

岸壁の可動量を考えた場合の振動土圧について

大 原 資 生

重 力 式 岸 壁

1. 地震時に岸壁に作用する振動土圧については未解決の問題が多い。固定壁については理論的にまた、実験的に研究し、一応、設計の指針となるべき値を求め得たのであるが、岸壁がロッキング等により振動する場合についてはまだ明確な解決が得られていない。

著者は先に固定壁の場合の振動土圧を求める式を計算する際に、可動壁の場合についての計算も行っており、ある種の論文¹⁾にも発表したのであるが、この計算値は壁の可動量が小さいときは実験値と比較的によく一致するが、可動量が大きくなると、その差は増大し、実験値と一致しない欠点があるのをどうしようもなく、今日までそのままにしていた。

この原因については種々考えられるが、可動壁では裏込土の歪量が固定壁の場合に比してかなり大きくなるためであろうと考えていた。今回、九大における松尾教授の所で行われた大模型の実験結果を検討する機会が与えられたので、このことを考えて可動壁に作用する振動土圧について研究してみたので、その結果を述べる。

2. 説明の順序として先に述べたことのある可動壁の振動土圧の理論式について述べる。

いま、簡単に図-1のように振動によって壁が下端をヒンジとして角振幅 β でゆれると考えると、その場合の裏込土を弾性体と考えたときの裏込土の近似方程式は次の通りである。

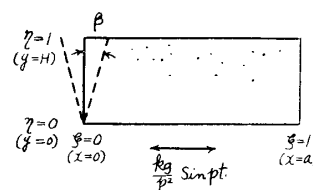


図-1 重力式岸壁の場合

$$\frac{\partial^2 U}{\partial t^2} = \frac{C_1^2}{a^2} (1 - \alpha_1 \eta) \frac{\partial^2 U}{\partial \xi^2} + \frac{\partial}{\partial \eta} \left[\frac{C_2^2}{H^2} (1 - \alpha_2 \eta) \frac{\partial U}{\partial \eta} \right] + \frac{kg}{H} \sin pt \quad (1)$$

但し、 $U = u/H$ (u : 裏込土の x 方向の変位, H : 壁の高さ), $\xi = x/a$, $\eta = y/H$ で $C_1^2 = \frac{(\lambda + 2\mu)}{\rho}$, $C_2^2 = \mu/\rho$ (λ, μ : Lamé の常数, ρ : 裏込土の見掛密度) でそれぞれ $\eta = 0$ ($y = 0$) の値であり、 α_1, α_2 はその深さによる変化率である。(k : 震度)

また、境界条件は

$$\text{i) } \xi = 0; U = \beta \eta \sin pt, \quad \text{ii) } \xi = 1, \eta = 0; U = 0 \quad \text{iii) } \eta = 1; \frac{\partial U}{\partial \eta} = 0$$

となる。

(1)式の解は次のそれぞれの場合の解の和になる。すなわち、 $U = U_1 + U_2$ とし、

$$\frac{\partial^2 U_1}{\partial t^2} = \frac{C_1^2}{a^2} (1 - \alpha_1 \eta) \frac{\partial^2 U_1}{\partial \xi^2} + \frac{\partial}{\partial \eta} \left[\frac{C_2^2}{H^2} (1 - \alpha_2 \eta) \frac{\partial U_1}{\partial \eta} \right] + \frac{kg}{H} \sin pt \quad (2)$$

$$\text{i) } \left. \begin{matrix} \xi = 0, 1 \\ \eta = 0 \end{matrix} \right); U_1 = 0, \quad \text{ii) } \eta = 1; \frac{\partial U_1}{\partial \eta} = 0$$

$$\frac{\partial^2 U_2}{\partial t^2} = \frac{C_1^2}{a^2} (1 - \alpha_1 \eta) \frac{\partial^2 U_2}{\partial \xi^2} + \frac{\partial}{\partial \eta} \left[\frac{C_2^2}{H^2} (1 - \alpha_2 \eta) \frac{\partial U_2}{\partial \eta} \right] \quad (3)$$

$$\text{i) } \xi = 0; U_2 = \beta\eta \sin pt, \quad \text{ii) } \left. \begin{matrix} \xi = 1 \\ \eta = 0 \end{matrix} \right); U_2 = 0, \quad \text{iii) } \eta = 1; \frac{\partial U_2}{\partial \eta} = 0$$

(2)式は前論文においても詳細に述べたように固定壁の場合の式であり、その解を求めるには境界条件を考えて

$$U_1 = \sum_{n=0}^{\infty} Y_n(\eta) \sin(2n+1)\pi\xi \cdot \sin pt \quad (4)$$

$$\frac{kg}{H} \sin pt = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{4kg \sin pt}{(2n+1)\pi H} \sin(2n+1)\pi\xi \quad (5)$$

とおき、(2)式に入れると各 n について、

$$\frac{d}{d\eta} \left[(1 - \alpha_2\eta) \frac{dY_n}{d\eta} \right] + \left[\frac{H^2}{C_2^2} p^2 - (2n+1)^2 \pi^2 \frac{H^2}{a^2} \frac{C_1^2}{C_2^2} (1 - \alpha_1\eta) \right] Y_n + \frac{H}{C_2^2} \frac{4kg}{(2n+1)\pi} = 0 \quad (6)$$

