

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)

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し一体化する接合構造について、実験により耐荷機構、終局強度について検討した。同じ径の充填鋼管どうしの接合部の曲げ実験及び径の異なる充填鋼管の接合部の曲げせん断実験により、接合部の終局強度は、差し込み長・外側鋼管の強度に大きく影響すること、外ダイヤフラムの影響がほとんど無いことが明らかになった。また、これらの実験結果から釣り合い条件を検討し、接合部の終局強度を比較的精度よく算出する方法を見いだした。

Key Words : concrete-filled steel pipes, joints, ultimate strength, rigidity

1. はじめに

近年の構造物に対する耐震性向上への要求の高まりから、より大きな耐荷力を有しかつ変形性能に富む構造部材が求められている。一方で、例えば都市部に高架橋を構築する場合などには空間及び時間の制限を受けることが多く、特に鉄道の駅構内での施工は既設構造物に囲まれた狭隘な場所で、列車の合間の夜間短時間作業を余儀なくされるケースがある等の制約条件から、急速施工及び施工能率の向上への要求も高い。以上のような背景のもと、鋼管内にコンクリートを充填し一体化構造としたコンクリート充填鋼管構造は、大きな耐荷力や優れた変形性能などにより高い耐震性を保有すること、また施工上も急速施工を可能とするなどの利点から注目され、土木分野においても、柱や杭構造に用いられることが近年増加しており、関連する研究も盛んに行われている¹⁾。

充填鋼管柱の継ぎ手・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・手間がかかるなどの問題点も顕在化している。また、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もある。

このため、筆者らは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、溶接及び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充填鋼管柱を所定長さ差し込みその環状の隙間にもコンクリートまたはモルタルを充填し一体化する接合構造（以下、ソケット接合という）について検討している。このようなソケット接合を用いて構造物を構築することができれば、鋼管の加工度を減じることができるとともに、現場溶接が不要となることで、施工時間の短縮、所定の品質の確保が容易となる。また、鋼管どうしの接合にコンクリートを介在させることにより、鋼管の製造誤差による管端の目違いや柱の建て込み時の施工誤差が吸収可能となるなどの利点が発揮できるものとして期待される。

このような接合形式自体は、以前より考案されており、また、実際に適用された例もいくつか報告^{2),3),4)}されている。しかしながら、接合部の挙動、すなわち曲げモーメント及びせん断力の伝達機構及び接合部の耐荷力については必ずしも明らかにはされていないのが現状である。例えば、実験などにより確認された接合部耐力を正確に予測する手法はまだ確立されてはいない。そこで、今回一連の実験を実施して曲げモーメント及びせん断力が作用する場合のソケット接合構造の耐荷機構及び耐荷性状について検討するとともに、実験結果を分析・検討することでその終局強度を推定する算定式を導き出すことを試みた。なお、今回の検討範囲には軸力の影響及び繰返し荷重の影響は含めていない。

表-1 供試体諸元 (同径鋼管曲げ実験)

供試体名	差込長さ L	ソケット鋼管厚	外ダイヤフラム間隔 M	ずれ止め	パラメータ
IA-1	1.0d	6.0mm	216mm	無し	差込長さ
IA-2	1.5d	6.0mm	216mm	無し	標準ケース
IB-1	1.5d	9.0mm	216mm	無し	ソケット鋼管板厚
IC-1	1.5d	6.0mm	150mm	無し	ダイヤフラム位置
IC-2	1.5d	6.0mm	432mm	無し	ダイヤフラム位置
ID-1	1.5d	6.0mm	無し	無し	ダイヤフラム無し
IE-1	1.5d	6.0mm	216mm	有り	ずれ止め有り

※ d : 柱径 (φ216.3×t15.1) L および M : 図-1 参照
ソケット鋼管径 318mm

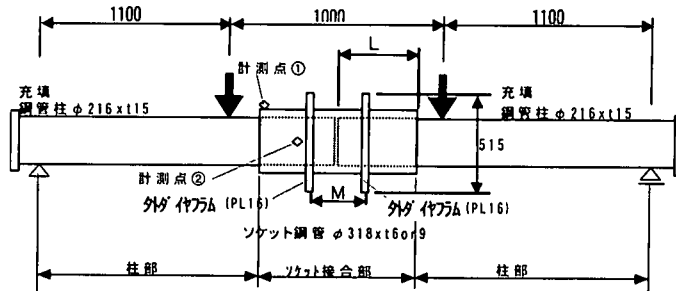


図-1 供試体形状 (同径鋼管曲げ実験)

2. 同径鋼管柱のソケット接合部の曲げ実験

(1) 実験概要

a) 供試体形状及び諸元

供試体は同径のコンクリート充填鋼管柱どうしを柱外径よりも一回り大きな内径を有する鋼管 (以下、ソケット鋼管という) を介して接合する接合方法を想定し、図-1 に示すように所定長さのソケット鋼管の両側から充填鋼管柱を差し込み、間隙をモルタルで充填して一体化する構造とした。ソケット鋼管外側には梁等との接合を想定した外ダイヤフラムを設けた。

各供試体の諸元及びパラメータをまとめたものを表-1 に示す。IA-2 を標準供試体とし、IA-1 供試体は差込長さ、IB-1 はソケット鋼管の板厚を変えた供試体である。さらに、ソケット鋼管に設けた外ダイヤフラムが接合部強度に影響することが予測されたため、IC-1 と IC-2 は外ダイヤフラムの位置を変え、ID-1 は外ダイヤフラムのない供試体とした。

IA-1 から ID-1 供試体については、鋼管に通常の平鋼管を用いている。IE-1 については、鋼管の表面と充填モルタルとの付着性能を向上させるため、ソケット鋼管内側及び柱鋼管外側に、φ6mm の丸鋼を 100mm ピッチで円周上に溶接してずれ止めを設けた。

柱部には径厚比 14.4 (t=15mm) の厚肉鋼管を用いて局部座屈を防止することとした。

b) 載荷方法

載荷は、この接合部を有する柱模型を単純梁として図

-1 に矢印で示す位置で 2 点載荷する、いわゆる 4 点曲げ試験とし、当該接合部の曲げモーメントの伝達性能を調査した。原則として一方向の単調載荷とするが、降伏荷重相当となる荷重を載荷した時点で、一旦除荷し残留変形を確認した後、再載荷し供試体中央部の変位がジャッキストロークの限界となる 300mm となるまで行った。

