

論文 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

篠崎裕生^{*1}, 田村多佳志^{*2}, 岡本隆^{*3}, 水谷慎吾^{*4}

要旨:複数本の外面リブ付鋼管を鉄筋コンクリート断面内部に埋込んだ、合成構造橋脚模型の水平力交番載荷試験を行った。試験の結果、加力軸直角方向に幅の広い扁平な断面においても外面リブの効果と中間帶鉄筋の拘束効果により、終局時の柱基部コンクリートのはらみ出しは少なく、優れたじん性を示すことが分かった。また、本試験の範囲で、鋼管と軸方向鉄筋の耐力負担比率（鋼管と主鉄筋の断面積比 γ ）が異なっても耐力およびじん性に与える影響は小さいことが明らかとなった。

キーワード:合成構造橋脚、外面リブ付鋼管、交番載荷試験、じん性

1. はじめに

コンクリートとの付着を良くするために、鋼管外面に突起を付けた外面リブ付鋼管を橋脚コンクリート断面内部に埋込み、合成構造とする省力化工法（図-1）を開発してきた¹⁾²⁾。これまでに行つた柱模型試験体の水平力交番載荷試験により、本合成構造がRC構造と比較して大きな塑性率まで最大耐力を保持し、優れたじん性を発揮することを確認している¹⁾³⁾。

しかし、これらの実験はいずれも加力直角方向に鋼管が1列のみ配置されている場合である。実際の橋脚のように縦横長さ比が大きく、加力直角方向に複数列の鋼管が配置されている場合の本合成構造の挙動についても、中間帶鉄筋を適切に配置することにより既往の実験結果で見られた優れたじん性を示すものと予測されるものの、複数列の鋼管配置の試験体でその挙動を実際に確認する必要があった。

また、これまでの実験¹⁾³⁾では、鋼管と軸方向鉄筋の耐力負担比率、すなわち主鉄筋と鋼管の断面積比（ γ ）は0～34%であり、比較的鋼管の耐力負担が大きい。 $\gamma=34\%$ の場合でも、主鉄筋の座

屈、破断により最大荷重後の耐力低下が起こっており、さらに γ が大きい場合、すなわち、主鉄筋の耐力負担が増加した場合には、主鉄筋の座屈が本合成構造のじん性に与える影響が大きくなることが懸念された。さらに、本合成構造を実際の橋脚へ適用する場合、比較的単価の高い鋼管よりも鉄筋を多くした方が経済性で有利となる場合が多いことからも、 $\gamma=100\%$ 程度の試験体で本合成構

