

津波の逆流による氾濫を対象とした管路の非定常解析

大成建設 (株) 技術センター 正会員 ○織田 幸伸
 大成建設 (株) 技術センター 正会員 伊藤 一教
 大成建設 (株) 技術センター 正会員 古田 敦史

1. 目的

津波による浸水被害は、主に岸壁などを越えて陸域に遡上する氾濫を対象に検討されてきた。一方、本年2月に発生したチリ津波では、排水溝を逆流したマンホールからの溢水による氾濫が、海岸からの氾濫の到達よりも先に生じる現象が観測された。そこで本研究では、これら管路を介した氾濫を検討するため、一次元管路モデルを基本に、長周期波による逆流・溢水を再現するモデルを構築することを目的とする。

2. 一次元管路モデル

図1に示す一次元管路を対象とし、検査面①②③で囲まれた領域を考え、検査面①③で流速はそれぞれ一様と仮定する。ここでは簡略化のため、主管と立坑の断面積は D, A でそれぞれ一定とする。一般的に用いられるサージング解析では、管路 i の流速加速度を、その両端の立坑水位差 (ここでは、 $\eta_i - \eta_{i-1}$) により算定しており、図中の①と③の間に流速の違いにより生じている速度水頭差分の圧力差を無視している。サージング解析では、立坑間の水位差に比較してこの圧力差は小さいが、管路両端の立坑がともに溢水している場合、その水位差が0となるため、この圧力差を考慮しないと管路流速の加速度を正しく評価できない。そこで本研究では、立坑接続部に生じる圧力差を、分流・合流損失を含めて取り込むモデルを構築する。

w_i が正の場合、分流損失は比較的小さいためこれを無視すると、①③間で全水頭が保存されるため、この間の圧力差は次式で表される。

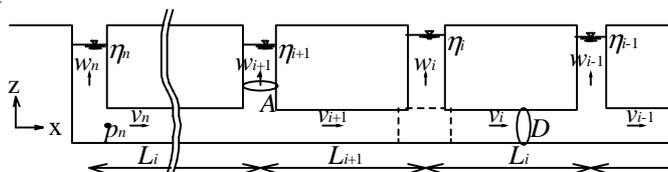


図1 一次元管路モデル

$$\Delta p = p - p = \frac{\rho(v_i^2 - v_{i+1}^2)}{2} \tag{1}$$

w_i が負の場合は、エネルギー損失により式(1)が成り立たない。 $A/D = \alpha$ とすると、 α が十分小さいときには、検査面②からの x 方向運動量の流入が小さく無視できるため、領域内の運動量の定理から次式が導かれる。

$$\Delta p = p - p = \rho(v_i^2 - v_{i+1}^2) \tag{2}$$

一方、 α が十分大きい場合には、エネルギー損失が小さいため、式(1)が近似的に成立する。そこで本モデルでは、圧力差を次式により定義する。

$$\Delta p = p - p = \rho(1 + \xi_i)(v_i^2 - v_{i+1}^2)/2 \tag{3}$$

$$\xi_i = \begin{cases} 0 & \text{for } \alpha > 2.5 \text{ or } w \geq 0 \\ 1 - 0.4\alpha & \text{for } \alpha \leq 2.5 \text{ and } w < 0 \end{cases}$$

式(3)における ξ は、立坑による分流損失が、Gardel の測定結果により得られた式¹⁾に一致するように設定した。ここで、立坑の上流側 ($v = 0$ の場合は①, $v < 0$ の場合は③) で、主管のピエゾ水頭と立坑の全水頭が一致すると仮定すると、例えば $v < 0$ の場合

$$p = \rho g \eta_i + \rho w_i^2 / 2 + \rho(1 + \xi_i)(v_i^2 - v_{i+1}^2) / 2 \tag{4}$$

$$p = \rho g \eta_i + \rho w_i^2 / 2 \quad \text{when } v_i < 0$$

となり、管路 i の運動量方程式は次式となる。

$$\frac{dv_i}{dt} = \frac{g(\eta_i - \eta_{i-1})}{L_i} + \frac{w_i^2 - w_{i-1}^2}{2} + \frac{(1 + \xi_{i-1})(v_i^2 - v_{i-1}^2)}{2L_i} \tag{5}$$

-(損失項) when $v_i < 0$

ここで、損失項は摩擦損失や立坑接続部以外の局所損失により生じる損失項を示す。右辺第2,3項が本モデルにより新たに加えられた項である。

取放水路等の終端部 (図1の左端) では、屈折損失水頭 h_b を用いると、立坑接続部の主管圧力 p_n は、

$$p_n = \rho g \eta_n + \rho(w_n^2 - v_n^2) / 2 \pm \rho g h_b \tag{6}$$

と表される。ここで屈折損失の符号は、 w が正の場合 +, 負の場合 - である。屈折損失係数は Re 数によって変化するが、既往の研究から概ね 1.3~1.5 程度と考えられる²⁾。一方、主管と立坑の断面積が異なる場合、

キーワード 津波, 氾濫, 浸水, 排水溝, 管路, サージング

連絡先 〒245-0051 神奈川県横浜市戸塚区名瀬町 344-1 大成建設 (株) 技術センター TEL 045-814-7234

w が正の時、 α が十分小さいときは流入、大きいときは流出と考えると、損失係数はそれぞれ 0.5 (対象流速： w_n)、1.0 (対象流速： v_n) となる (w が負の場合は流入が入れ替わる)。そこで本モデルでは、これらの条件を満たすよう、 h_b を次式で定義する。

$$h_b = \begin{cases} (0.5/\alpha^2 + 1)v^2/2g & \text{for } w \geq 0 \\ (1/\alpha^2 + 0.5)v^2/2g & \text{for } w < 0 \end{cases} \quad (7)$$