降伏荷重は下記に定義するソケット鋼管降伏荷重、または柱鋼管の曲げひずみ (縁端ひずみ) が降伏ひずみに達する時点の荷重のどちらか小さい荷重とした。

ここで、ソケット鋼管降伏荷重の定義は、ソケット鋼管の縁端より 15mm 内側の断面に図-2 のように貼付けた 3 つのひずみゲージの周方向ひずみが全て降伏ひずみを越えた時点の荷重とした。降伏ひずみは、鋼管より切り出した円弧状の試験片の引張試験 (JIS Z 2201) の結果により次式にて求めた。

$$\varepsilon_y = \sigma_y / E_s \quad (1)$$

ここで、 ε_y : 降伏歪み

σ_y : 降伏点または 0.2% オフセット耐力値

E_s : 鋼材の弾性定数で、 $2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

c) 使用材料

鋼管材料は、鋼管柱 (内鋼管) 及びソケット部 (外鋼管) には STK400 相当の鋼管を使用した。充填コンクリートは設計基準強度 $F_c = 27 \text{ N/mm}^2$ 、粗骨材最大寸法 $G_{\text{max}} = 10 \text{ mm}$ (豆砂利使用) とした。

柱・ソケット部空隙充填材には設計基準強度 45 N/mm^2 程度のプレミックスモルタルを使用した。

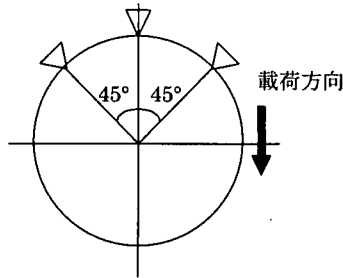


図-2 降伏荷重判定用歪みゲージ

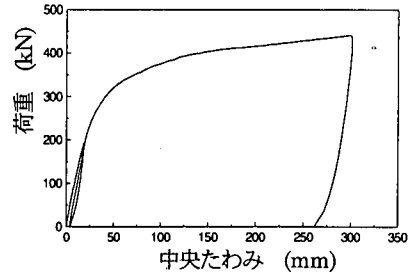


図-3 荷重～中央たわみ関係 (IA-2)

表-2 材料強度 (同径鋼管曲げ実験)

供試体名	降伏点 (N/mm ²)		圧縮強度 (試験当日) (N/mm ²)	
	ソケット鋼管	柱鋼管	柱 コンクリート	ソケット部 モルタル
IA-1	358	351	29.4	55.4
IA-2	358	351	31.5	55.0
IB-1	309	351	32.9	58.8
IC-1	358	351	34.3	54.3
IC-2	358	351	32.3	55.1
ID-1	358	351	34.6	55.2
IE-1	358	351	33.6	55.1

表-2に実験に用いた鋼管の降伏点とコンクリートおよびモルタル材料の実験当日の強度をまとめたものを示す。

d)計測項目

荷重は鉛直荷重を測定し、変位は供試体の鉛直変位量、柱のソケットからの抜け出し量を計測した。ひずみについては、ソケット鋼管、柱鋼管及び外ダイヤフラムにひずみゲージを貼り付けて測定した(図-1)。

(2)実験結果及び考察

a)破壊過程及び性状

標準となる供試体であるIA-2供試体について破壊状況を記述する。図-3にIA-2供試体の荷重と供試体中央の鉛直変位(たわみ)の関係を示す。

荷重の増加とともに、ソケット鋼管両端の圧縮側の周方向歪みが増加して降伏歪みに達した。図-4には、降伏荷重時のソケット鋼管表面の歪み分布を主歪み図として表したものを示す。図より、ソケット鋼管端部の圧縮側の周方向歪み及びソケット鋼管中央部引張側の周方向歪みが卓越するとともに、これらの周方向応力がソケット鋼管側面においてせん断応力(または斜め引張力)を介して伝達されるという、応力の流れが読み取れる。このソケット鋼管の主ひずみ分布は、柱に曲げモーメントが作用したとき、抵抗機構として柱とソケットの間に支圧力の偶力が発生していること、またその支圧力の偶力はソケット鋼管の周方向応力及びせん断応力により支えられていることを意味するものと考えられる。降伏荷重時において、鋼管柱とソケット鋼管との間の円環状のモル

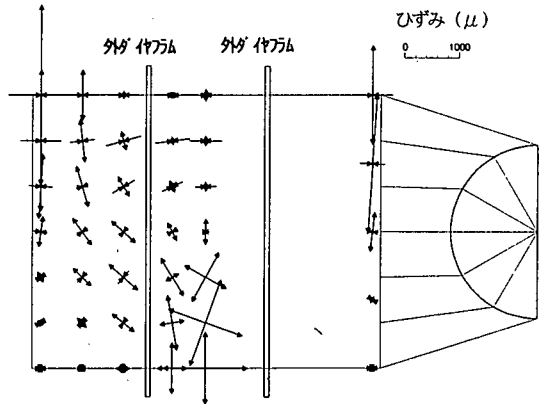


図-4 降伏荷重時のソケット鋼管の主ひずみ分布 (IA-2)

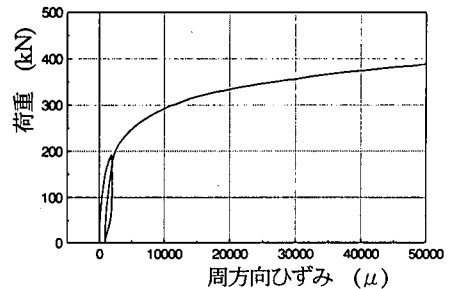


図-5 計測点①の荷重～周方向ひずみ関係

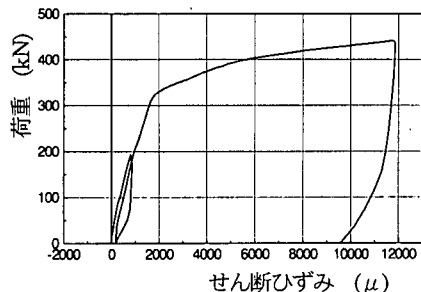


図-6 ソケット鋼管側面(計測点②)の荷重～せん断ひずみ関係

タル部には圧縮側に鋼管中心に向かうひび割れが数本観察されている。

図-5に荷重と歪み計測点①(図-1参照)の周方向歪みの関係を示すが、降伏荷重以降の荷重の増加とともにソケット鋼管端部の周方向歪みの増加が急激になり、同時に、柱鋼管とソケット鋼管の間に位置する円環状のコンクリート部分における放射状のひび割れも増加している。それに伴い荷重～たわみ関係もたわみ増加傾向が顕著になっている(図-3参照)。また、ひび割れの増加に対応して、接合部のソケット鋼管側面のせん断歪みの増加が著しくなっている。図-6に荷重と歪み計測点②(図-1参照)におけるせん断歪みの関係を示す。

図-6に示した荷重～せん断ひずみ関係図のひずみ増加傾向は、図-3に示した荷重～たわみ関係のたわみ増加傾向と非常によく対応していることがわかる。このことは、柱鋼管に作用する曲げモーメントに抵抗する支圧力の偶力を支えているソケット鋼管のせん断降伏が、本接合構造が終局状態にいたる主な要因であることを示唆するものと考えられる。このように、接合の損傷状況は、ソケット鋼管の降伏の進展によるものが支配的であるようである。そこで、本文ではこのような破壊形式を便宜的に接合部降伏破壊と呼ぶことにする。

