

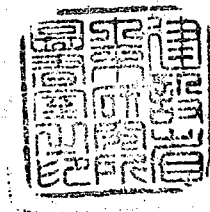
国書用

本州四国連絡架橋調査
試験調査
耐震調査資料 No 5

土木研究所資料

第 142 号

吊橋下部構造の地震荷重について



昭和 41 年 2 月

建設省土木研究所

まえがき

耐震調査資料Ⅱ^{4 3)}では相対的に根入の浅いケーソンの変形特性の一般的傾向および地震荷重ならびに地盤反力の算出に対して基本的な考察を行なった。しかし実際のケーソンに適用した場合に擬似線型弾性領域では、動的変位と動的考慮のもとに求められた荷重による静的な算式による変位の間にかなりの差が見出された。

静的な算式による変位は動的変位の数倍になる場合もあつた。この差は主として擬似線型弾性領域を線型弾性領域として近似した点に起因するものである。したがって本資料ではその矛盾点を解消するために構造物に入射する地震時のエネルギーを考慮して、地震荷重を求めた。

また相対的に根入の深いケーソンを対象としたケーソンの変形特性に対する考察を行ない算式を求めた。

これらはいづれも比較的単純化した力学モデルを対象としているので、実際の構造物における各種の複雑な条件を充分満足するためには更に修正を施していく必要があるであろう。またエネルギーを導入して求めた地震荷重に関しては今後、実測および地震動記録の応答解析によつて検討していく必要がある。

構造橋梁部 橋梁調査室 建設専門官 栗 林 栄 一

研 究 員 岩 崎 敏 夫

目 次

まえがき

1. ケーソンの線型的な地震応答	1
〔1〕地震応答スペクトル	1
(1) 地震応答スペクトル曲線	1
(2) 地震時に構造物に入射するエネルギー	1
〔2〕ケーソンの固有周期	4
(1) 力学モデルの想定	4
(2) 固有周期の計算	6
〔3〕ケーソンの線型応答設計震度	9
2. 非線型性を考慮した相対的に根入れの小さいケーソンの地震応答設計震度	11
〔1〕根入れのないケーソンの静力学的挙動	11
〔2〕ケーソンの地震荷重	15
(1) 附加荷重のない場合	15
(2) 附加荷重および根入れ等のある場合	17
3. 根入れのあるケーソンの変型特性	18
〔1〕ケーソンの力学モデルおよび反力分布の仮定	18
〔2〕ケーソンの傾斜角および変位量の定義	19
〔3〕底面反力の影響を考慮した場合の釣合方程式	19
〔4〕底面反力の影響を省略した場合の解	20
4. 附 録	23
〔1〕ケーソン側面の水および土の附着重量の求め方	23
(1) 水の附着重量	23
(2) 土の附着重量	24
〔2〕ケーソン側面および底面の基礎係数	27
(1) 垂面力による基礎係数	27
(2) 剪断力による基礎係数	28
(3) モーメントによる基礎係数	29
(4) K^1, K^2, K^3, K^4 の求め方	30

[3] ケーソンの固有周期を求める場合のケーソン周面の土のバネの影響および底面のバネの不均一性の影響などの置換法について	35
(1) ケーソン周面の土のバネの効果の置換	35
(2) ケーソン底面部の支持層のバネの不均一性の修正	37
参考文献	38

①

②

③

④

1. ケーソンの線型的な地震応答

(1) 地震応答スペクトル

(1) 地震応答スペクトル曲線

すでに文献(1)で紹介した地盤の加速度が $0.2g$ ($\approx 200 \text{ gal}$) の場合における
加速度応答スペクトル曲線および速度応答スペクトル曲線をそれぞれ Fig. 1 および
Fig. 2 に示してある。

(2) 地震時に構造物に入射するエネルギー

題意についてはすでに文献(2)(3)で紹介したものであるが、その概要はつぎのとおりで
ある。

線型構造物ではその固有ベクトルに直交関係が成り立っており、速度応答値 S_v が
一定であれば、地震時に入射するエネルギーはつぎのようになる。

$$E_s = \frac{1}{2} \frac{W}{g} S_v^2 \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここで

E_s ;	構造物に入射するエネルギー	t.m
W ;	構造物の全重量	t
S_v ;	速度応答値	m/sec
g ;	重力の加速度	m/sec ²

非線型構造物では偽調和振動が地震応答に影響を及ぼすが、実験による実測によ
れば、その影響度は橋梁下部構造ではごく小さいものと推定できるので、この場合の
入射エネルギーは線型構造物の場合とほぼ同じであると考えてよいであろう。

地震時に部材又は地盤等の降伏をともなう構造物では降伏現象によるエネルギーの
逸散が生じ、線型構造物における S_v に相当する量が明らかではない。しかし Housn-
er は降伏現象をともなう構造物でも地震時には S_v の応答が生じ構造物に入射する
エネルギーは(1)式の E_s に等しくなり、その一部分が降伏によつて逸散すると云う考
え方を提案している。

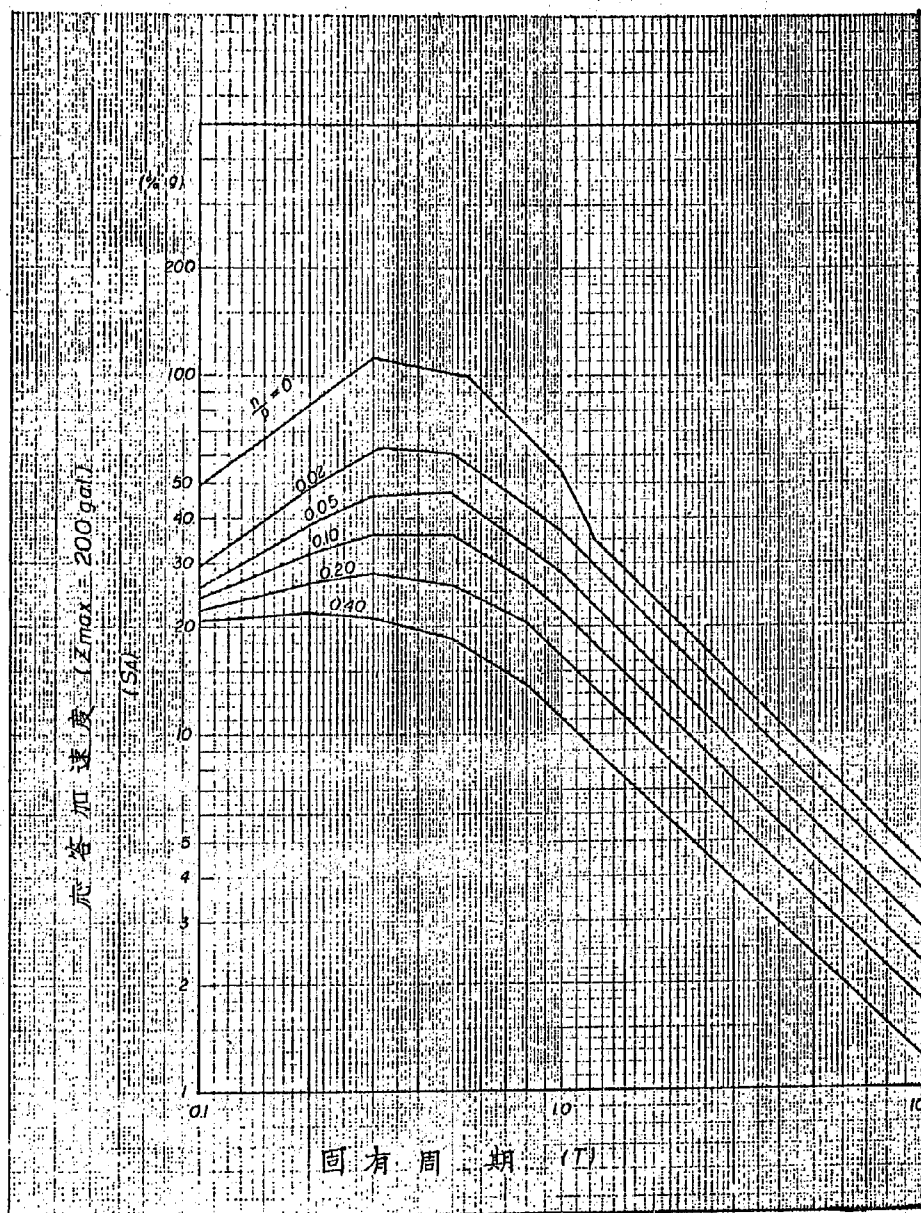


Fig-1

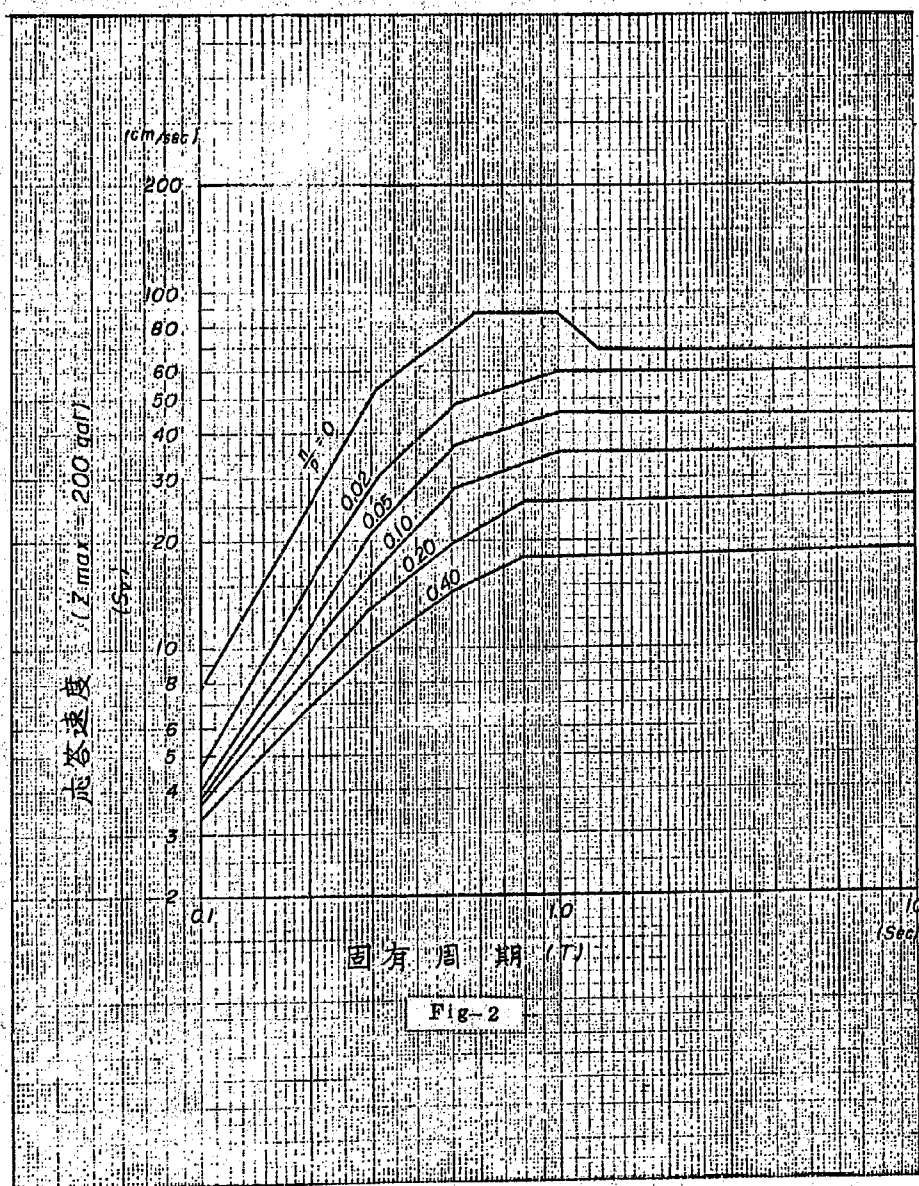


Fig-2

(2) ケーソンの固有周期

ロッキング振動しているケーソンの固有振動周期を求めるために実在のケーソンをそれと等価な系（力学モデル）に置換し、単純化した系に対して先づ二自由度の運動方程式をたて、ロッキング中心が必然的位置にくる仮定を導入して一自由度系としての固有周期を求める。

