

ずれ止めを用いたコンクリート充填鋼管 ソケット接合部の耐力評価

野澤伸一郎¹・木下雅敬²・築嶋大輔³・石橋忠良⁴

¹フェロー会員 東日本旅客鉄道(株) 東京工事事務所 (〒151-8512 東京都渋谷区代々木2丁目2番6号)

²正会員 Ph.D. 新日本製鐵(株) 鉄鋼研究所 (〒293-0011 千葉県富津市新富20番地1号)

³正会員 東日本旅客鉄道(株) 東京工事事務所 (〒151-8512 東京都渋谷区代々木2丁目2番6号)

⁴フェロー会員 工博 東日本旅客鉄道(株) 構造技術センター (〒151-8578 東京都渋谷区代々木2丁目2番2号)

コンクリート充填鋼管柱の接合方法として、径の大きな鋼管内に小径の鋼管を所定長さ差し込み、その間隙をコンクリートで充填一体化する接合構造がある。小径鋼管の外周および大径鋼管の内側にずれ止めを施した供試体について、載荷方法、二つの鋼管径の比をパラメータとしてその接合部の終局強度を調査する実験を実施した。その結果、接合部の終局強度に対して繰返し載荷の影響は最大荷重に至るまでは少ないこと、二つの鋼管径の違いが大きくなった場合には接合部の破壊性状が異なることがわかった。さらに柱下端にベースプレートを設置した供試体で実験を行なった結果、柱にずれ止めを設置した供試体と比べ荷重低下は早く始まるものの破壊性状は同様であることが明らかになった。実験結果から釣り合い条件を検討し、より広い条件下で接合部の終局強度を比較的精度よく算出できる修正式を提案した。

Key Words: concrete-filled steel pipes, joints, ultimate strength, cyclic loading, pipe diameter ratio, shear connector, base plate

1. はじめに

鋼管内にコンクリートを充填一体化構造としたコンクリート充填鋼管構造の継ぎ手・接合方法としては現場溶接によるのが一般的であるが、構造物が大型になれば溶接作業にも時間・手間がかかっている。また、杭と柱の接合のように異なる径の充填鋼管の接合を行う場合などにおいては、溶接やアンカーボルト接合では複雑な加工を必要とするため、かなりのコスト高になる場合がある。

このため、コンクリート充填鋼管を柱構造に使用した場合において、溶接およびアンカーボルト接合などの従来からの接合方式に代わる簡素で合理的な接合方法として、径の大きな鋼管内に、それより径の小さなコンクリート充填鋼管柱を所定の長さ差し込み、その環状の間隙にもコンクリートまたはモルタルを充填一体化する接合構造(以下、ソケット接合という)について検討してきた。

従来から、鋼管にて構成されるジャケット構造物と鋼管杭の接合構造として、重なり合った鋼管同士の間隙にモルタルを充填一体化する類似の接合構造が用いられているが、このような接合構造については、米国石油協会(API)やノルウェー船級協会(DNV)等の規準にその設計方法が提案されている^{1),2)}。また、柱を円形

のコンクリート充填鋼管ではなく、ベースプレートを有する角型鋼管とした場合の同様の接合部についての蓮田らの実験が過去に報告されており³⁾、実験などにより確認された接合部の降伏強度を推定する手法が提案されている。

しかしながら、API等の規準に記述されているのは、あくまで軸力の伝達を主体とした接合部に関するものであり、荷重の伝達は全て鋼管とグラウトの間の付着力によっている。API等の規準では、その付着力の評価方法について詳述されている。しかしながら上記の実験的研究³⁾では、接合部の曲げ伝達においては、鋼管とグラウトの付着力ばかりでなく、鋼管とグラウトの間の支圧力も重要な荷重伝達機構であることが明らかにされており、API等の設計方法では接合部の終局強度を正確に評価することはできない。また、蓮田らの提案する推定手法も、柱が外側の鋼管(以下、ソケット鋼管という)により水平方向に弾性支持されていると仮定し弾性支承上の梁として解析するというもので、必ずしも簡便な算定式とは言えず、また柱にベースプレートの設置されていない場合などへの適用性など、その適用範囲は比較的限られていると考えられる。従って、実際の設計に用いるには、より簡便で汎用的な算定手法が求められていた。

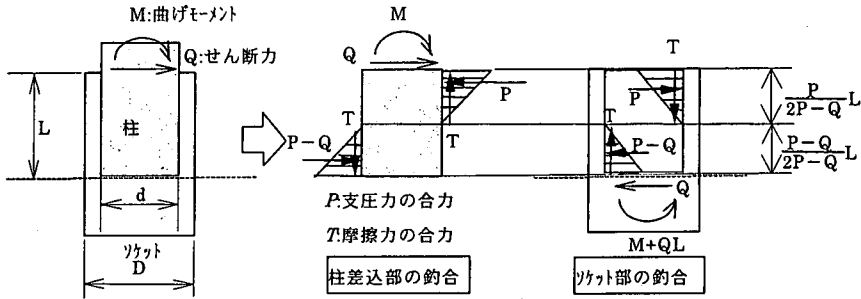


図-1 接合部の耐荷モデル

そこで筆者らはこれまでに、鉄道駅部高架橋の柱部および基礎杭にコンクリート充填鋼管を用いることを想定した柱-杭接合部の縮尺模型について実験を行ない、曲げモーメントおよびせん断力の伝達機構を解明し、ソケット接合部の終局強度を推定する算定式を提案している⁴⁾。これらの実験結果から、ソケット接合部の終局強度には、柱差込み長さ、ソケット鋼管の厚さおよびコンクリートに接する鋼管のずれ止めの有無が、大きく影響することが明らかとなっている。しかしながら、提案された終局強度算定式は、ずれ止めの無い供試体での実験を主体とした結果の分析に基づいていること、荷重方法としては単調荷重であること、さらに異径接合部の場合における柱径 d と杭（ソケット）径 D の比である鋼管径比（以下、 D/d という）については概ね 1.5 程度であることなどから、この結果から推定した接合部の終局強度算定式については、繰返し荷重の影響や D/d の影響などその適用範囲について不明な面があった。

そこで今回は、ソケット接合部の終局強度を評価する算定式を導くために実施したこれまでの実験において考慮していなかった、繰返し荷重の影響および D/d の影響に着目した実験を、接合部において柱鋼管外側およびソケット鋼管内側にずれ止めを設けた供試体を用いて実施した。

この実験結果を分析・検討することで、コンクリート充填鋼管ソケット接合部の破壊性状、終局強度に対する繰返し荷重および D/d の影響を明らかにし、接合部の終局強度算定式を、 D/d の影響も考慮して推定できる様に修正することを試みた。

上記の実験により検討しているソケット接合は、柱に相当する小径鋼管および杭に相当するソケット鋼管と間隙に充填するコンクリート（以下、環状コンクリートという）との間の摩擦力を向上させる目的で、小径鋼管の差込み部の外面およびそれと対向するソケット鋼管の内面に、丸鋼を多段に溶接したずれ止めを設けている。従って、柱端部は鋼管断面のままとし、ベースプレートなどは設置していない。しかし、施工条件や施工手順によっては現場における柱建て込みを容易にするために柱端部

にベースプレートを設ける場合も多々ある。従って、更なるコスト縮減と施工性向上を狙い、蓮田らの実験と同様に、現場における柱建て込みを容易にするために柱端部に設けたベースプレートに柱鋼管のずれ止め機能をも受け持たせることで、柱鋼管のずれ止めの設置を省略したソケット接合部についても、その耐荷機構および終局強度等を調査するための模型荷重実験を実施した。

そして実験により得られたソケット接合構造の耐荷性状および耐荷機構について検討を加えることで、ベースプレートの無いソケット接合部において作成した算定式を参考にしつつ、ベースプレートを有するソケット接合部の終局強度を推定する算定式を導き出すことを試みている。また、蓮田らの実験により得られた接合部の終局強度についても、今回提案する算定式を用いて評価している。

実際の構造物では、コンクリート充填鋼管の優れた力学特性を活かして柱でエネルギー吸収を行なえるように、接合部にはコンクリート充填鋼管柱の全塑性モーメントを十分に上回る荷重伝達ができる能力が要求される。従って、接合部に要求される性能としては、最大荷重後の変形能力やエネルギー吸収能力は重要ではなく、接合部の強度と剛性が設計上の最も重要な性能である。そこで、接合部を設計する上では終局強度および接合部剛性が簡便に算定できることが必要となるが、本論文では、このうち接合部の終局強度算定手法について検討したものである。なお、今回の検討の範囲には軸力の影響は含めていない。また、環状コンクリートには普通強度のコンクリートを使用している。

2. これまでに得られた接合部の終局強度算定式

これまでのコンクリート充填鋼管ソケット接合部の実験結果およびその分析から、接合部の耐荷機構は、支圧力の偶力と摩擦力の偶力により柱鋼管に作用する曲げモーメントおよびせん断力に抵抗しているものと考えられる。そこで、図-1に示すような耐荷モデルを仮定して、力の釣り合いにより接合部の終局強度を推定した。

(1) モーメントの釣り合い式

図-1 に示されたモデルより、接合部でのモーメントの釣り合いは、式(1)で表される。

$$M - T \left(\frac{2\sqrt{2}}{\pi} d \right) = - \frac{LP^2}{3(2P-Q)} + (P-Q) \frac{L(5P-2Q)}{3(2P-Q)} \quad (1)$$

ここで、 M : 柱に作用する曲げモーメント(N・mm)
 Q : 柱に作用するせん断力(N)
 T : 柱鋼管に作用する摩擦力の合力(N)
 P : 柱鋼管に作用する支圧力の合力(N)
 d : 柱鋼管の外径(mm)
 L : 柱差込み長さ(mm)

なお、柱とコンクリートの間の摩擦力は柱の圧縮側および引張り側に各々全周の 1/4 に均等に作用し、最大摩擦力に達していると仮定している。

このモーメントの釣り合いから、摩擦力の合力 (T) の最大値および支圧力の合力 (P) の最大値を求めることにより、適切な接合部の終局強度を推定できる。

(2) 終局時の摩擦力の合力 (T)

柱と環状コンクリートの間の摩擦応力は、クーロン摩擦に従うものとする。すなわち

$$\tau_{max} = c + \sigma_n \tan \phi \quad (2)$$

ここで、 c : 粘着力 (N/mm²)
 σ_n : 界面に作用する直応力 (N/mm²)
 ϕ : 摩擦角 (rad)

とすると、摩擦力の合力 (T) は次式で表される。

$$T = c \frac{\pi}{4} dL \frac{P-Q}{2P-Q} + \frac{\pi}{2\sqrt{2}} (P-Q) \tan \phi \quad (3)$$

これまでの検討⁴⁾より、平鋼管とコンクリート間の摩擦特性は、 $c=0.7$ N/mm²、 $\phi=20^\circ$ とする。

ずれ止めを設けた場合の、ソケット鋼管と環状コンクリートとの極限付着強度 (τ_{max}) は、API 基準¹⁾に従い式(4)により算定する。この場合、 $c=\tau_{max}$ 、 $\phi=0$ として式(3)より T を求める。

$$\tau_{max} = 1.15 + 1.72 f_{cu} \cdot h/s \quad (4)$$

ここで、 f_{cu} : 環状コンクリートの立方体供試体強度 (N/mm²) で、円柱供試体強度 f_{cy} より $f_{cu}=f_{cy}/0.8$ として求めた⁵⁾。

h : ずれ止め (突起) の高さ (mm)
 s : ずれ止め間隔 (mm)

(3) 支圧力の合力 (P)

柱に作用する支圧力の合力 (P) は、鋼管の差込み長さ L の区間のせん断パネル (ソケット鋼管およびソケット鋼管と柱鋼管の間に充填された環状コンクリートにより構

