

鋼管杭の杭頭接合部押し込み耐力に関する技術資料

平成21年9月

一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会

はじめに

鋼管杭は、建築分野において中高層規模のマンションや物流倉庫等に広く用いられている基礎杭である。近年では、高支持力鋼管杭工法の開発が進み、用途の幅も広がってきているとともに、杭の支持力性能は従来工法と比べて格段に向上している。このため、杭と柱を繋ぐパイルキャップに伝達する鉛直荷重も増加することになり、杭頭接合部の鉛直支持力性能の検証が必要になってきている。

鋼管杭の杭頭接合構造は、従来から鋼管内外面に複数本のずれ止めを配置し、パイルキャップコンクリートとずれ止めの支圧耐力によって鉛直荷重を支持する方法が一般的である。しかしながら、その鉛直支持力性能の評価方法については明確なものがなく、ずれ止めの設計は仕様規定により決まっていたのが実状であった。

本資料は、杭頭接合部の鉛直支持力性能を定性的かつ定量的に評価するため行った実験および FEM 結果に基づき、耐力評価式を提案するものである。

目 次

第1章 杭頭接合部の押し込み耐力評価式	1
1.1 杭頭接合方法	1
1.2 押し込み耐力評価式	2
1.3 杭頂部支圧耐力式	3
1.4 内面ずれ止め支圧耐力式	4
1.5 外面ずれ止め支圧耐力式	5
1.6 鋼管閉塞断面支圧耐力式	6
1.7 溶接部許容耐力式	7
第2章 設計例	8
第3章 実験およびFEM解析	12
3.1 杭頂部支圧耐力に関する実験	12
3.2 内面ずれ止め支圧耐力に関する実験	14
3.3 外面ずれ止め支圧耐力に関する実験	18
3.4 鋼管閉塞断面支圧耐力に関する実験	22
3.5 FEM解析による鉛直加力試験の評価	24
3.5.1 φ400 押し込み試験のシミュレーション結果	24
3.5.2 FEM解析によるφ1200のシミュレーション結果	31
付属資料 鋼管杭の杭頭結合構造に関する研究（その1）～（その7）	

1. 杭頭接合部の押し込み耐力評価式

1.1 杭頭接合方法

鋼管杭の杭頭接合方法は、方法 A、もしくは方法 B とする。

図 1-1 に一般的な杭頭接合方法を示す。方法 A は鋼管杭をパイルキャップに $1D$ (D は鋼管径) 以上埋め込み接合する方法であり、方法 B は 100mm 程度埋め込み、鉄筋により接合する方法である。各方法ともに鉛直荷重は、杭頂部板厚幅の支圧とずれ止めの支圧によって伝達させる。そのうちずれ止めの支圧耐力は、方法 A では鋼管内外面、方法 B では内面に取り付けたずれ止めによるものである。杭頭接合部の設計では、杭頂部およびずれ止めによる支圧耐力の和と鋼管を閉塞断面とした場合のパイルキャップ全体の支圧耐力が設計鉛直荷重を上回るようずれ止め高さ、幅およびパイルキャップ高さを決定する。

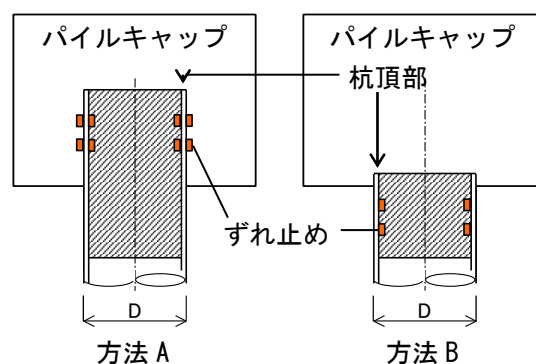


図 1-1 杭頭接合方法図

1.2 押し込み耐力評価式

以下に、押し込み耐力評価式を示す。

$$R = \min \{ R_{bt} + R_{bi} + R_{bo}, R_{bpc} \} / a \quad \text{方法 A}$$

$$R = \min \{ R_{bt} + R_{bi}, R_{bpc} \} / a \quad \text{方法 B}$$

$$N < R$$

R : 杭頭接合部許容押し込み耐力

N : 設計鉛直荷重

R_{bt} : 杭頂部支圧耐力

R_{bi} : 内面ずれ止め支圧耐力

R_{bo} : 外面ずれ止め支圧耐力

R_{bpc} : 鋼管閉塞断面支圧耐力

a : 長期または短期の安全率

図 1-2 に方法 A、B それぞれの押し込み耐力概念図を示す。杭頭接合部の押し込み耐力は、杭頂部支圧耐力 R_{bt} および内外面ずれ止め支圧耐力 R_{bi} 、 R_{bo} の和から成る。杭頂部とずれ止めを支圧面とし、パイルキャップにコーン状に応力伝達する面を受圧面として各支圧耐力を算出する。設計荷重 N に対して、杭頂部およびずれ止めそれぞれの支圧耐力より、必要ずれ止め段数および幅を設定する。

また R_{bpc} は鋼管閉塞断面によるパイルキャップ全体の支圧耐力を表す。鋼管内がコンクリートで閉塞している場合、鋼管閉塞断面が押し抜けてはならない。そのため、鋼管閉塞面積を支圧面、パイルキャップにコーン状に応力伝達する面を受圧面として支圧耐力の確認を行う。

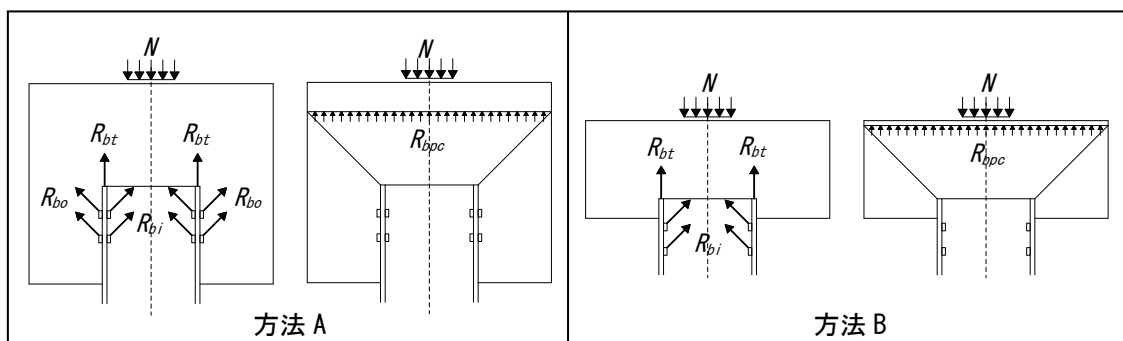


図 1-2 各部の支圧耐力概念図

1.3 杭頂部支圧耐力式

以下に、杭頂部支圧耐力式を示す。

$$R_{bt} = F_c \cdot \sqrt{A_0/A_s} \cdot A_s$$

F_c : コンクリート強度

A_0 : 受圧面積

A_s : 鋼管断面積

図 1-3 に杭頂部の受圧面積概念図を示す。受圧面積 A_0 はパイルキャップへの応力伝達面積であり、応力は杭頂部からパイルキャップへ 45° でコーン状に伝達するものとした。受圧面積 A_0 は、パイルキャップ寸法、埋め込み長、杭径により異なり、同図における平面図はパイルキャップ高さ $1.25D$ 、埋め込み長 100mm のときの受圧面積である。

なお、日本建築学会「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」(1998年)では、コンクリートの支圧強度は受圧面積と支圧面積の比の平方根に比例するとされている。本提案式でもこれにならって、支圧耐力式を算定することとした。以後に示す各部の支圧耐力についても同様である。

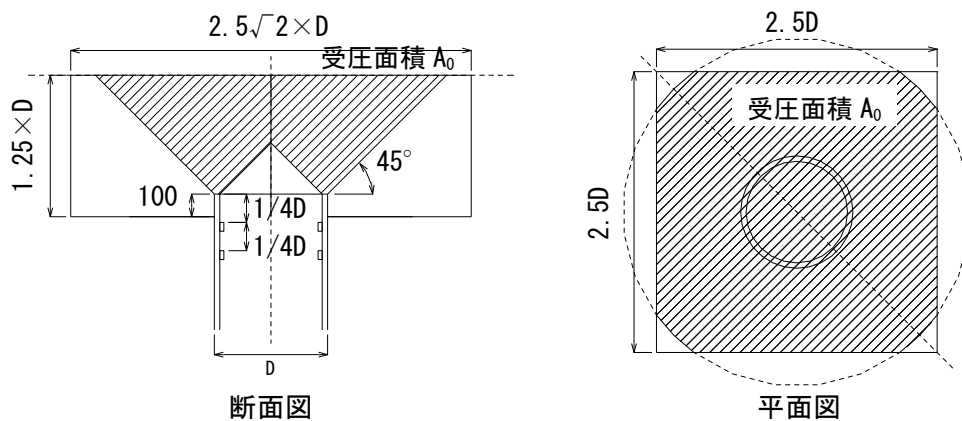


図 1-3 杭頂部の受圧面積 (概念図)

1.4 内面ずれ止め支圧耐力式

以下に、内面ずれ止め支圧耐力式を示す。

$$R_{bi} = \alpha \cdot F_c \cdot \sqrt{A_p / nA_{ir}} \cdot nA_{ir}$$

$$\alpha = 5.05 - 0.053 \cdot D/t \geq 1$$

F_c : コンクリート強度

A_p : 受圧面積

A_{ir} : 内面ずれ止めの面積

n : 内面ずれ止め段数

図1-4に内面ずれ止め部の受圧面積概念図を示す。受圧面積 A_p は鋼管閉塞断面積であり、内面ずれ止めによる支圧耐力の影響範囲が管内全域に伝達するものとした。

ここで、 α は既往の支圧耐力実験結果より推定した拘束効果である（第3章3.2参照）。

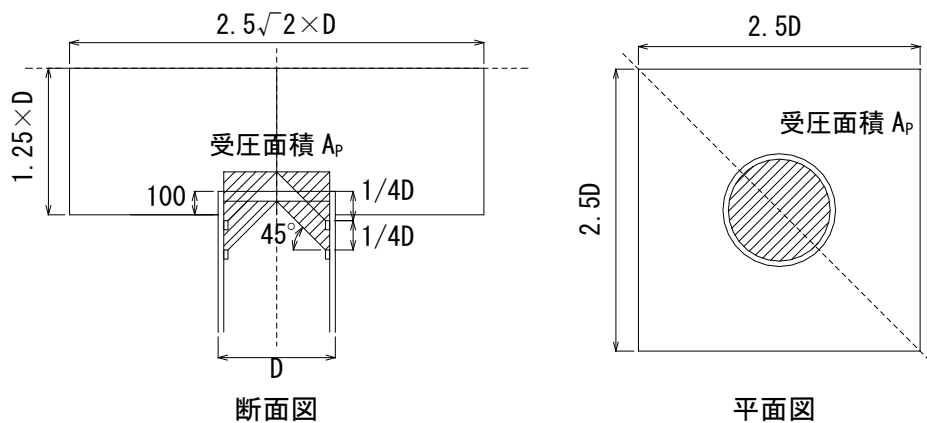


図1-4 内面ずれ止め部の受圧面積(概念図)

1.5 外面ずれ止め支圧耐力式

以下に、外面ずれ止め支圧耐力式を示す。

$$R_{bo} = F_c \cdot \sqrt{A_0/nA_{or}} \cdot nA_{or}$$

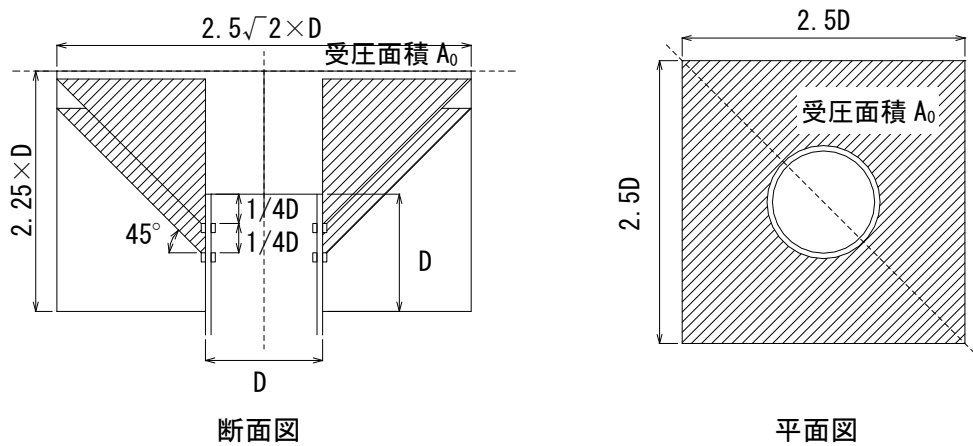
F_c : コンクリート強度

A_0 : 受圧面積

A_{or} : 外面ずれ止めの面積

n : 外面ずれ止め段数

図 1-5 に外面ずれ止め部の受圧面積概念図を示す。受圧面積 A_0 は同図に示す外面ずれ止めを起点として伝達される応力伝達面積である。



断面図 平面図
図 1-5 外面ずれ止め部の受圧面積 (概念図)

1.6 鋼管閉塞断面支圧耐力式

以下に、鋼管閉塞断面支圧耐力を示す。

$$R_{bpc} = F_c \cdot \sqrt{A_0/A_p} \cdot A_p$$

F_c : コンクリート強度

A_0 : 受圧面積

A_p : 鋼管の閉塞断面積

図 1-6 に鋼管閉塞断面部の受圧面積概念図を示す。受圧面積 A_0 はパイルキャップへの応力伝達面積である。

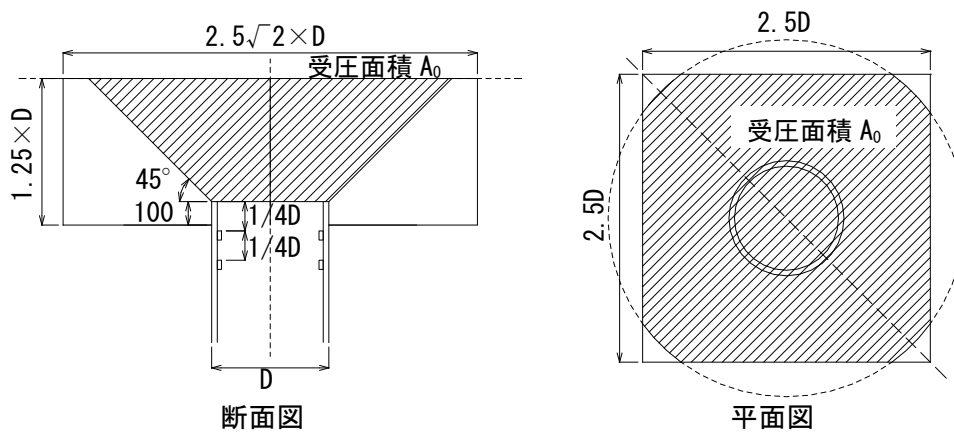


図 1-6 鋼管閉塞断面部の受圧面積 (概念図)

1.7 溶接部許容耐力式

以下に、溶接部許容耐力式を示す。

$$R_w = \frac{F_w}{a'\sqrt{3}} \times \{\pi(D-2t-T) \times T\} \times \frac{l}{\sqrt{2}} \times \frac{e}{T} \times n$$

$$N - R_{bt} / a < R_w$$

F_w : 溶接材強度

D : 鋼管径

t : 鋼管板厚

T : ずれ止め厚さ

e : 溶接脚長

n : ずれ止め段数

N : 設計鉛直荷重

R_{bt} : 杭頂部支圧耐力

a' : 長期または短期の安全率

ずれ止めの取り付けは、ずれ止め上側一面の全周すみ肉溶接としている。溶接脚長 e は、ずれ止めに作用するせん断力の大きさに応じて決定する。溶接部の強度計算においては、安全をとって余盛りを無視し、有効のど厚の断面積が荷重を支えるものと仮定して計算する。

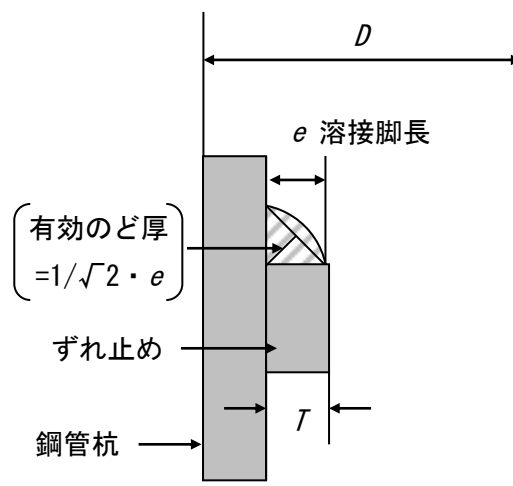


図 1-7 溶接部概略図

2. 設計例

設計荷重

長期軸力 8,500kN

短期軸力 13,000kN

パイルキャップコンクリート強度 27N/mm²

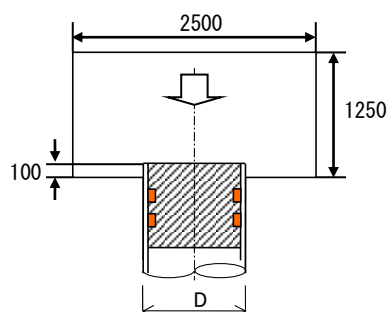


図 2-1 杭頭接合部寸法

表 2-1 各種仕様および設計荷重

杭径 D	鋼管板厚 t		パイルキャップ			設計荷重 N	
	杭頭部	下杭	幅 b	高さ h	埋込み長 u	長期	短期
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)
1000	22	16	2500	1250	100	8500	13000

(1) 受圧面積 A_0

杭頂部の支圧面積 A_0 は、杭径 ϕ 、パイルキャップ寸法（幅 b 、高さ h ）、埋込み長 u によって決まる。

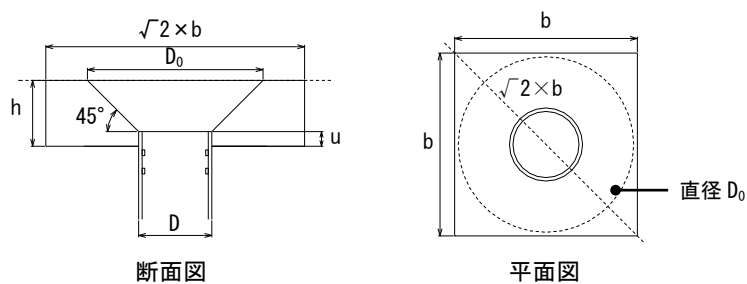


図 2-2 応力伝達概念図

図 2-2 に杭頂部からの応力伝達概念図を示す。パイルキャップ上面での受圧幅 D_0 は以下の式で表される。

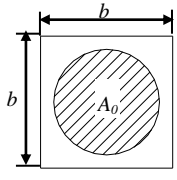
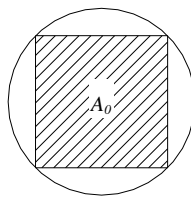
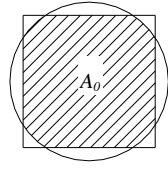
$$D_0 = 2(h-u) + D$$

h : パイルキャップ高さ

u : 鋼管のパイルキャップへの埋込み長

D : 鋼管径

表 2-2 受圧面積 A_0 算出式一覧

条件	①	②	③
	$D_0 \leq b$ のとき	$\sqrt{2} \times b \leq D_0$ のとき	$b < D_0 < \sqrt{2} \times b$ のとき
受圧面積式 (mm ²)	$A_0 = \frac{\pi D_0^2}{4}$	$A_0 = b^2$	$A_0 = S_0 - 4(S_1 - S_2)$ $S_0 = \frac{\pi D_0^2}{4}$ $S_1 = \frac{\pi D_0^2}{4} \times \frac{\theta}{2\pi}$ $S_2 = \frac{1}{4} b D_0 \sin \frac{\theta}{2}$ $\theta = 2 \cos^{-1} \frac{b}{D_0}$
受圧面積図			

$$D_0 = 2(h - u) + D = 2(1250 - 100) + 1000 = 3300 \text{ (mm)}$$

ここで、 $2500 < D_0 = 3300 < \sqrt{2} \times 2500 = 3536$ より、今回のパイルキャップ寸法で受圧面積 A_0 は③の場合となる。

$$A_0 = S_0 - 4(S_1 - S_2) = 8552986 - 4(1932975 - 1344407) = 6198714 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$S_0 = \frac{\pi D_0^2}{4} = \frac{\pi \times 3300^2}{4} = 8552986 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$S_1 = \frac{\pi D_0^2}{4} \times \frac{\theta}{2\pi} = \frac{\pi \times 3300^2}{4} \times \frac{1.42}{2\pi} = 1932975 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$S_2 = \frac{1}{4} b D_0 \sin \frac{\theta}{2} = \frac{1}{4} \times 2500 \times 3300 \times \sin \frac{1.42}{2} = 1344407 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\theta = 2 \cos^{-1} \frac{b}{D_0} = 2 \cos^{-1} \frac{2500}{3300} = 1.42 \text{ (rad)}$$

