論文　外面リブ付鋼管･コンクリート合成構造円柱脚の水平力交番載荷試験

山田　武正[*1]・柴田　敏雄[*2]・三上　浩[*3]・篠崎　裕生[*4]

要旨：著者等は複数本の外面リブ付鋼管を橋脚断面内に配置した合成構造橋脚の開発を行ってきた。ここでは，一本の鋼管にコンクリートを被覆した円柱脚の構造性能を把握するべく柱模型試験体の水平力交番載荷試験を行った。単鋼管の円柱脚は，従来の橋脚への用途の他，風力発電塔などの塔状構造物への適用も可能であり，RC 構造と比較して，工期や工費の縮減が可能となる。試験の結果，本構造は複数本の鋼管を配置した場合と同様に，優れたじん性を示し，耐震性の高い構造であることが明らかとなった。

キーワード：外面リブ付鋼管，合成構造，橋脚，塔状構造物，正負交番載荷

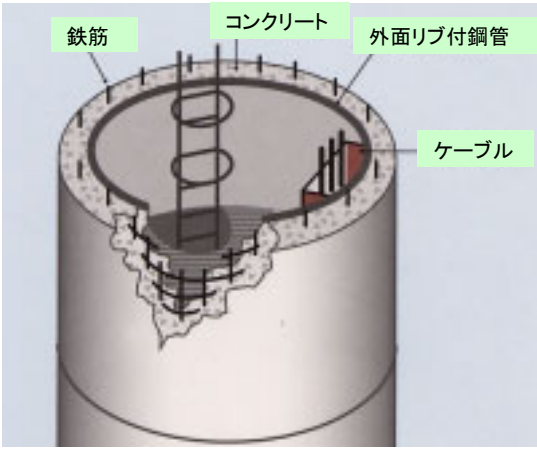
1. はじめに

外面リブ付鋼管をコンクリート製橋脚内部に配置して施工の省力化や経済性向上を図った合成構造橋脚については，すでに実績もあり，その有効性が実証されている[1),2)]。近年，景観や立地条件などから多柱式の橋脚が採用されたり，放送用タワーなど，比較的規模の大きい塔状構造物の需要が高まっていたりするなどの背景から，著者等は，単一の外面リブ付鋼管とコンクリートからなる合成構造円柱脚をこれらに採用するべく研究を行っている。

本構造は，外リブ付鋼管をコンクリートで被覆したもので，施工条件によっては**図－１**に示すように，プレキャストブロック化し，それらを積み重ねることで橋脚や塔を構築することも可能である。ブロック接合部における鋼管の溶接は，管の内側から施工できるため，安全性と施工性に優れている。

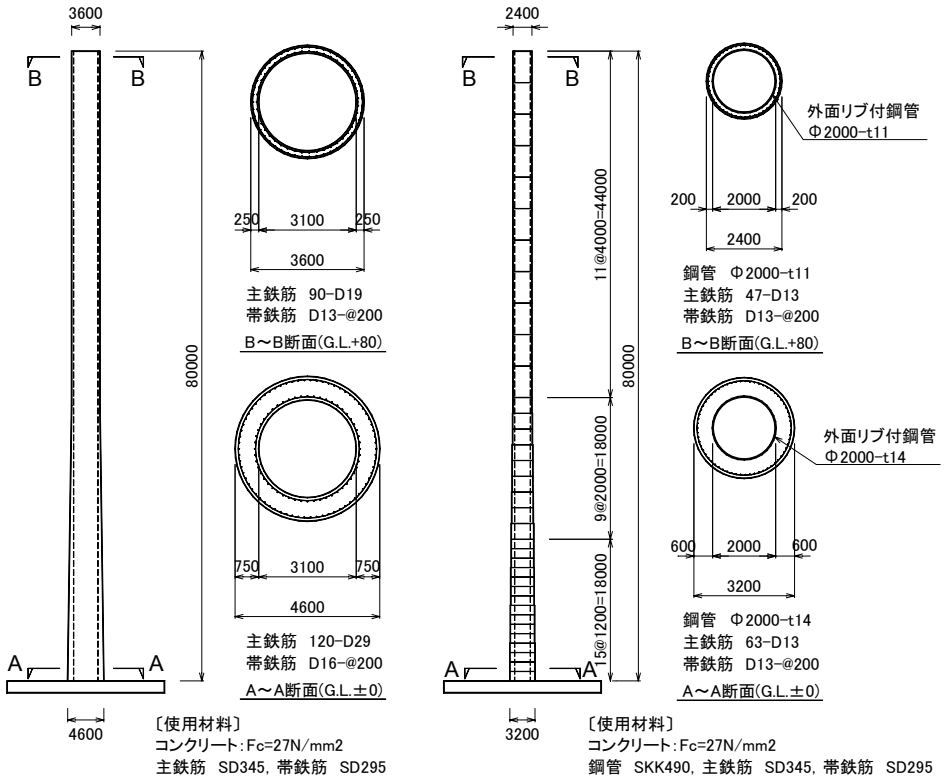
本構造は，高橋脚の省力化施工法として開発したものであり，主鉄筋の大部分を鋼管に置き換えることができることと，鋼管の大きなせん断負担により，帯鉄筋量の削減が可能であることから，場所打ち施工の場合，鉄筋組立作業の削減による工期短縮と施工費の縮減が可能である。一方，塔状構造物などに適用した場合には，従来の RC 構造では不可能であったセグメント施工が可能になるなど，設計・施工の柔軟性に富む構造である。

