

鋼桁と合成構造橋脚の剛結接合構造に関する実験的研究

Experimental Study on Rigid Steel-Girder to Composite-Pier Connections

国土交通省 北海道開発局 正会員○三田村 浩 (Hiroshi Mitamura) 室蘭工業大学 正会員 岸 徳光 (Norimitsu Kishi)
 北海道開発土木研究所 正会員 池田 憲二 (Kenji Ikeda) (株) ドーコン 正会員 加藤 静雄 (Shizuo Kato)
 北海道開発土木研究所 正会員 皆川 昌樹 (Masaki Minakawa) (株) ドーコン 正会員 小林 竜太 (Ryuta Kobayashi)

1. 序 論

近年、耐震性の向上、建設コスト縮減および維持管理の軽減化を目指した複合ラーメン橋が積極的に採用されている。複合ラーメン橋において構造上最も重要な部位は上部構造と下部構造の剛結接合部であるが、鋼とコンクリートの異種材料を組み合わせた合成構造であるため応力伝達機構や耐荷機構が極めて複雑となり、明確化された設計基準が存在しないのが現状である。従って、これらの構造特性を詳細に把握するためには、模型実験や数値解析による検証が必要不可欠となり、現在、各研究機関において実験的・解析的研究が精力的に行われている。しかしながら、過去の研究事例は鋼桁と RC 橋脚の剛結接合構造に着目した研究がほとんどである。一方、橋脚の新技术・新工法として、特に山岳橋梁で見られるような高橋脚に対する急速施工や省力化施工および耐震性向上を目的として、従来型 RC 橋脚における軸方向鉄筋の代替として鋼管を配置した合成構造橋脚が提案され、既に多くの研究成果と設計および施工実績が得られている。このような観点から、本研究では、複合ラーメン橋のより合理的な接合構造を開発することを目的として、鋼桁と鋼管・コンクリート合成構造橋脚を接合する剛結構造を提案し、静的単調載荷実験および有限要素法による三次元弾塑性解析により、その耐荷性能や変形性能に関する基礎的な構造特性を検証することとした。

2. 提案する接合構造の概要および特徴

提案する接合構造の概念図を図-1に示す。本構造は、橋脚断面内に配置された外面リブ付き鋼管を主桁あるいは横桁に直接連結して力を伝達させ、橋脚頂部を主桁、横桁および型枠鋼板にて拘束することに特徴を有する。本構造では橋脚断面内に計6本（橋軸方向3列×橋軸直角方向2列）の鋼管を配置しており、橋軸直角方向における外側両端部の鋼管は横桁、内側中央の鋼管は主桁と横桁が交差する位置に配置される。鋼桁と鋼管の接合方法は、外側両端部の鋼管は半割りにした状態で横桁に、内側中央の鋼管は4つ割りにした状態で主桁および横桁にそれぞれ溶接により接合するものとした。型枠鋼板には、コンクリートあるいは軸方向鉄筋からの荷重伝達をよくするために孔あき鋼板ジベルを配置している。なお、接合内部の主桁腹板には鋼とコンクリート間の剥離を防止する程度のスタッドジベルを溶着している。また、提案の接合構造は橋脚コンクリートを主桁、横桁および型枠鋼板にて取り囲む構造であるため、施工性にも配慮して接合内部には帯鉄筋を配置しないものとした。橋脚からの軸方向鉄筋は必要定着長を確保した状態で接合内部に埋め込み定着するものとし、主桁あるいは横桁フランジ部と交差する鉄筋は切断し、切断された鉄筋と同程度の鉄筋量を別途配置することとした。

