

(c) について 国鉄のすべての線区に対して同一の耐震強度をもたせることは 経済的見地からすると必ずしも妥当ではない。

そこで、2級線に対して他の交通機関と同じ程度の耐震強度をもたせ 線路の重要度に応じてこれを増減する方法をとった。係数は防災強度を参照して定めてある。幹線の構造物の内でも 特に重要なもの たとえば、これが破壊することによってその線区に致命的な被害をもたらす構造物で応急に要する日数がほぼ1級線で3日2級線で7日以上のものについては 上記の係数を1.4まで増した方がよい。

以上により、たとえば東京地区(地域別震度0.2)で 沖積層の厚さが20mの軟弱地盤(地盤種別係数1.2)に重要な構造物(重要度係数1.2)をつくる場合の水平震度は  $K = 0.2 \times 1.2 \times 1.2 = 0.288 \div 0.30$  となる。

(3) について 地盤上に作られた構造物は ロッキング振動と水平振動をする。したがって、地盤より高いところにあるものほど振動変位は大きくなる。加速度は変位に比例するから 震度分布も上記のように分布させるのが妥当である。1mごとに1%増加する分布は 設計計算を複雑にする可能性があるので 適当な間隔(たとえば5m位)に区切って段階的に増加させてやってもよい。

### 第3章 構造物に作用する地震力

#### 第4条 構造物に作用する地震力

一般には 設計震度に自重を乗じたものを地震力とする。

ただし、特に長径間橋りよう、高い橋脚等のごとく フレキシブルな構造物については震度法によらず 動的解析を行なうべきである。

〔解説〕 第2章で述べた設計震度に自重を乗じて地震力とする震度法は 計算を簡単にする便法であって 実際に構造物に作用する地震力とは異なるものである。したがって、固有振動周期の長いフレキシブルな構造物については別の考慮(動的解析)が必要である。

フレキシブルな構造物と剛な構造物とを区別することは 地盤とも関係して なかなか決めにくいものであるが、たとえば、固有振動周期が0.6秒より長いものをフレキシブルな構造物とするのも一方法である。ハウスナー(Housner)の平均速度応答スペクトル(図1-3-3)でも0.6

秒付近を境にして曲線の勾配が異なっている。実測によると横黒線鷺の巣川橋りょう(2.4m + 4.4m + 2.4mの三径間連続PCげた、橋脚の長さ3.1m)の左右動の固有周期は、0.55秒、奥羽線松川橋りょう(3.15mのプレートガーダー、橋脚の長さ3.5m)の橋脚の固有周期は0.5秒であった。したがって、これよりひとまわり大きな構造物あるいは同程度でも悪い地盤につくられた構造物については動的解析が必要である。

鷺の巣川橋りょう

左	右	一次	1.81 ~ 1.86	cps (約0.55 Sec)
		二次	3.68 ~ 3.83	cps (約0.27 Sec)

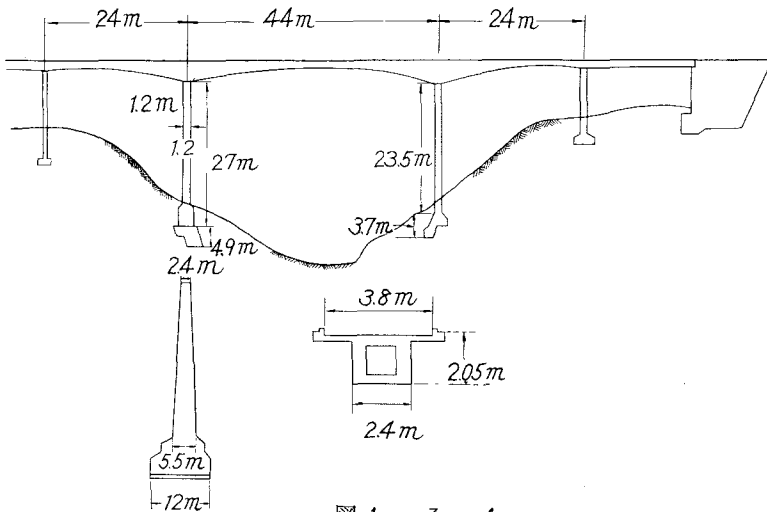


図 1 - 3 - 1

動的解析法にもいろいろの方法がありそれぞれ一長一短を持っている。次にその一、二の方法を紹介する。

第一に考えられる方法は、次に示す振動の微分方程式を直接数値積分するものである。

$$\frac{d^2 x}{dt^2} + \frac{4\pi}{T} n \frac{dx}{dt} + \frac{4\pi^2}{T^2} x = -\ddot{a} \dots\dots\dots (a)$$