(1) 力学モデルの想定

(a) 実在のケーソン

一般にケーソンはFig-3-(1)のように側面で土又は軟岩にとりまかれ、底面で堅固な支持層に支持されていると仮定する。

(b) 力学モデル

上記の実在のケーソンに対し、系を単純化するために、まず側面の土又は水を考慮してFig-3-(2)のような質量系に置換する。この質量系は更に重心と底面との距離 h_0 の2倍の高さのケーソンに置換され、この質量系に対してロッキング振動時のケーソン周囲の土又は岩のバネ作用をFig-3-(3)のようなバネ系に置き換える。

Fig-3-(3)の力学モデル系に於ては、その単位体積重量は高さ $2h_0$ の仮想ケーソンに重量の全てが一様に分布しているものと定める。

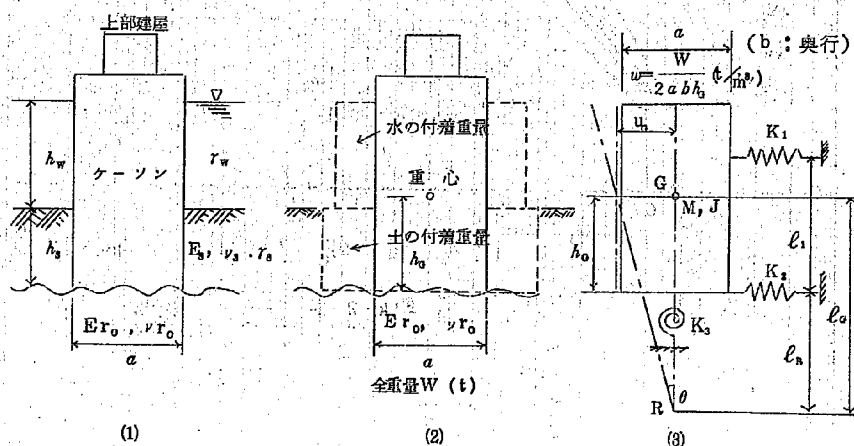


Fig - 3

Fig - 3 における記号の説明をつぎに示す。

- G : 仮想ケーソン重心
 R : ロッキング中心
 h_w : 水深 (m)
 h_s : 根入れ長 (m)
 a : ケーソン巾 (m)
 H : 仮想ケーソン高 (m)
 h_0 : 力学モデル系に於けるケーソン底面から重心までの距離 (m)
 l_1 : k_1 , k_2 バネ間の距離 (m)
 l_R : k_2 バネとロッキング中心間の距離 (m)
 l_0 : ケーソン重心とロッキング中心間の距離 (m)
 u_0 : 仮想ケーソンの重心点の水平変位 (m)
 θ : " 重心に関する回転角 (rad)
 M : " 全質量 ($t \cdot sec^2/m$)
 J : " 重心に関する回転慣性モーメント
 $(t \cdot m \cdot sec^2)$
 γ_w : 水の単位体積重量 (t/m^3)
 γ_s : 土 " ($"$)
 ν_s : 側面の土のポアソン比
 ν_{R0} : 底面の "
 E_s : 側面の土の弾性係数 (t/m^2)
 E_{R0} : 底面の " (t/m^2)
 K_1, K_2 : 横方向バネ常数 (t/m)
 K_3 : 回転バネ常数 ($t \cdot m$)

付着重量の換算法は後で述べる。 K_1, K_2, K_3 では振動時のケーソン側面又は底面のバネ作用が Fig - 4 - (1) の如きバネ系に置き換えられるものとするれば、これらは更に (2) 式で Fig - 4 - (2) のように単純化することができる。

$$\left. \begin{aligned} K_1 &= k_s \cdot h_s \cdot b/2 \quad (t/m) \\ K_2 &= k_s + k_s \cdot h_s \cdot b/2 \quad (t/m) \\ K_3 &= K_R \quad (t \cdot m) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

上式で k_s は側面の土又は底面の岩のバネ作用を表わす係数、 k_n は底面の支持層に於ける剪断バネ係数、 K_n は底面の回転バネ係数である。 k_s 、 k_n 、 K_n の計算法は後章で述べる。又 w 、 M 、 J は次式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} w &= W / 2 h_0 \cdot a b & (t/m^3) \\ M &= W / g & (t \text{ sec}^2 / m) \\ J &= M (a^2 + 4 h_0^2) / 12 & (t m \text{ sec}^2) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(3)$$

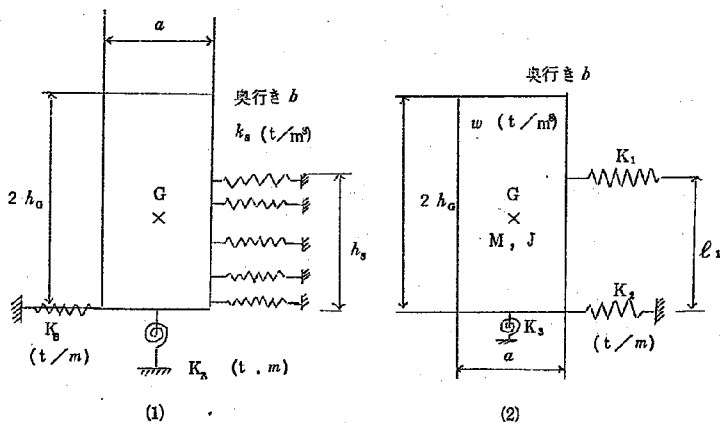


Fig - 4

(2) 固有周期の計算

Fig - 4 - (2) の力学モデルのロッキング振動時の変位はFig - 5 のように表わされる。

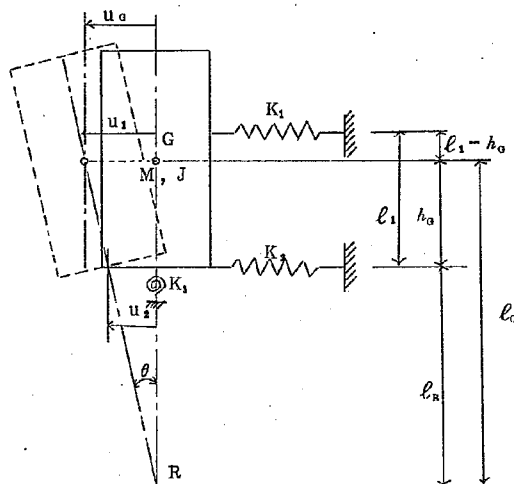


Fig - 5

Fig- 5 より K_1, K_2 の作用点での変位 u_1, u_2 は各々

$$\left. \begin{aligned} u_1 &= u_0 + (l_1 - h_0) \cdot \theta \\ u_2 &= u_0 - h_0 \cdot \theta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4)$$

ここで l_1 は K_1, K_2 の作用点間の距離で、実宜的に $l_1 = h_0$ とする。その場合 K_2 は底面の位置に作用するものとする。

故に力学モデルに対する二自由度の運動方程式は次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} M\ddot{u}_0 + K_1 \cdot u_1 + K_2 \cdot u_2 &= 0 \\ J\ddot{\theta} + K_1 u_1 (l_1 - h_0) + K_2 u_2 h_0 + k_3 \theta &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

上式に $u_0 = l_0 \cdot \theta$ なる仮定を導入すると

$$\left. \begin{aligned} M u_0 \theta + \{ K_1(l_1 + l_n) + K_2 \cdot l_n \} \theta &= 0 \\ J \theta + \{ K_1(l_1 + l_n)(l_1 - h_0) + K_2 l_n h_0 + K_3 \} \theta &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

ここで

$$\theta = \theta_0 \sin \frac{2\pi}{T} \dots\dots\dots (7)$$

とすれば、

(6)、(7)式から簡易化された一自由度のロッキングの固有振動周期を求めることができる。

すなわち

$$T = 2\pi \sqrt{M \cdot l_0 / \{ (K_1 + K_2) l_n + K_1 l_1 \}} \text{ (sec)} \dots\dots\dots (8)$$

但し l_n , l_0 は次の式で求められる値である。

$$\left. \begin{aligned} l_n &= -B / 2A \pm \sqrt{D} / 2A \\ l_0 &= l_n + h_0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9)$$

ここで

$$\left. \begin{aligned} A &= M \{ K_1(l_1 - h_0) + K_2 h_0 \} \\ B &= M \{ K_1(l_1^2 - h_0^2) + K_2 h_0^2 + K_3 \} - J(K_1 + K_2) \\ C &= M \cdot h_0 \{ K_1 l_1 (l_1 - h_0) + K_3 \} - J K_1 l_1 \\ D &= B^2 - 4AC \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (10)$$

さらに系を簡易化して、ロッキング中心をケーソンの底面に固定して考えると Biot の方法で(1)式又は Fig - 6 からロッキング周期を求めることができる。この場合にはケーソン側面のパネの効果は後述する方法で底面のヤング率に置換しておくことが必要である。

$$T = \sqrt{\frac{16\pi}{3g} (1 - \nu_n^2)} \cdot \sqrt{\alpha_1 (4\alpha_1^2 + 1)} \cdot \alpha_2 \text{ (sec)} \dots\dots\dots (11)$$

ここで

$$\alpha_1 = \frac{2 h_0}{a} \quad : \quad \text{ケーソンのタテ・ヨコ比}$$

$$\alpha_2 = \sqrt{\frac{W}{E_n}} \cdot a \quad : \quad \text{スケール・ファクター} \cdot m^{\frac{1}{2}}$$

