

コンクリート充填鋼管ソケット式 柱梁T形接合部の耐力評価

山田正人¹・林 篤²・野澤伸一郎³

¹正会員 工修 東日本旅客鉄道(株) 研究開発センター (〒331-8513 さいたま市北区日進町2-0)
E-mail:ma-yamada@jreast.co.jp

²工修 東日本旅客鉄道(株) 研究開発センター (〒331-8513 さいたま市北区日進町2-0)

³フェロー会員 工博 東日本旅客鉄道(株) 研究開発センター (〒331-8513 さいたま市北区日進町2-0)

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柱梁接合構造がある。小径鋼管の外面及び大径鋼管の内側に施したずれ止め、小径の鋼管に溶接したプレート、ソケット鋼管径、ソケット鋼管厚、ソケット鋼管長さ等をパラメータとしたT形模型試験体を用いた実験により接合部の耐荷機構、終局強度について検討した。その結果、上記パラメータは、接合部の終局強度に大きく影響することなどがわかった。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出した。

Key Words : concrete-filled steel tube, joint, ultimate strength, shear connector, diaphragm

1. はじめに

近年、都市部での連続立体化事業に伴う線路直上高架化工事や線路近接高架工事、線路上空における人工地盤建設工事、鉄道の駅構内における地下駅工事等のように、施工が困難で用地や作業時間あるいは環境問題等、各種の制約を受ける鉄道建設事例が増加してきている。このような制約条件に対して、施工効率の向上を図るとともに、施工の安全性を確保し、工期の短縮が可能な構造が求められている。同時に、経済性が高く大規模地震に耐えられる高い耐震性を有する構造が必要とされている。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、大きな耐力や優れた変形性能などにより耐震性を保有すること、また、コンクリート打込み時に鋼管が型枠の役割を果たすため、施工の安全性の向上、施工の簡素化や合理化、急速施工等に有効な構造である¹⁾。

このコンクリート充填鋼管構造を鉄道構造物に適用した例^{2)~9)}は、増加してきている。コンクリート充填鋼管構造の適用部位は、柱部材^{2)~6)}、梁部材⁷⁾、アーチ橋のアーチリブ^{8),9)}等多岐にわたっている。また、鋼管トラス¹⁰⁾への適用も検討されて

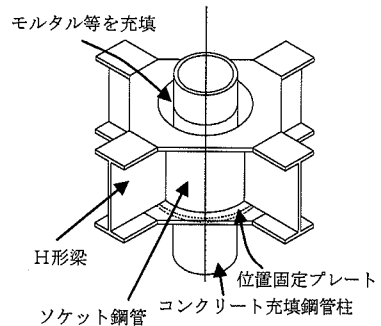


図-1 接合部概要図

いる。以上のようにコンクリート充填鋼管構造の適用範囲は広がってきており、今後益々の採用が期待されている。

コンクリート充填鋼管部材を柱部材として用いる場合、混合構造物¹¹⁾となる場合が多い。このコンクリート充填鋼管柱を用いた混合構造物において、その優れた部材性能を十分に発揮させるために、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。

表-1 試験体諸元

試験体名	鋼管柱 d (mm)	梁 (mm)	ソケット鋼管径 D (mm)	ソケット長さ L (mm)	ソケット板厚 t (mm)	D/t	D/d	D/L	L/d	パラメータ
P-1	φ318×t25	H350×350 ×16×22	406	350	6	67.7	1.28	1.16	1.10	標準ケース
P-2	φ318×t25	H350×350 ×16×22	500	350	6	83.3	1.57	1.43	1.10	ソケット鋼管径
P-3	φ318×t25	H500×350 ×16×22	406	500	6	67.7	1.28	0.81	1.57	ソケット鋼管長さ
P-4	φ318×t25	H350×350 ×16×22	406	350	12	33.8	1.28	1.16	1.10	ソケット鋼管板厚
P-5	φ318×t25	H350×350 ×16×22	374	350	6	62.3	1.18	1.07	1.10	ソケット鋼管径
P-6	φ318×t25	H350×350 ×16×22	406	350	6	67.7	1.28	1.16	1.10	位置固定プレート無
P-7	φ318×t25	H350×350 ×16×22	406	350	6	67.7	1.28	1.16	1.10	位置固定プレート無、 ずれ止め鉄筋無
P-8	φ318×t25	H350×350 ×16×22	636	350	6	106.0	2.00	1.16	1.10	ソケット鋼管径

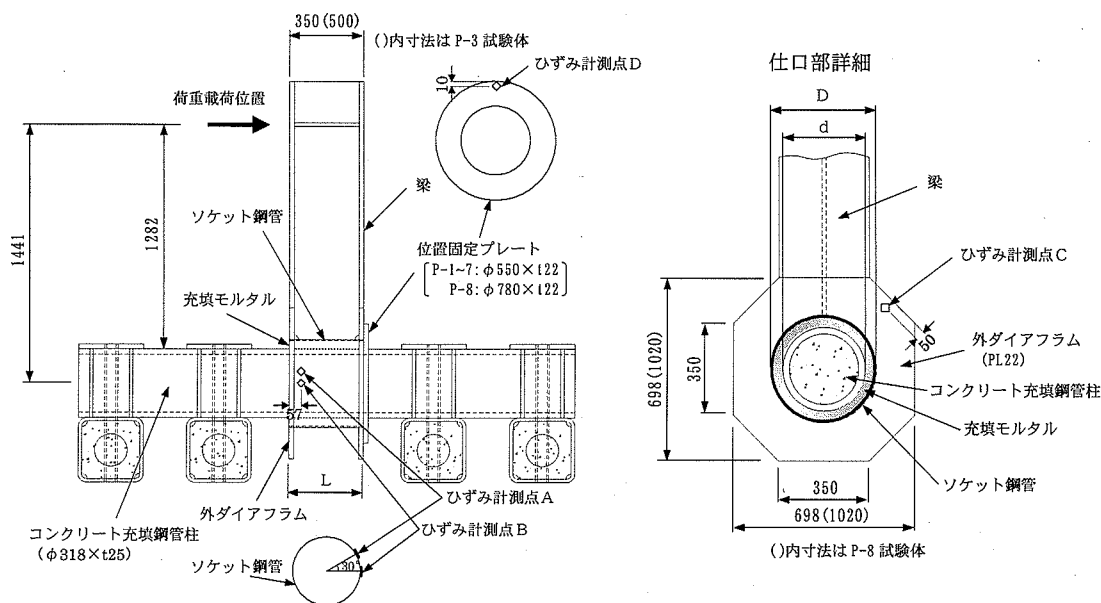


図-2 試験体形状

つまり、異種部材の組み合わせとなる混合構造物の接合部は、構造系としての耐震性能を発揮させるために非常に重要な部位と言える。

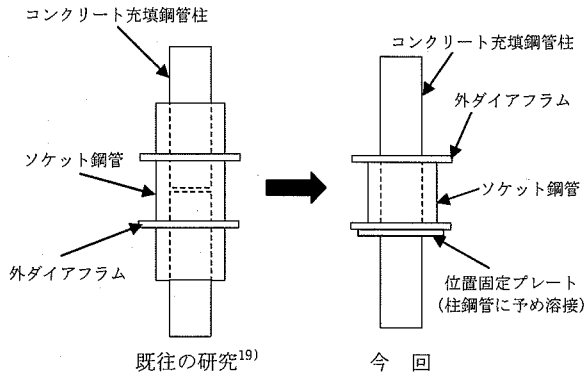
この接合部は、大きく分けて柱脚部と柱・梁接合部に分類される。柱脚部については、アンカーフレーム方式、埋込み方式、ソケット方式が用いられており、関連する研究^{12)~14)}も近年盛んに行われている。

一方、柱・梁接合部については、建築分野で実験的研究がこれまでに多数行われ、その成果が設計規準¹⁵⁾に反映されている。土木分野においても、柱・梁接合部に関する研究^{16)~19)}が、近年盛んに行われてきている。柱・梁接合部の形式としてソケット方式、埋込み方式、ダイアフラム方式が提案されてい

