橋脚部鋼管と鋼管杭との差し込み接合部の耐力に関する実験的研究

An experimental study on the ultimate strength of socket joint between steel pipe in the bridge pier and steel pile

篠崎 裕生*, 三上 浩*, 山田 武正**, 渡辺 宗樹** Hiroo Shinozaki, Hiroshi Mikami, Takemasa Yamada, Muneki Watanabe

*三井住友建設(株) 技術研究所 土木 PC 構造研究室 (〒270-0132 流山市駒木 518-1) ** 三井住友建設(株) 土木管理本部 土木設計部 (〒164-0011 東京都中野区中央 1-38-1)

Socket joint between steel pipe of composite pier and steel pile could shorten the term of construction works. A number of experiments were conducted to clarify the ultimate strength of the socket joints. Parameters used in this study were the joint length, specification of steel pile, axial load, concrete strength ...etc. Two types of pier model, Steel-Concrete (SC) and Steel-RC (SRC), are adopted. The experimental results showed that the ultimate capacity obtained from maximum shear stress at annular concrete between inner and outer pipes had a good agreement with CEB-FIP model for shear failure while current design method is applicable to predicting bearing capacity based on concrete compressive strength.

Key Words: Steel pipe, Socket joint, Steelpile, Composite bridge pier キーワード: 鋼管, 差し込み接合, 鋼管杭, 合成構造橋脚

1. はじめに

都市内交差点の立体化や鉄道の高架化など、都市機能 の向上と安全の確保を目的とした建設事業が近年増加 傾向にある.このような建設工事にともなう環境や都市 機能への影響は、なるべく低減することが重要である. このような背景から、都市内建設工事における急速施工 法開発への要求が高まっている.

著者らは橋脚の合理化施工法として,外面リブ付鋼管 を用いた合成構造橋脚(ML工法と呼ぶ)を開発し実用 化している.通常の RC 橋脚と比較してコスト・工期と も低減できることから現在,多くの橋梁に採用されるに 至っている¹⁾. ML 橋脚を都市部の高架橋等へ適用する 場合,基礎が鋼管杭であれば図-1 に示すように鋼管杭 との差し込み接合を用いることにより工期を大幅に縮 減できる可能性がある.これは,鋼管杭を施工後すぐに 橋脚部鋼管の建て込みを行い,これを仮支柱として用い ることで上部工施工開始までの期間を短縮できるため である.差し込み接合にすることで,鋼管杭の施工誤差 を吸収できるメリットもある.また,橋脚部鋼管と被覆 コンクリートを一体化したプレキャスト部材を用いる ことで,更なる工期の縮減も可能である.

同様の工法は、鋼管杭と CFT 柱との差し込み接合を用 いた鉄道ラーメン高架橋³などがあるが、本工法は脚部 が SRC 構造であるため、CFT よりもコストが抑えられ たり、維持管理が容易になるなどの点に特徴がある.

本構造において重要となる接合部の耐力に関しては, 鋼管同士の差し込み接合の研究があり^{3)~4)},その耐力評 価方法についても提案されている⁸⁾.しかしながら,こ れらの研究では,鋼管杭内に接合区間の下方にも十分な 長さでコンクリートが充填されていることを想定して



おり,接合部で押抜きせん断破壊が生じるような状況に 対する検討はなされていない.本工法は、基本的に中空 の鋼管杭でも施工可能なように、差し込み接合部付近に のみ部分的にコンクリートを充填することを想定して いるため、軸力作用下における接合部の挙動を検討する 必要がある.また、被覆コンクリートの影響についても 把握しておく必要がある.

