

取放水路を介した津波による内水氾濫について

エネルギー施設を対象とした溢水解析と対策

横田 華奈子^{*1}・織田 幸伸^{*1}・伊藤 一教^{*1}

Keywords : tsunami, overflow, inland inundation, sloshing, waterintake channel, discharge channel

津波、溢水、内水氾濫、スロッシング、取水路、放水路

1. はじめに

2011 年 3 月に発生した東北地方太平洋沖地震による津波は、沿岸域に甚大な被害を及ぼし、エネルギー施設の多くが浸水により被災した。今後の事業継続性計画を検討する上で津波対策は非常に重要な項目となる。有効な津波対策の 1 つに、防潮堤設置による浸水の防止が考えられる。その場合、冷却等のために海水を利用するエネルギー施設では、取放水路を介して防潮堤の内側でピット等の開口部から溢水する内水氾濫の問題が生じる^{1) 2)}。2010 年のチリ地震津波では、気仙沼でマンホールから海水が噴出した例も報告されている³⁾。そこで本研究では、このような取放水路を介した内水氾濫の基本特性とその対策工について、数値解析により検討する。

2. 内水氾濫の解析例

典型的な取水路を設定し、VOF 法による流体解析プログラム CADMAS-SURF⁴⁾を用いて内水氾濫の解析を実施した。図-1 に、取水路を介した内水氾濫の

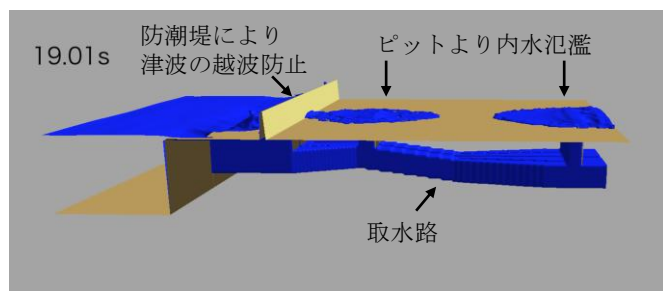


図-1 取水路を介した津波の溢水解析例

Fig.1 A snapshot of inland inundation via waterintake channel

例を示す。図の左境界より波を入射した。その結果、護岸上へ越波した波を防潮堤を設置することで防いだとしても、海中にある取水口から取水路を通じて、防潮堤の内側で溢水する様子が確認できた。取水路を介した内水氾濫を解析するには、取水路の複雑な形状を考慮する必要がある、本解析手法により効率的に解析可能であることが確認された。

3. 溢水現象と対策

3.1 解析手法と解析条件

ここでは、取水路からの内水氾濫を検討するため、数値解析により溢水現象を再現する。基本特性を検討するため、数値解析の負荷を考慮し、鉛直 2 次元の CADMAS-SURF⁵⁾を使用して解析を行った。図-2, 3 に対象断面を示す。図-2 の左側境界は透過境界とし、右側境界は建屋等の構造物に相当する壁があるものとして不透過境界とした。造波ソースによる造波とし、造波地点（水深 50m）と護岸前面（水深 15m）を勾配 1/10 の斜面でつないだ海底形状とした。斜面の法肩より 32m 先で 5m 海底を底上げし、その 25m 先に取水路を設置した。取水路の護岸高は初期水位から 5m とし、護岸前面には 10m の防潮堤を設置した。取水路の高さは 7m とし、幅 5m のピットを 2 本設置した。解析のメッシュサイズは水平 0.5~2m、鉛直 0.5m とした。

入射した波形は東北地方太平洋沖地震の際に、小名浜沖に設置された GPS 波浪計によって観測された波形⁶⁾を参考に、最大水位が護岸前面で約 14m となるように調整した波形を用いた。造波地点における入射波の水位時間変化を図-4 に示す。また、水位が増加し始めてから減少し、初期水位に戻るまでの時間を周期 T と呼ぶこととし、T=300s, 60s の 2 ケースの解析を実施した。

