

鋼管桁の曲げ耐力およびRC床版とのずれ止めに関する実験的研究

Experimental studies on the ultimate bending capacity and shear strength
with RC slab of the steel pipe girders filled with concrete保坂 鐵矢^{*}、中村 俊一^{**}、西海 健二^{***}

Tetsuya HOSAKA, Shunichi NAKAMURA and Kenji NISHIUMI

^{*} 日本鉄道建設公団 設計技術室 (〒100 東京都千代田区永田町 2-14-2)^{**} PhD 新日本製鐵(株) 鉄鋼研究所 鋼構造研究開発センター (〒293 千葉県富津市新富 20-1)^{***} 新日本製鐵(株) 鉄鋼研究所 鋼構造研究開発センター (〒293 千葉県富津市新富 20-1)

Circular and rectangular steel pipes have sufficient resistance against local buckling and, when filled with concrete, have favorable effects against noise and vibration. The authors are now developing a new bridge system using these pipes filled with concrete. Experiments on the ultimate bending capacity of steel pipe girders and shear strength with RC slab have been carried out.

The results show, that the ultimate bending moments of the concrete filled double wall circular pipe girders and rectangular steel pipes are well over the calculated all plastic moments, and that the pipe girders composed with slab maintain the bending strength even after the slab is crushed. The shear strength between girder and slab has also sufficient strength by shear connectors. Therefore, the steel pipes have superior characteristics as the bridge girders.

Key Words : Steel pipe girders, Double wall steel pipes, Concrete-filled girders, Composite girders, Ultimate bending moments, shear connector

1. 緒言

鋼管は柱部材としては一般的に用いられているが、梁の主桁として用いられるケースは少ない。鋼管は軸力部材としての断面性能は優れているが、曲げ部材としては効率が悪いと考えられてきたためと考えられる。一方、鋼管は局部座屈しにくく、橋梁主桁にするための加工度はビルトアップのプレートガーダーに比べて非常に少ないと考えられる。

鋼板をコの字形に冷間成形させたものを溶接して製造される角鋼管も、建築用の柱材として広く用いられているが、橋梁用の部材にはほとんど使用されていない。無補剛板であるため鋼板が比較的厚く、しかもフランジおよびウェブの板厚が等しいため不経済と考えられてきたためであると思われる。しかし、一般の溶接主桁部材と比較して溶接量は非常に少ない。

このような加工省力化特性に加えて、鋼管や角鋼管の内部にコンクリートを充填し、RC床版と合成すれば防音・防振効果や、RC床版および充填コンクリートとの合成効果も期待できるため、筆者らは鋼管および角鋼管を主桁に用いた鉄道用の橋梁形式を開発中である(図-1参照)。角鋼管については、現在の設備能力より最大1.0m角であるため、スパン30m未満の中小橋梁に適用できる。一方、鋼管は直径2.0mも製造可能であり、スパン50mを超える橋梁にも適用可能である。特に支間が大きくなれば死荷重の軽減と防音に着目し、二重鋼管タイプのコンクリート部分充填とし、比較的短い支間の橋桁は100%コンクリートを充填

するとし、支間に応じて形状を変えることが経済的である。

鋼管桁および角鋼管桁の曲げに対する剛性や終局耐力など橋梁主桁としての基本性能を把握するために曲げ試験¹⁾を実施した。また、鋼管桁はRC床版と合成できると考えられるが、ハンチや主桁形状など通常のプレートガーダーとは異なるため、スタッドジベルによるずれ止め強度についても実験²⁾を行った。本論文では、これら2つの実験を中心に、鋼管桁および角鋼管桁の構造特性について述べる。

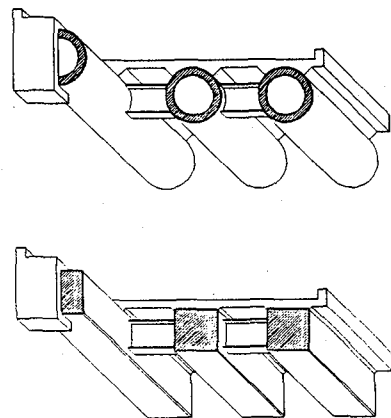


図-1 鋼管橋梁の図

2. 曲げ試験の供試体の種類と実験方法

2.1 曲げ試験の目的

曲げモーメントのみが作用する主桁として鋼管を用いた事例は少なく、曲げに対する耐力や剛性についての実験例

はあまりない³⁾。また、本形式は鋼管および角鋼管の内部に全体もしくは部分的にコンクリートを充填するという新しい主桁形式であるため、曲げ試験を実施し耐力や剛性の評価を行った。

2. 2 供試体の種類

供試体は図-2に示す5体とした。鋼管を主桁とする3体(T-1,2,3)と角鋼管を主桁とする2体(K-1,2)である。

鋼管のグループは、二重鋼管内にコンクリートを充填した主桁(T-1)、この二重鋼管にさらにRCスラブをスタッドジベルで合成させた主桁(T-2)、T-2との比較として非充填の二重鋼管にRCスラブを合成させた主桁(T-3)である。角鋼管のグループは、角鋼管内にコンクリートを充填した主桁(K-1)と、これにさらにRCスラブを合成させた主桁(K-2)である。

鋼管の材質はSTK490、角鋼管の材質はSTKR490とした。外鋼管の板厚は12.7mm、内鋼管は10.3mmであり、降伏応力に至るまで局部座屈しないよう⁴⁾、いずれも径厚比は30とした。角鋼管の板厚は12.0mm、幅厚比は20とし、降伏応力以前では局部座屈しない断面を用いた。使用した鋼管から試験片を切り出し予め引張試験を行ったが、引張強さは約6000kgf/cm²と高張力鋼に近く、使用した鋼管は製造工程において塑性加工されているため、得られた応力-ひずみ関係では降伏棚は見受けられなかった。そのため、0.2%オフセット時応力を降伏強度とした。鋼材の引張試験結果を表-1(a)に示す。スラブ部は厚さ10cmの鉄筋コンクリート床版であり、D6の鉄筋を主鉄筋比約0.4%配置した。主桁には直径13mm、長さ80mmのスタッドジベルを4列で橋軸方向にT2,T3は70mm間隔、K-2は100mm間隔で配置し、主桁が曲げ破壊に至ってもスタッドで破壊しないように設計した。スラブコンクリートおよび鋼管内部の充填コンクリートは、粗骨材最大粒径10mm、配合強度300kgf/cm²とした。試験実施時に測定したコンクリートの材料試験結果を表-1(b)に示した。なお、ダイヤフラムは鋼管の端部のみとし、支点間には設けていない。

2. 3 実験方法

実験方法は、図-3に示すように、主桁のスパンを6.0mとし、これを5000kN構造物試験機を用いて二点曲げ試験とした。載荷方法は荷重制御による片振り繰返し試験とした。荷重サイクルは、図-4に示すように、鋼管下側の引張応力度が許容応力度の約2000kgf/cm²になるまで載荷した後一旦無負荷に戻し、次に規格降伏応力度である約3200kgf/cm²まで載荷した後再度無負荷に戻し、さらに引張試験により測定された実降伏応力度(表-1(a))になるまで載荷した後再度無負荷に戻した後に、終局状態になるまで載荷した。

計測項目は、載荷荷重(ロードセルで測定)、主桁のたわみ(変位計で測定)、鋼管のひずみ(一軸ゲージで測定)、スラブ内の鉄筋のひずみ(一軸ゲージで測定)、床版コンクリートのひずみ(コンクリートゲージで測定)、および鋼管内の充填コンクリートのひずみ(モールドゲージで測定)、である。一例として、T-2,K-2の純曲げ区間中央部(図-3参照)におけるひずみゲージ計測位置を図-5に示す。

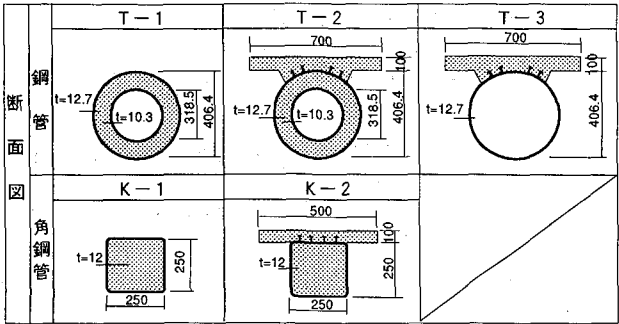


図-2 供試体の種類

表-1 鋼材およびコンクリートの材料試験結果

(a) 鋼材の引張試験結果

材料		規格	降伏強度 kgf/cm ²	引張強さ kgf/cm ²	伸び %
角鋼管	□250	STKR490	5361	6293	34.7
鋼管	○406.4	STK490	5432	6085	36.5
	○318.5	STK490	5129	5956	36.5
鉄筋	D6	SD295	4031	6041	24.3
スタッド	φ 13,L80	SS400	2929	4769	24.3

(b) コンクリートの圧縮試験結果

試験体	スラブ		充填部	
	圧縮強度 kgf/cm ²	ヤング係数 x10 ⁵ kgf/cm ²	圧縮強度 kgf/cm ²	ヤング係数 x10 ⁵ kgf/cm ²
T-1	---	---	238	2.554
T-2	261	2.555	300	2.470
T-3	276	2.533	---	---
K-1	---	---	276	2.478
K-2	254	2.459	311	2.429

