

## Ⅱ 架設時の地震の影響

鋼構造架設設計指針では、架設時の地震の影響に関しては3.6「地震荷重」に述べられており、地震荷重は基本鉛直荷重に架設時設計震度を乗じて求めるよう規定されている。

架設時設計震度をどうとるかについては、まだまとまった理論が確立されておらず、現状においては、たとえば橋を例にとると完成時の設計震度と等しくする場合、その1/2とする場合、まったく考えない場合などと、主任技術者の判断により適宜決められているようである。しかし、いずれの場合においても、架設時設計震度は完成時の設計震度を基本にして定められるわけで、ここでは、参考として次の各示方書における完成構造物の耐震設計の規定のうち必要と思われる事項を示すこととする。

- 1) 道路橋示方書・同解説，日本道路協会，昭和48年2月。
- 2) 道路橋耐震設計指針，日本道路協会，昭和47年4月。
- 3) 本州四国連絡橋仮設物設計指針，本州四国連絡橋公団，昭和52年3月。
- 4) 本州四国連絡橋耐震設計基準，本州四国連絡橋公団，昭和52年3月。

### 1. 道路橋示方書

#### 1.8.8 地震の影響

地震の影響については、「道路橋耐震設計指針」によるものとする。

### 2. 道路橋耐震設計指針

## 4章 設計震度

### 4.1 一般

設計震度は「4.2震度法における設計震度」の規定により求めるのを原則とする。ただし、下部構造の地盤面上の高さが25 mをこえる橋などのような、橋脚が変形しやすい比較的長周期の橋の設計においては、「4.4応答を考慮した修正震度法における設計震度」の規定により求める。

### 4.2 震度法における設計震度

- (1) 設計水平震度はつぎの式により求める。

$$K_h = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot K_0 \quad \dots\dots\dots (4.1)$$

ここに、

- $K_h$  : 設計水平震度
- $K_0$  : 標準設計水平震度 (0.2とする)
- $\nu_1$  : 地域別補正係数
- $\nu_2$  : 地盤別補正係数
- $\nu_3$  : 重要度別補正係数

$K_h$  は小数点以下2けたとし、3けた目は丸める。ただし、設計水平震度の最小値は0.1とする。

補正係数  $\nu_1$ ,  $\nu_2$ ,  $\nu_3$  は「4.3 標準設計水平震度の補正係数」に示すところによる。

- (2) 設計鉛直震度  $K_v$  は一般には考慮しない。ただし支承部などの設計にあたっては、「5.3 上部構造・下部構造の接点の設計に用いる鉛直方向地震力」の規定による。
- (3) 耐震計算上の地盤面より下方の構造部分、土、水に対しては設計水平震度は考慮しない。ここでいう耐震計算上の地盤面とは「3.6 耐震計算上の地盤面」の規定による。