式(7)を式(6)に代入すると、

$$p_n = \rho g \eta_n + \rho \xi_n v_n^2 / 2 \quad \xi_n = \begin{cases} 1.5/\alpha^2 & \text{for } w \geq 0 \\ -1.5 & \text{for } < 0 \end{cases} \quad (8)$$

となり、運動量方程式として、次式が得られる。

$$\frac{dv_n}{dt} = \frac{g(\eta_n - \eta_{n-1})}{L_i} + \frac{(2\xi_n + \xi_{n-1})v_n^2 - (1 + \xi_{n-1})v_{n-1}^2}{4L_i} \quad (9)$$

-(損失項)

最終的に、式(5)、(9)と、連続式

$$\frac{d\eta_i}{dt} = \frac{D(v_{i+1} - v_i)}{A} \quad (10)$$

により、管路の溢水を算定することが出来る。

3. モデルの検証

本モデルの妥当性を、水理実験により検証した。実験模型を図2に示す。実験の詳細については、参考文献³⁾を参照されたい。入射波は、周期 10, 20s の 2 ケースで、斜面により前傾した状態の波を入射させた。実験結果を図3, 4に示す。図3は、立坑を高くし、溢水のない条件でのサージングによる最高水位の結果である。図中には、一般的なサージングモデルによる解析結果と本モデルによるサージング解析結果を示した。図3によると、サージングによる水位応答は、海側から陸側にいくほど徐々に大きくなっている。解析結果は若干実験値よりも小さいものの、ともにこの特性を精度良く再現しており、サージング解析においては一般的なサージングモデルでも妥当な結果が得られることが分かる。

図4は、立坑の高さを全て水底から 0.24m として、溢水量を測定した結果である。溢水量は、一番陸側の⑤が最も多く、中央が少なくなる結果となった。一般的なサージングモデルでは海側の①が一番多い結果となり、現象を再現できていない。本モデルによれば、実験結果を精度良く再現できており、立坑接続部の圧力差を考慮することの必要性が確認された。

4. 結論

本研究では、立坑からの溢水を考慮した次元管路

モデルを構築した。管路径が一定の場合ではあるが、解析結果は水理実験の結果を精度良く再現している。本モデルにより、水路の逆流による津波の氾濫を、効率よく解析可能となる。

参考文献

- 1) 土木学会：水理公式集[平成 11 年度版]，p.377, 1999.
- 2) Sprenger, H.: Schweiz. Bauzeit., 87-13, p.223, 1969.
- 3) 伊藤一教, 織田幸伸, 高山百合子, 古田敦史：津波来襲時の水路に着目した溢水現象, 第 65 回土木学会年次学術講演会概要集, 投稿中, 2010.

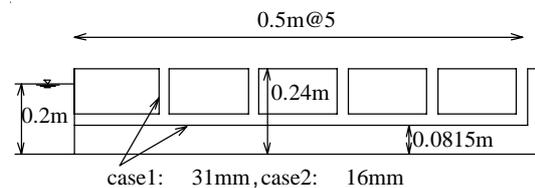


図2 水理実験模型

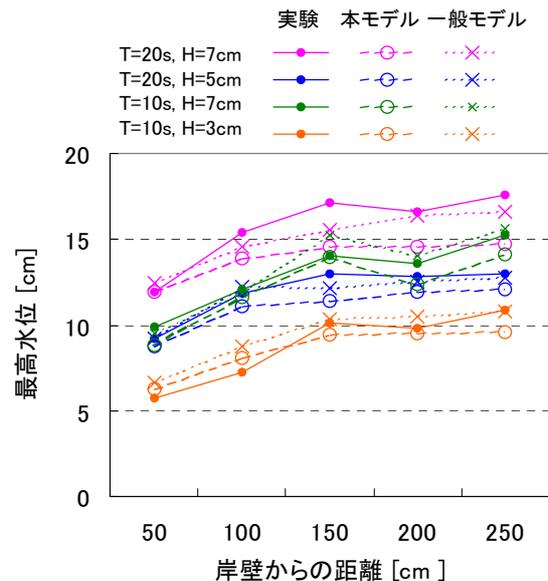


図3 サージング最高水位の比較

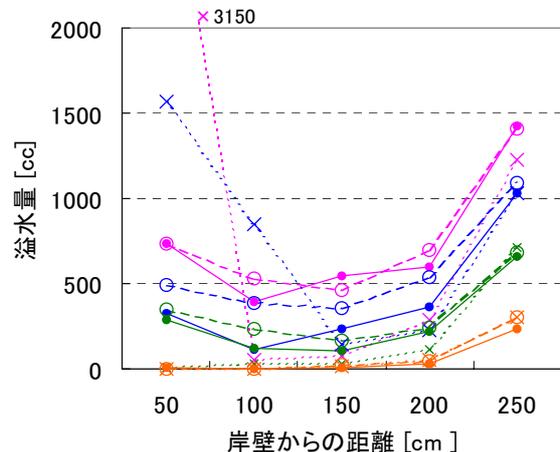


図4 湧水量の比較