

ずれ止め付きコンクリート充填部の終局耐力と変形性能

—基礎部材の強度と変形性能(2022年:日本建築学会)より—

鋼管杭・鋼矢板技術協会 建築基礎技術委員会

1. はじめに

建築基礎技術委員会では、2013年4月から『建築基礎構造設計指針(日本建築学会)』の改定作業に参画し、鋼管杭に対する技術的評価の適正化と建築分野における鋼管杭の認知度向上を図るための活動を展開してきた。

2019年に改定された『建築基礎構造設計指針』(以下、『基礎指針』という)では、基本方針として、基礎構造についても上部構造と同様にレベル2荷重(設定した再現期間中に想定される最大級の荷重)に対して設計を行うことが掲げられた。また、新たに建物の重要度を考慮した性能グレード(安全レベル)が設定され、グレードに応じた要求性能を満足させることで、上部構造の性能に見合う基礎構造を選択することが可能となった。

しかしながら『基礎指針』では、基礎

部材に対して、要求性能を満足するかどうかを確認するための設計用限界値が具体的な工学量として定義されていなかった。鋼管杭については、巻末の付録(鋼管杭の保有性能)としての取り扱いであり、既製コンクリート杭や場所打ちコンクリート杭については『鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針(案)・同解説(2017年:日本建築学会)』(以下、『RC基礎部材指針(案)』という)を参考とする旨が例示されるのみであった。

このような経緯から、基礎部材に対して設計用限界値を具体的に設定する方法・手法を体系的に取りまとめる必要が生じたため、『RC基礎部材指針(案)』をもとに、鋼管杭を含めた基礎部材に関連する最新の知見を取り入れ、改定版として『基礎部材の強度と変形性能(日本建築学会)』が2022年に発刊されるに至った。

建築基礎技術委員会では、『基礎指針』

での検討以降に実施した構造実験結果や再整理した既往のCFT部材(コンクリート充填鋼管部材)の構造実験結果などを踏まえ、鋼管杭における杭体頭部の標準仕様である「ずれ止め付きコンクリート充填部」に関する設計用限界値の新たな算定方法を考案し、これに反映させた。

本報告では、『基礎部材の強度と変形性能』の記載内容のうち、特に安全(終局)限界状態における杭体頭部(ずれ止め付きコンクリート充填部)の設計用限界値(耐力と変形性能)の算定方法について述べる。

2. ずれ止め部における支圧耐力

2.1 φ600 試験体による押込み実験

(1) 実験概要

試験体にはφ600×t19(SKK490)の鋼管を用い、パイルキャップ(コンク

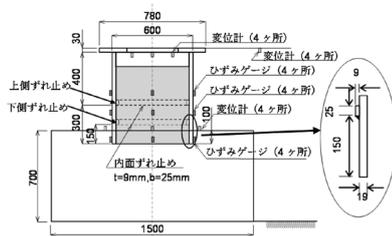


図2.1 φ600 押込み実験の試験体概要

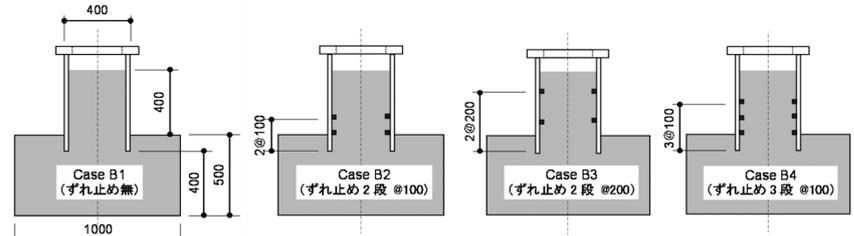


図2.3 φ400 押込み実験の試験体概要

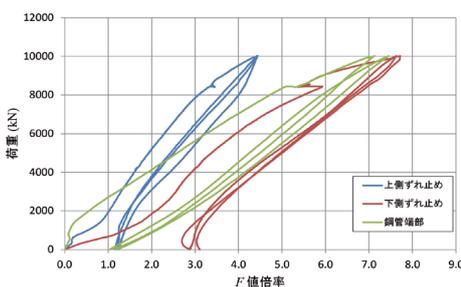


図2.2 荷重とF値倍率の関係

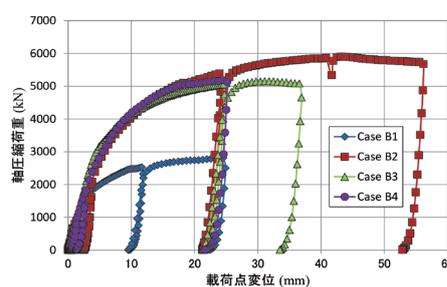


図2.4 載荷荷重と載荷点変位の関係

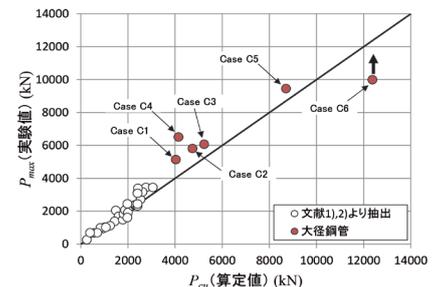


図2.5 実験値と算定値の比較

リート強度 28.8N/mm^2)へ100mm埋め込む構造とした。ずれ止めは、厚さ $9\text{mm}\times$ 幅 25mm (SS400)とし、鋼管内面に2段取り付けた。図2.1に試験体の概略を示す。なお、荷重方法は単調増減繰り返し荷重とした。

(2) 実験結果 (支圧強度)

ずれ止め下面と鋼管端部の単位面積当たりの支圧強度をコンクリートの一軸圧縮強度($F_c = 28.8\text{N/mm}^2$)に対する比率(以下、 F 値倍率という)として評価した。荷重と F 値倍率の関係を図2.2に示す。 F 値倍率は、概ね4.5~7.7であった。