る。さらに、ソケット方式は、外ダイアフラム付きの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コンクリートまたはモルタルを充填して一体化する接合構造（以下、外ダイアフラム付きソケット方式と呼ぶ、図-1参照）と鉄骨と鉄筋からなる差し込み部材を介して充填鋼管柱と梁を一体化する接合構造（鉄骨鉄筋差し込み方式）が提案されている^{11), 16)}。

しかしながら、この外ダイアフラム付きソケット方式による接合構造の研究例^{18), 19)}は少なく、接合部の耐荷機構及び接合部の耐荷力については、必ずしも明らかにされていないのが現状である。

本研究は、線路上空構造物の外柱部をモデル化したT形模型試験体を用いて載荷試験を実施し、この



既往の研究との構造上の相違点

- 1) コンクリート充填鋼管柱が連続している
- 2) 外ダイアフラムより外側のソケット鋼管省略
- 3) 位置固定プレートの設置

図-3 既往の研究との構造上の相違点

表-2 材料強度

試験体名	降伏点 (N/mm^2)						圧縮強度 (N/mm^2)	
	ソケット鋼管	柱鋼管	外ダイアフラム	梁フランジ	梁ウェブ	位置固定プレート	柱コンクリート	充填モルタル
P-1	313	332	345	347	328	345	36.7	45.9
P-2	313	332	345	347	328	345	35.8	43.7
P-3	313	332	345	347	328	345	36.9	45.2
P-4	276	332	345	347	328	345	39.6	43.0
P-5	311	321	366	326	330	366	39.2	51.5
P-6	311	321	366	326	330	—	41.8	51.1
P-7	311	321	366	326	330	—	40.6	53.9
P-8	311	321	366	326	330	366	39.8	52.4

外ダイアフラム付きソケット方式による柱・梁接合部の耐荷機構及び耐荷性状について検討し、本接合構造の終局強度算定手法を提案するものである。

2. T形ソケット接合部に関する実験²⁰⁾

(1) 実験概要

a) 試験体形状及び諸元

試験体の諸元及び形状を表-1、図-2にそれぞれ示す。試験体は、柱・梁接合部をモデル化したT形試験体で、コンクリート充填鋼管柱よりも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外ダイアフラムを設け、H形梁を接合させている。既往の研究¹⁹⁾と今回の試験体の接合部に関する構造上の違いを図-3に示す。既往の研究のように充填鋼管柱をソケット鋼管内で接合させる場合、ソケット鋼管長が長くなるため、例えば、梁上にスラブ等を構築する場合、外ダイアフラムより外側のソケット鋼管は支障をきたすことになる。また、既往の研究のような構造の場合、現場におけるソケット鋼管建方の施工精度が問題となることから施工性の向上を図る必要性とともに、梁からのせん断力に対して鋼管と充填モルタルとの摩擦力のみで抵

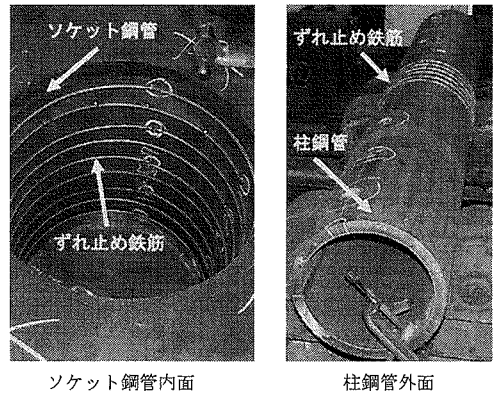


写真-1 ずれ止め鉄筋配置状況

抗する構造であるため、せん断力に対する抵抗機能を向上させるが必要があった。以上の実施工上の事項を考慮し、今回の試験体形状を決定した。

P-1を標準試験体とし、P-2及びP-5試験体はソケット鋼管径、P-3試験体はソケット鋼管長さ、P-4試験体はソケット鋼管の板厚を変えた試験体である。さらに、施工性の向上と梁からのせん断力に対しての抵抗部材として柱鋼管に予め溶接したプレート（以下、位置固定プレートと呼ぶ）が接合部強度に

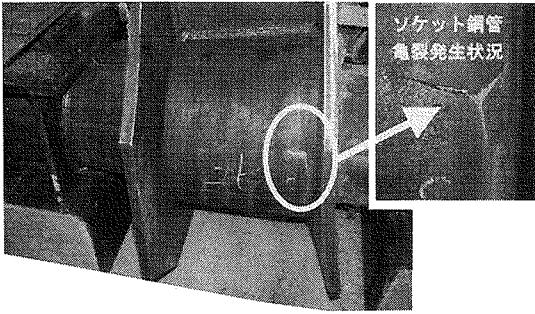


写真-2 P-1試験体破壊状況その1

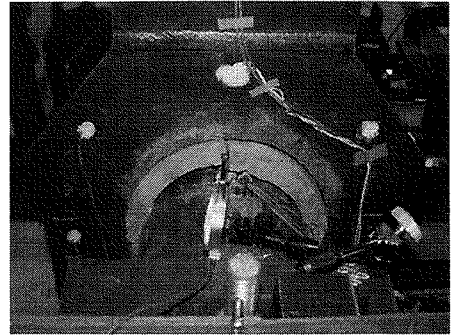


写真-3 P-1試験体破壊状況その2

影響することが予測されたため、P-6試験体は位置固定プレートのない試験体とした。以上のP-1～6試験体には、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（以下、ずれ止め鉄筋と呼ぶ、写真-1参照）を50mmピッチで円周上にフレア溶接している。P-7試験体は、このずれ止め鉄筋の影響をみるため、位置固定プレート及びずれ止め鉄筋を設けていない。P-8試験体は、ソケット鋼管径をP-2試験体より更に大きくしたものであるが、それに伴い図-2に示すように外ダイアフラムの外寸法、位置固定プレートの径が他の試験体と異なっている。なお、今回の試験では、鋼管柱を降伏させずに接合部を破壊させるように、鋼管柱及びソケット鋼管の板厚をそれぞれ定めた。

鋼材は、ソケット鋼管のみSS400とし、それ以外の部分についてはSM490を使用している。鋼管柱への充填コンクリートは設計基準強度27N/mm²、柱とソケット鋼管との空隙充填材には設計基準強度45N/mm²程度のプレミックスモルタルを使用した。表-2に実験に用いた鋼材の降伏点とコンクリート及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。

b) 載荷方法

載荷方法は、図-2に示す位置での片押しの単調載荷とした。位置固定プレートの影響により、載荷方向の違いによる接合部強度の差異が想定されたが、今回の実験においては、ソケット鋼管径、ソケット鋼管厚、ソケット鋼管長さ等のパラメータが接合部強度に及ぼす影響を把握することが目的であるため、載荷方向は図-2に示す方向で統一した。載荷は、試験体が破壊するかジャッキのストローク限界となる200mm程度まで行った。

測定は、載荷力、各部位での変位、ソケット鋼管、柱鋼管、外ダイアフラムでのひずみを測定した。

(2) 実験結果及び考察

a) 破壊過程及び性状

標準となるP-1試験体の破壊状況について記述する。まず、充填モルタルの側面にひび割れが発生し、載荷とともにひび割れが進展し、充填モルタルとソケット鋼管及び鋼管柱との空隙が確認された。その後、図-2に示すソケット鋼管ひずみ計測点Aにおいて、周方向に対して45度方向ひずみが増加して降伏ひずみに達した。更に載荷荷重の増加に伴って充填モルタルのひび割れが進展し剥落し始め、充填モルタルと鋼管柱及びソケット鋼管との空隙が広がっていった。また、外ダイアフラムの黒皮が剥れ落ち、ソケット鋼管のせん断変形が進展していった。そして、位置固定プレート及び外ダイアフラムの面外変形が進展していき、ソケット鋼管側部に亀裂が発生し実験を終了した。写真-2, 3に試験体の破壊状況を示す。

他の試験体についても、降伏ひずみに達する位置、方向あるいは各部の損傷程度に差はあるものの、概ねP-1試験体と同様な破壊状況であった。

b) 降伏荷重の定義

今回の実験における降伏荷重は、ソケット鋼管表面のひずみ計測点（三軸ゲージ21箇所）のいずれか1つが、平面応力状態に対するvon Misesの降伏条件式(1)により降伏と判定された時の荷重と定義した。

$$\sigma_v^2 = \sigma_1^2 - \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2^2 \quad (1)$$

