

鋼管コンクリート柱のせん断強度に関する実験的研究

若林 實・南 宏一・佐々木良一・小河弘明

EXPERIMENTAL STUDY ON SHEAR STRENGTH OF COMPOSITE COLUMNS HAVING STEEL TUBE

By Minoru WAKABAYASHI, Koichi MINAMI, Ryoichi SASAKI
and Hiroaki OGAWA

Synopsis

The main objective of this investigation was to study the shear behavior of composite columns having steel tube subjected to alternately repeated bending and shear. The principal variables of test program were: (1) the composition of column cross section (Concrete encased and infilled steel tube column, Concrete encased steel tube column, Concrete infilled steel tube column and Pure steel tube column), (2) the cross sectional shape of steel tube (Round and Square) and (3) the axial load ratio (0 and 0.2 N_0). Main discussion was concentrated on shear strength, hypothetical failure mechanism, deformability and shapes of hysteresis curves of columns.

1. 序

鉄骨鉄筋コンクリート構造法と鋼管構造法の応用例として、鋼管コンクリート構造法がある。鉄骨主材に、円形あるいは角形鋼管を用いて、鋼管の内部にコンクリートを充てんしたり、また、その外側を鉄筋コンクリートによって被覆するもので、通常の骨組架構の実施設計に対して、この構造法は柱材に適用される場合が多い*。

鋼管コンクリート柱の断面構成としては、充てん被覆形（鋼管の内部にコンクリートを充てんし、かつ、外側を鉄筋コンクリートで被覆したもの）、被覆形（鋼管の外側のみを鉄筋コンクリートで被覆したもの）、および、充てん形（鋼管の内部のみにコンクリートを充てんしたもの）の3種類があり、これらの構造形式は、鋼管主材の内側あるいは外側を鉄筋コンクリートで補強することによって、鋼管部材の力学的性状を改善することを意図したものである。

鋼管コンクリート構造の設計規準は、1967年に日本建築学会において制定¹⁾され、現在、鋼管コンクリート構造の設計は、この規準に準拠して行なわれる場合が多い。しかし、この規準は、1963年に改定された鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準を基礎として作製されたもので、かつ、設計式などの裏付けとなる鋼管コンクリート部材の力学的性状に関する実験的研究例は、単調荷重に対するものが多く、くり返し荷重に対する弾塑性性状について検討を行なった研究例は、ほとんど見られなかった。

しかし、1968年の十勝沖地震による鉄筋コンクリート柱のせん断破壊を教訓として、1971年に鉄筋コンクリート構造計算規準が、また、1975年に鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準が改定され、「部材のせん断力に対する算定」に対する考え方が、従来のものに比して大きく変更された。すなわち、せん断破壊を生ずる鉄筋コンクリート部材は極めてねばりに欠けるので、基本的には、曲げ破壊が、せん断破壊に先行するように部材を設計すること、また、くり返し曲げせん断力を受ける鉄骨鉄筋コンクリート部材では、比較的に初

* はり材の鉄骨主材として鋼管が用いられる例はきわめて少なく、通常の鉄骨鉄筋のコンクリートあるいは純鉄骨の構造法が適用される場合がほとんどある。

期の段階で、コンクリートと鉄骨との付着作用は失われるので、鉄骨鉄筋コンクリート部材のせん断設計においては、コンクリートと鉄骨との付着効果を期待しないことなどが、従来のせん断設計法の基本事項と大きく変更された事項である。

したがって、鋼管コンクリート構造計算規準に関連する鉄筋コンクリート構造および鉄骨鉄筋コンクリート構造に関する構造計算規準がそれぞれ改定されたために、鋼管コンクリート構造計算規準の内容を検討することが必要となり、現在、日本建築学会鉄骨鉄筋コンクリート構造分科会において、その改定作業が進められている。

規準改定の内容において、検討されている事項の一つとしては、前述したように、鉄骨コンクリートおよび鉄骨鉄筋コンクリート構造のせん断設計法の改定に関連して、鋼管コンクリート柱のせん断設計法に関する内容が指摘されている。

しかしながら、曲げせん断力を受ける鋼管コンクリート柱のせん断破壊に関する実験的研究は、国内および国外のいずれにおいても、ほとんどなされておらず、特にくり返し曲げせん断力を受けて、せん断破壊を生ずる場合の弾塑性性状を検討した研究例は皆無であり、破壊性状を定量的に評価できる状況に至っていない。

また、単調な曲げせん断力を受ける場合でも、既往の鋼管コンクリート柱のせん断破壊性状に関する実験的研究は、被覆形²⁾、あるいは充てん形^{3)~7)}に対してそれぞれ単独に企画されたもので、前述したように鋼管コンクリート柱の3種類の形式、すなわち、充てん被覆形、被覆形、および充てん形の破壊性状を総合的に比較検討を行ない、それぞれの力学的特性を有機的に把握することを試みた研究例はない。

そこで、円形鋼管および角形鋼管*を鉄骨主材とする、充てん被覆形、被覆形および充てん形の鋼管コンクリート柱の有するそれぞれのせん断破壊に対する力学的特性を相互的に比較検討することを目的とした研究が企画され、その研究の端緒として、一定軸力のもとに、くり返し曲げせん断力を受けるそれぞれの形式

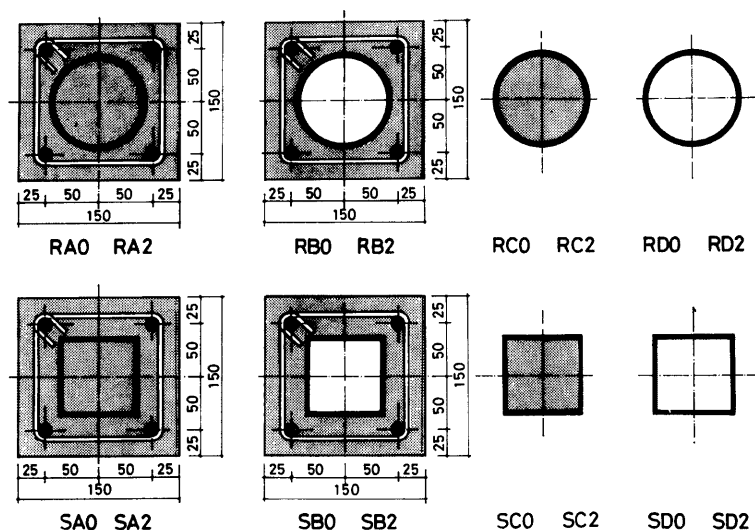


Fig. 1. Cross Section of Test Specimens.

* 鋼管コンクリート構造計算規準が制定された当時では、鋼管の形状として円形のみが対象とされていたが、最近では、角形鋼管も実施設計において用いられる場合が多い。

の鋼管コンクリート柱のせん断強度、破壊性状および履歴性状を比較検討する実験的研究が実施されたが、本報告はその研究内容と結果について述べるものであり、前述した鋼管コンクリート柱のせん断設計法に関する一資料を示すものである。

2. 実験計画

Fig. 1 に計画した試験体の断面構成を、Table 1 に実験系列をそれぞれ示す。実験変数としては、鋼管形状（円形（R）と角形（S）の2種類）、断面構成（充てん被覆形（A）、被覆形（B）、充てん形（C）および純鋼管（D）*の4種類）および作用軸力（中心圧縮塑性強度 N_0^{**} の0%と20%***の2種類）の3種類を選択し、計16本の試験体を計画した。なお、円形および角形鋼管を用いたものをそれぞれシリーズ1および2とした。

Table 1. Test Program.

Specimens		Composition of Column Cross Section	Cross Sectional Shape of Steel Tube	Axial Load Ratio	Applied Axial Load (t)
Series 1	RA0 RA2	Concrete Encased and Infilled Steel Tube Column	Round	0 0.2	0 18.7
	RB0 RB2	Concrete Encased Steel Tube Column		0 0.2	0 13.9
	RC0 RC2	Concrete Infilled Steel Tube Column		0 0.2	0 18.0
	RD0 RD2	Pure Steel Tube Column		0 0.2	0 6.6
	SA0 SA2	Concrete Encased and Infilled Steel Tube Column	Square	0 0.2	0 20.7
	SB0 SB2	Concrete Encased Steel Tube Column		0 0.2	0 16.7
Series 2	SC0 SC2	Concrete Infilled Steel Tube Column		0 0.2	0 8.7
	SD0 SD2	Pure Steel Tube Column		0 0.2	0 5.2

3. 実験

3.1 試験体の設計と製作

Fig. 1 に示すように、充てん被覆形および被覆形の断面寸法を $b \times D = 150\text{mm} \times 150\text{mm}$ (b : 柱巾, D : 柱せい) とした。採用した鋼管の公称寸法は円形鋼管では $89.1\phi \times 4.2$, 角形鋼管では $75 \times 75 \times 3.2$ であり、円形鋼管および角形鋼管の塑性曲げ強度が、等しくなるようにそれぞれの鋼管の寸法は選択された。充てん被覆形および被覆形の主鉄筋としては 4-D13（片側主鉄筋比 ρ_t は1.18%）を選び、主鉄筋の巾間隔 s_b およびせい間隔 s_d を、ともに100mmとした。各試験体の鉄筋コンクリート部分および鋼管部分の実測寸法を Table 2 に示す。

シリーズ1の試験体の形状寸法を Fig. 2**** に示す。試験部の柱長 h を全試験体に対して450mmとした。

* 充てん形の性状と比較検討するために計画された。

** 中心圧縮塑性強度は累加強式に基づいて

$$N_0 = F_c \cdot A_c + \sigma_y \cdot A + \sigma_y \cdot r \cdot A$$

によって求めた。

*** 実験時の作用軸力は、計画された値を若干相違している。作用軸力の値は Table 1 を参照されたい。

**** シリーズ2に対しては、同様の形状とし、円形鋼管が角形鋼管に変更されるだけである。

Table 2. Dimensions of Specimens and Mechanical Properties of Materials.

Specimens	Dimensions (mm)							Mechanical Properties (kg/cm ²)							
	Reinforced Concrete			Steel Tube		Concrete		Steel Tube		Main Reinforcement		Web Reinforcement			
	b	D	r_b	r_D	s_D	s_t	F_c	F_t	s_{σ_y}	s_{σ_u}	r_{σ_y}	r_{σ_u}	$r_{w\sigma_y}$	$r_{w\sigma_u}$	
Series 1	RA0	151	153	95.5	98.3	88.9	3.96	296	18.4	2890	3520	3320	4970	2630	3790
	RA2	151	149	96.5	99.1	88.9	3.96	241		2890	3520	3320	4970	2630	3790
	RB0	151	149	97.4	96.4	89.5	3.95	288	24.5	2890	3520	3320	4970	2630	3790
	RB2	150	151	97.7	96.4	89.4	3.97	274	19.7	2890	3520	3320	4970	2630	3790
	RC0					89.5	3.95	200		2890	3520				
	RC2					89.4	3.95	286		2890	3520				
	RD0					89.5	3.95			2890	3520				
	RD2					89.4	3.93			2890	3520				
Series 2	SA0	151	150	97.1	96.6	75.2	3.06	241	24.7	3000	4110	3770	5460	2740	4030
	SA2	151	150	97.5	96.3	75.3	3.05	275	20.7	3000	4110	3770	5460	2740	4030
	SB0	151	150	97.5	96.3	75.3	3.05	232	20.7	3000	4110	3770	5460	2740	4030
	SB2	151	150	97.8	96.3	75.2	3.05	237	19.4	3000	4110	3770	5460	2740	4030
	SC0					75.3	3.07	379	28.7	3040	4090				
	SC2					75.1	3.07	366	28.7	3040	4090				
	SD0					75.3	3.09			3040	4090				
	SD2					75.3	3.08			3040	4070				

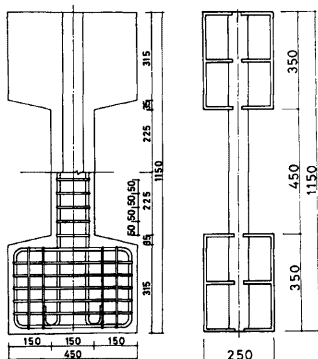


Fig. 2. Nominal Dimensions and Reinforcement Cage for Test Specimens (Series 1).

したがって、シリーズ1およびシリーズ2の充てん被覆形および被覆形の試験体のせん断スパン比 $h/2D$ は1.5であるが、充てん形および純鋼管の試験体のせん断スパン比 $h/2D$ 、シリーズ1では2.52*、シリーズ2では3.0*とした。

シリーズ1および2の充てん被覆形および被覆形の試験体の被覆鉄筋コンクリート部分には、せん断補強筋として50mm間隔の閉鎖形の4.5mm ϕ (せん断補強筋比 ρ_w は0.42%)をそれぞれ配筋し、被覆鉄筋コンクリート部分にせん断破壊が生ずるように設計した。

また、充てん被覆形および被覆形の試験体では、鉄筋コンクリートによる定着部を、また、充てん形および純鋼管の試験体では、鉄骨による定着部をそれぞれ設けた。なお、鋼管主材は定着部の上下端面まで延長し、鋼管内部にコンクリートを充てんする

場合には、鋼管全長(115mm)にわたってコンクリートを打設した。

充てん被覆形および被覆形の試験体の製作に対しては、鋼製型枠を使用し、コンクリートの打設は縦打とした。

3.2 試験体の材料

使用材料の機械的性質をTable 2に示す。鋼管にはSTK41、主鉄筋にはSD30、およびせん断補強筋にはSR24相当品の材質の鋼材をそれぞれ使用した。コンクリートの調査設計においては、セメントとして普通

* いずれのシリーズにおいても、充てん形および純鋼管の試験体は、曲げ破壊によって破壊強度が決定されるものである。

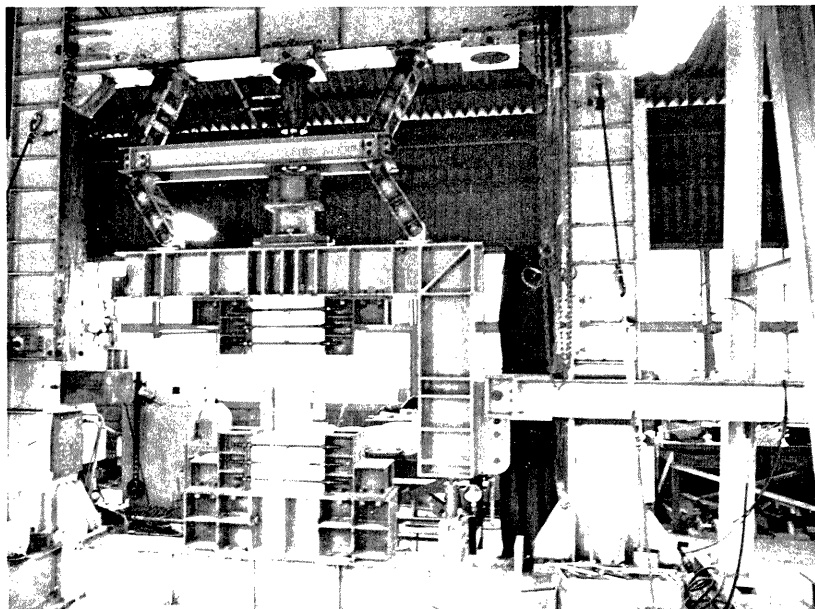


Photo. 1. General Test Arrangement.