2.2 φ400 試験体による押込み実験

(1) 実験概要

試験体にはφ400×t12(SM490)の鋼管を用い、パイルキャップ(コンクリート強度 9.75N/mm^2)へ100mm埋め込む構造とした。図2.3に試験体の概要を示す。ずれ止めは、厚さ $6\text{mm}\times$ 幅 13mm (SS400)とし、鋼管内面に0~3段取り付けた。また、パイルキャップ部の配筋はD10@150mmとした。

(2) 実験結果

図2.4に実験結果を示す。Case B1では緩やかな初期勾配で荷重が増加し、約2000kNで勾配に変化が現れた。除荷後の残留応力が発生していないことから、この時点でコンクリートの支圧破壊が発生したものと考えられるが、最大荷重は約2800kNであった。

他の試験体では、いずれもCase B1と同様の初期勾配で荷重が増加し、約3300kNで勾配に変化が現れた。破壊は

ずれ止め部の支圧破壊ではなく、パイルキャップ部での破壊が先行したため、ずれ止め段数および取付け位置によらず、最大荷重は約5000kNとなった。

2.3 ずれ止め部コンクリートの支圧強度

鋼管内にずれ止め(支圧リング)を取り付けた管内充填コンクリート部の押抜き耐力については、文献1), 2)にその報告がなされており、文献1)には、ずれ止め部コンクリートの最大支圧耐力式として(2.1)式が示されている。

$$P_{cu} = \alpha_c \cdot P_c \dots\dots\dots (2.1)$$

$$P_c = F_c \cdot (A_c \cdot A_r)^{1/2} \dots\dots\dots (2.2)$$

- α_c : 鋼管の径厚比による耐力上昇率
- $\alpha_c = 5.05 - 0.053D/t$ ……リング1枚の場合
- $\alpha_c = 5.32 - 0.054D/t$ ……リング2枚の場合
- F_c : コンクリートのシリンダー圧縮強度(N/mm^2)
- A_c : コンクリートの断面積(mm^2)
- A_r : リングの投影面積(mm^2)

鋼管内面のずれ止め部コンクリートの支圧強度 σ_{ir} は、(2.1)式をもとにずれ止めによる支圧力の影響範囲が管内全域に及ぶものとして(2.3)式により算出することとした。

$$\sigma_{ir} = \alpha \cdot \sqrt{A_p / (z_n \cdot A_{ir})} \cdot F_c \dots\dots (2.3)$$

- σ_{ir} : 鋼管内面のずれ止め部コンクリートの支圧強度(N/mm^2)
- α : 既往の実験結果より推定した鋼管の径厚比による強度上昇率で下式による
- $\alpha = 5.05 - 0.053D/t \geq 1.0$
- A_p : 鋼管の閉塞面積(mm^2)
- z_n : ずれ止めの段数
- A_{ir} : 鋼管内面のずれ止め部の投影面積(mm^2)
- D : 鋼管の外径(mm)
- t : 鋼管の板厚(mm)

文献1), 2)では、比較的小径の鋼管にて実験が実施されていたため、大径鋼管への適用性確認を目的として既往の押抜き実験結果をもとに検証を

行った。大径鋼管での実験ケースを表2.1に示す。図2.5は文献1), 2)のデータ中、ずれ止めと管内充填コンクリートのずれ変形により最大荷重 P_{max} に至ったデータに大径鋼管での実験結果を加え、(2.1)式による支圧耐力 P_{cu} との比較結果である。実験値と算定値は概ね一致している。

表2.1 大径鋼管での実験ケース

| ケース名 | 鋼管 | | ずれ止め | | コンクリート圧縮強度(N/mm^2) |
|---------|-------|--------|--------|----|-------------------------------|
| | 径(mm) | 板厚(mm) | 高さ(mm) | 段数 | |
| Case C1 | 406.4 | 9.5 | 13 | 2 | 24.1 |
| Case C2 | 406.4 | 12.7 | 13 | 2 | 24.1 |
| Case C3 | 406.4 | 12.7 | 16 | 2 | 24.1 |
| Case C4 | 400.0 | 16 | 13 | 2 | 20.0 |
| Case C5 | 609.6 | 19 | 13 | 2 | 24.0 |
| Case C6 | 800 | 22 | 13 | 2 | 24.0 |

3. 杭体頭部の構造性能

3.1 軸力・曲げ実験

(1) 実験概要

杭頭部を模擬したずれ止め付きコンクリート内充填鋼管をテストベッド上に天地を逆にして設置し、鉛直力を加力しながら水平力を作用させ、挙動や終局曲げ耐力と変形性能を確認した(図3.1, 写真3.1参照)。