$$E_n = \text{換算弾性係数} \quad , \quad t/m^2$$

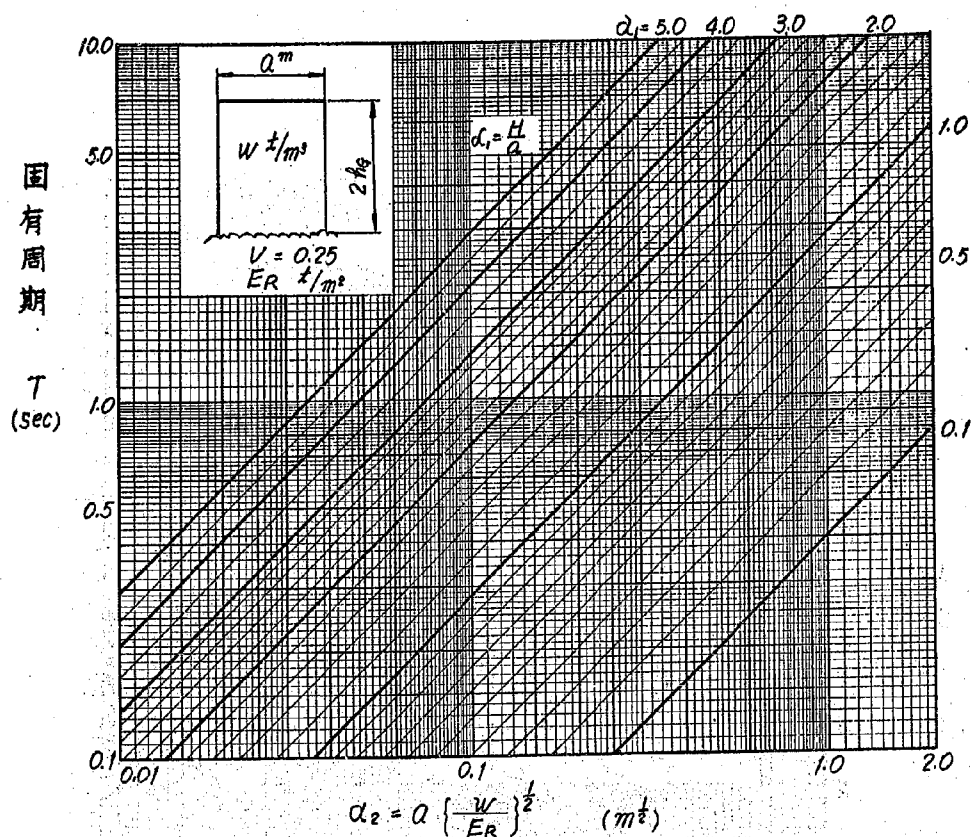
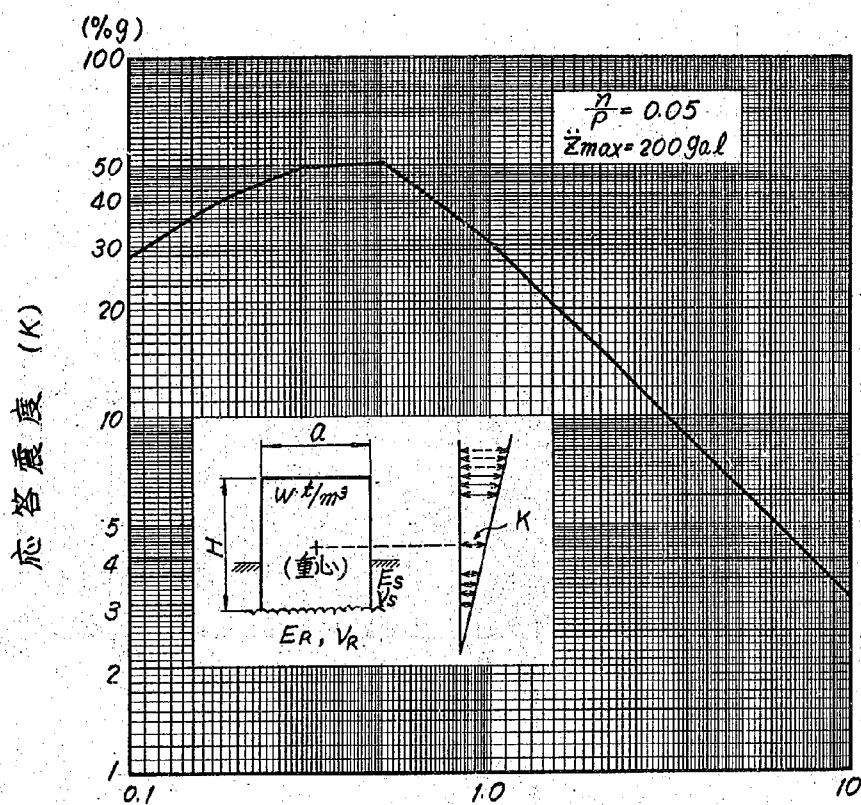


Fig. 6

(3) ケーソンの線型応答設計震度

加速度応答スペクトル曲線からケーソンの固有周期と減衰定数に応じた重心位置での基本応答震度が求められる。変形モードに比例した震度分布を採つた場合には実際の構造物では存在する高次モードの影響1割を加味して、この基本応答震度を1.1倍して重心位置での設計震度とする。

ケーソンの減衰定数は実験結果から判断して5%程度と考えられるので、減衰定数 (n/p) が0.05の場合のケーソンの重心位置での水平方向の設計震度および設計震度の分布をFig. 7に示してある。



固有周期 (T)

Fig. 7

2. 非線型性を考慮した相対的に根入の小さいケーソンの地震応答設計震度

(1) 根入のないケーソンの静力学的挙動

底面が支持地盤と附着して、支持地盤は完全に弾性的である場合には、復元力特性は線型的であり弾性的である。その支持状態は Fig-8 の(1)図に示してある通りであり、この場合の応答震度は、すでに前節で求めたものである。しかし一般にケーソンでは底面における合力の作用点が core 外に出れば、一端は浮き上がり、非線型性を示すものであり、また支持地盤は有限の支持力しか持たぬ故に、非弾性挙動を示すことになる。

Fig-8 に示すように、ケーソン底面(矩形)の図心に作用する鉛直力 V に対する水平力 H の割合を C で表わし、 C を水平力係数とすれば、それらの合力の底面における作用点が core 内にあれば線型である故、これを L で表わし、core 外に出れば非線型である故、これを N で表わし、底面の支持力分布中に降伏した部分が存在すれば、これを Y 、降伏していない場合には、これを E で表わすことにした。

L 、 N と Y 、 E の状態の組み合わせによつて、Fig-8 の(II)、(III)、(IV)図のような外力の作用状態と支持力の分布が考えられる。(ケーソン底面が支持地盤と附着している場合は特に L を $\bar{L}$ で表わした)本節ではこれらの状態すなわち

$$I \quad \bar{L} + E$$

$$II \quad L + Y$$

$$III \quad N + E$$

$$IV \quad N + Y$$

について考察していきたい。

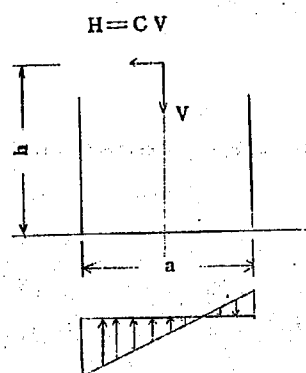
ここで便宜上つぎの二つのパラメーターを定義しておこう。

$$m = \frac{R}{R_0} = \delta C \frac{h}{a} \quad \dots\dots\dots (12)$$

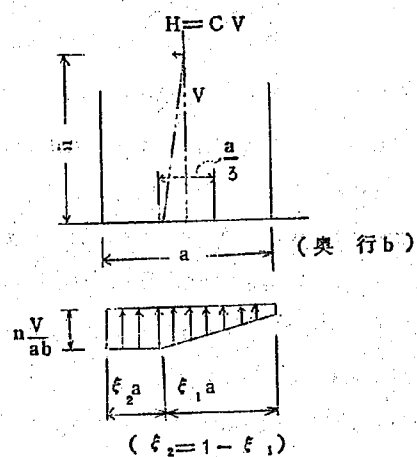
$$\mu_i = \frac{\theta}{\theta_0} \quad (i = I, II, III, IV) \quad \dots\dots\dots (13)$$

ここで

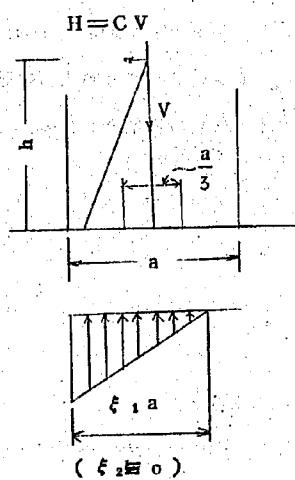
m は合力の作用点が core の周辺上にあつた場合の底面の図心に対するモーメント (R_0) に対する任意のモーメント (R) の割合、



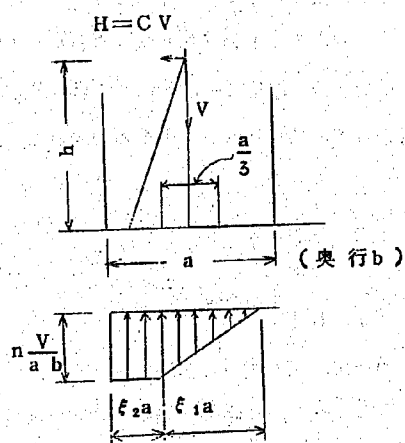
(i) $\bar{L} + E$



(ii) $L + Y$



(iii) $N + E$



(iv) $N + Y$

Fig. 8

Cは水平力係数，

hは水平力の作用点と底面との距離，

aは底面の全幅，

μ_1 は合力の作用点がcoreの周辺上にきた場合にI(L+E)の条件のもとに生ずる底面の傾斜角(θ_0)に対する任意の傾斜角(θ)の割合，

(5)式から明らかとなり，mはC，h，aを与えることによつて決定され，復元力形式には全く関係なく定まる。 μ_1 はmが定まれば，それぞれの状態でのつぎのようになる。

I(L+E)では

$$\mu_1 = m = 6C \frac{h}{a} \dots\dots\dots (14)$$

となる(Fig-9参照)

II(L+Y)では

$$\mu_1 = \frac{n}{2\xi_1} \left\{ 1 - \frac{2}{\xi_1} \left(\frac{1}{n} - 1 + \frac{1}{2}\xi_1 \right) \right\}, \quad 1 \leq n \leq 2.0 \dots\dots\dots (15)$$

とて

$$\xi_1 = \frac{1}{2(n-1)} (3n-3-m) = \frac{1}{2(n-1)} (3n-3-6C\frac{h}{a}) \leq 1, \quad (15-1)$$

参考までに $\xi_2 = 1 - \xi_1 = \frac{1}{2(n-1)} (1-n+6C\frac{h}{a}) \leq 1, \quad (15-2)$

ξ_1 は底面幅aに対する弾性的な部分の割合， ξ_2 は降伏した部分の割合である。

またnは鉛直力Vによる平均応力に対する降伏支持力の倍率である。この場合，n

は1より小さくては不安定となり， $n > 1$ では μ_1 が大きくなるに従つてIVの状態に移行する。(Fig-9参照)

(2) ケーソンの地震荷重

(1) 附加荷重のない場合

地震時にケーソンに入射する可能性があるエネルギーの大きさからケーソンの設計震度を求める。

入射エネルギーの大きさは、(1)式に表わされているように $E_e = \frac{1}{2} S_0^2 \frac{W}{g}$ である。
一方ケーソンの荷重～変位特性から得られるエネルギーの大きさは

$$E_c = C_0 V U_0 \int_0^{\bar{\mu}} \mu d\mu = \frac{1}{6} \frac{a}{h_0} \cdot V \cdot U_0 I(\bar{\mu}) \dots \dots \dots (19)$$

ここで

E_c ; ケーソンに入射しうるエネルギー (t · m)

C_0 ; $\mu = 1$ ($m = 1$) に相当する水平力係数 C の値

V ; ケーソン底面での有効鉛直力 (t)

U_0 ; $\mu = 1$ ($m = 1$) におけるケーソンの変位 (m)

$$U_0 = \frac{1}{4\pi^2} \cdot \frac{a}{6h_0} \cdot g \cdot T^2 = \frac{1}{24\pi^2} \cdot \frac{a}{h_0} \cdot g \cdot T^2 \dots \dots \dots (20)$$

g ; 重力の加速度 (9.8 m/sec²)

T ; ケーソンの固有周期 (sec)

a ; ケーソンの振幅 (m)

h_0 ; ケーソンの重心点から底面までの距離 (m)

$m = 6C \frac{h_0}{a}$; 荷重パラメーター

μ ; 変位パラメーター ($\mu_I, \mu_{II}, \mu_{III}, \mu_{IV}$)

$\bar{\mu}$; μ に関する積分の上限

$$I(\bar{\mu}) = \int_0^{\bar{\mu}} \mu d\mu$$

E_c と E_e が等しくなるような $I(\bar{\mu})$ を求め、それから m が求まれば、水平力係数 C が求まり、設計震度 K はつぎのようになる。

$$K = \frac{C V}{W} = \frac{m}{6} \cdot \frac{a}{h_0} \cdot \frac{V}{W} \dots \dots \dots (21)$$

ここで m は (19) 式の $I(\bar{\mu})$ が m の関数として求まれば決定できる。まず $I(\bar{\mu})$ は

$n \leq 2$ の場合には一般につきの三区間に分けて積分を行なわなければならない。

$0 \leq m \leq 1$ では

$$I(\bar{\mu})_1 = m^2 / 2 \quad \dots\dots\dots (22-1)$$

$1 \leq m \leq 3 - \frac{4}{n}$ では

$$I(\bar{\mu})_2 = \frac{3}{2} - \frac{8}{3-m} + \frac{12}{(3-m)^2} \quad \dots\dots\dots (22-2)$$

