

津波の陸上氾濫解析と避難行動予測の
高度化に関する研究

A Study for Improvement of Tsunami Inundation
Simulation and Evacuation Simulation

2017年7月

早稲田大学大学院 創造理工学研究科
建設工学専攻 海岸工学研究

高島 知行

Tomoyuki TAKABATAKE

目次

目次	i
図目次	iii
表目次	vi
写真目次	vi
第1章 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 研究の目的	3
1.3 本論文の構成	4
第2章 既往の研究	5
2.1 津波による管路を介した溢水氾濫に関する既往の研究	5
2.1.1 津波伝播・陸上氾濫解析	5
2.1.2 水路内の水位変動解析	5
2.1.3 管路を介した溢水氾濫解析	7
2.1.4 津波による管路を介した溢水氾濫解析	8
2.2 来訪者の津波避難に関する既往の研究	9
2.2.1 津波避難の実態（1946年南海地震津波～2010年チリ地震津波）	9
2.2.2 津波避難の実態（2011年東北津波）	12
2.2.3 津波避難シミュレーション	18
2.2.4 来訪者の津波避難	19
2.3 まとめ	20
第3章 管路溢水・陸上氾濫連成解析手法の構築	22
3.1 管路溢水解析モデルの導出	22
3.2 管路溢水解析モデルの検証	28
3.2.1 単純管路を対象とした水理実験による妥当性検証	28
3.2.2 複雑管路網を対象とした水理実験による妥当性検証	34
3.2.3 立坑を対象とした水理実験による妥当性検証	40
3.2.4 管路溢水解析モデルの適用範囲	44
3.3 管路溢水・陸上氾濫連成解析モデルの導出	47
3.4 管路溢水・陸上氾濫連成解析モデルの検証	49
3.5 まとめ	54

第4章 管路溢水・陸上氾濫連成解析手法の適用.....	55
4.1 対象地域・解析条件.....	55
4.2 解析ケース	57
4.3 解析結果	59
4.4 まとめ	67
第5章 来訪者の行動を考慮した津波避難シミュレーション.....	69
5.1 津波避難シミュレーションの構築.....	69
5.1.1 モデルの概要.....	69
5.1.2 避難場所・避難経路の選択.....	70
5.1.3 避難施設の収容限界に応じた避難場所の変更.....	71
5.1.4 避難時の移動速度.....	72
5.1.5 避難開始時間.....	74
5.1.6 人的被害の算定方法.....	75
5.2 人的被害算定のための津波伝播・陸上氾濫解析.....	76
5.2.1 対象地域	76
5.2.2 解析条件・解析結果.....	77
5.3 津波避難シミュレーションの適用.....	81
5.3.1 解析条件	81
5.3.2 解析結果	86
5.4 まとめ	98
第6章 結論	99
参考文献	102
研究業績一覧	112
謝辞	116

図目次

図-1.1 津波による溢水氾濫の説明図	2
図-1.2 本研究の目的	4
図-2.1 水路の流れの形態	6
図-2.2 スロットモデルの説明図	7
図-2.3 避難行動の有無	14
図-2.4 避難開始率の累積分布	14
図-2.5 避難開始のきっかけ	15
図-2.6 避難開始までの行動	16
図-2.7 避難場所	16
図-2.8 避難手段	17
図-3.1 管路溢水解析モデルの説明図	22
図-3.2 立坑接続部に生じる圧力差の説明図	24
図-3.3 水面の盛り上がりによる圧力上昇の説明図	28
図-3.4 実験概要図（単純管路実験）	29
図-3.5 護岸前面の水位時系列（単純管路実験）	30
図-3.6 立坑内水位時系列の実験と解析の比較（単純管路実験）	31
図-3.7 最高水位の比較（単純管路実験）	32
図-3.8 溢水量の比較（単純管路実験）	32
図-3.9 最高水位の実験と解析結果の比較（単純管路実験）	33
図-3.10 溢水量の実験と解析結果の比較（単純管路実験）	33
図-3.11 実験概要図（管路網実験）	34
図-3.12 護岸前面の水位時系列（管路網実験）	36
図-3.13 溢水量の比較（管路網実験）	37
図-3.14 溢水量の実験と解析結果の比較（管路網実験）	38
図-3.15 溢水時系列の実験と解析結果の比較（管路網実験）	39
図-3.16 溢水量比時系列の実験と解析結果の比較（管路網実験）	40
図-3.17 実験概要図（取放水路実験）	41
図-3.18 護岸前面の水位時系列（取放水路実験）	42
図-3.19 溢水量の実験と解析結果の比較（取放水路実験）	43
図-3.20 溢水量の比較（取放水路実験）	44

図-3.21 溢水量の実験と解析結果の比較（適用性検証実験，溢水時間 24 秒）	45
図-3.22 溢水量の実験と解析結果の比較（適用性検証実験，溢水時間 32 秒）	46
図-3.23 溢水量比時系列の実験と解析結果の比較（適用性検証実験）	47
図-3.24 連成解析モデルの説明図	49
図-3.25 実験概要図（溢水氾濫実験）	50
図-3.26 地盤高のコンター図	50
図-3.27 溢水量の実験と解析結果の比較（溢水氾濫実験）	51
図-3.28 浸水深時系列の実験と解析結果の比較（溢水氾濫実験）	52
図-3.29 浸水範囲の実験と解析結果の比較（溢水氾濫実験）	53
図-4.1 解析対象領域のモデル図	55
図-4.2 下水道台帳：横浜市（2016）	56
図-4.3 津波波形・防潮堤高の定義	57
図-4.4 入射津波波形	58
図-4.5 浸水深時系列の比較（Case1～Case4）	60
図-4.6 浸水範囲の解析結果（Case1）	60
図-4.7 浸水範囲の解析結果（Case4）	61
図-4.8 浸水深時系列の比較（Case2, 4, 5, 6）	62
図-4.9 浸水範囲の解析結果（Case5）	62
図-4.10 浸水深時系列の比較（Case3, 4, 7, 8, 9）	64
図-4.11 浸水範囲の解析結果（Case9）	65
図-4.12 浸水深時系列の比較（Case5, 10）	66
図-4.13 浸水範囲の解析結果（Case10）	67
図-5.1 ネットワーク型モデルによる避難経路の例	69
図-5.2 地域住民の避難経路選択	70
図-5.3 来訪者の避難経路選択	71
図-5.4 施設が収容限界に到達している場合の避難経路選択	72
図-5.5 群集密度と移動速度の関係	74
図-5.6 避難開始率の累積分布	75
図-5.7 鎌倉市の航空写真	76
図-5.8 解析対象領域	77
図-5.9 津波伝播の解析結果（D1,D3）	79
図-5.10 由比ガ浜近郊の海域における水位時系列変化	80
図-5.11 由比ガ浜近郊における浸水過程	80
図-5.12 避難路・建物ネットワークデータの作成フロー	82

図-5.13 鎌倉市の道路幅情報	82
図-5.14 津波避難シミュレーションの解析条件図	83
図-5.15 避難者の初期配置	84
図-5.16 避難完了率の時間変化 (a01~a03)	86
図-5.17 各避難場所に避難したエージェント数 (a03)	87
図-5.18 B1~B6 の収容人数に対する避難エージェント数の割合 (a03)	87
図-5.19 避難シミュレーション結果のスナップショット (a03)	88
図-5.20 避難完了率の時間変化 (a03, b01~b05)	90
図-5.21 各避難場所に避難したエージェント数 (a03, b01~b05)	91
図-5.22 B1~B6 の収容人数に対する避難エージェント数の割合 (a03, b01~b05)	91
図-5.23 避難シミュレーション結果のスナップショット (b01)	92
図-5.24 避難完了率の時間変化 (a03, b04, c01~c03)	93
図-5.25 各避難場所に避難したエージェント数 (a03, b04, c01~c03)	94
図-5.26 B1~B6 の収容人数に対する避難エージェント数の割合 (a03, b04, c01~c03)	94
図-5.27 避難開始率の定義	95
図-5.28 死亡率の比較	96
図-5.29 避難シミュレーション結果のスナップショット (d06)	97

表目次

表-3.1 海域と各立坑の自由サージの固有周期	31
表-3.2 立坑形状の組み合わせ	41
表-4.1 解析ケース一覧	58
表-5.1 歩行者の単独移動速度一覧	73
表-5.2 群集密度と移動速度の関係式	74
表-5.3 慶長型地震の断層パラメタ	77
表-5.4 津波伝播・陸上氾濫解析の解析条件	78
表-5.5 浸水範囲内に位置する避難施設の収容人数	82
表-5.6 解析ケース一覧	85
表-5.7 80%, 100%の避難完了時間 (a01~a03)	86
表-5.8 80%, 100%の避難完了時間 (a03, b01~b05)	90
表-5.9 80%, 100%の避難完了時間 (a03, b04, c01~c03)	93

写真目次

写真-3.1 実験写真 (管路網実験)	35
写真-3.2 実験写真 (溢水氾濫実験)	50

第1章 序論

1.1 研究の背景

我が国は、津波による被害を過去に幾度も受けてきた。例えば、1933年昭和三陸地震津波、1944年東南海地震津波、1946年南海地震津波、1960年チリ地震津波、1983年日本海中部地震津波、1993年北海道南西沖地震津波、2003年十勝沖地震津波、2011年東北地方太平洋沖地震津波など、過去100年ほどの間でも日本国内では多くの津波被害が生じている。この中でも、2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震津波（以降、2011年東北津波とよぶ）は、東北地方沿岸部を中心に甚大な被害をもたらした。消防庁（2016）によれば、死者・行方不明者数は2万人以上に到達し、住宅被害は一部破損までを含めれば110万棟以上に及んでいる。住宅だけでなく、橋梁、鉄道、道路といったインフラ施設や、防潮堤や海岸堤防などの海岸保全施設、火力・原子力発電所に対する被害も甚大であり（例えば、Mori et al., 2011 ; Ogasawara et al., 2011 ; Mikami et al., 2011）、経済損失は16兆円以上と推計される（内閣府, 2011）。近年、我が国では南海トラフ地震による津波の発生が危惧されている。このような今後起こりうる津波に対し、先の震災での悲劇を繰り返さないため、あらゆる観点から津波対策を検討していくことが求められている。

津波対策を講じる上では、津波の陸上氾濫による浸水範囲や浸水深さに関する情報を得ることがまず重要である。こうした情報を得るためには、平面2次元の浅水長波モデルを用いて津波の海域伝播・陸上氾濫の過程を解析することが一般的である。実際に、地方自治体が公表している津波ハザードマップの多くが、同モデルによる解析結果に基づいている（例えば、神奈川県, 2015）。一方、津波による浸水は護岸からの遡上だけでなく、地下管路を介しても生じる可能性がある。図-1.1に示すように、臨海部の市街地や産業施設には、雨水排水路や取放水路など海と連通した地下管路が存在する。そのため、防潮壁等により津波の陸上遡上を防止しても、地下管路を介して海水が流入し、地表開口部（ここでは、雨水排水路であればマンホールの開口部、取放水路であれば点検用のピットの開口部を想定している）から溢水、陸上氾濫が生じる可能性がある。本論文では以降、同事象を「津波による溢水氾濫」と呼ぶことにする。津波による溢水氾濫が生じると、住宅や工場内に浸水被害を引き起こす恐れがある。また、津波避難時にマンホールからの溢水が生じれば、避難経路の喪失や避難者の混乱に繋がり、人命リスクに関わる問題にもなる。実際に津波による溢水氾濫は、過去の津波災害でも生じている。例えば、2004年スマトラ沖地震津波の際には、マドラス原子力発電所において放水路を介して海水の逆流が発生し、それによるポンプ室の浸水が報告されている（IAEA, 2015）。橋本・今村（2010）によれば、2010年チリ沖地震津波

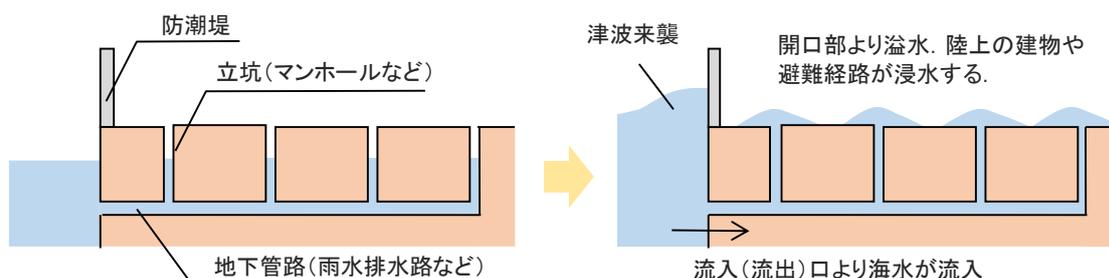


図-1.1 津波による溢水氾濫の説明図

の際に、護岸からの越流より先に排水溝から津波が溢水したことが報告されている。また、2011年東北津波でも市街地でマンホールからの溢水があったことがNHKニュースで報道されたほか、複数の火力発電所や原子力発電所で取放水路に海水が流入し、敷地内で浸水が生じたとの報告がある（TEPCO, 2011；Japan Nuclear Safety Institute, 2013）。以上のことから、津波による溢水氾濫は、将来の津波に備える上で重要な対策事象の一つと考えられる。しかし、同事象に着目した研究はこれまでほとんど行われていない。そのため、危険性を評価する手法が確立されておらず、溢水による浸水範囲や被害の規模もよく分かっていないのが現状である。

津波による被害を軽減するためには、津波の陸上氾濫のプロセスを把握することに加えて、人々の津波避難に関する理解を深めることも重要である。2011年東北津波による被害を踏まえ、土木学会（津波特定委員会）（2011）や中央防災会議（2011）は、数十年から百数十年程度の周期で発生する規模の津波（L1津波）に対しては堤防などで防御し、それを超える数百年から千年程度の周期で発生する規模の津波（L2津波）に対しては、避難やまちづくりを組み合わせることで被害を低減させるという、新しい津波防災の考え方を提案した。また、中央防災会議（2011）は「津波到達時間が短い地域では概ね5分程度で避難が可能となるようなまちづくりを目指すべき」と提言している。これを背景として、国、地方自治体、事業者は津波から安全に避難するための計画づくりを進めている（例えば、鎌倉市（2015））。津波避難に関する研究も近年活発に行われるようになってきており、特に避難シミュレーションによる研究事例が増えてきている（例えば、小柳・有川（2016）、宇野ら（2016））。一方、こうした取り組みや研究は地域住民を対象としたものがほとんどで、海水浴客など来訪者を対象とした津波避難については、十分に検討されていない。Rittichaiuwat（2013）や照本（2010）は来訪者の津波避難は、重要性が認識されているものの調査・研究の蓄積が乏しいと指摘している。来訪者は一般に、その地域に対する土地勘を持ち合わせていないことが多いため、津波に対する危険性が相対的に高くなる恐れがある。実際に2004年スマトラ沖地震津波では、多くの観光客が津波の被害にあったことが知られている（Takahashi, 2009）。観光地の中には、観光客の数が一時的に地域住民を上回る地域もある。したがって、来訪者

の存在・行動は道路の渋滞箇所や施設の収容人数、人的被害の算定などに大きく影響すると推察される。津波避難シミュレーションを用いることでこれらが分析可能となるが、来訪者の行動を考慮した津波避難シミュレーションはほとんど提案されておらず、来訪者の行動が津波避難に及ぼす影響については明らかになっていない。

以上のように、津波の陸上氾濫プロセスと避難行動プロセスを予測し評価することは津波対策上重要であるが、「津波による溢水氾濫」と「来訪者を考慮した津波避難」はともに検討手法が確立されておらず、防災計画を立案する上での重要な課題となっている。

1.2 研究の目的

本研究の目的は、大別して以下の2点である。

1点目は、津波による溢水氾濫の危険性を評価可能な数値解析手法を構築し、これを用いて臨海地域の同事象による危険性を把握することである。津波による溢水氾濫の被害軽減には、逆止弁などで物理的に管路への海水流入を防ぐハード対策と、溢水を考慮した避難計画の策定や重要設備を予め移設するなどのソフト対策がある。このうち、ハード対策は非常時における操作員の安全確保や通常時のメンテナンスなど課題が多い。そのため、どの地表開口部からどの程度海水が溢れ、溢れた海水がどのように氾濫するかを予測する数値解析モデルを構築することは、ソフト対策上有用である。モデルの構築にあたっては解析負荷を考慮し、比較的広域な水路ネットワークにも適用可能なモデルを目指す。また、構築したモデルを実在する臨海地域に適用し、津波による溢水氾濫が有する危険性について検討する。

2点目は、来訪者の存在・行動を考慮可能な津波避難シミュレーションモデルを構築し、これを用いて来訪者の津波避難への影響を分析することである。モデルの構築にあたっては、既往の研究を参考にして避難者の行動特性をより現実的に組み込むことを目指す。具体的には、避難開始時間、避難経路選択、避難速度に関する既往の研究事例を整理し、これらを考慮したモデルを構築する。その上で、来街者の行動を新たに加えたモデルを構築する。すなわち、これまでに提案されている避難シミュレーションモデルと同程度の解析ができることを前提としたうえで、いままで考慮されてこなかった来訪者の行動をモデルに組み込むことを目指す。また、構築したモデルを実際の沿岸観光地の津波避難に適用することで、来訪者の行動が避難完了時間や各避難施設の避難者数、人的被害の算定に及ぼす影響を調べる。

以上2つを実施することで、津波による陸上氾濫と避難行動に関する解析技術が高度化され津波被害の低減に寄与できると考える。

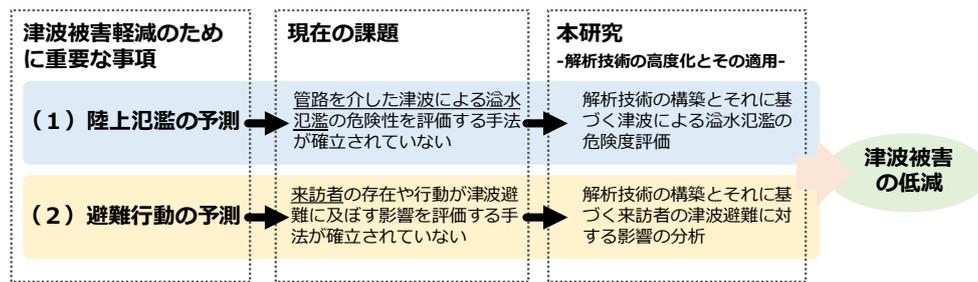


図-1.2 本研究の目的

1.3 本論文の構成

本論文は、6つの章から構成される。各章の概要は以下の通りである。

第1章は、序論であり、研究の背景と目的を述べた。

第2章では、津波による溢水氾濫と来訪者の津波避難に関する既往研究について述べる。津波による溢水氾濫については、まず津波の陸上氾濫解析に関する研究を概観する。その後、水路内の水位変動を解析する手法と管路を介した溢水氾濫を対象とした研究事例をまとめた上で、津波による溢水氾濫の既往研究について整理する。来訪者の津波避難については、まず過去の津波災害で見られた人々の避難行動について整理する。その後、避難シミュレーションに関する研究事例を概観し、最後に来訪者の避難行動に関する既往研究を示す。

第3章では、津波による溢水氾濫を計算する数値解析手法を構築する。まず立坑からの溢水量の算定のみを目的とした数値解析モデルを構築し、水理模型実験との比較からモデルの妥当性を検証する。その結果を踏まえたうえで、溢水と陸上氾濫を連成して計算可能な数値解析モデルを構築する。同解析モデルについても、水理模型実験の結果と比較することでその妥当性を確認する。

第4章では、実在する臨海市街地の雨水排水路に津波が来襲したことを想定し、第3章で構築した解析モデルを適用して、津波による溢水氾濫の危険性を検討・分析する。津波波形や防潮堤高さといった条件を変化させた解析を複数実施することで、津波による溢水氾濫が及ぼしうる被害の程度や影響について考察する。

第5章では、来訪者を考慮した津波避難について検討する。まず既往の研究成果を参考にしつつ、来訪者の行動を考慮した津波避難シミュレーションモデルを構築する。そして、同モデルを海岸観光地に適用し、来訪者の行動を考慮した津波避難シミュレーションを実施する。来訪者の行動や人数を変化させた解析を複数実施し、避難完了時間や渋滞箇所、人的被害などの観点から、来訪者の存在が津波避難に及ぼす影響を分析する。

第6章は、結論であり、本論文で得られた結論を総括する。

第2章 既往の研究

2.1 津波による管路を介した溢水氾濫に関する既往の研究

本節では、まず津波の被害想定に一般的に用いられる津波伝播・陸上氾濫解析手法について紹介する。次に、津波による溢水氾濫の数値解析モデルを構築する上で参考となる水路内の水位変動を計算する手法と、管路を介した溢水氾濫に関する研究事例を示す。最後に、津波による溢水氾濫に関する研究事例について述べる。

2.1.1 津波伝播・陸上氾濫解析

津波の伝播・陸上氾濫解析については、多くの既往研究が存在している。その中でも、最も基本的な津波伝播・陸上氾濫解析の手法は、浅水理論を支配方程式とし、陸上氾濫時の遡上先端に小谷（1998）の計算方法を用いた手法と思われる。実際に、地方自治体が公表している津波ハザードマップの多くが、同解析手法を用いて作成されたものである（例えば、神奈川県，2015）。これを基礎として、現在では津波の分散性や砕波の影響（例えば、岩瀬ら，2001；村嶋ら，2012）、堤防越流時に生じる非静水圧（池澤，2015）などを考慮したより高度な数値解析モデルが提案されている。また、コンピュータ性能の高まりを背景として、Navier-Stokes 方程式に基づく3次元モデルを用いる手法（Shijo et al., 2016）や高解像度の地形データを用いた詳細な陸上氾濫解析（Shimozono and Sato, 2016；大石ら，2016）も近年では行われている。このように、津波の伝播・陸上氾濫に関する解析手法は概ね確立されていると考えられ、現在では更なる精度向上に向けた開発が進められている。一方、これらの解析は全て護岸や砂浜からの津波遡上を対象としたもので、水路に流入した海水による溢水氾濫の影響は考慮されていない。2.1.3 でいくつかを紹介するが、津波による溢水氾濫に関する文献の数も、通常の伝播・陸上氾濫解析に関するものと比較すると大幅に少なく、津波による溢水氾濫を対象とした研究は緒に就いたばかりであることが分かる。

2.1.2 水路内の水位変動解析

津波による溢水氾濫を対象とした数値解析手法を構築する上では、水路内の水位変動を解析する既往の手法が参考となる。火力・原子力発電所や LNG ガスプラントの取放水路、都市部の雨水排水路網においては、水路内で水面の変動（サージング）が発生することがある。サージングの要因は主に、ポンプの起動・停止に伴う水路内の圧力変動と、波浪による外海での水面変動である。こうしたサージングは、立坑（マンホールや点検用のピット）か

らの溢水につながり、周辺施設に浸水被害をもたらす危険性がある。そのため、水位変動の規模を予測し適切な範囲に抑制することは水路の設計上、重要な検討課題とされている（大谷ら，1999）。これを背景に水路内の流況やサージングの計算を目的とした、様々な数値解析手法が提案されている。

水位内の流れの形態は、以下の3つに分類することができる（図-2.1）。すなわち、水路内が水で満たされた管水路状態の流れ（図-2.1 (a)）、水路が自由水面を持つ開水路状態の流れ（図-2.1 (b)）、管水路状態と開水路状態を遷移する流れ（図-2.1 (c)）である。管水路状態の流れの場合（図-2.1 (a)）、立坑間の水頭差により管路内の水が移動することで、立坑にサージングが生じる。鮭川ら（1996）は、管水路状態に対する非定常流れの運動方程式と連続式に基づき水位変動を解析する数値モデル（ここでは、非定常1次元管路流れモデルとよぶ）を提案し、サージングを対象とした実験の結果と比較することで計算法の妥当性を確認している。同解析手法は解析負荷が小さいため、広域なネットワークを有し、かつ地下の深いところに建設され満水状態がほとんどを占める水路などに対して有用である。

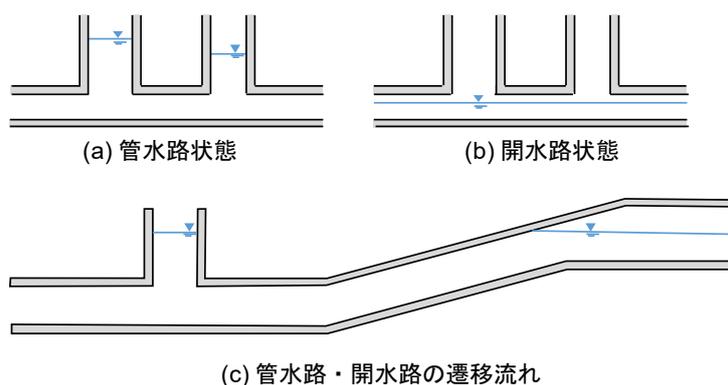


図-2.1 水路の流れの形態

開水路状態および管水路・開水路が共存する流れ場の計算を行う場合は、より複雑な計算手法が必要となる。この場合には、スロットモデル（Chaudhy, 1979）とよばれるモデルを用いて、水路において生じる管水路状態と開水路状態を遷移する流れを解析する方法が主流である（例えば、平井ら（1998）；大谷ら（1998））。スロットモデルは、図-2.2 に示すように水路の頂部に微小幅のスロットを取り付けた仮想断面を考え、管水路の流れを開水路として取り扱う手法である（鮭川ら，1996）。管水路に注目すると実際にはないスロットを仮定しているが、このスロットが計算に大きな影響を与えない程度に細いものであれば、実用上十分な精度で計算可能とされている（平井ら，1998）。大谷ら（1998）は、同モデルを基礎とした数値解析手法を提案し、波浪による放水路内のサージングを精度よく解析できることを実験との比較から示している。

近年では、Navier-Stokes 方程式に基づく 3 次元モデルを用いて水路内の流況を解析する研究事例も増えてきている。管水路と開水路が遷移する状況では水路内に空気塊が発生することになり（佐藤ら，1999），この挙動はスロットモデルでは解析できないため，気液二相流に対する Navier-Stokes 方程式を解くことで，より正確に水路内の流況が計算できる。伊藤ら（2011）は気液二相の 3 次元乱流解析により，津波の引き波による取水路内の流況変化を把握することを試みている。また，田岡ら（2013）は，3 次元流体解析ソフト（SCRYU/Tetra）を用いて取水路分岐部の損失水頭を評価している。一方，大規模な水路ネットワークを解析対象とする場合や解析ケースが複数に渡る場合には，解析負荷が大きくなりすぎるため，3 次元モデルを適用することは現時点では難しいと考えられる。

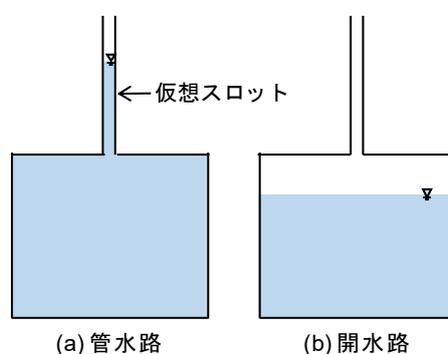


図-2.2 スロットモデルの説明図

2.1.3 管路を介した溢水氾濫解析

管路を介した溢水氾濫に関する研究事例は，豪雨による溢水氾濫（内水氾濫）を対象とした研究に見ることができる。内水氾濫に関する研究は数が多く，その全てを紹介することはできないため，ここでは一部を紹介する。

関根（2011）は，東京都心部における内水氾濫を解析する手法として，「街路ネットワーク浸水・氾濫解析手法」を構築し，実際の浸水・氾濫事例と比較することで解析手法の妥当性を検証している。同解析手法では，道路上・下水道および都市河川を流れる水の動きと，雨水ますを介した水のやりとりが詳細にモデル化されている。同解析手法の適用事例としては，東京都心部の地下空間の浸水や神田川流域での浸水・氾濫の予測がある（関根ら，2015；関根・浅井，2015）。秋山ら（2009）は，河川流と市街地氾濫流の解析に非構造格子に基づく平面 2 次元モデルを，下水道内の解析にスロットモデルを用い，外水氾濫と内水氾濫のプロセスを合わせて解析する手法を構築している。この適用事例として，秋山ら（2012）は同手法により算定した浸水深の結果を元に，経済被害額の評価を試みている。内水・外水氾濫を同時に取り扱うそのほかの数値解析手法としては，武田ら（2012），川池ら（2011）

の研究がある。また、これらを計算する汎用的な数値解析モデルとしては、海外モデルである MIKE URBAN, InfoWorks CS, XP-SWMM, 国土技術政策総合研究所により開発された解析モデルでありオープンソースの NILIM などがある。これらのモデルはいずれも、下水道内および河川内の流況, 地表面の氾濫を総合的に計算することができる。Bisht et al. (2016), Chen et al. (2016), Abdellatif et al. (2015), Mah et al. (2011) に見られるように、これらのモデルを用いた適用事例も広くある。

2.1.4 津波による管路を介した溢水氾濫解析

豪雨による溢水氾濫と比較し、津波による溢水氾濫を対象とした研究事例の数は少ない。これは、津波の来襲頻度が豪雨に比べて小さいことや、事象自体がこれまで注目されてこなかったためと考えられる。

津波による溢水氾濫に初めて着目した研究は、伊藤ら (2010) の研究であると思われる。伊藤ら (2010) は二次元水槽内に立坑を複数有する水路模型を設置し、津波を作用させて溢水現象の考察を行っている。同実験では、水路立坑の高さを延長し、溢水が起きない状況下でサージングによる最高水位の計測も行っている。これによれば、サージングによる最高水位の分布と溢水量の分布は明確に異なっており、溢水現象とサージング現象はともに立坑内の水位上昇が関係するものの、同じ現象として捉えることができないことを明らかにしている。また、伊藤ら (2010), 織田ら (2010) は、非定常 1 次元管路流れモデルを改良し、管路からの溢水量が算定可能な数値解析モデルを提案している。一方、これらのモデルは立坑からの溢水量算定のみを目的としており、溢れた海水がどのように陸上内を氾濫するのかは検討対象としていない。また、支管路のない単純な水平管路を対象としているため、支管路を含む管路網には適用ができない。

高橋ら (2012), 水橋ら (2014) は、津波による立坑からの溢水とそれによる陸上での氾濫を相互に計算する手法を提案している。高橋ら (2012) は、水路内の解析にスロットモデルを、陸上氾濫の解析に平面二次元の浅水長波モデルを用いた連成解析手法を提案し、水理実験との比較から妥当性を検証している。水橋ら (2014) は、高橋らと同様の解析手法を理論解および現地事象との比較から検証している。両者とも水路の解析にはスロットモデルを用いており、伊藤ら (2010) の解析では考慮できない開水路状態の流れを計算することができる。ただし、高橋ら (2012), 水橋ら (2014) の事例では、水平管路に対して 1 本の立坑を対象としている。そのため、複数の立坑を有する水路、例えば雨水排水路網を対象とする場合には適用性に課題がある。

3次元モデルを用いた解析も古田ら (2011), Ito et al. (2012) により行われている。古田ら (2011) は、プラント施設内の雨水排水路網を介して海水が溢水した場合を想定し、気液二相流による 3次元解析を実施している。気液二相流による 3次元解析は、水路内の流れ

がスラグ流など複雑な形態となる場合にも適用でき、また陸上での氾濫水の挙動を詳細に分析できる利点がある。一方で、信頼性の高い津波対策を講じるためには、複数の解析ケースを検討することも重要である。例えば、近年では津波波源の位置やマグニチュードの分布・範囲などの違いに起因する津波波形の不確定性を考慮することが重要となりつつある。こうした津波波形の違いを考慮し（原子力発電所では、数十ケース以上の津波波形を対象とする場合がある）、津波による溢水氾濫解析を実施する場合、検討期間の長期化や費用の増加に繋がるため、すべての津波波形に対して3次元モデルを適用するのは困難である。

2.2 来訪者の津波避難に関する既往の研究

本節では、まず過去の被災で見られた津波避難の実例を整理して示す。ここでは特に地域住民と来訪者を区別せず、津波避難の実態を把握するように努める。なお、整理に当たっては2011年東北津波以前と2011年東北津波の二つに大別する。次に、近年活発に研究が進められている津波避難シミュレーションの研究成果について述べ、最後に来訪者の津波避難に関する研究事例を示す。

2.2.1 津波避難の実態（1946年南海地震津波～2010年チリ地震津波）

近年の日本における津波災害のうち、人的被害が多かった1946年南海地震津波、1960年チリ地震津波、1983年日本海中部地震津波、1993年北海道南西沖地震津波と、避難に関する文献が多い2010年チリ地震津波について、年代順に取り上げる。

(a) 1946年南海地震津波

1946年南海地震津波は、1946年12月21日午前4時19分に紀伊半島沖を震源として発生した南海地震による津波である。宮野・望月（1988）は、震災から40年が経過した後には被害追跡調査を実施し、同災害での被害や避難行動について以下のようにまとめている。

- ・年齢別の死亡率は、幼児（0～4歳）及び高齢者（70歳以上）がほかの年齢に比べて3～5%高い。性別別の死亡率は、男性よりも女性の方がやや高い（0.6%）。男女による体力差に加えて子供を連れた母親の犠牲が多かったためと考えられる。
- ・地震の「ゆれ」の最中では、30%以上の人々が動ける状態になかった。一方、この中で行動した人々に着目すると、男性は火を消す・家具を抑えろといった行動をするのに対し、女性は子供や老人を守ろうと行動する傾向があった。
- ・地震の「ゆれ」がおさまってからとった行動としては、70%近くの人々が避難を選択した一方、男性の22.4%が海に様子を見に行き、自宅以外にいた17人中13人が自宅へと

戻った。

- ・70%以上の人々が地震発生15分後以内に避難を開始している（対象地域の一つである高知県須崎市における津波の第1波来襲は、地震発生10～15分後）のに対し、10%以上の人々が避難しなかった。
- ・安政地震の際の浸水域を示す碑がある高所など、避難先として高い所を目指す人が多かった。ただし、避難中に避難場所や避難経路を変更した人も存在した。その理由は、建物が倒れていた、浸水・流木があった、人や車が多かったであった。
- ・避難先への到達後、荷物を持ち出すためや家族の安否確認のために、自宅などほかの場所に戻った人々が40%以上いた。その際に、第2波によって死亡した人もいた。

(b) 1960年チリ地震津波

1960年チリ地震津波は、1960年5月24日早朝に日本列島を襲った津波である。中央防災会議（2010）によると、人的被害や津波避難の特徴は以下のようにまとめられる。

- ・遠地津波であったため体感する地震がなく、気象庁の津波情報の発表はいずれの地点でも第1波到達後であった。津波高は5～6m程度であった。
- ・死者・行方不明者数は、100名以上であった。
- ・死亡理由には、安全だと思い込み避難しなかった、漁に出た際に津波が来襲し漁船が転覆した、第1波来襲後に何らかの理由で家に戻った、津波を見物しようとした、通常の引潮と勘違いし魚や貝を採取していたところに津波が来た、などがある。
- ・気象庁からの津波情報が遅れる中、漁師や消防団員などの人々は海の異常に気が付くことで自発的に避難を開始していた。また、漁師や消防団員の呼びかけにより、多くの人々が避難を開始していた。

