

# 論文 内部が平滑な鋼管を用いたコンクリート充填鋼管杭の曲げせん断実験

岸本 一蔵<sup>\*1</sup>・大野 義照<sup>\*2</sup>

要旨：筆者等は既報において、内部が平滑な鋼管を用いるコンクリート充填鋼管杭について引張および圧縮軸力を受ける場合の曲げ耐力および変形特性について報告した<sup>1,2)</sup>。本論文では、既報で用いた試験体よりも大型（断面寸法で2倍）の試験体に対する載荷を行い、大型の試験体においても文献3の曲げ耐力算定式を満足することの確認と力の伝達状態、すなわち内部コンクリート部から外側鋼管部への力の伝達の状況について検討した結果を報告する。実験の結果、大型の試験体においても所定の曲げ耐力が得られること、また作用軸力の有無によりコンクリート部から鋼管部への力の伝達状況はかなり異なることが明らかになった。  
 キーワード：コンクリート充填鋼管，内部が平滑な鋼管，終局曲げ耐力，力の伝達

## 1. はじめに

コンクリート充填鋼管杭は鉄筋コンクリート（RC）杭の頭部（フーチングに最も近い位置）に鋼管による補強を施すため、RC杭に比べ曲げ耐力やせん断耐力が大きくなることができる。その結果、杭径を小さく設計することが可能となり、掘削にかかるコストおよび掘削土の処理の問題等様々なメリットが得られる。2001年に内部が平滑な鋼管を用いるコンクリート充填鋼管杭（以下SB耐震杭）の開発を目的としてSB耐震杭委員会（（財）日本建築総合試験所内 委員長：八尾眞太郎・関西大学）が発足し研究が進められ実用化された<sup>4)</sup>。また近年、同杭の設計法が改訂され、鋼管部の最低必要長さが従来の設計法よりも短く設計できるように変更された

<sup>3)</sup>（図-1）。本論文は同耐震杭の各種性能の確認およびコンクリート部から鋼管部への力の伝達状況を把握することを目的として、文献3の基礎データである文献1,2)で扱われた試験体よりも、より大きな試験体に対する曲げせん断実験を行い、その結果を報告するものである。具体的な検討内容は、1)文献3で提案されている曲げ耐力算定式を満足することの確認 2)コンクリート部から鋼管部への力の伝達状況についての調査することの2点である

## 2 終局曲げ耐力式

SB耐震杭では、内部コンクリートと鋼管間の付着を期待しないことから、終局曲げ耐力算定式として一般化累加強度式を適用できない。そこで、文献3では、内部コンクリート部（RC柱）と鋼管部を、それぞれ独立した部材として終局曲げ耐力を求め、それらを単純に加算する式を提案している。以下にその式を示す。