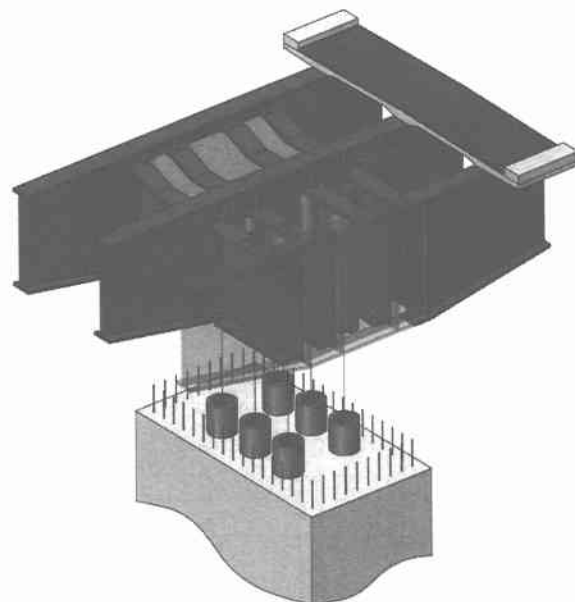
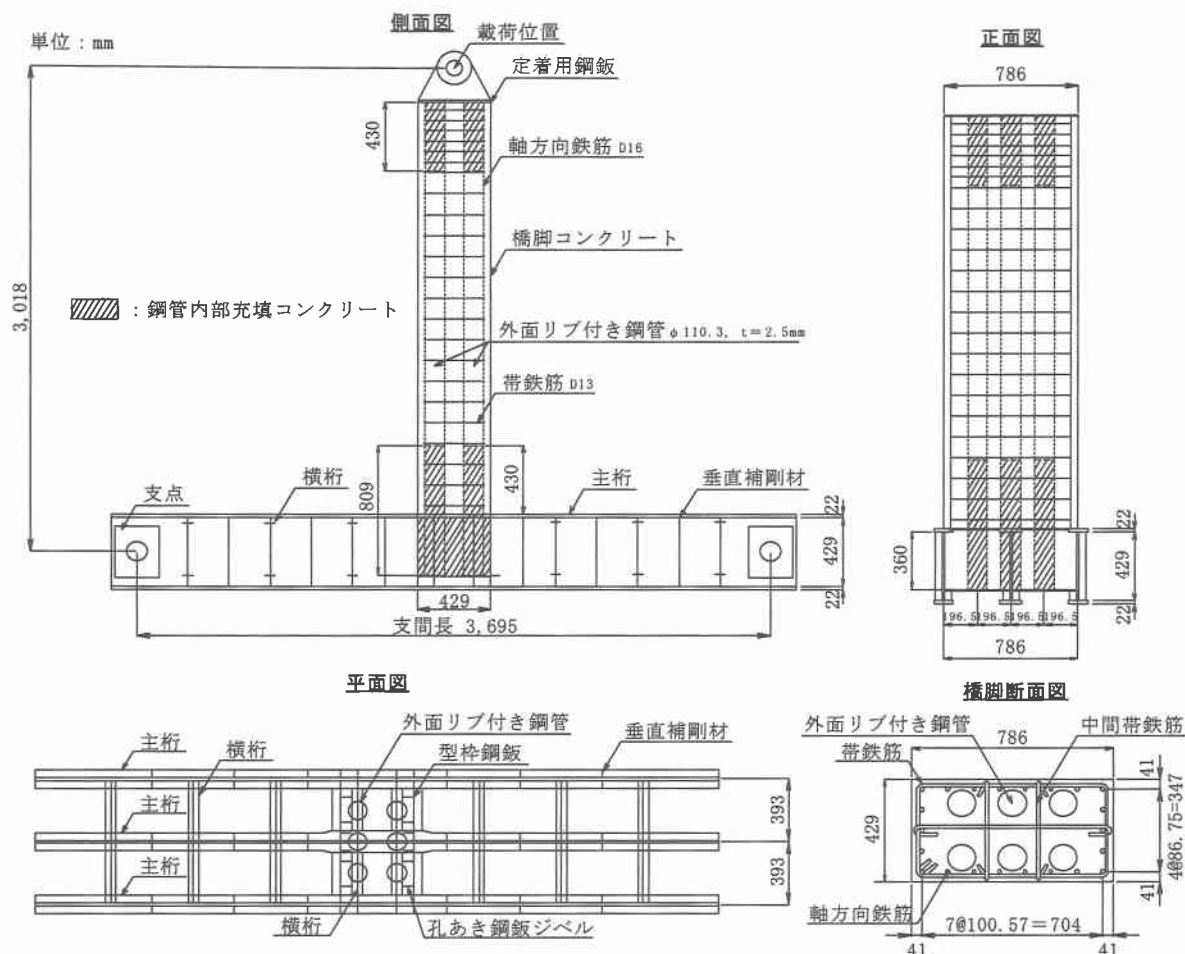


