

論文 支圧板付き鋼管の深礎基礎への定着に関する実験的研究

飯島政義*¹・吉井幸雄*²・広中 了*³・松島 学*⁴

要旨：支圧板と呼ぶ薄いリング状プレートで節状に取り付けた鋼管の、円柱形の深礎基礎内への定着耐力算定式の適用範囲拡大を目的として、模型実験を実施した。定着耐力への影響因子である、軀体径、定着長およびコンクリート強度について検討した。破壊モードは割裂破壊であり、支圧板の荷重分担から逐次破壊の影響を見だし、定着耐力に寄与する有効定着長を明確にした。

キーワード：定着耐力、付着割裂ひび割れ、定着長

1. はじめに

送電用鉄塔基礎は、風荷重等により圧縮、引揚双方の鉛直荷重が作用する構造物であり、山岳地の大型送電用鉄塔基礎には、図-1に示す円柱型の深礎基礎が多用される。鉄塔材の深礎基礎軀体コンクリートへの定着部を脚材と称し、図-2に示すように、その定着方法には鋼管に支圧板と呼ぶ薄いリング状プレートを節状に取り付けた支圧板方式を用いている。

支圧板方式の定着耐力は、Tepfersの異形鉄筋の付着に関する研究[1]と同様、脚材（鋼管）の直径とコンクリートかぶり厚の比、定着長に影響される。本研究は、軀体径、定着長およびコンクリート強度の各因子の適用範囲を拡大することを目的に、模型実験（引揚載荷）を実施したものである。以下、引揚荷重が作用する場合の定着耐力についての検討結果を報告する。

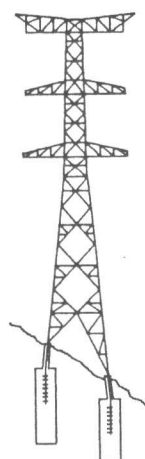


図-1 送電用鉄塔と深礎基礎

2. 定着耐力算定式

定着耐力の算定については、これまでに、主に引揚載荷時を対象として模型実験により検討してきており、図-2に示すように、破壊モードは、コンクリートの割裂破壊によるものである[2,3]。

模型実験結果を踏まえて、割裂破壊の耐力 P_0 は、以下の①から⑤の仮定に基づき、式(1)で評価している[4]。

- ①脚材に引揚荷重が作用すると、支圧板から斜め上向き（ $\theta = 45^\circ$ ）に応力が伝達し、その水平成分は軀体コンクリートに内圧として作用する（図-3）。

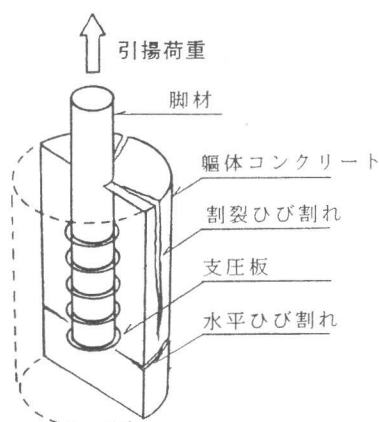


図-2 定着方法と破壊モード

* 1 東京電力㈱送変電建設本部主任、工修（正会員）

* 2 東京電力㈱送変電建設本部副部長

* 3 東京電力㈱送変電建設所副長、工修

* 4 東電設計㈱耐震技術部課長、工博（正会員）

② 軀体コンクリートには、
この内圧により周方向引張応力が発生し、終局時においては、半径 a の区間は塑性化して周方向には抵抗しない（図-4）。

③ 半径 a は、弾性状態における中空の厚肉円筒理論による周方向応力分布の外縁応力の2倍の位置に相当する（図-4）。

④ ③で述べた塑性域 a の外側部分では、定着長 ℓ 。（上下端支圧板間距離 ℓ_1 ）の薄肉円筒に働く周方向引張応力が引張強度 f_t を越えて最終的な破壊に至る（図-4）。

