

送電用鉄塔の深礎基礎に関する信頼性設計

Reliability-based Design of caisson foundation for transmission line tower

鈴木 壽 Hisashi SUZUKI (徳島大学工学部)

本研究では、送電用鉄塔の深礎基礎の新しい信頼性設計法を提案している。故に、まず信頼性設計を実施可能な深礎基礎の設計用支持力式を提案した。具体的には、完全に基礎地盤が破壊する極限支持力とその極限状態に至るまでの荷重～変位関係を定式化した。なお、送電用鉄塔には、引揚げ、圧縮および水平荷重が作用するので、提案式はこれらすべてを考慮できる支持力式とした。本論文では深礎基礎の信頼性設計の方法を詳細に示している。送電用鉄塔では基礎の許容変位量を超えることによる鉄塔上部構造物の大規模な損傷がしばしば発生するので、破壊確率としては鉄塔が完全に倒壊する確率（破壊確率）だけでなく、許容変位量を超える確率（損傷確率）も考えた。さらに、送電線に関する最新の積算資料に基づいた費用関数を用いて、深礎基礎の最適設計を実施した。その結果、現行設計法による設計案と比較すると少し小さい基礎が最適設計案となった。

キーワード：統計的解析、設計、ケーソン基礎、支持力 (IGC : E04)

1. はじめに

地盤工学問題に対する信頼性設計の具体的な適用例として、深礎基礎の信頼性設計を提案する。

ここで取り上げる深礎基礎とは、ピア基礎または深礎杭と呼ばれるもの、および使用目的に応じてそれらの形状を底部で拡幅した基礎を意味する。深礎基礎は、非常に大きな支持力や剛性を必要とする橋台および超大型鉄塔基礎などにすでに広く用いられており、今後益々その建設件数は増加する傾向にある。

深礎基礎の支持力に関しては、日本道路公団・建設省および電力会社を中心にして研究が進められ、その水平荷重～変位関係などが提案されている。しかし、各機関の提案式とそれによる最近の現場大型実験の結果を比較すると、各機関の提案式は設計上かなり安全側と言える。送電用鉄塔基礎では水平支持力と同時に引揚げ支持力の評価が基礎の規模決定に大きな影響を及ぼし、そのためこの深礎基礎の引揚げ支持力に関する研究は、これまでも十分に重要視されてきた。また、設計法そのものに関しても、従来から行われてきた許容応力度法ではなく、地盤物性値や風荷重などの不確実性を取り入れた信頼性設計の導入が合理的である。

本研究で取り扱う送電用鉄塔基礎の力学問題では、単なる鉛直引揚げおよび水平載荷実験における単純な荷重とは異なる複合荷重を取り扱う。したがって、本研究の内容を具体的に提示する前に、鉄塔基礎に作用する荷重条件について若干の説明を加えておきたい。

2. 鉄塔に作用する荷重

電力機関では深礎基礎の力学的な挙動を把握し、合理的な設計式を開発するため大型現場実験と多数の小型模型実験が実施されてきた。これらの現場実験における載荷条件は、図-1(a)に示すような鉛直方向のみあるいは

水平方向のみ、荷重を与えるというものであった。このような大規模な実験においては、まず第一に単純な条件

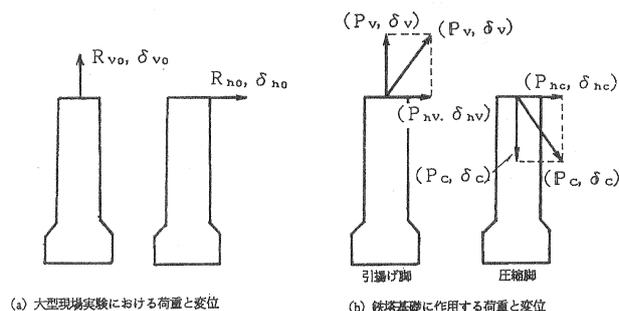


図-1 基礎に作用する荷重

下での基礎の力学的な挙動の解明を目指すのは当然である。しかし、実際の鉄塔基礎には図-1(b)に示すような複合荷重が作用している。この種の荷重に対しては1/50程度のスケールの小型模型実験が一部実施されているに過ぎず、未だ理論的、解析的な解釈がなされていない。ここでは深礎基礎の信頼性設計法を確立すると共に、この斜め荷重に対する基礎の力学的挙動を直接的に評価できる支持力式の開発も行う。以後、上記の斜め荷重に対する種々の力学現象を図-1(a)に示す純鉛直引揚げ荷重および純水平荷重を基本として議論していくので、それらを表する用語を明確に定義しておく。

まず、図-1(b)の斜め荷重は鉛直および水平成分方向に分けて考えられるので、複合荷重と呼ぶことにし、記号としては引揚げ及び圧縮荷重に対して、それぞれ P_v 、 P_c を用いる。ただし、これらは鉛直方向と水平方向の成分があるのでその成分を引揚げに対しては (P_v, P_{hv}) また圧縮に対しては (P_c, P_{hc}) と表示する。また、これらの荷重に対する変位もそれぞれ同様に (δ_v, δ_{hv})

および (δ_c, δ_{hc}) と表現する。一方、(a)の大型現場実験の鉛直方向あるいは水平方向のみの荷重はそれぞれ P_{v0} (鉛直引揚げ荷重)、 P_{h0} (水平荷重)とし、変位も同様に $(\delta_{v0}, \delta_{h0})$ とする。さらに、許容変位量を考慮して地盤の耐力を意味する場合を「支持力」とし、極限の破壊状態に対する支持力のみを意味する場合には「極限支持力」を用いる。したがって、図-1(a)における極限支持力は R_{v0} (極限鉛直引揚げ支持力)と R_{h0} (極限水平支持力)である。一方、同図(b)の複合荷重下での引揚げおよび圧縮の極限支持力は、その鉛直成分を R_v, R_c と水平成分 R_{hv}, R_{hc} に分けて記述する。

3. 深礎基礎の現行設計法

深礎基礎は直径が3~4 m、根入れ深さが数m~2.5 m程度の形状を有しており、基礎体底部の拡幅部の有無によって拡底基礎と無拡底基礎とに分けられる。現行設計法では、これら2種類の基礎形式を選択できるようになっている。この基礎体底部の拡幅は主に引揚げ支持力を高めるために、設けられている。現行設計法では鉄塔基礎に作用する荷重が以下に示す水平、引揚げおよび圧縮支持力式のすべての許容支持力値以下であるという条件で、設計案が採択される。なお、水平支持力に対しては許容変位量も設けられている。

3.1 水平支持力

水平支持力の計算は、極限支持力の計算と変位量の計算に分けられる。基礎体の水平方向の安定は、次式により算定される安全率(F_H)を確保することによって得られる。

$$F_H \geq \frac{Q_u}{1.5Q} \quad (F_H: \text{常時} \geq 2, \text{異常時} : \geq 1.33) \quad (1)$$

ここに、 Q_u 極限水平支持力(tf)

Q 鉄塔から基礎に作用する水平力(tf)

3.2 引揚げ支持力

引揚げ支持力は弾性域内における基礎体側面のせん断抵抗力によるものとし、以下に示す所要安全率(F_T)を確保しなければならない。

$$F_T \geq \frac{Q_{Ty}}{T} \quad (F_T: \text{常時} \geq 2, \text{異常時} \geq 1.33)$$

$$Q_{Ty} = \frac{1}{1.5} \left(\sum_{i=1}^n \tau_i l_i \right) U + W_c + W_s \quad (2)$$

$$\tau_i = c_i + 0.5 \sigma_i \tan \phi_i$$

ここに、

Q_{Ty} : 降伏引揚げ支持力(tf)

T : 鉄塔から基礎に作用する引揚げ力(tf)

l_0 : 土砂層の厚さ(m)

$\tau_{1 \sim n}$: 極限せん断抵抗力(tf/m²)

$l_{1 \sim n}$: 各層厚(m)

U : 基礎体部の周長、または拡底部の周長(m)

W_c : 基礎体の重量(tf)

W_s : 埋戻し土の重量(tf)

τ_i : 土砂層の極限せん断抵抗力(tf/m²)

c_i : 土砂層の粘着力(tf/m²)

ϕ_i : 土砂層の内部摩擦角(°)

γ_i : 土砂層の単位体積重量(tf/m³)

B : 基礎体の直径(Bは拡底部の直径)(m)

3.3 圧縮支持力

圧縮支持力は基礎体底部地盤の支持力によるものとし、以下に示す安全率(F_c)を確保しなければならない。

$$F_c \geq \frac{Q_{Cy}}{P_c} \quad (F_c: \text{常時} \geq 2, \text{異常時} \geq 1.33)$$

$$Q_{Cy} = \left(1 - \frac{i-10}{75} \right) \left\{ \alpha c_1 N_c + \beta \gamma_1 B' N_r + \gamma_2 D_f (N_q - 1) \right\} \frac{\pi}{4} B^2 \quad (3)$$

ここに、

Q_{Cy} : 降伏圧縮支持力(tf)

P_c : 基礎体底部に作用する圧縮力(tf)

$$P_c = C + W_c + W_s$$

C : 鉄塔から基礎に作用する圧縮力(tf)

