

論文 鋼管・コンクリート複合構造高橋脚模型の水平加力試験

大内 一*¹・水田 富久*²・市川 博康*³・小島克朗*⁴

要旨：鋼管・コンクリート複合構造高橋脚は、省力化、急速施工を目指した工法として期待されているものの、これまで例をみない構造形式であり、耐震構造性能を調査する必要がある。そこで鋼管定着に用いられるスパイラルリブ付鋼管の付着試験と、橋脚模型の水平加力試験を行い、新構造形式の妥当性を検討した。その結果、付着試験では設計許容応力度の3倍に相当する $\tau_u = 68\text{kgf/cm}^2$ を得た。また水平加力試験では、累加強度計算値 64t に比し 84t の耐力を得、鋼管との完全付着を仮定した梁理論値と一致する一方、靱性能についても優れている結果を得た。

キーワード：合成構造、リブ付鋼管、付着、高橋脚、水平加力、変位靱性、エネルギー吸収能

1. はじめに

鋼管・コンクリート複合構造高橋脚は、30～100m級の高橋脚の省力化・急速施工を目指した工法として期待されている。経済性や設計施工上の利便性から断面内には複数の鋼管が用いられ、さらに急速施工や鉄筋工削減という点から帯鉄筋に代わり、PCストランドの巻き付けが採用されている。また鋼管の定着部には外面スパイラルリブ付鋼管を用いた簡便な定着が図られている。

この種の橋脚は、現在日本道路公団 大分自動車道横道橋下部工工事に採用された。本研究は当下部工をプロトタイプとして、事前に構造性能に関する基礎実験を実施し、その有効性を検討したものである。すなわち、外面スパイラルリブ付鋼管と定着部コンクリートの付着性状を調べる試験と高橋脚模型の正負繰り返し載荷試験を行ない、1)スパイラルリブ付鋼管の付着性状2)鋼管を用いた複合構造の有効性 3)帯筋へのPCストランドの適用性を検討する。

2. 外面スパイラルリブ付鋼管の付着試験

2.1 試験内容

(1) 試験体

コンクリートに付着割裂ひび割れが発生し、付着強度を低下させるのを防ぐため、実橋脚鋼管周りにはリング補強筋が配置されている。本試験ではこのリング補強筋の効果も併せて確認するため、補強筋有(B-R)と無し(B-0)の2体を作製した。鋼管は、実橋脚の定着部で使用する外面スパイラルリブ付鋼管 $\phi 1,400 \times t19$ (径厚比74)を念頭に置き、実験規模、市販製品を勘案し $\phi 600 \times t9$ (同67)を使用する。相似則に基づき設計されたリング補強筋は、D13の溶接併合型リング筋を45mmピッチで配置する。鋼管周囲のコンクリート巻厚については、偏心を少なくすること、載荷装置の取り付けなどを考慮して、橋脚断面程

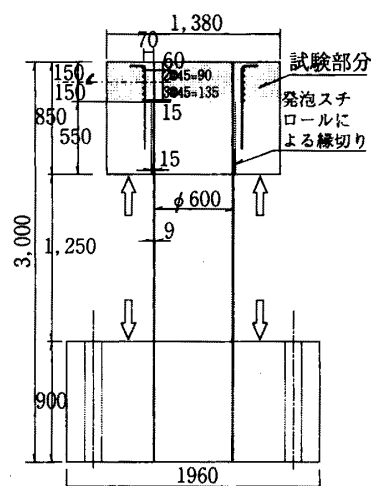


図-1 配筋図 (B-R試験体)

*1 (株)大林組技術研究所構造第一研究室主任研究員、工博(正会員)

*2 日本道路公団福岡建設局建設部構造技術課長

*3 日本道路公団福岡建設局建設部構造技術課課長代理

*4 (株)大林組技術研究所構造第一研究室長、工博(正会員)