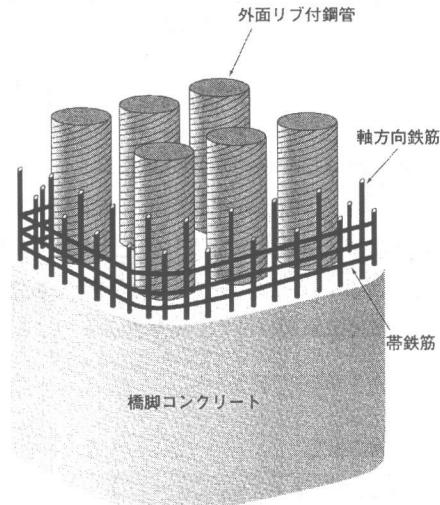


図-1 橋脚概念図

*1 三井建設(株)技術研究所土木構造グループ主任研究員（正会員）

*2 三井建設(株)土木本部土木設計部 工修

*3 日本鋼管(株)基盤技術研究所都市工学研究部部長 工博

*4 日本鋼管(株)建材技術開発部土木・景観建材チーム 工修

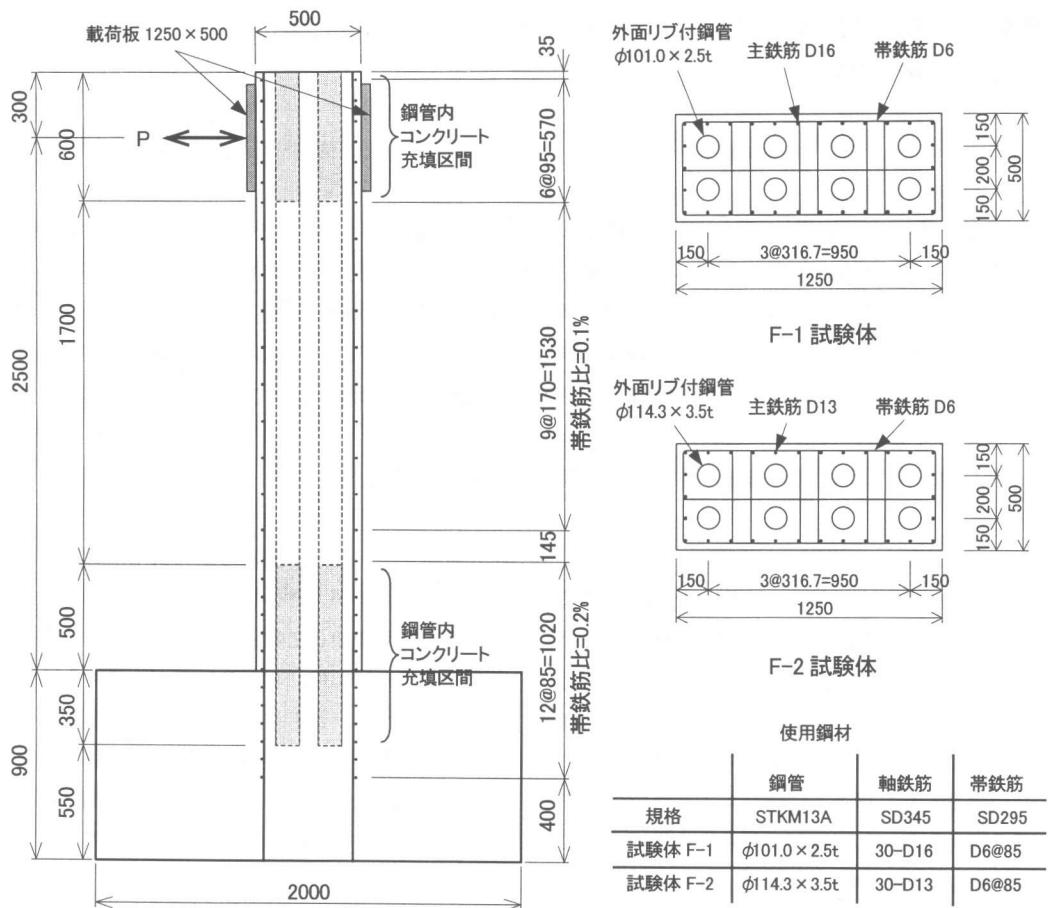


図-2 試験体形状寸法

造の挙動を確認しておく必要があった。

本論文では、比較的偏平な形状（断面幅／高さ比=1:2.5）で、钢管8本を加力直角方向に4列に並べた、 $\gamma=50\%$ と100%の2体の柱模型試験体で正負交番載荷試験を行ない、その耐荷挙動を検討した。

2. 実験の概要

2.1 試験体形状

図-2に試験体形状を、表-1～表-3に使用材料の力学的特性値を示す。試験体は钢管を8本（4列×2段）使用し、柱断面寸法を高さ50cm 幅125cm(断面高さ:幅=1:2.5)、せん断スパン比a/d=5.0（載荷点高さ2.5m）とした。鋼材量は、引張り鋼材（钢管+軸方向鉄筋）比 $p_t=1.0\%$ 、

表-1 鋼管の力学的特性

钢管	$\phi 101.0$ t2.5	$\phi 114.3$ t3.5
弾性係数(kN/mm ²)	206	206
降伏強度(N/mm ²)	291	291
引張強度(N/mm ²)	464	475

表-2 鉄筋の力学的特性

鉄筋	D6	D13	D16
弾性係数(kN/mm ²)	206	206	206
降伏強度(N/mm ²)	393	385	392
引張強度(N/mm ²)	546	567	586

表-3 コンクリートの力学的特性

コンクリート	F-1		F-2	
	フ	柱	フ	柱
弾性係数(kN/mm ²)	26.2	27.0	27.4	26.4
圧縮強度(N/mm ²)	31.5	32.7	32.6	31.4
引張強度(N/mm ²)	2.70	3.20	2.52	2.86

注：フはフーチング

帶鉄筋比 $P_w = 0.2\%$ と実橋脚に近い比率とした。また、中間帶鉄筋は鋼管間に 2 本ずつ配置した。試験体は、主鉄筋／钢管比 γ をパラメータとして計 2 体製作した。F-1 試験体は $\gamma = 100\%$ 、F-2 試験体は $\gamma = 50\%$ とし、材料の規格値に基づく最大耐力が両者でほぼ等しくなるように設定した。

