

表-5.6 E_0 と α の関係

地盤の変形係数 E_0 (kgf/cm ²)	α
ボーリング孔内で測定した地盤の変形係数	0.8
一軸又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	0.8
標準貫入試験のN値より $E_0=28N$ で推定した変形係数	0.2

表-5.7 E_0 の算定方法及び荷重条件に対する補正係数

* E_0 の算定方法	α	
	常時荷重	一時荷重及び地震荷重
平板載荷試験	1	2
ボーリング孔内載荷試験	4	8
三軸圧縮試験	4	8
一軸圧縮試験	4	8
標準貫入試験	1	2
経験値	1	2

*特殊な地盤条件の場合には、荷重条件に応じて補正しなければならない。

**地震荷重ということに注意を要す。地震時に作用する荷重のうち、地震によって一時的に作用する荷重を対象とする。

B : 杭の前面の換算幅で $\sqrt{A_n}$ とする

その他の記号は式(5.8)と同じ

A_n は水平変位に関係する基礎前面積で、杭の場合には杭径 D に第1不動点までの杭長 l_0 を乗じた値 $A_n=D \cdot l_0$ となる。

式(5.10)では、水平変位量の大きさに対する補正は行われていない。しかし、「国鉄基礎標準」83において、前述した図-5.16に示すように、杭頂部付近の水平方向地盤反力度 $p_n=k_n \cdot \delta$ が弾性域（一般に受働土圧度以内と考える）を越える部分の反力は無視することになっている。

これにより、 δ が大きくなれば k_n を小さくしたのと同じような結果となってくる。この方法では、荷重や k_n が同一でも、杭頂部の根入深さや杭の変形の形状によって δ などが異なることになる。

5.7.4.2 鉛直方向地盤反力係数 k_v

杭のように断面が小さくて深い基礎では、鉛直方向の設計荷重程度には主として杭の周面のせん断ばね係数 k_v が関係し、杭先端の k_v は余り関係しないとの説もある。

しかし、ネガティブフリクションのため周面摩擦支持力が荷重となる場合、中間層に弱い粘性土層があり常時荷重に対する支持力が余り期待できない場合、短い深礎や群杭など周面積に対する底面積の比が大きい場合などの沈下量の判定には k_v を求める必要がある。

このような場合の k_v の算定には次のような方法がある。

「国鉄基礎標準」34、(1)、(e)、(i)において

$$k_v=0.4\alpha \cdot E_0 \cdot B^{-\frac{3}{4}} \quad \dots \dots \dots (5.11)$$

ここに、 k_v : 鉛直方向地盤反力係数

B : 基礎底面の換算幅で $\sqrt{A_n}$ とする

その他の記号は式(5.10)と同じ

「道路杭指針」では鉛直方向地盤反力係数 k_v と後述のせん断ばね係数 k_v とを合わせて、次式で軸方向ばね定数を与えている。

$$K_V=a \cdot A_P \cdot E_P / l \quad \dots \dots \dots (5.12)$$

ここに、 K_V : 杭の軸方向ばね定数 (kgf/cm)

A_P : 杭の純断面積 (cm²)

E : 杭のく体の弾性係数 (kgf/cm²)

l : 杭長 (cm)

係数 a は理論的に求める方法もあるが基礎的データが不足するので載荷試験例を収集整理して次式によることとしている（道路杭指針 3.1.4 解説参照）。

$$\begin{aligned} \text{鋼管杭} \quad a &= 0.027(l/D) + 0.20 & \text{ただし} \\ \text{PC 杭} \quad a &= 0.041(l/D) - 0.27 & (l/D) \geq 10 \\ \text{場所打ち杭} \quad a &= 0.022(l/D) - 0.05 & \dots \dots \dots (5.13) \end{aligned}$$

ここに、 l : 杭長 D : 杭径

5.7.4.3 せん断ばね係数 k_v

杭の周面に働く k_v の判定法について明示されたものはないが、直接基礎などの底面の水平荷重に対する k_v については示されたものがある。底面に働く k_v と周面に働く k_v とは同一とはいえないが、一応の目安とすることはできよう。道路橋下部構造設計指針ケーソン基礎の設計編（以下「道路ケーソン指針」という）4.3、(1)、(c)、「国鉄基礎標準」34、(1)、(e)、(iii)において次のように示されている。

$$k_v = \lambda \cdot k_p \quad \dots \dots \dots (5.14)$$

ここに、 k_p : せん断ばね係数 (kgf/cm³)

λ : 係数（一般に $1/3 \sim 1/4$ ）

k_p : 前項で求めた鉛直方向地盤反力係数

(kgf/cm³)