一方、接合部引張側では、柱の抜け出しが観察されるとともに、円環状のコンクリートが柱の抜け出しに伴って、若干抜け出しているのが観察されている。荷重～たわみ関係(図-3)は、たわみが大きく進んだ状態でも荷重は増加傾向を示し、ジャッキストロークの限界である供試体の中央変位が300mmに至った時点で荷重の低下傾向は見られなかった。

IA-1, IC-1, IC-2及びID-1供試体でも、各部の損傷の程度に差はあるものの、破壊状況は上記の接合部降伏破壊であった。しかし、ソケット鋼管厚さの厚いIB-1及びズレ止めを設けたIE-1供試体では柱の曲げ降伏が先行しており、鋼管の歪み状況などからも明らかに柱の曲げ破壊により終局に至っていると判断された。

b) 荷重～変形関係と終局強度及び降伏荷重

各供試体の荷重と供試体中央のたわみの関係を、図-7には差込長さを変化させた実験について比較したものの、図-8はソケット鋼管の板厚を変化させたもの、図-9には外ダイヤフラム位置を変化させた実験について、さらに図-10にはズレ止めの有無について、それぞれ比較している。尚、ここで、図を見やすくするため、除荷～再載荷過程はグラフより除去している。また、図中において記された○印は第(1)節 b)項において定義された降伏荷重を、また▽印は以下に定義する終局強度を表している。

図から分かるように、荷重～たわみ関係は明確な荷重ピークを示さずたわみがかかなり大きくなった状態に

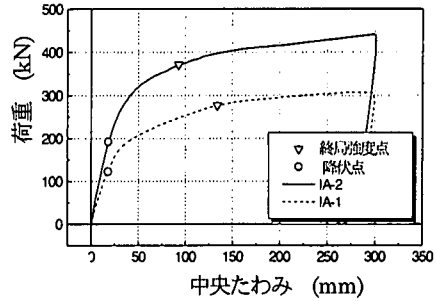


図-7 差込長さの違い

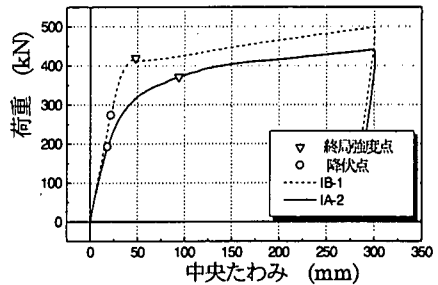


図-8 ソケット鋼管厚さの違いの影響

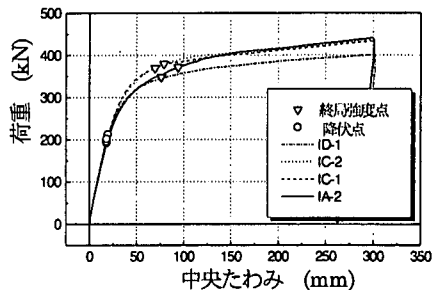


図-9 ダイヤフラム位置の影響

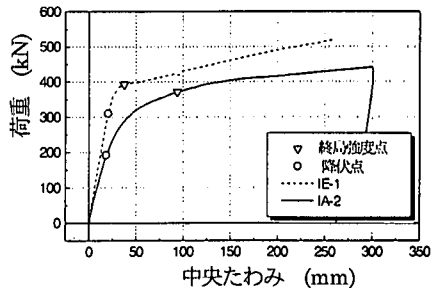


図-10 ずれ止めの有無による影響

おいても荷重が低下傾向を示さないことから、実験における最大荷重を終局強度とすることは設計上適当でないように思われる。そこで今回、荷重～たわみ関係の接線

表-3 実験結果のまとめ (同径鋼管柱の接合部曲げ耐力試験)

供試体名	降伏荷重 P_y (kN)	降伏変位 δ_y (mm)	残留変位 (mm)	剛性比	終局強度 P_u (kN)	破壊形態	パラメータ
IA-1	123	18.0	7.3	0.65	277	接合部降伏破壊	差込長さ
IA-2	193	18.3	3.9	1.00	371	接合部降伏破壊	標準ケース
IB-1	274	21.8	3.8	1.19	419	柱曲げ破壊	ソケット鋼管厚
IC-1	198	18.1	3.7	1.04	369	接合部降伏破壊	ダイヤフラム位置
IC-2	214	19.4	4.3	1.04	379	接合部降伏破壊	ダイヤフラム位置
ID-1	203	18.4	5.1	1.05	345	接合部降伏破壊	ダイヤフラム無し
IE-1	311	20.4	3.2	1.44	393	柱曲げ破壊	ずれ止め有り

勾配がその初期勾配の5%にまで低下した時点の荷重を便宜的に実験により得られた終局強度と定義することにした。このようにして定義した点は、ほぼ荷重～たわみ関係が大きく曲がりきり、その後の荷重の増加割合がかなり少なくなった点になっており、その時の荷重を設計上の終局強度として採用するに妥当な点であるように思われる。

表-3には、これらの実験結果を表にまとめたものを示す。表中で残留変位とは降伏荷重を載荷した後除荷したときの供試体中央の残留たわみを示し、剛性比とは、降伏荷重と降伏変位より各供試体の見掛けの剛性を求め、標準供試体 IA-2 のその見掛けの剛性との比を表わしたものである。

① 差し込み長さの影響

差し込み長さの短い供試体 IA-1 は柱の抜け出しの影響が大きく、標準ケースの IA-2 に比べ、剛性比が65%、降伏荷重、終局荷重がそれぞれ63%、75%程度に低下し、降伏荷重除荷時の残留変位も7.3mmと最大となった。明らかに、差込長さが短いほど、降伏荷重、終局強度及び接合剛性は低くなると言える。

② 外ダイヤフラムの有無及び間隔の影響

外ダイヤフラムの無い供試体 ID-1 では外ダイヤフラムを設けた供試体に比べ、降伏以降の耐力増加が小さくなる傾向が若干認められたものの、外ダイヤフラム間隔の違いによる影響はほとんどない結果となった。従って、本実験の範囲では、ソケット鋼管外側に設けた外ダイヤフラムは接合部の強度や剛性にはほとんど寄与していないと判断される。