ただし、x=地盤と構造物の相対変位、T=構造物の固有周期、n=構造物の減衰常数、 $\ddot{a}$ =地震の加速度

この場合入力となる地震の加速度の波形をどうとるかが問題である。一般に米国でとられたエルセントロ(EI Centro)の強震記録が用いられているが、地質構造の異なったところで得られ

廻戸川橋りょう

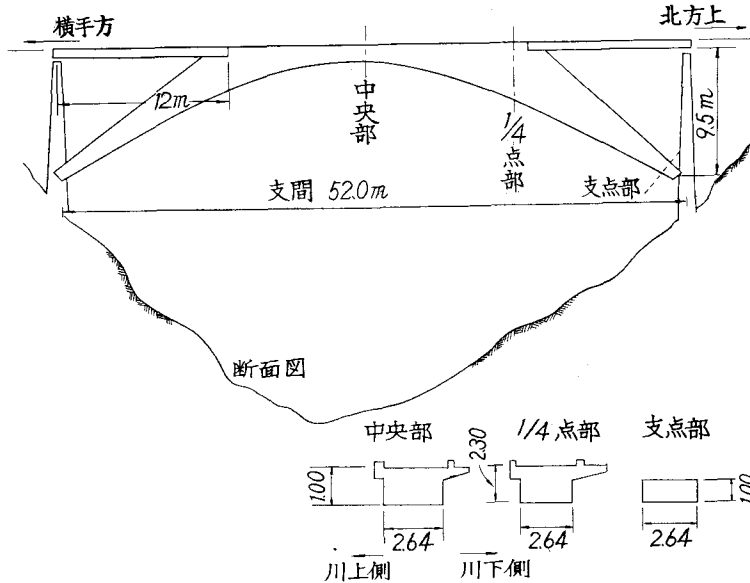


図 1 - 3 - 2

た地震波形を用いることには疑問がある。わが国で得られた代表的な強震記録があればよいのであるが、これがない現在では 中震程度の記録を拡大するなり 人工によってモデルの地震波を創造するなりしなければならぬ。また、小さきみの時間間隔で数値積分をすることは 一自由度系の場合でもかなり厄介な事である。さらに多自由度系となり微分方程式の数が増えた場合にはなおさらのことである。したがって、計算は電子計算機にたよらざるを得ない。

以上の方法と対照的なものとして速度応答スペクトルを利用する方法がある。ハウスナー (Housner) は米国で得られた数個の 100 gal 程度の地震波を入力として(a)式を数値積分し、得られた結果の最大値を速度の単位で図化して 平均速度応答スペクトル (図 1-3-3) を作成した。構造物の固有振動周期と減衰常数がわかれば 構造物の応答速度の最大値  $S_v$  が得られる。たとえば、 $T=1$  秒、 $n=2\%$  の構造物があったとすると図 1-3-3 より  $S_v = 0.75 \text{ ft/Sec}$  となる。これを地震力に換算するには構造物の質量  $W/g$  および  $2\pi/T$  をかけて

$$F_s = \frac{\bar{W}}{g} \frac{2\pi}{T} S_v \dots\dots(b)$$

表 1-3-1 地震力計算のための倍率

地震名	発生年月日	最大加速度	倍率
エルセントロ	1940年 3月 18日	330 gal	2.7
エルセントロ	1940 12 30	260	1.9
オリンピア	1949 4 13	310	1.9
タクト	1952 6 21	180	1.6
バーノン	1933 3 10	190	1.5