⑤ 各支圧板は均等に荷重を分担する。

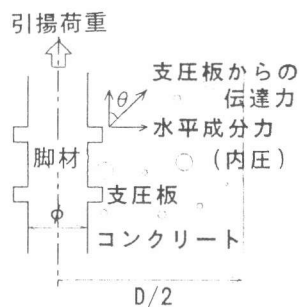


図-3 支圧板から生じる伝達力

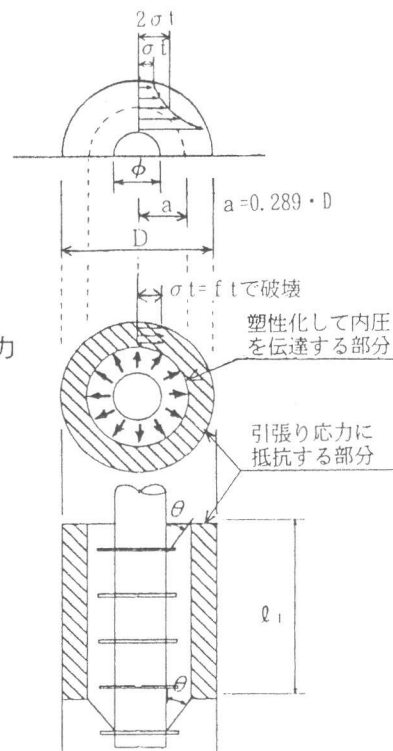


図-4 割裂破壊に抵抗する範囲

$$P_0 = \frac{2\pi(D/2 - a)\ell_1 f_t}{\tan \theta} \quad \text{式(1)}$$

D : 軀体径

a : 塑性域半径 ($=0.289D$)

ℓ_1 : 定着長 ($=\ell_1$)

f_t : コンクリートの引張強度 ($=0.583 \cdot f'_c{}^{2/3}$)

f'_c : コンクリートの圧縮強度

θ : 支圧板からの応力伝達角度 ($=45^\circ$)

3. 実験概要

3.1 試験体と載荷方法

試験体は、実基礎の形状を基に、表-1に示すように、軀体径と脚材径の比 D/ϕ 、定着長と脚材径の比 ℓ_1/ϕ 、およびコンクリートの圧縮強度 f'_c を因子とした。

表-1 実験ケースおよび実験結果の一覧

因子 \ CaseNo.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
D/ϕ	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	7.1	9.2	7.1	5.0	5.0	5.0
ℓ_1/ϕ	6.0	8.0	10.0	13.3	16.0	6.0	6.0	8.0	8.0	16.0	8.0
f'_c (kgf/cm ²)	288	265	283	283	290	290	272	260	195	181	421
P_0 (tf)	146	184	240	320	390	207	257	257	150	285	250
P_u (tf)	122	160	183	270	308	135	220	172	153	290	187
P_u/P_0	0.84	0.87	0.76	0.84	0.79	0.65	0.86	0.67	1.02	1.02	0.75

躯体径は $D/\phi=5.0$ の $D=600\text{mm}$ を標準とした。実際の基礎の躯体径が約 3.5m であることから、約 $1/6$ スケールの模型実験である。脚材は直径 $\phi=120\text{mm}$ 、肉厚 $t=18\text{mm}$ の同一鋼管であり、支圧板は肉厚 3.2mm 、出幅 10mm 、間隔 80mm のリング状プレートである。載荷は、図-5に示すように、軸力筋下端を載荷装置に定着させ、脚材を引揚げるにより行った。計測項目は、試験体上端、下端の変位、脚材のひずみとした。表-1には、式(1)により計算される耐力 P_0 も示す。

3. 2 実験結果

最大載荷荷重すなわち終局耐力 P_u 、および P_u/P_0 を表-1に併記する。また、 D 、 ℓ_1 、 f'_c の各因子による終局耐力の違いを図-6に示す。(b)図から、 P_u は ℓ_1 に対してほぼ正比例して増加しているが、(a)図および(c)図に示すように、 D 、 f'_c に対しては増加の程度が小さいことが分かる。

