

臨海施設の排水路を対象とした津波による内水氾濫解析

津波により複雑な排水路を逆流し陸域に溢水する現象のシミュレーション

高島 知行*¹・本田 隆英*¹・織田 幸伸*¹・伊藤 一教*¹

Keywords : tsunami, inland inundation, BCP, pipe network, water intake and outfall channel, drainage channel

津波, 内水氾濫, BCP, 管路網, 取放水路, 排水路

1. はじめに

2011年3月に発生した東北地方太平洋沖地震および津波は、臨海の産業施設に甚大な被害をもたらした。臨海施設に津波が来襲した場合、防潮壁などで津波の遡上を防止しても、取放水路や雨水排水路などを介して津波が陸域に溢水・浸入し（津波による内水氾濫）、浸水被害や避難経路喪失の危険性がある。実際に、2010年のチリ津波や2011年の東日本大震災の際には、護岸からの遡上より先に、排水路からの逆流による内水氾濫が観測されている（例えば、橋本ら¹⁾）。南海トラフ地震の発生が懸念される中、津波による内水氾濫は、事業継続性の観点から重要な課題だと考えられる。

織田ら²⁾・伊藤ら³⁾はこうした津波による内水氾濫現象の解析を目的に、一次元のサージング解析モデルを拡張することで、立坑からの溢水量が算出可能なモデルを構築している。ただし、同モデルは主管路のみの管路を対象であり、支管路を含む管路網への適用には更なるモデルの拡張が必要である。古田ら⁴⁾と同様に三次元解析を用いれば、管路網においても解析が可能となるが、三次元解析は解析負荷が大きく、実務での適用には課題が残る。

そこで本研究では、織田ら²⁾が開発した溢水を考慮したサージング解析モデルを拡張し、支管路を含む複雑な管路においても溢水量の算出が可能な一次元解析モデルを構築した。構築したモデルの妥当性は、三次元解析の結果と比較することで検証した。また、同モデルによる溢水解析結果を入力条件として、陸上氾濫解析を実施し、臨海施設における津波による内水氾濫を、少ない解析負荷で解析することを試みた。さらに、

来襲する津波波形の違いによる溢水特性の考察、および津波による内水氾濫を低減するための各種対策工の効果検証を行った。

2. 津波による内水氾濫解析

2.1 管路網モデル

燃料タンク5万kl×10基、20万kl×3基を有する産業施設規模を想定した雨水管路網を対象に、津波による内水氾濫（マンホールからの溢水）の解析を実施した。管路網モデルを図-1に示す。管路網モデルの設定は、下水道施設計画・設計指針⁵⁾を参考に行った。管路網は主管路であるA系管路、支管路であるB系、C系管路からなり、排水口はA1に設置した。管路断面は円形とし、管径は0.39m～1.2mで排水口から離れるほど細くなるよう設定した。立坑（マンホール）は全て直径を1.2mとし、25m～62.5m間隔に11基設置した。水路勾配は全て水平で、高さ方向の管路設置位置は、管芯が静水面より5m下方となるようにした。また、地盤高さは静水面上6mとし、津波による護岸からの越水は、地盤面から15mの防潮壁によって防止す