とすればよい。

上記の  $F_s$  は 100gal 程度の地震に対するものであるから設計に用いる地震力としては表 1-3-1 を参照してこれを 1.5

倍～3倍しなければならない。なお、多自由度系の場合は 振動波形を考慮した重みをつけて重ね

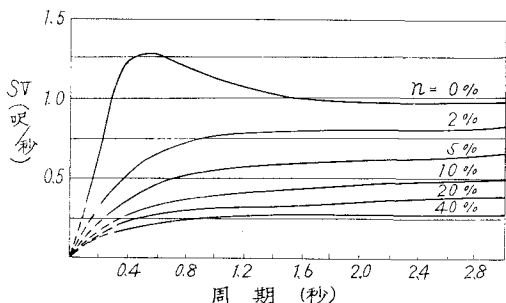


図 1-3-3 Housner の平均速度応答スペクトル

合わせる方法もあるが、便法として 3 次までの固有周期に対して おのおの図 1-3-3 より  $S_v$  を求め それらを自乗平均すればよいと云われている。Housner の平均速度応答スペクトルは米国の地震を対象にしたものである。先にも述べたごとく米国とわが国の地震の波形が同じであると云

う保証はない。わが国の地震を対象とした速度応答スペクトルがあればよいが、今のところ作られていない。さらにわが国は地質が複雑なため色々な形の地震波があり平均の速度応答スペクトルは作れないと云う議論もある。そこで応答スペクトルではなく地震波そのもののスペクトルを仮定し、このスペクトルで代表さ

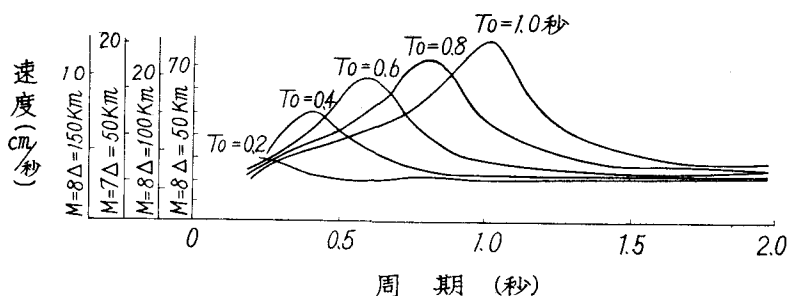


図 1-3-4 わが国の地震波の速度スペクトル

(金井博士の論文より：M=マグニチュード)  
 $\Delta$ は震央距離  $T_0$  は地盤の卓越周期)

れる地震をうけたときの構造物の応答スペクトルを計算する事も考えられている。わが国の地震波のスペクトルとしてはたとえば図1-3-4のごときものがある。

以上いずれの方法をとるにしても構造物の固有周期と減衰常数を知る必要がある。固有周期の方は地盤を含めた系で考えなければならないと云う厄介な問題はあるが何らかの方法で計算できる。しかし、減衰常数は計算で求める方法はないので類似の構造物の実験結果から推定しなければならない。表1-3-2は過去に実測した減衰常数の例である。

表1-3-2 減衰常数の例

	固有振動数	減衰常数	備考
橋脚（けたのある場合）			
第1 小寫原川橋りょう 高さ24.6~26.1m	3.1~3.8 cps	0.019~0.023	
第2 " " 2.1m	3.4~4.6 cps	0.016	
室原川橋りょう " 4.6m	5.3 cps	0.026	
橋脚（けたのない場合）			
犀川橋りょう 高さ3.28m	5.0 cps	0.058	
" " 3.15m	4.45 cps	0.068	
吉井川橋りょう " 8m	6.9 cps	0.108	

注：橋りょうについては、土木学会土木工学ハンドブック（上巻）1068頁参照。

### 第5条 地震時土圧

(1) 橋台、よう壁などに作用する地震時土圧

壁面摩さつ角  $\sigma = 0$  とする。

土圧合力の作用点は よう壁下面より  $1/3 H$  に作用するものとする。

H=壁高

$$\text{土圧係数 } K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \theta_0)}{\cos \theta_0 \cos^2 \theta \cos(\theta + \theta_0) \left[ 1 + \frac{\sin(\phi - \alpha - \theta_0) \sin \phi}{\cos(\theta + \theta_0) \cos(\alpha - \theta)} \right]^2 }$$

$$\tan \theta_0 = \frac{K_h}{1 - K_v}$$

$K_h$  = 水平震度

$K_v$  = 鉛直震度

$\phi$  = 土の内部摩きつ角 (常時の値でよい)