本論文では、まず、橋脚部鋼管に被覆コンクリートが ない SC 構造試験体を用いて、接合部におけるコンクリ ートのせん断破壊や支圧破壊に対する検討を実施した. SC 構造試験体を用いた理由は、本工法では、橋脚部鋼 管のみで上部工荷重を支える期間が施工時に生じる点 や、橋脚部を CFT として施工する場合も想定したためで ある.ここでは、差し込み長や軸力、鋼管杭の径や厚さ、 さらに接合部下方のコンクリートの有無などが破壊性 状や耐力に与える影響を既往の耐力評価式の適合性と ともに検討した.次に、橋脚部を SRC 構造として設計 した試験体の結果から、橋脚部の構造の違いが接合部の 耐力へ与える影響を確認した.

2. 実験の概要

2.1 試験体

試験体の形状寸法を図-2 に, 試験体一覧を表-1 に 示す. 試験体は全9体で, 橋脚部鋼管に被覆コンクリー トのない SC 構造試験体を8体とした. S1D-SRC 試験体 は, 鋼管杭径 φ1700mm, 橋脚部外径1300mm (橋脚部 鋼管径700mm)の実構造物の約1/3.3の縮小モデルとし, 橋脚部鋼管の断面積と主鉄筋の断面積比を ML 橋脚の実 績から1:1にした. 差し込み長は, ML 橋脚ではフーチ ング内に2.0d (d は橋脚部鋼管の外径)の長さを埋め込むこととしているが、本実験では接合部で確実に破壊が生じるように1.0d と短く設定した.

SC 構造試験体は,橋脚基部の設計曲げ耐力を SID-SRC 試験体と同じとした.ただし,SC 構造試験体 は,接合部で確実に破壊するように橋脚部鋼管内にH形 鋼(H-125×125×6.5×9)を全長にわたって配置して, 橋脚部の設計曲げ耐力を上げた.

橋脚部鋼管の外径は、すべての試験体で216.3mmに設定した.また、鋼管杭の径は508mmを基本とした.材料試験結果を用いて断面分割法によって計算した脚基部の設計曲げ耐力は、SC構造試験体で223kN~229kN

(S1D-C のみ 280kN), S1D-SRC 試験体で 180kN となった. 計算耐力の差が比較的大きくなった要因は, 鋼管の降伏強度がロットや材質の違いでばらついていたためである.

基準試験体である S1D-1 に対して、S1D-2 は、コンク リート強度、S15D は差し込み長、S1D-N は軸力、S1D-P、 S1D-P2 は鋼管杭の径と厚さをそれぞれ変えた試験体で ある. S1D-H は接合部充填コンクリート内にフープ状に 鉄筋を配置した試験体で、S1D-P、S1D-P2 と同様に接合 部の変形を抑制する効果を高める目的で設定した試験 体である. S1D-P 試験体の鋼管杭外径は基準試験体より も小さい \$\phi406mm &, S1D-P2 試験体の鋼管杭の厚さは 約1.9 倍の 15mm を用いた.フープ鉄筋は、橋脚部鋼管 から50mm離れた位置にD6を30mm ピッチで配置した.

S1D-C 試験体は、差し込み長は 1.0d のままで、接合部 コンクリートの厚さを 1.5d にした試験体で、橋脚部鋼管 の下にコンクリートがある場合の影響を検討した. S1D-SRC 試験体は、橋脚部鋼管厚さを 3mm に、主鉄筋



	鋼管杭		橋脚部鋼管		差し込			##-+→ NI	降伏強度		コンクリート
試験体	径D	厚さ to	径d	厚さtd	み長	D/d	L/d	甲田ノノ IN (I-NI)	鋼管杭	橋脚部鋼管	圧縮強度
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	L(mm)			(KIN)	(N/mm²)	(N/mm²)	(N/mm²)
S1D-1	508	7.9	216.3	12.7	200	2.35	0.92	250	393	317	31.9
S1D-2	508	7.9	216.3	12.7	200	2.35	0.92	250	393	317	37.5
S15D	508	7.9	216.3	12.7	300	2.35	1.39	250	393	317	27.4
S1D-N	508	7.9	216.3	12.7	200	2.35	0.92	375	393	317	30.9
S1D-P	406	7.9	216.3	12.7	200	1.88	0.92	250	345	317	30.9
S1D-P2	508	15.0	216.3	12.7	200	2.35	0.92	250	414	317	31.4
S1D-H	508	7.9	216.3	12.7	200	2.35	0.92	250	393	317	32.1
S1D-C	508	7.9	216.3	12.7	200	2.35	0.92	250	393	410	37.5
S1D-SRC	508	7.9	216.3	3.0	200	2.35	0.92	250	393	227	32.2