度とした。実際のフーチングははるかに大きな断面であり、従って設計上安全側で付着強度を評価することになる。

以上のようにして設計した試験体の形状寸法配筋を図-1に示す。ここに載荷能力の関係から、試験区間は上スタブ端から300mm (0.5D) の区間とする。なお鋼管内は実橋脚と合わせ、コンクリート充填とした。

(2) 使用材料

コンクリートの示方配合と付着試験材齢での材料試験結果を表-1に、スパイラルリブ付鋼管の引張試験結果を表-2に、また鉄筋の引張試験結果を表-3に示す。

(3) 試験方法

上下スタブ間にセットする4台の300tfジャッキを用いて上スタブを押し上げるにより、リブ付鋼管を引き抜く。載荷は4台のジャッキ荷重が一樣となるよう1台のポンプで連動制御しながら単調載荷する。最大荷重近傍までは荷重制御で、その後は変位制御で載荷する。

計測については、変位はコンクリートと鋼管の相対すべり量を試験区間(300mm)上下端円周方向3断面で測定する。なお下端のすべりは埋め込みパイプ中の鋼棒をスタブ下側まで引き出し、同一治具に取り付けた高感度変位計で独立に測定して変位の差として求める。

2.2 試験結果

(1) 破壊状況

破壊進行にともなう諸荷重一覧を表-4に示す。最初に上スタブ天端の鋼管に沿って発生(付着切れによる)した後、放射上の付着割裂ひび割れが発生する。B-0試験体は、この付着割裂ひび割れが発生した直後に最大荷重に達する。一方B-R試験体は、このひび割れが発生した後も、荷重は若干増加する。リング補強筋がひび割れの成長を抑止したものと思われる。なお表中の荷重は全引き抜き荷重を全付着面積で割って求めた平均付着応力度で定義する。

(2) 付着応力-すべり関係 (τ -S関係)

両試験体の τ -S関係を図-2に示す。ここに付着応力 τ とすべりSは以下の式で定義する。

$$\tau = \sum P_i / \pi DL, S = (S_u^{av} + S_l^{av}) / 2$$

$\sum P_i$: 4台のジャッキ荷重の合計

D : 鋼管径 (600mm)

S_u^{av}, S_l^{av} : 試験区間のそれぞれ上下端での

すべりで、円周方向3断面の平均値

ここに、4台のジャッキのバラツキは最大10%程度であるが、円周方向3断面のすべりに大差はなく、

表-1 コンクリートの示方配合と材料試験結果

W/C(%)	s/a(%)	単位量(kgf/m ³)					圧縮強度 (kgf/cm ²)	弾性係数 (kgf/cm ²)	割裂強度 (kgf/cm ²)	材齢 (日)
		W	C	S	G	AE減水剤				
60.3	51.4	178	295	919	878	0.959	320	2.53×10^5	28.6	21

$F_c = 300 \text{ kgf/cm}^2$, 早強ポルトランドセメント, $G_{max} = 13 \text{ mm}$

表-2 リブ付鋼管の仕様と引張試験結果

種別	公称径	公称肉厚	引張強度 (kgf/cm ²)	伸び(%)	降伏強度 (kgf/cm ²)	弾性係数 (kgf/cm ²)
SKK490	600 mm	9 mm	5,289	23.1	3,856	2.09×10^6

表-3 鉄筋の引張試験結果

規格	呼び名	引張強度 (kgf/cm ²)	伸び(%)	降伏強度 (kgf/cm ²)	弾性係数 (kgf/cm ²)	用途
SD345	D13	5,170	19.6	3,436	1.92×10^6	リング補強筋
	D19	5,771	17.5	3,855	1.89×10^6	上スタブ内縦筋および上筋

表-4 諸荷重

試験体	B-R リング補強筋有	B-0 リング補強筋無
	τ (kgf/cm ²)	τ (kgf/cm ²)
ひび割れ		
上スタブ天端の 鋼管に沿うひび割れ	20.2	18.0
上スタブ天端の 放射状のひび割れ	57.5	53.6
上スタブ側面の 鉛直方向のひび割れ	57.5	53.6
最大荷重	68.1	56.1

