

鋼管・コンクリート複合構造高橋脚の開発（その2）

—複合構造はりの曲げ試験およびリブ付鋼管の重ね継手の引抜き試験—

田中 浩一 岡野 素之
大内 一

Steel Tube-Reinforced Concrete Composite Bridge Column (Part 2)

—This Study Consists of a Cyclic Flexural Loading Test of Beams
and a Pull-off Test of Splice Joints with Steel Tubes—

Kouichi Tanaka Motoyuki Okano
Hajime Ohuchi

Abstract

The ductility capacity and composite action between steel tubes and concrete was first studied using a beam-type model specimen reinforced by ordinal reinforcement and combined with longitudinal steel tubes and with lateral high-strength strand windings. As an economical and effective joint system for steel tube connection, a new splice joint has been developed. Pull-off tests were conducted which focused on the bond stress transfer of this joint.

The following results were obtained from the flexural loading test: ① Maximum loading capacity coincides with the calculated value assuming perfect bond action between steel tubes and concrete. ② Due to the existence of spirally winding strands, a sufficient ductility factor greater than nine can be obtained. ③ The superposed loading capacity is defined as the addition of those separately provided for the reinforced concrete section and steel tubes, assuming that each tube is either in full plastic condition in tension or compression depending on its location. This provides a rational loading value for the large displacement range which results from the current new column types.

The following results were concluded from the pull-off test: ① Ultimate failure can be classified into three modes, i. e. Y_i : yielding of internal tube, Y_o : yielding of external tube, and C : concrete failure. ② Bond strength due to concrete failure (C mode) is provided as 85-95 kgf/cm² and 80 kgf/cm², respectively, with and without concrete filled into the internal tube. ③ A rational design equation concerning tensile force is proposed with the concrete-filled internal tube type.

概 要

高橋脚の省力化、急速施工をめざした鋼管・コンクリート複合構造橋脚は、複数の鋼管を断面内に有していること、帯筋のかわりにPCストランドを巻き付けていること等の特徴を有する。本研究は ① 靱性能や合成度に着目したはりの繰返し曲げ載荷試験と、② 鋼管の溶接接合に代わるリブ付鋼管による重ね継手の引抜き試験から成っている。① 曲げ載荷試験の結果から、最大荷重は平面保持を仮定した計算値に近似したこと、PCストランドの拘束効果により靱性率が約9以上確保できること、終局耐力はRCのみの耐力に鋼管の全塑性軸力を仮定した断面図心位置周りのモーメントを累加して安全側に評価できることなどがわかった。

また ② 重ね継手の引抜き試験から、破壊タイプは内側鋼管降伏型、外側鋼管降伏型、コンクリート破壊型に大別できること、コンクリート破壊型の付着強度は中空型で約80 kgf/cm²、中詰め型で約85~95 kgf/cm²であり、破壊時の付着応力伝達機構を解明し中詰め型継手の強度評価式を提案した。

1. はじめに

「鋼管・コンクリート複合構造橋脚」では、複数の鋼管が鉄筋のようにコンクリートと一体となって挙動することを期待している。また断面内に複数配置された鋼管や、急速施工を意図して帯筋の代わりにスパイラル状に巻き付けたPCストランドの拘束効果によりRC橋脚に比べて大きな曲げ変形性能が期待できる。そこで鋼管と鉄筋

コンクリートとの合成度や、靱性能などに着目して鋼管・コンクリート複合構造のすぐれた耐震性能を解明するため繰返し曲げ載荷試験を行った。

また、施工時の高さ方向の鋼管の接合は現在溶接であるが、溶接箇所が多数におよび工期、工費を要する。そこで溶接接合の代わりに直径の異なるスパイラルリブ付鋼管を内外に重ねて、その間にコンクリートを充填する鋼管重ね継手を考案した。その引抜きに関する付着応力

伝達機構を解明し実用設計式を提案することを目的に、内外鋼管の剛性や間隔および継手長さなどをパラメータとした引抜き試験を行った。

2. 複合構造橋脚模型の繰返し曲げ載荷試験

2.1 試験内容

試験体は、試設計橋脚と曲げ補強量(鉄筋量, 鋼管量)を同程度とした試験体3体(No.1~3:以下, 一般型と称する)と, 曲げ耐力を意図的に増加させて作用するせん断応力度を一般型の約2倍にした試験体(No.4, No.5:以下, 曲げ補強増加型と称する)の計5体とした。いずれの試験体も帯鉄筋の代わりにPCストランドをスパイラル状に配置した。帯筋比($P_w = A_w / (b \cdot s)$)は次式で求めた量, すなわち鉄筋(SD345)で帯鉄筋比が0.2%の場合に相当する量とした。すなわちPCストランドの帯筋比は次式で与えられる。

$$(P_w)_{PC} = (3,500/17,400) \times 0.002 = 0.0004 \rightarrow 0.04\%$$

試験体一覧を表-1に, また試験体断面を図-1に示す。鋼管の内部には実橋脚基部を意識し, 一般型の試験体にはいずれも座屈を防ぐためグラウト材を充填した。また曲げ補強増加型の試験体では特に充填しないものも行った。鉄筋は試験体端部の鉄板に溶接したが, 鋼管端部は抜出しを許容させるため溶接しなかった。

荷重方法は図-2に示すような単純ばり型の正負2点繰返し荷重とした。軸圧縮応力度が約15 kgf/cm²となるよう断面中心位置に配置されたPC鋼棒を緊張して軸力を導入した。荷重は部材角 R=1/200, 1/100, …5/100においてそれぞれ2サイクルずつとした。最後に正荷重側でジャッキストローク限界の R=8/100まで荷重した。

2.2 使用材料

断面内に鋼管が複数配置されているのでコンクリートの打設および締固めをバイブレータを用いて行うことが難しかったことや, 梁側面から打設を行うためブリージングによるコンクリートと鋼管の付着を低下させないために, 増粘剤と高性能 AE 減水剤を添加した逆打ち用高流動コンクリートを用いた。コンクリートのフロー値は平均して63 cm, またブリージング率は3時間で0%であった。コンクリートの配合を表-2に, また材料試験結果を表-3に示す。

表-1 試験体一覧

試験体	鋼管				主鉄筋		帯筋	
	公称外径 (mm)	公称厚さ (mm)	本数	鋼管比 = $A_i / (bh)$ (%)	鋼管内グラウト	鉄筋径		本数
No.1	139.8	4.5	4	2.13	有り	D16	12	0.66
No.2	101.6	3.2	8	2.20	有り	D16	12	0.66
No.3	101.6	3.2	4	1.10	有り	D22	12	1.29
No.4	101.6	3.2	8	2.20	有り	D25	20	2.82
No.5	101.6	3.2	8	2.20	無し	D25	20	2.82