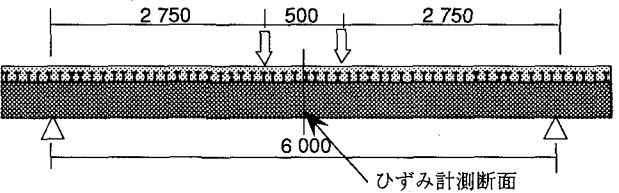


図-3 載荷状況

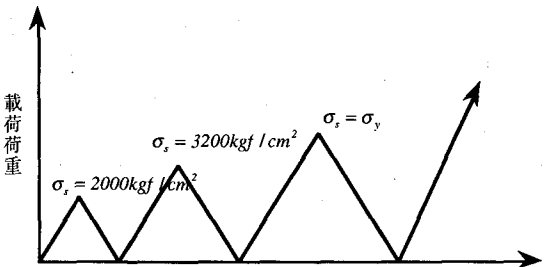


図-4 載荷サイクル

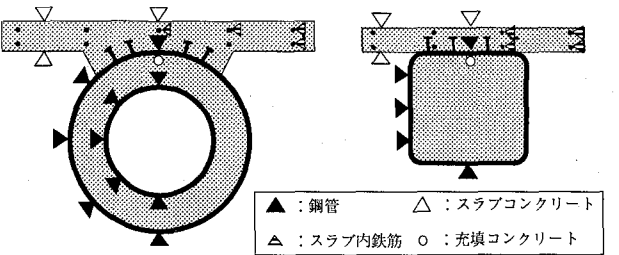


図-5 計測位置

3. 曲げ試験の実験結果と考察

3. 1 載荷荷重と変位の関係

(1) 鋼管試験体

二重鋼管単体の試験体 (T-1) の載荷荷重 P と主桁中央部の変位 δ の関係を図-6に示す。 $P=73.19\text{tf}$ で外鋼管下端が実降伏応力度に達したが、それ以後も次第に荷重が上昇し、 $P=132.63\text{tf}$ で外鋼管の圧縮側が局部座屈し、最大耐力に達した。この時点の δ は 230mm であり、その後実験設備限界の 250mm まで載荷したが、荷重低下は認められなかった。また、載荷・除荷を3回繰り返したが、その都度の残留変位は小さかった。

スラブ付き二重鋼管試験体 (T-2) の P - δ 関係を図-7に示す。 $P=112.30\text{tf}$ で外側鋼管下端が実降伏応力度に達するとほぼ同時に、スラブコンクリートが圧壊を生じた。コンクリートは部分的に剥落し、鉄筋も座屈した形状のままむき出しになった。しかし、その後も耐力は上昇し続け、 $P=133.79\text{tf}$ で最大耐力に達した。

スラブ付き一重鋼管試験体 (T-3) の P - δ 関係を図-8に示す。 $P=86.67\text{tf}$ で鋼管下端が実降伏応力度に達した後、 $P=91.62\text{tf}$ でスラブコンクリートが圧壊し、その後は耐力が急激に低下した。

T-1,2,3 についての鋼管桁の中央部の曲げモーメント M および変位 δ 関係を図-9にまとめて示す。ただし、繰り返し載荷部分は削除してある。T-1とT-2を比較すると、T-2の方が初期剛性は高く、降伏モーメントも大きい。しかし、T-1とT-2とも降伏モーメント以降も耐力が緩やかに上昇しており、両者の最大モーメントはほぼ一致している。図中にT-1,T-2の材料試験結果より算定した全塑性モーメント耐力を示す。鋼管単体のT-1では、全塑性モーメント耐力を13%上回っているが、スラブ付き試験体のT-2では、全塑性モーメント耐力に至っていない。これは、鋼管の降伏以後スラブが圧壊し、T-1とT-2とも充填鋼管のみで荷重に抵抗しているためである。また、両ケースとも最大モーメントに達した以降も、耐力の低下は見られず、ねばりのある構造である。一方、T-3の初期剛性はT-1とT-2の中間にあるが、T-1とT-2に比較してスラブコンクリート圧壊後の耐力低下はやや急激であった。この最大モーメントに達した以降の挙動の差異は、充填コンクリートの有無によるものと推察できる。すなわち、T-1とT-2では充填コンクリートが鋼管の内側への局部座屈を抑えているため、急激な耐力低下が生じないと考えられる。これについては、試験体の座屈形状の調査結果と共に後述する。

(2) 角鋼管試験体

充填角鋼管単体の試験体 (K-1) の載荷荷重 P と主桁中央部の変位 δ を図-10に示す。 $P=30.65\text{tf}$ で下フランジが実降伏応力度に達し、それ以後も次第に耐力が上昇したが、 δ が 270mm に達した時点で試験機的能力上の理由により実験を終了した。終了時の載荷荷重は $P=44.90\text{tf}$ であり、外観上に異常は見られなかった。

スラブ付き角鋼管試験体 (K-2) の P - δ 関係を図-11に示す。 $P=39.68\text{tf}$ で角鋼管下端が実降伏応力度に達するとほぼ同時に、スラブコンクリートが圧壊を生じた。圧壊状況はT-2と同様であった。しかし、その後も耐力は上昇し、

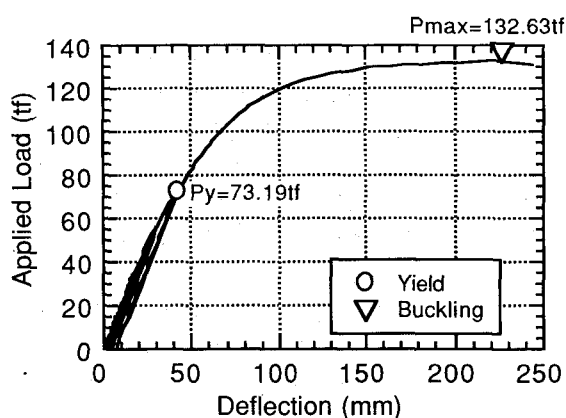


図-6 荷重—中央部変位の関係 (T-1)

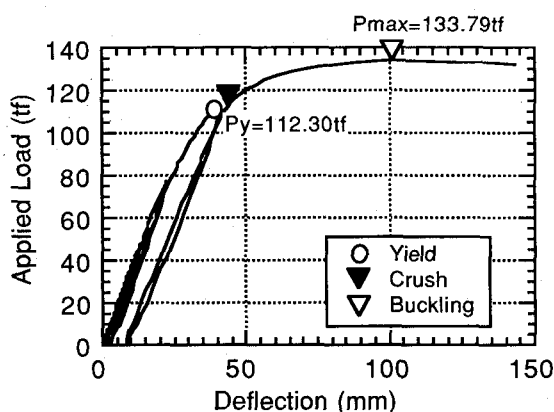


図-7 荷重—中央部変位の関係 (T-2)

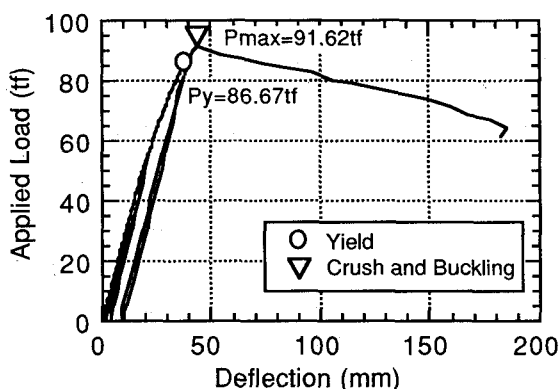


図-8 荷重—中央部変位の関係 (T-3)

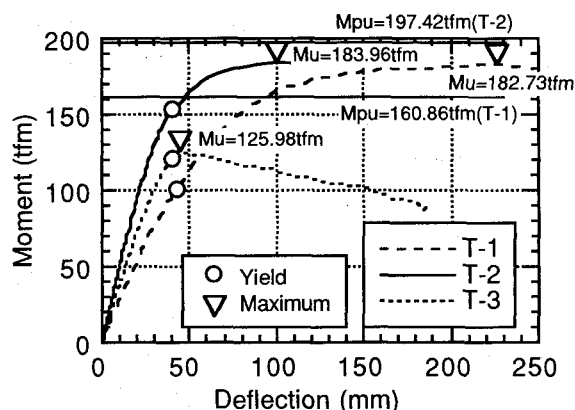


図-9 中央部の曲げモーメント—変位の関係 (T-1,2,3)

$P=51.28\text{tf}$ で最大耐力に達した。

K-1,2について、繰り返し載荷部分は無視した角鋼管中央部の曲げモーメント M および変位 δ の関係を図-12 示す。K-2の方が初期剛性も降伏モーメントもK-1より大きい、降伏モーメント以降も荷重が緩やかに上昇しているのは両者共通である。また角鋼管単体のK-1では実験装置の都合でK-1は最大モーメントに達していないが、全塑性モーメント耐力を7%上回っているのに対し、スラブ付き試験体K-2では鋼管の降伏以後スラブコンクリートが圧壊したために全塑性モーメント耐力には至っていない。したがって、T-1とT-2と同様、両者の最大モーメントはほぼ同一になると見られる。

(3) 鋼管と角鋼管の比較

鋼管単体 (T-1) と角鋼管単体 (K-1) を比較すると、最大耐力と降伏耐力の比 (P_{max}/P_y) がT-1では1.81であるのに対しK-1では1.46となっている。鋼管の降伏耐力が最外縁の降伏により決定しているため、最大耐力までの荷重増加が大きいと理解できる。