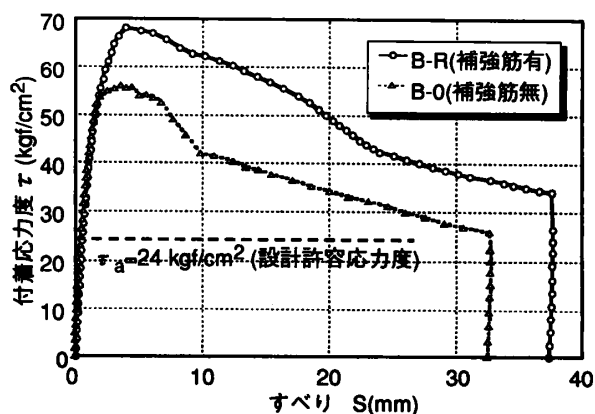


図-2 付着応力-すべり関係

ほぼ軸対象荷がなされている。表-4にも示したように、付着強度としてB-0試験体：56kgf/cm²に対し、B-R試験体：68kgf/cm²と約2割の増加を示した。設計に用いた地震時許容付着応力度24kgf/cm²は弾性域にあり、且つこれに対し2.8倍の強度を有することになる。なお実際の橋脚フーチング内で鋼管の付着割裂力に対するコンクリートの抵抗領域は本実験よりやや大きく、これらの実験結果は設計上安全側の値を与える。

3. 橋脚模型の水平加力試験

3.1 試験内容

(1) 試験体

日本道路公団大分自動車道横道橋橋脚をプロトタイプとして、橋軸方向の地震力を対象に試験体の設計を行う。定着部に用いるリブ付鋼管に小径の製品がない、複数の大径鋼管を用いた実験は大規模となる等の理由から、 $\phi 600$ の鋼管1本を用いた断面とする。ここに、コンクリートを介した複数鋼管の合成作用を1本の鋼管に置換することは、実橋脚の場合鋼管とコンクリートの付着応力度は終局時でも4.5kgf/cm²と比較的低いことによる。また鋼管定着部については、終局時には実橋脚、模型とも基部鋼管の大部分は引張降伏し、従って定着部鋼管断面には広範囲に亘って一様引張応力が作用すると考えることによる。

そこで、1) S断面の全断面に対する終局モーメント比、2) せん断スパン比、3) 終局時せん断応力度を実橋脚と合うよう試験体の設計を行う。

試験体は模型である鋼管・コンクリート試験体、H-SRCと、比較のための曲げ耐力および横補強筋量を同様にした鉄筋コンクリート試験体H-RCの2体とした。横補強量は $p_w \sigma_y$ をあわせる (p_w :横補強筋比、 σ_y :補強材の降伏強度)。ここに p_w は最小せん断補強量で決まっており、従ってH-RC試験体の場合0.2%となる。H-SRC試験体ではPCストランドの全強を採用していることから、実橋脚に比し半分程度の補強量となっている。

以上のようにして設計した試験体の形状寸法配筋を図-3、図-4に示す。なおH-SRC試験体は、実橋脚

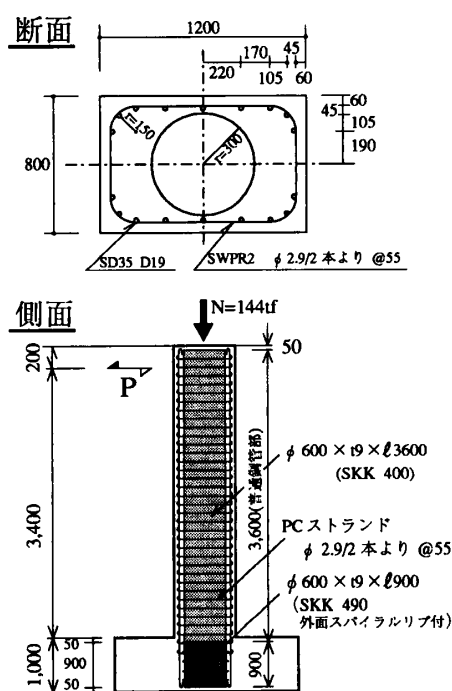


図-3 形状寸法配筋 (H-SRC試験体)