Case 2の載荷時の試験体周面ひび割れの進展状況を図-7に示す。まず脚材下端近傍で水平ひび割れが生じ($P=65\text{tf}$)、次に試験体上面において脚材周辺から割裂ひび割れが半径方向に進展し外縁に達する($P=100\text{tf}$)。そして、割裂ひび割れが試験体側面を下方に進展して終局($P=160\text{tf}$)をむかえる。躯体上面で見られる同心円状のひび割れは、割裂ひび割れ発生後の2次的なものである。同ケースの脚材ひずみ分布の変化を図-8に示す。脚材ひずみは支圧板間において計測していることから、ひずみ分布の勾配が、支圧板の荷重分担を表している。躯体周面に水平ひび割れが生じていない初期の荷重レベル($P=50\text{tf}$)では、脚材下部にはひずみがほとんど生じておらず、すなわち支圧板が荷重を分担していない。躯体上面、側面にひび割れが生じた荷重レベル($P=100\text{tf}$)から、全体にひずみが生じて三角形に近い分布形状になり、さらに終局荷重レベル($P=160\text{tf}$)に近くなると、上部のひずみ分布が一様状態に近づき、その部分の支圧板が荷重を分担しなくなることが分かる。図-9には、定着長の長いCase 5の脚材ひずみ分布の変化を示すが、躯体上面、側面にひび割れが生じた荷重レベル($P=100\text{tf}$)以降、脚材上部のひずみが一定となる区間、すなわち荷重分担していない支圧板範囲が増えている。この範囲の脚材周辺では内部コンクリートに割裂ひび割れが生じていると考えられる。

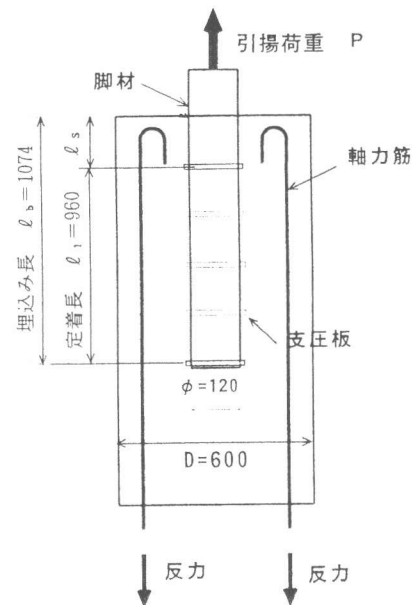
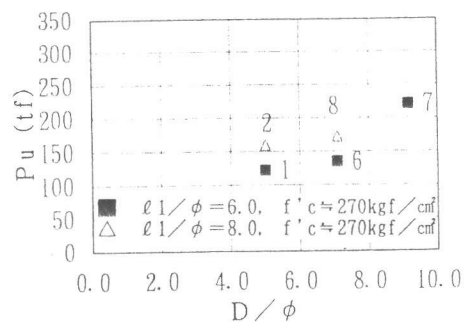
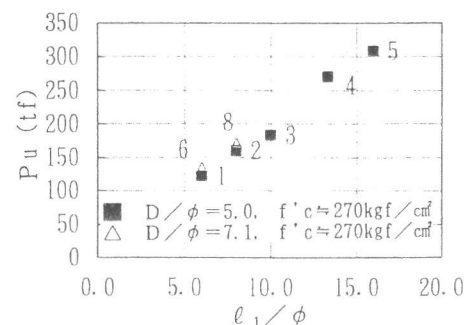


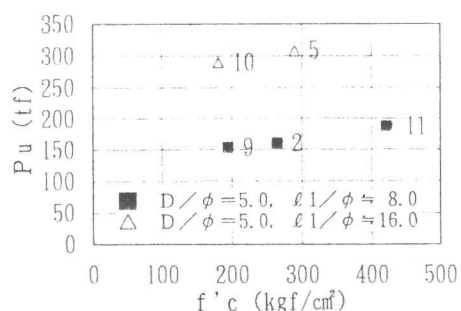
図-5 試験体 (Case 2の例)