3. 2 試験後の供試体の観察

試験終了後、供試体の内部を調査し、鋼管の局部座屈の形状・充填コンクリートの状況を把握した。

T-2,3は、圧壊したコンクリート床版をはつり、外鋼管の上端部を観察した。いづれも鋼管は局部座屈していたが、図-13に示すように両者の座屈形状には違いが見られた。すなわち、T-2では充填コンクリートの存在により、鋼管は外側にしか突出しない。一方、T-3では、鋼管は上下にぐいこんでいた。T-2の方がT-3より、最大荷重以降の挙動にねばりがあるのは、床版が圧壊した後でも充填コンクリートが鋼管の内側への変形を拘束しており、そのため局部座屈に対する強度を増大させているからと推定される。

また、すべてのケースで、充填コンクリートは引張側と圧縮側ともに、一部ひびわれが見られる程度で、損傷は小さかった。したがって、鋼管が曲げを受け大変形した後においても、充填コンクリートはほぼ健全であり、鋼管の局部座屈を抑制しているため、計算上の全塑性モーメントを上回る終局耐力が得られたと考えられた。

3. 3 荷重－ひずみ関係

(1) 断面内ひずみ分布

載荷荷重の増加に伴う二重鋼管 (T-1) の純曲げ区間中央部の断面内ひずみ分布を図-14に示す。(a) は外鋼管下端の引張応力度が許容応力度約 2000kgf/cm^2 に達した時点 (作用曲げモーメント M_a)、(b) は外鋼管下端の引張応力度が規格降伏応力度約 3200kgf/cm^2 に達した時点 (作用曲げモーメント M_d)、(c) は外鋼管下端の引張応力度が引張試験から得られた降伏応力度 5432kgf/cm^2 にほぼ達した時点 (作用曲げモーメント M_y)、(d) は最大耐力に達した時点 (作用曲げモーメント M_u)、のひずみ分布である。なお、図中の実線は計測データより算定した平均ひずみ分布である。いずれのケースも、外側鋼管と内側鋼管のひずみはほぼ一直線上にあり、平面保持が成立していることが理解される。ただし、充填コンクリートのひずみは載荷荷重が上がるにつれ

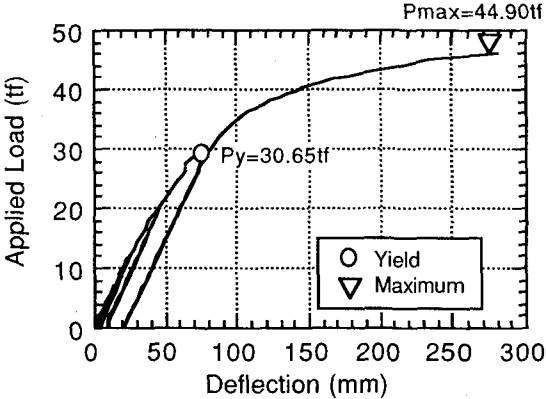


図-10 荷重－中央部変位の関係 (K-1)

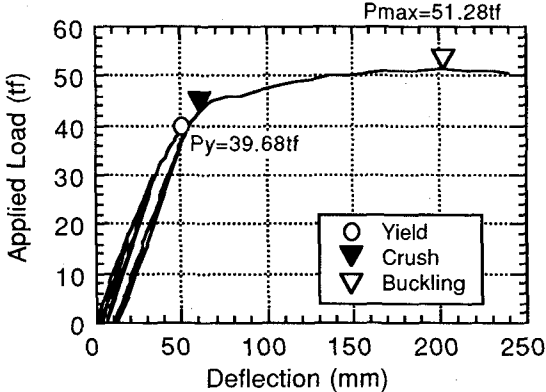


図-11 荷重－中央部変位の関係 (K-2)

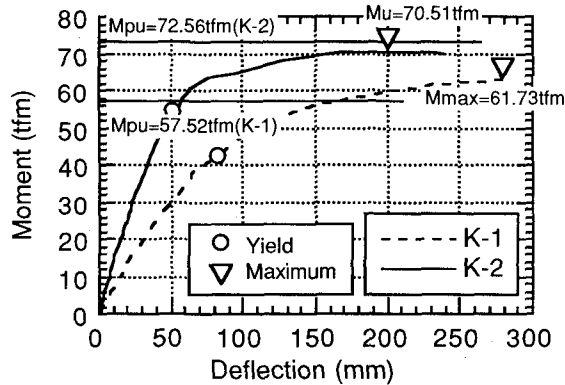


図-12 中央部の曲げモーメント－変位の関係 (K-1,2)

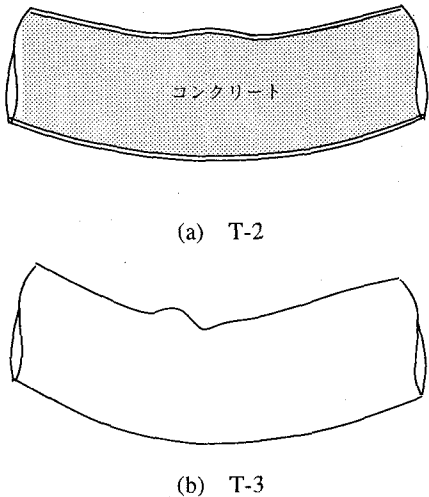
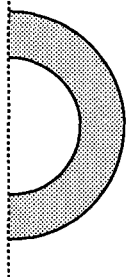
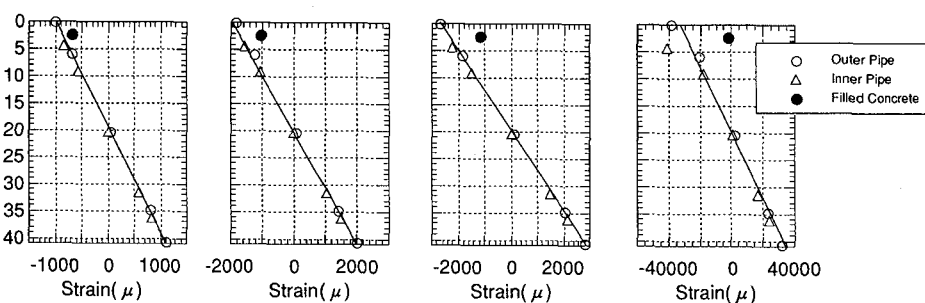


図-13 鋼管の局部座屈状況のスケッチ (T-2,T-3)

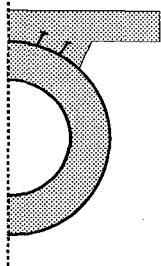
CL



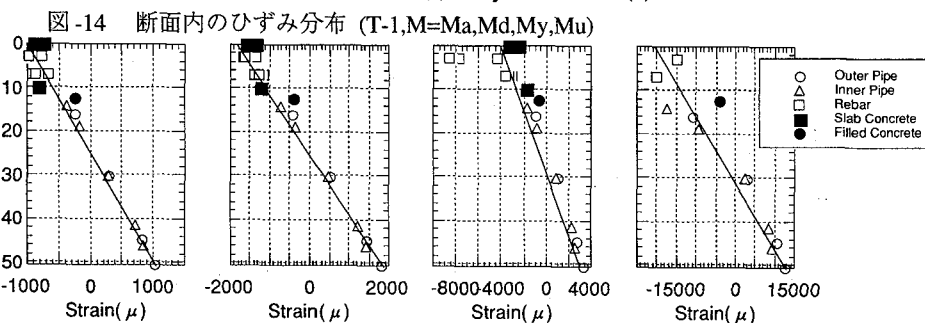
Distance from the top fiber (cm)

(a) $M_a=47.7\text{tfm}$ (b) $M_d=77.3\text{tfm}$ (c) $M_y=100.7\text{tfm}$ (d) $M_u=182.3\text{tfm}$

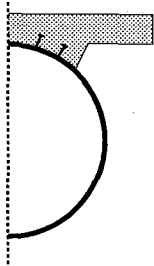
CL



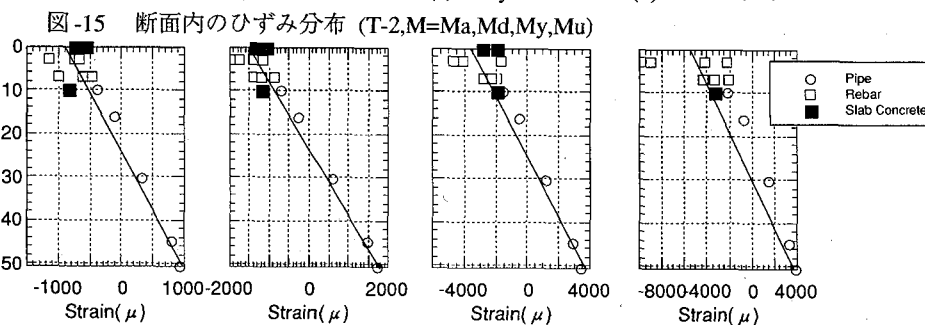
Distance from the top fiber (cm)

(a) $M_a=66.4\text{tfm}$ (b) $M_d=105.6\text{tfm}$ (c) $M_y=154.4\text{tfm}$ (d) $M_u=184.0\text{tfm}$