(2) 杭頂部支圧耐力

$$R_{bt} = F_c \cdot \sqrt{A_0 / A_s} \cdot A_s = 27 \times 10^{-3} \times \sqrt{6198714 / 67595} \times 67595 = 17477 \text{ (kN)}$$

A_s : 支圧面積 (mm²)

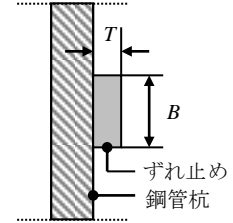
$$A_s = \frac{\pi}{4} \left\{ (D)^2 - (D - 2 \times t)^2 \right\} = \frac{\pi}{4} \left\{ (1000)^2 - (1000 - 2 \times 22)^2 \right\} = 67595 \text{ (mm}^2\text{)}$$

(3) 内面ずれ止め支圧耐力

表 2-3 に杭径ごとのずれ止め寸法例を示す。ずれ止め寸法および段数は、同表を参考に設計荷重に応じて決定すれば良い。ただし、ずれ止めの最低段数は 2 段以上が望ましい。

表 2-3 杭径とずれ止めの寸法例

杭径 D (mm)	ずれ止め厚さ T (mm)	ずれ止め幅 B (mm)
800 未満	9	25
800 以上～1200 未満	12	25
1200 以上	16	32



本設計では、ずれ止め厚さ $T=12\text{mm}$ 、段数 2 段とする。

$$R_{bi} = \alpha \cdot F_c \cdot \sqrt{A_p / nA_{ir}} \cdot nA_{ir} = 2.64 \times 27 \times 10^{-3} \sqrt{717804 / (2 \times 35588)} \times 2 \times 35588 = 16112 \text{ (kN)}$$

$$\alpha = 5.05 - 0.053 \cdot D/t \geq 1$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} (D - 2t)^2 = \frac{\pi}{4} (1000 - 2 \times 22)^2 = 717804 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$A_{ir} = \frac{\pi}{4} \left\{ (D - 2t)^2 - (D - 2t - 2T)^2 \right\} = \frac{\pi}{4} \left\{ (1000 - 2 \times 22)^2 - (1000 - 2 \times 22 - 2 \times 12)^2 \right\} = 35588 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\alpha = 5.05 - 0.053 \cdot 1000 / 22 = 2.64$$

(4) 鋼管閉塞断面支圧耐力

$$R_{bpc} = F_c \cdot \sqrt{A_0 / A_p} \cdot A_p = 27 \times 10^{-3} \sqrt{6198714 / 785398} \times 785398 = 59574 \text{ (kN)}$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} (D)^2 = \frac{\pi}{4} (1000)^2 = 785398 \text{ (mm}^2\text{)}$$

(5) 方法 B 押し込み耐力

$$R = \min\{R_{br} + R_{bi}, R_{bpc}\} / a = \min\{17477 + 16112, 59574\} / a = \min\{33589, 59574\} / a = 33589 / a \text{ (kN)}$$

よって、長期および短期の押し込み耐力は以下のとおりである。

$$\text{長期押し込み耐力 } R = \frac{1}{3} \times 33589 = 11196 \text{ (kN)}$$

$$\text{短期押し込み耐力 } R' = \frac{2}{3} \times 33589 = 22392 \text{ (kN)}$$

$$N < R$$

$$8500 < 11196$$

$$N' < R'$$

$$13000 < 22392$$

(6) 溶接部許容耐力

長期溶接部許容耐力

$$R_w = \frac{F_w}{1.5\sqrt{3}} \times \{\pi(D - 2t - T) \times T\} \times \frac{l}{\sqrt{2}} \times \frac{e}{T} \times n$$
$$= 235 / 1.5\sqrt{3} \{\pi(1000 - 2 \times 22 - 12) \times 12\} / \sqrt{2} \times 10 / 12 \times 2 = 3970 \text{ (kN)}$$

短期溶接部許容耐力

$$R_w' = \frac{F_w}{\sqrt{3}} \times \{\pi(D - 2t - T) \times T\} \times \frac{l}{\sqrt{2}} \times \frac{e}{T} \times n = 5956 \text{ (kN)}$$

$$N - R_{bt} / a < R_w$$

$$8500 - 17077 / 3 = 2808 < 3970$$

$$N' - R_{bt}' / a < R_w'$$

$$13000 - 17077 \times 2 / 3 = 1615 < 5956$$

以上より、ずれ止め仕様は $T=12\text{mm}$ 、2 段とする。

3. 実験およびFEM解析

3.1 杭頂部支圧耐力に関する実験

これまで行われた鋼管杭の杭頂部支圧耐力に関する実験は以下の文献に示されている。

文献1) 日本鋼管(株)「鋼管杭頭の鉛直加力実験」1976年7月

文献2) 小林他「鋼管杭で支持されたパイルキャップの耐力実験」日本建築学会大会梗概集 2005年9月

文献3) 廣瀬他「鋼管杭の杭頭結合構造に関する研究(その1)~(その4)」日本建築学会大会梗概集 2006年9月

これらの荷重実験で用いられた供試体概要を図3-1~図3-4に示す。図3-1、図3-2は、文献1)の供試体であり、 $\phi 406.4 \times 7.9\text{mm}$ の鋼管から加力している。図3-2はパイルキャップ内のベース筋を籠状に組んで耐力を増加している。図3-3は、文献2)のS2供試体であり、 $\phi 500 \times 12\text{mm}$ の鋼管を反力桁に設置し、パイルキャップ上端の荷重板より加力した。鋼管上部端には端板が取り付けられており、直径を求める鋼管杭最外縁は 538mm とした。図3-4は文献3)の供試体概要であり、 $\phi 400 \times 12\text{mm}$ (実板厚 11.6mm)の鋼管から加力した。

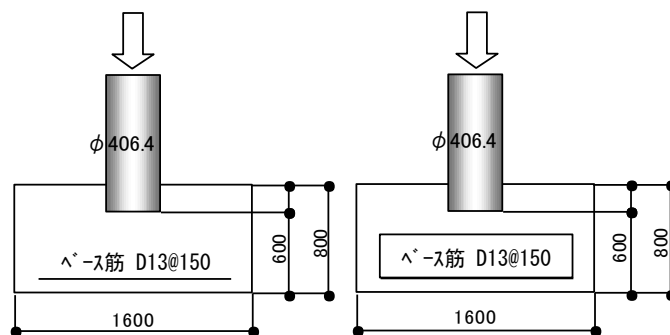


図3-1 文献1) (a)

図3-2 文献1) (b)

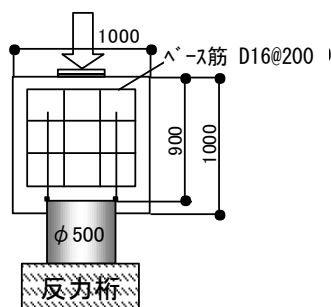


図3-3 文献2)

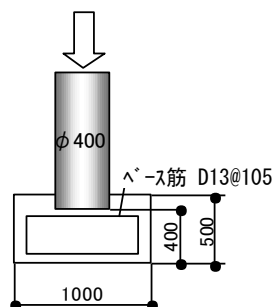


図3-4 文献3)

杭頂部支圧耐力 R_{br} の評価式は下式のとおりである。

$$R_{br} = F_c \cdot \sqrt{\frac{A_o}{A_s}} \cdot A_s$$

F_c : コンクリート強度

A_o : 受圧面積

A_s : 鋼管断面積

既往の実験値と上記評価式により求められた算定値の比較を表 3-1 に示す。

表 3-1 実験値と算定値の比較

ケース	鋼管杭・端盤		フーチング		A_o/A_s	F_c (N/mm ²)	耐力		実験/算定
	径 D (mm)	板厚 t (mm)	幅 (mm)	高さ (mm)			算定値 R_{bt} (kN)	実験値 (kN)	
文献1)(a)	406.4	7.9	1600	800	204.9	22.8	3227	3224	1.00
	406.4	7.9	1600	800	204.9	22.8	3227	3312	1.03
	406.4	7.9	1600	800	204.9	23.3	3298	3038	0.92
文献1)(b)	406.4	7.9	1600	800	204.9	23.1	3268	4606	1.41
	406.4	7.9	1600	800	204.9	23.3	3298	4606	1.40
	406.4	7.9	1600	800	204.9	22.4	3165	4263	1.35
文献2)	538	50	1000	1000	13.0	22.7	6285	6000	0.95
文献3)	400	11.6	1000	500	70.7	9.8	1160	2807	2.42

※文献2)の板厚(50mm)は、杭頂部に取り付けられた端板の幅を示す。

表 3-1 より、ほぼ実験値が算定値を上回っている。文献 1) (a)はベース筋の配筋量が実構造物より少ないため、パイルキャップ部の耐力が低く、実験値が算定値より上回っているものもある。また、文献 2) はパイルキャップ部の側面ひび割れが伸張したものの載荷できる最大荷重に達したため、載荷を終了しており、終局耐力はまだ高い可能性がある。

実構造物では、図 3-1～図 3-4 に示す供試体に比べて地中梁の主筋が密に配筋されているため、終局耐力は本検討より大きな値と推測できる。

3.2 内面ずれ止め支圧耐力に関する実験

内面ずれ止め支圧耐力 R_{bi} の評価式は下式のとおりである。

$$R_{bi} = \alpha \cdot F_c \cdot \sqrt{\frac{A_p}{nA_{ir}}} \cdot nA_{ir}$$

$$\alpha = 5.05 - 0.053 \cdot \frac{D}{t} \geq 1$$

F_c : コンクリート強度

A_p : 受圧面積

A_{ir} : 内面ずれ止めの面積

n : ずれ止め段数

鋼管内面のずれ止めによる中詰めコンクリートの押し抜き耐力に関連して文献 4)、文献 5) の報告がなされている。この報告に示されたデータのうち、内面ずれ止めと中詰めコンクリートのずれにより最大耐力 P_{max} が決まったものを内面ずれ止め支圧耐力とし、その評価式による算定値 R_{bi} と最大耐力 P_{max} を比較し表 3-2、図 3-5 に示す。

文献 4) 宮尾他「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 1997 年 3 月

文献 5) 高木他「鋼管内面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 1999 年 9 月

表 3-2 押し抜き耐力の実験値と内面ずれ止め支圧耐力算定値の比較 (文献 4), 5))

鋼管			コンクリート		α	ずれ止め			支圧耐力算定値		試験結果 P_{max} (kN)
D (mm)	t (mm)	D/t	F_c (N/mm ²)	A_p (mm ²)		T (mm)	n	$n \cdot A_{ir}$ (mm ²)	$\sqrt{A_p/n \cdot A_{ir}}$	R_{bi} (kN)	
351.6	10	35.2	31.1	86361	3.19	2.5	1	2585	5.78	1479	2058
351.6	10	35.2	31.1	86361	3.19	2.5	2	5169	4.09	2092	2293
214.6	12.3	17.4	25.0	28353	4.13	6	1	3468	2.86	1022	1043
207.5	8.7	23.9	25.0	28383	3.79	6	1	3470	2.86	939	956
202.5	6.2	32.7	25.0	28383	3.32	6	1	3470	2.86	823	1004
197.6	3.7	53.4	25.0	28413	2.22	6	1	3472	2.86	551	693
192.9	1.4	137.8	25.0	28383	1.00	6	1	3470	2.86	248	272
215.6	12.8	16.8	38.8	28353	4.16	6	1	3468	2.86	1600	1700
206.5	8.2	25.2	38.8	28383	3.72	6	1	3470	2.86	1431	1392
201.6	5.8	34.8	38.8	28353	3.21	6	1	3468	2.86	1234	1122
196.4	3.2	61.4	38.8	28353	1.80	6	1	3468	2.86	692	698
193.5	1.7	113.8	38.8	28383	1.00	6	1	3470	2.86	385	698
214.2	12	17.9	43.6	28413	4.10	6	1	3472	2.86	1778	1484
200.6	5.2	38.6	25.0	28413	3.01	6	2	6944	2.02	1055	1029
300	10	30.0	29.3	61575	3.46	6	1	5165	3.45	1808	1842
300	15	20.0	29.3	57256	3.99	6	1	4976	3.39	1973	2058
300	30	10.0	29.3	45239	4.52	6	1	4411	3.20	1871	2078
300	8	37.5	29.3	63347	3.06	9	1	7775	2.85	1992	1931
300	10	30.0	29.3	61575	3.46	9	1	7662	2.83	2202	2332
300	15	20.0	29.3	57256	3.99	9	1	7380	2.79	2403	3126
300	30	10.0	29.3	45239	4.52	9	1	6531	2.63	2277	2391
300	10	30.0	29.3	61575	3.46	12	1	10103	2.47	2529	2724
300	15	20.0	29.3	57256	3.99	12	1	9726	2.43	2759	3450
300	30	10.0	29.3	45239	4.52	12	1	8595	2.29	2612	3185
300	15	20.0	37.2	57256	3.99	9	1	7380	2.79	3054	3450
300	20	15.0	29.3	53093	4.26	9	1	7097	2.74	2420	3401
300	12	25.0	29.3	59828	3.73	9	1	7549	2.82	2320	2411
300	15	20.0	29.3	57256	3.99	6	1	4976	3.39	1973	1627
300	15	20.0	29.3	57256	3.99	9	1	7380	2.79	2403	2323
300	15	20.0	29.3	57256	3.99	9	1	7380	2.79	2403	2450
300	15	20.0	29.3	57256	3.99	6	1	4976	3.39	1973	2460
300	15	20.0	29.3	57256	3.99	9	1	7380	2.79	2403	3097

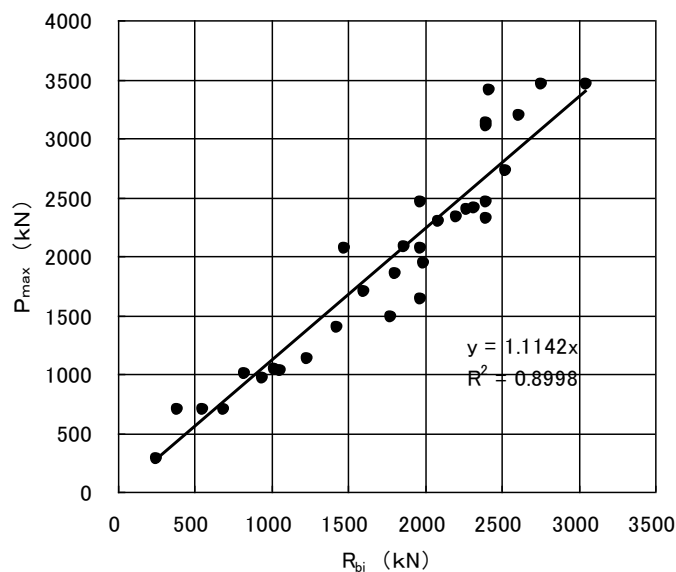


図 3-5 押し抜き耐力の実験値と内面ずれ止め支圧耐力算定値の比較 (文献 4), 5))

既往の実験結果が鋼管外径 $\phi 351.6$ までであり、鋼管径 400mm 以上に対して、中詰めコンクリートの押し抜き実験を実施した。実験概要を図 3-6、実験ケースと実験結果を表 3-3 に示す。鋼管は外径 400mm~800mm とし、鋼管の内面にずれ止めとして鉄筋 D13 または D16 を 200mm ピッチで 2 段取り付けた。鋼管内に充填したコンクリートの圧縮強度は、試験日の違いにより、CASE1、CASE2、CASE3 では $F_c=24.1$ (N/mm²)、CASE4 では $F_c=20.0$ (N/mm²)、CASE5、CASE6 では $F_c=24.0$ (N/mm²) であった。実験は 10,000kN 載荷試験装置を用いて変位制御の単調載荷で行い、載荷速度を 0.01mm/sec とした。CASE6 は試験機能力を超え、最大耐力の確認はできなかった。

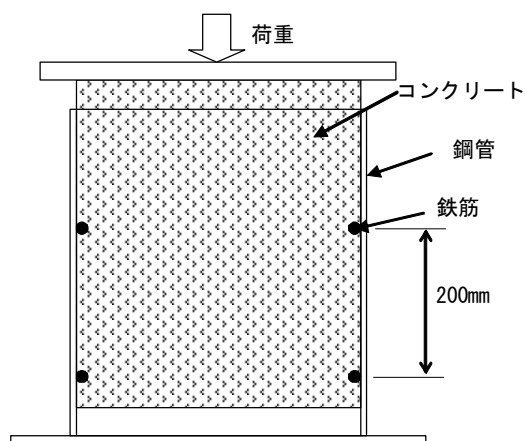


図 3-6 実験概要

表 3-3 押し抜き耐力の実験値と内面ずれ止め支圧耐力算定値の比較 ($\phi 400$ による実験)

CASE	鋼管			コンクリート			ずれ止め			支圧耐力算定値		試験結果 P_{max} (kN)
	D (mm)	t (mm)	D/t	F_c (N/mm ²)	A_p (mm ²)	α	T (mm)	n	$n \cdot A_{ir}$ (mm ²)	$\sqrt{A_p/n \cdot A_{ir}}$	R_{bi} (kN)	
1	406.4	9.5	42.8	24.1	117872	2.78	13	2	30582	1.96	4026	5149
2	406.4	12.7	32.0	24.1	114009	3.35	13	2	30059	1.95	4732	5819
3	406.4	12.7	32.0	24.1	114009	3.35	16	2	36694	1.76	5228	6082
4	400	16	25.0	20.0	106362	3.73	13	2	28997	1.92	4137	6519
5	609.6	19	32.1	24.0	256610	3.35	13	2	45627	2.37	8699	9462
6	800	22	36.4	24.0	448883	3.12	13	2	60689	2.72	12370	10000以上

実験結果 P_{max} と内面ずれ止め支圧耐力評価式による算定値 R_{bi} を比較し、図 3-7 に示す。この結果より内面ずれ止め支圧耐力の評価式は、 $\phi 800$ の鋼管の場合にも妥当な算定値を与えることがわかった。

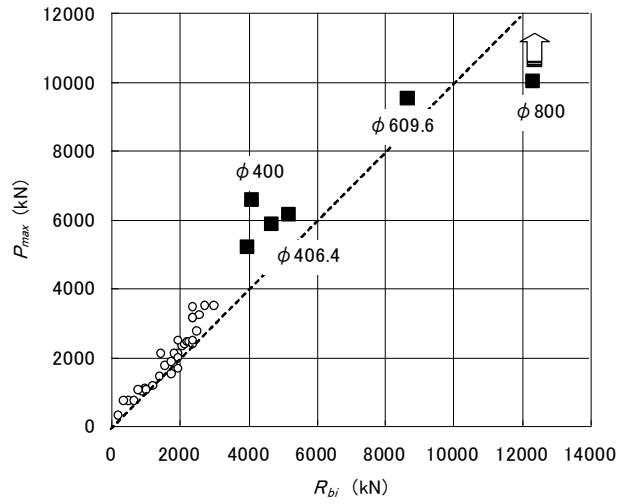


図 3-7 押し抜き耐力の実験値と内面ずれ止め支圧耐力算定値の比較 (まとめ)

3.3 外面ずれ止め支圧耐力に関する実験

外面ずれ止め支圧耐力を確認するため、試験を実施した。

試験体は、図 3-8 に示すように、 $\phi 101.6$ 外面ずれ止めリング付鋼管を $\phi 500$ 高さ 200mm のコンクリート円柱に埋め込んだもので、ずれ止めリングの本数と位置をパラメータとする 7 体とした(表 3-4 参照)。ずれ止めリングは高さ 6mm、幅 13mm とした。基準強度 13N/mm^2 のコンクリートを打設したが、打設後 28 日の実強度で 9.75N/mm^2 であった。コンクリート円柱は、D13 フープ鉄筋 ($\phi 400$ 、4 段) で補強した。また荷重端盤に接する鋼管端面は平滑に仕上げた。