を得る。故に U_1 を求めるには(6)式及び $(Y_n)_{\eta=0} = 0$, $(dY_n/d\eta)_{\eta=1} = 0$ なる境界条件を満足する Y_m を求めればよいことになる。これをとくためには境界条件を考えて、

$$Y_n = \sum_{m=0}^{\infty} A_{m,n} \sin \frac{(2m+1)\pi}{2} \eta \quad (7)$$

とおき、Ritzの近似解法を用い $A_{m,n}$ を決定する。かくして、 $\xi=0$ の固定壁面に作用する振動土圧は

$$\begin{aligned} (\sigma_1)_{\xi=1} &= -C_1^2 (1 - \alpha_1\eta) \rho \frac{H}{a} \left(\frac{\partial U_1}{\partial \xi} \right)_{\xi=0} \\ &= -C_1^2 (1 - \alpha_1\eta) \rho \frac{H}{a} \sum_{m,n} \frac{(2n+1)\pi H}{a} A_{m,n} \sin \frac{(2n+1)\pi}{2} \eta \cdot \sin pt \quad (8) \end{aligned}$$

として求められる。ここで $A_{m,n}$ の中には kH/C_2^2 が、そのままの形で入っていることが(8)式を求める計算からわかるが、後に問題となる点であるから特に述べておく。

次に、(3)式は壁のみが振動する場合の式であるが、これをとくには境界条件を考えて、

$$U_2 = \sum_{n=0}^{\infty} Y_n(\eta) \frac{\sin h\sqrt{\lambda_n}(1-\xi)}{\sin h\sqrt{\lambda_n}} \sin pt$$

とおき、(3)式に入れると、

$$\frac{d}{d\eta} \left[(1 - \alpha_2\eta) \frac{dY_n}{d\eta} \right] + \left[\frac{H^2}{C_2^2} p^2 + \lambda_n \frac{H^2}{a^2} \frac{C_1^2}{C_2^2} (1 - \alpha_1\eta) \right] Y_n = 0 \quad (9)$$

を得る。これを解くのに、 $Y_n = \sum_{m=0}^{\infty} A_{m,n} \sin \frac{(2m+1)\pi}{2} \eta$ とおき、前同様に Ritz の近似法を用いる。

この場合、 $A_{m,n}$ の係数の行列を零とする固有値 λ_n の値を最初に求め、そして、それぞれの固有値のときの $A_{m,n}$ の相関係数 $h_{m,n}$ を求めると、

Y_0 として

$$Y_0 = A_{0,0} \left(\sin \frac{\pi}{2} \eta + h_{1,0} \sin \frac{3\pi}{2} \eta + \dots + h_{m,0} \sin \frac{(2m+1)\pi}{2} \eta \right)$$

Y_m として

$$Y_m = A_{0,m} \left(\sin \frac{\pi}{2} \eta + h_{1,m} \sin \frac{3\pi}{2} \eta + \dots + h_{m,m} \sin \frac{(2m+1)\pi}{2} \eta \right)$$

として求められる。

しかるに、境界条件 i) により $\xi=0$ においては $\sinh\sqrt{\lambda_n}(1-\xi)/\sinh\sqrt{\lambda_n}=1$ であるので、
 $\sum_{n=0}^{\infty} Y_n(\eta) = \beta\eta$ でなければならない。故に Fourier 展開により

$$\left. \begin{aligned} A_{0,0} + A_{0,1} + A_{0,2} + \dots + A_{0,m} &= 2\left(\frac{2}{\pi}\right)^2 \beta \\ h_{m,0}A_{0,0} + h_{m,1}A_{0,1} + \dots + h_{m,m}A_{0,m} &= (-1)^m 2\left(\frac{2}{(2m+1)\pi}\right)^2 \beta \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

(10)式の連立方程式をとくことにより $A_{0,0}, A_{0,1}, \dots, A_{0,m}$ の値が求まる。

故に、

$$U_2 = \sum_{n=0}^{\infty} A_{0,n} \left(\sin \frac{\pi}{2} \eta + h_{1,n} \sin \frac{3\pi}{2} \eta + \dots + h_{m,n} \sin \frac{(2m+1)\pi}{2} \eta \right) \frac{\sinh\sqrt{\lambda_n}(1-\xi)}{\sinh\sqrt{\lambda_n}} \sin pt \quad (11)$$

となり、これより $(\sigma_2)_{\xi=0} = -\rho C_1^2(1-\alpha_1\eta) H/a (\partial U_2/\partial \xi)_{\xi=0}$ として求められるが、 $(\partial U_2/\partial \xi)_{\xi=0}$ は収斂性がないと考えられる。それは(8)式において $\alpha_1 = \alpha_2 = 0$ とした場合での解においては $(\partial U_2/\partial \xi)_{\xi=0}$ は収斂性がないからである。しかし、その場合も ε を微小量とし、 $(\partial U_2/\partial \xi)_{\xi=\varepsilon}$ は収斂性があるので、この場合でも $(\partial U_2/\partial \xi)_{\xi=\varepsilon}$ は収斂するものとし、 $\varepsilon=0.01$ として計算した。結局、壁が振動するときの振動土圧は

$$(\sigma_2)_{\xi=\varepsilon} = C_1^2(1-\alpha_1\eta)\rho \sum_{m,n} \frac{H}{a} \sqrt{\mu_n} A_{m,n} \sin \frac{(2m+1)\pi}{2} \eta \cdot \frac{\cosh\sqrt{\lambda_n}(1-\varepsilon)}{\sinh\sqrt{\lambda_n}} \sin pt \quad (12)$$