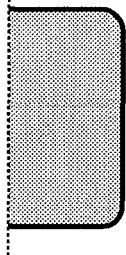
CL



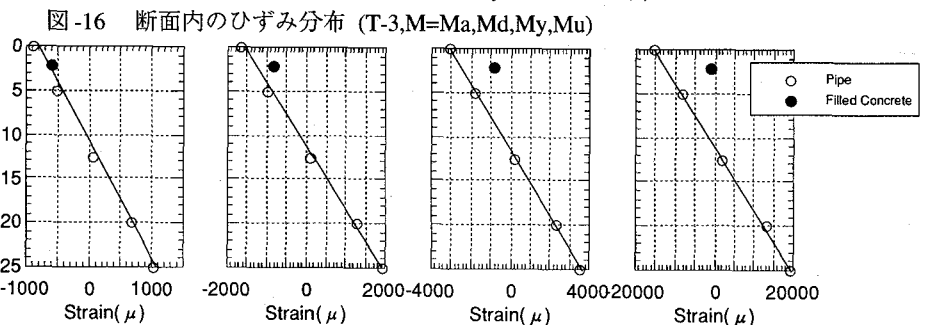
Distance from the top fiber (cm)

(a) $M_a=46.3\text{tfm}$ (b) $M_d=77.3\text{tfm}$ (c) $M_y=119.2\text{tfm}$ (d) $M_u=130.0\text{tfm}$

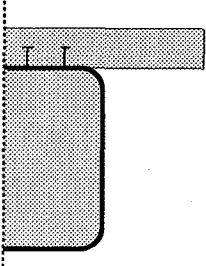
CL



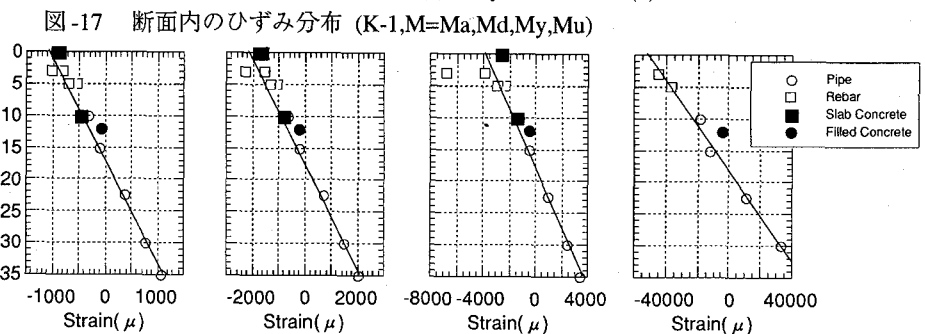
Distance from the top fiber (cm)

(a) $M_a=16.9\text{tfm}$ (b) $M_d=28.1\text{tfm}$ (c) $M_y=41.3\text{tfm}$ (d) $M_u=61.7\text{tfm}$

CL



Distance from the top fiber (cm)

(a) $M_a=24.6\text{tfm}$ (b) $M_d=40.7\text{tfm}$ (c) $M_y=54.6\text{tfm}$ (d) $M_u=69.9\text{tfm}$ 図-18 断面内のひずみ分布 (K-2, $M=M_a, M_d, M_y, M_u$)

て鋼管のひずみから外れる傾向がある。これは、鋼管内面と充填コンクリートの付着が切れたためと推察される。すなわち、鋼管は純曲げ区間で塑性ヒンジが形成され変形が集中するが、充填コンクリートは橋軸方向にひずみが分散したためと考えられる。

鋼管内面と充填コンクリートの付着が無くなったにもかかわらず、外側鋼管と内側鋼管のひずみに平面保持が成立していることは、一見理解しにくい現象である。おそらく、付着が切れた後も、充填コンクリートは外・内鋼管の形状を保持するスペーサーあるいは間詰材的な役割を果たしているため、平面保持が成立していると推定される。しかし、この仮説を証明するためには、追加の実験あるいは数値計算が必要である。

図-15は、スラブ付きの二重鋼管 (T-2) に関するT-1で示したと同様のMa, Md, My, Mu時点における断面内のひずみ分布を示している。外鋼管・内鋼管・スラブコンクリート・スラブ内鉄筋とも、ひずみはほぼ一直線上にあり、鋼管とスラブコンクリートが一体として挙動していることが理解される。Mu時点ではひずみ分布のばらつきがやや大きくなっているが、これは鋼管上面に生じた局部座屈の影響であると考えられた。

図-16は、スラブ付き一重鋼管 (T-3) に関する同様の断面内ひずみ分布を示している。本図でも鋼管・スラブコンクリート・スラブ内鉄筋のひずみはほぼ一直線上にある。

図-17は、角鋼管 (K-1) に関する同様の断面内ひずみ分布を示している。角鋼管のひずみはほぼ一直線上にある。一方、充填コンクリートのひずみはMa時点では同一線上にあるが、Md, My, Muになるにつれてずれが大きくなっており、T-2に関する実験結果と同様の傾向である。

図-18は、スラブ付き角鋼管 (K-2) に関する同様の断面内ひずみ分布を示している。角鋼管・スラブコンクリート・スラブ内鉄筋のひずみはほぼ一直線上にあり、鋼管とRC床版が一体として挙動していることが理解される。

(2) 破壊時のひずみ挙動

図-19は、T-2試験により得られた、載荷荷重と外鋼管および内鋼管の上端・下端のひずみの関係である。中立軸が鋼管中心より上側にあるため、鋼管下側のひずみが上側より大きくなっている。また、外鋼管が内鋼管より先に塑性化していることも理解できる。

図-20は、T-2試験の載荷荷重とスラブ上端・下端のひずみ、および充填コンクリートの圧縮縁のひずみの関係である。スラブコンクリートはひずみが約 3400μ に達した時に圧壊し、圧壊後には鋼管内部の充填コンクリートのひずみが急増していることがわかる。これは、スラブ圧壊後、中立軸が下がり、充填コンクリートの負担が増大したためと考えられる。また、充填コンクリートのひずみは試験終了時点ではほぼ 4800μ にまで達している。前述したように、鋼管内面と充填コンクリートの付着が切れている可能性が高いが、付着が無くとも充填コンクリートは側圧を受けた二軸応力状態、あるいはこれに軸方向応力も加わった三軸応力状態にあるため、このような大ひずみ領域まで充填コンクリートが機能していることが明らかになった。

図-21, 22は、K-2の試験により得られた同様の関係であ

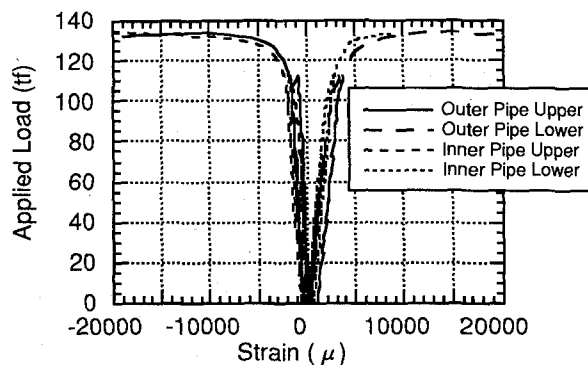


図-19 鋼管のひずみ挙動 (T-2)

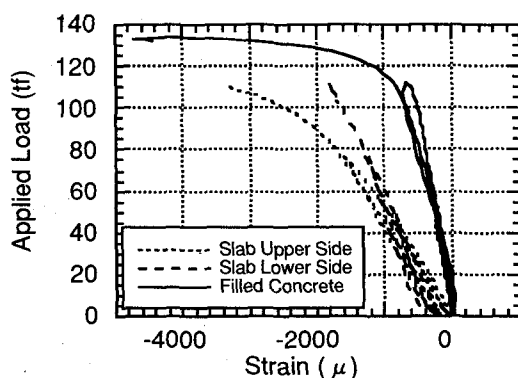


図-20 コンクリートのひずみ挙動 (T-2)

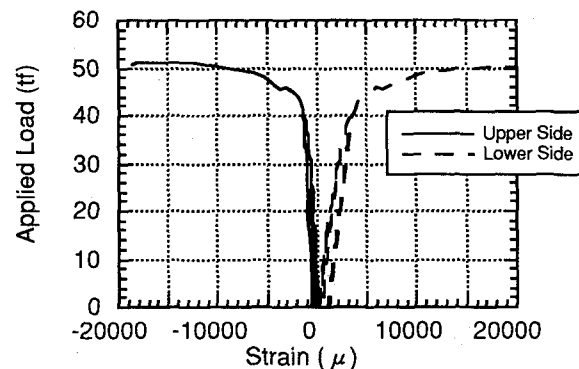


図-21 鋼管のひずみ挙動 (K-2)

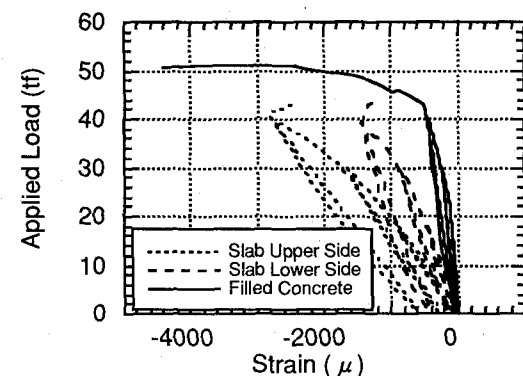


図-22 コンクリートのひずみ挙動 (K-2)