$3 - \frac{4}{n} \leq m \leq 3$ では

$$I(\bar{\mu})_3 = \frac{3}{2}(1-n) + \frac{3n(n-1)}{4\sqrt{3(n-1)-nm}} + \frac{n}{4}\sqrt{3(n-1)-nm} \quad \dots\dots\dots (22-3)$$

$$\therefore I(\bar{\mu}) = I(\bar{\mu})_1 + I(\bar{\mu})_2 + I(\bar{\mu})_3 \quad \dots\dots\dots (22)$$

$n = 2$ の場合には

$0 \leq m \leq 1$ では

$$I(\bar{\mu})_1 = m^2 / 2 \quad \dots\dots\dots (23-1)$$

$1 \leq m \leq 3$ では

$$I(\bar{\mu})_2 = \frac{3n^2}{8\sqrt{3(n-1)-nm}} + \frac{4}{3n^2}\sqrt{3(n-1)-nm} - 2 \quad \dots\dots\dots (23-2)$$

$$\therefore I(\bar{\mu}) = I(\bar{\mu})_1 + I(\bar{\mu})_2 \quad \dots\dots\dots (23)$$

$1 \leq n \leq 2$ の場合には

$0 \leq m \leq n-1$ では

$$I(\bar{\mu})_1 = m^2 / 2 \quad \dots\dots\dots (24-1)$$

$n-1 \leq m \leq m_{II}, IV$

$$I(\bar{\mu})_2 = \frac{9}{2}(n-1)^2 - \frac{8(n-1)^3}{3(n-1)-m} + \frac{12(n-1)^4}{\{3(n-1)-m\}^2} \quad \dots\dots\dots (24-2)$$

$m_{II}, IV \leq m \leq 3$ では

$$I(\bar{\mu})_3 = \frac{3}{2}(n-1)^2 + \frac{3n(n-1)}{4\sqrt{3(n-1)-nm}} + \frac{n}{4}\sqrt{3(n-1)-nm} + \frac{4(n-1)^3}{\{3(n-1)-m_{II}, IV\}^2}$$

$$\dots\dots\dots (24-3)$$

(24-2), (24-3) 式で m_{II}, IV は状態 II (L, Y) から IV (N, Y) に移行する座標上の m の値でつぎの式から求められる。表現の便宜上 $m_{II}, IV = m$ で表わすことにする。

$$n^4 \bar{m}^4 - 12(n-1)n^4 \bar{m}^3 + 54(n-1)^2 n^4 \bar{m}^2 + (n-1)^3 n \{256(n-1)^2 - 108n^3\} \bar{m} + (n-1)^4 \{81n^4 - 768(n-1)^3\} = 0 \quad \dots\dots\dots (24-4)$$

よつて

$$I(\bar{m}) = I(\bar{m})_1 + I(\bar{m})_4 + I(\bar{m})_5 \quad \dots\dots\dots (24)$$

一万 $I(\bar{m})$ は $E_s = E_c$ なる条件から

$$I(\bar{m}) = 7.2 \pi^2 \frac{S_v^2}{g^2 T^2} \cdot \frac{h_0^2}{a^2} \cdot \frac{W}{V} \quad \dots\dots\dots (25)$$

ここで S_v の大きさはケーソンの場合、減衰定数 $n/p = 0.05$ として、 0.46 m/sec にとる。

したがつて (25) と (22)、(23)、(24) 式を等しいとおけば m が求まる。ただし積分の区間についてはフィード・バックして検算しなければならない。

(2) 附加荷重および根入れ等のある場合

ケーソン自身の地震荷重の外に附加荷重がある場合には近似的に附加荷重を単純に加算する方法によつてもよい。

根入れがある場合にはフィード・バックして根入れによる前面の抵抗を求めていくのが望ましいが、近似的には、 n の値をつぎのように修正して設計震度を求めてもよい。

$$n' = \frac{E_n}{E_{n0}} n \quad \dots\dots\dots (26)$$

ここで n' : 修正された n の値

E_n : 修正された底面の地盤のヤング率

E_{n0} : 本米の底面の地盤のヤング率

n : 本米の n の値

3. 根入のあるケーソンの変型特性

(1) ケーソンの力学モデルおよび反力分布の仮定

Fig. 10 (a) に示すケーソンについて考える。重心点Gに作用する水平力Hによる地盤反力分布を同図 (b) および (c) の如く仮定する。即ち

側面土圧 $p(x)$ は $x=0 \sim d_0$ では受動土圧に等しく、 $x=d_0 \sim d$ では $x=d_0$ で受動土圧、 $x=d$ で p_0 となる2本の直線で表わされるものとする。

$$0 \leq x \leq d_0 \quad \text{で} \quad p(x) = qx$$

$$d_0 \leq x \leq d \quad \text{で} \quad p(x) = \frac{p_0(x-d_0) + p_0(d-x)}{d-d_0} \quad \dots\dots\dots (27)$$

$$\text{ここに} \quad q = cr$$

c = 受動土圧係数

r = 土の単位体積重量

$$\bar{p}_0 = qd_0$$

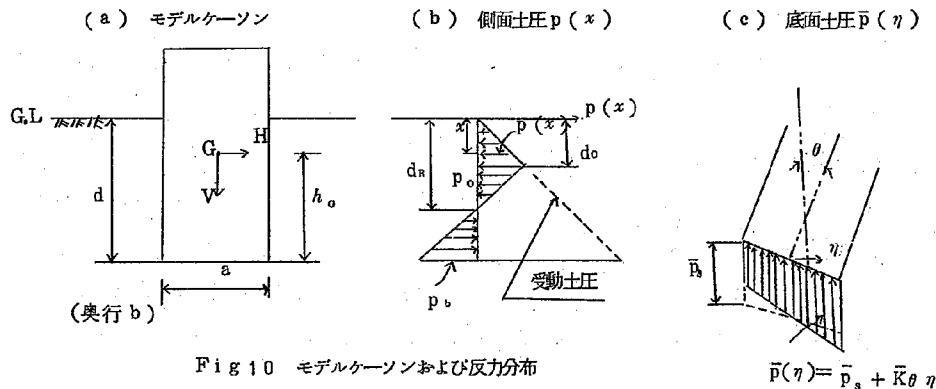


Fig 10 モデルケーソンおよび反力分布

底面土圧 $\bar{p}(\eta)$ はケーソン底面の地盤を弾性的 (その地盤バネ係数を K とする) と仮定すると

$$\bar{p}(\eta) = \bar{p}_0 + K\theta\eta$$

ここに $\bar{p}_0$ は常時の土圧、 θ はケーソンの傾斜角である。水平外力Hのみによる土圧 p_s は

$$\begin{aligned} \bar{p}_s &= \bar{p}(\eta) - \bar{p}_0 \\ &= K\theta\eta \quad \dots\dots\dots (28) \end{aligned}$$

で与えられる。

(2) ケーソンの傾斜角および変位量の定義

ケーソン側面の地盤係数を k とおくと、
ケーソンの傾斜角 θ ，地表面からロツキング中
心までの距離 d_n ，地表面変位 δ_r ，重心点変
位 δ_o はそれぞれ次式で表わされる。

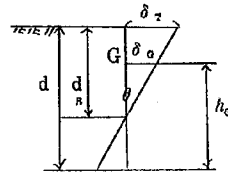


Fig 11 ケーソンの変形

$$\theta = \frac{p_o - p_s}{k(d - d_o)} \quad \dots\dots\dots (29)$$

$$d_n = \frac{p_o - p_s}{p_o - p_s} \frac{d_o}{d} \quad \dots\dots\dots (30)$$

$$\delta_r = \alpha_n \theta \quad \dots\dots\dots (31)$$

$$\delta_o = (\alpha_n + h_o - d) \theta \quad \dots\dots\dots (32)$$

(3) 底面反力の影響を考慮した場合の釣合の方程式

(1) に示した仮定の基に力の釣合式をたて、 d_o ， p_o を求める。

Fig 10 について

水平力の釣合から

$$H = b \int_0^d p(x) dx \quad \dots\dots\dots (33)$$

ケーソン底面中央点でのモーメントの釣合から

$$H h_o = b \int_0^d p(x) (d-x) dx + b \int_{-\frac{a}{2}}^{\frac{a}{2}} \bar{p}_s \eta d\eta \quad (34)$$

(33) 式から

$$p_o = \frac{2H}{b - q d d_o} \quad \dots\dots\dots (35)$$

(34)，(35) 式から

$$\left. \begin{aligned} 6(H h_o - \bar{M}) &= (b q d^2 - 2H) d_o + 2H \alpha \\ \text{但し } \bar{M} &= b \int_{-\frac{a}{2}}^{\frac{a}{2}} \eta \alpha \eta = \frac{b a^3}{12} \frac{k}{k} \theta \\ &= \frac{b a^3}{12} \frac{k}{k} \frac{2q d d_o - q d_o^2 - \frac{2H}{b}}{(d - d_o)^2} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (36)$$

(36) 式から d_o を求める次式が得られる。

$$\begin{aligned} (q b d^2 - 2H) d_o^3 - (6H \alpha - 6H h_o - 2q b d^3 - \frac{q b a^3}{2} \frac{k}{k}) d_o^2 \\ + (q b d^4 - 6H d^2 + 12H d h_o + q b a^3 d \frac{k}{k}) d_o + 2H d^2 (d - 3h_o) \\ - H a^3 \frac{k}{k} = 0 \quad \dots\dots\dots (37) \end{aligned}$$

この式から d_o が求まると (35) 式から p_o が得られ (29) ~ (32) からケーソンの傾斜角および変位量が得られる。

(4) 底面反力の影響を省略した場合の解

特殊な場合として、底面の影響を省略した、ケーソンについて考える。

(36)式において $\bar{m}=0$ において d_0 を求めると

$$d_0 = \frac{2H(3h_0 - d)}{qbd^2 - 2H}$$

ここで $Y = \frac{2H}{qbd^2}$ $\epsilon = \frac{h_0}{d}$ とおくと

$$d_0 = \frac{Y(3\epsilon - 1)}{1 - Y} d \quad \dots\dots\dots (38)$$

これを(34)に代入すると

$$p_b = \frac{(2 - 3\epsilon)Y}{1 - 3\epsilon Y} Y \cdot qd \quad \dots\dots\dots (39)$$

(38), (39)両式を(29)~(32)式に代入すると

$$\theta = \frac{-3(1 - 2\epsilon) + 3(1 - 3\epsilon^2)Y - Y^2}{(1 - 3\epsilon Y)^2} Y \cdot \frac{q}{k} \quad \dots\dots\dots (40)$$

$$d_n = \frac{(3\epsilon - 1)(1 - Y)^2}{-3(1 - 2\epsilon) + 3(1 - 3\epsilon^2)Y - Y^2} \cdot d \quad \dots\dots\dots (41)$$

$$\delta_r = \frac{(3\epsilon - 1)(1 - Y)^2}{(1 - 3\epsilon Y)^2} Y \cdot \frac{qd}{k} \quad \dots\dots\dots (42)$$

および

$$\delta_a = \frac{2(1 - 3\epsilon + 3\epsilon^2) - (9\epsilon^3 - 9\epsilon^2 + 3\epsilon + 1)Y + 2\epsilon Y^2}{(1 - 3\epsilon Y)^2} Y \cdot \frac{qd}{k} \quad (43)$$