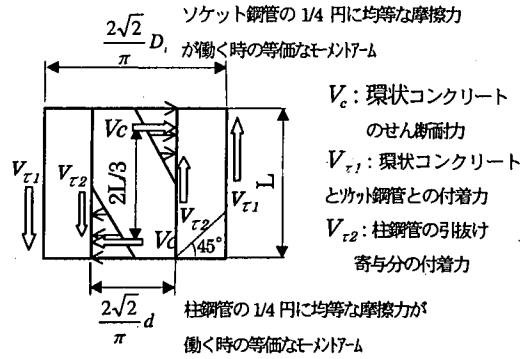


図-2 環状コンクリートの支圧機構

成される) のせん断耐力により決定される。したがって、
 $P = V_s + V_c \quad (5)$

ここで、 V_s : ソケット鋼管の負担するせん断力(N)
 V_c : コンクリート部が負担するせん断力(N)

まず、支圧偶力 (P) が作用する時のソケット鋼管のパネルの負担するせん断耐力 (V_s) は、支圧力の偶力により、パネル部がせん断破壊する時に決定される。鋼管の負担するせん断耐力は、差込み長さによる影響を表す補正項を加えて以下のように示される。

$$V_s = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \frac{\pi(D-t)}{2} t \left(\frac{L}{D'} \right)^\alpha \quad (6)$$

ここで、 f_y : ソケット鋼管の引張降伏強度 (N/mm²)
 t : ソケット鋼管の板厚 (mm)
 D : ソケット鋼管の外径 (mm)
 α : 補正係数 (=0.6)
 D' : ソケット鋼管に作用するせん断力を受け持つ側面パネルの幅 (= $D/\sqrt{2}$) (mm)

また、これまでの実験により接合部降伏破壊した供試体について検討した結果、 $\alpha=0.6$ の時実験結果と最も適合性がよいことがわかっている。

一方、コンクリート部が負担するせん断耐力 (V_c) は、実験等により環状コンクリートが鋼管から抜け出すことが観察されていることから、環状コンクリートの鋼管からの引抜け抵抗力 (V_c) により決定されるとした。

このとき、既に、柱の引抜けに寄与している摩擦抵抗 ($V_{\tau 2}$) は差し引くこととする。(範囲は 1/4 円の $L/2$ と仮定) すなわち、コンクリート部分の引抜け抵抗力は、

$$V_c = V_{\tau 1} - V_{\tau 2} \quad (7)$$

$$V_{\tau 1} = \frac{\pi}{4} D_i \cdot \left\{ L - (D_i - d)/2 \right\} \cdot c \quad (8)$$

ここで、 D_i : ソケット鋼管の内径 (mm)

$$V_{\tau 2} = \frac{\pi}{4} d \frac{L}{2} c \quad (9)$$

となる。したがって、図-2 に示す釣り合いより V_c は式(10)

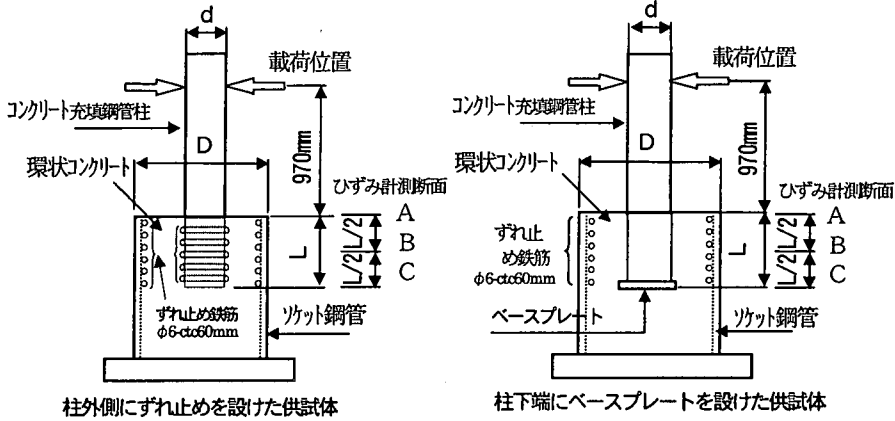


図-3 供試体一般形状

表-1 供試体諸元(mm)

供試体名	カッタ鋼管径 D	カッタ鋼管厚 t	D/t	柱鋼管径 d	柱鋼管厚 t2	d/t2	柱差込長 L	D/d	L/d	カッタ鋼管内側のずり止め	柱鋼管外側のずり止め	ベースプレート 径×板厚	パラメータ
S-1	430	6.0	71.7	216	30	7.20	324	2.0	1.50	φ6@60	φ6@60	-	標準
S-2	650	6.0	108	216	30	7.20	324	3.0	1.50	φ6@60	φ6@60	-	D/d
S-3	650	6.0	108	216	30	7.20	324	3.0	1.50	φ6@60	φ6@60	-	偏心
S-4	865	6.0	144	216	30	7.20	324	4.0	1.50	φ6@60	φ6@60	-	D/d
S-5	430	6.0	71.7	216	30	7.20	324	2.0	1.50	-	-	-	ずり止め
S-6	430	6.0	71.7	216	30	7.20	324	2.0	1.50	φ6@60	φ6@60	-	単調曲荷
S-7	865	6.0	144	216	30	7.20	324	4.0	1.50	φ6@60	φ6@60	-	単調曲荷
S-8	430	6.0	71.7	216	30	7.20	216	2.0	1.00	φ6@60	φ6@60	-	L/d
S-9	430	6.0	71.7	216	30	7.20	108	2.0	0.50	φ6@60	φ6@60	-	L/d
BS-1	430	6.0	71.7	216	33	6.55	324	2.0	1.50	φ6@60	-	270×19	ベースプレート
BS-2	650	6.0	108	216	33	6.55	324	3.0	1.50	φ6@60	-	270×19	D/d
BS-3	865	6.0	144	216	33	6.55	324	4.0	1.50	φ6@60	-	270×19	D/d
BS-4	430	6.0	71.7	216	33	6.55	324	2.0	1.50	φ6@60	-	326×19	ベースプレート径
BS-5	430	6.0	71.7	216	33	6.55	324	2.0	1.50	φ6@60	-	270×12	ベースプレート板厚
BS-6	430	6.0	71.7	216	33	6.55	216	2.0	1.00	φ6@60	-	270×19	L/d
BS-7	430	6.0	71.7	216	33	6.55	270	2.0	1.25	φ6@60	-	270×19	L/d
BS-8	430	6.0	71.7	216	33	6.55	270	2.0	1.25	φ6@60	φ6@60	-	L/d

で示される。

$$v_c = \frac{3}{2L} \left[\frac{\pi}{4} D_1 \cdot \{L - (D_1 - d)/2\} \cdot c \cdot \left(\frac{2\sqrt{2}}{\pi} D_1 \right) - \frac{\pi}{4} d \frac{L}{2} \cdot c \cdot \left(\frac{2\sqrt{2}}{\pi} d \right) \right] \quad (10)$$

(4) 終局強度の算定式

式(1)の釣合い式に、式(3)および式(5)で求めた、最大摩擦力 (T) および支圧力の合力 (P) を代入し、M_uについて解くと、次式により接合部の終局強度が得られる。

$$M_u = \frac{l_a B - \sqrt{(l_a B)^2 - 4l_a^2 AC}}{2A} \quad (11)$$

$$Q_u = \frac{B - \sqrt{(B)^2 - 4AC}}{2A} \quad (12)$$

ただし、l_a: せん断スパン (mm)

$$A = 6l_a + 6d \tan \phi + 4L$$

$$B = 12l_a P + 18d \tan \phi P + 3\sqrt{2}d^2 cL + 14LP$$

$$C = 12d \tan \phi P^2 + 3\sqrt{2}d^2 cLP + 8LP^2$$

3. 実験概要

(1) 供試体形状および諸元

供試体は、コンクリート充填鋼管柱とコンクリート充填鋼管杭の接合等、径の異なるコンクリート充填鋼管の接合を想定した片持ち梁モデルとし、図-3 に示すように径の大きなソケット鋼管に充填鋼管柱を差し込み、間隙もコンクリートで充填して一体化する構造とした。実際の施工では、ソケット鋼管は基礎杭として下方に延伸し地中埋設することを考えている。供試体のせん断スパンは 970mm とし、過去の平鋼管を用いた場合の供試体寸法と対応させた。供試体の諸元を表-1 に示す。

これまでの研究により接合部終局強度に及ぼすソケット鋼管厚の影響はほぼ明らかになっていることから、今回の実験では鋼管厚は全て 6.0 mm としパラメータとはしていない。また、柱の差込み長さとして柱径との比 (以下、L/d という) については、一般に埋込み柱脚の埋込み長が柱径 d との関連で L/d が 1~1.5 程度であること⁶⁾、また前節に示した終局強度算定式により検討すると、標

準供試体 S-1 の差込み長を $L/d=2$ よりも長くした場合、接合部強度がソケット鋼管部の曲げ強度を上回り、ソケット鋼管部での曲げ破壊が先行することが危惧されたことから、接合部の強度を調査することを目的とした今回の実験では L/d を 1.5 以下に設定している。

a) S シリーズ供試体

S シリーズは接合部の柱外側およびソケット鋼管内側にずれ止めを用いた供試体を基本としている。S-1 を標準供試体とし、パラメータを載荷方法（単調、繰返し）、 D/d 、 L/d およびずれ止めの有無とした。

環状コンクリートと柱およびソケット鋼管のずれ止め構造として、柱鋼管外側およびソケット鋼管内側に $\phi 6\text{mm}$ の丸鋼を 60mm 間隔でステップ状に溶接した。

柱部には、径 $d=216\text{mm}$ 、厚さ $t=30\text{mm}$ （径厚比 7.20）の厚肉鋼管を用いて、柱が接合部より先に破壊することを防止した。

b) BS シリーズ供試体

BS シリーズは、接合部の柱にずれ止めを設置する代わりに柱最下端にベースプレートを開けた供試体を基本としている。BS-1 をこのシリーズの標準供試体とし、パラメータを D/d 、ベースプレート径、ベースプレート厚および L/d とした。BS-8 はベースプレートの代わりにずれ止めを用いた供試体とした。

すべての供試体のソケット鋼管内側と BS-8 供試体の柱鋼管外側に、 $\phi 6\text{mm}$ の丸鋼を 60mm 間隔でステップ状に溶接してずれ止めを設けた。

ベースプレートは、S シリーズの実験において柱差込み部表面に設置したずれ止めと同等の機能を受け持たせるとの考えから、「柱表面にソケット鋼管内側と同等のずれ止めを設けたと想定し、その時柱の差込み長さの 1/2 分のずれ止めに作用する摩擦力と同等の荷重がベースプレートの柱鋼管からの突出部に作用することとした。以下に示す計算手順に従い、供試体に用いるベースプレートは径 270mm、厚さ 19mm を標準とした。

$$B_s = d + 2b \quad (13)$$

$$b = F_b / f_a \quad (14)$$

$$F_b = L/2 \times \tau_{\max} \quad (15)$$

ここで、 B_s : ベースプレート径 (mm)

b : ベースプレートの柱からの突幅 (mm)

f_a : コンクリートの支圧強度 (N/mm^2)

F_b : $L/2$ 区間のずれ止めが負担する単位幅当たりの摩擦力 (N/mm)

L : 柱差込み長さ (mm)

$$t_b \geq b \sqrt{2 f_a / f_{by}} \quad (16)$$

ここで、 t_b : ベースプレート厚 (mm)

f_{by} : ベースプレートの引張降伏強度 (N/mm^2)