図－２は，高さ 80m の放送用タワーを RC 構造と本合成構造とで試設計したものである。両構造ともアンテナ自重を 50kN として，地震動解析による断面力をもとに設計を行った。RC 構造の断面寸法が合成構造よりも大きくなるのは，RC 構造において場所打ちのスリップフォーム施工を想定すると，内型枠の設置・移動のために所定の内空寸法が必要となることによる。本合成構造は，セグメント施工により断面寸法を



図－1　本構造の概念図

*1 三井住友建設㈱　土木設計部　（正会員）
*2 三井住友建設㈱　土木設計部
*3 三井住友建設㈱　技術研究所　工博　(正会員)
*4 三井住友建設㈱　技術研究所　(正会員)

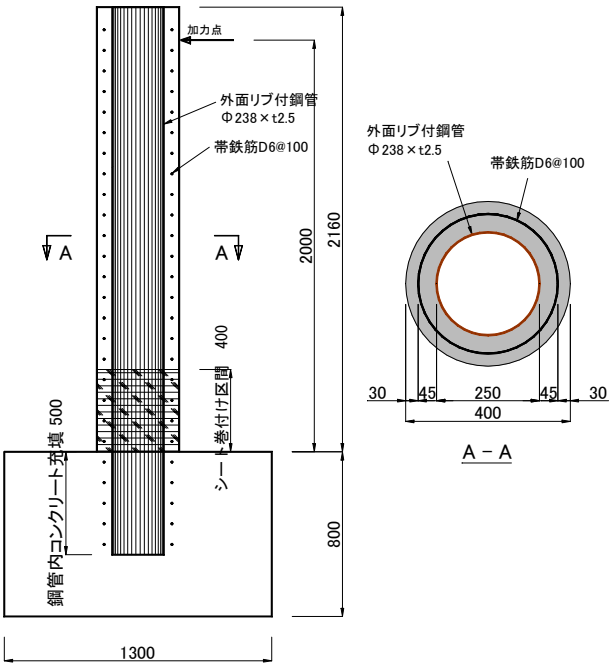


図－２　電波塔の試設計例

小さくできるため，それに伴う自重の低下と，材料使用量の大幅な縮減が可能である。セグメント施工により，RC 構造と比較して工期は約 1/3，コストについても 5～10%程度の縮減できることがこの試設計から明らかとなった。

本構造を橋脚として用いた場合の力学特性は，柱模型試験体への正負交番載荷実験等により確認している[1),3)]。それによれば，本構造は在来の鉄筋コンクリート（RC）構造と比較して大きな塑性率まで耐力を保持し，優れたじん性を発揮することが分かっている。ただし，これらの試験は矩形断面で複数本の鋼管を断面内に配置した試験体を用いたものであり，本構造のような，円形断面で，単一鋼管の場合の力学特性については未確認である。

そこで，ここでは実物の約 1/8 の縮小モデル試験体を用いた正負交番載荷実験により，その耐荷性状および動的解析で用いる復元力モデル（初期剛性）について検討を行った。また，基部のじん性補強として行ったアラミドシート巻付け補強の効果を確認した。