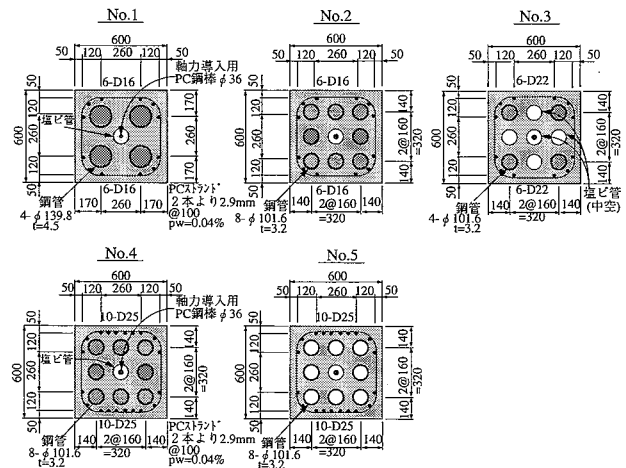


図-1 試験体断面

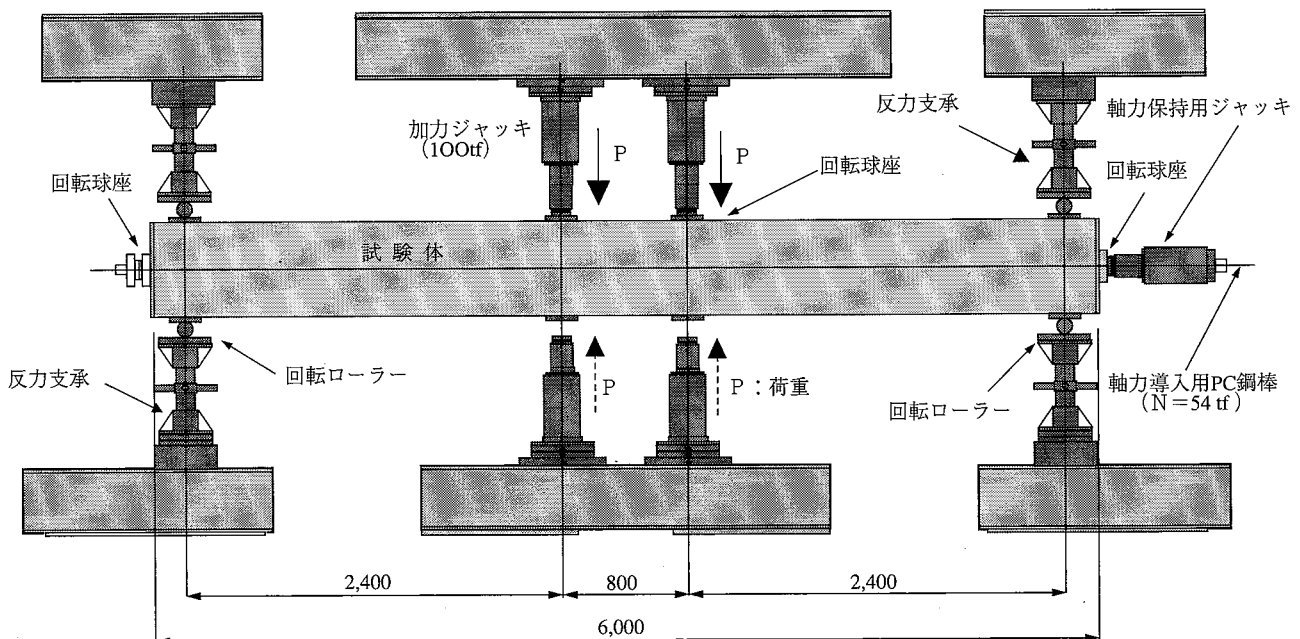


図-2 荷重試験装置

表-2 コンクリートの配合

水 W(kg)	セメント C(kg)	水セメント比 W/C(%)	細骨材率 S/a(%)	細骨材 S(kg)	粗骨材 G(kg)
175	300	58.3	48.9	878	924
空気量 : 4.5%		増粘剤 : 0.51 kg/m ³		粗骨材最大寸法 : 13 mm	
		高性能 AE 減水剤 : C×3.0%			

表-3 コンクリートの圧縮および引張試験結果

試験体	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5
圧縮強度 (kgf/cm ²)	367	375	343	388	388
引張強度 (kgf/cm ²)	24.1	27.0	33.0	23.3	23.3
弾性係数 (kgf/cm ²)	2.56×10 ⁵	2.29×10 ⁵	2.56×10 ⁵	2.30×10 ⁵	2.30×10 ⁵
材齢 (日)	28	42	35	70	70

表-4 鋼材の引張試験結果

	鉄筋 (SD345)			鋼管 (SS400)*1)		PC ストランド
	D16	D22	D25	φ139.8	φ101.6	2本より2.9mm
降伏応力度*2) (kgf/cm ²)	3,830	3,930	3,900	2,970	3,740	19,100
引張強度 (kgf/cm ²)	5,980	5,910	5,790	4,250	4,600	20,590

*1) 鋼管の引張試験は、JIS Z2202 12号片により行った。
*2) 鋼管の降伏強度は、0.2%残留ひずみ耐力により求めた。

各鋼管とも SS400 を、鉄筋はいずれも SD345 を、また PC ストランドは SWPR2 を使用した。これらの引張試験結果を表-4 に示す。

2.3 荷重と変位の関係

一般型の試験体 (No.1~3) のはり側面から加えた荷重と変位との関係を図-3~5 に示す。いずれの試験体も部材角 R=2/100の第1サイクルで最大荷重となりその値は平面保持を仮定した最大荷重(以下、RC 理論値と称する)にほぼ等しい。これに対して第2サイクルでの荷重低下は大きい。図-6に部材角 R=2/100の各サイクルのピークにおけるはり中央部の鋼管の軸力を示す。ここに鋼管の軸力は鋼管上下に貼付されたストレインゲージの値よりひずみ分布を規定し、バイリニア・応力~ひずみ履歴特性を考慮して求めた応力度に基づき算定した。第1サイクル時において引張側の鋼管の軸力は全塑性引張軸力にほぼ等しい。しかしながら、第2サイクルにおいては引張鋼管は全塑性引張軸力の約70%となり、圧縮側の鋼管は圧縮軸力となる。このことから、部材角 R=2/100の第2サイクルでは鋼管とコンクリートとの付着切れによる滑りにより鋼管の引張力負担が減少し荷重が低下したものと考えられる。No.1 や No.3 試験体ではさらに変形が進むと荷重は増加するが最大荷重にまで至らない。また No.2 試験体では変位が進んでも耐力の増加

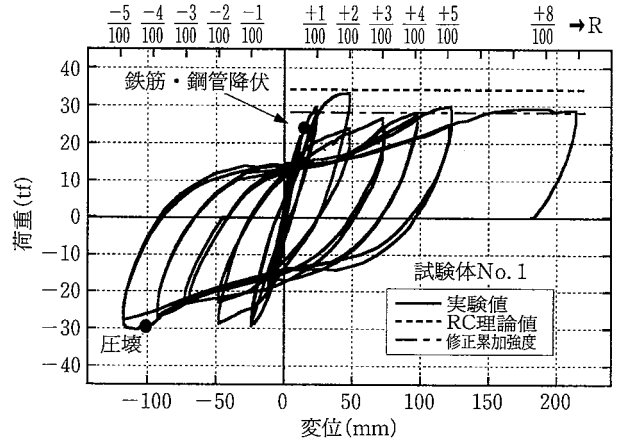


図-3 荷重~変位関係 (No. 1)

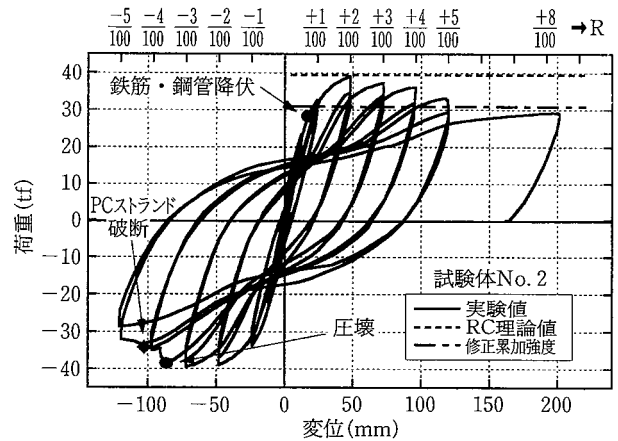


図-4 荷重~変位関係 (No. 2)