る。この図からも、スラブコンクリートの上端のひずみが約3000 μ に達した時に圧壊し、その後鋼管内部の充填コンクリートのひずみが急増している。充填コンクリートひずみは、試験終了時点ではほぼ4500 μ にまで達している。

3. 4 曲げモーメントMと曲率 ϕ の関係に関する考察 (1) 解析モデル

図-14~18より、断面内のひずみは平面保持の原則があてはまると考えられる。そこで、実験結果より得られた曲率から抵抗曲げモーメントを推定し、実験で得られたモーメントと比較した。

計算に用いた仮定は以下の通りある。

- ・断面内のひずみは平面保持の原則があてはまる。
- ・鋼管の応力-ひずみ関係は、図-23 (a) に示すように、引張側は最大引張応力度まで考慮したマルチリニア、圧縮側は局部座屈のため降伏応力度までをトリリニアとした。ただし、座屈による強度低下は考慮していない。
- ・スラブコンクリートの応力-ひずみ関係は、図-23 (b) に示すように、最大ひずみを0.35%とした放物線とした。
- ・充填コンクリートの応力-ひずみ関係は、スラブコンクリートと同じ放物線としたが、最大ひずみは0.5%とした(図-23 (c))。

以上の仮定に基づき、ある曲率値に対する抵抗モーメントを算出した。

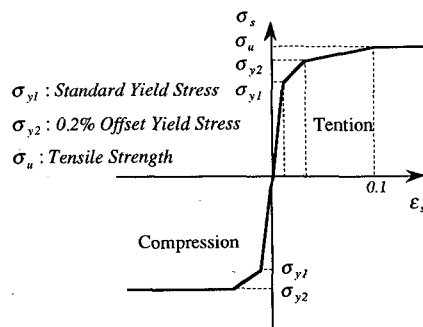
(2) 実験結果との比較

表-2に計算結果と実際の比較を示す。計算に用いた曲率は、図-14~18中に引いた直線から算出した。本表より、鋼管および角鋼管とも、Ma、Md、Myに関しては計算結果と測定値はほぼ10%以内の差異であり、この計算手法の妥当性を示している。Muに関しては、すべてのケースで計算値が測定値を10-20%程度下回っている。この現象は、充填コンクリートのコンファインド効果⁹⁾と説明されている。しかし、二重鋼管内の充填コンクリートの全体の耐力への寄与率はそれほど大きくないこと、充填コンクリートの無いT-3でも計算値が小さいことなどから、さらに検討すべき課題である。

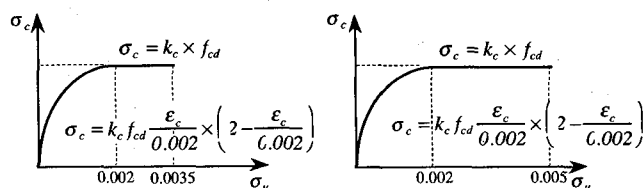
T-2のMa、Md、My、Muについて、計算結果の応力分布図を図-24に示した。Maでは、鋼管は降伏応力度以内であり、コンクリートひずみも0.2%以下であり、全ての応力度は中立軸の上下で線形関係にある。Mdでも鋼管は降伏応力度以内でありコンクリートひずみも0.2%以下であり、全ての応力度は中立軸の上下で線形関係にある。Myでは、外鋼管下端部が部分的に塑性領域に入っていると同時に、床版コンクリートはすべて塑性域である。Muでは、床版コンクリートは耐力を失っており、鋼管は全塑性に近い状態である。充填コンクリートひずみはほとんどが0.5%を超えており、一部のみ耐力を維持している。

図-25 (a), (b) に鋼管試験 (T-1,2,3) のモーメント-曲率関係の実験値と解析値の比較図を示す。実験の曲率は純曲げ区間における外鋼管のひずみ値より算出した。二重鋼管(T-1)では、最大耐力が解析値の方が低くなっているが、降伏までの剛性は良く一致していることが確認できる。ス

ラブ付き二重鋼管 (T-2) では、降伏以後の耐力が解析値の方が低くなっている。しかし、鋼管の降伏以後、スラブコンクリートのひずみが3500 μ を越えたために一旦荷重が低下する。それ以後、二重鋼管単独で外力に抵抗するため、抵抗力を回復する挙動を良くシミュレートしている。スラブ付き一重鋼管 (T-3) では、スラブコンクリートの圧壊 (最大耐力時) までは耐力・剛性とも良く一致しているが、実験ではスラブコンクリートの圧壊以後、鋼管単独で抵抗できずに座屈を生じ急激に耐力を消失している。解析においては、鋼管の座屈による強度低下をモデル化していないため、座屈以後の挙動が実験値と異なっている。



(a) 鋼管の材料モデル



(b) スラブコンクリートのモデル (c) 充填コンクリートのモデル

図-23 計算に用いた材料モデル

表-2 計算結果

Test Case	Moment Level	P (tf)	ϕ (1/m)	Me (tfm)	Mc (tfm)	Me/Mc
T-1	Ma	34.7	0.005500	47.7	50.4	0.95
	Md	56.2	0.010000	77.3	88.6	0.87
	My	73.2	0.014000	100.7	107.7	0.94
	Mu	133	0.180000	182.3	157.6	1.16
T-2	Ma	48.3	0.004300	66.4	66.2	1.00
	Md	76.8	0.007500	105.6	105.8	1.00
	My	112	0.013000	154.4	142.1	1.09
	Mu	134	0.070000	184.0	154.6	1.19
T-3	Ma	33.7	0.003800	46.3	49.0	0.94
	Md	56.2	0.065000	77.3	78.5	0.98
	My	86.7	0.013000	119.2	111.1	1.07
	Mu	91.6	0.015000	130.0	104.0	1.25
K-1	Ma	12.3	0.007500	16.9	19.0	0.89
	Md	20.4	0.013500	28.1	32.4	0.87
	My	30.7	0.026000	41.3	44.9	0.92
	Mu	44.9	0.140000	61.7	56.3	1.10
K-2	Ma	17.9	0.006000	24.6	25.2	0.98
	Md	29.6	0.011500	40.7	41.9	0.97
	My	39.7	0.021000	54.6	56.1	0.97
	Mu	50.8	0.257000	69.9	56.9	1.23

P: 載荷荷重

ϕ : 実験結果より推定した曲率

Me: 実験より推定した曲げモーメント

Mc: 計算より得られた曲げモーメント

図-26 (a), (b) に角鋼管試験 (K-1,2) のモーメントー曲率関係の実験値と解析値の比較図を示す。角鋼管単体 (K-1) では、実験値の初期剛性が解析値より少し小さくなっている。これは角鋼管のコーナー部の形状を考慮していないために解析値の剛性が高くなったと考えられるが、角鋼管のコーナー部は塑性加工されているため、一般部 (平板部) より降伏強度が上昇していることの影響も考えられることから、さらに検討する必要がある。実験においては荷重のピーク値を確認できなかったが、降伏以後の挙動もほぼ終局状態まで解析値と良く一致している。スラブ付き角鋼管 (K-2) では、降伏までの剛性も一致しており、スラブコンクリートの圧壊による一時的な耐力の低下およびそれ以後の鋼管単独で抵抗することによる耐力の回復状況なども良くシミュレートしている。

以上の検討において、実験値と解析値の抵抗モーメントが一致したこと、さらに曲げ剛性もほぼ一致していることから、鋼管桁部材の設計においては、算定手法の妥当性を検証することができた。

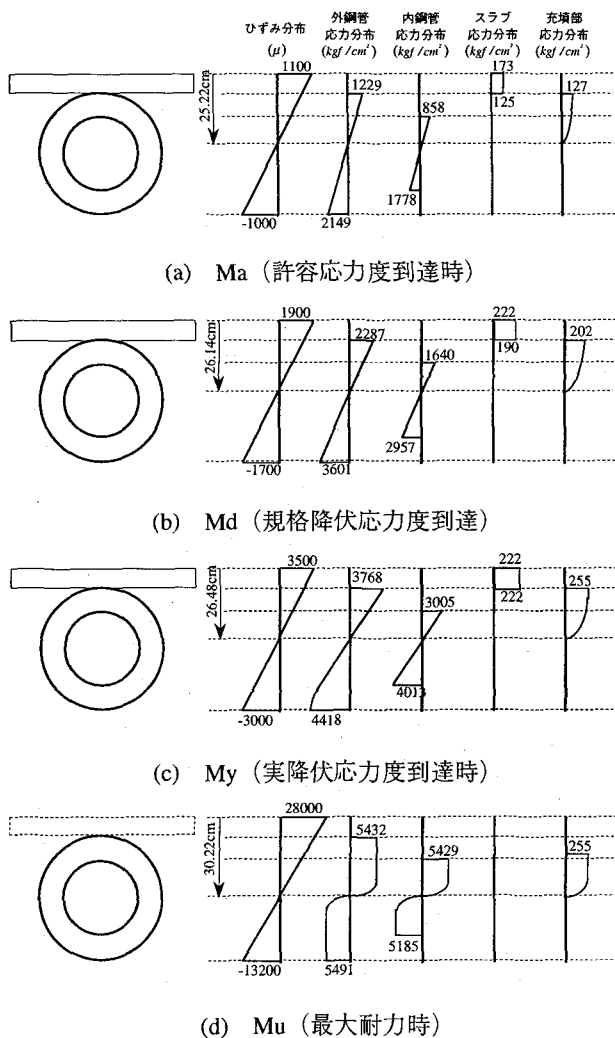
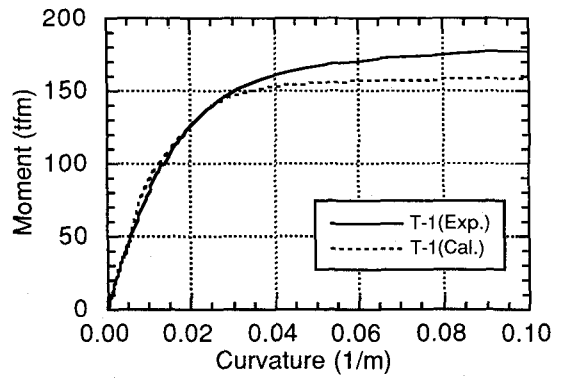
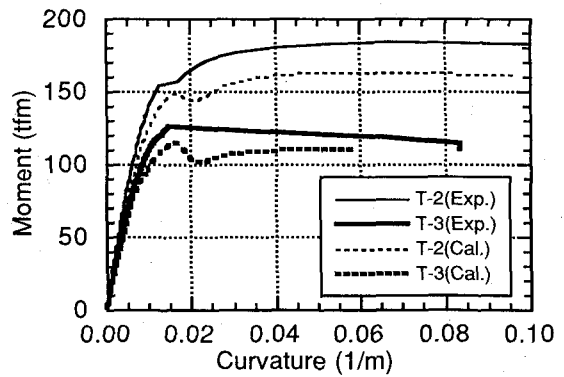