W_c : 基礎体の重量(tf)

W_s : 拡底部直上の土塊重量(tf)

c_1 : 基礎底面より下にある地盤の粘着力(tf/m²)

D_f : 根入れ深さ(m)

α : 基礎底面の形状係数(円形 $\alpha = 1.3$)

β : 基礎底面の形状係数(円形 $\beta = 0.4$)

i : 地盤傾斜角(°)

N_c, N_r, N_q : 支持力係数

γ_1, γ_2 : 基礎底面より下および上にある地盤の単位体積重量(tf/m³)

4. 信頼性設計のための支持力式

4.1 極限支持力の算定法

4.1.1 極限引揚げ支持力

極限引揚げ支持力算定法は現行設計法と同様にせん断法とする。せん断法はすべり面を円筒形に仮定した非常

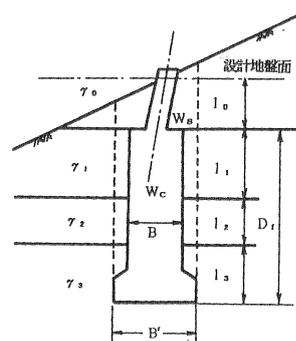


図-2 せん断法に用いる記号

に簡便な方法である。その他にもすべり面を対数線あるいは円弧で仮定した方法も考えられるが、大型現場引揚げ試験あるいは弾・完全塑性の FEM 解析による 3 次元数値シミュレーションなどの結果から、せん断法が現在のところ最も精度がよいと結論づけられた。図-2 はせん断法による算定法を示したもので、設計地盤面は地表面と基礎体の交点を通る水平面とする。極限引揚げ支持力 R_{V0} は基礎体の重量 W_C 、拡底部直上の土塊重量 W_S および円筒形のすべり線に沿うせん断抵抗力 T の和として表される。

$$R_{V0} = W_C + W_S + T \quad (4)$$

$$T = \sum_{i=1}^n l_i \pi B' (c_i + K \sigma_i \tan \phi_i) \quad (5)$$

ここに、

K : 土圧係数

c_i : i 層の粘着力 (tf/m²)

σ_i : 設計地盤面を基準にしたときの i 層の中央における土被り圧 (tf/m²)

ϕ_i : i 層の内部摩擦角

l_i : i 層の層厚 (m)

n : 層数

B : 基礎体の直径 (m)

式(5)における土圧係数 K は、沖積層ではプレシオメータなどの原位置試験で直接測定できるが、送電ルートで対象となる山岳地では容易に測定できない。故に、以下の解析では慣用的な方法に従って $K=1.0$ とする。

4.1.2 極限圧縮支持力

深礎基礎の極限圧縮支持力 R_{C0} は先端支持力 R_{C0}' と周面摩擦力 R_{Cf} との和として表される。

$$R_{C0} = R_{C0}' + R_{Cf} \quad (6)$$

式(6)の先端支持力は、Terzaghi の式を多くの鉄塔基礎によって修正を加えた現行設計法と同じ式(3)を用いる。式(5)を式(6)に代入すると、周面摩擦力 R_{Cf} も考慮した極限圧縮支持力 R_{C0} の算定式が得られる。

$$R_{C0} = R_{C0}' + \sum_{i=1}^n l_i \pi B' (c_i + K \sigma_i \tan \phi_i) \quad (7)$$

4.1.3 複合荷重下の極限支持力

図-1 (b) では実際の鉄塔基礎に作用する複合荷重 (P_v, P_c) を示した。基礎に作用する水平力 P_{hi} ($i=v, c$) は複合荷重 (P_v, P_c) の水平分力と考えるので、荷重比 θ_v は次式のように定義できる。

$$\theta_v = \frac{P_{hv}}{P_v} \quad (8)$$

また、圧縮脚についても、式(8)と同様な荷重比 θ_c が成立する。

$$\theta_c = \frac{P_{hc}}{P_c} \quad (9)$$

さらに、鉄塔基礎が完全に破壊する極限状態を考え、式(8)、式(9)から次式を仮定する。

$$\theta_v = \frac{R_{hV}}{R_v} \quad (10a)$$

$$\theta_c = \frac{R_{hC}}{R_c} \quad (10b)$$

故に、極限水平支持力は、引揚げおよび圧縮脚に対してそれぞれ次式で求められる。

$$R_{hV} = \theta_v R_v \quad (11a)$$

$$R_{hC} = \theta_c R_c \quad (11b)$$

なお、複合荷重下における極限引揚げ支持力 R_v は次式で算定できる。

$$R_v = R_{V0} (1 - f_1 / 100) (1 - f_2 / 100) \quad (12)$$

ここに、 f_1, f_2 はそれぞれ多くの FEM 数値シミュレーションから得られた傾斜地盤および水平力に関する低減率であり、次式で表される。

$$f_1 = a_0 + a_2 x_2 + a_4 x_2^2 + a_3 x_1 x_2 \quad (13)$$

$$f_2 = b_0 + b_3 x_2 x_3 + b_6 x_1 x_2 x_3 + b_8 x_1^2 x_2 x_3 + b_{10} x_1 x_2^2 x_3 \quad (14)$$

ここに、 $x_1 = (D_e/B)/5.0$ 、 $x_2 = i/40.0$ 、 $x_3 = \min(\theta, 1.0)$ であり、この変数の定義域は、 $0.0 \leq x_3 \leq 1.0$ である。表-1 は式(13)、(14)における各回帰係数の値を示している。これらは有意水準 5% で、重相関係数 0.9935 の精度を有している。

表-1 回帰係数の値

	地盤傾斜低減率		水平荷重低減率
a_2	13.32	b_3	43.64
a_4	12.38	b_6	-79.24
a_5	-13.83	b_8	32.94
a_0	5.476×10^{-1}	b_{10}	16.91
		b_0	3.124×10^{-2}

4.1.4 極限支持力の精度

(1) 極限引揚げ支持力

図-3 は種々の機関で実施された大型現場引揚げ試験と小型模型引揚げ実験の実測データから、せん断法の精度を調べたものである。支持力式の精度は次式のような無次元化された誤差で評価した。

$$e_{RV} = 1 - R_{V0} / R_{VC} \quad (15)$$

ここに、 R_{V0} 、 R_{VC} は、それぞれ実験から得られた値と式(4)で計算された値である。図から分かるように、 e_{RV} の値は -0.49 ~ 0.37 の範囲でばらついており、 e_{RV} の平均値・標準偏差はそれぞれ 0.059、0.241 である。この図

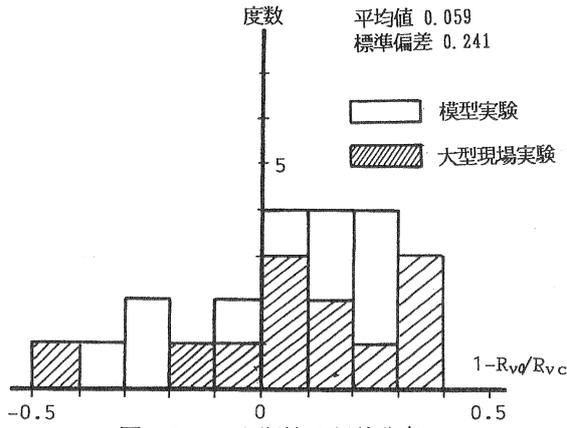


図-3 せん断法の誤差分布

の誤差分布は解析誤差以外に、強度係数、単位体積重量の誤差も含まれており、その結果として大きなばらつきとなっている。従って、信頼性設計に用いるべき極限支持力の変動係数は地盤諸係数のばらつきを差し引かなければならない。しかし、それを評価することは非常に困難なので、後の数値計算例では引揚げ支持力の解析誤差を変動係数 0.15 と仮定する。

4.1.5 極限圧縮支持力

図-4 は大型現場圧縮試験結果から、極限圧縮支持力式の精度を調べたものである。支持力式の精度は 4.1.4

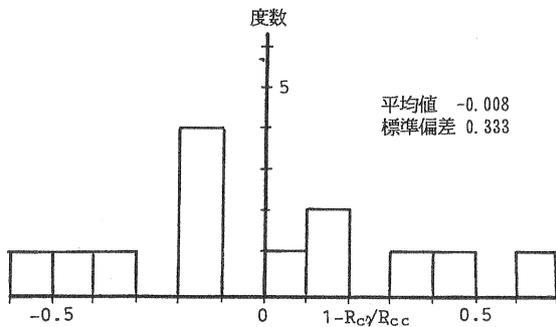


図-4 圧縮支持力式の誤差分布

の場合と同様な無次元化された誤差 e_{RC} で評価する。図から分かるように、 e_{RC} の値は -0.54 ~ 0.63 の範囲でばらついており、 e_{RC} の平均値・標準偏差はそれぞれ 0.008, 0.333 である。ただし、大型現場圧縮試験では N 値および一軸圧縮強度しか得られていない場合が多いので、粘性土地盤では q_u から c を推定し、砂質地盤では大崎の式 $\phi = \sqrt{20N} + 15^\circ$ から ϕ を推定した。図-4 のばらつきには設計式そのものの誤差の他に、上記の推定誤差も含まれている。したがって、そのばらつきはかなり大きくなっているが、これも後の数値計算例では、極限圧縮支持力式の解析誤差の変動係数を 0.2 と仮定する。図-3, 図-4 に示されているように、 e_{RV} e_{RC} は平均値関数となっている。なお、後述の破壊確率の算定においては、 e_{RV} e_{RC} を正規分布としている。