外面リブ付钢管は、既製 JIS 厚肉シームレス钢管からリブを残して削り出すことにより製作した。リブは、高さ 2.5mm、幅 4.0mm、間隔 40mm の帯状らせん状突起で、実構造物で用いるものと同じ形状とした。

2.2 加力方法および計測項目

試験体への加力は変位制御で行い、降伏変位 δ_y の整数倍の各変位振幅に対して正負 3 回ずつ繰返した。降伏変位 δ_y は、柱基部の鋼材に取付けたひずみゲージの値を用いて、引張側最外縁の鉄筋あるいは钢管のどちらか一方が降伏ひずみに達したときと定義した。計測項目は、載荷重と柱の変位、钢管と鉄筋のひずみとした。

3. 実験結果

3.1 荷重－変位関係

図-3(a)、図-3(b)にそれぞれの試験体の荷重－変位曲線を示す。また、図-4(a)、図-4(b)に最終ひび割れ状況を示す。

F-1 試験体は、荷重 254kN、水平変位 13.0mm のときに钢管の引張側最外縁が降伏ひずみに達した。最大荷重は正側で 421kN、負側で 455kN で、いずれも $9 \delta_y$ の 1 回目加力時に記録した。 $4 \delta_y$ ～ $11 \delta_y$ 程度まで、各変位振幅における最大荷重の増減はほとんどなく、ほぼ一定値となっている。

柱部コンクリートの剥離は $11 \delta_y$ までは見られず、 $12 \delta_y$ で一部かぶりコンクリートの剥離が発生するとともに主鉄筋の座屈が観察され、若干の荷重の低下が見られた。その後、 $14 \delta_y$ において、コンクリートが剥離した部分で数本の主鉄筋が破壊し、大きく耐力が低下した。 $14 \delta_y$ の 3 回目で耐力が降伏荷重（254kN）以下となったため試験を終了した。

F-2 試験体は、荷重 269kN、水平変位 15.5mm

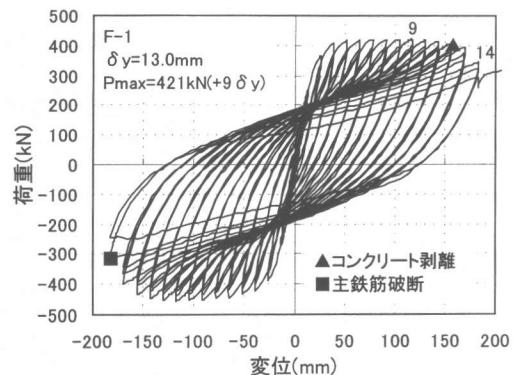


図-3(a) 荷重－変位関係(F-1)

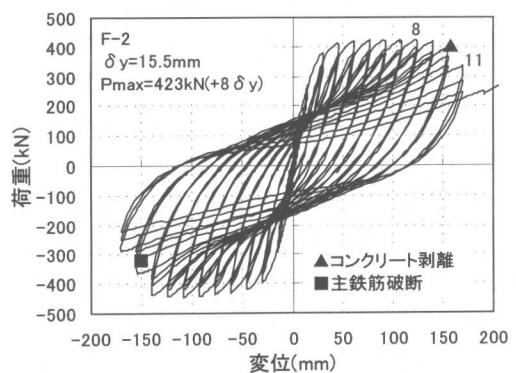


図-3(b) 荷重－変位関係(F-2)

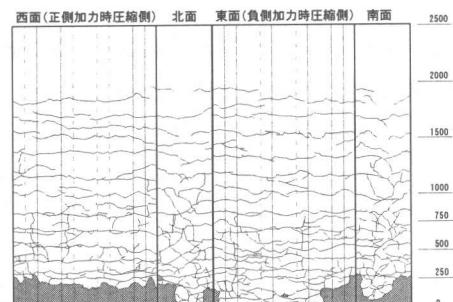


図-4(a) 最終ひびわれ図(F-1)