5.7.4.4 周面摩擦力度 f

杭に対する周面摩擦力度 f を N 値、粘着力 c 、一軸圧縮強度 q_u などから、判定することが行われている。

表-5.8 は「道路杭指針」、表-5.9 は「国鉄基礎標準」の例である。表-5.8 は多くの載荷試験データから定められたもので、表-5.9 は主として土質試験データをも

表-5.8 周面摩擦力度（「道路杭指針」による）

(単位: tf/m²)

杭の種類	既製杭	場所打ち杭
砂質土	$N/5 \ (\leq 10)$	$N/2 \ (\leq 12)$
粘性土	c 又は N	$c/2$ 又は $N/2 \ (\leq 12)$

表-5.9 周面摩擦力度（「国鉄、基礎標準」による）

(単位: tf/m²)

	打込み杭	差込み杭	ネガティブフリクション
砂質土	$r \cdot l_s \cdot K_a \cdot \tan \delta$	$r \cdot l_s \cdot K_a \cdot \tan \delta$	$r \cdot l_s \cdot K_a \cdot \tan \delta$
粘性土	$q_u/3 \leq 5$	$q_u/4 \leq 3$	$q_u/2$

(注) l_s : 考えている点の有効深さ (m) r : l_s 区間の土の平均有効重量

K_a : 静止土圧係数（一般に 0.5） K_a : 主働土圧係数 (tf/m²)

δ : 杭と土との摩擦角 q_u : 一軸圧縮強度 (tf/m²)

(一般には $\frac{2}{3} \phi$, 群杭では ϕ)

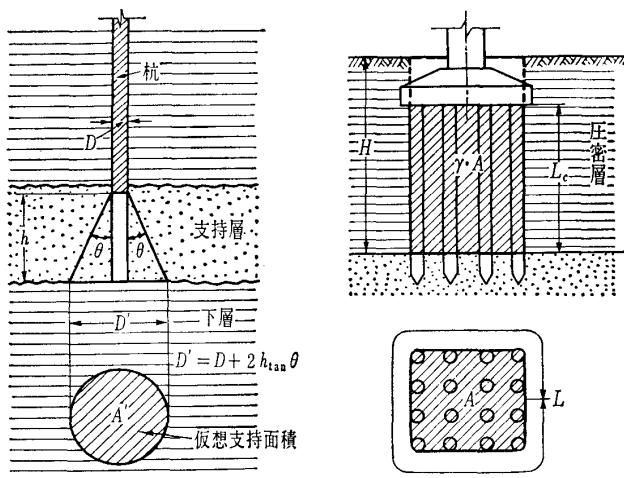


図-5.30 不完全支持杭の下層の
支持面積 図-5.31 群杭の仮想基礎
面積

なる。地盤条件などに対応する Q_b 、 Q_f 及び Q_u についての検討を行う。

5.8.1.1 不完全支持杭の先端極限支持力 Q_b

完全支持杭では Q_b は、5.7.4.5により特別の検討は要しないが、不完全支持杭では下層の弱い層に対しても検討しなければならない。

下層の支持力は、図-5.30に示すように、杭先端から分散角 θ (一般には30度) により拡大された仮想載荷面 A' を下層の上面に設定し、 A' に対する下層の鉛直極限支持力 $Q_{b'}$ を、5.7.4.6に示すところにより算定する。支持層の Q_b と下層の $Q_{b'}$ のうち小さい方が不完全支持杭の鉛直極限支持力となる。この場合、単杭では杭先端断面積、群杭では図-5.31に示すように、杭群の外側を結ぶケーン状の仮想基礎の底面積を基準とする。

5.8.1.2 中間層の条件と周面摩擦支持力 Q_f

Q_f に関する中間層の条件については、単杭も群杭も原則的には同一である。しかし、単杭では杭と土との摩擦支持力を考え、群杭では図-5.31に示す仮想基礎の外周の土と土との摩擦支持力を考える。このため、摩擦力度 f は単杭の砂質土に対する表-5.9における $\delta = 2/3 \cdot \phi$ 、粘性土に対する $f = q_u/3$ に対し、群杭では砂質土の $\delta = \phi$ 、粘性土の $f = q_u/2$ としてよいといわれる。