*1 技術センター土木技術研究所水域・環境研究室

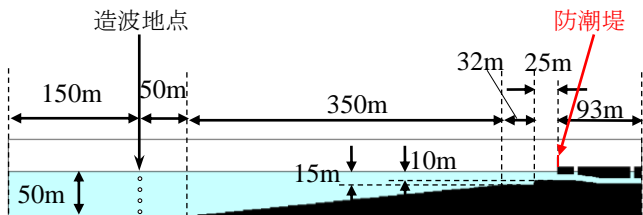


図-2 解析対象とした海底地形

Fig.2 Cross section of the domain

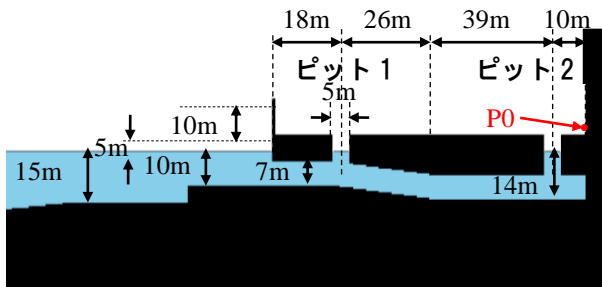


図-3 解析対象とした取水路の断面形状

Fig.3 Cross section of waterintake channel

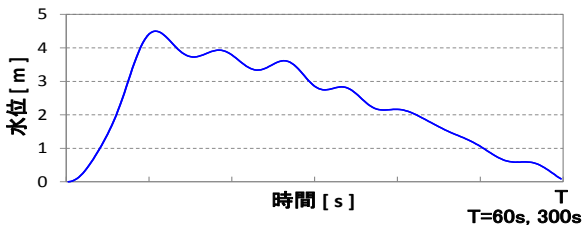


図-4 入力津波の時間波形

Fig.4 Water level variation of incident tsunami

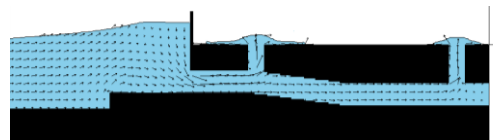
3.2 溢水現象の再現

図-5(a)に溢水時の解析結果の例を示す。これによると、防潮堤で津波による浸水は防止できているが、ピットより水が溢れている様子が確認できる。

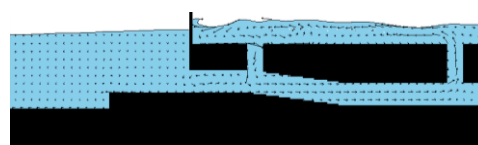
ピット 1 における溢水量 q_1 とピット 2 における溢水量 q_2 の時間変化を図-6 に示す。ここで溢水量は、各ピットの鉛直流量を面積積分し、時間積分したものである。T=300s の場合、溢水量 q_1 は護岸前面の水位変動にやや遅れて t=85s で最大値となり、その後、ピットから水の吸い込みが始まり減少する。これに対し q_2 では、t=100s 以降も溢水量が増加している。約 170 秒以降は q_1 がマイナスとなり、ピット 2 から溢水した水がピット 1 へ流入していることから、 q_1 よりも q_2 の方が溢水の継続時間が長く溢水量が多いことが分かる。ただし本解析は 2 次元計算であるため、図-5(b) に示すように防潮堤－右側境界間に水が滞留しているが、実際にはピット 2 から溢水した水は平面的に拡がりピット 1 へ流入する量はわずかであると考えられる。

T=60s の場合、護岸前面の最高水位は T=300s の場合

よりも 1.0m 以上小さかった。これは、津波の継続時間が短く、取水路への水の龍による反射率の低減効果が大きいためと考えられる。溢水量の変動特性は $T=300s$ の場合と同様であるが、津波の継続時間が短いため溢水量は小さくなった。



(a) 溢水時の様子



(b) 最高水位時の様子

図-5 津波の溢水状況

Fig.5 Snapshots of tsunami inundation from intake pits

(a) the beginning of overflow, (b) highest water level

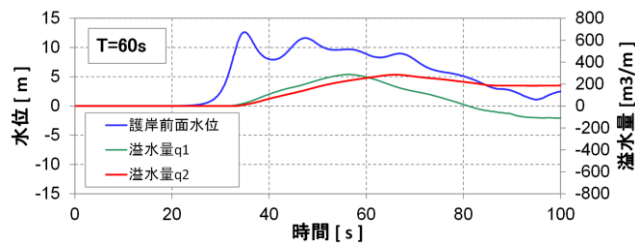
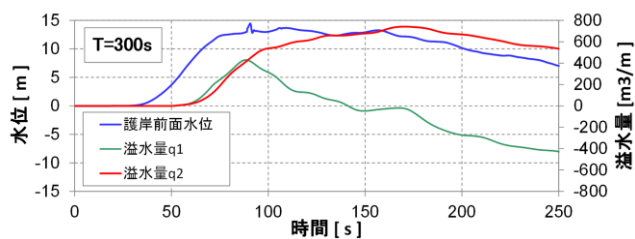