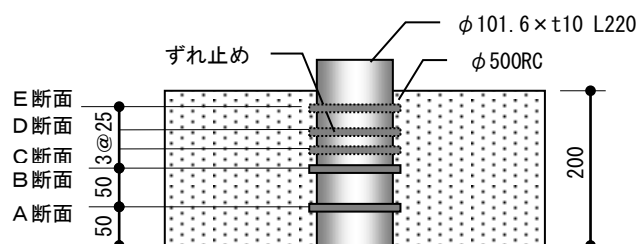


図 3-8 試験体の概要

表 3-4 試験パラメータ

	鋼管径 (mm)	RC 径 (mm)	ずれ止め位置					備考
			A	B	C	D	E	
1	101.6	500	○	—	—	—	—	ずれ止め A
2			—	—	○	—	—	ずれ止め D
3			○	○	—	—	—	ずれ止め A B
4			○	—	○	—	—	ずれ止め A C
5			○	—	—	○	—	ずれ止め A D
6			○	—	○	—	○	ずれ止め A C E
7			○	○	—	○	—	ずれ止め A B D

試験は 2,000kN 圧縮試験機により、鋼管に圧縮力を載荷し、コンクリート円柱より 20mm 以上押し抜いた。東西南北 4 箇所の荷重端盤と支圧端盤間の変位を計測し、押し抜き変位量とした。

ずれ止めリング 1 段の場合の荷重変位関係を図 3-9、2 段の場合を図 3-10、3 段の場合を図 3-11 に示す。

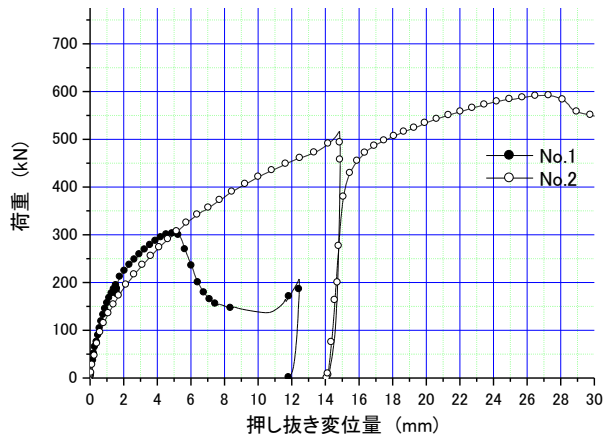


図 3-9 荷重変位関係（ずれ止めリング 1 段）

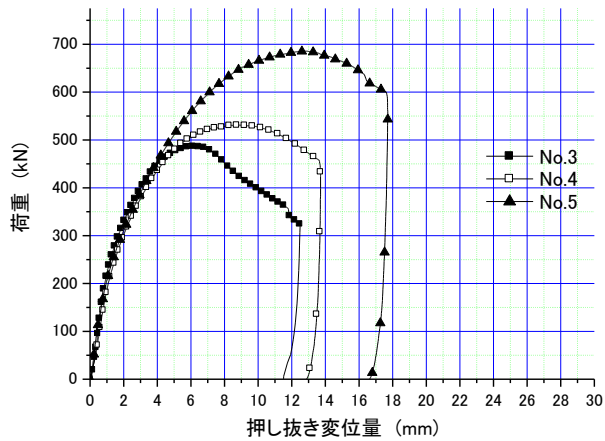


図 3-10 荷重変位関係（ずれ止めリング 2 段）

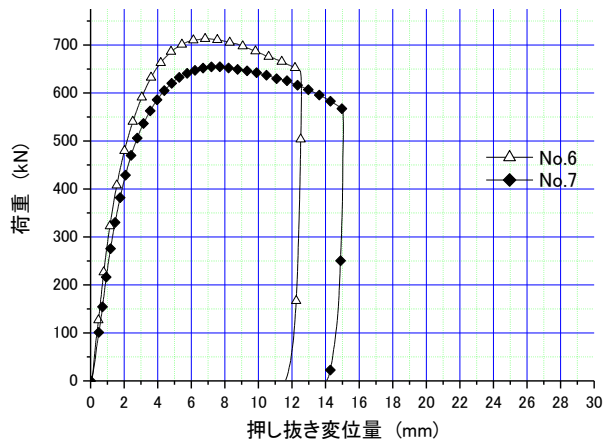


図 3-11 荷重変位関係（ずれ止めリング 3 段）

変位量の小さい範囲ではずれ止め段数毎に剛性がほぼ同程度である。試験による最大耐力 P_{max} はずれ止めリングの本数毎の挙動がほぼ同一な押し抜き変位量 4mm での耐力とした。試験体毎の P_{max} を図 3-12 に比較示す。ずれ止めリング 2 段と 1 段の耐力の差、3 段と 2

段の差はともに 150kN 程度であった。

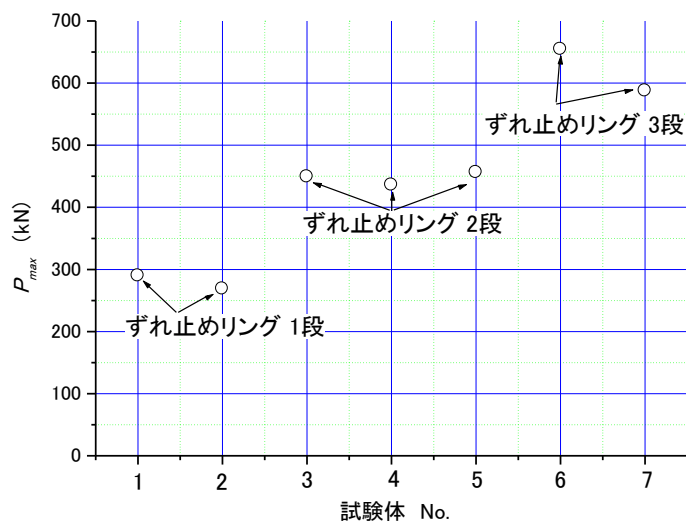


図 3-12 試験体 No. と P_{max}

外面ずれ止め支圧耐力 R_{bo} の評価式は下式のとおりである。

$$R_{bo} = \alpha \cdot F_c \cdot \sqrt{\frac{A_o}{nA_{or}}} \cdot nA_{or}$$

F_c : コンクリート強度

A_o : 受圧面積

A_{or} : 外面ずれ止めの面積

n : ずれ止め段数

実験結果 P_{max} と評価式による算定値 R_{bo} を比較し表 3-5、図 3-13 に示す。この図には、「横ふし 1 個のみをもつ異形鉄筋の付着特性に関する研究 長友克寛、角徹三 土木学会論文集 第 372 号 1986 年 8 月 4-4 外面リブ支圧耐力評価」のデータもあわせて示す。

今回の実験結果 P_{max} は評価式による算定値 R_{bo} の 2 倍程度の耐力があり、算定値は十分に安全側の評価であった。

表 3-5 押し抜き耐力の実験値と外面ずれ止め支圧耐力算定値の比較

分類	外径 D (mm)	外面ずれ止めの面積 A_{or} (mm ²)	受圧面積 A_o (mm ²)	算定値 R_{bo} (kN)	試験結果 P_{max} (kN)
鋼管による実験	101.7	2097	23815	68.9	289.8
	101.5	1995	117396	149.2	268.9
	101.5	4034	63087	155.5	449.2
	101.5	4073	89047	185.7	436.1
	101.5	4243	117773	218.0	456.3
	101.4	6395	133667	285.1	654.7
	101.5	6173	118052	263.2	587.8
横ふし鉄筋による実験	22	111	4241	31.07	21.29
	22	151	4470	31.07	25.50
	22	192	4700	31.07	29.54
	22	236	4932	31.07	33.49
	22	111	11781	33.22	37.95
	22	151	12057	33.22	44.80
	22	192	12334	33.22	51.18
	22	236	12613	33.22	57.27

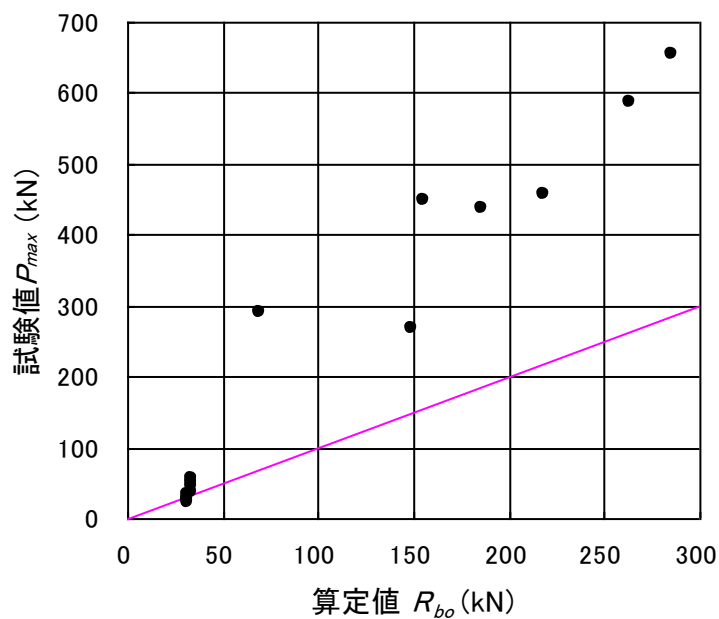


図 3-13 押し抜き耐力の実験値と外面ずれ止め支圧耐力算定値の比較

3.4 鋼管閉塞断面支圧耐力に関する実験

ずれ止めによる杭頭接合構造での鋼管閉塞支圧耐力を把握するための押し込み試験を実施した。試験体は図 3-14 に示すとおりである。鋼管は SM490 で試験時の局部座屈を避けるため板厚 12mm（実板厚 11.6mm）とし、鋼管内面に取り付けたずれ止めは t6×13 のフラットバーリングとした。パイルキャップ部および鋼管の中詰めコンクリートは、基準強度 13N/mm² のコンクリートを打設したが、打設後 28 日の実強度で 9.75N/mm² であった。パイルキャップ部の配筋は実用的な配筋量とした。荷重載荷は試験体上面から支圧板を介して鉛直載荷する方法とし、10,000kN 試験機を用いて単調漸増繰り返し載荷にて行った。

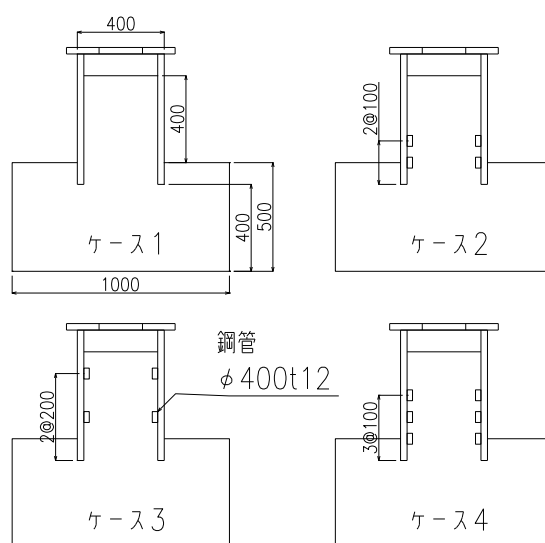


図 3-14 φ400 押し込み試験体

図 3-15 に押し込み試験結果を示す。ずれ止め無しのケース 1 は杭頂部支圧耐力の確認となるが、緩やかな初期勾配で荷重が増加し、約 2,000kN 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。最終的に、荷重は約 2,800kN にまで達した。

鋼管閉塞支圧耐力を把握するためのずれ止め有りの試験体では、いずれの試験体もずれ止め無しと同様の初期勾配で荷重が増加し、約 3,300kN で勾配が変化した。また、ずれ止め段数および取り付け位置によらず同程度の最大荷重（約 5,000kN）となった。

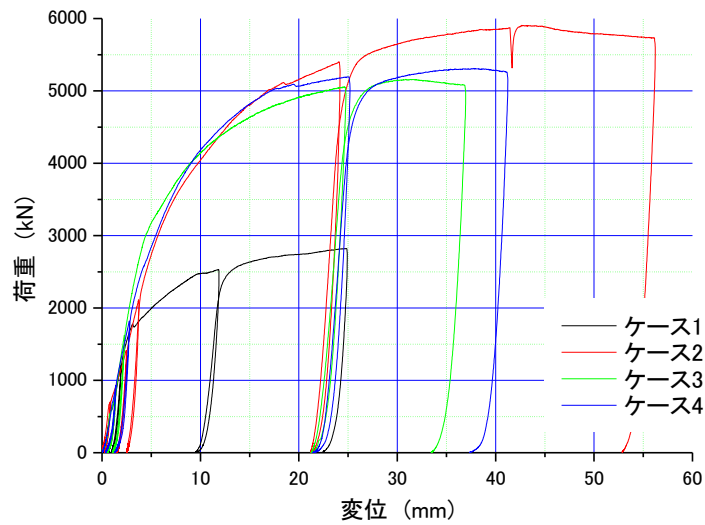


図 3-15 φ400 押し込み試験の荷重変位関係

鋼管閉塞支圧耐力 R_{bpc} の評価式は下式のとおりである。

$$R_{bpc} = F_c \cdot \sqrt{\frac{A_o}{A_P}} \cdot A_P$$

F_c : コンクリート強度

A_o : 受圧面積

A_P : 鋼管の閉塞面積

以上の実験結果と評価式による算定値を比較し表 3-6 に示す。

表 3-6 押し込み耐力の実験値と鋼管閉塞支圧耐力算定値の比較

ケース名	鋼管杭			フーチング			F_c (N/mm ²)	耐力		P_{max}/R_{bpc}
	径 D (mm)	板厚 t (mm)	断面積 A_p (mm ²)	幅 (mm)	高さ (mm)	受圧面積 A_o (mm ²)		算定値 R_{bpc} (kN)	実験値 P_{max} (kN)	
2	400	11.6	125664	1000	500	785398	9.8	3063	5907	1.93
3									5159	1.68
4									5311	1.73

ケース1は杭頂部支圧耐力で最大耐力が決まっているため除外

3.5 FEM 解析による鉛直加力試験の評価

本 FEM 解析は、大径杭（鋼管外径 1200mm）の押し込み耐力および評価式との関係を検証することを目的とした。解析の手順は、まず $\phi 600$ の鋼管による押し込み試験結果をもとに FEM 解析の基本物性値や解析条件（非線形領域等）を設定した。また、鋼管端面とずれ止めの荷重分担の評価も検討した。なお、 $\phi 600$ の押し込み試験は载荷試験機的能力不足のため終局耐力まで载荷できなかった。よって、次に実施した $\phi 400$ の押し込み試験結果をもとに物性値や解析条件を追加検討し、試験結果をシミュレーションした。本章では、最終的に設定した物性値や解析条件による $\phi 400$ の押し込み試験のシミュレーション結果を示し、次に $\phi 1200$ の鋼管での押し込み耐力のシミュレーション結果を示している。 $\phi 1200$ のシミュレーション結果では評価式との比較により、評価式が安全側であることがわかった。

3.5.1 $\phi 400$ 押し込み試験のシミュレーション結果

(1) $\phi 400$ 押し込み試験概要

各ケースの試験体の概要を図 3-16 に示す。鋼管は外径 400mm、板厚 12mm、規格は SM490 材で鋼管内面のずれ止めは $t6 \times 13$ のフラットバーリングとした。（詳細は、3.4 鋼管閉塞断面支圧耐力に関する実験参照）

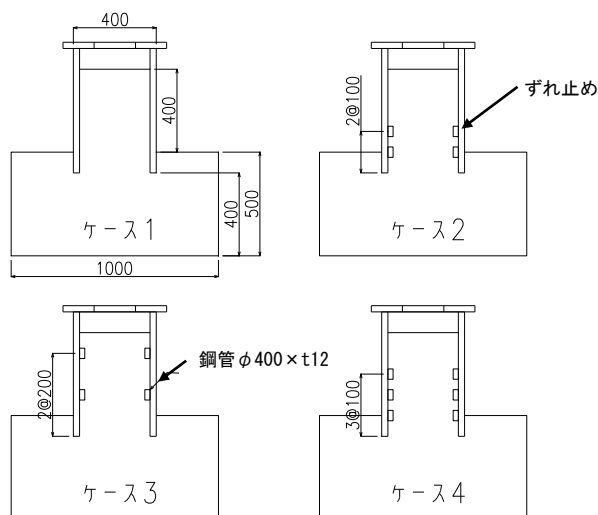


図 3-16 $\phi 400$ 押し込み試験体概要

(2) FEM モデルおよび物性値

FEM 解析メッシュ(4 節点軸対称ソリッド要素)を図 3-17~図 3-19 に示す。ずれ止めの溶接部の形状は三角形要素とし、鋼材とコンクリートの境界は CONTACT 機能により接触(クーロン摩擦 0.6) を考慮した。コンクリート下端は完全固定、降伏条件はドラッカー・プラガーの降伏条件(線形モールクーロン)とした。

コンクリートのクラックや破壊を考慮する非線形領域は、図 3-20 に示すようにパイルキャップ全域とした。

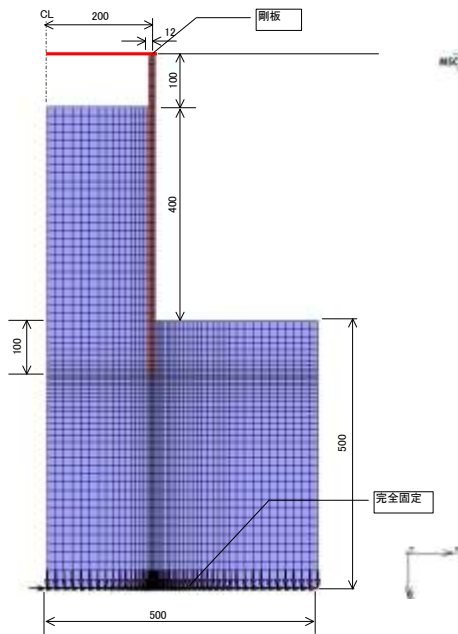


図 3-17 FEM モデルメッシュ図(ケース1)

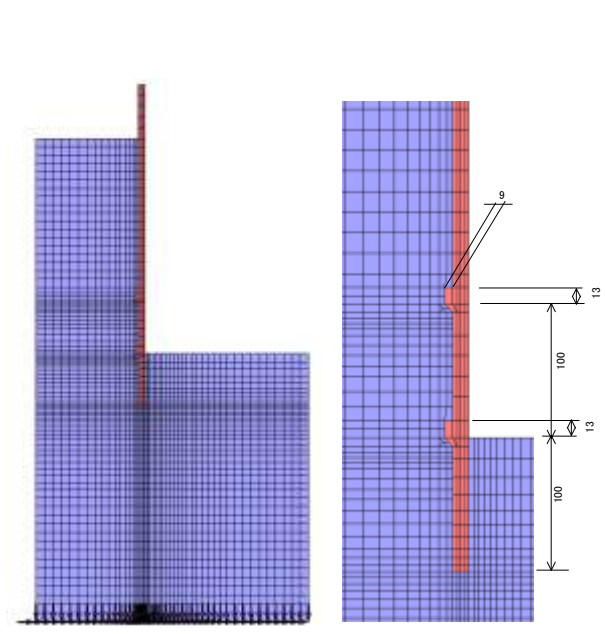


図 3-18 FEM モデルメッシュ図(ケース2)

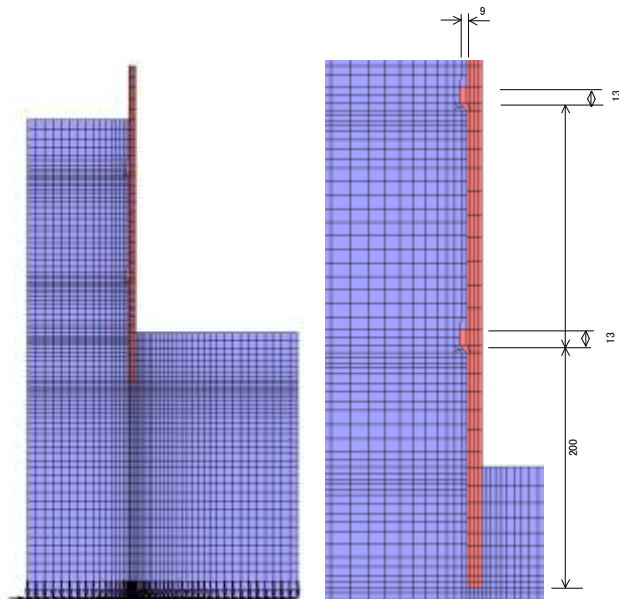


図 3-19 FEM モデルメッシュ図(ケース3)