4.2 荷重～変位関係の算定法

深礎基礎の荷重～変位関係は、基礎と基礎体の境界面における摩擦や純粋な 3 次元問題であることから、その力学的挙動を正確に把握することは難しい。したがって、信頼性設計に導入することを念頭に、これまでとは全く異なった方法、すなわち大型現場載荷試験データを用いた帰納的な方法により、深礎基礎の荷重～変位関係を求める。各電力会社および道路公団が実施した大型現場水平・引揚げ・圧縮載荷試験結果を、各極限支持力に対する無次元量として整理すると、いずれの荷重～変位も指数関数でよく近似できる¹⁾。したがって、深礎基礎の引揚げ、水平および圧縮荷重～変位関係のすべてを次の指数関数式で表すこととする。

$$y_i = 1.0 - \exp(A_i x_i) \quad (i = h, v, c) \quad (16)$$

ここに、 y_i は極限支持力 R_i に対する荷重比 (P_i/R_i) であり、 x_i は変位 δ_i と根入れ深さ D_f の比 (δ_i/D_f) で、いずれも無次元量である。上式で、 $x=0$ における dy/dx を求めると次式となる。

$$\left. \frac{dy_i}{dx_i} \right|_{x_i=0} = A_i \quad (17)$$

この式は、 $\delta_i=0$ における $P_i \sim \delta_i$ 関係の接線勾配が A_i であることを意味している。式(16)の荷重～変位関係は A_i を求めさえすればユニークに決定できる。従って、以下に、 A_i の具体的な算定法を示し、大型現場実験の実測データに基づいた実用的な深礎基礎の荷重～変位関係の評価法を示す。

4.2.1 水平荷重～変位関係

まず、水平荷重～変位関係における A_h の算定法について示す。図-5 は地盤を弾性バネ、基礎体を剛体とした場合の A_h 算定用モデルを示しており、基礎体の水平方向の挙動を、同図に示すような剛体的な回転で表す。杭頭

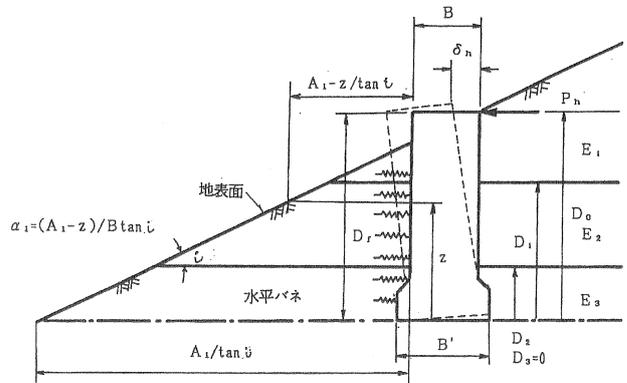


図-5 A_h の算定法

での変位を δ_h とすると、基礎体底部から距離 z における変位 $\delta_h(z)$ は次式で表される。

$$\delta_h(z) = \frac{z}{D_f} \delta_h \quad (18)$$

地盤はバネモデルとした弾性体と仮定しているので、 z における単位長さ反力 $P_h(z)$ (kgf/m) は次式で得られる。

$$P(z) = \int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} K_{HS} \delta_h(z) \cos \theta \frac{B}{2} d\theta = K_{HS} \delta(z) B \quad (19)$$

ここに、 K_{HS} は傾斜地盤を考慮した地盤のバネ定数であり、次式を用いる。なお、この式は数多くの模型実験結果から得られたものであり、一般に妥当であると認められている。

$$K_{HS} = (0.3 \log \alpha_i + 0.7) K_H \quad (20)$$

ここに、 α_i は基礎前面から斜面までの水平距離と基礎体径との比を、また K_H は水平地盤における地盤反力係数 (kgf/cm³) を示しており、それぞれ次式から求められる。

$$\alpha_i = \frac{A_i - z}{B \tan i} \quad (21)$$

$$K_H = K_{H0} \left(\frac{B_H}{30} \right)^{-\frac{3}{4}} = 12.8 K_{H0} B_H^{-\frac{3}{4}} \quad (22)$$

ここに、 A_i 、 B 、 i はそれぞれ基礎体有効長、基礎体径、傾斜地盤角である。また式(22)には、 $K_{H0} = E_0/30$ (kgf/cm²)、 $B_H = \sqrt{BD_f}$ (cm) の関係がある。式(19)を各層厚について積分すれば第 i 層における反力は次式となる。

$$P_{hi}(z) = \int_{D_i}^{D_{i-1}} K_{HS} \delta_h(z) B dz \quad (23)$$

したがって、基礎体底面での力のモーメントを考えると次式が成立する。

$$P_h D_f = \sum_{i=1}^n \int_{D_i}^{D_{i-1}} K_{HS} \delta_h(z) B z \bar{z}_i dz \quad (24)$$

ここに、 $\bar{z} = (D_{i-1} + D_i)/2$ で、式(18)を代入すれば P_h は次式で得られる

$$P_h = \frac{\delta_h}{D_f^2} B \sum_{i=1}^n \int_{D_i}^{D_{i-1}} K_{HS} z \bar{z}_i dz \quad (25)$$

したがって、水平荷重～変位関係を示す式(16)中の A_h は次式で算定できる。

$$A_h = \frac{P_h / \delta_h}{R_h / D_f} = \frac{\lambda_h B}{R_h D_f} \sum_{i=1}^n \int_{D_i}^{D_{i-1}} K_{HS} z \bar{z}_i dz \quad (26)$$

ただし λ_h は、水平地盤反力係数を補正するための係数である。

4.2.2 引揚げ荷重～変位関係

次に、 A_v の算定法を示す。図-6のように、地盤をバ

ネモデルによる弾性体とし、基礎体は上方に剛的に δ_v だけ変位するものとする。この力学的モデルの妥当性は大型現場引揚げ実験の地中変位の実測データから明らかにされている。また通常、せん断バネ係数 K_s と鉛直地盤反力係数 K_v との間には次式の関係がある。

$$K_s = \lambda_v K_v \quad (27)$$

図-6に示すように傾斜地盤の影響を考慮するために、 A_v のバネ係数を谷側と山側とに2分して求める。谷側の

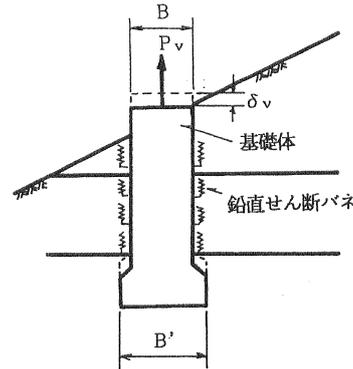


図-6 A_v の算定法

バネ係数 K_{SS} は斜面による係数の低減を考慮するが、山側のバネ定数 K_S に関しては斜面による低減は考えない。したがって、式(19)に相当する点 z における $P_v(z)$ は次式となる。ただし、 $K_{VS} = K_{HS}$ 、 $K_V = K_H$ とする。

$$\begin{aligned} P_v(z) &= \int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} K_{HS} \delta_v \frac{B}{2} d\theta + \int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} K_S \delta_v \frac{B}{2} d\theta \\ &= \int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} \lambda_v K_{HS} \delta_v \frac{B}{2} d\theta + \int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} \lambda_v K_H \delta_v \frac{B}{2} d\theta \\ &= \frac{\pi \lambda_v K_{HS} B}{2} \delta_v + \frac{\pi \lambda_v K_H B}{2} \delta_v \\ &= \frac{\pi \lambda_v B}{2} \delta_v (K_{HS} + K_H) \end{aligned} \quad (28)$$

したがって、第 i 層における反力は次式となる。

$$P_{vi}(z) = \int_{D_i}^{D_{i-1}} \frac{\pi \lambda_v B}{2} (K_{HS} + K_H) \delta_v dz \quad (29)$$

また、鉛直方向の力のつり合いを考えれば P_v は次式で表される。

$$P_v = \frac{\pi \lambda_v B}{2} \delta_v \sum_{i=1}^n \int_{D_i}^{D_{i-1}} (K_{HS} + K_H) dz \quad (30)$$

したがって、引揚げ荷重～変位関係を示す式中の B_v は次式で算定できる。

$$A_v = \frac{P_v}{R_v} / \frac{\delta_v}{D_f} = \frac{\pi \lambda_v B D_f}{2 R_v} \sum_{i=1}^n \int_{D_i}^{D_{i-1}} (K_{Hs} + K_H) dz \quad (31)$$