(c) 1983年日本海中部地震津波

1983年日本海中部地震津波は、1983年5月26日11時59分に発生した $M_w7.7$ の地震による津波である。津波来襲時刻は、震源の近い秋田県北部で地震発生10～20分後くらいとされている（藤間，2004）。津波の特徴や人的被害については渡辺（1998）や藤間（2004）がまとめており、津波来襲時における漁業関係者や漁船の行動については、山本ら（1985）、河田・長谷川（1994）が分析している。また、津波情報の伝達と住民の対応の関係については、東京大学新聞研究所（1985）が秋田県能代市へのアンケート調査などを通じて整理している。これらによると、人的被害の状況と避難行動は以下のようにまとめられる。

- ・津波による死者は100人であり、内訳は港湾工事の作業員、釣り人、遠足中の小学生、

漁業関係者などであった（渡辺，1998）。

- ・津波の知識が不十分な小学生たちが被害にあった一方で，男鹿水族館では津波を経験したことがある職員の避難誘導により100名近い観光客が助かった（藤間，2004）。
- ・船主のほぼ100%が船の様子を確かめるため，地震発生後に港へ向かった。また，一旦安全な場所まで避難した後で港に戻ってくる漁業関係者も数多くいた（河田・長谷川，1994）。
- ・秋田県能代市を対象に行われたアンケート調査によれば，津波警報を聞いた市民は54.2%，聞かなかった人は45.8%であった。津波警報を聞いた人の中では，テレビかラジオから放送を聞いた人が合わせて80%近くに達している（東京大学新聞研究所，1988）。
- ・津波警報を聴取した人の多くがこれを軽視し適切に避難しなかった。津波警報を聴いたにも関わらず津波の来襲を信じなかった人が4割近くで，避難あるいは避難準備をした人は17.6%であった（東京大学新聞研究所，1985）。

(d) 1993年北海道南西沖地震津波

1993年北海道南西沖地震津波は，1993年7月12日22時17分に発生した $M_w7.8$ の地震により引き起こされた津波である。奥尻島を中心とする北海道南西部に大きな被害をもたらし，死者・行方不明者数は234名とされる（河田，1994）。首藤（1993），廣井ら（1993），河田（1994）の調査報告を元に津波避難の特徴を示す。

- ・奥尻島西岸には地震後4～5分で津波が到達し，津波警報が間に合わなかった（河田，1994）。これにより女性，子供，老人などの災害弱者が避難できずに被災した（河田，1994）。
- ・奥尻島青苗地区では，車を使つての避難が見られた。避難に成功した人もあったが倒れた電柱で動きが取れなくなった人もいた（首藤，1993）。
- ・津波がまだ来ないと思った人，体が不自由だった人，家族と一緒に避難しようとして避難が遅れた人，隣人に津波来襲を伝えようとしていた人などが被災した（廣井ら，1993）。

(e) 2010年チリ地震津波

2010年チリ地震津波は，2010年2月27日15時34分頃（日本時間），チリ中部沿岸での地震（ $M_w8.8$ ）により発生した津波である。青森，岩手，宮城の3県では28日9時33分に大津波警報（3m以上の津波，当時の基準による）が発令された（気象庁，2010）。太平洋沿岸での津波到達時刻は地震発生から約22時間以降だったとされ，最大の津波高さは青森県沿岸で84cm，岩手県で120cm，宮城県で106cmであった（気象庁，2010）。人的被害は皆無であったが，気仙沼市で床下浸水36棟などの被害があった（消防庁，2010）。

内閣府・消防庁（2010）は，同津波の後に避難の実態や住民の避難意識に関するアンケー

ト調査を青森・岩手・宮城県を対象として実施している。また、加藤・諏訪（2011）は北海道釧路市を、吉田ら（2011）は岩手県を対象に同様の調査を実施している。以下に、津波避難に関する報告を示す。

- ・大津波警報の認知度は99%近く、市町村から避難指示・避難勧告を認知した人の割合も8割台半ばであり、多くの人が津波来襲の可能性を認知していた（内閣府・消防庁, 2010）。
- ・一方で、避難した人は40%弱であった（内閣府・消防庁, 2010）。ただし、地域差やサンプル数などに依存するようで、吉田ら（2011）よれば避難率は60%を上回り、加藤・諏訪（2011）は42%が避難したと示している。
- ・避難した人の避難開始時間は第1波到達より前がほとんどで、避難手段としては自動車を用いた避難が60%程度であった。なおこの結果は、内閣府・消防庁（2010）と加藤・諏訪（2011）とで概ね一致している。
- ・津波来襲前に指定避難場所を把握している人の割合は64.6%であったが、実際には指定避難場所以外へ避難した人が59.3%であった（内閣府・消防庁, 2010）。吉田ら（2011）の調査結果でも、指定避難場所以外へ避難した人は60%近く、傾向が一致している。
- ・避難しなかった人の理由は、自宅が高台にあるため浸水しないと思ったという理由が50%以上である（内閣府・消防庁, 2010）。

2.2.2 津波避難の実態（2011年東北津波）

2011年東北津波は、2011年3月11日14時46分、東北地方太平洋沖を震源とする M_w 9.0の地震に伴い発生した津波である。地震の規模は過去最大規模であり（気象庁, 2011）、発生した津波は東北地方太平洋沖に甚大な被害をもたらした。2016年9月1日時点での死者数は19,475人、行方不明者数は2,587人である（消防庁, 2016）。

2011年東北津波の避難行動を取り扱った調査事例は数多くあるが、大別すれば、主要被災地（岩手県、宮城県、福島県）を対象に含みサンプル数が比較的大きい調査と、主要被災地以外もしくは被災地のよりローカルな地域を対象とした調査（例えば、水木・平川, 2011；金井・片田, 2012；松林ら, 2011；小笠原ら, 2013；田村ら, 2013；田中ら, 2013；三上, 2014）に分類できる。前者は、国土交通省や内閣府中央防災会議、専門のリサーチ会社による調査で、後者は大学や研究所などの研究グループ単位で実施されているものである。本論文では、津波避難の全体像を把握することを第一と考え、前者に分類される4つの調査結果を再整理する形でまとめた。具体的には、以下6つの観点でそれぞれの調査から結果を抽出して整理した。すなわち、避難行動の有無、避難開始時間、避難開始のきっかけ、避難開始までの行動、避難場所、避難手段である。結果整理の対象とした調査の概要を以下に示す。

国土交通省（2013a）は、2011年東北津波の津波被災現況調査の一環として「津波からの

避難実態調査」を実施し、その分析結果を国交省のホームページや復興支援調査アーカイブで公開している。調査対象は、津波の浸水被害を受けた6県（青森、岩手、宮城、福島、茨城、千葉）であり、個人からのサンプル数は10,603人である。

内閣府・消防庁・気象庁（2011）は、合同で避難者の避難行動等に関する実態調査を実施しており、その調査結果が中央防災会議 東北地方太平洋沖地震を教訓とした地震・津波対策に関する専門調査委員会の第7回会合の資料として公開されている。同調査は、岩手、宮城、福島の沿岸地域で県内避難をしている被災者870人を調査対象としたもので、調査期間は2011年7月上旬から下旬である。

中央防災会議 防災対策推進検討会議 津波避難対策検討ワーキンググループでは、上記専門調査委員会の報告を受け、避難行動の分析や対策について検討している。そのうちの資料として、「東日本大震災時の地震・津波避難に関する住民アンケート調査（主な調査結果）」が公開されている。同資料は、内閣府（2012）が実施した岩手、宮城、福島県内の津波浸水地域を含む11,400人のアンケート結果をまとめたものである。

ウェザーニュース（2011a, 2011b）は、インターネットを利用して大きく2回、2011年東北津波に関する調査を行っている。ひとつは、2011年3月14日～4月10日に被災地9,316人を含む全国88,604人を対象として実施したものである。もうひとつは、2011年5月18日～6月12日に実施した、北海道、青森、岩手、宮城、福島、茨城、千葉の被災者を対象としたものである。後者は、3,298件の避難者自身に関する被災状況を集めている他、1,998件の死亡者に関する情報を集めている特徴がある。本論文では、後者の調査結果を整理の対象とした。

(a) 避難行動の有無

図-2.3に避難行動の有無について、それぞれの調査結果を示す。調査によってばらつきがあるが、概ね生存者の70～80%が避難行動を取っていたことが分かる。一方で、避難していない人も一定数存在している。図-2.3(c)(d)の結果を見れば、避難しなかった人の割合が死亡者では生存者よりも2倍程度大きく、避難することの重要性が確認できる。ウェザーニュース（2011b）によれば、死亡者の避難しなかった理由で最も多かったのは「自分のいる場所が安全だと思った」という回答である。自分の場所が安全だと思いこんで避難行動を取らない傾向は、2011年東北津波以前にも見られたものであり、こうした住民の思い込みをできる限り減らしていくことが重要であると思われる。

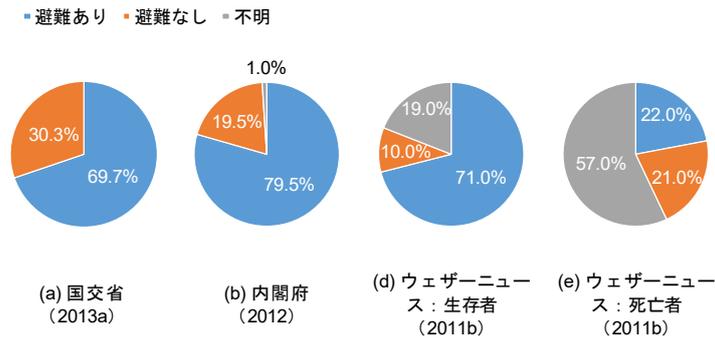


図-2.3 避難行動の有無：(a) 国土交通省 (2013a) の結果の内、避難移動ありを「避難あり」、移動なし・避難移動なしを「避難なし」に分類した。(b) 内閣府 (2012) の結果の内、避難したを「避難あり」、避難しようと思ったができなかった、避難しなかったを「避難なし」、覚えていない・わからないを「不明」に分類した。(d) ウェザーニュース (2011b) の生存者に関する結果の内、地震発生直後～120分以上で避難した人を「避難あり」、避難しなかったを「避難なし」、無回答を「不明」に分類した。(e) ウェザーニュース (2011b) の死亡者に関する結果の内、地震発生直後～120分以上で避難した人を「避難あり」、避難しなかったを「避難なし」、無回答を「不明」に分類した。

(b) 避難開始時間

図-2.4 に避難開始率に関する時間ごとの累積分布を示す。同図は、各調査結果から避難開始に要した時間を抽出して作成した。前述したように各調査の回答者の中には、避難行動をしていない人も含まれるが、ここでは避難行動をした人で、かつ避難開始時間について回答している人のみを対象として避難開始率を整理した。なお、調査によっては「5分以内」、「10分以内」などと分類して避難開始率を出しているが、図化する上では中央値を用いることを原則とした（例えば、10分以内と記載されている場合は7.5分の位置にプロットした）。各調査結果を比較すると、国土交通省 (2013a) の結果については、同じ時刻で比較した場

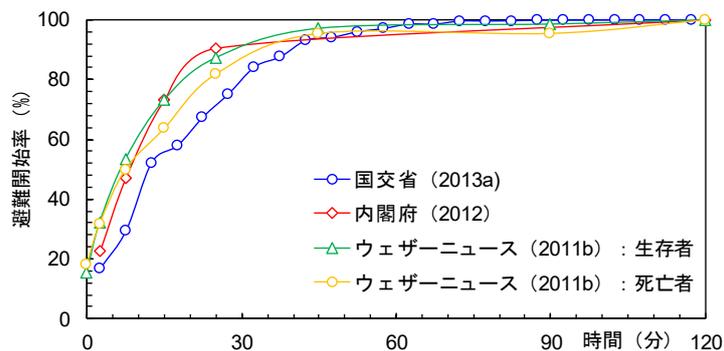


図-2.4 避難開始率の累積分布：(a) 国土交通省 (2013a) に記載のグラフから目視で数値を読み取り作成した。(b) 内閣府 (2012) の結果から、避難開始時間の記載があるもののみを用いて作成した。つまり、「覚えていない・分からない」の回答を除外して新たに避難開始時間の百分率を計算しなおした。「30分超過」の回答は120分の位置にプロットした。(c) (d) ウェザーニュース (2011b) の結果から、(b)と同様に避難開始時間の記載があるもののみを用いて作成した。「120分以上」との回答は180分の位置にプロットした。

合の避難開始率がやや小さいが、それほど大きな違いはないことが分かる。これらの結果から、避難行動を行った人の中では概ね80%程度は地震発生30分後以内に避難を開始していた一方、5分以内に避難した人は20～40%程度であったことが分かる。

(c) 避難開始のきっかけ

図-2.5 に避難開始のきっかけに関する各調査の結果を示す。避難開始のきっかけには複数の要因が存在していることが分かるが、中でも「地震の揺れ」、「大津波／津波警報」、「家族や近所の人の呼びかけ」、の3つが比較的多くなっている。ウェザーニュース(2011b)の結果では、「大津波／津波警報」を避難のきっかけとした割合が生存者・死亡者ともに最も多く、警報を発令することの重要性が確認できる。また、周囲の避難者から影響されて逃げたという人もおり、避難をよびかけながら逃げることで地域全体の避難率を向上させられる可能性を示唆している。

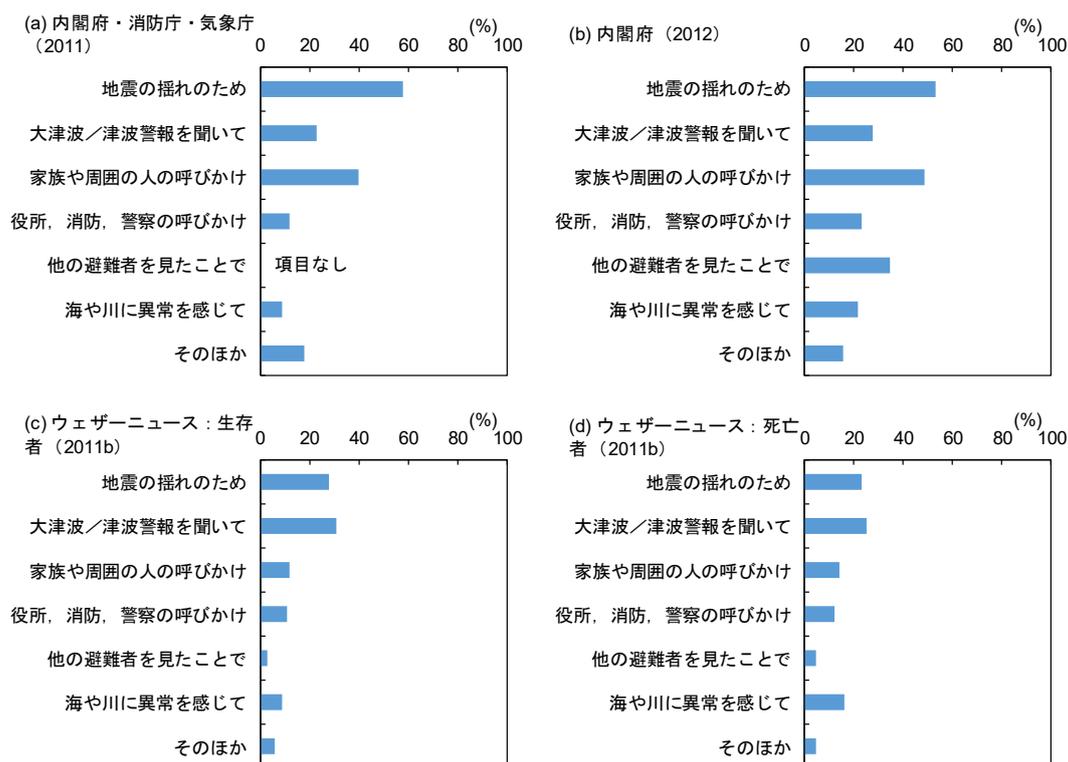


図-2.5 避難開始のきっかけ：(a) 内閣府・消防庁・気象庁(2011)の調査結果を上記の項目にまとめた。同調査では複数回答可としているため、合計は100%にならない。(b) 内閣府(2012)の調査結果を上記の項目にまとめた。同調査も複数回答可のため、合計は100%にならない。(c) (d) ウェザーニュース(2011b)の結果をまとめた。同調査では「避難指示や避難勧告」との回答があるが、図化する上ではこれを役所、消防、警察のよびかけの項目に含めた。なお、同調査の合計は100%となる。

(d) 避難開始までの行動

避難開始までの行動については、ウェザーニュース（2011b）が分析している（図-2.6）。テレビなどで情報を確認していたとの回答が最も多いが、家族や友人の安否確認も多いことが特徴的である。2.2.1 で示したように 2011 年東北津波以前から家族や友人の呼びかけのため、避難開始時間が遅くなる傾向が見られる。こうした避難までの時間をいかに減らし、即時避難に繋げていくかが課題である。

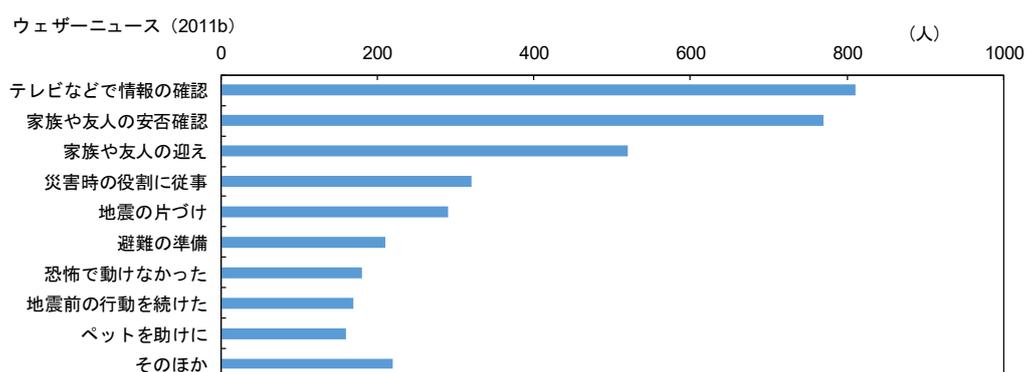


図-2.6 避難開始までの行動：ウェザーニュース（2011b）の結果から数値を目視で読み取り作成した。

(e) 避難場所

図-2.7 にウェザーニュース（2011b）が実施した避難場所に関する調査結果を示す。高台や建物など指定された避難場所に逃げた人は 48 %であり、指定避難場所以外へ避難した人（52 %）の方が多いたことが分かる。高台に逃げた人と、建物の高層階に逃げた人を比較すると、高台が 45%に対して建物が 16%であり、より安全と思われるところを目指して避難した人が多かったことが推察される。

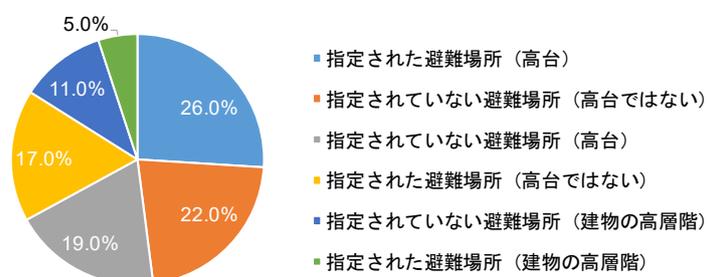


図-2.7 避難場所：ウェザーニュース（2011b）の調査結果を元に、著者作成。

(f) 避難手段

避難時の移動手段についての調査結果を図-2.8に示す。同図に示すように、徒歩での避難者と車での避難者はほぼ半々である。ただし、内閣府・消防庁・気象庁（2011）の報告によれば車で避難した人の約1/3が渋滞に巻き込まれたとされる。このことから、高齢者など自分一人では避難できない避難者のみを車避難させるといった計画的な避難のあり方を事前に検討しておく必要がある。

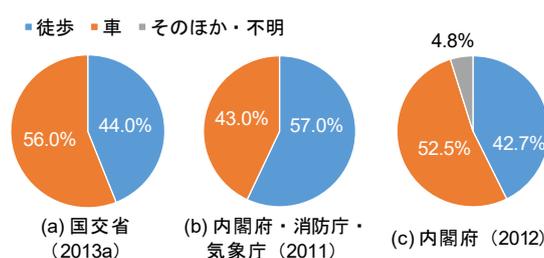


図-2.8 避難手段：(a) 国交省（2013a），(b) 内閣府・消防庁・気象庁（2011），(c) 内閣府（2012）の調査結果を元に著者作成。

(g) まとめ

本項では、2011年東北津波に関する避難行動調査の結果について整理した。以下にまとめを示す。

- ・調査によってバラツキはあるが、避難行動を行わなかった人が10～30%程度存在していたことがわかった。自分のいる場所が安全だと思い込み、避難行動を行わない事例は2011年東北津波以前にも見られ、いかに多くの人に避難行動を行わせるかを検討していく必要がある。
- ・避難行動を行った人であっても、5分以内に避難開始した人の割合は20～40%程度にとどまっており、避難を開始するには地震発生から一定時間が必要なことがわかった。また、避難開始前の行動としては、更なる情報の模索や家族の安否確認をする人が多いことがわかった。津波警報や避難勧告を早期に行うことや、家族の安否確認システムを迅速化することが、結果的に早期避難に繋がる可能性がある。
- ・指定避難場所に避難した人の割合は半分程度にとどまっており、避難者が各々安全だと思われる場所を判断して避難していたことがわかった。
- ・避難時の移動手段としては、車と徒歩の避難が概ね半々であった。しかし、車で避難した人の約1/3が渋滞に遭遇したことが報告されており、車の移動は避難要支援者に限るなど、避難計画を立てる段階で車移動について計画や住民への周知をしておく必要性が確認された。

2.2.3 津波避難シミュレーション

避難者の行動を分析する手法の一つとして、避難シミュレーションを用いる方法がある。避難シミュレーションは避難者行動をモデル化する方法によって、個別要素法モデル（例えば、後藤ら，2004；Helbing et al., 2005）、ポテンシャルモデル（例えば、横山ら，1993）、セルオートマトン法モデル（例えば、辻原，2010；Dijkstra et al., 2000）、マルチエージェントモデル（例えば、熊谷，2014；Mas et al., 2012）などに分けられる。このうちマルチエージェントモデルは、自立した行動主体である「エージェント」を多数共存させることで、エージェント同士の相互作用を考慮しながらシステム全体の動きを分析するシミュレーション手法である（Epstein and Axtell, 1999）。避難者一人ひとりを個別の特性（身体機能や判断基準）を持つエージェントとして表現することできるため、現実の避難者の行動を再現するのに適した手法と考えられている（近田・原山，2013）。本研究においても、マルチエージェントモデルに基づき、津波避難シミュレーションモデルを構築する。

マルチエージェントモデルの適用例は幅広く、様々な自然災害時の避難行動解析に用いられている。例えば、Pan et al. (2007) は緊急時における建物からの避難行動を、群集心理を考慮して解析する手法を提案している。Liu et al. (2015) は、地震による建物内の損傷とそれに伴う避難行動の変化を相互に解析する連成手法を構築している。また、Dawson et al. (2011) や大上ら (2014) は、河川氾濫時の避難行動をマルチエージェントモデルを用いて計算している。

津波避難の分野においても、複数の既往研究がある。Mas et al. (2015) によれば、マルチエージェントモデルを津波避難に適用した最初の論文の一つは、白澤ら (1995) とされる。白澤ら (1995) は、ノードとリンクからなる街路ネットワークを用いて、奥尻島青苗地区における避難行動を簡易的に計算している。その後、災害情報の伝達による避難意思決定の要素を組み込んだ片田・桑沢 (2006) のモデル、個別要素法とポテンシャルモデルを組み合わせた加藤ら (2008) によるモデルなどが提案されてきた。2011年東北津波以降は、さらに多くの研究が行われるようになってきている。例えば、熊谷 (2013, 2014) は群集密度による速度の低減効果や、年齢・集団による速度の違い（65歳以下，以上，グループ歩行の3つに分類している）を考慮した避難シミュレーションモデルを構築し、岩手県釜石市での震災時の避難行動を再現している。Mas et al. (2012, 2013) は、避難者個々の避難開始時間の違いをレイリー分布を用いて計算する手法を提案し、より実態に即した津波避難の解析を試みている。牧野嶋ら (2015) は、震災時に車を用いた避難が多かったことに着目し、歩車混在時における歩行者および車の速度低減効果を考慮したシミュレーションモデルを提案している。避難シミュレーションを応用した研究例としては、津波避難施設の最適配置などを検討した、桑沢ら (2015)、Mauro et al. (2013)、小柳・有川 (2016) などの研究がある。また、マルチエージェントモデルを用いた人的被害の算出も行われている（宇野ら，2015；Wang et al., 2016）。特に Wang et al. (2016) は、津波避難

に関する様々なパラメタを変化させ、人的被害に影響を及ぼす因子を分析している。それによれば、避難開始時刻と避難速度が人的被害に大きく依存することが示されている。そのほか、有川ら（2016）、宇野ら（2016）はマルチエージェントモデルに基づく避難シミュレーションを用いて、津波防護施設の効果検証を行っている。

なお、マルチエージェントモデルとは異なるが、個々人の人間行動をモデル化した避難解析モデルを独自に構築している例もある。例えば、関根ら（2007）は浸水時の地下空間からの避難行動を解析する数値モデルを独自に構築している。同モデルは、個々人の歩行・視覚的認知などに関する人間科学的な知見を多く取り入れることを目指したもので、実際の地下空間への適用例も報告されている（例えば、関根・大野，2011）。

2.2.4 来訪者の津波避難

来訪者は、その地域に対する知識が乏しいため、自然災害に対する危険性が比較的高いことが指摘されている（例えば、照本，2010；Matyas et al., 2011）。実際に2004年スマトラ沖地震津波では、タイのプーケットなどリゾート地に訪れていた多くの外国人観光客が命を落としたとされる（Takahashi, 2009）。それにも関わらず、地域住民を対象としたものと比較して、来訪者を対象とした津波避難に関する研究は数えるほどしかない（安田ら，2016；Rittichainuwat, 2013）。そしてその多くは、アンケート調査による海水浴客などの避難意識に関する検討である。

青木ら（2005）は、渥美半島表浜海岸の海岸利用者を対象に防災意識に関するアンケート調査を行っている。それによれば、利用者の半数以上が津波に対する具体的な避難方法を考えておらず、警報システム等が有効に働かない可能性が示されている。増本ら

（2010）は、和歌山県・三重県の海水浴場を対象に津波防災意識を調査している。増本ら（2010）は、遠方からの来訪者は土地に不慣れであり、周りが避難し始めたら避難する傾向があることを示している。杉本ら（2011）は、和歌山県・三重県・高知県の海水浴場にてアンケート調査を行っている。その結果、海水浴場によって違いはあるが全体として、県外からの来訪者が6割以上であること、地震発生後直ちに避難する割合は6割程度であること、指定避難場所を知っている割合は1割程度であることがわかった。また、安田ら（2016）は、Webアンケートを通じて全国のサーファーを対象に津波避難意識や知識の調査をしている。その結果、オレンジフラッグの認識がまだ低いこと、避難の合図には陸からの情報（津波警報）に頼っている割合が多いこと、南海トラフ巨大地震を対象とした場合にはサーファーの認識よりも津波が早く到達してしまい、避難が間に合わない可能性があることなどがわかった。さらに、Arce et al.（2017）は、神奈川県鎌倉市の外国人観光客を対象に調査を行っている。Arce et al.（2017）は、外国人観光客の半数以上が津波避難の合図に警報を頼りにしているものの、現状では警報が日本語のみで放送されることを指摘し、潜在的な津波の危険性を示している。また、津波来襲までは30分以上かかると回答

した人が28%、いつ来るのかわからないと答えた人が13%であったことや、回答者の30%が自分の場所が安全だと思いつく傾向があることなどを示している。

海水浴場を対象とした津波避難シミュレーションの事例としては、藤岡ら(2002)、増本ら(2010)、村尾・杉安(2014)がある。ただし、これらのシミュレーションは、避難者数としては海水浴客の数を考慮しているが、避難経路の選択など地域住民と来訪者の行動の違いについては考慮されていない。

以上のように、来訪者を対象とした既往研究はアンケート調査に基づくものが多く、来訪者の行動が避難に及ぼす影響について、避難シミュレーションを用いて検討した例はほとんど見当たらないことが確認された。

2.3 まとめ

本章では、「津波による溢水氾濫」と「来訪者の津波避難」の2つに関する既往研究を整理した。

津波による溢水氾濫については、まず津波の伝播・陸上氾濫に関する解析手法を概観し、護岸からの越流による陸上氾濫と比較して津波による溢水氾濫の研究事例が少ないことを示した。次に、水路内の水位変動を解析する手法と管路を介した溢水氾濫に関する研究事例について整理した。これによれば、水路内を解析する手法には、非定常1次元管路流れモデルを用いる手法、スロットモデルを用いる手法、3次元モデルを用いる手法があることがわかった。最後に、津波による溢水氾濫に関する既往研究について述べた。津波による溢水氾濫を対象とした数値解析手法としては、非定常1次元管路流れモデルを改良した解析モデル、スロットモデルと平面2次元モデルを連成させた解析モデル、3次元解析モデルを用いる手法が提案されていることを示した。一方、これら既往の解析手法はいずれも課題を抱えており、津波による溢水氾濫現象を十分な精度で、かつ実務に供するだけの解析負荷で評価できる手法は構築されていないことがわかった。以上を踏まえ、本研究では伊藤ら(2010)、織田ら(2010)の提案した数値解析モデルを参考に、支管路を含む管路網からの溢水とそれに伴う陸上氾濫を連成して計算可能な数値解析モデルを新たに導出することとする。本研究で構築する解析モデルは、非定常1次元管路流れモデルを基礎とするため、水路内が常に満水状態であるという前提条件はあるものの、管路網に適用可能である点、陸上氾濫との連成解析が可能である点、解析負荷が小さい点などに他の研究例と比べて特徴があると考えている。

来訪者の津波避難の既往研究を整理する上では、まず過去の津波災害で見られた津波避難の実態をまとめた。対象としたのは、1946年南海地震津波から2011年東北津波までの日本国内の地震津波である。その結果、いずれの事例においても避難しない人が一定数存在し

ていたこと、避難する場合でも全員が地震発生からすぐに避難を開始するわけではないこと、避難の遅れが津波による被災の可能性を高めることなど、津波避難に関わる重要な事項や課題を確認した。次に、避難シミュレーションに関する既往研究を示した。マルチエージェントモデルに基づく避難シミュレーションが近年活発に行われており、避難者の行動のモデル化も精緻になりつつあることがわかった。最後に、来訪者の避難行動に関する既往研究について整理した。その結果、来訪者の津波避難に関する既往研究はアンケート調査に基づくものが多く、来訪者の行動が避難完了時間や人的被害の算定に及ぼす影響について避難シミュレーションを用いて検討した例はほとんど見当たらないことがわかった。以上を踏まえ、本研究では来訪者の行動を考慮した津波避難シミュレーションモデルを新たに構築し、それを用いて来訪者の存在・行動が津波避難に与える影響を分析する。

第3章 管路溢水・陸上氾濫連成解析手法の構築

本章では、津波による溢水氾濫の危険性を定量的に評価することを目的に、立坑からの溢水量やそれに伴う陸上の氾濫過程を計算可能な数値解析手法を構築する。

3.1 管路溢水解析モデルの導出

解析モデルの導出にあたっては、まず管路立坑からの溢水量のみを算定可能なモデルを導出し妥当性を検証する。本論文では、本節において導出する溢水量の算定のみを目的とした解析モデルを「管路溢水解析モデル」、3.3 で導出する溢水とそれによる陸域氾濫を連成させた解析モデルを「管路溢水・陸域氾濫連成解析モデル」と呼び、2つのモデルを区別する。

図-3.1 に示す支管路を含む管路網を対象として、管路溢水解析モデルを導出する。ここでは、 A ：立坑断面積、 D ：管路断面積、 η ：立坑水位、 L ：管路長、 v ：管路内流速、 w ：立坑内流速、 i ：主管路の管路・立坑番号、 j および k ：支管路の管路・立坑番号とし、図中の1～6の数字は検査面の番号を表す。管路内流速は海への流下方向を正、立坑内流速は水位上昇方向を正とする。まず、立坑内の水位変動(サージング)を解析するモデルを鮭川ら(1999)に倣い導出する。図-3.1 に示す立坑 i の水位 η_i は立坑部の連続方程式(式(3.1))により計算される。

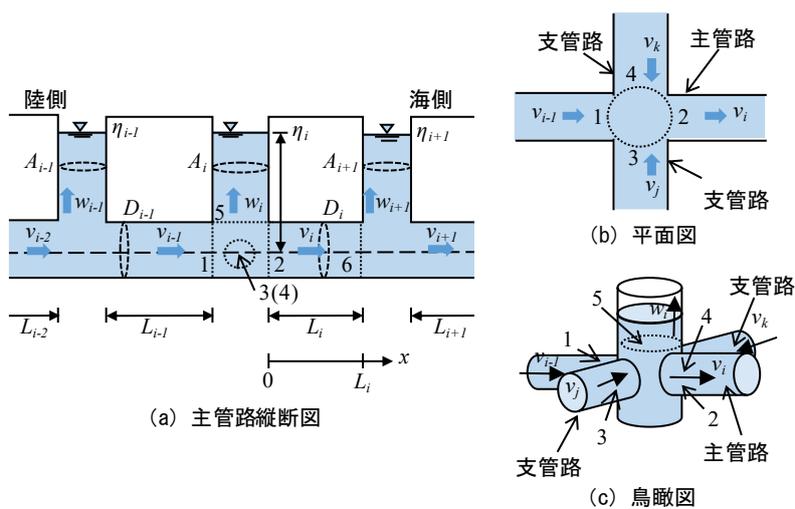


図-3.1 管路溢水解析モデルの説明図：図中の青矢印は管路・立坑内流速の正方向を示している。また、1～6の数字は検査面の番号を示している。

$$A_i \frac{d\eta_i}{dt} = A_i w_i = -Q_i + Q_{i-1} + Q_j + Q_k \quad (3.1)$$

ここで、 Q は管路内の流量、 t は時間である。各管路の流量は、それぞれの管路断面積と流速の積で表されるので、式(3.1)は式(3.2)に書き換えられる。

$$\frac{d\eta_i}{dt} = \frac{-D_i v_i + D_{i-1} v_{i-1} + D_j v_j + D_k v_k}{A_i} \quad (3.2)$$

式(3.2)を用いて立坑内水位を求めるためには、各管路の流速を与える必要がある。管路 i の流速 v_i は、式(3.3)の運動方程式により計算される。

$$\frac{1}{g} \frac{\partial v_i}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\alpha_i v_i^2}{2g} + \frac{p_i}{\rho g} + z_i \right) + \frac{\partial h_{lossi}}{\partial x} = 0 \quad (3.3)$$

ここで、 g は重力加速度、 α はエネルギー補正係数（以降、簡単のため1.0とする）、 p は管路内の圧力、 z は管路断面の中心高さ、 h_{loss} は管路内の流れによる損失水頭、 x は管路 i の中心に沿う座標である（図-3.1 (a)）。管路断面積が一定の場合、 v_i は時間 t のみの関数となるため、これを考慮して式(3.3)を x について0から L_i まで積分すると、

$$\frac{L_i}{g} \frac{dv_i}{dt} + \left[\frac{v_i^2}{2g} + \frac{p_i}{\rho g} + z_i \right]_0^{L_i} + h_{lossi} = 0 \quad (3.4)$$

となる。さらに、管路高 (z) が変化しないと仮定すると式(3.4)は式(3.5)と表される。

$$\frac{L_i}{g} \frac{dv_i}{dt} + \frac{p_{Li} - p_{0i}}{\rho g} + h_{lossi} = 0 \quad (3.5)$$

ここで、 p_{0i} は管路の $x=0$ における圧力（立坑 i から出た直後、検査面2の圧力 p_2 に相当する）、 p_{Li} は管路の $x=L_i$ における圧力である（立坑 $i+1$ に入る直前、検査面6の圧力 p_6 に相当する）。立坑内の水位変動の算出を目的とする場合（サージ解析を行う場合）、これらの圧力は立坑水位から求まる静水圧に一致すると仮定しても、十分な精度で解析できることが確かめられている（伊藤ら、2010）。そのため、各圧力水頭は式(3.6)、(3.7)に書き換えられる。

$$\frac{p_{0i}}{\rho g} = \frac{p_2}{\rho g} = \eta_i \quad (3.6)$$

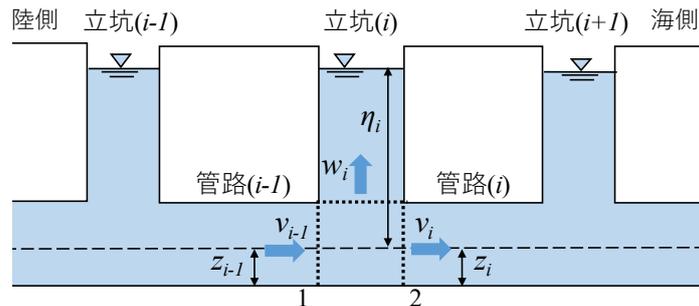
$$\frac{p_{Li}}{\rho g} = \frac{p_6}{\rho g} = \eta_i \quad (3.7)$$

式(3.6)、(3.7)を式(3.5)に代入して整理すると、管路内流速 v_i は次式を用いて計算できる。

$$\frac{dv_i}{dt} = \frac{g(\eta_i - \eta_{i+1})}{L_i} - \frac{g}{L_i} h_{lossi} \tag{3.8}$$

式(3.2), (3.8)は1階の常微分方程式であるため, Runge-Kutta 法を用いることで立坑内の水位変動が計算可能となる. 以上のように導出した式(3.2), (3.8)を支配方程式とする数値解析モデルを本論文では「サージ解析モデル」と呼び, 次に導出する管路溢水解析モデルと区別する. 前述したように, サージ解析モデルでは立坑近傍の圧力水頭がともに立坑内の水位に等しいと仮定している (式(3.6), (3.7)参照). これは言い換えれば, 立坑接続部の水平管路部分に生じる圧力差 (例えば, 図-3.1の検査面1, 2における $\Delta p = p_1 - p_2$) を小さいと仮定し無視していることを意味する. 立坑内のサージを対象とする場合は, 立坑に流出入する流量は一般に水平管路の流量に比較して小さいため, この仮定が成立する. 一方, 溢水を考慮する場合には圧力差の影響が無視できなくなることが予想される. 例えば, 図-3.2に示す立坑*i*に管路*i-1*から水が流入し, 海側の管路*i*に流れていく状況を考える. このとき, 連続方程式より検査面1の流速 (v_{i-1}) よりも検査面2の流速 (v_i) の方が絶対値として小さくなる. そのため, 検査面1と2の間でのベルヌイの定理より, 速度水頭の差だけを考えても検査面2の圧力が大きくなる (図-3.2参照). この圧力差は立坑から溢水が生じ, 管路*i-1*と*i*の流速差が大きくなるほど顕著になると予想でき, このことから溢水を対象とする場合には, 圧力差を考慮する必要があることが分かる.