ただし、カルバートのように構造物の地中にある部分があるものがその主体を占めるものに準用するときはこの限りではない。

#### 4.3 標準設計水平震度の補正係数

##### (1) 地域別補正係数

地域別補正係数は図-4.1の地域区分により、表-4.1の値をとる。

表-4.1 地域別補正係数  $\nu_1$

区 分	係 数
A	1.00
B	0.85
C	0.70

##### (2) 地盤別補正係数

地盤別補正係数は表-4.3による。

表-4.3 地盤別補正係数  $\nu_2$

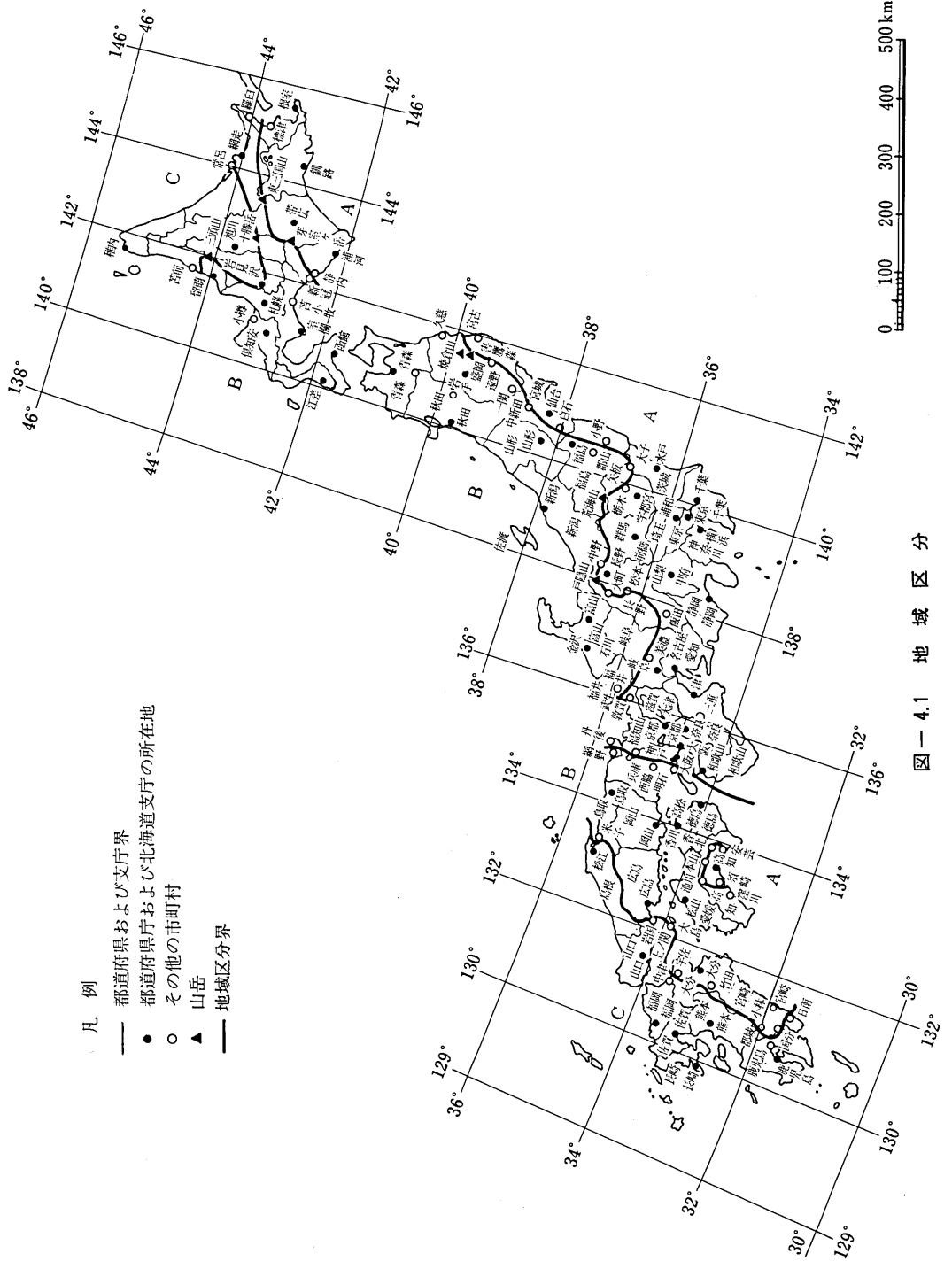
区 分	地 盤 種 別 <sup>1)</sup>	係 数
1 種	(1) 第三紀以前の地盤（以下岩盤と称する）。 (2) 岩盤までの洪積層 <sup>2)</sup> の厚さが10 m未満。	0.9
2 種	(1) 岩盤までの洪積層の厚さが10 m以上。 (2) 岩盤までの沖積層 <sup>3)</sup> の厚さが10 m未満。	1.0
3 種	沖積層の厚さが25 m未満でかつ軟弱層 <sup>4)</sup> の厚さが5 m未満	1.1
4 種	上記以外の地盤	1.2

注：1) 地盤種別は一応の目安を示したものであるから、架設地点の状況に応じて係数を判断すること。ここでいう地層の厚さは地表面からの厚さとする。

2) 沖積層の締まった砂層、砂れき層、玉石層をふくむ。

3) がけくずれなどによる新しい堆積層をふくむ。

4) 「3.7 耐震計算上支持力を無視する土層」に規定するもの。



## (3) 重要度別補正係数

重要度別補正係数は表-4.4による。

表-4.4 重要度別補正係数  $\nu_3$ 

区分	重要度の区別	係数
1 級	高速自動車国道，一般国道，主要地方道の橋。 一般都道府県道および市町村道のうち重要な橋。	1.0
2 級	上記以外の場合。	0.8