4.2.3 圧縮荷重～変位関係

最後に A_c の算定法を示す。圧縮方向に対する係数 A_c も図-6 と反対の方向に力が作用し、圧縮荷重 P_c は鉛直せん断バネと基礎体底面での鉛直バネとの和で表される。

$$P_c = \frac{\pi \lambda_c B}{2} \delta_c \sum_{i=1}^n \int_{D_i}^{D_{i-1}} (K_{Hs} + K_H) dz + \frac{\pi B^2}{4} K_H \delta_c \quad (32)$$

したがって、 B_c は次式で算定できる。

$$\begin{aligned} A_c &= \frac{P_c / \delta_c}{R_c / D_f} \\ &= \frac{D_f}{R_c \delta_c} \left(\frac{\pi \lambda_c B}{2} \delta_c \sum_{i=1}^n \int_{D_i}^{D_{i-1}} (K_{Hs} + K_H) dz + \frac{\pi B^2}{4} K_H \delta_c \right) \\ &= \frac{\pi D_f}{4 R_c} \left(2 \lambda_c B \sum_{i=1}^n \int_{D_i}^{D_{i-1}} (K_{Hs} + K_H) dz + B^2 K_H \right) \quad (33) \end{aligned}$$

4.2.4 各荷重～変位関係の精度

式(22)の弾性領域内の水平バネ定数 $K_h (=K_v)$ は、掘削孔を利用した水平および鉛直方向の平板載荷によって求めることができる。しかし、極限状態に至るまでの塑性領域も含めた水平および鉛直せん断バネ定数はこの原位試験から求めることはできない。したがって、ここでは式(26)、(31)、(33)の中の λ_h 、 λ_v 、 λ_c を過去に実施された各種大型現場実験データから逆算することによって、荷重～変位関係を推定することとする。

(1) 逆算 λ_i の求め方

まず、実測データを縦軸 P_i/R_i とし、横軸 δ_i/D_i とし整理する。そして、式(16)を用いた非線形回帰分析を行い、 A_i を決定する。一方、式(26)、(31)、(33)により、 A_i をある仮定された λ_i のもとで算定し、それらから得られた A^* と A_i を比較して両者が等しくなるまで計算を繰り返して λ_i を求める。ここで、決定された λ_i を逆算 λ_i と呼ぶことにする。

(2) 逆算 λ_h の計算結果

表-2 は、長岡、今市、赤城 A, B の大型現場水平載荷試験の実測データから逆算 λ_h を求めた結果である。長岡の実験では逆算 λ_h の値が小さくなっているが、3つの現場試験では非常に1に近い値なので、現時点では $\lambda_h = 1$ としてよいと判断した。

表-2 逆算 λ_h の値

現場名	長岡	今市	赤城 A	赤城 B
逆算 λ_h	0.408	0.796	1.01	1.03

(3) 逆算 λ_v の計算結果

図-7 は大型現場引揚げ試験と小型模型引揚げ実験の実測データから逆算 λ_v を求めた結果である。逆算 λ_v の値は 0.02～0.31 の範囲でばらついている。 λ_v の変動係数が 0.6 以上と、かなり大きな値となっているのは、ここで逆算された λ_v の分布には、変形係数の推定誤差と式(31)自身の解析誤差が含まれているためである。図には、大型現場引揚げ試験と小型模型引揚げ試験との区別をしており、それぞれの平均値、標準偏差および変動係数の値は、前者では 0.117, 0.072, 0.62, 後者では、0.161, 0.107, 0.665 である。なお、鉄塔の破壊確率の算定においては、逆算 λ_v の分布は正規分布とする。

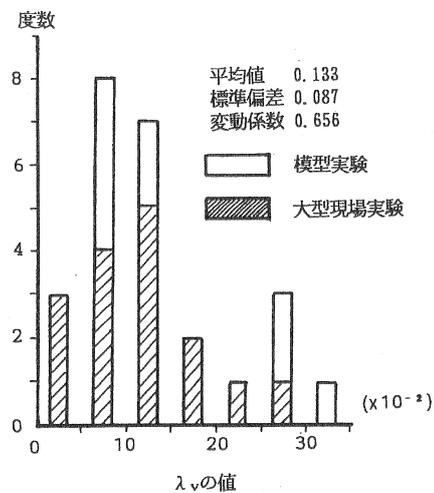


図-7 逆算 λ_v の値

(4) 逆算 λ_c の計算結果

図-8 は大型現場圧縮試験の実測データから逆算 λ_c を求めた結果である。この中に、木更津と小千谷における大型現場圧縮載荷試験が含まれており、これらの現場での変形係数は平板載荷試験から求められている。しかし、

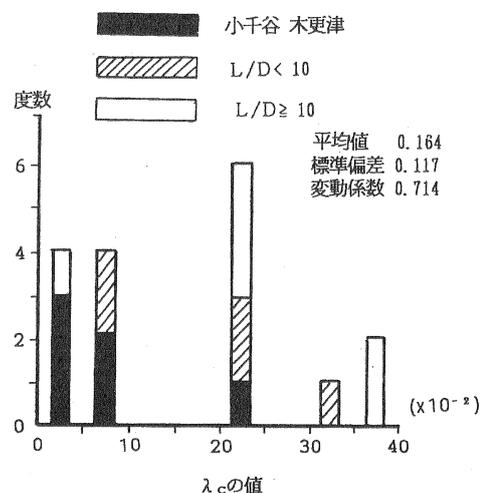


図-8 逆算 λ_c の分布

その他の載荷試験では N 値しか得られていないので、このような場合には $E=16N$ (kgf/cm²) の関係から推定した。図-8 に示すように逆算 λ_c の値は 0.02~0.36 の範囲で大きくばらついている。 λ_c の平均値、標準偏差、変動係数はそれぞれ 0.164, 0.117, 0.714 である。図-7 の逆算 λ_v の分布と比較すると、逆算 λ_c 分布のばらつきの方が大きい。これは λ_c の算定では、すべての現場における変形係数を $E=16N$ の関係から間接的に推定しているためである。なお、逆算 λ_c の分布は λ_v の場合と同様に正規分布とする。

5. 信頼性設計の方法

これまで、深礎基礎の極限支持力算定法と荷重～変位関係の定式化を行い、さらに大型現場実験データの比較から各支持力式の精度を確かめた。すなわち、極限支持力に関しては、図-3, 図-4 に示す誤差分布が、また、荷重～変位関係については図-7, 図-8 のような λ_v および λ_c の分布の存在が確認された。このことは、これらの力学量を確定論的でなく、確率論的に取り扱うべきことを示唆している。さらに、鉄塔に作用する風荷重も確率変量であることを考え合わせれば、送電用鉄塔基礎の設計には、信頼性設計の導入が必要と考えられる。そこで、ここでは、深礎基礎の信頼性設計を詳述する。まず、送電用鉄塔基礎として考慮すべき破壊の定義を示す。そして、地盤諸係数のばらつきと支持力式の解析誤差を考慮した極限支持力および荷重～変位関係の確率モデルから破壊確率の定式化を行う。

5.1 破壊の定義

ここで示す信頼性設計の大きな特色としては次のことが挙げられる。それは単に基礎が破壊する確率 P_{FV} (あるいは P_{FC}) のみを取り扱うだけでなく、基礎の変位による上部構造の損傷を与える確率 P_{DV} (あるいは P_{DC}) を評価している点である。つまり、鉄塔上部構造物から要請される許容変位量を超える確率を算定し、最適設計手法の中に組み込んでいる点である。なお、これらの破壊確率は、引揚げ、圧縮、水平方向に対してそれぞれ異なるので、次式のような定義をする。

$$P_{FV} = P_{rob}(P_V > R_V) \tag{34}$$

$$P_{FC} = P_{rob}(P_C > R_C) \tag{35}$$

$$P_{DV}' = P_{rob}(\delta_V > \delta_{Va} = L/1200) \tag{36}$$

$$P_{DHV} = P_{rob}(\delta_V > \delta_{hVa} = L/800) \tag{37}$$

$$P_{DC}' = P_{rob}(\delta_C > \delta_{Ca} = L/1200) \tag{38}$$

$$P_{DHC} = P_{rob}(\delta_{hc} > \delta_{hCa} = L/800) \tag{39}$$

ここに、 P_{FV} , P_{FC} はそれぞれ引揚げ脚および圧縮脚の基礎が完全に破壊する確率(倒壊確率と呼ぶ)である。また、 P_{DV} , P_{DHV} は引揚げ変位量およびその水平方向変位量が、それぞれの許容変位量を超える確率であり、 P_{DC} , P_{DHC} は圧縮方向に対する同様な確率である。以降、これらの