以上を踏まえて, 管路溢水解析モデルを導出する (図-3.1の管路網を再度対象とする). 導出にあたっては, 上述した速度水頭差に加えて立坑接続部で生じる分流・合流損失を考慮して, 立坑接続部の圧力水頭をモデル化する. 立坑接続部における分流損失係数は, 例



検査面1~2において生じる損失水頭を無視すると, ベルヌイの定理より, 検査面1と2の全水頭が等しくなるので, 以下の式が成り立つ.

$$\frac{v_{i-1}^2}{2g} + \frac{p_{i-1}}{\rho g} + z_{i-1} = \frac{v_i^2}{2g} + \frac{p_i}{\rho g} + z_i$$

① ② ③ ④ ⑤ ⑥

連続方程式 ($v_{i-1} = v_i + w_i$) より, ①>④である. 管路高 (z) は同一と仮定すると, ③=⑥である. したがって, 上式が成立するためには, ②<⑤となる必要がある.

図-3.2 立坑接続部に生じる圧力差の説明図

例えば $v_{i-1} > 0$, $v_i > 0$, $v_j < 0$, $v_k < 0$, $w_i > 0$ の場合, 水理公式集 (土木学会編, 1999) により以下の式によって与えられる.

$$f_{d1} = 0.58q_B^2 - 0.26q_B + 0.03 \quad (3.9)$$

$$f_{d2} = 0.95(1 - q_B)^2 + q_B^2 \{1.0 + (0.4 - 0.1\alpha)/\alpha^2\} + 0.4q_B(1 - q_B)(1 + 1/\alpha) \quad (3.10)$$

ここに, f_{d1} は主管路に対する分流損失係数で, 検査面 1-2 間で生じる損失係数の算出に用いられ, f_{d2} は支管路に対する分流損失係数で, 検査面 1-3 間, 1-4 間で生じる損失係数の算出に用いられる. α は上流側の主管路断面積に対する支管路の断面積の比 ($= D_j/D_{i-1}$, D_k/D_{i-1}), q_B は分流前の主管路流量に対する支管路流量の比であり, ここでは検査面 3~5 への総流量を支管路流量と仮定し, $q_B = (-D_j v_j - D_k v_k + A_i w_i) / D_{i-1} v_{i-1}$ とした. なお, 同式と後述の式(3.11) は水理公式集に掲載された式を主管路と支管路が直交接続している条件下に直して導出した式である.

一方, 合流時の損失係数は, 例えば $v_i > 0$, $v_{i-1} > 0$, $v_j > 0$, $v_k > 0$, $w_i < 0$ の場合, 水理公式集 (土木学会編, 1999) から以下の式で与えられる.

$$f_{c1} = -q_B^2(0.97 - 0.62\alpha) - q_B(1.94 - \alpha) + 0.03 \quad (3.11)$$

ここに, f_{c1} は主管路に対する合流損失係数であり, 検査面 1-2 間で生じる損失係数の算出に用いられる. q_B は, 合流後の主管路流量に対する支管路流量の比であり, ここでは $q_B = -(D_j v_j + D_k v_k - A_i w_i) / D_i v_i$ とした. なお, この場合検査面 3, 4 で生じる損失は立坑への流入損失と考え, 損失係数を 1.0 として計算することとした.

以上の損失係数と速度水頭差を考慮して, 各検査面の圧力水頭を算出する. まず, 分流時 ($v_{i-1} > 0$, $v_i > 0$, $v_j < 0$, $v_k < 0$, $w_i > 0$) には, 立坑に流入する側 (検査面 1) で管路の圧力水頭と立坑の全水頭が一致すると仮定して, 圧力水頭を式(3.12)により表す.

$$\frac{p_1}{\rho g} = \frac{p_{Li-1}}{\rho g} = \eta_i + \frac{w_i^2}{2g} \quad (3.12)$$

なお, この仮定は検査面 1 の全水頭 ($v_1^2/2g + p_1/\rho g$) と立坑の全水頭 ($w_1^2/2g + \eta_i$) の差が立坑への流入損失 (損失係数 1.0) に等しいことを意味している. 立坑 $i+1$ においても分流を仮定すると ($v_{i+1} > 0$, $v_i > 0$, $w_{i+1} > 0$), 検査面 6 の圧力 p_6 が p_1 と同様に表される.

$$\frac{p_6}{\rho g} = \frac{p_{Li}}{\rho g} = \eta_{i+1} + \frac{w_{i+1}^2}{2g} \quad (3.13)$$

検査面 2, 3, 4 の圧力水頭は, 検査面 1 とのベルヌイの定理から分流・合流損失を考慮することで式(3.14)~(3.16)により表される.

$$\frac{p_2}{\rho g} = \frac{p_{0i}}{\rho g} = \eta_i + \frac{w_i^2}{2g} + \frac{v_{i-1}^2 - v_i^2}{2g} - f_{d1} \frac{v_{i-1}^2}{2g} \quad (3.14)$$

$$\frac{p_3}{\rho g} = \frac{p_{0j}}{\rho g} = \eta_i + \frac{w_i^2}{2g} + \frac{v_{i-1}^2 - v_j^2}{2g} - f_{d2} \frac{v_{i-1}^2}{2g} \quad (3.15)$$

$$\frac{p_4}{\rho g} = \frac{p_{0k}}{\rho g} = \eta_i + \frac{w_i^2}{2g} + \frac{v_{i-1}^2 - v_k^2}{2g} - f_{d2} \frac{v_{i-1}^2}{2g} \quad (3.16)$$

式(3.14)と(3.6)を比較すると、速度水頭差による圧力増分、分流損失による圧力低減分が右辺第3, 4項に加えられていることが確認できる。式(3.5)に式(3.13), (3.14)を代入して管路*i*の運動方程式を新たに導出すると、式(3.17)が導かれる。

$$\frac{dv_i}{dt} = \frac{g(\eta_i - \eta_{i+1})}{L_i} + \frac{w_i^2 - w_{i+1}^2}{2L_i} + \frac{v_{i-1}^2 - v_i^2}{2L_i} - f_{d1} \frac{v_{i-1}^2}{2L_i} - \frac{g}{L_i} h_{lossi} \quad (3.17)$$

ここに、 h_{loss} は分流損失以外の形状損失および摩擦損失である。式(3.8)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。

次に、合流時 ($v_i > 0$, $v_{i-1} > 0$, $v_j > 0$, $v_k > 0$, $w_i < 0$) の各検査面の圧力水頭は検査面1, 6については式(3.12), (3.13)と同様に表すこととし、検査面2~4については合流損失を考慮して式(3.18)~(3.20)により表される。

$$\frac{p_2}{\rho g} = \frac{p_{0i}}{\rho g} = \eta_i + \frac{w_i^2}{2g} + \frac{v_{i-1}^2 - v_i^2}{2g} - f_{c1} \frac{v_{i-1}^2}{2g} \quad (3.18)$$

$$\frac{p_3}{\rho g} = \frac{p_{0j}}{\rho g} = \eta_i + \frac{w_i^2}{2g} \quad (3.19)$$

$$\frac{p_4}{\rho g} = \frac{p_{0k}}{\rho g} = \eta_i + \frac{w_i^2}{2g} \quad (3.20)$$

式(3.14)と式(3.18)の違いは、第4項が合流損失に変化したのみである。このときの管路*i*の運動方程式は次式となる。

$$\frac{dv_i}{dt} = \frac{g(\eta_i - \eta_{i+1})}{L_i} + \frac{w_i^2 - w_{i+1}^2}{2L_i} + \frac{v_{i-1}^2 - v_i^2}{2L_i} - f_{c1} \frac{v_{i-1}^2}{2L_i} - \frac{g}{L_i} h_{lossi} \quad (3.21)$$

このように導出した運動方程式(3.17), (3.21)と連続方程式(3.1)を Runge-Kutta 法を用いて計算することで、立坑・管路内の流況が計算可能となる。そして、計算された立坑内水位が立坑高さよりも高い場合は、その差分に立坑面積を乗じることで、溢水量を算定することができる。なお、実際には立坑接続部で生じる流れの状況は、上記の分流・合流だけでなく、立坑・管路内流速の正負によって複数のパターンが存在し、損失も複雑になる。本解析モデルでは、立坑および各管路内流速の正負に応じて分流・合流を時々刻々判定し、各検査面で

考慮すべき分流・合流損失を計算するよう定めた。ただし、例えば全ての接続管路から立坑へ海水が流入する状況下 ($v_i < 0$, $v_{i-1} > 0$, $v_j > 0$, $v_k > 0$) など、損失係数が容易に算定できない場合は、管路の圧力水頭と立坑の全水頭が等しいと仮定し、式(3.12)を用いて算出することとした。

本論文では、最終的に管路溢水と陸域氾濫を連成した解析モデルを構築することを目的としているが、本節の最初に述べた通り、まずは溢水量の算出のみを対象とした管路溢水解析モデル単体での検証を行う。そのため、次節に示す水理模型実験では、陸上部は設置せず立坑からの溢水量のみを計測した。この実験の再現解析を行う上では、前述した立坑接続部の圧力差を考慮するとともに、以下に示す立坑からの溢水時に生じる水面の盛り上がりによる圧力上昇を考慮した(図-3.3 参照)。水面の上昇速度が大きい場合、この圧力上昇量(p^*)は立坑からの水の吹き出しによる水位上昇量に等しいと考えられる。吹き出しによる水位上昇量は、立坑内の速度水頭 ($w_i^2/2g$) に等しいと考えられるため、これまでに導出した各検査面の圧力水頭の算定式(式(3.12)~(3.16))を用いれば、そのまま盛り上がりの影響を考慮できる。一方、上昇速度が小さい場合は、溢水した水が立坑外縁で限界水深 (h_c) をとり、それにより水面の盛り上がり量が定まると考えられる。この場合は図-3.3 に示すように、各時間ステップでの溢水量 Q から立坑外縁での限界水深 (h_c) と越流水平流速 (v_c) を、線流量 (q) を介して算出し立坑中央部での圧力上昇量 ($p^* = h_c + v_c^2/2g$) を求める。解析モデル内では、式(3.22)~(3.26)に示す通り、吹き出しによる圧力上昇量と限界水深によって定まる圧力上昇量を時々刻々比較し、値が大きくなる方を用いて計算する。

$$\frac{p_1}{\rho g} = \frac{p_{Li}}{\rho g} = \eta_i + \frac{p^*}{\rho g} \quad (3.22)$$

$$\frac{p_2}{\rho g} = \frac{p_{0i}}{\rho g} = \eta_i + \frac{p^*}{\rho g} + \frac{v_{i-1}^2 - v_i^2}{2g} - f_{d1} \frac{v_{i-1}^2}{2g} \quad (3.23)$$

$$\frac{p_3}{\rho g} = \frac{p_{0j}}{\rho g} = \eta_i + \frac{p^*}{\rho g} + \frac{v_{i-1}^2 - v_j^2}{2g} - f_{d2} \frac{v_{i-1}^2}{2g} \quad (3.24)$$

$$\frac{p_4}{\rho g} = \frac{p_{0k}}{\rho g} = \eta_i + \frac{p^*}{\rho g} + \frac{v_{i-1}^2 - v_k^2}{2g} - f_{d2} \frac{v_{i-1}^2}{2g} \quad (3.25)$$

$$p^* = \max \left\{ \frac{\rho w_i^2}{2}, \rho g h_c + \frac{\rho v_c^2}{2} \right\} \quad (3.26)$$

なお、高島ら(2013)は管路溢水解析モデルの中で、この水面の盛り上がりを考慮した場合と考慮しない場合の二通りの解析を行い、効果について検討している。同検討によれば、管路からの溢水量が多い場合は水面の盛り上がりの影響が顕著となり、考慮しない場合よりも1割程度精度が向上することを3次元解析モデルによる結果との比較から確認している。

なお後述の陸上氾濫と連成した解析を行う場合、立坑近傍の浸水深が十分に大きい場合はそれにより圧力が定義されることになる。この場合は、別途圧力水頭のモデル化が必要となるため、詳細を 3.3 に示す。

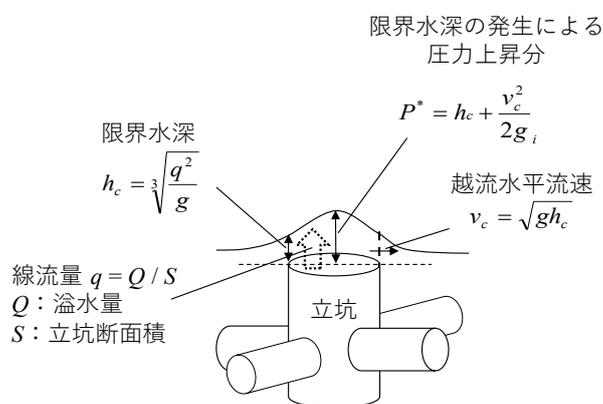


図-3.3 水面の盛り上がりによる圧力上昇の説明図

3.2 管路溢水解析モデルの検証

3.2.1 単純管路を対象とした水理実験による妥当性検証

(a) 概要（単純管路実験）

管路溢水解析モデルは、3.1 で述べたようにサージング解析モデルを改良することで構築しているため、サージング現象と溢水現象の違いを把握することが重要である。そこでまず、伊藤ら（2010）が実施した単純管路（本論では、管路の立坑・水平管路の断面積が全て同一のものを単純管路と定義した）を対象とした津波による溢水実験を整理し、サージング現象と溢水現象の違いを確認する。その後、管路溢水解析モデルを用いて同実験の再現解析を行い、解析モデルの妥当性を検証する。

(b) 実験条件（単純管路実験）

実験は、塩化ビニル管で制作した模型を大成建設（株）技術センター内にある全長 47 m、幅 0.8 m の二次元水槽内に設置した実施した（図-3.4）。管路・立坑径はともに 31 mm とし、管路勾配は水平に設置した。管路の取付高は管路中心が水底から 11.2 cm の高さとした。まずサージング現象の特性を把握するため、立坑を上方へ延長して立坑からの溢水がない条件で実験を行った。その後、立坑の天端高を静水面から 4 cm に設定し、各立坑からの溢水量を計測した。また、護岸前面には十分な高さで強度の防潮壁を設置し、津波の越流による浸水を完全に防止した。

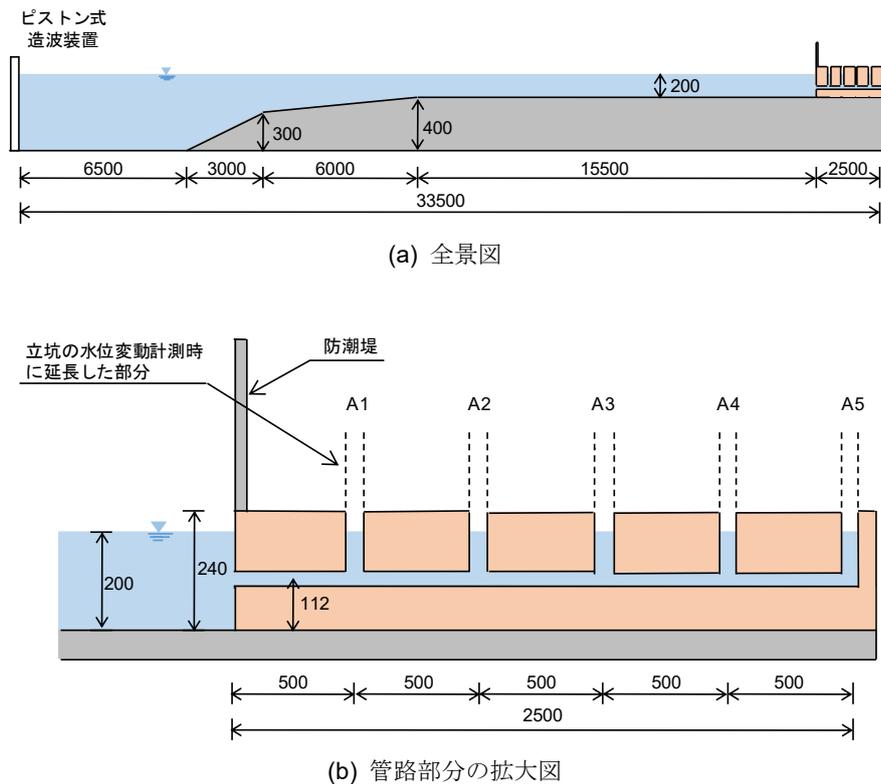


図-3.4 実験概要図（単純管路実験）：単位 mm

護岸前面の初期水深は 20 cm とし、周期 10~20 s、波高 3~7 cm の正弦波を水槽上流側に設置されたピストン式造波装置により入射させた。この入射させた正弦波を入射津波とみなし、ここでは 4 種類の波を造波させた。波高 7 cm 周期 20 s の津波を W11、波高 5 cm 周期 20 s の津波を W12、波高 7 cm 周期 10 s の津波を W13、波高 3 cm 周期 10 s の津波を W14 とよぶ。護岸前面の水位時系列の計測結果（防潮壁による重複波の影響を含む）を図-3.5 に示す。図中、茶色の点線で示した直線は溢水量計測時における立坑の天端高（GL）である。いずれの津波波形も護岸前面での重複波の形成により入射波高よりも大きくなっている様子が確認できる。第 1 波に着目すると、最も前面水位が高くなるのは W11 および W13 の波形であり、天端高よりも 5 cm 程度水位が高くなっている。W12 は W13 よりも最大水位は低い、第 1 波の水位が天端高を上回る継続時間は W12 が 5.6 秒程度であるのに対して、W13 は 2.9 秒程度でやや長い。W14 は最大水位が概ね立坑天端高に相当する津波である。

実験の計測項目は、護岸前面水位の時系列変化と各立坑からの溢水量とし、上方に立坑を延長したケースでは立坑内水位の時系列変化も計測した。水位の計測は容量式水位計（ケネック社製）を用い、溢水量は各立坑周囲に集水用の袋を設置することで取得した。なお、溢水量の取得は、水槽内の反射波が大きい第 2 波までを対象とした。

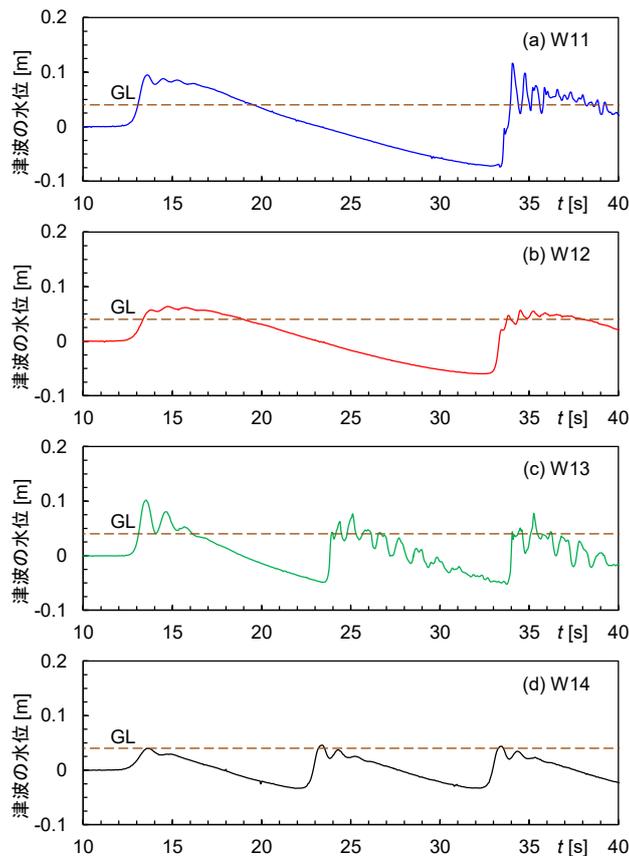


図-3.5 護岸前面の水位時系列（単純管路実験）：縦軸は初期水面からの変動量を示す。

(c) 実験結果（単純管路実験）

まず、上方へ立坑を延長した場合のサージング現象の計測結果として、W11 作用時の各立坑の水位変動の時系列結果を図-3.6 に示す。同図には一般解析モデル（前述の式(3.2), (3.8)）を用いて算出した水位時系列結果も赤線で同時に示している。図-3.6 (b)～(f)に示す各立坑の水位時系列結果と図-3.6 (a)に示す入射波（W11）の時系列と比べると、立坑内のサージングには津波の周期（20 s）と異なる変動が現れている。特に A3, A4, A5 の立坑では周期 4～5 s 程度の変動が顕著に見える。ここで、本実験での海域と各立坑のサージング固有周期を計算し（日野ら, 1983）、表-3.1 にまとめて示す。これによると、固有周期は陸側の立坑に向かうにつれて大きくなっており、海域と A5 の固有周期は 3.17 s である。これは概ね立坑で見られる短周期の水位変動と一致しており、ここからこの変動は水路系の固有周期に応答した変動であると推察される。また、水位変動の大きさに着目すれば、護岸前面における津波の最高水位が約 0.1 m であるのに対し、A2～A5 の立坑内の最高水位は約 0.2 m と 2 倍近くに増幅している。管路内水位の応答は、管路の形状や面積による共振現象を伴うため、津波の最高水位が低くても、管路の立坑水位はそれを上回る可能性があることが分かる。実験結果（青線）とサージング解析モデルの結果（赤線）を比較すると、細かな水位変

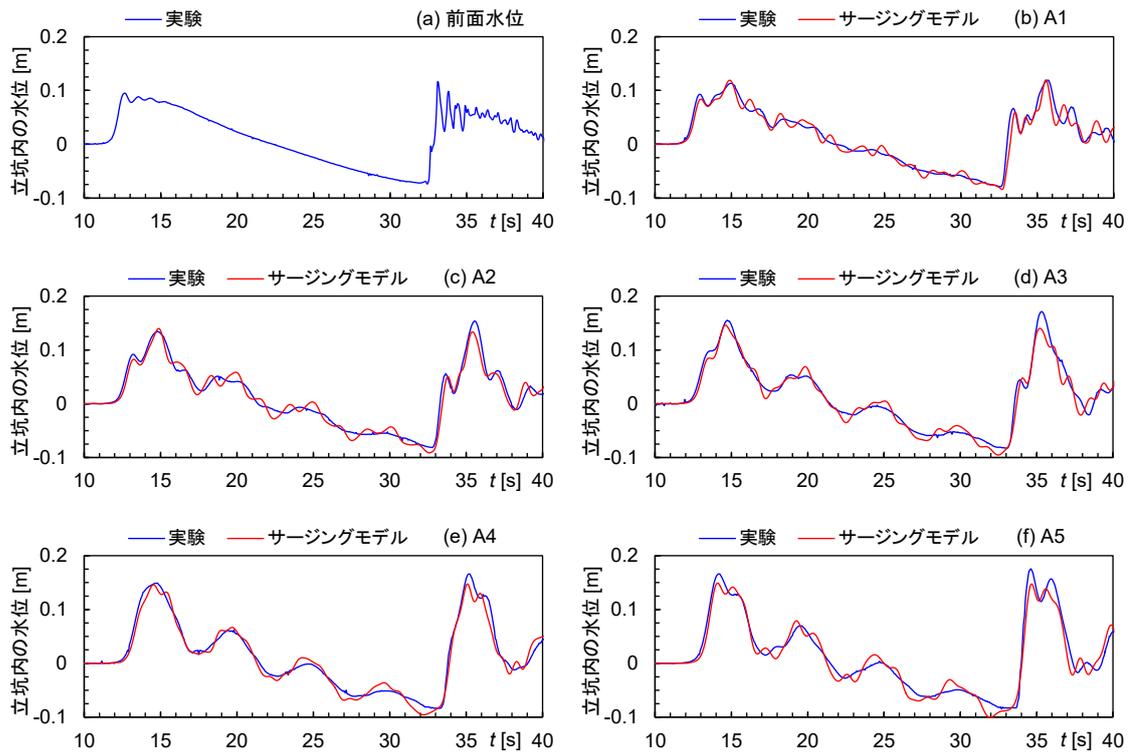


図-3.6 立坑内水位時系列の実験と解析の比較（単純管路実験）：W11 作用時

表-3.1 海域と各立坑の自由サージの固有周期

A1	A2	A3	A4	A5
1.42	2.01	2.46	2.84	3.17

動に違いはあるが実験のサージング現象を良好に再現していることがわかる。

各立坑内で計測された最高水位を図-3.7 に示す。津波波形の違いに着目すれば、波高が大きく周期が長いケースほど水位変動は大きいことが確認できる。また、サージングの空間分布はいずれのケースでも陸側ほど（護岸汀線から遠いほど）水位変動が大きくなる傾向にある。

次に立坑を地盤高さまでとした場合の溢水量計測結果を図-3.7 に示す。全般的な傾向として、両端に位置する立坑（A1, A5）からの溢水量が大きく、図-3.8 に示すサージングの水位変動分布と比較すると、その分布が明らかに異なる。これは、以下の理由によるものと推察される。溢水は、護岸前面水位が上昇し、流入水が各立坑に分岐していくことによって発生する。A1～A5 の全ての立坑から溢水している状況を考えると、それぞれ立坑水位の最大値は地盤高さまでに限定され、各立坑間の水位差はゼロに近くなる。このとき、護岸前面水位が地盤高さより高ければ、護岸前面水位と A1 間での水位差が顕著に大きくなる。一方、A1, A2 間の水頭差は小さく A2 へ向かう水平管路の流量は増加し難いため、A1 からの溢水が大きくなると考えられる。

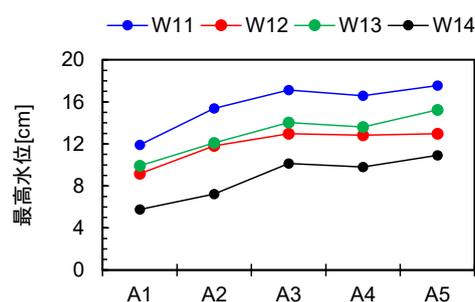


図-3.7 最高水位の比較（単純管路実験）

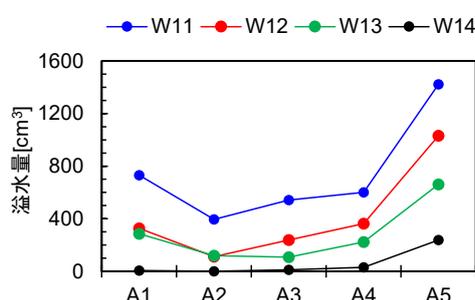


図-3.8 溢水量の比較（単純管路実験）

最陸側にある A5 では水平管路の分岐がないため、A4 から A5 に向かう流量は全て A5 の立坑に向かう。A5 の立坑高さが高ければ、水位が上昇し A4 から A5 に向かう流量が低減するが、溢水する場合は A5 と A4 の水位が同等のため、A5 からの溢水が継続し、A5 の溢水量が大きくなると考えられる。また、各ケースを比較すると溢水量の分布は類似しているが大きさが異なる。特に W12 と W13 を比較すると、W13 の方が入射波の最高水位は高いものの、溢水量は W12 の方が大きい。このことは溢水量に対しては周期の影響が大きく、周期が長いほど高水位の継続が長いいため、管内に流入する流量が大きいために影響していると考えられる。

(d) 妥当性検証結果（単純管路実験）

サージ解析モデルおよび管路溢水解析モデルから算出したサージの最高水位と溢水量の解析結果を、実験結果と比較して図-3.9、図-3.10 にそれぞれ示す。前述のとおり、サージによる水位変動は、陸側に向かうほど徐々に大きいことがわかる（図-3.9）が、サージ解析モデル、管路溢水解析モデルともにこの特徴を再現できている。両モデル間の差は顕著でなく、どちらもサージによる最高水位を解析できることが確かめられた。

一方、溢水量を比較した図-3.10 では、溢水量が大きい場合、サージ解析モデルの解析結果は A1 に溢水が集中しており、実験結果を正しく再現できていない。それに対して、

管路溢水解析モデルの結果はいずれのケースにおいても実験結果と良好に一致している。この違いは、管路溢水解析モデルでは、立坑接続部における局所的な圧力差が考慮されているためだと考えられる。以上の比較により、管路溢水解析モデルの単純管路に対する妥当性と、立坑接続部における局所的な圧力差を考慮することの重要性が示された。

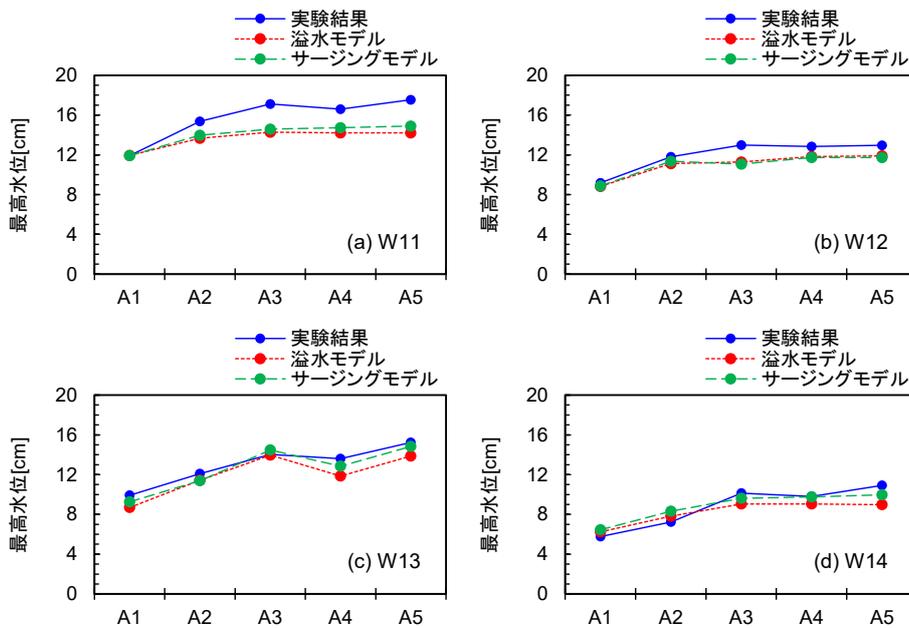


図-3.9 最高水位の実験と解析結果の比較（単純管路実験）

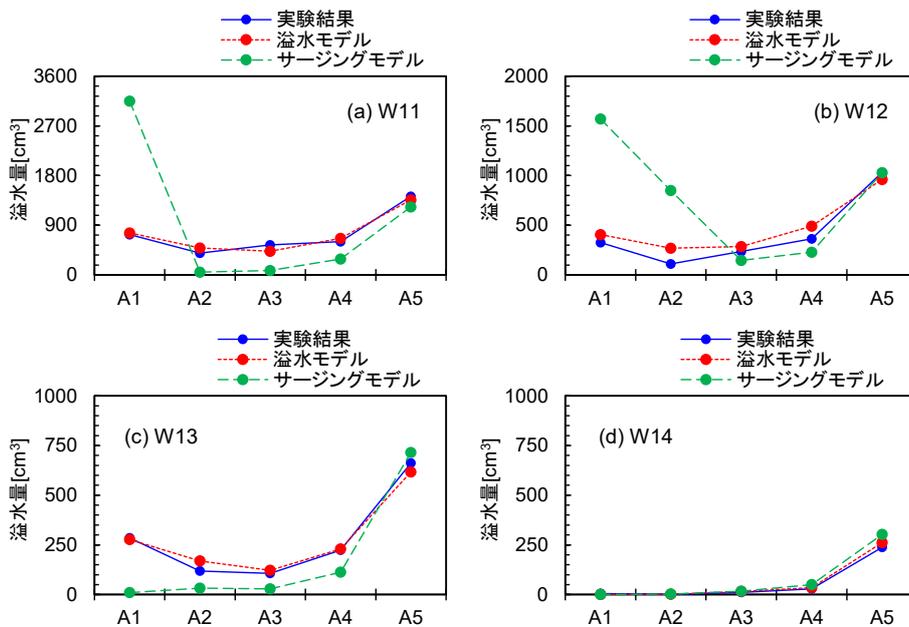


図-3.10 溢水量の実験と解析結果の比較（単純管路実験）

3.2.2 複雑管路網を対象とした水理実験による妥当性検証

(a) 概要（管路網実験）

3.2.1での検証により、管路・立坑径が同一で分岐部のない管路の場合は、構築した管路溢水解析モデルで精度よく溢水量が算定できることが示された。一方、現実の水路は管路段や立坑径が同一とは限らず、また都市部の雨水排水路網を例にとれば、複雑に管路が分岐している場合もある。そこでより現実的な水路への管路溢水解析モデルの適用性を検証するため、複雑管路網を対象とした水理実験を実施した。