図-24 Ma、Md、My、Muに関する応力度分布

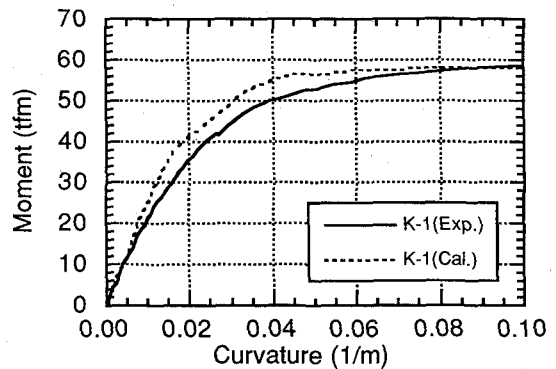


(a) T-1

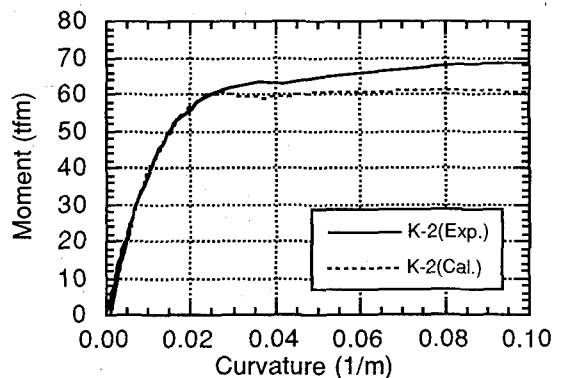


(b) T-2,3

図-25 モーメント曲率関係 (T-1,2,3)



(a) K-1



(b) K-2

図-26 モーメント曲率関係 (K-1,2)

4. RC床版とのずれ止め試験の供試体と実験方法

4. 1 ずれ止め試験の目的

筆者らの提案している鋼管桁および角鋼管桁は、RC床版とスタッドジベルにより結合し、合成桁としての強度を期待している。鋼管桁の場合、ハンチの形状やスタッドジベルの配置などが、通常のプレートガーダーとは異なっている。また、角鋼管の場合は上フランジ全面に床版を打ち下ろし主桁と合成化するため、合成箱桁に似た断面形状となる。合成箱桁ではせん断遅れ現象が生じるため、Moffatt⁷⁾はジベルの弾性変形を考慮した不完全合成箱桁の研究を実施し、その成果がBS5400⁸⁾にジベルの分担率として導入されている。角鋼管の幅厚比は合成箱桁よりかなり小さいため、せん断遅れの影響は小さいと考えられるが、角鋼管を対象としたジベルの荷重分担を確認しておく必要がある。従って、スタッドの押抜試験および数値解析を実施し、ずれ止めの耐力および荷重分担について検討を行った。

4. 2 試験体の種類と実験方法

(1) 試験体

スタッドの押抜試験体は、表-3および図-27に示す角鋼管4体、鋼管2体、および比較のための標準試験(PS-7)の計7体である。角鋼管ではスタッドの配置および内部コンクリートの有無による影響に着目し、鋼管では一重鋼管と二重鋼管の違いに着目して試験体種類を設定した。

試験体に用いた鋼管の幅厚比(径厚比)は、降伏応力度以下で局部屈曲しない形状(幅厚比34以下・径厚比40以下⁴⁾)とした。これらの鋼管に直径13mm、長さ80mmのスタッドジベルをフランジ部片側当たり4列、高さ間隔100mmで3段(合計24本)を配置した。角鋼管の場合は、フランジ面に100mm間隔で均等配置した試験体(PS-2,4)と、ウェブ近傍に50mm間隔で配置した試験体(PS-1,3)の2種類の配置形状とし、各試験種類に対して、内部コンクリート充填の有無により条件を変えた。鋼管の場合は、鋼管と床版との接触部に均等配置をした。なお、鋼管とコンクリートの接触面にはグリースを塗布し、表面付着の影響を除外した。スラブ部および充填に用いたコンクリートは、粗骨材最大粒径10mm、配合強度300kgf/cm²とした。

(2) 荷重方法

本試験では、ウェブからのせん断力によるフランジ部のせん断遅れの影響に着目したため、通常実施されるフランジ部を直接荷重する方式ではなく、ウェブのみに鉛直荷重を荷重する方式とした(図-28参照)。すなわち、ウェブ部に作用した荷重はせん断応力としてフランジ部に伝達され、フランジ部の端部より中央部に伝達されることとなる。

荷重サイクルは、スラブと鋼管の相対ずれ量をモニタリングしながら、片振りの繰返し漸増荷重とした⁹⁾。この荷重方法では、相対ずれ量が3.0mmに達するまで荷重・除荷を繰返し、それ以降は最大荷重と破壊モードを確認できるまで単調荷重するとした。

また、PS-7はスタッド単体のせん断性能を評価するためにH型鋼のフランジに片側2本のスタッドジベルを配置した試験体(図-29参照)であり、H型鋼のフランジ部に直接せん断力を荷重した。

表-3 要素試験体種類

試験体	鋼管形状	スタッド配置
PS-1	角鋼管	ウェブ近傍
PS-2	(充填)	均等配置
PS-3	角鋼管	ウェブ近傍
PS-4	(非充填)	均等配置
PS-5	二重鋼管	均等配置
PS-6	一重鋼管	均等配置
PS-7	H型鋼	H-250x250x9x14

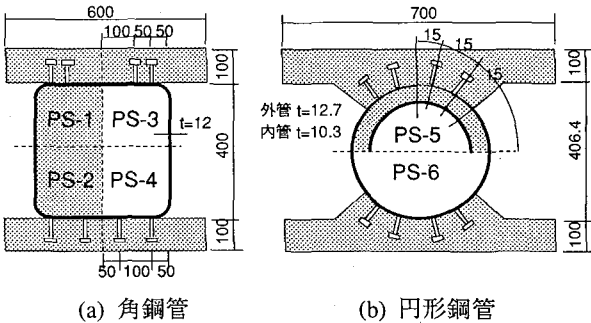


図-27 試験体の種類

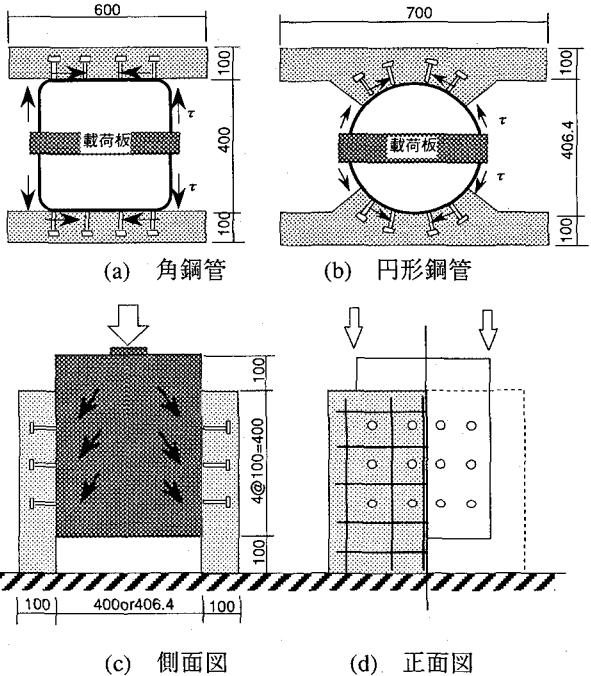


図-28 荷重方法

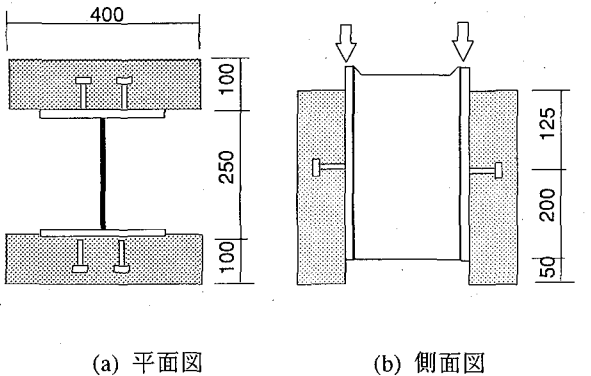


図-29 比較試験体 (PS-7)