許容変位量を超える確率を総称して損傷確率と呼ぶ。なお、 L (m) は鉄塔の根開きである。鉄塔基礎の変位が上部構造に損傷を与えないための限界変位量、すなわち、許容変位量 (δ_{Va} , δ_{hVa} , δ_{Ca} , δ_{hCa}) は、ここでは鉛直および水平方向に対してそれぞれ $L/1200$, $L/800$ であり、これらの値は電気学会の定める現行設計法²⁾ で用いられている値である。この許容変位量以下であれば、上部構造物に損傷は生じないと確認されている。 P_V と P_h の相関性を無視すれば、鉄塔基礎の変位が上部構造に損傷を与える確率は、引揚げおよび圧縮荷重に対してそれぞれ次式で与えられる。

$$P_{DV}^* = P_{DV}' + P_{DhV} - P_{DV}' P_{DhV} \tag{40}$$

$$P_{DC}^* = P_{DC}' + P_{DhC} - P_{DC}' P_{DhC} \tag{41}$$

また、荷重～変位関係は破壊状態において変位が無限大と定義されるので、鉄塔倒壊時の基礎の変位は、必ずこれらの許容変位量を超えるはずである。したがって、 P_{FV} , P_{FC} はそれぞれ P_{DV} , P_{DC} の部分集合と考えられ、純粋な変位だけで鉄塔上部構造物に損傷を与える確率は次式で表される。

$$P_{DV} = P_{DV}^* - P_{FV} \tag{42}$$

$$P_{DC} = P_{DC}^* - P_{FC} \tag{43}$$

5.2 極限支持力の確率モデル

深礎基礎の信頼性設計を実施するには、上述したように、引揚げ、圧縮および水平方向に対する極限支持力および変位量を確率変量として評価しなければならない。それらの確率論的な取り扱い方を述べる前に、その全体的な手順を述べておく。

図-9 は、送電用鉄塔基礎の信頼性設計に必要な各支持力のばらつき評価のための手順を示したものである。

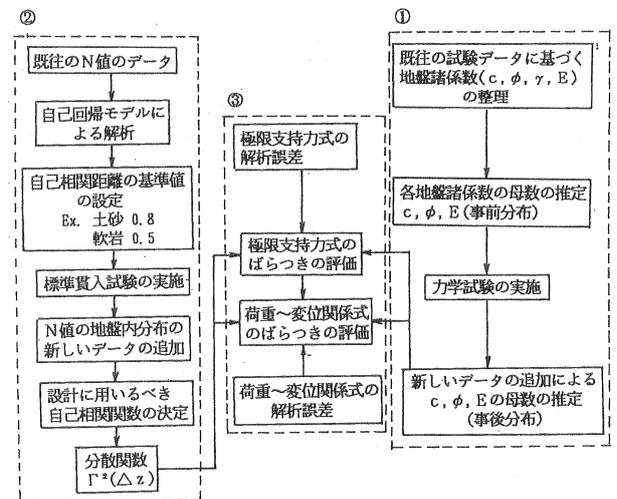


図-9 信頼性設計のための支持力のばらつき評価法

極限支持力および荷重～変位関係を確率論的に取り扱うには、①地盤諸係数の統計的性質の把握、② ①の諸量の確率過程の評価および、③各支持力式の解析誤差の3つの項目を考慮する必要がある。①については、個々の建設現場で、統計量として十分な土質調査を実施することはできないので、既往の試験データを整理することによって各土質および各岩種別の c , ϕ , E の平均値と分散(標準偏差)を求める。しかし、ここで、推定された地盤諸係数の母数は、個々の現場における統計的性質を反映していないので、それらは信頼性設計を行う際の事前分布と位置付ける。この事前分布の設定は、文献 4) で与えられている。各現場の土に対して実施された試験データは新しい情報として取り入れられ事後分布が求められる。②では個々の地盤における地盤諸係数の深さ方向に対する確率過程を考慮する。これらの確率過程は N 値の深さ方向に対する連続的なデータを用いて評価する。この場合も既存の N 値のデータから、自己相関距離の基準値を土の種類別にあらかじめ決めておく。そして、個々の現場の N 値データから直接算定される自己相関距離とこの基準値とを対比して、信頼性設計のばらつきを決定する。この過程で、自己相関距離が算定されるので、層厚さえ与えれば Vanmarcke の方法³⁾ から、分散関数 $\Gamma^2(\Delta z)$ を容易に求めることができる。具体的な算定法は後述する。

5.3 自己回帰モデルによる N 値の地盤内分布の算定法

N 値がの深さ方向に対するデータが定常状態にある場合い次の 1 階の自己回帰モデルが成立する。

$$u_i = \alpha_0 + \alpha_1 u_{i-1} + \varepsilon_i \quad (44)$$

一般に、 N 値の深さ方向に対する分布特性としては、2つのタイプに分けられる。CASE-A では N 値の平均値 $E(N_A(z))$ は深さ方向に対して一定であり、CASE-B ではそれが線形的に増加している。なお、変動係数は深さによらず一定としている。したがって、式(44)の u_i は CASE-A および CASE-B に対してそれぞれ $u_i = N_i$, $u_i = N_i/z_i$ と表現するならば、それらの平均値と分散は次式で表される。

CASE-A

$$E[N_A(z)] = \frac{\alpha_0}{1 - \alpha_1}$$

$$Var.[N_A(z)] = \frac{S^2}{1 - \alpha_1^2}$$

CASE-B

$$E[N_B(z)] = \frac{\alpha_0}{1 - \alpha_1} z$$

$$Var.[N_B(z)] = \frac{S^2}{1 - \alpha_1^2} z^2 \quad (45)$$

ここに

$$S^2 = \frac{1}{n-2} \sum (u_i - \alpha_0 - \alpha_1 u_{i-1})^2$$

$$\alpha_0 = \frac{\sum u_{i-1}^2 \sum u_i - \sum u_{i-1} u_i \sum u_{i-1}}{n \sum u_{i-1}^2 - (\sum u_{i-1})^2}$$

$$\alpha_1 = \frac{\sum u_{i-1} \sum u_i - \sum u_{i-1} u_i}{n \sum u_{i-1}^2 - (\sum u_{i-1})^2}$$

また、自己相関係数 $r(\Delta z)$ は、CASE-A および CASE-B に対してそれぞれ次式によって求められる。

$$r(\Delta z) = e^{-\Delta z/\ell}$$

$$\ell = \frac{-\Delta z}{\ln \alpha_1} \quad (> 0) \quad (46)$$

次に、 $u_i = u_{N+1-j}$ と書き換えて、 $u_1 = u_N$, $u_2 = u_{N-1}$, \dots , $u_n = u_1$ に対して最小二乗法を用いて、

$$u_j = \beta_0 + \beta_1 u_{j-1} + \varepsilon_j \quad (j = n-i, i = 0, 1, \dots, n) \quad (47)$$

にあてはめて

$$\alpha_0 \simeq \beta_0, \quad -1 < \alpha_1 \simeq \beta_1 < 1 \quad (48)$$

が成り立つ時に定常性が確認される。自己回帰モデルを適用する際には上記のような定常性の確認が不可欠である。また、Vanmarcke が提案した分散関数は、式(46)から得られた自己相関距離 ℓ を用いて次式で与えられる。

$$\Gamma_i^2(\Delta z_i) = 2 \left(\frac{\ell}{\Delta z_i} \right)^2 \left(\frac{\Delta z_i}{\ell} - 1 + e^{-\Delta z_i/\ell} \right) \quad (49)$$

ここに、添字 i は各層を示している。

5.4 極限引揚げ支持力のばらつき

式(41)の極限引揚げ支持力において、 c , ϕ は正規確率変数と見なせるので、 R_{V0} の平均値と分散は次式で与えられる。

$$E[R_{V0}] = W_c + W_s + \sum_{i=1}^n l_i \pi B' (E[c_i] + K \sigma_i E[\tan \phi_i]) \quad (50)$$

$$Var[R_{V0}] = \sum_{i=1}^n \{ (l_i \pi B_i')^2 \Gamma_i^2(\Delta z_i) Var[c_i] + (l_i \pi B' K \sigma_i)^2 \Gamma_i^2(\Delta z_i) Var[\tan \phi_i] \} \quad (51)$$

ここで、 $\Gamma_i^2(\Delta z_i)$ は式(49)の分散関数である。したがって、複合荷重下における極限引揚げ支持力 R_V の変動係数 V_{RV} は次式で与えられる。

$$V_{RV}^2 = \left\{ \sqrt{Var[R_{V0}]} / E[R_{V0}] \right\}^2 + V_{RV}^{\prime 2} \quad (52)$$

ここに、 V_{RV} はせん断法の解析誤差の変動係数であり、4.1.3の議論により0.15を仮定する。

5.5 極限圧縮支持力

極限圧縮支持力は、式(6)に示すように、先端支持力 R'_{c0} と周面摩擦力 R_{cf} との和で表される。支持力係数 N_c 、 N_γ 、 N_q を確定値とすれば、 R'_{c0} は粘着力 c のみの確率変数となる。また、式(7)に示すように、 R_{cf} はせん断法による R_{v0} のばらつきと全く同様であるので、 R_{c0} の平均値と分散は次式で与えられる。

$$E[R_{c0}] = \left(1 - \frac{i-10}{75}\right) \left\{ \alpha E[c_i] N_c + \beta \gamma_1 B' N_\gamma + \gamma_2 D_f (N_q - 1) \right\} \frac{\pi}{4} B'^2 + \sum_{i=1}^n l_i \pi B' (E[c_i] + K \sigma_i E[\tan \phi_i]) \quad (53)$$

$$Var[R_{c0}] = \left(1 - \frac{i-10}{75}\right)^2 \alpha^2 \left(\frac{\pi}{4} B'^2\right)^2 N_c^2 \Gamma_i^2(\Delta z_i) Var[c_i] + \sum_{i=1}^n \left\{ (l_i \pi B')^2 \Gamma_i^2(\Delta z_i) Var[c_i] + (l_i \pi B' K \sigma_i)^2 \Gamma_i^2(\Delta z_i) Var[\tan \phi_i] \right\} \quad (54)$$