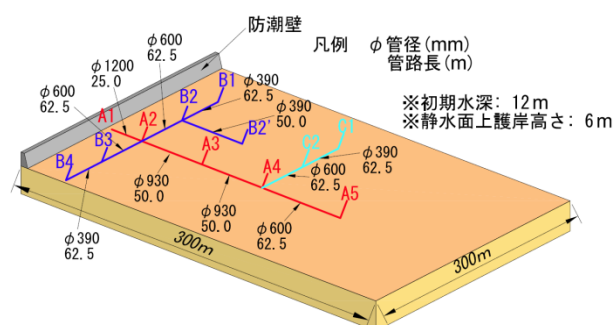


図-1 管路網モデル

Fig.1 Drainage channel network

*1 技術センター 土木技術研究所 水域・環境研究室

る条件としている。

海域部は、護岸前面の初期水深を 12 m とした。来襲する津波には、図-2 に示す CASE-A, CASE-B, CASE-C の 3 種類の津波波形を用いた。ここで図-2 は、護岸及び防潮壁による重複波の影響を含んだ、護岸前面の水位変化を示している。CASE-A の波は、護岸前面水位の最大上昇量が 13.0 m、護岸高さ以上となる水位の継続時間が約 35 秒で、分裂波の特徴を有している。CASE-B の波は、最大水位上昇量が 16.1 m、継続時間が約 60 秒である。CASE-C の波は、最大水位上昇量が 16.8 m、継続時間が約 25 秒で、継続時間が他 2 ケースと比べ短いことが特徴である。

2.2 三次元解析モデル

三次元解析の手法としては、古田ら⁴⁾と同じ気液二相を考慮した数値解析法を用いた。基礎方程式は連続式とナビアストークス方程式とし、解析格子に非構造格子を用いた有限体積法により解析した。自由表面は VOF 法で解析し、乱流モデルは標準 $k-\epsilon$ モデルを用いた。解析格子の間隔は、 Δx を 0.09~0.25 m、 Δy を 0.08~2.9 m、 Δz を 0.08~1.0 m とし、管路および立坑の周辺で細かく設定した。また、溢水量の算定を行うため、立坑から溢水した水を貯める掘込みを、立坑下部に設けた(図-3)。三次元解析による解析結果を図-4 に示す。

2.3 一次元解析モデルの拡張

図-5 に示す支管路を含む管路網を対象に、溢水を考慮した一次元のサージ解析モデルを導出する。ここでは簡略化のため、主管と立坑の断面積 D, A はそれぞれ一定とする。一般的なサージ解析モデル(従来モデル)では、立坑接続部の圧力が立坑の水位に等しいと仮定し、管路 i の流速加速度を、その両端の立坑水位差(ここでは、 $\eta_i - \eta_{i-1}$)により算定する。連続式と運動方程式は以下の式(1), (2)に示すとおりとなる。

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

$$\frac{dv_i}{dt} = \frac{g(\eta_i - \eta_{i+1})}{L_i} - (\text{損失項}) \quad (2)$$

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る損失を示す。織田ら²⁾によれば、この従来モデルでは、式(2)において立坑接続部前後(例えば図-5 (a) の①と②)の局所的な圧力差を考慮していないため、流出側の管路に流れが伝わらず溢水量の適切な算定ができない。検査面①~⑤に囲まれた領域を考え、