(b) 実験条件（管路網実験）

模型縮尺 1/30 相当の雨水排水路網を模擬した管路網を対象に津波による溢水実験を実施した。実験は、大成建設（株）技術センター内の平面水槽（長さ 35 m、幅 17 m）に複雑管路網を模擬した模型を設置し行った。図-3.11 に実験概要図および模型諸元を、写真-3.1 に実験写真を示す。模型の諸元は、下水道施設計画・設計指針（日本下水道協会編，2009）を参考に設定した。管路は主管路である A 系，支管路である B 系，C 系からなる。管路断面は円形とし、管路段は 13 mm~40 mm で海から離れるほど小さくなるよう設定した。溢水する立坑は 50 mm×25 mm の矩形断面で、0.833 m~2.083 m の間隔で 11 基設置した。管路勾配は全て水平で、管路の取付高は水底から 23.3 cm（図-3.11(b)の h_1 ）とした。また、立坑天端高は静水面から 20 cm とし、護岸からの越流による浸水は防潮壁により防止した。

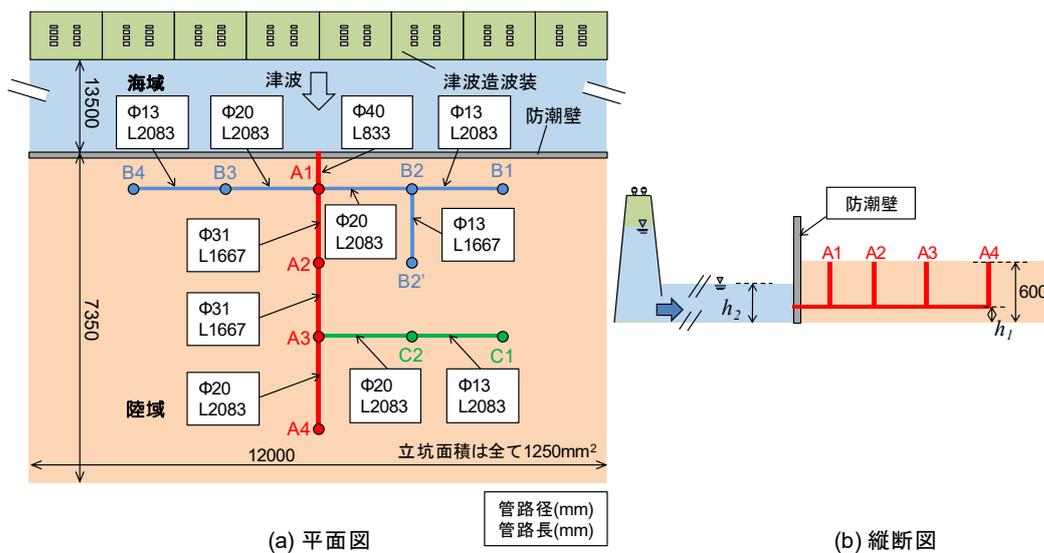


図-3.11 実験概要図（管路網実験）：単位 mm

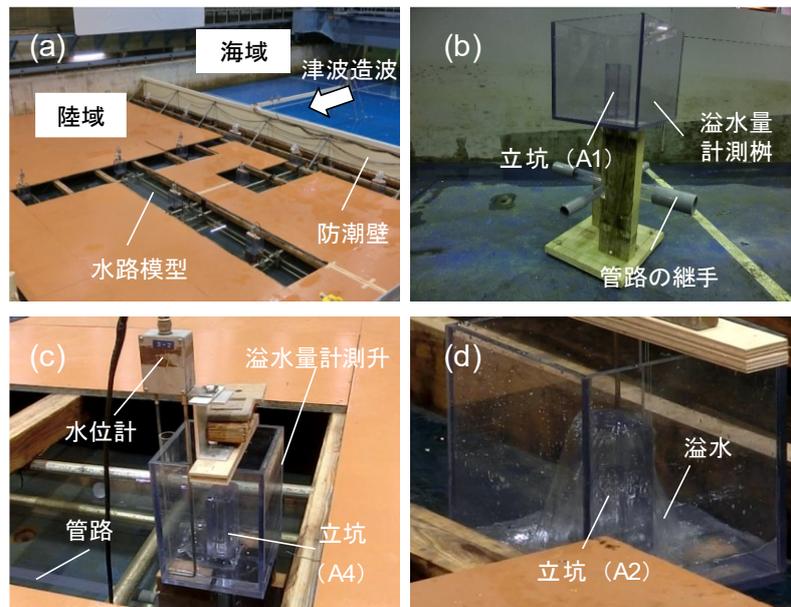


写真-3.1 実験写真（管路網実験）：(a) 全景図，(b) 立坑と溢水量計測機，(c) 計測時（A4），(d) 計測時（A2）

初期水深は 40 cm（図-3.11(b)の h_2 ）の一樣水深とし、津波はチャンバー式津波造波装置（織田・伊藤，2012）により造波した。同装置は、チャンバー内に貯水した水を天端に設置された 8 台の空気供給バルブを開放することで落下させ、下の開口部から吐き出すことで津波を造波する装置である。本装置の特徴は、8 台の空気供給バルブの開放タイミングを変化させることで、落水速度を調整し、任意の津波波形を造波することが可能である点にある。本実験では、W21～W24 の 4 種類の津波波形を入射波とした。護岸前面で計測された各波形（護岸からの重複波の影響を含む）の水位時系列を図-3.12 に示す。いずれも計測開始から 24 s 以降は造波装置からの反射波の影響が表れ、40 s 以降は同様の水位変化を示している。各図の左側に示した 24 s 以前に着目すると、津波波形には明確な違いが見られる。W21 は前面水位が急激に上昇する段波形状の津波波形であり、4 種類の波の中で最高水位が最も高く、高水位の継続時間も長い。W22 は W21 と比べて緩やかに水位が上昇する津波波形で、18 s 以降には短周期の水位変動が見られる。W23 はさらに緩やかに水位が上昇する津波波形であり、長周期の水位上昇に加えて短周期の分裂波が複数含まれている。W24 は W21 と同様に初期水位が急激に上昇する波形であるが、高水位の継続時間は短く、大きな短周期の水位変動が見られる。なお、W24 は W22、W23 よりも最高水位は高いが、立坑天端（GL = 0.2 m）よりも水位が高い時間は最も短い波形である。各立坑からの溢水量を写真-3.1 に示す溢水量計測機に集水し、容量式水位計（ケネック社製）により溢水量を時系列で計測した。計測開始から 24 s 以降は水槽からの反射波の影響が大きいため、溢水量の計測は 24 s までを対象とした。

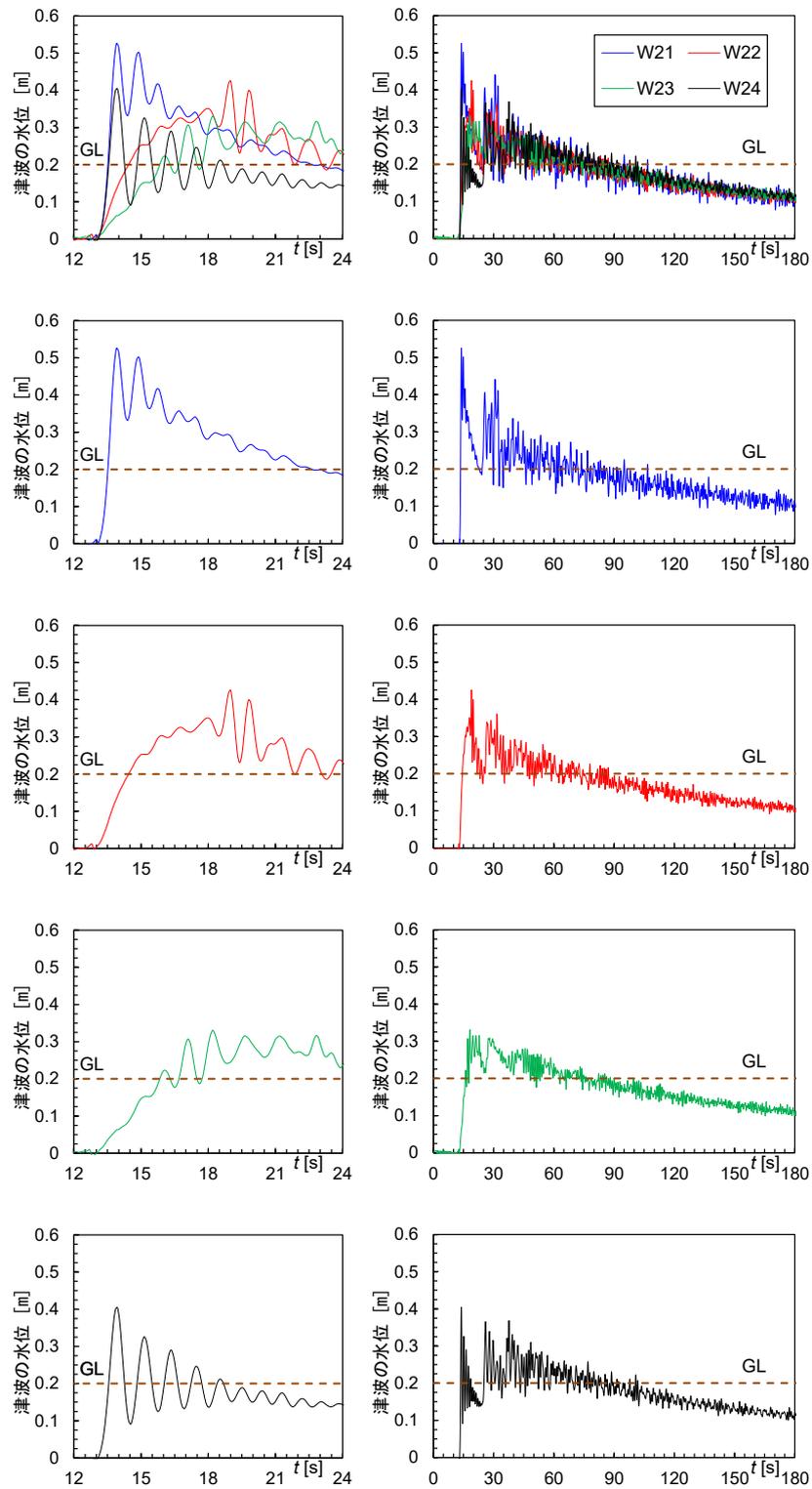


図-3.12 護岸前面の水位時系列（管路網実験）：縦軸は初期水面からの変動量を示す。

(c) 実験結果（管路網実験）

溢水量の計測結果を図-3.13に示す。まず、溢水量の空間分布に着目することとし、各立坑からの溢水量を比較する。図-3.13より、いずれのケースも溢水は主管路のA系に集中している。またA系の中では、最も海側に位置するA1からの溢水が多いことが分かる。総溢水量が小さいW24を除くと、A1からの溢水量は立坑全体の総溢水量の4割以上を占めている。また、管路の途中に位置するA3からの溢水が最陸側のA4よりも大きい。これは、最も陸側の立坑からの溢水が大きかった単純管路の実験結果（図-3.8）とは異なる。この原因は、本実験ではA1およびA3の前後で管路径が変化しているためだと考えられる。このことは、前後で管路径が変化している他の立坑（B2, B3, C2）でそれぞれの周囲の立坑よりも溢水量が多いことから確認できる。

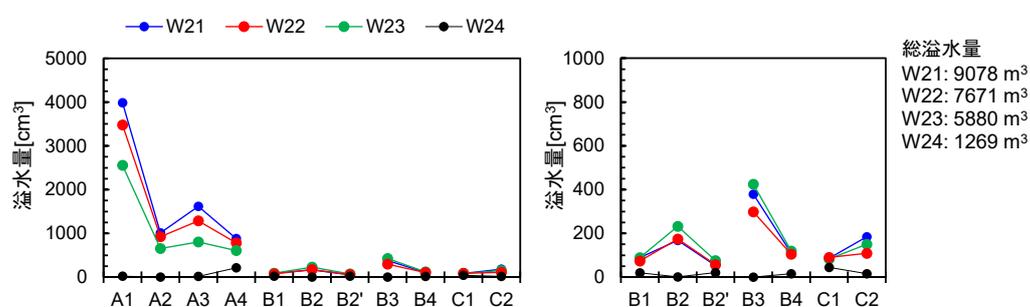


図-3.13 溢水量の比較（管路網実験）

(d) 妥当性検証結果（管路網実験）

図-3.14に溢水量の実験結果と管路溢水解析モデルによる解析結果の比較を示す。比較のためサージング解析モデルによる結果も同時に示す。まず、サージング解析モデルの結果に着目すると、単純管路を対象とした場合と同様、いずれのケースでも実験結果の溢水量を適切に再現できていない。特に、最も海側に位置するA1での溢水が過大に評価されている。溢水時には各立坑の水位は概ね立坑天端高で頭打ちするため、最海側の立坑では外海水位との水位差が大きくなる。そのため溢水量、すなわち立坑内の鉛直流速が大きくなり、3.2で述べた立坑接続部での局所的な圧力差が顕著になる。サージング解析モデルでは、この局所的な圧力差を考慮していないため、圧力差が特に顕著となるA2で実験結果と大きな差が生じたのだと考えられる。

次に、管路溢水解析モデルの結果に着目すると、総溢水量の小さいW24を除けば、溢水量・分布ともに実験結果を良好に再現できている。実験ではW21, W22, W23の順に溢水量が大きいが、解析でもこの傾向が再現できている。また、溢水量の小さい支管路についても、サージング解析モデルよりも精度よく実験結果を再現している。このことから、構築し

た管路溢水解析モデルは、管路網に対しても適用可能であることが確認された。なお、W24 については実験では溢水はほとんど計測されないのに対し、解析ではわずかに溢水が生じている。実験での観察によれば、W24 は水位が激しく変動する津波波形であるため、立坑内水位もそれに応じて激しく上下し、溢水が断続的に生じていた。断続的な溢水は、立坑鉛直流速の正負が切り替わることを意味しており、立坑接続部においては分流損失と合流損失が短時間に入れ替わって発生していると推察できる。管路溢水解析モデルの中では、式

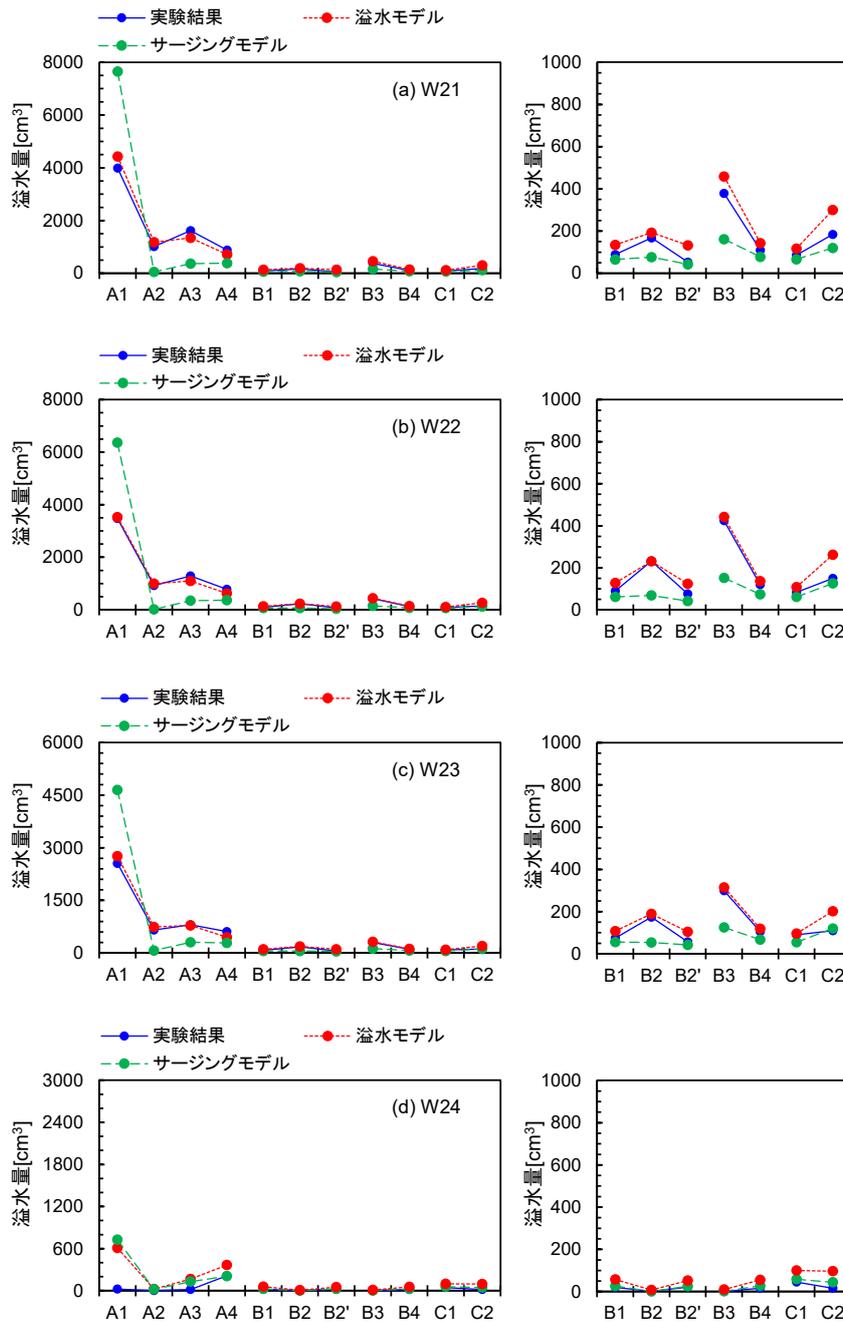


図-3.14 溢水量の実験と解析結果の比較（管路網実験）

(3.9)～(3.11)に示す分流・合流損失係数を用いてこれらの損失を算出している．式(3.9)～(3.11)に示す通り，損失係数は流量の関数となっており，解析モデルの中でも時々刻々の流量から損失係数を算出している．しかし，これらの式は一般に定常状態を適用対象としているため，分流と合流が短時間に入れ替わるような非定常性が比較的強い現象に対しては適用性が低下すると考えられる．このことにより，W24の解析精度が他の波に比べて低かったと推察できる．

総溢水量の小さいW24を除く津波波形の結果について，溢水量の時系列を比較した．実験結果と溢水解析モデルによる結果の比較を図-3.15に示す．ここでは，A1，A3，A4，C1の4つについて比較した．実験では溢水時系列を計測升に設置した水位計により計測しているため，計測升水面の揺れに伴う短周期成分が計測されている．いずれの立坑の結果も実験結果との差はあるものの，管路溢水解析モデルにより溢水の時系列変化についても概ね解析できていることが分かる．図-3.16に解析結果の溢水量を実験結果の溢水量で除した溢水量比の時系列結果を示す（W24は溢水量が小さいため未記載）．縦軸に溢水量比を用いているため，同図においては数値が1.0に近づくほど解析と実験結果がよく一致していることを意味している．なお，ここでは実験の溢水量が200 cm³以上となる時刻から溢水量比を算出し，それ以前の溢水量比は0とした．図-3.16に示すように，ある程度時間が経過すると，概ね1.0の値に漸近していることが確認できる．これらの比較から，溢水量の時系列についても管路溢水解析モデルは精度よく解析できることが確かめられた．

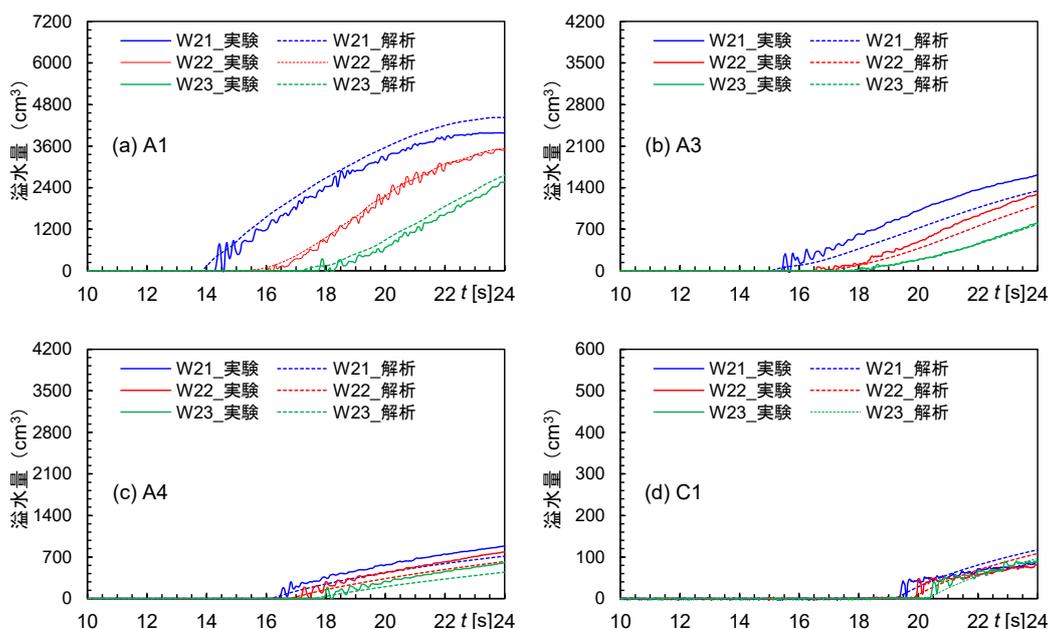


図-3.15 溢水時系列の実験と解析結果の比較（管路網実験）

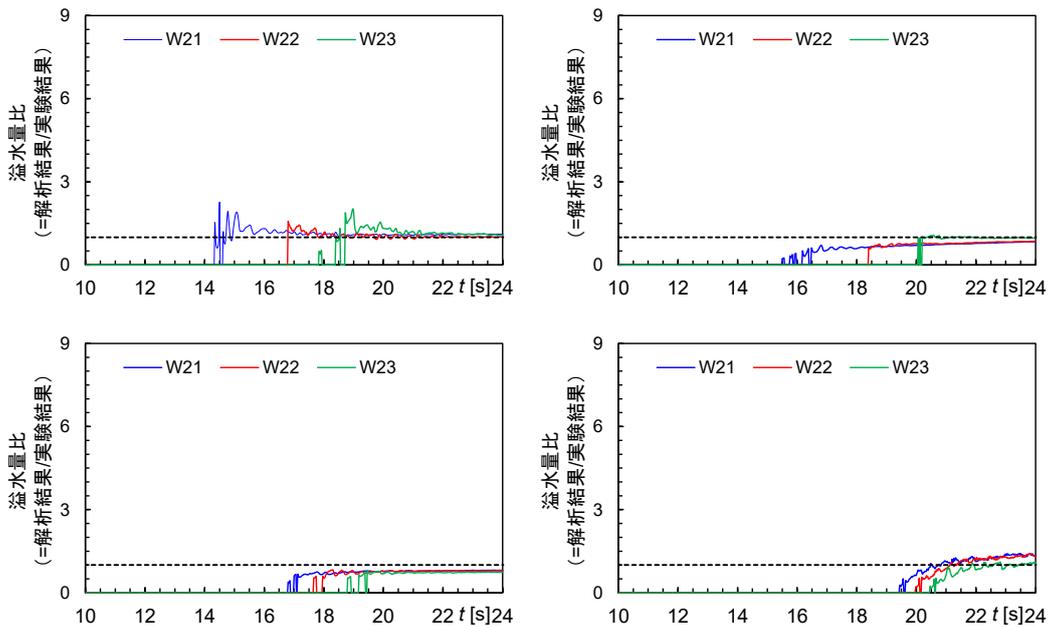


図-3.16 溢水量比時系列の実験と解析結果の比較（管路網実験）：後述する適用性検証実験での結果（図-3.23）との比較のため、縦軸の最大値を9に設定している。

3.2.3 立坑を対象とした水理実験による妥当性検証

(a) 概要（取放水路実験）

これまでの実験では、立坑の形状や面積は一定としていた。しかし、水路によっては立坑の形状や面積が異なる場合がある。特に、取放水路内の立坑を対象とした場合には、一般に立坑毎に立坑断面積が異なる。そのため、立坑断面積を変化させた実験を行い、立坑断面積の違いが溢水量に及ぼす影響を確認するとともに、その際の管路溢水解析モデルの適用性について検討した。

(b) 実験条件（取放水路実験）

大成建設（株）技術センター内の二次元水槽に取放水路を模擬したアクリル製管路模型を設置し、津波による溢水実験を実施した（模型縮尺 1/30 相当）。ここで模型の諸元は、電力土木技術協会編（1995）を参考に設定した。図-3.17 に実験概要図および模型諸元を示す。模型は管路断面が 1 辺 15 cm の正方形断面であり、溢水する立坑を 3 基（A1, A2, A3）有する。管路勾配は水平で立坑天端高は静水面から 16 cm とした。立坑断面積の変更は、管路長軸方向の立坑幅のみを変化させることで行った（管路短軸方向は 15 cm の一定）。用いた立坑断面積の組み合わせと形状名（Type）を表-3.2 に示す。

初期水深は 81 cm とし、津波は管路網実験の時と同様にチャンバー式津波造波装置（織田・伊藤, 2012）により作用させた。本実験では、W31～W34 の 4 種類の津波波形を入射波とした。護岸前面で計測された各波形（護岸からの重複波の影響を含む）の水位時系列を図

-3.18 に示す。いずれの津波波形も立坑天端高を上回る 1 回目の水位上昇と、その後造波装置からの反射波の影響を受けて 2 回目の水位上昇が生じている。ここでは 1 度目の水位上昇に着目する。W31 は前面水位の上昇速度が大きい孤立波形状の津波波形である。W32 と W33 は、水位の立ち上がり方はほぼ同様だが、高水位の継続時間は W33 の方が長い。また、W33 は短周期の分裂波を含みながら水位が上昇する津波である。W34 は 4 つの中で最も緩やかに水位が上昇する波形であり、W33 と同様に短周期の分裂波を含む。計測は、これまでと同じく護岸前面の水位時系列と溢水量を対象とした。溢水量の計測は 1 回目の水位上昇による溢水のみを対象とし、立坑周囲に設置した溢水量計測升に溜まった水の重量を計測することで取得した。護岸前面の水位時系列の計測には、容量式水位計（ケネック社製）を用いた。

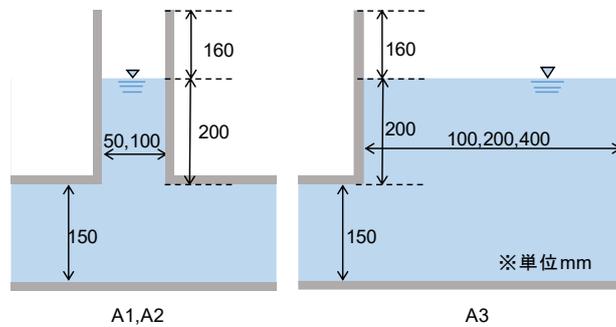
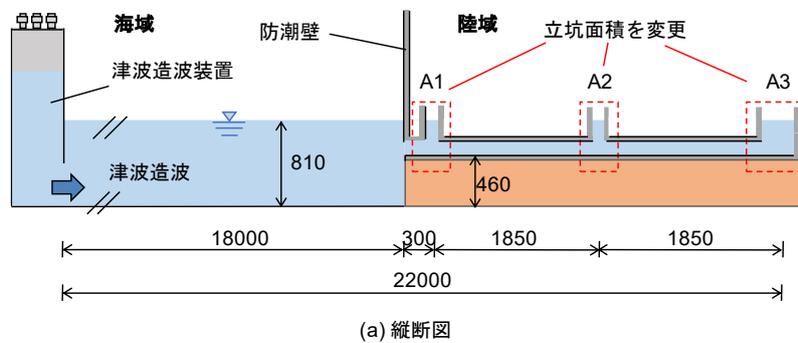


図-3.17 実験概要図（取放水路実験）：単位 mm

表-3.2 立坑形状の組み合わせ

Type	A1	A2	A3
A	15 cm × 10 cm	15 cm × 10 cm	15 cm × 10 cm
B	15 cm × 10 cm	15 cm × 10 cm	15 cm × 20 cm
C	15 cm × 10 cm	15 cm × 10 cm	15 cm × 40 cm
D	15 cm × 5 cm	15 cm × 10 cm	15 cm × 40 cm
E	15 cm × 10 cm	15 cm × 10 cm	15 cm × 40 cm

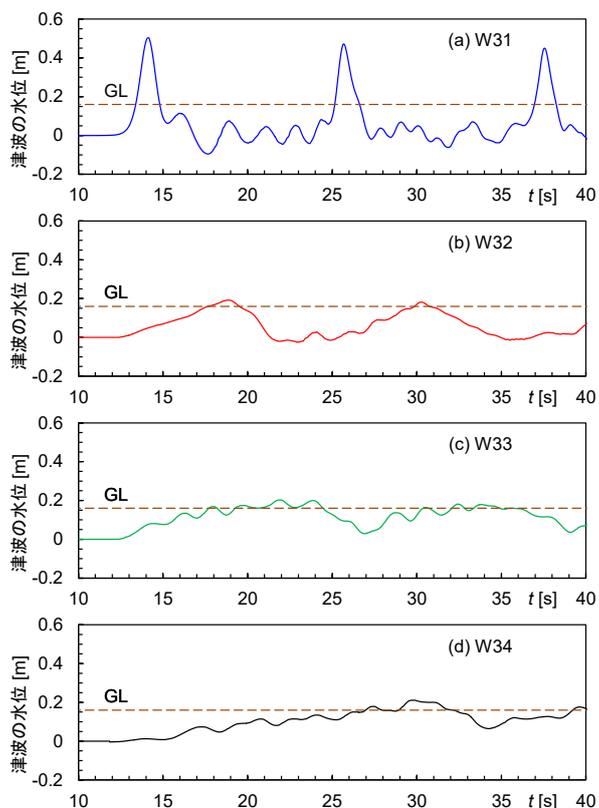


図-3.18 護岸前面の水位時系列（取放水路実験）：縦軸は初期水面からの変動量を示す。

(c) 実験結果（取放水路実験）

溢水量の計測結果を図-3.19、図-3.20に示す。図-3.19は立坑形状ごとに結果を1つの図にまとめたものであり、後述する管路溢水解析モデルの結果も同時に示している。それに対して図-3.20は津波波形ごとに結果をまとめたものである。図-3.19(a)の立坑面積が全て同一の場合に着目すると、最海側のA1と最陸側のA3からの溢水が、いずれの津波波形においても多いことが分かる。これは先の単純管路を対象にした実験結果（図-3.8）と同じ傾向である。次に、A3の面積を拡大したType B、Type CとType Aの結果を比較すると、A3からの溢水量がType Aよりも大きい傾向がある。同一の津波波形で比較すると顕著に分かるように（例えば、図-3.20(a)）、溢水の増加量については面積がより大きいType Cの方が大きいことが分かる。また、A1、A2からの溢水量に着目すると、Type B、Type CともにA2からの溢水量はType Aより減少したのに対してA1からの溢水量はType Aとほぼ同一であった。A1の断面積を縮小したType DとA2の断面積を縮小したType Eの結果に着目すると（例えば、図-3.20(a)）、面積の減少に従い同立坑からの溢水量が小さくなっていることが確認できる。最後に、再度図-3.19において津波波形の違いに着目すると、最高水位の高いW31でいずれの形状でも最も溢水量が大きく、次いで高水位の継続時間が長いW34、W33、W32

の順に溢水量が大きい傾向がある。

(d) 妥当性検証結果（取放水路実験）

図-3.19 に点線で示した管路溢水解析モデルの結果に着目する。同図に示す通り、管路溢水解析モデルは、立坑形状によらず溢水量の分布を良好に再現できている。特に W31, W32 については再現性が高く、立坑面積の拡大（縮小）によって溢水量が増加（減少）する様子を良好に再現できている。ここから管路溢水解析モデルは異なる形状の立坑を持つ水路に対しても、適用可能であることが示された。ただし、W33, W34 の再現性は比較的低くなる場合がある。W31, W32 では溢水が一定時間継続するのに対し W33, W34 は前面に短周期の分裂波を含むため、立坑天端近傍で水位が上下し、溢水が断続的となる。前述したように断続的な溢水が生じる場合、立坑接続部において分流・合流損失の切り替わりが発生し、損失の非定常性が強く生じていると推察される。そのため、これらの津波では実験結果の再現性が低下したと考えられる。