図－３ 試験体形状寸法

2. 実験の概要

2.1 試験体の形状・寸法

試験体の形状寸法を**図－３**に示す。柱部の断面寸法は，高さ 80m を想定した塔構造（**図－２**）の基部断面を参考に，それの約 1/8 とした。

試験体柱部の外径は 400mm でフーチング基面から加力点までの高さは 2000 mm（a/d=5.0）とした。使用した鋼管は，φ238-t2.5mm で，φ244.5-t8mm の既製鋼管の内外面を切削加工したものである。外面リブは，高さ 2.5 mm，幅 4.0 mm 間隔 40 mm のスパイラル状で，実構造のリブ形状と同じとした。

ここでは，軸方向鉄筋が接合部において連続していないセグメント施工を想定し，試験体においては軸鉄筋を配置していない。帯鉄筋は D6

表－１　鋼材の力学的特性

鋼材の種類	鋼管 (STKM13A)	鉄筋 (SD295)	アラミド (AK20)
弾性係数(kN/mm^2)	206	206	118
降伏強度(N/mm^2)	310	343	－
引張強度(N/mm^2)	530	505	2060

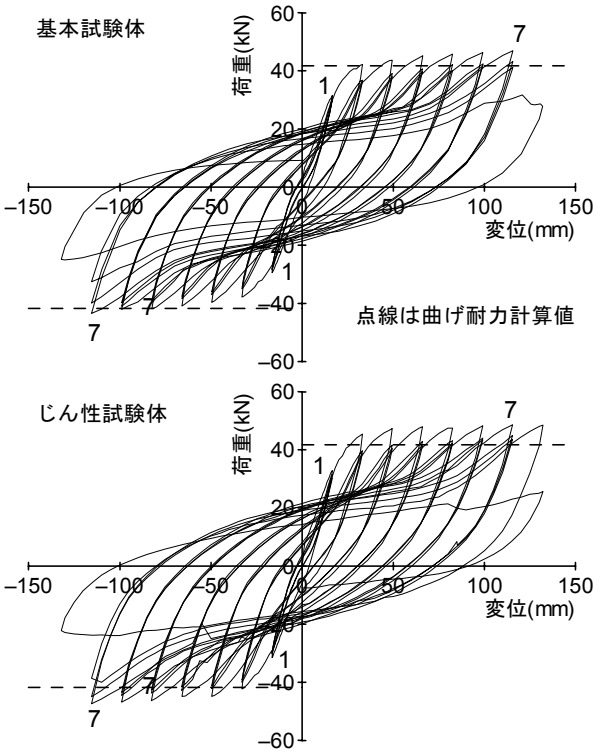
表－２　コンクリートの力学的特性

部位	柱		フーチング	
試験体	基本	じん性	基本	じん性
弾性係数(kN/mm^2)	24.4	26.2	25.9	25.8
圧縮強度(N/mm^2)	31.4	31.9	33.9	34.3
引張強度(N/mm^2)	2.76	2.62	2.86	2.82

を 100mm 間隔で配置した。

過去に行った本合成構造の一連の耐荷力試験では，基部における鋼管の座屈が，鋼管内側方向に生じないように，フーチング基面から 1D（D は加力方向の柱幅）の高さまで，鋼管内にコンクリートを充填していた。しかし，ここでは塔構造を想定し，塔内へのメンテナンスのための通路確保の点から，鋼管内へコンクリートは充填していない。

試験体は同じものを 2 体製作し，1 体を基本試験体とし，もう 1 体は基部にアラミド繊維シートを巻き付けてじん性改善を図ったものとした（じん性試験体）。アラミド繊維シートは，ケブラー素材を使用し，補強量は，セグメント内に配置した帯鉄筋（D6-@100）が負担するせん断耐力と同じになるように決めた。シートの目付量は 250g/m^2，設計厚は 0.104mm である。



図－４　荷重－変位関係

アラミド繊維シートによる，じん性改善の効果は，すでに多くの実験により検証されており，既設構造物の補強工法として実構造物にも多く採用されている。ここでは，新設の構造物に適用することを想定しており，帯鉄筋を増加させる場合よりも，簡易に，かつ効果的にじん性向上を図ることができることを狙っている。

表－１，**表－２**に使用材料の力学的特性値を示す。

2.2　加力方法および計測項目

載荷は鋼管降伏時変位(δy)の整数倍の変位 2 δy，3 δy，･･･を振幅とする変位制御により，漸次変位を増加させて終局状態に達するまで 3 回ずつ繰り返し行った。鋼管降伏変位とは，基部鋼管最外縁のひずみが，材料試験結果による鋼管降伏ひずみに達した時点の変位とした。