表-1 試験体一覧

S1D-H は接合部内にフープ鉄筋を配置した試験体,S1D-C は接合部コンクリートの厚さを 1.5d (300mm) にした試験体,S1D-SRC は、被覆鉄筋コンクリートを有する試験体、コンクリート圧縮強度は載荷時のもの.

には D13 を用いた. 主鉄筋の下端には 40mm×40mm× 2mm の鋼製プレートを溶接で取り付け, 定着長の不足を 補った.

試験時の軸力Nは、実構造物で想定される上部工荷重の相似比から250kNに設定した.

接合部においては、鋼管杭の内面と橋期部鋼管の外面 にリブを設けた.リブは既製のリブ付き鋼管の仕様に合 わせて、高さ約3.0mm、幅約4.0mm、間隔40mmの突起 を溶接ビードで加工した.リブの高さはコンクリートと の付着強度への影響が大きいため、ビード加工後切削し て所定の高さになるよう調整した.SID-SRC 試験体にお いては橋期部鋼管全長にわたって外面リブを付けた.

S1D-H 試験体のフープ鉄筋, S1D-SRC 試験体の軸方 向鉄筋,帯鉄筋の降伏強度はそれぞれ, 319N/mm², 356N/mm², 354N/mm²である.

各試験体とも、コンクリート打設時に鋼管杭内に設置 した木製の底型枠は、載荷前に取り外した.

2.2 載荷方法

載荷装置を図-3 に示す. 軸力は PC 鋼棒により床と 結合した試験体上部の梁を介して載荷した. PC 鋼棒の 結合点はすべてピン結合である.

載荷は正負交番の繰返し載荷とした.基準変位は,橋 脚部鋼管から充填コンクリートに作用する支圧応力度 が許容値に達する荷重(式(1)で計算)時の変位とした. 基準変位を支圧応力度によって定めた理由は,支圧応力 度が既往の手法による耐力評価において最もクリティ カルになるためである.

鋼材の降伏で基準変位を定義する一般的な方法と異 なり、基準変位が小さく、破壊までの繰り返し回数が多 くなることが予想されたため、基準変位の整数倍の各振 幅でそれぞれ1回の繰返し載荷とした.

載荷時には、載荷点の変位、橋脚部鋼管の抜け出し量



や鋼管のひずみおよび充填コンクリート表面のひずみ などを測定した.

- 3. 実験結果
- 3.1 SC 構造
- (1) 差し込み長の影響



図-4に、基準となる S1D-1 試験体、図-5 に S15D 試 験体の荷重と載荷点変位の関係を示す.

S1D-1 試験体は,正側で 81.0kN,負側で 71.5kN の最 大荷重に達した後,その次のサイクルで荷重が低下し始 め,さらに次の繰返し時に橋脚部鋼管の沈下が急激に増 加して荷重が低下した.基準変位は 1.5mm で正側最大荷 重時の変位は 16.5mm であった.試験後,鋼管杭を除去 して充填コンクリートを観察したところ,図中に示すよ うに,せん断破壊面が全周にわたって生じていた.この 破壊面は,橋脚部鋼管の最上段のリブから,鋼管杭の最 下段のリブの間を結ぶように約 45°の角度で生じてい た.充填コンクリートの上面には放射状のひび割れが数 本生じていたのみで、大きな損傷は見られなかった.