また、柱部には径 $d=216\text{mm}$ 、厚さ $t=33\text{mm}$ （径厚比 6.55）の厚肉鋼管を用いて、柱が接合部より先に破壊することを防止した。

(2) 載荷方法

載荷方法は、単調および繰返し載荷とした。今回の実験において、繰返し載荷を行うこと目的は、繰返し載荷による終局強度への影響を調査することであり、接合部のエネルギー吸収能力などを評価するためのものではない。しかし、想定している外力が地震力であることもあり、通常構造部材の変形性能やエネルギー吸収能力を調査するために行われる交番載荷実験に倣った試験方法とした。ただし、今回の実験では、接合部の終局強度を調べるために接合部破壊させる必要があり、供試体の柱の終局強度を大きく設定している。従って、柱の降伏荷重は接合部の終局強度を上回ってしまうことも考えられる。そのため、基準となる降伏変位 δy を、以下の①から③に示す考え方により便宜的に決定し、 δy の整数倍毎に 3 サイクル繰返し載荷を行う試験法としている。

① 供試体接合部の終局強度の推定

$D/d=2$ 、 $L/d=1.5$ の標準供試体（S シリーズでは S-1、BS シリーズでは BS-1）の接合部終局強度 M_{ju} を 2 章に示す評価手法により算定する。

② 仮想柱断面の設定

一般に接合部は柱の設計耐力に対して十分に大きな終局強度を有するように設計される。そこで①にて推定された接合耐力に見合った仮想の柱断面として、柱の設計終局強度 M_{cu} と接合部の設計終局強度 M_{ju} との安全度が $1.4 \times \gamma_i$ （ γ_i は構造物係数で通常 1.2） $= 1.7$ （ $M_{ju}/M_{cu} > 1.7$ ）となる⁶⁾ 柱断面（以下、仮想柱断面）を決める。

今回、仮想柱の径を供試体と同じ 216mm、材料としてコンクリートの圧縮強度 $27\text{N}/\text{mm}^2$ 、鋼管には STK400 相当品を想定し、 $M_{ju}/M_{jc} > 1.7$ を満足するよう鋼管厚を 11mm と仮定した。仮想柱の計算終局強度は 154kN となった。なお、実際の供試体の柱の計算終局強度は、S シリーズでは 335kN、BS シリーズでは 540kN となっている。

ただし、予め接合部の終局強度が小さいと予想された L/d の小さい S-8、S-9 および BS-6~BS-8 については、それぞれの供試体における接合部の終局強度に対して仮想柱断面を定めた。

③ 仮想柱降伏変位 δy の決定

仮想柱断面の曲げ降伏耐力 M_{cy} を算定し降伏荷重 P_y （ $P_y = M_{cy}/l_a$ ； $l_a = 970\text{mm}$ ）載荷時の載荷点変位を δy とする。なお、②で定めた仮想柱断面の降伏荷重は 122kN となった。BS シリーズについては、環状コンクリートの材料強度を考慮して仮想柱断面の降伏荷

表-2 材料強度 (N/mm²)

供試体名	ソケット鋼管 降伏強度 f_y	柱鋼管 降伏強度 f_{scy}	環状コンクリート 圧縮強度 f_{cy}
S-1	344	249	38.3
S-2	350	249	38.1
S-3	350	249	39.2
S-4	350	249	39.2
S-5	430	249	37.1
S-6	344	249	38.7
S-7	350	249	37.2
S-8	344	249	35.9
S-9	344	249	35.9
BS-1	328	413	26.5
BS-2	349	413	26.5
BS-3	357	413	26.7
BS-4	328	413	26.7
BS-5	328	416	28.4
BS-6	328	416	28.4
BS-7	337	416	32.0
BS-8	337	416	32.0

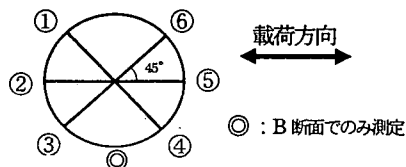


図-4 ひずみ計測位置

重は 110kN に設定した。

(3) 使用材料

鋼管材料は、鋼管柱（小径鋼管）に S シリーズでは STK400, BS シリーズでは STK490 相当の鋼管を使用した。ソケット鋼管（外鋼管）は全て SKK400 相当の鋼管とした。ソケット鋼管と鋼管柱の間の空隙および鋼管柱内に充填したコンクリートは S シリーズでは設計基準強度 $F_c=27\text{N/mm}^2$, BS シリーズでは $F_c=24\text{N/mm}^2$, 粗骨材最大寸法は全て $G_{max}=10\text{mm}$ （豆砂利使用）とした。使用材料の強度を表-2 に示す。

(4) 計測項目

荷重は載荷点での水平荷重を測定し、変位は柱およびソケット鋼管の水平変位量、供試体基部の変位・回転量、ソケット鋼管上部部の直径の変化をダイヤルゲージで測定した。ひずみについては、ソケット鋼管にひずみゲージを貼り付けて測定した。図-3 に示す計測断面 (A, B, C) におけるひずみ測定位置を図-4 に示す。

4. 柱にずれ止めを設けた供試体の実験結果および考察 (S シリーズ)

(1) 標準供試体 S-1 の破壊性状と荷重～変位関係

柱径 d とソケット鋼管径 D の比 $D/d=2$ で柱差込み長

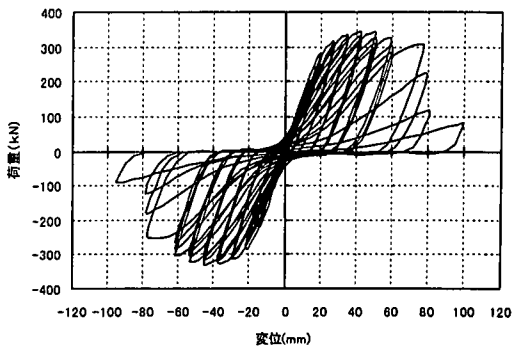


図-5 S-1 供試体の水平荷重～柱頭変位関係

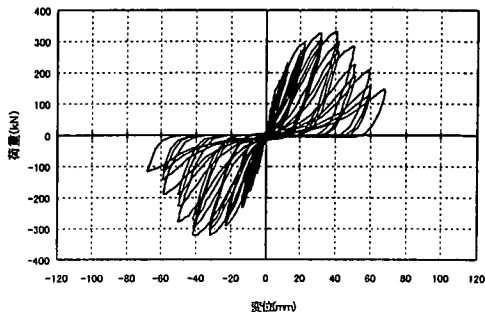
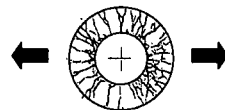
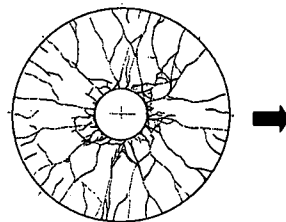


図-6 S-4 供試体の水平荷重～柱頭変位関係



S-1 供試体 7 $\delta y=48\text{mm}$



S-4 供試体 11 $\delta y=47\text{mm}$

図-7 環状コンクリートのひび割れ

さ $L=1.5d$ で繰返し載荷とした S シリーズの標準供試体 S-1 の荷重～変位関係を図-5 に示す。

仮想柱の降伏荷重 120kN を載荷した時点の載荷点の変位は、正側 7.3mm, 負側 -6.3mm であった。

載荷サイクルの増加とともに、ソケット鋼管上部の周方向ひずみが徐々に増大し、3～4 δy にて降伏しはじめた。環状のコンクリートにも徐々に半径方向のひび割れが増加していた。5 δy の載荷サイクルあたりから、載荷方向に対し側面側の環状コンクリートが、ソケット鋼管から抜け出すことが観察され始め、また徐々に環状コ

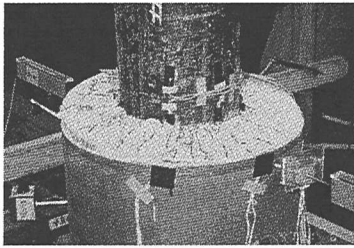


写真-1 S-1 供試体 10 δy 終了時 (付着破壊)

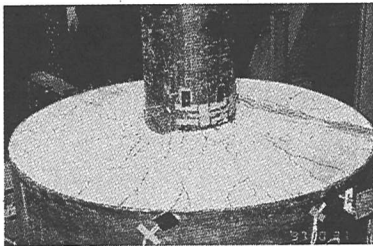


写真-2 S-4 供試体 15 δy 終了時 (コーン状破壊)

ンクリートの荷重方向側での圧壊も観察され始めた。さらに、ソケット鋼管上部の周方向ひずみの増加も顕著になってきた。側面側のコンクリートの抜け出し、コンクリートの圧壊およびソケット鋼管上部の周方向ひずみの増加が同時進行するにつれて、荷重も6 δy をピークに徐々に低下してきた。環状コンクリートを上方から見た時のひび割れ状況を図-7に示す。

10 δy の荷重サイクルでは、環状のコンクリートが一般的に大きく抜け出しており、荷重が急激に低下した。ソケット鋼管上部の直径は、荷重方向に約14mm伸びた。10 δy 荷重終了時のS-1 供試体の状況を写真-1に示す。

このS-1のように、環状コンクリートのソケット鋼管からの抜け出しが終局強度を支配すると考えられる破壊モードを付着破壊と定義することとした。

(2) ソケット鋼管径の大きな供試体S-4の破壊性状と荷重～変位関係

柱径 d とソケット鋼管径 D の比 $D/d=4$ で柱差込み長さ $L=1.5d$ で繰返し荷重とした供試体S-4の荷重～変位関係を図-6に示す。

仮想柱の降伏荷重120kNを荷重した時点の荷重点の変位は、正側4.4mm、負側-4.1mmであった。

荷重サイクルの増加とともに、ソケット鋼管上部の周方向ひずみが徐々に増大し、5～7 δy で降伏し始めた。しかし、その後の周方向ひずみの増加割合はS-1 供試体と比べてかなり小さかった。環状コンクリートにも徐々に半径方向のひび割れが増加し(図-7)、7 δy の荷重サイクルから、柱の根元部分に環状コンクリートの圧壊も

観察されるようになった。また同時に、柱付近のコンクリートが柱を中心に盛り上がってきていることが観察された。9～11 δy の荷重サイクルでは、この環状コンクリートの圧壊と柱付近のコンクリートの盛り上がりがますます顕著となり、この時点で荷重が低下し始めた。環状コンクリートの盛り上がりは柱に接する部分が最も大きく、外側に向かって徐々に小さくなり、ソケット鋼管と接する面ではコンクリートと鋼管との間のずれはほとんど観察されていない。ソケット鋼管上部の直径変化は、荷重方向に4mm程度であり、S-1 供試体に比べると小さかった。15 δy 荷重終了時のS-4 供試体の状況を写真-2に示す。荷重～変位関係(図-6)では、S-1、S-2などの環状コンクリートのソケット鋼管からの抜け出しが顕著な供試体の場合よりも、少ない変形量で荷重低下が始まっていることがわかる。

S-1およびS-2では、環状コンクリートのソケット鋼管からの抜け出しに伴い荷重が低下したのに対し、S-4 供試体では、環状コンクリートのソケット鋼管からの抜け出しは見られず、柱の環状コンクリートからの抜け出しに伴い、柱付近の環状コンクリートが柱を中心に盛り上がってきていることにより荷重低下が顕著になってきている。すなわち、環状コンクリートの損傷が主に接合部の終局強度を支配していると考えられる破壊モードであった。後に接合部を解体して環状コンクリート部の破壊状況を観察しているが、差し込まれた柱鋼管の先端部近傍から環状コンクリート表面に向かうクラックが観察され、これからコーン状の破壊線が推定できたことより、このような破壊モードをコーン状破壊と定義し、付着破壊と区別することとした。

