

送電用鉄塔基礎における鉛直支持力の限界状態設計法と安全性指標の試算

東電設計（株）¹⁾ ○正会員 森 欣樹 正会員 神山 英幸
 香川大学 工学部 正会員 松島 学
 東京電力（株） 正会員 大浦 篤

1. はじめに

現行の送電用鉄塔基礎の設計は、許容応力度法を基本に行われている。現在、基礎の重要度に応じた要求性能の明確化とそれに対応する限界状態設計式の提案および変形を許容した新設計法の適用について検討を進めている。本研究では、現行設計法で設計された既設の杭基礎の鉛直支持力について、新たに提案した限界状態設計式を用いて安全性指標の試算を行った。

2. 限界状態の設定

鉄塔基礎の限界状態とは、作用する風荷重等の外力に対し、構造物の全体もしくは一部が所要の性能（安全性、使用性、耐久性）を確保できなくなる設計上定めた状態をいう。支持力の問題には、3つの限界状態（性能）を設定した。（表-1 参照）

(1).使用限界状態（耐風性能 1）

鉄塔の機能に全く問題が無く、荷重除荷後にほぼもとに戻る弾性挙動の範囲内にある状態を言う。一般に杭頭における荷重-変位曲線がほぼ直線的な弾性挙動である最大耐力の 1/3 を設定した。

(2).補修限界状態（耐風性能 2）

短期的には鉄塔の機能に問題が無く、荷重除荷後にわずかな残留変位が残るものの、基礎の簡易な補修あるいは照査検討することによって設備を使用していくことができる状態をいう。一般に、残留変位量が急増する点（降伏点）である最大耐力の 2/3 を設定した。

(3).終局限界状態（耐風性能 3）

鉄塔の機能に支障が生じるが、鉄塔の倒壊はしない状態をいう。圧縮は、じん性的な破壊モードであることから杭径の 10%の変位における耐力を最大耐力 P_u とし、引揚は一部に脆性的な破壊モードが見られることから杭径の 3%の変位における耐力を最大耐力 P_u とした。

- 1

1	2	3
$P_u \quad 1/3$	$P - \delta \quad P_u \quad 2/3$	P_u (: 10%) (: 3%)

3. 支持力の限界状態設計式の提案

杭の鉛直支持力 R_d は式(1)を設定した。

$$R_d = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot R_u \quad (1)$$

R_u : 図-1 の解析モデル¹⁾から求まる最大耐力

φ : 地盤抵抗係数

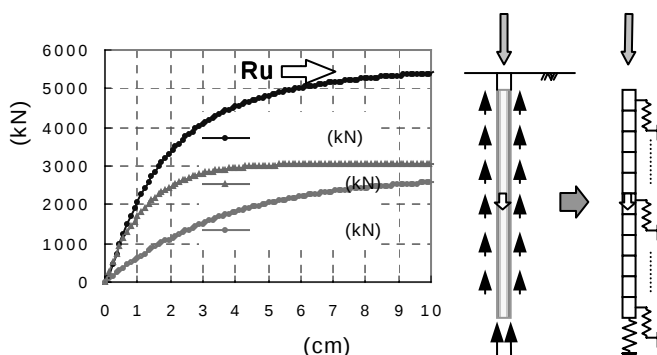
φ_1 : 耐風性能 1,2,3 の支持力に変換する係数
 (性能 1=0.33, 性能 2=0.67, 性能 3=1.0)

φ_2 : 地盤のばらつきと地盤のモデル化に起因する解析モデルの推定精度に配慮する係数
 (圧縮=0.8, 引揚=0.9)

照査式は式(2)で表される。

$$\gamma_i \cdot S_d / R_d \leq 1 \quad (2)$$

S_d : 杭頭に作用する力, γ_i : 構造物係数



- 1

- 2

	1	2	3
10	○		
50		○	
150			○

キーワード：杭基礎，鉛直支持力，限界状態設計法，ばらつき，安全性指標

連絡先 1): 〒110-0015 東京都台東区東上野 3-3-3 東電設計（株）TEL03-4464-5252 FAX03-4464-5290

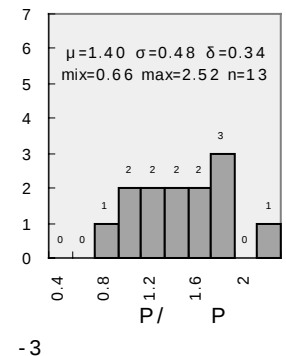
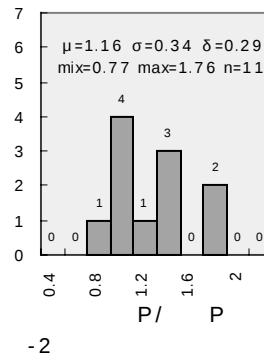
4．安全性指標 β の算出方法

