

あるから 各場合に依じて検討するのが望ましいが、地震時水圧を与える基準としては一般性のあるものでなければならない。そこで、一方策として動水圧の鉛直方向の分布はウェスターガード（Westergaard）のように放物線で近似し その絶対値を構造物の種類，規模によって補正する方法が考えられる。この補正係数は構造物を(1)(2)のように分類し かつ、水深に対する構造物の横方向の規模を表わす量（たとえば、直径とか奥行き）をパラメーターとして計算してこれを簡単な解析曲線で近似すればよい。このような方法をとるならば、対象とする構造物の種類とその規模を考慮した地震時水圧の近似値を求めることができよう。

第4章 構造物の安定

第7条 一般的事項

構造物に作用する地震力によって 構造物自体として有害な変状，変位（沈下，傾斜，滑動，転倒）を生じないように安定した構造物を設計しなければならない。

このため、構造物に生ずる地震力を基礎地盤に十分与え得るように構造物，特に基礎の構造，寸法などを定めなければならない。

〔解説〕 主として 構造物基礎の安定に関する一般的事項について定めたものである。上部構造の安定に関しては第2編，各論「第4章 コンクリートけたおよび支承」のところで また、下部構造に各種形式の基礎を用いた場合の安定に関しては「第1章 基礎工」のところに示されている。

地盤に生ずる地震の加速度，変位などを構造物の基礎によって上部構造に伝えきれない場合，構造物が地震の影響をうけた後，地盤と基礎との間に相対変位が残ることが考えられる。その相対変位の大きさ，方向などを求めることは不可能であるから，この相対変位が起らないように構造物，基礎の構造寸法を定める必要がある。

第8条 滑動に対する安定

地震時，滑動に対する安全率は一般に 1.2 以上とする。

〔解説〕 地震力は計算の便宜上，構造物全体に同時に一方向のみに働く静的な力と仮定するが，実際には短時間の後に反対方向の力となるし また，位相のずれなども考えられるから 地震時の安全率をこのように定めたのである。

特に大きな地震時土圧が働く橋台、よう壁に対しては、土圧は一方向のみに働くから、安全率を1.5以上とするのがよい。ゆるい飽和砂を除き、土の内部摩さつ角は、地震時でも常時の値をとっている。

すべり出しの抵抗力は次のように考えられる。

- (1) 摩さつによる抵抗力は次のようになる。

$$N \tan \phi' \quad (t)$$

ここに、Nは滑動面に垂直に作用する力(t)

ϕ' は滑動面の摩さつ角

$$\text{土とコンクリート} \begin{cases} \text{場所打ちコンクリート} & \phi' = \phi \\ \text{場所打ちでないもの} & \phi' = \frac{2}{3} \phi \end{cases}$$

ここに、 ϕ は地震時の土の内部摩さつ角である。(第10条参照)

$$\text{岩とコンクリート} \quad \tan \phi' = 0.6$$

- (2) 粘土地盤の場合には 滑動に抵抗する力として粘土のせん断抵抗だけを考慮次のようにとる。

$$C' A' \quad (t)$$

A' は偏心傾斜荷重をうけている場合の基礎底面と土との接触面積の70%とする。

ここに、 C' = 地震時の粘土のせん断抵抗(t/m²) (第10条参照)

(粘着力Cに等しいとみなすことができるが原則として10t/m²をこえないものとする)。

厚い軟かい粘土層の上にある構造物は 構造物を含む土塊の安定を円形すべり面を用いる試的方法その他により検算する。

- (3) よう壁、橋台等が滑り出す場合、それらの前面における土の抵抗は 多少の変位を許すものとして強い土では一般に受働土圧を考慮てよい。(第10条参照)

第9条 転倒に対する安定

地震時、転倒に対する安全率は一般に1.2以上とする。直接基礎の場合には 基礎底面上の荷重の合力の作用点は 基礎外縁端から測って底面の幅の $1/6$ 点より内側になければならない。

〔解説〕 滑動に対する安全率と同様な考え方によつた。荷重の合力の作用点が縁端から測って底面の幅の $1/6$ 以内としたのは基礎底面の端に近くなるにつれて、地盤反力の値が急激に大きくなるから 荷重の仮定によつて地盤反力に大きな差が生じ 支持に対する安全率を一様にとれなくなるからである。