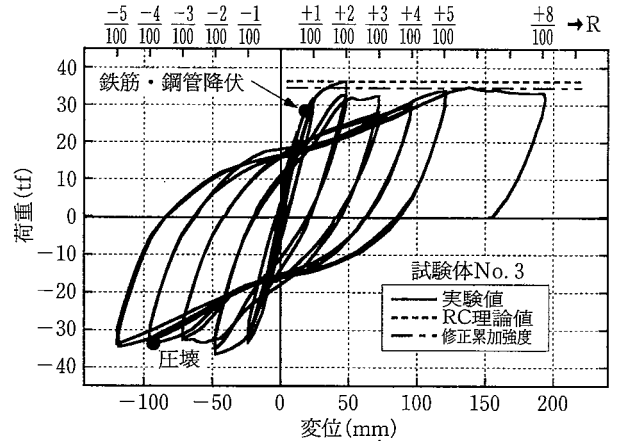


図-5 荷重~変位関係 (No. 3)

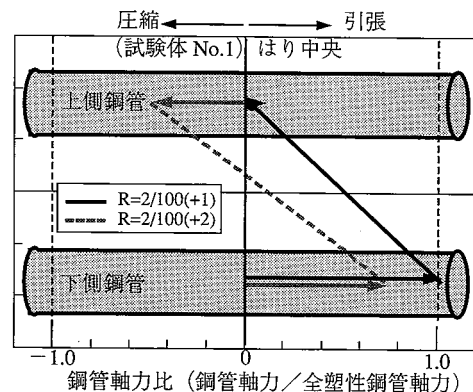


図-6 第1, 第2サイクルの鋼管の軸力比 (No. 1)

表-5 諸荷重一覧（正荷重時）

試験体	ひびわれ荷重 ^{*2)} Pcr(tf)			鉄筋降伏荷重 ^{*1)} Psy(tf)			鋼管降伏荷重 ^{*1)} Pry(tf)			最大荷重 Pu(tf)			圧壊開始部材角 R	降伏 ^{*3)} 変位 δy (mm)	終局 ^{*4)} 変位 δu (mm)	靱性率 $\mu = \delta u / \delta y$
	実 ^{*2)}	計 ^{*5)}	実/計	実	計 ^{*5)}	実/計	実	計 ^{*5)}	実/計	実	計 ^{*5)}	実/計				
No. 1	8.0	5.9	1.36	23.9	27.6	0.87	23.2	24.3	0.95	33.4	34.3	0.97	5/100 (-1)	16.0 (18.1)	>206.6	>12.9 (>11.4)
No. 2	7.0	6.3	1.11	27.6	30.3	0.91	26.4	28.7	0.92	39.1	39.4	0.99	4/100 (-1)	17.5 (20.4)	153	8.8 (7.5)
No. 3	7.0	7.2	0.97	27.3	29.4	0.93	26.4	28.8	0.92	36.5	36.3	1.01	4/100 (-1)	16.9 (20.1)	>190.6	>11.3 (>9.5)
No. 4	5.0	5.7	0.88	50.6	54.0	0.94	48.9	54.7	0.89	65.2	67.4	0.97	4/100 (-2)	23.1 (28.0)	96	4.2 (3.4)
No. 5	7.0	5.7	1.23	50.9	54.0	0.94	54.4	54.7	0.99	59.3	67.4	0.88	4/100 (-2)	26.7	120	4.5

*1) 降伏荷重は、引張試験で得られた降伏ひずみをもとに、最外縁の初降伏で定義。
 *2) 目視観察による。
 *3) 鉄筋、鋼管の両者とも降伏した時の変位。()内は鋼管降伏を鋼管断面中央で定義。
 *4) 最大荷重の80%に相当する残存耐力の変位。
 *5) 平面保持を仮定して求めたRC計算値
 *6) 軸力を考慮し、引張強度にコンクリート引張試験結果を用いて計算した。

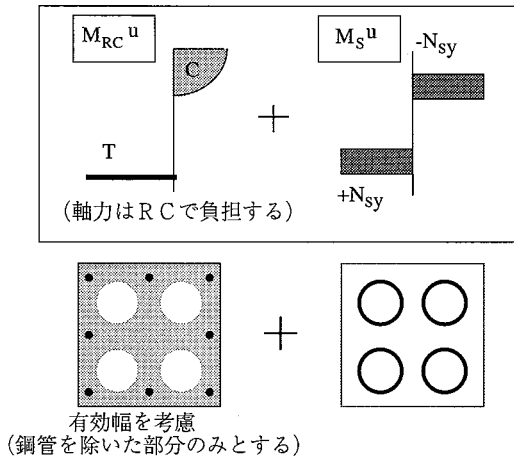


図-7 修正累加強度の考え方

はなかった。部材角 R=2/100において荷重低下が最も大きかったのは、鋼管の断面積と周長との比が大きい No.1 試験体であった。

部材角が R=8/100と大変形をしたときの耐力（以下、残存耐力と称する）は、図-7に示すような鉄筋コンクリート部分の曲げ耐力と鋼管の全塑性軸力に偏心距離を乗じた曲げ耐力の和（以下、修正累加強度と称する）とほぼ同程度である。修正累加強度理論値を次式に示す。

$$M_{(S+RC)}^u = M_{RC}^u + M_S^u$$

ここに

$M_{(S+RC)}^u$: 修正累加強度 (tf・m)

M_{RC}^u : 有効断面を考慮した RC 断面のみの耐力 (tf・m)

M_S^u : 鋼管による全塑性モーメント (tf・m)
 $= \sum (n_i \times N_{sy} \times e_j)$

(n_i : 同一断面高さにおける鋼管本数 (本))

(N_{sy} : 鋼管の全塑性引張 (圧縮) 力 (tf/本))

(e_j : 断面中心から鋼管までの偏心距離 (m))

また、部材角 R=8/100の最終変位時でも残存耐力は最大

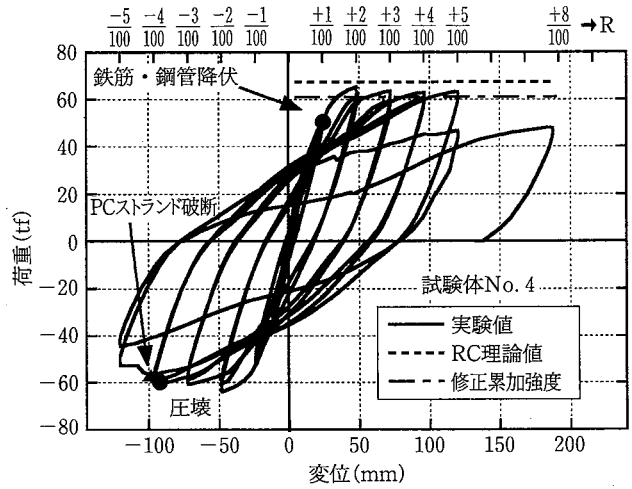


図-8 荷重～変位関係 (No. 4)