③ ソケット鋼管板厚及びずれ止めの影響

ソケット鋼管の板厚を9mmとした IB-1 及びずれ止めを設けた IE-1 の荷重～たわみ関係については、ソケット接合部の耐力が柱部の耐力を上回ったため柱降伏が先行し、柱自体の荷重～たわみ関係に近いものになったと思われる。従って、ソケット鋼管の厚さを厚くすることにより、また、ずれ止めを設けることにより接合部の終局強度を向上させることができると言える。特に IE-1 では、剛性比が1.44倍と最も大きく、残留変形も3.2mmと最小となっており、今回の実験パラメーターでは接合

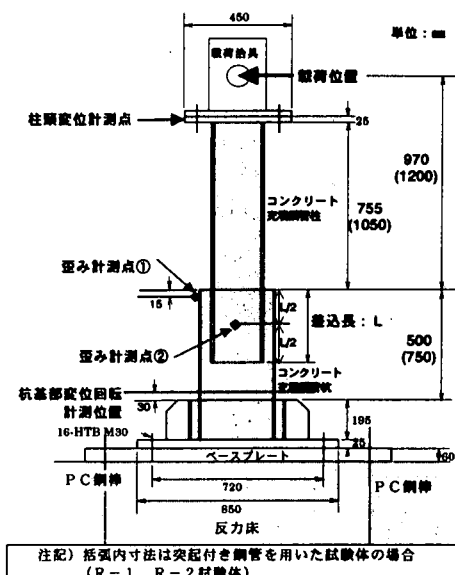


図-11 供試体形状 (異径鋼管曲げせん断実験)

部の性能向上に最も効果的な因子であると考えられる。従って、当該接合部の耐荷機構としては、先に述べた柱に作用する支圧力の偶力に加えて、柱とコンクリート間の摩擦力の伝達も主な抵抗要因となっているものと考えられる。なお、IB-1 供試体及び IE-1 供試体は明らかに柱の曲げ破壊により終局に達しているため、表-3 に示した降伏荷重及び終局強度は接合部の強度を表すものではない。

3. 異径鋼管柱のソケット接合部曲げせん断実験⁹⁾

(1) 実験概要

a) 供試体形状及び諸元

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-11 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、間隙をコンクリートで充填して一体化する構造とした。先の実験と構造的に異なるところは、1)接合部には曲げモーメントとせん断力が同時に作用すること、2)先の実験

表-4 供試体諸元 (異径鋼管曲げせん断実験)

供試体名	柱鋼管径	差込長さ	ソケット 鋼管径	ソケット 鋼管厚	使用鋼管	パラメータ
A-1	216mm	0. 5 d	318mm	6. 24mm	平鋼管	差込長
A-2	216mm	1. 0 d	318mm	6. 24mm	平鋼管	差込長
A-3	216mm	1. 5 d	318mm	6. 24mm	平鋼管	標準ケース
A-4	216mm	2. 0 d	318mm	6. 24mm	平鋼管	差込長
B-1	216mm	1. 5 d	318mm	3. 00mm	平鋼管	ソケット鋼管板厚
B-2	216mm	1. 5 d	318mm	8. 92mm	平鋼管	ソケット鋼管板厚
R-1	406mm	1. 0 d	604mm	9. 38mm	突起付鋼管	突起付・差込長
R-2	406mm	1. 5 d	604mm	9. 38mm	突起付鋼管	突起付・差込長

※ d : 柱径 (φ216.3×t15.1)

では接合ソケット鋼管に柱が両側から差し込まれていたのに対して、今回の実験では片側からのみの差し込みとなっているところである。また、3)先の実験において外ダイヤフラムは接合部耐力や基本的な挙動にほとんど影響を及ぼさないと考えられたため、今回の実験では外ダイヤフラムは設置していない。

各供試体のパラメータ及び諸元を表-4 に示す。A-1 から A-4 供試体は柱鋼管の差し込み長さを変化させ、B-1 と B-2 供試体はソケット鋼管の板厚を変えた供試体である。これらの実験では、柱部材には厚肉の鋼管を用いることにより柱の曲げ破壊が接合部の破壊に先行して発生することを避けるよう配慮している。

A-1 から B-2 供試体については、鋼管に通常の平鋼管を用いているのに対して、R-1、R-2 供試体では鋼管柱には外側に突起のついた既製鋼管を用い、ソケット鋼管には内側に突起のついた既製鋼管を用いて鋼管とコンクリート間の摩擦力の伝達を向上させている。既製の突起付き鋼管の製造上の限界により、R-1 及び R-2 供試体は他の供試体とは鋼管サイズが異なっている。また、やはり突起付き鋼管の製造上の制約から、平鋼管の供試体のように柱鋼管に厚肉のものを用いて強化するようなことはしていない。

b) 載荷方法

載荷方法は図-11 に示す位置で片押し単調載荷とし、先の同径鋼管柱の曲げ実験と同様に、ソケット鋼管端部での周方向ひずみの読み値より降伏荷重と定義される荷重を載荷した時点で、一旦除荷し残留変形を確認した後、再載荷して終局に至らしめることとした。

c) 使用材料

鋼管材料は、鋼管柱 (内鋼管) 及びソケット部 (外鋼管) に STK400 相当の鋼管を使用した。コンクリート材料は設計基準強度 $F_c=27\text{N/mm}^2$ 、粗骨材最大寸法 $G_{\text{max}}=10\text{mm}$ (豆砂利使用) とした。また、今回は鋼管内にコンクリートを充填するときに、同時にソケット鋼管と柱鋼管の隙間にもコンクリートをそのまま充填して

いる。従って、ソケット鋼管と柱鋼管の隙間の充填に特別なモルタル等是用いていない。

d) 計測項目

荷重は水平荷重を測定し、変位は柱の水平変位量、柱のソケットからの抜け出し量及びソケット基部の回転量・せん断変形量を測定した。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-11)。

(2) 実験結果及び考察

a) 破壊過程及び性状

図-12 に標準となる供試体である A-3 供試体の荷重と柱頭の変位の関係を示す。A-3 供試体の破壊過程は、先の同径鋼管柱の接合部曲げ実験における接合部降伏破壊の破壊状況とほぼ同様であった。図-13 には、降伏荷重時のソケット鋼管表面の歪み分布を主歪み図として表したものを示す。図より、先の実験と同様にソケット鋼管端部圧縮側の周方向歪みが卓越するとともに、これら周方向応力がソケット鋼管側面においてせん断応力 (または斜め引張応力) となり、接合部下端において曲げモーメントに変換されるという応力の流れが読み取れる。しかし、先の同径鋼管柱接合部の曲げ実験の場合と比べると、柱差し込み部先端領域におけるソケット鋼管引張側の周方向ひずみはそれほど大きくなく、またソケット鋼管側面の主引張ひずみの方向が部材軸とのなす角度も若干小さいようである。