S15D 試験体は,S1D-1 試験体よりも大きく荷重が増加 し、150kN 程度で橋脚部鋼管の基部が降伏ひずみに達し た.その後,鋼管杭も部分的に降伏ひずみに達したため, 正側に一方向に載荷したところ,246kN まで荷重が上昇 し橋脚部が曲げ破壊した.基準変位は3.2mm で,最大荷 重時の変位は70.6mm であった.充填コンクリートには, 上面に放射状に伸びるひび割れが比較的多く生じてお り、橋脚部鋼管からの支圧力が大きい領域でコンクリー ト表面の小さな欠損が見られたが,この欠損による荷重 の低下は生じなかった.また,S1D-1 試験体で見られた 充填コンクリートのせん断破壊も生じなかった.

充填コンクリート部分を梁と考えると、差し込み長を 長くすることでせん断スパン比(充填コンクリートの幅 /差し込み長)が小さくなりせん断破壊が生じ難くなっ たものと考えられる.

(2) 軸力とコンクリート強度の影響

図-6 は基準試験体 (SID-1) と, コンクリート強度 (SID-2) および軸力 (SID-N) を変えた試験体の荷重 一変位関係の包絡線である.

これらの試験体の破壊は、いずれも充填コンクリート にせん断破壊面が生じて破壊した.コンクリート強度の 大きいSID-2 試験体の耐力は、正側93.5kN、負側95.0kN でSID-1 試験体よりも平均で約24%上昇した.基準変位 は1.6mmで、正側最大荷重時の変位は23mmであった.

軸力を 50%増加させた S1D-N 試験体の耐力は,正側 56.2kN, 負側 54.5kN で, S1D-1 試験体よりも平均で約 27%低下した.基準変位は 1.4mm で,正側最大荷重時の 変位は 10mm であった.

これら3つの試験体の結果から、充填コンクリートの せん断破壊で決まる接合部の耐力は、コンクリート強度 や軸力の大きさの影響を受けることが分かった.

(3) 鋼管杭とフープ鉄筋の影響

鋼管杭の外径および厚さを変えてその影響を調べた. また,充填コンクリート内にフープ鉄筋を配置してその 拘束効果も確認した. 図-7 にこれらの試験体の荷重-変位包絡線の比較を示す.



鋼管杭の径を小さくした SID-P 試験体の耐力は,正側 104kN,負側 97.6kN で SID-1 試験体と比較して平均で約 32%向上した.基準変位は 1.5mm で,最大荷重時の変位 は正側 27.2mm であった.SID-1 試験体と比較すると, 最大荷重時の変位がかなり大きく,ねばり強い挙動に変 化していることが分かる.コンクリート表面のひひ害れ は、放射方向のものが数本見られた程度で、支圧力によるコンクリート表面の欠損もわずかであった.載荷時の 橋脚部鋼管の沈下が他の試験体よりも比較的大きかっ たため、充填コンクリート内部を観察したところ、SID-1 試験体と同様のせん断破壊面が生じていた.本試験体は 最大荷重に達する前に、図-8に示すとおり、鋼管杭が 一部降伏ひずみに達しており、鋼管杭の拘束力が低下し たことも、せん断破壊を誘引した一つの要因と考えられる.

鋼管杭の厚さを大きくした S1D-P2 試験体の耐力は, 正側 97.9kN, 負側 88.1kN で S1D-1 試験体よりも平均で 約 22%上昇した. 基準変位は 1.4mm で,最大荷重時の 変位は正側 17.0mm であった. 鋼管杭の剛性が大きいた め,荷重一包絡線関係の初期勾配は、S1D-1 試験体より も大きくなっている.破壊形態は,充填コンクリートの せん断破壊であった.

フープ鉄筋を追加した S1D-H 試験体は, S1D-1 試験体 とほぼ同じ荷重で充填コンクリートがせん断破壊した. 基準変位は 1.3mm で,最大荷重時の変位は 13.1mm であ った.フープ鉄筋の配置方向は,せん断破壊面と平行で あるため,ひび割れをを抑制する効果はほとんど発揮さ れなかったと考えられる.フープ鉄筋のひずみは最大で も 300 μ (応力に換算して 60N/mm²) 程度であった.