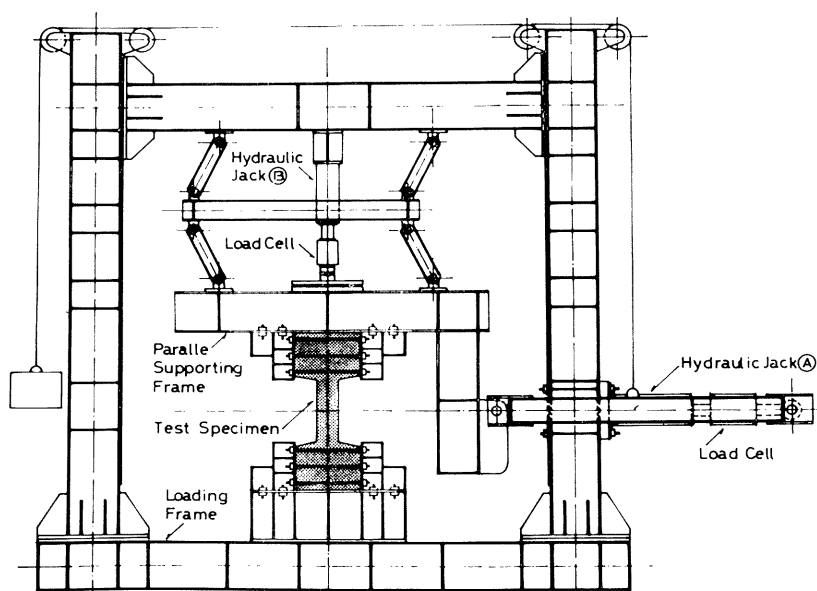


Fig. 3. Loading Set-up.

ポルトランドセメント、粗骨材には最大粒径 10mm 以下の川砂利、細骨材には 2.5mm 以下の川砂を使用し、水セメント比を 59.7%，重量調合比をセメント：砂：砂利 = 1：1.72：2.11 とした。コンクリート打設後、1 週間で脱枠し、実験時まで実験室内で養生を行なった。なお、試験体材令は、ほぼ 2 カ月であった。

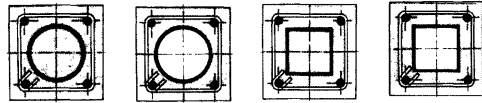
なお、鋼管については、必要な溶接工作を行なった後、焼純処理を施した。

3.3 実験装置

実験装置の概要図を Fig. 3 に、実験風景を Photo. 1 にそれぞれ示す。くり返し曲げせん断力を手動式油圧ジャッキ④で、一定軸力を手動式油圧ジャッキ⑤でそれぞれ負荷した。柱材柱頭部の回転を拘束するために平行保持装置を設置した。

なお、実験装置の設計にあたって留意された主な点は、1) くり返し曲げせん断力が容易に、かつ簡便に載荷されること、2) 試験体柱部の変形状態として柱材両端部の回転を拘束し、相対部材角 R のみ生じるようになること、3) 柱材の作用軸力と、柱材の横変位にともなう付加モーメントの影響が、柱材の履歴特性に含まれること、4) 試験体の崩壊にいたるまで載荷可能なこと、などである。

試験体の設置は、試験体の柱頭および柱脚の定着部を固定用鋼製ブロックを介して緊結用ボルトによって行なった。



3.4 変位およびひずみ度の測定

柱材の柱脚に対する柱頭の相対水平変位量 δ を摺動抵抗形の変位計（精度 1/200mm）によって測定し、この測定値より柱材の相対部材角 $R (= \delta/h)$ を求め、試験体の基準変位量（くり返し載荷に対する制御変位振巾値）とした。

鋼管、主鉄筋およびせん断補強筋のひずみ度の推移状況をひずみゲージによって測定した。

3.5 載荷法則

全試験体に対してくり返し載荷を行ない、変位部材角 R を制御変位振巾値として、初期値を 0.005rad. 最終値を 0.05rad. 増分値を 0.005rad. とする漸増変位法によって載荷を行ない、かつ、 $R=0.03\text{rad.}$ 以後の変位過程では、その増分値を 0.01rad. とした。

4. 破壊過程

4.1 充てん被覆形および被覆形のひび割れ状況

充てん被覆形および被覆形試験体のひび割れ状況図を Fig. 4 に、ひ

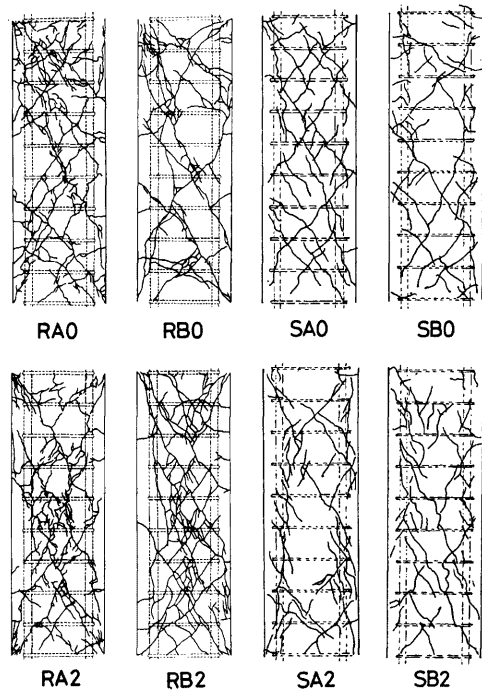


Fig. 4. Crack Observation (Series A and Series B).

び割れ模式図を Fig. 5 にそれぞれ示す。また、斜張力ひび割れ（○印および●印）およびせん断付着ひび割れ*（■印および□印）の観測時の試験体の相対部材角 R を Fig. 6 に示す。

充てん被覆形および被覆形試験体のひび割れの形成過程には、鋼管形状および作用軸力の有無による相違は観察されなかった。すなわち、斜張力ひび割れは、相対部材角が $R = (0.0014 \sim 0.036) \text{ rad}$ で形成された後の変位過程で、せん断付着ひび割れは形成され、そのひび割れの形成時の相対部材角は $R = (0.0083 \sim 0.0177) \text{ rad}$ であった。

せん断付着ひび割れ時の、正荷重および負荷重における相対部材角は、斜張力ひび割れに比して、かなり差違がみられるが、後述の履歴曲線に示されるように、正荷重におけるせん断付着ひび割れ時における相対部材角は、試験体 SA0 を除いて、ほぼ、正荷重における最大せん断強度時の相対部材角と等しい値を示すことが認められた。

しかしながら、被覆鉄筋コンクリート部分の破壊

モードは、Fig. 4 に示されるように、作用軸力の有無および鋼管の形状によって影響を受けることが本実験において認められた。すなわち、作用軸力を変数とした場合には、作用軸力が零に対しては斜張力破壊が、

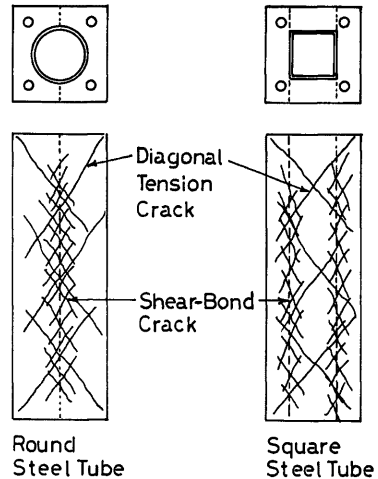


Fig. 5. General Pattern of Crack Development.

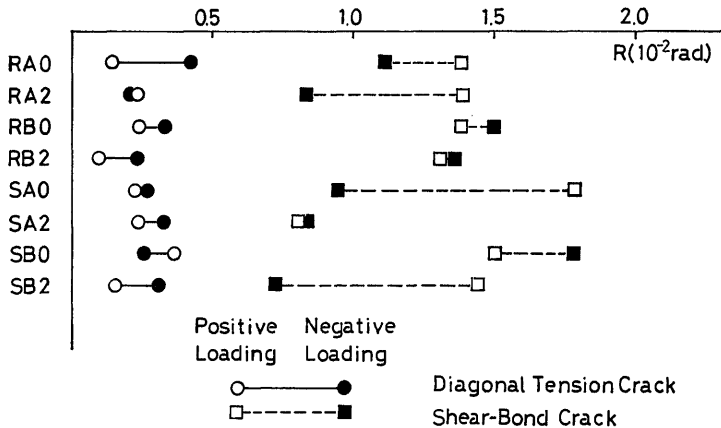


Fig. 6. Observation of Initial Shear Cracks.

* Fig. 5 に示すように、被覆鉄筋コンクリート部分の有効最小幅の位置（せん断面という）において、材軸に沿って生ずる短いひび割れ長さをもつ斜張力ひび割れをせん断付着ひび割れと定義し、かつ、このひび割れの成長ともなつて生ずるせん断破壊をせん断付着破壊と定義することにする。通常の鉄骨鉄筋コンクリート柱においても、同様の破壊モードがみられるが、その精細については、文献 8 に示す。

作用軸力が $0.2N_c$ に対してはせん断付着破壊の様相が、また、鋼管の形状を変数とした場合には、角形鋼管に対して斜張力破壊が、円形鋼管に対してはせん断付着破壊の様相がそれぞれ支配的となることが示された。したがって、本実験では、試験体 SA0 は斜張力破壊で、試験体 RA2 はせん断付着破壊によってせん断強度が決定されたと考えられるが、しかし、せん断付着破壊を生じる場合でも、一方向の強軸 H 形鋼を内蔵した通常の鉄骨鉄筋コンクリート柱のせん断は付着破壊とは、若干その様相を異にし、鋼管コンクリート柱では、柱材全体に分布する斜張力ひび割れの形成をとまうことが認められた。

しかしながら、被覆鉄筋コンクリート部分において、せん断付着破壊の様相が卓越する場合には、考慮すべきせん断面の位置としては、Fig. 13 の点線で示すように、円形鋼管に対しては、鋼管の重心軸位置を、また、角形鋼管に対しては、フランジ位置を対象とすれば良いことが示された。

4.2 鋼管および充てんコンクリートの破壊状況

充てん形および純鋼管の実験終了後の状況を Photo. 2 に示す。また、実験終了後、コンクリートを除去



Photo. 2. Test Specimens after Test (Series C and Series D).

して内部の鋼管の破壊状況や、また、鋼管内部に充てんされたコンクリートの破壊状況を、ガス切断によって鋼管を除去して観察したが、その数例を Photo. 3 に示す。

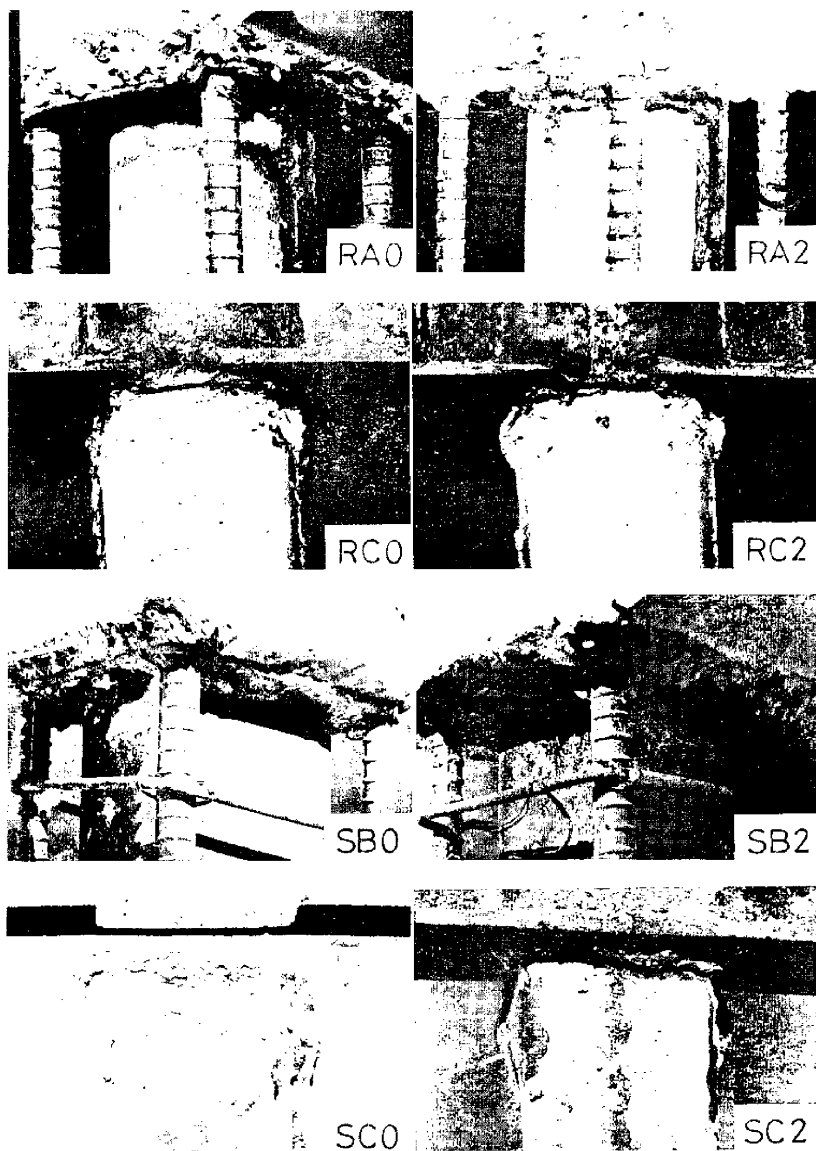


Photo. 3. Damage of Infilled Concrete.