図-1 提案する接合構造の概念図

3. 実験概要

本研究では、鋼桁と橋脚の接合部近傍に着目して静的単調載荷実験を行うものとした。実験供試体は、支間 50m、橋脚高 20m 程度の複合ラーメン橋を想定し、実橋の概略試設計で得られた全体系の終局状態における接合部の発生断面力を基に設計を行うこととした。なお、実験装置の制約から実構造スケールでの供試体の設置は困難であるため、実験装置および部材製作の制限に配慮して実構造の 1/7 縮尺模型とした。図-2に実験供試体の概要図を示す。載荷実験では天地を逆にした状態で行うものとした。橋脚の断面寸法は 786, 429 mm の矩形断面とし、橋脚断面内には $\phi 110.3\text{mm}$ 、板厚 2.5mm の外面リブ付き鋼管を計 6 本配置している。接合部の鋼管埋め込み長は横桁の下端に合わせるものとした。なお、接合部近傍および載荷点近傍の鋼管内部には間詰めコンクリートを充填している。軸方向鉄筋は、接合内部においてはフックを用いて定着することとし、橋脚側では柱上面に設置した定着用鋼板に溶接定着することとした。ここで、桁フランジ下面と交差する軸方向鉄筋はその位置で切断してフランジ面に溶接し、切断された鉄筋と同程度の鉄筋量を別途配置することとした。また、橋脚断面内には両端に半円形フック加工された中間帯鉄筋を配置している。使用したコンクリートは呼び強度 30MPa、スランプ 8cm、粗骨材最大寸法 20mm の早強コンクリートで、実験時の材令における圧縮強度は 28.4MPa、弾性係数は 24.4GPa、ポアソン比は 0.2 である。鋼管には STK400（一般構造用炭素鋼鋼管：JIS G 3444）を使用し、鋼管外面を削り出してリブを生成させている。



図－2 実験供試体の概要

リブは間隔 40 mm のスパイラル状とし、リブの高さおよび幅はそれぞれ 2.0mm、4.0mm とした。鋼桁には SM400A（溶接構造用圧延鋼材：JIS G 3106）を使用し、実験時の予期しない過剰変形を防止するため主桁腹板には適宜垂直補剛材を配置した。表－1 に鋼材の力学的特性を示す。

載荷荷重は、油圧ジャッキにより橋脚頂部に所定の軸圧縮力（ $N=148\text{kN}$ ）を作用させた後、水平変位を単調に増加させるようにして載荷している。なお、実験供試体の境界条件は、主桁端部から 150mm 内側の桁高中心位置において回転のみを許容するピン支持とした。

4. 数値解析概要

図－3 に有限要素モデルを示す。解析対象は対称性を考慮した 1/2 モデルとした。適用した有限要素タイプは、鋼桁および鋼管には 4 節点シェル要素、鉄筋は梁要素、コンクリートは 8 節点固体要素であり、総節点数および総要素数はそれぞれ 24,054、25,390 であった。境界条件は、