が得られる。 θ および δ_0 を $\epsilon = 0.5, 1.0, 1.5$ についてグラフに示したのが

Fig 12-(1) および Fig 12-(2) である。

Fig. 12 (1) Y-Q 曲線

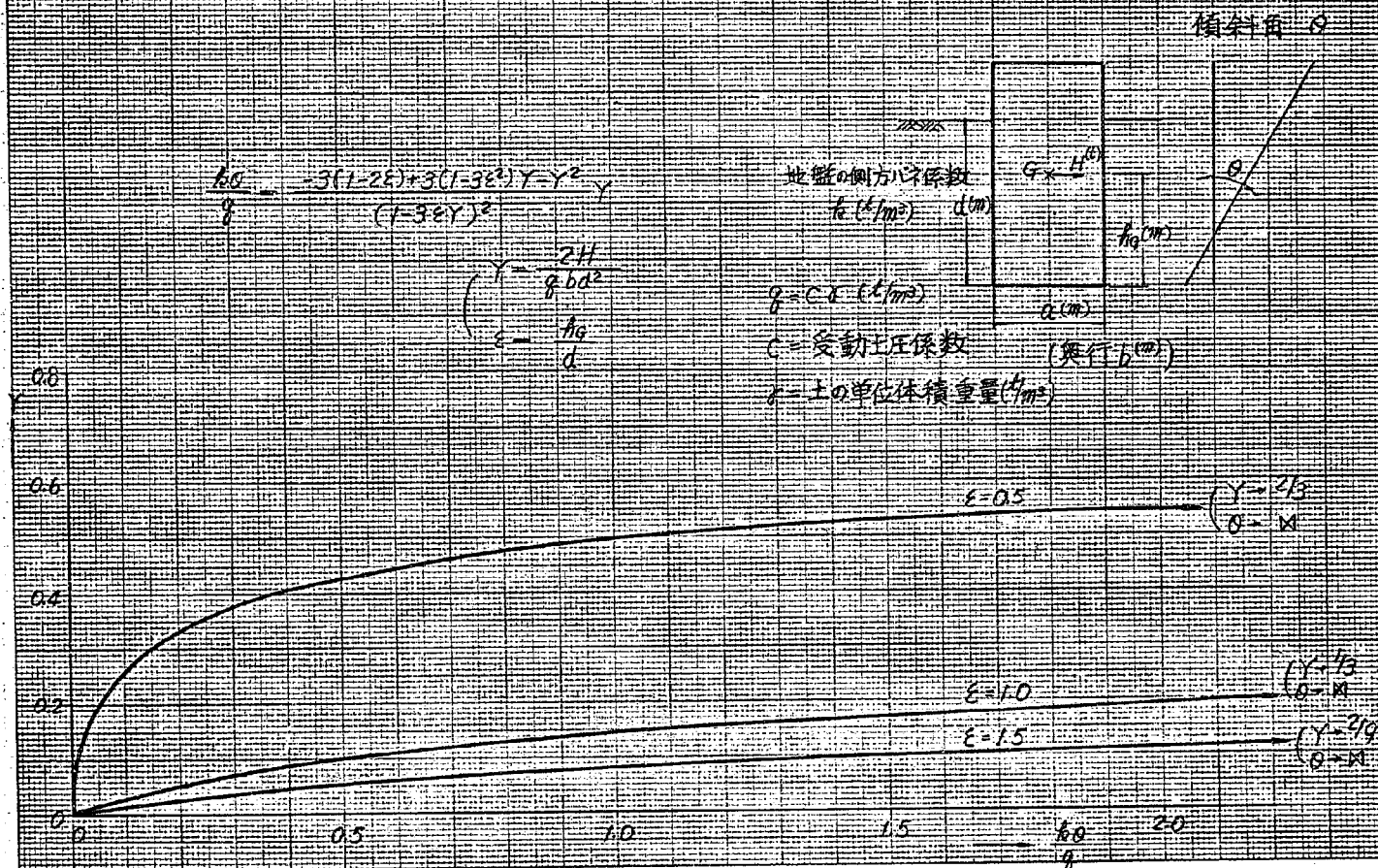
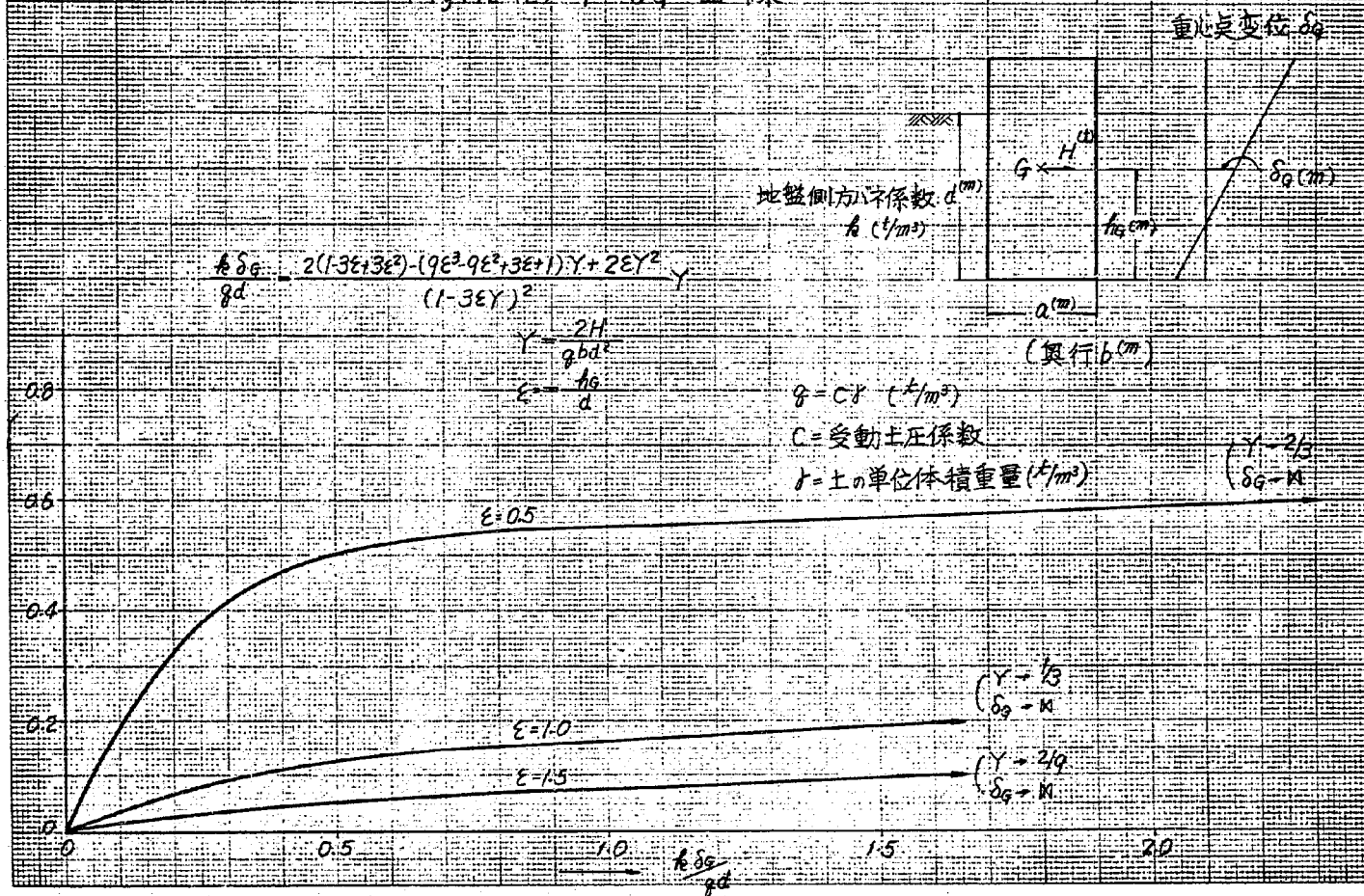


Fig. 12 (2) $Y-\delta_g$ 曲線



4 附 録

(1) ケーソン側面の水および土の附着重量の求め方

本州四国連絡架橋耐震設計指針案⁵⁾(土木学会)によれば、水の附着重量は地震時の水圧の大きさに等しく採り、土の附着重量はケーソン前後面のそれぞれ半円柱の土の重量とするとしている。

(1) 水の附着重量 (Fig. 13 参 照)

〔Westergaard の式〕

$$\text{水圧} \quad \Delta P = \frac{7}{8} K_h \cdot r_w \cdot \sqrt{h_w y} \quad t/m^2 \quad (\text{片側当り})$$

ここで K_h : 地震の水平震度 (0.2)

r_w : 水の単位体積重量, t/m^3

h_w : 水深, m

y : 水面からの深度, m

附着重量

$$P = \frac{7}{8} K_h r_w b h_w^2 \quad (\text{両側当り}), \quad t \quad (a)$$

ここで b : ケーソンの前面最大巾, m

作用点

$$h_{w0} = \frac{3}{5} h_w, \quad m \quad (b)$$

〔土木学会・指針案、後藤・土岐の式〕

$$\text{水圧} \quad \Delta P = \alpha \cdot K_h \cdot r_w \cdot A \cdot \frac{b}{a} \left(1 - \frac{b}{4h_w}\right) \sqrt[3]{\frac{y}{h_w}} \quad (\text{両側当り}) \quad t/m^2$$

α : 運動方程式による補正係数

A : ケーソンの断面積, m^2

a : 地震に平行方向のケーソンの幅, m

他は前式と同じ。 α は通常1とする。

附着重量

$$\begin{aligned} P &= \alpha K_h r_w b^2 h_w \frac{3}{4} \left(1 - \frac{b}{4h_w}\right) \\ &= K_h r_w b h_w^2 \left\{ \alpha \frac{3}{4} \left(\frac{b}{h_w} - \frac{b^2}{4h_w}\right) \right\} \quad (\text{両側当り}), \quad t \quad (c) \end{aligned}$$

作用点

$$h_{w0} = \frac{4}{7} h_w, \quad m \quad (d)$$

式 (c) は $\frac{b}{4h_w} < \frac{1}{2}$ で用いることが推奨される。

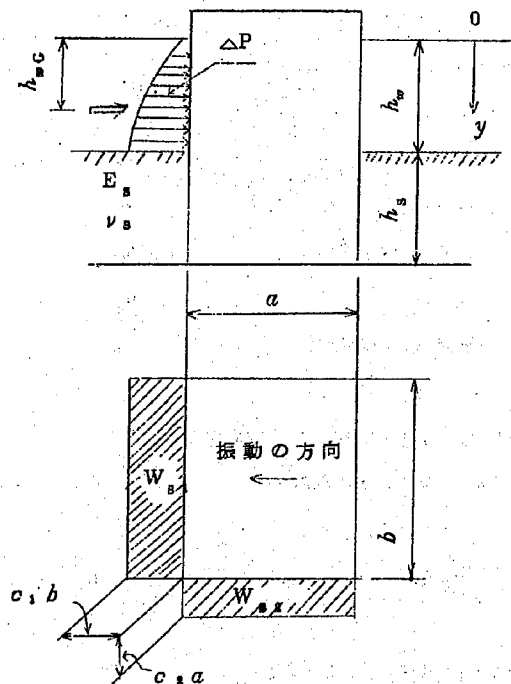


Fig - 13

(2) 土の附着重量 (Fig. 13 参照)

土の附着重量はケーソン前・後面ならび、両側面の土に対して考えることができる。
これを求めるに当つての仮定はつぎのとおりである。

- 土には地盤反力係数 (t/m^2) が存在する。

- ・ 地盤反力係数は、土の弾性係数 (t/m^2) と有効な層の厚さによつても決まるものとする。
- ・ 有効な層の表面 (ケーソンの前面又は側面に接する部分) に変位が生じた場合には、その変位は表面からの垂直距離に比例して漸減し、層端部では零になる。
- ・ したがつて附着重量としての有効分は層厚の半分の土の重量を採ればよいことになる。

〔前面の土の附着重量〕

$$W_{s1} = \frac{1}{2} \gamma_s b h_s \frac{E_s}{K_{s1}} \quad (\text{片側当り}), \quad t \quad (e)$$

ここで W_{s1} : 前面の土の附着重量 , t

γ_s : 土の単位体積重量 , t/m^3

b : ケーソンの前面幅 , m

h_s : 土覆りの大きさ , m

E_s : 土の弾性係数 , t/m^2

K_{s1} : 土の地盤反力係数 , t/m^3

K_{s1} は E_s に比例する値であるから、結局 E_s/K_{s1} は、ケーソンと土との接面の形状と寸法のみ支配されることになる。すなわち

$$\frac{E_s}{K_{s1}} = C_1 \cdot b \quad , \quad m \quad (f)$$

$$\text{よつて } W_{s1} = \frac{1}{2} \gamma_s b^2 h_s C_1 \quad (\text{片側当り}), \quad m \quad (g)$$