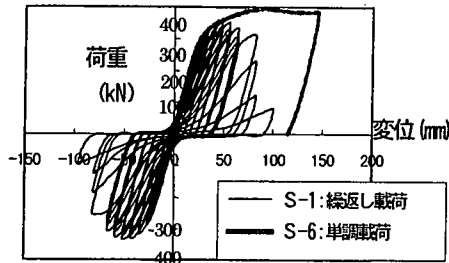
(3) 荷重～変位関係の特徴

今回の実験における供試体は、接合部の終局強度を確認することを目的に接合部で破壊するよう設計されているため、柱ではなく接合部の損傷により荷重～変位関係が決まっている。このため、一般にコンクリート充填鋼管柱の荷重～変位関係は、エネルギー吸収に優れた紡錘型となるが、実験ではソケット鋼管が周方向に降伏し塑性ひずみが増大するにつれ、環状コンクリート内のひび割れ幅の増大、環状コンクリートと柱およびソケット鋼管との間に隙間が発生することにより、荷重～変位関係はエネルギー吸収の少ない逆S字の履歴を示した。

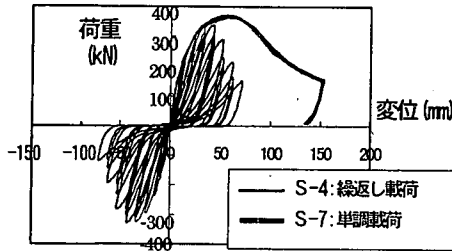
(4) 繰返し荷重の影響⁷⁾

a) 破壊性状と荷重～変位関係

柱径 d とソケット鋼管径 D の比 D/d が同じ場合の繰返し荷重の影響を比較した。 $D/d=2$ と4のそれぞれについて、単調荷重の場合の荷重～変位関係と繰返し荷重の場合の荷重～変位関係の包絡線を図-8に示す。



(D/d=2 の場合)



(D/d=4 の場合)

図-8 荷重方法が異なる荷重～変位関係

表-3 荷重方法の異なる供試体の終局強度

供試体名	実験値 Pu(kN)	パラメータ		実験値の比
		荷重方法	D/d	
S-1	344	繰返し	2	S-1/S-6 =0.980
S-6	351	単調	2	
S-4	332	繰返し	4	S-4/S-7 =0.962
S-7	345	単調	4	

D/d=2 と 4, いずれの荷重～変位関係も, 繰返し載荷の最大荷重付近までは荷重方法に関係なくよく一致しており, この間の接合部の荷重～変位関係は, 繰返し載荷による影響をほとんど受けないことがわかる. しかしながら, 繰返し載荷を行った場合は, 単調載荷に比べて環状コンクリートの損傷が大きくなる傾向があり, S-1 と S-4 共に, 5~6 δy 以降荷重が低下した. また, D/d=2 の S-1 および S-6 では最大荷重以降, 環状コンクリートがソケット鋼管から大きく抜け出したが, D/d=4 の S-4 および S-7 ではいずれも環状コンクリートの抜け出しは見られなかった. すなわち, 破壊モードも荷重方法の影響は受けず, S-1 と S-6 は付着破壊, S-4 と S-7 ではコン状破壊となり, D/d の等しい供試体は同じ破壊モードとなった.

b) 終局強度

載荷点での終局水平荷重 Pu を表-3 に示す. 表中の終局荷重は繰返し載荷の場合は最大荷重を, 単調載荷の場合は荷重～変位関係の接線勾配が初期勾配の 5% まで低下した時点の荷重を示す. 過去の単調載荷の実験⁴⁾では,

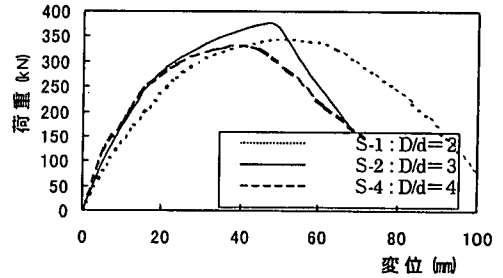


図-9 荷重～変位関係の包絡線(D/dの影響)

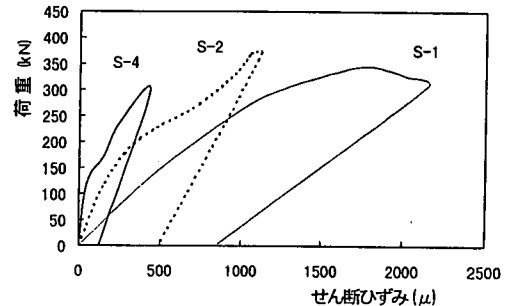


図-10 ソケット鋼管側面の荷重～ひずみ関係(D/dの影響)

荷重～変位関係に明確なピークが得られない場合が多く, またピーク荷重が得られた場合でもかなり変位が進んだ状態であるため, 便宜的に荷重～変位関係の接線勾配が初期勾配の 5% まで低下した時点の接合部の終局と定義し, その時点の荷重を終局荷重としてきた.

今回の実験では, S-7 のように D/d の大きな供試体においては荷重～変位関係にピークが現れたものの, ピーク時の変位が大きくなっているため, 同様の定義の荷重を終局荷重として採用することとした.

表-3 に示すように, 上の定義に基づいて求めた単調載荷の供試体 S-6 と S-7 の終局荷重と, 繰返し載荷の供試体 S-1 と S-4 の最大荷重とが, それぞれほぼ一致していることから, 文献 4) で便宜的に定義してきた単調載荷時の終局荷重も, 接合部の終局強度として概ね妥当な値であると考えられる. 従って, 文献 4) にて検討してきた接合部の終局強度に関する知見は, 繰返し載荷の場合にもほぼ適用できるものと考えられる.

(5) D/d の影響

a) 破壊性状と荷重～変位関係

D/d をパラメーターとした供試体 S-1, S-2 および S-4 について述べる.

どの供試体の接合部もソケット鋼管上部が円周方向に降伏し, その後, 柱下端から 45° 上方へ引いた面がソケット鋼管にぶつかる位置付近まで円周方向の降伏領域が広がり, 接合部に充填した環状コンクリートが柱の根元部で局所的に圧壊した. その後, S-1 については環状コン

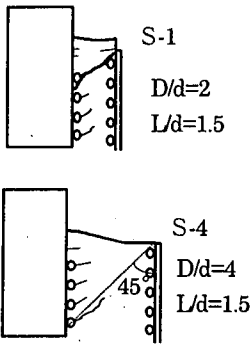


図-11 環状コンクリートの状況 (載荷終了後)

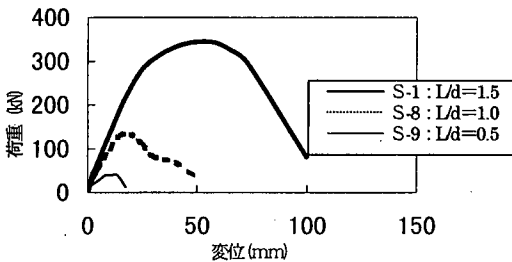


図-12 荷重～変位関係の包絡線 (L/d の影響)

クリートが抜け出し、S-2については柱根元部の圧壊とコンクリートの抜け出しが並行して進行したが、S-4についてはコンクリートの抜け出しは見られず、柱根元部の圧壊が更に進行し、荷重が減少傾向となった。図-9にこれら供試体の荷重～変位関係の包絡線を示すが、D/dが大きくなると、小さな変位にて荷重降下が始まる傾向を示した。

次に図-4において◎で示すソケット鋼管側面のせん断ひずみと荷重との関係の包絡線を図-10に示す。D/dが大きくなるに従ってひずみの大きさは小さくなっている。D/dが大きい場合にはソケット鋼管の塑性変形が小さく、脆性的な破壊性状となっていることと対応していると考えられる。

b) 載荷終了後の環状コンクリートの状況

実験終了後に接合部を解体して観察したS-1とS-4の破壊状況を図-11に示す。

D/d=2のS-1では、柱のずれ止めより斜め上方のソケット鋼管内側のずれ止めに向かうひび割れが観察された。その中で最上部の柱鋼管ずれ止め鉄筋からソケット鋼管ずれ止め鉄筋に向かった環状コンクリートのクラックが顕著であった。これは、ソケット鋼管上部における周方向ひずみが大きいことから、載荷サイクルの進展とともにソケット鋼管上部のソケット鋼管の拘束が緩むことにより最終的には上方でのクラックが大きく進展したものと考えられる。実験中から観察されていたが、環状コンクリートはソケット鋼管から大きく抜け出していた。

表-4 実験値と計算値の比較

供試体名	パラメータ	実験値 Pu (kN)	計算値 文献1) Puc(kN)	Pu/Puc	環状コンクリートの 破壊モード*1
S-1	標準	344	346	0.99	付着
S-2	D/d	371	412	0.90	付着
S-3	偏心	380	419	0.91	付着
S-4	D/d	332	211	1.57	コーン状
S-5	ずれ止め	186	199	0.94	付着
S-6	単調載荷	351	348	1.01	付着
S-7	単調載荷	345	210	1.64	コーン状
S-8	L/d	133	188	0.71	付着
S-9	L/d	40.9	35.4	1.15	コーン状

*1: 付着: 環状コンクリートとソケット鋼管との付着破壊

コーン状: 環状コンクリート内の引ききせん断破壊

これに対し、D/d=4のS-4では柱の引抜き力によると考えられるひび割れが柱ずれ止めから斜め上方に向かって多数生じ、環状コンクリートがソケット鋼管から柱中心に向かって盛り上がったものの、環状コンクリートがソケット鋼管から抜け出してはいなかった。柱下端付近のずれ止めより環状コンクリート表面に向かうクラックが観察され、柱下端付近ずれ止めより斜め上方に向かうコーン状の破壊線があると推定した。

S-1とS-4の環状コンクリート内部の違いは、D/d=4、L/d=1.5のS-4では柱径や差し込み長さに対してソケット径が大きいため、図-2に示す耐荷モデルに示すように柱の引抜き力の流れを45°方向と仮定すると、引抜き力がソケット鋼管に直接伝わらずソケット頂部に抜けていることや環状コンクリートの抵抗面積が大きいことによるものと思われる。

(6) L/dの影響

図-12にL/dをパラメーターとしたS-1、S-8およびS-9供試体の荷重～変位関係の包絡線を示す。

ずれ止めの無い供試体で単調載荷したこれまでの実験と同様に、差し込み長さが短くなるに従い終局強度は低下している。差し込み長さが短い場合は、D/dが大きい場合と同様に、ソケット鋼管と環状コンクリートの付着抵抗がないまま、荷重低下を生じているものと思われる。

5. 終局強度算定式の検討

(1) 実験値とこれまでの算定式による計算値との比較

2章に示したこれまでに得られた接合部の終局強度算定式により評価された接合部終局強度計算値(Puc)と今回実験により得られた接合部終局強度 (Pu: 繰返し載荷の場合は最大荷重を、単調載荷の場合は荷重～変位関係の接線勾配が初期勾配の5%まで低下した時点の荷重を示す) を比較したものを表-4に示す。

なお、最大荷重の実験結果には3章で示した供試体の柱の計算終局強度を上回るものもあるが、全ての供試体で、最大荷重以降は柱鋼管のひずみは増加せず、ソケット

表-5 簡素化した算定式による計算値

供試体名	実験値 Pu (kN)	計算値 文献1) Puc(kN)	Pu/Puc	式(21)による 計算値 Puc1 (kN)	Pu/Puc1
S-1	344	346	0.99	348	0.99
S-2	371	412	0.90	414	0.90
S-3	380	419	0.91	420	0.90
S-4	332	211	1.57	216	1.54
S-5	186	199	0.94	199	0.93
S-6	351	348	1.01	348	1.01
S-7	345	210	1.64	215	1.60
S-8	133	188	0.71	190	0.70
S-9	40.9	35.4	1.16	36.3	1.13