充てん形および純鋼管の試験体の破壊状況は、鋼管の局部塑性座屈の形成状況* によって左右される。作用軸力を変数とした場合には作用軸力が $0.2N_0$ の試験体に、また、充てんコンクリートの有無を変数とした場合には、純鋼管の試験体に、それぞれ局部座屈の形成は顕著であるが、座屈モードは、鋼管形状および充てんコンクリートの有無によって異なることが観察された。

すなわち、Photo. 2 に示されるように、円形鋼管の場合には、充てん形および純鋼管のいかにかわらず、座屈波は外側に対して凸の形で生ずるのに対して、角形鋼管の場合には、充てん形では、フランジおよびウェブ面とも外側に凸の形で生ずるのに比して、純鋼管の場合には、フランジは外側に、ウェブは内側にそれぞれ凸の形の逆対称の座屈波を生ずる。

一方、円形鋼管を用いた被覆形の試験体では、作用軸力の有無にかかわらず、鋼管の局部座屈は観察されなかったが、角形鋼管を用いた被覆形では、Photo. 3 に示すように、作用軸力の有無にかかわらず、フランジが内側に凸の形の充てん座屈波をともなって局部座屈を生じていた。

充てん形の試験体の充てんコンクリートは、鋼管形状のいかにかわらず、作用軸力が零の場合には、ほとんど損傷は認められなかったが、しかし、作用軸力が $0.2N_0$ の場合には、鋼管の局部座屈の発生領域のコンクリートに圧壊が生じていることが観察された。

なお、充てん被覆形の試験体では、鋼管形状、作用軸力の有無にかかわらず、鋼管の局部座屈は観察されず、また、充てんコンクリートにも損傷はほとんど観察されなかった。

4.3 セン断補強筋のひずみ度推移状況

セン断補強筋の挙動を検討するために、充てん被覆形および被覆形の試験体の中央部と柱脚部** のセン断補強筋に、ゲージ長さ 3mm のひずみゲージを貼付したが、中央部のひずみゲージの測定結果の例を Fig. 7 に示す。縦軸は作用せん断力を、横軸

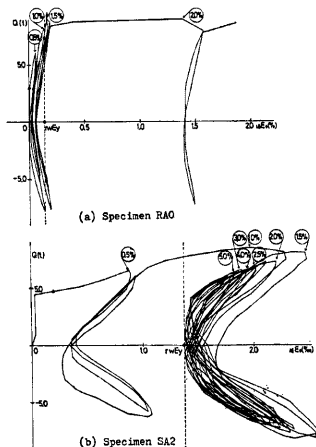


Fig. 7. Relationships between Shear and Longitudinal Strain of Web Reinforcement.

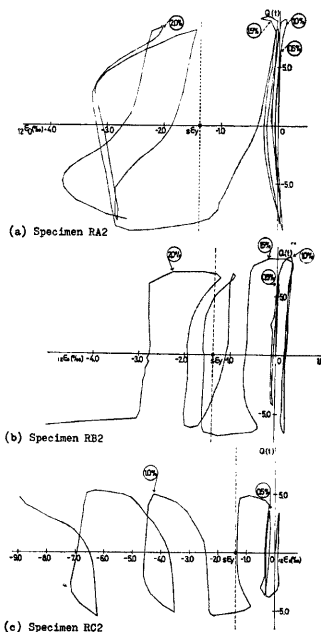


Fig. 8. Relationships between Shear and Average Longitudinal Strain of Steel Tube.

* 鋼管の公称寸法による幅厚比 D/t は、円形では21、角形では23である。

** 柱脚部より 50mm 内側の補強筋にひずみゲージを貼付した。

はひずみ度を表わす。図中の ϵ_y は、材料試験より求めたせん断補強筋の降伏ひずみ度を、○印の数値は、柱材の相対部材角を、また、▲印は、初期斜張力ひび割れの形成時をそれぞれ示す。

鋼管形状および補強筋の位置のいかんにかかわらず、初期斜張力ひび割れの形成以後、せん断補強筋に引張ひずみ度が測定され、柱材の相対部材角が $R=(0.01\sim0.015)\text{rad.}$ に達する近傍で降伏ひずみ度に達することが認められる。しかし、せん断補強筋の降伏以後の履歴過程においては、鋼管形状および補強筋の位置によって、せん断補強筋のひずみ度の増加状況に若干の差違が観測される。すなわち、鋼管形状に対しては、角形鋼管の試験体の塑性ひずみ度は、円形鋼管に比して小さく、斜張力破壊が卓越する場合には、せん断面に縮約して破壊が生ずるせん断付着破壊に対して、塑性ひずみ度は小さい傾向が認められる。また、柱材の中央部のせん断補強筋の塑性ひずみ度は、柱脚部に比して大きい値を示す傾向が認められた。

4.4 鋼管のひずみ度推移状況

各試験体の履歴過程における鋼管の挙動を検討するために、鋼管の中央部、および柱脚部*にひずみゲージを貼付したが、柱脚部におけるひずみ度測定値より求めた鋼管の平均軸方向ひずみ度の推移状況の例をFig. 8に示す。縦軸は作用せん断力を、横軸は平均軸方向ひずみ度を表わし、図中の○印の数値は、柱材の相対部材角を、また ϵ_y は、材料試験から求めた鋼管の降伏ひずみ度を示す。

充てん被覆形および被覆形の試験体では、作用軸力が零の場合には、鋼管の平均軸方向ひずみ度は、全履歴過程に対してほぼ弾性領域の値を示す。しかし、作用軸力が $0.2N_0$ の場合は、Fig. 8に示すように、柱材の相対部材角が $R=0.02\text{rad.}$ に達する**と、鋼管の平均軸方向ひずみ度は、塑性ひずみ度の値を示し、それ以後の履歴過程では、圧縮塑性ひずみ度が蓄積されることが観察され、その傾向は被覆形の試験体に、より顕著に認められる。

その傾向は、作用軸力が $0.2N_0$ の充てん形および純鋼管の試験体に、より明確に観察され、充てん形では、相対部材角が $R=0.01\text{rad.}$ で、純鋼管では $R=0.005\text{rad.}$ で、鋼管の平均軸力ひずみ度は圧縮塑性ひずみ度に達するが、充てん形の圧縮塑性ひずみ度の蓄積量は、純鋼管に比して小さい値を示している。

したがって、作用軸力が存在する場合、くり返し載荷にともなって鋼管に圧縮塑性ひずみが蓄積されるが、その蓄積の状況は、被覆コンクリートおよび充てんコンクリートの作用軸力に対する抵抗状況に極めて顕著な影響をうけることが推測される。

なお、作用軸力が零の充てん形および純鋼管の試験体の鋼管の平均軸方向ひずみ度は、ほぼ、弾性領域の値を示すが、相対部材角が $R=0.02\text{rad.}$ 程度になると、引張塑性ひずみ度に達する場合も観察された。

5. 履歴特性

5.1 履歴曲線

各試験体の履歴曲線をFig. 9(a), (b)に示す。縦軸は作用せん断力 Q を、横軸は柱材の相対部材角 R を示す。また、同図の点線は作用軸力による転倒付加モーメントの影響を示す。

鋼管形状のいかんにかかわらず、充てん被覆形および被覆形の試験体の履歴特性は、せん断破壊を生ずる通常の鉄骨鉄筋コンクリート柱の履歴特性に極めて類似していることが観察される。最大強度時の相対部材角は、 $R=(0.01\sim0.015)\text{rad.}$ であり、その相対部材角振幅までの履歴過程では、その履歴曲線は、ほぼ紡錘形であるが、最大強度時以後の履歴過程では保有強度は変位部材角の漸増にともなって漸減し、履歴曲線も逆S字形の形状を示すが、変位角が $R=0.05\text{rad.}$ に達すると、安定した若干の正勾配を持つほぼ平行四辺形の履歴曲線に漸近する傾向が示される。しかし、充てん被覆形と被覆形の試験体の履歴曲線を比較すると、作用軸力の有無および鋼管形状のいかんにかかわらず、充てん被覆形の試験体の強度およびエネルギー消費量は被覆形に比して大きい値を示し、鋼管内部に充てんされたコンクリートが充てん被覆形の柱材の履歴性

* 柱脚部より25mm内側の位置で測定した。

** 後述するように、最大強度以後の変位領域にある。

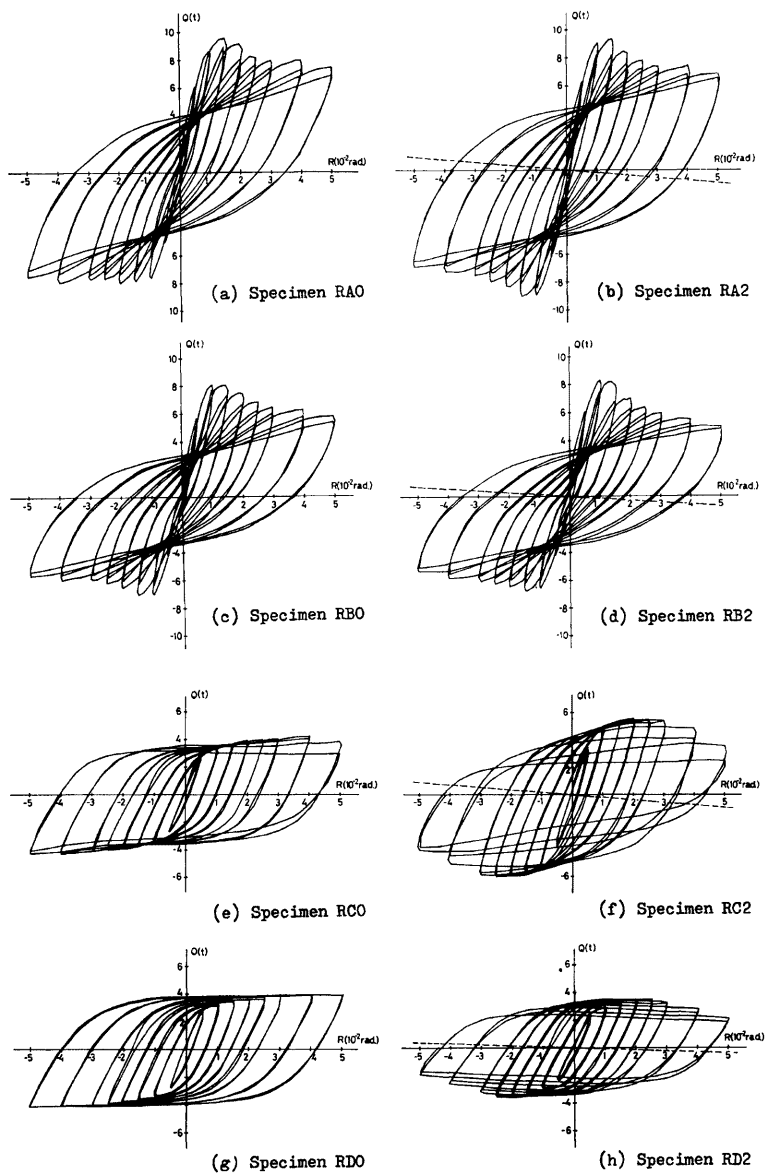


Fig. 9(a). Load-Deflection Relationships (Series 1).