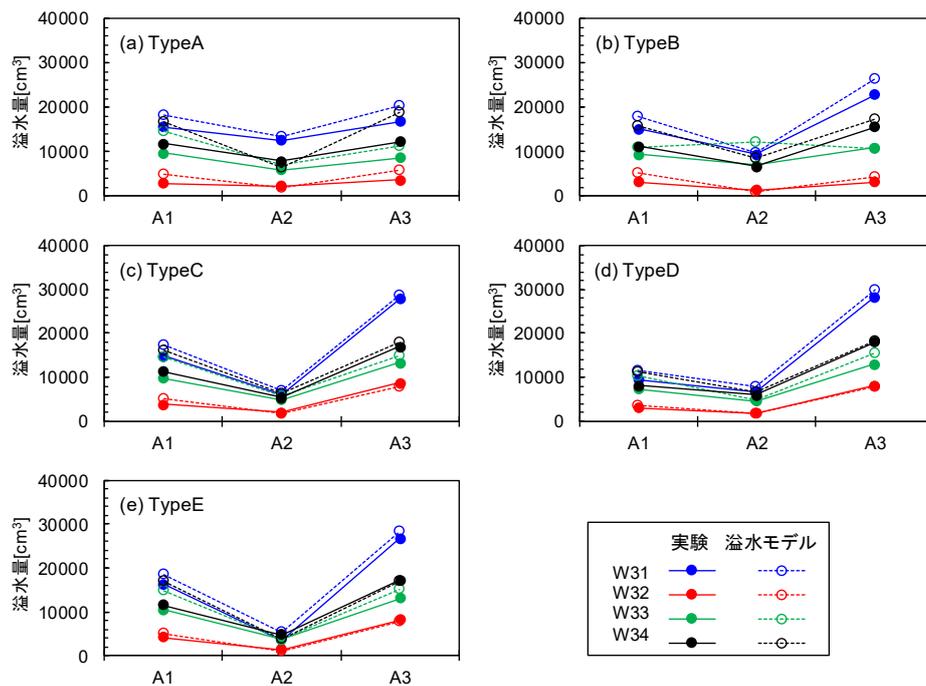


図-3.19 溢水量の実験と解析結果の比較（取放水路実験）：水路形状ごとに分類

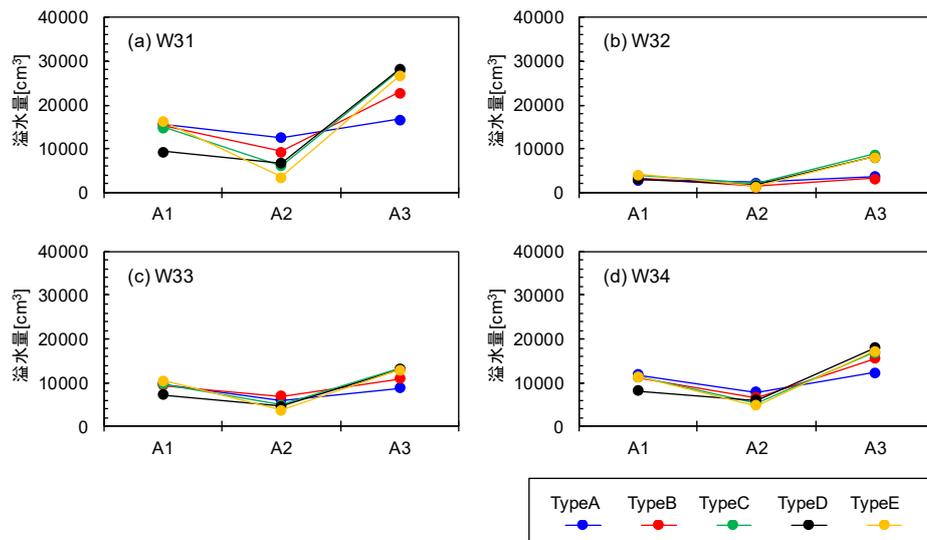


図-3.20 溢水量の比較（取放水路実験）：津波波形ごとに分類

3.2.4 管路溢水解析モデルの適用範囲

(a) 概要（適用性検証実験）

管路溢水解析モデルは、非定常1次元管路流れモデルを基礎として導出しているため、常時満水の仮定が必要となる。そのためこれまでの妥当性検証実験では、水路の設置高さを初期水位より低くし、常時満水の仮定で実験を行ってきた。一方、現実の水路には、通常時は開水路である水路が多い。仮に、初期状態で満水でない水路に対しても解析モデルを適用できるならば、より多くの溢水リスクを評価することが可能となる。そこで、開水路を対象とした津波溢水実験を実施した。

(b) 実験条件（適用性検証実験）

実験は、3.3.2で示した管路網実験における水路条件を開水路に再設定することで行った。具体的には、図-3.11における管路設置高（水底から管路中心までの距離、 h_1 ）と水槽内の初期水深（ h_2 ）を変化させ、 $h_1=0.40\text{ m}$ 、 $h_2=0.40\text{ m}$ とした場合（半没水）と $h_1=0.40\text{ m}$ 、 $h_2=0.37\text{ m}$ とした場合（気中）で実験を行った。半没水のケースは初期水面が管路の中心にくるケースである。作用させた津波波形はW21～W23の3つとした。半没水の場合については、常時満水の時と同様に計測時間を24sとし、気中の場合は24sと38sとした場合の2つで実施した。なお、気中実験の場合は、初期水深を変化させたため厳密には津波波形にも僅かに違いが生じていたが、ここでは同一の津波波形が入射したものとして考察する。

(c) 適用性検証結果

計測時間を24sとした場合の半没水実験、気中実験の結果を図-3.21、計測時間を38sと

した場合の気中実験の結果を図-3.22に示す。図-3.21には、常時満水時の結果（3.2.2で述べた結果と同一）も比較のため示している。図-3.21に示す通り、半没水の場合は常時満水の結果よりもやや溢水量が小さくなるが、分布については大きく変わらなかった。このことから、初期条件として水路が半分以上没水している場合には、本解析モデルを適用しても概ね溢水量を算定できると推察される。一方、気中状態とした場合は溢水量が大きく低減した。特に、A2からの溢水量が大きく低減し、逆にA5からの溢水は他のケースとほとんど変わらない結果となった。ただし、溢水が長時間続く図-3.22の結果を見ると、解析モデルとの差異はそれほど大きくないことが分かる。

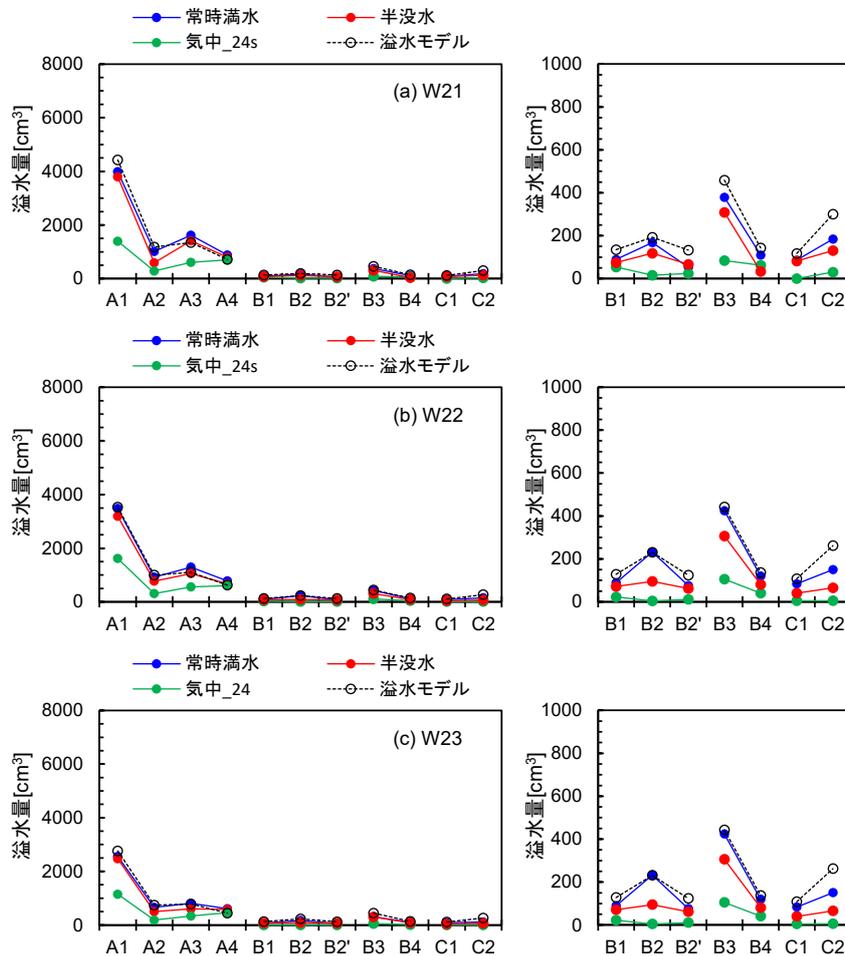


図-3.21 溢水量の実験と解析結果の比較（適用性検証実験，溢水時間 24 秒）

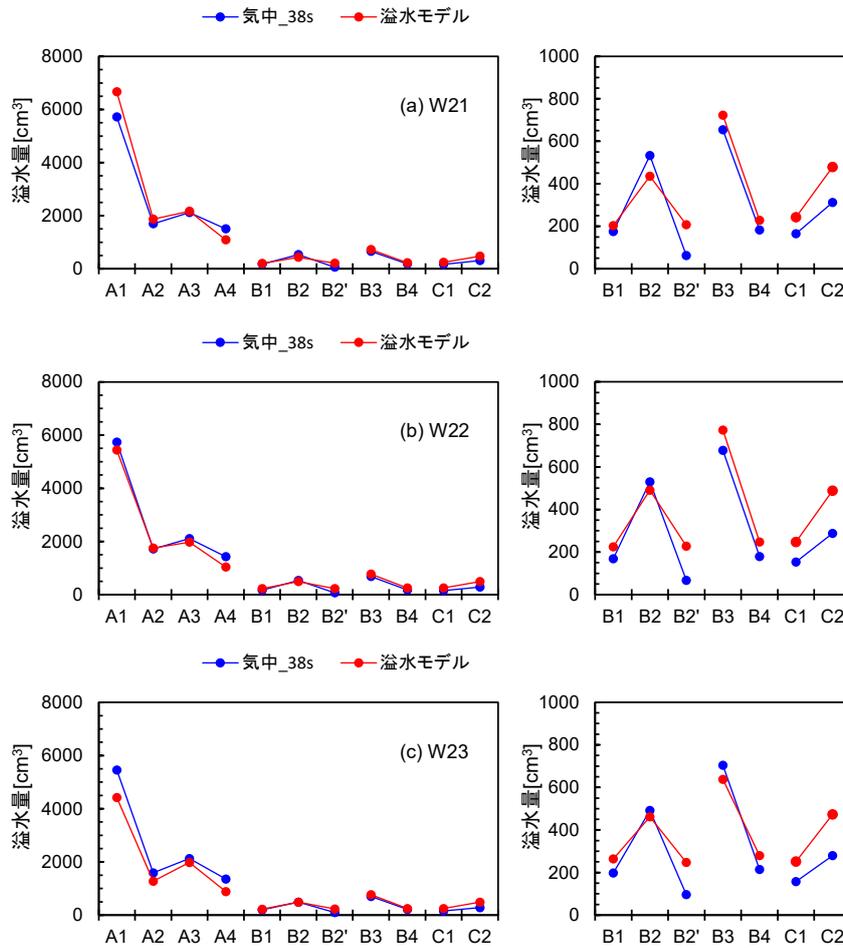


図-3.22 溢水量の実験と解析結果の比較（適用性検証実験，溢水時間 32 秒）

ここで、図-3.23 に溢水量比の時系列結果の比較を示す。A2, A4 では溢水直後から 10～15 秒程度（実機換算値：約 55 秒～80 秒）は、実験に比べ解析結果の溢水量が数倍大きいことが分かる。初期条件が満水でない場合、水路内に閉じ込められた空気塊は抵抗として働く。そのため、溢水初期の溢水量は解析と実験で差が大きくなり、また相対的に総溢水量が小さい時間であるため、溢水量比は大きな値をとっているのだと考えられる。一方、いずれのケースでも溢水開始から 20 秒程度経過すれば、溢水量比が 1.0 に近づいている。一定時間経過すれば排水路内が満水になり、空気の影響がなくなるため、溢水解析モデルを用いて溢水量が算出できるようになる。このため、満水になる前に生じた溢水量の差は絶対値としてそのまま残るものの、時間が経過し総溢水量が大きくなれば、溢水量比の値は小さくなる。一般に津波による高水位は数分～数十分継続され、溢水もそれに応じて数分～数十分続くと想定される。本解析モデルでは開水路内に水が満たされ、溢水が十分に発達するまでの溢水量については過大（過小）評価するが、それ以降は初期に生じる差は含むものの、概ね精度よく算出できると考えられる。ただし、今回検討対象とした水路は実機スケールで 200 m 程

度であるため、これよりも水路長が大幅に長い場合は溢水量を過大（過小）評価する時間が相対的に長くなることに注意が必要である。また、引き波が繰り返す来襲し開水路と満水状態が短時間に交互に起き条件下においても、算出精度は低下すると考えられる。こうした条件下での解析には、古田ら（2011）が実施した気液二相を考慮した3次元解析が有効と考えられる。

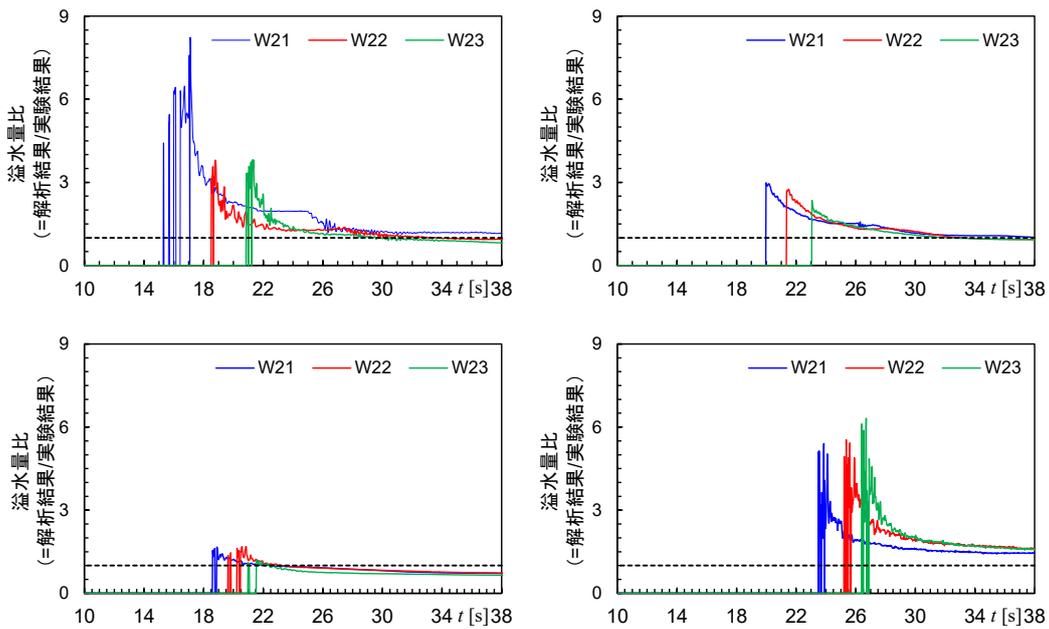


図-3.23 溢水量比時系列の実験と解析結果の比較（適用性検証実験）

3.3 管路溢水・陸上氾濫連成解析モデルの導出

これまでに検証してきた管路溢水解析モデルは、溢水量の算出のみを対象としており、溢れた海水の陸上氾濫のプロセスについては評価していない。そこで本節では、立坑からの溢水とそれによる陸上氾濫を連成して解析する手法を導出する。陸上部の氾濫を解析する上では、一般的に陸上での氾濫解析に適用される以下の平面2次元の浅水流方程式を基礎式とする解析手法を用いる。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = \frac{Q}{\Delta x \Delta y} \tag{3.27}$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{M^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{MN}{h} \right) + gh \frac{\partial (h+z)}{\partial x} + \frac{gn^2 M \sqrt{M^2 + N^2}}{h^{7/3}} = 0 \tag{3.28}$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{MN}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{N^2}{h} \right) + gh \frac{\partial(h+z)}{\partial y} + \frac{gn^2 N \sqrt{M^2 + N^2}}{h^{7/3}} = 0 \quad (3.29)$$

ここに、 h は浸水深、 M 、 N は x 、 y 軸方向の線流量、 Q は立坑からの溢水量（負の場合は立坑への流入量）、 Δx 、 Δy は計算格子間隔、 z は地盤高、 n はマンニングの粗度係数である。基礎方程式の離散化には Leap-frog 法を用いた。遡上先端境界での線流量は高橋ら（2013）と同様に越流公式（水理公式集，1971）と段落ち流れの式（水理公式集，1985）を用いて計算した。

管路内の流況及び立坑からの溢水量の算定には、これまでに構築した管路溢水解析モデルを用いる。ただし、管路溢水解析モデルと上記の陸上氾濫解析モデルを連成した解析を行う場合、立坑と陸域接続部における流量の受け渡しと、それに伴う管路内の圧力水頭変化をモデル化する必要がある。立坑と陸上接続部におけるモデル化の説明図を図-3.24 に示す。簡単のためここでは支管路のない単純管路を対象に導出する。導出に当たっては、立坑内水位 η が立坑設置位置の地盤高 z よりも高い場合（溢水時）と低い場合（非溢水時）の二つに分類する。立坑内水位が地盤高よりも高く（図-3.24 (a)）、海に向かって海水が流出している状況下（ $v_i > 0$ 、 $v_{i-1} > 0$ ）では、立坑接続部上流側（図-3.24 の検査面 1）の圧力水頭が立坑位置での浸水深 h_i による水位と立坑から陸上に溢水する際の流失損失の和に等しいと仮定し、検査面 1、2 の圧力水頭を式(3.30)、(3.31)で表す。

$$\frac{p_1}{\rho g} = \eta_i + f_0 \frac{w_i^2}{2g} \quad (3.30)$$

$$\frac{p_2}{\rho g} = \eta_i + f_0 \frac{w_i^2}{2g} + \frac{v_i^2 - v_{i-1}^2}{2g} - f_{d1} \frac{v_{i-1}^2}{2g} \quad (3.31)$$

ここに、 f_0 は流出損失係数（=1.0）（水理公式集，1999）であり、式(3.30)、(3.31)の右辺第 2 項は立坑から溢水する際の流出損失を意味する。式(3.31)の右辺第 3 項は検査面 1、2 間の速度水頭差、右辺第 4 項は分流損失である。前述したように、これらの圧力差を考慮することで溢水量の適切な算定が可能となる。この場合、管路内流速は式(3.32)から算出される。

$$\frac{dv_i}{dt} = \frac{g(\eta_i - \eta_{i+1})}{L_i} + \frac{f_0(w_i^2 - w_{i+1}^2)}{2L_i} + \frac{v_{i-1}^2 - v_i^2}{2L_i} - f_{d1} \frac{v_{i-1}^2}{2L_i} - \frac{g}{L_i} h_{lossi} \quad (3.32)$$

同式と式(3.2)を用いて立坑内水位 η を算出し、立坑高さ z を水位が上回った際には、その差分に立坑面積を乗じて溢水量 Q を算定する。そして、これを式(3.27)の右辺に代入することで管路からの溢水量を陸上氾濫の計算へと接続している。

立坑内水位が地盤高よりも低い場合（図-3.24 (b)）、圧力水頭は浸水深の影響を受けないため、式(3.12)～(3.16)を用いて評価可能であり、管路内流速は式(3.17)から算出する。ただ

し、立坑内水位の算定には地上から立坑への流入量を考慮して以下の式で算出する。

$$\frac{d\eta_i}{dt} = \frac{D_{i-1}v_{i-1} - D_i v_i - Q_i}{A_i} \quad (3.33)$$

ここに、右辺第2項は陸域から立坑への流入による水位増加（流入の場合、 Q は負値を取る）を意味している。流入量は、下記の段落ち流れの式（水理公式集，1985）に従い立坑がある計算格子の浸水深を用いて算定した。

$$Q_i = -\mu S h_i \sqrt{g h_i} \quad (3.34)$$

ここに、 μ は流量係数、 S は立坑開口部の周長である。流量係数は、川池ら（2009）と同様に $\mu = 0.544$ とした。

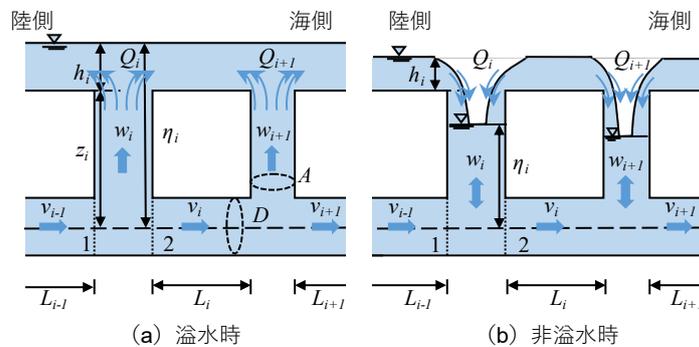


図-3.24 連成解析モデルの説明図：1, 2の数字は検査面の番号を示している。

3.4 管路溢水・陸上氾濫連成解析モデルの検証

(a) 概要（溢水氾濫実験）

連成解析モデルの検証を目的に、管路網模型及び陸上部模型（縮尺 1/30 相当）を用いた水理実験を実施した。計測した浸水範囲、浸水深時系列を解析結果と比較することで、解析モデルの妥当性を検証した。

(b) 実験条件（溢水氾濫実験）

実験概要図を図-3.25に、全景写真を写真-3.2に示す。管路網模型は3.1.2で示した津波溢水実験で用いたものと同様である（図-3.25）。ただし、白色塩ビ板を敷き詰めた陸上部を新たに製作し、陸上地盤高（立坑天端高）を静水面から15cm（溢水実験では20cm）とした。本実験では浸水深が数mm程度と小さく僅かな地盤高の違いの影響を受けやすいと予想されたため、0.250~0.500mピッチで地盤高を詳細に測量した。その結果、地盤高（水底

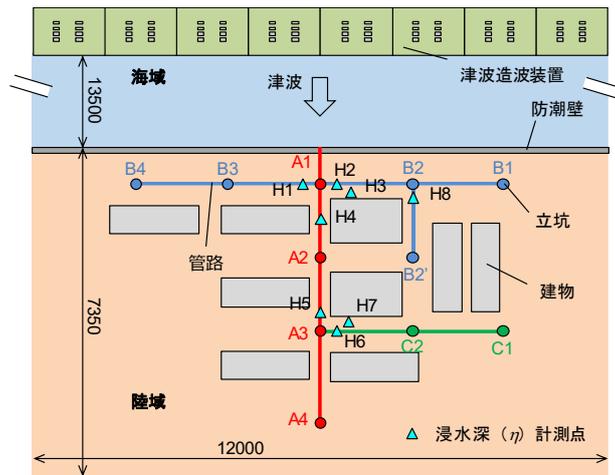


図-3.25 実験概要図（溢水氾濫実験）：単位 mm

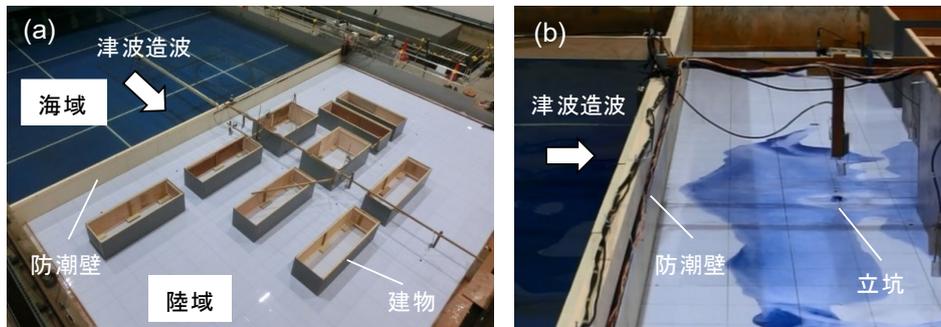


写真-3.2 実験写真（溢水氾濫実験）：(a) 全景図，(b) 計測時の様子

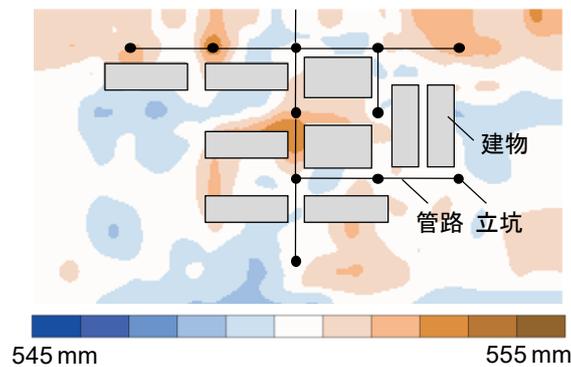


図-3.26 地盤高のコンター図：25～50 cm 間隔の測量結果を 5 cm 間隔で内挿して作成

からの高さ)は 0.547～0.554 m であった (図-3.26)。これは、本実験が完全に水平な地形を対象としたものでなく、浸水深程度の地盤高の凹凸がある地形を対象に実施されていることを意味している。陸上部には建物を模擬した構造物を計 9 棟設置した。

初期水深は 40 cm の一様水深とし、津波はチャンバー式津波造波装置 (織田・伊藤, 2009) により作用させた。作用させた津波波形は先の管路網実験と同じ (図-3.11) であるが、本実

験では反射波の影響を含む 180 s までを計測対象とした。前述した通り、4 種の津波波形は初期の立ち上がり異なるが、40 s 以降の水位変化はほぼ同様である。実際に計測時間を 180 s とした場合は溢水量、浸水範囲ともに全津波ケースでほぼ同様な結果が得られた。そのため連成解析モデルの妥当性検証には W31 の津波波形のみを対象とする。なお、ここからは各立坑の立坑高さを 55 cm とした。

計測は、図-3.25 に示す H1～H8 の 8 点の浸水深を対象とした。また、上方および側面から着色した水が氾濫していく様子をビデオ撮影した。海域での水位時系列および陸上での浸水深時系列の計測には容量式水位計（ケネック社製）を用いた。

(c) 実験結果と妥当性検証結果

まず、180 s まで W31 を作用させた場合の溢水量計測のみを対象とした実験を実施し、管路溢水解析モデル単独での妥当性について再度確認した。実験と解析結果の比較を図-3.27 に示す。同図に示す通り、溢水量については良好に再現できていることが確認できる。

次に、溢水氾濫実験を対象に再現解析を行った。解析に用いた解析格子間隔は $\Delta x = \Delta y = 5 \text{ cm}$ とした。各解析格子の地盤高は、測量結果を内挿して算出した図-3.26 の地形データを使用した。また、マンニングの粗度係数には塩ビ板の粗度係数である 0.010 を採用した。

図-3.28 に各計測点での浸水深時系列の実験結果と解析結果の比較を示す。同図から、全ての点で浸水深時系列の傾向が実験と解析で概ねよく一致していることが分かる。特に、H6、H7 を除く地点で最大浸水深が実験と解析で良好に一致している。避難計画や施設の浸水被害を考える上で最大浸水深は重要な情報であり、本解析モデルを用いることでこれを評価可能であると分かる。なお、120 s 以降の解析結果は実験結果よりも浸水深が小さくなる傾向がある。これは溢水した水が陸上から立坑へ戻る流入量が、解析で過大評価されているためと考えられる。本実験は、対象とする浸水深が小さいため、実験では立坑へ流入する際に立坑外周で表面張力の影響が顕著となり、立坑周辺での水位低下が抑制されていると推察される。一方、解析では段落ち流れの式を用いて流入量を算定しており、この表面張力による影響を考慮していない。そのため、立坑への流入量が実験より過大に算定され、その結果より多くの水が立坑へと戻ることで浸水深が小さくなったと考えられる。

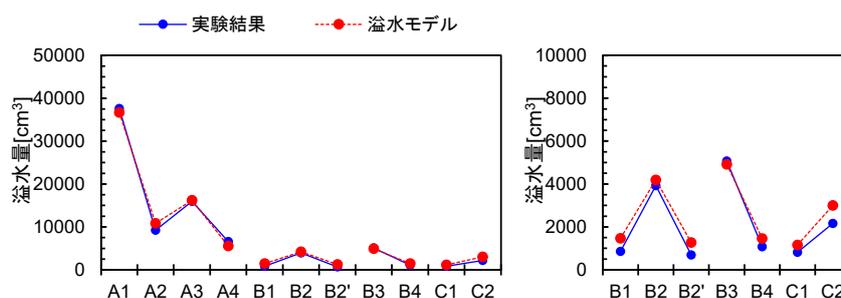


図-3.27 溢水量の実験と解析結果の比較（溢水氾濫実験）

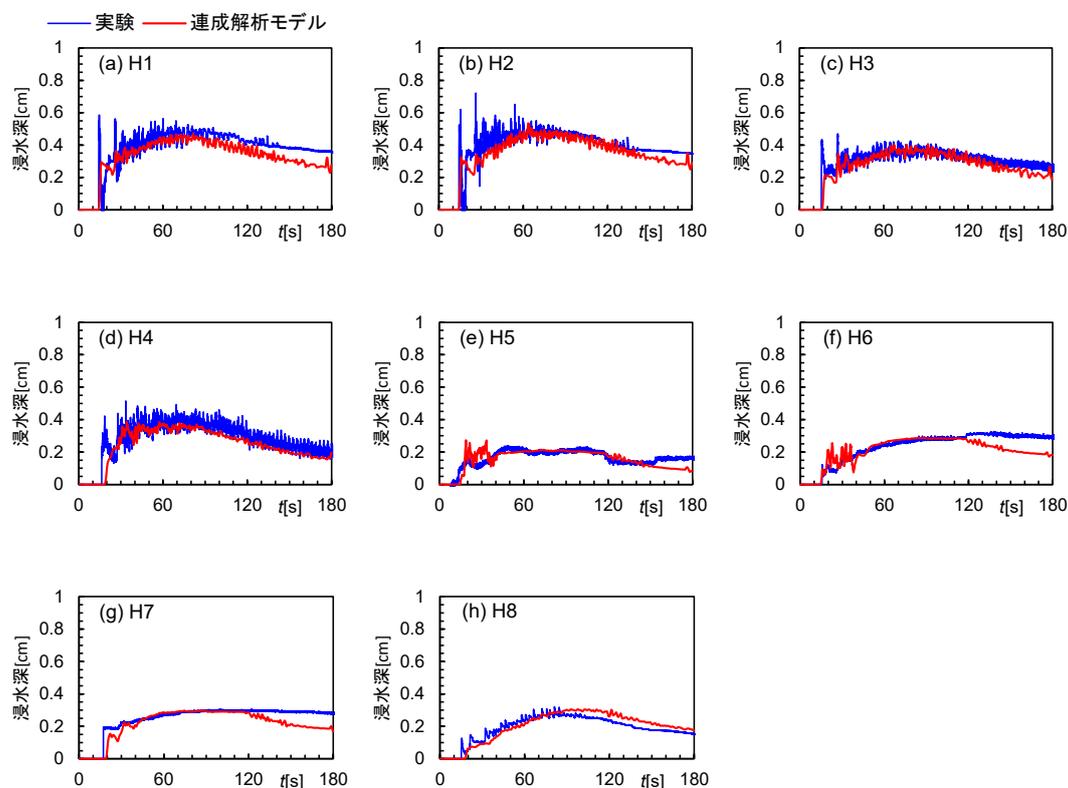


図-3.28 浸水深時系列の実験と解析結果の比較（溢水氾濫実験）

図-3.29 に実験と解析の浸水範囲の広がり方を比較して示す。実験・解析ともに地盤の高低差（図-3.26）に従い、浸水が広がっていく様子が確認できる。実験では、A1、A3 付近における浸水が比較的顕著となったが、その傾向についても再現できている。ただし、全体的な浸水範囲は解析の方が実験よりもやや大きくなった。実験では、表面張力が浸水先端において抵抗として作用するため、解析よりも浸水が広がりにくくなっていることが要因と考えられる。表面張力をモデル化すれば、実験の再現性向上が期待できるが、実機スケールでは表面張力の影響は無視できる程度に小さいと考えられる。そのため、実規模の浸水被害を評価するには本解析モデルを用いても大きく影響しないと推察される。

以上の比較から、溢水とそれに伴う陸上氾濫についても、構築した数値解析モデルを用いて良好に再現できることが確かめられた。

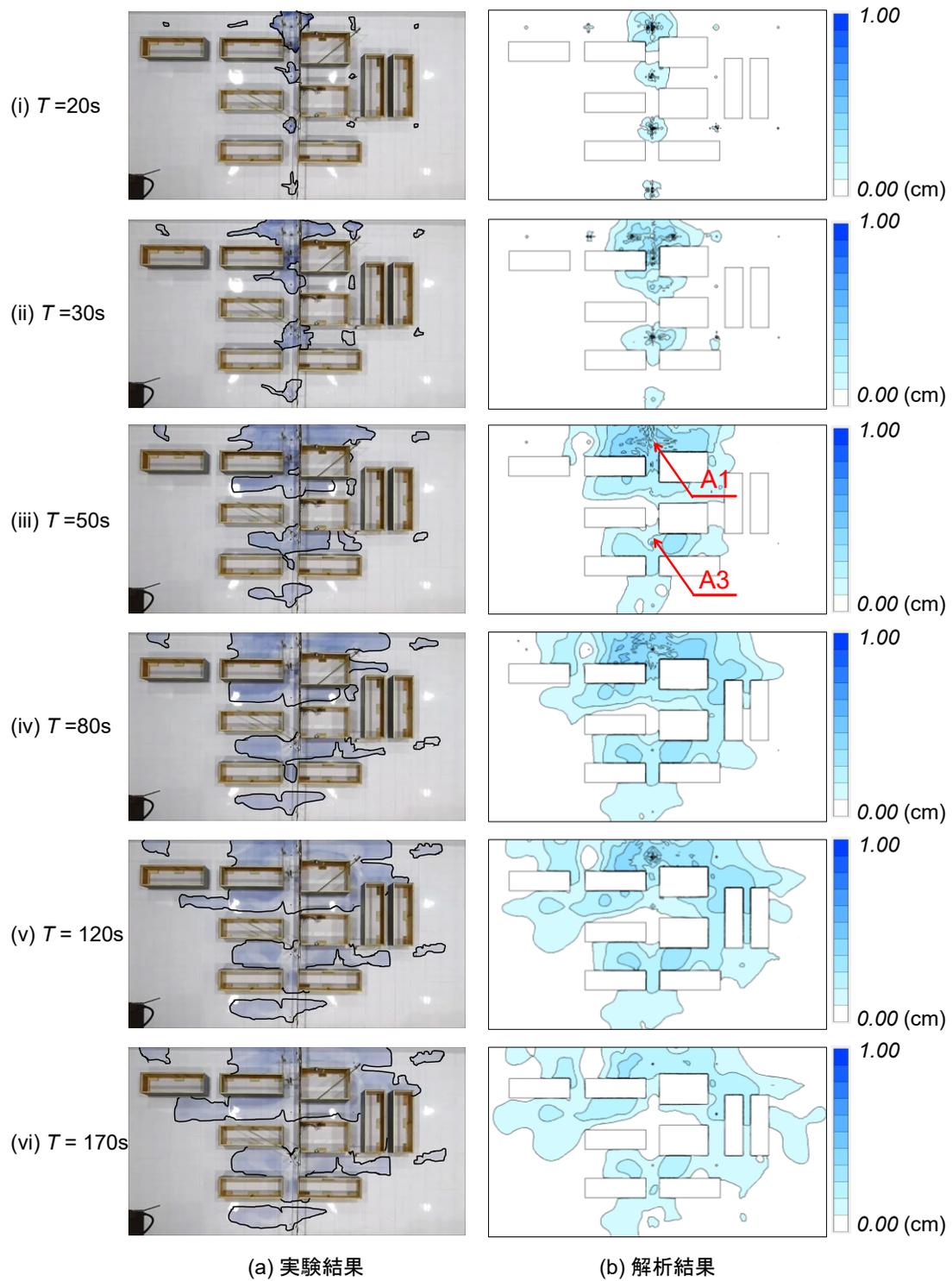


図-3.29 浸水範囲の実験と解析結果の比較（溢水氾濫実験）

3.5 まとめ

本章では、津波による溢水氾濫現象に着目し、立坑からの溢水量やそれに伴う陸上部の氾濫過程を定量的に評価可能な数値解析手法を構築した。

まず、溢水量の解析を行う管路溢水解析モデルを構築した。同モデルは、一般にサージング解析に用いられる非定常1次元管路流れモデルを基礎としており、立坑接続部に生じる局所的な圧力差を考慮している点に特徴がある。構築した解析モデルの妥当性は単純管路、管路網、取放水路を対象とした3種の水理実験と比較することで検証した。検証の結果、局所的な圧力差を考慮していないサージング解析モデルでは立坑からの溢水量が適切に算定できないのに対し、これを考慮した本解析モデルでは良好に溢水量を算定できることを示した。これは、溢水時には立坑接続部に生じる局所的な圧力差が無視できないほど大きくなるためであり、これを適切に考慮することが溢水現象の再現には重要であることが明らかになった。