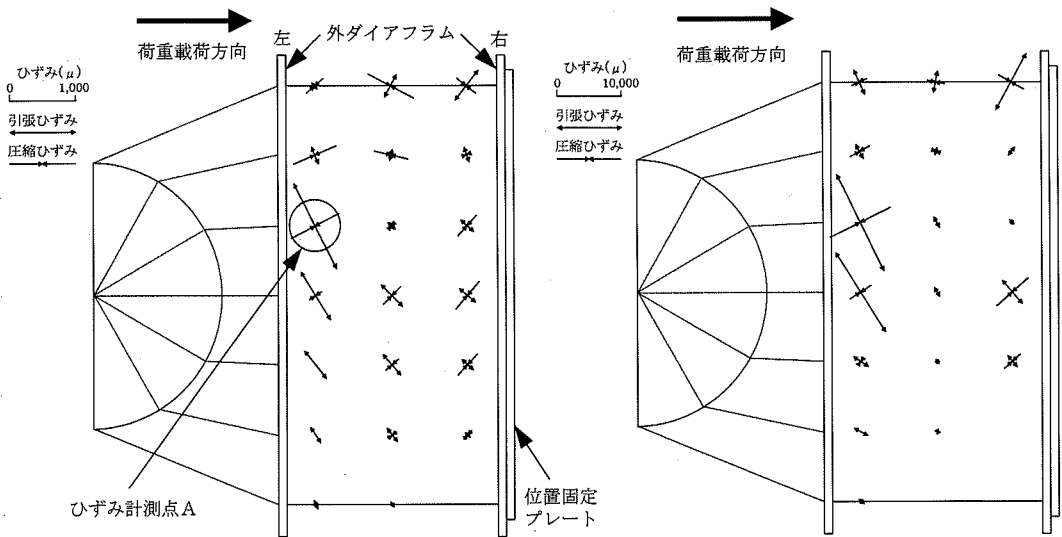
σ_1, σ_2 : 主応力

σ_v : 引張降伏強度

実験では、P-7試験体が図-2に示すひずみ計測点Bにおいて、それ以外の試験体については、ひずみ計測点Aにおいて降伏に達した。

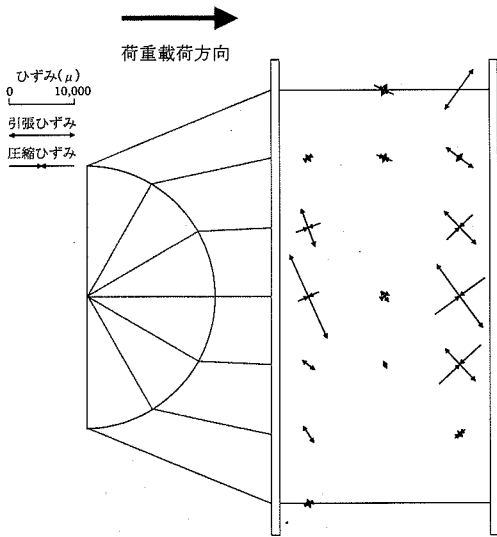
c) ソケット鋼管主ひずみ分布

図-4にソケット鋼管表面の主ひずみ分布を示す。図-4(a)は、P-1試験体の前項で定義した降伏荷重時

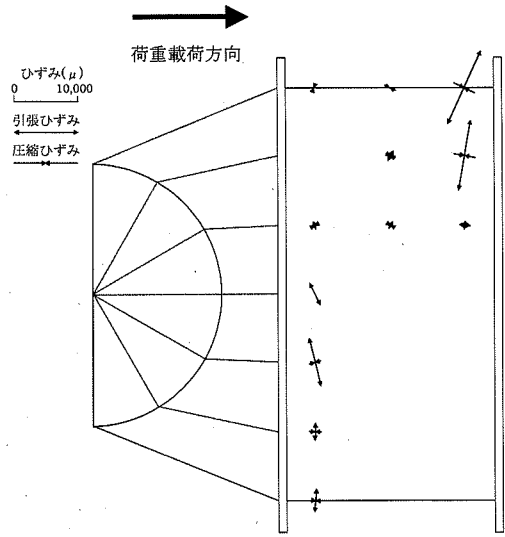


(a)P-1試験体降伏荷重時

(b)P-1試験体終局強度点



(c)P-6試験体終局強度点



(d)P-7試験体終局強度点

図-4 ソケット鋼管主ひずみ分布

における主ひずみ分布である。図-4(b)は、同じくP-1試験体の後のf)項で定義する終局強度点における主ひずみ分布である。また、図-4(c)、(d)は、P-6及びP-7試験体の終局強度点におけるそれぞれの主ひずみ分布である。

まず、図-4(a)のP-1試験体の降伏荷重時についてであるが、図より左外ダイアフラム側のソケット鋼管のせん断応力(または、斜め引張力)が卓越していることがわかる。さらに、荷重荷重の増加に伴い

この傾向が顕著になっていくことが、図-4(b)より確認できる。この部位におけるせん断応力が卓越したことにより、写真-2に示したようなソケット鋼管の亀裂が発生したものと考えられる。図-4(c)に示したP-6試験体の終局強度点におけるソケット鋼管の主ひずみ分布は、P-1試験体のそれとは若干異なっている。つまり、P-6試験体については、左外ダイアフラム側に加え、右外ダイアフラム側のソケット鋼管も同程度のせん断応力となっていること

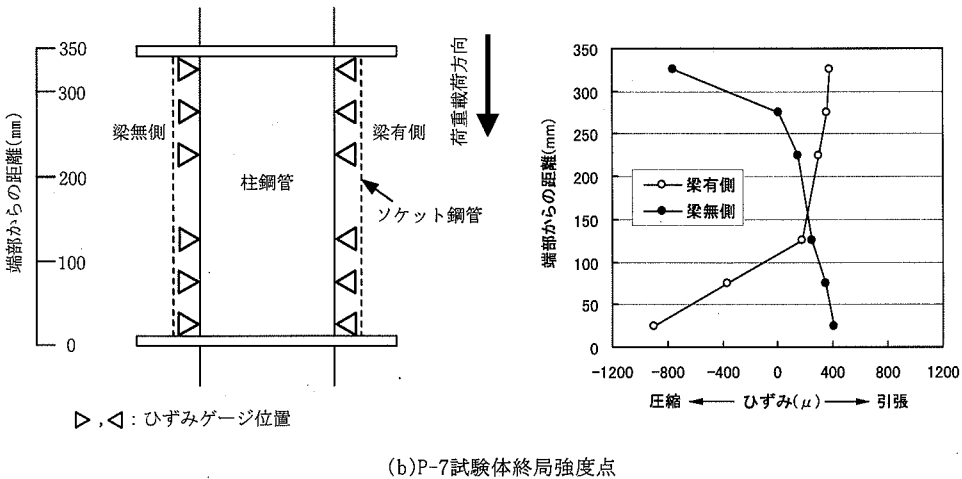
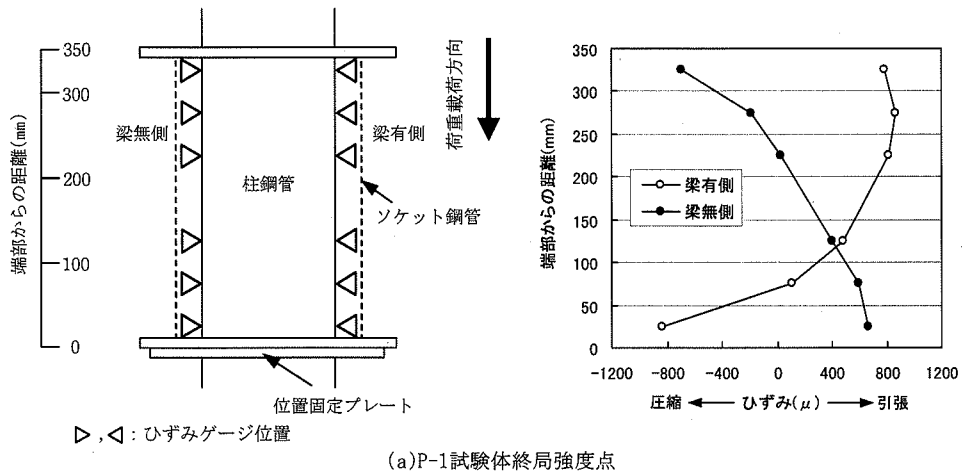