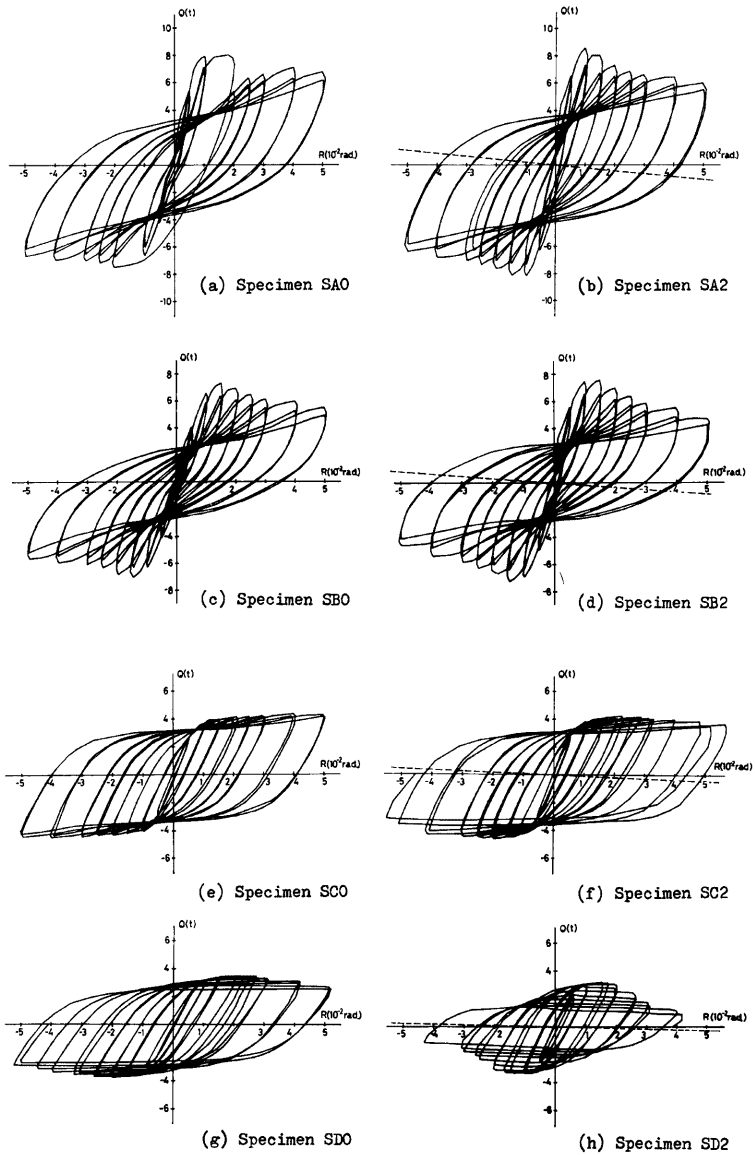


Fig. 9(b). Load-Deflection Relationships (Series 2).

状の向上に寄与していることが推測されるが、同一の断面構成をもつ各試験体の挙動に対する作用軸力の影響は、ほとんど示されない結果となっている。

しかしながら、充てん形および純鋼管の試験体の履歴特性は、作用軸力の影響を顕著に受け、特に、最大強度以後の強度劣化性状は、前述した鋼管の局部座屈の発生機構と密接な関連があることが観察された。

作用軸力が零の場合には、鋼管形状のいかんにかかわらず、充てん形と純鋼管の履歴特性に著しい差違は認められないが、作用軸力が $0.2N_0$ の場合には、強度および履歴特性に顕著な差違が見られ、かつ、鋼管形状の相違によっても、その特性に顕著な差違が示される。鋼管形状のいかんにかかわらず、鋼管内部に充てんされたコンクリートの強度は、シリンダー強度に比して、かなり増加し、かつ、円形と角形とを比較すると、円形鋼管の方が、その増加量は大きいことが本実験においても認められたが、しかし、本実験においては、実験個数が極めて少ないので、定量的評価に対する検討を行なうことはできなかった*。

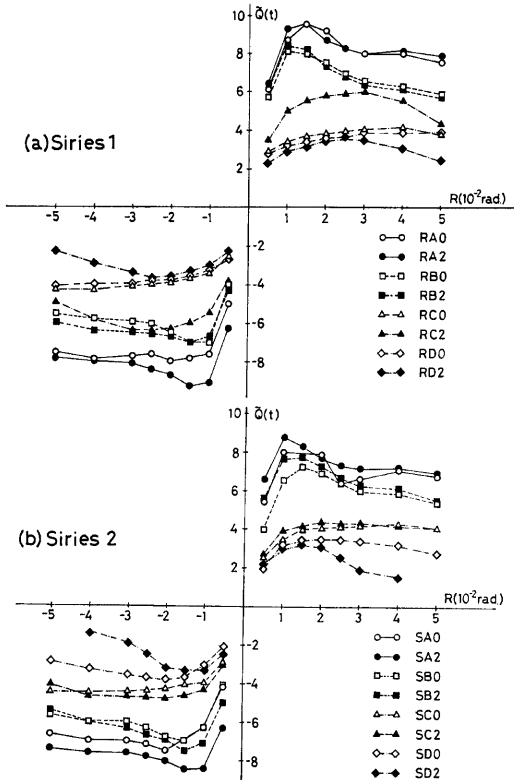


Fig. 10. Envelope Curves of Hysteresis Loops.

* したがって、後述の解析においては、鋼管形状にかかわらず、充てんコンクリートの強度は、シリンダー強度に等しいと仮定した。

** $\bar{Q}$ のようにティルダー記号を設けたせん断力は、転倒付加モーメントの影響を考慮したせん断力を表わす。

なお、円形鋼管を用いた充てん形の試験体 (RC0 および RC2) では、 $R=0.04$ rad. の相対部材角で、柱材柱頭部の定着部のリブプレートを取りつけた溶接個所にひび割れが生じ (Photo. 2 参照)、その後の変位過程で急激な強度劣化を示した。

5.2 除荷点連結曲線

各試験体の正荷重および負荷重に対する各相対部材角振巾の第一サイクル時における除荷点連結曲線を Fig. 10 に示す。縦軸は、転倒付加モーメントを考慮したせん断力 $\bar{Q}^{**}$ ($=Q+N \cdot R$) を、横軸は相対部材角を示す。

充てん被覆形と被覆形と比較すると、鋼管形状および作用軸力の有無にかかわらず、最大強度時における強度の差違は、最大強度以後の保有強度においても観察されるが、その差違は相対部材角の増加にともなって若干大きくなる傾向が認められる。

また、充てん被覆形では、最大強度以後、相対部材角が $R=0.03$ rad. までの変位過程では、急激な強度劣化が見られるが、それ以後の変位過程では、保有強度は、ほぼ一定値を示すのに対して、被覆形では、最大強度以後、保有強度は、変位振幅の

漸増にともなう、単調に漸減する傾向を示すことが認められ、これらの履歴性状の相違* は、充てん被覆形と被覆形の断面構成の相違によって生じていると考えられ、興味ある結果を示している。

充てん形と純鋼管を比較すると、円形鋼管では作用軸力が零の場合には、充てん形の強度は、純鋼管の強度とほぼ等しく、全履歴過程において、両者とも強度劣化は見られない。しかし、作用軸力が $0.2N_0$ の場合には、充てん形の最大強度は、純鋼管に比して著しく大きい。最大強度時の相対部材角 $R=0.03\text{rad}$ 。以後の変位過程では、強度劣化が見られ、その強度低下率は純鋼管に比して若干大きい値を示している。

しかしながら、角形鋼管を用いた試験体では、作用軸力が零の場合でも、充てん形の最大強度は純鋼管に比して大きく、全履歴過程において強度劣化は見られないが、純鋼管の場合は、相対部材角が $R=0.025\text{rad}$ 以上になると強度劣化が生じている。また、作用軸力が $0.2N_0$ の場合には、充てん形では、円形鋼管の試験体と異なると、作用軸力が零の場合に比して、最大強度の増加は顕著でないが、最大強度以後の履歴過程では、著しい強度劣化は生じていない。しかし、純鋼管の試験体では、作用軸力の影響によって、最大強度は低下し、かつ、最大強度時の相対部材角も、 $R=0.02\text{rad}$ と円形鋼管に比して小さく、かつ、最大強度以後の保有強度の劣化も顕著であることが、本実験において観察され、鋼管形状、作用軸力の有無、充てんコンクリートの有無によって、それぞれの履歴性状が異なることが認められた。

5.3 同一変位振幅における強度低下状況

Fig. 11 に相対部材角振巾におけるくり载荷による強度低下状況の数例を示す。縦軸は、同一相対部材角振巾の第一サイクルにおける最大強度に対する強度低下率 q を、横軸は、各相対部材角振巾におけるくり返し回数 i をそれぞれ示す。また、図中の○印は正荷重領域の●印は負荷重領域の値を示す。

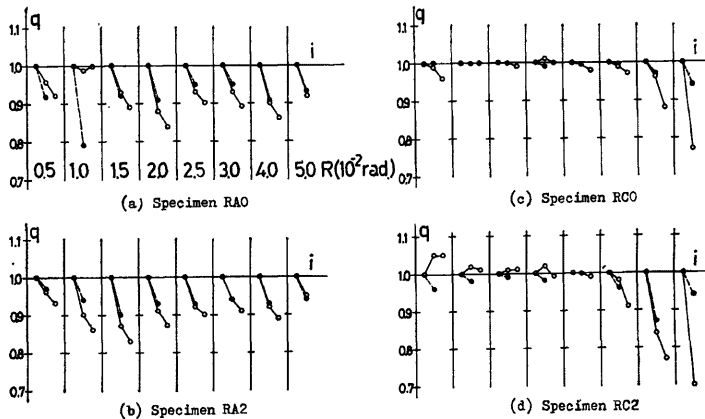


Fig. 11. Deterioration of Shear Capacity.

充てん被覆形および被覆形の試験体では、鋼管形状、作用軸力のいかんにかかわらず、相対部材角が $R=0.015\text{rad}$ で、 $q=(80\sim85)\%$ と、最大強度時において、強度低下率は、最大値を示し、通常の鉄骨鉄筋コンクリート柱の性状とほぼ類似した結果を示している。しかし、充てん形および純鋼管では、相対部材角が $R=(0.02\sim0.025)\text{rad}$ までの変位過程では、実験変数のいかんにかかわらず、ほとんど、くり返し载荷に対する強度低下はみられないが、前述したように、鋼管の局部座屈の形成される相対部材角振巾過程に達する

* その理由の一つとして、前述したように、鋼管の局部座屈をとまう破壊性状が、充てん被覆形と被覆形によって相違することがあげられる。

と、くり返し載荷による強度低下率は、急激に大きな値を示すことが認められる。

6. 測定された強度

各試験体の測定された初期曲げひび割れ強度 (Q_{FL})，初期斜張力ひび割れ強度 (Q_{DT})，初期せん断付着

Table 3. Measured Strength.

Specimens	Positive Loading (t)						Negative Loading (t)					
	Q_{FL}	Q_{DT}	Q_{SB}	Q_{max}	$Q_{0.03rad.}$	$Q_{0.05rad.}$	Q_{FL}	Q_{DT}	Q_{SB}	Q_{max}	$Q_{0.03rad.}$	$Q_{0.05rad.}$
Series 1	RA0	6.11	3.00	9.53	9.63	8.04	7.55	5.02	4.40	6.36	7.94	7.70
	RA2	7.52	4.00	9.37	9.38	7.44	6.98	8.96	3.74	8.17	9.02	7.56
	RB0	5.08	3.50	8.21	8.13	6.54	5.86	3.00	2.92	6.21	6.98	5.86
	RB2	7.20	2.50	8.00	8.32	6.00	5.08	4.58	2.50	6.60	6.83	6.07
	RC0				4.21	4.08	3.83				4.30	4.11
	RC2				5.48	5.47	3.54				6.02	5.88
	RD0				3.91	3.86	3.91				4.11	4.00
Series 2	RD2				3.47	3.29	2.20				3.53	3.24
	SA0	2.00	3.75	8.05	7.98	6.65	6.84	1.44	2.68	6.29	7.50	7.00
	SA2	3.75	4.73	5.50	8.60	6.60	6.00	5.27	5.16	7.76	8.20	7.01
	SB0	1.25	3.25	7.25	7.25	6.04	5.45	2.25	2.75	5.06	7.03	6.04
	SB2	2.75	3.50	7.49	7.51	5.84	4.71	4.04	4.04	5.86	7.25	5.85
	SC0				4.34	4.23	4.17				4.48	4.45
	SC2				4.24	4.13	3.71				4.64	4.46
	SD0				3.53	3.38	2.81				3.78	3.58
	SD2				3.17	1.78					3.30	1.78

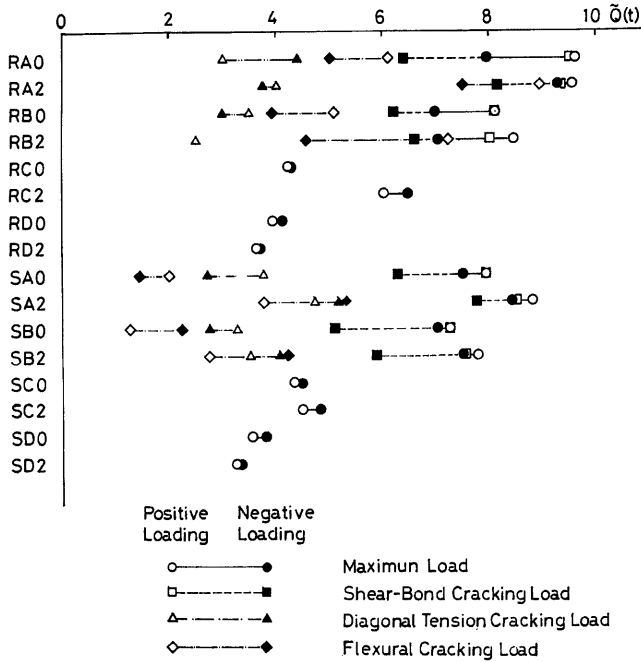


Fig. 12. Measured Strength.