$$M_p = M_{rc} + M_{st} \quad \dots (1)$$

$M_p$ ：SB耐震杭の終局耐力（kNm）

$M_{rc}$ ：RC部の終局耐力（kNm）

$M_{st}$ ：鋼管部の終局耐力（kNm）

$M_{rc}, M_{st}$ の計算式は論文末に掲載

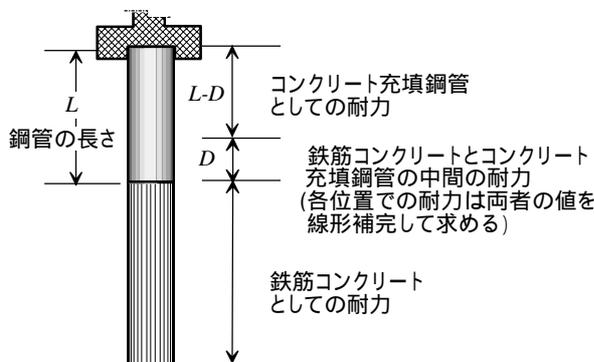


図-1 SB耐震杭

\*1 大阪大学大学院 工学研究科建築工学専攻 講師 博士（工学）（正会員）

\*2 大阪大学大学院 工学研究科建築工学専攻 教授 工博（正会員）

### 3. 実験概要

#### 3.1 試験体種類

試験体図を図-2に示す。試験体は直径(500mm)の円形断面を有する2体の試験体であり、両者の違いは鋼管部の条件のみである。TypeAでは鋼管厚3.0mm、TypeBでは鋼管厚5.75mmとなっており、鋼管は一般構造用圧延鋼(SS400)を加工したものである(図-3)。TypeAは鋼管の径厚比が167(500mm/3mm)と、本杭で使用できる最も径厚比の大きい<sup>3)</sup>ものに近い値とした。これは次の理由による。本杭では内部が平滑な鋼管を用いるため、鋼管部-コンクリート部間に幾何学的な付着を期待できない。従って、コンクリート部から鋼管部への力の伝達は、鋼管端部でコンクリート部と鋼管とが接触して行われる割合が、幾何学的な付着が期待できる場合より高くなる。この場合、鋼管端部で塑性化を伴う大きな変形が発生すると、力の伝達が十分に行えなくなる懸念がある。そこでTypeAでは最も厳しい条件の鋼管厚とし、この場合でも鋼管部の大きな変形が発生せず、力のスムーズな伝達が行われ、算定式(1)の曲げ耐力を満足するかどうかの確認を行うことを目的としている。なお、TypeAは載荷時に軸力比0.14(軸力/コンクリート部の全圧縮強度:軸力は945kN、コンクリート強度は実強度)の軸力を作用させて実験を行っている。

TypeBは、算定式(1)を誘導するときの基礎資料となった試験体と同じ径厚比(約100)をもつものとした。文献1,2では試験体形状(試験体長さ)、作用軸力等を

パラメータとした実験が行われたが軸力比を0とした場合が、算定式(1)の値に対し、最も安全率が低くなったことから、それらと同じ条件とした。

その他の検討項目としては両試験体について鋼管部のスタブ(フーチング)への定着性能について調べるためスタブ中に埋め込まれた鋼管部および定着用のひげ筋についてひずみの測定を行った。鋼管部のスタブ部への埋め込み量は150mmとし、スタブ表面より50mmの位置からヒゲ筋を鋼管外周部に溶接した(図-2)。ひげ筋はTypeAで20-D13(SD295)、TypeBで20-D16(SD295)で、鋼管の断面積に対しひげ筋断面積は前者で約54%、後方で44%となり通常用いられるものよりもやや多い量となっている。ひげ筋長さは文献5を参考に $35d$ ( $d$ はひげ筋の公称直径)以上とし、TypeA,Bともに650mmとした。コンクリート部の主筋は異形棒鋼D16(SD295)を10本用い、鋼管から約50mm内側(円形断面中心から約200mm)に等間隔で円周状に配筋した(図-2)。