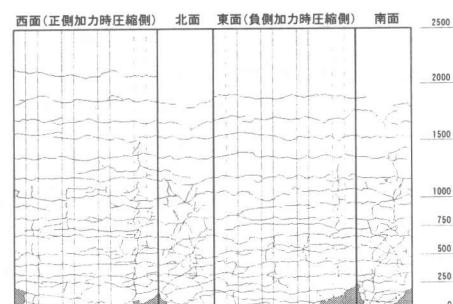


図-4(b) 最終ひびわれ図(F-2)

表-4 実験結果一覧

項目	試験体	F-1			F-2		
		計算値	実験値	比	計算値	実験値	比
荷重	钢管降伏荷重(kN)	233	254	1.09	233	269	1.15
	主鉄筋降伏荷重(kN)	283	285	1.01	271	284	1.05
	最大荷重(kN)	361	421	1.17	360	423	1.17
変位	钢管降伏変位(mm)	10.1 13.6	13.0	0.96	10.2 14.2	15.5	1.09
	最大荷重時変位(mm)	68 112	117	1.04	57 98	124	1.27
	終局時変位(mm)	93 138(10)	169(13)	1.22	95 135(9)	154(10)	1.14

注1：変位計算値の上段は軸体の曲げ変形のみ、下段は鋼材の伸び出しを考慮した値、注2：終局時変位の計算値は補正降伏変位の6倍で、()内の数字は初降伏変位で除した変位塑性率、注3：終局時変位の実験値は計算耐力を下回った時点の変位、

で钢管の引張最外縁が降伏ひずみに達した。最大荷重は正側 $8\delta_y$ で 423kN、負側 $7\delta_y$ で 444kN を記録した。F-2 試験体も F-1 試験体と同様、 $9\delta_y$ 程度までの大きな塑性率まで耐力を保持している。

F-2 試験体では、 $10\delta_y$ においてかぶりコンクリートの一部剥離が見られ、耐力が低下し始めた。そして、 $10\delta_y$ の負側2回目において主鉄筋が1本破断し、さらに耐力が低下した。さらに、 $11\delta_y$ において破断する鉄筋の本数が増え、+2回目において、降伏荷重以下となり3回目で試験を終了した。

表-4に実験結果一覧を示す。表中の計算値は、各材料特性値の実験値を用いて钢管を鉄筋に換算して、道路橋示方書V⁴⁾に準じて断面分割法で算出した（以下、RC計算と表記する）。また、変位の計算値については、柱の曲げ変形に加えて鋼材のフーチングからの伸び出しを考慮した値を示した。なお、終局時の計算変位は、既往の実験結果から本合成構造の終局変位として設計に用いている、初降伏変位を完全弾塑性型の骨格曲線に合わせて補正した降伏変位の6倍として算出した。

表より、鋼材の降伏時の荷重・変位および最大荷重とそのときの変位はほぼ計算値と一致している。

終局変位については、計算耐力以上を保持できる変位塑性率がF-1で13、F-2で10となった。また、実験終局変位は計算終局変位（鋼材の伸び出しを考慮）よりも十分に大きな値であった。これらのことから、両試験体とも十分なじん性およ

び耐力を発揮しており、 γ の差が耐荷挙動に与える影響は小さいことが分かる。

3.2 断面内ひずみ分布

図-5(a)、図-5(b)に、柱基部より高さ 25cm ($=D/2$ 、 D は断面高さ) の断面における鋼材のひずみ分布を示す。図中には、降伏時および最大荷重時の RC 計算による計算値も併記した。

両試験体とともに、降伏時荷重においては実測値と計算値は非常に良く一致している。钢管降伏以後は鋼材の塑性化とひび割れによるひずみの局所

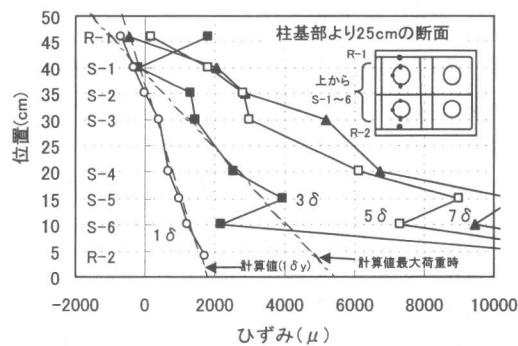


図-5(a) 断面内ひずみ分布(F-1)