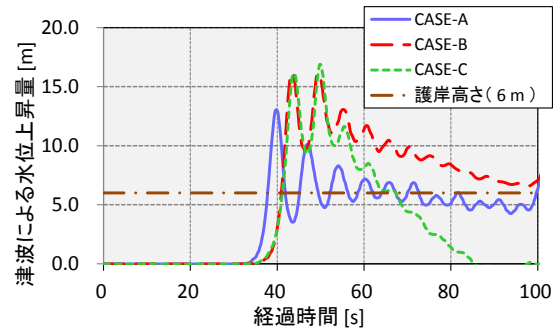


図-2 護岸前面の水位変化

Fig.2 Variation of water surface level in front of the seawall

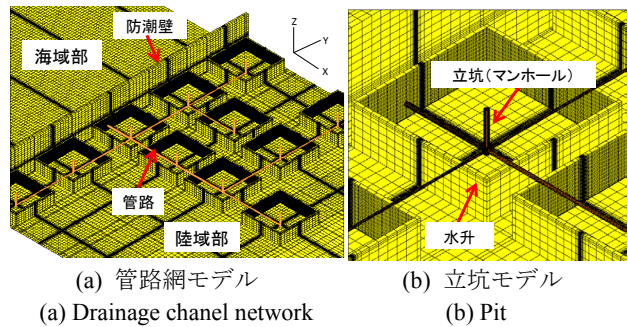


図-3 三次元解析モデル

Fig.3 Channel Configuration for 3-D numerical simulation

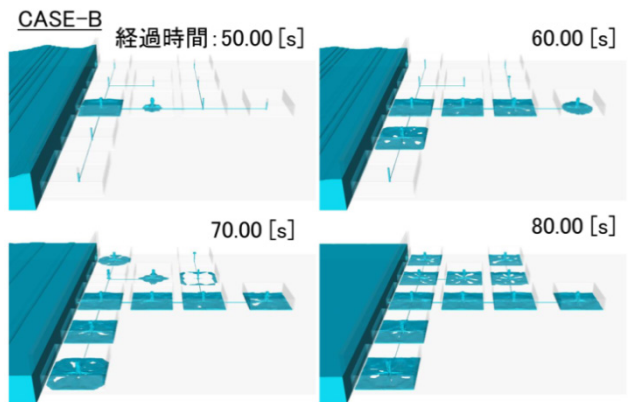
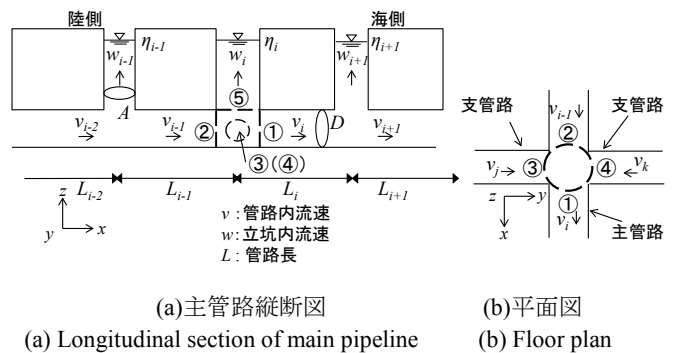


図-4 三次元解析結果

Fig.4 Results of 3-D numerical simulation



(a) 主管路縦断面 (b) 平面図
(a) Longitudinal section of main pipeline (b) Floor plan

図-5 一次元解析モデルの説明図
Fig.5 Schematic view of 1-D numerical model

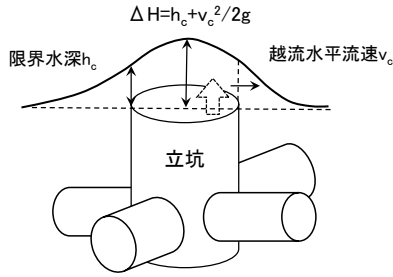


図-6 溢水時の水面盛り上がりによる水位増加
Fig.6 Schematic view of overflow shape from a pit

それぞれの流速を $v_①, v_②, v_③, v_④, w_⑤$ とする。海水が流入し ($v_① < 0$)、立坑および支管路に分流する場合 ($v_③ < 0, v_④ > 0, w_⑤ > 0$)、①よりも②の方が流速は絶対値としては小さくなる。そのため、損失を無視すると②の方が速度水頭差分、圧力が大きくなる。同様に、③、④の圧力も①と比べ大きくなる。拡張モデルでは、この速度水頭差分の圧力差に加え、分流・合流損失による影響も考慮する。立坑接続部における分流損失係数 f_d は、水理公式集⁶⁾では以下の式によって与えられている (例えば、 $v_① < 0, v_② < 0, v_③ < 0, v_④ > 0, w_⑤ > 0$ の場合)。

$$\text{①} \rightarrow \text{②} : f_{d1} = 0.58q_B^2 - 0.26q_B + 0.03 \quad (3)$$

$$\text{①} \rightarrow \text{③}, \text{④} : f_{d2} = 0.95(1 - q_B)^2 + q_B^2 \{ 1.0 + (0.4 - 0.1\alpha) / \alpha^2 \} + 0.4q_B(1 - q_B)(1 + 1/\alpha) \quad (4)$$