図-14 に荷重と歪み計測点② (図-11 参照) におけるせん断歪みの関係を示す。この場合も、荷重～せん断ひずみ関係図の劣化状況は、図-12 に示した荷重～柱頭変位関係の劣化状況と非常によく対応しており、ソケット鋼管のせん断降伏が、本接合構造が終局状態に至るきっかけとなっているものと考えられる。荷重～変位関係 (図-12) は、変位が大きく進んだ状態でも荷重は増加傾向を示し、ジャッキストロークの限界である柱頭変位 200mm の時点でも荷重の低下傾向は見られなかった。

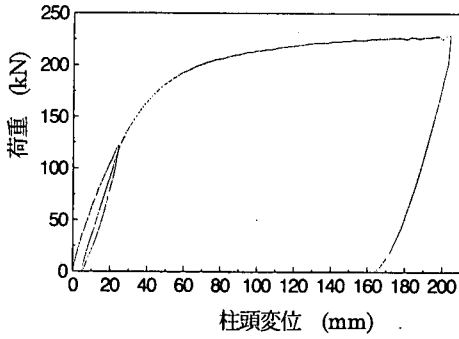


図-12 荷重～柱頭変位関係 (A-3)

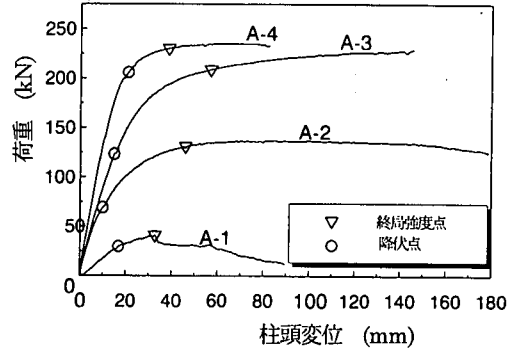


図-15 差込長さの違いの影響

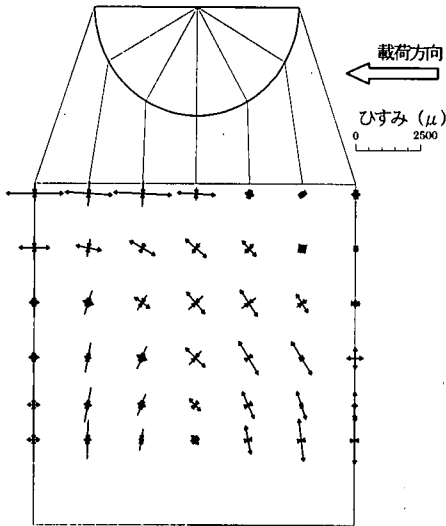


図-13 降伏荷重時のソケット鋼管の主ひずみ分布 (A-3)

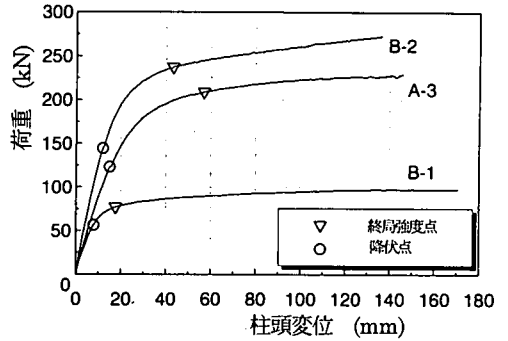


図-16 ソケット鋼管厚さの影響

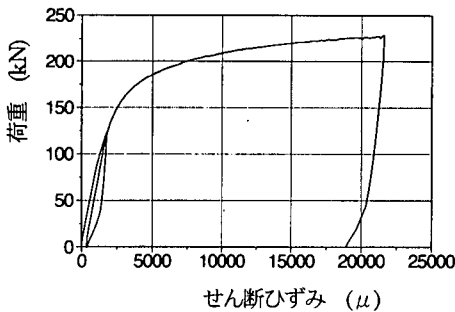


図-14 ソケット鋼管側面 (計測点②) の荷重～せん断ひずみ

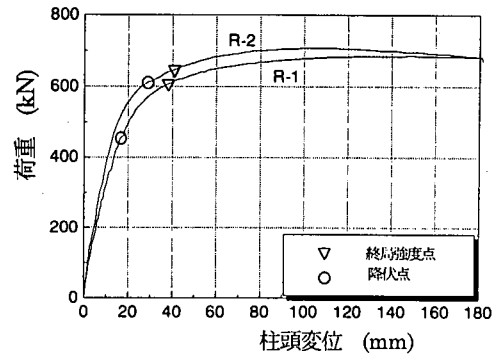


図-17 突起付き鋼管を用いた場合

A-2, B-1, B-2 供試体でも同様の接合部降伏破壊であったが、差込長の短い A-1 供試体では、ソケット鋼管の降伏の進展はそれほど顕著ではなく、柱の抜け出しが主な破壊要因と考えられ、それにより荷重が急激に低下している (柱抜け出し破壊)。一方、差込長さの長い A-4 供試体は、ソケット鋼管下端の曲げ降伏が先

行しており、鋼管のひずみ状況などからも明らかにソケット鋼管の曲げ破壊により終局に至っている。

一方、突起付き鋼管を用いた R-2 供試体では、平鋼管を用いた供試体のように柱部を特に強化していないため、ソケット鋼管先端位置の柱が曲げ降伏することにより終局に至っている。また、差込長さの短い R-1 供試体でも接合部のソケット鋼管の降伏破壊と柱鋼管の曲げ破壊が同時に進行しており、どちらの破壊が先行したかは明確には判断し難い状況であった。したがって、柱の曲げ耐力と接合部耐力が近接していたもの

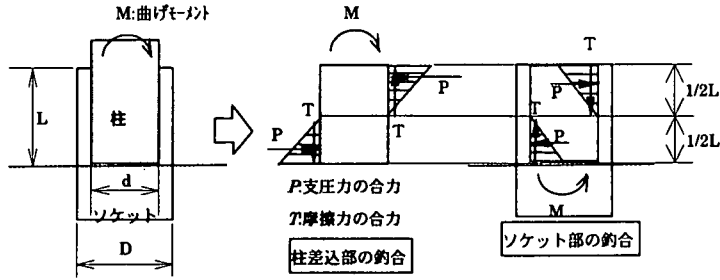


図-18 純曲げ状態の接合部の耐荷モデル

と考えられる。

b) 荷重～変形関係と終局強度及び降伏荷重

各供試体の荷重と柱頭の変位の関係を、図-15 には差込長さを変化させた実験について比較したもの、図-16 はソケット鋼管の板厚を変化させたもの、図-17 には突起付き鋼管を用いた実験について、それぞれ比較している。図中において記された○印及び▽印の記号の意味は図-7～10 の場合と同様である。