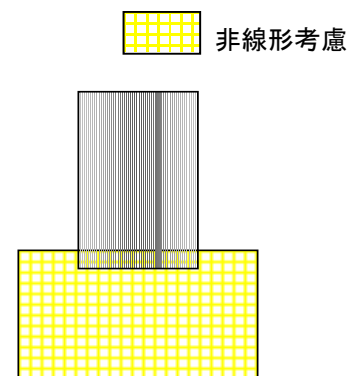


図 3-20 非線形領域

設定した物性値を表 3-7 に示す。コンクリートは、引張応力がクラック発生応力 (σ_{crack}) に達するとクラックが発生し、その後一定勾配(E_s)で応力がゼロになるまで軟化するとし、クラック発生応力 (σ_{crack}) は $F_c/10$ 、クラック発生後の軟化勾配 (E_s) は $10 \times E$ とした。

クラック発生面におけるせん断応力の伝達低下は、せん断保持率 5% として考慮した。ヤング係数は「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説－許容応力度計算法－ (1999 年)」にもとづき算定し、 C 値は原点を通る直径 F_c のモール円に傾き 30° の接線を引き求めた。

表 3-7 使用した物性値

鋼管						
規格	E (N/mm ²)	ν	σ_y (N/mm ²)	SS カーブ		
SM490	2.05E+05	0.3	347	多直線(図 3-21)		
コンクリート						
F_c (N/mm ²)	E^{*1} (N/mm ²)	ν	ϕ ($^\circ$)	C^{*4} (N/mm ²)	降伏条件	SS カーブ
9.75	1.47E+04	0.2	30	2.81	Drucker-Prager	バイリニア
α	σ_{bar} (N/mm ²)	σ_{crack} (N/mm ²)	E_s^{*2} (N/mm ²)	γ^{*3} (%)		
0.112	5.44	0.975	1.47E+05	5		

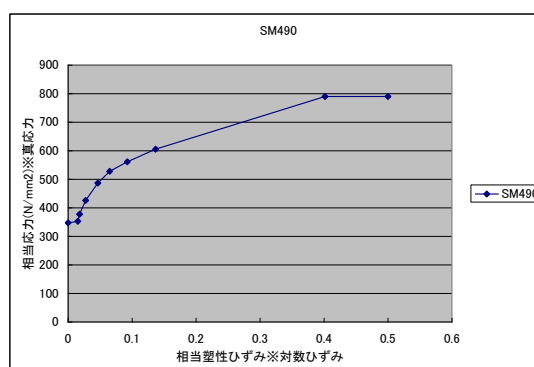


図 3-21 解析に用いた鋼管 (SM490) の SS カーブ

*1 ヤング係数について

「鉄筋コンクリート構造計算基準・解説」における算定式を式 3-1 に示す。

$$E = 21000 \times \left(\frac{\gamma}{23} \right)^{1.5} \times \sqrt{\frac{F_c}{20}} \quad \dots \text{式 3-1}$$

E : ヤング係数 (N/mm²)

γ : コンクリートの気乾単位容積重量 (kN/m³) (=23)

F_c : 設計基準強度 (N/mm²)

注 : ここでは押し込み試験結果より $F_c = 9.75$ を使用

*2 クラック発生後の軟化勾配

*3 クラック発生後のせん断保持率

*4 C 値について

原点を通る直径 F_c の円に傾き ϕ で接線を描き C 値を求める。

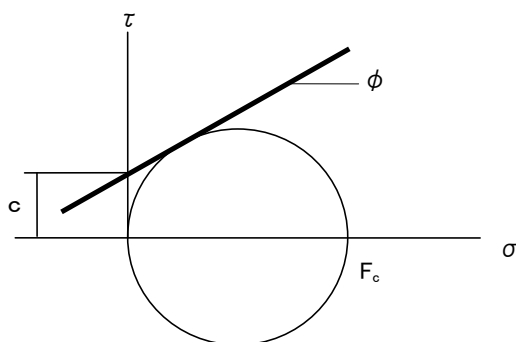


図 3-22 C 値の求め方

(3) FEM 解析結果

ケース 1,2,3 について、実験値と FEM 解析値の荷重 - 変位曲線を併せて図 3-23～図 3-25 に示す。ケース 2,3 は初期剛性が異なるが、各ケースとも実験値と FEM 解析値の終局耐力はほぼ一致している。

ケース 1,2,3 について各載荷荷重でのパイルキャップ部内の塑性ひずみの進展状況（破壊状況）を図 3-26～図 3-28 に示す。ずれ止めのないケース 1 では、鋼管端部からパイルキャップ外部へ向け塑性領域が進展し、その後鋼管の内部に向かってコーン状の塑性ひずみが進展している。一方、ずれ止めがあるケース 2,3 では、鋼管内部のずれ止め部と鋼管端部から塑性領域が進展し、その後鋼管端面からパイルキャップ外部へ向け塑性領域が進展している。

終局時について、ケース 1 では鋼管端部から外周部（パイルキャップ外部）および杭頂部付近（鋼管内部）に向かってほぼ 45° の角度で塑性領域が進展している。ケース 2,3 では、外周部は同様に鋼管端部からほぼ 45° の角度で塑性領域が進展しているが、鋼管内部はずれ止め部からも塑性領域が進展している。

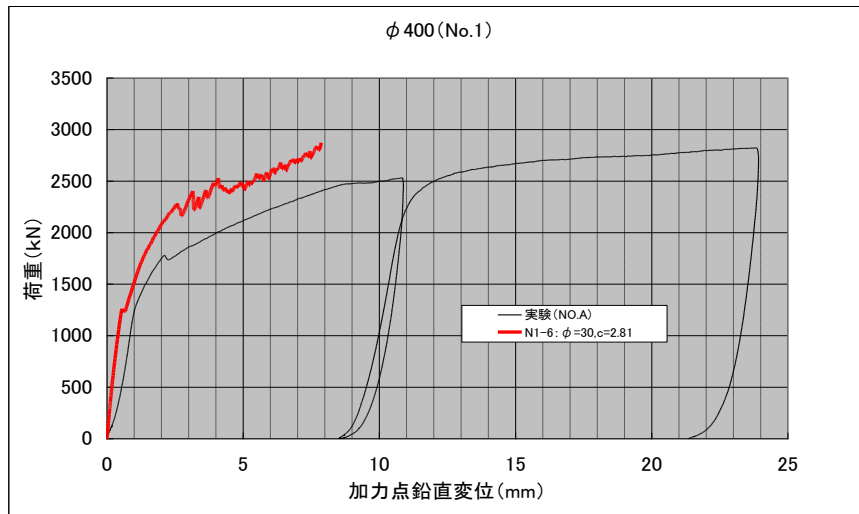


図 3-23 FEM 解析結果 (ケース 1)

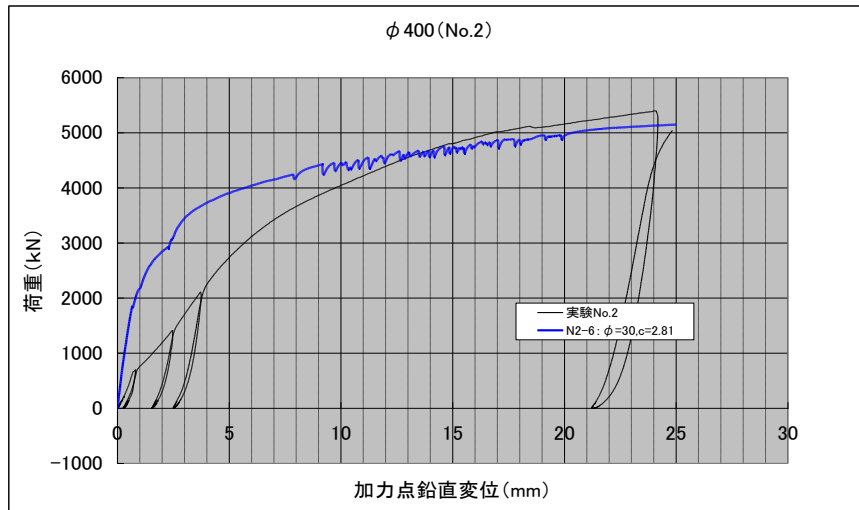


図 3-24 FEM 解析結果 (ケース 2)

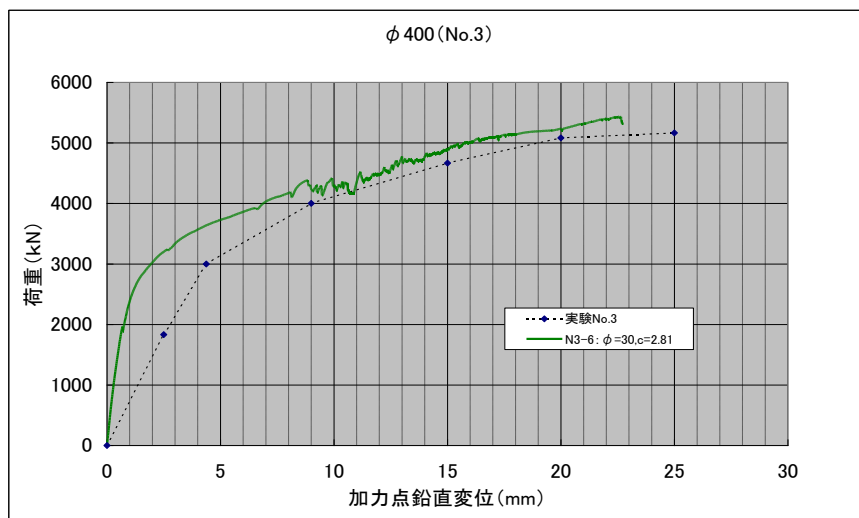


図 3-25 FEM 解析結果 (ケース 3)

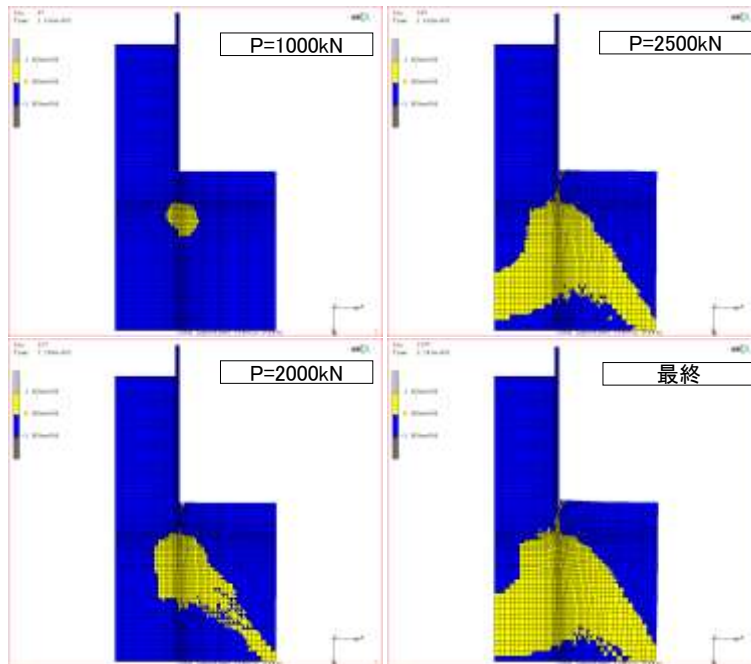


図 3-26 破壊状況 (ケース 1) * 変形倍率 1

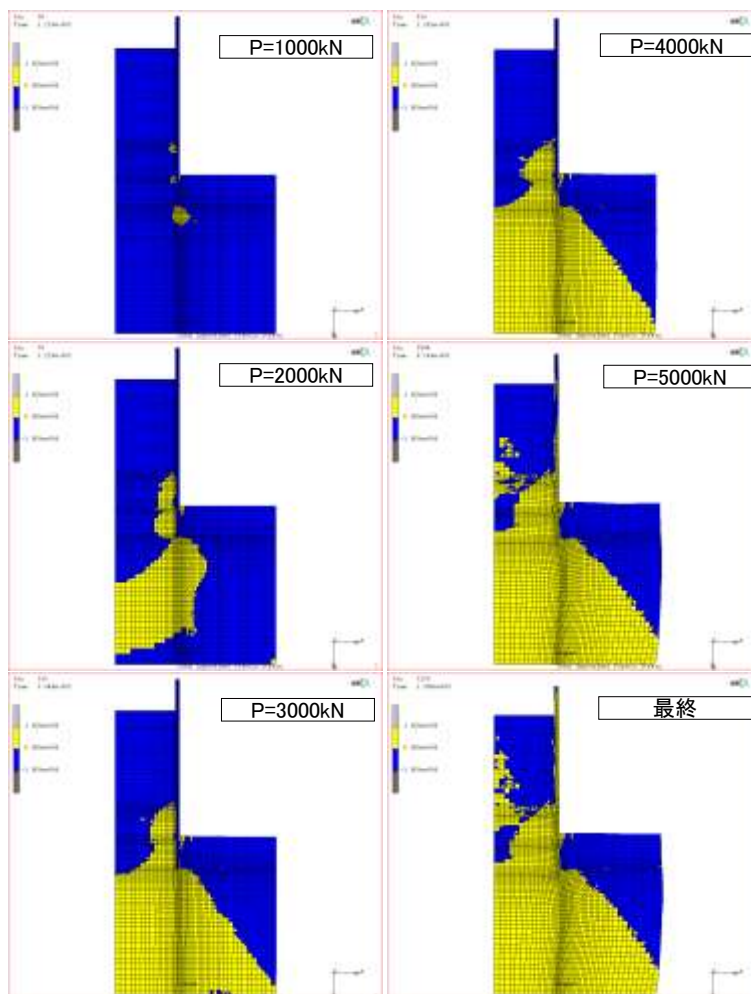


図 3-27 破壊状況 (ケース 2) * 変形倍率 1

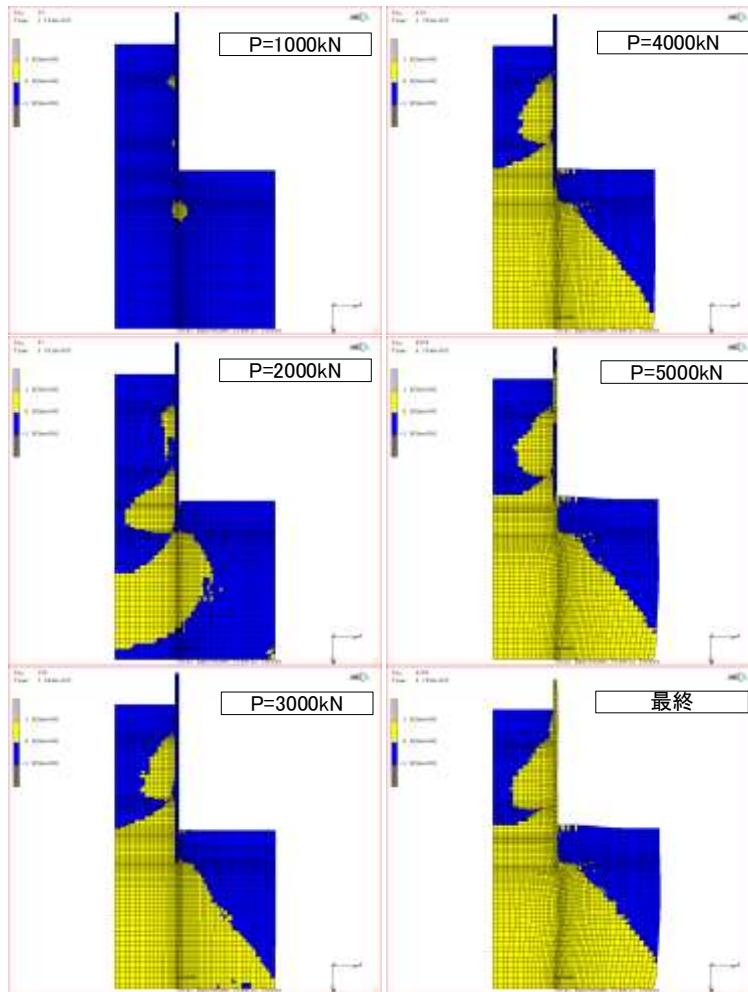


図 3-28 破壊状況 (ケース 3) * 変形倍率 1

3.5.2 FEM 解析によるφ1200 のシミュレーション結果

(1) FEM 解析ケースと物性値

外径φ1200 の鋼管を対象にした FEM 解析ケースを表 3-8 に示す。

設定した物性値を表 3-9 に示す。ヤング係数はφ400 での FEM 解析と同様に「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度計算法— (1999 年)」をもとに算定し、 ϕ 、 C 、 σ_{crack} 、 E_s についてもφ400 の解析と同様な条件とした。また、FEM モデルおよび非線形領域についてもφ400 での解析と同様な条件とした。なお、解析メッシュ図を図 3-29～図 3-31 示す。

ただし、コンクリートの破壊性状を確認するため、鋼管は弾性体として解析を行った。

表 3-8 解析ケース

ケース	杭径 (mm)	杭頂部 板厚 (mm)	ずれ止め				パイルキャップ		
			厚さ (mm)	幅 (mm)	間隔 (mm)	段数	幅 (mm)	高さ (mm)	埋込み長 (mm)
5	1200	19	16	16	32	2	2400	1300	100
6	1200	25	25	16	32	3	2400	1300	100
7	1200	25	25	16	32	4	2400	1300	100

表 3-9 使用した物性値

鋼管						
規格	E (N/mm ²)	ν	σ_y (N/mm ²)	SS カーブ [*]		
SM490	2.05E+05	0.3	347	多直線(図 3-20)		
コンクリート						
F_c (N/mm ²)	E^{*1} (N/mm ²)	ν	ϕ (°)	C^{*4} (N/mm ²)	降伏条件	SS カーブ [*]
9.75	1.47E+04	0.2	30	2.81	Drucker-Prager	パイレニア
α	σ_{bar} (N/mm ²)	σ_{crack} (N/mm ²)	E_s^{*2} (N/mm ²)	γ^{*3} (%)		
0.112	5.44	0.975	1.47E+05	5		

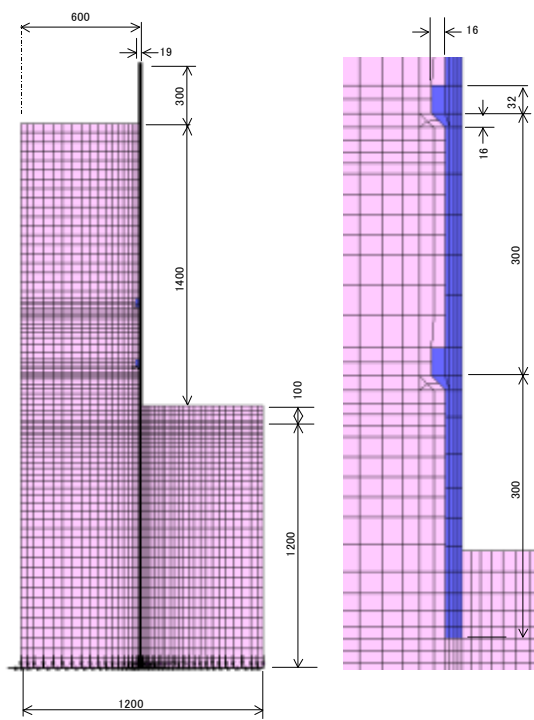


図 3-29 FEM モデルメッシュ図(ケース 5)