#### 3.2 使用材料の力学的性質

コンクリートは普通ポルトランドセメントを使用したレディミクストコンクリート(呼び強

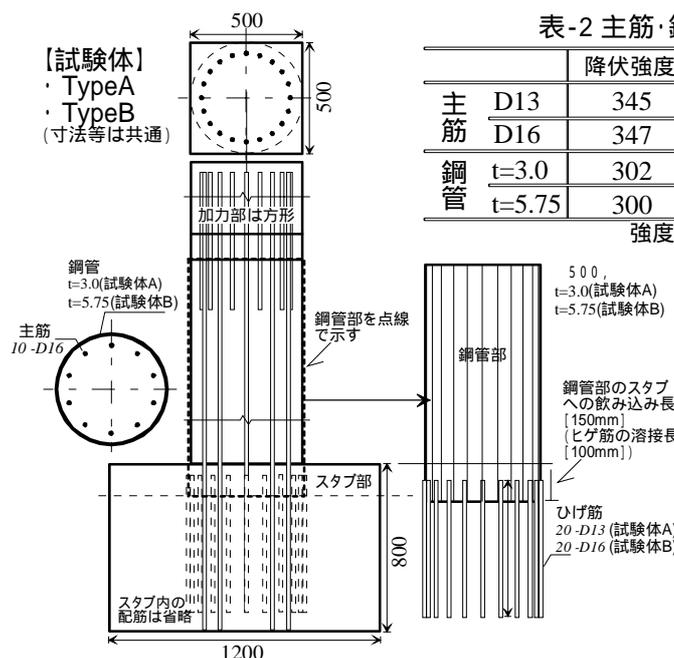


図-2 試験体図

表-2 主筋・鋼管材料特性

		降伏強度	引張強度	降伏ひずみ[μ]
主筋	D13	345	454	1850
	D16	347	501	
鋼管	t=3.0	302	416	1680
	t=5.75	300	443	

強度[N/mm<sup>2</sup>]



図-3 試験体の鋼管部

度  $24\text{N/mm}^2$  , スランプ  $18\text{cm}$  )  
 で , 4 週圧縮強度は  $34.7\text{N/mm}^2$   
 である。鋼管 , 主筋 , およびひ  
 げ筋の降伏強度 , 引張強度 , 降  
 伏ひずみを表-1 に示す。

### 3.3 載荷方法および測定項目

載荷装置を図-4 に示す。載荷  
 方法は一方向繰り返し載荷とし、  
 載荷パターンは、試験加力点の  
 変形が部材角で  $1/200$  ,  $1/100$  ,  $1/65$  ,  $1/40$  ,  $1/30$   
 とした。繰り返し回数は各部材角毎 3 回を基本  
 とした。水平方向加力および軸力導入は、杭端  
 部のコンクリート部に対して行っている。従っ  
 て、鋼管部はコンクリート部を介して外力を受  
 けることになる。水平変位についてはダイヤル  
 ゲージを用いて、載荷位置(スタブより  $1300\text{mm}$   
 の位置)での変形量を測定した。鉄筋、鋼管、  
 およびひげ筋の軸方向ひずみは箔ひずみゲージ  
 により計測した。また、鋼管端部(スタブより  
 $900, 950, 1000\text{mm}$  の位置)については鋼管の円  
 周方向ひずみも計測した。

## 4. 実験結果と考察

### 4.1 終局曲げ耐力

図-5 に各試験体のモーメント - 変形関係を示す。同図中に式(1)による曲げ耐力算定値を斜線で表しているが、両試験体とも算定値を上回っていることがわかる。ただし TypeA では部材変形角(R)が  $1/200$  を少し超えた変形時に計算耐力に達しているのに対し、TypeB では  $1/100$  を超えた時点で達している。この違いについては 4.2 節で考察する。