図-8に鋼管杭の円周方向ひずみ計測位置x(図-2) のひずみと荷重の関係を示す. SID-1 試験体は最大でも 500 μ 程度と,発生するひずみが非常に小さいのに対し, SID-P 試験体は正側載荷時には降伏ひずみを超え,負側 載荷時にもほぼ降伏ひずみに達している.これは,SI5D 試験体と同様の傾向である.SID-P 試験体は鋼管杭の径 が小さく,充填コンクリート幅/差し込み長は,0.44で, SI5D 試験体の 0.46 とほぼ同じであり,せん断破壊し難 くなっていたため,鋼管杭への負担が増加したものと考 えられる.

(4) コンクリート充填長の影響

図-9にSID-C試験体の荷重-変位関係包絡線を示す. SID-C試験体は、せん断破壊等を起こすことなく耐力は 大きく向上した.最大耐力は正側で219kN,負側で212kN であった.橋脚部鋼管は降伏していないが、図-8 に示 すように鋼管杭は部分的に降伏ひずみに達していた.最 大荷重時において、橋脚部鋼管近傍のコンクリートが圧 縮破壊して荷重の低下が生じたため、本試験体は支圧破 壊したと判断した.橋脚部鋼管下方のコンクリートは試 験後も健全であった.

S1D-C 試験体は、図-10 に示すように橋脚部鋼管底 部のコンクリートのせん断抵抗により、橋脚部鋼管から の支圧力によるコンクリートのひずみ分布中立点が下 方に移動し、差し込み長を大きくしたことと同じ効果が 生まれたものと考えられる.これにより、コンクリート のひずみ分布は図-10 右のように変化し、支圧力による



破壊に対して有利になるとともに、接合部の耐力が向上 した要因になったと考えられる.荷重-変位包絡線が、 差し込み長の大きい S15D 試験体と同様である点も同じ 理由によると考えられる.

図-11 は、各試験体の充填コンクリート表面のひずみ で、正側載荷時のものである.計測位置は載荷軸線上の 橋脚部鋼管から 20mm 離れた位置 y (図-2) におけるひ ずみゲージの値である.図へのデータのプロットは計測 値が不安定となる直前までとした.計算値は、鉄道構造 物等設計標準⁵における鋼角ストッパーの設計で用いら れる式(1)で求められる支圧応力度を弾性係数で除した ものである.

$$\sigma_b = \frac{4 \cdot S}{L \cdot b_s} + \frac{6 \cdot M}{L^2 b_s} \tag{1}$$

ここに、σ_b:支圧応力度,S:鋼角から作用する水平 力(載荷荷重 P),M:鋼角から作用する曲げモーメント (=P×せん断スパン),L:差し込み長,b_s:支圧面の幅 (橋脚部鋼管径),である.

弾性係数は、S1D-1 試験体とS1D-N 試験体はその平均 値(26400N/mm²)を、それ以外は各々の値を用いた. 図より、S1D-C 試験体のひずみの発現性状は、同じ差し 込み長である、S1D-1 やS1D-N などと大きく異なってい ることが分かる.載荷荷重 50kN におけるひずみは、 S1D-1 試験体の約7分の1であり、差し込み長が長い S15D 試験体よりも小さい、これらの圧縮ひずみの発現 性状からも図-10の中立点移動の仮定が裏付けられた.

なお、ひずみの計測値は、コンクリートの塑性化とと もに、非線形性を示すようになる.また、図示したひず みはプロットしている最後の点がほぼ最大値で、それ以 降はひずみが低下する傾向が見られた.これは、ひずみ ゲージ周辺のコンクリートが徐々に損傷してひずみが 開放されたためと考えられる.

