

基礎設計における基準の背景と使い方

6. 直接基礎

津 田 豊 (つだ ゆたか)

大成基礎設計(株)東京支社 技術部

角 南 進 (すなみすすむ)

(株)日建設計 土木設計事務所

山 本 稜威夫 (やまもと いつお)

フジタ工業(株)技術研究所 地下工法研究室

6.1 概 要

ここでは構造物の荷重を基礎スラブ（フーチングと呼ぶ場合もある）より直接地盤に伝える基礎について述べる。取扱う基準・指針を表—6.1に示す。

そのほか、直接基礎の設計に関係する基準・指針も若干みられるがその内容は上記のものとはほぼ同じであるため省略している。

これらにおける直接基礎の設計（鉛直支持力および水平抵抗力ならびにその変形の算出）についての考え方は、基本的には同一の理論に立脚して、計算式が組立てられているが、対象とする構造物が異なることもあって、細部について多少差異のある式が提案されている。

以下、各種基準の算定式・算定方法を比較するとともに、その背景および設計への適用について述べる。

6.2 基準式の比較

6.2.1 鉛直支持力算定式

表—6.2に各基準の鉛直支持力の算定式をまとめた。

鉛直支持力の算定については、各基準がともに地盤を剛塑性体と仮定したすべり破壊理論に基づくTerzaghi（テルツァーギ）の極限鉛直支持力算定式を基本としている。

内部摩擦角(ϕ)の関数である支持力係数は、 ϕ が大きい範囲では、 ϕ のわずかな違いにより支持力の計算結果に大きな差を生じるため、各基準とも安定率を加味して独自の係数を与えている。

平板載荷試験より支持力を算定する場合については、道示や建造物設計標準では得られた極限支持力

表—6.1

第6章で取り扱う基準（本章では以下の略称を使用する）

④ 道路橋示方書・同解説 ¹⁾	→道示
⑤ 日本道路公団設計要領 ²⁾	→道公設計要領
③ 建築基礎構造設計指針 ³⁾	→建築基礎指針
④ 国鉄建造物設計標準解説 ⁴⁾	→建造物設計標準
⑤ 港湾の施設の技術上の基準・同解説 ⁵⁾	→港湾施設基準

より粘着力(c)と ϕ を推定して静力学公式により算定するが、建築基礎指針では得られた許容支持力に根入れの効果を加味して支持力を算定するなどの違いがみられる。港湾施設基準における鉛直支持力算定式は、建築基礎指針と同一の式を用いるが、安全率を長期、短期ではなく重要な構造物とその他に分けて設定している。

6.2.2 水平抵抗の算定

表—6.3に各基準の水平抵抗の算定式をまとめた。水平抵抗は、基礎底面と地盤との摩擦によるもので、底面に作用する鉛直応力と摩擦係数から算定されている。摩擦係数の値や底面に突起を設けた場合の抵抗などは、基準により若干の違いがでているが、各基準とも大きな差異が見られない。

6.2.3 変形（沈下）の算定とその許容値

表—6.4に各基準の変形（沈下）の算定式をまとめた。

変形、とくに鉛直力に対する沈下については、各基準ともその許容値ならびに沈下量算定のための地盤反力係数などを示しているが、構造物によって沈下量のとらえ方（変形に対する重要度）が異なるため、その値には若干の差がでている。このことは、各種基礎での特殊性がでているものとみることができる。したがって、即時沈下や圧密での沈下算定法には各基準に差異がないが、許容沈下量について建