### 4.2 鋼管部 - コンクリート部間の力の伝達状態

ここでは主筋、鋼管、ひげ筋のひずみ分布を検討することにより、鋼管部とコンクリート部の力の伝達状況について考察する。

#### (1) 材軸方向のひずみ分布

##### 【TypeA】

1) 主筋のひずみ分布は鋼管端部領域 引張側 ( 図中(ア) ) では鋼管先端部に最も近い位置で

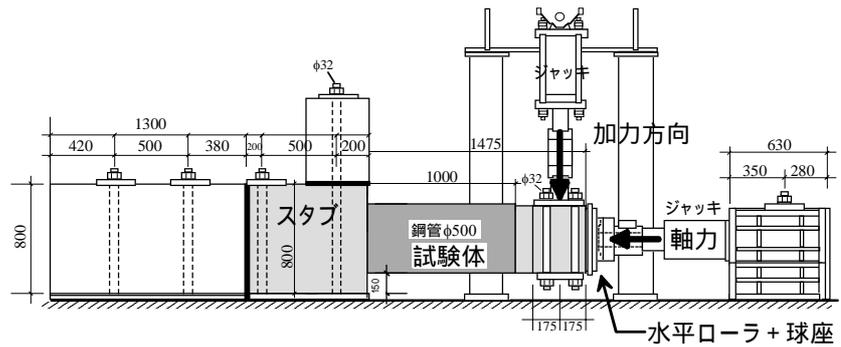


図-4 載荷装置概要

のひずみが最も小さく、材軸方向スタブに近づくに従い直線的に大きくなっている。

2) 鋼管引張側のひずみは鋼管端部から  $0.1D$  (スタブからの距離  $900\text{mm} \sim 1000\text{mm}$  の位置: 図中(イ))では非常に小さいものの、その後は鉄筋のひずみ分布同様スタブに近づくに従い増大しており、かつ材軸方向の分布は下に凸形状となっている。もし、鋼管端部付近だけでコンクリート部から鋼管部にせん断力の伝達が行われているのであれば、鋼管部に作用するモーメントは材軸方向に直線分布となり、鋼管部引張ひずみ分布も直線となるはずである。逆にみれば、分布形状が下に凸であるということはコンクリート部と鋼管部が一体で変形しようとしており、その結果、力の伝達が材軸方向に沿って徐々に行われていることを示している。また、スタブ

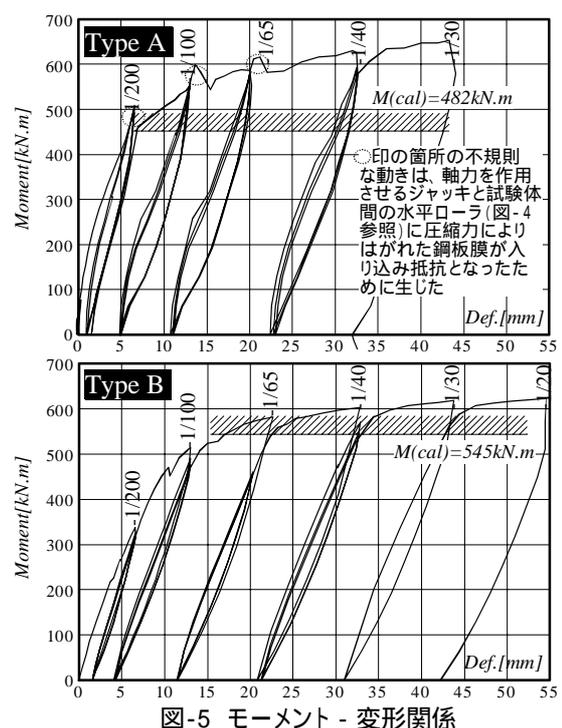


図-5 モーメント - 変形関係

付近( 図中(ウ) )の値をみると,  $R=1/200$  時( × 印)でおよそ  $1200 \sim 1500 \mu$ ,  $R=1/100$  時( 印)では  $200\text{mm}$  の位置ですでに降伏ひずみ(約  $1700 \mu$ )以上の値となっており, 部材変形に比例したひずみ増加がみられる。以上の結果より, 鋼管部 - コンクリート部間には鋼管が平滑であるため, 幾何学的な付着機構は存在しないものの, 鋼管内に充填されたコンクリートにより鋼管部はコンクリート部と十分な変形適合を有していることがわかる。また, 鋼管端部圧縮側の鋼管の円周方向のひずみの値( 図中(エ) )もほぼ

降伏値以下であり, 過大な変形を伴うことなく杭耐力を発揮できている。

#### 【TypeB】

1) 鋼管, コンクリート部主筋ともに TypeA のものとはかなり異なった分布を示している。コンクリート部主筋引張側のひずみ( 図中(オ) )をみると,  $R=1/200, 1/100$  変形時では鋼管端部に最も近い箇所からスタブ近傍までほぼ同程度の値となっていることがわかる。軸力を受けないコンクリート部材の曲げ耐力は, 引