ひび割れ強度 (Q_{SB}), 最大強度 (Q_{max}), および相対部材角が $R=0.03\text{rad}$. および $R=0.05\text{rad}$. における保有強度 ($Q_{0.03\text{rad}}$, および $Q_{0.05\text{rad}}$) を Table. 3 に示す。また, 上述の各種強度を, 付加転倒モーメントを考慮して示したものを Fig. 12* に示す。同図の横軸はせん断力 $\bar{Q}$ を示し, 初期曲げひび割れ強度, 初期せん断ひび割れ強度, 初期せん断付着ひび割れ強度, および最大強度の正荷重に対する値を◇印, △印, □印, および○印で, また, 負荷重に対する値を◆印, ▲印, ■印, および■印でそれぞれ示す。

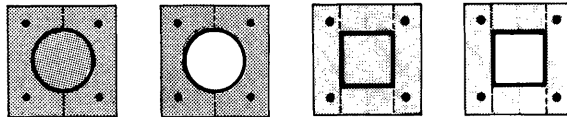
充てん被覆形および被覆形の試験体では, 4.1 節で述べたように, 正荷重に対する 初期せん断付着ひび割れ強度は, 正荷重に対する最大強度とほぼ等しいことが認められる。したがって, 最終破壊モードは, 鋼管形状および作用軸力の有無によって左右されるが, 斜張力破壊によってその試験体の強度が決定される場合でも, せん断付着ひび割れの形成機構は, 斜張力破壊機構に対しても重要な関連をもつことが推測される。なお, 負荷重に対しては, 初期せん断付着ひび割れ強度は, 負荷重の最大強度に対して, 小さい値を示している。

また, 角形鋼管を用いた試験体では, 初期斜張力ひび割れ強度は, 初期曲げひび割れ強度より高い値を示しているが, 円形鋼管を用いた試験体では, 逆に, 初期斜張力ひび割れ強度は, 初期曲げひび割れ強度より低い値を示し, かつ, その値は, 角形鋼管に比してかなり低い値となっていることが認められる。

前述したように, 作用軸力が $0.2N_0$ の場合, 円形鋼管の最大強度が, 角形鋼管に比して, 極めて高い値を示していることが認められる。

7. 被覆鉄筋コンクリート部分のせん断強度

前述したように, 被覆鉄筋コンクリート部分のせん断破壊機構は, 鋼管形状および作用軸力の有無によって異なることが認められたが, ここでは, 充てん被覆形および被覆形の試験体の被覆鉄筋コンクリート部分のせん断破壊強度は, Fig. 13 に示すせん断面に対するせん断付着破壊強度によって決定されたものと仮定して, せん断付着破壊強度を半理論的に求めることにする。



Shear Plane of Shear-Bond Failure

Fig. 13. Idealized Shear Plane of Shear-Bond Failure.

文献 8 に示された方法に準じて, 充てん被覆形の試験体のせん断付着破壊強度は

$$Q_0 = s_c Q_0 + r_c Q_0 \quad (1)$$

によって, また, 被覆形の試験体のせん断付着破壊強度は

$$Q_0 = s_c Q_0 + r_c Q_0 \quad (2)$$

によって, それぞれ与えられるものとする。ここで $s_c Q_0$ は充てん鋼管コンクリート部分の終局せん断強度で

$$s_c Q_0 = MIN(s_c Q_{m0}, s_c Q_{s0}) \quad (3)$$

と与えられるものと仮定し, $s_c Q_{m0}$ は柱頭柱脚の塑性曲げモーメントから決定される充てん鋼管コンクリートのせん断力, $s_c Q_{s0}$ は充てん鋼管コンクリートのせん断強度をそれぞれ表わし, 本実験で採用された充てん鋼管コンクリートに対しては $s_c Q_{m0} < s_c Q_{s0}$ の条件を満足している。また, $r_c Q_0$ は純鋼管の終局せん断強度で

* ただし, $Q_{0.03\text{rad}}$. および $Q_{0.05\text{rad}}$. に対する値は除かれている。

$${}_sQ_0 = \text{MIN}({}_sQ_{m0}, {}_sQ_{s0}) \quad (4)$$

と与えられるものと仮定し、 ${}_sQ_{m0}$ は柱頭柱脚の塑性曲げモーメントから決定される純鋼管のせん断力を、 ${}_sQ_{s0}$ は純鋼管のせん断強度をそれぞれ表わし、本実験で採用された純鋼管に対しては ${}_sQ_{m0} < {}_sQ_{s0}$ の条件を満足している。

なお、充てん被覆形の試験体における充てん鋼管コンクリート部分の塑性曲げモーメントおよび被覆形の試験体における純鋼管の塑性曲げモーメントの評価においては、それぞれの部分には、軸力は負荷されないものと仮定した*。

さらに ${}_{rc}Q_0$ は、被覆鉄筋コンクリート部分のせん断付着破壊強度を示し、円形鋼管および角形鋼管を用いた試験体に対して、Fig. 14の模式図にもとづいて、

$${}_{rc}Q_0 = b \cdot {}_{rj} \left(\frac{b'}{b} \cdot \alpha F_c + \beta \cdot {}_{rpw} \cdot {}_{rw}\sigma_y \right) \quad (5)$$

によって与えられるもの**とする。ここで、 b は柱巾、 $b' (= b - {}_sD, {}_sD$ は鋼管の外径)はせん断面における柱材の有効巾、 ${}_{rj}$ は応力中心間距離***、 F_c はコンクリート強度、 ${}_{rpw}$ はせん断補筋比、 ${}_{rw}\sigma_y$ はせん断補筋の引張降伏応力度、 α はコンクリートの直接せん断応力度係数、 β はせん断補筋の降伏引張力 ${}_{rpw} \cdot {}_{rw}\sigma_y$ に対するきさつ係数をそれぞれ示す。

いま、4.3節に述べたせん断補筋のひずみ度推移状況を参照して、

$$\beta = 1.0 \quad (6)$$

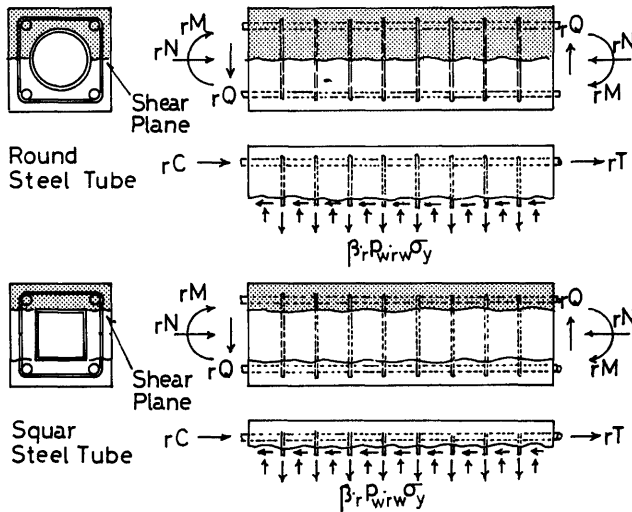


Fig. 14. Shear-Bond Failure Mechanism.

* しかし、充てん鋼管コンクリートの塑性曲げモーメントの評価においては、附録に示すように、コンクリート部分と鋼管部分の塑性曲げモーメントにもとづく拡張累加法によって求めているので、充てん鋼管コンクリートとしては、軸力は負荷されていない場合でも、充てんコンクリートおよび純鋼管の個々の要素においては、軸力は負担される。

** (5) 式のもつ物理的意味については附-1に示す。

*** 応力中心間距離は、円形および角形のいずれの場合に対しても、 ${}_{rj} = 0.69D$ として求めたが、詳細については附-3に示す。

と仮定して (5) 式のコンクリートの直接せん断応力度係数を, 各試験体の測定された最大強度 $\bar{Q}_{max}$ にもとづいて, 充てん被覆形に対して

$$\alpha = \left(\frac{\bar{Q}_{max} - s_c Q_{m0}}{b \cdot r_j} - r_p w \cdot r_w \sigma_y \right) \frac{b}{b'} \cdot \frac{1}{F_c} \quad (7)$$

によって, また, 被覆形に対して

$$\alpha = \left(\frac{\bar{Q}_{max} - s_c Q_{m0}}{b \cdot r_j} - r_p w \cdot r_w \sigma_y \right) \frac{b}{b'} \cdot \frac{1}{F_c} \quad (8)$$

によってそれぞれ求めた結果を Table 4* に示す。

同表の α_{p0} および α_{ne} は, 正荷重および負荷重に対する α 値を示し, また, α_{ave} は, α_{p0} と α_{ne} の粗加平均値を示す。

全試験体に対する α_{p0} 値は, $\alpha_{p0} = 0.125 \sim 0.245$ また α_{ne} 値は $\alpha_{ne} = 0.085 \sim 0.227$ となり, 総体的な傾向として, 正荷重に対する値は, 負荷重に対して高い値を示しているが, 鋼管形状, 充てんコンクリートの有無, および作用軸力の有無によって, 多少 α_{p0} 値が異っている。すなわち, 充てん被覆形と被覆形を比較すると充てん被覆形の方が, 作用軸力の有無を比較すると, 作用軸力が $0.2N_0$ の方が, また, 円形鋼管と角形鋼管を比較すると, 円形鋼管の方が, それぞれ α_{p0} 値は大きい値を示している。

Table 4. Direct Shear Stress Parameter (α).

Specimens		Computed Strength (t)			Positive Loading				Negative Loading				α_{ave}
					Measured Strength (t)			α_{po}	Measured Strength (t)			α_{ne}	
		$s_c Q_{m0}$	$s Q_{m0}$	$r_w Q_0$									
Series 1	RA0	4.06		1.77	9.63	5.57	3.80	0.194	7.94	3.88	2.11	0.108	0.151
	RA2	4.05		1.73	9.58	5.53	3.80	0.245	9.30	5.25	3.52	0.227	0.236
	RB0		3.69	1.73	8.13	4.44	2.71	0.147	6.98	3.29	1.56	0.085	0.116
	RB2		3.62	1.75	8.46	4.84	3.09	0.177	7.04	3.42	1.67	0.095	0.136
Series 2	SA0	3.49		1.80	7.97	4.48	2.68	0.141	7.50	4.01	2.21	0.116	0.128
	SA2	3.56		1.80	8.80	5.24	3.44	0.159	8.40	4.84	3.04	0.140	0.149
	SB0		3.16	1.80	7.25	4.09	2.29	0.125	7.03	3.87	2.07	0.113	0.119
	SB2		3.14	1.80	7.76	4.62	2.82	0.151	7.50	4.36	2.56	0.137	0.144

しかしながら, Fig. 15 に示すように, コンクリート強度 (横軸) と α 値の平均値 α_{ave} (縦軸) の関係を調べてみると, 試験体 RA2 の値以外は, α_{ave} は $0.116 \sim 0.151$ の範囲にあり, 上述の実験変数に対する有意差は, 明確に示されない結果となっている。

なお, 比較のために, 文献 8 に示される鉄骨鉄筋コンクリート柱の実験結果より得られたコンクリート強度と α 値の関係を実線で示したが, この実験結果**と比較すると, 本実験によって得られた結果は, 若干, 低い値を示している。その理由の一つとしては, 4.1 節で述べたように, 鋼管コンクリート柱では, その破壊機構として, せん断付着破壊機構が卓越する場合でも, 斜張力ひび割れの成長が, 通常の鉄骨鉄筋コンクリート柱に比して著しく, 斜張力ひび割れの影響を無視できないことが指摘される。

しかしながら, 被覆鉄筋コンクリート部分の終局せん断強度 $r_c Q_0$ を, (5), (6) 式によって評価する場合, 鋼管形状, 作用軸力の有無, および充てんコンクリートの有無のいかんにかかわらず, α 値の下限値として, $\alpha = 0.1$ を採用して

$$r_c Q_0 = b \cdot r_j \left(\frac{b'}{b} \cdot \frac{F_c}{10} + r_p w \cdot r_w \sigma_y \right) \quad (9)$$

* 同表の $r_c Q$ は, 充てん被覆形では $r_c Q = \bar{Q}_{max} - s_c Q_{m0}$ を, 被覆形では $r_c Q = \bar{Q}_{max} - s Q_{m0}$ をそれぞれ示す。また, $r_w Q_0$ は $r_w Q_0 = b \cdot r_j \cdot r_p w \cdot r_w \sigma_y$ を, また, $c Q$ は, $c Q = r_c Q - r_w Q_0$ をそれぞれ示す。

** ただし, この実験結果は, 正荷重に対する実験値を整理して求められたものである。

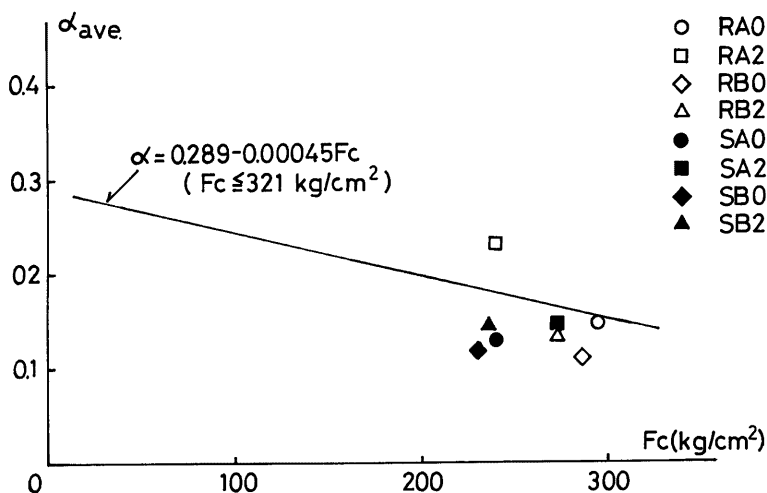


Fig. 15. Relationships between Direct Shear Stress Parameter and Concrete compressive Strength.