講座

表—6.2 鉛直支持力算定式の比較

基準	日本建築学会 建築構造設計指針 (昭和61年3月)	日本道路協 会書 道路橋示方 (平成2年2月)	土木学 会 土建造物設計標準 (昭和61年3月)	その他																																													
適用 対象	建築物の基礎	橋, 高架, 道路の基礎	JR 各社における 鉄道構造物の 基礎	④港湾の施設の技術上の基準 ・同解説 (港湾法施行令第 19条に定める港湾施設) ⑤道路公団設計要領 (道路公 団の橋, 高架, 道路の基礎) ⑥消防法 (第10条第4項) (特 定家屋外貯蔵タンクの基礎)																																													
鉛直 支持 力	①支持力式 1) 長期許容支持力度 $q_a=1/3(\alpha cN_c+\beta \gamma_1BN_r$ $+ \gamma_2D_fN_q)$ [tf/m ²] 2) 短期許容支持力度 $q_a=2/3(\alpha cN_c+\beta \gamma_1BN_r$ $+1/2 \gamma_2D_fN_q)$ [tf/m ²]	①支持力式 ○地盤の極限支持力 $Q_u=A'\{\alpha \kappa cN_c+\kappa qN_q$ $+1/2 \gamma_1\beta B'N_r\}$ [tf] $Q_a=1/n \cdot Q_u$ [tf] 安全率 n { 常 時 : 3 地震時 : 2	①支持力式 ○許容鉛直支持力 $Q_a=\frac{1}{F_s}Q+\gamma_{e2}D_fA'$ [tf] 粘性土の場合 $Q=A'\{5.1 I_c\alpha_b c\}$ 砂質土の場合 $Q=A'\{I_r\beta_{el}\gamma_{el}N_r$ $+I_q\gamma_{e2}D_f(N_q-1)\}$ 安全率 F_s { 常 時 : 3.0 一 時 : 2.0 地震時死荷重 : 1.5 地震時列車荷重 : 1.2	[支持力一般式テルツァーギ 系] $q_u=cN_c+P_0N_q+\gamma\beta/2$ $\times N_r$																																													
	②支持力係数 [N_c, N_r, N_q] [長期, 短期] $\phi=0, N_r=5.3$ $\phi=40^\circ$ が係数の最大として いる。 [極限] $\phi=0, N_r=5.3$ $\phi=50^\circ$ が係数の最大として いる。	②支持力係数 [N_c, N_r, N_q] Terzaghi の支持力係数を拡張 している地盤のせん断抵抗角 ϕ と荷重の傾斜角を $\tan \theta$ の関係 で支持力係数をグラフとして提 示。	②支持力係数 [N_c, N_r, N_q] 有効上載圧 $\sigma_v=0.5 \text{ kgf/cm}^2$ と して算定。円形基礎は別途提示。 Terzaghi の支持力係数を拡張。	○支持力係数 ③は建築構造設計指針と同様。																																													
	③形状係数 [α, β] 基礎底面 の形状 <table><tr><td></td><td>α</td><td>β</td></tr><tr><td>連 続</td><td>1.0</td><td>0.5</td></tr><tr><td>正 方 形</td><td>1.3</td><td>0.4</td></tr><tr><td>長 方 形</td><td>$1.0+0.3 \frac{B}{L}$</td><td>$0.5-0.1 \frac{B}{L}$</td></tr><tr><td>円 形</td><td>1.3</td><td>0.3</td></tr></table>		α	β	連 続	1.0	0.5	正 方 形	1.3	0.4	長 方 形	$1.0+0.3 \frac{B}{L}$	$0.5-0.1 \frac{B}{L}$	円 形	1.3	0.3	③形状係数 [α, β] 基礎底面 の形状 <table><tr><td></td><td>α</td><td>β</td></tr><tr><td>帯 状</td><td>1.0</td><td>1.0</td></tr><tr><td>正 方 形</td><td>1.3</td><td>0.6</td></tr><tr><td>長 方 形</td><td>$1.0+0.3 \frac{B}{L}$</td><td>$1.0-0.4 \frac{B}{L}$</td></tr><tr><td>円 形</td><td>1.3</td><td>0.6</td></tr></table>		α	β	帯 状	1.0	1.0	正 方 形	1.3	0.6	長 方 形	$1.0+0.3 \frac{B}{L}$	$1.0-0.4 \frac{B}{L}$	円 形	1.3	0.6	③形状係数 [α_b, β_b] 基礎底面 の形状 <table><tr><td></td><td>α_b</td><td>β_b</td></tr><tr><td>連 続</td><td>1.0</td><td>0.5</td></tr><tr><td>正 方 形</td><td>1.2</td><td>0.3</td></tr><tr><td>長 方 形</td><td>$1.0+0.2 \frac{B'}{L}$</td><td>$0.5-0.2 \frac{B'}{L}$</td></tr><tr><td>円 形</td><td>—</td><td>—</td></tr></table>		α_b	β_b	連 続	1.0	0.5	正 方 形	1.2	0.3	長 方 形	$1.0+0.2 \frac{B'}{L}$	$0.5-0.2 \frac{B'}{L}$	円 形	—	—	③④は建築構造設計指針と同 様。
	α	β																																															
連 続	1.0	0.5																																															
正 方 形	1.3	0.4																																															
長 方 形	$1.0+0.3 \frac{B}{L}$	$0.5-0.1 \frac{B}{L}$																																															
円 形	1.3	0.3																																															
	α	β																																															
帯 状	1.0	1.0																																															
正 方 形	1.3	0.6																																															
長 方 形	$1.0+0.3 \frac{B}{L}$	$1.0-0.4 \frac{B}{L}$																																															
円 形	1.3	0.6																																															
	α_b	β_b																																															
連 続	1.0	0.5																																															
正 方 形	1.2	0.3																																															
長 方 形	$1.0+0.2 \frac{B'}{L}$	$0.5-0.2 \frac{B'}{L}$																																															
円 形	—	—																																															
	④平板載荷試験を実施した場合 [長期許容支持力] $q_a=q_t+1/3 \gamma_2D_fN_q$ [tf/m ²] [短期許容支持力] $q_a=2q_t+2/3\gamma_2D_fN_q$ [tf/m ²]	④平板載荷試験を実施した場合 $Q_a=1/nQ_u$ $Q_u=\pi B^2/4(1.3cN_c$ $+0.3B\gamma_1N_r)$ 上式によって c, ϕ を推定し, 静 力学公式によって算定する。	④平板載荷試験を実施した場合 載荷面積, 根入れ深さ, 地下 水位, 荷重条件の相違による補 正を実施し, 静力学公式により 算定。																																														

c : 粘着力

D_f : 基礎の根入れ深さ

B : 基礎の短辺方向幅

q_t : 載荷試験により得た許容支持力度

γ_1 : 基礎底面下地盤の単位体積重量

γ_2 : 基礎底面上地盤の単位体積重量

ϕ : 内部摩擦角

Q_u : 偏心傾斜荷重を考慮した地盤の極限支
持力

Q_a : 地盤の許容鉛直荷重支持力

κ : 根入れ効果に対する割増係数

γ_{el} : フーチング底面の土の有効単位単体重

量

γ_{e2} : D_f 区間の土の 平均有効単位単体
重量

A' : フーチングの有効面積

I_c, I_r, I_q : 傾斜荷重に対する補正係数

P_0 : 有効鉛直静止荷重

 c : 粘着力 D_f : 基礎の根入れ深さ B : 基礎の短辺方向幅 q_t : 載荷試験により得た許容支持力度 γ_1 : 基礎底面下地盤の単位体積重量 γ_2 : 基礎底面上地盤の単位体積重量 ϕ : 内部摩擦角 Q_u : 偏心傾斜荷重を考慮した地盤の極限支持力 Q_a : 地盤の許容鉛直荷重支持力 κ : 根入れ効果に対する割増係数 γ_{e1} : フーチング底面の土の有効単位体重量