5. ずれ止め試験の結果と考察

5. 1 荷重とずれの関係

図-30,31,32に、各試験体の載荷荷重Pと相対ずれ量Sの関係を示す。各試験体とも、荷重の増大とともに相対ずれが発生し、載荷荷重が60tfを越えたところで徐々に剛性が低下し、相対ずれ量8~12mmに達した時に最大耐力に達した。破壊モードはPS-1のみがコンクリートの破壊であったのに対し、その他の試験体はスタッドの破断により最大耐力を決定した。載荷荷重と相対ずれ量関係には、試験体ごとの明確な差異は認められなかったが、最大耐力の1/3荷重点の割線剛性を初期剛性と定義すると、角鋼管試験体(PS-1~4)では初期剛性が65~75tf/mmであったのに対し、鋼管試験体(PS-5,6)の初期剛性は85~95tf/mmと少し大きな値であった。

各試験体により得られたずれ剛性およびせん断耐力を表-3に示す。ずれ剛性・せん断耐力は初期剛性・最大耐力をスタッドの本数で除した値である。また、同表にはFisherの提案するせん断耐力値¹⁰⁾も示した。実験から得られたせん断耐力はFisher式と良く一致している。また、Fisherの算定式ではコンクリート強度が低い場合にはコンクリートで耐力が決定し、コンクリート強度が高い場合にはスタッドのせん断破壊により耐力が決定されるが、本試験においてもコンクリート強度の低いPS-1のみがコンクリートで破壊し、それ以外はスタッドの破断で最大耐力が決定された結果と一致している。以上の結果より、本実験に用いた幅厚比が40以下の鋼管や角鋼管では、コンクリートの充填の有無によらず、ずれ止め耐力は単体のスタッドせん断耐力の累加で算定できる。

5. 2 スタッドの荷重分担率

PS-1,2の載荷荷重60tfにおける角鋼管フランジ面(半分)の主ひずみを図-33に示す。PS-1では、ウェブに近い部分の鋼板の主ひずみは鉛直軸と約45°傾いており、せん断応力が卓越していることを示している。ウェブから離れた部分の鋼板の主ひずみは、鉛直軸との傾きが小さくなり、せん断応力が減少していることがわかる。ここで、角鋼管のウェブ部に近いスタッドをA列、ウェブから離れた中央部に近いスタッドをB列とする。鋼管フランジ部には、ウェブからのせん断応力が伝達され、全体的にウェブから遠いB列のひずみがA列のひずみより小さくなっている。なお、最下段のスタッドの下部の主ひずみは、上部の傾向とは異なっているが、これはスタッドを介さずウェブから直接伝達されるせん断応力の影響であると考えられる。PS-2では、主ひずみの傾きがPS-1に比べて全体的に小さいが、ウェブから遠いB列のひずみがA列のひずみより小さくなっている傾向は同様である。

PS-1,2のウェブ近傍のA列のスタッドと中央部近傍のB列のスタッドの各々に作用する平均せん断力の挙動を図-34,35に示す。スタッドの作用せん断力は、直接スタッドの荷重を測定したのではなく、鋼板のひずみ分布より、主応力度を算出し、各々のスタッドの作用せん断力を推定したものである。PS-1では、載荷荷重60tfまでは、A列の荷重分担がB列より14%程度高くなっている。しかし、終局状

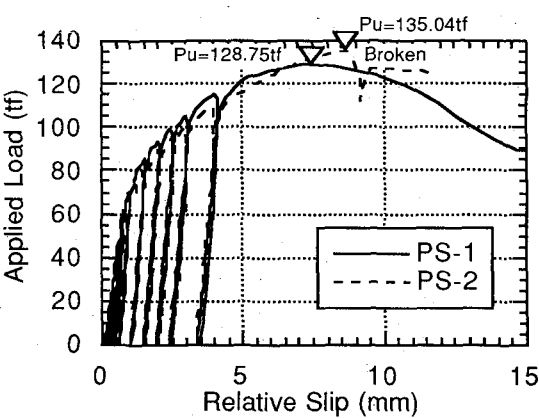


図-30 載荷荷重と相対ずれ量の関係 (PS-1、2)

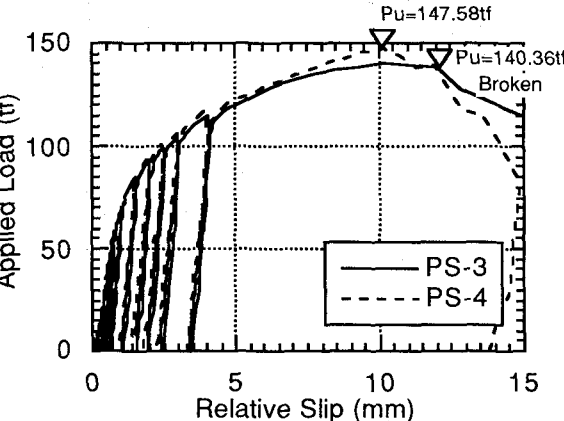


図-31 載荷荷重と相対ずれ量の関係 (PS-3、4)

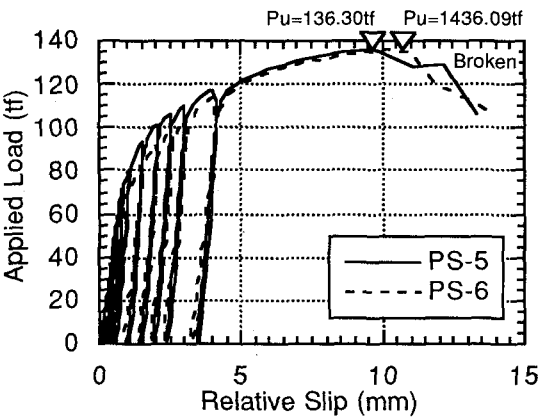


図-32 載荷荷重と相対ずれ量の関係 (PS-5、6)

表-3 試験結果のスタッドの終局耐力の推定

	コンクリート強度		実験値		計算値	破壊モード
	圧縮強度 kgf/cm ²	ヤング係数 x10 ³ kgf/cm ²	ずれ剛性 tf/mm/本	せん断耐力 tf/本	Fisher式 tf/本	
PS-1	309	2.618	3.20	5.365	5.970	コンクリート
PS-2	311	2.840	2.72	5.627	5.972	スタッド
PS-3	338	2.824	2.93	5.848	5.972	スタッド
PS-4	372	2.894	3.17	6.149	5.972	スタッド
PS-5	384	3.100	3.88	5.679	5.972	スタッド
PS-6	380	2.757	3.51	5.670	5.972	スタッド
PS-7	381	2.842	3.15	6.725	5.972	スタッド

態に近づくにつれてその荷重分担が平滑化していることが確認できる。これは、低荷重レベルではスタッドのずれ剛性が高いため鋼板のせん断遅れの影響が大きい。しかし、荷重の増大に伴いスタッドのずれ剛性が低下し、A列とB列の荷重分担が平均化するためであると考えられる。PS-2においても、PS-1と同様の傾向が見出せるが、作用せん断力の比率は19%と、スタッドの間隔の広いPS-2の方がPS-1より荷重分担の差が大きい。このことより、スタッドの荷重分担はスタッドの配置間隔により影響を受ける結果であった。

5. 3 数値解析

(1) 解析モデル

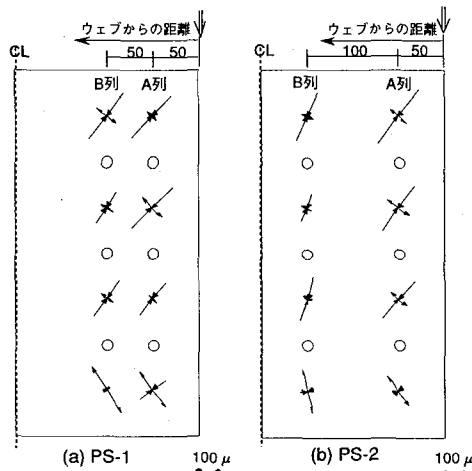


図-33 鋼板のひずみ (PS-1、2)

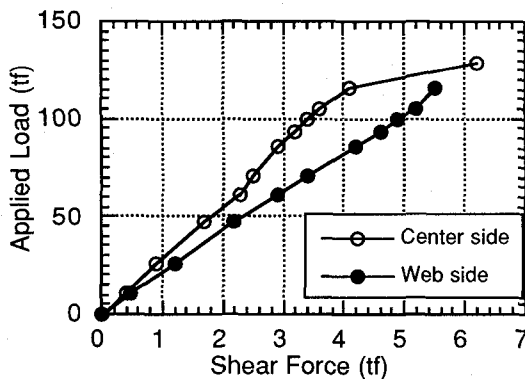


図-34 スタッドの荷重分担 (PS-1)

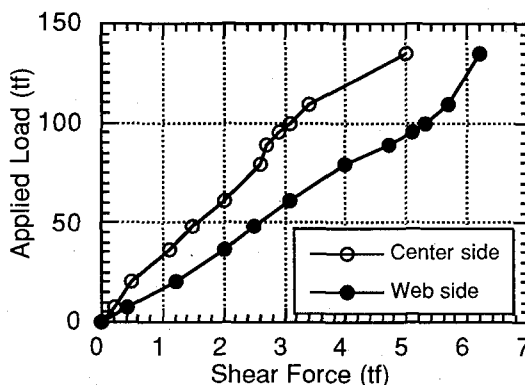


図-35 スタッドの荷重分担 (PS-2)