表－1 鋼材の力学的特性

鋼材種		降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	伸び (%)
鋼 管				
STK400		353.0	432.0	38.0
鉄 筋	D13	362.0	538.8	28.4
	SD345 ¹⁾ D16	367.9	549.1	27.4
鋼 桁				
SM400A		283.4	440.1	30.8

解析対象の連続性を考慮して対称切断面においてはその面に対する法線方向変位成分を拘束し、主桁端部は実験時と同様に桁端部から 150 mm 内側の桁高中心位置をピン支持とした。なお、鋼とコンクリートの要素間はいずれも完全付着を仮定し、接触・剥離等は考慮しないものとした。数値解析で入力した荷重は、実験時と同様に橋脚頂部に所定の軸圧縮力を与えた後、載荷点で水平変位を単調増加させるように入力している。なお、本数値解析では、部材の塑性化を考慮した弾塑性解析を行うものとし、各要素には非線形性を考慮した材料構成則を定義した。コンクリート要素は、圧縮領域では材料試験から得られた圧縮強度 f'_c を用いて、圧縮歪 5,000 μ まではコンクリート標準示方書に基づいて定式化し、それ以降は初期弾性係数の 1/100 倍で圧縮応力 0.2 f'_c まで線形的に軟化するモデルとした。また、引張領域では、引張強度 f_t まで線形的に挙動し、引張強度に達した段階でそれ以降は終局歪 ϵ_u まで線形的に軟化するモデルとした。ここで、引張強度 f_t は圧縮強度 f'_c の 1/10 倍と仮定し、引張側終局歪 ϵ_u は軸方向鉄筋の降伏歪と等しいものと仮定した。鋼材および鉄筋要素には、降伏後の塑性硬化を考慮した等方弾塑性体モデルを用いた。弾性係数およびポアソン比はそれぞれ $E=206\text{ GPa}$ 、 $\nu=0.3$ とし、塑性硬化係数は弾性係数の 1/100 倍と仮定した。なお、降伏強度には表－1 に示した材料試験結果を用いた。降伏判定はいずれの要素に対しても von Mises の降伏条件に従うこととした。図－4 には数値解析で用いたコンクリートと鋼材および鉄筋の応力－歪特性を示している。