ト鋼管のひずみが増加していることから、今回の実験では全ての供試体で接合部破壊したものと判断した。

実験値と計算値との比較から、各パラメータの違いと2章に示した終局強度算定式との関係について、次のことが明らかになった。

①ソケット鋼管径が大きい供試体(φ865mm,D/d=4)を用いたS-4およびS-7の計算値は実験値を極端に過小評価し、L/dを0.5としたS-9も実験値を過小評価している。既往の算定式では破壊性状がコーン状破壊となるD/dが大きい場合およびL/dが小さい場合についての接合部終局強度の評価が十分にできていない。

②差込み長さの短い供試体S-8、S-9の実験値と計算値の乖離が大きい。

③その他の供試体の計算値(Puc)は、概ね接合部の終局強度を推定できる。

(2) 終局強度算定式の簡素化の検討

ずれ止めを設けた場合の、終局強度の検討を行なうにあたり議論を簡単にするため、釣り合い式(1)を若干変形する。

ずれ止めを設けた場合の最大摩擦力は、鋼管とコンクリートとの押しめき試験等より得られた τ_{max} を用いることから、一般には $\phi=0$ と仮定すると、摩擦力Tは図-1、図-2より式(17)となる。

$$T = V_{r2} \quad (17)$$

さらに、

$$P = V_s + V_c \quad (18)$$

$$V_c = \frac{3}{2L} \left\{ V_{r1} \left(\frac{2\sqrt{2}}{\pi} D_i \right) - V_{r2} \left(\frac{2\sqrt{2}}{\pi} d \right) \right\} \quad (19)$$

を利用して釣り合い式(1)を整理すると、

$$M - V_{r1} \left(\frac{2\sqrt{2}}{\pi} D_i \right) = \frac{2}{3} LV_s - \frac{5(V_s + V_c) - 2Q}{6(V_s + V_c) - 3Q} LQ \quad (20)$$

ここで、式(20)の右辺第2項は、せん断力Qの作用により接合部のモーメントの回転中心がずれることによる

影響を表す項であるが、耐荷モデルの前提として $P=(V_s + V_c) > Q > 0$ であるから、その取りうる値は $5/6LQ \sim LQ$ の間となり、その変動が終局強度算定値に与える影響は比較的小さい。例えば、 V_c の値の評価が終局強度算定値に与える影響は非常に小さく、今回実験したケースでは式(20)の右辺第2項において $V_c=0$ と仮定しても、 V_c を式(10)にて計算した場合に比べて数パーセント差が出るのみであった。そこで、簡単のため、右辺第2項の評価で $V_c=0$ とすると、釣り合い式は次式となる。

$$M - V_{r1} \left(\frac{2\sqrt{2}}{\pi} \right) D_i = \frac{2}{3} LV_s - \frac{5V_s - 2Q}{6V_s - 3Q} LQ \quad (21)$$

式(21)の釣り合い式を利用して求めた計算値をPuc1として表-5に示す。

式(21)より、ソケット接合部の終局強度は、鋼管の負担するせん断耐力 V_s とソケット鋼管と環状コンクリートの間の付着力 V_{r1} によりほぼ決定されることがわかる。鋼管の負担するせん断耐力 V_s については、式(6)により算定されることが既往の実験により明らかになっていることから⁹⁾、ずれ止めのある場合の終局強度の評価は V_{r1} の評価に帰着できることとなる。

ここで、式(21)を再度式(1)と同様の形式に書きなおすと、

$$M - V_{r1} \left(\frac{2\sqrt{2}}{\pi} \right) D_i = - \frac{LV_s^2}{3(2V_s - Q)} + (V_s - Q) \frac{L(5V_s - 2Q)}{3(2V_s - Q)} \quad (22)$$

式(22)は式(1)におけるTを V_{r1} に、Pを V_s に置き換え、左辺第2項のdを D_i とした式になっていることがわかる。すなわち、式(22)に示される釣り合い式は、接合部の耐荷機構として、支圧力による偶力は鋼管のせん断耐力 V_s のみにより抵抗し、また摩擦力の偶力は環状コンクリートとソケット鋼管の付着力 V_{r1} の偶力により抵抗すると単純化して考えることとほぼ等価であることを示唆している。図-13に簡素化された接合部の耐荷モデルを示す。

なお、摩擦力については、

$$V_{r1} = \tau_{max} \cdot \pi \cdot D_i / 4 \cdot L_i \quad (23)$$

$$L_i = L - (D_i - d) / 2 \quad (24)$$

ここで、 L_i :ソケット鋼管内側で付着力に寄与する長さ(mm, 図-13参照)

より求められる。

ただし、上の単純化された耐荷摩擦力のモデルにおいて、摩擦力の偶力については、柱と環状コンクリートとの間の付着力により終局強度が決定されるのではなく、環状コンクリートとソケット鋼管の付着力により終局強度が決定されるためには、本来の耐荷モデル(図-1, 2)に

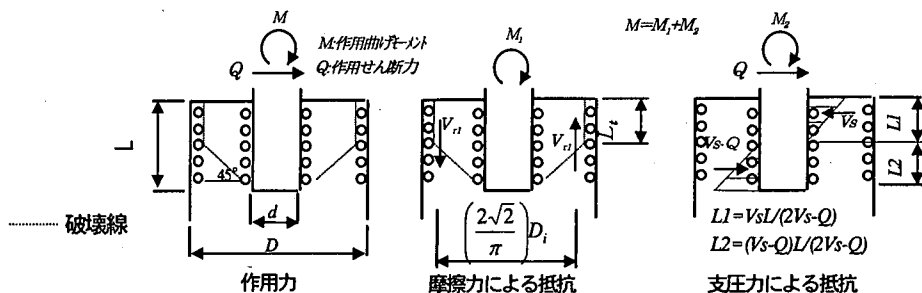


図-13 簡素化した接合部の耐荷モデル

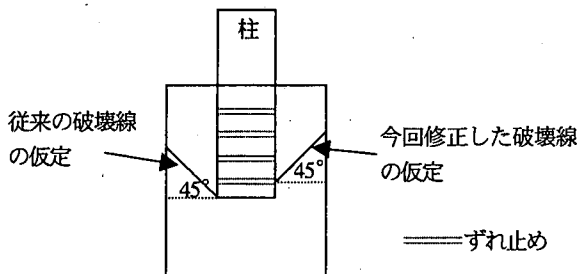


図-14 修正した環状コンクリートの破壊面

表-6 修正した終局強度の計算値

供試体名	実験値 Pu (kN)	最下段ずれ 止めから破 壊線を仮定 した計算値 Puc2(kN)	Pu/Puc2	Vpcを用い て補正した 計算値 Puc3(kN)	Pu/Puc3
S-1	344	321	1.08	—	—
S-2	371	350	1.06	—	—
S-3	380	355	1.07	—	—
S-4	332	194	1.71	331	1.00
S-5	186	199	0.93	—	—
S-6	351	321	1.09	—	—
S-7	345	194	1.78	328	1.05
S-8	133	161	0.83	—	—
S-9	40.9	30.0	1.36	42.7	0.96

示すように、支圧力の偶力の一部を環状コンクリートが負担しており、その耐力が最終的には環状コンクリートとソケット鋼管の付着力によってのみ決定されるという仮定が背景にある。

6. 終局強度算定式の修正

(1) ずれ止めを設けたソケット接合部の終局強度算定式について

釣り合い式(22)における V_{r1} については、図-14 に示すように柱下端から 45° の破壊線を仮定し、この破壊線とソケット鋼管との交点より上部のソケット鋼管内側と環状コンクリートの摩擦力を考えている。

しかし、破壊後の環状コンクリートの状況では、柱に設けたずれ止めから斜め上方にクラックが観察された。

今回の供試体は柱鋼管外側およびソケット鋼管内側に $\phi 6\text{mm}$ の鉄筋を 60mm 間隔で溶接しているが、柱最下段のずれ止めは柱下端から 30mm 上方に取り付けている。今回、実験の観察と合わせるために、図-14 に示すように最下段のずれ止めから破壊線を仮定し、これから得られる V_{r1} をもとに計算した終局強度を $Puc2$ として表-6 に示す。全体的に計算値は小さくなり、差込み長さが小さく実験値と計算値の差が大きかった S-8 供試体の計算値は実験値に近くなった。

このように、差込み長さが短い供試体では、破壊線の仮定が終局強度の計算値に与える影響は比較的大きい。従って、今回の実験のようにずれ止めが離散的に配置される場合には、特に差込み長さが短い供試体 S-8、S-9 等で、破壊線の発生位置により終局強度の値が多少ばらついているものと考えられる。

なお、算定式では柱からソケット鋼管に向かって力が平均的に伝わっていると仮定しており、実際の設計では柱最下端からずれ止めを設置することが望ましい。

(2) 環状コンクリートの引抜きせん断耐力の影響による算定式の修正 (Puc3) ⁷⁾

これまでにて得られた終局強度評価式では D/d が大きい場合および L/d が小さい場合に終局強度を適切に評価できていない。

簡素化した評価式(22)では、「摩擦力の偶力は環状コンクリートとソケット鋼管の付着力の偶力と同等」と考えられた。しかし、S-4、S-7、S-9 供試体は、ソケット鋼管径が大きいことや差込み長さが短いために、計算上は柱の最下段のずれ止めから 45° の引抜け方向に設定された破壊線(図-14)がソケット鋼管と交わらず、引抜けに対するソケット鋼管とコンクリートとの付着面積が無いと判断されてしまう。従って、設計式における $V_{r1}=0$ と評価され、計算値は実験値を過小評価する結果となったと考えられる(図-2)。

また、実験での観察から、 D/d の大きい S-4 や S-7 供試体は、最大荷重に達するまでに、環状コンクリートの

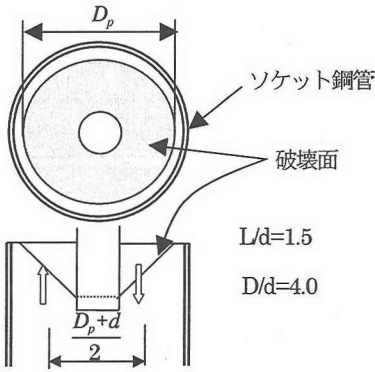


図-15 推定した環状コンクリートの破壊面

大きな抜け出しは確認されなかった。

従って、実験では、ソケット鋼管と環状コンクリートの付着力と同様に、環状コンクリートが柱鋼管の引抜きに対し抵抗していたと考え、環状コンクリートにおける引抜きせん断耐力を考慮するように、評価式の修正を行った。

環状コンクリートの引抜きせん断耐力については、根巻き型柱脚のせん断耐力について、引張補強筋の無い供試体のデータについて検討した、森田らの文献 8) を参考として、①破壊面であると推定した円錐の水平面への投影面積 (図-15) および②コンクリートの圧縮強度の 1/2 乗 ($f_c^{1/2}$) で表されると考え、式(25)により評価することとした。係数 β は S-4, S-7, S-9 の実験値から推定した。

$$V_{pc} = \beta \left(D_p^2 - d^2 \right) \sqrt{f_c} \quad (25)$$

ここで、 V_{pc} : 環状コンクリートの引抜きせん断耐力(N)
 f_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
 D_p : ずれ止め下端からの破壊線と環状コンクリート上面での交線の円の直径 (mm, $D_p \leq Di$)
 L : 柱差込み長さ(mm)
 d : 柱鋼管の外径(mm)
 β : 0.1