(a) P_u と躯体径 D の関係



(b) P_u と定着長 ℓ_1 の関係



(c) P_u とコンクリート圧縮強度 f'_c の関係

図-6 終局耐力 P_u と各因子の関係

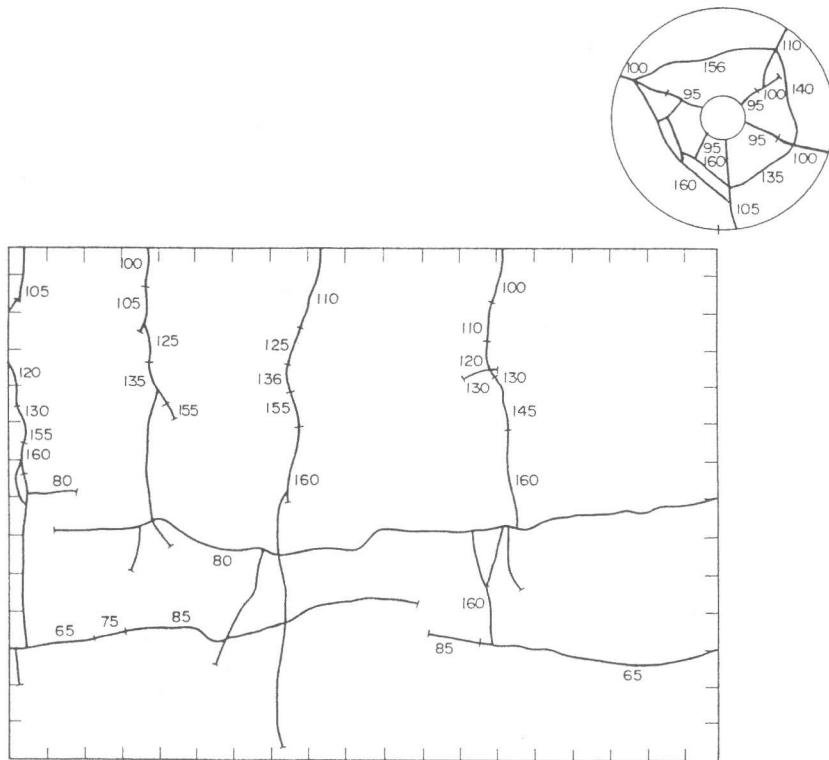


図-7 試験体周面ひび割れの進展(Case 2)
(図中の数値はひび割れ発生荷重 P (tf))

4. 考察

P_u/P_o と ℓ_1/ϕ の関係を既往実験結果とあわせて図-10に示す。 P_u/P_o の値は、平均が0.92、変動係数が17%であり、式(1)による算定は妥当であると考えられる。しかしながら、前掲の図-6に示したように、 D/ϕ および f'_c については、算定耐力 P_u に対するその増加の評価が不十分である。以降に、その評価についての考察結果を述べる。

図-11は、幅 $(D/2 - a)$ と P_u/P_o の関係である。前述のように、幅 $(D/2 - a)$ において割裂耐力に抵抗することから、この幅を寸法効果の影響幅とした。図中には、土木学会コンクリート標準示方書に示される補正係数曲線を併せて示す。コンクリート標準示方書に準拠することは妥当であると考えられ、同曲線により寸法効果による補正係数が評価できることになる。

図-12は、 f'_c と P_u/P_o の関係であり、 f'_c の増加により P_u/P_o が小さくなることが分かる。べき乗関数での回帰曲線も併せて示すが、同曲線により圧縮強度による補正が評価できると思われる。なお、定着耐力算定においては、有効幅 $(D/2 - a)$ を f'_c によらず一定としている

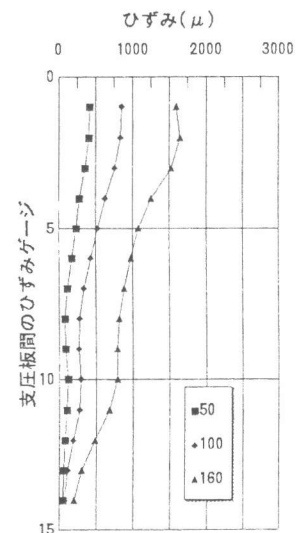


図-8 脚材ひずみ分布の変化(Case 2)

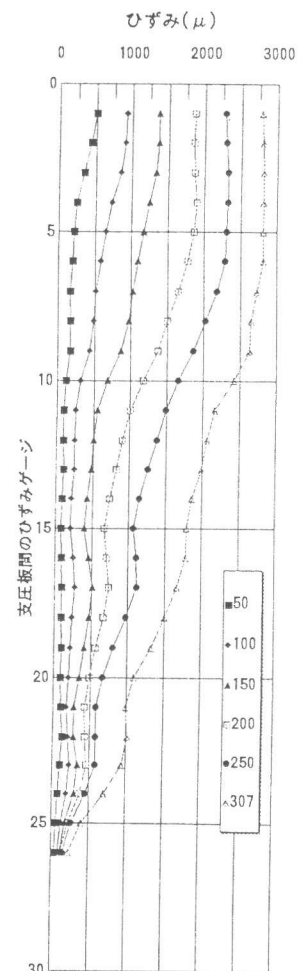


図-9 脚材ひずみ分布の変化(Case 5)

が、別途検討した、平面ひずみモデルを用いた円形断面の有限要素解析によれば、 f'_c の違いにより周方向応力の半径方向分布が異なり、 f'_c が大きい場合には有効幅 ($D/2 - a$) を狭くする必要があると考えられる。よって、この補正は有効幅の補正を示すものと思われる。