となる。ここでも $\sqrt{\lambda_n}$ の中には C_2/C_1 が、また $A_{m,n}$ の中には β がそのままの形で入っている。

以上により(1)式の場合の解は $U_1 + U_2$ であるので、岸壁が動く場合の振動土圧 σ は $(\sigma_1)_{\xi=0} + (\sigma_2)_{\xi=\varepsilon}$ として求められる。この場合(8), (12)式の符号は互いに逆であるので、図-2のように壁が動く影響としては振動土圧が減少することになる。すなわち、壁が逃げるので土圧が減るのである。

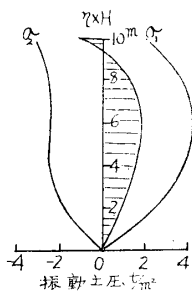


図-2 ロッキングする岸壁の振動土圧

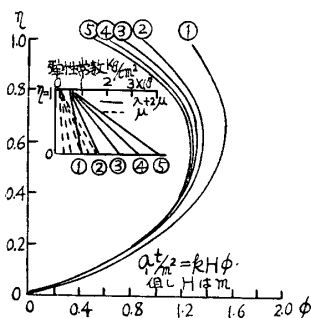


図-3 固定壁の振動土圧

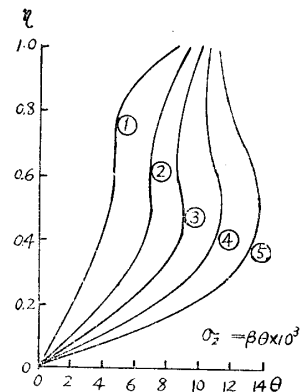


図-4 壁のみが振動するときの振動土圧

以上の計算方法により、著者は砂の動弾性常数の測定結果を参考にして地盤の弾性常数を5種変えて(8), (12)式の値を求め図表を作った。それが図-3, 4である。ここで使用した弾性常数は動的な測定によるものであり、その場合の砂の歪は非常に小さい場合のものであるので、固定壁とした場合には、その際に生ずる裏込土の歪もそれと同程度のものであるので、問題はないと考えられるが、可動壁の場合には裏込土の歪は壁が動くためかなり大きくなるので、動弾性常数を用いる点に問題があるのではないかと思われるのである。この点について3.において考えてみる。

3. 通常、砂の応力と歪との関係は図-5のようになることが、三軸圧縮試験等でも知られている。すなわち、この関係を式で示せば

$$\sigma = \sigma_0(1 - e^{-\alpha\varepsilon}) \quad (13)$$

で示されるであろう。

いま、砂の歪振幅が ε_1 の場合であれば、そのときの圧力振幅は

$$\sigma_1 = \sigma_0(1 - e^{-\alpha\varepsilon_1}) \quad (14)$$

となるのであるからこの場合の弾性率としては直線 $0a$ の勾配を仮想的な弾性常数と考えてよい。すなわち

$$\frac{\sigma_1}{\varepsilon_1} = \frac{\sigma_0(1 - e^{-\alpha\varepsilon_1})}{\varepsilon_1} \quad (15)$$

同様に歪振幅が ε_2 の場合には

$$\frac{\sigma_2}{\varepsilon_2} = \frac{\sigma_0(1 - e^{-\alpha\varepsilon_2})}{\varepsilon_2} \quad (16)$$

このように、歪振幅が大きくなると、弾性常数が小さくなると考えなければならないことがわかる。

結局、固定壁の場合に生ずる裏込土の歪が ε_1 であれば(8)式を数値計算するに際しては(15)式で示される弾性常数を用いればよいことになり、可動壁の場合の裏込土の歪が ε_2 であるとするならば、(10)式の値を弾性常数值として(8)、(12)式の値を求め、その和から可動壁の場合の振動土圧を求めるべきこととなる。

しかし、裏込土に生ずべき歪は最初より定まらず、(8)、(12)式を計算する途中において求まるのであるから、著者はこの点について実験値との対比によって考察を試みたのである。

4. (8)および(12)式の所で述べたように(8)式の $A_{m,n}$ には kH/C_2^2 が、また、(12)式の $\sqrt{\lambda_n}$ には C_1/C_2 、 $A_{m,n}$ には β が含まれているので、

$$(\sigma_1)_{\xi=0} \propto \frac{C_1^2}{C_2^2} kH$$

$$(\sigma_2)_{\xi=\varepsilon} \propto C_1 C_2 \beta$$

なる関係にあることがわかる。すなわち、弾性常数值が変わってもその比 C_1^2/C_2^2 が変らなければ σ_1 の値は変化せず、 σ_2 のみが変わるのである。故に、いま実験値を σ_E として図-3、4の理論値との対応を考える場合に弾性常数を何分の1とする実験値と理論値とが一致するかということを考えてみる。