同様に側面の土の附着重量も求めることができる。

〔側面の土の附着重量〕

$$W_{s2} = \frac{1}{2} \gamma_s a h_s \frac{E_s}{2(1+\nu_s)} \cdot \frac{1}{K_{s2}}$$

$$= \frac{1}{2} \gamma_s a^2 h_s \cdot C_2 \quad (\text{片側当り}), \quad m \quad (h)$$

$$\text{ここで } C_2 = \frac{E_s}{2(1+\nu_s)} \cdot \frac{1}{K_{s2}} \cdot \frac{1}{a} \quad (i)$$

〔 C_1 , C_2 の値および附着重量の採り方について〕

K_{s1} , K_{s2} については後述するが、結果を先づ示そう。

Fig-14.c $h_g/b \sim C_1$, $h_g/a \sim C_2$ の関係曲線を示してある。半円柱式（すなわち指針案の片側当り）によれば、 C_1 は 0.786 になる。しかるに質量一バネ系として静的に算出され C_1 は、 h_g/b によつて可成り広い範囲の値を示し、 h_g/b が小なる程 C_1 も又小さくなる。半円柱式と同値になるのは $h_g/b = 0.8$ の附近である。 C_2 も又 C_1 と同様な傾向を示しているが、その値は C_1 の半分に達しない。

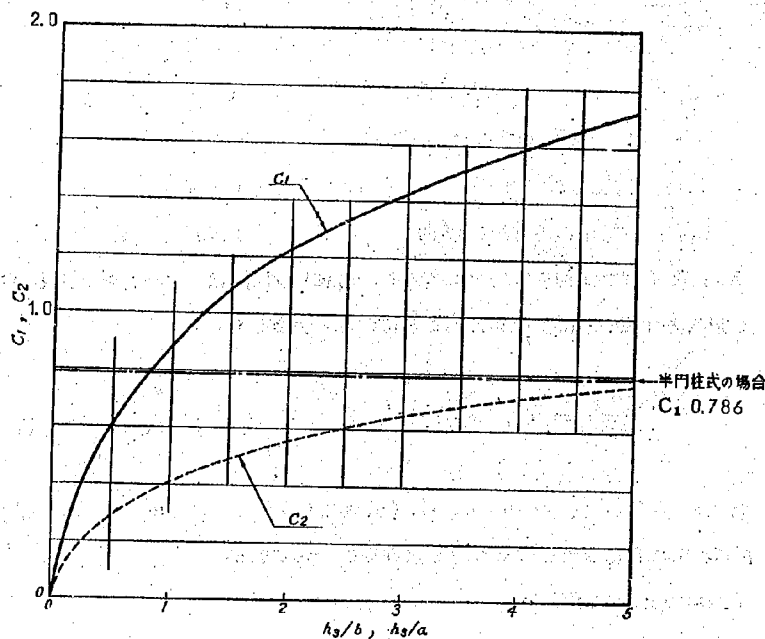


Fig- 14

ケーソンに大きな変位が、地震時に生じたとすれば、側面の土および背面の土が附着してケーソンの運動に追随すると考えられないので、ケーソン当りの土の附着重量は前面の土の附着重量 W_{s1} に採つておくことが妥当なところではなからうか。

② ケーソン側面および底面の基礎地盤係数

ケーソンと周辺の土または岩との接面では、半無限弾性体上でその接触面の大きさの部分で接触しているものと仮定する。さらに接触面では応力の分布が与えられ、変位は拘束されないものとする。

F. Vogt は後者の仮定に基づいて、直応力、剪断応力、モーメントによる逆対称三角分布の直応力などによる平均変位を求めた。⁶⁾

したがって、剛板による載荷の場合でも、基礎係数を論ずる場合には、このVogtの計算式を用いても差し支えないであろう。

(1) 垂面力による基礎係数

$$\Delta K_{s1} = b \cdot k_{s1} \quad (\text{一面の単位幅当り}) \quad t/m^2 \quad (a)$$

ここで

$$k_{s1} = \frac{1}{\beta'_b b} \quad t/m^2 \quad (b)$$

$$\beta'_b = \frac{k_2}{E_s} \quad m^2/t \quad (c)$$

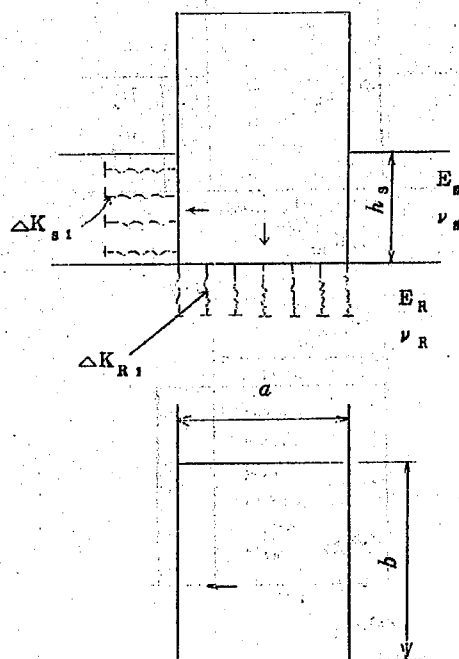


Fig 15

ΔK_{R1} は サフイツクス S を R に変更すればよい。

k_2 はタテ、ヨコ比 $\varphi = h_s / b$, ν_s または $\varphi = a / b$, ν_R から定まる。(後述)

(2) 剪断力による基礎係数 (Fig 16 参 照)

$$\Delta K_{S2} = b k_{S2} \quad (\text{一面の単位幅当り}) \quad , \quad t / m^2 \quad (d)$$

ここで

$$k_{S2} = \frac{1}{r_b^1 a} \quad t / m^2 \quad (e)$$

$$r_b^1 = \frac{k_s}{E_s} \quad m^2 / t \quad (f)$$

ΔK_{R2} は サフイツクス S を R に変更すればよい。

k_2 はタテ、ヨコ比 $\varphi = h_s / a$, ν_s または $\varphi = b / a$, ν_R から定まる。(後述)

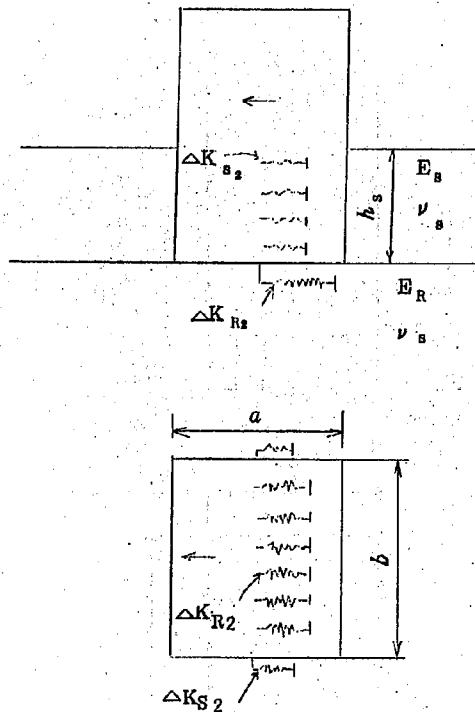


Fig 16

(3) モーメントによる基礎係数 (Fig. 17 参照)

$$\Delta K_s = \frac{1}{\alpha'_{ab}} + \frac{2}{\alpha'_b} + \frac{2}{\delta'_a} \cdot \frac{a}{b} \quad (\text{一ゲージソンの単位幅当り}), \text{ tm/m} \quad (g)$$

ここで

$$\alpha'_{ab} = k_1 / E_n a^2, \quad 1/t \quad (h)$$

$$\alpha'_b = k_1 / E_s h_s^2, \quad 1/t \quad (i)$$

$$\delta'_a = k_4 / E_s h_s^2, \quad 1/t \quad (j)$$

(h) 式では k_1 は $\vartheta = b/a$, ν_n から, (i) 式では k_1 は $\vartheta = b/h_s$, ν_s から, k_4 は $\vartheta = a/h_s$, ν_s から定まる。(後述)

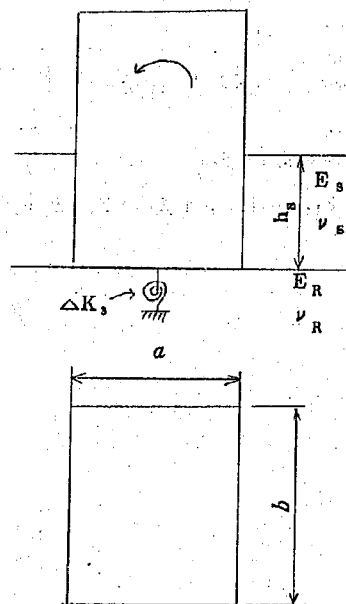


Fig 17.

(4) k_1, k_2, k_3, k_4 の求め方

$$k_1 = \frac{2.4}{\pi} (1 - \nu^2) \left\{ \frac{\sqrt{1+\vartheta^2} (3 - 14\vartheta^2 - 2\vartheta^4) + 15\vartheta^3 + 2\vartheta^5 - 3}{15\vartheta} + \vartheta \log \frac{1 + \sqrt{1+\vartheta^2}}{\vartheta} \right\} \quad (k)$$

$$k_2 = \frac{2}{\pi} (1 - \nu^2) \left\{ \log(\vartheta + \sqrt{1+\vartheta^2}) + \vartheta \log \frac{1 + \sqrt{1+\vartheta^2}}{\vartheta} - \frac{(\sqrt{1+\vartheta^2})^3 - 1 - \vartheta^3}{3\vartheta} \right\} \quad (l)$$

$$k_3 = \frac{2}{\pi} (1 - \nu^2) \left\{ \log(\vartheta + \sqrt{1+\vartheta^2}) + \vartheta \log \frac{1 + \sqrt{1+\vartheta^2}}{\vartheta} - \frac{(\sqrt{1+\vartheta^2})^3 - 1 - \vartheta^3}{3\vartheta} \right. \\ \left. + (\nu + \nu^2) \left\{ \vartheta \log \frac{1 + \sqrt{1+\vartheta^2}}{\vartheta} - \frac{\sqrt{1+\vartheta^2} (2\vartheta^2 - 1) - 2\vartheta^3 + 1}{3\vartheta} \right\} \right\} \dots \dots \dots (m)$$

$$k_4 = \frac{1}{5\pi} \left\{ \left(90 - \frac{24}{\pi} + \frac{5}{\vartheta^2} - \frac{3}{8\vartheta^4} + \frac{9}{112\vartheta^6} \right) + \nu \cdot \left(90 - \frac{48}{\vartheta} + \frac{15}{\vartheta^2} - \frac{15}{8\vartheta^4} - \frac{63}{112\vartheta^6} \right) \right. \\ \left. - \nu^2 \left(\frac{24}{\vartheta} - \frac{10}{\vartheta^2} + \frac{12}{8\vartheta^4} - \frac{54}{112\vartheta^6} \right) \right\} \dots \dots \dots (n)$$