図-5 柱鋼管ひずみ分布

がわかる。これは、P-1試験体については、位置固定プレートの拘束により、左外ダイアフラム側のソケット鋼管のせん断応力が卓越したのに対し、P-6試験体については、位置固定プレートによる拘束が無かったために、左右両外ダイアフラム側のソケット鋼管において同程度のせん断応力となったものと考えられる。以上のように、位置固定プレートの有無により、ソケット鋼管のせん断応力分布が若干異なってはくるが、このソケット鋼管を介して外ダイアフラムに応力が流れていることが、図より推定される。従って、P-1及びP-6試験体については、梁からの断面力に対する接合部の抵抗部材としてソケット鋼管が有効に機能していたと推定される。

一方、図-4(d)に示したP-7試験体の終局強度点におけるソケット鋼管の主ひずみ分布は、他の2つの試験体と大きく異なっている。つまり、左右両外ダ

イアフラム側のソケット鋼管の周方向のひずみが卓越していることがわかる。これは、ずれ止め鉄筋を設けなかったことにより、ソケット鋼管の表面と充填モルタルとの付着力が低かったために、梁からの断面力に対する接合部の抵抗部材としてソケット鋼管が他の試験体に比べて有効に機能していなかったためと推定される。

他の試験体については、せん断応力の集中する位置等に若干の違いはあるが、概ねP-1試験体と同様な主ひずみ分布となった。

d) 柱鋼管のひずみ分布

図-5に柱鋼管のひずみ分布を示す。図-5(a)、(b)は、P-1及びP-7試験体の終局強度点におけるそれぞれの柱鋼管のひずみ分布である。図より柱鋼管は、充填モルタルから概ね三角形分布の支圧力を受けており、梁からの断面力がこの支圧力を介して柱に伝

達されていることがわかる。P-1試験体については、圧縮ひずみと引張ひずみが概ね同程度の値であったが、P-7試験体については、圧縮ひずみの方が大きい値となった。これは、前項で説明した接合部の抵抗部材としてのソケット鋼管の寄与度の違いによるものと推定される。

e) 荷重・変位関係

図-6にP-1及びP-2試験体の荷重・変位関係を示す。また、図-7にはP-1及びP-2試験体の荷重とひずみ計測点Aにおけるせん断ひずみの関係を示す。なお、このせん断ひずみとはソケット鋼管の面内方向のせん断ひずみであり、P-1及びP-2試験体の降伏点におけるその方向は、ソケット鋼管の周方向に対して、それぞれ時計回りに 17.7° 、 15.8° であった。P-1試験体は、図-7に示した荷重・せん断ひずみ関係のひずみ増加傾向と、図-6に示した荷重・変位関係の変位増加傾向は、異なっていることがわかる。つまり、降伏荷重に達して非線形性が表れてきても、図-6に示す荷重・変位関係においては、明確な非線形性は表れていない。図-8にP-1及びP-2試験体のひずみ計測点C（図-2参照）における荷重と外ダイアフラムのひずみ関係を示す。図-8に示したP-1試験体の荷重・ひずみ関係の増加傾向は、図-6に示した荷重・変位関係の変位増加傾向と概ね対応していることがわかる。従って、P-1試験体の破壊形態は、ソケット鋼管のせん断降伏の進展よりも、外ダイアフラムの引張降伏の進展によるものが支配的であることが推定される。

一方、ソケット鋼管径の大きいP-2試験体については、図-7に示した荷重・せん断ひずみ関係のひずみ増加傾向と、図-6に示した荷重・変位関係の変位増加傾向が、よく対応していることがわかる。また、図-7及び図-8より、ソケット鋼管のせん断ひずみの進展に伴い外ダイアフラムのひずみが急激に増加していることがわかる。従って、P-2試験体の破壊形態は、ソケット鋼管のせん断降伏の進展によるものが支配的であることが推定される。P-2試験体以外の試験体については、P-8試験体を除きP-1試験体とほぼ同様な破壊形態の傾向がみられた。

f) 荷重・変位関係での各パラメータの影響

各試験体の荷重・変位関係を図-9～13に示す。図-9,10はソケット鋼管径の影響を、図-11はソケット鋼管の板厚の影響を、図-12は位置固定プレート及びずれ止め鉄筋の影響を、図-13はソケット鋼管長さの影響をそれぞれ比較したものである。また、図中における●印は、以下に定義する終局強度を表わしている。

図から分かるように、荷重・変位関係は明確な荷重ピークを示さず変位がかなり大きくなった状態においても荷重が低下傾向を示さない試験体も多いこ

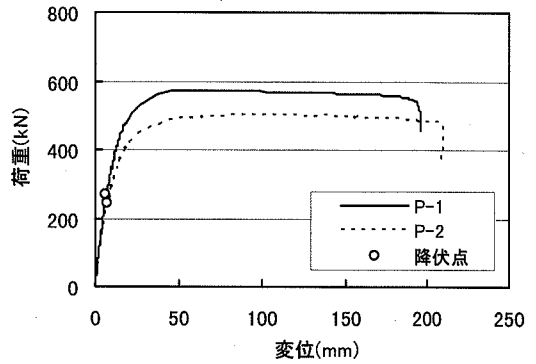


図-6 荷重・変位関係

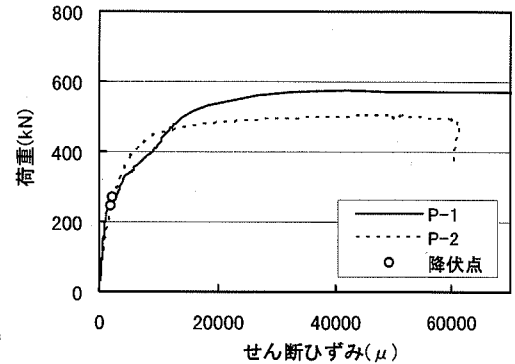


図-7 荷重・せん断ひずみ関係

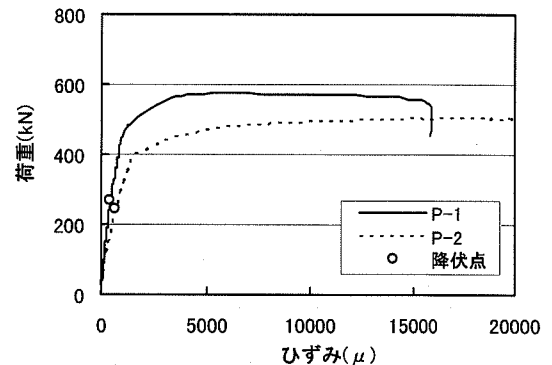


図-8 荷重・外ダイアフラムひずみ関係

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切でないと考えられる。そこで、荷重・変位関係の接線勾配が初期勾配の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。このように定義した点は、ほぼ荷重・変位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ことは妥当であると考えられる¹³⁾。

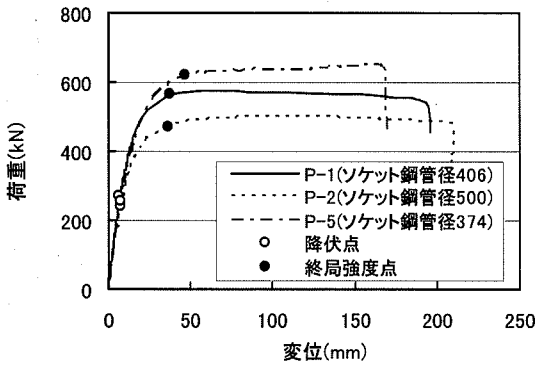


図-9 ソケット鋼管径の影響 (その1)