試験体は5体とし、試験部位には板巻鋼管φ488×t9(SS400)、加力部位には一般構造用炭素鋼鋼管φ508×

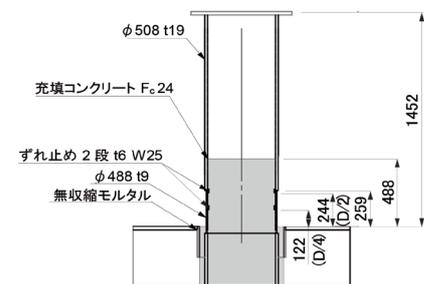


図3.2 試験体の概要

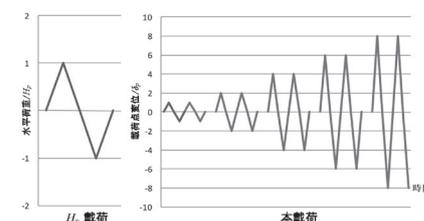


図3.3 荷重方法

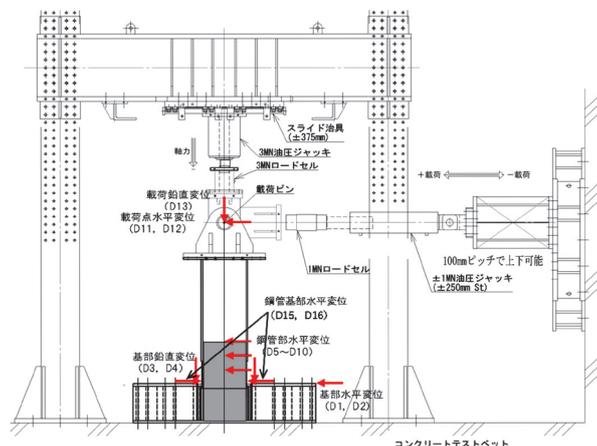


図3.1 軸力・曲げ実験の荷重装置(圧縮・曲げ)



写真3.1 試験体と試験装置

t19 (STK490) を使用した。試験部位鋼管内面の所定位置にずれ止めを2段取り付け、ベースプレート上端より488mm (鋼管径分) の位置まで管内にコンクリート (F_c24) を打設した (図3.2, 表3.1参照)。

鉛直力 P は、試験部位鋼管の降伏軸力 N_y をもとに $0.0N_y, 0.3N_y, 0.6N_y, -0.13N_y, -0.26N_y$ とし、水平力 H は、鉛直力 P の作用下における試験部位鋼管の全塑性モーメント M_p に一致する水平力 H_p を作用させたときの変位量を基準変位量 δ_p として、各ステップの最大変位量 ($\pm \delta_p, \pm 2\delta_p, \pm 4\delta_p, \pm 6\delta_p \dots$) に対応する値とした。

予備荷重 (水平力 $H: 0\text{kN} \rightarrow 100\text{kN} \rightarrow -100\text{kN} \rightarrow 0\text{kN}$) 後、鉛直力 $P \rightarrow$ 水平力 H_p の順に荷重を作用させ、基準変位量 δ_p を計測して本荷重へ移行した。

本荷重では、ステップ毎 (最大変位量: $\pm \delta_p, \pm 2\delta_p, \pm 4\delta_p, \pm 6\delta_p \dots$) に荷重を2回繰返し (図3.3参照)、ステップ最大荷重が試験最大荷重の80%以下となった時点で実験を終了した。

(2) 実験結果

実験結果を表3.2に、実験終了後の状況を写真3.2, 3.3に示す。

【Case BA1】

正方向, 負方向とも、最大変位量 $6\delta_p$ の第1サイクル時に最大荷重を計測した。最大曲げモーメント M_{max} , 限界回転角 θ_{95} の正負平均値は、 $953\text{kN}\cdot\text{m}, 0.0349\text{rad}$ である。

【Case BA2】

正方向, 負方向とも、最大変位量 $4\delta_p$ の第1サイクル時に最大荷重を計測した。最大曲げモーメント M_{max} , 限界回転角 θ_{95} の正負平均値は、 $896\text{kN}\cdot\text{m}, 0.0243\text{rad}$ である。

【Case BA3】

正方向, 負方向とも、最大変位量 $4\delta_p$ の第1サイクル時に最大荷重を計測した。最大曲げモーメント M_{max} , 限界回転角 θ_{95} の正負平均値は、 $800\text{kN}\cdot\text{m}, 0.0133\text{rad}$ である。

【Case BB1】

正方向, 負方向とも、最大変位量 $12\delta_p$ の第1サイクル時に最大荷重を

計測した。最大曲げモーメント M_{max} , 限界回転角 θ_{95} の正負平均値は、 $902\text{kN}\cdot\text{m}, 0.0628\text{rad}$ である。

【Case BB2】

正方向, 負方向とも、最大変位量 $12\delta_p$ の第1サイクル時に最大荷重を計測した。最大曲げモーメント M_{max} , 限界回転角 θ_{95} の正負平均値は、 $847\text{kN}\cdot\text{m}, 0.0792\text{rad}$ である。

3.2 圧縮実験

(1) 実験概要

10000kN アムスラー試験機を実験装置として、杭頭部を模擬したずれ止め付きコンクリート充填鋼管および比較用試験体をテストベッド (耐圧板) 上に天地を逆にして設置し、鉛直力を作用させ、挙動や終局圧縮耐力を確認した (図3.4, 写真3.4参照)。

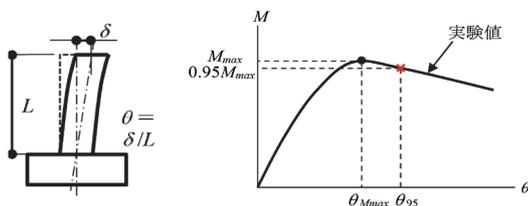
試験体は4体とし、試験部位には板巻き鋼管 $\phi 488 \times t9$ (SS400)、加力部位には一般構造用炭素鋼管 $\phi 508 \times t19$ (STK490) を使用した。試験体の仕様を表3.3に、試験体の概要を図3.4に示す。Case CA1, Case CA2, Case CA4の試験体については、試験部位鋼管内面の所定位置にずれ止めを2段取り付け、鋼管下端から488mm (鋼管径分) の位置まで管内にコンクリート (F_c24) を打設した。鋼管のひずみゲージ計測値を参考に、

表3.1 軸力・曲げ実験の試験体寸法

| 鋼管 | | | 加力部位 (電線管) | | | ずれ止め | | 充填コンクリート F_c |
|-------------|---------|-------|------------|---------|--------|---------|--------|----------------|
| 試験部位 (板巻き管) | | | 加力部位 (電線管) | | | ずれ止め | | |
| 径 (mm) | 板厚 (mm) | 材質 | 径 (mm) | 板厚 (mm) | 材質 | 板厚 (mm) | 幅 (mm) | |
| 488 | 9 | SS400 | 508 | 19 | STK490 | 6 | 25 | 24 |