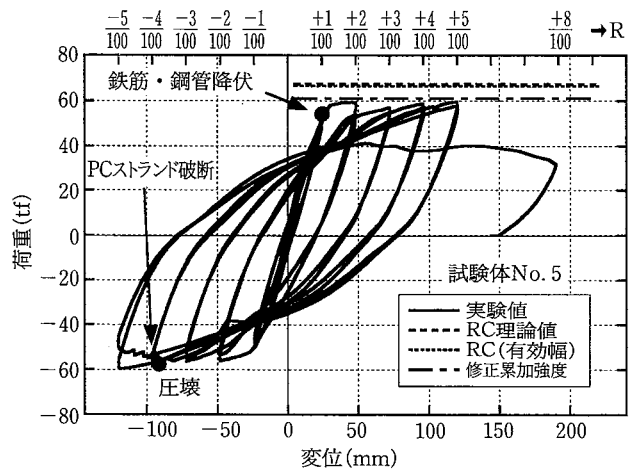


図-9 荷重～変位関係 (No. 5)

荷重の74～86%の耐力を保持しており、表-5に示すように、最小でも約9以上（鋼管中心部の降伏で定義すると約8以上）の靱性率を保有する。最も靱性率の小さかった試験体 No.2 では、等曲げモーメント区間の圧縮縁

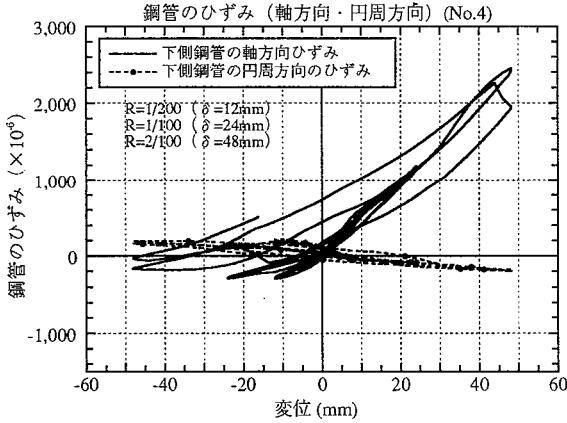


図-10 鋼管の円周方向および軸方向ひずみ (No. 4)

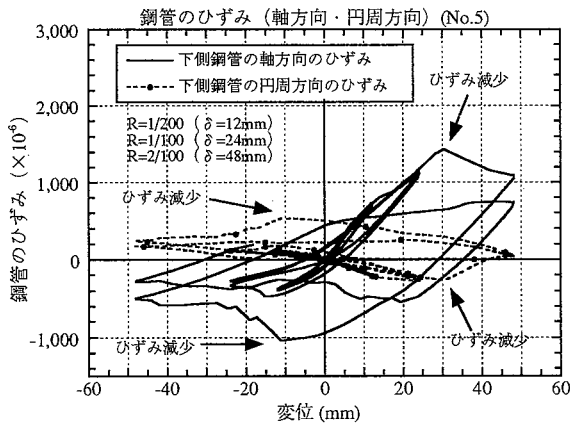


図-11 鋼管の円周方向および軸方向ひずみ (No. 5)

においてPCストランドが破断してコンクリートや主筋を拘束する効果が低下し、主鉄筋が座屈したため耐力は低下した。なお鋼管量の少ないNo.3試験体では、最大荷重後の第2サイクルでの荷重低下の傾向は少なく大变位領域での耐力回復も大きい。これは鋼管量が少ないため鋼管の滑りによる耐力低下の影響が小さく、鉄筋コンクリートに近かったためと思われる。

曲げ補強増加型の試験体 (No.4, No.5) の荷重-変位関係を図-8~9に示す。鋼管の内部がグラウトされているNo.4の最大荷重はRC理論値近くにまで達するが、グラウトされていないNo.5ではRC理論値に達しない。また鉄筋量が多いため一般型の試験体に比べて部材角R=2/100以降の耐力の低下は少ない。いずれの試験体も部材角R=5/100でPCストランドが載荷点外側のせん断スパン内圧縮縁で破断した。その結果、主筋の座屈防止効果やコンクリートを拘束する効果が減少し、荷重は低下する。しかしながら、グラウトされている方は変形が進むにつれて荷重を保持するかむしろ増加する傾向があった。

2.4 諸荷重および靱性率

諸荷重および靱性率を表-5に示す。

曲げひび割れ発生荷重 (目視) は、計算値と比較して

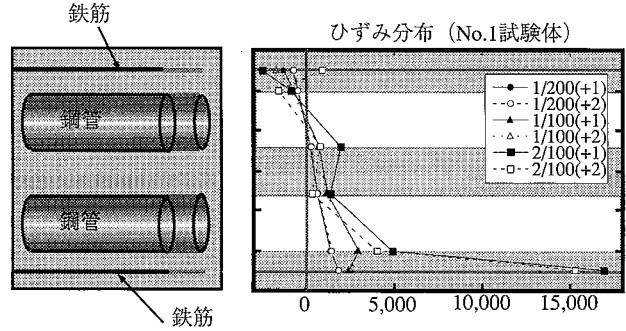


図-12 ひずみ分布 (No. 1)

大きな差は認められない。

鉄筋降伏荷重は、RC理論値に比べていずれもわずかながら小さい。これは鉄筋が降伏する荷重レベルになると鋼管の滑り出しが起り、鋼管の負担していた引張力が鉄筋に伝達されたためと思われる。

鋼管降伏荷重は一般型および曲げ補強増加型の試験体においてグラウトされているものは計算値に対して5~10%小さい。これは鋼管のひずみを0.2%残留ひずみを与える弾性線の交線により定義したため、実際の鋼管応力度は計算上の応力度より小さかったためと思われる。No.4とNo.5の鉄筋降伏荷重の実測値はいずれも同程度であるのに対し、鋼管降伏荷重はNo.4の方がNo.5に比べて約10%小さく計算値に比べても約10%小さい。試験体No.4とNo.5における下側鋼管の軸方向および円周方向のひずみと変位との関係を図-11~12に示す。鋼管の軸方向の引張ひずみが増加すると円周方向の圧縮ひずみも増加している。一方、試験体No.5における変位φ=30mm付近でのひずみの減少は、試験体No.4においては観察されない。鋼管内部がグラウトされていないNo.5の鋼管は、引張力が作用するとポアソン効果により鋼管径が減少するため、コンクリートと鋼管との間の付着性状がグラウトされているものに比べて悪い。その結果鋼管の引張力負担が減少して鋼管の降伏が遅れ、また最大荷重もRC理論値に比べて小さかったものと思われる。

最大荷重は、No.1~3およびNo.4においていずれも計算値と良く一致しているのに対し、鋼管内部がグラウトされていないNo.5の最大荷重は、すでに述べたように鋼管の付着の劣化により計算値に比べて10%程度小さい。このことから、降伏ヒンジ部に配置されている鋼管の内部がグラウトされていれば、最大荷重を平面保持を仮定して算定して良いと思われる。

靱性率は、一般型試験体において最も靱性率の小さいNo.2で8.8となっており、また鋼管中心部の降伏で定義すると7.5となっていたものの、通常のRC構造と比較すると大きな曲げ変形性能を有していた。

曲げ補強増加型試験体ではPCストランドがせん断スパン内の曲げ圧縮領域で破断したため、靱性率は小さい。

2.5 断面方向のひずみ分布

はり中央における断面方向のひずみ分布の一例 (試験

体 No.1) を図-12に示す。

部材角 $R=1/200$ の段階では、断面方向のひずみ分布はいずれもほぼ直線的であり、鉄筋や鋼管が弾性領域内となる荷重レベルでは平面保持の仮定が成立することがわかる。しかしながら、部材角 $R=2/100$ となると鋼管と鉄筋コンクリート部とに分かれて平面保持は崩れる。No.2, No.3 試験体および No.4, No.5 試験体も同様な傾向にあった。