ここに、 f_{d1} : 主管に対する分流損失係数、 f_{d2} : 支管に対する分流損失係数、 α : 主管断面積に対する支管断面積の比、 q_B : 分流前の主管流量に対する支管流量の比であり、ここでは、③～⑤への流量を支管流量と仮定し、 $q_B = (-v_③ + v_④ + w_⑤) / v_②$ とした。一方、合流時 (例えば、 $v_① < 0, v_② < 0, v_③ > 0, v_④ < 0, w_⑤ < 0$) の損失係数は、水理公式集⁶⁾より以下の式で与えられる。

$$\text{①} \rightarrow \text{②} : f_{c1} = -q_B^2(0.97 - 0.62\alpha) - q_B(1.94 - \alpha) + 0.03 \quad (5)$$

$$\text{①} \rightarrow \text{③}, \text{④} : f_{c2} = -q_B^2(-0.40 + 0.80/\alpha^2) - (1 + q_B)\{0.92 + q_B(2.92 - \alpha)\} \quad (6)$$

ここに、 f_{c1} : 主管に対する合流損失係数、 f_{c2} : 支管に対する合流損失係数、 q_B : 合流後の主管流量に対する支管流量の比であり、ここでは $q_B = -(v_③ - v_④ - w_⑤) / v_②$ とした。以上より、分流時 ($v_① < 0, v_② < 0, v_③ < 0, v_④ > 0, w_⑤ > 0$) における各検査面の圧力は、立坑の上流側で管

路のピエゾ水頭と立坑の全水頭が一致すると仮定した場合、

$$P_① = \rho g \eta_i + \rho w_i^2 / 2 \quad (7)$$

$$P_② = \rho g \eta_i + \rho w_i^2 / 2 + \rho(v_i^2 - v_{i-1}^2) / 2 - f_{d1} \rho v_i^2 / 2 \quad (8)$$

$$P_③ = \rho g \eta_i + \rho w_i^2 / 2 + \rho(v_i^2 - v_j^2) / 2 - f_{d2} \rho v_i^2 / 2 \quad (9)$$

$$P_④ = \rho g \eta_i + \rho w_i^2 / 2 + \rho(v_i^2 - v_k^2) / 2 - f_{d2} \rho v_i^2 / 2 \quad (10)$$

となり、管路 i の運動方程式は次式となる。

$$\frac{dv_i}{dt} = \frac{g(\eta_i - \eta_{i+1})}{L_i} + \frac{w_i^2 - w_{i+1}^2}{2L_i} + \frac{v_i^2 - v_{i+1}^2}{2L_i} + f_{d1} \frac{v_{i+1}^2}{2L_i} - (\text{損失項}) \quad (11)$$

ここで損失項は、分流損失以外の形状損失および摩擦損失である。式(2)と比較すると、右辺第2, 3, 4項が新たに加えられた項である。式(11)を運動方程式として解析するモデルを拡張モデル1とする。

溢水解析をさらに適切に行うには、上記の立坑接続部の圧力差を考慮するとともに、図-6に示す水面の盛り上がりによる圧力上昇も考慮する必要がある。そこで溢水時に、立坑外縁で限界水深になると仮定し、各時刻の溢水量から立坑外縁での線流量を算出した。そして、それにより求めた限界水深と越流水平流速による圧力上昇を式(7)～式(10)に加えた。この水面の盛り上がりの影響を拡張モデル1に考慮し、拡張モデル2とした。

2.4 解析結果

2.4.1 一次元解析モデルの精度検証

図-2の津波波形を入力条件とし、解析した結果を図-7に示す。従来モデルの結果に着目すると、溢水量の少ないCASE-Aにおいては三次元解析の結果を精度よく再現している。一方、溢水量の比較的多いCASE-B、CASE-Cについては溢水量が正しく再現されていない。特に、最も海側のA2での溢水が過大に評価される結果となった。これは前述した通り、従来モデルでは、立坑接続部前後での圧力差が考慮されていないためと考えられる。立坑接続部での圧力差を考慮した拡張モデル1では、やや過大ではあるが、いずれのケースでも三次元解析と同程度の解析結果が得られることが分かった。拡張モデル2はCASE-A、CASE-Cでは拡張モデル1と概ね変わらない結果になるが、CASE-Bでは拡張モデル2の方が精度よく三次元解析の結果を再現している。この理由は、CASE-Bの場合、津波の継