図-6 護岸前面水位と溢水量

Fig.6 Incident water level and overflow volume from pits

3.3 溢水対策

3.3.1 溢水堤間の面積の影響

取水路からの溢水対策として、ピットの開口部周りへの溢水堤の設置について、その設置条件が溢水量や溢水堤内の水位に与える影響を検討する。まず、溢水堤の面積の影響について解析した結果を以下に示す。

溢水堤間の幅 L (図-7) をピットの断面幅と同一の 5m から、2 倍、3 倍と変化させ、図-4 に示した波を造波し、解析を行った。結果を図-8 に示す。 $T=300\text{s}$ の場合、水位上昇速度が 0.4m/s と緩やかであるため、護岸前面とピット 2 内の水位変化が位相差もなく、ほぼ等しくなっている (図-8(a))。そのため、図-8(b)に示したように、溢水堤の幅 L が増加するにつ

れ、溢水量も増加していた。水位の最大値を調べると、 L が増加するにつれ、ピット内水位も増加しており、 $L=15\text{m}$ では、護岸前面水位よりも最大約2.5m高くなっていた。一方、 $T=60\text{s}$ の場合は、溢水量は $T=300\text{s}$ と同様に L が増加するにつれ増加していたが、水位を見ると、水位上昇速度が約 2.0m/s と急激であるため、護岸前面水位とピット内水位に位相差が生じており、護岸前面が最大値をとった後、数秒～15秒遅れて、最大となっていた。水位最大値をみると、どの場合でもピ

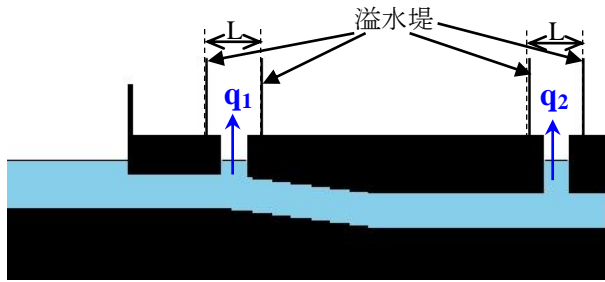
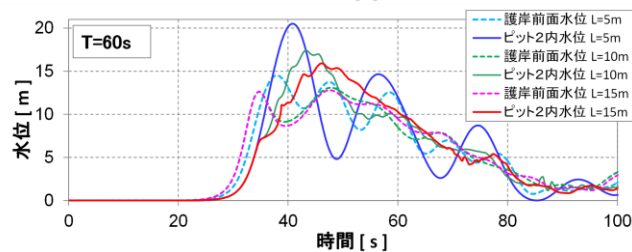
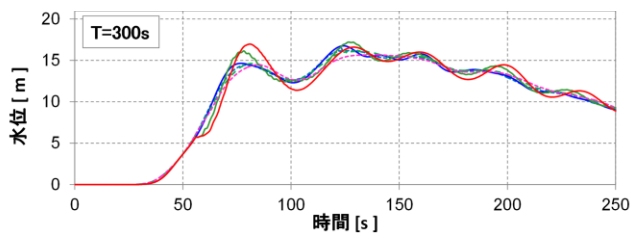
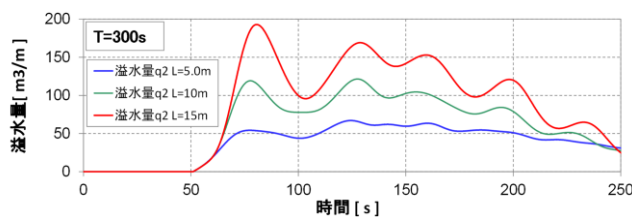
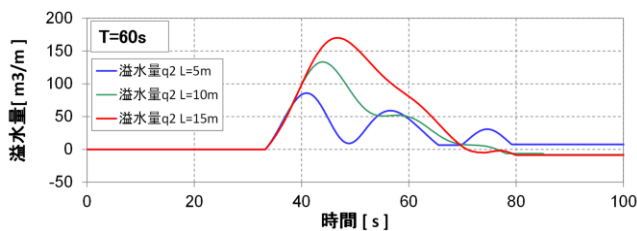