表3.2 軸力・曲げ実験結果

| ケース名 | 試験部位鋼管 | | | | 充填コンクリート | | | 降伏軸力 N_y (kN) | 作用鉛直力 P (kN) | 軸力比 | M_y (kN·m) | M_{max} (kN·m) | θ_{95} (rad) |
|----------|-------------------------------|-------------------------------|---------------------------|--------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|-----------------|----------------|-------|--------------|------------------|---------------------|
| | 降伏点 (N/mm ²) 上 | 降伏点 (N/mm ²) 下 | 引張強さ (N/mm ²) | 伸び (%) | 弾性係数 (N/mm ²) | 圧縮強度 (N/mm ²) | 弾性係数 (N/mm ²) | | | | | | |
| Case BA1 | | | | | | 25.8 | | | 0 | 0 | 511.6 | 953.0 | 0.0349 |
| Case BA2 | 327.4 | 309.4 | 455.3 | 42.7 | 2.085×10^5 | 25.1 | 2.87×10^4 | 0.179 | 4190 | 1257 | 438.8 | 896.5 | 0.0243 |
| Case BA3 | | | | | | 26.1 | | | | 2514 | 196.8 | 800.0 | 0.0133 |
| Case BB1 | | | | | | 24.8 | | | | -500 | 468.4 | 901.5 | 0.0628 |
| Case BB2 | 294.7 | 287.9 | 449.7 | 41.8 | 2.093×10^5 | 27.3 | 2.75×10^4 | 0.187 | 3901 | -1000 | 332.4 | 847.5 | 0.0792 |



降伏軸力 N_y : 材料試験結果から求めた試験部位鋼管 ($\phi 488 \times t9$) の軸圧縮降伏荷重 (鋼管断面積 \times 鋼管の降伏点)

軸力比 = 軸力比 = 作用鉛直荷重 / 降伏軸力

M_y : 鋼管外線のひずみが圧縮降伏ひずみまたは引張降伏ひずみに達したときの曲げモーメント

M_{max} : 最大曲げモーメント

θ_{95} : 最大曲げモーメントから95%まで荷重低下したときの回転角



写真3.2 実験後の試験体 (Case BA3)



写真3.3 実験後の試験体 (Case BB2)

試験体中心に鉛直力が加力されるよう調整した後、試験部位鋼管の局部座屈が十分に進展するまで平押し（定速一方向単調載荷）にて載荷した。

(2) 実験結果

実験結果を表3.4に、実験終了後の状況を図3.5に示す。Case CA1が最も大きく、最大荷重は5017kNであった。Case CA2, Case CA3, Case CA4の最大荷重は試験部位鋼管の降伏軸力 N_y （= 4036kN）と概ね等しいが、Case CA4のみが試験部位鋼管の降伏軸力 N_y を若干下回る結果である。

4. 終局耐力と限界変形角

4.1 終局耐力

(1) 実験結果から得られた知見

軸力・曲げ実験、圧縮実験から得られた主な知見は、以下の通りである。

①終局時の鋼管から管内充填コンク

リートへの荷重伝達は、圧縮荷重作用下では概ね上側ずれ止めにより、それ以外の場合では概ね下側ずれ止めにより行われる（写真3.2, 3.3）。

②管内充填コンクリートの圧壊は鋼管の局部座屈発生位置直上のずれ止め部とコンクリートの接触面（支圧面）で発生するが、接触面より内側のコンクリートには圧壊は生じていない（写真3.2, 3.3参照）。

③圧縮力が作用する場合には、圧縮領域の鋼管に局部座屈が発生して破壊に至っている。

④圧縮力が作用しない場合および引張力が作用する場合には、圧縮領域では鋼管に局部座屈が発生するものの、引張領域の鋼管が破断して破壊に至っている。

⑤圧縮力が作用しない場合の曲げ耐力が最も大きく、軸力比が大きくなるにつれて曲げ耐力は小さくなる。

(2) 終局耐力の算定における仮定

実験での知見を踏まえ、杭体頭部（ずれ止め付きコンクリート充填部）における終局耐力算定式は、以下の仮定にもとづくものとする。

①ずれ止めから管内充填コンクリートへの荷重伝達は、ずれ止め部の支圧によるものとする。

②鋼管から管内充填コンクリートへの荷重伝達には、ずれ止め1段しか寄与しないものとする。ただし、ずれ止め部コンクリートの支圧強度は、(2.3)式によりずれ止めの全支圧面積から求める。

③圧縮領域の鋼管の最大応力度は、局部座屈を考慮した応力度とする。

④引張領域の鋼管の最大応力度は、引張強さ（破断強度）とする。

(3) 終局耐力

軸力・曲げ実験から、杭体頭部（ずれ止め付きコンクリート充填部）の破

表3.3 圧縮実験の試験体寸法

| ケース名 | 試験部位（板巻管） | | | | 加力部位（電縫管） | | | | ずれ止め | | 充填コンクリート | |
|----------|-----------|----------|-------|----------|-----------|-----------|--------|-----------|----------|---------|----------|----------|
| | 径D (mm) | 板厚t (mm) | 材質 | 材長l (mm) | 径D' (mm) | 板厚t' (mm) | 材質 | 材長l' (mm) | 板厚s (mm) | 幅w (mm) | F_c | 長さh (mm) |
| Case CA1 | 488 | 9 | SS400 | 244 | 508 | 19 | STK490 | 294 | 6 | 25 | 24 | 488 |
| Case CA2 | | | | 6 | | | | | 25 | — | | |
| Case CA3 | | | | — | | | | | — | 24 | 488 | |
| Case CA4 | | | | 50 | | | | | 6 | 25 | 24 | 488 |