ここで ϑ は載荷面のタテ、ヨコ比である。

これらをグラフ化したものが Fig. 18, 19, 20, 21 に示してある線図である⁷⁾

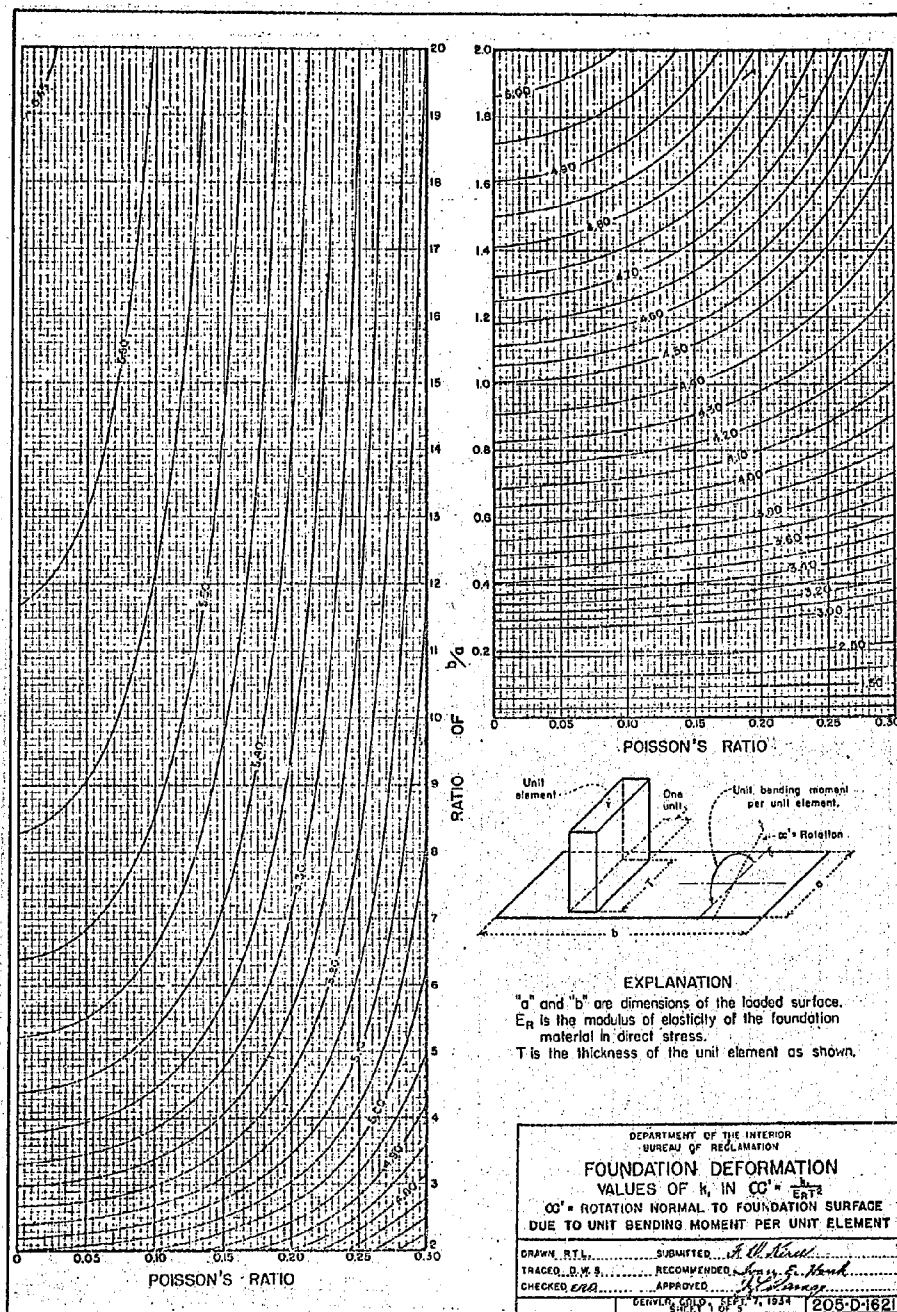


Fig- 18

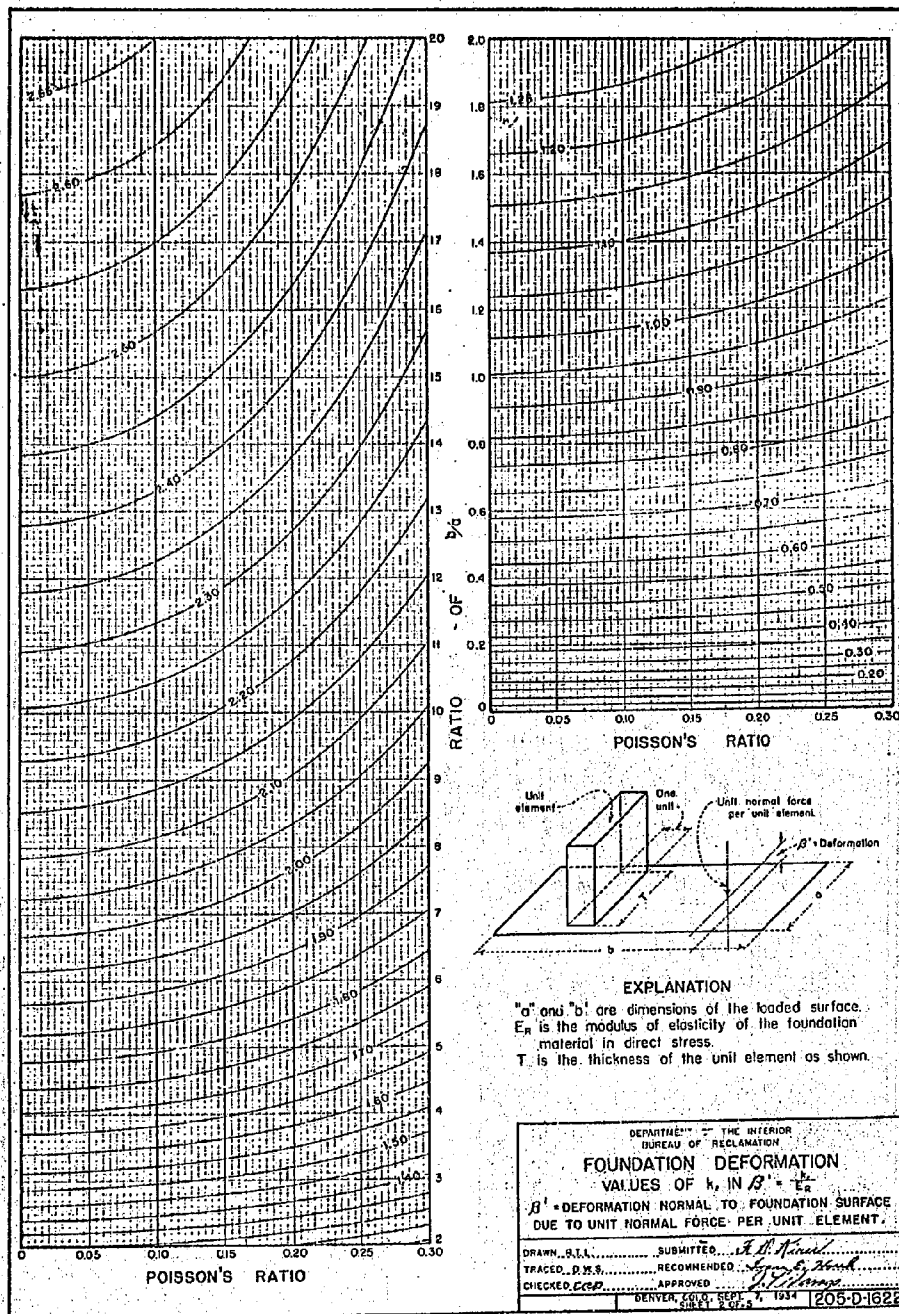


Fig- 19

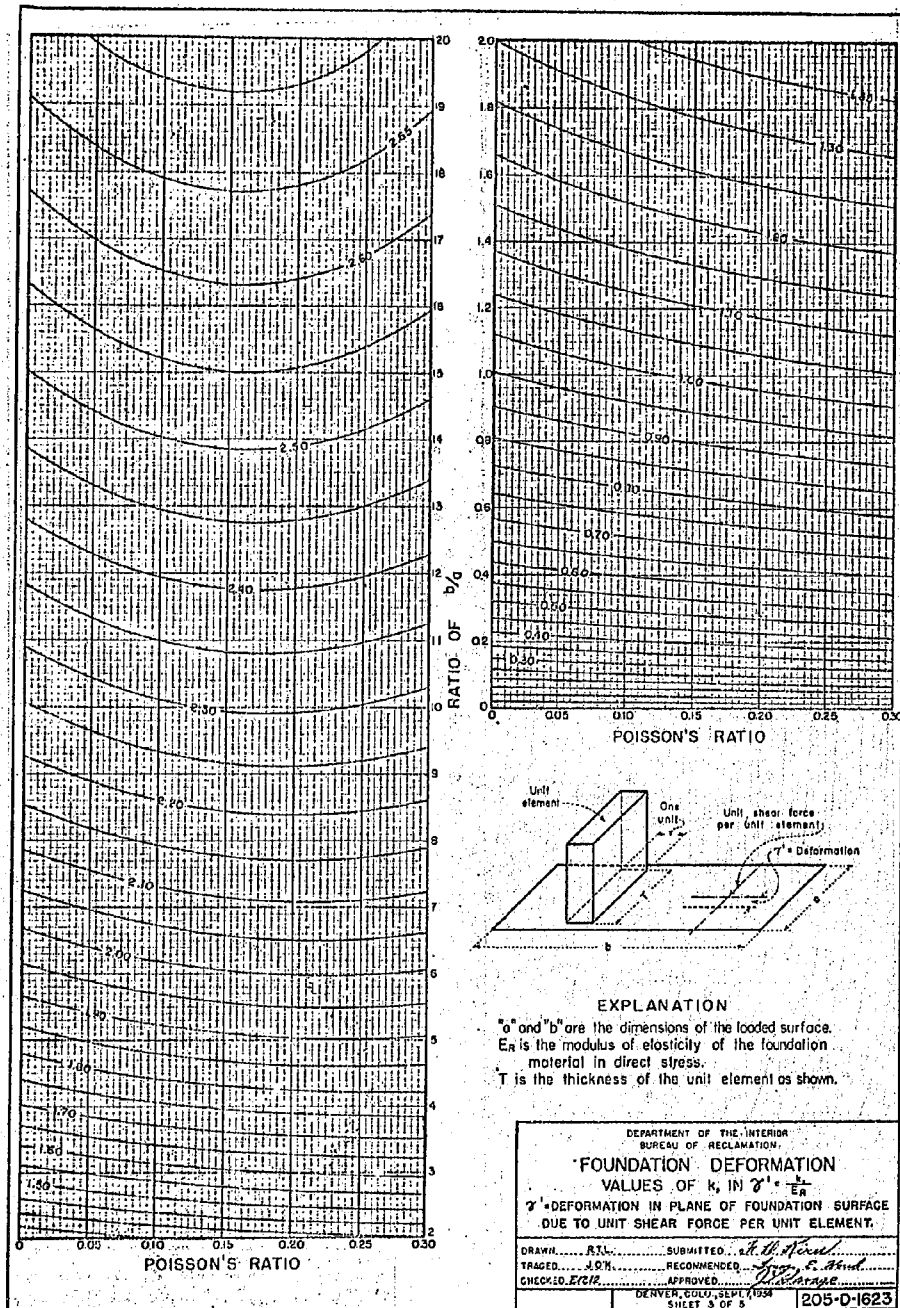


Fig- 20

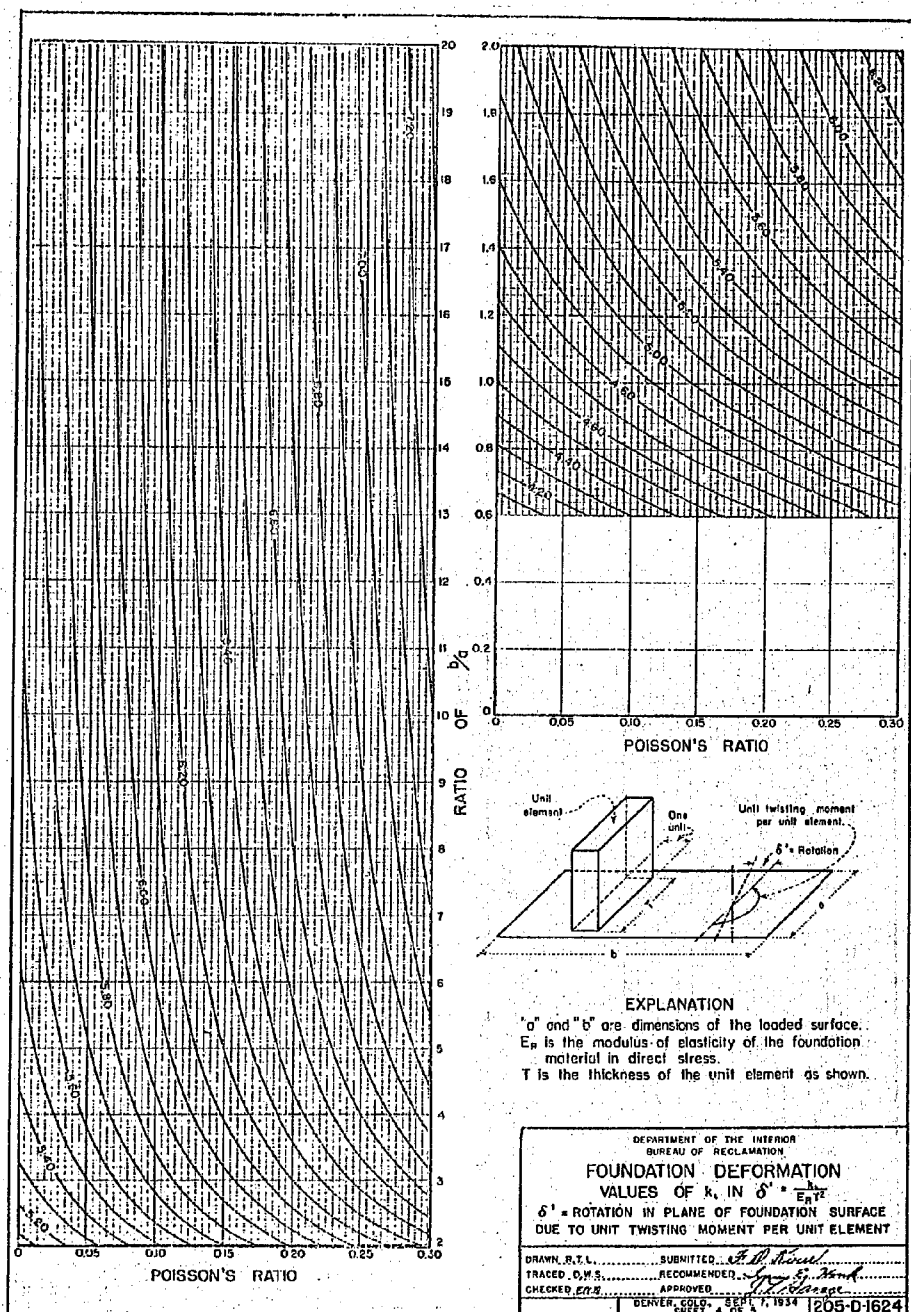


Fig- 21

〔 3 〕 ケーソンの固有周期を求める場合のケーソン周囲の、土のパネの影響および、

底面のパネの不均一性の影響などの置換法について。

Fig 6およびFig 7 から、ケーソンのロッキング周期および応答度を求める際に、ケーソンは底面のみで、一様な弾性係数をもった地盤に支持されているものと仮定した。したがって表記について、簡単にその取り扱い方を述べておく。

(1) ケーソン周囲の土のパネの効果の置換

側面の土層が弾性的に不均一な場合には、つぎの式によつて、ロッキング振動を対象とした場合の平均の弾性係数を求める。(Fig 22 の(1), (2)図参照)

$$E_s = \frac{1}{h_{s1} y_1^2 + h_{s2} y_2^2 + h_{s3} y_3^2} (E_{s1} h_{s1} y_1^2 + E_{s2} h_{s2} y_2^2 + E_{s3} h_{s3} y_3^2), t/m^2 (a)$$

ここで E_s ; 平均した弾性係数 , t/m^2

h_{si} ; 土層の厚さ ($i = 1, 2, 3, \dots$) , m

y_i ; ケーソン底面高から、各土層の厚さの中心までの距離
($i = 1, 2, 3, \dots$) , m

E_{si} ; 土層の弾性係数 ($i = 1, 2, 3, \dots$) , t/m^2

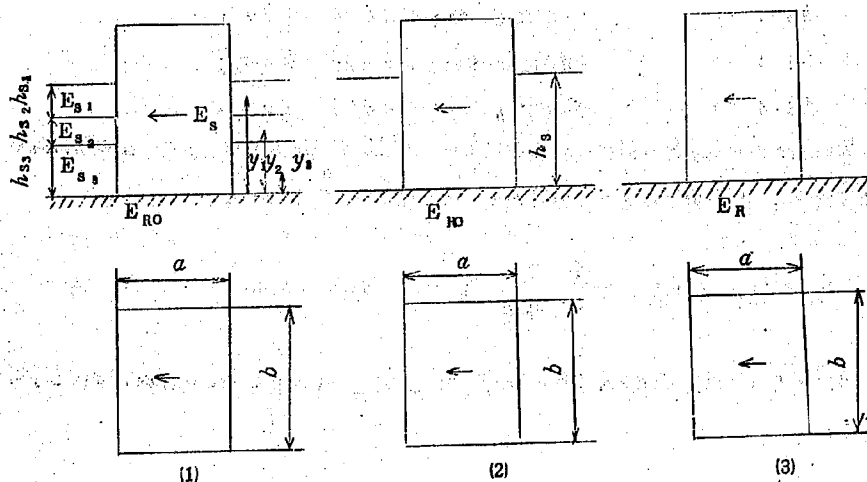


Fig - 22

周面の土のバネ効果をロッキング振動の場合に底面の弾性係数に置換するとつぎのようになる。(Fig 22の(2), (3)図参照)

$$E_R = E_{RO} \left(1 + \frac{h_s^2 E_s}{a^2 E_{RO}} k_1 \left\{ p \left(\frac{1}{k_1} + \frac{1}{2k_s} \right) + q \left(\frac{1}{k_1} + \frac{1}{2k_s} \right) \right\} \right), t/m^2 \quad (b)$$

- ここで E_R ; 修正された底面の弾性係数, t/m^2
 E_{RO} ; 本来の底面の弾性係数, t/m^2
 E_s ; ケーソンの側面の土の弾性係数, t/m^2
 a ; ケーソンの振動方向の幅, m
 h_s ; 側面の土層の厚さ m
 p ; ケーソン前面の土のバネ効果のみを考慮する場合には1となり, 前後両面でバネ効果を考慮する場合には2となる。
 q ; ケーソンの振動方向に沿う側面で土のバネ効果を考慮する場合には2となり, 考慮しない場合には0となる。
 k_1 ; 本章[2] (4)の (k)式による値 ($\vartheta = b/a$ とする)
 k_1' ; " " " " ($\vartheta = b/h_s$ とする)
 k_2 ; " " " (l)式による値 ($\vartheta = b/h_s$ とする)
 k_3 ; " " " (n)式による値 ($\vartheta = a/h_s$ とする)
 k_4 ; " " " (m)式による値 ($\vartheta = a/h_s$ とする)