5.2の実験結果より、スタッドの荷重分担はスタッドの配置間隔により影響を受けることが確認できた。これは、スタッドとスタッドの間の鋼板のせん断遅れの影響と考えられる。スタッドの荷重分担は、スタッドの間隔以外にも、鋼板の板厚・スタッドの形状などにより変化すると考えられる。そこで、鋼板の板厚とスタッドの間隔をパラメータとして、有限要素解析法による数値解析を実施した。解析モデルは、図-36 (a) に示すように、角鋼管試験体 (PS-1,2) の1/4部分を基本形として、鋼管およびコンクリート床版を独立で要素分割し、スタッドの位置で2方向にバネモデルで連結した。スタッドのバネモデルは、PS-7の試験結果より、図-36 (b) に示す初期ずれ剛性3.0tf/mmのトリリニアモデルとした。解析パラメータは、スタッド間隔と鋼板の板厚とし、スタッドの形状 (ずれ剛性) や本数は一定とした。

(2) 解析結果

載荷荷重 $P=15\text{tf}$ (5.2の実験の60tfに相当) 時点における解析結果を図-37に示す。縦軸は、スタッドの荷重分担比 (A列/B列) であり、横軸は板厚をスタッド間隔で除した値である。すなわち、横軸はスタッド間の鋼板のせん断剛性に寄与するパラメータであると考えられる。図-37によれば、板厚に対するスタッドの間隔が大きくなるほど、荷重分担比が大きくなることがわかる。図中のPS-1、PS-2の実験値は解析値よりやや高いが、前述の傾向と一致している。しかし、載荷荷重を増大すると、荷重分担比は低下する傾向にあった。すなわち、載荷荷重 $P=15\text{tf}$ (5.2の実験の

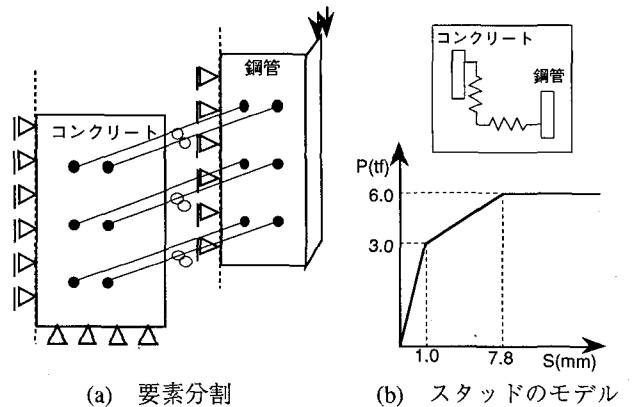


図-36 数値解析モデル

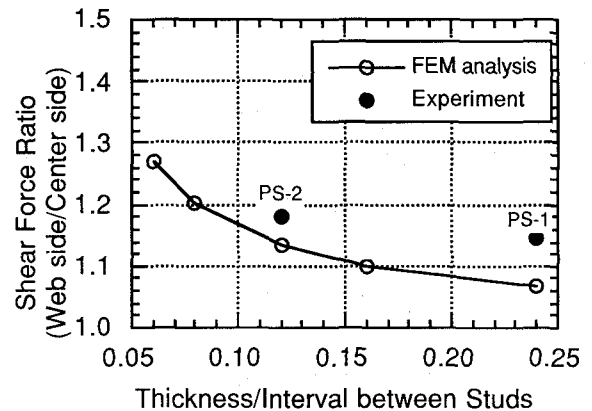


図-37 荷重分担の比較

60tfに相当)ではスタッドの作用荷重が2.0~3.0tfであり、スタッドの初期剛性域にある。載荷荷重が増大することによりスタッドのバネ剛性が低下するため荷重分担が平均化するためであると考えられる。しかしスタッドの設計においては初期剛性域で使用されることから、載荷荷重 $P=15\text{tf}$ 時点での荷重分担比が重要であると考ええる。

以上のことから、スタッドの荷重分担にはスタッドのずれ剛性と鋼板のせん断剛性が影響すると考えられるが、実構造物における設計法を確立するためには、スタッドの形状(ずれ剛性)および鋼管の径厚比などの影響も考えられることから、それらについての詳細な検討を行うことが必要である。

6. 結言

鋼管および角鋼管桁の基本構造特性に関する2種類の実験を実施した。鋼管および角鋼管桁の曲げ試験からは次のような知見が得られた。

- (1) コンクリートで充填された二重鋼管や角鋼管の曲げ耐力は、鋼管の降伏応力度を越えた後も上昇し続け、最大荷重を過ぎても急激な耐力低下は生じなかった。
- (2) スラブ付きの鋼管桁の場合は、スラブが崩壊した後も、コンクリート充填鋼管のみで曲げ耐力を維持し、急激な耐力低下は生じなかった。
- (3) スラブ付き非充填鋼管は、最大荷重まではコンクリート充填鋼管と同様の挙動をするが、最大荷重を過ぎた後はやや急激な耐力低下を生じた。
- (4) 断面内のひずみ分布より外鋼管・内鋼管・床版は平面保持の原則を保っており、これらが一体となって機能していることが明らかになった。
- (5) 鋼管の降伏以後塑性域において、充填コンクリートと鋼管が付着は切れる傾向が見られた。しかし、充填コンクリートは二軸あるいは三軸応力状態にあり、大ひずみの領域まで強度を発揮した。さらに、充填コンクリートは鋼管の局部座屈を抑制する効果があり、鋼管主桁の終局耐力を高めることが明らかになった。
- (6) 平面保持の原則に基づく断面計算手法を提案した。この手法による降伏モーメント以下についての計算結果は実験結果と良い整合性が得られた。ただし、充填鋼管桁の終局モーメントでは、実験値は計算値を10-20%上回った。
- (7) 実験後の充填コンクリートは、引張側と圧縮側ともに、一部ひびわれが見られる程度で損傷は小さかった。従って、鋼管が曲げを受け大変形した後においても、充填コンクリートはほぼ健全であり、鋼管の局部座屈を抑制しているため、計算上の全塑性モーメントを10%程度上回る終局強度が得られたと考えられた。

鋼管および角鋼管とRC床版の間のスタッドの押抜きせん断試験からは、次の知見が得られた。

- (8) 実験に用いた幅厚比40以下の鋼管や角鋼管では、コン

クリート充填の有無によらず、スタッド強度はFisherの推定式と良く一致し、十分なずれ止め耐力を有した。

- (9) 角鋼管ではせん断おくれ現象が生じ、初期載荷時はウェブに近いスタッドがウェブから離れたスタッドより多く荷重分担するが、終局時には両者が均等に分担する傾向が認められた。これは、終局時にはスタッドのずれ剛性が低下するためと考えられた。
- (10) スタッドの配置位置による荷重分担率の差を検討するために、有限要素解析法による数値解析を実施し、若干のパラメトリックスタディを行った。その結果、板厚に対するスタッドの間隔が大きくなるほど、スタッドの荷重分担比が大きくなることがわかった。

これらの実験により、鋼管および角鋼管は、橋梁主桁としての基本性能を有すること明らかになった。今後は、鋼管主桁に関する応用的な課題、すなわちコンクリートの充填施工性、騒音防止効果の確認、設計法の確立などについて継続して取り組み、実橋梁に適用させたいと考えている。

最後に、本研究は、前日本鉄道建設公団設計技術室長稲葉紀昭氏(現(株)東京鉄骨橋梁製作所)および財団法人鉄道総合技術研究所市川篤司主幹技師の適切なご指導を頂きました事を付記し謝意を表します。

参考文献

- 1) 稲葉,保坂,沖本,中村:コンクリートを充填した鋼管桁の曲げ耐力に関する実験,第51回土木学会年次講演会,1996.9.
- 2) 稲葉,保坂,大田,西海:鋼管桁とコンクリート床版のずれ止めに関する実験,第51回土木学会年次講演会,1996.9.
- 3) 土木学会:鋼・コンクリート合成構造の設計ガイドライン,4.3.2柱,pp67-74,1989.1.
- 4) 鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計基準・同解説/鋼・合成構造物,1992.10.
- 5) 富井,崎野:充填コンクリート鋼管構造に関する研究の現状,その1,部材の弾塑性性状,コンクリート工学,pp.201-206,Vol.13,No.2,1975.
- 6) 鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計基準・同解説/コンクリート構造物,1992.10.
- 7) Moffatt K.R.,Dowling P.J.:The longitudinal bending behaviour of composite box girder bridges having incomplete interaction,The Structural Engineer,Vol.56B,No.3,pp.53-60,1978
- 8) British Standards:Steel, concrete and composite bridges (BS5400 Part5),1979
- 9) 田川,平城,尾形,井上,松井:頭付きスタッドの押抜き試験法の標準化に関する検討,日本鋼構造協会鋼構造論文集,Vol.2,No.8,1995.12.
- 10) Ollgaard J.G.,Slutter R.G.,Fisher J.W.:Shear strength of stud connectors in lightweight and normal-weight concrete,AISC Engineering Journal,Vol.8,No.2,pp.55-64,1971

(1996年9月6日受付)