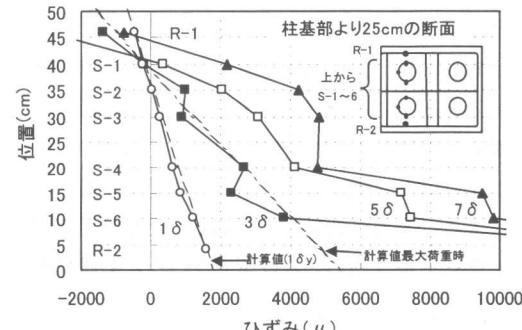


図-5(b) 断面内ひずみ分布(F-2)

化などもあり、実測値にはばらつきが見られるようになるが、最大荷重時（実験における $3\sim4\delta_y$ ）においても、計算値と比較的良く一致している。これは、本構造に対する平面ひずみの仮定に基づくRC計算適用の妥当性を示すものである。

$5\delta_y$ 以降もばらつきは大きくなるものの、全体として見るとひずみの直線性を保持していることが分かる。これは、鋼管外面リブの優れた付着性状により、塑性率の大きな領域まで鋼管とコンクリートが一体となって挙動していることを示しており、本合成構造が優れたじん性能を示す一つの要因と考えられる。

3.3 帯鉄筋ひずみ

図-6(a)、図-6(b)に、柱基部より高さ25cmと50cmの断面における帯鉄筋のひずみを示す。各断面ともに5計測点の値を平均しづらつきを小さくした。また、図が煩雑となるため、各変位振幅における3サイクル目のみ表示した。

両試験体とともに、荷重の増加および塑性率の増加に伴いひずみが増加していることが分かる。荷重の増加によるひずみの増加は塑性率の増加に伴って大きくなっている（ひずみ分布が角度のあるくの字形になる）、基部の損傷が大きくなるほど帯鉄筋の負担が増えている。これは、塑性率が大きくなるに従って、中間帯鉄筋を含む帯鉄筋がせん断負担に加えて基部の損傷に伴うコンクリートのはらみ出しを拘束する効果を発揮しているものと考えられる。

なお、各変位振幅における最大ひずみは、F-1試験体の高さ25cmの断面およびF-2試験体の高さ50cmの断面で見られるように、必ずしも振幅とともに増加するのではなく、最大荷重を示した変位振幅以降徐々に低下する傾向も見られた。また、F-2試験体では変位振幅の増加に伴って残留ひずみが増加して行く傾向が大きいことなども見られた。その原因については現在検討中である。

3.4 鋼管の曲げ負担

図-7および図-8に柱基部から高さ25cmの断面における鋼管の曲げモーメント負担とその全曲げモーメントに対する比率を示す。鋼管の曲げ

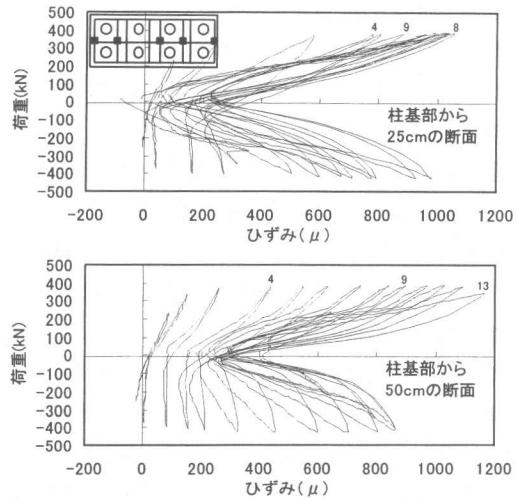


図-6(a) 帯鉄筋のひずみ(F-1)

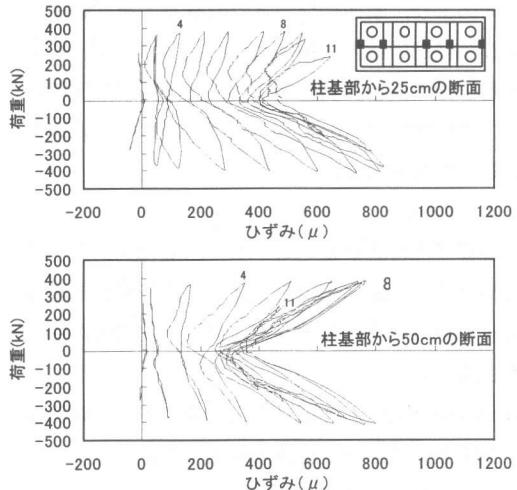


図-6(b) 帯鉄筋ひずみ(F-2)