その場合に C_1/C_2 の比は変わらないとして、 σ_1 の値はそのままにし、 σ_2 の値を何分の1とすればよいかと云うことを考えればよい。すなわち、

$$\sigma_E = \sigma_1 + \gamma\sigma_2 \quad (17)$$

実際の計算では σ_1 と σ_2 とは逆符号であるので、

$$|\sigma_E| = |\sigma_1| - \gamma|\sigma_2| \quad (81)$$

として計算する。 γ が弾性常数の低減率である。

結局、図-3の値から図-4の値を γ 倍したものを差引いて実験値と一致するときの γ の値

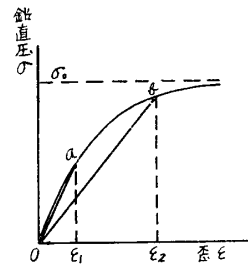


図-5 砂の応力-歪曲線

を求めてみる。ただ、この場合に η のすべての点において一致させることは出来ないので、全体的にみてほぼ一致するようにする。著者が行ったところでは $\eta=0.4$ の点で一致させると最もよい結果が得られる。

以上のようにして、実験値としては九大の松尾教授の所で行われた実験結果を用いた。その結果が次表の通りである。

実験番号	r.p.m	β	k	γ	k/β
No. 2	400	0.00038	0.0492	0.064	129
支承 ($L 100 \times 100$ $2\phi = 38\text{cm}$ $H = 150\text{cm}$)	460	0.00030	0.0556	0.087	185
	500	0.00030	0.0692	0.103	231
	540	0.00010	0.0845	0.360	845
	580	0.00010	0.0805	0.330	805
	600	0.00011	0.0805	0.300	730
No. 3 ($L 80 \times 80$ $2\phi = 30\text{cm}$ $H = 150\text{cm}$)	400	0.00017	0.0476	0.130	280
	450	0.00011	0.0502	0.220	456
	500	0.00015	0.0678	0.210	450
	550	0.00018	0.0863	0.220	480
	600	0.00017	0.0835	0.220	490
	660	0.00025	0.0869	0.128	348
	690	0.00051	0.0815	0.018	160
No. 3' ($L 80 \times 80$ $2\phi = 0$ $H = 150\text{cm}$)	300	0.00022	0.0786	0.160	357
	320	0.00064	0.134	0.090	210
	350	0.00087	0.199	0.083	229
	380	0.00060	0.181	0.125	302
	420	0.00051	0.198	0.144	388
	460	0.00128	0.208	0.060	163
	490	0.00114	0.242	0.045	212
No. 4 ($L 100 \times 100$ $2\phi = 0$ $H = 150\text{cm}$)	300	0.00016	0.0691	0.190	435
	340	0.00057	0.212	0.143	374
	400	0.00039	0.208	0.211	535
	460	0.00047	0.235	0.183	480
	500	0.00098	0.244	0.048	248
No. 5 ($L 100 \times 100$ $2\phi = 30\text{cm}$ $H = 150\text{cm}$)	340	0.00020	0.099	0.230	494
	360	0.00022	0.111	0.230	505
	400	0.00018	0.103	0.260	572
	440	0.00037	0.111	0.130	300
	500	0.00047	0.150	0.090	312
	560	0.00052	0.150	0.121	290
	600	0.00036	0.158	0.180	430
	640	0.00042	0.166	0.150	395
	680	0.00033	0.158	0.160	480

但し、r.p.m は強制振動の回転数、 k は強制振動の震度である。

5. 以上の結果を整理するに次のように考えた。固定壁の場合の裏込土の歪量は(8)式よりわかるように k と H に一次に比例する。

また、壁のみが振動するときの裏込土の歪量はその角振幅 β に一次に比例する。

故に、可動壁の場合の裏込土の歪量 ε_M は

$$\varepsilon_M = |Ak - B\beta| \quad (19)$$

とおくことが出来る。ここで A, B は比例常数と考えてよい。また、 H は一定としている（実験では一定である）ので(19)式中には入れていない。 Ak と $B\beta$ の符号が逆であるのは Ak が圧縮歪であるとき、 $B\beta$ は引張り歪であるからである。(19)式よりわかるように固定壁の場合の裏込土の歪 ε_F は $\beta=0$ のときの歪であるので、

$$\varepsilon_F = Ak \quad (20)$$

となる。3. で述べたように、土の応力-歪の関係が $\sigma = \sigma_0(1 - e^{-\alpha\varepsilon})$ で示されると考えるので、(19), (20)式より固定壁および可動壁の場合の弾性常数はそれぞれ

$$E_F = \frac{\sigma_0(1 - e^{-\alpha Ak})}{Ak} \quad (21)$$

$$E_M = \frac{\sigma_0(1 - e^{-\alpha|Ak - B\beta|})}{|Ak - B\beta|} \quad (22)$$

故に4. に述べた γ は

$$\gamma = \frac{E_M}{E_F} = \frac{Ak(1 - e^{-\alpha|Ak - B\beta|})}{B\beta \left| \frac{Ak}{B\beta} - 1 \right| (1 - e^{-\alpha Ak})} \quad (23)$$

となるべきことがわかる。

(23)式は $\beta=0$ 又は $Ak \gg B\beta$ の場合は $\gamma=1$ 又は $\gamma \doteq 1$ となることがわかる。

次に $Ak \ll B\beta$ の場合は $\gamma \doteq 0$ の状態となり物理的な思考と一致する。ただ、 $Ak = B\beta$ の場合