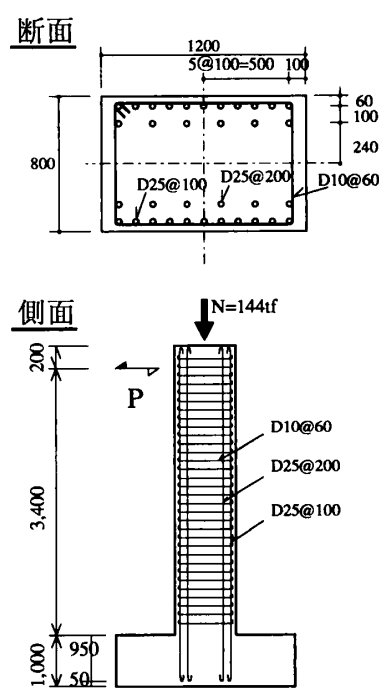


図-4 形状寸法配筋 (H-RC試験体)

基部と合わせ鋼管内は全てコンクリートで充填する。

(2) 使用材料

各材料の仕様および試験結果を表-5～表-8に示す。

(3) 試験方法

柱頂部に一定軸力 $N=144\text{tf}$ （設計軸圧縮応力度： 15kgf/cm^2 ）を載荷した後、変位制御により水平載荷を行う。部材角 $R=1/200, 1/100, 2/100, 3/100, 4/100, 5/100$ でそれぞれ2サイクルの正負繰り返し載荷の後、正側で最終破壊にいたらせる。ここに部材角 R は加力点変位 δ をその点までの柱高さ H で割った δ/H で定義する。

3.2 試験結果

(1) 荷重-変位関係と破壊経過

図-5、図-6に得られた荷重-変位関係を示す。H-SRC試験体については $R=1/200$ で曲げひび割れ、せん断ひび割れが発生する。 $R=3/100$ の第1サイクルで最大荷重に達した後、基部で圧壊が始まり、 $R=4/100$ でかぶりが外側へはらみだす。 $R=5/100$ では主筋座屈が目視観察され、一部のPCストランドが破断した。しかしながらその後もPCストランドの拘束効果やコア部の鋼管により、ジャッキストローク能力で決まる最終加力時($R=7.9/100$)でも最大荷重の71%の耐力を保持した。

H-RC試験体の場合には、破壊経過はほぼ同様であるが、 $R=4/100$ で主筋の座屈とともにコンクリートが広範囲に渡って剥落する。それ以降の繰り返しに対しダメージは大きくなり、急激に耐力は低下する。写真-2、写真-3にそれぞれ最終破壊状況を示す。

(2) 諸荷重

正加力時を対象とした諸荷重と靱性率を表-9に示す。表中の計算値は、鉄筋、鋼管ともコンクリートと一体に挙動するとして、平面保持則を適用して求めたモーメント-曲率関係による。ここに鋼管と鉄筋

表-5 コンクリート材料試験結果(水平加力試験時)

試験体	部位	圧縮強度 (kgf/cm^2)	弾性係数 (kgf/cm^2)	引張強度 (kgf/cm^2)	材齢 (日)
H-SRC	下スタブ	345	2.41×10^5	25.3	38
	柱下部	370	2.75×10^5	28.0	38
	柱上部	356	2.20×10^5	23.1	34
H-RC	下スタブ	355	—	29.7	53
	柱下部	370	—	28.6	53
	柱上部	329	—	30.6	49