次に、構築した管路溢水解析モデルをさらに改良し、溢水量と陸上氾濫を連成して計算可能な解析モデルを構築した。解析モデルの中では、立坑と陸上の接続部における流量の受け渡しと、それに伴う管路内の圧力水頭変化をモデル化している。溢水氾濫を対象とした水理実験を実施し、連成解析モデルによる再現解析を試みた結果、表面張力の影響により実験結果を過大・過小評価する場合があったが、浸水範囲や浸水深時系列は実験結果と概ねよく一致することを確認した。

以上のことから、本章で構築した数値解析手法の妥当性が確認され、一般的な津波の陸上氾濫解析では考慮できない管路溢水による浸水の危険性を定量的に評価することが可能となった。

第4章 管路溢水・陸上氾濫連成解析手法の適用

本章では、第3章で構築した管路溢水・陸上氾濫連成解析モデルを実際の臨海工場地帯に適用し、津波による溢水氾濫が及ぼしうる臨海工場地帯への危険性について検討する。

4.1 対象地域・解析条件

解析では、神奈川県横浜市の臨海工場地帯を対象とした。対象地域の地盤高のコンター図を図-4.1に示す。地盤高は海域の静水面を基準とした高さで、このデータには国土地理院(2016)により提供された5mメッシュのデータを用いた。解析を行う上では、この5mメッシュのデータを線形補間し1mメッシュの格子間隔とした。同図に示す通り、対象地域の地盤高は概ね3~4mであり、道路上の地盤高が比較的低いことが分かる。図中、灰色で塗りつぶした領域は、対象領域内に存在している建物である。これら建物形状と位置は、国土地理院(2016)の基盤地図情報により提供されたものを地盤高に重ね合わせることで再現した。具体的には、建物位置のメッシュ地盤高を999mとし、同格子には氾濫水が浸入しないよう設定した。

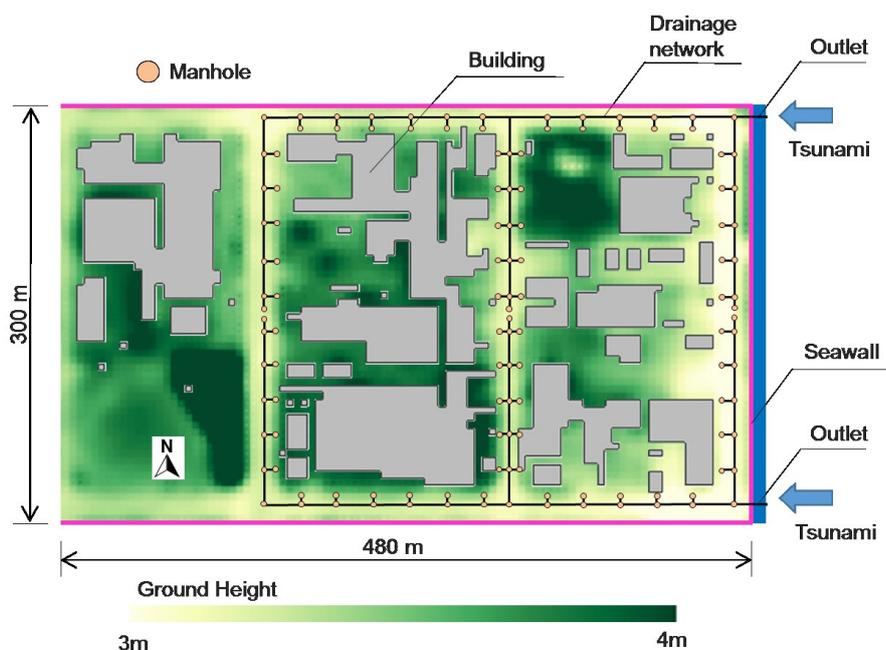


図-4.1 解析対象領域のモデル図

図中、黒線と橙色の丸で示したのが、対象領域内に建設された地下の雨水排水路網である。この雨水排水路網は、横浜市（2016）の行政地図情報システムにある下水道台帳を元に作成した（図-4.2）。対象領域内にある雨水排水路網は2つで、雨水吐きも1つずつ設置されている。津波が来襲した場合、この雨水吐きから海水が流入し、それぞれの雨水排水路網上に位置するマンホールから溢水することとなる。なお、実際には雨水排水路には雨水ますが接続されており、ここからも海水が溢水することになるが、本解析では雨水ますの存在は考慮せず、氾濫水のやり取りは全てマンホールを介して行うように設定した。

図中、桃色線で示したのは、北・東・南に設置した防潮堤である。同防潮堤は溢水氾濫による浸水を明確にするため仮想的に設置したもので、高さの変更も可能とした。解析の中では、端部のメッシュ（東の防潮堤については端部から1メッシュ西側）の地盤高を防潮堤高に修正することで同防潮堤を再現している（防潮堤高については後述の解析ケース参照）。なお、西端の境界については、防潮堤を設置せず氾濫した海水が通過するように設定した。

図中、水色で塗りつぶしたのは、解析領域内で最も東側に位置するメッシュである。本解析では、同メッシュに後述する津波による水位上昇を強制的に入力することで、津波の来襲を再現している。

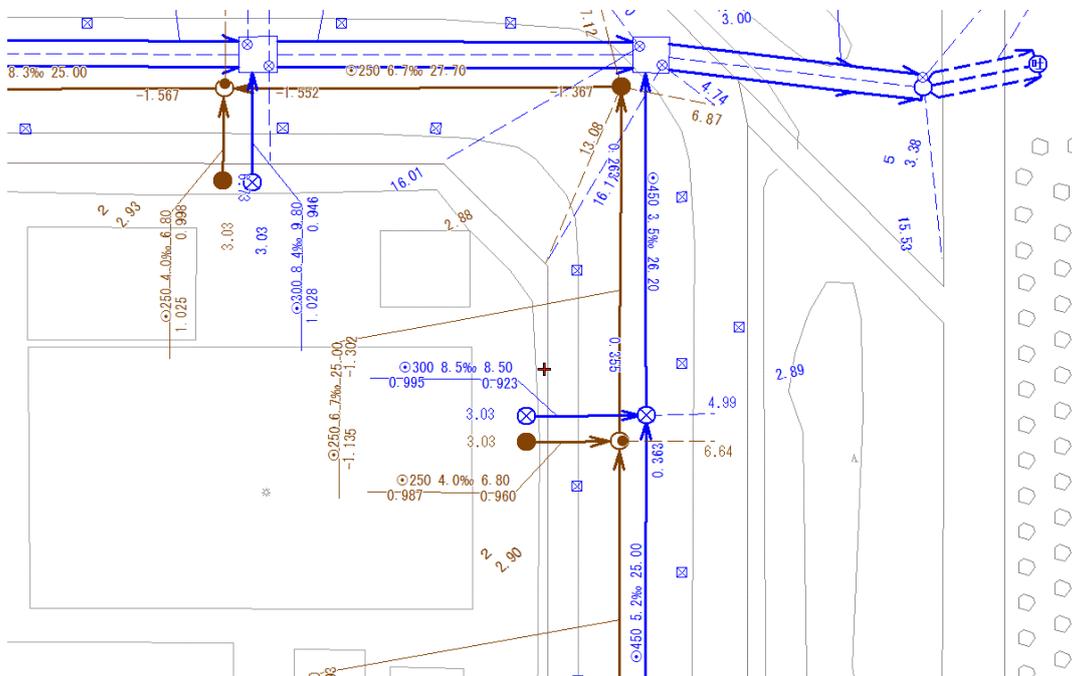


図-4.2 下水道台帳：横浜市（2016）

4.2 解析ケース

解析では、先に示した対象領域に対して異なる7種類の津波波形を入射させた。また、解析ケースによって防潮堤の高さも変化させた。パラメタとした津波波形と防潮堤高さの定義の説明図を図-4.3に、津波波形を図-4.4に示す。入射津波には片振幅の正弦波を用い、高さ(H)、水位上昇の継続時間(T)、来襲回数(N)を変化させた。津波高は7.5mと15mの2つ、継続時間は10分と30分の2つ、来襲回数は1回と3回として、それぞれを組み合わせた。解析では防潮堤の高さ(W)も変化させ、防潮堤高は20m、12.5m、10mとした。防潮堤高が20mの場合、津波が防潮堤を乗り越えることはなく雨水排水路網を介した溢水氾濫のみが生じる。一方、12.5m、10mの場合は、津波高が15mのケースでは水位上昇の途中で防潮堤を乗り越え、管路からの溢水氾濫に加えて防潮堤からの越流による陸上氾濫が生じることになる。

解析ケースの一覧を、表-4.1に示す。合計10ケースの解析を行った。Case1~Case6は防潮堤からの津波の越流が生じず、溢水氾濫のみが生じるケースである。それに対してCase7~Case10は、防潮堤からの越流が生じるケースである。なお、Case10の津波は、図-4.4に緑点線で示すH7.5T10N2_H15T10N1の津波波形である。解析時間(50分間)および解析時間間隔(0.01秒)は、すべてのケースで同一とした。

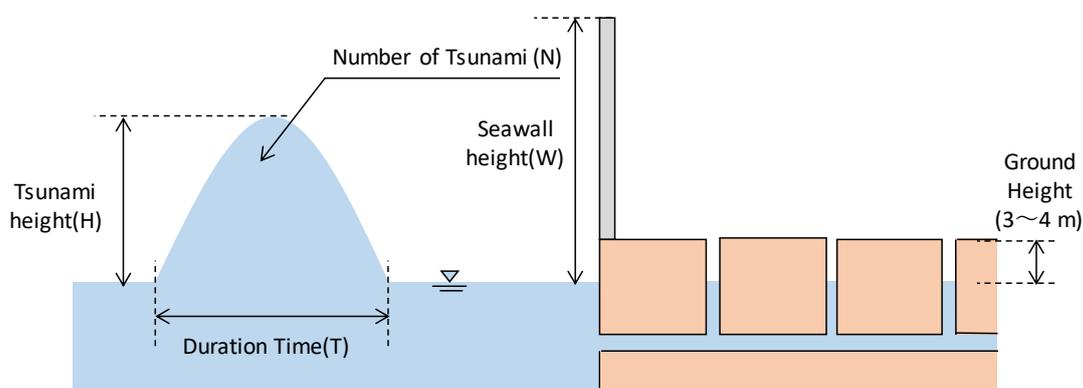


図-4.3 津波波形・防潮堤高の定義

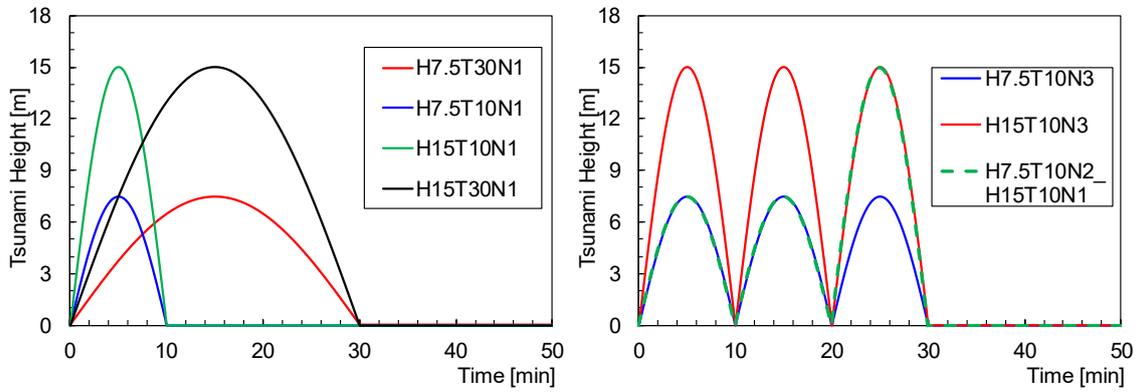


図-4.4 入射津波波形

表-4.1 解析ケース一覧

ケース名	津波			防潮堤高 (W)
	津波高 (H)	継続時間 (T)	来襲回数 (N)	
Case1	7.5 m	10 min	1	20 m
Case2	7.5 m	30 min	1	20 m
Case3	15 m	10 min	1	20 m
Case4	15 m	30 min	1	20 m
Case5	7.5 m	10 min	3	20 m
Case6	15 m	10 min	3	20 m
Case7	15 m	10 min	1	10 m
Case8	15 m	30 min	1	10 m
Case9	15 m	30 min	1	12.5 m
Case10	7.5 m / 15 m	10 min	2 / 1	10 m

4.3 解析結果

(a) Case1~Case4

Case1~Case4 について、浸水深時系列の解析結果を図-4.5 に示す。浸水深を出力した地点は、図右下に示す Point1~Point5 の計 5 点である。入射させた津波の津波高が大きく、継続時間が長いほど最大浸水深が大きく、浸水深が大きい時間帯が長い傾向が確認できる。4 ケースの中で最大浸水深が最も大きいのは Case4 で、Point1 において浸水深が 1 m に到達している。また、浸水深が大きい時間帯もこれら 4 つのケースでは一番長い。これは、入射させた津波が最も大きく (15 m)、継続時間も最も長い (30 分) ためである。Case4 の結果から、津波による溢水氾濫のみによる浸水であっても、避難の妨げや工場内の重要機器に浸水被害が発生する可能性があることが分かる。逆に、最大浸水深が最も小さいのは、Case1 である。Case1 は津波高が最も小さく (7.5 m)、継続時間も短い (10 分) 津波を入射させたケースで、最大浸水深はいずれの地点でも 0.3 m 程度であった。Case2 と Case3 を比較すると、Case2 の最大浸水深がより大きい傾向がある (例えば、図-4.5 (b)(c))。Case2 は、津波高については Case3 より大きいものの、継続時間は短い津波を作用させたケースである。このことは、津波による溢水氾濫を対象とした場合には、津波高よりも津波の継続時間の長さの方が浸水深や浸水範囲を増加させる危険性が高いことを意味している。

図-4.6 と図-4.7 に Case1, 4 の浸水範囲のスナップショットを示す。どちらのケースでも道路上での浸水が大きいことが分かる。これは先に述べた通り道路の地盤高が比較的低いことと、溢水開始点であるマンホールが道路上に位置していることによる。また、主管路 (ここでは、護岸線と垂直な方向に設置されている管路を主管路、平行に設置されている管路を支管路とする) から先に溢水が開始していることも共通している。Case1 では津波来襲から 10 分後に概ね最大浸水深・範囲に到達しており、ほとんどの道路で 0.3 m 程度の浸水が発生している。一方、津波来襲が終わった 15 分後以降は、マンホールを介して海水が海へと戻っていく様子が分かる。Case4 の結果を見ると、5 分後の結果は Case1 とそれほど変わらないが、それ以降はより広範囲が浸水し、建物の周囲にまで溢水した海水が及んでいることが分かる。そのため、仮にこれらの建物に重要な電気設備がある場合には、重大な経済被害を受ける可能性が考えられる。また、地下室などがある場合には、そこに海水が浸入し人的被害を生じさせる恐れもある。以上の結果から、津波高が大きく、継続時間も長い津波が来襲した場合には、津波による溢水氾濫のみの浸水を考えても、人的被害や建物の浸水被害が発生する可能性があることが明らかになった。

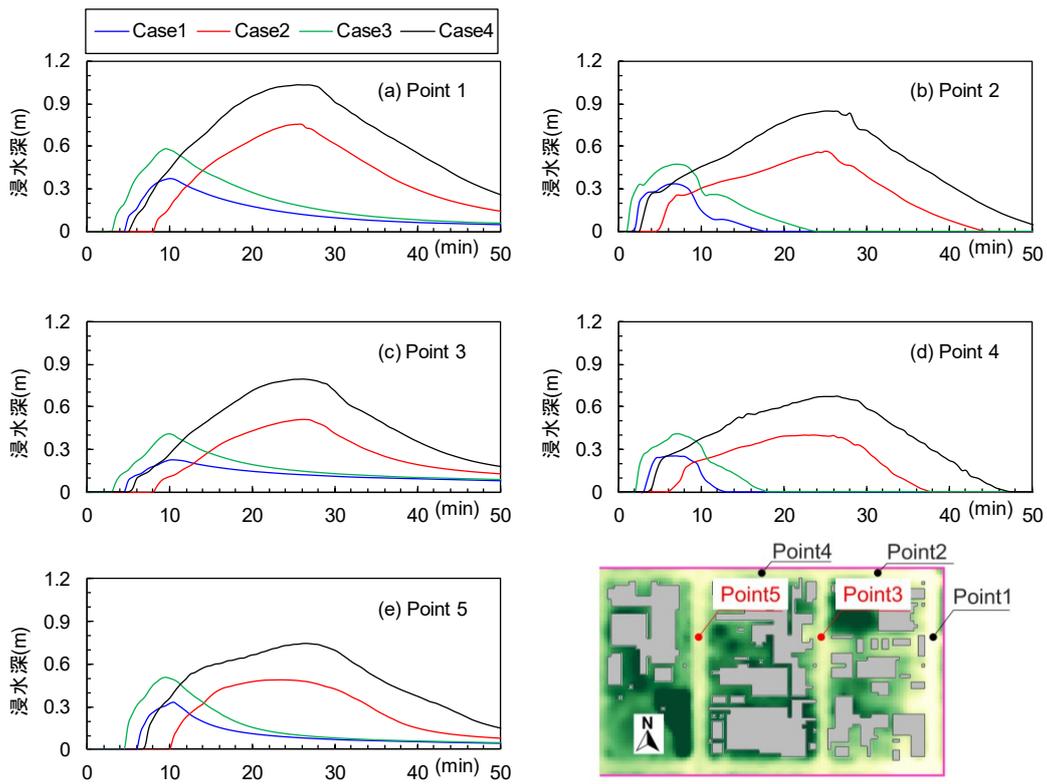


図-4.5 浸水深時系列の比較 (Case1~Case4)

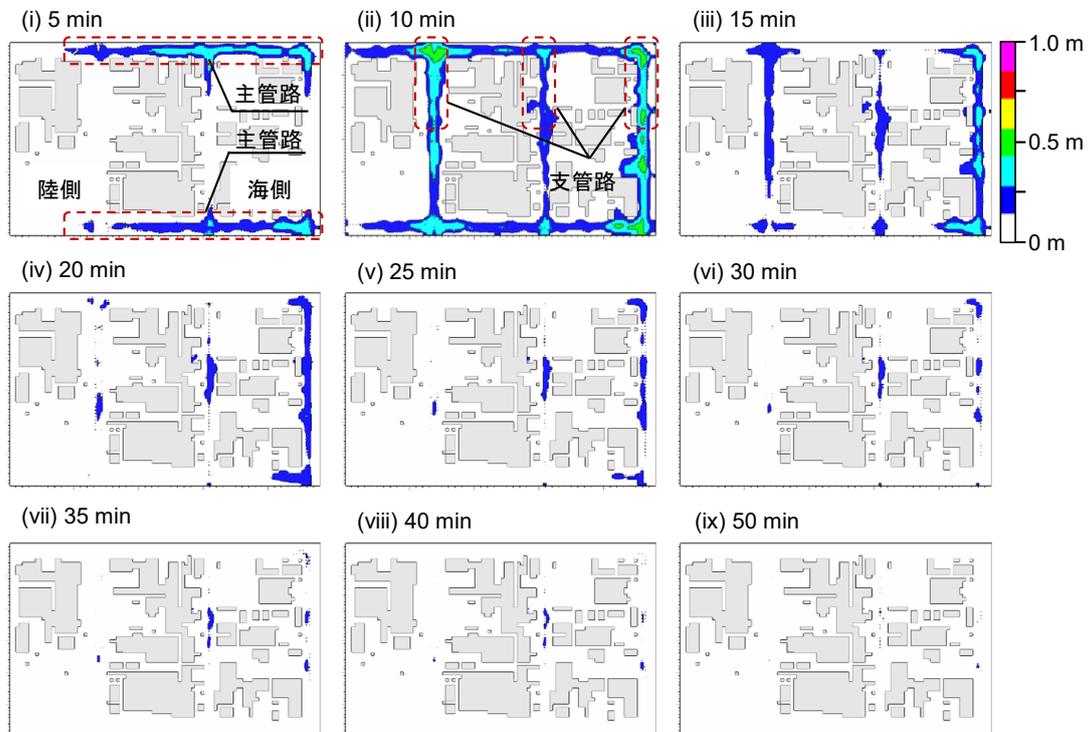


図-4.6 浸水範囲の解析結果 (Case1)

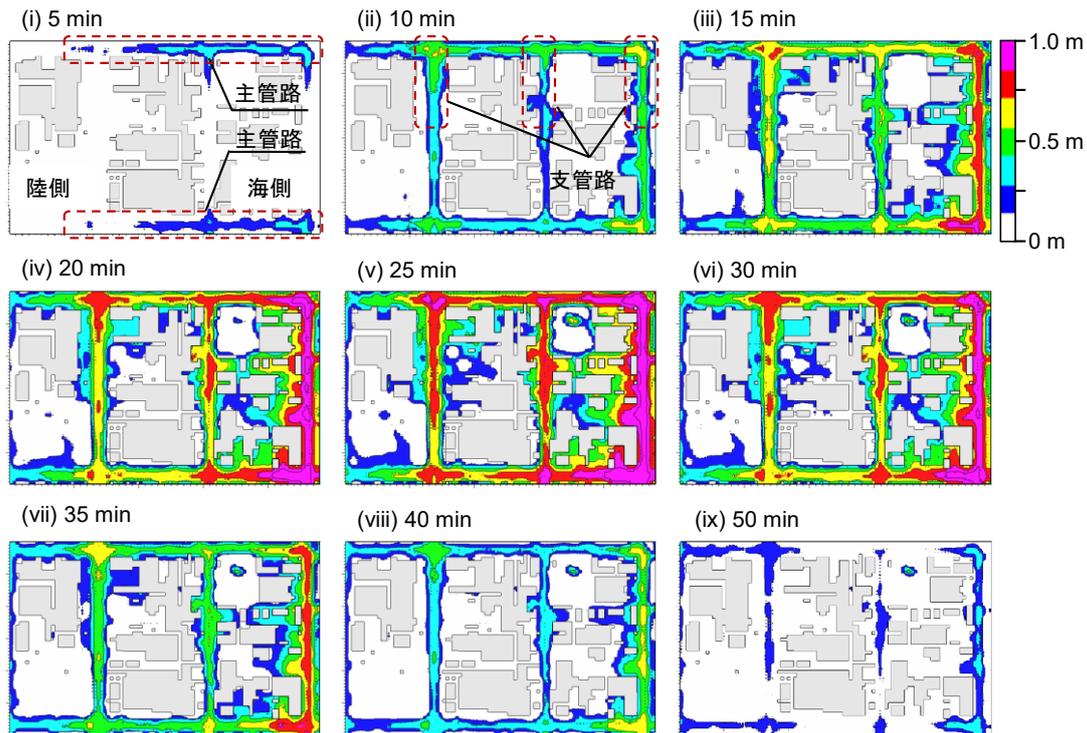


図-4.7 浸水範囲の解析結果 (Case4)

(b) Case5, Case6

図-4.8 に、Case5 ($H=7.5$ m, $T=10$ min, $N=3$, $W=20$ m), Case6 ($H=15$ m, $T=10$ min, $N=3$, $W=20$ m) の浸水深時系列の結果を示す。図中には比較のため、Case2 ($H=7.5$ m, $T=30$ min, $N=1$, $W=20$ m), Case4 ($H=15$ m, $T=30$ min, $N=1$, $W=20$ m) の結果も示している。Case5, 6 は継続時間の短い (10 分) 津波であるが、3 回の津波来襲があるケースである。図に示すとおり、浸水深にも津波来襲に応じて 3 回の水深増加が見られる。最大浸水深に着目すれば、Case5 では 3 回目の津波来襲により、Case2 の最大浸水深と概ね同じ程度まで浸水深が大きくなっている。また、Case6 でも同様に 3 回目の津波来襲により Case4 の最大浸水深に概ね到達している。このことは、仮に津波の継続時間が短くても来襲する津波の回数が多ければ、継続時間の長い津波が来襲した場合と同程度の津波による溢水氾濫が生じる危険性があることを意味している。また、例えば Case6 の Point4 における 24 分付近のように (図-4.8 中、橙色の丸で囲んだ部分)、Case5, 6 では 2 回目以降の津波来襲時に比較的急激な浸水深の増加が見られる箇所がある。急激な浸水深の増加はマンホールからの激しい溢水を意味する。激しい溢水は、避難行動の妨げになると考えられるため、繰り返し津波が来襲する場合にはこうした激しい溢水が発生する可能性にも留意する必要があるといえる。

図-4.9 に、Case5 の解析結果として対象領域内の氾濫の過程を示す。ここで、Case1 は Case5 の第 1 波のみを作用させたケースであるので、その結果 (図-4.6) と比較する。津波

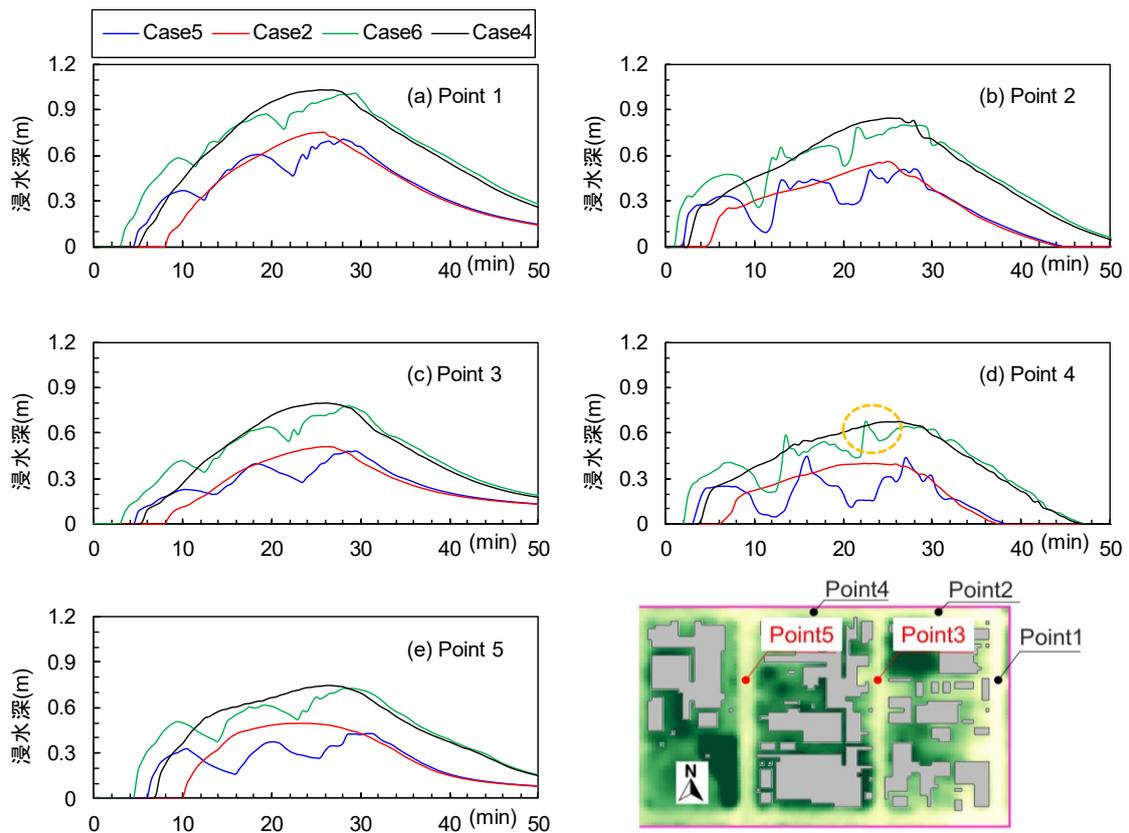


図-4.8 浸水深時系列の比較 (Case2, 4, 5, 6)

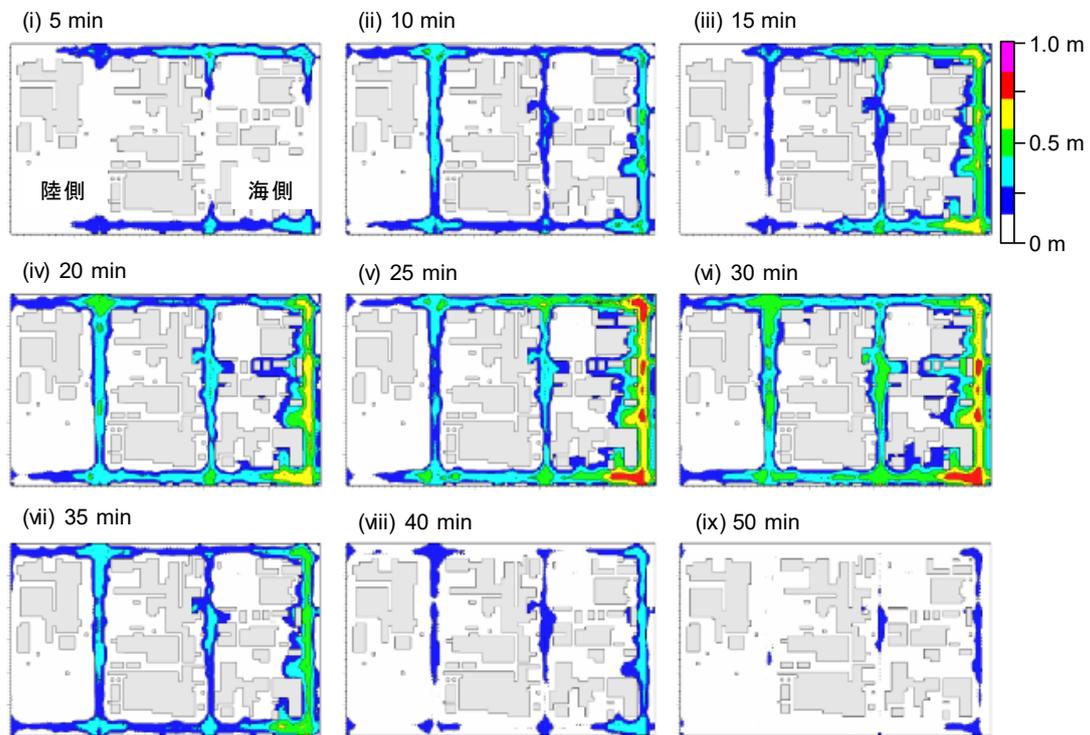


図-4.9 浸水範囲の解析結果 (Case5)

来襲から10分後までは、Case1とCase5はほぼ同様に氾濫が進行しているが、Case5ではそれ以降も浸水範囲が広がり続けていることが分かる。浸水範囲の大きさはCase4(図-4.7)ほどではないが、このケースでも溢水した海水が対象領域内の施設に到達している様子が見られる。このことから、仮に津波の継続時間が短くてもそれが繰り返し来襲する場合には、津波による溢水氾濫の影響は無視できず、浸水被害が発生する可能性は十分にあると考えられる。

(c) Case7~Case9

Case7 ($H=15\text{ m}$, $T=10\text{ min}$, $N=1$, $W=10\text{ m}$), Case8 ($H=15\text{ m}$, $T=30\text{ min}$, $N=1$, $W=10\text{ m}$), Case9 ($H=15\text{ m}$, $T=10\text{ min}$, $N=1$, $W=12.5\text{ m}$) の浸水深時系列の解析結果を図-4.10に示す。図中には比較のため、Case3 ($H=15\text{ m}$, $T=10\text{ min}$, $N=1$, $W=20\text{ m}$), Case4 ($H=15\text{ m}$, $T=30\text{ min}$, $N=1$, $W=20\text{ m}$) の結果も示している。Case7~9は津波高さが防潮堤高よりも高いため、溢水氾濫の途中で津波が防潮堤を乗り越え、それによる浸水が生じるケースである。したがって、浸水深も大きくなるため、図中の縦軸をこれまでとは変更し20mとしている、また、図の右側には、0~30分間の浸水深の変化を浸水深1.2mの範囲で拡大した図も示している。

まず、Case7とCase3の結果に着目する。これら2つは来襲する津波は同じで、防潮堤の高さのみが異なるケースである。図に示す通り、Point2, 4, 5では越流した海水が到達するまでの1~2分程度の間、津波による溢水氾濫による浸水が生じていることが分かる。次に、Case8, 9とCase4の結果に着目する。これらのケースも、防潮堤の高さのみが異なるケースである。出力地点によって違いはあるが、防潮堤を越流した津波が到達するまでに、Case8では2~5分、Case9では4~7分程度の間、津波の溢水氾濫による浸水が生じていることが分かる。なお、Case9の方がCase8よりも津波の溢水氾濫による浸水時間が長いのは、Case9はCase8よりも防潮堤高が高いため、津波が防潮堤を越流するのにより時間を要するためである。図から分かるように、いずれのケースでも津波の溢水氾濫による浸水深は越流した海水による浸水深と比較すれば小さいものである。しかし、この程度の浸水深であっても、避難行動の妨げにはなりうると考えられる。第2章で示したウェザーニュース(2011b)によれば、2011年東北津波における生存者と死亡者の平均避難開始時間の違いはわずか2分であったとされる。こうしたことから、溢水氾濫による浸水が避難行動を妨げ、結果として人命喪失につながる可能性は無視できないといえる。

図-4.11にCase9について、溢水氾濫と越流した津波による浸水過程の解析結果を示す。ここでは防潮堤を越流した海水が対象領域内に到達するまでの結果を示す。同図から防潮堤から津波の越流が開始されるのは10分後であることが分かるが、その1分前には道路上のほとんどが津波の溢水氾濫により浸水していることが分かる。浸水深は場所によっては

