える範囲が比較的上方にまで及んでおり、かぶりコンクリートの最大剥落範囲も塑性ヒンジ長の計算値を上回っている。これは、塑性ヒンジ長の計算値が、計算上の終局点(2 δ_y 相当)を想定しているのに対し、実際には、 $4\delta_y$ まで水平耐力を確保しており、実験における塑性変形領域の拡大が要因のひとつ

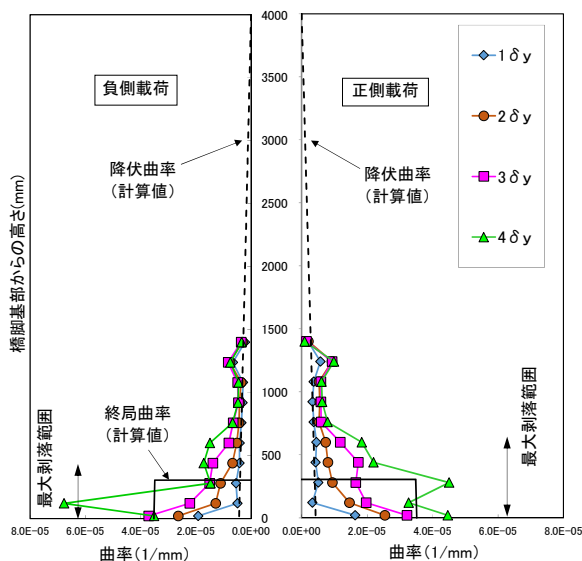


図-12 曲率分布

として推察される。結果として、本試験体の塑性ヒンジ長は、H24道示で規定される計算値より大きくなったものと考えられる。

これまでの計測結果を総合すると、実験上の終局点が計算上の終局点より大きくなる現象は、(5)で記した横拘束筋のコアコンクリート拘束機能が持続し、本構造の塑性ヒンジ長が拡大する要因により推察できる。塑性領域の断面ひずみ分布において、分布直線の傾き(曲率)が計算値より低く抑えられていた現象は、塑性ヒンジ長拡大により塑性領域の曲率が緩和されたものと推察する。なお、上記考察は、本試験体の実験結果に基づいたものであるため、今後は、諸元を変えた複数の実験結果に基づく具体的な評価手法の構築が望まれる。

3. まとめ

高橋脚を対象とした外面リブ付鋼管を9本配置した表-1の諸元に基づいた試験体の正負交番実験により得られた知見を以下に示す。

- (1) 鋼管を鉄筋に置き換えたRC橋脚として、H24道示に準拠して計算された荷重-変位関係は、本構造の耐震性能を安全側に評価できる。
- (2) 試験体の破壊は柱基部の曲げ破壊先行であり、鋼管の群効果によるフーチングからの明確な抜け出し現象は観察されなかった。
- (3) 荷重荷重方向の鋼管配列が大きいほど、柱基部塑性変形回転角は小さくなる傾向を示す。
- (4) 実験上の終局点(4 δ_y)は、計算上の終局点(2 δ_y 相当)の2倍程度となる。これは、本構造の塑性ヒンジ長が計算値以上に拡大することで説明することができる。

参考文献

- 1) 財団法人国土技術研究センター：ML工法(外面リブ付鋼管・コンクリート合成橋脚構築工法)，2010.7.
- 2) 鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼とコンクリートの複合構造物，2003.12
- 3) 篠崎裕生，三上浩，岡本隆，水谷慎吾：鋼管を用いた合成構造橋脚定着部の耐荷性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.18，No.2，pp.1313-1318，1996
- 4) 土木研究所資料第4023号 橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン(案)(橋脚の正負交番荷重実験方法及び振動台実験方法)，2006.8
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2012
- 6) 石橋忠良，吉野伸一：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究，土木学会論文集，第390号/V-8，pp.57-66，1988.12.