$\theta$  = 壁体の傾斜角

$\alpha$  = 背面土表面の傾斜角

$\alpha + \theta > \phi$  の場合  $\sin(\phi - \alpha - \theta) = 0$  とおいて土圧係数を求める。

$$\text{地震時主働土圧 } P_{as} = \frac{(1 - K_v) \gamma H^2}{2} K_{AE}$$

$\gamma$  = 土の単位重量

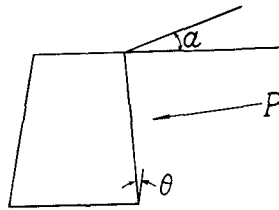


図 - 1

(2) 固定壁に作用する土圧

$$P_s = \frac{1}{2} \gamma H^2 (K - K_A) + \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2$$

$P_s$  ; 固定壁に作用する地震時土圧

$K_A$  ; 壁面摩きつ角  $\delta = 0$  とした場合のクーロンの主働土圧係数

$K_{AE}$  ; (1)参照

$K$  ; 0.5とする

上式で作用点は よう壁下面より  $1/3 H$ にあるものとする。

$H$  ; 壁高

〔解説〕 (1)について 地震時の土圧に関しては不明な点が多い。特に粘土を背面土とするよう壁の土圧とか、破壊的な地震時の土圧の状態に関して未知の事が多い。ここにあげる地震時土圧は 今までの経験や最近行なわれた実験などを考慮して定めたもので 構造物の強度計算, 安定計算を対象としたものである。

鋭敏度の高い粘土やゆるい状態につめられた砂では 地震動によって一時に流動化が生じせん断抵抗がなくなり 急激に土圧が増大する危険があるが, このような場合は対象としていない。したがって, 背面土が築堤などのように選択できる場合には このような土はさげなければなら

ない。どうしても避け得ない時には より大きな地震時土圧を考える必要がある。また、背面土の一部にこのような土の層を含んでいる場合には その土層に沿ってすべりが生ずるおそれがあるから注意する必要がある。

土圧の算定方法は 以上のような破壊的土圧が生じるおそれのない場合に適用し得るものである。

(1) 可動壁の土圧(たとえばよう壁など)

(1.1) 内部摩さつ角

乾燥砂, 密な飽和砂では 静的と動的の内部摩さつ角はほとんど同じと考えてよい。

(1.2) 土圧合力の着力点

振動中に壁を前方に倒して裏込砂を塑性平衡状態に保って行なった時の実験によると, 土圧合力の着力点を示す  $h_0/H$  の値は 0.33 でなく, 0.37 程度の値である。ここで  $H, h_0$  は図1-3-5に示すような値である。

したがって, 地震時合力の作用点は  $h = 0.33H$  の位置よりも 10% 上昇させて, 壁底より  $h = 0.36H$  の高さにおいて作用すると考える。

(1.3) 計算方法

物部, 岡部式を採用する。最大水平震度を  $K_h$ , 最大鉛直震度を  $K_v$  とすれば, 合成震度  $K$  は

$$K = \frac{K_h}{1 - K_v} \tan \theta_0$$

となる。地震時土圧は 裏込め土砂, ならびに壁を  $\theta_0$  だけ壁の下端を軸として回転させ 静的 coulomb 土圧公式を用いて計算する。ただし,  $\alpha$  は壁の背面が水平面となす角度である。この時の土圧係数  $K_E$  は

$$K_E = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \theta_0)}{\cos \theta_0 \cos^2 \theta \cos(\theta + \theta_0) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi - \alpha - \theta_0) \sin(\phi)}{\cos(\theta + \theta_0) \cos(\alpha - \theta)}} \right]^2}$$

で与えられる。ここで  $\theta - d$  は図1-3-6に示すような値であり,  $\phi$  は静的な内部摩さつ角である。

前式において  $\alpha$  または  $\theta_0$  が大であって,  $\phi < \alpha + \theta_0$  になった時には  $\sin(\phi - \alpha - \theta_0) = 0$  において計算する。

(例)  $K_h = 0.2, K_v = 0.1, \theta = 0$

$\alpha = 0$  の場合に  $K_E$  を計算し 静止土圧係数  $K_A$  を比べると 次のようになる。

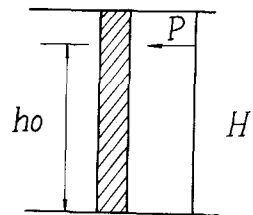


図1-3-5

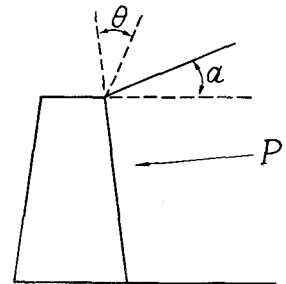


図1-3-6

表 1 - 3 - 3

内部摩擦角	10°	20°	30°	40°
$K_A$ の値	0.7	0.49	0.33	0.22
$K_E$ の値	1.05	0.76	0.60	0.47
$K_E / K_A$ の値	1.50	1.53	1.82	2.13