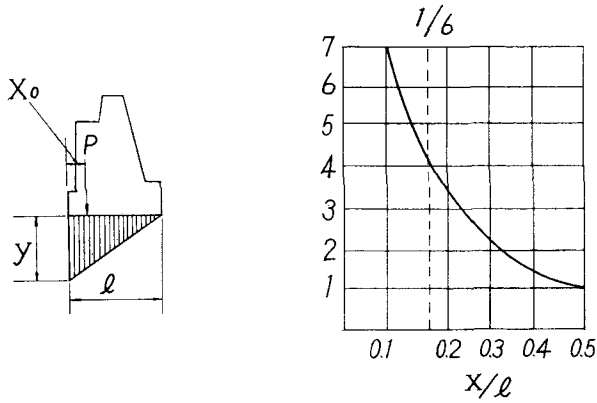


図 1 - 4 - 1

第10条 支持に対する安定

地震時、地盤の許容支持力は次の各項のいずれかによって算出された値以下でなければならない。

$$(1) q_a = \frac{1}{2} [\alpha C N_c + \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D f (N_q - 1)] \text{ t/m}^2$$

ここに、

q_a : 地震時最大許容支持力

C : 基礎荷重面下にある地盤の粘着力、ただし、 N 値が5以下の粘土の場合 常時粘着力の70%とする。 t/m^2

γ_1 : 基礎荷重面下にある地盤の単位体積重量 t/m^3
 地下水位以下にある場合は水中単位重量を用いる。

γ_2 : 基礎荷重面上にある地盤の単位体積重量 t/m^3

α, β : 表-5に示す形状係数

表-5 形状係数

基礎荷重面の形状	連続	正方形	長方形	円形
α	1.0	1.3	$1 + 0.3 \frac{B}{L}$	1.3
β	0.5	0.4	$0.5 - 0.1 \frac{B}{L}$	0.3

B : 長方形の短辺長さ
 L : 同長辺長さ

N_c , N_r , N_q : 表-5に示す支持力係数で、内部摩擦角 ϕ の関数、ただし、標準貫入試験から求まるN値が15以下の砂地盤の場合には土の内部摩擦角が $\phi' = \phi - \theta$ に低下したものととして支持力係数を求める。ここに $\theta = \left(\frac{15 - N}{10} \right) \tan^{-1} K$ で、Kは水平震度とする。

また、N値が5以下の飽和した純砂地盤の場合には内部摩擦角は0とする。

表-6 支持力係数

ϕ	N_c	N_r	N_q
0	5.3	0	3.0
5	5.3	0	3.4
10	5.3	0	3.9
15	6.5	1.2	4.7
20	7.9	2.0	5.9
25	9.9	3.3	7.6
28	11.4	4.4	9.1
32	20.9	10.6	16.1
36	42.2	30.5	33.6
40°以上	95.7	114.0	83.2

D_f : 基礎に近接した最低地盤面から基礎荷重面までの有効根入れ深さ (m)

B : 基礎荷重面の最小幅 (m), 円形の場合は直径, 荷重が図-2のように偏心するときは $B = 2x_0$ とする。

$$(2) q_a = 1.5 q_t + \frac{1}{2} (N^1 - 1) r_2 D_f t / m^2$$

ここに

q_a : 地震時最大許容支持力

q_t : 載荷試験より判断される常時許容支持力

標準貫入試験N値が5以下の飽和した純砂地盤の場合には0とおく。

N^1 : 基礎荷重面より下方にある地盤の土質によって決まり表-7に示す係数

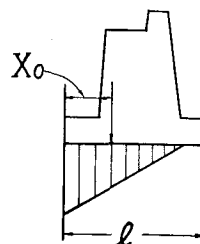


図-2

表-7 係数 N' の値

砂 質 地 盤		粘 土 質 地 盤
しまっている場合	9	3
ゆるい場合	3	

その他の記号は(1)に同じ

(3) 岩盤の許容支持力は常時の 1.5 倍としてよい。

〔解説〕 常時における許容支持力は 一般に次式で求められる値以下でなければならないとされている。

$$q_a = \frac{1}{3} (\alpha C N_c + \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q)$$

ここに q_a は極限支持力を安全率 $1/3$ で除したものであり、 N_c 、 N_γ 、 N_q は摩さつ角 ϕ により決まる支持力係数の実用値 (建築基礎設計基準参照) である。

急速に荷重を加えられた土の性質として ゆるい飽和砂などの特殊な場合を除き、一般にその強度は必ずしも低下しないことが実験的に知られている。地震時の荷重は一時的なもので長時間継続するものではなく、したがって、土のクリープなどの影響を考慮する必要はない。これらのことから地震時には破壊に対する安全率は最小 2 でよいと考えられ、安全率として常時の $1/2$ を用いた式とした。