表-6 鋼管引張試験結果

種別	公称厚み	引張強度 (kgf/cm^2)	伸び(%)	降伏強度 (kgf/cm^2)	弾性係数 (kgf/cm^2)	用途
SKK490 (リブ付)	9 mm	5,289	23.1	3,856	2.09×10^6	定着部
SKK400 (普通)	9 mm	4,744	27.0	2,891	1.92×10^6	柱部

弾性係数、降伏強度は0.2%残留ひずみを与える弾性線により決定

表-7 鉄筋引張試験結果

規格	呼び名	引張強度 (kgf/cm^2)	伸び(%)	降伏強度 (kgf/cm^2)	弾性係数 (kgf/cm^2)	用途
SD345	D10	5,021	19.4	3,275	1.93×10^6	H-RC 帯筋
	D19	5,771	17.5	3,855	1.89×10^6	H-SRC 主筋
	D25	5,977	24.3	3,781	1.93×10^6	H-RC 主筋

表-8 PCストランド引張試験結果

種類	呼び名	降伏強度 (kgf)	降伏ひずみ (μ)
PC鋼より線 2本より	2.9 mm 2本より	2,513	11,631

中央部より線方向各々2枚づつ計4枚のゲージを貼付しその平均値でひずみを算出、降伏ひずみは $P-\epsilon$ 曲線と0.2%残留ひずみを与える弾性線の交点により定義

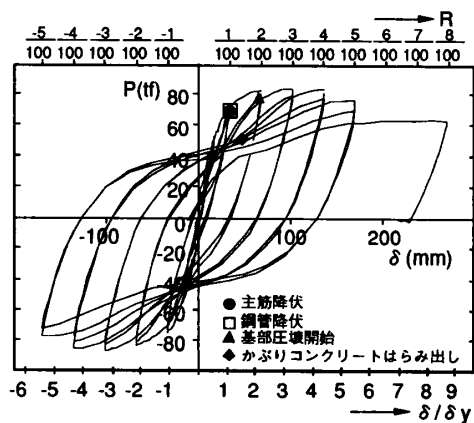


図-5 荷重—変位関係(H-SRC試験体)

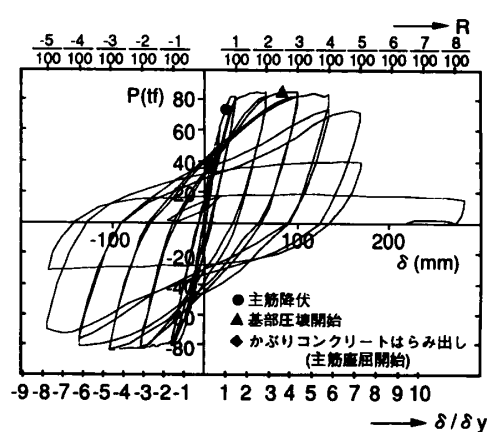


図-6 荷重—変位関係(H-RC試験体)

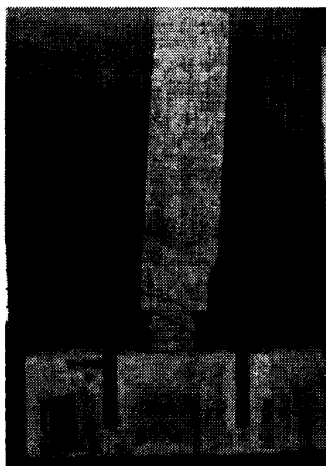


写真-2 最終破壊状況（試験体H-SRC）

はバイリニア-型の応力-ひずみ関係を、コンクリートは軟化域まで考慮した応力-ひずみ関係を用いる。初期弾性剛性の算定に用いる実験水平変位は、主筋の抜け出しによる基部回転成分を除去して求めた。最大荷重は当然両試験体ともほぼ同様であるが、ひずみ効果を考慮していない計算値より5～9%高くなっている。H-SRC試験体にはRCとSの個々の耐力を重ね合せた累加強度¹⁾を参考に示したが、実験値ははるかに高い。荷重-変位関係の包絡線より求まる最大荷重の80%時の変位で定義した最大変位は、H-SRC試験体はH-RC試験体に比し30%増となっている。