表3.4 実験結果（最大荷重および最大荷重時変形量）

| ケース名 | 試験部位鋼管 | | | 充填コンクリート | | | 最大荷重 (kN) | 最大荷重時変形量 (mm) |
|----------|--------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|-----------|---------------|
| | 降伏点 (N/mm ²) | 引張強さ (N/mm ²) | 弾性係数 (N/mm ²) | 圧縮強度 (N/mm ²) | 引張強度 (N/mm ²) | 弾性係数 (N/mm ²) | | |
| Case CA1 | 298 | 431 | 2.04×10^5 | 28.8 | 3.7 | 3.56×10^4 | 5017 | 2.90 |
| Case CA2 | | | | | | | 4053 | 3.16 |
| Case CA3 | | | | | | | 4098 | 3.39 |
| Case CA4 | | | | | | | 3980 | 3.56 |

※充填コンクリートのヤング係数： $E_c = 3.35 \times 10^4 \times (\gamma / 24)^2 \times (F_c / 24)^{1/3}$ より $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ と仮定して算出

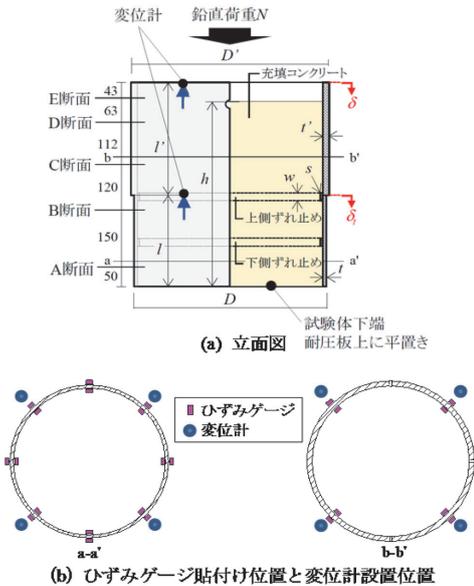


図3.4 試験体の概要



写真3.4 試験体と試験装置

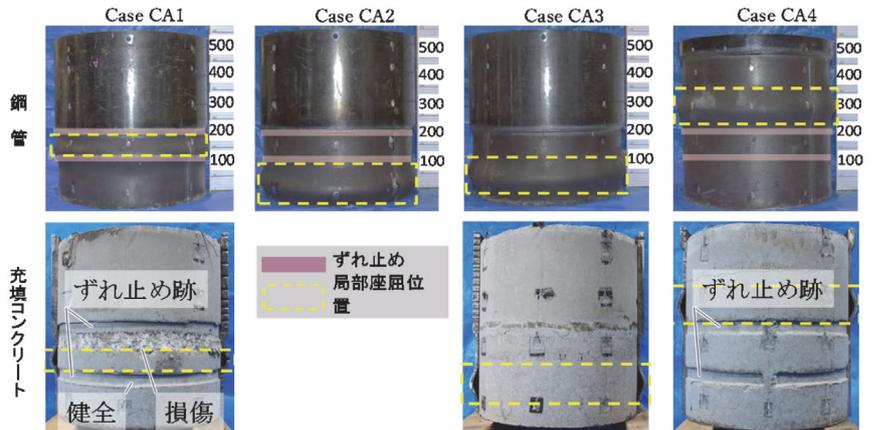


図3.5 実験後の試験体

【終局耐力の算定方法】

$$N_u = {}_sN_u + {}_cN_u \quad (4.1)$$

$$M_u = {}_sM_u + {}_cM_u \quad (4.2)$$

- N_u : ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部の終局軸耐力 (kN)
- M_u : ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部の終局曲げ耐力 (kN・m)
- ${}_sN_u$: 鋼管部の終局軸耐力 (kN) ${}_sN_u = 2 \cdot {}_s r_m \cdot t (2\theta_o - \pi) \cdot {}_s \sigma_u$
- ${}_cN_u$: コンクリート部の終局軸耐力 (kN) ${}_cN_u = \frac{1}{2} \cdot {}_c \sigma_{ir} \{ {}_c r_o^2 (2\theta_o - \sin 2\theta_o) - {}_c r_i^2 (2\theta_i - \sin 2\theta_i) \}$
- ${}_sM_u$: 鋼管部の終局曲げ耐力 (kN・m) ${}_sM_u = 4 \cdot {}_s r_m^2 \cdot t \cdot \sin \theta_o \cdot {}_s \sigma_u$
- ${}_cM_u$: コンクリート部の終局曲げ耐力 (kN・m) ${}_cM_u = \frac{2}{3} \cdot {}_c \sigma_{ir} ({}_c r_o^3 \cdot \sin^3 \theta_o - {}_c r_i^3 - \sin^3 \theta_i)$
- ${}_s r_m$: 鋼管の中心半径 (m)
- ${}_s \sigma_u$: 鋼管断面内の圧縮領域と引張領域を考慮して、加重平均した鋼管の終局限界応力度 (kN/m²)
 ${}_s \sigma_u = \frac{(\pi - \theta_o) \cdot {}_s \sigma_b + \theta_o \cdot {}_s \sigma_{cy}}{\pi}$
- ${}_s \sigma_b$: 鋼管の引張強さ (kN/m²)
- ${}_s \sigma_{cy}$: 局部座屈を考慮した鋼管の降伏応力度 (kN/m²) ${}_s \sigma_{cy} = \left(0.8 + 2.5 \frac{t}{D/2} \right) \cdot {}_s \sigma_y$
- ${}_s \sigma_y$: 鋼管の降伏応力度 (kN/m²)
- ${}_c \sigma_{ir}$: ずれ止め部コンクリートの支圧強度 (kN/m²) ${}_c \sigma_{ir} = \alpha \sqrt{A_p / ({}_s n \cdot A_{ir})} \cdot F_c$
- α : 既往の実験結果より推定した強度上昇率
- A_p : 鋼管の閉塞面積 (m²) (図4.2参照) $A_p = \pi \cdot {}_c r_o^2$
- ${}_s n$: ずれ止めの段数
- A_{ir} : 鋼管内面のずれ止め部支圧面積 (m²) (図4.2参照) $A_{ir} = \pi ({}_c r_o^2 - {}_c r_i^2)$
- D : 鋼管の外径 (m)
- t : 鋼管の板厚 (m)
- F_c : コンクリートの設計基準強度 (kN/m²)
- ${}_c r_o$: ずれ止め部コンクリートの外半径 (m) (図4.1参照)
- ${}_c r_i$: ずれ止め部コンクリートの内半径 (m) (図4.1参照)
- θ_o : 中立軸とずれ止め部コンクリート外半径とのなす角度 (rad)
- θ_i : 中立軸とずれ止め部コンクリート内半径とのなす角度 (rad)

