津波到達時の取放水設備からの溢水量算定手法に関する検討

佐藤 嘉則¹・松山 昌史²・太田 京助³・内野 大介⁴

¹非会員 工修(株)ユニック (〒153-0041 東京都目黒区駒場3-5-18)

E-mail: satou@unic-co.co.jp

²正会員 (博)工 (一財)電力中央研究所 原子力リスク研究センター (〒100-8126 東京都千代田区大手町1-6-1)

³非会員 (株)セレス (〒270-1166 千葉県我孫子市我孫子1646)

⁴非会員 工修 中部電力(株) (〒461-8680 名古屋市東区東新町1番地)

津波が火力・原子力発電所に到達した際、沿岸海域の水位変動の影響により、取放水設備の上部開口部から発電所敷地内へ溢水する可能性がある。原子力発電所敷地内への浸水は、発電所の安全機能の喪失に重大な影響を及ぼす恐れがあり、取放水設備からの溢水量を精度良く把握することは、津波浸水対策を検討する上で極めて重要である。本研究では一次元管路モデルを用いた溢水量算定手法を取放水設備に適用し、水理模型実験結果によって本手法の妥当性の検証を行った。検証の結果、概ね良好な再現性が得られることを確認できたことから、本手法が溢水量を算定するうえでの妥当な方法であると考えられる。

Key Words : tsunami, overflow, water intake and discharge, numerical simulation

1. はじめに

津波が火力・原子力発電所に到達した際、沿岸海域での水位変動に応答して取放水設備内の水位が大きく変化する可能性がある。原子力発電所敷地内への浸水は、発電所の安全機能の喪失に重大な影響を及ぼす恐れがあり、取放水設備の立坑等の上部開口部から溢水する可能性がある場合には、貯水エリアを確保するなどの浸水防止対策が必要となる。したがって、取放水設備からの溢水量を精度良く把握することは、津波浸水対策を検討する上で極めて重要である。津波到達時に取放水路を介した溢水に関する研究は、高畠¹⁾などでも実施されており、水理模型実験の再現解析を通じて、提案された解析手法の妥当性が示されている。本検討では、原子力発電所の取放水設備を模した水理模型を用いて溢水実験を実施し、溢水量の再現計算を行った。管路内の流れの計算は、高畠¹⁾と同様に、計算負荷が少ない一次元管路モデルを用いているが、管路状態と開水路状態が混在するため、土木学会²⁾に示されている管路区間と開水路区間を分離して解析する手法を用いた。また、溢水量の算定方法には本間の越流公式を適用した。以降に、本研究で適用した溢水量算定手法の妥当性を示す。

2. 水理模型実験

(1) 実験条件

図-1に実験水路と取放水設備の実験模型を示す。実験水路諸元は、長さ77m、幅0.9m、高さ1.2mであり、水路上流端に造波機を有している。取放水設備の実験模型は、実験水路内に造波機から約50m下流側に設置し、模型スケールは実機の1/20相当とした。取放水設備模型の水路長は5m、高さ20cm幅25cmの矩形水路とし、水路末端には開水路形状の漸拡水路とポンプ室を設置した。立坑は矩形水路上部に最大3箇所設置し、15cm×15cmの矩形断面とした。設備全体の固有周期は30秒程度である。

実験は、立坑高さを十分高くして溢水が生じない実験（水位計測実験）と、立坑天端高（溢水高さ）を初期水位から+1cm（立坑高さは水路天端から6cm）として溢水量を計測した実験（立坑溢水実験）の2種類の実験を行った。いずれの実験も、立坑やポンプ室に波高計を設置して水位を計測した。立坑溢水実験では、図-2に示すように各立坑の周囲に容量35.2ℓの溢水升を設置して溢水量を計測し、一部の溢水升内部の水位も計測を行った。

全ケースともに、ポンプ室端部より0.95ℓ/s（冷却系取水相当）の常時取水条件とした。実験条件は取水設備に相当するが、引き波時には逆流も生じるため、放水設備にも適用可能な実験と考える。

(2) 実験ケースおよび結果

表-1に実験ケースと立坑溢水実験による溢水量を示す。

実験模型の立坑レイアウトは、立坑3本配置と立坑1本配置（中央の立坑Bのみ配置）の2パターンとした。図-3に、代表ケースのH5地点での実験結果水位波形を示す。

実験の結果、設備の固有周期（≒30秒程度）より短周期の造波ケースほど海側の立坑溢水量が多く、逆に設備

の固有周期に近い造波ケースほど陸側の立坑溢水量が増し、溢水量合計値も増大する結果となった。なお、表-1の実験結果溢水量が35.2ℓを示す箇所は、溢水升が満水となり、立坑への逆流が生じたケースを示す。

