

水撃圧の現地調査とそのコンピュータ解析

東北学院大学工学部 正会員 河野幸夫

I. まえがき

宮城県S市にある配水池内にあり、水位調整弁用として取り付けられたポンプが水撃圧のため破損するという事故が起きた。その現地調査による水撃圧とコンピュータを利用した理論解析について述べる。

II. 水撃圧の現地調査

水位調整弁の上流側に自記録圧力計並びに自記録流量計を設置して、圧力と流量とを同時に観測した。図-1は圧力の記録と水撃圧の典型的なパターンを示している。1980年9月12日24時のピークでは静水圧3.5%より急激に6.2%の圧力上昇を示しており、この時の流量は図-2で見られるように100 m^3/hr (20 m^3/min) である、なお、この管路ではダクタイル鉄管(径250mm)を使用しておりピーク時における流速は0.566 m/sec である。

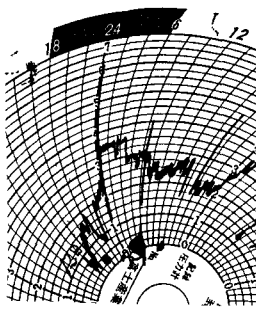


図-1 圧力の記録

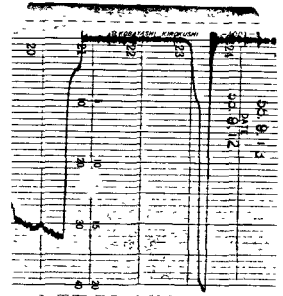


図-2 流量の記録

III. 水撃圧の理論とコンピュータ解析

1. WAVE SPEED (a) の理論と理論値

瞬間的に分水閉塞された後、毎秒毎に管のある区間内(ΔS)に流入した質量(ΔM)は $\Delta M = \Delta(PAL) = \rho L \Delta A + \rho A \Delta S + \rho A \Delta S = \rho A V_0 \frac{\Delta S}{a}$ と表わされ、この式に $\Delta V = \Delta S \frac{a}{L} - V_0$ と $\Delta H = \pm \frac{\rho}{\rho_0} \Delta V$ を代入し、まとめると $a = \frac{\rho \Delta H}{\rho_0 \Delta V}$ となる。次に、水の体積弾性係数 $K = \frac{\rho_0}{\rho} \frac{dP}{dV}$ 及び $\rho_0 \Delta H = \frac{\rho_0}{K} \frac{dP}{dV}$ を代入すると $a = \frac{K}{1 + K(\frac{\Delta A}{A \Delta P})}$ となる。現地の状態より管は軸方向に対して伸びないような固定されているとすると $G_1 = \mu G_2$ となり、 $(\frac{\Delta A}{A \Delta P}) = \frac{2}{E} (\Delta E_2 - \mu \Delta E_1) = \frac{2}{E} (\Delta E_2 - \mu G_1) = \frac{2}{E} (\Delta E_2 - \mu G_1) = \frac{2}{E} \Delta G_2 (1 - \mu^2) = \frac{2}{E} \frac{D}{4} (1 - \mu^2)$ となる、なお $\Delta G_2 = -\frac{\rho_0 D}{4E}$ である、故に WAVE SPEED は $a = \sqrt{\frac{K}{1 + (\frac{K}{E})(\frac{D}{4})(1 - \mu^2)}}$ と表わされる。

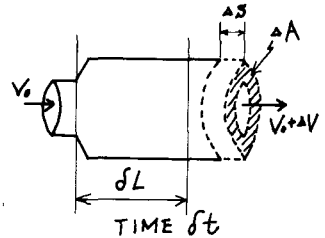


図-3 Control Volume

この配水池内で使用されているダクタイル鉄管 ($D=250\text{mm}$, $E=7.5\text{mm}$) の Poisson's Ratio $\mu=0.28$ 、弾性係数 $E=24 \times 10^6 \text{ psi} = 16.55 \times 10^{10} \text{ Pa}$ 、水の体積弾性係数 $K=3 \times 10^5 \text{ psi} = 2.07 \times 10^{10} \text{ Pa}$ 、水の密度 $\rho=1.94 \frac{\text{slug}}{\text{ft}^3} = 999.8 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$ を代入すると $a=1222.9 \text{ m/sec}$ となる。

2. 水撃圧の理論と解析

(1). 水撃理論

管内における水撃理論は一般に一次元非定常流として取り扱う、Euler の運動方程式は $\rho \frac{dV}{dt} + \rho \frac{dP}{dt} + \rho \frac{dV}{dt} + \rho \frac{dP}{dt} = 0$ となる、その時、条件として管の傾斜 $\alpha = 0$ ($= \frac{dz}{dx}$)、 $\frac{dV}{dt} = \frac{dV}{dt}$ 、 $\frac{dP}{dt} = \frac{dP}{dt}$ とおく。又、連続方程式より $a^2 \frac{dV}{dt} + \frac{dP}{dt} = 0$ が成り立つ。これらの方程式を特性曲線法で解くには2式の linear combination $\lambda (\frac{dV}{dt} + \frac{dP}{dt}) + (a^2 \frac{dV}{dt} + \frac{dP}{dt}) = 0$ より $\lambda = \pm a$ ($= \frac{dV}{dt}$) の条件における $\frac{dV}{dt} \pm a \frac{dP}{dt} = 0$ の式となる。プログラムするため、図-4 のようにおくと