続時間が最も長い立坑からの溢水時間が最も長く、水面の盛り上がりによる影響を大きく受けたためと考えられる。また、すべてのケースで拡張モデルの方が三次元モデルよりも総溢水量が大きくなる結果となった。この理由の検証のため、流入部(A1)での入口損失係数に着目する。一次元解析では、入口形状が角端型であるため、損失係数を0.5として与えている(水理公式集⁶⁾)。三次元モデルでの入口損失係数を求めたところ⁷⁾、概ね0.5以上の値を取ることが分かった。従って、三次元モデルでは一次元モデルに比べ、入口損失係数を大きく見積もっており、そのため一次元解析の方が溢水量が過大になったと考えられる。

2.4.2 陸上氾濫解析

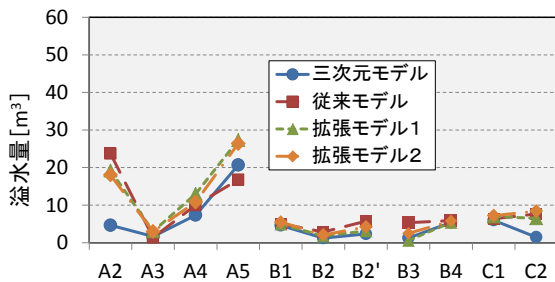
拡張モデル2から得られた溢水量を境界条件に、非線形長波方程式と連続式を用いて解析した、陸上氾濫解析の実施例を図-8に示す。三次元解析を用いて溢水

解析と陸上氾濫解析を同時に行う場合、精度は高いが、解析負荷が大きくなる。溢水解析を拡張モデル2を用いて行い、その結果を境界条件に陸上氾濫解析を別途行うことで、精度は三次元解析に比べて劣るものの、津波による内水氾濫を、少ない解析負荷で評価することが可能である。

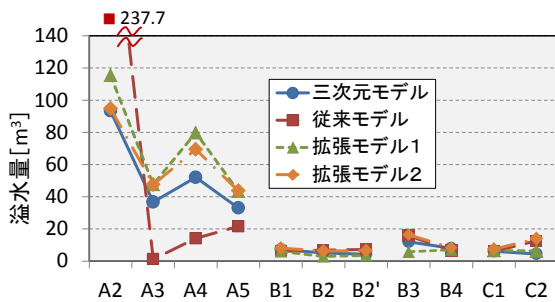
3. 溢水特性に関する考察

3.1 解析結果の溢水特性

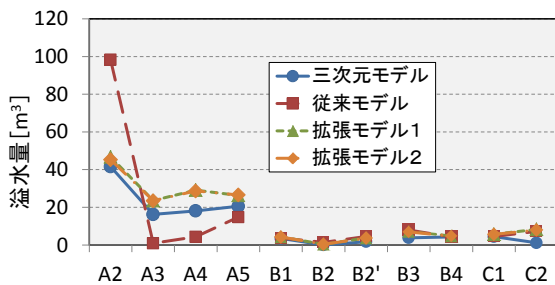
図-9に、拡張モデル2による溢水解析結果を再整理して示す。同図より、溢水は主管路のA系管路に集中していることが分かる。特に、CASE-B、CASE-Cでは、A2およびA4からの溢水量が多くなった。これは、立坑に接続された管径がこれらの立坑の前後で異なるためと考えられる。また、総溢水量はCASE-AよりもCASE-Cの方が多いい関わらず、B系、C系管路からの溢水量はCASE-Aの方がCASE-Cよりも多い結果となった。これは、B系、C系管路からの溢水開始時刻がA系に比べて遅いため、継続時間の短いCASE-Cでは、溢水がピーク値に到達する前に水位が低下したことが原因と考えられる。