量

 γ_{e2} : D_f 区間の土の平均有効単位体重量 A' : フーチングの有効面積 I_c, I_r, I_q : 傾斜荷重に対する補正係数 P_0 : 有効鉛直静止荷重

築基礎指針では許容値を詳細に示しているのに対し、道示や構造物設計標準では、特殊条件を除き、示されていない。ただし、道公設計要領と消防法には許容沈下量についての記載がある。

6.3 基準式の背景と問題点

6.3.1 鉛直支持力

(1) 算定式の背景

表—6.2 の支持力算定式中の支持力係数は、Terzaghi が示した原式⁹⁾の値に対して、つぎのような修正を行い提示している。

ϕ が小さい場合には、土の局部せん断破壊が発生しやすく、その破壊によって基礎の支持力が影響を受ける。建築基礎指針では、支持地盤の破壊が全般

表—6.3 水平抵抗等の算定式の比較

基 準	日 本 建 築 学 会 建 築 構 造 設 計 指 針 (昭和61年3月)	日 本 道 路 協 会 道 路 橋 示 方 書 (平成2年2月)	土 木 学 会 建 造 物 設 計 標 準 (昭和61年3月)	そ の 他
水平抵抗	①基礎底面と支持地盤間の摩擦抵抗力 砂質土の場合 $R_H = \mu W$ 粘性土の場合 $R_H = B e_{qu}/2$ 基礎の根入れが深い場合は受動土圧による抵抗力 P_P を上記の R_H に加算。ただし、受動土圧が発生するまでの変形に十分配慮すること。 $P_H \leq 1/3(R_H + P_P)$ の関係を満足すること。 ②基礎底面の突起による抵抗力増加記述がなく、考慮しない。	①基礎底面と支持地盤間の摩擦抵抗力 $H_u = c_B A + V \tan \phi_B$ ②基礎底面の突起による抵抗力増加 $H_u = (c A_1 + V_1 \tan \phi) + (V_2 + V_3) \tan \phi_B$	①基礎底面と支持地盤間の摩擦抵抗力 $R_a = 1/F_s(R_b + R_P)$ $R_b = V \tan \delta_b + A' c'$ $R_P = \alpha_h L (\sum P_{pi} H_i \cos \delta_{pi})$ [安全率 常 時: 3.0 : F_s 一 時: 2.0 地震時死荷重: 1.5 地震時列車荷重: 1.2] ②基礎底面の突起による抵抗力増加記述がない。	④港湾の施設の技術上の基準・同解説は建築構造設計指針と同様。 ⑤道路公団設計要領 基礎底面の滑動抵抗のみとする。突起は設けないものとし、やむをえず突起を設ける場合は、硬岩など良好な地盤を対象とする。 ⑥消防法(第10条第4項) 常時水平力を受けない基礎として設計、地震時のみ $F_s = 1.2$ 以上とする。
偏心・傾斜荷重	①偏心荷重 偏心荷重とつり合う台形の接地圧分布を考え、基礎底面の縁端における最大接地圧 σ_{max} が許容支持力度におさまるように設計。 $B' = B - 2 e_x$ $L' = L - 2 e_y$ 上記、マイヤホフの方法を提示 ②傾斜荷重 $i_c = i_q = (1 - \theta/90)^\circ$ $i_r = (1 - \theta/\phi)^\circ$ 傾斜荷重に対する支持力の補正值	①偏心荷重 マイヤホフの方法に準拠。 $B' = B - 2 e_B$ $L' = L - 2 e_L$ $e_B = M_B/V$ $e_L = M_L/V$ ②傾斜荷重 駒田の研究により L. Prandtl の考え方を拡張し、支持力係数 N_c, N_p の中に反映させ、V.V. Sokolovski の数値解による N_r を組合わせた独特の支持力式上で処理している。	①偏心荷重 道路橋示方書と同様。 ②傾斜荷重 $i_c = i_q = (1 - \delta/90)^\circ$ $i_r = (1 - \delta/\phi)^\circ$ $\delta = \tan^{-1} H/V$ 傾斜荷重に対する支持力の補正值	①偏心荷重 ④港湾の施設の技術上の基準・同解説は、ビショップ法による円弧すべり解析法を用いて計算し、荷重を等分布に置換える。 ②傾斜荷重 ④は、ビショップ法による円弧すべり解析法を用いる。