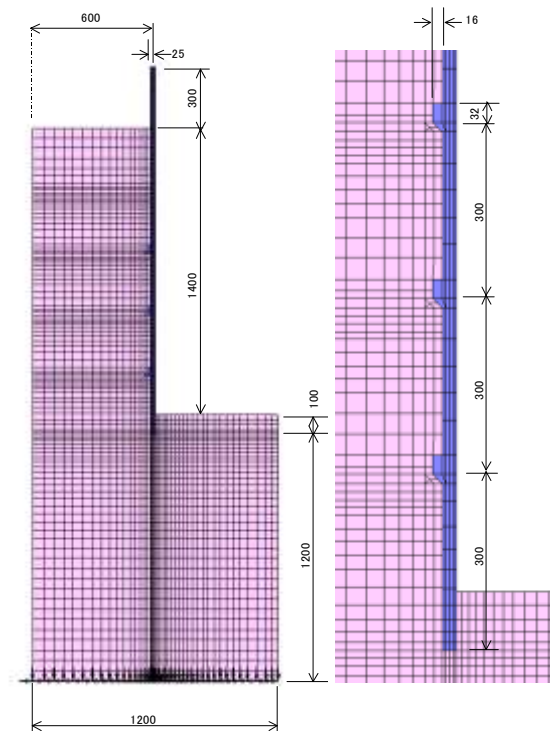


図 3-30 FEM モデルメッシュ図(ケース 6)

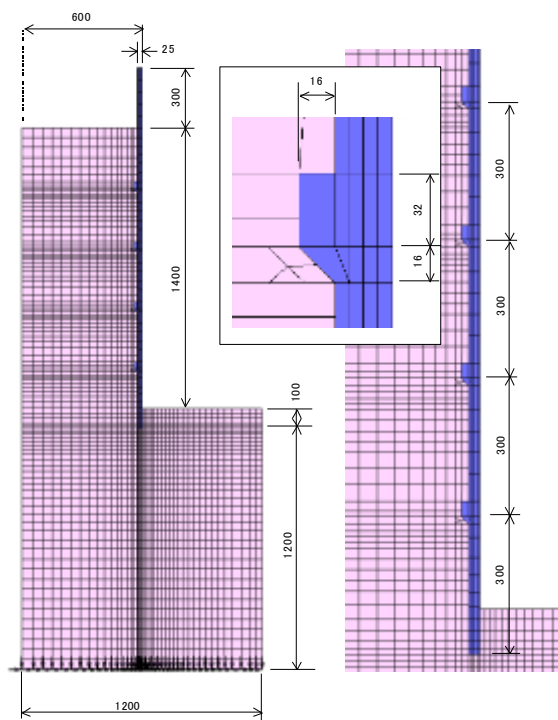


図 3-31 FEM モデルメッシュ図(ケース 7)

(2) FEM 解析結果

ケース 5,6,7 の荷重変位関係を図 3-32 に示す。(変位は載荷点の鉛直変位) 初期剛性および最大耐力 (ここでは鉛直変位 30 mm 時の荷重とする) は、ずれ止め段数が増えることにより大きくなる傾向が出ている。解析値の最大耐力は、評価式による短期許容押し込み力の 2.3 ~ 2.6 倍の値となっている。

φ 400 と同様に、各荷重レベルにおける破壊状況 (黄色が破壊領域) を図 3-33~図 3-35 に示す。いずれのケースもずれ止めの効果により 30,000 kN~40,000kN で鋼管内部 (中心) に向かって塑性領域が進展した後、40,000 kN~50,000 kN でパイルキャップ外部へ向け塑性領域が進展している。

短期許容押し込み力時における破壊領域を比較すると、φ 400 では押し込み力約 1,500 kN (ずれ止め 2 段) で破壊領域が鋼管内部に進展していると想定されるが、φ 1200 (ケース 5,6) ではほとんど破壊領域が進展していない。この様に破壊領域の進展状況および最大耐力の値から、φ 1200 の大径杭においても評価式を適用することは妥当であると思われる。

解析では最終的にパイルキャップの広い範囲が破壊するにもかかわらず剛性があまり低下しない結果となっているが、原因として ①軸対称モデルであることの影響 ②パイルキャップ下端の拘束条件 (完全固定) の影響 ③コンクリート構成則の影響 (ダイラタンシーの評価等) が考えられる。

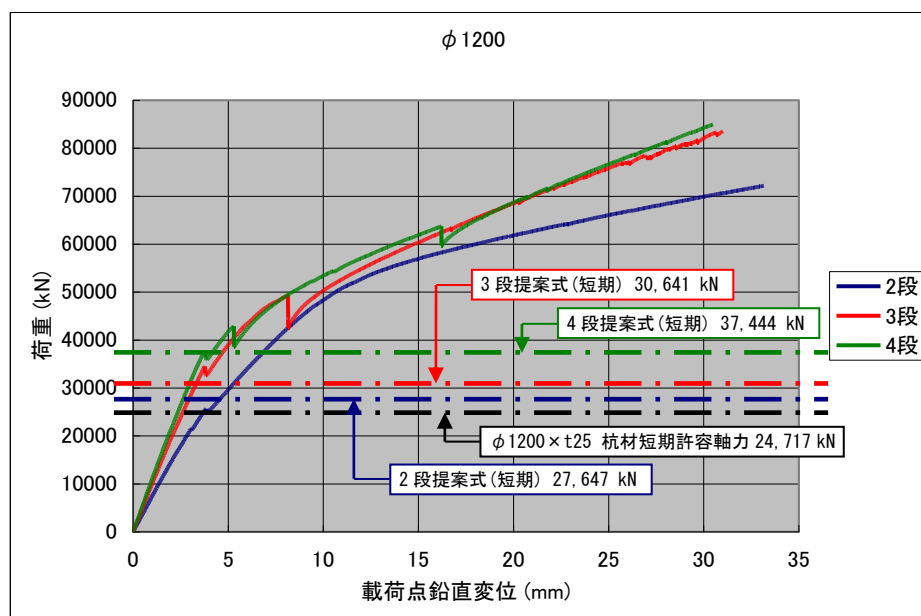


図 3-32 φ 1200 における荷重変位関係図

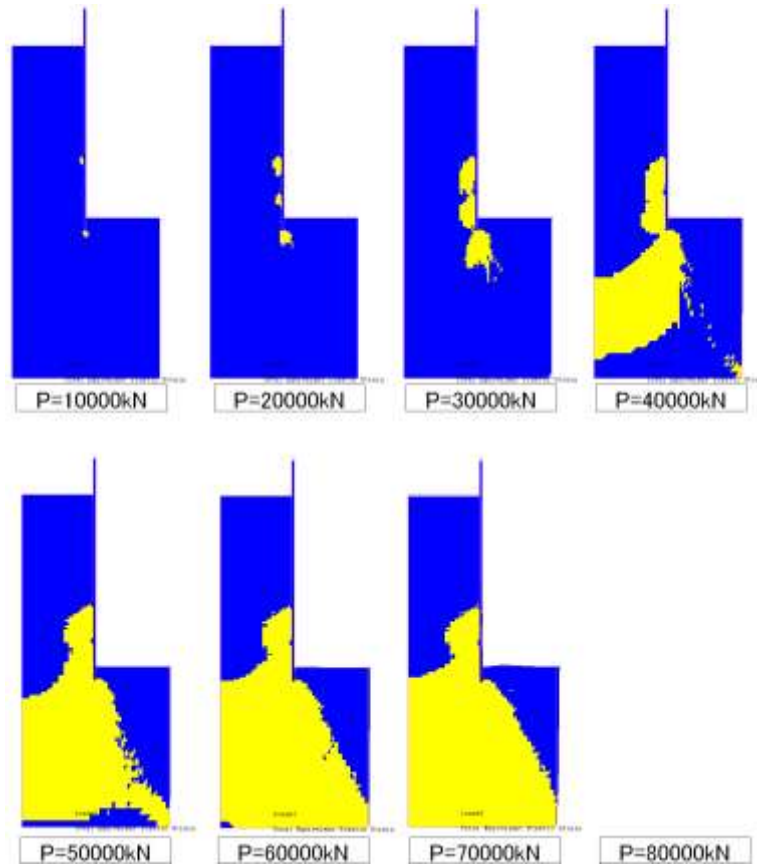


図 3-33 破壊状況 (φ 1200 ケース 5)

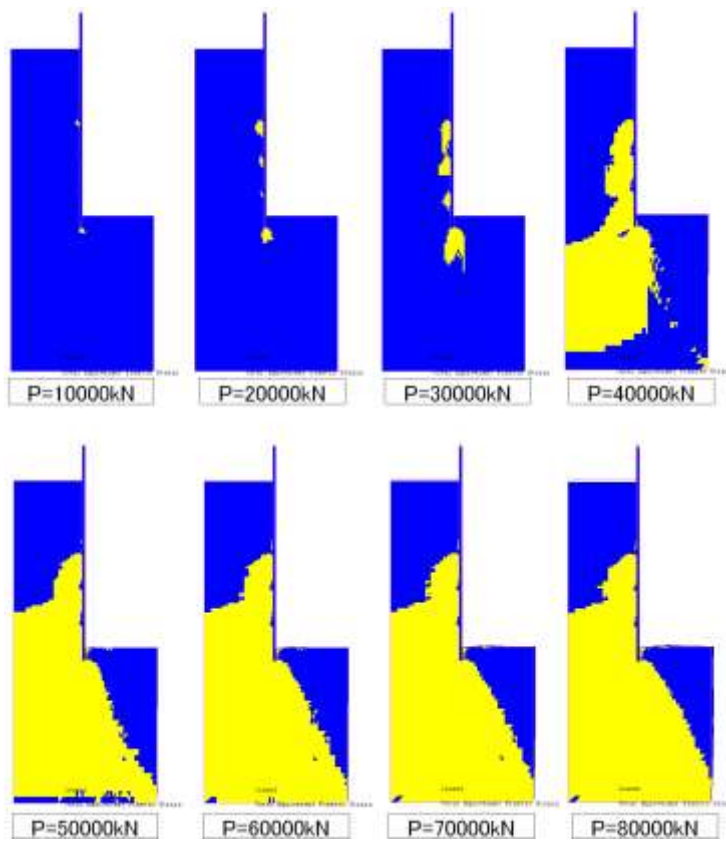


図 3-34 破壊状況 (φ 1200 ケース 6)

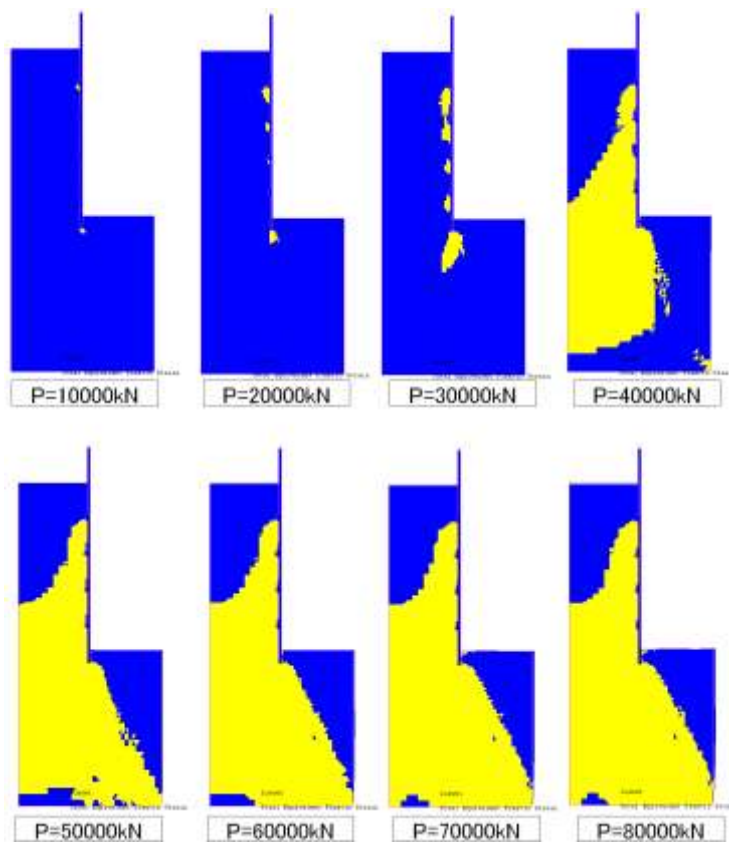


図 3-35 破壊状況(φ1200 ケース 7)

付属資料

鋼管杭の杭頭結合構造に関する研究（その1）～（その7）

鋼管杭の杭頭結合構造に関する研究（その1）
全体概要、構造耐力評価実験

杭頭結合部	ずれ止め	支圧耐力
鋼管杭	FEM 解析	押し抜き試験

正会員 ○廣瀬 智治* 正会員 鈴木 正明*
同 柳 悦孝* 非会員 増田 敏聡*
同 高野 公寿* 非会員 外山 征*
同 脇屋 泰士*

1. はじめに

近年、高支持力鋼管杭工法の開発が進み、杭の支持力性能は従来工法に比べて格段に向上してきている。このため、柱と杭を繋ぐパイルキャップに伝達する鉛直荷重も増加することとなり、杭頭結合部の構造安全性の検証が必要となってきた。

鋼管杭の杭頭結合構造は、従来から鋼管内外面に複数段のずれ止めを配置し、パイルキャップコンクリートとずれ止めの支圧耐力によって鉛直荷重を保持する方式が一般的である。しかし、この構造の耐力性能を実験的に検証した報告は少なく、最終的な破壊性状、ずれ止めおよび杭頂部とパイルキャップコンクリートの支圧強度など、適切に評価された事例は殆どないのが実状である。

そうした背景から、本研究では従来から使用されている鋼管杭の杭頭結合部の構造性能を再評価するため、杭頭接合部の押し込み試験および FEM 解析を実施した。特に本論文では一連の研究の全体概要を述べる。

2. 杭頭結合部の性能評価フロー

図 2-1 に性能評価フローを示す。構造耐力の確認では、結合部の耐力および破壊性状を確認するため杭頭構造を模擬した試験体の押し抜き試験を実施した（同図（1））。部分耐力の確認では、鋼管端部およびずれ止め部分の支圧耐力を確認するための試験および FEM 解析を実施した（同図（2））。

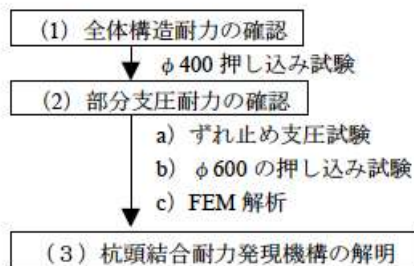


図 2-1 杭頭構造検討フロー

(1) 全体構造耐力の確認

まず、構造全体としての耐力を確認するため鋼管（φ400）を用いた押し込み試験を実施した。図 2-2 に試験体形状図を示す。ケース 1 はずれ止め無し、ケース 2、3 は

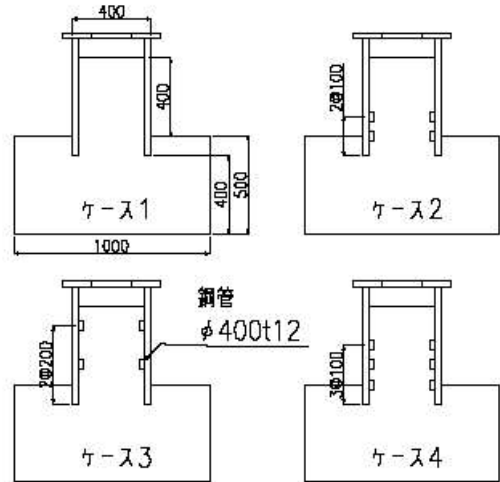


図 2-2 φ400 押し抜き試験体

ずれ止め 2 段で間隔が異なり、ケース 4 はずれ止め 3 段である。ケース 1 は鋼管先端部の支圧耐力、ケース 2~4 はずれ止め段数および間隔をパラメータとした支圧耐力を検証する。本試験の詳細については後述する。

(2) 部分支圧耐力の確認

a) ずれ止め部の支圧試験

ずれ止め部の支圧耐力を評価するため、図 2-3 に示すように外面ずれ止め付鋼管（φ101.6）の周りにφ500のコンクリートを打設した試験体を製作し、ずれ止め段数および取り付け間隔をパラメータとした押し込み試験を実施した。上部から荷重を載荷し、ずれ止め単体の支圧耐力と段数および間隔による支圧耐力の差異を検証する。

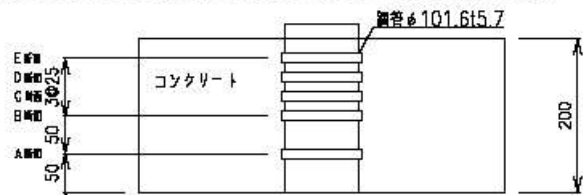


図 2-3 ずれ止め支圧試験

b) φ600（A、B方式）の押し抜き試験

ずれ止め部に生じる力の伝達状況を確認するため、図 2-4 に示す 2 体の押し込み試験を実施した。試験体はパイルキャップへ杭径以上埋め込む A 方式および 100mm だけ

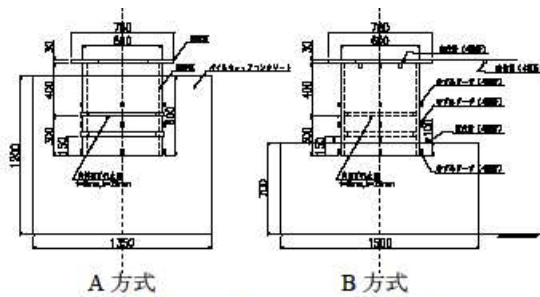


図 2-4 A、B 方式試験体寸法図

埋め込む B 方式の 2 種類とした。ずれ止めは A 方式で鋼管の内外面、B 方式で内面に取り付け、鋼管端部から鋼管径の 1/4 ピッチ (150mm) で 2 段とした。各ずれ止めの分担荷重を把握するため、ずれ止め間に縦方向ひずみゲージを貼付し、パイルキャップ上面および鋼管内には変位計を設置した。

c) FEM 解析

杭頭部に生じる力の伝達機構を確認するため、FEM 解析を実施した。特に試験体上部からの荷重に対して、鋼管端部および各段ずれ止め部の力の分担割合に着目した検討を行った。図 2-5 に解析モデルを示す。A 方式では、パイルキャップ外周部に配置した鉄筋の効果と破壊領域を考慮して線形領域および非線形領域を設け、B 方式では

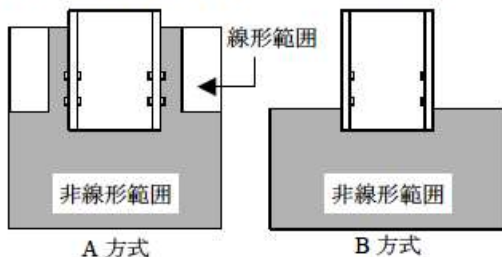


図 2-5 解析モデル図

全体を非線形領域とした。4 節点軸対称ソリッド要素にてメッシュを作成し、コンクリートは、下端を完全固定とし Drucker-Prager の降伏条件を適用した。なお、部分耐力に関する各種試験および FEM 解析の詳細については、一連の論文 (その 2)¹⁾ ~ (その 4)³⁾ を参照されたい。

3. φ400 押し込み試験

3.1 試験概要

表 3-1 に試験体のパラメーター一覧を示す。鋼管は SM490 で試験時の局部座屈を避けるため板厚 12mm とし、鋼管内面に取り付けたずれ止めは t6×13 のフラットバーリングとした。パイルキャップ部および鋼管内の中詰めコンクリートの設計基準強度は $F_c=18\text{N/mm}^2$ とし、パイルキャップ部の配筋は D10@150mm とした。荷重荷重は 10000kN 試験機を用い、試験体上面から支圧板を介して単調漸増繰返し荷重を行った。

表 3-1 試験体のパラメーター一覧

ケース	段数	間隔
1	0	—
2	2	D/4 ピッチ
3	2	D/2 ピッチ
4	3	D/4 ピッチ

3.2 試験結果

図 3-1 に押し込み試験結果を示す。図中の各ケースは表 3-1 の試験体に対応している。ずれ止め無しのケース 1 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。最終的に、荷重は約 2800kN にまで達した。

ずれ止め有りの試験体では、いずれの試験体もずれ止め無しと同様の初期勾配で荷重が増加し、約 3300kN で勾配が変化した。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り付け位置によらず同程度の最大荷重 (約 5000kN) となった。