3.2 SRC 構造

SID-SRC 試験体の荷重一変位包絡線を図-9 に示す. 本試験体も、荷重は大きく上昇し正側で217kN, 負側で 214kN の耐力を示した. 主鉄筋および橋脚部鋼管は正負 ともに155kN~178kN の載荷途中で降伏ひずみに達した が、その後も荷重は上昇し、最大荷重を示した次のステ ップで接合部充填コンクリート表面の鋼管杭近傍にお いてコンクリートが損傷して荷重が低下した. 試験後、 鋼管杭を削除して観察したところ、接合部下方にも同様 のひび割れが見られた(図-12). 充填コンクリートの せん断破壊が、橋脚部コンクリートからの支圧応力が卓 越する接合部の上・下部に集中して生じたものと考えら れる.

以上の結果から,橋脚部をSRC構造にすることで,接 合部の耐力が向上することが分かった.この要因として は,橋脚部断面積が大きくなったことで,充填コンクリ ートの見かけ上のせん断スパン比(図-12の仮想柱線と 鋼管杭に挟まれた部分のコンクリート幅と接合部高さ の比)が小さくなったことが考えられる.

なお、最大荷重が橋脚基部の計算曲げ耐力を上回って いる理由は、鋼材のひずみ硬化等を考慮していないこと が原因と考えられる.また、鋼管杭の計測位置x(図-2) におけるひずみは、最大荷重時に降伏ひずみに達した.

4. 耐力の評価

4.1 既往の耐力評価式



3.で示したように、接合部の破壊モードは、橋脚部鋼管の曲げ、充填コンクリートのせん断、充填コンクリートの支圧、鋼管杭の降伏、に分類できることが分かった. ここでは、橋脚部鋼管の曲げ以外のこれらの破壊モードに対応した既往の耐力評価式を整理するとともに、本実 験条件に合わせて改良を加え比較検討を行った.

(1) 充填コンクリートのせん断耐力

CEB-FIP MODEL CODE⁶では、床スラブと柱接合部に おいて、スラブに柱からの曲げが作用した場合のスラブ コンクリートに生じるせん断応力度を式(2)で照査する としている.式(2)では、スラブがせん断破壊する位置を 柱縁からスラブ厚さの2 倍離れた位置に設定している (図-13)が、ここでは、仮想の破壊面を橋脚部鋼管か ら充填コンクリートの半分の厚さだけ離れた位置と仮 定した.

$$\tau_s = \frac{N}{u \cdot L} + \frac{K \cdot M}{W \cdot L} \tag{2}$$

$$W = \int_{0}^{u} |e| du \tag{3}$$

ここに、 τ_s : 破壊面に生じるせん断応力度, \mathbf{u} : 破壊 面の周長, K: 係数 (=0.6), \mathbf{e} : モーメントの図心から 付着面までの距離, である. 原式では, L をスラブの有 効高さとしているが、ここでは差し込み長とした.式(2) 右辺の1項目は軸力によるせん断応力度、2項目は曲げ によるせん断応力度である. コンクリートの最大せん断 強度 f、は、コンクリート標準示方書^のの面部材の押し抜 きせん断耐力の式における、コンクリート強度の項(f_{pcl}) と有効高さの項(β_d)のみを用い、それ以外の鉄筋比の項 (β_p)および β_r を係数 k としてまとめた式(4)を用いた. ここでは、充填コンクリートの幅 a と差し込み長 L の比

(梁のせん断スパン比に相当)の影響が大きいと考えこれをkに含め式(5)とした.

$$f_{v} = k \times 0.20 \sqrt{f_{cd}} \cdot \sqrt[4]{1/L}$$
 (4)

$$k = \alpha / (a / L) \tag{5}$$

ここに、 f_{α} : コンクリートの圧縮強度、である. これ も原式はLを有効高さとしているが、本試験では、梁の 場合の主鉄筋に相当する鉄筋がないため、有効高さとし て便宜的に差し込み長を設定した. 鉄筋比の項 β_p の影 響については、鋼管杭の拘束がこれに相当すると考えら れる. しかし、本実験の場合、鋼管杭の厚さと充填コン クリート幅の比(鉄筋比に相当)はいずれの試験体も十 分大きく、 β_p は一定値になると考え係数 α で考慮した. α は、式(2)で計算した基準試験体(SID-1)の耐力が実 験値(正側と負側最大荷重の平均)と一致するように0.85 とした. なお、ここでは実験結果との比較検討を一義と し、せん断強度の上限値は設けないこととした.