図-15～17 より明かなように、各パラメーターの影響はほぼ先の実験の場合と同様であったといえる。すなわち、差込長さが大きいほど、またソケット鋼管の肉厚が厚いほど、降伏荷重及び終局強度が増加することがわかる。また、接合部の剛性も差込長及び鋼管肉厚に比例して増加すると言える。但し、A-4 供試体及び R-2 供試体は明かにソケット鋼管又は柱の曲げ破壊により終局に達しているため、接合部の耐力を表すものではない。

4. 接合部の終局強度の算定

(1) 同径鋼管柱接合部の終局強度の推定モデルの検討

先の実験において検討した接合部の破壊過程の観察及び実験パラメータの影響の検討によれば、接合部の主な耐荷機構としては、柱鋼管とソケット鋼管の間に生じる支圧力の偶力と柱鋼管と円環状のモルタルの間に生じる摩擦力の偶力により柱に作用する曲げモーメントに抵抗しているものと考えられる。そこで、図-18 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することを試みた。

a) モーメントの釣り合い式

図-18 に示されたモデルよりモーメントの釣り合いを取ると、

$$M = T \left(\frac{2\sqrt{2}}{\pi} \right) d + \frac{2}{3} LP \quad (2)$$

ここで、
 M : 柱に作用する曲げモーメント
 T : 柱鋼管に作用する摩擦力の合力
 P : 柱鋼管に作用する支圧力の合力

d : 柱鋼管の外径

L : 差込長さ

となり、摩擦力の合力 (T) の最大値及び支圧力の合力 (P) の最大値を求めることにより、接合部の終局強度（モーメント）を計算できる。このとき、摩擦力は柱の引張側及び圧縮側に各々全周の $1/4$ に均等に作用していると仮定している。

b) 終局時の摩擦力の合力

柱とモルタルの間の摩擦応力は、次式のクーロン摩擦に従うものとする。すなわち、

$$\tau_{\max} = c + \sigma_n \tan \phi \quad (3)$$

ここで、 c : 粘着力

σ_n : 界面に作用する直応力、

ϕ : 摩擦角

とすると、摩擦力の合力 T は次式で表される。

$$T = c \frac{\pi}{4} \frac{L}{d} + \frac{\pi}{2\sqrt{2}} P \tan \phi \quad (4)$$

c) 終局時の支圧力の合力

柱に作用する支圧力は、鋼管の差し込み長さ L の区間（ソケット鋼管及び柱鋼管との間に充填された円環状モルタルにより構成される）のせん断耐力により決定されることが考えられる。したがって、

$$P = V_s + V_c \quad (5)$$

ここで、 V_s : ソケット鋼管が負担するせん断力

V_c : モルタル部が負担するせん断力

まず、支圧力の偶力が作用する時のソケット鋼管の終局耐力は、鋼管の純せん断耐力とし、式 (6) により求めた。

$$V_s = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \frac{\pi(D-t)t}{2} \quad (6)$$

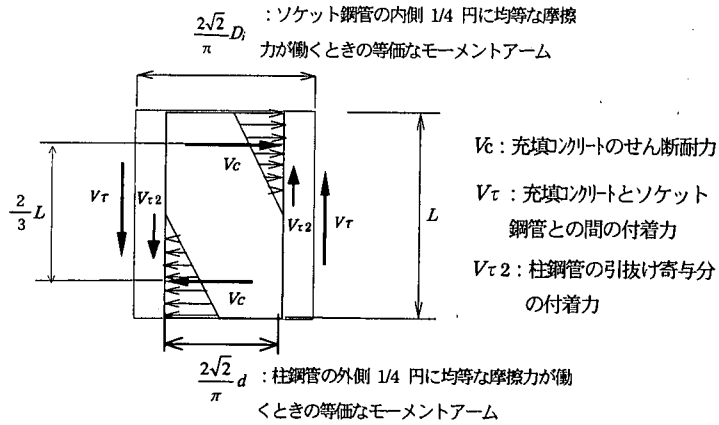


図-19 モルタル部のせん断耐力

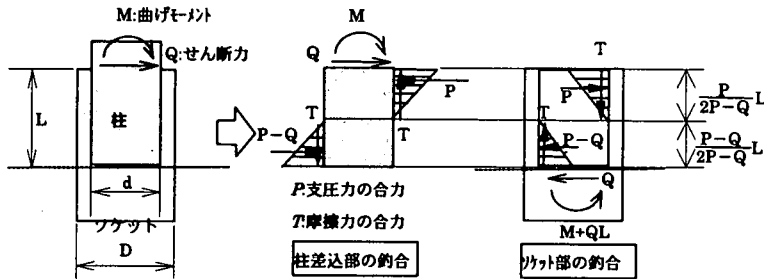


図-20 曲げ及びせん断力が同時に作用する接合部の耐荷モデル

ここで、 f_t : ソケット鋼管の引っ張り降伏強度
 t : ソケット鋼管厚さ
 D : ソケット鋼管の外径

一方、円環状のモルタル部が負担するせん断耐力 V_c は、実験よりモルタルが鋼管から抜け出すことが観察されていることから、モルタルの鋼管からの引き抜け抵抗力 V_r により決定されるとして、近似的に下式で計算できるものとした。このとき、既に b) 項で柱の摩擦抵抗力として寄与しているもの (V_{r2}) は差し引くこととした。

すなわち、モルタル部分の引き抜け抵抗力 V_r は、

$$V_r = \frac{\pi}{4} D_i \cdot \{L - (D_i - d)/2\} \cdot c - V_{r2} \quad (7)$$

但し、 D_i はソケット鋼管の内径

$$V_{r2} = \frac{\pi}{4} d \frac{L}{2} c \quad (8)$$

となる。

したがって、図-19 に示す釣合より V_c は、

$$V_c = \frac{3}{2L} \left[\frac{\pi}{4} D_i \{L - (D_i - d)/2\} \cdot c \cdot \left(\frac{2\sqrt{2}}{\pi} D_i \right) \right.$$

$$\left. - \frac{\pi}{4} d \frac{L}{2} c \left(\frac{2\sqrt{2}}{\pi} d \right) \right] \quad (9)$$

となる。

釣り合い式 (2) に (4) 及び (5) を代入することにより、接合部の終局強度 (モーメント) を求めることが出来る。

(2) 異径鋼管接合部の終局強度の推定モデルの検討

異径鋼管柱接合部の実験では、曲げに加えせん断力が加わるので、せん断力の大きさにより支圧力の受圧面積が変化すると考えて、図-20 に示すような耐荷モデルを仮定した。なお、ソケット鋼管及び柱鋼管の間にはモルタルでなくコンクリートが充填されているため、 V_c はコンクリート部が負担するせん断力と読み替えることとする。(1) 節と同様に、このモデルによりモーメントの釣り合い式を取ると、下式 (10) となる。

$$M - T \left(\frac{2\sqrt{2}}{\pi} d \right) = - \frac{LP^2}{3(2P-Q)} + (P-Q) \frac{L(5P-2Q)}{3(2P-Q)} \quad (10)$$