注：1級の橋で特別な場合は，係数を1.25まで増すことができる。

表-4.5 地域区分 (図-4.1の付表)

地域 区分	北海道	本州	四国	九州
A	新冠・静内の間より芽室岳の西，東三国山を通り，羅臼・標津の間に至る線の南部の地域。	久慈・宮古の間より，焼倉山の東，害鷹森，遠野，一関の南東，中新田，仙台の西，白石の西，福島および郡山の東，小野の西，大子，矢板，荒海山，新潟県・群馬県の境界，中野の南，戸隠山，大町・松本の西，飯田の北西，美濃の北を通り，武生と敦賀の間に至る線と，網野の東，福知山の西，明石と神戸の間，淡路島の東を通り，紀伊水道に至る線の間の地域。	安芸より香北および北，池川を通り須崎に至る線に囲まれた地域。	なし。
B	同上の線と，苫前・留萌の間より，三頭山，岩見沢の西および南，十勝岳を通り常呂の西に至る線の間の地域。	久慈・宮古の間より武生・敦賀の間に至る線の北部，網野の東より，紀伊水道に至る線と，境水道より島根県・鳥取県の境界，島根県と広島県の境界，岩国の東，大島，上ノ関の南を通り，周防灘に至る線の間の地域。	上記以外の地域。	中津・宇佐の間より，竹田の西，小林の西，国分の東，都城の南を通り，日南の北に至る線より東部の地域。
C	上記以外の地域。	上記以外の地域。	なし。	上記以外の地域。

## 4.4 応答を考慮した修正震度法における設計震度

ここで規定する設計震度は下部構造の地盤面上の高さが25 mをこえる橋などのような，橋脚が変形しやすい比較的長周期の橋の上部構造および下部構造の設計に適用する。ここでいう地盤面は「3.6耐震計算上の地盤面」の規定による。

この設計震度は強震観測にもとづく地震動の特性ならびに着目する下部構造の固有周期，振動のモード，振動時の減衰性などの動的特性を同時に考慮して「4.2震度法における設計震度」の設計水平震度を修正したものである。

地震力の負荷方法および計算法は「3章 耐震設計において考慮すべき荷重および設計条件」の規定による。本条の規定は、吊橋の吊構造部などのように上部構造が変形しやすく、長周期となる場合における上部構造の設計に対しては適用しない。

#### 4.4.1 設計震度

- (1) 設計水平震度はつぎの式により求める。

$$K_{hm} = \beta K_h \dots\dots\dots (4.2)$$

ここに

$K_{hm}$  : 応答を考慮した修正震度法における設計水平震度

$K_h$  : 式(4.1)で与えられる設計水平震度

$\beta$  : 構造物の固有周期による設計水平震度の補正係数で表-4.5による。固有周期が0.5秒未満の場合は、 $\beta = 1.0$ とする。

$K_{hm}$  は小数点以下2けたとし、3けた目は丸める。

ただし $K_{hm}$  の最小値は0.05とする。

- (2) 設計鉛直震度、 $K_v$  は4.2(2)の規定による。

- (3) 耐震計算上の地盤面より下方の部分に対する設計水平震度は4.2(3)の規定による。

#### 4.4.2 固有周期の算定方法

固有周期は橋全体を1基の下部構造とそれが支持する上部構造部分を単位とする構造系に分割して求める。

- (1) 直接基礎またはくい基礎で支持される橋

標記の場合の固有周期は表-4.6により求める。

表-4.6の各式は、直接基礎の基礎底面またはくい基礎のフーチング底面が耐震計算上の地盤面より下方にあり、橋脚躯体部の弾性変形が下部構造全体の変形のうち、主要な変形をなす場合を想定して定めたものである。したがって基礎底面が耐震計算上の地盤面より上にあるときには適用しない。