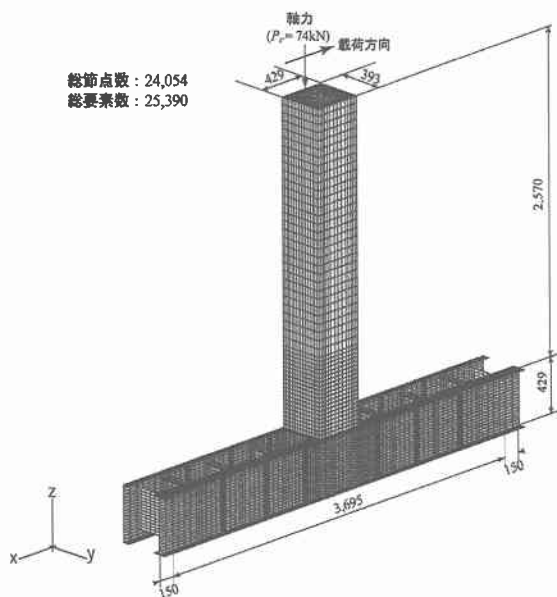


図-3 有限要素モデル

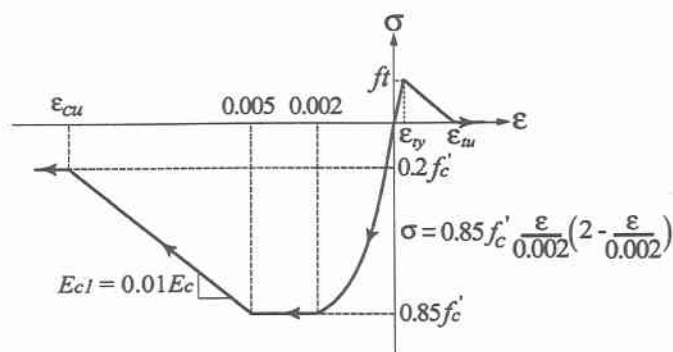
5. 実験結果および考察

5.1 水平荷重—水平変位関係

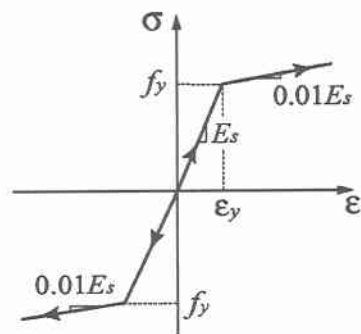
図-5には水平荷重と載荷点水平変位の関係を実験結果と数値解析結果で比較して示している。図より、実験結果は、水平荷重は150 kN（水平変位 $\delta y = 16.8$ mm）の時点で一部の軸方向鉄筋が降伏するが、250 kN程度まではほぼ直線的に増加し、その後増加率が低下して最大水平荷重の約300 kNに達している。ピーク到達後は変位の増加とともに圧縮側かぶりコンクリートが徐々に剥落して荷重が緩やかに低下するものの、ジャッキストロークの限界に達しても軸方向鉄筋や鋼管に破断および座屈の兆候が見られず載荷を終了している。一方、数値解析結果に着目すると、弾性領域から降伏以降の最大荷重時近傍まで解析結果は実験結果と良く対応していることがわかる。また、大ひずみ領域となるポストピーク挙動においても、解析結果は実験結果を比較的精度良くシミュレートしていることがわかる。

5.2 接合部の曲げモーメント—回転角関係

図-6には接合部における曲げモーメント—相対回転角関係を実験結果と数値解析結果で比較して示している。また、図中には断面分割法による供試体橋脚基部の終局曲げモーメント値も併せて示している。図より、実験結果に着目すると、接合部における終局抵抗曲げモーメントは $M_u = 800$ kNm 程度であることがわかる。この結果は、断面分割法で得られた橋脚基部が終局に至る曲げモーメントすなわち設計終局抵抗曲げモーメントが $M_{ud} = 552$ kNm であることより、本断面は設計耐力の約1.5倍の耐荷力を有していることを示している。これは設計概念としては地震時においても接合部が橋脚基部に先行して終局に至ることはないことを示しており、塑性ヒンジは橋脚側で形成されるものと判断される。一方、数値解析結果に着目すると、終局抵抗曲げモーメント値は実験結果とほぼ一致しているものの、曲げモーメント値が300 kNm以後の関係で整合性が低い。これは実験ではかぶりコンクリートの剥離やひび割れ幅の拡大等により塑性変形が大きくなったことに関連するものと推察される。