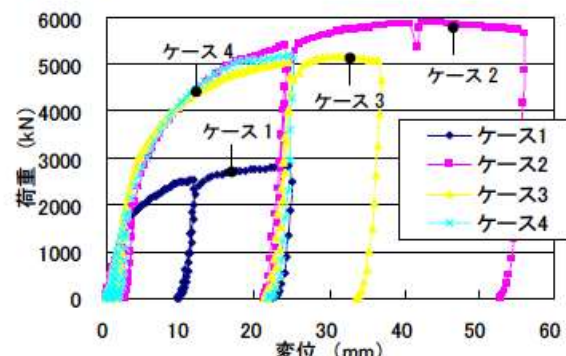


図 3-1 φ400 押し抜き試験荷重-変位関係

4. まとめ

本稿では、ずれ止めによる鋼管杭の杭頭結合の構造耐力に関する一連の研究の概要および φ400 の鋼管杭で行った押し込み試験結果を報告した。

押し込み試験結果より、全体耐力の中で鋼管端部における支圧耐力の割合が非常に大きいことが明らかになった。また、杭頭部の全体構造耐力として、φ400 の試験ではパイルキャップコンクリートの破壊が先行し、ずれ止め部の支圧破壊は発生しなかった。

参考文献：廣瀬他，「鋼管杭の杭頭結合構造に関する研究 (その 2) ~ (その 4)」 2006 年度日本建築学会大会 (投稿中)

鋼管杭の杭頭結合構造に関する研究（その2）
コンクリート支圧耐力評価試験

正会員 ○高野 公寿* 正会員 柳 悦孝*
同 廣瀬 智治* 非会員 増田 敏聡*
同 鈴木 正明* 非会員 外山 征*
同 脇屋 泰士*

鋼管杭 杭頭結合構造 鉛直加力試験
コンクリート ずれ止め 荷重伝達機構

1. はじめに

鋼管杭とパイルキャップの結合構造では、鋼管端面やずれ止めリングにより、鋼管杭からパイルキャップコンクリートへ荷重を伝達させている。しかしながら鋼管やずれ止めリングといった鋼材とコンクリートの支圧強度に関する知見は少ない。

本報はずれ止めリングとコンクリートの支圧強度をずれ止めリングの段数、取付け位置をパラメータにした要素試験により検討した。

2. 実験概要

試験体は、図 2-1 に示すように、φ101.6 外面ずれ止めリング付鋼管をφ500 高さ 200mmのコンクリート円柱に埋め込んだもので、ずれ止めリングの本数と位置をパラメータとした表 2-1 に示す7体とした。コンクリート打設前の状況を写真 2-1 に示す。ずれ止めリングは高さ 6mm、幅 13mmとした。基準強度 13N/mm²のコンクリートを打設したが、打設後 28 日の実強度で 9.75N/mm²だった。コンクリート円柱は、φ13 フープ鉄筋（φ400、4 段）で補強した。また荷重端盤に接する鋼管端面は平滑に仕上げた。



写真 2-1 コンクリート打設前の状況

試験は 2000kN 圧縮試験機により、鋼管に圧縮力を載荷し、コンクリート円柱より 20mm 以上押し抜いた。

東西南北 4 箇所の荷重端盤と支圧端盤間の変位を計測し、押抜き変位量とした。図 2-2、表 2-2 にひずみ計測位置を示す。各断面東西南北の 4 箇所、それぞれのずれ止めリング下端から 25mm にひずみゲージを貼付した。

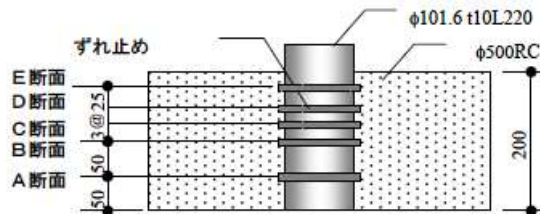


図 2-1 試験体の概要

表 2-1 試験パラメータ

	鋼管径 (mm)	RC径 (mm)	ずれ止め位置					備考
			A	B	C	D	E	
1	101.6	500	○	-	-	-	-	ずれ止めA
2			-	-	-	○	-	ずれ止めD
3			○	○	-	-	-	ずれ止めAB
4			○	-	○	-	-	ずれ止めAC
5			○	-	-	○	-	ずれ止めAD
6			○	-	○	-	○	ずれ止めACE
7			○	○	-	○	-	ずれ止めABD

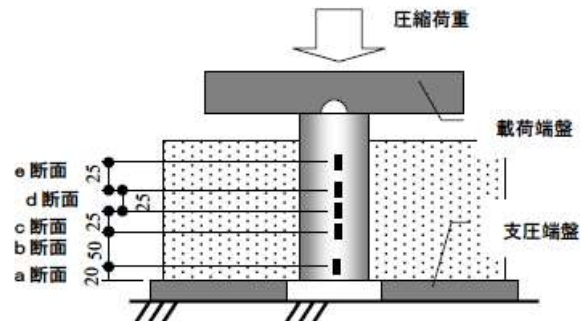


図 2-2 ひずみ計測位置

表 2-2 ひずみ計測位置

	鋼管径 (mm)	RC径 (mm)	ゲージ位置					備考
			a	b	c	d	e	
1	101.6	500	○	-	-	-	-	ずれ止めA
2			-	-	-	○	-	ずれ止めD
3			○	○	-	-	-	ずれ止めAB
4			○	-	○	-	-	ずれ止めAC
5			○	-	-	○	-	ずれ止めAD
6			○	-	○	-	○	ずれ止めACE
7			○	○	-	○	-	ずれ止めABD

3. 試験結果

ずれ止めリング1段の場合の荷重変位関係を図3-1、2段の場合を図3-2、3段の場合を図3-3に示す。

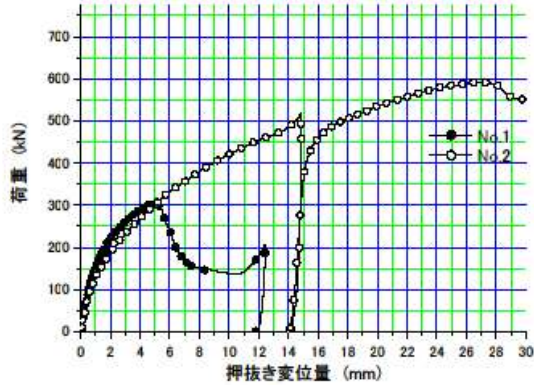


図3-1 荷重変位関係（ずれ止めリング1段）

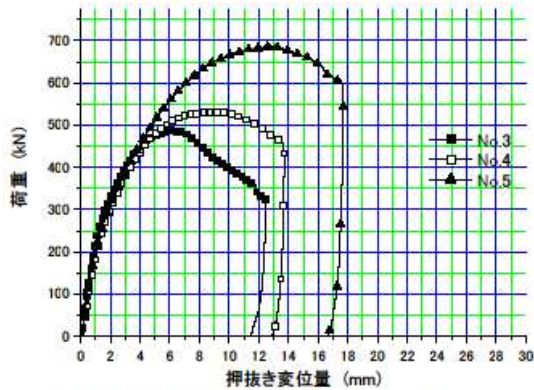


図3-2 荷重変位関係（ずれ止めリング2段）

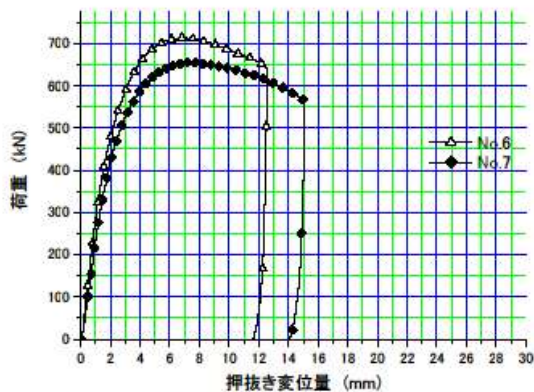


図3-3 荷重変位関係（ずれ止めリング3段）

変位量の小さい範囲ではずれ止め段数毎に剛性がほぼ同程度である。押し抜き変位量4mmでの耐力を図3-4と比較示す。ずれ止めリングの段数毎の押し込み変位量4mm

時の耐力は概ね等しい。ずれ止めリング2段と1段の耐力の差、3段と2段の差はともに150kN程度である。

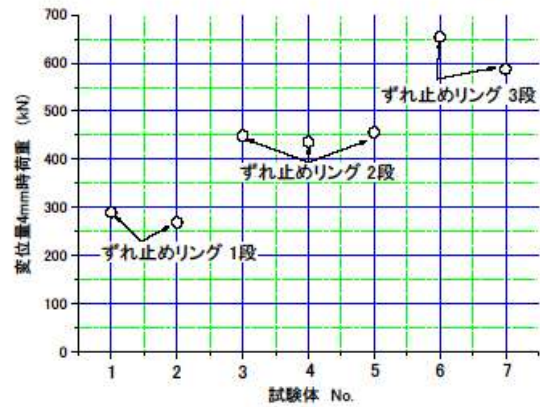


図3-4 変位量4mm時の荷重

最大耐力はずれ止めリング位置で大きく異なっている。ずれ止めリング位置が支圧端盤からの距離が大きいほど最大耐力は大きい。しかしながら、最大耐力を発揮するまでの押し込み変位量も大きくなる。表3-1に最大耐力を一覧表にして示す。最大強度をずれ止めリングの支圧面積で除した値を支圧強度とし、コンクリート強度との比を同表に示した。支圧強度は、コンクリート強度の10~30倍であった。

表3-1 最大耐力

No.	試験体種類	支圧面積 (mm ²)	最大耐力		
			total (kN)	支圧強度 (N/mm ²)	コンクリート強度との比
1	ずれ止めA	2097	303	144.5	14.82
2	ずれ止めD	1995	598	299.8	30.75
3	ずれ止めAB	4034	488	121.0	12.41
4	ずれ止めAC	4073	533	130.9	13.42
5	ずれ止めAD	4243	687	161.9	16.61
6	ずれ止めACE	6395	713	111.5	11.43
7	ずれ止めABD	6173	656	106.3	10.90

4. まとめ

ずれ止めリングとコンクリートの支圧強度を、ずれ止めリング段数、取付け位置をパラメータとした要素試験により検討した。その結果、ずれ止めリングによるコンクリートの支圧強度はコンクリート強度の10倍以上期待できること、ずれ止めリングの段数が増加するほど初期の剛性が大きくなること、ずれ止めリング取付け位置が支圧端盤からの距離が大きいほど最大耐力は大きいことが判明した。

参考文献：廣瀬他,* 鋼管杭の杭頭結合構造に関する研究(その1) ~ (その4)* 2006年度日本建築学会大会(投稿中)

鋼管杭の杭頭結合構造に関する研究（その3）

FEM 解析による鉛直加力実験の評価

正会員 ○柳 悦孝* 正会員 鈴木 正明*
 同 廣瀬 智治* 非会員 増田 敏聡*
 同 高野 公寿* 非会員 外山 征*
 同 脇屋 泰士*

鋼管杭 杭頭結合構造 鉛直加力試験
 FEM 解析 ずれ止め 荷重伝達機構

1. はじめに

鋼管杭とパイルキャップの結合構造には、パイルキャップの中に杭を一定長さだけ埋込み、杭頭曲げモーメントに抵抗する方法（方法 A）と、埋め込み長さを最小限に留め、主として鉄筋で補強することにより杭頭曲げモーメントに抵抗する方法（方法 B）がある。

方法 A, B ともに、杭頭に取り付けたずれ止め（平鋼）と鋼管端部の支圧により鉛直力を伝達する構造であるが、（その 1）で述べたように明確にその構造耐力を検証した例は少ない。

本報は、方法 A, B の試験体による鉛直加力実験と FEM 解析による検討結果を示すものである。

2. 実験概要

供試体は、SKK490 杭径 600mm、板厚 19mm の鋼管をパイルキャップ部（コンクリート強度 28.8N/mm²）に埋込み、鋼管内外にずれ止め（PL-9mm×25mm）を配置した。表 2-1 に試験体形状、図 2-1 に方法 A、図 2-2 に方法 B の試験体概略図を示す。

表 2-1 供試体形状

方法	パイルキャップ形状(mm)			ずれ止め	
	幅	高さ	埋込	内側	外側
方法 A	1,350	1,200	600	2 段	2 段
方法 B	1,600	700	100	2 段	—

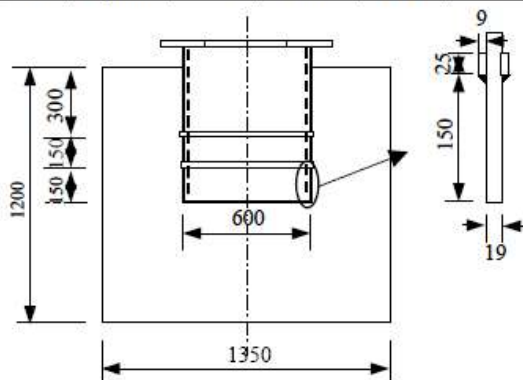
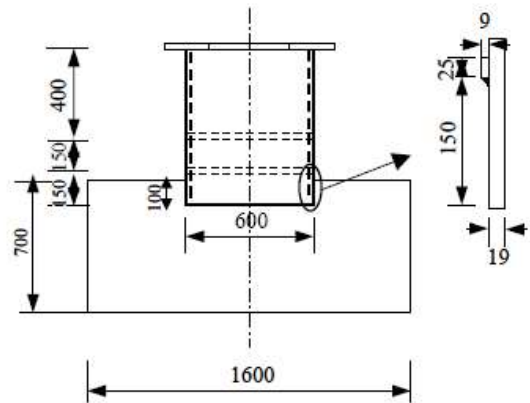


図 2-1 方法 A 概要図



3. 加力方法 図 2-2 方法 B 概要図

鋼管から鉛直力(MAX10,000kN)を単調漸増荷し、鋼管の変位量、埋込み量、応力およびパイルキャップ部の破壊状態を確認した。

4. FEM 解析モデル

FEM 解析メッシュ(4 節点軸対象ソリッド要素：方法 A)を図-3 に示す。ずれ止めの溶接部の形状は三角形要素とし、鋼材とコンクリートの境界は CONTACT 機能により接触(クーロン摩擦 0.6)を考慮した。コンクリート下端は完全固定、降伏条件は Drucker-Prager の降伏条件を用いた。鋼材とコンクリートの物性値を表 4-1、表 4-2 に示す。

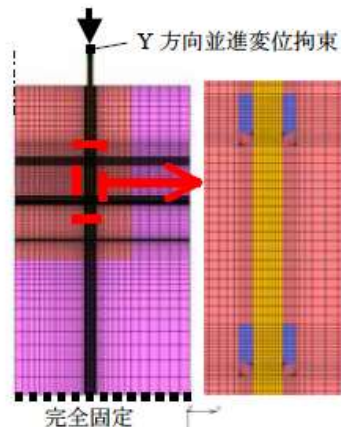


図 4-1 解析メッシュ

コンクリートは、引張応力がクラック発生応力(σ_c)に達するとクラックが発生し、その後一定勾配(E_c)で応力がゼロになるまで軟化する。クラック発生面におけるせん断応力の伝達低下は、せん断保持率 5%として考慮した。降伏条件はDrucker-Pragerの降伏条件(線形モールクーロン)とした。

表 4-1 鋼材(鋼管・ずれ止め)の物性

	ヤング率	ポアソン比	降伏応力	SSカーブ
	N/mm ²		N/mm ²	
鋼材	2.05E+5	0.3	346.67	弾塑性
鋼管上部	2.05E+9	//	—	弾性

表 4-2 コンクリートの物性

ヤング率(N/mm ²)	ポアソン比	F _c (N/mm ²)	φ(°)
2.44E+4	0.2	28.8	20
c(N/mm ²)	σ _a (N/mm ²)	E _c (N/mm ²)	
10.09	2.39	10	

5. 解析ケース

コンクリートのクラックや破壊を考慮する非線形領域をパラメータとして解析ケースを設定した(表 5-1)。また、加力試験結果の荷重-変位関係より、除荷時の剛性が比較的一致する解析ケース(Case A-4、B-3)のモデル図を図 5-1 に示す。

表 5-1 解析ケース

方式	ケース名	非線形領域
方法 A	Case A-1	鋼管周囲鉄筋 1 ピッチ
	Case A-2	鋼管周囲鉄筋 2 ピッチ
	Case A-3	パイルキャップ全域
	Case A-4	鋼管下端全域と周囲鉄筋 1 ピッチ
方法 B	Case B-1	鋼管周囲鉄筋 1 ピッチ
	Case B-2	鋼管周囲鉄筋 2 ピッチ
	Case B-3	パイルキャップ全域

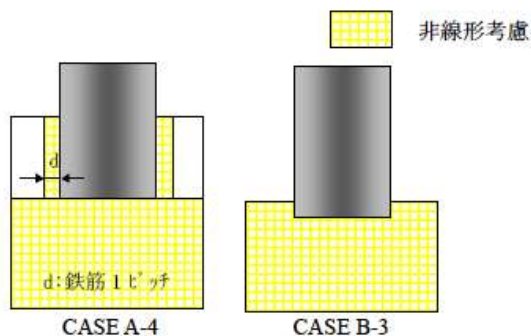


図 5-1 解析モデル図

6. 実験結果と解析結果の比較(p-δ関係)

図 6-1、図 6-2 に方法 A、方法 B の実験および解析の p-δ 関係を示す。載荷装置の限界から、最大載荷荷重が

10,000kN であったため、方法 A、B とともに明確な降伏荷重は確認できなかった。よって FEM 解析では、試験最大荷重近傍の各部材の応力状態に着目した解析を実施した。

Case A-3、Case B-3 はパイルキャップ部全域を非線形領域としたが、a-point で急激にクラックが進展し、剛性が低下する結果となった。Case A-1、A-2、A-4 では、剛性が同じ傾向を示し、かつ実験値の除荷時剛性とほぼ等しい結果となった。また、Case B-3 では実験値の剛性と比較的一致する結果となった。よって、解析モデルとしては、方法 A では Case A-4、方法 B では Case B-3 が妥当と言える。

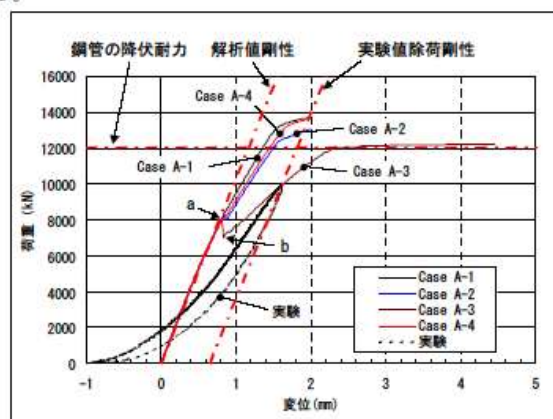


図 6-1 p-δ 関係図 (方法 A)

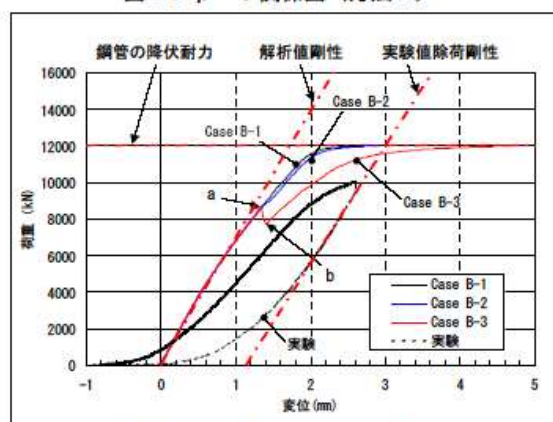


図 6-2 p-δ 関係図 (方法 B)

7. まとめ

最大加力時(10,000kN)でも、降伏域には達しなかったため、現状の杭頭結合構造で十分に鉛直力伝達能力がある。また、FEM 解析モデルは、p-δ 関係より、Case A-4 と Case B-3 が妥当と言える。

参考文献：廣瀬他、鋼管杭の杭頭結合構造に関する研究(その1)～(その4)* 2006年度日本建築学会大会(投稿中)

鋼管杭の杭頭結合構造に関する研究（その4）

FEM 解析による鉛直加力実験の評価

正会員 ○鈴木 正明* 正会員 柳 悦孝*
 同 高野 公寿* 非会員 増田 敏聡*
 同 脇屋 泰士* 非会員 外山 征*
 同 廣瀬 智治*

鋼管杭 杭頭結合構造 鉛直加力試験
 FEM 解析 ずれ止め 荷重伝達機構

1. はじめに

本報は、（その3）で示した FEM 解析モデルを使用し、鋼管杭とパイルキャップの結合構造である方法 A および方法 B について、ずれ止めと鋼管端部における荷重分担機構と支圧強度に関して検討を行ったものである。