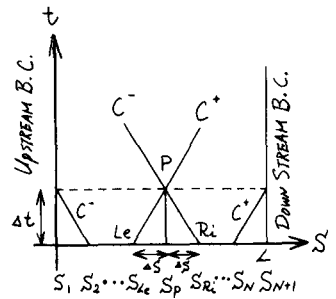


図-4 特性曲線

$$\Delta t = \Delta S / a$$

$$V_p = \frac{1}{2} \left[(V_{L2} + V_{R2}) + \frac{a}{g} (H_{L2} - H_{R2}) - \frac{f \Delta t}{2D} (V_{L2} |V_{L2}| + V_{R2} |V_{R2}|) \right]$$

$$H_p = \frac{1}{2} \left[\frac{a}{g} (V_{L2} - V_{R2}) + (H_{L2} + H_{R2}) - \frac{f \Delta t}{2D} (V_{L2} |V_{L2}| - V_{R2} |V_{R2}|) \right]$$

の3式となる。S市における送水システムと水位調整を考えると、Upstream Boundary ConditionはReservoirなので、 $H_p = H_s$ (静水圧) となり、C⁻より $V_{p1} = V_2 + \frac{a}{g} (H_p - H_2) - \frac{f \Delta t}{2D} V_2 |V_2|$ となる。又、Downstream Boundary Conditionにおいて実際に水位調整は独特の流量特性をもっているのびがあるが、ここでは簡便的に、いわゆる急閉塞をしているので、弁を直線的に閉塞するものと仮定すると、 $0 \leq t \leq T_c$ (T_c は閉塞するまでの時間)において、 $V_{pN1} = V_0 (1 - \frac{t}{T_c})$ 、又、 $t > T_c$ において $V_{pN1} = 0$ となり、C⁺より $H_{pN1} = H_N - \frac{a}{g} (V_{pN1} - V_N) - \frac{f \Delta t}{2D} V_N |V_N|$ となる。以上の式をもつてプログラムを作製する。

(2). MODEL 1

自己記録圧計の示す静水圧 $P_s = 3.5 \text{ kg/cm}^2$ とピーク時の流速 0.566 m/sec を初速とし Darcy-Weisbach friction factor $f = 0.057$ を使用して、Model化すると図-5のようになる。そして、以上で述べた方法でコンピュータ解析をおこなうと 105.5 m くらい 10.55 kg/cm^2 の圧力上昇となる。

(3). MODEL 2

S市におけるそのほかの送水方法は浄水場(海拔104m)よりその取水池(海拔43.7m)まで約8.8km自然流下式で送らる。実際には、その間に海拔0m地帯又は海底配管により最低-8.1mまで一度流下してから海拔43.7mまで上がり、2つるのはあるが図-6のようモデル化してコンピュータ解析をおこなう。図-7で示すような急閉塞により Headは27.7mより急激に上昇し、弁の閉塞後144秒で最大値124.1m (12.41 kg/cm^2)に達する。第2波においては、28.7秒後の最大値12.8mより急激に上昇し、43.2秒後は第2波のピーク98.5m (9.85 kg/cm^2)に達する。

IV. 結論

表-1 実測、Model1、Model2の最大水撃圧の比較において、実測とModel2とでは約2倍の差がある。その原因と思われるものの中には自己記録圧計があり、水撃圧のような急激な圧力上昇と変化の計測には適さず、実際より相当低い値を示してものと思われる、むしろ、理論値が実際の圧力に近い値を示しているものと推測される。図-1 圧力の記録は見えないが、図-7 水撃圧理論値でめやすような圧力上昇をはじめから約15秒間高い圧力が持続する、これはポンプ破損の事故原因の一つでもある。又、図-7で第1波、第2波と興味深い曲線を示しているが実際はどうであるのか、精密な計測器で実測できたら、たのびがある。

この論文をまとめるにあたり、S市水道部の援助により感謝します。

V. 参考文献

1. Wylie, E.B., and V.L. Streeter. 1978. Fluid Transients. McGraw-Hill Book Co., New York.
2. Watters, G.Z. 1979. Modern Analysis and Control of Unsteady Flow in Pipelines. Ann Arbor S.

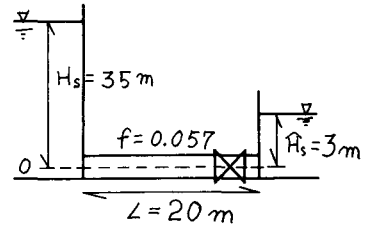


図-5 MODEL 1

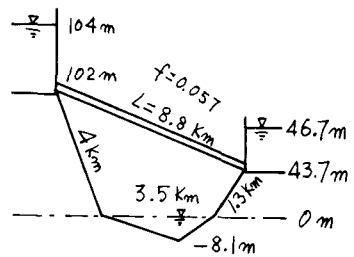


図-6 MODEL 2

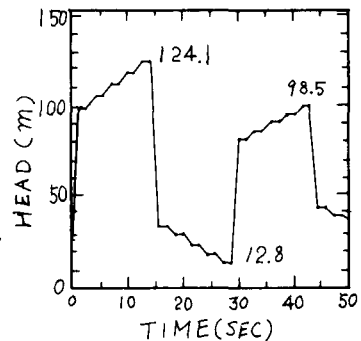


図-7 水撃圧理論値

表-1 最大水撃圧の比較 (kg/cm^2)

	実測	MODEL1	MODEL2
水撃圧	6.2	10.55	12.41