今回は、最下端のずれ止めが柱下端から 30mm 上方の位置に設置されているため、 $D_p = 2(L-30)+d$ として計算した。引抜きによるせん断力が仮想せん断破壊面の中央に作用すると考えると、これに対する抵抗モーメントの最大値は式 (26) で表される。

$$M_c = V_{pc} 2\sqrt{2}(D_p + d) / 2\pi \quad (26)$$

D/d の大きな S-4, S-7 供試体および L/d が小さい S-9 供試体について式(22)における左辺第 2 項を式(26)の M_c におきかえた修正値を $Puc3$ として表-6 に示す。

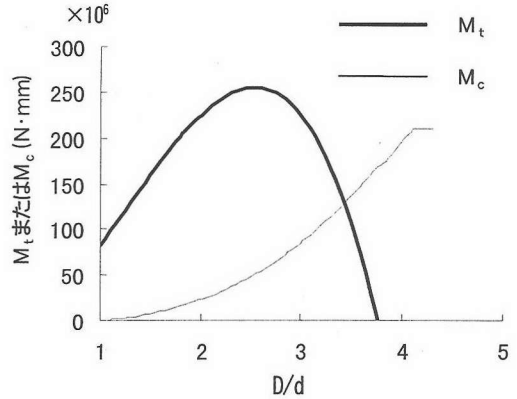


図-16 M_t および M_c の鋼管径比による変化

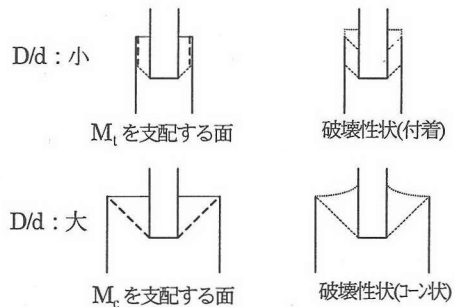


図-17 D/d の影響による破壊性状の違い

D/d の大きい場合や L/d の小さい場合の、コンクリートとソケット鋼管の付着が接合部の終局強度に影響を与えていない場合については、環状コンクリートの寄与分を評価する修正を加えることにより実験値が計算値に近づく結果となった。

この時、従来からのソケット鋼管と環状コンクリートの摩擦力 V_{cl} を用いた $M_t = V_{cl} \cdot 2\sqrt{2} \cdot D / \pi$ と、 V_{pc} を用いた $M_c = V_{pc} \cdot 2\sqrt{2}(D_p + d) / 2\pi$ との使い分けについては、どちらか大きい値を適用することとなる。標準供試体 S-1 の供試体について、材料強度や柱の差込み長さ等、ソケット鋼管径 D 以外のパラメータを固定し、ソケット鋼管径 D のみを変化させた場合、 D/d の変化により図-16 のように抵抗モーメントである M_t および M_c が変化する。

D/d が異なる供試体に関する荷重～変位関係である図-5 と図-6 を比較すると、コーン状破壊となった S-4 供試体 (図-6) のほうが、附着破壊となった S-1 供試体 (図-5) に比べ、小さい変形で荷重低下が生じていることが読み取れる。従って、環状コンクリートの引抜きせん断破壊は比較的小さな変位で発生し、その後、脆性的に耐力が低下すると考えられる。図-17 は、 D/d の違いにより環状コンクリートにおける終局強度を支配する破壊面が異なることを想定した概略図である。 D/d が小さい場

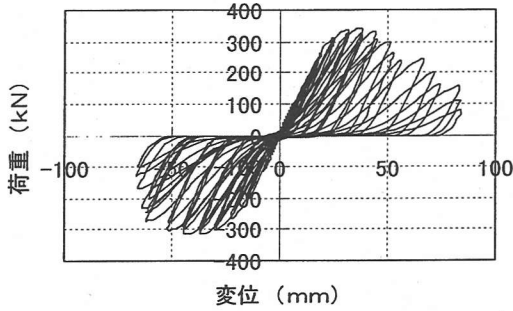


図-18 標準供試体 BS-1 の荷重～変位関係

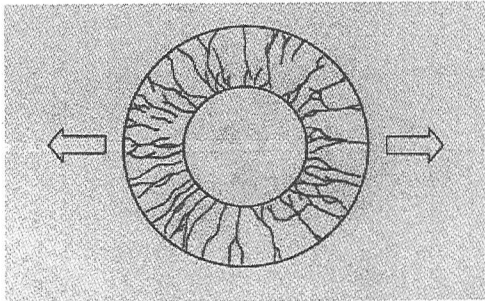


図-19 環状コンクリートのひび割れ状況

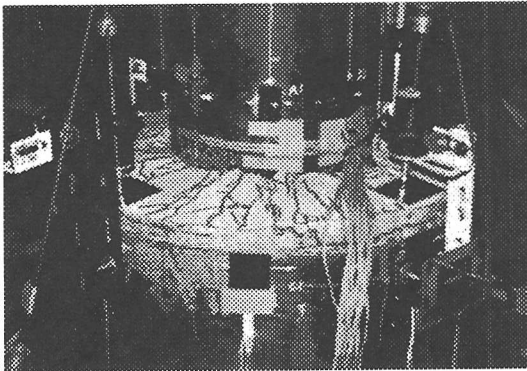


写真-3 接合部の状況 (BS-1, 10 δy 載荷終了時)

合、コンクリート内部での引抜きせん断破壊は小さな変形で生じ、接合部全体の耐力はソケット鋼管内側と環状コンクリート面の摩擦力が支配していると考えられる。

一方、 D/d が大きくなった場合はソケット鋼管と環状コンクリートとの摩擦力が小さくなり、環状コンクリートの引抜きせん断破壊の発生とともに荷重が低下することとなるため、図-17 の破壊性状 (コーン状) に示すように環状コンクリートの引抜きせん断耐力が抵抗モーメントを支配することとなる。図-16 における終局強度を計算した条件では、 D/d が概ね 3.5 で M_t と M_c の値が今回の計算式では等しくなった。従って、この条件の下では D/d が概ね 3.5 を超えた場合は M_t の代わりに、 V_{pc} を

用いた M_c を採用して接合部の終局強度を計算することとなる。

7. 柱下端にベースプレートを設けた供試体の実験結果および考察 (BS シリーズ)

(1) 標準供試体 BS-1 の破壊状況と荷重～変位関係

柱鋼管径 d とソケット鋼管径 D の比 $D/d = 2$ で差込み長さ $L = 1.5 d$ 、ベースプレート径 270mm 厚 19mm とした BS シリーズの標準供試体 BS-1 の荷重～変位関係を図-18 に示す。

仮想柱の降伏荷重 110kN を載荷した時点の載荷点の変位は、正側 8.2mm、負側 -6.9mm であった。

載荷サイクルの増加とともに、ソケット鋼管上部の周方向ひずみが徐々に増大し、 $2 \delta y$ で降伏ひずみを超えている。環状コンクリートにも徐々に半径方向のひび割れが増加している。5 δy の載荷サイクルから環状コンクリートの載荷方向側コンクリートのソケット鋼管からの抜け出しが観察されはじめ、さらに 6 δy の載荷サイクルから柱鋼管の根元に徐々に環状コンクリートの載荷方向側の圧壊も観察されはじめた。コンクリートの抜け出し、コンクリートの圧壊およびソケット鋼管上部の周方向ひずみの増加が同時進行的に進展するにつれて、荷重は 6 δy をピークに徐々に低下してきた。この時の環状コンクリートを上方から見た時のひび割れ状況を図-19 に示す。

10 δy の載荷サイクルでは、環状コンクリートが全体的に大きく抜け出しており、最終載荷サイクルの最大荷重は 100kN を下回っている。

10 δy 載荷終了時における接合部の状況を写真-3 に示す。ソケット鋼管から環状コンクリートが抜け出していることがわかる。

今回の実験における供試体は、接合部での破壊性状を調べたため、4 章の S シリーズ供試体と同様に、ソケット鋼管が周方向に降伏し塑性ひずみが増大するにつれ、環状コンクリート内の破壊面の形成、環状コンクリートと柱およびソケット鋼管との間隙の発生により、荷重～変位関係は逆 S 字の履歴を示した。また、他の供試体においても、今回設定した実験変数の範囲においては、図-18 同様の逆 S 字型履歴を示した。

(2) 各供試体の破壊性状と荷重～変位関係

各供試体の荷重と柱頭変位関係の包絡線を、図-20 には D/d を変化させた実験について、図-21 にはベースプレート形状を変化させた実験について、さらには図-22 には L/d を変化させた実験について、それぞれ比較している (載荷正側のみ)。

表-7 に今回の実験結果をまとめた。表中、破壊モー

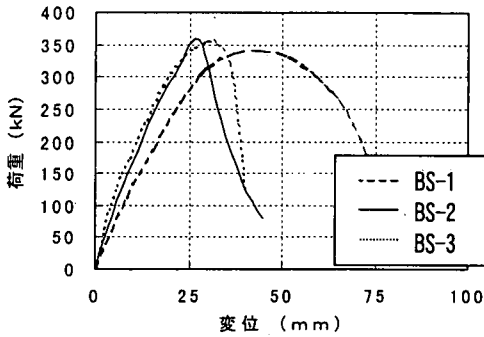


図-20 D/dの違いの影響

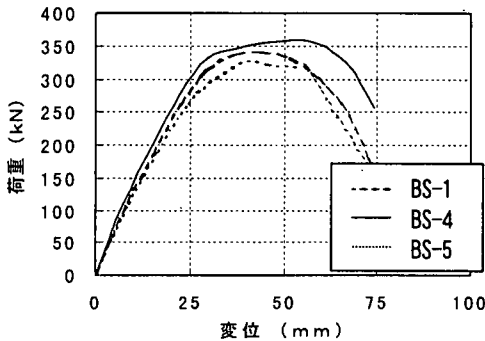


図-21 ベースプレート形状の違いの影響

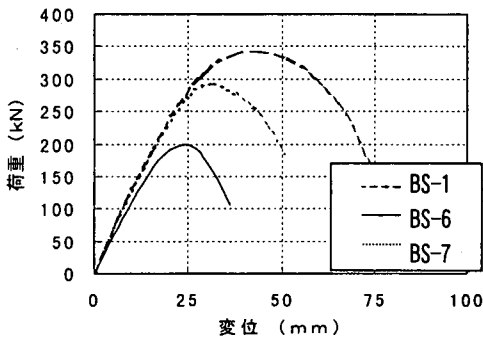


図-22 L/dの違いの影響

ドにおける付着破壊とは、標準供試体 BS-1と同様に、環状コンクリートのソケット鋼管からの抜け出しが終局強度を支配すると考えられる破壊モードである。コーン状破壊とは、環状コンクリートのソケット鋼管からの抜け出しがなく、柱の環状コンクリートからの抜け出しに伴い柱付近の環状コンクリートが柱を中心に盛り上がってきている破壊モードで、D/d が大きい供試体 BS-3で生じた。

a) 鋼管径比 D/d の影響

供試体 BS-1, BS-2, BS-3はこの順に D/d が大きくなっている。D/d が大きくなるにつれてソケット鋼管上部の周方向ひずみの増加割合は小さかった。

BS-2では BS-1と同様に環状コンクリートのソケット鋼管からの抜け出しが観察されるようになり、载荷サ

表-7 実験値のまとめ

供試体名	終局強度 P_u (kN)	対応する柱頭変位 δu (mm)	パラメータ	環状コンクリートの破壊モード
BS-1	343	37.0	標準	付着
BS-2	360	21.7	D/d	付着
BS-3	355	29.4	D/d	コーン状
BS-4	358	43.5	ベースプレート	付着
BS-5	331	41.0	ベースプレート	付着
BS-6	200	19.2	L/d	付着
BS-7	295	26.3	L/d	付着
BS-8	271	32.6	L/d	付着