によって評価できることが示される。

また、(9) 式において、被覆鉄筋コンクリート部分の終局せん断強度を、コンクリート部分による終局せん断強度 ${}_cQ_0 (= b' \cdot j_r \cdot F_c / 10)$ と、せん断補強筋による終局せん断強度 ${}_{rw}Q_0 (= b' \cdot j_r \cdot p_w \cdot r_w \cdot \sigma_y)$ の累加強さによって、

$${}_{rc}Q_0 = {}_cQ_0 + {}_{rw}Q_0 \quad (10)$$

と表現することもできる。

8. 鋼管コンクリート柱の終局せん断強度

前章の (9) 式あるいは (10) 式によって被覆鉄筋コンクリート部分の終局せん断強度 ${}_{rc}Q_0$ を評価して、充てん被覆形の終局せん断強度 Q_0 を

$$Q_0 = {}_{sc}Q_{m0} + {}_{rc}Q_0 \quad (11)$$

によって、また、被覆形の終局せん断強度 Q_0 を

$$Q_0 = {}_sQ_{m0} + {}_{rc}Q_0 \quad (12)$$

によってそれぞれ求め、また、充てん形の終局せん断強度 Q_0 を

$$Q_0 = {}_{sc}Q_0 (= {}_sQ_{m0}) \quad (13)$$

によって、また、純鋼管の終局せん断強度 Q_0 を

$$Q_0 = {}_sQ_0 (= {}_sQ_{m0}) \quad (14)$$

によって、それぞれ求め、その結果を Table 5 および Fig. 16 に示す。Fig. 16 において○印および●印は、正荷重および負荷重における測定された最大強度を示し、■部は、充てん鋼管コンクリート部分あるいは純鋼管部分の終局せん断強度を、□印は被覆鉄筋コンクリート部分の終局せん断強度をそれぞれ表わす。

また、各試験体の測定された最大強度 $\bar{Q}_{max}$ と、(11)~(12) 式のそれぞれの終局せん断強度との比を、Fig. 17 に示し、○印は正荷重の、●印は負荷重の値をそれぞれ示す。

Table 5. Calculated Strength.

Specimens		scQ_{m0}	sQ_{m0}	cQ_0	rwQ_0	rcQ_0	Q_0	Positive Loading	Negative Loading
		Q_{max}/Q_0							
Series 1	RA0	4.06		1.95	1.77	3.72	7.78	1.23	1.01
	RA2	4.05		1.54	1.73	3.27	7.32	1.30	1.26
	RB0		3.69	1.88	1.73	3.61	7.30	1.11	0.96
	RB2		3.62	1.74	1.75	3.49	7.11	1.18	0.99
	RC0	4.02					4.02	1.04	1.06
	RC2	3.94					3.94	1.52	1.60
	RD0		3.68				3.68	1.06	1.11
	RD2		3.42				3.42	1.06	1.08
Series 2	SA0	3.49		1.89	1.80	3.69	7.18	1.11	1.05
	SA2	3.56		2.15	1.80	3.95	7.51	1.17	1.12
	SB0		3.16	1.82	1.80	3.62	6.78	1.06	1.04
	SB2		3.14	1.86	1.80	3.66	6.80	1.15	1.11
	SC0	3.55					3.55	1.22	1.26
	SC2	3.78					3.78	1.17	1.27
	SD0		3.17				3.17	1.11	1.19
	SD2		2.98				2.98	1.06	1.10

充てん被覆形および被覆形の試験体の終局せん断強度の計算値は、正荷重に対して（1.06～1.30）の安全率を、また負荷重に対して（0.96～1.12）の安全率を与えることが示され、(11) 式および (12) 式は、充てん被覆形および被覆形の終局せん断強度のほぼ下限値をあたえることが示される。

また、充てん形の終局せん断強度の計算値は（1.04～1.60）の安全率をあたえ、作用軸力が $0.2N_0$ の充てん形の試験体では、計算値は、実験値に対してかなり安全側の値をあたえることが示される。

なお、純鋼管の終局せん断強度に対する計算値は、（1.06～1.19）の安全率をあたえている。

各試験体の測定された最大強度と、計算値による終局せん断強度との関係を、軸方向力 N と曲げモーメント M^* の相関曲線によって表わした結果を Fig. 18 (a), (b) に示す。

同図の縦軸は、軸方向力に比例する無次元量** $n(=N/b \cdot D \cdot F_c)$ を、横軸は、曲げモーメントに比例する無次元量** $m(=M/b \cdot D^2 \cdot F_c)$ をそれぞれ表わし、各図の上部の○印および●印は各相対部材角における正荷重領域に対する最大および最小の保有強度を□印および■印は各相対部材角における負荷重領域に最大および最小の保有強度のそれぞれ示す。

また、同図に示す相関曲線として、 $c_c I_m$, $c_s I_m$, $r I_m$, $s I_m$ は、曲げ破壊に対する被覆コンクリート部分、充てんコンクリート部分、主鉄筋部分および鋼管部分のそれぞれの各要素に対する相関曲線を示し、 $rc I_m$, $sc I_m$ および I_m は、それぞれの要素の相関曲線にもとづいて、拡張累加強さ法によって得られる被覆鉄筋コンクリート部分、充てん鋼管コンクリート部分および充てん被覆形あるいは被覆形の鋼管コンクリート断面の相関曲線を示す。また、充てん被覆形、および被覆形の試験体において $rc I_{b0}$ は、(9) 式によるせん断付着破壊強度を考慮した被覆鉄筋コンクリート部分の相関曲線を示し、 I_{b0} は $rc I_{b0}$ と $sc I_m$ あるいは $s I_m$ によって得られた充てん被覆形、あるいは被覆形に対するせん断付着破壊を考慮した鋼管コンクリート柱の相関曲線それぞれ示す。

なお、相関曲線に示された横線は、作用軸力のレベルを示し、その線上の○印、●印、□印および■印は、同図の上面に示される各相対部材角における保有強度から得られる全履歴過程に対する正荷重領域、あるいは

* せん断力 Q を、 $M=Q \cdot h/2$ によって曲げモーメントに換算した。

** 充てん形および純鋼管に対しては $b=D=150 \text{ mm}$ をもつ仮想の矩形断面に対する無次元量を選んだ。また、純鋼管に対して $F_c=210 \text{ kg/cm}^2$ として仮想のコンクリート強度をあたえた。

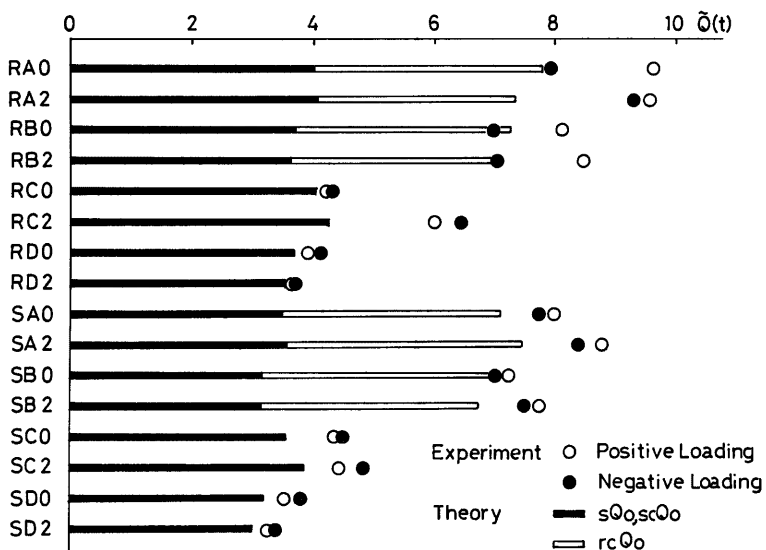


Fig. 16. Relationships between Calculated and Measured Strength.

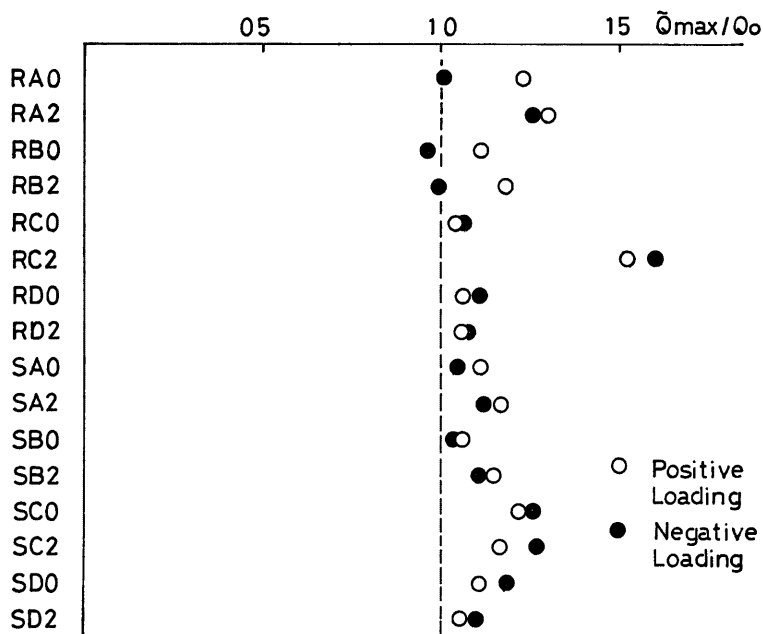


Fig. 17. Comparison of Calculated and Measured Strength.

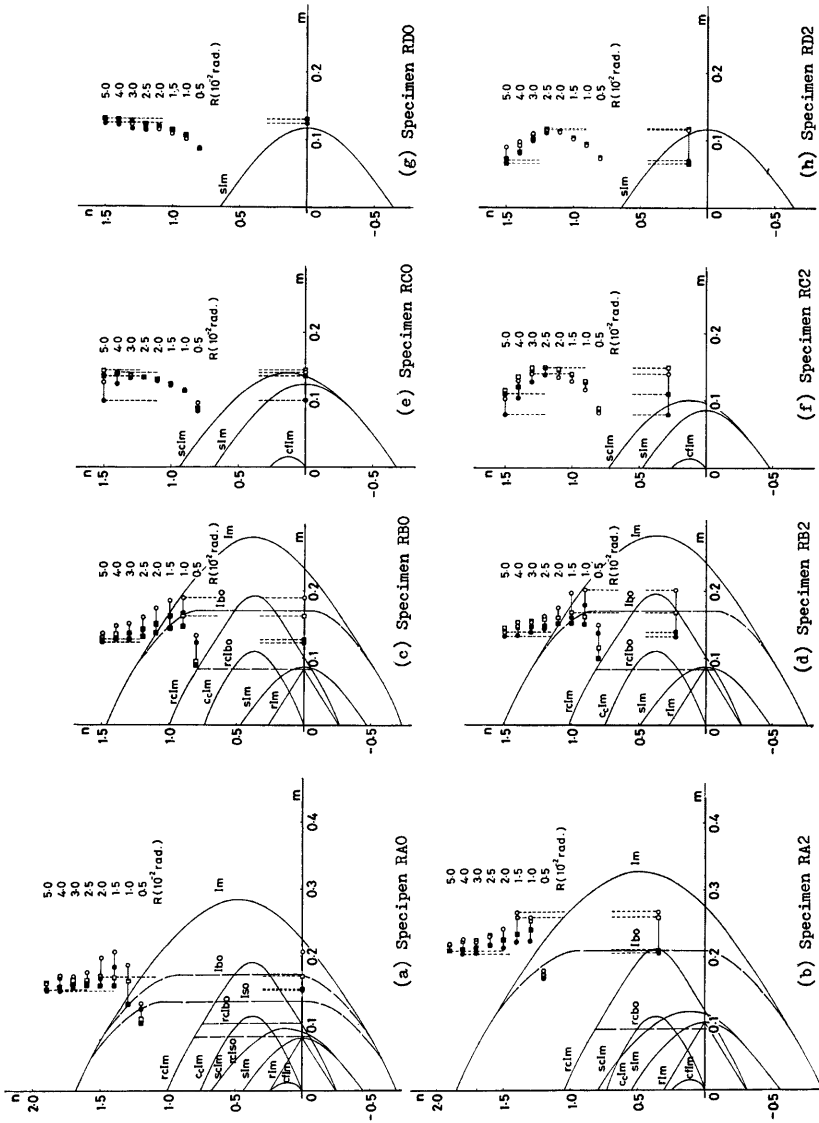


Fig. 18(a). M-N Interactions Obtained by Superposition Method (Series I).

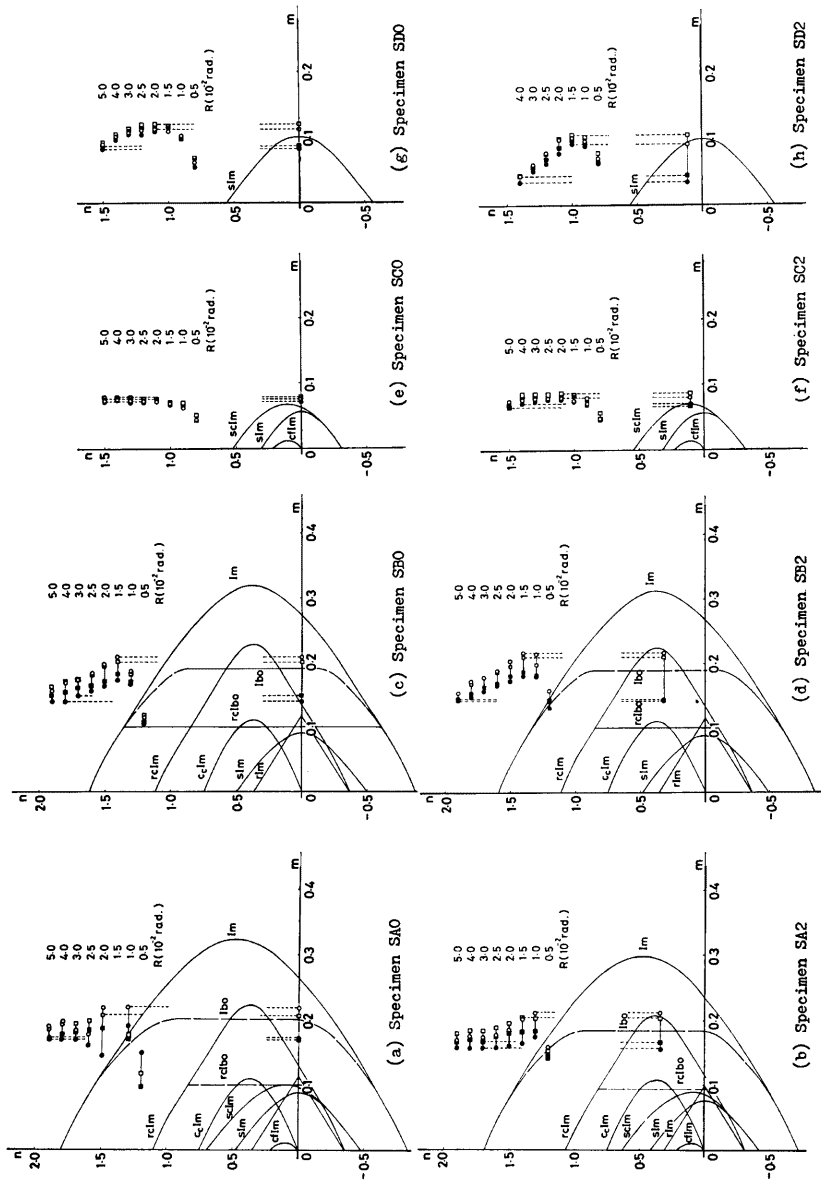


Fig. 18(b). M-N Interactions Obtained by Superposition Method (Series 2).