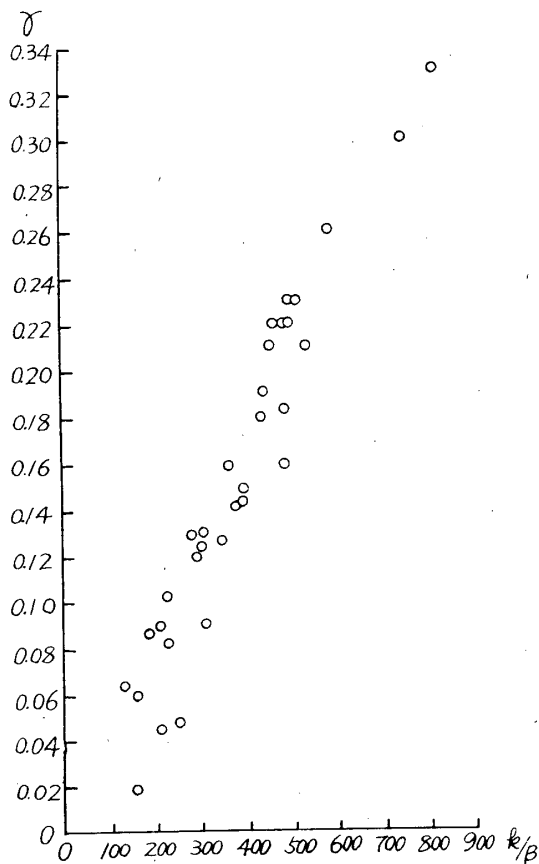


図-6 γ と k/β との関係 (重力式岸壁)

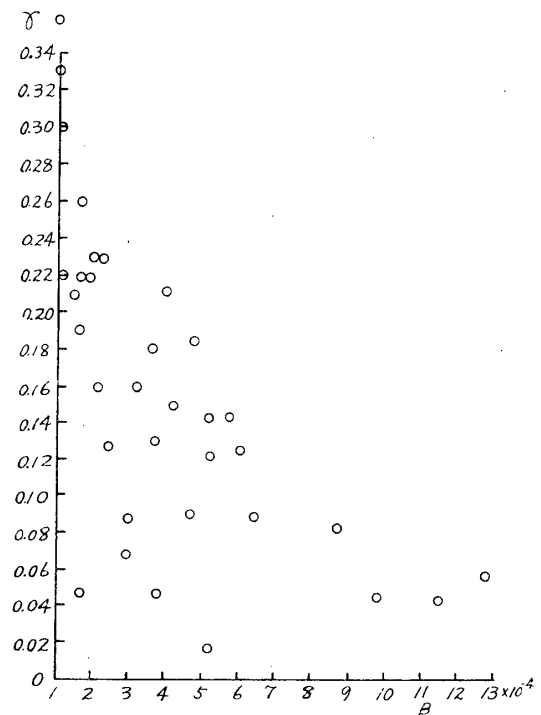


図-7 γ と β との関係 (重力式岸壁)

には γ は $Ak\alpha/(1-e^{-\alpha Ak})$ に収斂する。この値はどの程度のものであるか明らかでないが、この実験に使用した砂について三軸試験を行った結果、側圧 0.1kg/cm^2 で $\alpha=125\sim 90$ 程度の値となるので $Ak\alpha/(1-e^{-\alpha Ak}) < 1$ と推定することが出来る。

この α の値は土の種類は勿論、土の状態においても異なるものである。

いずれにせよ、大局的にみた場合、 γ は $1\sim 0$ の範囲で変り、その変化は k/β によることがわかる。すなわち、(23)式より

$$\gamma \propto \frac{k}{\beta}$$

なる関係があることが予想される。

以上、述べた考えで γ を k/β で整理したのが図-6である。図-7は β のみによって整理したものである。図-7での著しいバラツキが図-6では原点を通る直線が予想出来る程度によくまとまった結果が得られ、上述の予想が裏付けられたことは非常に興味深い。

結局、このようなことが実際の岸壁について成立つならば岸壁の k と β との関係を知れば図-6の関係より γ が得られ振動土圧が求められることとなる。

なお、前述のように、ここに使用した実験結果は九大の実験によるもので、最大加振力 40ton の大型起振機によって振動されるピット内に下端がヒンデで、上端が板バネで支えられた高さ 150cm の鋼板製の壁に作用する振動土圧を壁の中央部鉛直線上に付けられた5個の土圧計によって測定したものである。

矢板岸壁

1. 矢板岸壁に対する振動土圧も重要な未解決の問題の一つである。地震時、重力式岸壁がロッキングを生ずると同様に、矢板岸壁は撓みを生ずる。そのために、これに作用する振動土圧は重力式岸壁の場合のそれより更に複雑に変化することが予想される。

また、この問題を理論的に解決することは裏込土と矢板との連成振動の問題をとくこととなり、かなり面倒な問題である。

著者は矢板の模型によって振動土圧を実験的に測定してみた。

図-8に示すように振動台上に矢板の模型をおき、裏込土として粘土を使用して振動を与えたときの矢板に作用する土圧を測定した。

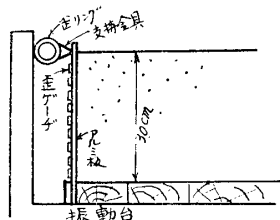


図-8 矢板模型

矢板の模型にはアルミ板を用い、その厚さは $1.0, 1.5, 3.0\text{mm}$ の三種を用いた。これは曲げ剛度によって振動土圧がどのように変化するかをみるためである。また、模型は幅の方向には3分割してあり、振動土圧を測定するのは中央の矢板である。これは測定値に振動台の振動方向に平行な方向の側壁の影響が入ることを防止するためである。振動土圧の測定は中央矢板の中央鉛直線上に等間隔に接着した抵抗線歪ゲージによって矢板の長さ方向の曲げ歪を測