一方、定着耐力算定においては、終局時の各支圧板の荷重分担は均等としているが、図-8, 9に示したように、終局時の上部の脚材ひずみは一定であり、その部分の支圧板は荷重を分担していない。また、定着長 ℓ_1 が長い試験体ほど、荷重を分担していない部分が長く、逐次破壊の影響が顕著である。そこで、実験結果から終局時の脚材ひずみ分布を、図-13のように分類し、逐次破壊の影響を考慮した有効定着長の評価を試みた。分類は、

①終局時において、ある位置以浅で脚材ひずみ
が一定となる、すなわちある位置以浅で支圧
板が荷重分担しないAタイプ

②脚材ひずみ分布が一様勾配のBタイプ

③AタイプとBタイプの中間のABタイプ

とした。Aタイプにおける脚材ひずみ分布が一定となる長さを ℓ' とし、ABタイプについてはAタイプ相当に置き換えた場合の、脚材ひずみ分布が一定となる長さを ℓ' とする。Bタイプについては $\ell' = 0$ となる。今回の実験結果のうち、 $D/\phi = 5$ のものについて、終局時の脚材ひずみ分布一定部分長 ℓ' と ℓ_1/ϕ の関係を図-14に示す。なお、有効定着長は軀体径などにも依存すると考えられることから、ここでは同一軀体径のもので整理した。図から、定着長が長くなると ℓ' が増大する傾向が明らかであり、この部分は荷重を分担していない。脚材のコンクリート軀体への埋込み長 $\ell_0 (= \ell_s + \ell_1)$ のうち荷重分担をしていないと考えられる ℓ' を除いた長さを有効定着長 ℓ_e とし、この ℓ_e を用いて式(2)に従い耐力を再算定した。 P_u/P_o と ℓ_1/ϕ の関係を図-15に示す。平均値が0.99, 変動係数が10%であり、ばらつきも少なくなり、良い一致を得ている。