は負荷重領域における最大強度および最小強度* をそれぞれ示す。

せん断破壊を生ずる充てん被覆形および被覆形の鋼管コンクリート柱の強度は、被覆鉄筋コンクリート部分のせん断付着破壊強度を考慮した相関曲線と、充てん鋼管コンクリート部分あるいは鋼管部分の曲げ破壊を考慮した相関曲線にもとづく、拡張累加強さ法によって与えられることが示される。

9. 結 語

一定軸力とくり返し曲げせん断力を受ける12体の鋼管コンクリート柱と、4体の純鋼管柱の実験結果より次の結論を得た。

- (1) 被覆鉄筋コンクリート部分の破壊モードは、作用軸力および鋼管の形状によって影響を受け、斜張力破壊の様相は、作用軸力が零で、かつ角形鋼管を用いた場合に、また、せん断付着破壊の様相は、作用軸力が $0.2N_0$ で、かつ、円形鋼管を用いた場合に、それぞれ顕著に示される。
- (2) しかし、せん断付着破壊が卓越する場合でも、一方の H 形鋼を内蔵した鉄骨鉄筋コンクリート柱のせん断付着破壊機構と、その様相を異にし、斜張力ひび割れの影響を無視できないと考えられる。
- (3) 鋼管形状および作用軸力の有無にかかわらず、Fig. 13 に示すせん断面に対して、被覆鉄筋コンクリート部分がせん断付着破壊を生じた場合の、終局せん断付着破壊強度の下限値は、(9) 式によって与えられる。
- (4) せん断破壊を生ずる充てん被覆形および被覆形の鋼管コンクリート柱の履歴性状は、せん断破壊を生ずる鉄骨鉄筋コンクリート柱の履歴性状に極めて類似していることが示された。
- (5) 曲げ破壊を生ずる充てん形および純鋼管柱の履歴性状は、鋼管形状および作用軸力の有無によって顕著な影響をうけ、最大強度以後の強度劣化性状は、鋼管の局部座屈の発生機構と密接な関連があることが示された。
- (6) 充てん被覆形の充てん鋼管コンクリート部分、および、被覆形の鋼管部分の破壊状況は、充てん形、および純鋼管の破壊性状と異なり、鋼管の外部あるいは内部を、コンクリートで補強する効果は、くり返し曲げせん断力を受ける場合でも期待できると考えられるが、本実験では、その定量的な評価を行なうには至らなかった。

謝 辞

本実験を行なうにあたり、昭和51年度および昭和52年度の大阪工業高等専門学校の卒業生諸氏の御協力を得た。また、実験に際しては、東京測器研究所より多大な御便宜をいただいた。本紙上を借りて、深甚の謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 日本建築学会：鋼管コンクリート構造設計規準・同解説、1967年6月（第一版）
- 2) 若林 実・佐々木良一：鋼管コンクリート構造に関する研究（その3、せん断力を受ける被覆鋼管について）日本建築学会論文報告集、号外、1965年9月、p. 335.
- 3) 久光修文・坂本 傑：鋼管柱接合部の強度、剛性に関する研究（コンクリート充填鋼管のせん断強度の検討）、日本建築学会論文報告集、第13号、1967年7月、pp. 9~16.
- 4) 高井政英・松井千秋・三谷 勲・久島和夫：角形鋼管コンクリート接合部のせん断耐力に関する実験的研究、日本建築学会、中国九州支部研究報告第2号、1972年3月、pp. 171~174.
- 5) 富井政英・崎野健治：水平加力時の応力を受ける角形鋼管にコンクリートを充填したはりおよび柱に関する実験的研究（その4）、日本建築学会大会学術講演梗概集（東海）、1976年10月、pp. 1539~1540.

* 最小強度は、最大強度以後の変位振巾過程で得られる最小の保有強度を示す。

- 6) 山田 稔・河村 広・小島政章：軸圧をうける 角形鋼管コンクリート部材の 弾塑性剪断変形状に關する研究 (1, 剪断スパン比 $H/D=1$ および 2), 日本建築学会近畿支部研究報告集, 1977年 5 月, pp. 185~188.
- 7) 富井政英・崎野健治：水平加力時の応力を受ける角形鋼管にコンクリートを充填したはりおよび柱に關する実験的研究 (その 6), 日本建築学会中国・九州支部研究報告第 4 号, 1978年 2 月, pp. 231~234.
- 8) 若林 實・南 宏一：一定軸力と確定的な繰返し曲げせん断力を受ける 鉄骨鉄筋コンクリート柱のせん断強度に關する実験的研究, コンクリート工学, Vol. 13, No. 3, 1975年 3 月, pp. 1~17.
- 9) A. H. Mattock: Shear Transfer in Concrete Having Reinforcement at an Angle to the Shear Plane, Paper in SP-42, Shear in Reinforced Concrete, ACI Separate Publication, 1974.

附 録

附-1 方程式 (5) 式の物理的意味

方程式 (5) 式の物理的意味をせん断まさつ理論⁹⁾ にもとづいて考察する。

Fig. A に, 円形鋼管を用いた場合のせん断付着破壊機構のモデルの模式図を示す。せん断付着破壊機構は, まず, せん断面の近傍に, 材軸方向に θ の角度をもつ斜張力ひび割れが形成された後, 斜張力ひび割れて細分された傾斜コンクリート短柱要素が構成され, 作用せん断力 $\bar{Q}^*$ によって, このコンクリート柱要素に圧縮力 $\bar{R}$, およびせん断力 $\bar{S}$ が, また, せん断補強筋に引張力 $\bar{T}$ が, 相対すべり変位によるコンク

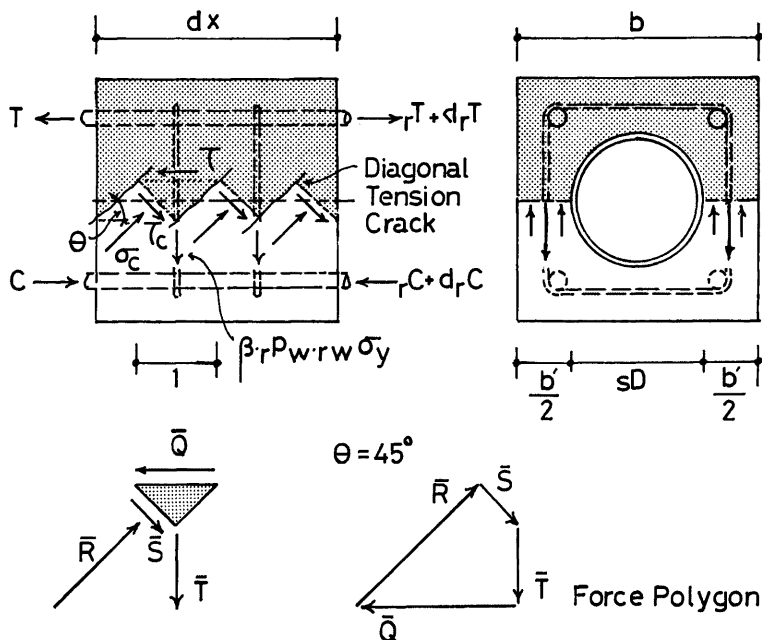


Fig. A. Hypothetical Shear Transfer Based on Shear Friction Theory.

* 力 $\bar{Q}$, $\bar{R}$, $\bar{S}$ および $\bar{T}$ は, 単位長さをもつ Free body について示されるものがある。

リート柱要素の回転にともなってそれぞれ生じ、ある限界状態に対して、このコンクリート短柱要素が破壊することによって形成されるものである。すなわち、相対すべり変位にともなう相対回転によって傾斜コンクリート短柱要素に、圧縮力 $\bar{R}$ とせん断力 $\bar{S}$ が生じ、この組合せ応力条件下でコンクリート短柱要素の端部が破壊するものである。

Fig. A の Free body diagram にもとづいて、いま、簡単化のために角度 θ を $\theta=45^\circ$ と仮定して、三角形要素に関する力のつり合い条件を示すと、

$$Q = \frac{1}{\sqrt{2}}(\bar{S} + \bar{R}) \quad (\text{A-1})$$

$$T + \frac{\bar{S}}{\sqrt{2}} = \frac{\bar{R}}{\sqrt{2}} \quad (\text{A-2})$$

となり、

$$\bar{Q} = \sqrt{2} \bar{S} + \bar{T} \quad (\text{A-3})$$

が得られる。また、一方、それぞれの力と応力度との関係を

$$\left. \begin{aligned} \bar{Q} &= \tau \cdot b \cdot l \\ \bar{T} &= \beta \cdot r p_w \cdot r_w \sigma_y \cdot b \cdot l \\ \bar{R} &= \sigma_c \cdot b' \cdot \frac{1}{\sqrt{2}} \\ \bar{S} &= \tau_c \cdot b' \cdot \frac{1}{\sqrt{2}} \end{aligned} \right\} \quad (\text{A-4})$$

と表現すると、(A-3) 式および (A-4) 式より

$$\tau \cdot b = b' \cdot \tau_c + b \cdot \beta \cdot r p_w \cdot r_w \sigma_y \quad (\text{A-5})$$

が得られる。ここで σ_c と τ_c とはコンクリート短柱要素に生ずる応力度で、原則的には、 $F(\sigma_c, \tau_c) = 0$ で表わされるコンクリートの破壊関数を満足するものでなければならないが、簡単化のために、

$$\tau_c = \alpha \cdot F_c \quad (\text{A-6})$$

と、 τ_c は、 σ_c に対して独立とし、せん断付着破壊が生ずる時、 τ_c はコンクリート強度のみに関連すると仮定すれば、(A-5) 式より

$$\tau = \frac{b'}{b} \cdot \alpha \cdot F_c + \beta \cdot r p_w \cdot r_w \sigma_y \quad (\text{A-7})$$

の方程式が得られ、(5) 式の右辺の () 内の方程式が誘導される。

附-2 充てん被覆形の鋼管コンクリート断面の塑性曲げモーメントの評価について

充てん被覆形の鋼管コンクリート断面の塑性曲げモーメントは、鋼管コンクリート断面構成の充てんコンクリート部分、被覆コンクリート部分、鋼管部分および主鉄筋部分の軸力と曲げモーメントに関する相関関係を求め、それぞれの相関曲線にもとづく拡張累加強さ法によって評価することにする。したがって、ここでは、各要素に対する無次元化軸力 $n (= N/b \cdot D \cdot F_c)$ および無次元化曲げモーメント $m (= M/b \cdot D^2 \cdot F_c)$ の関係を示すことにとどめる。なお、被覆コンクリートおよび充てんコンクリート部分の応力度は一樣に分布すると仮定し、かつ被覆コンクリート部分のコンクリート強度を $k_c \cdot F_c$ 、充てんコンクリート部分のコンクリート強度を $k_f \cdot F_c$ とした。

また、鋼管部分および主鉄筋部分の応力度分布に対しては、完全剛塑性の仮定を設けた。

(1) 充てんコンクリート部分

(a) 円形の認合

* ただし、計算にあたっては、 $k_c = k_f = 1.0$ とした。

$$\left. \begin{aligned} m &= \frac{\eta \cdot ({}_s D_1 - 2 {}_s t_1)^3}{12} - \sin^3 \theta \cdot k_f \\ n &= \frac{\eta \cdot ({}_s D_1 - 2 {}_s t_1)^3}{4} - (\theta - \sin \theta \cdot \cos \theta) \cdot k_f \end{aligned} \right\} \quad (\text{A-8})$$

(b) 角形の場合

$$\left. \begin{aligned} m &= \frac{\eta}{4} ({}_s D_1 - 2 {}_s t_1) \left(k - \frac{1 - {}_s D_1}{2} - {}_s t_1 \right) (1 + {}_s D_1 - 2k - {}_s t_1) k_f \\ n &= \eta ({}_s D_1 - 2 {}_s t_1) \left(k - \frac{1 - {}_s D_1}{2} - {}_s t_1 \right) k_f \end{aligned} \right\} \quad (\text{A-9})$$

(2) 被覆コンクリート部分

(a) 円形の場合

$$\begin{aligned} \text{(i)} \quad 0 \leq k \leq \frac{1 - {}_s D_1}{2} \\ m = \frac{n}{2} \left(1 - \frac{n}{k_c} \right) \end{aligned} \quad (\text{A-10})$$

$$\begin{aligned} \text{(ii)} \quad \frac{1 - {}_s D_1}{2} \leq k \leq \frac{1 + {}_s D_1}{2} \\ \left. \begin{aligned} m &= \left(\frac{1 - {}_s D_1^2 \cdot \cos \theta}{8} - \frac{\eta \cdot {}_s D_1^3 \cdot \sin^3 \theta}{12} \right) \cdot k_c \\ n &= \left\{ \frac{1 - {}_s D_1 \cdot \cos \theta}{2} - \frac{\eta \cdot {}_s D_1^3 (\theta - \sin \theta \cdot \cos \theta)}{4} \right\} \cdot k_c \end{aligned} \right\} \quad (\text{A-11}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{(iii)} \quad \frac{1 + {}_s D_1}{2} \leq k \leq 1.0 \\ m = \frac{1}{2} \left(\frac{n}{k_c} + \frac{\pi \cdot \eta \cdot {}_s D_1^2}{4} \right) \left(1 - \frac{\pi \cdot \eta \cdot {}_s D_1^2}{4} - \frac{n}{k_c} \right) \cdot k_c \end{aligned} \quad (\text{A-12})$$