2.6 まとめ

一般型試験体について

- ① 最大荷重はいずれの試験体も RC 計算値に近かった。
- ② 繰返し荷重下で鋼管の付着切れによる耐力低下が認められる。
- ③ 現行示方書に規定されている最小帯筋量を PC ストランドの全降伏強度を考慮して配置したが、主筋座屈は十分抑えられており、PC ストランドが破断して主筋座屈防止効果が低下した試験体でも約 8 以上の靱性率を示した。

④ 大変形時の残留耐力は鋼管の全塑性軸力に基づく負担強度と RC の曲げ耐力を単純累加した値（修正累加強度）でおおむね評価できる。

曲げ補強増加型試験体について

- ① 最大荷重は鋼管内部がグラウトされていないものは RC 計算値に達しないが、充填されたものはほぼ RC 計算値と一致する。
- ② 鋼管内部のグラウトの有無を問わず、部材角 $R=5/100$ で純曲げ区間外側の PC ストランドが破断して耐

力が低下したが、鋼管によりせん断破壊は防止されその後の変位増大に対して耐力は保持もしくは上昇する傾向にある。

3. リブ付鋼管による重ね継手の引抜き試験

3.1 試験内容

3.1.1 試験体 試験体概要を図-13に、試験体と試験結果の一覧を表-6 にそれぞれ示す。試験体は、外径 700 ~ 800 mm, 高さ 950 mm の円柱状（合計13体）で、市販のリブ付き鋼管の中心軸を合わせて内外重ね、両鋼管の間にコンクリートを充填した構造である。内側鋼管内部は、中空シリーズと、コンクリートを充填した中詰めシリーズから成る。内側鋼管には $\phi 600$ の外面リブ付鋼管を、また外側鋼管には $\phi 700 \cdot 750 \cdot 800$ の内面リブ付鋼管をそれぞれ使用した。

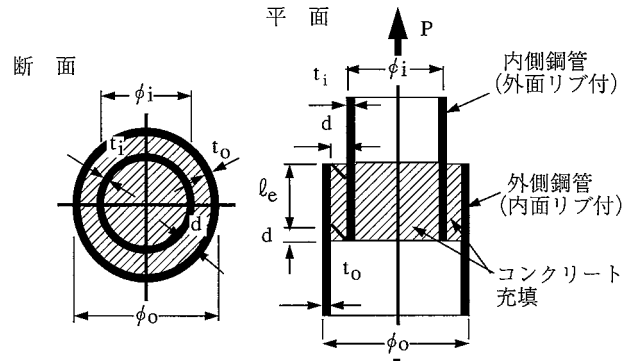


図-13 試験体概要

表-6 試験体と試験結果の一覧

試験体 No.		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
シリーズ		中空				中詰め									
着目点		内外管剛性				外管剛性		重ね継手長さ		内外管空き		偏心	標準		
試験体の諸元	内側鋼管	外径 ϕ_i (mm)	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600
		厚さ t_i (mm)	9	12	16	9	9	6	9	9	9	9	9	9	9
	外側鋼管	外径 ϕ_o (mm)	750	750	750	750	750	750	750	750	750	700	800	750	750
		厚さ t_o (mm)	12	12	12	9	16	6	9	9	9	9	9	9	9
有効継手長 l_e (mm)		270	270	270	270	270	270	210	330	390	270	270	270	270	
鋼管相互の間隔 d (mm)		63	63	63	66	59	69	66	66	66	41	91	66	66	
最大荷重 P_{max} (tf)		335.0	371.1	399.2	355.0	481.5	384.3	338.0	550.0	678.1	450.0	436.9	476.5	439.3	
最大付着応力度*1 τ_{max} (kgf/cm ²)		65.8	72.9	78.4	69.8	94.6	75.5	85.4	88.4	92.2	88.4	85.8	93.6	86.3	
試験結果	鋼管最大引張応力度*2 (kgf/cm ²)	内側鋼管	2,005	1,674	1,360	2,124	2,882	3,431	2,023	3,291	4,058	2,693	2,615	2,852	2,629
		外側鋼管	1,204	1,334	1,435	1,695	1,305	2,741	1,613	2,625	3,237	2,303	1,954	2,274	2,097
最大荷重時変位*3 s (mm)		4.58	4.86	3.49	7.81	4.78	2.39	3.67	5.42	7.58	5.62	3.68	6.07	5.86	
破壊形式*4		Yi	Yi	C	Yi	C	Yo	C	C	C	C	Yo	C	C	

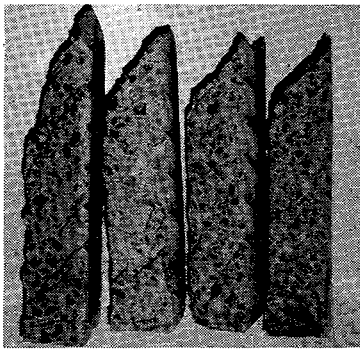
凡例 *1 : $\tau_{max} = P_{max} / (\pi \cdot \phi_i \cdot l_e)$
 *2 : 最大荷重を鋼管断面積で除した値
 *3 : 継ぎ手下部における内側鋼管とコンクリートとの相対変位
 *4 : Yi : 内側鋼管降伏, Yo : 外側鋼管降伏, C : コンクリート破壊

表一七 リブ付鋼管の材料試験結果

種類	材質	公称厚さ (mm)	0.2%耐力 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	伸び率 (%)	ヤング係数 ×10 ⁶ (kgf/cm ²)	試験体 No.
外リブ 内側鋼管	SKK 490	6	4,307	5,770	30.9	2.13	No. 6
		9	3,875	5,289	23.1	2.09	No. 1,4,5,7~13
		12	3,673	5,132	22.9	2.04	No. 2
内リブ 外側鋼管	SKK 490	16	4,384	6,226	36.5	1.95	No. 3
		6	3,898	5,473	33.5	1.99	No. 6
		9	4,146	5,669	33.0	2.04	No. 4,7~10,12,13
		12	3,976	5,645	37.8	2.00	No. 1,2,3
	SKK 400	9	2,563	4,433	40.4	1.95	No. 11

表一八 コンクリートの材料試験結果

使用部位と 試験体 No.	材齢	圧縮強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 ×10 ⁶ (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)
No. 1,2,3,13 継ぎ手, 中詰め部	28・44日 平均	298	2.33	25.1
No. 4~12 継ぎ手部	66・100日 平均	328	2.48	26.4
No. 4~12 中詰め部	7・41日 平均	474	2.88	31.6



写真一 継ぎ手部コンクリートの破壊 (No. 13 試験体)

実験パラメータとして以下の5点に着目した。

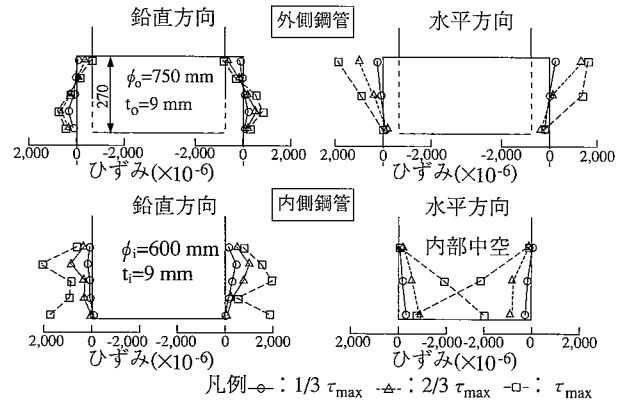
- ① 内外鋼管の剛性：鋼管厚さ 6・9・12・16 mm
- ② 有効継手長 l_e ：210・270・310・390 mm
- ③ 鋼管相互の間隔：d 41・66・91 mm
- ④ 偏心荷重の影響
- ⑤ 内部コンクリート充填の影響