イクルを経る毎に、荷重が落ちた。その低下割合は BS-1 に比べると大きかった。

D/d=4の BS-3においては、環状コンクリートの载荷方向正面の圧壊が観察されるとともに、柱付近のコンクリートが柱を中心に盛り上がってきた。その後、環状コンクリートがソケット鋼管より抜け出した。

D/d が大きくなることと破壊性状の変化の関係は、ベースプレートを用いないで実施された S シリーズの実験と同様の傾向であり、脆性的な破壊性状を示した。なお、D/d=4の場合、柱にベースプレートを設けず、ずれ止めを設置した供試体 S-4, S-7での実験では、柱付近のコンクリートの盛り上がりおよび圧壊が BS-3より激しく、その後の環状コンクリートの抜け出しは見られなかった。

b) ベースプレート仕様の違いの影響

BS-4は BS-1に比べてベースプレート径を大きくした供試体、BS-5は BS-1に比べてベースプレート厚を薄くした供試体である。

2 供試体とも標準供試体 BS-1とほぼ同様の破壊状況を示した。荷重～変位関係においても、BS-4の荷重ピーク後の劣化状況が比較的緩やかであることが、差として認められる程度であった。

ベースプレートの形状の違いは、荷重～変位関係においては3つの供試体の範囲では破壊性状に及ぼす影響は少ないといえる。

c) 差込み長さ比 L/d の違いの影響

BS-6は L/d=1.0に、BS-7は L/d=1.25とした供試体である。

载荷サイクルの増加とともに、ソケット鋼管上部の周方向ひずみが徐々に増大し、環状コンクリートの半径方向のひび割れが増加し、環状コンクリートのソケット鋼管からの抜け出しが観察されて荷重が低下する性状は3つの供試体とも共通であった。

柱近傍のコンクリートの圧壊については、L/d が小さい方が終局強度が低いこともあり小規模であった。

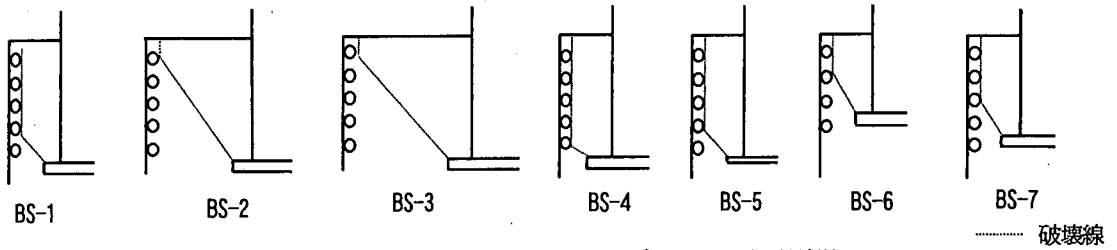


図-23 環状コンクリート内部の破断面の模式図 (ベースプレートを設けた供試体)

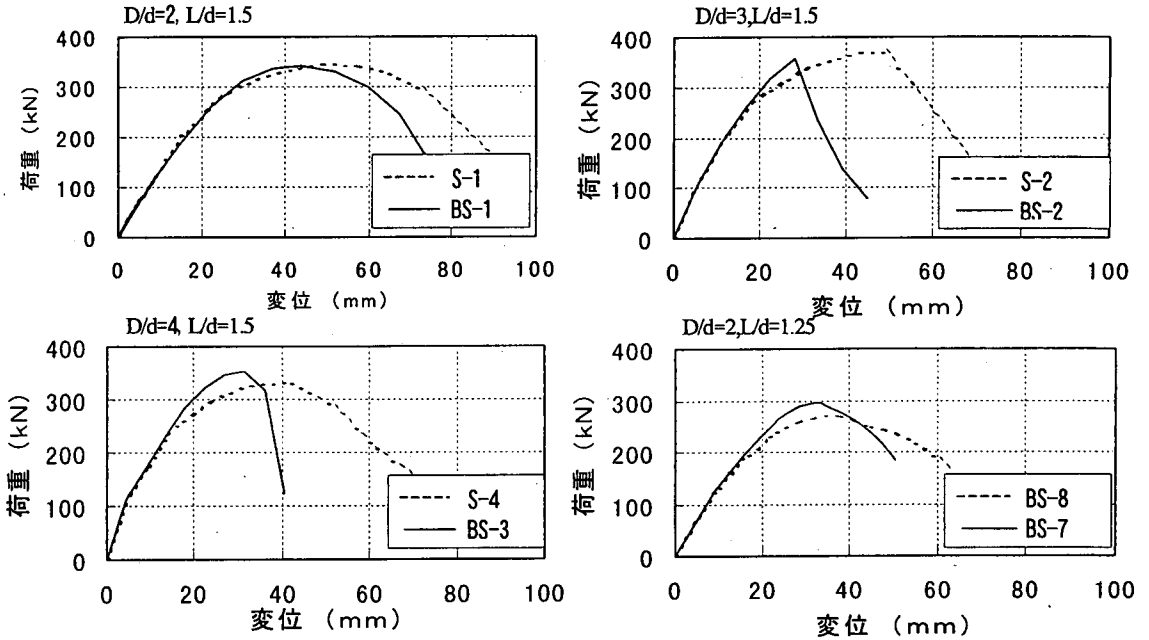


図-24 BSシリーズとSシリーズの荷重～変位包絡線の比較

荷重～変位関係からも、明らかに差し込み長さが短いほど終局強度および接合部の剛性は低くなるといえる。

(3) 載荷終了後の環状コンクリートの状況

実験終了後に環状コンクリートを取り壊して確認した破壊断面の模式図を図-23に示す。環状コンクリート内の破壊面は、ベースプレート端からソケット鋼管のずれ止め方向に向い、そのずれ止め鉄筋からはソケット鋼管に沿って上方に形成されていた。破壊面が向かうずれ止め鉄筋の位置は、 D/d や L/d に応じて図-23のようになった。

ベースプレート厚を薄くした供試体 BS-5においては、ベースプレートが変形していることが確認された。荷重～変位関係においては標準供試体と比べて大きな違いは見られなかったが、ベースプレートの厚さが、本供試体においては不足していることを表していると考えられる。

(4) ベースプレートの影響

今回実施した柱下端にベースプレートを設けた供試

体を用いた実験 (BS シリーズ) と、柱鋼管外側にφ6mmの丸鋼を60mm ピッチで円周上に溶接してずれ止めとした供試体を用いた実験 (S シリーズ) について、供試体形状および載荷条件が等しい実験の荷重～変位関係の包絡線を比較したものを図-24に示す。

BS-1とS-1は標準供試体、BS-2とS-2は $D/d=3$ の供試体、BS-3とS-4は $D/d=4$ の供試体、BS-7とBS-8は $L/d=1.25$ の供試体である。

環状コンクリートとソケット鋼管の材料強度および柱の剛性が若干異なるものの、BS シリーズの方が小さな変位量で荷重低下が始まっていることが読み取れる。これは、S シリーズの供試体ではずれ止めの効果により環状コンクリート内で柱から均等にソケット鋼管に向かって荷重が伝わるのに対し、BS シリーズの供試体ではベースプレート端から集中して荷重が伝達するものと考えられる。

表-8 実験値と計算値の比較

供試体名	パラメータ	実験値 P _u (kN)	計算値 P _{uc} (kN)	P _u /P _{uc}	環状コンクリートの破壊モード
BS-1	標準	343	304	1.13	付着
BS-2	D/d	360	391	0.92	付着
BS-3	D/d	355	340	1.04	コーン状
BS-4	ベースプレート	358	324	1.10	付着
BS-5	ベースプレート	331	314	1.05	付着
BS-6	L/d	200	187	1.07	付着
BS-7	L/d	295	269	1.10	付着

8. ベースプレートを設けた供試体の終局強度の算定

ベースプレートを設けた各供試体の終局強度について、実験値と6章の方法による計算値をまとめたものを表-8に示す。

ベースプレートを使用しているため、5章における式(24)のdをベースプレート径に置き換えて式(27)として計算している。

$$L_t = L - (D_i - B_s) / 2 \quad (27)$$

ここで、B_s : ベースプレートの直径(mm)

破壊性状がコーン状となったBS-3については、式(25)、式(26)におけるdをベースプレート径に置き換え、おのこの式(28)、式(29)として計算した。

$$V_{pc} = \beta \left(D_p^2 - B_s^2 \right) \sqrt{f_c} \quad (28)$$

$$M_c = V_{pc} 2\sqrt{2} \left(D_p + B_s \right) / 2 \quad (29)$$

BS-2供試体においては、実験終了後の環状コンクリート内部の破壊面(図-23)においては、コーン状破壊に近い破壊面が観察されたが、実験中に環状コンクリートのソケット鋼管からの抜け出しがあり、この時点から荷重の低下が始まったことから、4章の定義に基づき付着破壊と破壊モードを分類した。表-8においては、このBS-2のみの実験値が計算値より下回る結果となった。

表-8より、D/d=4であるBS-3供試体以外のベースプレートを用いたソケット接合の終局強度に関しては、6章に示す算定方法をベースプレート径を考慮する式(27)を用いて修正することで、ほぼ推定できることがわかる。ベースプレート径の大きなBS-4供試体についても、計算ではベースプレート径の大きさが影響が表現で

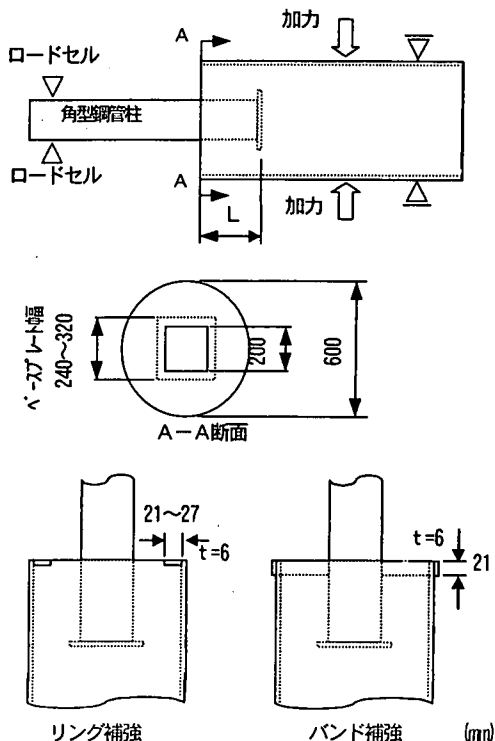


図-25 文献3)の供試体形状

きている。また、BS-3についても、6章に示すコーン状破壊モードにおける終局強度算定式を式(28)、式(29)を使ってベースプレート径を考慮することで、接合部の終局強度を推定できていることがわかる。

9. 既往の実験への終局強度算定式適用性の検討

文献3)においては、線路上空の建物の設計を行なうために、下端にベースプレートを有する角型鋼管柱をコンクリート充填鋼管杭に差込んだ接合部の耐荷力特性を調査する実験をおこなっている。この実験に対して、今回提案した終局強度算定式により終局強度が推定可能かどうかを以下で検討した。

(1) 角型鋼管柱とコンクリート充填鋼管杭の接合部の実験概要

供試体は、角型鋼管柱とコンクリート充填鋼管杭の接合部をモデル化した図-25に示す形状の片持ち梁モデルである。柱の差込み長さ、ベースプレートの大きさ、杭鋼管頂部の補強材の有無および杭鋼管内面の突起の有無をパラメータとする実験がおこなわれたが、今回の検討に用いられた供試体諸元を表-9に示す。文献3)では17体の実験が行われているが、予備試験としての供試体寸法の小さな実験、柱無補強供試体での実験および軸力の影響を調べた実験を除いた。