(b) 角形の場合

$$\begin{aligned} \text{(i)} \quad 0 \leq k \leq \frac{1 - {}_s D_1}{2} \\ m = \frac{n}{2} \left(1 - \frac{n}{k_c} \right) \end{aligned} \quad (\text{A-13})$$

$$\begin{aligned} \text{(ii)} \quad \frac{1 - {}_s D_1}{2} \leq k \leq \frac{1 + {}_s D_1}{2} \\ \left. \begin{aligned} m &= \frac{k(1-k)}{2} k_c - \frac{\eta \cdot {}_s D_1}{4} \left(k - \frac{1 - {}_s D_1}{2} \right) (1 + {}_s D_1 - 2k) k_c \\ n &= k_c \cdot k - \eta \cdot {}_s D_1 \cdot \left(k - \frac{1 - {}_s D_1}{2} \right) \cdot k_c \end{aligned} \right\} \quad (\text{A-14}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{(iii)} \quad \frac{1 + {}_s D_1}{2} \leq k \leq 1.0 \\ \left. \begin{aligned} m &= \frac{k(1-k)}{2} \cdot k_c \\ n &= k \cdot k_c - \eta \cdot {}_s D_1^2 \cdot k_c \end{aligned} \right\} \quad (\text{A-15}) \end{aligned}$$

(3) 鋼管部分

(a) 円形の場合

$$m = \lambda \cdot \eta \cdot {}_s t_1 \cdot ({}_s D_1 - {}_s t_1)^2 \cdot \sin \frac{\pi}{2} \left(1 - \frac{n}{\lambda \cdot \eta \cdot \pi \cdot ({}_s D_1 - {}_s t_1) \cdot {}_s t_1} \right) \quad (\text{A-16})$$

(b) 角形の場合

$$(i) \quad 0 \leq k' \leq s t_1 \quad \left. \begin{aligned} m &= \lambda \cdot \eta \cdot s D_1 \cdot k' \cdot (s D_1 - k') \\ n &= 2 \lambda \cdot \eta \cdot \{(2 s t_1 - k') \cdot s D_1 - 2 s t_1^2\} \end{aligned} \right\} \quad (A-17)$$

$$(ii) \quad s t_1 \leq k' \leq s D_1 - s t_1 \quad \left. \begin{aligned} m &= \lambda \cdot \eta \cdot s D_1 \cdot s t_1 \cdot (s D_1 - s t_1) + 2 \lambda \cdot \eta \cdot s t_1 (k' - s t_1) (s D_1 - s t_1 - k') \\ n &= 2 \lambda \cdot \eta \cdot (s D_1 - 2 k') \cdot s t_1 \end{aligned} \right\} \quad (A-18)$$

$$(iii) \quad s D_1 - s t_1 \leq k' \leq s D_1 \quad \left. \begin{aligned} m &= \lambda \cdot \eta \cdot (s D_1 - k') \cdot s D_1 \cdot k' \\ n &= 2 \lambda \cdot \eta \cdot \{(s D_1 - s t_1 - k') \cdot s D_1 - s t_1 (s D_1 - 2 s t_1)\} \end{aligned} \right\} \quad (A-19)$$

(4) 主鉄筋部分

$$\frac{n}{2 r \mu} + \frac{m}{r \mu \cdot r D_1} = 1 \quad (A-20)$$

附-3 被覆鉄筋コンクリート部分の応力中心間距離 r_j について

円形鋼管および角形鋼管を用いた被覆鉄筋コンクリート部分の弾性時の応力中心間距離 r_j は

$$r_j = \frac{I_n}{n \cdot a_t (1 - r d_t - x_n)} \quad (A-21)$$

によって与えられる。円形鋼管の場合には、中立軸距離 x_n は

$$S_n = \frac{b \cdot x_n^3}{2} - \left(\frac{s D}{2} \right)^3 \left\{ \frac{2}{3} \sin^2 \theta - \cos \theta (\theta - \sin \theta \cdot \cos \theta) \right\} + n \cdot a_t (2 x_n - r d_t - r d) \equiv 0 \quad (A-22)*$$

ただし

$$x_n = \frac{D - s D \cdot \cos \theta}{2} \quad (A-23)$$

より求められ、等価断面 2 次モーメント I_n は

$$I_n = \frac{b \cdot x_n^3}{3} - \left(\frac{s D}{2} \right)^4 \left\{ (\theta - \sin \theta \cdot \cos \theta) \left(\frac{1}{4} + \cos^2 \theta \right) - \frac{5}{6} \sin^2 \theta \cdot \cos \theta \right\} + n \cdot a_t \{ (x_n - r d_t)^2 + (r d - x_n)^2 \} \quad (A-24)$$

と求められる。

また、角形鋼管の場合には、中立軸距離 x_n は

$$S_n = \frac{(b \cdot x_n^3 - s D \cdot x_n^3)}{2} + n \cdot a_t (2 x_n - r d_t - r d) \equiv 0 \quad (A-25)$$

$$\text{ただし } x = x_n - \frac{D - s D}{2} \quad (A-26)$$

より求められ、等価断面 2 次モーメント I_n は

$$I_n = \frac{(b \cdot x_n^3 - s D \cdot x_n^3)}{3} + n \cdot a_t \{ (x_n - r d_t)^2 + (r d - x_n)^2 \} \quad (A-27)$$

と求められる。

本実験で採用した試験体の応力中心間距離は、円形鋼管を用いた試験体 RA0, RA2, RB0 および RB2 に対してそれぞれ 0.691D, 0.704D, 0.693D および 0.688D であり、また角形鋼管を用いた試験体 SA0, SA2, SB2, SB0 および SB2 に対して、それぞれ 0.692D, 0.690D, 0.690D および 0.690D である。したがって、本論では、円形鋼管および角形鋼管のいずれの場合も、応力中心間距離を 0.69D として取り扱った。

* $r a_c = r a_t, r d_c = r d_t$ として誘導した。

附-4 記 号*

cA : 充てんコンクリート部分の断面積
 rA : 主鉄筋部分の全断面積
 a_t : 主鉄筋の引張側断面積
 b : 柱巾
 b' : ($=b-sD$) セン断面の位置における有効巾
 r_b : 主鉄筋間隔
 D : 柱せい
 sD : 円形鋼管の外径および角形鋼管のせい
 rD : 主鉄筋のせい間隔
 r_d : ($=D-r_d$)
 d_t : コンクリート引張縁から引張鉄筋重心までの距離
 D_1 : $=sD/D$
 rD_1 : $=rD/D$
 F_c : コンクリートのシリンダー圧縮強度
 F_t : コンクリートの割裂試験による引張強度
 h : 柱長
 cI_m : 被覆コンクリート部分の曲げ破壊に対する相関曲線
 $c_f I_m$: 充てんコンクリート部分の曲げ破壊に対する相関曲線
 rI_m : 主鉄筋部分の曲げ破壊に対する相関曲線
 sI_m : 鋼管部分の曲げ破壊に対する相関曲線
 rcI_m : 被覆鉄筋コンクリート部分の曲げ破壊に対する相関曲線
 scI_m : 充てん鋼管コンクリート部分の曲げ破壊に対する相関曲線
 I_m : 充てん被覆形および被覆形鋼管コンクリート断面の曲げ破壊に対する相関曲線
 rcI_{s0} : 被覆鉄筋コンクリート部分のせん断付着破壊に対する相関曲線
 I_{s0} : 充てん被覆形および被覆形鋼管コンクリートのせん断付着破壊に対する相関曲線
 I_n : 被覆鉄筋コンクリート部分の等価断面

2 次モーメント

k : コンクリート圧縮縁から測った中立軸比
 k' : 鋼管の圧縮縁から測った中立軸比
 M : 曲げモーメント
 m : ($=M/b \cdot D^2 \cdot F_c$) 無次元曲げモーメント
 N : 作用軸力
 N_0 : 中心圧縮塑性強度
 n : ($=N/b \cdot D \cdot F_c$) 無次元化軸力, ヤング係数比
 r_p : 引張鉄筋比
 Q : 作用せん断力
 $\hat{Q}$: ($=Q+N \cdot R$) 転倒附加モーメントの影響を考慮したせん断力
 $\bar{Q}$: 三角形の微小要素に作用するせん断力
 Q_{FL} : 初期曲げひび割れ強度
 Q_{DT} : 初期斜張力ひび割れ強度
 Q_{SB} : 初期せん断付着ひび割れ強度
 Q_{max} : 最大強度
 $Q_{0.03rad}$: 相対部材角 R が 0.03rad. における保有強度
 $Q_{0.05rad}$: 相対部材角 R が 0.05rad. における保有強度
 Q_0 : 各試験体の終局せん断強度に関する計算値
 rcQ_0 : 被覆鉄筋コンクリート部分の終局せん断付着破壊強度に関する計算値
 scQ_0 : ($=MIN(sQ_{m0}, sQ_{s0})$) 充てん鋼管コンクリート部分の終局せん断強度に関する計算値
 scQ_{m0} : 充てん鋼管コンクリート部分の曲げ破壊によって決まる終局せん断力に関する計算値
 scQ_{s0} : 充てん鋼管コンクリート部分のせん断破壊によって決まる終局せん断強度に関する計算値
 sQ_0 : ($=MIN(sQ_{m0}, sQ_{s0})$) 鋼管部分の終局せん断強度に関する計算値
 sQ_{m0} : 鋼管部分の曲げ破壊によって決まる終局せん断力に関する計算値

* 断面寸法および中立軸距離の表示は Fig. B に示す。

- Q_{s0} : 鋼管部分のせん断破壊によって決まる
終局せん断強度に関する計算値
- Q_{s0} : $(=b' \cdot j \cdot F_c / 10)$ 被覆鉄筋コンクリート
部分のコンクリートによる終局せん
断強度に関する計算値
- $\tau_w Q_0$: $(=b \cdot r \cdot j \cdot \tau_w \cdot \rho_w \cdot \sigma_y)$ 被覆鉄筋コンクリート
部分のせん断補強筋による終局せん
断強度に関する計算値
- q : 同一相対部材角振幅の第一サイクルに
おける最大強度に対する強度低下率
- R : $(=\delta/h)$ 柱材の相対部材角
- $\bar{R}$: 傾斜コンクリート短柱要素に作用する
圧縮力
- S : 傾斜コンクリート短柱要素に作用する
せん断力
- S_n : 被覆鉄筋コンクリート部分の等価断面
1次モーメント
- $\bar{T}$: 三角形の微小要素に作用する引張力
- s_t : 鋼管の厚さ
- s_t1 : $=s_t/D$
- x_n : 被覆鉄筋コンクリート部分に関するコ
ンクリート圧縮縁から測った中立軸距
離
- x : 被覆鉄筋コンクリート部分の鋼管の圧
縮縁から測った中立軸距離
- α : コンクリートの直接せん断力度係数
- α_{p0} : 正荷重に対して得られた直接せん断応

力度係数

α_{ne} : 負荷重に対して得られた直接せん断力
度係数

α_{ave} : α_{p0} と α_{ne} の相加平均値

β : せん断補強筋の降伏引張力に対するま
さつ係数

δ : 柱材の相対変位量

$\tau_w \sigma_y$: せん断補強筋の引張降伏ひずみ度

$s \sigma_y$: 鋼管の引張降伏ひずみ度

η : $=D/b$

θ : せん断付着ひび割れをとまなう斜張力
ひび割れの角度

λ : $=s \sigma_y / F_c$

$r \mu$: $=r p_t \cdot r \sigma_y / F_c$

τ : 被覆鉄筋コンクリート部分に生ずる水
平せん断応力度

τ_c : 傾斜コンクリート短柱要素に生ずるせん
断応力度

σ_c : 傾斜コンクリート短柱要素に生ずる圧
縮応力度

$r \sigma_y$: 主鉄筋の引張降伏応力度

$r \sigma_u$: 主鉄筋の引張強さ

$\tau_w \sigma_y$: せん断補強筋の引張降伏応力度

$\tau_w \sigma_u$: せん断補強筋の引張強さ

$s \sigma_y$: 鋼管の引張降伏応力度

$s \sigma_u$: 鋼管の引張強さ

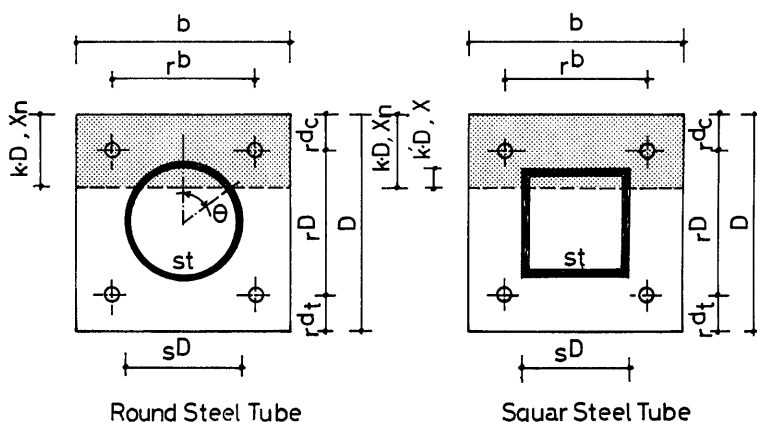


Fig. B. Dimensions of Cross Section.