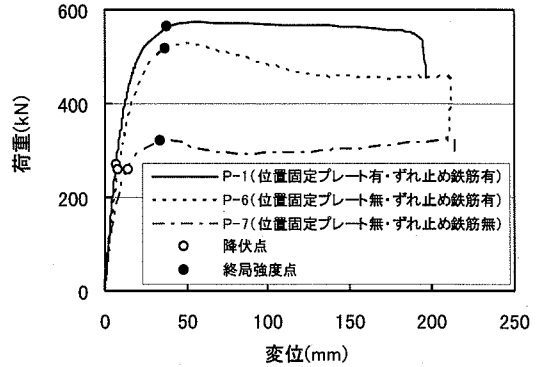


図-12 位置固定プレート及びずれ止め鉄筋の影響

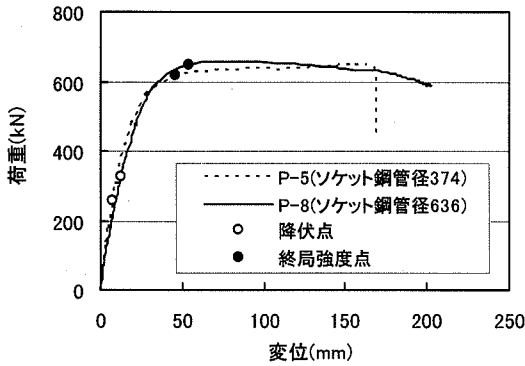


図-10 ソケット鋼管径の影響 (その2)

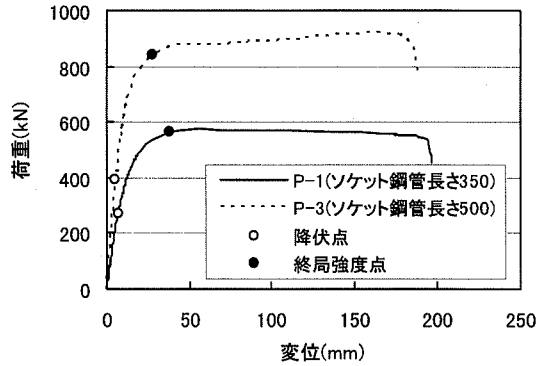


図-13 ソケット鋼管長さの影響

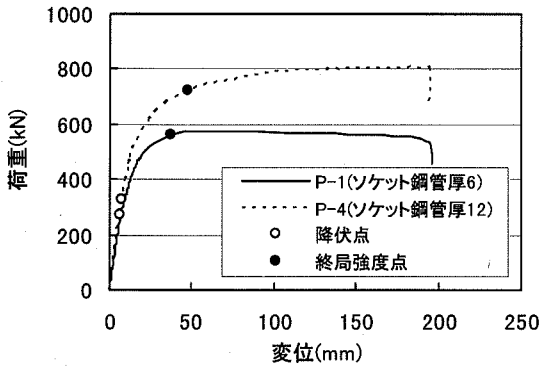


図-11 ソケット鋼管厚の影響

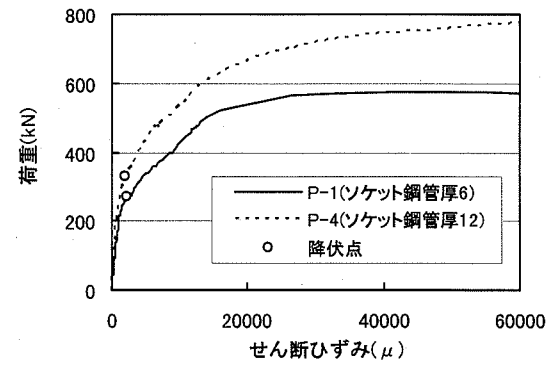


図-14 荷重・せん断ひずみ関係

①ソケット鋼管径の影響

図-9は、外ダイアフラムの外寸法及び位置固定プレート径を固定(図-2参照)して、ソケット鋼管径を変化させた試験体の比較である。図よりソケット鋼管径を大きくするに従って、終局強度は低下する傾向となった。これは、上記のように今回の実験においては、外ダイアフラムの外寸法を固定しているため、ソケット鋼管を大きくした場合、必然的に外ダイアフラムの面積が小さくなるため、耐力が低下

したと考えられる。前述したように、P-1及びP-5試験体については、破壊形態が外ダイアフラムの引張降伏に起因すると推定され、P-2試験体はソケット鋼管のせん断降伏に起因すると推定されるため、ソケット鋼管と外ダイアフラムの形状の差により、P-1とP-2試験体との形状の間に破壊形態の移行点があるものと推定される。

一方、図-10に示したP-8試験体は、ソケット鋼管径が一番大きいにもかかわらず、終局強度はP-5試

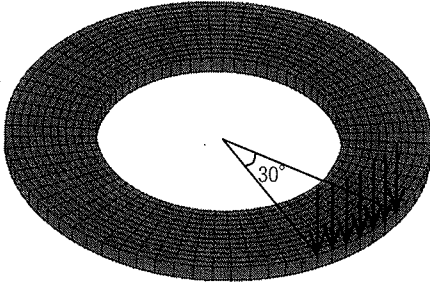


図-15 解析モデル図

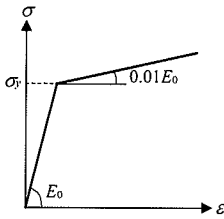


図-16 鋼材の応力-ひずみ関係のモデル

表-3 終局強度点における位置固定プレートの推定負担強度

試験体名	ひずみ (μ)	位置固定プレート推定負担強度 (kN)	備考
P-1	140	41.2	
P-2	160	46.2	
P-3	20	5.9	
P-4	130	37.8	
P-5	110	31.9	
P-6	—	—	位置固定プレート無し
P-7	—	—	位置固定プレート無し
P-8	600	120.0	

験体より大きい値となった。これは、P-8試験体が、図-9に示した3つの試験体と比較して、外ダイアフラムの外寸法及び位置固定プレート径が異なっており（図-2参照）、外ダイアフラム及び位置固定プレートの終局強度に及ぼす影響が大きかったためと考えられる。

②ソケット鋼管厚の影響

ソケット鋼管厚を12mmと厚くしたP-4試験体は、P-1試験体と比較して終局強度は高くなる傾向を示した。P-1試験体とP-4試験体は、破壊形態が外ダイアフラムの引張降伏に起因すると推定されるが、両試験体の外ダイアフラムは同じ寸法・強度であり耐力は同じであると考えられる。しかしながら、両者の間に終局強度の差があるのは以下の理由と考えられる。

図-14に、P-1及びP-4試験体のひずみ計測点A（図-2参照）における荷重・せん断ひずみの関係を

示す。同図より両試験体とも降伏荷重に達してから非線形性が表れてきているが、それ以降ソケット鋼管の負担する荷重が板厚の違いにより異なるため、終局強度の差になって表れたものと推定される。このことは、本接合部の終局強度は、ソケット鋼管と外ダイアフラムの両者が相互的に耐荷機構を形成していると考えられるため、両者のうち耐力の大きい方により接合部の破壊形態が支配されることを意味すると考えられる。

③位置固定プレート及びずれ止め鉄筋の影響

位置固定プレートを無くしたP-6試験体は、位置固定プレートを設けたP-1試験体と比較して初期剛性、終局強度とも下回る結果となった。従って、位置固定プレートは剛性、終局強度ともに影響があることがわかる。また、最大荷重以降の低下傾向も両試験体では異なっていた。これは、P-1試験体においては、位置固定プレートが最大荷重以降も抵抗部材として荷重を受け持つのに対して、P-6試験体は位置固定プレートが無いために、荷重低下が進展していったものと考えられる。

位置固定プレート及びずれ止め鉄筋を無くしたP-7試験体は、両者を設けたP-1試験体と比較して初期剛性、終局強度とも下回る結果となった。特に、終局強度についてはP-1試験体の約6割程度となっており、ずれ止め鉄筋の影響が大きいことがわかる。従って、本接合部の耐荷機構において、充填モルタルと柱及びソケット鋼管との間の摩擦力の伝達は抵抗要因として大きな要因となると推定される。

④ソケット鋼管長さの影響

P-1及びP-3試験体の破壊形態は外ダイアフラムの引張降伏に起因するものと推定されるため、当然のことながら外ダイアフラム間隔が長いP-3試験体の方が剛性、終局強度ともに高い結果となった。