内部摩擦角が大きくなるにしたがって、 $K_E / K_A$  の比は大となっている。

(2) 固定壁の土圧

地下室の壁などは、土圧によって変形しない。したがって、常時土圧に対しては、静止土圧係数  $K$  を用いるのが普通である。 $K \doteq 0.5$  とし、 $P = 1/2 K \gamma H^2$  でその算定を行なっている。

地震の場合でも、土圧をうける構造物は裏込土砂に対して動かないと考えてよい。したがって、地震時土圧はこの静止土圧に地震による土圧増加量を加えたものと考えられる。市原氏の実験によると この土圧増加量は主動土圧における地震時の土圧増加量に比して 幾分小さかった。

しかし、近似的にこれを等しいとみると 固定壁に作用する地震時土圧は 次の式で表わされる。

$$P = \frac{1}{2} \gamma H^2 (K - K_A) + \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 = \frac{1}{2} \overbrace{K \gamma H^2}^{\text{静止土圧}} + \frac{1}{2} \overbrace{(K_{AE} \gamma H^2 - K_A \gamma H^2)}^{\text{土圧増加量 (物部土圧 - Coulomb 土圧)}}$$

$K_A$  は、壁面摩擦角  $\alpha = 0$  とした時のクーロン (Coulomb) の主動土圧係数、 $K_{AE}$  は  $\alpha = 0$  における物部土圧式により求まる地震時土圧係数である。上式において  $1/2 \gamma H^2 (K - K_A)$  は静止土圧の項であるから  $h_0 = 0.33 H$  の位置に作用し  $1/2 K_{AE} \gamma H^2$  の力は動土圧の項であるため  $h_0 = 0.36 H$  のところに作用するものとする。

裏込めが2層または3層をなしている時には 土圧は水平分布をなすとして 各層の土圧合力と着力点を求め土圧合力の大きさだけは そのままにして 着力点は各層ごとに10%ずつ上昇させて作用させるようにする。

第6条 地震時水圧

(1) 壁状構造物

水深が比較的浅く 地震動の周期も長い場合



$$P = \frac{7}{8} K_0 W \sqrt{hy}$$

P : 動水圧

$K_0$  : 水平震度

h : 水深

W : 水の単位重量

y : 水面からの任意の深さ

## (2) 柱状構造物

柱状構造物のたわみによる付加的動水圧を省略できる柱状構造物に働く動水圧は次の式を用いる。

$$P = K_0 W C A \left(1 - \frac{d}{4h}\right) \sqrt[3]{\frac{y}{h}}$$

ただし  $d/h < 2$  ,

Cは円形断面の場合には 1 , それ以外の断面の場合には

$$C = \frac{a}{b}$$

とする。aに振動方向に直角な面での幅 bは振動方向での幅である。たわみによる付加的動水圧を省略できると考えられる柱状構造物に働く動水圧は次の式を用いる。

$$P = K_0 W C A \left(1 - \frac{d}{4h}\right) \sqrt[3]{\frac{y}{h}} \quad \text{ただし } d/h < 2 \text{ また } C \text{ は円の場合 } 1.0 \text{ ( } A$$

は断面積)。

たわみによる付加的動水圧が省略できない場合で 円柱の場合  $d/h$  が 0.2 以下であれば 仮想質量を用いてよいが  $d/h$  が大きい場合や断面形状が円形以外の場合には 適当な補正を行なうのがよい。

## (3) その他

河川をわたる橋りょうの橋脚, 河川護岸, 水路などに働く地震時水圧は小さいから 一般には水の影響は考えなくともよい。

〔解説〕 地震時水圧が問題となる土木構造物は ダム, 岸壁, 防波堤などの壁体構造物, 橋脚, 取水塔などの柱状構造物ならびに水道施設に付帯する地状構造物などに大別できよう。