(3) PCストランドのひずみ性状

H-SRC試験体の代表的な断面でのPCストランドのひずみ分布を図-7に示す。ウェブでのひずみの増大は、せん断ひび割れによるものと考えられるが、 $R=5/100$ 以降の圧縮フランジでの急増はコンクリートの圧壊、主筋座屈によると思われる。特に最終段階では降伏ひずみ直前まで達している。なおPCストランドは最終的に数カ所で破断した。これに対しH-RC試験体では、破断箇所はなく、帯筋フック定着部の抜け出しにより拘束力が抜け、急激に耐力が低下している。

(4) 合成度

日本建築学会のSRC基準では累加強度式が一般に採用されている¹⁾。高橋脚の場合には一般に曲げが支配的で、累加強度式のような安全側の評価式を採用する必要性のあるかどうか重要な検討課題になる。S部分とRC部分の合成度を論じるとき、剛性および強度の検討が必要であろう。そこで平面保持則に基づく梁理論計算値との比較により合成度を検討することにした。すなわち鉄筋の抜け出しによる基部回転成分を除いた柱部分のみの変形に関し、実験値と計算値を比較する。計算値は求まったモーメント-曲率関係より、高さ方向に3角形曲率分布を仮定して積分により求めた。

このようにして求めたH-SRC試験体の荷重-変位関係を図-8に示す。なおこの際の回転成分の全変位に

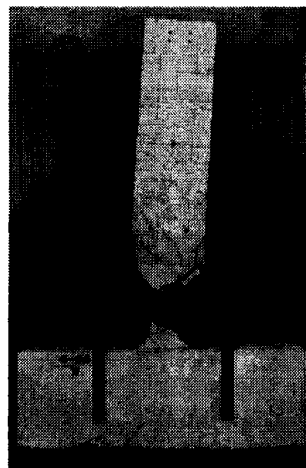
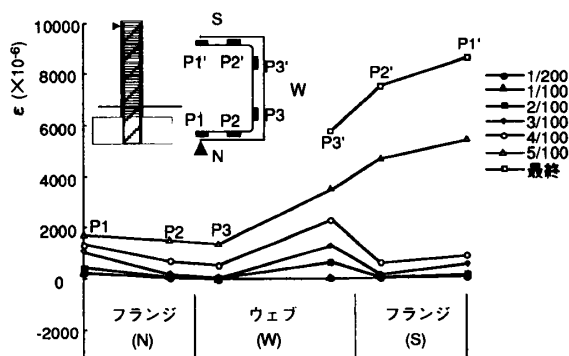


写真-3 最終破壊状況（試験体H-RC）

表-9 諸荷重(正加力時)

項目	No.	H-SRC			H-RC		
		実験	計算	実/計	実験	計算	実/計
初期弾性剛性 (tf/mm)		10.7	12.6	0.85	13.0	13.2	0.98
ひびわれ発生荷重 (tf)		14.2	16.3	0.87	14.0	16.3	0.86
降伏荷重 (tf)	鉄筋	70.3	64.7	1.09	79.1	70.7	1.12
	鋼管	70.3	71.4	0.98	—	—	—
最大荷重 (tf)		84.1	80.3	1.05	84.9	78.2	1.09
		—	63.3 (累加強度)	1.32	—	—	—
最大変位	変位 (mm)	234.0	—	—	178.0	—	—
	塑性率	8.3	—	—	7.9	—	—
	部材角	1/14.6	—	—	1/19.2	—	—

図-7 PCストランドひずみ分布
(H-SRC試験体: H=400mm断面 正荷重)