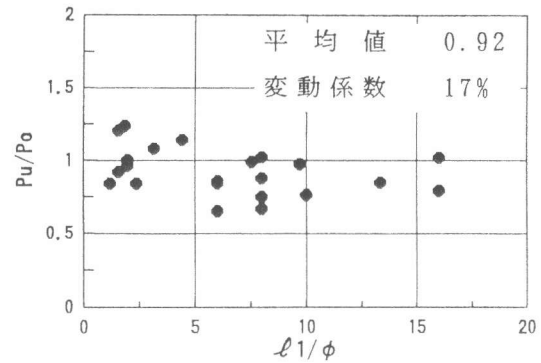


図-10 ℓ_1/ϕ と P_u/P_o の関係

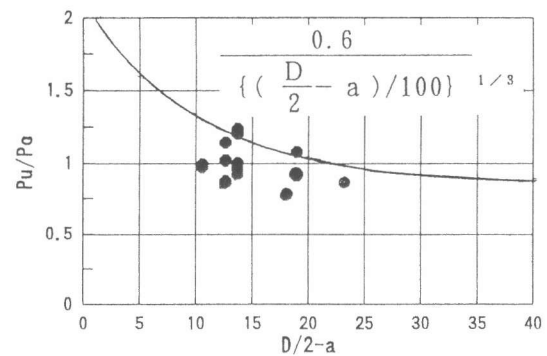


図-11 有効幅 ($D/2 - a$) と P_u/P_o の関係

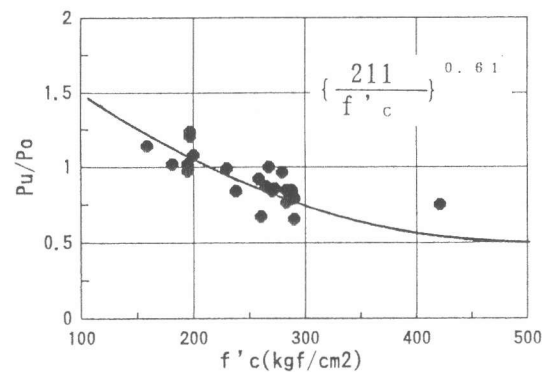


図-12 f'_c と P_u/P_o の関係

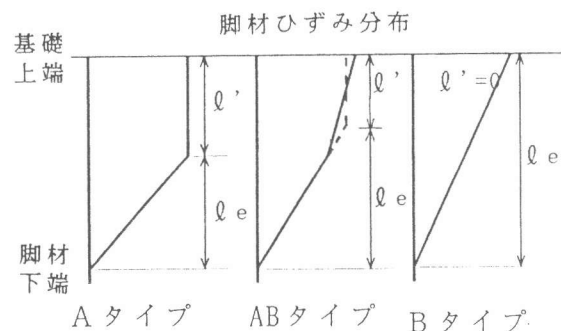


図-13 終局時の脚材ひずみ分布の分類
および有効定着長 ℓ_e の定義

$$P_1 = \frac{2\pi(D/2 - a)\ell_e \cdot f_c \cdot \alpha \cdot \beta}{\tan \theta} \quad \text{式(2)}$$

ℓ_e ; 有効定着長 ($= \ell_b - \ell'$)

α ; コンクリート圧縮強度に対する補正 $= \left\{ \frac{211}{f'_c} \right\}^{0.61}$

β ; 有効幅に対する補正 (寸法効果) $= \frac{0.6}{\{(D/2 - a)/100\}^{1/3}}$

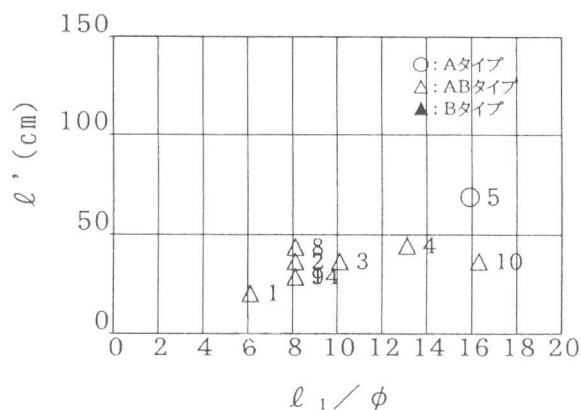


図-14 終局時の脚材ひずみ分布一定部分長 ℓ'

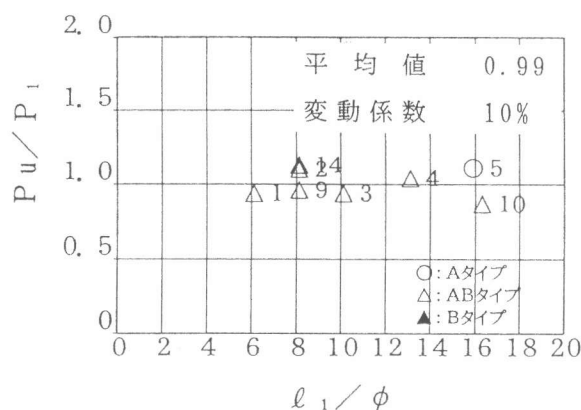


図-15 P_u/P_1 と ℓ_1/ϕ の関係

5. まとめ

以上、模型実験をもとに、軀体径、定着長、コンクリート圧縮強度の定着耐力に及ぼす影響について検討し、以下の結論を得た。

- ・土木学会コンクリート標準示方書に示される寸法効果が適用できることを確認した。
- ・コンクリート圧縮強度に対する補正係数が定義できた。これは、割裂破壊に抵抗するとして、いる有効幅がコンクリート強度の関数として得られることを示すものと考えられる。
- ・定着耐力に寄与する有効定着長を、逐次破壊を考慮したものに再定義した。

謝辞 本研究を行うにあたり、東京大学岡村甫教授、前川宏一助教授にご指導を頂きました。
ここに記して深謝の意を表します。

参考文献

- [1] Tepfers, R. ; Cracking of Concrete Cover along Anchored Deformed Reinforcing Bars. Magazine of Concrete Research, Vol.31, No.106, pp.3-12, 1979.3
- [2] 奥山一夫・吉井幸雄・松島学・横沢和夫；送電用鉄塔深礎基礎における鋼脚柱の定着設計法について，土木学会第41回年次学術講演会第5部，pp.269-270，1986.11
- [3] 斉藤修一・吉井幸雄・飯島政義；支圧板付き鋼管の定着耐力算定法に関する検討，土木学会第50回年次学術講演会第5部，pp.800-801，1995.9
- [4] 広中了・田辺成・三島徹也；支圧板付き鋼管の定着耐力に関する実験，土木学会第50回年次学術講演会第5部，pp.798-799，1995.9