R_H : 摩擦抵抗の合力	ϕ_B : 基礎底面と地盤間の摩擦角	ト
μ : 基礎底面と支持地盤の摩擦係数	V : 基礎底面に作用する鉛直荷重	R_b : 底面の極限水平支持力
W : 鉛直圧力の合力	A' : 有効載荷面積	R_P : 前面の極限水平支持力
B_e, B', L' : 基礎の有効接地幅	A_1 : 突起前面の有効載荷面積	R_a : 直接基礎の許容水平支持力
q_u : 支持地盤の軸圧縮強さ	A_2 : 突起の有効載荷面積	δ_b : フーチング底面と土との摩擦角
i_c, i_r, i_q : 傾斜荷重による修正係数	A_3 : 突起後面の有効載荷面積	α_h : フーチング前面の形状係数
e_x, e_y : 偏心距離	V_1 : A_1 に作用する鉛直荷重	L : 荷重直角方向のフーチングの幅
θ : 傾斜角	V_2 : A_2 に作用する鉛直荷重	P_{pi} : フーチング前面の受動土圧力度
ϕ : 土の内部摩擦角	V_3 : A_3 に作用する鉛直荷重	H_i : 着目している層の厚さ
c_B : 基礎底面と地盤間の付着力	M_B, M_L : 基礎底面図心に作用するモーメント	δ_{pi} : フーチング前面と土との摩擦角

H : フーチングに作用する水平荷重 δ : フーチング底面における鉛直荷重の傾斜角

せん断であるか局部せん断であるかを、あらかじめ予測する事が困難であるため、 ϕ が小さい範囲では局部せん断破壊時の支持力係数 (ϕ の $2/3$ 値を用いる) を用い、 ϕ が増加するに従って全般せん断破壊の値に、さらに $\phi=0$ の場合の支持力は粘着力 (c) のみで評価できる (理論的に $5.13c \sim 5.30c$) ことなどを考慮して、支持力係数と ϕ の関係がスムーズな

曲線になるように修正している。

支持力係数と ϕ の関係では、 ϕ の大きい範囲 ($\phi = 40^\circ$) 以上で指数的に支持力係数が増大するため、 ϕ のわずかな差が支持力に大きな影響を与え危険となる場合もあるので、支持力係数の上限を設けている。