2. 荷重分担機構

1,000kN、10,000kN 加力時のずれ止めと鋼管端部の荷重分担率を図 2-1（方法 A）、図 2-2（方法 B）に示す。

方法 A では、10,000kN 加力時の分担率は実験値と解析値がほぼ一致しているが、1,000kN 加力時は鋼管端部で解析値に比べ実験値が低い値となっている。これは、鋼管端部とパイルキャップとの境界面に供試体製作時のレイタンスが存在し、加力初期に支圧強度が十分得られなかったためと考えられる。また、方法 A では、加力位置に近い 1 段目のずれ止めの荷重分担率が高いが、鉛直耐力に比べ加力レベルが低いため、2 段目のずれ止めと鋼管端部の荷重分担率が低いと考えられる。

方法 A では、鋼管部がコンクリート内に埋込まれている

方法 B でも、10,000kN 加力時の分担率はほぼ同じ値を示しているが、実験値は解析値に比べ、2 段目のずれ止めの分担率が小さく、鋼管端部の分担率が高い。これは、鋼管周囲の拘束がないため、鋼管が外側に膨らむ曲げ変形により、ずれ止め端部で局部支圧破壊が生じ、鋼管端部が負担する荷重が増加したと考えられる。

図 2-3 に方法 A の荷重分担率履歴を示す。方法 A では、1 段目のずれ止めの分担率が 50%前後で 10,000kN 加力時まで推移している。解析値によれば、18,000kN 付近で鋼管端部と 1 段目のずれ止めの分担率が 35%と等しくなる。

図 2-4 に方法 B の荷重分担率履歴を示す。実験値と解析値はほぼ同じ傾向を示している。鋼管端部の支圧力による荷重分担が 50%以上と大きく、その傾向は、2,000kN 加力時から現れ、10,000kN 加力時まで継続する。方法 B は、1 段目と 2 段目のずれ止めが中詰めコンクリートの支圧力による荷重伝達しか行えないためと考えられる。解析値で 8,000kN 付近で現れる不連続点は、コンクリートクラックによる剛性低下のためである。

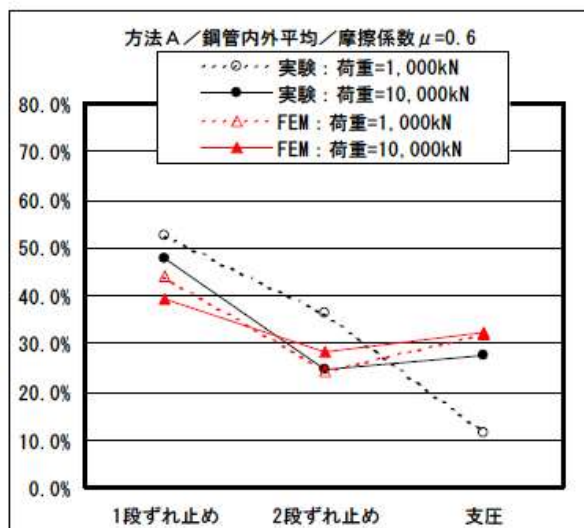


図 2-1 荷重分担率（方法 A）

ため、鋼管直角方向が拘束された状態で荷重伝達を行う。よって、解析値と比較的よく一致すると考えられる。

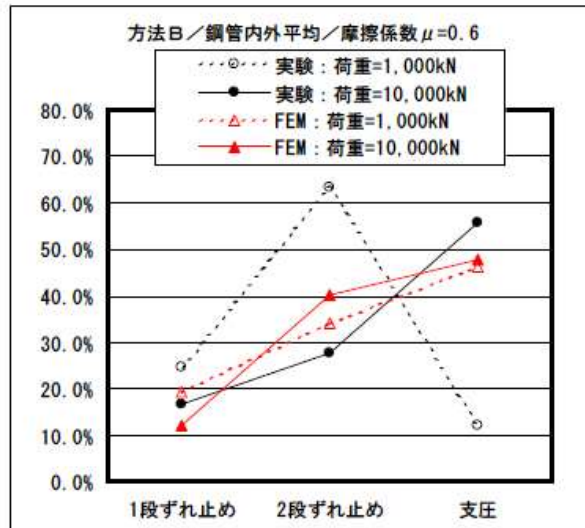


図 2-2 荷重分担率（方法 B）

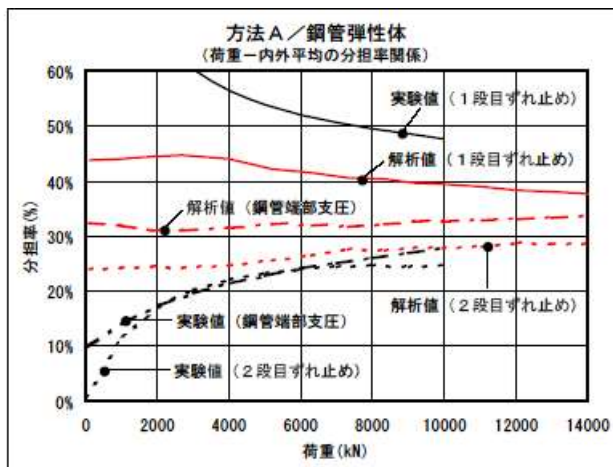


図 2-3 荷重分担率履歴 (方法 A)

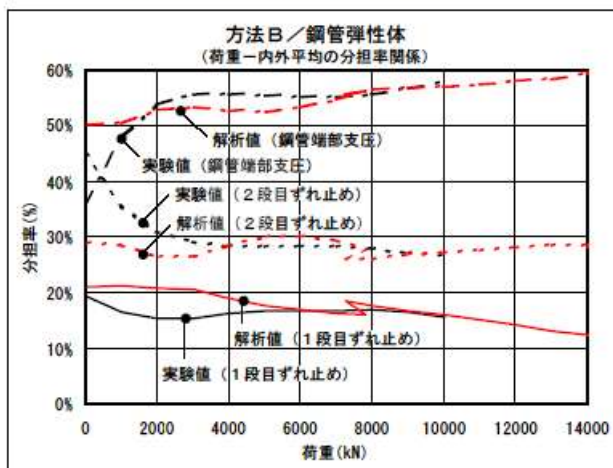


図 2-4 荷重分担率履歴 (方法 B)

3. 支圧強度

実験値において、方法A、方法Bの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、コンクリート軸圧縮強度($F_c=28.8\text{N/mm}^2$)に対する比(F値倍率と称す)で評価した。図 3-1、図 3-2 は鉛直加力-F値倍率を示したもので、図中に示した設計値とは、従来設計¹⁾で用いられた短期許容支圧応力値を算出した場合のF値倍率(4.5)を示している。

方法 A では、降伏荷重(短期荷重)まで加力されていないため、2 段目のずれ止めが荷重分担の必要が少なく、設計値まで達していない。方法 A は鉛直耐力が大きいため、FEM 解析モデルを用いて、降伏荷重を算出したところ、28,000kN に達した。この場合の F 値倍率は、ずれ止め・鋼管端部ともに 13 倍を超える値となった。

方法 B では、降伏荷重に近い状態まで加力されているため、ずれ止め・鋼管端部ともに設計値を上回る F 値倍

率となった。

方法 A、方法 B ともにずれ止めと鋼管端部の支圧強度は、設計値を上回っていると考えられるが、その値は、ずれ止め・鋼管端部ともに異なる。今後、中詰めコンクリート部およびパイルキャップ部での荷重伝達機構を考慮した設計法の検討を行う必要がある。

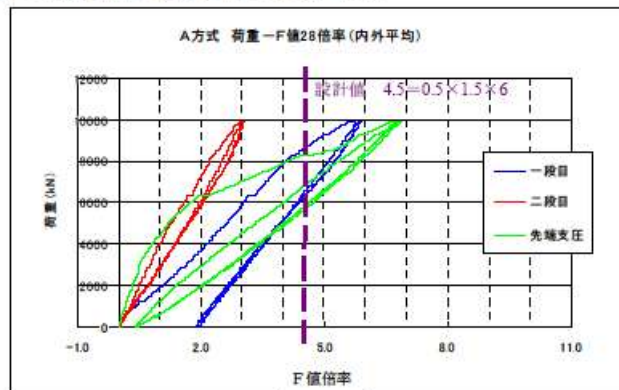


図 3-1 支圧強度(方法 A)

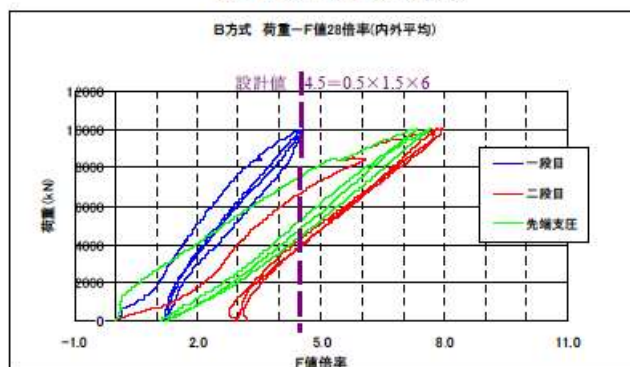


図 3-2 支圧強度(方法 B)

4. まとめ

- 方法 A は鋼管がパイルキャップ部内に埋込まれ、鋼管内外に配置したずれ止めが効率よく荷重伝達を行っているため、鉛直耐力が大きい。
- 方法 B は、鋼管の埋込み部が少なく方法 A に比べると鉛直耐力は小さいが、F 値倍率は従来設計値を上回っている。
- ずれ止めと鋼管端部では F 値倍率が異なるため、支圧強度に関する新たな評価式が必要である。

参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会:杭基礎設計便覧(昭和 61 年 1 月)
- 2) 廣瀬他、鋼管杭の杭頭結合構造に関する研究(その 1) ~ (その 3) 2006 年度日本建築学会大会(投稿中)

鋼管杭の杭頭結合構造に関する研究（その5）
杭頭結合部の設計手法と押し込み耐力の算定式

正会員 ○外山 征* 同 柳 悦孝*
同 廣瀬 智治* 同 増田 敏聡*
同 高野 公寿* 同 鈴木 正明*
同 脇屋 泰士*

鋼管杭 杭頭結合部 支圧耐力
ずれ止め

1. はじめに

鋼管杭の杭頭結合部では、杭頂部および鋼管内外面あるいは内面のみに取り付けた帯鋼（ずれ止めと称する）にて上部構造からの鉛直荷重を伝達させるのが一般的である。しかしながら、この杭頭結合構造を実験的および解析的に検証した事例は少ない。そこで著者らは杭頭部の耐力評価方法の研究に取り組み、杭頂部およびずれ止めの支圧耐力それぞれを定性的かつ定量的に評価するための実験および FEM 解析¹⁾を行った。本報（その5）で

は、まず提案する杭頭耐力評価式の概要を述べ、（その6）～（その7）において実験および FEM 解析の比較検討を行うことで、その杭頭耐力評価式の妥当性について詳述する。

2. 杭頭結合部の設計方法

図 2-1 に一般的な杭頭結合方法を示す。方法 A は鋼管杭をパイルキャップに 1D（D は鋼管径）以上埋め込み結合する方法であり、方法 B は 100mm 程度埋め込み、鉄筋により結合する方法である。各方法ともに鉛直荷重は、杭頂部板厚幅の支圧とずれ止めの支圧によって伝達させる。そのうちずれ止めの支圧耐力は、方法 A では鋼管内外面、方法 B では内面に取り付けたずれ止めによるものである。杭頭結合部の設計では、杭頂部およびずれ止めによる支圧耐力の和と鋼管を閉塞断面とした場合のパイルキャップ全体の支圧耐力が設計鉛直荷重を上回るよう杭頭仕様およびパイルキャップ高さを決定する。

実験および FEM 解析より構築した方法 A および B それぞれの押し込み耐力評価式を式 (2-1) に示す。

$$R_A = \min \{ R_{bt} + R_{bi} + R_{bo}, R_{bpc} \} / a$$

$$R_B = \min \{ R_{bt} + R_{bi}, R_{bpc} \} / a$$

(2-1)

$$N < R_A, N < R_B$$

R_A : 方法 A 杭頭結合部許容押し込み耐力

R_B : 方法 B 杭頭結合部許容押し込み耐力

N : 設計鉛直荷重

R_{bt} : 杭頂部支圧耐力

R_{bi} : 内面ずれ止め支圧耐力

R_{bo} : 外面ずれ止め支圧耐力

R_{bpc} : 鋼管閉塞断面支圧耐力

a : 長期または短期の安全率

ここで図 2-2 に方法 A、B それぞれの押し込み耐力概念図を示す。杭頭結合部の押し込み耐力は、杭頂部支圧耐力 R_{bt} および内外面ずれ止め支圧耐力 R_{bi} 、 R_{bo} の和から成る。また R_{bpc} は鋼管閉塞断面によるパイルキャップ全体の支圧耐力を表す。各部における支圧耐力の詳細は次節にて述べる。

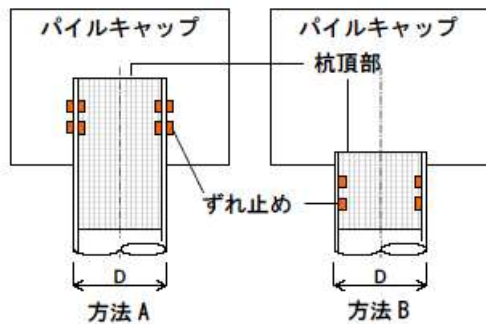


図 2-1 杭頭結合方法図

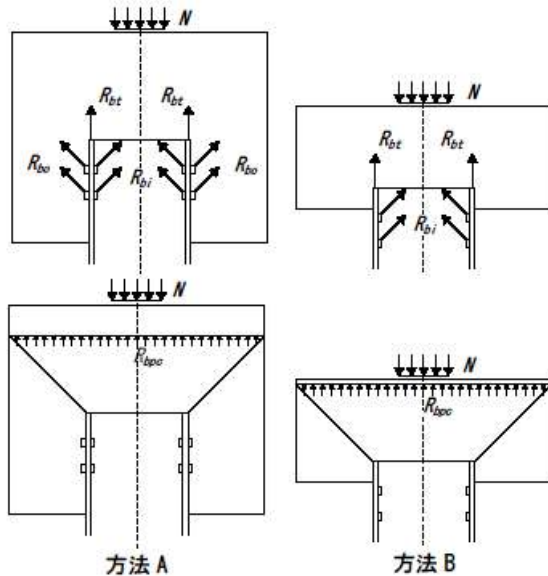
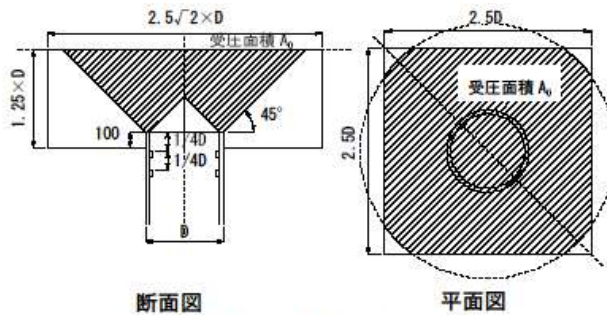
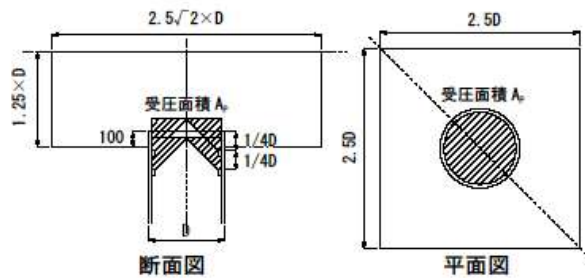


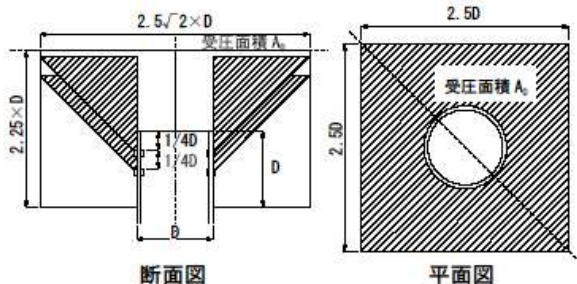
図 2-2 各部の支圧耐力概念図



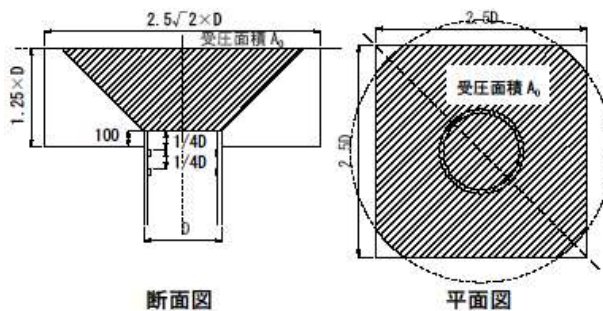
断面図 平面図
図 3-1 杭頂部の受圧面積 (概念図)



断面図 平面図
図 3-2 内面ずれ止め部の受圧面積 (概念図)



断面図 平面図
図 3-3 外面ずれ止め部の受圧面積 (概念図)



断面図 平面図
図 3-4 鋼管閉塞断面部の受圧面積 (概念図)

3. 各部における支圧耐力評価式

(1) 杭頂部支圧耐力式

図 3-1 に杭頂部の受圧面積概念図を示す。杭頂部支圧耐力 R_{bt} は、支圧面積 A_s が鋼管断面積、受圧面積 A_0 がパイ

ルキャップへの応力伝達面積であり、応力は杭頂部からパイロキャップへ 45° でコーン状に伝達するものとした。受圧面積 A_0 は、パイロキャップの寸法により異なり、同図における平面図はパイロキャップ高さ 1.25D 時の受圧面積である。式(3-1)に算出式を示す。

$$R_{bt} = F_c \cdot \sqrt{A_0/A_s} \cdot A_s \quad (3-1)$$

ここで、 F_c はコンクリート強度を表す。

(2) 内面ずれ止め支圧耐力式

図 3-2 に内面ずれ止め部の受圧面積概念図を示す。内面ずれ止め支圧耐力 R_{bi} は、支圧面積 A_r が内面ずれ止めの面積、受圧面積 A_p が鋼管閉塞断面積であり、内面ずれ止めによる支圧耐力の影響範囲が管内全域に伝達するものとした。式(3-2)に算出式を示す。

$$R_{bi} = \alpha \cdot F_c \cdot \sqrt{A_p/A_r} \cdot A_r \quad (3-2)$$

$$\alpha = 5.05 - 0.053 \cdot D/t \geq 1$$

ここで、 α は既往の支圧耐力実験結果より推定した拘束効果である。

(3) 外面ずれ止め支圧耐力

図 3-3 に外面ずれ止め部の受圧面積概念図を示す。外面ずれ止め支圧耐力 R_{bo} は、支圧面積 A_{or} が外面ずれ止めの面積、受圧面積 A_0 が同図に示す外面ずれ止めを起点として伝達される影響範囲である。式(3-3)に算出式を示す。

$$R_{bo} = F_c \cdot \sqrt{A_0/A_{or}} \cdot A_{or} \quad (3-3)$$

(4) 鋼管閉塞断面支圧耐力

図 3-4 に鋼管閉塞断面部の受圧面積概念図を示す。鋼管閉塞断面支圧耐力 R_{bpc} は、鋼管の閉塞断面積を支圧面積 A_p 、パイロキャップへの応力伝達面積を受圧面積 A_0 とする。式(3-4)に算出式を示す。

$$R_{bpc} = F_c \cdot \sqrt{A_0/A_p} \cdot A_p \quad (3-4)$$

(5) 溶接部許容耐力

式(3-5)にずれ止め溶接部の許容耐力を示す。

$$R_w = F_w / 1.5\sqrt{3} \cdot \{\pi(D - 2t - T) \cdot T\} / \sqrt{2} \cdot e / T \cdot n \quad (3-5)$$

R_w : 溶接部許容耐力

$$N < R_w$$

ここで、 F_w 、 D 、 t 、 T 、 e および n はそれぞれ溶接材強度、杭径、鋼管の板厚、ずれ止め幅、溶接脚長およびずれ止め段数を表す。

4. おわりに

本稿では、方法 A、B それぞれの杭頭結合部の設計手法と各部位の支圧耐力評価式を示した。各部位の支圧耐力評価式の妥当性については (その 6) ~ (その 7) で述べる。