図-7 溢水対策

Fig.7 Inundation barriers for waterintake pits



(a) 護岸前面の水位とピット2内の水位



(b) 溢水量

図-8 溢水堤間の幅と水位および溢水量の関係

Fig.8 (a) Water levels in front of the shore bank and inside the No.2 pit, (b) Overflow water volume into the barrier area

ット内水位の方が大きくなっていたが、特に $L=5\text{m}$ の場合では、護岸前面水位よりもピット内水位が約6m大きくなっていた。

よって、入射波の周期が短い場合には、溢水堤内水位は護岸前面よりも非常に高い水位となる場合があり、幅 L が大きいほど安全であることが分かった。ただし、今回の $T=300\text{s}$ の場合のように、入射波の周期によっては幅 L が大きいほど水位が増加する場合があり、ピット内の水位は入射波の周期へ強く依存することがわかった。よって、分裂波が発生し、短周期の波を含む波が来襲した場合は特に注意が必要である。

3.3.2 溢水堤の設置位置

溢水堤を設置する場合、建屋等の既設構造物があるために、ピットから対称位置に溢水堤を設置できないことが想定される。そこで、溢水堤幅 $L=15\text{m}$ の場合について、図-9に示すようにその設置位置をピット中心からずれた場合($L_c=7.5, 5.0, 2.5\text{m}$ の3ケース)について解析を実施した。

結果を図-9, 10に示す。なお、ここには示していないが、溢水量については L_c によらずほぼ同一の値となった。図-9は、 $L_c=5.0\text{m}$ の場合の結果であるが、特に $T=60\text{s}$ の場合に、溢水堤内にスロッシングによる水面変動が生じていることが分かる。図-10は、溢水堤左側壁面の水位と右側壁面の水位の差の時系列を示したものである。津波が到達し、水位が等しくなった後の水位差変化を示した。どちらの場合も、水位差は約6秒周期で振動しており、スロッシング現象を確認できる。また、 L_c が小さくなる(溢水堤のピットに対するずれが大きい)ほど、スロッシングが大きくなっていることがわかった。 $T=300\text{s}$ では、スロッシングによる水位差は小さく、最大でも1m程度であったが、 $T=60\text{s}$ では、溢水堤の位置が対称位置からずれるほど水位差が増加し、最大約2.5mの水位差が生じていた。図-11に溢水時の時間変化の様子を示した。このように、ピットから水が溢れ出した瞬間には水位差が大きく、徐々に溢水堤に水が流入して、スロッシングが