載荷点の荷重および変位，柱基部付近の鋼管軸方向ひずみおよび帯鉄筋ひずみを計測した。

3　実験結果

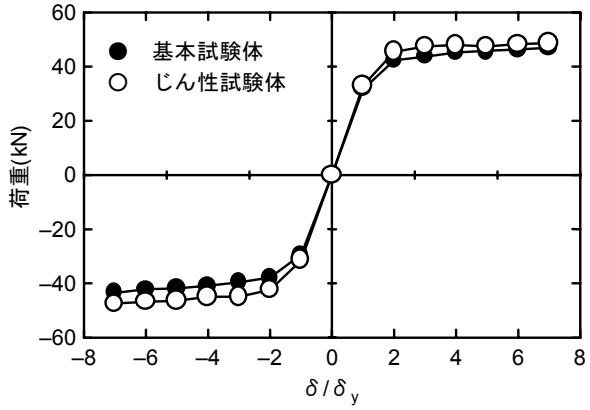
3.1　荷重－変位関係

図－４に荷重－変位関係を示す。以下，各試験体の耐荷挙動を述べる。

基本試験体は，正載荷側 31.7kN で鋼管が降伏した。そのときの変位は 16.5mm であった。以降，7 δy まで，各変位振幅における最大荷重は徐々に増加し，8 δy の正側 1 回目の載荷途中において，基部付近で鋼管に亀裂が生じたと思われる鈍い音が発生し，耐力が低下した。

7 δy 時においても，基部コンクリートの損傷は小さく，表面のコンクリートが一部剥離した程度であった。

じん性試験体は，基本試験体との比較のため，降伏変位を基本試験体と合わせた。降伏変位 16.5mm 時の荷重は 33.0kN で，基本試験体より



図－５ 荷重－変位包絡線

も若干大きかった。基本試験体と同様に，7 δy まで，荷重は少しずつ増加し，8 δy の負側 1 回目においてやはり鋼管亀裂発生とともに，耐力が低下した。終局時においても基部に巻き付けたシートが破断することはなかった。

図－４中の点線は，曲げ耐力の計算値である。計算値は，材料試験結果に基づいた材料特性値を用いて，鋼管とコンクリートの完全付着を仮定した断面分割法により計算した値である。断面の分割幅は 5mm（80 分割）とした。

両試験体とも，計算値と同等以上の耐力を示しており，本合成構造に対して，従来からの RC 方式による耐力計算により，安全側に耐力を推定できることが分かった。

図－５は，両試験体の破壊包絡線である。じん性試験体の方が若干大きな耐力で変形が進んでいる以外は，ほぼ同様の挙動を示していることが分かる。

以上の通り，本合成構造は大きなじん性能を有し，また，破壊に至るまでの耐力低下が少ない耐震性能に優れた構造と言える。

3.2 計算値との比較

表－３に鋼管降伏時および終局時の実験値と計算値を比較したものを示す。計算値は 3.1 で述べた断面分割法により求めている。断面分割法で用いた各材料の応力－ひずみ関係は，道路橋示方書[4)]に示されているモデルを用いており，コンクリートの圧縮強度および鋼管の降伏強度は材料実験値を用いた。コンクリートの引張応力度領域においては，引張強度以降は応力がゼロになるモデルとしている。

表－３ 試験結果一覧

	降伏時		終局時	
	荷重 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)	変位 (mm)
計算値	29.4	11.2 (13.0)	41.6	22.5 (24.3)
基本	31.7	16.5	46.9	115.5
じん性	33.0	16.5	48.6	115.5

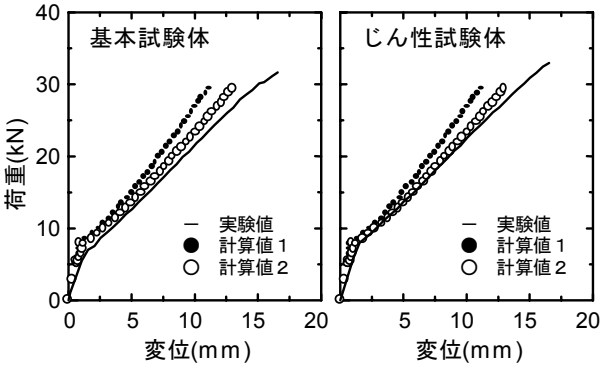
括弧内の数値は，鋼管の抜け出しを考慮したもの

変位計算時の柱高さ方向の分割幅は, 40mm(50 分割)とし，終局時変位の実験値は，3 回繰り返し載荷後も降伏時荷重を上回った載荷変位である 7 δy（16.5×7=115.5）の値とした。また，終局時変位の計算値は圧縮縁のひずみが終局ひずみ(3500 μ)に達した時点の変位とした。括弧内の変位値は，後で述べる鋼管の抜け出し量を考慮した値である。