図-1 実験水路および取放水設備の模型図

図-2 溢水升の模型図

図-3 H5 地点の実験結果水位波形（立坑数：3 本）

表-1 水理模型実験ケースおよび実験結果溢水量

水位計測 実験	立坑溢水 実験	立坑数	立坑天端高 ^{注)} (cm)	波形	周期 T(s)	水位上昇量 A_m (cm)	初期水位 H_0 (cm)	取水量 Q(ℓ/s)	実験結果溢水量(ℓ)		
									立坑 A	立坑 B	立坑 C
—	B-1-1	3	+1	押し 1 波	10	2	±0	0.95	8.47	3.27	0.69
A-1-2	B-1-2				20	3			21.91	11.04	7.47
—	B-1-3				30	2			16.92	11.27	20.64
A-1-4	B-1-4				20	3			35.20	35.20	35.20
—	B-1-5				30	2			30.55	35.20	35.20
A-1-6	B-1-6				30	3			35.20	35.20	35.20
—	B-1-7			引押し 1 波	10	1.5			3.95	1.49	0.17
A-1-8	B-1-8				20	2			6.54	2.64	1.61
—	B-1-9				30	1.5			1.86	1.49	8.10
A-1-10	B-1-10				20	2			9.08	5.52	15.18
—	B-1-11				30	1.5			6.05	16.79	35.20
A-1-12	B-1-12				30	2			15.25	30.87	35.20
—	B-2-1	1 立坑 B のみ	+1	押し 1 波	10	2	±0	0.95	—	3.45	—
A-2-2	B-2-2				20	3			—	14.89	—
—	B-2-3				30	2			—	12.38	—
A-2-4	B-2-4				20	3			—	35.20	—
—	B-2-5				30	2			—	35.20	—
A-2-6	B-2-6				30	3			—	35.20	—
—	B-2-7			引押し 1 波	10	1.5			—	1.54	—
A-2-8	B-2-8				20	2			—	4.79	—
—	B-2-9				30	1.5			—	3.02	—
A-2-10	B-2-10				20	2			—	10.21	—
—	B-2-11				30	1.5			—	28.36	—
A-2-12	B-2-12				30	2			—	35.20	—

注) 立坑天端高は初期水位±0cm（模型水路天端から+5cmの位置）からの高さを示す。

3. 立坑溢水量の数値解析手法

(1) 解析モデルおよび解析手法の概要

図-1に示す取放水設備区間のみを対象とした数値解析モデルの構築を行った。矩形水路、漸拡水路およびポンプ室は一次元管路モデルとし、立坑と溢水升は池モデル（立坑上下流の流入出量から立坑内水容積と水位を計算するモデル）とした。矩形水路区間は、実験ケースによって管路状態と開水路状態が混在するため、土木学会²⁾に示されている管路区間と開水路区間を分離して解析する手法を用いた。以下に各モデルの解析手法を示す。

(2) 一次元管路モデルの数値解析手法

開水路状態の連続式および運動方程式は、洪水流等を用いられる下記式(1)および式(2)の不定流の基礎方程式を用いた。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gA \left(\frac{n^2 |v| v}{R^{4/3}} + \frac{1}{L} f \frac{|v| v}{2g} \right) = 0 \quad (2)$$

管路流れ（自由水面を持たない満水状態の流れ）の区間では長さ方向の流水断面積および流量変化は微小であるため、式(1)の左辺第1項、式(2)の左辺第2項を0と仮定した次式を用いた。

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (3)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gA \left(\frac{n^2 |v| v}{R^{4/3}} + \frac{1}{L} f \frac{|v| v}{2g} \right) = 0 \quad (4)$$

ここに、 t ：時間、 Q ：流量、 v ：流速、 R ：径深、 x ：管底に沿った座標、 z ：管底高、 H ：圧力水頭+位置水頭（管路の場合）、位置水頭（開水路の場合）、 n ：マンニングの粗度係数、 A ：流水断面積、 g ：重力加速度、 L ：管路の流れ方向の長さ、 f ：局所損失係数である。