参考文献

- 1) 廣瀬他* 鋼管杭の杭頭結合構造に関する研究 (その 1) ~ (その 4) 2006 年日本建築学会大会
- 2) 柳他* 鋼管杭の杭頭結合構造に関する研究 (その 6) ~ (その 7) 2007 年日本建築学会大会 (投稿中)

鋼管杭の杭頭結合構造に関する研究（その6）

杭頂部支圧耐力の評価

正会員 ○柳 悦孝* 正会員 増田 敏聡*
 同 鈴木 正明* 同 高野 公寿*
 同 脇屋 泰士* 同 廣瀬 智治*
 同 外山 征*

鋼管杭 杭頭結合部 支圧耐力
 FEM解析 ずれ止め 荷重伝達機構

1. はじめに

本報は、(その5)で示した杭頂部先端支圧耐力式(3-1)の妥当性を、既往の実験値および(その1)の押し込み試験結果より検証した。また、FEM解析を行いパイルキャップ内での杭頂部荷重伝達メカニズムを確認した。

$$R_{br} = F_c \cdot \sqrt{A_0/A_s} \cdot A_s \quad (3-1)$$

R_{br} : 杭頂部先端支圧耐力

F_c : コンクリート強度

A_0 : 受圧面積

A_s : 鋼管断面積

ここで A_0 は、図 1-1 に示す様に鋼管杭最外縁から 45° の角度で上部に伸びる影響線とパイルキャップ部との交点を直径とする円の面積として算出する。影響線との交点がパイルキャップ幅を超える場合は、パイルキャップの断面積とする。

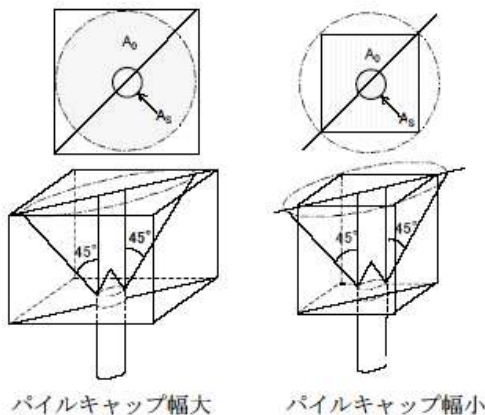


図 1-1 受圧面積 A_0

2. 押し込み試験概要

既往の荷重試験で用いられた供試体概要を図 2-1~2-3 に示す。また、(その1)の供試体概要を図 2-4 に示した。

図 2-1、2-2 は、参考文献 1)の供試体であり、 $\phi 406.4 \times 7.9\text{mm}$ の鋼管から加力している。図 2-2 はパイルキャップ内のベース筋を籠状に組んで耐力を増加している。

図 2-3 は、参考文献 2)の S2 供試体であり、 $\phi 500 \times$

12mm の鋼管を反力桁に設置し、パイルキャップ上端の荷板より加力した。鋼管上部端には端板が取り付けられており、 A_0 の直径を求める鋼管杭最外縁は 538mm とした。

図 2-4 は参考文献 3)の供試体概要であり、 $\phi 400 \times 11.6\text{mm}$ の鋼管から加力した。

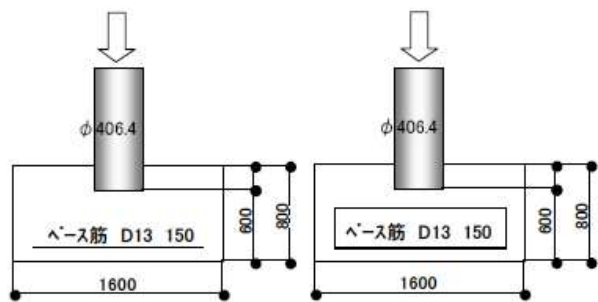


図 2-1 参考文献 1 (a)

図 2-2 参考文献 1 (b)

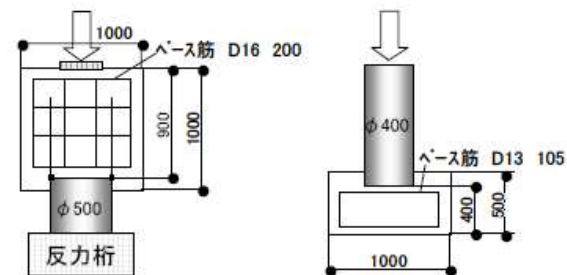


図 2-3 参考文献 2

図 2-4 参考文献 3

3. 実験値と算定値の比較

既往の実験値と式(3-1)により求められた算定値の比較を表 3-1 に示した。

表 3-1 算定値/実験値

ケース	径 mm	板厚 mm	幅 mm	高さ mm	A_0/A_s	F_c	算定値	実験値	算定/実験
						N/mm ²			
文献1(a)	406.4	7.9	1,600	800	204.92	22.8	3,228	3,224	1.00
	406.4	7.9	1,600	800	204.92	22.8	3,228	3,312	1.03
	406.4	7.9	1,600	800	204.92	23.3	3,299	3,038	0.92
文献1(b)	406.4	7.9	1,600	800	204.92	23.1	3,270	4,606	1.41
	406.4	7.9	1,600	800	204.92	23.3	3,299	4,606	1.40
	406.4	7.9	1,600	800	204.92	22.4	3,171	4,263	1.34
文献2	538	50	1,000	1,000	13.05	22.7	6,285	6,000	0.95
文献3	400	11.6	1,000	500	70.65	9.75	1,160	2,807	2.42

表 3-1 より、ほぼ実験値が算定値を上回っている。文献

1 (a)はベース筋の配筋量が実構造物より少ないため、パイルキャップ部の耐力が低く、実験値が算定値を上回っていると考えられる。また、文献2はパイルキャップ部の側面ひび割れが伸張したものの載荷できる最大荷重に達したため、載荷を終了しており、終局耐力はまだ高い可能性がある。

実構造物では、図 2-1～2-4 に示す供試体に比べて地中梁の主筋が密に配筋されているため、終局耐力は本検討より大きな値と推測できる。

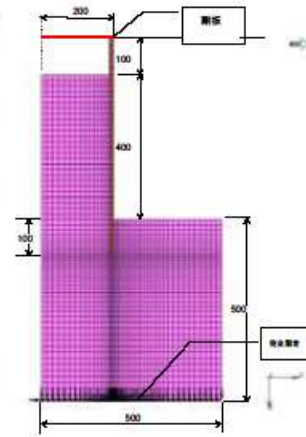


図 4-1 FEM メッシュ図

4. FEM 解析

参考文献 3)の荷重-変位曲線(ずれ止め無し)を用いて FEM 解析条件を設定した。

図 4-1 に鋼管・パイルキャップ部のメッシュ図を示した。鋼管の物性値は、引張試験より求めた S-S 曲線を用いた。コンクリートの物性値は、1 軸圧縮強度から参考文献 4)の式 (5.1) を用いて、ヤング係数($E=1.74 \times 10^4 \text{N/mm}^2$)を算出し、ポアソン比は 0.2 とした。クラック発生後のソフトニング係数は、 $E/10$ とした。

$$E = 21,000 \times \left(\frac{\gamma}{23} \right)^{1.5} \times \sqrt{\frac{F_c}{20}} \quad (5.1)$$

E : ヤング係数(N/mm^2)

γ : コンクリートの気乾単位容積重量(kN/m^3)

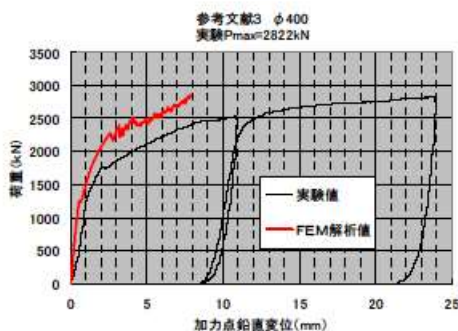


図 4-2 荷重-変位曲線

図 4-2 に参考文献 3)の実験値と FEM 解析値の荷重-変位曲線を併せて示した。終局耐力はほぼ一致している。

図 4-3 にパイルキャップ部内の塑性ひずみの進展状況を各載荷荷重で示した。

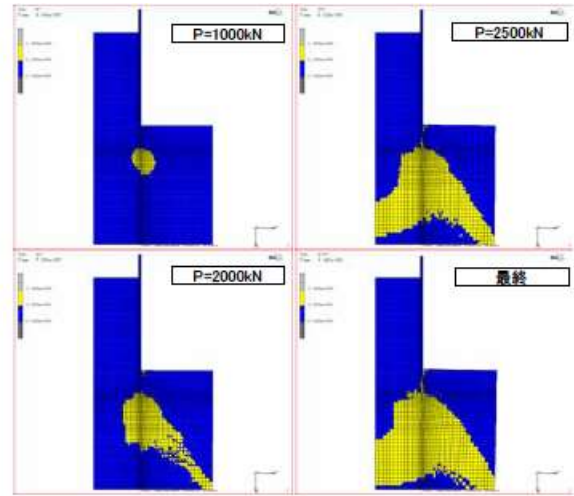


図 4-3 鋼管先端部荷重伝達

載荷荷重 1,000kN で鋼管杭先端付近のコンクリート周辺のみが発生していた塑性領域は、2,000kN でパイルキャップ部の外周面に達している。さらに 2,500kN では、鋼管杭先端からパイルキャップの内部にコーン状に塑性ひずみが進展している。

終局時は、杭頂部付近と外周部に向かってほぼ 45° の角度で塑性域が進展している。この状態は、図-1.1 で示した概略図とほぼ等しく、受圧面積 A_0 の算定で、鋼管杭先端部からの破壊モードがほぼ妥当であることが示されている。

5. まとめ

- ・杭頂部先端支圧耐力式(1)を既往のデータ (4 文献) と比較し、ほぼ妥当であることを確認した。
- ・実構造のパイルキャップ部は、地中梁の主筋も交差しているため、配筋が密となる。このため、提案式よりさらに高い耐力であることが推定できる。
- ・FEM 解析より求めた、パイルキャップ部の塑性ひずみの進展状況は、杭頂部先端支圧耐力式(3-1)での仮定とほぼ一致しており、式(3-1)の妥当性を確認した。

参考文献

- 1)相内他 “鋼管ぐいのくい頭処理の効果” 建築技術 No.308 1977年4月
- 2)小林他 “鋼管杭で支持されたパイルキャップの耐力実験” 2005年9月 日本建築学会大会
- 3)廣瀬他 “鋼管杭の杭頭結合構造に関する研究(その1)～(その5)” 2006年9月 日本建築学会大会
- 4)日本建築学会 “鉄筋コンクリート構造 計算基準・同解説 1999”

鋼管杭の杭頭結合構造に関する研究 (その7)
内面ずれ止め支圧耐力の評価

正会員 ○高野 公寿* 正会員 柳 悦孝*
同 廣瀬 智治* 同 増田 敏聡*
同 鈴木 正明* 同 外山 征*
同 脇屋 泰士*

鋼管杭 杭頭結合部 鉛直加力試験
コンクリート ずれ止め 荷重伝達機構

1. はじめに

(その5) で示した内面ずれ止め支圧耐力 R_{bi} の評価式を以下に示す。

$$R_{bi} = \alpha \cdot F_c \cdot \sqrt{A_p / A_{ir}} \cdot A_{ir} \quad (3-2)$$

ここで F_c : コンクリート強度

A_p : 鋼管閉塞断面積

A_{ir} : リブの投影面積 (2段の場合は2倍)

α : 拘束効果

$$\alpha = 5.05 - 0.053 \cdot D/t \geq 1$$

D : 鋼管径 t : 鋼管板厚

本報では、この内面ずれ止め支圧耐力の評価式の妥当性を既往の実験データと新たな試験により検証した。

2. 既往試験結果と評価の比較

鋼管内面のずれ止めによる中詰めコンクリートの押し抜き耐力に関連して参考文献1)、2)の報告がなされている。この報告に示されたデータのうち、内面ずれ止めと中詰めコンクリートのずれにより最大耐力 P_{max} が決まったものに対し評価式による結果 R_{bi} と比較し表2-1、図2-1に示す。

表2-1 押し抜き耐力の試験値と内面ずれ止め支圧耐力評価値の比較

鋼管				コンクリート拘束効果			ずれ止め		検討		試験結果
D (mm)	t (mm)	D/t	A_p (mm ²)	F_c (N/mm ²)	α	H (mm)	N	A_{ir} (mm ²)	$\sqrt{A_p/A_{ir}}$	R_{bi} (kN)	P_{max} (kN)
351.6	10	35.2	86361	31.1	3.19	2.5	1	2585	5.78	1479	2058
351.6	10	35.2	86361	31.1	3.19	2.5	2	5169	4.09	2092	2293
214.6	12.3	17.4	28353	25.0	4.13	6	1	3468	2.86	1022	1043
207.5	8.7	23.9	28383	25.0	3.79	6	1	3470	2.86	939	956
202.5	6.2	32.7	28383	25.0	3.32	6	1	3470	2.86	823	1004
197.6	3.7	53.4	28413	25.0	2.22	6	1	3472	2.86	551	693
192.9	1.4	137.8	28383	25.0	1.00	6	1	3470	2.86	248	272
215.6	12.8	16.8	28353	38.8	4.16	6	1	3468	2.86	1600	1700
206.5	8.2	25.2	28383	38.8	3.72	6	1	3470	2.86	1431	1392
201.6	5.8	34.8	28353	38.8	3.21	6	1	3468	2.86	1234	1122
196.4	3.2	61.4	28353	38.8	1.80	6	1	3468	2.86	692	698
193.5	1.7	113.8	28383	38.8	1.00	6	1	3470	2.86	385	698
214.2	12	17.9	28413	43.6	4.10	6	1	3472	2.86	1778	1484
200.6	5.2	38.6	28413	25.0	3.01	6	2	6944	2.02	1055	1029
300	10	30.0	61575	29.3	3.46	6	1	5165	3.45	1808	1842
300	15	20.0	57256	29.3	3.99	6	1	4976	3.39	1973	2058
300	30	10.0	45239	29.3	4.52	6	1	4411	3.20	1871	2078
300	8	37.5	63347	29.3	3.06	9	1	7775	2.85	1992	1931
300	10	30.0	61575	29.3	3.46	9	1	7662	2.83	2202	2332
300	15	20.0	57256	29.3	3.99	9	1	7380	2.79	2403	3126
300	30	10.0	45239	29.3	4.52	9	1	6531	2.63	2277	2391
300	10	30.0	61575	29.3	3.46	12	1	10103	2.47	2529	2724
300	15	20.0	57256	29.3	3.99	12	1	9726	2.43	2759	3450
300	30	10.0	45239	29.3	4.52	12	1	8595	2.29	2612	3185
300	15	20.0	57256	37.2	3.99	9	1	7380	2.79	3054	3450
300	20	15.0	53093	29.3	4.26	9	1	7097	2.74	2420	3401
300	12	25.0	59828	29.3	3.73	9	1	7549	2.82	2320	2411
300	15	20.0	57256	29.3	3.99	6	1	4976	3.39	1973	1627
300	15	20.0	57256	29.3	3.99	9	1	7380	2.79	2403	2323
300	15	20.0	57256	29.3	3.99	9	1	7380	2.79	2403	2450
300	15	20.0	57256	29.3	3.99	6	1	4976	3.39	1973	2460
300	15	20.0	57256	29.3	3.99	9	1	7380	2.79	2403	3097

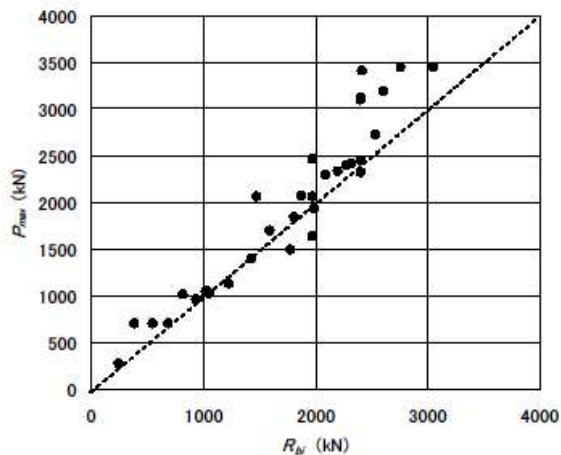


図 2-1 押し抜き耐力の試験値と内面ずれ止め支圧耐力評価値の比較

3. 大径鋼管での中詰めコンクリートの押し抜き試験

既往の試験結果が鋼管外径φ351.6までであり、内面ずれ止め支圧耐力評価式の大径鋼管への適用の検証のため、中詰めコンクリートの押し抜き試験を実施した。試験概要を図3-1、試験ケースと試験結果を表3-1に示す。鋼管は外径400mm～800mmとし、鋼管の内面にずれ止めとして鉄筋D13またはD16を200mmピッチで2段取り付けた。鋼管内に充填したコンクリートの圧縮強度は、試験日の違いにより、CASE1, CASE2, CASE3では $F_c=24.1$ (N/mm²)、CASE4では $F_c=20.0$ (N/mm²)、CASE5, CASE6では $F_c=24.0$ (N/mm²)であった。試験は10,000kN 載荷試験装置を用いて変位制御の単調載荷で行い、載荷速度を0.01mm/secとした。CASE6は試験機能力を超え、最大耐力の確認はできなかった。

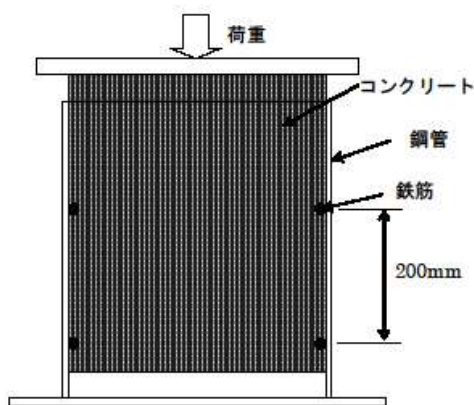


図 3-1 試験概要

表 3-1 試験ケースと試験結果

CASE	鋼管		ずれ止め		コンクリート強度 F_c (N/mm ²)	最大耐力 P_{max} (kN)
	径 D (mm)	板厚 t (mm)	高さ (mm)	段数 n		
1	406.4	9.5	13	2	24.1	5149
2	406.4	12.7	13	2	24.1	5819
3	406.4	12.7	16	2	24.1	6082
4	400	16	13	2	20	6519
5	609.6	19	13	2	24	9467
6	800	22	13	2	24	10000以上

4. 押し抜き支圧耐力と評価式の比較

3. での試験結果 P_{max} と内面ずれ止め支圧耐力評価式による評価値 R_{br} 比較を図4-1に示す。この結果より内面ずれ止め支圧耐力評価式による評価は、大径鋼管の場合にも妥当な結果を示すことが分かった。

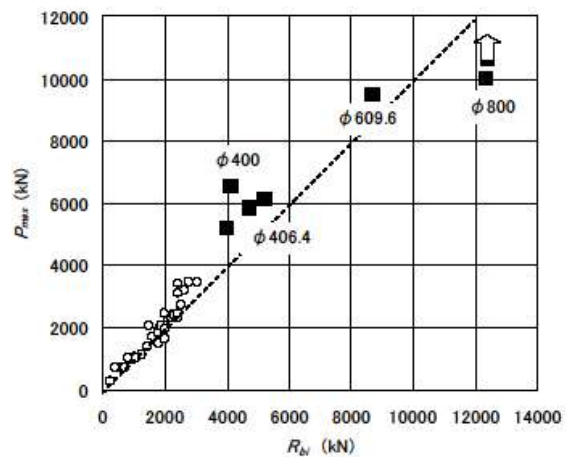


図 4-1 押し抜き耐力の試験値と内面ずれ止め支圧耐力評価値の比較 その2

参考文献：

- 1)宮尾他, “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 1997年3月
- 2)高木他, “鋼管内面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 1999年9月
- 3)～6)廣瀬他, “鋼管杭の杭頭結合構造に関する研究 (その1)～(その4)” 日本建築学会大会梗概集 2006年9月
- 7)～9) 廣瀬他, “鋼管杭の杭頭結合構造に関する研究 (その5)～(その6)” 日本建築学会大会梗概集 2007年投稿中