既設の杭基礎の設計事例のうち、鉛直支持力が現行設計法によって決定された 2 例を検討対象とした。**表-2** の網掛けの部分は、現行の設計レベルを示す。安全性指標 β の算出は、**表-2** の○印について行った。性能関数は $Z=R_n - S_n$ (R_n :支持力の真値の平均値, S_n :杭頭反力の真値の平均値) とし, R_n, S_n の確率分布はともに正規分布の場合, とともに対数正規分布の場合の両方を想定した。

5．荷重と支持力のばらつき

荷重と支持力のばらつきは、既往の研究結果をもとに、**表-3** に示す値を設定した。 α は, $X_n = \alpha \cdot X_d$ を表す値²⁾で, δ は変動係数を示す。ここで, X_n は荷重および支持力の真値の平均値, X_d は限界状態設計式における設計値を示す。**図-2,3** に支持力のばらつきを示す。

-3		
	α	δ
P	0.91	0
P_o	1.00	0
P_L	1.00	0.25
R	1.45	0.29
	1.56	0.34



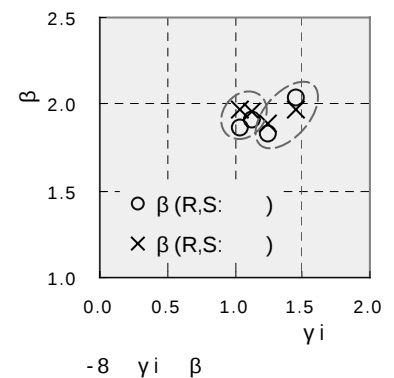
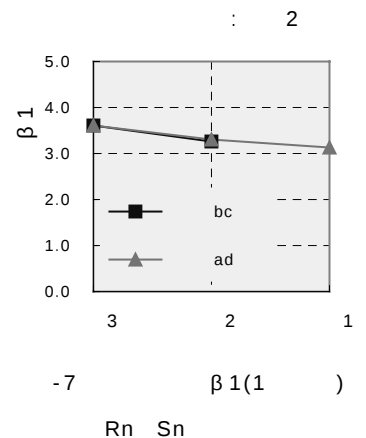
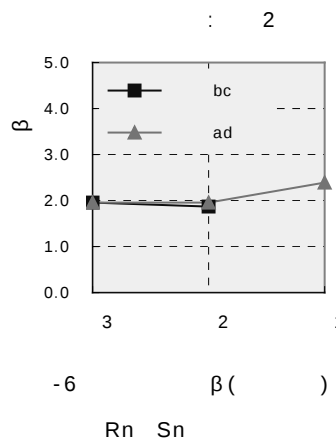
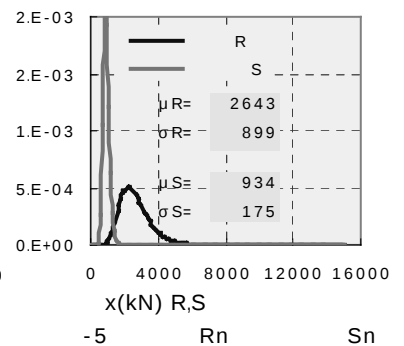
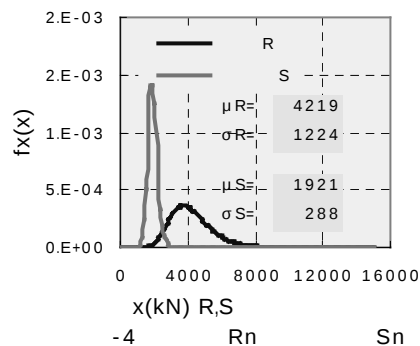
6．試算結果と考察

表-3 をもとに算出した杭頭反力 S_n と支持力 R_n の分布形状の一例を**図-4,5** に, β を**図-6,7** に示す。**図-7** の 1 年換算の β は, 性能 3, 性能 2 において $\beta=3.5$ 前後の値となった。これは, **表-4** のアメリカでの既設送電用鉄塔基礎に対するキャリブレーションの結果から得られた 1 年換算の $\beta=2.0$ と比較すると大きな値となり, 立地条件など国情の違いを反映していると思われる。

図-8 は, 現行形状について**式(1), 式(2)**を用いて逆算された構造物係数 γ_i と β の関係(性能 2, 性能 3)を示す。鉛直支持力については, 性能, 分布形状にかかわらず, $\beta=2.0$ 程度となり β の値の変動が小さいことが確認された。

-4 Calibration Results³⁾

Member	Governing load	Annual safety index, β
Pier foundation	wind	2.27
Grillage	wind	1.70



参考文献

- 1) 岩本亜理他：引抜き力が作用する場所打ち杭の軸方向パネ定数算定方法の提案，土木学会第 53 回年次学術講演会，1998
- 2) 長尾 毅：防波堤の滑動および支持力の安全性指標の相互比較，土木学会第 51 回年次学術講演会，1996
- 3) John D.Mozer, Alain H.Peyrot, Anthony M.DiGioia, Probabilistic Design of Transmission Line Structures, Journal of Structural Engineering, ASCE, 1984