表-4.5 設計水平震度の補正係数

地盤種別	固有周期 $T$ (sec) に対する $\beta$ の値		
	$\beta = 1.25$ $0.5 \leq T \leq 1.1$	$\beta = 1.40/T$ $1.1 \leq T \leq 2.8$	$\beta = 0.50$ $T \geq 2.8$
1 種	$\beta = 1.25$ $0.5 \leq T \leq 1.1$	$\beta = 1.40/T$ $1.1 \leq T \leq 2.8$	$\beta = 0.50$ $T \geq 2.8$
2 種	$\beta = 1.25$ $0.5 \leq T \leq 1.4$	$\beta = 1.75/T$ $1.4 \leq T \leq 3.5$	$\beta = 0.50$ $T \geq 3.5$
3 種	$\beta = 1.25$ $0.5 \leq T \leq 1.7$	$\beta = 2.10/T$ $1.7 \leq T \leq 4.2$	$\beta = 0.50$ $T \geq 4.2$
4 種	$\beta = 1.25$ $0.5 \leq T \leq 2.0$	$\beta = 2.50/T$ $2.0 \leq T \leq 5.0$	$\beta = 0.50$ $T \geq 5.0$

注：図-4.2 参照

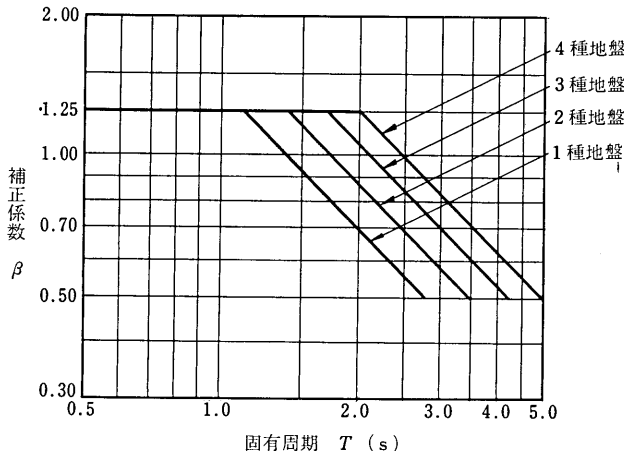
表一 4.6 直接基礎またはくい基礎で支持される橋の固有周期

構造系による分類		方向別	橋脚躯体の構造形式	
			コンクリート構造	鋼構造
1	上部構造が図-4.3の一例に示すように主として連続げた構造で、かつその支承が多くの橋脚で固定支承であるか、もしくは可動支承であっても、「5.2.1可動支承部における移動制限装置」の規定を満足し、さらに図-4.3に示すように両橋台が剛で、しかも少なくとももげたの一端は橋台上の固定支承で連結される場合。	橋軸直角方向	$T = 2\pi \sqrt{\frac{0.3W_p + W_u}{3EIg}} h^3$ <p>..... (4.3)</p>	$T = 2\pi \sqrt{\frac{0.3W_p + W_u}{45EIg}} h^3$ <p>..... (4.4)</p>
		橋軸方向	$T = \frac{\pi}{8} \sqrt{\frac{W_p}{EIg}} h^3$ <p>..... (4.5)</p>	
2	上記以外の構造系：例えば単純げたが連続する場合	橋軸直角方向・橋軸方向	$T = 2\pi \sqrt{\frac{0.3W_p + W_u}{3EIg}} h^3$ <p>..... (4.6)</p>	

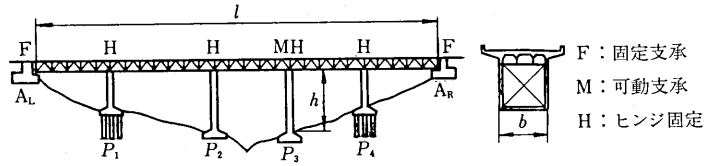
注：上記の記号はつぎのとおりである。

$T$ ：対象とする下部構造と上部構造をひとつの構造系と考えた場合の固有周期 (s)，  
 $W_p$ ：対象とする橋脚躯体の重量(t)， $W_u$ ：対象とする橋脚躯体が支持する上部構造の重量(t)， $E$ ：対象とする橋脚躯体の弾性係数(t/m<sup>2</sup>)， $I$ ：対象とする橋脚躯体の計算方向に用いる平均断面2次モーメント (m<sup>4</sup>)，ただし充腹構造でない場合には平均換算断面2次モーメント(m<sup>4</sup>)， $h$ ：対象とする橋脚躯体の高さ(m)， $g$ ：重力の加速度で9.8 (m/s<sup>2</sup>)