建造物設計標準では建築基礎指針の場合と同様に、

講 座

表—6.4 変形（沈下）の算定式の比較

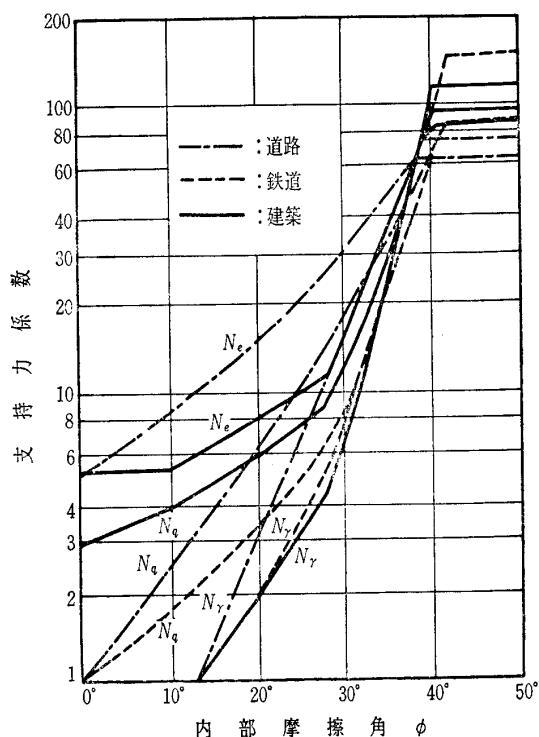
基準	日本建築学会 日 本 建 築 学 会 建 築 構 造 設 計 指 針 (昭和61年3月)	日本道路協会 日 道 路 橋 示 方 書 (平成2年2月)	土木学会 土 建 造 物 設 計 標 準 (昭和61年3月)	その他																																															
基礎 の沈 下	①即時沈下 許容沈下量 S_a に対応する 平均荷重度 q_s と許容支持力度 q_a により、許容地耐力度 f_e を制限している。 $q_s = ES_a / l_s B (1 - \nu)$ [tf/m ²] $q_s = ES_a / \mu_H \sqrt{A}$ [tf/m ²] 一様な水平地盤上の場合には弾性沈下、有限厚さの地盤上の場合には Steinbrenner の 近似解による。 ○根入れ深さの影響(低減係数 μ_d) $\mu_d = 1 - 0.08 D_f / B (1 + 4/3 \times A / L^2)$ Gazelas の式	①即時沈下 基礎を剛体として地盤反力係数を用いて算出する。 鉛直変位 $\delta_v = 1 / \kappa_v \times V / A$ 回 転 角 $\theta = M_B / I \kappa_v$ 水平変位 $\delta_h = 1 / \kappa_s \times H_B / x L$ ○根入れ深さの影響(割増係数: κ) 水平荷重を根入れ部の土の前面抵抗力で分担しない場合に、支持地盤に根入れした部分を D'_f として割り増す。 $\kappa = 1 + 0.3 D'_f / B'$	①即時沈下 直接基礎の弾性変位量として鉛直水平回転について検討。 道路橋示方書と同様。 根入れ深さの影響 (割増係数: α_D) [$D_{f0} / B_e \geq 0.3$ の場合] $\alpha_D = 1 + 0.2 D_{f0} / B_e \leq 1.5$ $D_{f0} / B_e \geq 0.5$ は壁面の水平抵抗	○即時沈下 ◎消防法(第10条第4項)は記載なし。																																															
	②圧密沈下 沈下計算は e -log p 法を用いる。ただし、過圧密の場合は C_e 法を用いている。過圧密部は通常 $S=0$ としてよい。過圧密部の沈下も考える場合は、 e -log p 曲線を Schmertmann の方法により修正する。	②圧密沈下 沈下計算は e -log p 法を用いる。ただし、過圧密の場合は C_e 法も可。	②圧密沈下 沈下計算は e -log p 法を用いる。	◎消防法(第10条第4項) 粘性土: 正規圧密: C_e 法 過 圧 密: M_v 法 砂質土: De Beer 法																																															
	③許容沈下量 ○即時沈下の場合 (cm) <table><tr><th>種別</th><th>形 式</th><th>標準値</th><th>最大値</th></tr><tr><td rowspan="2">ブロック造</td><td>連続フーチング</td><td>1.5</td><td>2.0</td></tr><tr><td>独立フーチング</td><td>2.0</td><td>3.0</td></tr><tr><td rowspan="2">鉄筋コンクリート造</td><td>連続フーチング</td><td>2.5</td><td>4.0</td></tr><tr><td>べ た</td><td>3.0</td><td>6.0</td></tr></table> ○圧密沈下の場合 (cm) <table><tr><th>種別</th><th>形 式</th><th>標準値</th><th>最大値</th></tr><tr><td rowspan="2">ブロック造</td><td>連続フーチング</td><td>2</td><td>5</td></tr><tr><td>独立フーチング</td><td>5</td><td>10</td></tr><tr><td rowspan="2">鉄筋コンクリート造</td><td>連続フーチング</td><td>10</td><td>20</td></tr><tr><td>べ た</td><td>10</td><td>20</td></tr></table>	種別	形 式	標準値	最大値	ブロック造	連続フーチング	1.5	2.0	独立フーチング	2.0	3.0	鉄筋コンクリート造	連続フーチング	2.5	4.0	べ た	3.0	6.0	種別	形 式	標準値	最大値	ブロック造	連続フーチング	2	5	独立フーチング	5	10	鉄筋コンクリート造	連続フーチング	10	20	べ た	10	20	③許容沈下量 橋脚天端や支承位置での許容変位量が与えられる以外は、許容沈下量を設けていないので検討不要。	③許容沈下量 許容沈下量は数値をとくにあげていない。 普通設計では検討不要。	①道路公団設計要領(第二集) 不静定構造物の鉛直許容変位量 (mm) <table><tr><th>対象地盤の種類</th><th>最大</th><th>不同</th></tr><tr><td>砂地盤に設ける基礎</td><td>25</td><td>20</td></tr><tr><td>粘土地盤に設ける基礎</td><td>50</td><td>20</td></tr><tr><td>複合地盤に設ける基礎</td><td>30</td><td>20</td></tr></table> 静定構造物の場合は上記の2倍 ◎消防法(第10条第4項) ・沈下計算深さ: 地表面より15mまで ・許容不同沈下: $\delta = S_{\max} - S_{\min} < D/300$	対象地盤の種類	最大	不同	砂地盤に設ける基礎	25	20	粘土地盤に設ける基礎	50	20	複合地盤に設ける基礎	30
種別	形 式	標準値	最大値																																																
ブロック造	連続フーチング	1.5	2.0																																																
	独立フーチング	2.0	3.0																																																
鉄筋コンクリート造	連続フーチング	2.5	4.0																																																
	べ た	3.0	6.0																																																
種別	形 式	標準値	最大値																																																
ブロック造	連続フーチング	2	5																																																
	独立フーチング	5	10																																																
鉄筋コンクリート造	連続フーチング	10	20																																																
	べ た	10	20																																																
対象地盤の種類	最大	不同																																																	
砂地盤に設ける基礎	25	20																																																	
粘土地盤に設ける基礎	50	20																																																	
複合地盤に設ける基礎	30	20																																																	

 μ_H, l_s : 沈下係数 ν : ポアソン比 E_s : 地盤の変形係数 S_a : 許容沈下量 A : 基礎荷重の作用面積 L : 長方形基礎の長辺 κ_v : 鉛直方向地盤反力係数 κ_h : 水平方向地盤反力係数 H_B : 基礎底面に作用する水平力 α_D : 根入れ効果による割増係数 D_{f0} : 良質な支持地盤への根入れ深さ B_e : フーチングの有効幅 δ : 不同沈下量 D : シェル半径 $S_{\min}$: シェル最小沈下量 $S_{\max}$: シェル最大沈下量

Terzaghi の支持力係数を ϕ の小さい範囲で若干修正した値とし、道示では N_c, N_q に Prandtl (プランドル) の解析解を用い、 N_r に Sokolovski (ソコロフスキー) の数値解を用いている。これらの各基準の支持力係数を図—6.1 に示す。

また、形状係数は、各基準での支持力式が異なるのでその値が相違しているが、基本的には Terzaghi による提案値を採用しているのほとんど同じである。

特殊条件での支持力算定については種々の考えか

図—6.1 各基準における支持力係数⁷⁾

たがあるので以下にその概要を述べる。

① 基礎を斜面近傍に設置する場合

斜面近傍の直接基礎の支持力について、建造物設計標準では上界値計算による極限支持力からの補正係数⁸⁾を、道公設計要領では道示の支持力算定法を拡張し、斜面の影響を考慮した支持力係数を示している。建築基礎指針では地盤の破壊パターンを図示し注意を促しているが、検討方法については、文献を紹介するに留め、具体的な検討法の記載は省略している。