S1D-C試験体は増し打ちした分のコンクリートがせん 断抵抗に寄与していると考え,dを接合部の厚さ300mm とした.また,S1D-SRC試験体は,仮想の破壊面を図-12の仮想柱線と鋼管杭との距離の半分の位置に設定した.

(2) 充填コンクリートの支圧破壊耐力

鉄道構造物設計標準⁸では、コンクリート充填鋼管柱を フーチングへ埋め込み方式による定着をする場合の設 計曲げ耐力を図-14の力の釣り合いから求めている.こ こでは詳細な式は省略するが、本計算式ではフーチング コンクリートの支圧強度(圧縮強度の2倍)で耐力を評 価しており、図-14のモデル-2がSID-C試験体に、モ デル-1がそれ以外の橋脚部鋼管下方にコンクリートが ない場合に相当すると考えられる.なお、ベースプレー トの影響についてはここでは無視している.

この計算では、コンクリートと鋼管の摩擦抵抗は無視 しているため、耐力は小さめに評価されると考えられる.

(3) 鋼管杭のせん断耐力

鋼管杭のせん断負担は、支圧偶力が作用するときの鋼管 の純せん断耐力とし、式(6)で計算される vsを載荷位置の 荷重に変換した値とした.



図-13 せん断応力度分布の概念図 6



図-14 埋め込み方式による定着概念図®

$$v_s = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot \frac{\pi (D-t) \cdot t}{2} \tag{6}$$

ここに, f_y:鋼管杭の降伏強度, t:鋼管杭の厚さ, である.

4.2 耐力評価結果

表-2 に実験と計算結果をまとめて示す.実験値は、 正側および負側最大荷重の平均値を用いたが、S15D 試 験体については最大荷重まで載荷した正側の値を用い た.表中の計算値(①~④)のそれぞれの試験体におけ る最小値を実験で得られた耐力とともに図-15 に示し た.なお、計算耐力のうち参考値は、鉄道構造物設計標 準⁸によるソケット方式接合部の設計曲げ耐力算出方法 に従って計算した値である.

図-15より,計算値と実験値は比較的良い精度で一致 していることが分かる.また,破壊モードについても S15D 試験体を除いて実験結果と一致している.S15D 試 験体については,計算値20(充填コンクリートのせん断 耐力)が最小値となったが,橋脚部鋼管が載荷途中で曲 げ降伏したため,接合部の挙動が変化してせん断破壊し なかった可能性が考えられる.

S1D-SRC 試験体の最大荷重は、橋脚基部の計算曲げ耐力を超えているが、荷重低下の大きな要因は充填コンクリートのせん断破壊である.本試験体の計算値②は、 522kN と非常に大きく実際の現象を捉えていない.この 原因として計算で用いたせん断強度が 8.7N/mm² と、か なり大きな値になってしまったこと考えられる.これは、 仮想柱線の設定により aL が大きくなったことが要因で あるが、これを避けるためにせん断強度の上限値を設け るなどの工夫が必要と考えられる.なお、S1D-SRC 試験

計除休	中联估			加速す。			
副网界件	天厥但	1	2	3	4	参考値	破壊モート
S1D-1	76.3	226	76.3	125	188	107	充填コンクリートせん断
S1D-2	94.3	229	86.6	147	188	110	充填コンクリートせん断
S15D	246	223	202	231	282	244	橋脚部の曲げ
S1D-N	55.4	225	50.8	121	188	103	充填コンクリートせん断
S1D-P	101	225	104	121	131	107	充填コンクリートせん断
S1D-P2	93.0	225	78.2	123	370	196	充填コンクリートせん断
S1D-H	75.9	226	76.6	126	188	107	充填コンクリートせん断
S1D-C	216	280	244	229	282	115	充填コンクリート支圧
S1D-SRC	216	180	522	235	188	_	橋脚部の曲げ*