張主筋の応力にほぼ比例することから, コンクリート部は軸方向全体にほぼ一定のモーメントを負担していると考えられる。

2) 一方鋼管端部の引張側ひずみ( 図中(カ) )をみると, 鋼管端部より  $200\text{mm}$  ( $0.4D$ ) の位置まで殆どひずみが発生していない。また圧縮側のひずみ( 図中(キ) )は, TypeA の場合の値よりもかなり大きな値となっている。さらに, 鋼管端部の円周方向のひずみ( 図中(ク) )も TypeA に比べ, 材軸方向に広い範囲で大きな値であることがわかる。すなわち, TypeB では鋼管の「端

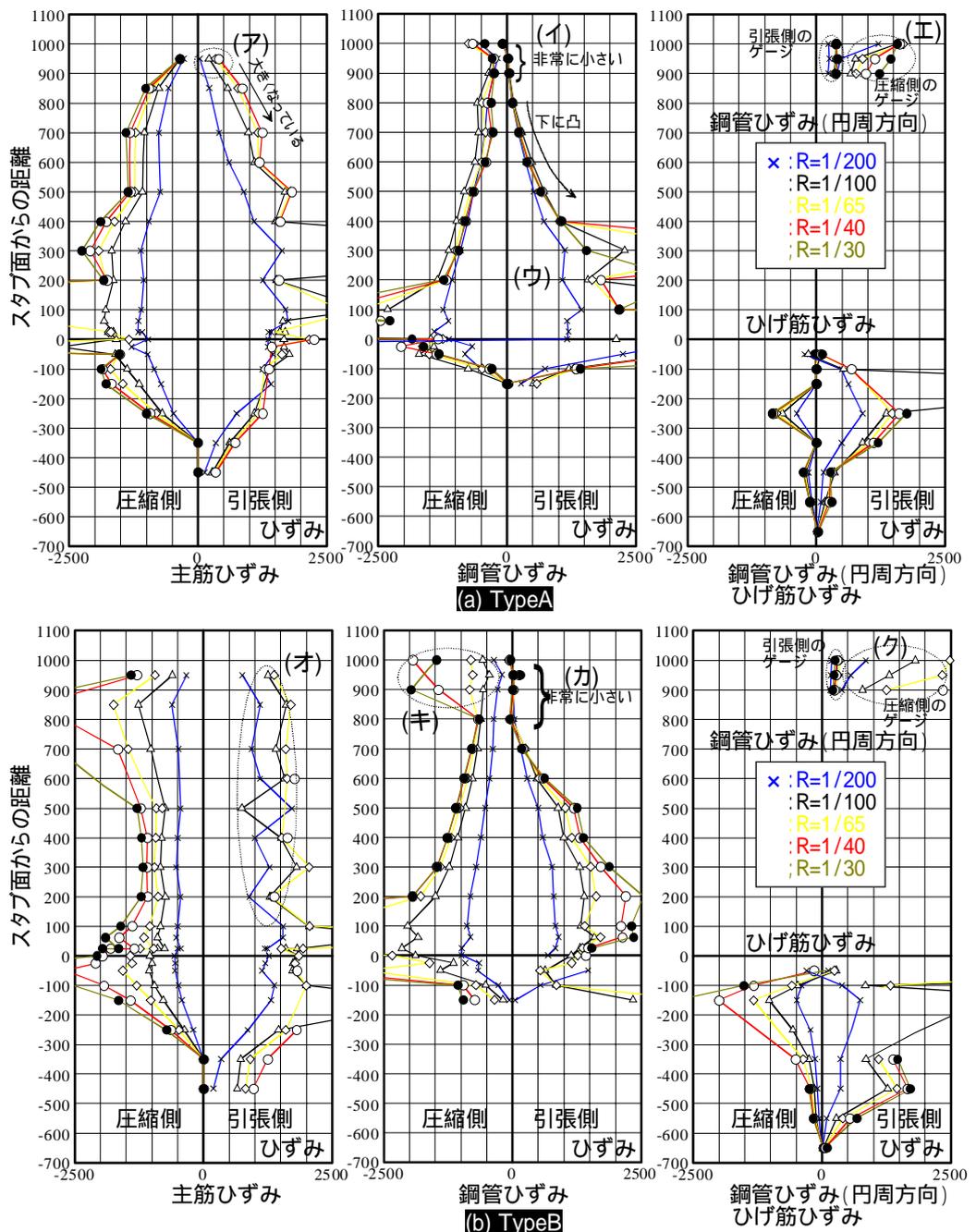


図-6 主筋・鋼管・ひげ筋の材軸方向のひずみ分布

部領域」において，コンクリート部から鋼管部へのせん断力の伝達が両者の接触により行われており，その割合はTypeAの場合よりもかなり大きいといえる。前述のように，この力の伝達はコンクリート部の圧縮側側面が鋼管部を押し出すことによりなされているため，鋼管部は曲げモーメントを負担せず（鋼管部の引張側にはひずみが発生していない），コンクリート部が全ての引張力を負担していると考えられる。その結果，前述のように鋼管端部付近でのコンクリート部の引張側主筋ひずみが大きな値になったものと考えられる。この変形の状況を概念図にしたものが図-7である。