$q=0$ すなわち振動方向に沿う側面で土のバネ効果を考慮せぬ場合には, 土の基礎係数は E_s/h_s に比例すると求めたときの略算式を用いてもよい。

$$E_R = E_{RO} \left(1 + 4p \frac{h_s^2 E_s}{a^2 E_{RO}} \right), \quad t/m^2 \quad \dots\dots\dots (c)$$

この式を用いる場合の注意事項は, $b/a \approx b/h_s$ の条件を著しく逸脱しないことである。

(2) ケーソン底部の支持層のバネの不均一性の修正。(Fig 23 参照)

支持層の基礎係数は E_R/a に比例するものとしたときの、ロッキング振動時の平均の弾性係数はつぎようになる。

$$E_R = E_{R1} \left\{ 1 + \frac{E_{R2}}{E_{R1}} \frac{a_1}{a} \left(\frac{a^3 b}{a_1^3 b_1} - 1 \right) \right\}, \quad t/m^2 \quad (d)$$

$$\text{又は } E_R = E_{R1} \left\{ 1 + \frac{k_{v2}}{k_{v1}} \left(\frac{a^3 b}{a_1^3 b_1} - 1 \right) \right\}, \quad t/m^2 \quad (e)$$

ここで E_R ; 平均の弾性係数 t/m^2

E_{R1} ; 中心部の支持層の弾性係数 t/m^2

a_1 ; 支持面の振動方向の大きさ m

b_1 ; 振動に直角方向の大きさ m

k_{v1} ; 支持層の基礎係数 t/m^2

E_{R2} ; 中心部を除いた部分の支持層の弾性係数 t/m^2

k_{v2} ; の基礎係数 t/m^2

a ; ケーソンの振動方向の大きさ m

b ; 振動に直角方向の大きさ m

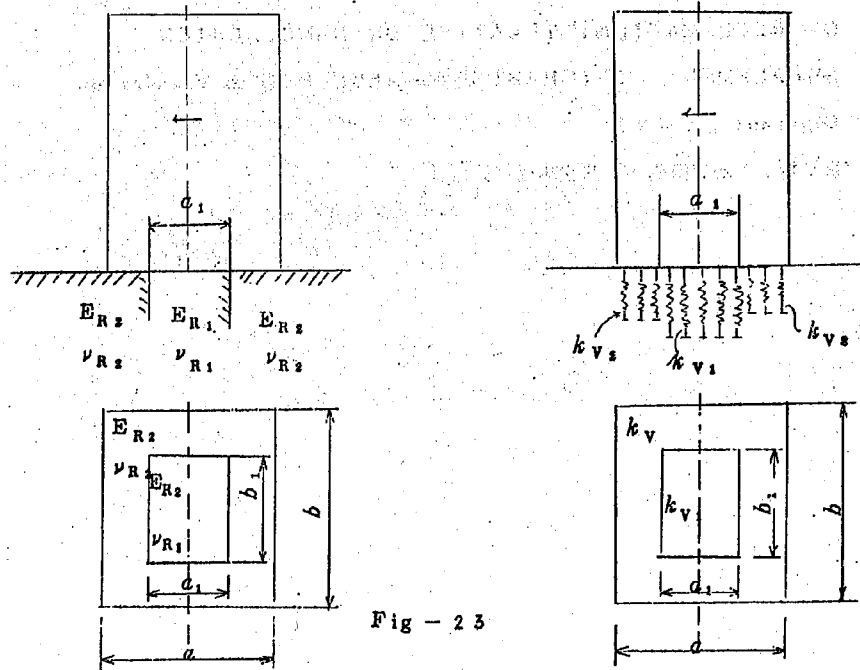


Fig - 23

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所, 本州四国連絡架橋調査, 試験調査, 耐震調査資料(又は報告書)
第2 "地震荷重に関する調査・吊橋の地震荷重(其の二)" 1964年10月
- 2) 建設省土木研究所, 本州四国連絡架橋調査, 試験調査, 耐震調査報告書第1 "地
震荷重に関する調査・吊橋の地震荷重(其の一)", 1964年9月
- 3) 建設省土木研究所, 土木研究所資料第83号
吊橋下部構造の地震荷重および地盤反力算出法
(本州四国連絡架橋調査, 試験調査, 耐震調査資料第4)

昭和40年8月

- 4) M. A. Biot, "Analytical and Experimental Methods in Engineering
Seismology", Trans. A. S. C. E. 1943 Paper No. 2183
- 5) 土木学会, "本州四国連絡橋・耐震設計指針(案)", 昭和40年3月
- 6) Vogt, Fredrik, "Über die Berechnung der Fundamentideformation",
Det Norske Videnskaps Akademi, Oslo, 1925
- 7) UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR BUREAU
OF RECLAMATION, "TREATISE ON DAMS, DESIGN
SUPPLEMENT 第2" (CHAPTER 10-ARCH DAMS (2) Foundation
Constant, p 58)
- 8) 松平精, "基礎振動学", 共立出版株式会社

以 上