② 傾斜荷重および偏心荷重を受ける場合

基礎に傾斜荷重が作用した場合の支持力は、建築基礎指針および建造物設計標準では、Meyerhof⁹⁾(マイヤホフ)の傾斜角(θ)で定まる修正係数(i_c, i_r, i_q)を鉛直荷重支持力算定式の各項に乘じ求める。

また、道示では荷重の傾斜を考慮した支持力係数を図示している。上記の両方法を直接比較するのはむずかしいが、傾斜荷重が作用した場合の支持力への影響は大差がないようである。

荷重に偏心(e_x)がある場合に対して、各基準とも、基礎底面の有効幅(B')を $B' = B - 2e_x$ として支持力を計算する方法も指示している。この方法のほかに、建築基礎指針では偏心荷重と釣合う台形の接地圧分布を考え、基礎底面縁部における最大接地圧が偏心

のない場合の許容支持力度におさまるよう設計する方法も示しているが、有効幅を用いる方法と実用上大きな差異はないようである¹⁰⁾。

③ 根入れが深い場合

建築基礎指針では基礎底面深さ位置での地盤に作用する荷重(その上面の土や建物の荷重など)が、支持力算定式の仮定、すなわち、すべり破壊する土塊の押えとしての効果が期待できる各種例を図示している。

一方、建造物設計標準および道示の場合は、上記の押え効果とともに、良好な地盤に根入れする場合に限り、根入れ効果による支持力の増加を考慮している。

(2) 算定式に含まれている問題点

既に前項で触れているように、平面問題に立脚した算定式を三次元の問題に容易に拡張していること、土の強度定数の設定と局部および全般せん断破壊に関する土のせん断破壊のとらえ方、すなわち拘束応力に関連するダイレイタンスや土粒子の破壊など、押え効果や地下水状態が強度定数に与える影響や基礎の大きさによるスケール効果(大きさにより N_r の値が異なる)など残されている問題が多く、その影響度合いも多様である。

さらに、この算定式は土を剛塑性体として導かれ変形(沈下)を無視しているが、実用的な支持力を定めるには、後述するように沈下の検討を欠かすことができず、上記算定式で得られた値より沈下量によって支持力が決められることが多い。

支持力算定式によって得られた値は、ほかの方法(例えば載荷試験や数値解析)の値と併せて、総合的な支持力判定の一つとして用いることになるが、建築基礎指針では、平板載荷試験によることも提示している。

6.3.2 水平抵抗の算定

(1) 算定方法

直接基礎の水平抵抗要素としては、基礎底面と地盤との摩擦、基礎および地中構造物が変位する方向の前面の土圧ならびに同方向側面の摩擦がある。

前面の土圧と側面の摩擦は、基礎の根入れ深さが大きい場合に期待でき、基礎が浅い場合には基礎底面の摩擦を主として考える。

通常的设计では、底面の摩擦係数が構造物の質量

講 座

と水平力との割合より大きいために前面の土圧や側面の摩擦による抵抗を必要としない場合が多い。

必要に応じて複数の抵抗要素を用いる場合は、応力～変形関係がそれぞれの抵抗要素で異なるため、基礎の変位に即した、すなわち変位レベルを合致させた抵抗力の評価が必要となる。

(2) 水平抵抗算定上の背景と問題点

基礎底面の摩擦については、通常的设计・施工がなされていれば、あまり大きな問題はない。すなわち、十分な強度を有する地盤にて基礎が設計され、地盤を乱さないように掘削し、砂・砂利および、捨てコン地業が所定どおり行われていれば良いようである。この種の研究はほとんど無いが、簡単な模型実験（砂地盤で砂利地業を模した水平載荷試験）などでも底面の摩擦係数は0.5程度確保されているようである¹¹⁾。

摩擦抵抗による水平抵抗が不足する場合、基礎底面に突起を設ける方法があるが、この方法で機能を十分に発揮させるのは結構難しいものと思われる。あまり注意が促されていないが、突起背面の抵抗機構や変位したあとの状態などについて十分な検討を要するとともに、突起の形状や配置にも工夫する必要がある。

通常、突起を設けることを薦めてはいないが、道示ではせん断抵抗の増加を期待して比較的詳細に記述している。

6.3.3 沈下量の算定

(1) 算定式と許容沈下量

沈下には即時沈下と圧密による沈下があり、下部に圧密層がある場合には、この両者の検討が必要となる。圧密による沈下の算定には、Terzaghiの圧密理論による算定式が用いられており、基準による差があまり無く、その背景などは広く知られているので詳細な記述は省略する。

即時沈下は、支持地盤の圧縮による沈下であり、圧縮力となる支持力は、極限ならびに降伏支持力を安全率で除した値であるために、沈下が弾性挙動を示す範囲で検討されることが多い。この計算式も弾性理論に基づくものが提示されている。

(2) 沈下量の算定上の問題点

圧密沈下および即時沈下の双方とも、性質の変化が大きい地盤を対象として計算するため、計算値と

実測値に差が出ることは避けられない。計算の精度を高めるため種々な注意を行うが、重要なことは計算に用いる土の定数、すなわち変形係数や体積圧縮係数などの決定である。そして、地盤に加わる応力と沈下計算の対象となる領域の正しい設定も併せて必要となる。