管路状態と開水路状態が混在することを想定し、図-4に示すように微小区間に分割した水路の各部分が開水路状態か管路状態かを逐次判定し、管路区間はその上下流端の開水路区間の水位（自由水面の水位）を境界条件として、管路区間の流量計算を行う手法を用いた（管路区

図-4 管路区間と開水路区間を分離した解析手法
(土木学会²⁾ 本編 図 6.3.2-2 より)

間では圧力波の波速を無限大と仮定し、断面流量は同じ）。開水路区間は、開水路の一次元不定流の式を適用し、スタッガードリーブフロッグ法によって時間方向に各ブロック内の水位とブロック間の断面流量を求める。

局所損失係数 f は、水路への流入損失、漸拡水路の漸拡損失、ポンプ室への流出損失のほか、以下に示す矩形水路から立坑への流入出損失を考慮した。

図-5に示すように、立坑水位を H_p 、矩形水路と立坑との接続高さ（=水路天端高さ）を H_s とし、立坑上下流の水路断面流量を Q_1 および Q_2 、流水断面積を A_1 および A_2 、水路形状による局所損失係数を f_{m1} および f_{m2} 、さらに立坑への流入出損失係数 f'_1 および f'_2 とする（下添え字1および2は立坑の上流側および下流側を示す）。さらに、 Δt 間の立坑水位上昇量を ΔH_p とする。なお、流量 Q_1 および Q_2 は立坑上流から下流への流れを正の向きとする。

i) $H_p < H_s$ の場合

立坑に接続する上下流断面の局所損失係数 f_1 および f_2 は、水路形状による局所損失係数のみとする（ $f_1 = f_{m1}$ および $f_2 = f_{m2}$ ）。

ii) $H_p \geq H_s$ の場合

a) $\Delta H_p > 0$ の場合

$Q_1 > 0$ ならば $f_1 = f_{m1} + f'_1$ 、 $Q_1 < 0$ ならば $f_1 = f_{m1}$ とする。

$Q_2 < 0$ ならば $f_2 = f_{m2} + f'_2$ 、 $Q_2 > 0$ ならば $f_2 = f_{m2}$ とする。

b) $\Delta H_p < 0$ の場合

$Q_1 < 0$ ならば $f_1 = f_{m1} + f'_1$ 、 $Q_1 > 0$ ならば $f_1 = f_{m1}$ とする。

$Q_2 > 0$ ならば $f_2 = f_{m2} + f'_2$ 、 $Q_2 < 0$ ならば $f_2 = f_{m2}$ とする。

ここに、立坑への流入出損失 f'_1 および f'_2 は以下で表す。

$$f'_1 = \Delta h_p / \left\{ (Q_1 / A_1)^2 / (2g)^2 \right\} \quad (5)$$

$$f'_2 = \Delta h_p / \left\{ (Q_2 / A_2)^2 / (2g)^2 \right\} \quad (6)$$

式(5)および式(6)の Δh_p は、水路から立坑への流入出による損失水頭を表し、土木学会³⁾の制水口型サージタンクの運動方程式に示される制水口抵抗を参考に、以下の式で表す。

$$\begin{aligned} \Delta h_p &= v_p^2 / (2g) \\ &= \{ (Q_1 - Q_2) / (A_p C_d) \}^2 / (2g) \end{aligned} \quad (7)$$

ここに、 v_p ：立坑鉛直流速、 A_p ：立坑面積、 C_d ：流量係数である。

図-5 立坑への流入出損失

(3) 池モデルの数値解析手法

立坑と溢水升は池モデルとし、次式に示すように立坑上下流の流入出量から立坑内水容積と水位を計算するモデルとする。

$$A_p \frac{dH_p}{dt} = Q_s \quad (8)$$

ここに、 A_p ：池面積、 H_p ：池水位、 Q_s ：池へ流入出する流量の総和である。

(4) 立坑と溢水升間の溢水量算定手法

立坑からの溢水のメカニズムは、図-6に示すように、立坑内の鉛直方向の流れによって立坑内の水位が上昇し、立坑天端を超えた水のいくらかが立坑周囲の溢水升へ越流するものとする。溢水升への越流量は、以下の本間の越流公式を適用する。

i) 完全越流時

$$Q = CBh\sqrt{h} \quad (9)$$

ii) もぐり越流時

$$Q = \gamma CBh'\sqrt{(h-h')} \quad (10)$$

ここに、 Q ：越流量、 B ：堰の幅、 h ：越流水深（堰の上流側水深）、 h' ：堰の下流側水深、 C ：流量係数（長方形堰の場合 $C=1.55$ ）、 γ ：定数（ ≈ 2.6 ）である。