なお、式(4.4)は両橋台の支点間距離と外側主げた間隔の比(図-4.3において***l/b***)が50程度以下の場合に適用する。



図一 4.2 設計水平震度の補正係数 (表一 4.5 の付図)



図一4.3 「構造系による分類1」の例

(2) ケーソン基礎で支持される橋

標記の場合の固有周期は表-4.7 により求める。

表一4.7 ケーソン基礎で支持される橋の固有周期

構造系による分類		方向別	固有周期の算定式
1	表-4.6の1の構造系	橋軸直角方向	式(4.3)または(4.4)と(4.7)のうち、大きいβ値(表-4.5)を与えるもの。
		橋軸方向	式(4.5)による。
2	表-4.6の2の構造系	橋軸直角方向・橋軸方向	式(4.6)と(4.7)のうち、大きいβ値(表-4.5)を与えるもの。

注：

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{(h + \frac{2}{3}D)^2 W_u + (\frac{1}{3}h^2 + \frac{2}{3}hl + \frac{4}{9}l^2)W_p + \frac{l^2}{9}W_c}{g \left\{ K_H \frac{bl^3}{36} + K_S \frac{Al^2}{9} + K_V I \right\}}} \dots\dots\dots (4.7)$$

ここに、

T : 対象とする下部構造と上部構造をひとつの構造系と考えた場合の固有周期 (s)

W<sub>p</sub> : 対象とする橋脚躯体の重量(t)

W<sub>u</sub> : 対象とする橋脚躯体が支持する上部構造の重量(t)

W<sub>c</sub> : 対象とするケーソンの重量(t)

b : 対象とするケーソンの計算する方向に直角な幅(m)

h : 対象とする橋脚躯体の高さ(m)

l : 対象とするケーソンの長さ(m)

A : 対象とするケーソンの底面積(m<sup>2</sup>)

I : 対象とするケーソンの計算する方向に用いる底面の断面2次モーメント (m<sup>4</sup>)

K<sub>H</sub> : ケーソン底面位置での水平方向の地盤反力係数 (t/m<sup>3</sup>)

K<sub>V</sub> : ケーソン底面の鉛直方向の地盤反力係数 (t/m<sup>3</sup>)

K<sub>S</sub> : ケーソン底面の水平方向のせん断ばね係数 (t/m<sup>3</sup>)

g : 重力の加速度で9.8 (m/s<sup>2</sup>)

### 3. 本州四国連絡橋仮設物設計指針

#### 第10条 地震の影響

重要な構造物に対しては地震の影響を考慮しなければならない。地震の影響を考慮する場合は設計水平震度を0.1とし、鉛直震度は考慮しない。地震時動水圧の取扱いは「基準」第11条による。

「基準」第11条：地震の影響については、本州四国連絡橋の耐震設計基準・同解説および道路橋耐震設計指針（日本道路協会）によるものとする。

### 4. 本州四国連絡橋耐震設計基準

#### 2 設計に考慮すべき地震

##### 2.1 設計に考慮すべき地震

設計に考慮すべき地震はつぎのものとする。

比較的遠方の大規模な地震：紀伊半島沖および土佐沖において、100年あたり1～2回の発生を予想されるマグニチュード8程度の規模の地震

##### 2.2 地震動の設計加速度

地震動の設計加速度は架設地点の橋梁下部構造支持地盤上において、180 gal とする。

#### 3 設計計算法の基本方針

##### 3.1 設計計算法

1) 耐震性を考慮して構造物の基本寸法を定めることができない場合は、その基本的耐震設計を応答を考慮した修正震度法で行なう。その結果はさらに動的解析によって検討することを原則とする。

2) 構造物の基本寸法を耐震性を考慮して定めることができる場合には、その寸法に対し応答スペクトルを用いて最大応答を計算する動的解析によって検討し、構造寸法を定める。この場合においても、このようにして定めた構造寸法を直接応答により検証することが望ましい。