(a) Case-A



(b) Case-B



(c) Case-C

図-7 各モデルによる解析結果の比較

Fig.7 Comparison of results from each numerical model

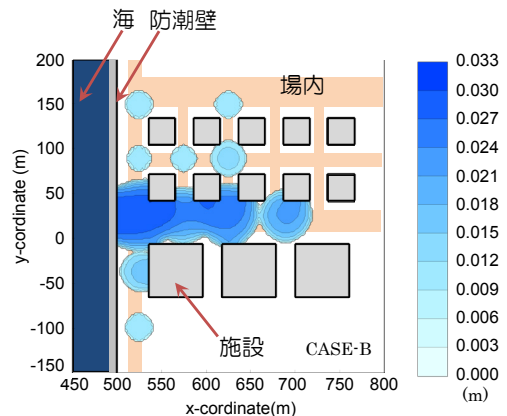


図-8 陸上氾濫解析結果

Fig.8 Results of inundation simulation

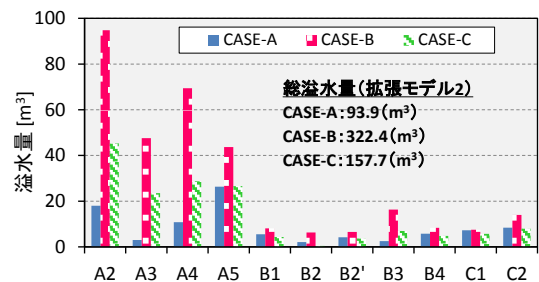


図-9 溢水解析結果

Fig.9 Results of total overflow volume with improved model 2

3.2 津波波形をパラメータとした試行解析

ここで、溢水特性について検討するため、支管を無視し、A系管路のみを対象に津波波形の違いによるパラメスタディを行った。来襲する津波には津波高が

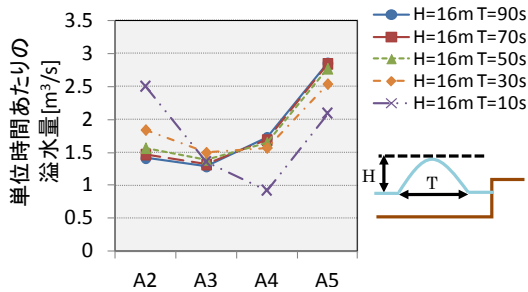
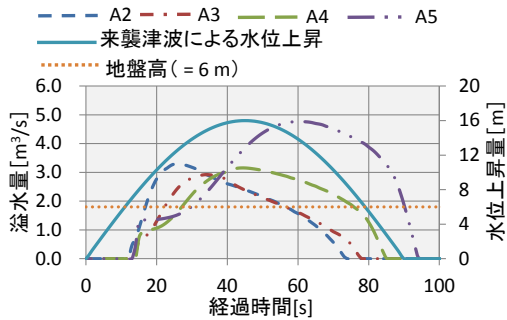
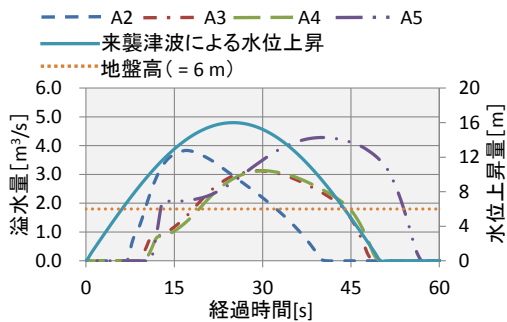


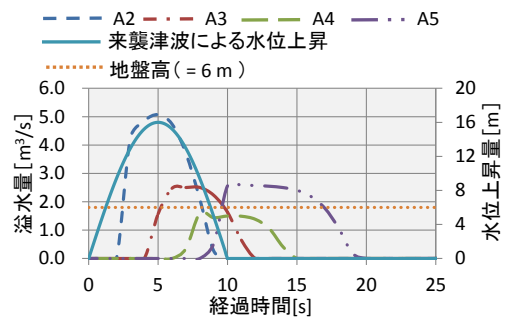
図-10 単位時間当たりの溢水量
Fig.10 Overflow volume per second



(a) H=16m, T=90s



(b) H=16m, T=50s



(c) H=16m, T=10s

図-11 津波による水位上昇と溢水量の時間変化
Fig.11 Time variation of water surface level and overflow volume

8 m~16 m, 津波の継続時間が 10 秒~90 秒となる正弦波 (片振幅) の押波を設定した。なお、溢水特性を明確にするため、管径は全て 1.2 m の同径とした。