表-2 耐力の比較

*計算値①は橋脚部の曲げ耐力, ②は充填コンクリートのせん断耐力, ③は充填コンクリートの支圧耐力, ④は鋼管杭のせん断耐力, 参 考値は指針によるソケット方式接合部の耐力, 網掛けは各試験体計算値の最小値鋼管杭

体の鋼管杭のせん断耐力は、実験値よりも小さく、実際 と異なっている.また、S15D 試験体は鋼管杭の周方向 が降伏していたが鋼管杭のせん断耐力は実験値を上回 っているなど不明な点もある.鋼管杭のせん断耐力の適 用に当たっては注意が必要である.

鉄道構造物等設計標準[®]で計算した参考値は、鋼管杭 が降伏ひずみに達した S15D や S1D-P 試験体などでは実 験値とよく一致しているが、せん断破壊や支圧破壊した 試験体では、その乖離が大きく、本構造に対する適用に ついては検討が必要と考えられる.

5. まとめ

鋼管杭と橋脚鋼管の差し込み接合を模した試験体の 載荷試験を行い、その破壊モードと耐力について検討を 行った結果、以下の点が明らかとなった.

- (1) 接合部において4つの破壊モードを仮定した上で, 試 験体ごとに耐力を計算し, これら4つの耐力の最小値 と実験耐力および破壊モードを比較する方法で概ね接 合部の耐力を評価できることが分かった.
- (2) 充填コンクリートがせん断破壊した試験体の耐力は、 CEB-FIP MODEL CODE により計算したせん断応力度が、せん断スパン比の影響を考慮したせん断強度に達する時の荷重と良く一致した.ただし、せん断強度の 上限値については検討の必要がある.
- (3) 橋脚部を SRC 構造にして、脚断面積を大きくすること により、充填コンクリートのせん断スパン比が見かけ 上小さくなるため、せん断破壊に対して有利になるこ とが分かった.
- (4) 橋脚部鋼管の下方にもコンクリートを充填することで せん断破壊を抑制することが出来た.このコンクリー トの厚さの決定方法については今後の課題である.
- (5) 既往のソケット方式接合部の耐力評価式は、本構造の ように、充填コンクリートのせん断破壊や支圧破壊を 生じる場合の適用に注意が必要である.
- (6) 鋼管杭のせん断耐力評価については、鋼管杭の純せん



図-15 耐力の計算値との比較

断耐力を用いた方法では試験体の挙動と一致しない場 合があり今後検討が必要である.

参考文献

- 福本、川端、久、田村、篠崎:鋼管・コンクリート合成 構造橋脚(ML工法)の設計と施工-本州四国連絡橋下 田水高架橋 SP2 橋脚-,橋梁と基礎, pp.10-15, 1999.3
- 村田: CFT 脚を有する鉄道ラーメン高架橋,橋梁と基礎, pp.52-53, 2002.8
- 3) 野澤,木下,築嶋,石橋:コンクリート充填鋼管ソケット接合部の耐力評価,土木学会論文集 No.606, V-41, pp.31-42, 1998.11
- 4) 築嶋, 野澤, 木下: 異径コンクリート充填鋼管柱のソケット式(差し込み式) 接合部の耐荷性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.925-930, 1998
- 5)鉄道構造物等設計標準・同解説-コンクリート構造物, 鉄道総合技術研究所, 2004
- 6) CEB-FIP MODEL CODE 1990
- 7) 土木学会:コンクリート標準示方書(構造性能照査編),2002
- 8)鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼とコンクリートとの 複合構造物,鉄道総合技術研究所,1998 (2006 年 9 月 11 日受付)