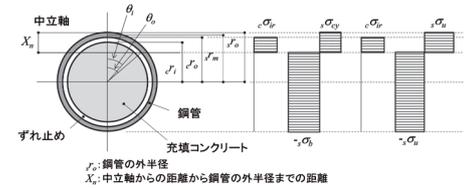


図4.1 終局限界状態における応力分布の仮定 (模式図)

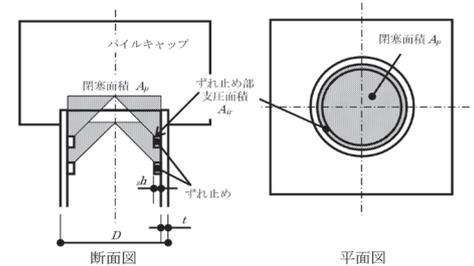


図4.2 ずれ止め部コンクリートの支圧強度概念図

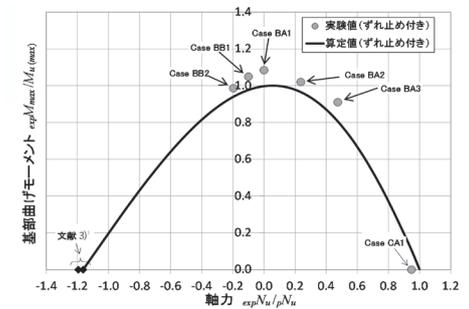


図4.3 終局耐力の実験値と算定値の比較

壊を (2) のように仮定したが、終局状態 (破壊に至る前の状態) では、部材断面が全塑性状態にあるものと仮定 (図4.1参照) する。終局耐力 (軸耐力と曲げ耐力) は、鋼管の部材耐力とずれ止め部における管内充填コンクリートの支圧耐力との和として、(4.1) 式、(4.2) 式により算定することとした。

ただし、終局状態における鋼管の応力度は、仮定③、④にもとづき圧縮領域と引張領域により加重平均した終局限界応力度とし、ずれ止め部における管内充填コンクリートの支圧強度については、仮定②による。

4.2 変形性能

軸力・曲げ実験結果 (3章) だけではデータ数が少なく、変形性能の適切な評価が難しかったことから、ずれ止めのないコンクリート充填鋼管による既往の実験結果も参考にしつつ、変形性能の算定方法を考案した。

(1) 既往の軸力・曲げ実験結果

CFT 部材の耐力と変形性能に関する軸力・曲げ実験は数多く報告されているものの、φ400以上の鋼管やスパイラル鋼管を用いた実験は少なく、実験データは、文献4)～7) に示される14データのみである。表4.1にずれ止

めのないコンクリート充填鋼管による既往の軸力・曲げ実験結果を示す。

(2) 変形性能

中空鋼管の塑性変形能力が軸力比や基準化径厚比に大きく依存すること、CFT 部材の塑性変形能力が充填コンクリートの充填長に依存することから、軸力比、鋼管の基準化径厚比、コンクリート充填長比をパラメータとして、変形性能の算定方法を構築した。

なお、作用軸方向力の影響については、軸力比 η をもとに終局軸耐力に対する軸力余裕度 ($= 1 - \eta$) として、鋼管の径厚比の影響については、中空鋼管の塑性変形能力評価 (圧縮・曲げ実験結果) で一般的に用いられている基準化径厚比⁷⁾にて考慮した。

終局軸耐力に対する軸力余裕度/基準化径厚比・コンクリート充填長比と ${}_E R_{M_{max}}$ の関係を図4.4に、 ${}_E R_{95}$ の関係を図4.5に示す。 ${}_E R_{M_{max}}$ は (4.3) 式に示すように実験における最大曲げモーメント時の変形角 ${}_E \theta_{M_{max}}$ と試験体各部を弾性体と仮定して求めた終局曲げ耐力時の変形角 θ_{Mu} の比から、 ${}_E R_{95}$ は (4.4) 式に示すように実験における限界変形角 ${}_E \theta_{95}$ (表3.2中の図を参照) と θ_{Mu} の比から求めた塑性変形能力である。

図4.4、4.5に示すように、終局軸耐力に対する軸力余裕度/基準化径厚比・コンクリート充填長比と実験より得られた塑性変形能力 (${}_E R_{M_{max}}$ 、 ${}_E R_{95}$) には明確な相関が認められる。この相関を原点基準の簡易式で回帰すると、図中の式が得られる。これを塑性変形能力の算定式とし、終局曲げ耐力に達した時の変形角 $\theta_{M_{max}}$ および限界変形角 θ_{95} は、(4.6) 式、(4.7) 式により算定することとした。