(a) コンクリート



(b) 鋼材および鉄筋

図-4 数値解析に用いた応力—歪特性

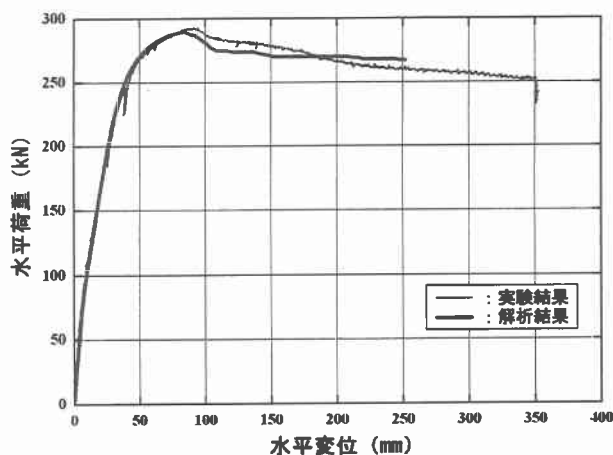


図-5 水平荷重—水平変位関係

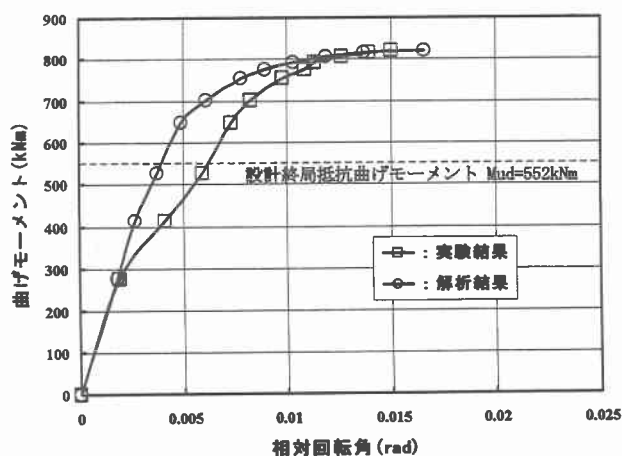


図-6 接合部の曲げモーメント—相対回転角関係

5. 3 鋼管および軸方向鉄筋の歪分布性状

図-7には実験での最大荷重時における鋼管の軸方向歪の高さ方向分布について示している。図より、引張側、圧縮側いずれの鋼管も接合内部の発生歪は 500μ 以下と低く、弾性領域内であることがわかる。引張側鋼管は、鋼桁フランジ上面から 640mm の範囲、圧縮側鋼管は 340mm の範囲においてそれぞれ降伏歪を超える大きな歪レベルとなっており、この範囲では橋脚コンクリートの塑性変形が顕著であることがわかる。また、圧縮側鋼管では、載荷前面側外縁において引張歪が発生しており、断面内中立軸が圧縮側に移行していることが推察される。図-8には実験の各変位レベルにおける引張側軸方向鉄筋歪の高さ方向分布を示している。ここでは、接合内部に定着した鉄筋 (RB-2,3) についてののみ考察する。図より、接合内部では降伏歪に達していない歪レベルとなっていることがわかる。これより、鋼管および軸方向鉄筋ともに接合内部では歪レベルが低く、最大荷重時においても弾性状態を保持しているものと推察される。なお、その他の分布性状は鋼管の場合とほぼ同様であり、鋼桁フランジ上面から 340mm の歪値が小さく、それより上方で大きくなっている。これは鋼管内部にコンクリートを充填しているためである。

5. 4 実験終了後の損傷状況

写真-1には実験終了後の供試体損傷状況、図-9には数値解析結果の橋脚コンクリート鉛直方向歪分布を示している。実験では降伏変位の約 20 倍 (水平変位 350mm) まで載荷を行ったが、供試体はこの変位レベルにおいても圧縮側のかぶりコンクリートが剥離する程度の損傷であり、軸方向鉄筋や鋼管の座屈および破断等の明瞭な損傷は見られなかった。写真-1 供試体の損傷状況
また、接合部も目視による検証の限りでは顕著な損傷が認められなかった。一方、数値解析結果に着目すると、図中、引張領域において赤色で示された大きい歪値を示す部分はひび割れが発生していることを表している。図より、水平方向の曲げひび割れの発生している領域は実験結果とほぼ同様な分布となっていることがわかる。また、圧縮領域において軟化が生じ圧壊する程度の歪レベルが青色で示されているが、このような領域は鋼桁フランジ上面から約 600mm の範囲内に分布していることがわかる。これは実験におけるかぶりコンクリートの剥離が生じた範囲とほぼ一致している。なお、接合内部のコンクリートは歪レベルが低い。このことから接合部はほぼ健全な状態を保持しているものと推察される。