3. T形ソケット接合部の終局強度の算定

(1)位置固定プレートの影響

前章の実験パラメータの影響の検討によれば、位置固定プレートを設けた場合、位置固定プレートを設けない場合に比較して接合部の終局強度が大きくなる結果となった。そこで、接合部の終局強度に占める位置固定プレートの影響を検討した。検討は、位置固定プレートをモデル化した三次元非線形FEM解析により行った。解析ツールは、汎用有限要素プログラムMARCを用いた。

解析モデルを図-15に示す。要素は、全てソリッド要素とした。境界条件は、位置固定プレートの内周を完全固定とした。鋼材の構成則には、材料試験結果を基にして図-16に示すようなバイリニア型の

モデルを用いた。実験における位置固定プレートは、接触している外ダイアフラムから荷重を受けているが、その荷重の分布範囲や分布形状を実験から特定するのは困難なため、以下に示すようにして簡易的に荷重の載荷方法を推定した。

ある荷重載荷ケースにより解析を行い、図-2に示すひずみ計測点Dでの実験における終局強度点のひずみ計測値と解析によるひずみ値を一致させ、その時の解析による荷重が実験上の位置固定プレートの推定負担強度 (P-1試験体とP-6試験体の実験上の終局強度の差: 46kN) とほぼ一致するように種々の荷重載荷ケースについて検討を行った。その結果、図-15に示すように線荷重を30°の範囲に載荷すると実験結果とほぼ同様の値となった。以上の荷重の載荷方法により推定した各試験体の終局強度点における位置固定プレートの負担強度を表-3に示す。

(2) 実験結果と既往の算定式との比較

文献11)においては、外ダイアフラム付きソケット方式の破壊形態として、外ダイアフラムの引張降伏に起因するものとソケット鋼管のせん断パネル部のせん断降伏に起因するものが記述されており、それぞれの終局強度算定式が以下の通り示されている。

① 外ダイアフラムの終局強度算定式

$$M_u = P_a \cdot ht \quad (2)$$

ここで、 P_a : ダイアフラムの軸方向力 (kN)

ht : 外ダイアフラム間隔 (mm)

$$P_a = 1.77A_1 \cdot f_{dy} + 1.53A_2 \cdot f_{sy}$$

$$A_1 = h_s \cdot t_s$$

$$A_2 = \left\{ \left(0.63 + 0.88 \frac{B_f}{D} \right) \cdot \sqrt{D \cdot t} + t_s \right\} \cdot t$$

B_f : 梁フランジ幅 (mm)

D : ソケット鋼管の外径 (mm)

f_{dy} : 外ダイアフラムの引張降伏強度 (kN/mm²)

f_{sy} : ソケット鋼管の引張降伏強度 (kN/mm²)

h_s : I-I断面での外ダイアフラムの高さ (mm)

t : ソケット鋼管の板厚 (mm)

t_s : 外ダイアフラムの板厚 (mm)

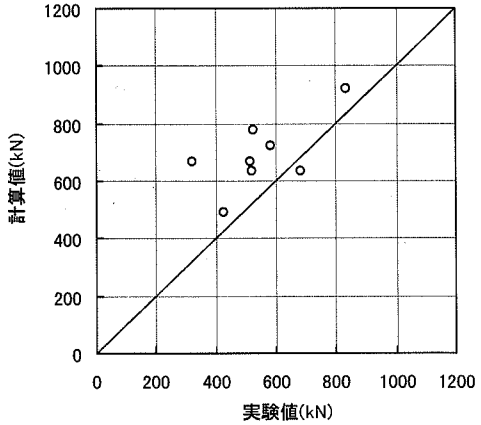
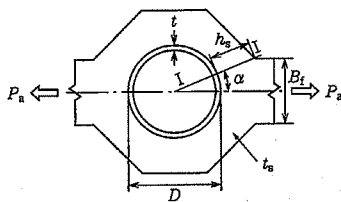


図-17 計算値と実験値の比較
(外ダイアフラムの終局強度算定式による)

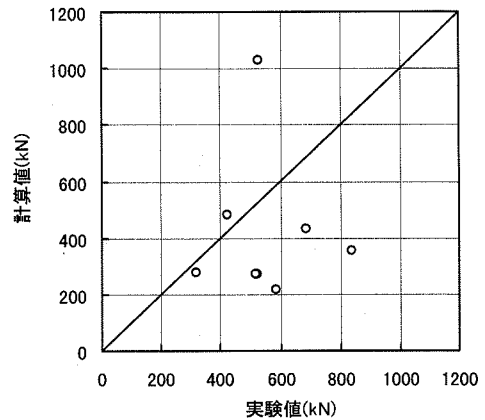


図-18 計算値と実験値の比較
(ソケット鋼管の終局強度算定式による)

② ソケット鋼管の終局強度算定式

$$M_u = \left(V_c \cdot f_v \cdot \beta + 1.2V_s \cdot \frac{f_{sy}}{\sqrt{3}} \right) \quad (3)$$

V_c : 充填モルタルの体積 (mm³)

$$f_v = \min \left(0.12f'_c, 18 + \frac{3.6f'_c}{100} \right)$$

β : コンクリート充填鋼管柱の柱・梁接合部の形状による係数

$$\beta = \min \left(2 \frac{D_s}{d_{sb}}, 4 \right)$$

但し、 D_s 及び d_{sb} はソケット鋼管径及び梁フランジ重心間距離

V_s : 接合部のパネル部の体積 (mm³)

f_{sy} : ソケット鋼管の引張降伏強度 (kN/mm²)

接合部の終局強度の実験結果と式(2)、(3)による計算値との比較を図-17、18にそれぞれ示す。なお、

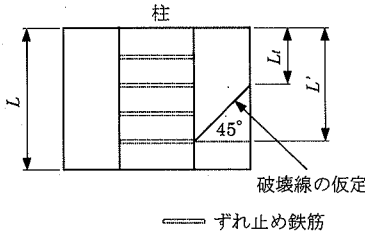


図-20 環状モルタルの破壊面^{13),14)}

とした。

a) モーメントの釣り合い式

図-19に示されたモデルよりモーメントの釣り合い式をとると、下式(4)となる。

$$M_1 + \frac{D}{2} Q_1 - T \left(\frac{2\sqrt{2}}{\pi} \right) d = (P - Q_3) \frac{L(4P - 3Q_2 - Q_3)}{6(2P - Q_2 - Q_3)} + (P - Q_2) \frac{L(4P - 3Q_3 - Q_2)}{6(2P - Q_2 - Q_3)} \quad (4)$$

- ここで、 M_1 : 梁に作用する曲げモーメント(N・mm)
- Q_1 : 梁に作用するせん断力(N)
- Q_2 : 柱上側に作用するせん断力(N)
- Q_3 : 柱下側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)
- D : ソケット鋼管の外径(mm)
- L : ソケット鋼管長さ(mm)

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、接合部の終局強度を計算できる。このとき、柱とモルタルの間の摩擦力は柱の圧縮側および引張側に各々全周の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。

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、クーロン摩擦に従うものとする。すなわち

$$\tau_{max} = c + \sigma_n \tan \phi \quad (5)$$

- 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。

$$T = c \frac{\pi}{4} d L \frac{(P - Q_2)}{(2P - Q_2 - Q_3)} + \frac{\pi}{2\sqrt{2}} (P - Q_2) \tan \phi \quad (6)$$

これまでの検討¹³⁾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、ソケット鋼管とモルタルとの極限付着強度(τ_{max})は、API基準²¹⁾に従い式(7)により算定する。この場合、 $c=\tau_{max}$ 、 $\phi=0^\circ$ として式(6)より T を求める。

表-4 終局強度の計算値と実験値

試験体名	実験値 Puexp (kN)	計算値 Pucal① (kN)	Puexp /Pucal①	パラメータ
P-1	522	555	0.94	標準ケース
P-2	426	555	0.77	ソケット鋼管径
P-3	837	758	1.10	ソケット鋼管長さ
P-4	686	602	1.14	ソケット鋼管板厚
P-5	586	586	1.00	ソケット鋼管径
P-6	517	592	0.87	位置固定プレート無し
P-7	321	—	—	位置固定プレート無し、 ずれ止め鉄筋無し
P-8	529	771	0.69	ソケット鋼管径