したがって、5.4と同様に V_{RC} は次式で与えられる。

$$V_{RC}^2 = \left\{ \sqrt{Var[R_{c0}]} / E[R_{c0}] \right\}^2 + V_{RC}^{\prime 2} \quad (55)$$

ここに、 V_{RC}' は極限圧縮支持力式の解析誤差の変動係数であるが、4.1.5に示したように $V_{RC}' = 0.2$ と仮定する。

5.6 荷重～変位関係の確率モデル

式(16)を δ_v について整理すると次式となる。

$$\delta_v = -\frac{D_f}{A_v} \ln \left(1.0 - \frac{P_v}{R_v} \right) \quad (56)$$

上式において、 R_v 、 P_v はそれぞれ極限引揚げ支持力と引揚げ荷重であるので、共に確率変数である。 A_v は式(31)に示すように、確率変数 λ_v によって表される。したがって、 δ_v は複数の確率変数の関数として与えられるので、以下のように平均値と分散を求めることができる。 δ_v を e_{RV} 、 P_v 、 λ_v の平均値のまわりでテーラー級数に展開すると次式が与えられる。

$$\delta_v = \delta_v(E[e_{RV}], E[P_v], E[\lambda_v]) + (e_{RV} - E[e_{RV}]) \frac{\partial \delta_v}{\partial e_{RV}} + (\lambda_v - E[\lambda_v]) \frac{\partial \delta_v}{\partial \lambda_v} + (P_v - E[P_v]) \frac{\partial \delta_v}{\partial P_v} + \dots \quad (57)$$

ただし、偏微分係数は $E(e_{RV})$ 、 $E(P_v)$ 、 $E(\lambda_v)$ における値とする。

5.6.1 引揚げ変位量のばらつき

式(57)において級数を一次の項で打ち切り、一次近似の平均と分散をとれば次式となる。

$$E[\delta_v] = \frac{D_f}{A_v(E[\lambda_v])} \ln \left\{ 1.0 - \frac{E[P_v]}{R_v(E[e_{RV}])} \right\} \quad (58)$$

$$Var[\delta_v] = \left(\frac{\partial \delta_v}{\partial e_{RV}} \right)^2 Var[e_{RV}] + \left(\frac{\partial \delta_v}{\partial P_v} \right)^2 Var[P_v] + \left(\frac{\partial \delta_v}{\partial \lambda_v} \right)^2 Var[\lambda_v] \quad (59)$$

さらに、各偏微分係数を計算すると次式となる。

$$\frac{\partial \delta_v}{\partial e_{RV}} = \frac{1}{(1 - E[e_{RV}])F} \times \left[\ln \left\{ 1.0 - \frac{E[P_v]}{(1 - E[e_{RV}])R_{CV}} \right\} - \frac{E[P_v]}{(1 - E[e_{RV}])R_{CV} - E[P_v]} \right] \quad (60)$$

$$\frac{\partial \delta_v}{\partial P_v} = \frac{1}{F \lambda_v \{1 - E[e_{RV}]\} R_{CV} - E[P_v]} \quad (61)$$

$$\frac{\partial \delta_v}{\partial \lambda_v} = \frac{1}{F \cdot E[\lambda_v]^2} \ln \left\{ 1.0 - \frac{E[P_v]}{(1 - E[e_{RV}])R_{CV}} \right\} \quad (62)$$

ここに、 F は次式のように表される

$$F = \frac{\pi B}{2R_v} \sum_{i=1}^n \int_{D_i}^{D_{i-1}} (K_{HS} + K_H) dz \quad (63)$$

5.6.2 圧縮変位量のばらつき

5.6.1と同様にして、 δ_c の平均と分散は次式で与えられる。

$$E[\delta_c] = \frac{D_f}{B_c(E[\lambda_c])} \ln \left\{ 1.0 - \frac{E[P_c]}{R_c(E[e_{RC}])} \right\} \quad (64)$$

$$Var[\delta_c] = \left(\frac{\partial \delta_c}{\partial e_{RC}} \right)^2 Var[e_{RC}] + \left(\frac{\partial \delta_c}{\partial P_c} \right)^2 Var[P_c] + \left(\frac{\partial \delta_c}{\partial \lambda_c} \right)^2 Var[\lambda_c] \quad (65)$$

ここに、各偏微分係数は次式となる。

$$\frac{\partial \delta_c}{\partial e_{RC}} = \frac{1}{(1 - E[e_{RC}])F'} \times \left[\ln \left\{ 1.0 - \frac{E[P_c]}{(1 - E[e_{RC}])R_{CC}} \right\} - \frac{E[P_c]}{(1 - E[e_{RC}])R_{CC} - E[P_c]} \right] \quad (66)$$

$$\frac{\partial \delta_c}{\partial P_c} = \frac{1}{F' \lambda_c \{1 - E[e_{RC}]\} R_{CC} - E[P_c]} \quad (67)$$

$$\frac{\partial \delta_c}{\partial \lambda_c} = \frac{1}{F' \cdot E[\lambda_c]^2} \ln \left\{ 1.0 - \frac{E[P_c]}{(1 - E[e_{RC}])R_{CC}} \right\} \quad (68)$$

ただし、Fは次式のように表される。

$$F' = \frac{\pi B}{2R_C} \left\{ \sum_{i=1}^n \int_{D_i}^{D_{i-1}} (K_{HS} + K_H) dz + B^2 K_H \right\} \quad (69)$$

5.6.3 水平変位量のばらつき

さらに同様に、引揚げ方向を $i=v$ 、圧縮方向を $i=c$ とするならば、 δ_{hi} の平均値と分散は次式で与えられる。

$$E[\delta_{hi}] = \frac{D_f}{B_{hi}(E[\lambda_{hi}])} \ln \left\{ 1.0 - \frac{E[P_{hi}]}{R_{hi}(E[e_{Rhi}])} \right\} \quad (70)$$

$$\begin{aligned} Var[\delta_{hi}] = & \left(\frac{\partial \delta_{hi}}{\partial e_{Rhi}} \right)^2 Var[e_{Rhi}] + \left(\frac{\partial \delta_{hi}}{\partial P_{hi}} \right)^2 Var[P_{hi}] \\ & + \left(\frac{\partial \delta_{hi}}{\partial \lambda_{hi}} \right)^2 Var[\lambda_{hi}] \end{aligned} \quad (71)$$

ここに、各微分係数は次式である。

$$\begin{aligned} \frac{\partial \delta_{hi}}{\partial e_{Rhi}} = & \frac{1}{E[\lambda_{hi}] \cdot F''} \times \left[\ln \left\{ \frac{E[P_{hi}]}{(1 - E[e_{Rhi}]) \theta_i R_{Ci}} \right\} \right. \\ & \left. - \frac{\theta_i E[P_{hi}]}{(1 - E[e_{Rhi}]) \theta_i R_{Ci} - E[P_{hi}]} \right] \end{aligned} \quad (72)$$

$$\frac{\partial \delta_{hi}}{\partial P_{hi}} = \frac{D_f (1 - E[e_{Rhi}])}{F'' \cdot E[\lambda_{hi}] \{ (1 - E[e_{Rhi}]) \theta_i R_{Ci} - E[P_{hi}] \}} \quad (73)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial \delta_{hi}}{\partial \lambda_{hi}} = & \frac{D_f (1 - E[e_{Rhi}])}{F'' \cdot E[\lambda_{hi}]^2} \\ & \times \ln \left\{ 1.0 - \frac{E[P_{hi}]}{(1 - E[e_{Rhi}]) \theta_i R_{chi}} \right\} \end{aligned} \quad (74)$$

ただし、F は次式で表される。

$$F'' = \frac{B}{\theta_i R_{Ci} D_f} \sum_{i=1}^n \int_{D_i}^{D_{i-1}} K_{HS} z dz \quad (75)$$

5.7 破壊確率の算定

以上で、 R_v 、 R_c 、 δ_v 、 δ_c 、 δ_{hv} 、 δ_{hc} の平均値と分散が求められたので、これらの確率変量を正規分布とするならば、式(34)～(38)で定義した破壊確率は次式で求められる。

$$\begin{aligned} P_{Fi} = & \frac{1}{\sqrt{2\pi(Var[R_i] + Var[P_i])}} \\ & \times \int_0^\infty \exp \left[-\frac{1}{2} \left\{ \frac{z - (E[P_i] - E[R_i])}{\sqrt{Var[R_i] + Var[P_i]}} \right\}^2 \right] dz \end{aligned} \quad (76)$$

$$\begin{aligned} P_{Di} = & \frac{1}{\sqrt{2\pi Var[\delta_i]}} \\ & \times \int_{\delta_a}^\infty \exp \left[-\frac{1}{2} \left\{ \frac{\delta_i - E[\delta_i]}{\sqrt{Var[\delta_i]}} \right\}^2 \right] d\delta_i \end{aligned} \quad (77)$$

$$\begin{aligned} P_{DHi} = & \frac{1}{\sqrt{2\pi Var[\delta_{hi}]}} \\ & \times \int_{\delta_{ha}}^\infty \exp \left[-\frac{1}{2} \left\{ \frac{\delta_{hi} - E[\delta_{hi}]}{\sqrt{Var[\delta_{hi}]}} \right\}^2 \right] d\delta_{hi} \end{aligned} \quad (78)$$