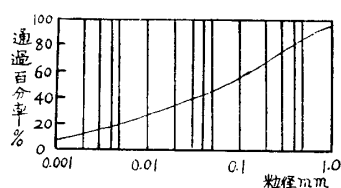


図-9 粒度加積曲線

定することにより行った。すなわち、曲げ歪と曲げ剛度より曲げモーメントを求め、曲げモーメント図からその二回微分値をとって圧力分布を求めるのである。

この方法は微分の操作が入るので、歪ゲージの間隔を密にして接着するほど、よい結果が得られるが、ここでは間隔は3cmでゲージ長6mmのポリエステルゲージを使用した。

矢板模型の支持は下端はほぼ完全な固定とし、上端は図-8のように単純支持の状態とし、支持具は歪リングで支えられて、支持点の剛度は変化出来るようになっている。

裏込に使用した粘土は大学構内で採取したもので、粒度加積曲線は図-9である。

この粘土をほぼ最適含水比に近い含水比にして、6層に分けて一層毎に底面20×20cm²、重さ14kgのコンクリート製のタンパーで軽く締め固めて使用した。このときの湿潤見掛密度および含水比は1.4g/cm³、26%程度であった。

真比重が2.69であるので、この状態での間隙比は1.05程度となる。なお、この状態での動弾性常数は E (ヤング率)=214kg/cm²、 G (剛性率)=79kg/cm²、 ν (ポアソン比)=0.35であった。