ここで有効継手長 (l_e) とは、継手の重ね部分の内、実際に付着性能を発揮すると考えた長さで、重ね長さ l から鋼管相互の純あきを差し引いて求めた。

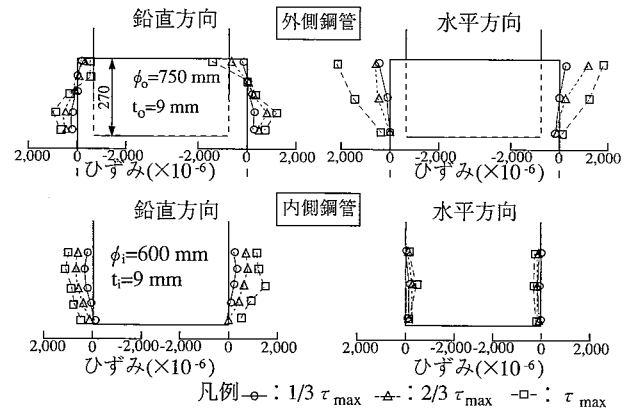
3.1.2 使用材料 内側鋼管、外側鋼管ともに JIS A5525 の製品を用いた。リブは概略高さ 3、幅 11、間隔 40 mm の形状で、傾き 45° でスパイラル状に配置されている。材料試験結果を表一七に示す。

コンクリートはレディーミクストコンクリート(早強)を使用した。材料試験結果を表一八に示す。

3.1.3 加力方法 加力は、一方向単調増加とし最大荷重の後内外鋼管の相対変位が 18 mm 程度となった時点



図一四 鋼管のひずみ分布 (No. 4)



図一五 鋼管のひずみ分布 (No. 13)

で除荷した。ただし No.12 は加力の中心を鋼管の中心から 3.6 cm 偏心させた。

3.2 試験結果

3.2.1 破壊状況と破壊タイプ 内外鋼管間コンクリートの破壊状況の一例を写真一に示す。写真はコンクリートの鉛直断面で、継手上部でコンクリートがコーン状に抜け落ちた様子と斜めのひびわれが観察される。

強度を決定する破壊形式は次の3種類に分類できる。

(1) 内側鋼管降伏型 (Yi) 内側鋼管厚の小さいものは、内側鋼管下部で外圧による円周方向圧縮応力により鋼管が降伏し、抜け出した。

(2) 外側鋼管降伏型 (Yo) 外側鋼管厚の小さいものは、外側鋼管上部で内圧による円周方向引張応力により鋼管が降伏し、抜け出した。

(3) コンクリート破壊型 (C) 鋼管厚さの大きいものや中詰め型のほとんどは、内外鋼管とも降伏せず、内側鋼管リブ表面でコンクリートが破壊して抜け出した。ただし No.9 は内側鋼管が母材部分で引張降伏した後抜け出している。

3.2.2 鋼管のひずみ分布 図一四に中空型である No. 4 試験体のひずみ分布を示す。内側鋼管が降伏した Yi タイプである。外側鋼管は、付着割裂力により円周方向引張ひずみが上方で卓越する逆三角形分布となっている。また鉛直方向ひずみは、自由端である上方で圧縮側

であるが、これは円周方向のひずみの影響と思われる。下方に向かうにつれ引張側に移行する。内側鋼管は、逆に下方で外圧力による円周方向圧縮ひずみが卓越し、やがて降伏に至る三角形分布を示す。また鉛直方向ひずみは下縁では最大荷重時に降伏しひずみが増大している。

図-15に中詰め型である No.13 試験体のひずみ分布を示す。内側鋼管は、内部にコンクリートが中詰めされているため円周方向のひずみは小さく、最大荷重時の平均で 250×10^{-6} 程度であった。また鉛直方向はおおむね逆三角形分布となっている。

3.2.3 付着強度 表-6 に実験で得られた最大荷重時の諸値を示す。付着強度は最大荷重時の平均付着応力度とし、有効継手長を用いて求めた。また鋼管の降伏は、Von Mises の降伏条件式で判定した。以下、各パラメータが付着強度に及ぼす影響について述べる。

(1) 内外鋼管の剛性 No.1~4 の中空型については、内側鋼管が厚くなるにつれコンクリート破壊型に移行し、約 80 kgf/cm^2 程度の付着強度であった。一方 No.5~13 の中詰め型では、鋼管厚さの小さい No.6 と降伏点強度の低い No.11 を除きコンクリート破壊型で、 $85 \sim 95 \text{ kgf/cm}^2$ の付着強度であった。また、外側鋼管厚さ 16 mm の No.5 は、同 9 mm の No.13 に比較し付着強度が約10%高い結果であり、鋼管の拘束力による効果が出ている。

(2) 有効継手長 有効継手長のみを変化させた試験体 (No.7, No.8, No.9, No.13) で比較すると、付着強度は $85.4 \sim 92.2 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲でこれらの平均値 88.1 kgf/cm^2 から $\pm 4\%$ の範囲以内でほぼ一定であった。また図-16にこれらの試験体の最大荷重時での、内側鋼管の鉛直方向ひずみ分布を示す。縦軸のひずみ測定位置は有効継手長区間での下側からの距離を示す。ばらつきはあるが全体的には線形な分布であり、有効継手長に係わらず最大付着応力度がほぼ一定であったことを考慮すれば、有効継手長区間で一定の付着応力度分布であると評価できる。

(3) 鋼管相互の間隔 鋼管相互の間隔のみを変化させた試験体 (No.10, No.11, No.13) で比較すると、付着強度は $85.8 \sim 88.4 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲でほぼ一定であり、降伏した No.11 は 85.8 kgf/cm^2 でやや低いものの、鋼管相互の間隔の付着強度への影響は少なかったと言える。

(4) 偏心荷重の影響 No.12 は、実際の橋脚断面内の応力勾配を考慮し加力中心を偏心させ、全断面引張で曲げを組合せて作用させたが、標準試験体 No.13 と比較し、同様の破壊タイプ、同等以上の強度であり、付着強度への影響は少なかった。

3.2.4 荷重と抜出しの関係 図-17に付着応力度と鋼管のすべりの関係の代表例 (No.4, No.13) を示す。すべりは鋼管下端での内側鋼管とコンクリートの鉛直方向相対変位 (相対する点の平均値) で定義した。中空型 (No.4) と中詰め型 (No.13) は強度に違いはあるが、すべりで $5 \sim 8 \text{ mm}$ 程度で最大荷重に達し、その後なだらかに