(1) 式の第 3 項を $N_q - 1$ 、(2) 式の第 2 項を $(N_\gamma - 1)$ としたのは もともとこの式に用いられている支持力係数は 根入れにより排除される土の重量 $\gamma_2 D_f$ を安全率の圏外になるようにした実用的な数値であるので この思想を安全率 $1/2$ とした場合にも適用するための数値上の措置である。*

γ_1 、 γ_2 の値は地下水面下にある時は 土粒子に浮力が作用するので 浮力を控除した有効重量 (水中単位重量、 $\gamma' = \gamma - \gamma_w$ t/m^3 、 $\gamma_w \doteq 1$ t/m^3) を用いるのが一般であるが、 γ_1 、 γ_2 とも粘性土で透水係数が小さい時は 間げき水は土塊と一体となって抵抗すると考えられるので、基礎の全周囲が不透水性に近い粘土層で囲まれている時は たとえ地下水面以下でも地震のように短時間に作用する荷重に対しては γ_1 、 γ_2 はともに飽和重量をとって差支えないと思われる。

N 値が 15 程度以下のゆるい砂は振動時に内部摩さつ角が減少する現象が知られており、特に N

値が5程度以下で飽和している砂の場合には完全に液状化しやすいたことが新潟地震等の経験によっても明らかである。

そこで N値が15以下の砂地盤の場合には内部摩さつ角が減少するものとして地震時支持力を計算するものとして、N=5の時、内部摩さつ角は

$\phi' = \phi - \tan^{-1} K$ (Kは地震係数)に減少するものとし、Nが15以下の時は N値の減少にしたがって ϕ' 値が小さくなるように式をたてたものである。

N<5の砂地盤で飽和している時は 地震により完全に液状化しせん断力が0になると考えられるので $\phi=0$ とした。飽和していなくても N<5の

$\phi=0$ とすることが安全であるの許容支持力で比較すると 図1-4-2のようになる。すなわち、N値が大きい密な砂地盤では地震時許容支持力は常時より大きく(約150%)とれるが、N値の小さいゆるんだ地盤では地震時の許容支持力より小さくなるようにしてある。これは地震時被害の経験からみて この傾向は正しいものと考えられる。

なお、弱い粘性土も鋭敏比の高い場合(鋭敏比3以上)には 振動によりその粘着力が減少するものがあることが実験的に知られており、わが国の粘土は一般に鋭敏比が大きいので N<5の粘性土の地震時粘着力は常時の70%(約 $\frac{2}{3}$)をとることとした。

岩盤は以上のように振動により強度が低下するとは考えられないので 一般の場合は常時の1.5倍をとってよいと考えられる。

＊ 註

ここに示された N_q の値はテルツァギによって示されたもの値に2を加えた数値となつて

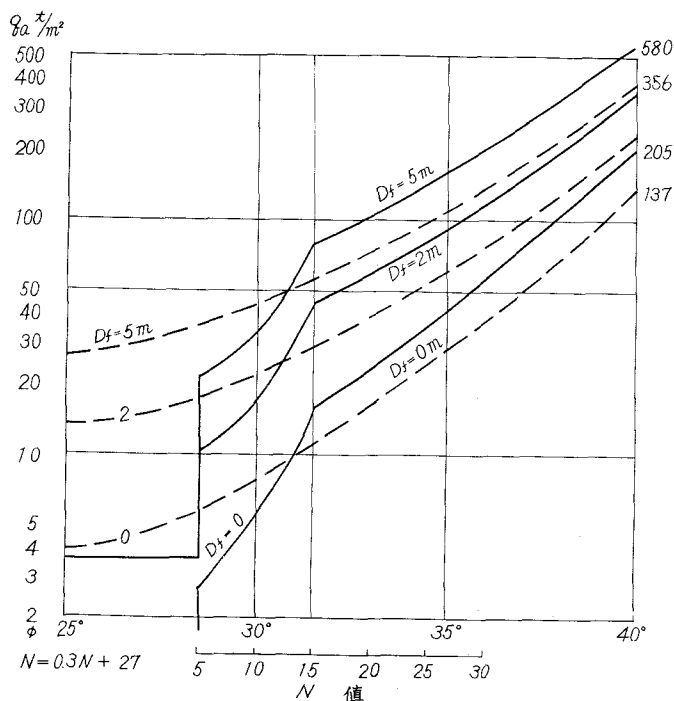


図 1 - 4 - 2

いる。すなわち、テルツァギの係数を N_{qT} で示せば $N_q = N_{qT} + 2$ である。これは根入れにより排除される土の重量 $\gamma_2 D_f$ については もともと基礎地盤に加えられていた荷重であるから これについては安全率をみる必要がなく そのままとり得ると云う考え方によって 常時の許容支持力として次式が用いられていることによる。