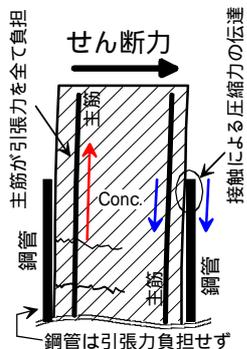


図-7 TypeBの鋼管端部での力の流れ  
(2) 材軸方向断面内の鋼管部とコンクリート部のひずみ分布

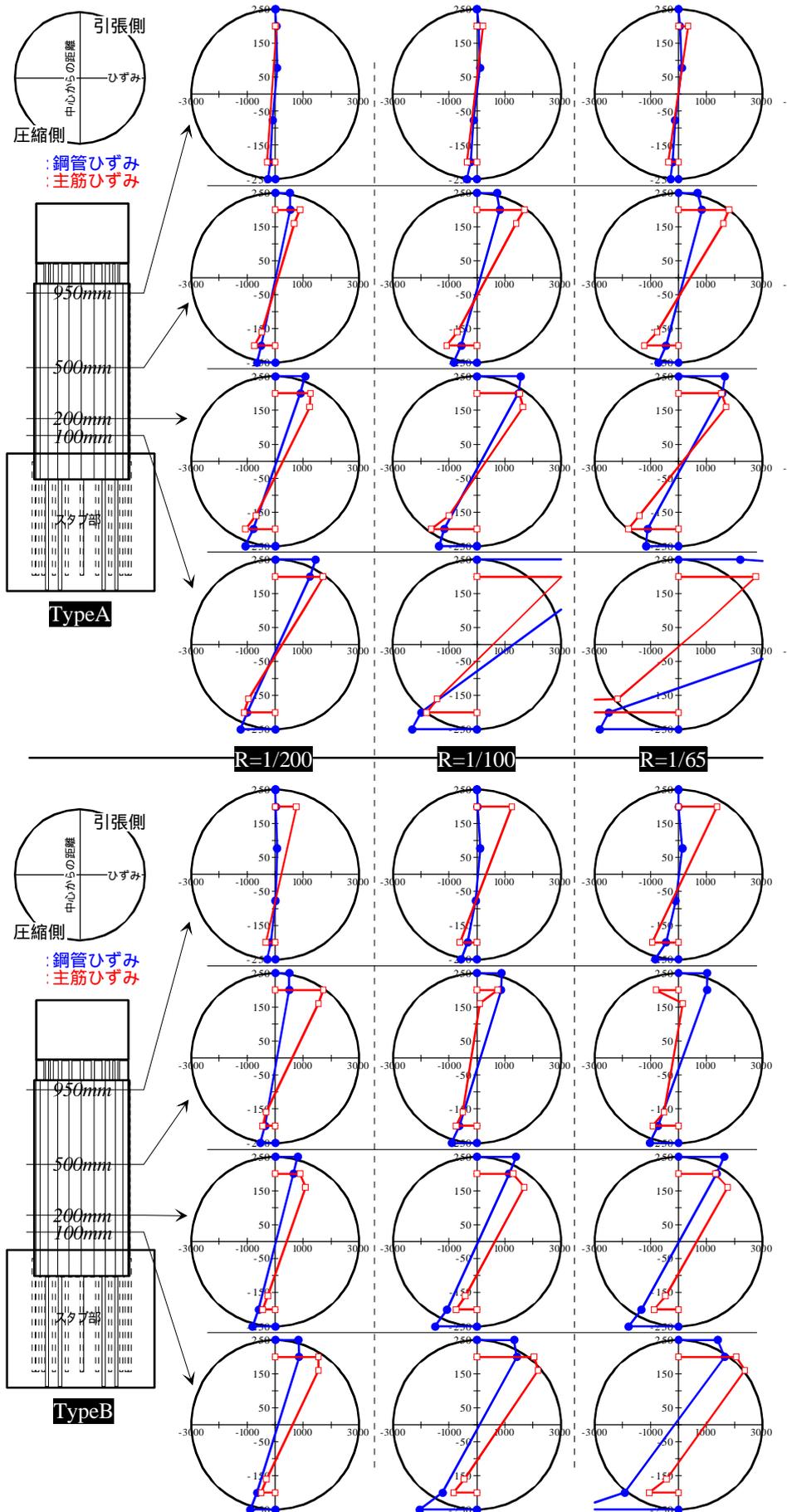


図-8 各断面での鋼管部とコンクリート部のひずみ分布状況

図-8 に材軸方向の各断面（スタブより 100, 200, 500, 950mm の位置）の鋼管部とコンクリート部のひずみ分布を部材変形角ごとに示している。鋼管のひずみ分布状況より, TypeA, TypeB ともに鋼管の中立軸位置はほぼ断面中央にあることがわかる。曲げ耐力算定式では鋼管部の耐力を全塑性モーメントとして計算すること（中立軸位置が断面中央にあること）を前提としており, この条件が満たされていることがわかる。一方主筋のひずみ分布をみると, 軸力の作用する TypeA では, 断面中心に近い位置, すなわち中立軸深さが大きな値となっている。これに対し, 軸力の作用しない TypeB ではより浅い位置にある。先に述べた鋼管の中立軸位置が中央付近にあることと考え合わせると, 本杭の仮定である「コンクリート部のみに軸力が作用する」とする仮定は満足しているものと考えられる。

部材変形角増加に伴う鋼管部のひずみ増加の様子についてみると（例えば 500mm 位置の断面）, TypeA では  $R=1/100$  以上の変形領域ではひずみはほとんど増加していない。これは(1)のところで述べたように TypeA では鋼管部の変形はとコンクリート部の変形に追従するため, 早期に鋼管が降伏, 全塑性耐力に達する。従って, より大きな変形時においても鋼管部に作用するモーメントが大きく変化しないと考えられる。これに対し, TypeB では鋼管部のひずみは部材変形の増加とともに増加している。図-7 で示したように鋼管端部付近のコンクリート部が鋼管部に先んじて大きな変形を起こすため, 鋼管部の変形の進展は TypeA に比べて遅くなるためと考えられる。

## 5. まとめ

内部が平滑な鋼管を用いるコンクリート充填鋼管杭の静的加力実験より, 以下の知見を得た。

- 1) 比較的大型（直径 500mm）の試験体を用いた場合でも文献 4 で提案される終局曲げ耐力算定式（算定式(1)）の耐力を満足した。
- 2) 鋼管部および主筋のひずみ分布の詳細な検討の結果, ・定式(1)の仮定となっている「軸