式(9)および式(10)は定常状態の式であるため、式(2)に示す開水路の運動方程式に置き換えた適用を考える。式(2)の慣性項および摩擦項を無視すると以下となる。

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gA \left(\frac{1}{L} f \frac{|v|v}{2g} \right) = 0 \quad (11)$$

さらに式(11)の左辺第1項を0、 $A=Bh'$ とし、以下とする。

$$Q|Q| = -2gB^2h'^2 \frac{L}{f} \frac{\partial H}{\partial x} \quad (12)$$

ここで、式(12)を堰上下流水位（ L は水位点間の距離）と流量の向きを考慮して離散化すると、流量 Q は次式で表される。

$$Q = \sqrt{2g/f} \cdot Bh'\sqrt{(h-h')} \quad (13)$$

式(10)と式(13)を比較すると、もぐり越流時の局所損失係数 f は以下となる。

図-6 立坑からの溢水メカニズム

$$f = 2g/(\gamma C)^2 \quad (14)$$

完全越流時では、式(11)の左辺第1項を0、 $A=Bh$ 、 $h'=0$ として離散化すると、局所損失係数 f は以下となる。

$$f = 2g/C^2 \quad (15)$$

実際の解析では、式(11)の運動方程式において、 f を堰上下流の水位に応じて式(14)または式(15)とし、堰上下流水位点で離散化を行い、時々刻々の流量を算定する。これにより、溢水升の水位が立坑水位を上回った場合は、立坑側への逆流も考慮可能なモデルとなる。ただし、式(9)および式(10)に示す本間の越流公式の流量係数は、水平方向の流れが卓越した状態での設定値であるため、立坑溢水の場合はこれよりも流量係数は小さめとなると考える。さらに、堰幅 B は、溢水の場合は立坑4辺からの越流と考え、本検討では立坑周長とする。

4. 再現解析

(1) 解析モデルおよび解析条件

図-7に解析モデルを示す。表-2に解析条件を示す。図-7の外海を水位境界とし、実験結果のH5水位（図-3参照）を入力条件とした。下流端は取水量0.95ℓ/sのポンプ条件とした。水路分割長さは10cm、計算時間間隔は0.01秒とし、マンニングの粗度係数は別途実施の定常実験結果より0.007(m^{1/3}s)と設定した。局所損失係数は表-2に示すとおりであり、立坑への流入出損失の流量係数 C_d は図-8に示す水位計測実験との比較より0.5と設定した。

図-7 再現解析モデル

表-2 再現解析条件

項目	設定内容
水路分割長さ	10cm
計算時間間隔	0.01 秒
境界条件	上流側：外海を水位境界とし、実験結果のH5水位を設定 下流側：ポンプ条件（取水量 0.95ℓ/s）
摩擦損失係数	マンニングの粗度係数 0.007(m ^{1/3} s)
局所損失係数	節点2：順流：0.5（流入） 逆流：1.0（流出） 節点9：順流：1.038（漸拡+流出）， 逆流：0.501（漸縮+流入）
立坑流入出損失の流量係数	0.5

図-8 立坑流入出損失の有無による水位比較
(水位計測実験ケース A-1-8)

表-3 立坑溢水箇所の流量係数の感度解析結果

ケース B-1-2	流量係数 C'	溢水量(ℓ)			
		立坑 A	立坑 B	立坑 C	合計
実験結果	—	21.91	11.04	7.47	40.42
解析結果	0.35 ($C=1.55$) ^{注1)}	26.19	18.69	15.43	60.32
	0.30	23.71	17.26	14.25	55.23
	0.25	20.97	15.62	12.95	49.54
	0.20 ($C=0.89$) ^{注1)}	17.94	13.74	11.51	43.19
	0.15	14.57	11.59	9.88	36.04