5. 5 結論

本研究の範囲内で得られた知見を要約すると以下の通りである。

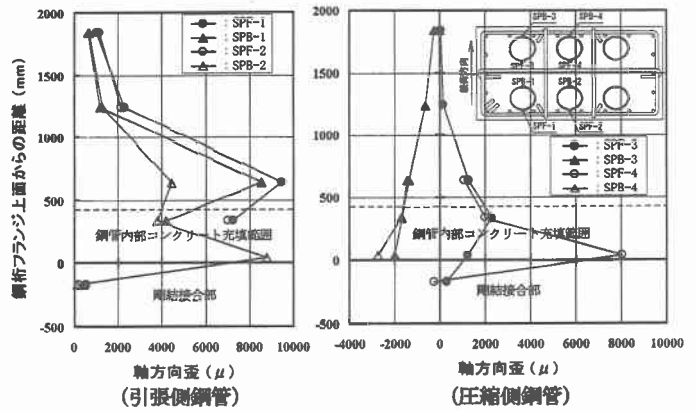


図-7 鋼管の軸方向歪の高さ方向分布 (最大荷重時)

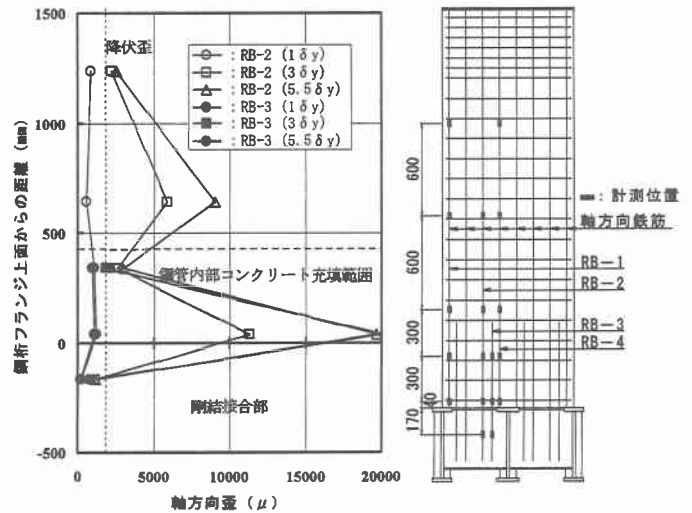


図-8 軸方向鉄筋歪の高さ方向分布

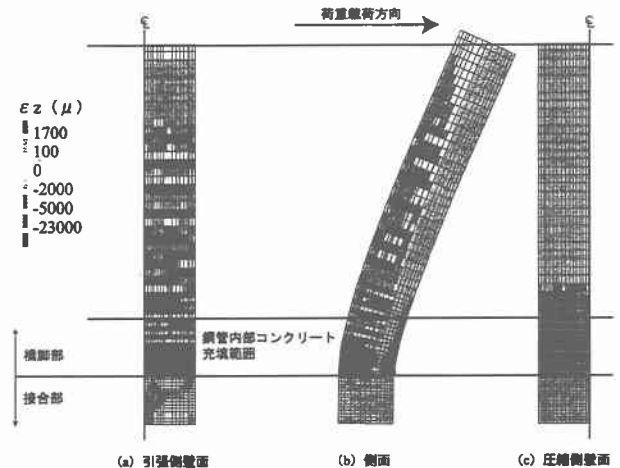


図-9 橋脚コンクリートの鉛直方向歪分布図 (FEM)

- 1) 水平荷重-水平変位関係は、 250 kN 程度までは直線的に増加し、その後増加率が低下して最大荷重に達した。数値解析結果は実験結果と精度良く一致した。
- 2) 接合部の終局抵抗曲げモーメントは、設計終局曲げモーメントの約 1.5 倍であった。
- 3) 鋼管および鉄筋の歪分布より、接合内部では最大荷重時においても弾性範囲内の歪レベルであり、接合部はほぼ健全な状態を保持しているものと推察される。
- 4) 実験終了後の損傷状況は、圧縮側かぶりコンクリートの剥離が発生する程度の損傷であり、軸方向鉄筋や鋼管の座屈および破断等は確認されなかった。