中間層の条件によっては、 Q_f を期待できない場合、あるいは支持力ではなく荷重として考えなければならない場合がある。その主なる条件は次のとおりである。

① 地震時に液状化する層、及びその上層の地震時の支持力は期待できない。

地震時に液状化する層の判定には、若干異なった説もあるが、「国鉄基礎標準」34. (2), (b)の例によれば次のとおりである。

現地盤面からの深さが10mよりも浅い飽和砂質土層で、標準貫入試験の N 値が10以下、均等係数が6以下かつ粒

径加積曲線の D_{20} が $0.04 \sim 0.5$ mm の区間にあるもの、及び現地盤面からの深さが3mよりも浅い粘性土層及びシルト質土層で、一軸圧縮試験又は原位置試験により推定される圧縮強度が 0.2 kgf/cm^2 以下のもの。

② 弱い粘性土層の常時荷重に対する支持力は期待できない。

この場合の弱い粘性土は、「国鉄基礎標準」34. (2), (a)では、一軸圧縮強度が 0.25 kgf/cm^2 以下のものである。

③ 圧密沈下を生じる層、及びその上層の Q_f の大部分は、構造物の設置時の高さを確保しようとする場合、杭ぐみの応力の検討を行う場合には、ネガティブフリクション n_f として扱わなければならない。

地下水位の低下、地表上の盛土などにより粘性土層に圧密沈下が生ずると、その層の大部分(厳密には地盤沈下量と杭の沈下量とが一致する中立点より上側)と、その上層の Q_f は支持力ではなく、 n_f として杭を沈下させる力となる。

載荷試験では設計荷重に対する沈下量が数mmに過ぎない杭基礎が、地盤沈下による n_f のために、10cm以上も沈下して構造物に大変状を生じさせた例もあるので十分な検討が必要である。

車両などの一時荷重には、 n_f の働いている場合でも、 Q_f は n_f が解放されるかたちで有効に働くことが確かめられている(図-5.14参照)。

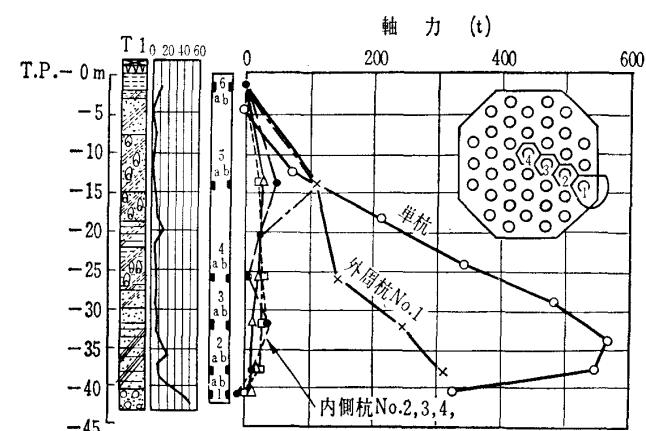
また、構造物が地盤の沈下とともに下がっても支障のないように、応力上、機能上の配慮が行われている場合には、許容鉛直支持力の判定には n_f を無視することもできる。

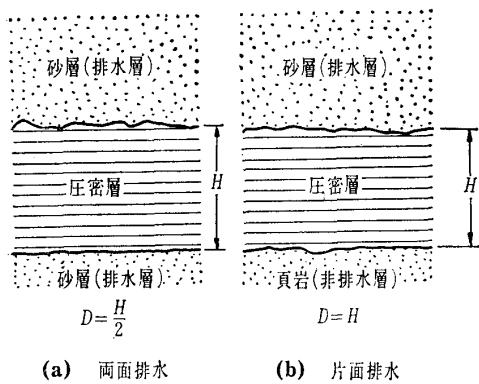
5.8.1.3 ネガティブフリクション n_f

n_f は完全支持杭のように沈下量の小さいものほど中立点が低くなり n_f が大きくなる。また、群杭では単杭よりも n_f は著しく小さくなる。図-5.32は n_f の実測の一例で完全支持杭の単杭と群杭の n_f の比較を示すものである。

群杭の n_f の計算法として、「道路杭指針」に次のものが示されている(図-5.33参照)。

① 図-5.33に示す仮想基礎を考え、この基礎に対する n_f を計算する。



図-5.37 最大脱水距离 D t : 載荷後の日数(日) D : 最大脱水距离(m) ΔH_i : i 区分層の厚さ(m) c_{vi} : i 区分層の圧密係数($m^2/日$)

最大脱水距离 D は、図-5.37(a)に示す両面排水の場合は $H/2$ 、(b)に示す片面排水の場合は H とする。

5.8.2.2 鉛直ばね係数 K_v 、変動係数 α

杭基礎の沈下量やフーチングや杭の応力の算定には、杭の K_v が必要である。 K_v は載荷試験による $P-S$ 曲線、又は土質定数から求めた沈下量 S と荷重 P から $K_v = P/S$ として求めることができる。