#### 4 応答を考慮した修正震度法による設計

##### 4.1 設計の方法

構造物の応答を考慮した修正震度法による設計では4.2に規定する地震力ならびに4.4に規定する事項を同時に考慮するものとする。

##### 4.2 地震力

地震力は設計震度に構造物の重量を乗じて算出する。設計震度は4.3「応答を考慮した設計震度」によるものとする。

##### 4.3 応答を考慮した設計震度

###### 4.3.1 水平方向の基本応答震度

水平方向の基本応答震度は構造物の固有振動周期によって変わるものとし図-1から求める。

具体的な設計への適用にはつぎのように考える。

すなわち、地盤に十分根入れされたり、基礎底面が大きく構造減衰より逸散減衰が卓越すると思われる基礎に

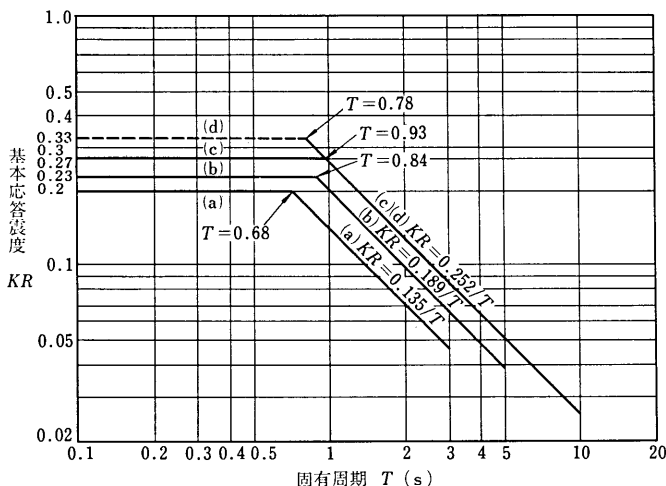


については曲線(a)を使用する。

また、下部構造として、地上への突出高さが大きく、構造減衰が卓越すると思われ、しかも鋼構造を主体とするものについては曲線(c)を使用する。

いずれの分類にも属さない下部構造は、(b)の曲線を用いるのがよい。

吊橋の主塔、吊構造部およびケーブルについては(d)の曲線を使用する。



図一 1 設計に用いる基本応答震度

この曲線を適用する条件は次のとおりである。

- 1) 構造物が第3紀より古い支持層に建設され、第4紀の堆積が全くないか、薄い場合。
- 2) 建設地点で設計上想定する地震加速度が180 gal 前後であること。

#### 4.3.2 鉛直方向の基本応答震度

鉛直方向の基本応答震度は原則として水平方向の1/2とする。

#### 4.3.3 応答を考慮した設計震度

応答を考慮した設計震度は応答が最も卓越する周期に相当する基本応答震度につきの補正を行なって定める。

$$K_D = \mu_1 \cdot \mu_2 \cdot \mu_3 \cdot \mu_4 \cdot \mu_5 \cdot K_R$$

ここに、 $K_D$  : 応答を考慮した設計震度

$K_R$  : 基本応答震度

$\mu_1$  : 地震動の設計加速度が180 gal でないときの補正係数

$\mu_2$  : 高次モードの影響による補正係数

$\mu_3$  : 等分布震度に換算するための補正係数

$\mu_4$  : 地震の作用方向と構造主系部材の運動の方向が直交している場合の補正係数

$\mu_5$  : 経験的事実に基づく補正係数

応答が卓越する周期とは着目した構造主系の部材において最も苛酷な断面力または変位が生ずる周期とする。

この周期は必ずしも基本振動周期と一致しない。

#### 4.4 設計に考慮するその他の事項

##### 4.4.1 構造物の振動および応力におよぼす地盤反力の影響

構造物の振動および応力におよぼす地盤反力の影響の算定にあたっては、地盤反力は構造物と地盤の相対変位に地盤のばね定数を乗じたものとする。

##### 4.4.2 構造物の振動におよぼす周囲の土および水の影響

1) 構造物の振動におよぼす周囲の土の影響のうち、ばね作用および減衰作用は考慮し、土の質量の影響は一般に無視する。

2) また、水の影響は5.5「構造物の振動におよぼす周囲の水の影響」の取扱いにより、振動に対する付加質量として考慮するものとする。

### 5. 動的解析

#### 5.1 解析の方法

構造物の動的解析には、つぎの手法を用いる。

- 1) 5.3に規定する地震の応答加速度スペクトル値をもとにして応答の最大値を計算する。
- 2) 構造物に5.4に規定する地震動が作用するとき、その構造物の応答を計算する。