力はコンクリート部のみが負担し, 鋼管部は負担しない」条件の正しいことが確認できた。・最も径厚比が大きい鋼管を用いた場合でも鋼管端部に大きな損傷を生じることなく算定式(1)の耐力が確保できることがわかった。・軸力が作用する場合としない場合では, 力の伝達状況にはかなりの違いがあることがわかった。

## 参考文献

- 1) 山口雄司, 岸本一蔵, 大野義照, 中川隆夫: 内部が平滑な鋼管を用いたコンクリート充填鋼管杭の曲げ変形特性, コンクリート工学年次論文集, vol.25, No.2, pp.1681-1686, 2003
- 2) 山口雄司, 岸本一蔵, 大野義照: 引張および圧縮軸力を受ける内部が平滑な鋼管を用いたコンクリート充填鋼管杭の曲げ変形特性, コンクリート工学年次論文集, vol.26, No.2, pp.1465-1470, 2004
- 3) 財団法人 日本建築総合試験所: 建築技術性能証明評価概要報告書 SB-e 耐震杭工法, 2005.1
- 4) 財団法人 日本建築総合試験所: 建築技術性能証明評価概要報告書 SB 耐震杭工法, 2001.5
- 5) 社団法人 日本建築士事務所協会連合会: 「建築基礎の耐震設計の実務的考え方と設計例」

謝辞 本研究は SB 耐震杭協会の協力を得て行いました。研究を進めるにあたり, 本学院生（現 野村総研）山口雄司氏, 李德基氏, 任旭氏に御協力頂きました。ここに感謝の意を表します。

[ ----- 算定式(1)  $M_{rc}, M_{st}$ の求め方 ----- ]

a) 鉄筋コンクリート (RC) 部

$$\cdot N_{max} \quad N > 0.4b \cdot D \cdot F_c$$

$$M_{rc} = \{0.8a_i \cdot \sigma_y \cdot D + 0.12b \cdot D^2 \cdot F_c\} \times \left( \frac{N_{max} - N}{N_{max} - 0.4b \cdot D \cdot F_c} \right) K K \quad (2)$$

$$\cdot 0.4b \cdot D \cdot F_c \quad N = 0$$

$$M_{rc} = \text{Max} (M_{rc1}, M_{rc2}) \quad K K \quad (3)$$

$$M_{rc1} = 0.8a_i \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left( 1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} \right)$$

$$M_{rc2} = 0.5a_g \cdot \sigma_y \cdot D$$

$$\cdot 0 \quad N > N_{min} \quad M_{rc} = 0.5a_g \cdot \sigma_y \cdot g1 \cdot D + 0.5N \cdot g1 \cdot D \quad K K \quad (4)$$

b) 鋼管部  $M_{st} = (d_p - t_p)^2 \cdot t_p \cdot \sigma_{py} \quad K K \quad (5)$

$d_p$ : 鋼管の外径  $t_p$ : 鋼管の肉厚  $\sigma_{py}$ : 鋼管の降伏強度

$a_i$ : 引張主筋断面積 (mm<sup>2</sup>)  $a_g$ : 全主筋断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\sigma_y$ : 鉄筋降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)  $D$ : 柱せい (mm)

$b$ : 柱幅 (=L) (mm)

$F_c$ : コンクリート終局圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$g1$ : 引張鉄筋-圧縮鉄筋間の距離に対する比

$N$ : 柱軸方向力 (N)

$N_{max}$ : 中心圧縮時終局強度  $N_{min}$ : 中心引張時終局強度  
 $(b \cdot D \cdot F_c + a_g \cdot \sigma_y)$  (N)  $(-0.5 a_g \cdot \sigma_y)$  (N)