5. おわりに

鋼管杭の杭体頭部 (ずれ止め付きコンクリート充填部) については、構造性能を概ね評価することができた。今後は、その直下にある「ずれ止めの無いコンクリート充填部」についても、構造性能の評価が必要となる。

表4.1 ずれ止めのないコンクリート充填鋼管による既往の軸力・曲げ実験結果

| 文献番号 | 試験体名 | 鋼管杭仕様 | | | 充填コンクリート | | 作用鉛直力 (kN) | M _{max} (kN・m) | 限界変形角 θ ₉₅ (rad) | |
|------|--------|---------|----------|--------|--------------------------|--------|------------|-------------------------|-----------------------------|---------------------------|
| | | 径D (mm) | 板厚t (mm) | 材質 | 降伏点 (N/mm ²) | 充填長 | | | | 圧縮強度 (N/mm ²) |
| 4) | A7-C | 400 | 7 | SKK490 | 409 | 3.375D | 19.6 | 408 | 565.1 | 0.0291 |
| | A9-C | 400 | 9 | SKK490 | 470 | 3.375D | 18.6 | 522 | 844 | 0.0378 |
| 5) | 2 | 600 | 9.07 | SKK400 | 309.2 | 1D | 25.4 | 1176.8 | 970.5 | 0.0172 |
| | 3 | 600 | 6.01 | SKK400 | 286.2 | 1D | 28.1 | 784.5 | 580.2 | 0.0115 |
| | 4 | 600 | 9.07 | SKK400 | 309.2 | 0.5D | 23.8 | 1176.8 | 959.1 | 0.0143 |
| 6) | No.1-1 | 450.9 | 4.37 | SS400 | 302.7 | 0.543D | 12.6 | 278.3 | 264.1 | 0.0106 |
| | No.1-2 | 451 | 4.41 | SS400 | 303.5 | 1.164D | 12.6 | 281.7 | 296.3 | 0.0120 |
| | No.1-3 | 451.2 | 4.41 | SS400 | 303.5 | 1.900D | 12.6 | 281.8 | 320.7 | 0.0134 |
| | No.2-1 | 501.3 | 5.76 | SS400 | 287.3 | 0.314D | 22.5 | 386.5 | 426.9 | 0.0096 |
| | No.2-2 | 501.3 | 5.76 | SS400 | 287.3 | 0.593D | 22.5 | 386.5 | 458.5 | 0.0052 |
| | No.2-3 | 501.3 | 5.76 | SS400 | 287.3 | 0.977D | 22.5 | 386.5 | 460.3 | 0.0154 |
| | No.2-4 | 501.3 | 5.76 | SS400 | 287.3 | 1.710D | 22.5 | 386.5 | 516.2 | 0.0176 |
| 7) | F1S | 400.0 | 9.1 | 不明 | 295.2 | 2.725D | 30.1 | 675.7 | 639.6 | 0.0347 |
| | F3S | 400.0 | 9.1 | 不明 | 295.2 | 2.725D | 29.7 | 1931.9 | 483.5 | 0.0210 |

【実験結果に対する変形性能の算定】

$$E R_{Mmax} = E \theta_{Mmax} / \theta_{Mu} - 1 \quad (4.3)$$

$$E R_{95} = E \theta_{95} / \theta_{Mu} - 1 \quad (4.4)$$

$$\theta_{Mu} = \frac{M_u \{1 - \alpha_{pl} \cdot L / \tan(\alpha_{pl} \cdot L)\}}{N \cdot L}$$

$$\theta_{Mu} = \frac{M_u \cdot L}{3EI_{eq}}$$

$$\theta_{Mu} = \frac{M_u \{1 - \alpha_{pl} \cdot L / \tanh(\alpha_{pl} \cdot L)\}}{N \cdot L}$$

$$\alpha_{pl} = (|N| / EI_{eq})^{0.5}$$

$$p \cdot N_u = 2 \cdot s \cdot r_m \cdot t \cdot \pi \cdot s \cdot \sigma_{cy} + (r_o^2 - r_i^2) \pi \cdot c \cdot \sigma_{ir} \text{ (ずれ止め付き)} \quad (4.5a)$$

$$p \cdot N_u = 2 \cdot s \cdot r_m \cdot t \cdot \pi \cdot s \cdot \sigma_{cy} + r^2 \cdot \pi \cdot c \cdot \sigma_u \text{ (ずれ止めなし)} \quad (4.5b)$$

θ_{Mu}: 部材を弾性体と仮定したときの終局曲げ耐力時の変形角 (rad)

M_u: コンクリート充填鋼管部材の終局曲げ耐力 (kN・m) で、(4.2) 式による

L: 部材長さ (載荷点距離) (m)

N: 作用鉛直力 (作用軸方向) (kN)

E I_{eq}: 部材 (試験体) の等価曲げ剛性 (kN・m²) で、下式による (図4.6参照)

$$\frac{L^3}{EI_{eq}} = \frac{L^3 - (l_2 + l_3)^3}{E_1 I_1} + \frac{(l_2 + l_3)^3 - l_3^3}{E_2 I_2} + \frac{l_3^3}{E_3 I_3}$$

c σ_u: 管内充填コンクリートの圧縮強度 (kN/m²)

c r: 管内充填コンクリートの半径 (m)

【変形性能の算定方法】

$$\theta_{Mmax} = (R_{Mmax} + 1) \theta_{Mu}, R_{Mmax} = 0.172 \frac{1 - N / p N_u}{\beta} \cdot \frac{\xi \cdot c L_c}{D}$$

$$\theta_{95} = (R_{95} + 1) \theta_{Mu}, R_{95} = 0.003 \left[\frac{1 - N / p N_u}{\beta} \cdot \frac{\xi \cdot c L_c}{D} \right]^2 + 0.167 \frac{1 - N / p N_u}{\beta} \cdot \frac{\xi \cdot c L_c}{D}$$