注1) 本間の越流公式の流量係数 $C = C' \sqrt{2g}$

(2) 立坑溢水箇所の流量係数の感度解析

本間の越流公式の流量係数 C は、式(9)および式(10)に示すように $C=1.55$ ($C'=0.35$, $C' = C/\sqrt{2g}$) だが、前述のとおり立坑溢水の場合では過大であると考えられる。そこで、表-1に示すケースB-1-2を対象に、流量係数の感度解析を実施した。表-3に感度解析結果を示す。表-3より、立坑溢水箇所の流量係数 C が0.89 ($C'=0.20$) の場合に合計溢水量が実験結果に最も近い結果となる。さらに流量係数を調整することによって実験結果の溢水量に近づく結果も得られるが、他ケースでの再現性の確認も必要であるため、ここでは $C=0.89$ ($C'=0.20$) と設定した。

(3) 再現解析結果

表-1に示す立坑溢水実験ケースについて、立坑溢水箇

(a) 立坑溢水実験ケース B-1-6

(b) 立坑溢水実験ケース B-1-10

図-9 立坑 A 水位および溢水升水位の比較例

図-10 実験結果と解析結果の合計溢水量の比と
実験結果合計溢水量との関係

所の流量係数 C を0.89として、立坑溢水量の再現解析を実施した。図-9に立坑と溢水升の水位時系列の比較例を示す。2ケースのみの比較例ではあるが、立坑水位は実験結果とよく一致している。図-9(a)に示すケースB-1-6(押引1波、周期30秒)は、溢水升が満水となり立坑側へ逆流が生じているケースであるが、溢水升側の水位は実験結果とよく一致している。一方、図-9(b)に示すケースB-1-10(引押1波、周期20秒)では、溢水升の水位は時間の経過とともに実験結果との乖離がやや大きくなる。図-10は実験と解析の合計溢水量の比と実験結果合計溢水量との関係を表したものであり、図-11は全ケースの実験と解析の各溢水量の比較を示したものである。図-10より、合計溢水量が少ないケースほど実験結果と解析結果の乖離が大きいが、図-11より各立坑溢水量の大小関係は実験結果と概ね整合している。

図-11 実験結果と解析結果の溢水量の比較

5. まとめ

以下に、本研究での成果をまとめる。

- ・水路から立坑の流入出による損失をモデル化に含めた結果、周期10秒などの短周期側のケースにおいて各立坑の水位波形の再現性が向上した。
- ・立坑溢水量の算定に本間の越流公式を適用し、流量係数 C を0.89 ($C=0.20$) として一連の再現解析を行った結果、周期20秒および30秒のケースでは同程度の溢水量となったが、周期10秒のケース（溢水量が少ないケース）では過大傾向となった。
- ・各立坑溢水量の大小関係は実験と概ね整合している。
- ・本手法で概ね良好な再現性が得られることを確認できた。ただし、溢水量の経時変化や溢水量が少ない場合での精度向上や、本検討の実験スケールが小さいため現地適用性の検証が今後の課題である。

謝辞：本研究は電力12社による原子力リスクセンター共同として実施した成果であることを付記するとともに、土木学会 原子力土木委員会 津波小委員会（委員長 高橋智幸関西大学教授）の委員各位に研究成果をご議論頂き、有益なご助言を賜りました。関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 高畠 知行, 織田 幸伸, 伊藤 一教, 本田 隆英:津波による管路溢水・陸域氾濫連成解析手法の構築, 土木学会論文集 B3(海洋開発), Vol. 72, No.1, pp.1-13, 2016.
- 2) 土木学会原子力土木委員会 津波評価小委員会:原子力発電所の津波評価技術 2016, 803p., 2016.
- 3) 土木学会編:水理公式集 [平成 11 年版], 713p., 1999.

(2017.3.15 受付)

STUDY OF THE OVERFLOW SIMULATION MODEL FROM THE WATER INTAKES AND DISCHARGES AT THE TIME OF TSUNAMI ARRIVAL

Yoshinori SATOU, Masafumi MATSUYAMA, Kyousuke OTA and Daisuke UCHINO

When tsunami arrives at electric generation plants including nuclear power plants, changes of water level in coastal zone may cause overflow from the upper part openings of water intakes and discharges. The overflow has a serious influence on the safety functions of the nuclear power plants. Therefore, it is very important to simulate precisely the overflow amount from the water intakes and discharges in order to consider the tsunami anti-inundation measures for nuclear power plants. In this research, the overflow amount calculation technique using the one-dimensional pipe flow model was applied to the water intakes and discharges and the validity of this technique was inspected by a reproduction analysis of a hydraulic model experiment. The results show the proposed overflow simulation model is a valid model.