地震動によって生ずる動水圧は, 構造物によって規定される水の境界付近の流れ方によって左右

されるから これらを同時に論ずることはできない。

(1)について 壁状構造物

壁体に働く動水圧を与える式としてウェスターガード (Westergaard) の式がよく知られている。図1-3-7すなわち

$$P = \frac{7}{8} K_0 W \sqrt{hy} \dots\dots\dots (1)$$

- ここに、P : 動水圧
- K<sub>0</sub> : 水平震度
- h : 水深
- W : 水の単位重量
- y : 任意の深さ

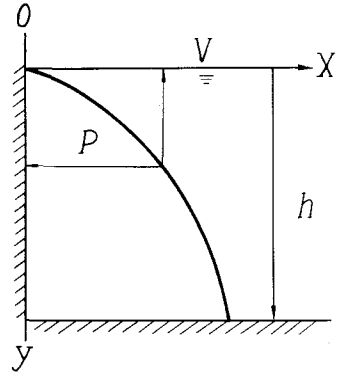


図1-3-7

上式は水深 h が比較的浅く、周期 T も長い場合の近似式として導かれたものであり、h/T の値が約 150 m/sec 程度以下にはよい値を与えている。h/T の値が大きくなると水の圧縮性の影響により動水圧は増大するが そのような場合の動水圧の式として次式を与えている。

$$P = \frac{0.816 KW \sqrt{hy}}{\sqrt{1 - 7.75 \left( \frac{1}{1000} \frac{h^2}{T} \right)}} \dots\dots\dots (2)$$

(単位: ton, m, sec) …………… (2)

したがって、水深 h が大なる場合で地震動の周期も極めて小さいことを予想されるような場合には 式(1)よりも式(2)を用いるのが適当であろう。

壁状構造物のうち 重力式ダムに働く動水圧については ウェスターガード (Westergaard) の動水圧式が慣用されるが、特に水深が大であるとか高さに対して河幅の狭い場合以外は かなりよい近似値を与えるようである。しかし、アーチダムにおいては それが曲面を持つために働く動水圧は 慣用値よりはるかに小さくなることが報告されている。したがって、アーチダムのような場合には 水深、曲率などに応じて動水圧を慣用値より減少させるのが適当であろう。

防波堤のような構造物では その背面にも動水圧が作用するから 壁面に作用する動水圧の値を 2倍して大過なからう。

(2)について 柱状構造物

(1) 弾性変形(たわみ)を考慮しない場合

このような場合に 橋脚に作用する動水圧は ウェスターガード (Westergaard) の動水圧の式(1)に その運動方向に直角な方向の幅を乗じた力が単位長さ当りに働いているものとし かつ、背面での負圧を考慮してこの値を2倍すると云う方法もとられている。

しかし、ウェスタガード (Westergaard) の式は 壁体の奥行き、幅員を無限大と考えた場合の近似解であるが、柱状構造物では壁体よりも水の運動が自由であるから 動水圧も小さくなるのが容易に推察される。円柱についての解析結果と ウェスターガード (Westergaard) の式を円柱に適用した場合を比較すると図1-3-8のようになる。

ここに、 $P$  : 橋脚の単位長さ当りに働く動水圧

$K_0$  : 水平震度

$W$  : 水の単位体積重量

$d$  : 橋脚の直径

$h$  : 水深

この図からも明らかなように、橋脚が比較的細長くなると ウェスターガード (Westergaard) の式を柱状構造物に適用した場合の動水圧は極めて大きくなり 背面での負圧を考慮してこの値を2倍することは過大な動水圧を考えていることになる。したがって、ウェスターガード (Westergaard) の式を適用する場合には 少なくとも背面での負圧を考慮して2倍することは考えなくともよいと思われる。

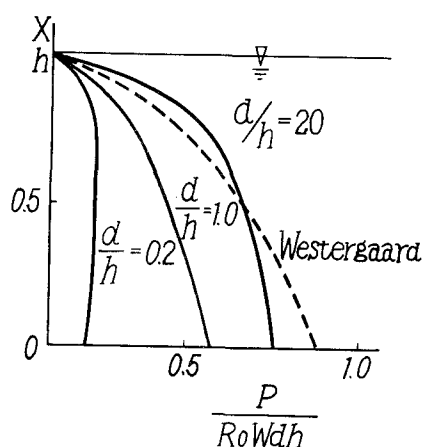


図 1 - 3 - 8

図1-3-8は 円柱状橋脚についての考察に基づくものであるが、断面形が円以外の橋脚などについても同様な傾向であろうことは推察に難くない。また、鉛直方向の分布も2次曲線よりも3次曲線の方がよい近似を与える。