表-9 文献3)における実験の供試体諸元(mm)

供試体名	ソケット鋼管	柱鋼管	L	鋼管頂部補強	ベースプレート幅×奥行×厚
L-1	φ600×6t	□-200 補強	300	無	240×240×25
L-2	φ600×6t	□-200 補強	300	R	240×240×25
L-3	φ600×6t	□-200 補強	300	B	240×240×25
L-4	φ600×6t	□-200 補強	400	無	240×240×25
L-5	φ600×6t	□-200 補強	400	B	240×240×25
L-6	φ600×6t	□-200 補強	300	R B	240×240×25
L-7	φ600×6t	□-200 補強	300	R	無
L-8	φ600×6t	□-200 補強	300	R	320×320×45

注 鋼管頂部補強のRはリング補強、Bはバンド補強を示す。

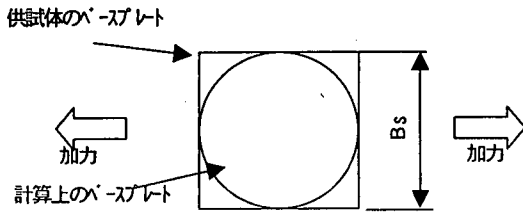


図-26 ベースプレート径Bsの考え方

柱は角型鋼管を使用しているため、便宜上矩形の一边を柱径 d と同等とすると、供試体の D/d はすべて3である。表-9に示す供試体は接合部の破壊が他の部位に先行するよう柱鉄骨および接合部以外の杭部分を補強している。杭鋼管には内側に突起のついた既製鋼管を用いている。載荷方法は繰返し載荷となっている。

杭鋼管については、今回の実験でソケット鋼管と定義した鋼管と機能上は同等と考えられる。また、使用している鋼材、コンクリートの材料強度は同レベルである。

今回の実験と比べて文献3)の実験で相違する主な点は、柱形状が矩形でコンクリートが充填されていない点、ベースプレートの形状が矩形である点および杭鋼管(ソケット鋼管)内側のずれ止めが高さ3mm、間隔40mmの既製鋼管を利用している点である。

(2) 今回提案式の適用性の検討

今回の実験から導き出した終局強度算定式を用いて文献3)に示す実験における最大荷重の推定を試みるために、次の換算を行なうこととした。

柱については、厚肉鋼管を使用していることからコンクリート充填鋼管柱と同等とみなした。柱形状は算定式では影響しない。ベースプレートが矩形であることについては図-26に示すように矩形の一边を式(27)における B_s (ベースプレート径) とみなして計算した。杭鋼管内側のずれ止めに関しては、既往の実験的検討⁹⁾よりコンクリートとの極限付着強度を $\tau_{max} = 8 \text{ N/mm}^2$ として計算することとした。

表-10 文献3)の実験値と計算値の比較

供試体名	パラメータ	実験値 P_u (kN)	計算値 P_{uc} (kN)	P_u/P_{uc}	破壊箇所
L-1	標準	487	476	1.02	接合部破壊
L-2	鋼管頂部補強	524	479	1.09	接合部破壊
L-3	鋼管頂部補強	479	489	0.98	接合部破壊
L-4	差込長	648	734	(0.88)	柱破壊
L-5	差込長	758	733	1.03	接合部破壊
L-6	鋼管頂部補強	470	479	0.98	接合部破壊
L-7	B S無し	470	434	(1.08)	接合部破壊
L-8	B S大	598	564	1.06	接合部破壊

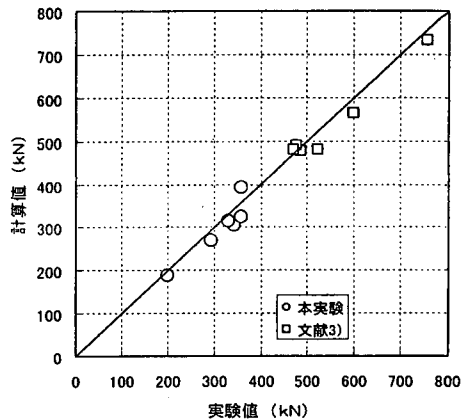


図-27 計算値と実験値の比較

(ベースプレートを用いた供試体)

(3) 提案式の検討結果

文献3)の実験における最大柱頭せん断力を P_u として今回の提案式で推定した計算値 P_{uc} との比較を表-10に示す。パラメータにおける鋼管頂部補強については、じん性の向上には有効であるものの終局強度には影響を及ぼさないことが、文献3)でも明らかになっている。また、表-10における破壊箇所が接合部となっている供試体はすべて、今回の実験で定義した付着破壊の破壊モードであることが、実験結果の記述からわかっている。

表-10に示す結果の内、供試体L4については、接合部破壊ではないこと、供試体L7についてはベースプレートが設置されていないことから、この2体を終局強度算定式の適用外と考えると、残りの供試体についての計算値は、実験値を概ね推定できている。ベースプレート径の大きいL8供試体についても、計算値はベースプレート径の大きさの影響が表現できている。

表-8、表-10に示した接合部の終局強度の計算値と実験値のうち、接合部破壊をおこした供試体で $D/d \leq 3$ 、 $L/d \geq 1$ について比較したものを図-27に示す。ここで d

は柱形状が円形の場合は直径、矩形の場合は一辺の長さを表す。ベースプレートを用いた供試体について比較的精度よく終局強度が推定できていることがわかる。

今回の実験および既往の実験における供試体のベースプレート径 B_s は、柱径 d との関係で $1.2 < B_s/d < 1.7$ の範囲となった。ベースプレート径に対して極端に柱径が小さい場合は支圧力の仮定とのずれが大きくなり、またベースプレート径が極端に柱径に近い場合はベースプレートの効果が十分発揮できないことが想定される。

10. まとめ

本研究においては、鉄道高架橋をはじめとする土木構造物においてコンクリート充填鋼管ソケット接合を適用するにあたり、接合部において柱鋼管外側およびソケット鋼管内側にずれ止めを設けた供試体（Sシリーズ）と、柱にずれ止めの代わりにベースプレートを用いた供試体（BSシリーズ）について2種類の実験を行なった。

柱にずれ止めを設けた供試体を使用して荷重方法と鋼管径比 D/d を主なパラメータとし、環状コンクリートに普通強度以上のコンクリートを用い、ソケット鋼管厚を 6.0mm として実施した今回の実験範囲において、コンクリート充填鋼管のソケット接合方法について以下のような結論を得た。

- (1) 繰返し荷重における荷重～変位関係の包絡線は、最大荷重に至るまでは、単調荷重による荷重～変位関係とほぼ一致する。
- (2) 単調荷重における荷重～変位関係の接線勾配が初期勾配の5%まで低下した時点の荷重と繰返し荷重における最大荷重はほぼ一致しており、単調荷重の場合の荷重～変位関係において、接線勾配が初期勾配の5%になる時点の荷重を、繰返し荷重をも考慮した接合部の終局強度と考えてもよい。
- (3) 鋼管にずれ止めを用いたソケット接合部においても、鋼管とコンクリートの付着力を適切に評価することにより、 D/d が小さく付着モードで破壊する場合は、文献4)の算定式で終局強度を推定できる。
- (4) ずれ止めを用いたソケット接合部の終局強度は、釣り合い式(21)を用いることにより、簡便に算定できる。
- (5) 鋼管径比 D/d が大きくなると、早期に荷重低下が始まる。
- (6) 鋼管径比 D/d が小さく付着モードで破壊する場合は、ソケット鋼管から環状コンクリートが抜け出て荷重低下するが、 D/d が大きくなると、環状コンクリートの引抜きせん断耐力により終局強度が支配される破壊モードとなる。その時の環状コンクリートが受け持つせん断耐力は式(25)により評価できる。

また、ベースプレートを用いたコンクリート充填鋼管のソケット接合方法について、ベースプレート径を $1.2 < B_s/d < 1.7$ として今回実施した実験および検討の範囲では、以下のような結論を得た。

- (1) 接合部の破壊性状は、柱外側にずれ止めを設けてベースプレートを用いない供試体と同様であり、 $L/d=1.5$ 、 $D/d \leq 3$ の範囲では環状コンクリートがソケット鋼管から抜け出て、接合部の強度が低下する。
- (2) 荷重終了後の環状コンクリート内部のクラックの観察から、破壊面はベースプレート端からソケット鋼管ずれ止め鉄筋に向かうせん断破壊面とずれ止め鉄筋位置からソケット鋼管上方に生ずる付着破壊面から形成されると推定できた。
- (3) ベースプレートを設けず柱外側にずれ止めを配置した供試体と比較すると、ベースプレートを設けた供試体のほうが、小さな変位にて接合部の強度低下が始まる。
- (4) 鋼管径比 D/d が大きくなると、脆性的な破壊性状となる。
- (5) 差込み長比 L/d が大きくなると、接合部の終局強度および剛性は大きくなる。
- (6) ベースプレートを用いたソケット接合部の終局強度は、ベースプレート径を考慮した算定式により、精度よく推定できる。
- (7) 過去に実施された角型鋼管柱とソケット鋼管の接合に関する同種の実験結果についても、今回提案した算定式を用いることにより、接合部の終局強度を算出できる。

参考文献

- 1) American Petroleum Institute, 'Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms,' APIRP2A, 19th Edition, 1991.
- 2) Det Norske Veritas(DNV) Classification A/S, Rules for Classification of Fixed Offshore Installations, 1995.
- 3) 蓮田常雄, 国弘仁: 線路上空を利用した建築物の構造設計, 鋼構造論文集, 第2巻6号, pp.35-44, 1995.6.
- 4) 野澤伸一郎, 木下雅敬, 築嶋大輔, 石橋忠良: コンクリート充填鋼管ソケット接合部の耐力評価, 土木学会論文集, No.606/V-41, pp.31-42, 1998.11.
- 5) 村田二郎, 国府勝郎, 辻幸和: わかり易い土木講座 10 新訂第三版・コンクリート工学 (I) 施工, 彰国社, 1993.
- 6) 運輸省鉄道局監修・鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (鋼とコンクリートの複合構造物), 1998.4
- 7) 築嶋大輔, 野澤伸一郎, 木下雅敬: 異径コンクリート充填鋼管柱のソケット式 (差し込み式) 接合部の耐荷性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, pp.925-930, 1998.7.

8) 森田耕次, 加藤勉, 寺田岳彦: 根巻き型柱脚のせん断耐力,
日本建築学会構造系論文報告集, Vol.354, pp.32-39,
1985.8.

シンポジウム講演論文集, pp.185-190, 1995.11.

(1998.12.4 受付)

9) 岡野素之, 大内一, 田中浩一: リブ付き鋼管による重ね
継ぎ手の応力伝達性能, 第3回合成構造の活用に関する

ULTIMATE STRENGTH OF SLEEVE JOINT BETWEEN CONCRETE-FILLED CIRCULAR STEEL PIPES WITH SHEAR CONNECTOR

Shin-ichiro NOZAWA, Masanori KINOSHITA, Daisuke TSUKISHIMA and
Tadayoshi ISHIBASHI

As a method of connecting two concrete-filled circular steel pipes, a simple sleeve joint in which a small diameter pipe is inserted with the specific length to a large diameter pipe with concrete filling the gap between two pipes has been proposed as an economical and effective joint system. Joint specimens with shear connectors on pipe faces as well as those using a base plate at the tail end of the inserted steel pipe were tested in order to investigate the effect of loading method and the ratio of larger pipe diameter to smaller one. The test results indicate that the loading method, cyclic or monotonic, has little effect on the load-deflection curves up to maximum load and failure mechanism of the joint system changes with the increase of pipe diameter ratio. In this paper, a modified equation for calculating the ultimate strength is developed to encompass those of more general configuration than the equation proposed previously.