また、矢板の歪は動歪計を経てペンオシロで記録、測定した。

2. 以上のようにして得られた記録を整理して図-10に示すモーメント図が得られる。このモ

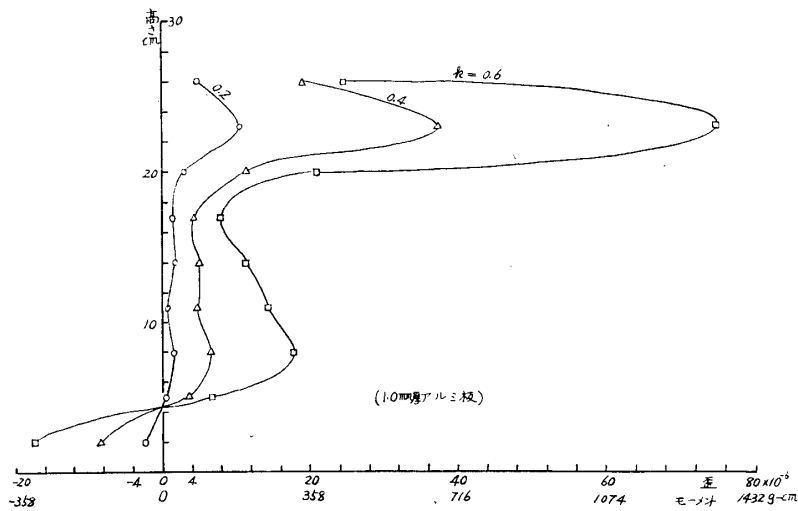


図-10(a) モーメント分布

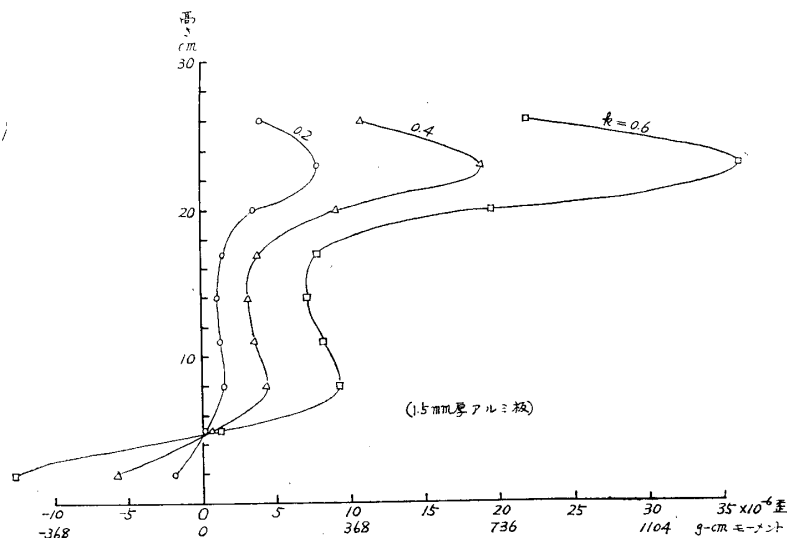


図-10(b) モーメント分布

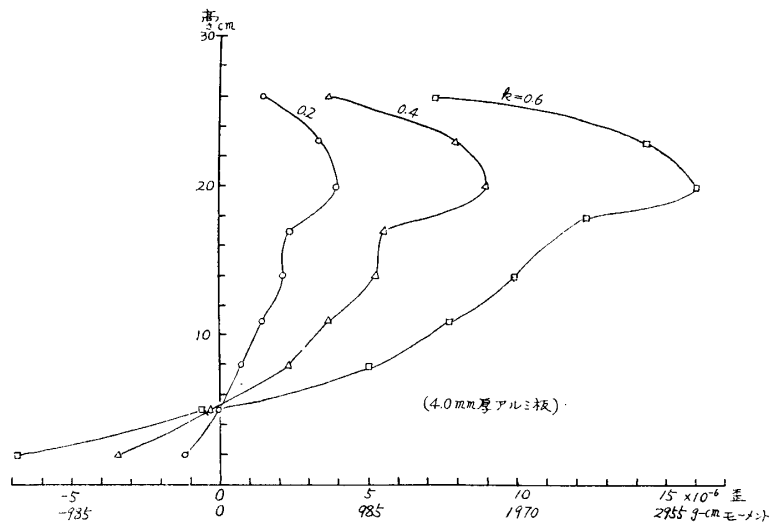


図-10(c) モーメント分布

ーメント図を得るに必要な曲げ剛度は同一材料から切出した幅5cmのアルミ板を30cmの間隔で単純支持し、荷重を加え、そのときの歪を歪ゲージで測定した結果から計算して求めた。矢板下端が固定であるので、下端より4~5cmの間に変曲点が見える。

すなわち、所要の高さと全体の深さとの比 η で示せば $\eta = 0.2$ 附近と云うことが出来る。

また、モーメント図の形は板の剛度によって異なるが、その最大値の生ずる点は $\eta = 0.6 \sim 0.8$ の間である。この点は矢板の上端の支持状態によって幾分かがってくるが、一般に支持状態がゆるくなるにつれて、最大値の生ずる点は下方に下がって行く。

また、その最大値はほぼ剛度に比例して大きくなることはわかるが、その値と上端の支持状態との関係は明らかでない。このモーメント図から2階微分値を求めて圧力分布を計算した。すなわち、

$$\sigma = \frac{M_{n-1} - 2M_n + M_{n+1}}{(\Delta h)^2} \quad (24)$$

但し、 σ : 圧力値、 M : 曲げモーメント、 Δh : ゲージの間隔である。図-11がその結果である。

上部、下部に正圧が生じ、中ほどに負圧が生ずることがわかるが、これは矢板が撓むことの影響とみることが出来る。

圧力値と矢板の剛度等の関係は明らかではないが、著者の実験より考えて剛度が大きい矢板ほ

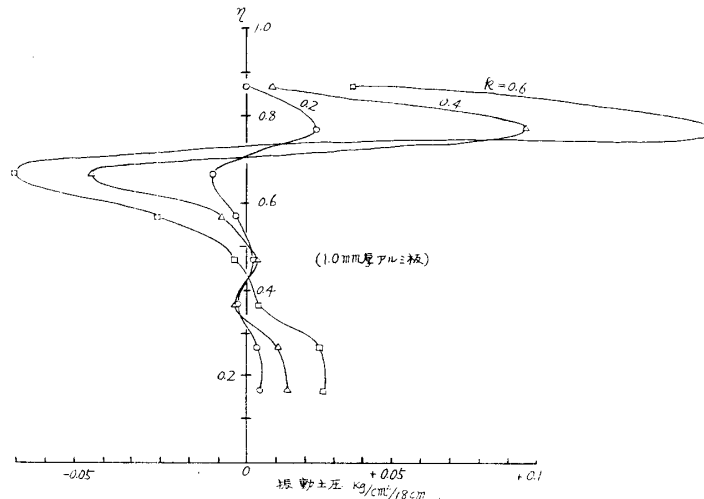


図-11(a) 矢板の振動土圧分布

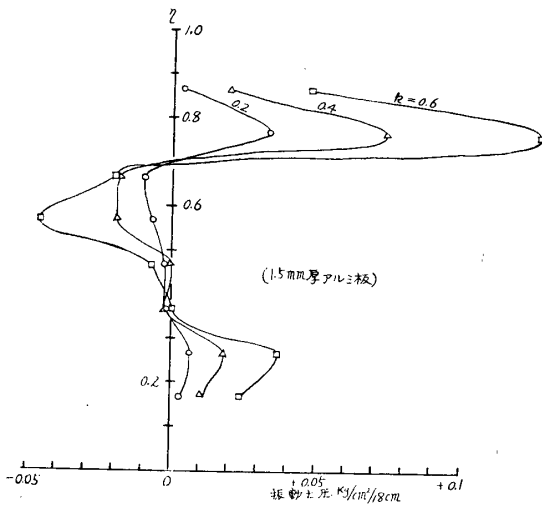


図-11(b) 矢板の振動土圧分布

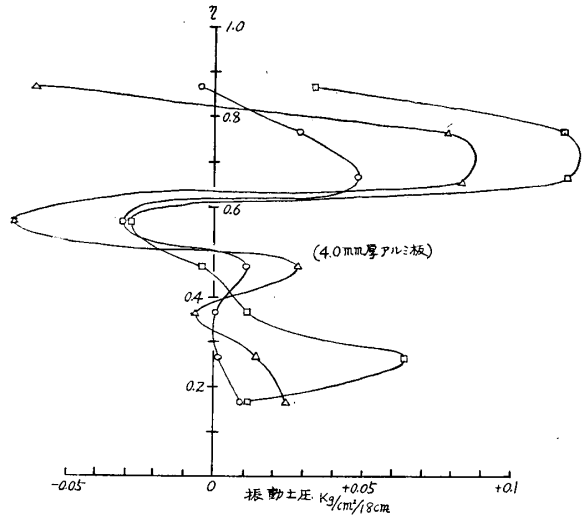


図-11(c) 矢板の振動土圧分布

ど、中ほどに生ずる負圧の部分が小さくなる傾向にあると云える。しかし、正圧の値は剛度によってあまり変化しないと思われる。また、圧力値に対する上端の支持状態の影響はかなり大きいと考えられる結果が得られているが、それに対する統一的な見解は出せなかった。