5.8 設計の評価関数

鉄塔基礎の変位による損失も考慮するので次式を用いる。

$$C_T = C_C + \{ C_{F1}(P_D - P_F) + C_{F2}P_F \} \quad (79)$$

ここに、

$$C_{F1} = \alpha C_C$$

$$C_{F2} = \beta C_C \quad (80)$$

であり、各記号の意味するところは以下のとおりである。

C_C : 構造物(鉄塔上・下部構造や電線等の付帯設備)の初期建設費

C_{F1} : 基礎が抜け上がるような完全な破壊には至らないが、基礎の変位が許容規準値以上になったために、鉄塔上部構造に生ずる直接的な損失費(補修費など)

C_{F2} : 基礎の抜け上がりなどによって鉄塔本体が倒壊した場合の直接的な損失費(鉄塔上・下部構造その他の撤去費や再建費)

P_D : 基礎の変位の許容規準値を超える確率

P_F : 基礎の抜け上がりなどによって基礎が完全に破壊する確率

α と β : C_{F1} および C_{F2} を C_C を規準にして測る係数であるが、鉄塔上・下部構造とその付帯設備の直接的な損失費のみをカバーする係数

以上の説明から分かるように、式(80)の C_T は、建設した鉄塔が損傷を受ける可能性も考慮したときの期待損失費を表している。最適設計は、この C_T が最小になる場合の解として与えられる。

6. 実務設計のための数値計算

6.1 設計条件

6.1.1 風荷重および設計条件

送電用鉄塔基礎に作用する荷重は、①鉄塔・架渉線・がいし・架線金具などの荷重、②架渉線張力、③鉄塔・架渉線・がいし・鉄塔・架線金具などに加わる風荷重であるが、このうち①および②は確定量とし、③のみを確率変量として取り扱う。風荷重の基準となる設計風速は、現行設計法で考えている50年間再現期間の10分間平均風速 $V_{10}=40\text{m/s}$ とした。

設計のための地盤条件は実際に遭遇しそうな場合を想定し、表-3(a)、(b)に示す2ケースとした。(a)は地表面から15.0m程度粘土層(通称ローム)が存在する比較的条件の悪い地盤で、(b)はD級以上の岩で構成されるよう

表-3 (a) 設計条件(地盤傾斜角 25°)

地質名 No.	現行設計法				信頼性設計法			
	γ (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (°)	E_s (kN/m ²)	γ (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (°)	E_s (kN/m ²)
	平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数
(1)	14	---	---	---	14	---	---	---
(2)	15	40	10	20000	16	50	0.4	15
(3)	16	50	10	40000	16	100	0.4	25
(4)	20	60	30	80000	19	300	0.5	40

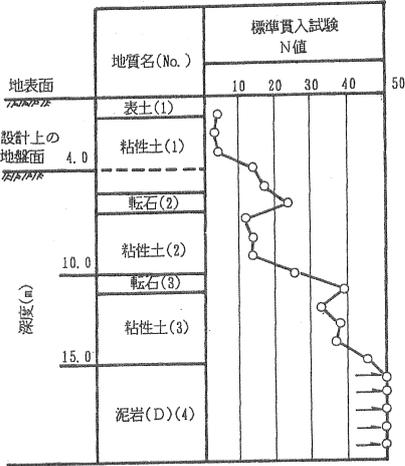
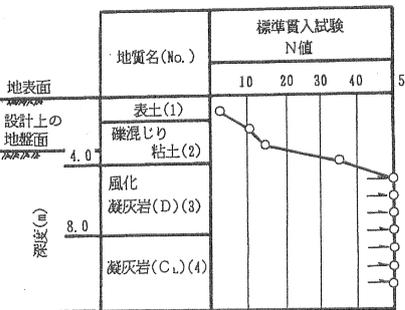


表-3 (b) 設計条件(地盤傾斜角 30°)

地質名 No.	現行設計法				信頼性設計法			
	γ (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (°)	E_s (kN/m ²)	γ (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (°)	E_s (kN/m ²)
	平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数
(1)	14	---	---	---	14	---	---	---
(2)	15	40	10	20000	16	50	0.4	15
(3)	20	60	30	80000	20	300	0.5	35
(4)	21	110	35	250000	21	500	0.5	40



な良好な地盤の場合である。また、両ケースとも基盤が存在する場合とし、(a)はD級、(b)はC_L級の岩盤を想定した。これらの地盤は実際の現場の予備調査から得られた柱状図を基にして作成したものである。これらの表で現行設計法で用いる地盤諸係数の値は、通常現行設計法で用いられているもので、実際の地盤が有する諸係数よりもやや安全側の値となっている。一方、信頼性設計に用いる地盤諸係数は表-3に示されており、この表の数値の検討は文献4)を参照されたい。表から分かるように、現行設計法では設計式に安全率を考慮するのみならず、地盤諸係数にもかなりの安全率を設けている。

6.1.2 費用評価条件

式(79)、式(80)に従って説明すると、以下のようである。初期建設費 C_cについては、通常予想されるヘリコブ

表-4 鉄塔建設に係わる各種費用

資材費	328193 (千円/1基)	
コンクリート打設費	39 (千円/m ³)	
掘削費	岩盤	36 (千円/m ³)
	土砂	12 (千円/m ³)
残土排出費	7 (千円/m ³)	
支保工	15 (千円/m ³)	
拡底部支保工	47 (千円/m ³)	
鉄塔組上げ費	200964 (千円/1基)	
用地費	33012 (千円/1基)	
調査設計費、樹木費	122539 (千円/1基)	
ヘリ運搬費	124710 (千円/1基)	

ター輸送を想定し、最新の積算資料を参考にして設定した。その概略を表-4に示す。表から分かるように、鉄塔上・下部構造および電線やがいし等の材料費や施工費はもちろん、建設に伴う種々の間接費がこれに含まれている。αとβについては、送電技術者の経験と意見を参考にして、α=0.6、β=2.5と設定した。αには主として鉄塔上部構造を修復する場合は、また、βには損傷鉄塔は勿論、その前後の鉄塔も含めて修復や再建を行う場合が配慮されている。

6.2 最適設計例

表-5 最適設計結果

(a) 粘性土の場合 現行設計結果 D_r = 13.0(m)

脚	a	b	c	d
風向角(°)				
0	*6.5	*8.5	9.0	11.5
60	11.5	*12.5	*8.0	13.0
90	13.0	*12.0	*12.0	13.0
120	13.0	*8.0	*12.5	11.5
180	10.0	9.5	*7.5	*7.0
240	5.5	10.0	5.5	*7.5
270	*5.5	7.0	7.0	*5.5
300	*7.5	5.5	10.0	5.5

(注) *は引揚げ脚を示す。 単位(m)

(b) D級岩盤の場合 現行設計結果 D_r = 7.0(m)

脚	a	b	c	d
風向角(°)				
0	*4.5	*4.5	2.5	3.5
60	3.0	*5.5	*5.5	4.5
90	4.0	*5.5	*5.5	4.0
120	4.5	*5.0	*5.5	3.0
180	3.0	3.0	*4.5	*4.5
240	2.0	3.0	2.0	*4.5
270	*4.0	2.5	2.5	*4.0
300	*4.5	2.0	3.0	2.0

(注) *は引揚げ脚を示す。 単位(m)

深礎基礎の設計変数としては、基礎体の直径と根入れ長さが考えられるが、問題を単純化するために、ここでは基礎体直径を 3m と固定した場合の最適根入れ深さ $D_{f,opt}$ を決定する問題とした。表-5 (a) は粘性土地盤における最適設計結果であり、各脚に対する各風向角別の最適根入れ深さ $D_{f,opt}$ の値を示している。設計としては、各脚ごとに実施されるので、各風向角 θ に対する $D_{f,opt}$ が最も大きな値となる場合を、その脚の設計案とすべきである。したがって、a, b, c および d 脚の $D_{f,opt}$ はそれぞれ 13m (圧縮)、12.5m (引揚げ)、12.5m (引揚げ) および 13.0m (圧縮) となる。また、現行設計法による D_f は圧縮、引揚げ共に 13.0m となっており、引揚げ脚に対しては安全側であることがわかる。また、最も $D_{f,opt}$ が大となる $\theta = 60^\circ$ の b 脚における R_v , δ_v および δ_{hv} の平均値と標準偏差は表-6 (a) に示している。 D_f の増大とともに諸量