(建築基礎構造設計基準解説参照)

$$q_a = \frac{1}{3} [\alpha_c N_{cT} + \beta \gamma_1 B N_{\gamma T} + \gamma_2 D_f (N_{qT} - 1)] + \gamma_2 D_f$$

$$= \frac{1}{3} [\alpha_c N_{cT} + \beta \gamma_1 B N_{\gamma T} + \gamma_2 D_f (N_{qT} + 2)]$$

この式で $N_{qT} + 2$ の代りに実用上の値として $N_q = N_{qT} + 2$ が与えられているわけである。

(本文表-6)

そこで同じ思想にたつて地震時の安全率 $1/2$ にとる場合を考えれば

$$q_a = \frac{1}{2} [\alpha_c N_{cT} + \beta \gamma_1 B N_{\gamma T} + \gamma_2 D_f (N_{qT} - 1)] + \gamma_2 D_f$$

$$= \frac{1}{2} [\alpha_c N_{cT} + \beta \gamma_1 B N_{\gamma T} + \gamma_2 D_f (N_{qT} + 1)]$$

よってこの場合は

$$N_{qT} + 1 = N_q - 2 + 1 = N_q - 1$$

となり、常時に用いられた実用上の N_q 値を この場合もそのまま用いるため 本文(1)式において $N_q - 1$ としたものである。

常時許容支持力と地震時支持力の関係

$$C = 0 \quad \gamma = 1.8 \text{ t/m}^3 \quad B = 5 \text{ m の正方形}$$

$$\text{常時} \quad q_a = \frac{1}{3} (\alpha C N_c + \beta \gamma_1 B N_{\gamma} + \gamma_2 D_f N_q) \text{ -----}$$

$$\text{地震時} \quad q_a'' = \frac{1}{2} [\alpha C N_c + \beta \gamma_1 B N_{\gamma} + \gamma_2 D_f (N_q - 1)] \text{ -----}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 1.5 \sim 5 \text{ の砂地盤} \quad \phi' = \phi = \left(\frac{1.5 - N}{1.0} \right) \tan^{-1} K \quad K = 0.2 \\ N \leq 5 \text{ の飽和砂地盤} \quad \phi' = 0 \text{ とする。} \end{array} \right.$$

第11条 円形すべりに対する検討

厚い軟かい粘土層の上に基礎を造る場合には 構造物全体を含む土塊の安定を円形すべり面を用いる試的方法，その他により検討する必要がある。

〔解説〕 厚い軟かい粘土層に構造物が造られている場合，個々の基礎が安定であっても構造物全体が図1-4-3のような大きなすべり破壊を生ずることがあるので このようなおそれがあるときは試的方法を用いるなどして全体の安定について検討しなければならない。

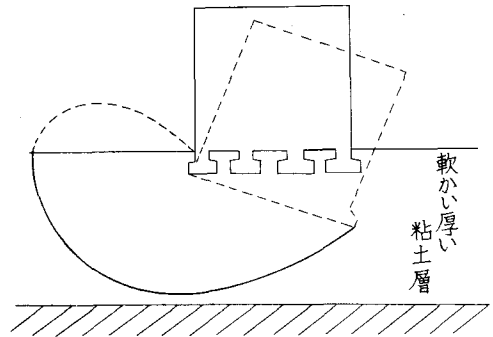


図 1 - 4 - 3

第5章 構造部材の応力，許容応力と安全度

第12条 一般的事項

第2章に定める震度により 地震を静的水平力と考えて それに本章 第13条に定める荷重を組合わせて計算した応力が本章 第14条，第17条に定める応力をこえてはならない。

〔解説〕 部材が地震によって実際にどのような応力をうけ どのように破壊するかと云うことについては 最近研究が進んでおり 次第にその実体は明らかになりつつあるが，まだ，それを一般の設計に採用し得る段階にはなっていない。それで現状では地震力を第2章に定める震度によって静的な水平力と仮定し，それによって部材に生じる応力を求め その応力と材料の静的強度とを比較して部材の安定度を検討すると云う便法をとらざるを得ない。

わが国で震度法による構造部材の設計が広く行なわれるようになったのは関東地震以後であり，建築では関東地震後に被害の状況，経済性などを考えて 震度0.10をとることを定めた。その後，地震時の許容応力を高めることになり それに応じて震度を0.2とした。土木では 昭和以降基準