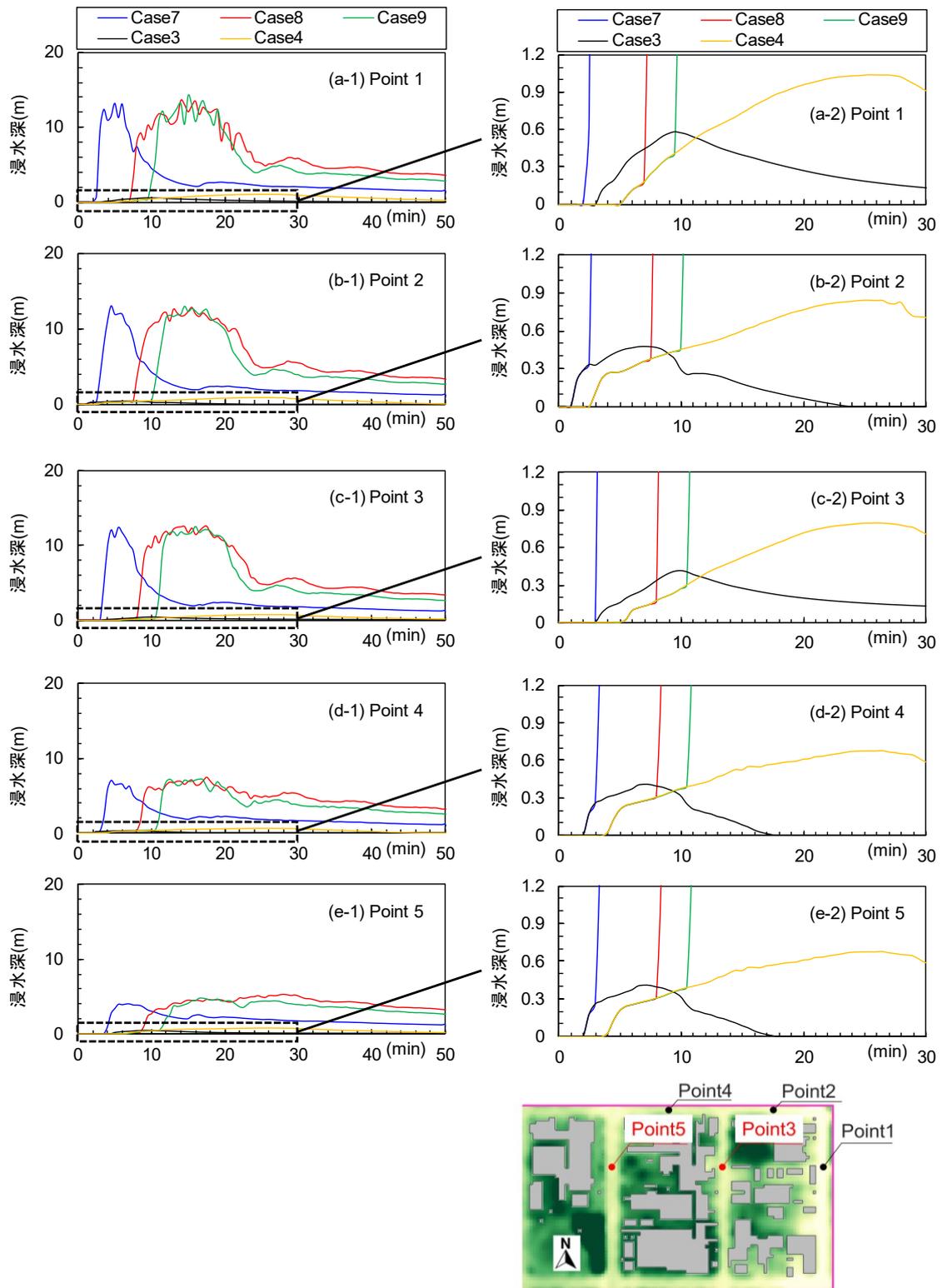


図-4.10 浸水深時系列の比較 (Case3, 4, 7, 8, 9)

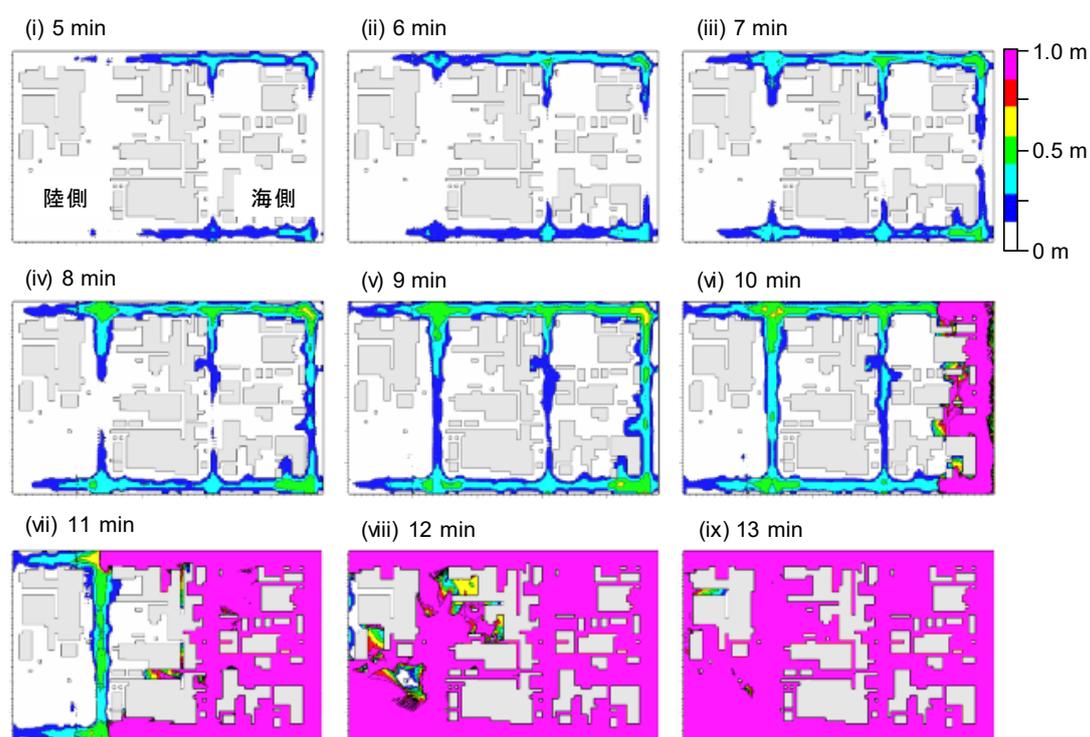


図-4.11 浸水範囲の解析結果 (Case9)

0.5 m に到達しているところもある。前述したように、浸水深は 0.5 m 以上となると避難行動の妨げになることが知られている。避難時には、多くの人が道路上を避難していることが想定されるため、道路上が 0.5 m 以上浸水することは津波による溢水氾濫が避難に及ぼす可能性があることを示している。

(d) Case10

図-4.12 に Case10 ($H=7.5$ m, $T=10$ min, $N=2$, $H=15$ m, $T=10$ min, $N=1$, $W=10$ m) の浸水深時系列の解析結果を示す。比較のため、Case5 ($H=7.5$ m, $T=10$ min, $N=3$, $W=20$ m) の結果も示している。2つの違いは第3波の高さと防潮堤高であり、Case10 では第3波の来襲で防潮壁を津波が越流する。図に示す通り、越流した津波が到達するまでは Case5 と同一の浸水深時系列となっていることが確認できる。Case10 の津波による溢水氾濫が開始してから、越流した津波が到達するまでの時間差に着目すると、いずれの地点でも 15 分以上間隔がある。このことから、仮に第1波や第2波が防潮壁を越流するほどの規模ではなく、第3波で越流するような津波が来襲した場合には、津波による溢水氾濫の影響が比較的長時間にわたって及ぶことが分かる。越流した後の浸水深と津波による溢水氾濫の浸水深を比べれば、溢水氾濫による浸水深は 1 割程度と小さい。しかし、先に述べたように、防潮堤を越流するまでに 15 分以上も浸水が起こるということを考えると、避難に及ぼす影響は無視できないといえる。

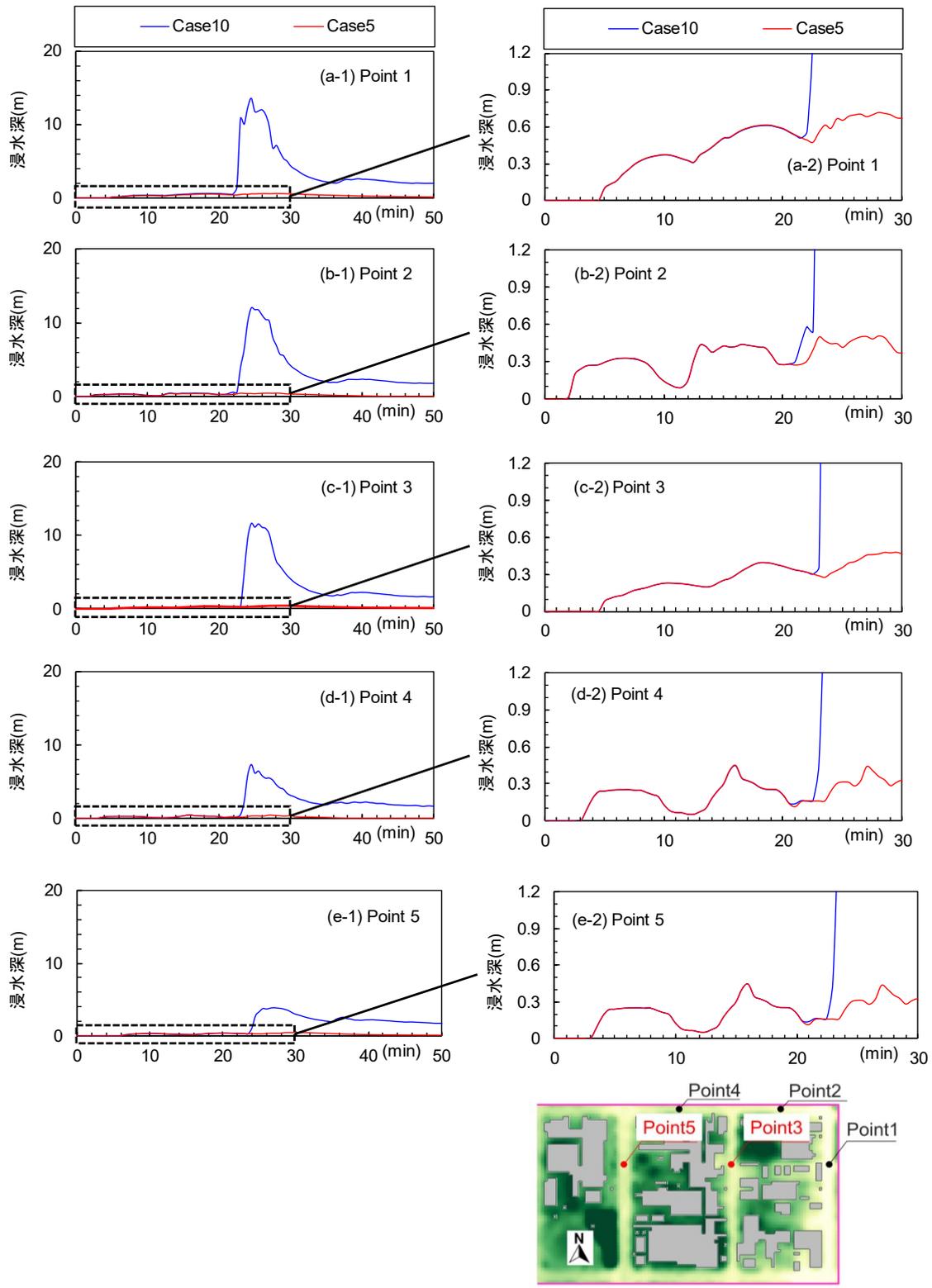


図-4.12 浸水深時系列の比較 (Case5, 10)

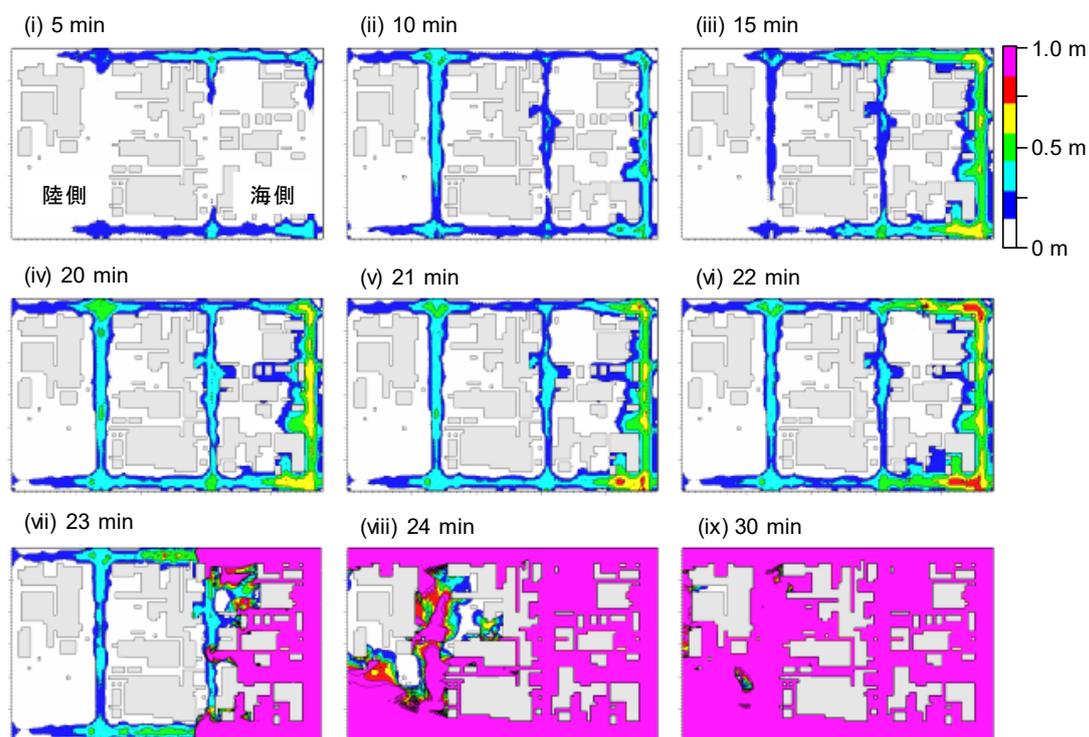


図-4.13 浸水範囲の解析結果 (Case10)

図-4.13 に Case10 について、津波の溢水氾濫による浸水過程のスナップショットを示す。20 分までの浸水過程は Case5 (図-4.9) と同一である。しかし、23 分後には防潮壁を越流した津波が来襲し、30 分後には対象領域全体が越流した津波により浸水している。越流前の道路上の浸水深は 0.2 m～0.5 m 程度であり、対象領域内のほとんどの道路が浸水していることが分かる。このことから、津波による溢水氾濫は避難の観点から重要な対策事象であることが示された。

4.4 まとめ

本章では、津波による溢水氾濫の危険性を評価するため、第3章で構築した管路溢水・陸上氾濫連成解析モデルを神奈川県横浜市の臨海工場地帯に適用した。解析においては、同対象地域に仮想の防潮堤を設置し、仮想の津波を作用させた。防潮堤高・津波波形を変化させ、合計 10 ケースの解析を行った。

解析の結果、まず津波による溢水氾濫は津波高が大きく継続時間が長いほど、浸水範囲や浸水深が大きくなることを確かめた。解析結果によれば、津波高が大きく継続時間も長い津波が来襲した場合には、津波による溢水氾濫のみによる浸水でも浸水深が 1 m 以上に到達することがわかった。このことから、津波による溢水氾濫は避難行動の妨げになるほか、建

物の浸水被害を及ぼす危険性があることが明らかになった。また、継続時間が短い津波であっても、それが繰り返し来襲する場合には、浸水深が徐々に大きくなっていくことが確認された。そしてこの場合には、第2波、第3波の来襲時に浸水深が急激に増加する危険性があることもわかった。津波による溢水氾濫を考慮した避難を考える上では、このような局所的な浸水状況の変化についても留意が必要だと思われる。さらに、防潮壁を越流する規模の津波を来襲させた解析ケースの結果によれば、防潮壁からの越流よりも数分先に津波による溢水氾濫が生じることがわかった。越流した津波による浸水深と溢水氾濫による浸水深を比較すれば、後者の浸水深は小さいものの、50 cm程度の浸水深とはなることから、避難行動が阻害される可能性は十分に考えられる。避難行動に遅れが生じれば、人的被害のリスクが増大する。

以上のことから、津波による溢水氾濫が持つ危険性は小さくなく、避難行動の妨げや建物などの浸水被害に繋がる可能性が明らかになった。これまで津波による溢水氾濫の危険性や対策は、津波防災計画を立案する上で考慮されてこなかったが、今後はこれを考慮する必要があると考えられる。

第5章 来訪者の行動を考慮した津波避難シミュレーション

本章では、来訪者の行動を考慮した津波避難シミュレーションモデルを構築し、それを神奈川県鎌倉市由比ガ浜に対して適用することで、来訪者の存在が避難プロセスに与える影響を分析する。

5.1 津波避難シミュレーションの構築

5.1.1 モデルの概要

避難シミュレーションモデルは、第2章で述べたマルチエージェントモデルに基づき構築した。マルチエージェントモデルを用いた理由は、避難者個々の特性や避難者同士の相互干渉のモデル化が可能であるため、本研究で対象とするような地域住民と来訪者の行動の違いを分析する上で適切だと考えたからである。モデルの構築は、マルチエージェントモデルの汎用プラットフォームである Artiscoc4.0（構造計画研究所，2016）を用いて行った。

本研究では、避難者であるエージェントの行動を規定する上で、複数のリンクとノードにより避難路情報を記述するネットワーク型モデルを採用した。図-5.1にネットワーク型モデルにより作成した避難経路の例を示す。エージェントは、ノードとノードに結ばれたリンクに沿って移動をし、各ノードに到達するたびに次に進行する方向のノードを選択す

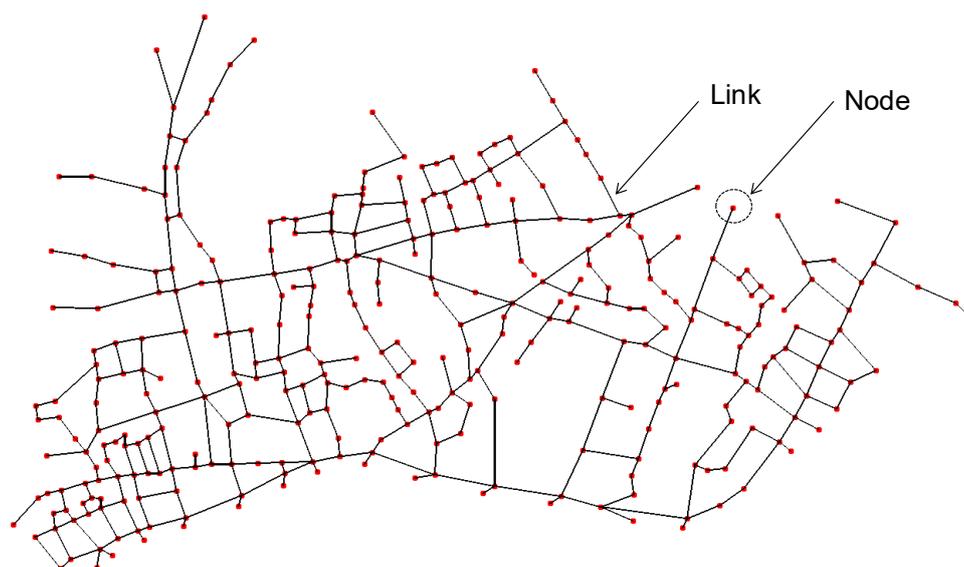


図-5.1 ネットワーク型モデルによる避難経路の例

る。各リンクには、道幅や道の種類（例えば、「坂」や「階段」など）を設定することが可能であり、道路状況に応じた避難速度の低減などを容易に考慮することができる。

5.1.2 避難場所・避難経路の選択

避難経路の選択方法を地域住民と来訪者に分けてモデル化した。まず、地域住民と設定したエージェントは合理的な行動をとると仮定し、自らの初期位置から最短の避難場所までを最短経路で移動するように設定した（図-5.2）。最短経路の探索手法には、避難シミュレーションにおいて適用例の多いダイクストラ法を用いた（Dijkstra, 1959）。なお、過去の被災事例を鑑みれば、地域住民であっても最も近くの避難場所に移るわけではないことが知られている（第2章参照）が、ここでは来訪者の避難行動と比較するため、地域住民はあくまで合理的な行動を取ると仮定した。

地域住民とは異なり来訪者は多くの場合、最も近くにある避難場所を知らないことが想定される。本研究では、来訪者と設定したエージェントの行動を以下の2つのルールを用いて表現できると仮定した。すなわち、(1) 自分の前にいる避難者を追跡する、(2) 標高のより高い方に向かう、の2つである（図-5.3）。まず、(1) のルールに従う場合（図-5.3(a)）、来訪者のエージェントはノード位置に到達した際、ノードと結ばれた各リンク上にいる他のエージェント数をカウントする。そして、最も多くのエージェントがいるリンクを次に進行するリンクとして選択する。エージェントの数をカウントするうえでは、避難者の視野範囲を考慮してリンク上の前方10m以内にいるエージェントを対象とした。なお、リンク上にいるエージェントの中には自分がいるノードへ向かってくるエージェントも含まれるが、ここではあくまでも次に向かうノードを決定するのが目的であるから、こうしたエージェントはカウントの対象外とした。次に、(2) のルールに従う場合（図-5.3(b)）、来訪者のエージェントはノード位置に到達した後、リンクで接続された各ノードの標高を比較する。その後、最も標高が高いノードを次の目標に定めて行動するよう設定した。これらのルールは

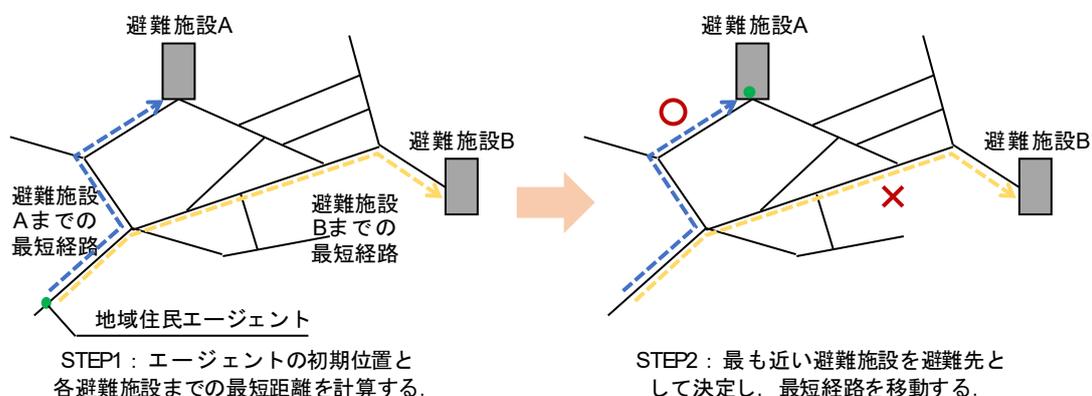


図-5.2 地域住民の避難経路選択

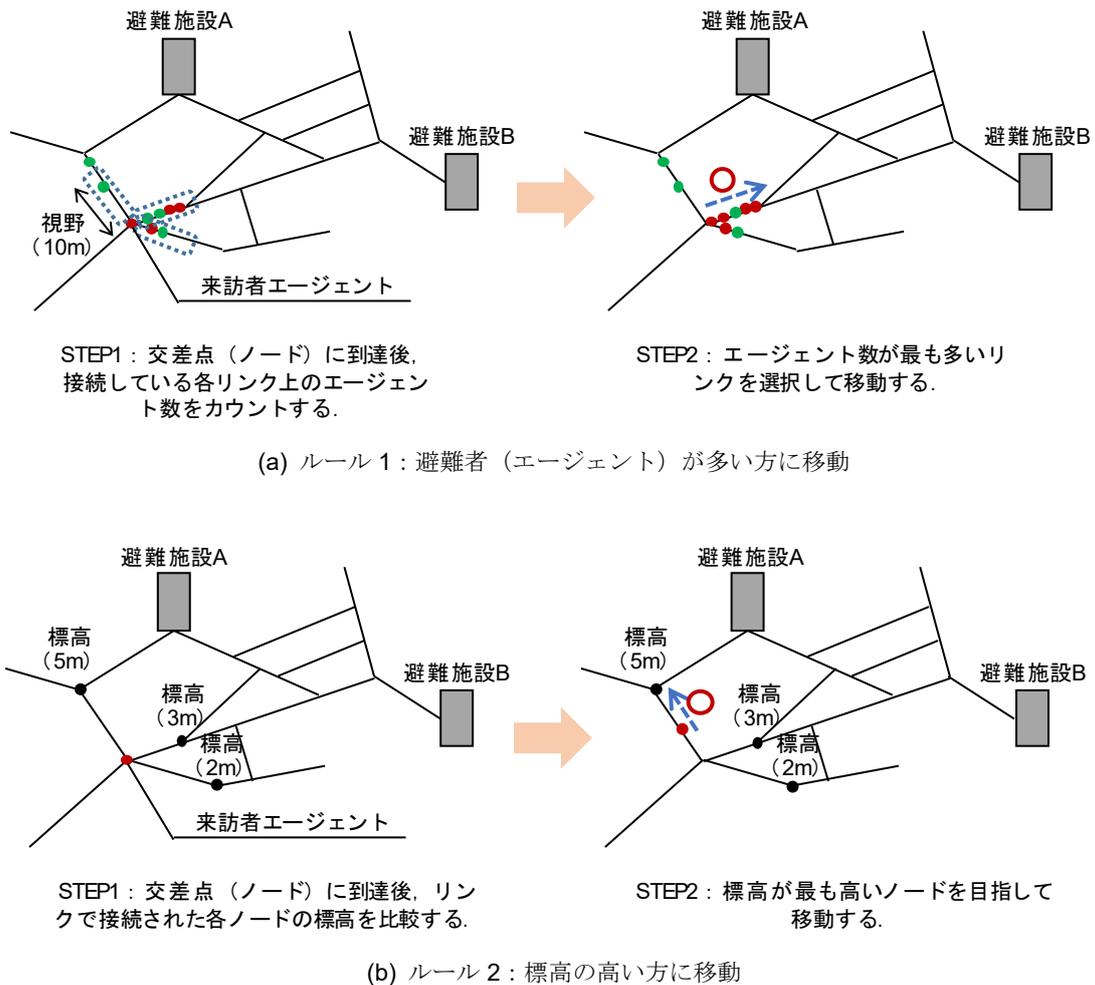


図-5.3 来訪者の避難経路選択

単純なものではあるが、安田ら（2016）が実施した海水浴客へのアンケート調査によれば、緊急時には「周りの人についていく」、「高い場所へ向う」と回答した人が一定数いることから、来訪者の行動として十分に予測されうるものだと考える。

この2つのルールの内、どちらの行動を選択するかを本研究では確率的に決定する手法を用いた。具体的には、予め2つの行動の選択確率を設定しておく（例えば、他者を追跡する（25%）、標高の高い方に向かう（75%））、ノード位置に到達するたびに設定した選択確率に基づき行動を選択する。

5.1.3 避難施設の収容限界に応じた避難場所の変更

津波避難ビルは、通常収容人数に限りがある。2011年東北津波の際にも、津波避難ビルに避難したものの既に収容人数に達していたため、別の避難場所へ移動したという事例が報告されている（ウェザーニューズ, 2011b）。特に観光客が多数いる海岸では、地域住民の数に加えて来訪者の数を考慮する必要があるため、津波避難時に施設の収容人数が限界に

到達する可能性がある。そこでシミュレーションモデルの中では、各施設の収容人数を設定し、避難者数が収容人数に到達した場合には、それ以上避難者を受け入れないように設定した。具体的には、避難施設に入ることができなかったエージェントは、容量オーバーとなった避難施設から最も近い別の避難施設に改めて逃げるよう設定した。このとき、次の施設に移動するまでの待ち時間について地域住民と来訪者の行動を区別した（図-5.4）。

地域住民のエージェントの場合、その土地について土地勘があると想定しているため、即座に次の避難場所へ移動するようにした（すなわち、待ち時間はゼロとした）。一方、来訪者のエージェントは土地勘がないと想定しているため、次に向かうべき避難場所とそこに至るまでの経路について、既に収容されている地域住民の避難者から教えてもらう必要がある。ここでは、来訪者が次の避難施設の位置とそこまでの最短経路を理解するのに30秒間かかると仮定し、30秒停止してから、次の避難場所に移動するようにした。

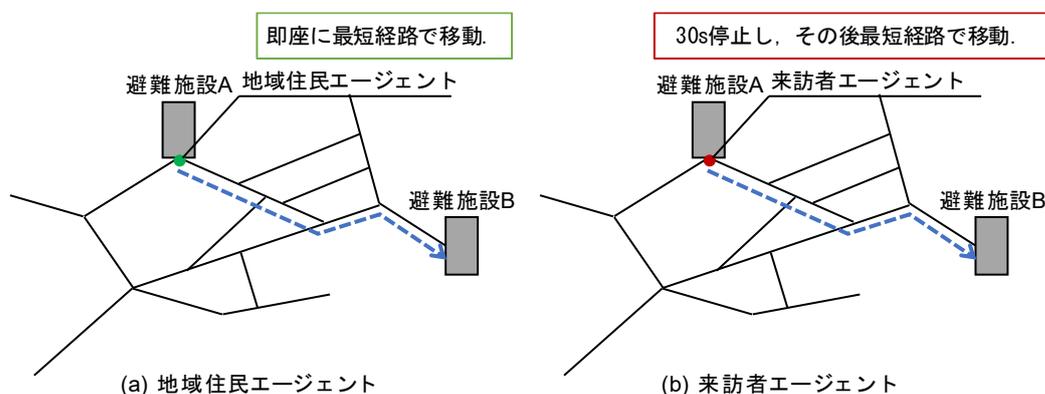


図-5.4 施設が収容限界に到達している場合の避難経路選択

5.1.4 避難時の移動速度

各エージェントの移動速度としては、歩行者の移動速度に関する既往研究を参考にした。歩行者の移動速度については、これまでに様々な数値が報告されている（例えば、紙野，1980；内閣府，2005；佐藤，1992）。表-5.1に、これまでに報告されている歩行者単独の移動速度の値をまとめて示す。熊谷（2014）に倣い、分類できるものについては65歳以上と以下に分けて値を示している。数値にはばらつきが見られるが、これは熊谷（2014）が述べているように、歩行者の移動速度には環境、肉体、服装、心理など様々な要因が関係しており、計測の条件によって値が変化するためだと考えられる。全体的には、65歳以上の移動速度は概ね1.0 m/s以下、65歳以下では1.2 m/s程度である。

群衆密度と移動速度の関係についても多くの報告がなされている（例えば、木村・伊原，1937；戸川，1955）。報告されている群衆密度と移動速度の関係式を表-5.2に、それを図化したものを図-5.5に示す。同図から、群衆密度と移動速度の関係についてもばらつきが大き

いことが分かる。本研究では、熊谷 (2014) の手法に倣って移動速度を決定した。すなわち、Older (1968) が実施した歩行者の観察実験結果に基づき、群集密度が 0.5 人/m^2 までは紙野 (1980) の提案した単独歩行速度の値を用い、群集密度が 3.0 人/m^2 以上では 0.2 m/s の速度で移動すると設定した。そして群衆密度が $0.5 \text{ 人/m}^2 \sim 3.0 \text{ 人/m}^2$ については、速度が直線的に変化するとした式を採用した。具体的には、式(5.1)~(5.3)に示すように群集密度と移動速度の関係を定義した。

$$v = v_0 \quad (\rho < 0.5 \text{ 人/m}^2) \quad (5.1)$$

$$v = v_0 - (v_0 - 0.2)(\rho - 0.5)/2.5 \quad (0.5 \text{ 人/m}^2 \leq \rho < 3.0 \text{ 人/m}^2) \quad (5.2)$$

$$v = 0.2 \quad (3.0 \text{ 人/m}^2 \leq \rho) \quad (5.3)$$

ここで、 v は移動速度、 v_0 は単独移動速度、 ρ は群集密度である。単独移動速度は、65 歳以上、以下で別々の値を用いることとした。用いた移動速度の定義式を、図-5.5 に重ねて示す。同式は他の研究成果の式よりも移動速度がやや遅くなっていることが分かる。なお、Makinoshima et al. (2016) は歩行者に加え、自動車での移動も考慮しているが、鎌倉市 (2015) によれば避難時の移動は原則として歩行のみと規定されているため、本研究では自動車での避難は考慮しなかった。ただし、避難シミュレーションモデルの中には車避難についてもすでに組み込まれており、これを考慮した解析は可能である。また、浸水が発生した場合、歩行速度が低下することが知られている。浸水深および流速による避難困難度については、石垣ら (2006) が実物模型を用いた歩行実験により調査している。こうした浸水による歩行速度の低減効果を考慮した事例 (例えば、関根・大野, 2011) もあるが、本研究ではこれについては考慮しておらず、今後の課題である。

表-5.1 歩行者の単独移動速度一覧：熊谷 (2014) を参考に著者作成

資料名	65 歳以上 (m/s)	65 歳以下 (m/s)	階段・上り坂昇降速度 (m/s)
内閣府 (2005)	1.3	-	0.21
	1.0 ^{*1}		
紙野 (1980)	0.96	1.19	-
佐藤 (1992)	0.68	1.16	-
岡田ら (1977)	0.72 ~ 0.96	1.20 ~ 1.21	-
Knoblauch et al. (1996) ^{*2}	0.91	1.22	-
Laufer (2003) ^{*3}	0.93 ~ 1.06	1.45 ~ 1.48	0.60 ~ 0.81

*1 同数値は避難可能範囲の算定のための参考値として示されている。

*2 設計に用いるのに適切と示された数値。

*3 Laufer (2003) は上記の区別の他、男女の区別を用いて歩行速度を算出しているが、ここでは男女を区別せず速度の範囲としてまとめている。

表-5.2 群集密度と移動速度の関係式：ここに、 v は移動速度 (m/s)、 ρ (人/m²) は群集密度を示す。

木村・伊原 (1937)	$v = 1.272 \rho^{-0.7954}$
戸川 (1955)	$v = 1.5/p$
吉岡 (1978)	$v = 1.35 - 0.3p$
Pushkarev (1975)	$v = 1.365 - 0.341p$