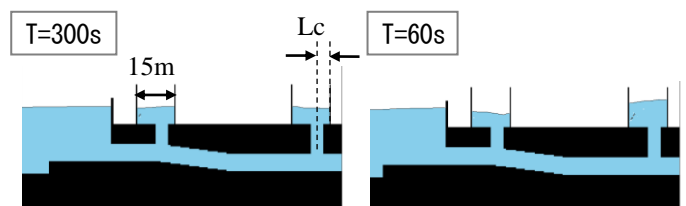
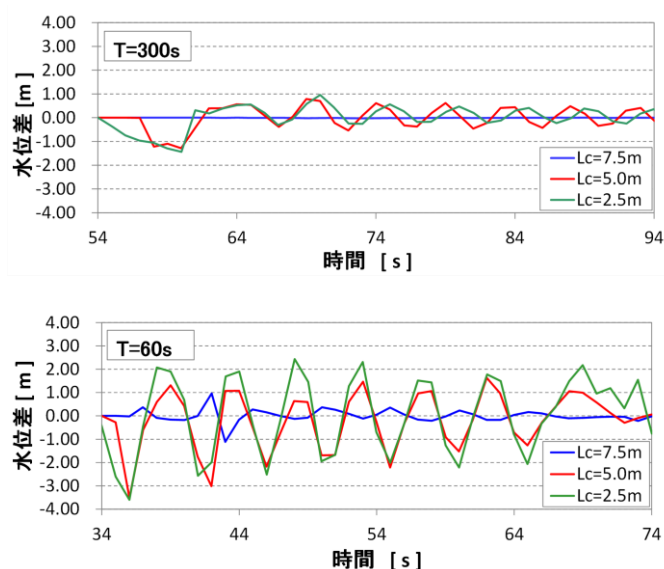
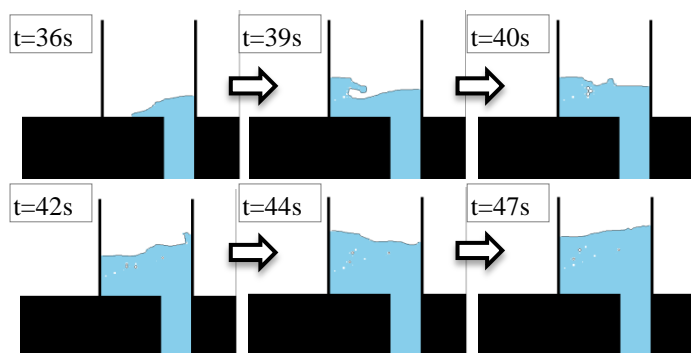


図-9 溢水堤の設置位置と解析結果の例

Fig.9 Inundation barriers setting and example snapshots of overflow into the barrier area

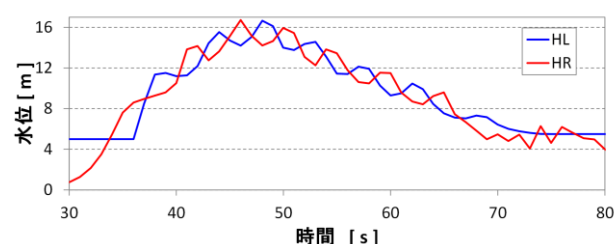


図－10 溢水堤の設置位置と溢水堤内の水位差
Fig.10 Water level differences due to the locations of barriers



図－11 溢水時の時間変化 (T=60s, Lc=2.5m)
Fig.11 Time variation of overflow (T=60s, Lc=2.5m)

発生している様子が見て取れる。次に、図－12に T=60s, Lc=2.5m の場合のピット2における左側壁面での水位及び右側壁面での水位の時系列を示した。これによれば、水位上昇時にもスロッシングによる水位増加が生じており、溢水堤高さを決定する際に考慮する必要がある。以上より、スロッシングによる水位増加は周期に依存しており、3.3.1の溢水堤間の面積を検討する際と同様に、短周期の波を含む分裂波には注意が必要である。



図－12 溢水堤の左側壁面(HL)および右側壁面(HR)における水位変化 (T=60s, Lc=2.5m)

Fig.12 Time variation of water level on the left barriers(HL) and on the right barriers(HR)(T=60s, Lc=2.5m)

4. おわりに

東北地方太平洋沖地震による津波を受け、津波の内水氾濫について検討を行った。2次元VOF法による解析を実施した結果、津波が来襲し、内水氾濫が発生した場合、ピットからの溢水量やピット内の水位は、津波の周期に強く依存することがわかった。したがって、津波の周期を事前に予測することが今後の課題である。これから、事業継続性を考慮し、取放水路の津波対策を検討する上で、津波と水路の周期応答に留意しながら、計画・設計していくことの重要性が示された。

参考文献

- 1) 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に関する基本検討, 土木学会論文集B2(海岸工学), vol.66, No.1, pp.941-945, 2010.
- 2) 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, 2011, 印刷中.
- 3) 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, 東北大学, 津波工学研究報告, vol.27, pp.91-95, 2010.
- 4) 財団法人沿岸技術研究センター: CADMAS-SURF/3D 数値波動水槽の研究・開発, 沿岸技術ライブラリーNo.39, 2010.
- 5) 財団法人沿岸技術研究センター: CADMAS-SURF 数値波動水槽の研究・開発, 沿岸技術ライブラリーNo.12, 2001.
- 6) 港湾空港技術研究所資料, 独立行政法人 港湾空港技術研究所, No.1231, pp.34, 2011.