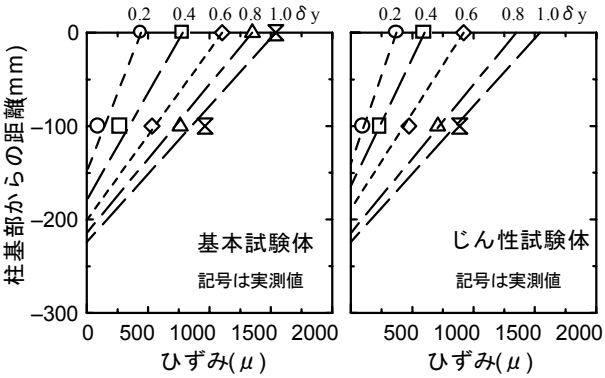
表から，降伏時および終局時の荷重ともに，計算値は実験値とよく一致している。降伏時変位については，鋼管の伸び出しを考慮した場合の値と概ね両者は一致している。降伏時変位は，鋼管に貼付けたひずみゲージの値で決めており，ばらつきの比較的大きいゲージの特性もあるため，ここでは，3.3 で処女載荷時の鋼管降伏までの初期剛性に着目し，計算値との比較を行った。

3.3 初期剛性

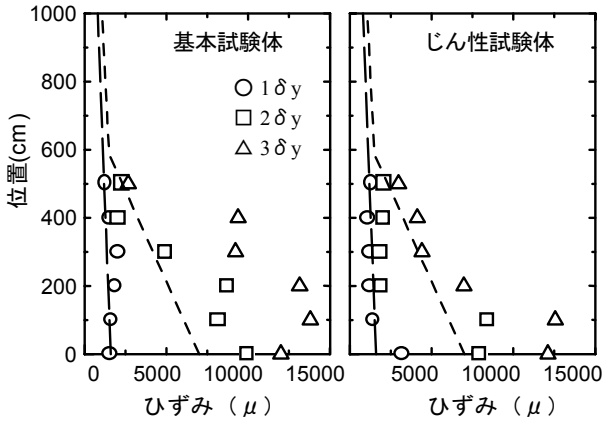
図－６は，鋼管初降伏時までの荷重と変位の関係を実験値と計算値で比較したものである。計算値１は，鋼管の抜け出しを考慮していない値，計算値２は鋼管の抜け出しを考慮した値である。鋼管の抜け出し量の算出においては，現時点で鋼管の付着応力度－ひずみ関係に関する研究成果が少ないことと，鉄筋の場合の式が適用できるか否か検討するため，ここでは既往の鉄筋における算出式[5)]を準用することとした。柱基部における引張側最外縁の鋼管ひずみと平均付着応力度の関係が鉄筋と同じであると仮定し，付着応力度分布長 L（フーチング天端からの深さ）を算出した。フーチング内の鋼管ひずみ分布を積分して算出したフーチング天端での鋼管抜け出し量を柱加力点位置の変位に換算した。



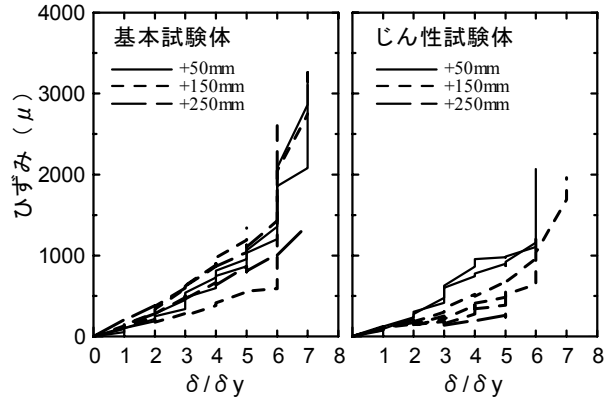
図－６　初期剛性の比較



図－７　鋼管定着部ひずみの比較



図－８　鋼管軸方向ひずみ分布



図－９　帯鉄筋ひずみ

図より，鋼管の抜け出しを考慮した計算値は，実験値とよく一致していることから，本合成構造の初期剛性は RC 構造と同様の方法で計算できることが分かった。

図－７では，フーチング内の鋼管軸方向ひずみについて，先の鋼管抜け出し量算出において仮定したひずみ分布と実測値を比較した。比較のため，フーチング天端における実測ひずみと計算値を合わせた。

