

I-21 軟弱地盤における井筒の耐震設計に関する一考察

国鉄 構造物設計事務所 正員 松本嘉司

軟弱地盤における井筒はその下層の支持層によって支持されるが、最近の震害の結果はこの上層の軟弱層の振動が井筒の安定に大きく影響していることを示している。このような軟弱地盤における井筒の振動性状について検討し、その設計方法について考察を加えることにする。

図-1に示すような井筒の振動に対して

- (i) 井筒は底面および側面で弾性的に支持され、その支持力は変位量に比例する。
- (ii) 地盤層(I)(II)……はそれぞれ $\cos pt$ の振動をする
- (iii) 井筒自体は剛体とする。

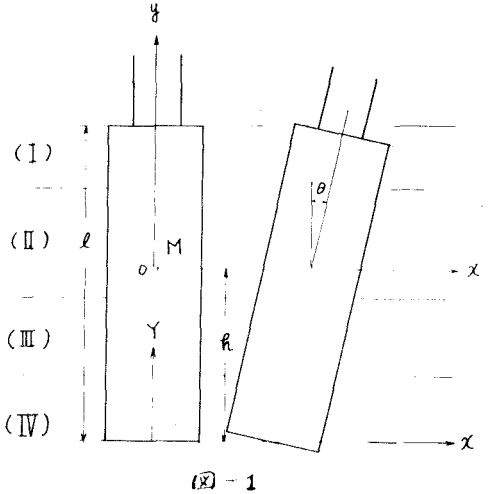
と仮定して求めた水平移動量 x および回転角 θ についての振動の方程式を示すと次のようになる。

$$\frac{M}{g} \ddot{x} + R_0 \dot{x} + F_H(x - h\theta) + \int_h^{l-h} k_{Hi}(x + \theta y) dy$$

$$= \cos pt \int_h^{l-h} k_{Hi} f(y+h) dy \quad \dots\dots (1)$$

$$\frac{Mr^2}{g} \ddot{\theta} + R_0 \dot{\theta} + K_0 \theta - F_H(x - h\theta)h + \int_h^{l-h} k_{Hi}(x + \theta y)y dy$$

$$= \cos pt \int_h^{l-h} k_{Hi} f(y+h)y dy \quad \dots\dots (2)$$



(1), (2)式より x を消去して、この連成強制振動の一般式を整理すれば

$$\frac{Mr^2}{g} \ddot{\theta} + \frac{M}{g} (R_0 + r^2 R_2) \ddot{\theta} + \left[\frac{M}{g} \{ K_0 + F_H(h^2 + r^2) + r^2 A + C \} + R_2 K_0 \right] \dot{\theta} + \{ R_2 (K_0 + F_H h^2 + C) + R_0 (F_H + A) \} \theta$$

$$+ \{ F_H (K_0 + A h^2 + 2 h B + C) + A K_0 + A C - B^2 \} \theta = \{ (F_H + A) E - (B - F_H h) D \} \cos pt \quad \dots\dots (3)$$

$$\therefore A = \int_h^{l-h} K_{Hi} dy, \quad B = \int_h^{l-h} K_{Hi} y dy, \quad C = \int_h^{l-h} K_{Hi} y^2 dy, \quad D = \int_h^{l-h} K_{Hi} f(y+h) dy$$

$$E = \int_h^{l-h} K_{Hi} f(y+h) y dy$$

M : 井筒の重量, r : 井筒の断面二次半径, g : 重力の加速度,

K_0 : 井筒の単位回転角当りの支持力係数, k_{Hi} : 井筒側面の単位長さ当りの支持力係数

h : 井筒の重心高さ, l : 井筒の根入長, F_H : 底面の滑動抵抗係数

R_0, R_2 : 速度に比例する減衰抵抗

この連成強制振動の一般解に対して考察を進めることはかなり煩雑であるので、井筒が良好な地盤に支持されていて底面の滑動抵抗が十分に大きい場合について (3) 式の F_H を無限大として解を求めることにする。

$$\frac{I}{g} \ddot{\theta} + (R_2 h^2 + R_0) \dot{\theta} + \left(\int_h^l k_{Hi} Y^2 dy + K_0 \right) \theta = \cos pt \int_h^l k_{Hi} f(Y) Y dY \quad \dots\dots (4)$$

こゝに I は底面に関する井筒の慣性モーメントで、(4)式は底面を中心とする動揺の方程式である。

この解は

$$\theta = Ae^{-\mu t} \cos(\sqrt{\pi^2 - \mu^2} t + E) + \frac{a}{\sqrt{(\pi^2 - p^2)^2 + 4p^2 \mu^2}} \cos(pt - \tan^{-1} \frac{2p\mu}{\pi^2 - p^2}) \quad \dots\dots (5)$$

$$\text{こゝに } \mu = \frac{g}{2I} (R \times h^2 + R_0) \quad \pi^2 = \frac{g}{I} \left(\int_0^l K h_i Y^2 dY + K_0 \right) \quad a = \frac{g}{I} \int_0^l K h_i f(Y) dY \quad (6)$$