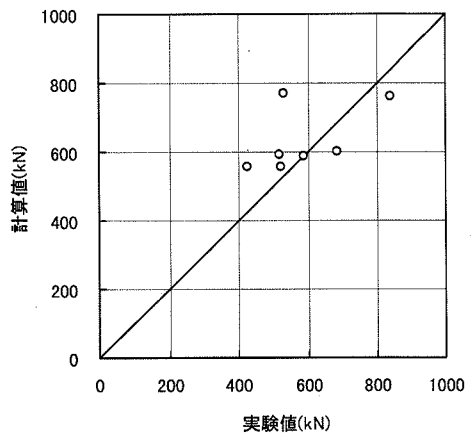


図-21 終局強度の計算値と実験値の比較

$$\tau_{max} = 1.15 + 1.72 f'_{cu} \cdot h/s \quad (7)$$

ここで、 f'_{cu} : 環状モルタル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²²⁾

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

c) 終局時の支圧力の合力

ソケット接合部における柱に作用する支圧力の合力(P)は、文献13)によればソケット鋼管長さ 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としている。しかし、先の実験の検討結果によれば、本接合部の終局強度は、ソケット鋼管と外ダイアフラムの両者が相互的に耐荷機構を形成していると考えられるため、柱に作用する支圧力に対して、外ダイアフラムの影響も考慮する必要があると考えられる。そこで、支圧力の合力(P)を次式のように仮定した。

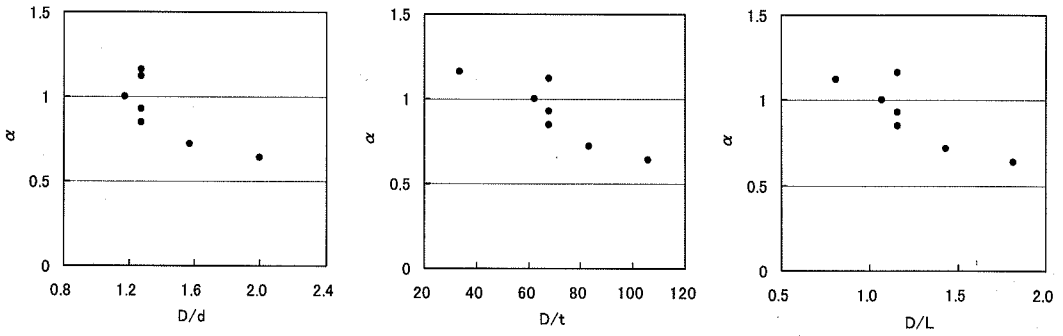


図-22 補正係数 α と各パラメータの関係

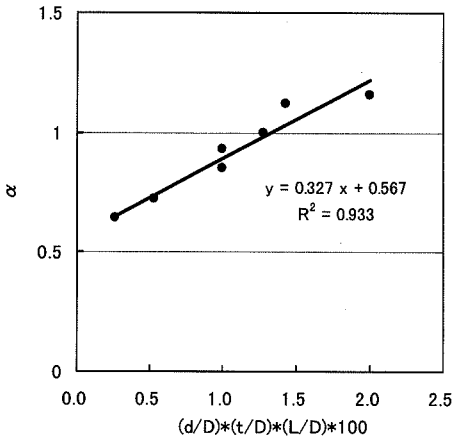


図-23 補正係数 α とパラメータの関係

$$P = V_s + V_c + V_p \quad (8)$$

ここで、 V_s : ソケット鋼管の負担するせん断力(N)
 V_c : モルタル部が負担するせん断力(N)
 V_p : 外ダイアフラム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は、鋼管の純せん断耐力とし、式(9)より求めた¹³⁾。

$$V_s = \frac{f_{sy}}{\sqrt{3}} \frac{\pi(D-t) \cdot t}{2} \quad (9)$$

ここで、 f_{sy} : 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)

次に、環状のモルタル部が負担するせん断耐力は、式(10)より求めた^{13),14)}。

$$V_c = \frac{3}{2L} \left[\frac{\pi}{4} D_i L c \left(\frac{2\sqrt{2}}{\pi} D_i \right) - \frac{\pi}{4} d \frac{L}{2} c \left(\frac{2\sqrt{2}}{\pi} d \right) \right] \quad (10)$$

ここで、 D_i : ソケット鋼管の内径 (mm)

L_t : ソケット鋼管内側で付着力に寄与する長さ (mm, 図-20参照)

$$L_t = L' - (D_i - d)/2$$

そして、外ダイアフラムが負担するせん断耐力については、文献23)を参考にして、式(11)のように仮定した(記号の意味は式(2)を参照)。

$$V_p = f(\alpha) \cdot A_t \cdot f_{dy} \quad (11)$$

$$f(\alpha) = \frac{2}{\sqrt{3}} \sqrt{2\sin^2\alpha + 1}$$

ソケット鋼管の管壁の負担分については、式(9)により算定されているため、外ダイアフラムが負担する部分についてのみ考慮した。

d) 終局強度の算定式

式(4)の釣り合い式に、式(6)及び式(8)で求めた、最大摩擦力(T)及び支圧力の合力(P)を代入し、 M 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。

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

ここで、

$$A = 16l_1^2 \left\{ (l_2 + l_3 - L) \left[2l_2l_3 - 2l_2L - 2l_3L - L^2 + 3d(2l_3 - L)\tan\phi \right] + L(2l_2 - L)(2l_3 - L) \right\}$$

$$B = (2l_1 - D) \left\{ 4l_2l_3 - l_2L - l_3L \right\} \left[8Pl_1(12l_2l_3 + l_2L + l_3L - 4L^2) + 6\sqrt{2}dl_1 \{ cdL(2l_3 - L) + 2\sqrt{2}P\tan\phi(3l_3 + l_2 - 2L) \} \right]$$

$$C = (2l_1 - D)^2 \cdot (4l_2l_3 - l_2L - l_3L)^2 \cdot (8LP^2 + 3\sqrt{2}d^2cLP + 12dP^2\tan\phi)$$

(4) 実験結果と計算結果の比較

T形接合部について、上述の釣り合い式から算定した接合部の終局強度の計算値と実験値を比較した結果を表-4及び図-21に示す。なお、P-7試験体は、ずれ止め鉄筋がないためにソケット鋼管が他の試験

表-5 終局強度の修正計算値と実験値

試験体名	実験値 P _{uexp} (kN)	計算値 P _{ucal} ② (kN)	P _{uexp} /P _{ucal} ②	パラメータ
P-1	522	504	1.04	標準ケース
P-2	426	434	0.98	ソケット鋼管径
P-3	837	777	1.08	ソケット鋼管長さ
P-4	686	715	0.96	ソケット鋼管板厚
P-5	586	576	1.02	ソケット鋼管径
P-6	517	538	0.96	位置固定プレート無し
P-7	321	—	—	位置固定プレート無し、 ずれ止め鉄筋無し
P-8	529	537	0.99	ソケット鋼管径

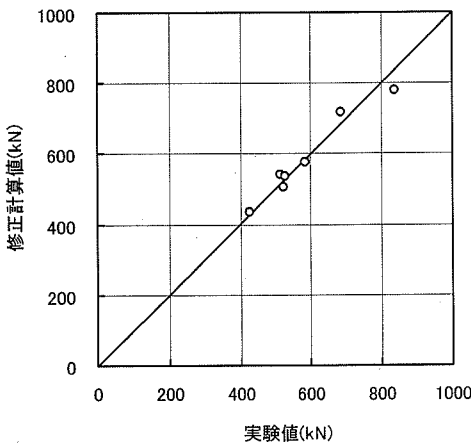


図-24 終局強度の修正計算値と実験値の比較

体と比較して有効に機能しておらず、耐荷機構が他の試験体と異なっていると考えられるため除いている。また、この実験値と計算値は位置固定プレートの影響を除いている。図表より、計算値と実験値はかなりばらつきが大きいことがわかる。これは、位置固定プレートの有無によるソケット鋼管のせん断応力分布の違いや形状差によるソケット鋼管と外ダイアフラムの強度分担割合の違いなどにより支圧力のばらつきが大きかったためと考えられる。