また、摩擦力の合力 T は、式 (11) で表される。

$$T = c \frac{\pi}{4} d L \frac{P-Q}{2P-Q} + \frac{\pi}{2\sqrt{2}} (P-Q) \tan \phi \quad (11)$$

支圧力の合力 P は、(1) 節と同様に鋼管の差し込み長さ L の区間のせん断耐力により決定されると考えられるから、式 (5)、(6) 及び (9) にて表わされるとする。釣り合い式 (10) に (11) 及び (5) を代入すると、 M または Q に

表-5 同径鋼管接合部終局強度の計算値と実験値

供試体名	終局荷重 Pu	計算値 Puc	Pu/Puc	パラメータ
IA-1	277 kN	266 kN	1.04	差込長さ
IA-2	371 kN	351 kN	1.06	標準ケース
IB-1	(419 kN)	441 kN	—	ワット鋼管厚
IC-1	369 kN	351 kN	1.05	ダイヤフラム位置
IC-2	379 kN	351 kN	1.08	ダイヤフラム位置
ID-1	345 kN	351 kN	0.98	ダイヤフラム無し
IE-1	(393 kN)	506 kN	—	ずれ止め有り

注) 括弧内の数値は接合部降伏破壊しなかった供試体の強度

ついで2次式となり、これを解くことにより終局強度が算定できる。

(3) 実験結果と計算結果の比較

同径鋼管の接合部について、上述の釣り合い式から算定した接合部の終局強度と実験値を比較した結果、柱鋼管の降伏が先行した供試体 IB-1, IE-1 を除き、計算値は実験値を精度良く評価出来る結果となった(表-5 及び図-21○印を参照)。

なお、このとき平鋼管の場合の鋼管とモルタルまたはコンクリートとの間の摩擦特性は

$$c = 0.7 \text{ N/mm}^2, \phi = 20^\circ \quad (12)$$

とした^{9),7)}。また、ずれ止めを設けた場合の鋼管と充填モルタルとの極限付着強度 (τ_{\max} (N/mm²)) は、API 基準⁸⁾に従い下式により算定している。

$$\tau_{\max} = 1.15 + 1.72fcu \cdot h/s \quad (13)$$

ここで、 fcu : 充填モルタルの立方形供試体強度 (N/mm²)
 で、円柱供試体強度 fcy より $fcu = fcy/0.8$ として求めた⁹⁾。

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

一方、異径鋼管柱接合部の終局強度については実験値と計算値を比較したものを表-6 及び図-21 の△印にて示す。接合部降伏破壊を示したと考えられる A-2, A-3, B-1, B-2, R-1 供試体に関して実験終局強度と計算終局強度を比較すると、実験値をかなり過小評価している計算値もあり、同径鋼管柱の接合部の場合に比べて精度が悪いことがわかる。このとき、突起付き鋼管を用いた場合は、鋼管表面とコンクリートの摩擦強度を、既往の実験的検討¹⁰⁾より $\tau_{\max} = 8 \text{ N/mm}^2$ として計算している。また、摩擦角は $\phi = 0$ としている。

同径鋼管接合部曲げ実験と異径鋼管接合部曲げせん断実験においてこのような差がでてきた理由は、ソケット鋼管の負担するせん断耐力 V_s の違いによるものと考えら

表-6 異径鋼管接合部終局強度の計算値と実験値

供試体名	終局荷重 Pu	計算値 Puc	Pu/Puc	パラメータ
A-1	(41 kN)	91kN	—	差込長さ
A-2	135 kN	127 kN	1.06	差込長さ
A-3	209 kN	158 kN	1.32	標準ケース
A-4	(230 kN)	184 kN	—	差込長さ
B-1	76 kN	66 kN	1.15	ワット肉厚
B-2	236 kN	174 kN	1.36	ワット肉厚
R-1	608 kN	677 kN	0.90	突起付・差込長さ
R-2	(646 kN)	954 kN	—	突起付・差込長さ

注) 括弧内の数値は接合部降伏破壊しなかった供試体の強度

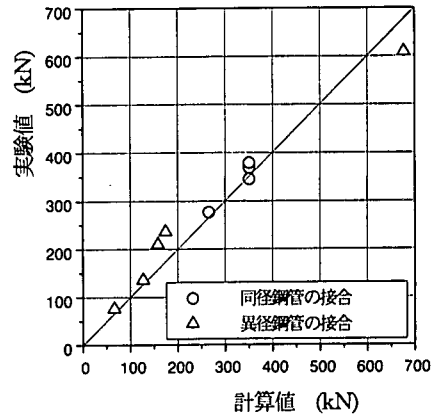


図-21 終局強度の実験値と計算値の比較

れる。図-4 と図-13 に示した降伏荷重時のソケット鋼管の主ひずみ分布を比較してみると、既に述べたように異径鋼管接合部の実験においては、柱差し込み部先端領域でのソケット鋼管の引張側における周方向ひずみは、柱が両側から差し込まれた同径鋼管接合部の曲げ実験の場合と比べるとそれほど大きくなく、またソケット鋼管側面の主引張ひずみの方向が部材軸となす角度も、同径鋼管接合部曲げ実験の場合とくらべて若干小さい様子で、柱に作用する支圧力に対するソケット鋼管の抵抗挙動が若干異なることがわかる。これらのソケット鋼管の抵抗挙動の違いは、ソケット鋼管に対して柱が両側から差し込まれていることと、片側から差し込まれることの違いにより生じているものと思われる。

一方、表-6 の終局強度の計算値と実験値の比較を詳細に検討してみると、差込長さを柱径程度とした A-2 及び R-1 において計算値は実験値に近いのに対して、差込長さを柱径の 1.5 倍とした A-3 及び B-1, B-2 においてはかなり過小評価となっていることがわかる。すなわち、差込長さの終局強度への影響が、現在の計算モデルではうまく表現できていない結果となっていることがわかる。

そこで、柱が片側から差し込まれた異径鋼管接合部の曲げせん断実験の場合には、ソケット鋼管の負担するせ

せん断耐力は、式(14)に示すように差し込み長さによる影響を表わす補正項を加えて表現できるものと仮定した。

$$V_s = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \frac{\pi(D-t)t}{2} \left(\frac{L}{D'}\right)^\alpha \quad (14)$$

但し、 $1 \leq (L/D) \leq 1.5$

ここで、 D' は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で、 $D' = D/\sqrt{2}$ とした。

そして、接合部降伏破壊を示した供試体について、実験結果と計算値の比と1との残差の2乗 $(1 - P_u/P_{uc})^2$ が最小になるように α を求めた。その結果、 $\alpha=0.6$ のとき最も適合性がよかった。