モーメント負担は、主鉄筋を含む断面内ひずみ分布から中立軸位置を求めて算出した。柱がほぼ最大耐力を示す $5\delta_y$ 以降は、鋼管の塑性化がほぼ全断面に及び、計測値のばらつきが大きくなるため $4\delta_y$ までの結果を表示した。

図-7より、鋼管の曲げモーメント負担は塑性率の増加とともに大きくなり、その負担は γ の小さい（鋼管量の多い）F-2試験体の方が大きくなっている。全曲げモーメントは繰り返し加力の影響により、同じ δ_y でも2回目および3回目の繰り返し時の曲げモーメントが低下するが、鋼管の曲げモーメント負担は逆に2回目および3回目の

繰り返し時の方が、負担が増加している。これは、繰り返しによりコンクリートの劣化が進行し、コンクリートの曲げモーメント負担が相対的に減少するためと考えられる。

図-8では、両試験体ともに鋼管の曲げモーメント負担比率は、RC計算値とほぼ一致しており、鋼管とコンクリートが十分に一体化し、作用曲げモーメントに抵抗していることを示している。

3.5 破壊包絡線の比較

荷重-変位関係の包絡線をRC計算による計算耐力および計算降伏変位で正規化したものを図-9に示す。なお、ここで塑性率算定に用いている計算降伏変位はフーチングからの鋼材の伸び出しの影響を考慮していない。

同図より、断面の扁平さと複数本の鋼管配置および主鉄筋の耐力負担が大きい場合（ γ が大）を想定した今回の実験結果でも、計算降伏変位に対して終局塑性率10以上という十分なじん性があることが確認できた。

4.まとめ

外面リブ付き鋼管・コンクリート合成構造の比較的扁平で複数本の鋼管を持つ橋脚柱模型試験体の正負交番載荷試験結果により以下のことが明らかとなった。

- (1) 本合成構造は、外面リブの効果と中間帶鉄筋の拘束効果により、柱断面が扁平であっても優れたじん性を示すことが分かった。
- (2) 本合成構造における主鉄筋と鋼管の断面積比率 γ が100%程度であっても、既往の γ が小さい試験体の試験結果と同様にRC構造と比べて優れたじん性を示すことが分かった。

今後、データの詳細な分析とFEM解析により、本合成構造の損傷メカニズムを明らかにしていく予定である。

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－

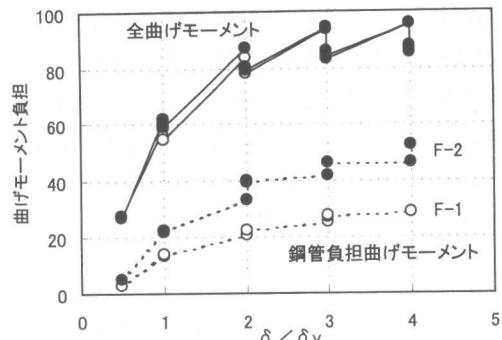


図-7 曲げモーメント負担

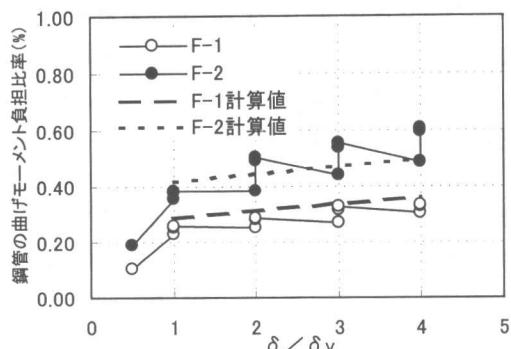


図-8 鋼管の曲げモーメント負担比率

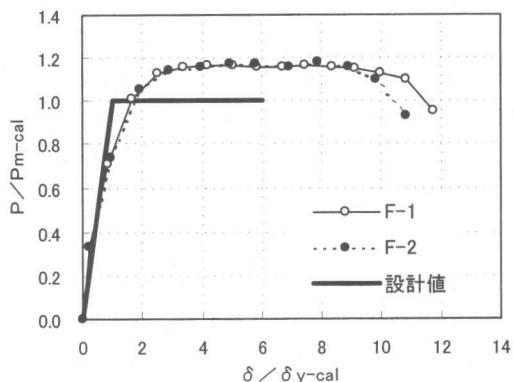


図-9 包絡線の比較

- 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、三上、岡本、水谷：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) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、1996.12