群杭のフーチングや杭の応力、不静定構造物の基礎の不同沈下による応力の算定には、 K_v のほかに各杭、又は各基礎の K_v の変動量が問題となる。応力に及ぼす影響は K_v の大きさよりも K_v の変動のほうが大きいことが多い。

K_v の変動は杭の施工法、地盤条件などによって異なり現在ではまだ十分なデーターが整ってはいないが、定性的には一応次のように考えられる。

①打込み杭よりも場所打ち杭の変動が大きい。②対象とする杭本数が多いほど相対的に変動は少なくなる。③完全支持杭よりも摩擦支持杭や不完全支持杭の変動が少ない。④地盤沈下があると変動量が大きくなる。

「国鉄基礎標準」65. 解説においては前記の考え方により、杭基礎における K_v の変動を次のようにとることを示している。

杭の K_v の変動係数 α を表-5.11のようく考える。

対象とする杭の本数 n が多い場合には、次式による β を用いて表-5.11の α を減少させる。

$$\beta = [1 + (\alpha - 1)] / \sqrt{n} \quad \dots \dots \dots \quad (5.24)$$

ここに、 β : n 本の杭に対する変動係数

α : 表-5.11に示す変動係数

n : 対象とする断面、又は基礎に対する杭の本数

5.8.2.3 地盤沈下と杭基礎の沈下量

地盤沈下のある場合の杭基礎の沈下量の判定は特に慎重に行う必要がある。

表-5.11 杭の鉛直ばね係数 K_v の変動係数 α

杭の種類	K_v の変動係数 α		
	摩擦杭	不完全支持杭	完全支持杭
打込み杭	—	—	1.3
ペノート杭	—	1.3	1.5
リバース杭	—	1.3	1.5
アースドリル杭	1.3	1.5	2.0

完全支持杭でも地盤沈下があると、 Q_f の大部分が杭を沈下させる荷重にかわるために相当量の沈下を生ずる。この場合、群杭では図-5.38に示すように外縁の杭が内側の杭よりも大きく沈下しようとする。杭頂部をフーチングに定着しない杭では、杭頂部がフーチングから離れている例もある。また、杭と地表面との沈下差だけフーチングは地表から浮き上がり、杭頂部付近には図に示すような空隙部を生ずる。このため、構造物の振動の増大、地表上の接続構造物との取付け部の変状などが生ずる。

関連する基礎の杭本数が異なると n_f の大きさが異なってくるため、基礎間に大きい不同沈下が生じ構造物を破損させることもある。

摩擦杭や不完全支持杭では地盤沈下があると杭が地盤とともに沈下する量が多くなる。このため、設置時の高さに対する沈下量が大きくなるので、常時荷重に対する沈下量の検討などが必要となる。しかし、地盤に対する沈下差は小さく、不同沈下量や杭頂部の空隙の発生も少ない。

地盤沈下に伴う杭基礎の沈下量の判定は、5.7.3、5.7.4 項に示す土質定数により行うことはできるが、十分な信頼度があるとはいえない。よって、既往の実例その他についても十分に調査のうえ総合的に判定する必要がある。