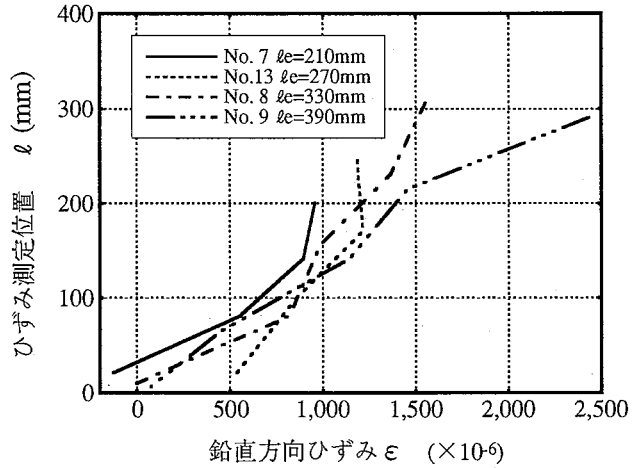


図-16 内側鋼管の鉛直方向ひずみ分布

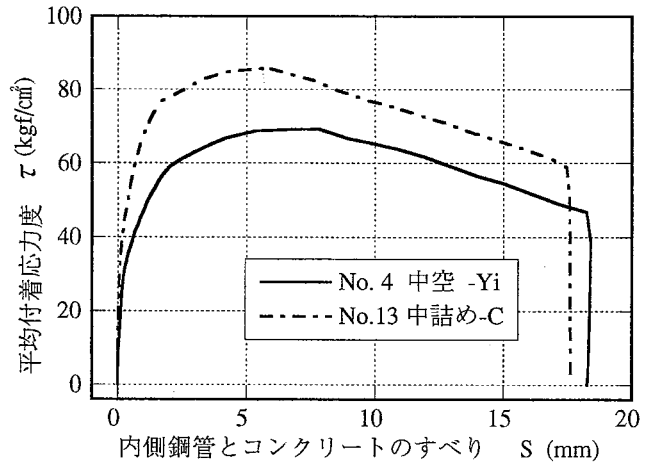


図-17 付着応力度とすべりの関係

荷重が低下している。このように荷重と抜出しの関係は各試験体とも同様であった。

3.3 考察

3.3.1 応力伝達 中詰め型に関し破壊時の応力伝達のメカニズムを検討した。実験結果から内外鋼管とコンクリートとの付着応力度は、有効継手長間で一定と仮定し、破壊時における継手部の応力伝達を図-18に示すように想定した。継手部のコンクリートには、ある角度を持ったひびわれが発生しており、ひびわれ間でストラットを形成していると考えられる。ここでひびわれが鉛直方向となす角度をストラット角度 (θ) と呼ぶ。外側鋼管のひずみ測定値をもとに、以下の手順により継手部のコンクリートに作用する内圧から θ を算出した。

ストラット方向の力は付着応力度と内圧、外圧で構成されており、内外鋼管の間のコンクリートに作用する内圧および外圧はそれぞれ次式のように表せる。

$$P_1 = \tau_1 \cdot \tan \theta \quad \dots \dots \dots (1)$$

$$P_0 = \tau_0 \cdot \tan \theta \quad \dots \dots \dots (2)$$

ここで、荷重 T と内外鋼管の付着応力のそれぞれの合計はつり合うので次式が成り立つ。

$$T = \pi \cdot \phi_1 \cdot l_e \cdot \tau_1 = \pi \cdot \phi_0 \cdot l_e \cdot \tau_0$$

したがって

$$\tau_o = \tau_i \cdot \phi_i / \phi_o \quad \dots\dots\dots(3)$$

ここに、 P_i 、 P_o : 鋼管間コンクリートに作用する内圧、外圧

τ_i 、 τ_o : 内側、外側鋼管の平均付着応力度
 ϕ_i 、 ϕ_o : 内側、外側鋼管の外径

外圧と外側鋼管円周方向応力の関係はシェルの薄肉理論により次式で表せる。

$$P_o = \sigma_{Ho} \cdot t_o / (\phi_o / 2) \quad \dots\dots\dots(4)$$

σ_{Ho} : 外側鋼管の円周方向引張応力度

ひずみの測定値により次式で計算

$$\sigma_{Ho} = E \cdot (\epsilon_H + \nu_s \cdot \epsilon_Z) / (1 - \nu_s^2) \quad \dots\dots\dots(5)$$

ここに、 t_o : 外側鋼管の厚さ

ϵ_H : 円周方向のひずみ

ϵ_Z : 鉛直方向のひずみ

ν_s : ポアソン比 (0.3)

E : ヤング係数

ストラット角度は次式で表せる。

$$\theta = \tan^{-1}(P_o / \tau_o) \quad \dots\dots\dots(6)$$

(3)式で τ_o を、(4)式により P_o をそれぞれ求め、(6)式に代入し θ を計算した。このように求めたストラット角度の分布を図一19に示す。同図は中詰め型各試験体の重ね継手部における分布で、 $\tau_i = 50 \text{ kgf/cm}^2$ 、 τ_{max} (破壊時) の2ケースに関し示した。縦軸は測定位置の継手全長に対する比とした。計算中、外側鋼管の円周方向応力は材料の降伏応力度を上限とした。 $\tau_i = 50$ の場合 θ は平均 30.1° で、 τ_{max} 時では 44.3° に上昇する。また θ は $\tau_i = 50$ の場合全体に上方が大きい逆三角形分布を示しているが、 τ_{max} 時では上限が 55° 付近の台形分布となる。これらから、荷重の上昇に従い上方から下方に順にストラット角度が上限に達し平均化されると考えられる。特に有効継手区間では τ_{max} 時の θ は一定の範囲に分布しており、破壊時には内圧が比較的均等に作用することがわかる。

図一20には No.13 における継手部の中央位置での平均付着応力度と内圧の関係を示す。低い荷重では内圧が小さく θ も小さいが、荷重の増大とともに θ も増大し最大荷重付近で $\theta = 45 \sim 50^\circ$ 程度となることわかる。

3.3.2 設計方法の提案 以下の条件のもと、中詰め型において引張力 T に対する破壊時の設計式を提案する。

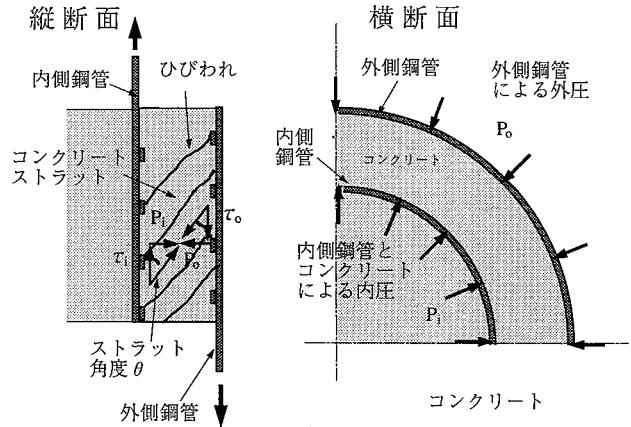
- ① 破壊形式はコンクリート破壊型とする。
- ② 付着応力度は、圧縮強度 300 kgf/cm^2 程度のコンクリートで 85 kgf/cm^2 を上限とする。
- ③ 付着応力度分布は有効継手長間で一定とする。
- ④ コンクリートストラット角度は図一8から外側鋼管円周方向の応力に関する安全側を考え $\theta = 55^\circ$ とする。
- ⑤ 鋼管は本製品またはこれに準じたりブ形状とする。