以上のことから 一つの提案として 構造物のたわみによる付加的動水圧を省略できると思われる柱状構造物の単位長さ当りに働く動水圧を与える式として

$$P = K_0 W C A \left(1 - \frac{a}{4h}\right) \times \sqrt[3]{1 - y/h} \quad (A: \text{断面積})$$

が考えられる。

ここで  $C$  は構造物の形式による補正係数であり 円形断面の場合 1 とし、円以外の断面形を有する場合には  $C$  として振動方向の奥行き幅  $b$  に対する振動方向に直角な方向の幅  $a$  の比をとってよいことが実験的に得られている。

(2) 弾性変形（たわみを考慮する場合）

たわみを考慮する場合には 1 項の動水圧にたわみによる付加的動水圧を代数的に加えればよい。しかし、動水圧に与える構造物のたわみの影響は 構造物自身の剛性，あるいは たわみ形状によって左右されるから 一般に論ずることはできない。

このような不便をさけるために よく用いられるのがいわゆる“仮想質量”である。この考え方はすでに国鉄の「無筋コンクリートおよび鉄筋コンクリート土木構造物の設計基準（案）」（昭和 30 年 4 月）にもとり入れられて次のように定義されている。

「水中の橋脚に作用する地震の影響は 橋脚の水中にある部分の密度が  $\pi d^2 / 4 \times 1 t/m^3$ （ $t/m$ ）だけ大きい橋脚が空気中にあるものとして計算できる。ここに  $d$  は運動方向に直角な面に投影した橋脚各部の幅員（ $m$ ）である。ただし、垂直力は考慮しない」すなわち、水中にある場合にはその排除した水の質量だけ質量の大なる構造物を考へて これが空気中で振動する場合と同様に取りあつてよいと云う考え方である。これを水深を有限と考へた場合の 3 次元的な解析結果と比較すると 水底で固定された円柱構造物の高さが水深と等しく かつ、そのたわみ形状が空気中にある場合と同じと考へた場合に対して図 1-3-9 に示したようになる。図中で  $M_v$  は 3 次元的解析による仮想質量であり  $M$  は構造物の排除した水の質量である。 $d/h$  は水深  $h$  に対する直径  $d$  の比である。この図より明らかなように、 $d/h$  の大なる場合には仮想質量  $M_v$  はその排除した水の質量  $M$  より小となる。したがって、 $d/h$  の大なる場合には前記の国鉄の基準案に述べられている値より小さな質量で十分であることがわかる。

このように適当な補正を行なつて仮想質量を求めれば、水中での固有周期は容易に計算できる。このような仮想質量は、構造物のたわみの形状のみで決定できて弾性たわみの絶対値には無関係であるが 一方、動水圧は振動中の構造物の有する加速度に比例し この加速度は構造物の剛性にも関係するから たわみを考へた場合の付加的動水圧を一般的に論ずることは困難である。

以上に述べた以外の水と接する土木構造物としては 河川をわたる橋りょうの橋脚、河川護岸、水路など多くあるが、これらに働く地震時土圧は小さく特に水の影響は考へなくともよいと思われる。

以上のように地震時水圧は対象とする構造物の幾何学的、力学的特性によって大きく変化するもので

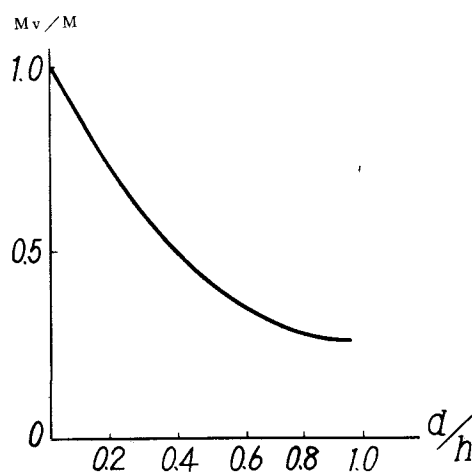


図 1-3-9

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。