で、 A 、 E は任意常数である。地震動が外力として周期的に作用する場合には地盤の減衰率 μ は比較的に大きいと考えられるので、(5) 式のオ 1 項は指数函数的に減衰し、オ 2 項が支配的になる。従つて振動振中の最大値はオ 2 項の絶対値で示される。この井筒の振動振中と各層の地震動の振中との比 α は

$$\alpha = \frac{a Y}{f(Y)} \frac{1}{\sqrt{(\pi^2 - p^2)^2 + 4p^2 \mu^2}} \quad \dots\dots (7)$$

今一様な軟弱層とすると $K h_i$ 、 $f(Y)$ は一定とおける。この場合の地表における α の値 ($\alpha_{\max}$) は

$$\alpha_{\max} = \frac{g l^3 \bar{K}_H}{2 I} \frac{1}{\sqrt{(\pi^2 - p^2)^2 + 4p^2 \mu^2}} \div \frac{5 l^3 d \bar{K}_H}{I \sqrt{(\pi^2 - p^2)^2 + 4p^2 \mu^2}} \quad (\text{単位は } \text{ton, m, sec}) \quad \dots (8)$$

(8) 式における π は (6) 式より求められるが、こゝで K_0 は主として井筒底面における支持力によって保たれ、また井筒を直径 d の円形とすると

$$\pi^2 = \frac{g}{I} \left(\int_0^l \bar{K}_H Y^2 dY + \int_{\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \bar{K}_{\text{bottom}} x dx \right) = \frac{g l^3 d}{3 I} \bar{K}_H \left\{ 1 + 0.15 \left(\frac{D}{l} \right)^3 \frac{\bar{K}_D}{\bar{K}_H} \right\} = 3.3 \frac{l^3 d \bar{K}_H}{I} \left\{ 1 + 0.15 \left(\frac{D}{l} \right)^3 \frac{\bar{K}_D}{\bar{K}_H} \right\} \quad \dots\dots (9)$$

こゝに $\bar{K}_D$ 、 $\bar{K}_H$ は井筒の底面および側面の支持力係数である。これより地盤の減衰常数を 0.1 とし $\alpha_{\max}$ の値と実際のスパン 45 m の鋼トラス橋に対して設計した井筒について求めた値は表に示すようになる。この $\alpha_{\max}$ の

値は地震動に対して共振に近い現象を示した場合についてのものであつて、一般にはこの値よりかなり小さいものと考ええてまいが、 $\alpha_{\max} > 1$ が成立する場合が多いものと思われる。このような場合には井筒の振中は地震動より大きくなるので、従来行われていたよ

$\bar{K}_D$	$\bar{K}_H$	$\phi=4^\circ, l=10^\circ$		$\phi=4^\circ, l=20^\circ$		$\phi=8^\circ, l=10^\circ$		$\phi=8^\circ, l=20^\circ$	
		$T_n(\text{sec})$	$\alpha_{\max}$	$T_n(\text{sec})$	$\alpha_{\max}$	$T_n(\text{sec})$	$\alpha_{\max}$	$T_n(\text{sec})$	$\alpha_{\max}$
1.0	0.1	1.46	7.3	0.94	7.5	0.90	4.4	0.87	6.9
	1.0	0.47	7.5	0.30	7.5	0.35	6.8	0.27	7.5
	10.0	0.15	7.5	0.09	7.5	0.12	7.2	0.08	7.5
10.0	0.1	1.10	4.0	0.89	6.7	0.40	0.9	0.61	3.9
	1.0	0.45	6.9	0.30	7.4	0.28	4.3	0.26	6.9
	10.0	0.15	7.5	0.09	7.5	0.11	7.0	0.08	7.5
100.0	0.1	0.96	0.7	0.63	3.4	0.13	0.1	0.26	0.7
	1.0	0.34	3.9	0.28	6.7	0.13	0.9	0.19	3.9
	10.0	0.14	6.9	0.09	7.4	0.09	4.3	0.08	6.9

うな上部地盤が井筒を支持するものと仮定して求めた慣用設計方法によつて井筒を設計することも可能である。(しかし地震動の大きい軟弱地盤では井筒の振中はかなり大きくなるので、上部構造および支承部の構造は井筒の振中を考慮して設計しておく必要がある。

地震動の周期と井筒の固有周期とが異なる場合、または上層が軟弱で下層が十分な支持力がある場合には $\alpha_{\max} < 1$ となり、上部の軟弱層の振中は井筒自体の振中より大きくなる。このような場合には軟弱層は井筒に対して荷重として作用するので、上部軟弱層の上圧を荷重として井筒を設計する必要がある。従つて井筒の設計方法は従来の方法と異つたものとなる。