図-10 に津波高 16 m, 継続時間 10 秒~90 秒の場合における単位時間当たりの総溢水量を示す。同図より、継続時間が 50 秒より長いと、単位時間当たりの総溢水量がほぼ一定値となることが分かる。図-11 に各立坑からの溢水量と津波による水位変動の時系列を示す。前述の傾向は、同図(a)(b)に示すとおり、継続時間が 50 秒より長くなっても、溢水量のピーク値が大きく変化せず、継続時間のみが長くなっていることから確認できる。一方、継続時間が 30 秒より短くなると、単位時間あたりの溢水量は、最も海側の A2 で大きくなり、A2 より陸側の A3, A4, A5 で小さくなった。短時間に水位変動が生じる場合、最も海側の立坑の水位上昇速度が大きくなるため勢いよく溢水し、同立坑において単位時間当たりの溢水量が大きくなる。また、陸側の立坑では、溢水が十分に発達する前に津波の水位が低下するため、溢水量が小さくなったと考えられる。なお、上記の傾向は、異なる水路形状を用いて行った高島ら⁹⁾の試行解析によっても確かめられている。

4. 溢水量低減のための対策工の効果検証

4.1 対策工の概要と入力津波波形

管路網からの溢水量を低減させるため各種対策工を提案し、拡張モデル 2 を用いてその効果について検討する。対策工として、流入部の形状変更、溢水堤の設置、および立坑面積の拡幅を対象とした (図-12)。

水理公式集⁹⁾によると、管路の入口損失は入口形状により異なる。対策工なしの場合、入口は角端形とみなせるので、損失係数は 0.5 である。図-12(a)では、入口形状を突出形 (損失係数 1.0) に変更した。図-12(b)に示す溢水堤は、溢水量の最も多い A2 に設置した。溢水堤の高さは無限大とし、溢水を完全に抑制した。図-12(c)の立坑の面積変更では、立坑天端から 3 m 下方までを対象に、面積を 4 倍 (直径 2.4 m) に拡幅した。入力津波は、溢水解析結果 (図-10) より 3 ケースの中で総溢水量が最も多い CASE-B の津波波形を用いた。

4.2 対策工の効果の比較

解析の結果を図-13 に示す。縦軸は、溢水量変化率 (=対策後の溢水量/対策前の溢水量) を示す。入口形状を変更した場合、総溢水量が約 25 %減少した。津波の来襲により海水が逆流する場合、最も海側の管路内では流速が大きくなる (本解析では最大約 8.0 m/s)