なお、図-10, 11はともに上端の単純支持点の剛度は大きい場合で、ほぼ変位がない状態と考えられる場合の結果である。

3. これらの結果について次のような考察を行ってみた。図-12のように振動中、矢板が $\delta_{max} \sin \pi \eta$ なる正弦曲線で示されるように撓むと考え、このときの土圧を計算した。

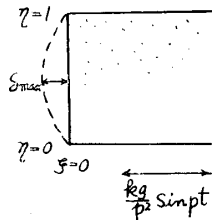


図-12 矢板の撓み

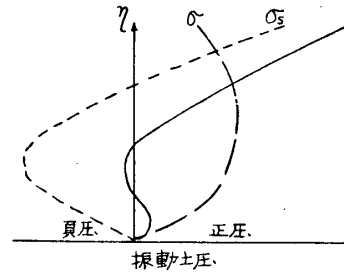


図-13 矢板の振動土圧分布

このときの土圧は前述のロッキングする岸壁に対する土圧の計算法と同様に矢板のみが $\delta_{max} \sin \pi \eta \cdot \sin pt$ なる撓み振動をする場合の土圧 σ_s と固定壁の土圧 σ の和として求められる。

但し、この場合は裏込土は粘土であるので弾性常数は均一で深さによっては変わらないとした。そのときの解としては次式を得た。

$$\sigma_s = \rho C_1 C_2 \frac{\delta_{max}}{H} \sum_n (-1)^{n+1} \frac{4(2n+1)}{(2n+3)(2n-1)} \sin \frac{(2n+1)\pi}{2} \eta \cdot \cos pt \quad (25)$$

$$\sigma = -\rho \sum_{m,n} \frac{16}{(2n+1)\pi^2 ak} \frac{1}{\left[(2m+1)^2 + \left(\frac{a}{H} \frac{C_2}{C_1} \right)^2 \frac{(2n+1)^2}{4} \right]} \sin \frac{(2n+1)\pi}{2} \eta \cdot \cos pt \quad (26)$$

式中の記号は前と同じである。図-13の破線が(26)式の σ の分布で、点線が σ_s の分布である。

故に両者の和は両者の大小の関係によっては実線のようになり、実験結果を説明し得る。

但し、この場合も粘土の動弾性値を用いると σ_s の値が σ に対して非常に大きいものとなり、

計算値は実験値と一致しなくなる。

この原因は前述と同様に弾性常数值のためと考え、実験値と計算値とがほぼ等しくなるようにするための弾性常数の低減率 γ を計算した。その結果が図-14である。この場合も γ と k/β との関係はほぼ一次比例となる。

なお、この場合の β は δ_{\max}/H である。

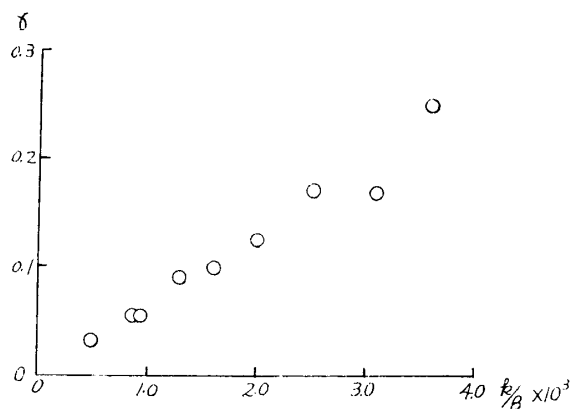


図-14 γ と k/β との関係 (矢板)

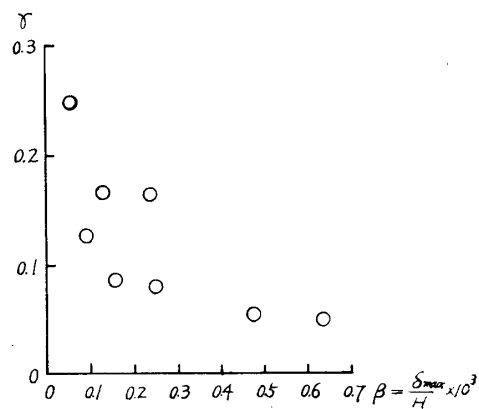


図-15 γ と β との関係 (矢板)

図-15は同様の結果を β によって整理したものであるが、この場合も図-14の方がよくまとまっていることがわかる。

4. 以上、矢板岸壁の振動土圧の実験結果を述べ、併せて簡単な考察を行ったのであるが、この場合も岸壁自身の変位が大きいため、裏込土の弾性常数值が動弾性値より低減し、しかも歪の函数であるとの見解から実験結果を整理してみたのである。

前述の岸壁がロッキングする場合も含めてこれら可動壁の問題の解決は弾性常数值が歪の函数としての弾性方程式の解を得ることにより、又、裏込土と岸壁との連成振動としての解を求めること等によって得られるのであるが、以上のことは非常に困難であるので、このようなことを考えたのである。

γ と k/β との比例関係が実際の岸壁についても成立つかどうかについて今後研究してみる予定である。

参 考 文 献

- 1) 山口大学工学部学報 第9巻1号
山口大学工学部学報 第10巻1号