計算による沈下予測は、その値に相当な誤差を含んでいるものと解釈し、安全側の値の使用を薦めておく。

6.4 設計上のポイントと留意点

6.4.1 設計支持力について

6.3.1での支持力式は、前述したように適用上で種々の問題を有しているため、計算された結果を全面的に信頼することができないものである。このため実際の設計では、本来は十分に強度を有している地盤に対して相当余裕をもった値や地盤種別に応じて経験的に把握している値以内に支持力を定めることとしている。

平板載荷試験で許容支持力度を決定することができる建築基礎指針の場合、試験で得られた極限支持力度の1/3に根入れの効果を加味して許容支持力度を算定するが、載荷幅を考慮していない式が提示されている。また、道示では N 値や一軸圧縮強度から許容支持力度を推定する表が与えられていたが、道示の改定で削除された。改定された道示では、支持力式で設計することを基本としており、設計時に基礎幅の影響が考慮できる式となっている。

平板載荷試験では、支持力のみならず荷重に対する変形（沈下）挙動も得られるので、得られたデータは基礎沈下量の検討としても有用となる。

以下に算定式と経験的な支持力の値、および各種地盤における試験結果との比較から、設計上の留意点を記すが、直接基礎の支持地盤は構造物の規模と重要度によって選択するので、規模の小さいものから大きいものまで範囲が広い建築の場合を対象として述べてみる。

代表的な3種類の支持地盤について述べる。

(1) N 値30以上の砂質土層の場合

支持力算定式を適用する場合、大崎の式($\phi = \sqrt{20 \cdot N + 15}$)により N 値から ϕ を換算すると、 N 値32で ϕ が 40° となり、支持力算定式は 40° で頭う

ちされるので、 N 値32以上の支持力はすべて同じ計算値となる。

通常、砂質土では $c=0$ とするので、正方形基礎における許容支持力度 Q_a は、土の単位体積重量 $\gamma_1 = 1.9 \text{ tf/m}^3$, $\gamma_2 = 1.8 \text{ tf/m}^3$, 基礎幅 B と根入れ深さ D_f を 2.0 m と仮定すれば、図-6.1 から $\phi = 40^\circ$, $N_f = 114$, $N_q = 83.2$ であるので下記のような値となる。

$$Q_a = 28.8 B + 49.9 D_f = 157 \text{ tf/m}^2 \dots\dots\dots(1)$$

また、下式の ν を 0.3 , $E_s(\text{kgf/cm}^2)$ を N 値の28倍, I_s を 0.88 , B を 200 cm , $Q_a = q$ とすると,

$$S = I_s \cdot q \cdot B(1-\nu^2)/E_s \dots\dots\dots(2)$$

N 値50での Q_a 時の沈下量は約 1.8 cm となり, N 値32では沈下量は 2.8 cm となる。この値を鉄筋コンクリート造の独立とべた基礎の許容沈下量の提唱値が $2 \sim 3 \text{ cm}$ と $3 \sim 6 \text{ cm}$ であるところから見ると, 計算値は妥当なものと判断されるが, 基礎幅 B が増すと Q_a が大きくなり, 沈下量が増大して沈下の許容値を越すので, 沈下量から支持力が決められる結果となる。このような場合の E_s の決定には十分な検討が必要となろう。

図-6.2 は洪積砂礫層で行われた 平板載荷試験結果をまとめたものである。根入れ深さ D_f が 0 であるにもかかわらず, 荷重 500 tf/m^2 程度までは極限支持力や降伏支持力的な挙動を表していない。 D_f を考慮すれば Q_u は 800 tf/m^2 程度となろう。

また同図から, 500 tf/m^2 載荷時の沈下は, 約 $0.11B$ であり, $B=37.5 \text{ m}$ とすると 4.1 cm , E_s は 366 kgf/cm^2 となる。地表面での載荷や地盤のわずかな乱れの影響と思われるが, E_s は N 値の28倍と

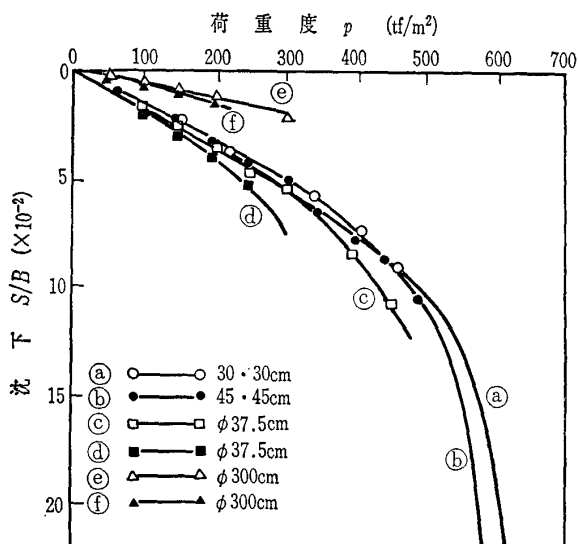


図-6.2 洪積砂礫層における平板載荷試験結果¹²⁾

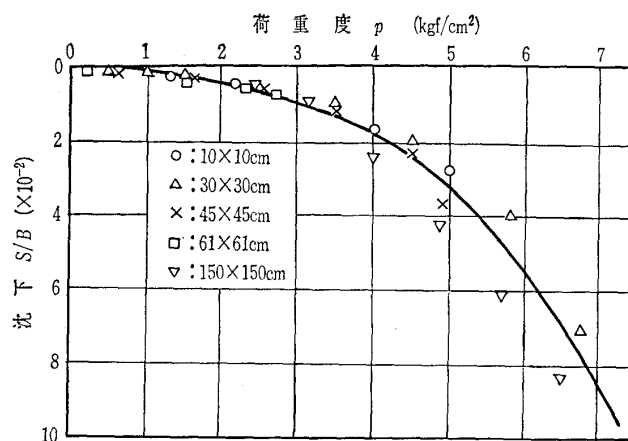


図-6.3 関東ローム層における平板載荷試験結果¹³⁾その他

した推定値に対して過小と思われる値となっている。ただし、同図の直径 300 cm の結果からは $E_s = 2400 \text{ kgf/cm}^2$ となりほぼ妥当な値を示している。