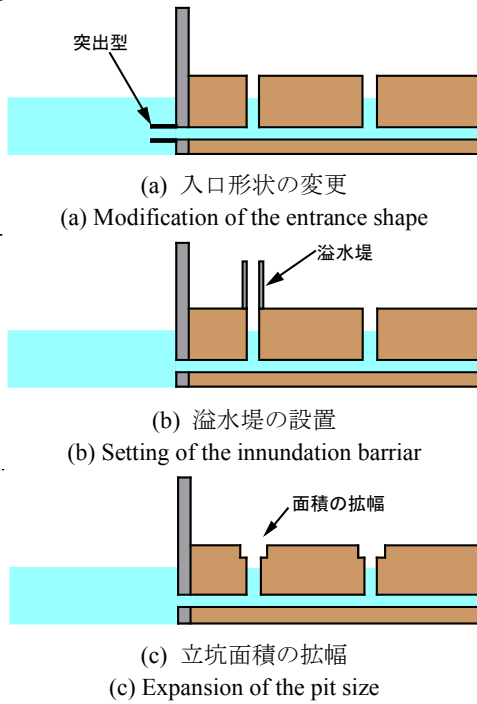


図-12 対策工の例
Fig.12 Examples of countermeasures

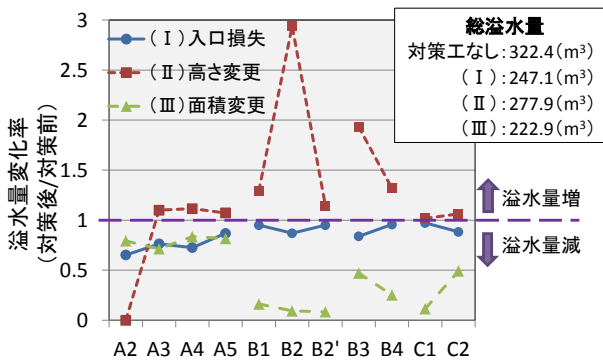


図-13 対策工の溢水量比較
Fig.13 Comparison of overflow results

ため、損失の影響を強く受ける。そのため入口形状を変更して、入口損失を増大させることは、溢水量低減の効果がある。なお、入口形状を変えても出口損失係数は 1.0 のままで、管路網の排水能力には影響しない。溢水堤を設置した場合、他対策より総溢水量の低減は少なかった。また、A2 以外の立坑からの溢水は、増加する結果となった。立坑面積を拡幅した場合、全ての立坑で溢水量は低減し、特に元々溢水量の少ない B 系、C 系管路の立坑から溢水が低減した。ただし、面積変更は流入量を制限するものではないため、津波の継続時間が長く溢水量が多い場合は、溢水量の低減効果は限定的になり、溢水開始時刻も対策工なしの場合と同程度になることに留意する必要がある。

津波来襲時、水路の流入口を直ちに閉塞すれば、津

波による内水氾濫の被害は抑えることができる。ただし閉塞操作が前提であるため、作業員の安全確保や機器の定期的なメンテナンスが必要となる。上述した対策工は、溢水を完全に抑制することはできないが、津波来襲時の操作や定期的な維持補修が不要な特徴を有している。

5. 結論

本研究では、管路網を介した津波による内水氾濫解析を対象とした一次元解析モデルを提案した。立坑接続部の圧力差と溢水時の水面の盛り上がりを考慮することで、一次元モデルを用いても、三次元モデルとほぼ同程度の精度で溢水量が再現できることを確認した。本モデルの溢水量を境界条件とし、陸上氾濫解析を行えば臨海施設での津波による内水氾濫解析が、少ない計算負荷で可能となる。また、導出したモデルを用いて溢水特性について検討した。その結果、来襲する津波の継続時間が長くと、単位時間当たりの総溢水量は津波高と水路形状による一定値に収束し、管径が一定の場合は最も陸側の立坑から溢水が最大となることが分かった。また、津波の継続時間が短いと、海側の立坑からの溢水量が大きくなることが分かった。さらに、本モデルを用いて、対策工の効果について検討した。本稿で示した対策案は一例であるが、本モデルを用いることで、対策工の効果が検証可能なことが示された。

参考文献

- 1) 橋本貴之、今村文彦：2010年チリ津波による被害に関する気仙沼での現地調査報告，東北大学，津波工学研究報告，第27号，pp.91-95，2010。
- 2) 織田幸伸、伊藤一教、高山百合子、古田敦史：津波の逆流による氾濫を対象とした管路の非定常解析，第65回土木学会年次学術講演会概要集，II-008，pp.15-16，2010。
- 3) 伊藤一教、織田幸伸、高山百合子、古田敦史：津波来襲時の水路を介した溢水現象に関する基礎検討，土木学会論文集 B2(海岸工学) Vol.66, No.1, pp.941-945, 2010。
- 4) 古田敦史・伊藤一教・織田幸伸：津波による内水氾濫解析のシミュレーション，土木学会論文集 B2(海岸工学) Vol.67, No.2, pp.206-210, 2011。
- 5) 日本下水道協会：下水道施設計画・設計指針と解説 2009年前編，467p，2009。
- 6) 土木学会：水理公式集[平成11年度版]，p.377，1999。
- 7) 高島知行・本田隆英・織田幸伸・伊藤一教：管路網を対象とした津波による内水氾濫解析，土木学会論文集 B2(海岸工学)，Vol.69, No.1, pp.381-385, 2013。
- 8) 高島知行・本田隆英・織田幸伸・伊藤一教：津波波形の違いが管路ピットからの溢水量に及ぼす影響について，第68回土木学会年次学術講演概要集，II-156, pp.311-312, 2013。