5.8.3 杭基礎の水平変位量 δ_h 及びく体応力

杭基礎の δ_h やく体応力は原位置試験や土質試験から求めた水平方向地盤反力係数 k_h から算定することができる。

しかし、載荷試験による逆算 k_h よりも信頼度が低いので、 δ_h やく体応力が特に問題となる場合には、可能な限り載荷試験を行うのがよい。

k_h から杭基礎の δ_h やく体応力を求める場合に問題と

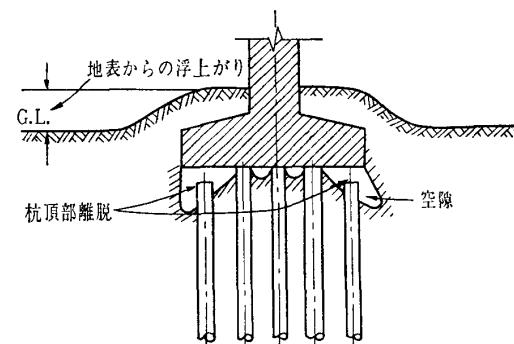


図-5.38 地盤沈下のある場合の完全支持杭基礎

講 座

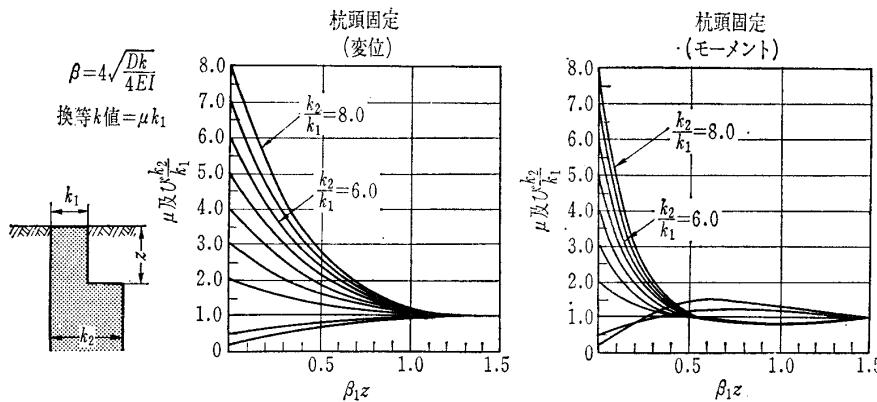


図-5.39 二層地盤の換算 k 値

なるのは、群杭に対する補正、地盤が不均一な場合の k_h の判定、水平方向の地盤変位のある場合などである。

5.8.3.1 群杭に関する補正

群杭の各杭に対する k_n は杭の中心間隔が一定値よりも小さいと単杭に対する k_n よりも小さくなる。しかし、实用上は杭の中心間隔が杭径の 2.5~3 倍程度以上あれば、その減少量は特に問題とするほどではないといわれている。更に、打込み杭では群杭による地盤の締固め効果なども考えられるので単杭の k_n をそのまま用いられることが多い。

しかし、場所打ち杭などの地盤の締固め効果の期待できない杭で間隔の狭い場合には、 k_h をある程度減少させるのがよいであろう。

k_h の減少量の判定にはいろいろの方法が提唱されているが「道路杭指針」3.5.2. 解説によれば次のとおりである。この場合 $L < 2.5D$ とする。

ここに, $u: k_h$ の補正係数 $D: \text{杭の直径 (m)}$

L ：杭の中心間隔 (m)

5.8.3.2 換算 k_h 值

杭基礎の δ_h などの計算では深さ方向に地盤が異なる場合にも、 k_h が深さ方向に均一であるとして計算する式を用いることが多い。この場合には各層の地層条件に忠実な k_h を与えて計算した値と同一の値となるような換算 k_h を用いる必要がある。図-5.39はこのための図表で、地層が2層のものである。図の(a)は δ_h 、(b)はく体の曲げモーメント M の計算に用いるものである。

5.8.3.3 水平方向の地盤変位

軟弱地盤や斜面では、盛土や切取り、地震振動などにより地盤が水平方向に変位することがある（図-5.40参照）。

このような場合には杭基礎に大きい水平変位や応力が発生する。したがって、地盤変位の有無や大きさについては慎重に検討する必要がある。

地盤変位について本稿で詳述する余裕はないが、一応の目やすとして、軟弱地盤においては安定係数 $N_s = rh/c$ が 3 以上、斜面では円弧すべりに対する安全率 1.5 以下では

地震時などにはある程度の変位の生ずるおそれがある。また、安全率 1.1 以下、 $N_s > 5$ の場合は大きい変位が発生するおそれがある設置を避けるが、する必要があろう。

5.9 おわりに

杭基礎の設計に関する土質定数の検討に当たって感することは、自然の力によって構成される地盤の性状の複雑さと、杭基礎や荷重の条件による土質定数の変化である。

例えば、同一条件の地盤でも地盤沈下が始まれば、それまで支持力として働いていた土がたちまち荷重にかわる。しかし、その荷重の大きさは完全支持杭と摩擦杭、群杭と単杭、あるいは群杭の外側杭と内側杭とで大きく異なり、更に、常時荷重には荷重となっても一時荷重には支持力として働くことになる。

設計に当たっては、地盤が杭基礎に及ぼすこれらの特性を十分に認識のうえ、地盤条件に適合した最も合理的な構造物と杭基礎とになるように努めなければならない。

本稿がこれらのための一助ともなれば幸甚である。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：道路橋下部構造設計指針，同解説－くい基礎の設計篇，昭51.8
 - 2) " : " 一直接基礎の設計篇，昭43.3
 - 3) " : " 一ケーソン基礎設計篇，昭45.3
 - 4) 日本国有鉄道：建造物設計標準解説，基礎構造物及び杭土圧構造物，昭49.6
 - 5) 土質工学会：土質調査法
 - 6) 土質工学会：土質工学ハンドブック，p. 290，昭40.11
 - 7) 日本国有鉄道東京第三工事局：ネガティブフリクション測定ならびに載荷試験報告書，昭47.3

(原稿受理 1979. 8. 7)