#### 5.2 動的解析の利用

構造物の耐震設計にあたって、動的解析はつぎの方式が採用される。

- 1) 応答を考慮した修正震度法による設計または、震度法による設計結果を動的解析によって検討する。
- 2) 常時の荷重条件などから別に定めた構造寸法に対し5.1の1)の手法による動的解析を行ない、その結果を用いて構造寸法および断面を決定し、5.1の2)の手法によって検討する。

#### 5.3 動的解析に用いる応答加速度スペクトル

5.1の1)に規定する動的解析には図-2に示す地震動の応答加速度スペクトル曲線を用いる。

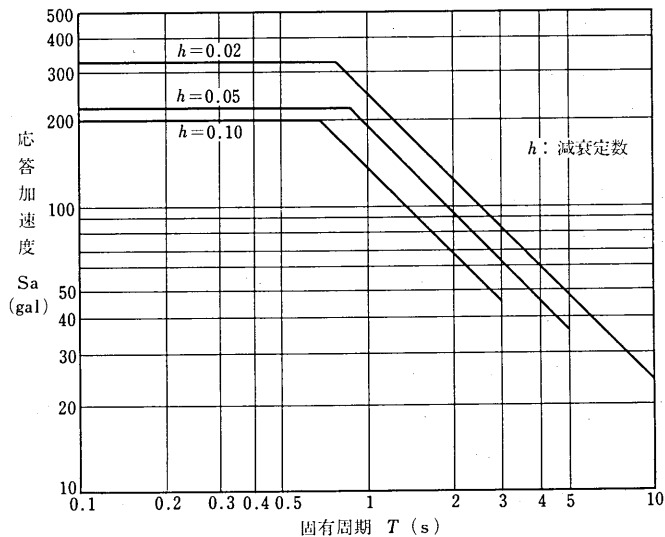


図-2 応答加速度スペクトル曲線  
(地震動の最大加速度が180 gal の場合)

#### 5.4 動的解析に用いる地震動

5.1 の2)に規定する動的解析に用いる地震動としては基礎地盤上においてつぎの2種の地震記録を最大加速度180 gal に縮小または拡大したものを用いる。

- 1) 架橋地点付近で記録された地震記録のうち、代表的なもの。
- 2) 1904年 El Centro における強震記録。

#### 5.5 構造物の振動におよぼす周囲の土の質量の影響

下部構造に対する動的解析を行なうときは、振動におよぼす土の質量の影響を一般に無視してよい。

#### 5.6 構造物の振動におよぼす周囲の水の影響

水中構造物に対する地震時の水の作用は次式により求めた仮想質量が、構造物とともに振動するものとする。

$$M_w x = \alpha, \beta \cdot \frac{\gamma_w}{g} \cdot A \cdot \sqrt[3]{\frac{x}{d}}$$

- 1)  $b/d \leq 2$  の場合

$$\beta = \frac{b}{a} \left(1 - \frac{b}{4d}\right)$$

- 2)  $2 \leq b/d \leq 4$  の場合

$$\beta = \frac{b}{a} \left(0.7 - \frac{b}{10d}\right)$$

ここに、 $M_w x$  : 海面から深さ  $x$ (m)における単位幅当りの仮想質量(付加質量) ( $t \cdot s^2/m^2$ )

$\alpha$  : 運動様式による補正係数

$\beta$  : 基礎の形状による補正係数

$\gamma_w$  : 構造物をとりまく海水の単位重量 ( $t/m^3$ )

$A$  : 構造物の水平断面積 ( $m^2$ )

$g$  : 重力の加速度 ( $m/s^2$ )

$a$  : 地震動に平行の構造物の長さ (m)

$b$  : 地震動に直角方向の構造物の幅 (m)

$d$  : 構造物の位置での水深 (m)

#### 5.7 構造物の振動特性

- 1) 考慮すべき地震動の方向

動的解析における地震動は橋軸方向、直角方向および上下方向のそれぞれを考慮するものとする。

- 2) 固有振動数と基準振動形

動的解析に用いる構造物の固有振動数、およびこれに対応する基準振動形は架設中の必要な諸段階および完成後の状態における構造各部の応答最大値として十分な精度が得られる次数まで考慮する。

- 3) 減衰定数

解析に用いる減衰定数は十分調査して定めるものとする。