平均付着応力度

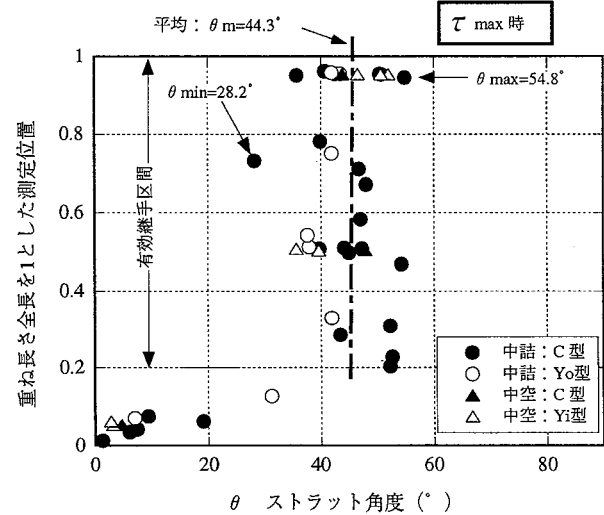
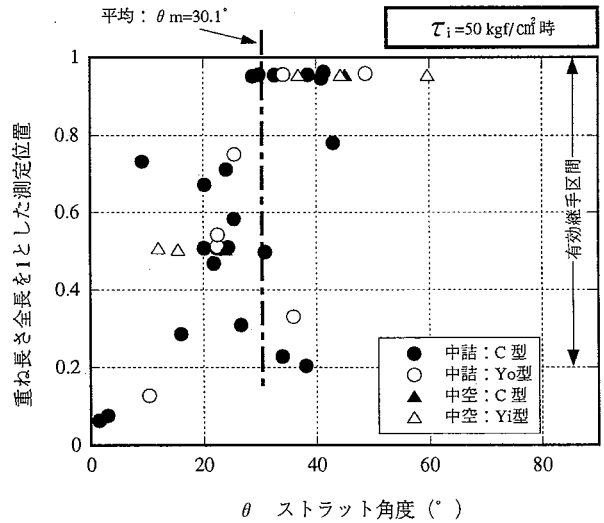
$$\tau_i = T / (\pi \cdot \phi_i \cdot l_e) \quad \dots\dots\dots(7)$$

ここに、 T : 設計引張力、 l_e : 有効継手長さ

ただし $\tau_i < 85 \text{ kgf/cm}^2$



図一18 応力伝達の模式図



図一19 重ね継手部のストラット角度の分布

外圧は(2)、(3)式より

$$P_o = \tau_o \cdot \tan 55^\circ = 1.428 \tau_i \cdot \phi_i / \phi_o \quad \dots\dots\dots(8)$$

外側鋼管の円周方向応力度は(4)式より、

$$\sigma_{Ho} = P_o \cdot (\phi_o / 2) / t_o \quad \dots\dots\dots(9)$$

(7)、(8)、(9)式をまとめると σ_{Ho} は

$$\sigma_{Ho} = 0.714 \cdot T / (\pi \cdot t_o \cdot l_e) \quad \dots\dots\dots(10)$$

外側鋼管の相当応力度: σ_{eq}

$$\sigma_{eq} = (\sigma_{H0}^2 + \sigma_z^2 - \sigma_{H0} \cdot \sigma_z) \dots\dots\dots(11)$$

ここに σ_z : 鉛直方向応力度

設計手順としては、まず(7)式により $\tau_1 < 85 \text{ kgf/cm}^2$ となるように l_0 を決め、次に荷重と継手の諸元から(10)式により外側鋼管の円周方向応力度を求める。そして鋼管の相当応力度を式(11)で計算して材料の降伏応力度と比較し判定する。継手の強度はコンクリートの付着破壊で決まるが、継手の引張強さを鋼管母材の降伏荷重以上に設定することにより、部材としての靱性は確保できる。

内側鋼管は部材としての断面計算により決まる鋼管厚さを適用するものとする。これは、中詰めされたコンクリートの効果により円周方向の応力は小さいこと、また No.9 では内側鋼管が母材部分で引張降伏した後抜け出していることから円周方向の応力による影響は実用上問題にならないと判断できるからである。

図-21に実験時の最大荷重を T として上記の方法により行った各試験体の計算結果を示す。縦軸は最大付着応力度、横軸は相当応力度を鋼材の降伏応力度で除した値（以下、降伏応力度比と呼ぶ）である。降伏応力度比が1を超える No.6, No.11 は円周方向に降伏して破壊しており、またコンクリートで破壊した試験体は降伏応力度比が1以下である。また No.9 は降伏応力度比が1程度であり、実験結果もまた外側鋼管の円周方向応力度が降伏付近であった。これらの結果から実験結果は上記計算結果と整合しており、本法設計方法の妥当性を裏付けている。

3.4 まとめ

- ① 強度を決定づける破壊タイプは内側鋼管降伏型、外側鋼管降伏型とコンクリート破壊型に大別できる。
- ② 中空型、中詰め型ともに外側鋼管は上部自由端で円周方向引張ひずみが卓越する。また中空型の内側鋼管は下部自由端で円周方向圧縮ひずみが卓越する。
- ③ コンクリート破壊型の平均付着強度は、中空型で約 80 kgf/cm^2 、中詰め型で約 $85 \sim 95 \text{ kgf/cm}^2$ であった。
- ④ 有効継手長、鋼管相互の間隔および偏心荷重は実用範囲内で付着強度に影響しない。
- ⑤ 破壊時には継手部でのコンクリートストラット角度はほぼ一定の範囲にあり、一様な付着応力度分布、ストラットの角度を上限値の 55° を設定し、つり合式により鋼管応力を実用上計算できることがわかり、設計式を提案した。

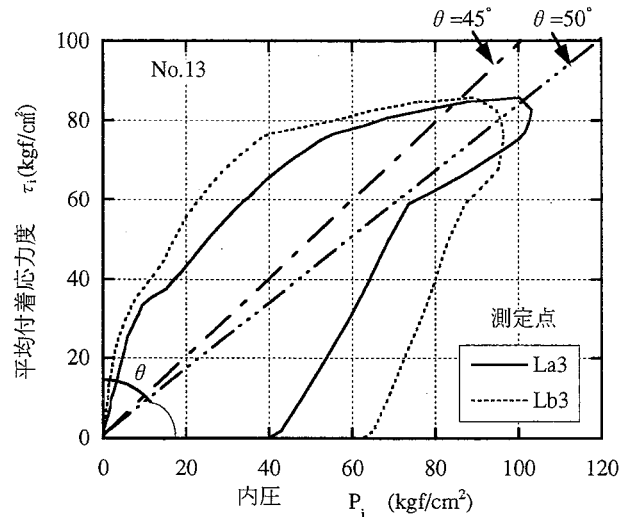


図-20 付着応力度と内圧の関係

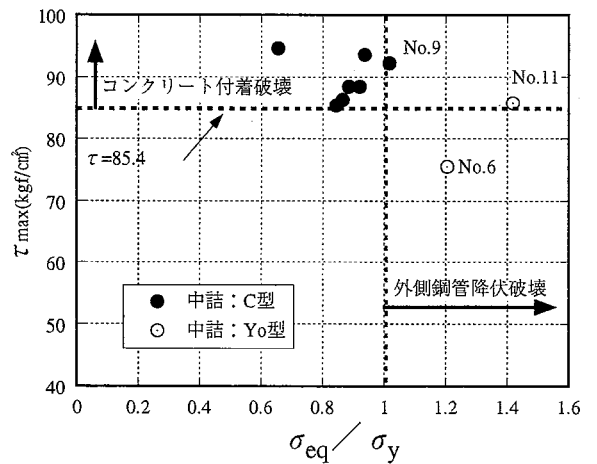


図-21 最大付着応力度と降伏応力度比

4. おわりに

終局耐力には修正累加強度理論値を用い、帯鉄筋の PC ストランドは全強度を期待し、かつ大きな靱性能を保障する事により、鋼管・コンクリート複合構造高橋脚の経済的な設計が可能となる。また、鋼管の接合部分の省力化・工期短縮につながるリブ付鋼管の重ね継手工法を提案した。

謝 辞

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。ここに記して深謝いたします。