一方、経験的に N 値30以上の砂質土での Q_a は、概略 30 tf/m^2 , N 値50以上の堅固な地層では 100 tf/m^2 を Q_a の上限とするという提言があり、この値を越す場合にはいねいな検討が必要であろう。

(2) 固結した粘性土層の場合

粘性土における支持力算定式は, $\phi=0$ として下記のように表される。

$$Q_a = 2.29 c + \gamma_2 D_f \dots\dots\dots(3)$$

幅 2 m の正方形基礎で $\gamma_2 = 1.8 \text{ tf/m}^3$, $D_f = 2.0 \text{ m}$ とすれば, 第2項は 3.6 tf/m^2 と小さくなる。

支持層となる固結粘性土の q_u は $10 \sim 60 \text{ kgf/cm}^2$ と幅を有するので, E_s の値を得ることと併せて土質試験による必要がある。

経験的な支持力提唱値はないが, 砂礫層と同様に, その上限を 100 tf/m^2 とする場合が多い。

(3) 関東ローム層の場合

関東ロームは特殊土として扱われ, その支持力についての研究も多くある。

三軸圧縮試験で得られた強度定数 c および ϕ の値については幅広く分布しているが, 頻度の多い範囲としては $c=2 \sim 6 \text{ tf/m}^2$, $\phi=10 \sim 30^\circ$ である。

これらの値を基礎幅 B , 根入れ深さ D_f とも 2.0 m とした基礎に適用して支持力を算定すると, 長期許容支持力 Q_a は $8.6 \sim 28.6 \text{ tf/m}^2$ の範囲となる。

また一軸圧縮試験による q_u の頻度の多い範囲 $1 \sim 2 \text{ kgf/cm}^2$ で $\phi=0$ とすると Q_a は $15.0 \sim 26.5 \text{ tf/m}^2$ とやや高い支持力となる。

講 座

一方、経験的な Q_a の値は、 $8 \sim 15 \text{ tf/m}^2$ であり、沈下の面からこの範囲の支持力値が用いられていることが多いようである。

関東ローンは間隙比が大きくポーラスな地盤であるため、荷重が加わる板の下に圧縮コアによって圧縮ゾーンが広がるいわゆるパンチングせん断に近い破壊で沈下が進行する。図—6.3においても、荷重増加に伴う沈下の増加があるが、全般せん断破壊で現れるような急激な破壊性状は示さない。

6.4.2 その他の設計上の留意点

直接基礎は、前述したように硬質な粘性土地盤を除けば、支持力よりも沈下によって規制されている。このため、設計にあたっては、沈下、特に不同沈下についての大局的な配慮が必要となる。沈下に対する建物剛性の大小、すなわち構造物の平面形状・構造形式・基礎形式などとともに、許容する沈下量を勘案して設計を行うことが不可欠である。

不同沈下については、計測された値も少なく明らかにされていないため、大まかに見て即時沈下の差や圧密沈下を含めた総沈下量が大きい程、不同沈下量が大きいと言える。したがって、設計においては、なるべく総沈下量を少なくすることが肝要である。

計画時からある程度の沈下を許容する浮き基礎の設計では、当然のことながら緻密な解析と詳細な試験や計測が要求される。

地盤をばねで評価して、沈下に対して構造物基礎全体を連成して解析することも一つの方法であるが、

地盤の物性や構造物の剛性の評価に十分な検討が必要である。地震時液状化が懸念される地盤が支持層上面にあるときは、液状化による支持力低下（押え効果の低下）、水平抵抗の低下（せん断抵抗の低下）、浮力や水圧増加などの影響を検討し、配慮すべきである。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説，1990.
- 2) 日本道路公団：設計要領・第二集，1983.
- 3) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，1988.
- 4) 土木学会：国鉄建造物設計標準解説—基礎構造物・抗土圧構造物，1986.
- 5) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1989.
- 6) K. Terzaghi: Theoretical Soil Mechanics. John & Sons, Inc., pp.118~134, 1943.
- 7) 土木学会：土木工学ハンドブック，1989.
- 8) 日下部治：斜面上直接基礎の支持力評価に関する計算，土と基礎，Vol. 33, No. 2, pp.7~12, 1985.
- 9) G.G. Meyerhof: The Bearing Capacity of Foundations under Eccentric and Inclined Loads, Proc., 3rd ICSMFE, 1953.
- 10) 土質工学会：土と基礎，実用数式・図表の解説（地盤の支持力），p.195, 1973.
- 11) 山本稜威夫・太田 実・大西靖和：コンクリートと砂層との摩擦（その1），第19回土質工学研究発表会，pp.963~966, 1983.
- 12) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能，pp.153~154, 1990.
- 13) 関東ローン研究グループ：関東ローン（その起源と性状），築地書館，pp.346~348, 1965.