が小さくなる傾向があり、特に、地盤が粘性土から D 級岩盤に変化する $D_f = 13.0m \sim 13.5m$ の所で不連続的に変化することが確認される。なお、表-7 (a) は、そのときの P_{FV} (倒壊確率), P_{DV} (損傷確率), C_c (初期建設費: 千円) の値を示したものであり、計算値はいずれも合理的な値と言える。また、上記の 3 つの表における (b) は D 級岩盤における最適設計結果である。この場合も、最も D_f が大きくなる場合は $D_{f,opt} = 5.5m$ であり、現行設計結果の 7.0m に比較するとかなり小さくなっている。すなわち、現行設計法では、土砂地盤よりも D 級岩盤以上の地盤に建設される深礎基礎に対して、高い安全率を考えていると言える。なお、表-6 (b) および表-7 (b) は $\theta = 60^\circ$ の b 脚における結果を示している。

表-6 R_v , δ_v , δ_{hv} の平均値と標準偏差の値

(a) 粘性土の場合		b 脚 風向角 $\theta = 60^\circ$			
極限引揚げ支持力 $R_v (\times 10kN)$		引揚げ変位 $\delta_v (mm)$		水平変位 $\delta_{hv} (mm)$	
平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差
685.8	140.3	24.09	26.14	20.46	9.40
751.8	150.9	20.01	20.99	17.42	7.39
866.0	166.1	16.56	16.74	13.80	5.37
983.3	186.2	14.13	13.96	11.52	4.23
1103.5	208.3	12.31	11.97	9.96	3.52
1226.7	230.9	10.88	10.46	8.81	3.02
1353.0	253.5	9.72	9.26	7.94	2.66
1482.3	276.1	8.77	8.30	7.25	2.39
1614.6	298.5	7.97	7.50	6.70	2.17
1749.9	320.9	7.29	6.83	6.23	2.00
1888.4	343.2	6.70	6.25	5.84	1.86
2029.8	365.5	6.19	5.76	5.51	1.74
2365.7	420.0	5.30	4.90	5.13	1.59
2710.8	491.9	4.53	4.17	4.80	1.47
3062.8	564.9	3.88	3.56	4.50	1.37
3421.7	635.8	3.34	3.05	4.22	1.27
3787.4	704.4	2.89	2.63	3.96	1.19
4160.0	771.3	2.51	2.29	3.71	1.11
4539.4	836.7	2.20	2.01	3.46	1.03
4925.7	901.2	1.95	1.77	3.24	0.96
5318.8	965.1	1.73	1.57	3.02	0.89
5718.6	1028.4	1.55	1.40	2.82	0.83

(b) D級岩の場合		b 脚 風向角 $\theta = 60^\circ$			
極限引揚げ支持力 $R_v (\times 10kN)$		引揚げ変位 $\delta_v (mm)$		水平変位 $\delta_{hv} (mm)$	
平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差
536.9	197.8	30.11	40.08	43.54	30.41
745.6	267.3	13.37	14.06	16.19	6.91
960.4	329.6	8.27	8.20	9.01	3.34
1181.1	387.0	5.80	5.60	5.94	2.06
1408.0	441.2	4.36	4.14	4.33	1.44
1640.9	493.1	3.44	3.23	3.36	1.09
1879.9	543.5	2.80	2.61	2.72	0.86
2248.0	605.3	2.23	2.06	2.07	0.64
2625.2	690.5	1.82	1.67	1.67	0.51
3010.8	779.7	1.51	1.38	1.40	0.42
3404.9	867.5	1.27	1.17	1.20	0.36
3807.4	953.0	1.09	1.00	1.05	0.31
4218.3	1036.4	0.95	0.86	0.93	0.28

表-7 P_{FV} , P_{DV} , C_c , および C_r の値

(a) 粘性土の場合		b 脚 風向角 $\theta = 60^\circ$			
根入れ長さ $D_f (m)$	倒壊確率 $P_{FV} (\%)$	損傷確率 $P_{DV} (\%)$	初期建設費 C_c (千円)	期待総費用 C_r (千円)	
5.5	8.94×10^{-2}	7.75×10^{-1}	235451	384984	
6.0	5.07×10^{-2}	6.80×10^{-1}	235952	354895	
6.5	1.74×10^{-2}	5.48×10^{-1}	236453	322083	
7.0	6.46×10^{-3}	4.66×10^{-1}	236955	306177	
7.5	2.61×10^{-3}	3.99×10^{-1}	237456	295495	
8.0	1.13×10^{-3}	3.34×10^{-1}	237957	286123	
8.5	5.12×10^{-4}	2.71×10^{-1}	238458	277491	
9.0	2.43×10^{-4}	2.13×10^{-1}	238959	269661	
9.5	1.19×10^{-4}	1.62×10^{-1}	239460	262797	
10.0	6.02×10^{-5}	1.18×10^{-1}	239961	257038	
10.5	3.12×10^{-5}	8.30×10^{-2}	240462	252449	
11.0	1.66×10^{-5}	5.56×10^{-2}	240963	249006	
11.5	4.88×10^{-6}	2.00×10^{-2}	241464	244444	
12.0	3.51×10^{-6}	4.65×10^{-3}	241965	242813	
12.5	2.73×10^{-6}	6.18×10^{-4}	242466	242812	
13.0	2.00×10^{-6}	4.02×10^{-5}	242967	243314	
13.5	1.39×10^{-6}	1.39×10^{-6}	243468	243894	
14.0	9.37×10^{-7}	9.37×10^{-7}	243969	244479	
14.5	6.18×10^{-7}	6.18×10^{-7}	244470	245064	
15.0	4.05×10^{-7}	4.05×10^{-7}	244971	245651	
15.5	2.64×10^{-7}	2.64×10^{-7}	245472	246237	
16.0	1.72×10^{-7}	1.72×10^{-7}	245973	246823	

(b) D級岩の場合		b 脚 風向角 $\theta = 60^\circ$			
根入れ長さ $D_f (m)$	倒壊確率 $P_{FV} (\%)$	損傷確率 $P_{DV} (\%)$	初期建設費 C_c (千円)	期待総費用 C_r (千円)	
2.0	3.46×10^{-1}	9.11×10^{-1}	231941	511013	
2.5	1.51×10^{-1}	5.33×10^{-1}	232527	373399	
3.0	6.96×10^{-2}	1.93×10^{-1}	233113	290998	
3.5	3.40×10^{-2}	4.36×10^{-2}	233699	254894	
4.0	1.72×10^{-2}	1.72×10^{-2}	234285	244388	
4.5	9.05×10^{-3}	9.05×10^{-3}	234871	240183	
5.0	4.87×10^{-3}	4.87×10^{-3}	235457	238324	
5.5	1.70×10^{-3}	1.70×10^{-3}	236042	237048	
6.0	9.18×10^{-4}	9.18×10^{-4}	236628	237171	
6.5	5.64×10^{-4}	5.64×10^{-4}	237214	237549	
7.0	3.59×10^{-4}	3.59×10^{-4}	237800	238013	
7.5	2.30×10^{-4}	2.30×10^{-4}	238386	238523	
8.0	1.48×10^{-4}	1.48×10^{-4}	238972	239060	

7. 結論

本研究では、送電用鉄塔基礎として用いられる深礎基礎の設計法に信頼性理論の導入を試みたもので、以下のような成果が得られた。

- (1) まず、最初に深礎基礎の極限支持力算定法を、大型現場実験および FEM などから検討し、極限引揚げ支持力としてはせん断法が、また極限圧縮支持力算定法としては現行設計法の先端支持力式に、せん断法と同様な周面摩擦力の項を加えた式が最も適切であることを確かめた。
- (2) また、極限支持力だけでなく、破壊に至るまでの荷重～変位関係式を確立した。これらは、大型現場実験の結果を利用して帰納的に求めたもので、初期の弾性勾配と(1)で得られた極限支持力をパラメータとした指数関数で、非常に複雑な深礎基礎の挙動を精度良く推定できる。また、これらの荷重～変位関係の精度は大型現場実験から逆算される λ_v , λ_c , λ_h の各パラメータで評価し、 λ_v , λ_c についてはその分布を求めた。
- (3) これらの成果に基づいて深礎基礎の信頼性設計法を提案した。この手法の特色は、鉄塔基礎が完全に破壊してしまうときの確率 P_F の他に、基礎の変位が許容変位量を超えて上部構造に何らかの損傷を与える確率 P_D を導入している点である。
- (4) (3)で提案した信頼性設計の手法を用いて、実際の現場の地盤として頻繁にありそうな 2 つのモデル地盤ケースを設定して、最適設計を実施した。その結果、現行設計法による設計案はやや安全側になることが分かった。

参考文献

- 1) Mastuo, M. and Suzuki, H.: Bearing capacity for design of caisson pile, Proc. 8th Asian Regional Conf. on Soil Mechanics and Foundation Eng., Kyoto, Vol.1, pp.397-400, 1987
- 2) 電気学会 電気規格調査会標準規格：送電用支持物設計標準 JEC-127, pp.19-77, 1979.
- 3) Vanmarcke, E. : Random fields, The MIT press, pp.184-233, 1983.
- 4) 東京電力株式会社：送電用鉄塔基礎の信頼性設計に関する研究－送電用鉄塔基礎の信頼性設計研究委員会－報告書, pp. 281-317, 1985.