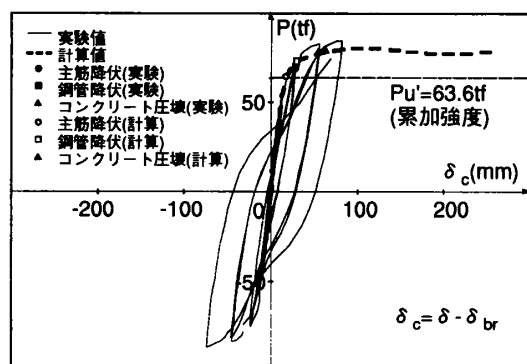
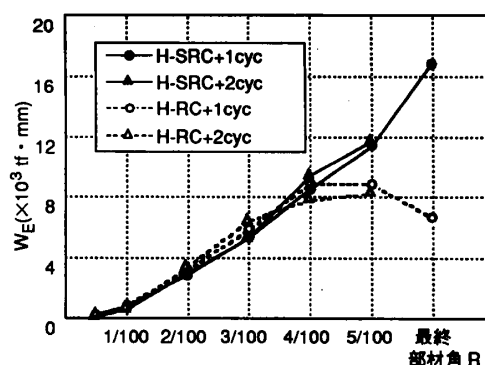


図-8 柱部のみの水平変位(H-SRC試験体)

図-9 各サイクルごとのエネルギー吸収量
(正加力側)

占める割合は20～30%程度である。図中には計算値と累加強度式により求めた値を併せて示す。降伏まで実験値と計算値は非常によく一致している。降伏以降実験値は計算値より高く、これは計算ではひずみ硬化を考慮していないことと、テンションステイニング効果の存在に起因するのであろう。正加力時最大荷重は84.1tfと累加強度63.6tfに比しはるかに高いことも併せて考えると、鋼管が鉄筋コンクリートと十分一体として挙動したと思われる。

(5) エネルギー吸収性能

図-9に荷重-変位関係のループ面積で与えられるエネルギー吸収量を示す。正荷重第1サイクルが第2サイクルより小さくなっている部分があるのは、第1サイクルは前変位振幅の終点を起点とすることによる。R=4/100を境にH-RC試験体のエネルギー吸収量は落ち、それも繰返しにより大きく低下していく。一方H-SRC試験体は最終段階でも増加しており、顕著な性能の違いが認められる。

4. 結び

以下に本研究で得られた結論をまとめる。

- 1) 特別な補強を有さないリブ付鋼管のみの付着強度56kgf/cm²に対し、実橋脚と同様鋼管周りに割裂破壊制御用のリング筋を配した場合、68kgf/cm²の付着強度を得た。設計で用いた地震時許容付着応力度24kgf/cm²に対し2.8倍の安全率であり、設計の妥当性が確認できた。
- 2) 実橋脚模型であるH-SRC試験体は、累加強度63.6tfに対し84.1tfの強度を得た。また梁理論計算値による荷重-変位関係と極めて良好な一致を示した。従って本試験体で鋼管と鉄筋コンクリートは十分一体で挙動したといえる。
- 3) PCストランドがスパイラル状に配置され、コア部分に鋼管を有するH-SRC試験体は、帯筋の定着フックが抜け出し広範囲に亘って主筋が座屈するH-RC試験体に比し、靱性、エネルギー吸収性能ともより優れた結果を示した。

実橋脚をプロトタイプにしているとはいえ、模型設計にあたり大胆なモデル化を行った。その意味で今回の水平加力試験は新形式高橋脚の耐震性を探る基礎的試験と言える。特に複数の鋼管と鉄筋コンクリートの合成作用については重要な課題であり、靱性能に及ぼす影響も含めて今後検討していく予定である。

謝辞：本研究を実施するにあたり、東京大学工学部岡村甫教授、前川宏一助教授よりご指導を頂きました。ここに付して深謝致します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート計算規準、(1986年)