両者はほぼ一致しており，ひずみ分布が鉄筋の場合とほぼ同等であることが確認できた。ただし，今回のひずみ計測点は 2 点のみである点や，荷重の増加とともに実測値と計算値の乖離が徐々に大きくなる傾向にあり，今後さらに検討する必要があると思われる。

3.4　鋼管ひずみ

図－８に柱部の鋼管最外縁軸方向ひずみを示す。計算値を破線（鋼管初降伏時）および点線（終局時）で示している。両試験体とも，1 δy 時のひずみ分布は多少ばらつきがあるものの，計算値とほぼ一致していた。2 δy 以降は，降伏領域が拡がりさらにばらつきが大きくなるため，本計測結果の範囲では明確な傾向が捕らえることができなかった。

これまでに行った，複数本の鋼管を配置した柱の曲げ実験[2)3)]では，鋼管降伏後も外面リブの効果によりコンクリートとの一体化が保たれ，鋼管のひずみ分布がモーメント分布に近い直線状になることが分かっており，今回の実験においても，3.1，3.2 で示した計算値との比較結果などから，概ねこのような傾向にあることが予想できる。

3.5　帯鉄筋ひずみ

帯鉄筋ひずみゲージは加力方向の最外縁に 1 断面あたり 2 箇所設置した。**図－９**には，柱基部から 50mm～250mm の間に設置したものの値を示す。図には，正側載荷および負側載荷時の両方を示しており，横軸を載荷変位振幅とした。

基本試験体は，6 δy において大部分の帯鉄筋が降伏ひずみ（1670 μ）を超えているのに対し，じん性試験体では 6 δy と 7 δy でそれぞれ一箇所ずつ降伏ひずみに達しているのみで，全体的

にも帯鉄筋ひずみの増加が基本試験体と比較して緩やかである。これは，アラミド繊維シート巻付けによる拘束効果のためと考えられる。

3.6　破壊性状

写真－１に柱基部のかぶりコンクリートを剥いで，鋼管を露出させた写真を示す。基本試験体では，フーチング基面から 100～150mm の高さで，じん性試験体ではフーチング基面から約 50mm の断面で, 鋼管の内側の方向に座屈が生じており，同位置で亀裂も発生していた。座屈は正側，負側両方に生じていた。

今回の実験では，鋼管内にコンクリートを充填していないため，内側に座屈したものと思われる。過去に行った実験供試体との破壊性状の比較から，このような鋼管内側への座屈は，鋼管の亀裂発生時期を早めている可能性もある。このため，これを防止するための対策（鋼管内リブなど）と効果についても今後検討する必要があると思われる。

(a) 基本試験体

(b) じん性試験体

写真－１　鋼管の座屈と破断の状況

5. まとめ

塔状構造物へ外面リブ付き鋼管・コンクリート合成構造を適用するべく，柱の交番載荷実験を行った。本実験の範囲内で明らかになった点を以下に述べる。

(1) 柱の耐力は, 鋼管とコンクリートの一体化を仮定した RC 方式により安全側に推定できる。

(2) 基部における鋼管の抜け出しによる柱の変位は，鉄筋の平均付着応力－ひずみ関係を用いて算定できる。

(3) 基部鋼管の内側への座屈および破断に伴い耐力の低下が発生していた。このため，基部コンクリートのはらみ出しを抑える目的で使用したアラミド繊維シート効果は小さかった。

参考文献

1) 跡部，田村，岡本，水谷：プレキャストセグメントと鋼管からなる合成構造橋脚の力学特性に関する研究, コンクリート工学論文集, 第 6 巻，第 2 号，pp.107-116，1995.7

2) 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

3) 篠崎，田村，岡本，水谷：外面リブ付鋼管・コンクリート合成構造橋脚模型の水平力交番載荷試験，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.1，pp.673-678，2001

4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ｖ耐震設計編，2002

5) 太田　実：繰返し荷重下における鉄筋コンクリート橋脚の挙動に関する実験的研究, 土木学会論文報告集，第 292 号，1979.12