θ_{Mmax}: 終局曲げ耐力到達時における変形角 (rad)

R_{Mmax}: 終局曲げ耐力到達時における塑性変形能力

θ₉₅: 限界変形角 (rad)

R₉₅: 限界変形角時における塑性変形能力

p N_u: ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材が圧縮力のみを受ける場合の終局軸耐力 (kN) で、(4.5a) 式による

β: 基準化径厚比 $\beta = \frac{D}{t} \cdot \frac{s \sigma_y}{E_s}$

E_s: 鋼管の弾性係数 (kN/m²)

ξ: 鋼管コンクリート断面が全塑性状態にあるときの引張領域の有効領域比で、全断面に対する引張領域比率の2/3とする

L_c: 管内充填コンクリートの換算充填長 (m)

$$L_c = \frac{s n (c r_o^2 - c r_i^2) c \sigma_{ir}}{c \tau \cdot D_i}$$

c τ: 鋼管と管内充填コンクリートの付着強度 (kN/m²) で、c τ = 500とする

【参考文献】

- 1) 宮尾俊明, 中村信行, 杉山武彦: 裏あてリング付コンクリート充填鋼管柱の付着耐力評価, 日本建築学会 技術報告集, 第4号, pp.51-56, 1997.3
- 2) 高木潤一, 中村信行, 宮尾俊明, 猪砂利次, 杉山武彦, 難波隆行: 鋼管内部にリング状の機械的すべり止めを有するコンクリート充填円形鋼管柱の付着耐力評価, 日本建築学会大会梗概集, pp.1131-1132, 1999.9
- 3) 井本晋太郎, 蛭川利彦, 窪寺弘顕: 引張軸力を受けるコンクリート充填鋼管部材の力学性状に関する実験的研究, 日本建築学会九州支部研究報告 第51号, pp.741-744, 2012.3
- 4) 秋山充良, 内藤英樹, 小野潔, 山口恭平, 鈴木基行: コンクリート充填スパイラル鋼管

- 柱の正負交番載荷実験とその耐震性能評価法に関する基礎的研究, 土木学会 構造工学論文集, Vol.55A, pp.662-669, 2009.3
- 5) 中山裕章, 吉田映, 柳本泰伴, 嶋津晃臣, 龍田昌毅, 河野謙治: 鋼管杭の水平耐力に関する実大曲げ圧縮試験, 土木学会 年次学術講演会講演概要集第3部 (B), 第51巻, pp.46-47, 1996.8
- 6) 折野明宏, 井浦雅司: 部分的にコンクリートを充填した円形鋼製橋脚の挙動, 土木学会 第3回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp.83-88, 1999.11
- 7) 津田恵吾, 松井千秋: 一定軸力と変動水平力を受ける円形鋼管柱の弾塑性性状, 日本建築学会構造系論文集, 第505号, pp.131-138, 1998.3

- 8) 廣瀬智治, 柳悦孝, 高野公寿, 脇屋泰士, 鈴木正明, 増田敏聡, 外山征: 鋼管杭の杭頭結合構造に関する研究 (その1) ~ (その4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp.529-536, 2006.7
- 9) 外山征, 廣瀬智治, 高野公寿, 脇屋泰士, 柳悦孝, 増田敏聡, 鈴木正明: 鋼管杭の杭頭結合構造に関する研究 (その5) ~ (その7), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp.547-552, 2007.7
- 10) 廣瀬智治, 柳悦孝, 市川和臣, 高野公寿, 木村祥裕: 鋼管杭におけるコンクリート充填部の終局曲げ耐力と変形性能の評価, 日本建築学会構造系論文集, 第87巻, 第798号, pp.737-748, 2022.8

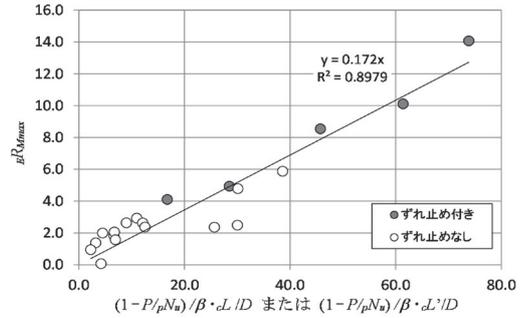


図4.4 軸力余裕度 / 基準化径厚比・管内充填コンクリートの充填長比と E R_{Mmax} の関係

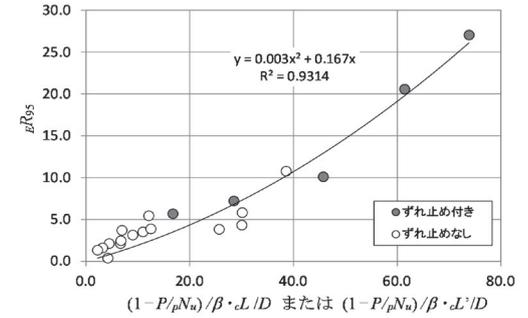


図4.5 軸力余裕度 / 基準化径厚比・管内充填コンクリートの充填長比と E R₉₅ の関係

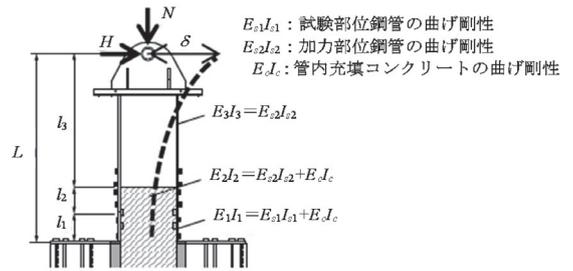


図4.6 等価曲げ剛性の算定に用いる記号