そこで、式(8)の支圧力の合力(P)を次式のように補正することを試みた。

$$P = (V_s + V_c + V_p) \cdot \alpha \quad (13)$$

ここで、補正係数 α は、以下のようにして推定した。まず、式(12)より終局強度を計算し、実験結果と一致する時の補正係数 α を試験体ごとに求めた。そして、補正係数 α と実験パラメータとの相関性について検討した。その結果、本接合部の終局強度の影響因子と考えられる柱径 d とソケット鋼管径 D の比 D/d 、ソケット鋼管厚 t とソケット鋼管径 D の比 D/t 、

ソケット鋼管長さ L とソケット鋼管径 D の比 D/L 、が比較的高い相関性を示した。図-22は、 D/d 、 D/t 、 D/L のそれぞれが大きい程 α の値が低下する傾向を示している。図-23は、 D/d 、 D/t 、 D/L の逆数の積をとり整理したものである。これより、補正係数 α と D/d 、 D/t 、 D/L の逆数の積は、概ね線形の関係が認められ、終局強度点の補正係数 α を式(14)のように定式化した。

$$\alpha = 0.327X + 0.567 \quad (14)$$

$$\text{ここで、} X = (d/D) \cdot (t/D) \cdot (L/D) \cdot 100$$

表-5及び図-24に以上のようにして支圧力の合力を補正して求めた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。計算値は実験値を比較的精度良く評価できていることがわかる。

4. まとめ

コンクリート充填鋼管ソケット接合を柱・梁接合部に適用するにあたり、T形模型試験体による単調載荷実験を実施した結果、今回の実験範囲において、以下の知見を得た。なお、実験のパラメータ範囲は以下の通りである。

$$D/t : 33.8 \sim 106.0$$

$$D/d : 1.18 \sim 2.00$$

$$D/L : 0.81 \sim 1.43$$

$$L/d : 1.10 \sim 1.57$$

ここで、

D : ソケット鋼管径

t : ソケット鋼管板厚

L : ソケット鋼管長さ

d : 柱鋼管径

- (1) 本接合部の破壊形態として、外ダイアフラムの引張降伏に起因すると推定されるものとソケット鋼管のせん断降伏に起因すると推定されるものがあった。
- (2) 本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発生する支圧力の偶力と、鋼管とモルタルの間に発生する摩擦力の偶力及び位置固定プレートにより抵抗していると考えられる。
- (3) 本接合部の終局強度は、ソケット鋼管と外ダイアフラムの両者が相互的に耐荷機構を形成していると考えられるため、両者のうち耐力の大きい方により接合部の破壊形態が支配されると考えられる。
- (4) ソケット鋼管径を大きくするに従って、接合部の終局強度は低下する傾向となった。これは、ソケット鋼管径を大きくするにつれ、外ダイアフラムの耐力が低下したためと考えられる。

- (5) 本接合部の終局強度には、ソケット鋼管厚、ソケット鋼管長さ、位置固定プレート及びずれ止め鉄筋の有無が大きく影響する。
- (6) 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より推定する算定式を示した。
- (7) 本研究において提案した位置固定プレートの影響を除いた接合部終局強度算定式は、今回の実験により得られた接合部の終局強度を比較的精度よく評価できる。

なお、本研究においては単調載荷実験を基に接合部の終局強度算定式を提案しているが、交番載荷による影響についても検討する必要があり、今後の課題である。また、提案した終局強度算定式の十字形接合部への適応性についても今後検証していく予定である。

謝辞：本研究を進めるにあたり、東日本旅客鉄道株式会社 建設工事事務部 構造技術センター 大迫勝彦氏、同星川努氏には多大なご協力を得た。ここに記して謝辞といたします。

参考文献

- 1) 村田清満, 山田正人, 池田学, 瀧口将志, 渡邊忠朋, 木下雅敬: コンクリート充填円形鋼管柱の変形性能の再評価, 土木学会論文集, No. 640/I-50, pp. 149-163, 2000. 1.
- 2) 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.
- 3) 藤田精一郎, 鷹野秀明, 小西秀生: 武蔵野線紙敷駅(仮称)新設工事の設計・施工, 日本鉄道施設協会誌, 1996. 7.
- 4) 岩田秀治, 村田清満, 山田正人, 石井拓一: 鉄道構造物へのコンクリート充填円形鋼管柱の適用, 鋼構造年次論文報告集, 第7巻, pp. 241-248, 1999. 11.
- 5) 瀧口将志: 箱崎高架CFST高架橋の設計と施工, 日本鉄道施設協会誌, 2000. 1.
- 6) 田附伸一, 大郷貴之, 山田正人: 東北新幹線第一愛宕BL・沼宮内Biの設計, JR東日本SED, No. 15, 2000. 11.
- 7) 保坂鐵矢, 杉本一朗: 鉄道における最近の鋼・コンクリート複合橋梁, 橋梁と基礎, Vol. 34, No. 7, 2000. 7.
- 8) 井上崇, 佐藤清一: 第一新田川橋梁-PC複合ランガー橋-, 橋梁と基礎, Vol. 36, No. 8, 2002. 8.
- 9) 佐藤清一, 丸山孝, 伊藤昭夫, 駿河正敏: 除沢川橋梁-PRC補剛桁を用いた交差型コンクリート充填鋼管単弦アーチ橋-, 橋梁と基礎, Vol. 36, No. 8, 2002. 8.
- 10) 保坂鐵矢, 光木香, 鈴木善弥, 市川篤司: コンクリート充填した鋼管トラスの開発, 橋梁と基礎, Vol. 36, No. 8, 2002. 8.
- 11) 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), 丸善, 1998. 7.
- 12) 村田清満, 安原真人, 木下雅敬, 葛拓造: 鉄道混合構造物の接合部の耐荷力評価, 鋼構造論文集, 第5巻, 第19号, pp. 9-20, 1998. 9.
- 13) 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.
- 14) 野澤伸一郎, 木下雅敬, 築嶋大輔, 石橋忠良: 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, 土木学会論文集, No. 634/V-45, pp. 71-89, 1999. 11.
- 15) 日本建築学会: 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2001. 1.
- 16) 高山智宏, 村田清満, 池田学, 木下雅敬: 複合構造の鉄道ラーメン高架橋差込み接合の設計法, 土木学会論文集, No. 703/I-59, pp. 151-163, 2002. 4.
- 17) 山田正人, 西澤政晃, 岡野素之: コンクリート充填鋼管柱と鉄筋コンクリート梁接合部の載荷試験と三次元FEM解析, 構造工学論文集, Vol. 49A, pp. 1029-1039, 2003. 3.
- 18) 工藤伸司, 高木芳光, 木下雅敬: ソケット式柱梁接合部の耐力試験について, 土木学会第52回年次学術講演会, I-A218, pp. 434-435, 1997. 9.
- 19) 小林寿子, 古谷時春, 木下雅敬: ソケット式柱梁十字接合部の耐力試験について, 第24回関東支部技術研究発表会講演概要集, V-13, pp. 582-583, 1997. 3.
- 20) 山田正人, 林篤, 野澤伸一郎: コンクリート充填鋼管ソケット式柱梁接合部に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 25, pp. 1597-1602, 2003. 7.
- 21) American Petroleum Institute, 'Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms', API RP2A, 19th Edition, 1991.
- 22) 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.
- 23) Kurobane, Y., Togawa, T. and Matsuo, O.: Beam-to-Concrete Filled Tubular Column Connections with Stiffener Rings, Part1~3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1275-1280, 1987. 10.

(2003. 6. 26受付)

ULTIMATE STRENGTH OF T-SHAPED SLEEVE JOINTS BETWEEN STEEL BEAM AND CONCRETE-FILLED STEEL TUBULAR COLUMN

Masato YAMADA, Atsushi HAYASHI and Shin-ichiro NOZAWA

As a method of connecting two concrete-filled circular steel tubular constructions, a simple sleeve joint in which a small diameter tube is inserted with the specific length to a large diameter tube with concrete filling the gap between two tubes has been proposed as an economical and effective joint connection.

The T-shaped joint specimens which made the parameter the path of the shear connector on tube faces and the plate welded to the small diameter tube, thickness of a large diameter tube, length of a large diameter tube, etc. were tested in order to investigate the failure mechanism and the ultimate strength of the joint connection. The test results indicate that the parameters affect the ultimate strength of the joint connection greatly. In this paper, we propose the equation for calculating the ultimate strength.