表-7及び図-22には α を0.6としたときの接合部の終局強度の修正計算値と実験値を比較したものを示す。接合部降伏破壊を示した供試体について比較的精度よく終局強度が推定出来ていることが分かる。

5.まとめ

コンクリート充填鋼管のソケット接合方法について、今回実施した2種類の実験の範囲では、以下のような結論を得た。

- 1) 接合部の破壊は、差込長さが極端に短い場合は、柱の抜け出しによるが、柱径程度以上差し込んだ場合は、ソケット鋼管の降伏の進展による。
- 2) ソケット式接合部の主な耐荷機構としては、柱鋼管に作用する曲げモーメントに対して、柱鋼管とソケット鋼管の間に発生する支圧力の偶力と、鋼管とモルタルまたはコンクリートの間に発生する摩擦力の偶力により抵抗していると考えられる。
- 3) ソケット式接合部の終局強度には、柱差込長さ、ソケット鋼管厚、ずれ止めの有無が大きく影響する。
- 4) ソケット鋼管の外側に設けた外ダイヤフラムは、ソケット式接合部の終局強度にはほとんど影響を及ぼさない。
- 5) ソケット接合部の終局強度を、支圧力の偶力と摩擦力の偶力による耐荷機構を仮定したモデルにて推定する算定式を示した。
- 6) ソケット鋼管に柱鋼管が両側から差し込まれた接合部と、ソケット鋼管に柱が片側からのみ差し込まれた接合部では、ソケット鋼管が負担できるせん断耐力が異なると考えられることより、上の算定式もこれらを考慮し若干異なる算定式を用いなければならない。
- 7) 本文にて提案した接合部終局強度算定式は、今回の実験により得られた終局強度を比較的精度よく予測できる。

表-7 異径鋼管接合部終局強度の修正計算値と実験値

供試体名	終局荷重 P_u	計算値 P_{uc}	P_u/P_{uc}	パラメータ
A-1	(41 kN)	60 kN	—	差込長
A-2	135 kN	124 kN	1.09	差込長
A-3	209 kN	194 kN	1.08	標準ケース
A-4	(230 kN)	265 kN	—	差込長
B-1	76 kN	79 kN	0.96	カット肉厚
B-2	236 kN	230 kN	1.03	カット肉厚
R-1	608 kN	668 kN	0.91	突起付・差込長
R-2	(646 kN)	1049kN	—	突起付・差込長

注) 括弧内の数値は接合部降伏破壊しなかった供試体の強度

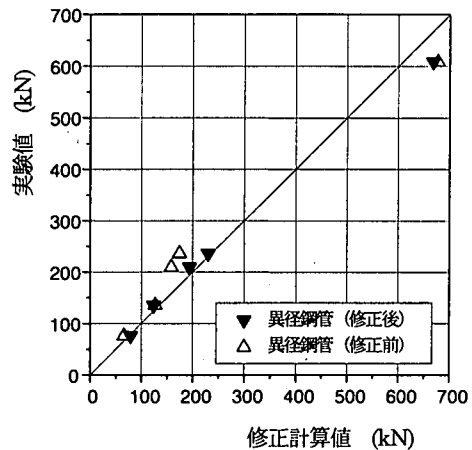


図-22 異径鋼管接合部の終局強度の実験値と修正計算値の比較

今回提案した終局強度の算定式はあくまで接合部降伏破壊の場合の終局強度を推定するものである。しかしながら、接合部の破壊形式としてどのような場合に引き抜け破壊ではなく接合部降伏破壊となるかという条件、すなわち本算定式の適用範囲は必ずしも明確にはなっていない。今回の実験からは、柱・ソケット鋼管ともに先行して曲げ破壊しない条件の下、少なくとも柱径以上の差込差込長さを有し、かつソケット鋼管径が柱鋼管径の1.5倍以下であれば、接合部降伏破壊を示すといえる。また、今回の実験では柱鋼管とソケット鋼管の間隙に充填されたコンクリートまたはモルタルの圧壊により終局強度が決定されたケースはなかった。このことより、圧縮強度が20~30kN/mm²程度の普通強度またはそれ以上の強度のコンクリートまたはモルタルを用いている限りは、通常は圧壊による破壊モードを考慮する必要がないと考えられるが、モルタル及びコンクリートの強度が極端に低い場合やソケット鋼管による拘束が極端に大きな場合にはやはりそのような破壊形式も考慮する必要がある。

謝辞：本研究における実験及び解析にご協力いただきました東日本旅客鉄道(株) 鹿野秀明氏に深く感謝します。

参考文献

- 1) 例えば, 村田清満, 渡邊忠明, 西川佳佑, 木下雅敬: 軸力と曲げを受けるコンクリート充填鋼管柱の耐力, 変形性能, 土木学会第50回年次学術講演会, I-111, pp.222-223, 1995.9.
- 2) 飯田字朗, 青木徹彦, 佐藤章次: コンクリート充填異径鋼管差込み継ぎ手の耐荷力実験について, 土木学会第49回年次学術講演会, I-365, pp.728-729, 1994.9.
- 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) 東耕太郎, 佐藤収, 多田秀彰: コンクリート充填鋼管柱を適用したラーメン高架橋の計画について, 土木学会東北支部技術研究発表会講演概要集(平成7年度), V-47, pp.610-611, 1995.
- 5) 鷹野秀明, 石橋忠良, 鎌田則夫, 木下雅敬: 柱と杭をコンクリート充填鋼管とした接合部の実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.18, pp.1301-1306, 1996.6.
- 6) Dowling P.J., Elnashai A.S., Carroll B.C.: 'A new pressurised grouted connection for steel tubulars', *Journal of Constructional Steel Research*, Vol.3, No.3, pp.32-38, 1983.
- 7) 木下雅敬, 沖本真之: 異径コンクリート充填鋼管差込み継ぎ手の実験及び解析について, 土木学会第50回年次学術講演会, I-123, pp.245-246, 1994.9.
- 8) American Petroleum Institute: 'Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms.' APIRP2A, 19th Edition, 1991.
- 9) 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(1) 施工, 彰国社, 1993.
- 10) 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シンポジウム講演論文集, pp.185-190, 1995.11.

(1997. 7. 28 受付)

ULTIMATE STRENGTH OF SLEEVE JOINTS BETWEEN CONCRETE-FILLED CIRCULAR STEEL PIPES

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

For a connection between two concrete-filled circular steel pipes, a simple sleeve joint in which a smaller diameter pipe is inserted by the specific length to a larger diameter pipe with a concrete or mortar annulus filling the gap between them has been proposed as an economical and effective joint system. In the present paper, the load-carrying capacities and failure mechanisms of the present joint system are experimentally investigated. The experiments indicate that the ultimate and yield strength increase proportionally with the increase of the overlap length and the wall thickness of pile pipes. In addition, a method to predict ultimate strength of the present joints has been proposed.