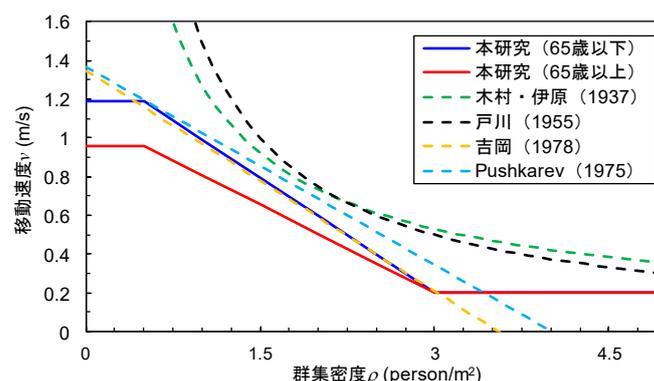


図-5.5 群集密度と移動速度の関係

5.1.5 避難開始時間

津波による人的被害の程度は、避難者の避難開始時間に大きく依存することが知られている（例えば、有川ら，2016；Wang et al., 2016）。したがって、避難開始時間を適切にモデル化した避難シミュレーションの実施が重要である。本モデルでは、避難開始時間を2つの異なる方法で設定できるようにし、解析の目的に合わせて選択できるようにした。

1つ目の方法は、エージェント全員の「一斉避難」である。この方法を選択した場合、解析領域内にいるエージェント全員を、ある時刻が経過した後（例えば、地震発生0分後や15分後など）に一斉に避難させる状況を再現できる。こうした一斉避難は、理想的な津波避難を想定する場合など、現在の津波避難シミュレーションにおいても多く用いられている方法である（例えば、有川ら，2016；Mauro et al., 2013）。一方で、Mas et al. (2011) が述べているように、こうした一斉避難は過去の津波災害では観測されておらず、現実的にはすぐに避難をしない人達が一定数いることも指摘されている（Riad et al., 1999）。実際に、2011年東北津波の際には80%近くの人達が即座に避難行動をとらなかったことが報告されている（第2章参照）。したがって、こうした「一斉避難」は仮想的な状況を再現する際には有用であるが、津波による人的被害をより正確に評価する点では課題が大きいと考えられる（Naser et al., 2014）。

そこで、2つ目の方法として「逐次避難」により避難開始時間を再現する手法を設定した。Mas et al. (2011) は、避難開始時間をより現実的にモデル化するため式 (5.4)、(5.5) に示すレイリー分布に基づき避難開始時間設定する方法を提案している。

$$F(t) = 1 - e^{-\frac{t^2}{2\sigma^2}} \quad (5.4)$$

$$\mu = \sigma \sqrt{\frac{\pi}{2}} \quad (5.5)$$

ここに、 $F(t)$ はレイリー分布で近似した場合の累積分布、 t は時間（分）、 σ は最頻値、 μ は平均値である。Wang et al. (2016) は、式(5.4)の最頻値を変化させた数値実験を実施し、避難開始時間が遅いほど人的被害が大きくなることを確認している。同式の μ の値を変化させて算出した避難開始時間と、2011年東北津波の際に報告された避難開始時間をまとめて図-5.6に示す。なお、報告結果の避難開始時間は第2章で示したものと同一である。同図を見ると、内閣府(2011)、ウェザーニュース(2011b)の結果は式(5.4)、(5.5)の結果とあまり整合していないが、国土交通省(2013)の結果は $\mu=20$ とした計算結果の前後に、概ねプロットが分布している。本モデルでは、同式を用いて「逐次避難」の状況を設定できるようにしたが、実際の避難開始時間と比較してみると乖離も見られるため更なる検討が必要である。なお、避難開始時間においても、地域住民と来訪者の間には差異があると予測されるが、来訪者の避難開始時間を推測することは難しく、また研究成果も十分には蓄積されていない。そのため避難開始時間の点からは、地域住民と来訪者は区別しないこととした。

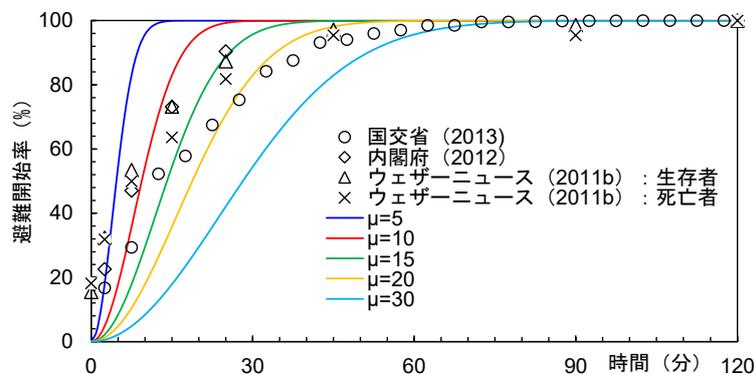


図-5.6 避難開始率の累積分布：式(5.4)、(5.5)による避難開始時間と2011年東北津波の調査結果に基づく避難開始時間の比較

5.1.6 人的被害の算定方法

本研究では、津波伝播・陸上氾濫解析の結果を避難シミュレーションに反映させることで、被災者の人数を算出可能にした。具体的には、宇野ら(2015, 2016)と同様に、エージェント位置の浸水深が閾値(0.3 m)以上となった時点でそのエージェントを死傷者に分類した。なお、Yeh(2010)は避難者の体形や精神状態、年齢、海水の水温など、様々な要因を考慮して人的被害を確率論的に推定する方法を提案している。こうしたより複雑な人的被害の推定手法を避難シミュレーションモデルに組み込むことは、今後の課題である。

5.2 人的被害算定のための津波伝播・陸上氾濫解析

5.2.1 対象地域

前節で構築した津波避難シミュレーションモデルを神奈川県鎌倉市の由比ガ浜地区に適用することで、来訪者の存在が全体の避難行動に与える影響を分析した。同地区を解析対象とした理由は、津波の危険性がかねてより指摘されていること（Shibayama et al., 2013a）と年間を通じて多くの観光客が訪れる代表的な観光地であることである。

鎌倉市は、日本で初めて武家政権による支配が築かれた場所として知られている。源頼朝により鎌倉幕府が誕生し、1230年ごろには政治や外交、文化などで日本の中心地となったとされている。当時の文化のいくつかは今でも守られており、多くの観光客が年間を通じて訪れている。また、由比ガ浜海水浴場、材木座海水浴場、腰越海水浴場など、多くの海水浴客が訪れる海水浴場も存在している。鎌倉市（2015）によれば、夏季の1日あたりの平均海水浴客数（3浜合計）は1万5千人以上である。こうしたことから、夏季の海水浴シーズンに鎌倉へ津波が来襲した場合、海水浴客を中心とした多くの観光客が避難対象者になることが予測できる。

鎌倉市は過去に幾度も津波の被害にあった地域としても知られている（Shibayama et al., 2013a ; Yamao et al., 2015）。2011年東北津波以降、神奈川県および鎌倉市は来襲が想定される津波について検討を行い、計算結果を津波浸水想定として県民（市民）に提供している（神奈川県, 2015 ; 鎌倉市, 2015）。神奈川県（2015）は県の沿岸に最大クラスの津波をもたらすと想定される9つの地震を検討対象としている。すなわち、慶長型地震、相模トラフ沿いの海溝型地震（西側モデル）、相模トラフ沿いの海溝型地震（中央モデル）、元禄関東型地震、元禄関東地震と国府津-松田断層帯地震の連動地震、西相模灘地震、大正関東地震、明応型地震、神奈川県西部地震の9つである。

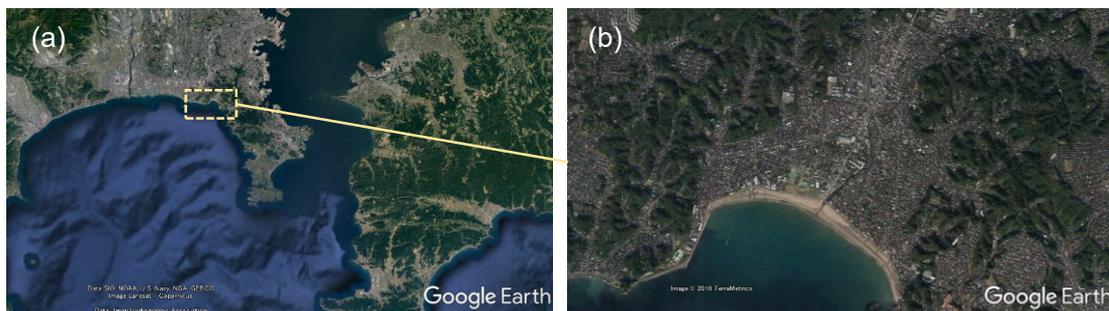


図-5.7 鎌倉市の航空写真：Google Earth に記載

5.2.2 解析条件・解析結果

来訪者の存在が人的被害にどのように影響するかを検討するため、同地区を対象とした津波伝播・陸上氾濫解析を実施した。本研究では、慶長型地震を検討対象の地震とした。表-5.3に、慶長型地震の断層パラメタを示す。同パラメタに基づき、初期水位の分布をOkadaの方法(1985)により計算した。津波の海域での伝播および陸上部での氾濫解析には、浅水理論に基づく非線形長波方程式と連続式を用い、離散化手法としてはLeap-frog法を用いた。解析は、図-5.8に示すD1～D6の6領域に分割して実施した。解析条件を、表-5.4にまとめて示す。格子間隔810m～10mまでの地形データには内閣府(2015)が提供するデータを、格子間隔5mの地形データについては、陸域は国土地理院(2016)が提供する鎌倉市周辺の5mメッシュのデータを用い、海域は内閣府の10mメッシュの地形データを内挿補間したものを用いた。マンニングの粗度係数は、海域では0.025の一定値を与え、陸域では土地利用に応じた粗度係数(内閣府, 2015)を与えた。

表-5.3 慶長型地震の断層パラメタ

Lon [°]	Lat [°]	Depth [km]	Strike [°]	Dip [°]	Rake [°]	Length [km]	Width [km]	Slip [cm]
140.47	34.08	1	250	60	270	285	80	800

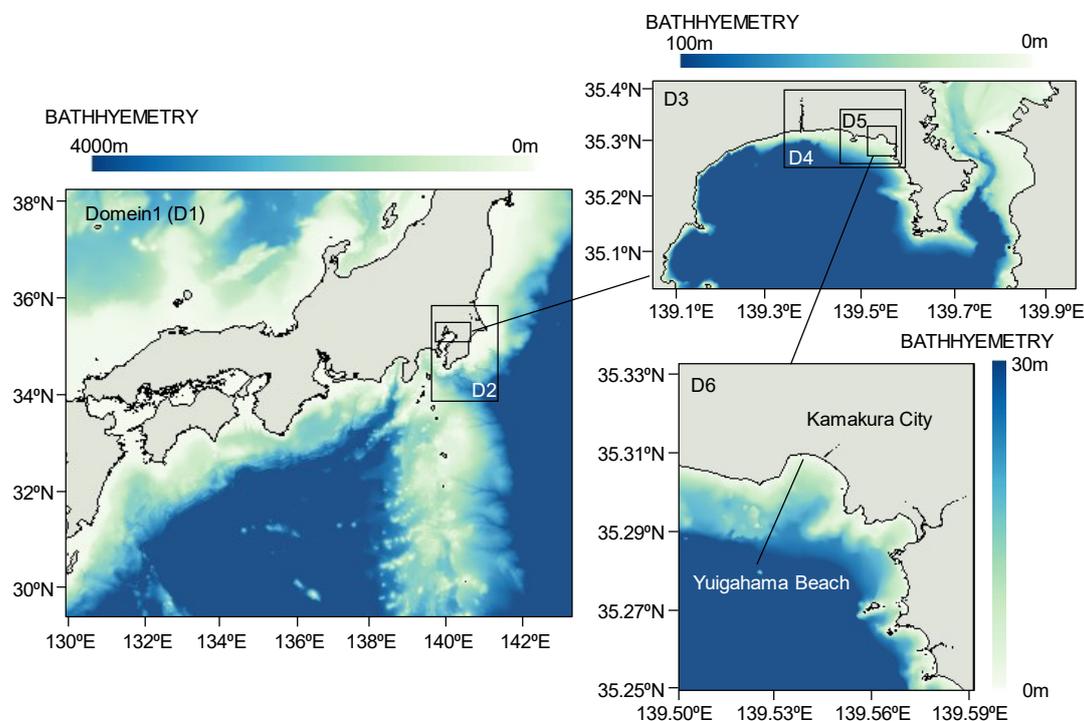


図-5.8 解析対象領域

海域を伝播する津波の様子を、D1, D3 の領域で図化し図-5.9 に示す。慶長型地震の断層は由比ガ浜から直線距離でおよそ 130 km 離れた位置にあるため、鎌倉周辺では地震発生による初期の水位変動はほとんど見られない (図-5.9(a))。地震発生から 15 分が経過すると、鎌倉周辺では、まず引き波による水位低下が生じ (図-5.9(b) (c) (d))、地震発生 35 分後に第 1 波の押し波が来襲している (図-5.9(e))。55 分後には小田原、平塚の海岸付近から反射した津波が第 2 波として押し寄せ (図-5.9(f) (g))、その後水位が再度低下し (図-5.9(h))、75 分後に最大波に相当する津波が来襲している (図-5.9(j))。図-5.10 に、由比ガ浜近郊で出力した水位の時系列変化を示す。前述したように、由比ガ浜近郊ではまず引き波が生じ、第 1 波の押し波が 35 分頃に到達している。同図に示すように、この第 1 波を含めて大きく 5 回の水位上昇がみられ、最大波は第 3 波で津波高は 10 m 以上である。

由比ガ浜近郊の浸水過程の様子を図-5.11 に示す。まず、第 1 波の到達時刻である地震発生 35 分後に由比ガ浜の砂浜部分が浸水している (図-5.11 (a))。その後、第 1 波が海に引き切らないうちに第 2 波が来襲することで由比ガ浜西部の広範囲で浸水が生じ (図-5.11 (c))、75 分後には、第 3 波の来襲により再び浸水が生じている (図-5.11 (e))。第 3 波は最大波にあたるため、由比ガ浜の広範囲で浸水が生じており、85 分後には概ね本地震津波による最大浸水範囲にまで津波が到達している (図-5.11 (f))。なお、地震発生 95 分後に砂浜部分において浸水深の高まりがみられる (図-5.11 (g)) が、これは第 4 波が到達したことによるものである。

表-5.4 津波伝播・陸上氾濫解析の解析条件

対象地震	慶長型地震 (神奈川県, 2015)	
初期水位分布の設定	Okada の方法 (1985) により海底地盤の水平および鉛直分布を推定し、その鉛直変異分布を津波の初期波源とした。	
潮位条件	神奈川県 (2015) の検討同じく、T.P. +0.85 m (神奈川県相模湾沿岸の朔望平均満潮位と一致) とした。	
計算領域	平面直角座標系第 9 系の (-867600, -691900) を南西端、(298800, 304400) を北東端として 1166.4 km × 996.3 km の範囲	
計算格子間隔	810, 270, 90, 30, 10, 5 m	
マンニングの粗度係数	水域で $0.025 \text{ m}^{-1/3}\cdot\text{s}$ 、陸域では土地利用に応じた粗度係数を与えた。	
計算条件	基礎方程式	浅水理論に基づく非線形長波方程式および連続式
	計算時間	地震発生から 120 分間
	計算時間間隔	0.1 秒

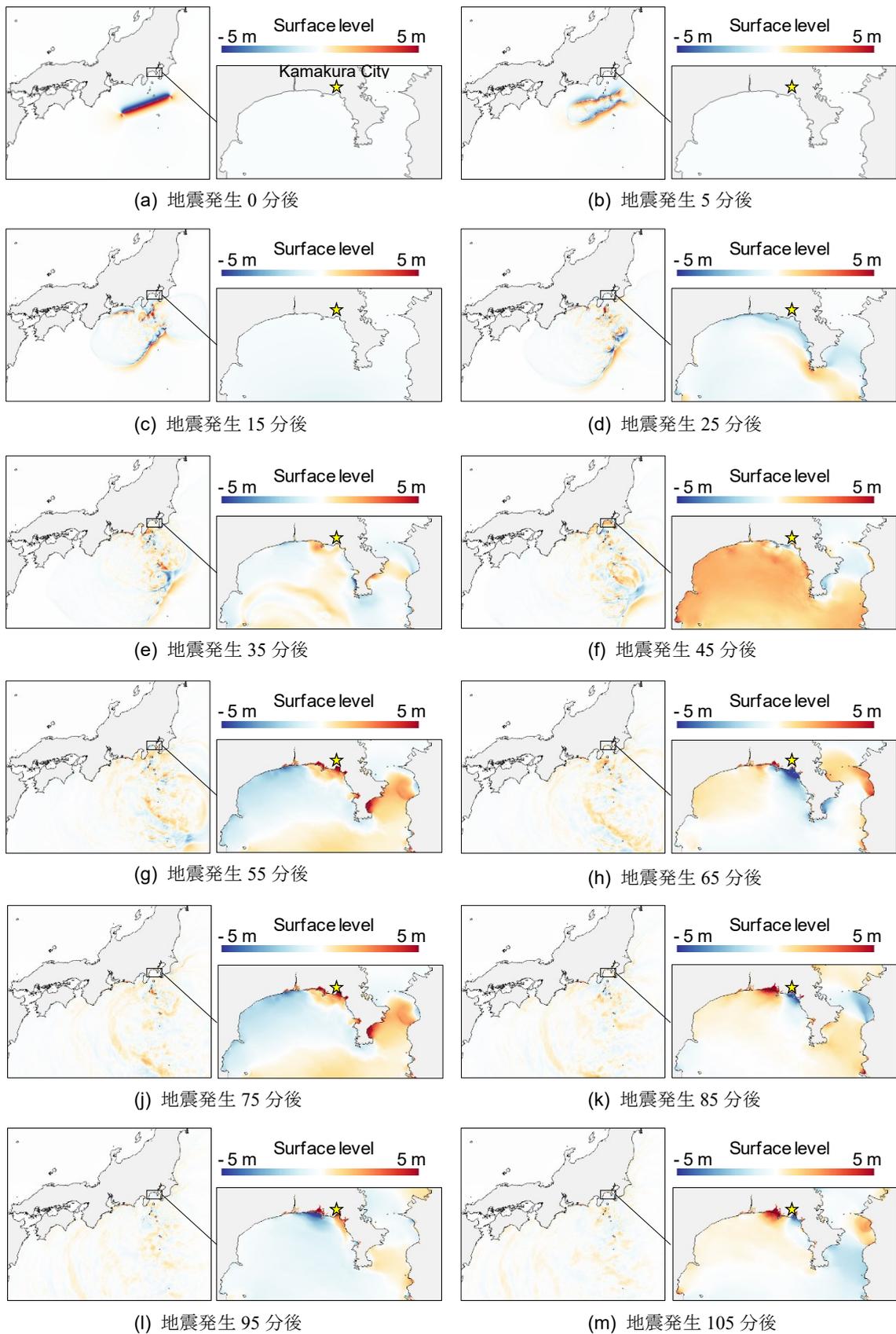


図-5.9 津波伝播の解析結果 (D1,D3)

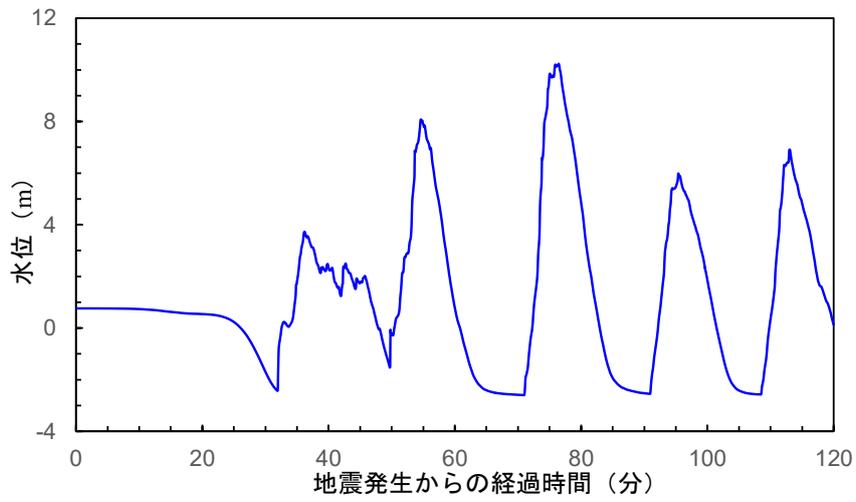


図-5.10 由比ガ浜近郊の海域における水位時系列変化

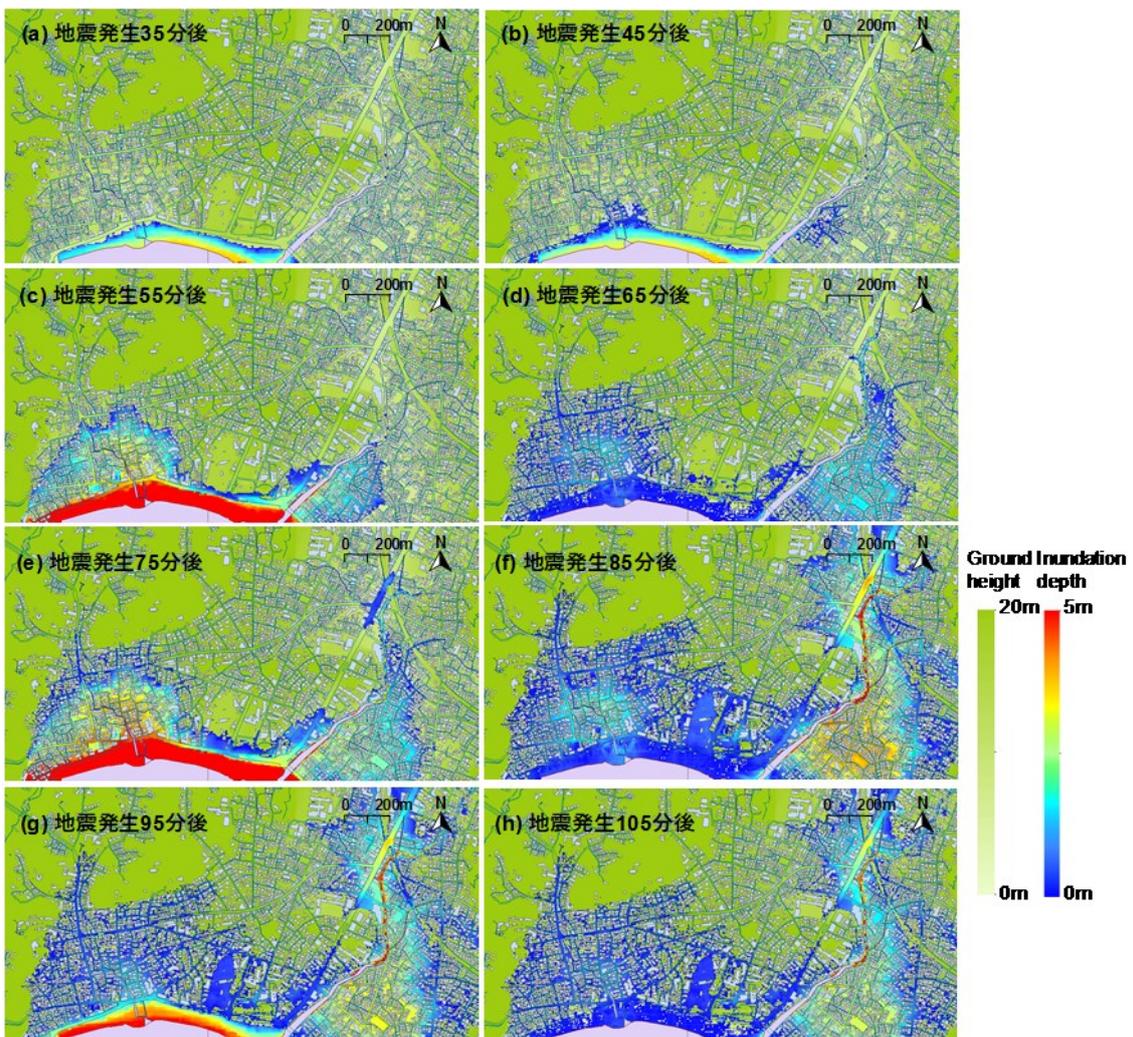


図-5.11 由比ガ浜近郊における浸水過程

5.3 津波避難シミュレーションの適用

5.3.1 解析条件

(a) 避難路・建物ネットワークデータ

本研究では、由比ガ浜地区の避難路や建物配置をネットワークデータとして避難シミュレーションモデルに入力し、解析を行う。ネットワークデータは、国土地理院（2016）が提供する基盤地図情報を元に作成した。図-5.12 にデータ作成のフローチャートを示す。まず、基盤地図情報の基本項目から海岸線、道路縁、道路構成線、建築物の外周線の各データを、数値標高モデルから 5 m メッシュの標高 DEM データを入手した。その後、入手したデータを国土地理院公開の基盤地図情報ビューア FGDV ソフトを用いて XML 形式ファイルから Shapefile 形式に変換した。そして、ESRI 社 ArcGIS を用いて可視化した。建物データについては ArcGIS 内で重心位置を抽出し、そのデータを Artisoc4.0 上で読み込むことで自動的に入力されるようにした。建物の内、避難施設と定められた建物（鎌倉市，2015）については、避難場所として Artisoc4.0 内で入力した。避難経路となる道路ネットワーク情報（ノードとリンク）については、ArcGIS により可視化した道路縁データに従って設定した。避難経路の道幅については、鎌倉市（2015）の道路幅情報（図-5.13）を読み取り、一つ一つ値を手入力した。

避難シミュレーションの解析領域と条件を図-5.14 に示す。図-5.14(a)は避難場所と地盤高のコンター図を描いたもので、図-5.14(b)は作成した避難路ネットワークデータを地盤高のコンター図に重ねたものである。図-5.14(a)において、黒点線で囲った範囲が避難シミュレーションの対象範囲である。この黒点線は、先の津波解析による由比ガ浜地区の最大浸水範囲と概ね一致しており、同範囲内に位置している地域住民・来訪者を避難対象者として設定した。同図中、アルファベットで示した建物・場所が避難場所である。エージェントはこの避難場所に到達すると、安全が確保されたとみなされ「避難完了者」として定義される（ただし、避難場所が収容人数を超えている場合は、5.3.1 で述べたように別の避難場所へと移動する）。A と表記した避難場所は浸水範囲外の指定避難施設・場所である。避難施設には通常収容人数に限界があるが、同場所は浸水範囲外に位置しているため、A の避難施設には収容人数に制限を設けないことにした。B と表記した避難場所は、浸水範囲内に位置する指定避難施設である。この避難施設については収容人数を設定した。設定した収容人数を表-5.5 に示す。ここでは鎌倉市（2015）、FEMA（2012）に基づき、 1 m^2 に1人の避難者を収容できると仮定して設定した。具体的には、ArcGIS により避難施設の面積を抽出し、3F 以上の建物階数（屋上含む）に面積を乗じた値を収容人数とした。C と表記した避難場所は、指定避難場所としては設定されていないが浸水範囲外に位置する場所である。この場合には、避難スペースは十分に確保されると考え、収容人数に制限を設けなかった。

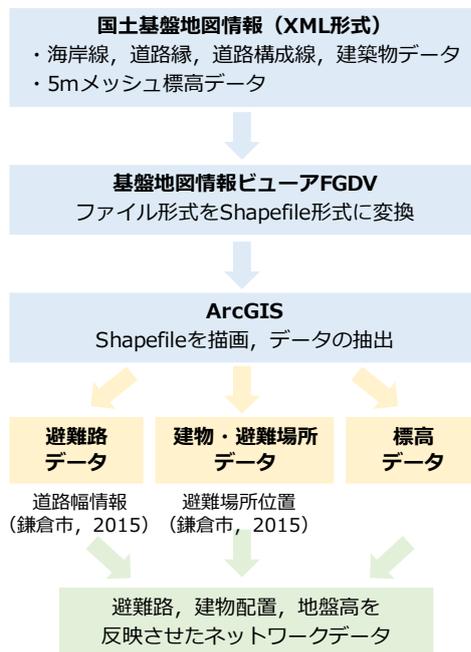


図-5.12 避難路・建物ネットワークデータの作成フロー

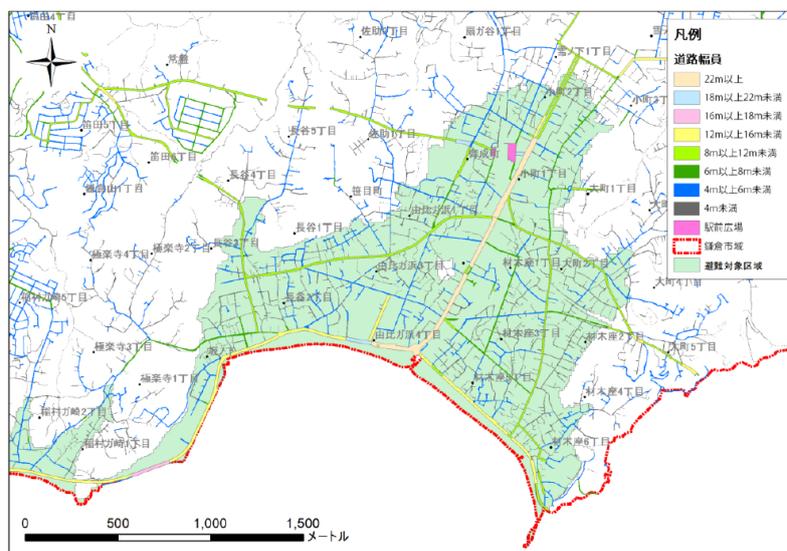


図-5.13 鎌倉市の道路幅情報：鎌倉市（2015）より抜粋

表-5.5 浸水範囲内に位置する避難施設の収容人数

施設名	収容人数 (人)	施設名	収容人数 (人)
B1	336	B4	295
B2	3585	B5	1703
B3	3070	B6	473

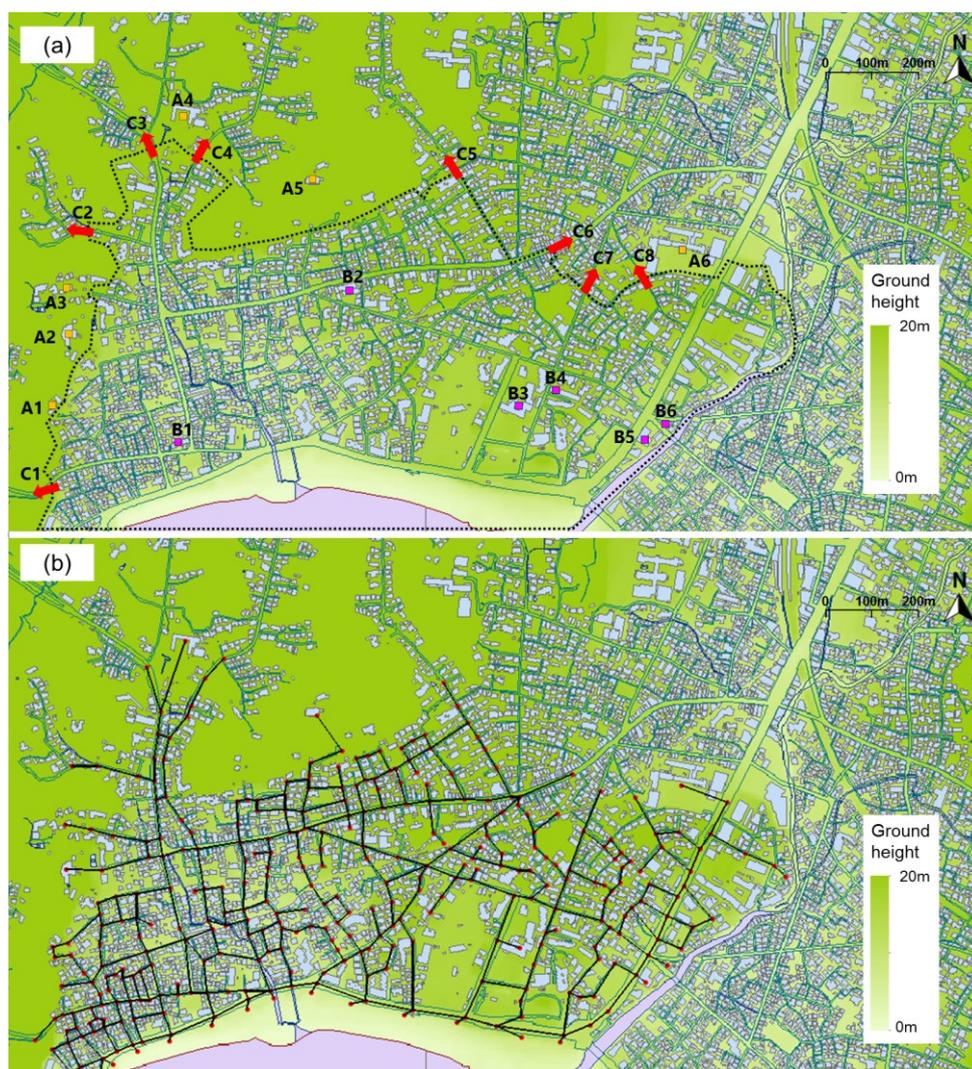


図-5.14 津波避難シミュレーションの解析条件図：(a)地盤高・避難施設，(b)地盤高・避難ネットワークデータ

(b) 避難者の初期配置

避難者の初期配置は、以下の3種類を仮定した。すなわち、(1) 避難施設以外の建物、(2) 砂浜、(3) 避難路上の交差点、である。(1)の各建物から避難するエージェント数は、解析領域内の人口（鎌倉市、2015）とGISにより抽出した建物数の関係を考慮し、3人のエージェントがひとつの建物から避難を開始すると設定した。GISにより抽出された建物数は1,926棟であるため、建物から避難するエージェント総数は5,778人と設定した。建物の中にはレストランなどの商業施設も含まれるため、厳密にはこれらの避難者の中にも来訪者が含まれるが、ここでは5,778人のエージェントは全員地域住民と仮定した。(2)の砂浜から避難するエージェント数は、鎌倉市が公表している1日の海水浴客数の平均値におおよそ相当する5,980人とした。(3)の交差点から避難するエージェント数は、建物や砂浜以外から避難する地域住民や来訪者の存在を考慮するため設定した。本解析では、各交差点から

30人のエージェントが生成されると仮定した。解析領域内の交差点数は316点であるので、9,480人のエージェントが交差点から避難を開始するよう設定したことを意味している。今回はあくまでも来訪者の存在や行動が避難全体に及ぼす影響を把握することを目的としたため、このような単純な仮定を用いた。ただし、特定の目的をもって避難状況を検討する場合などには、その目的に合わせて再度初期配置を検討する必要がある。

図-5.15に示したのが、設定したエージェントの初期配置である。図中、青四角で示したのが建物位置であり同位置から3人のエージェントが生成される。緑三角で示したのが、砂浜からの避難位置である。同避難位置は299点置かれており、同位置から20人ずつエージェントが生成され、合計で5,980人となる。赤丸で示したのが道路上の交差点位置である。同交差点から30人が生成され、合計で9,480人となる。これらをすべて合わせると、避難行動を取るエージェント総数は21,238人となる。

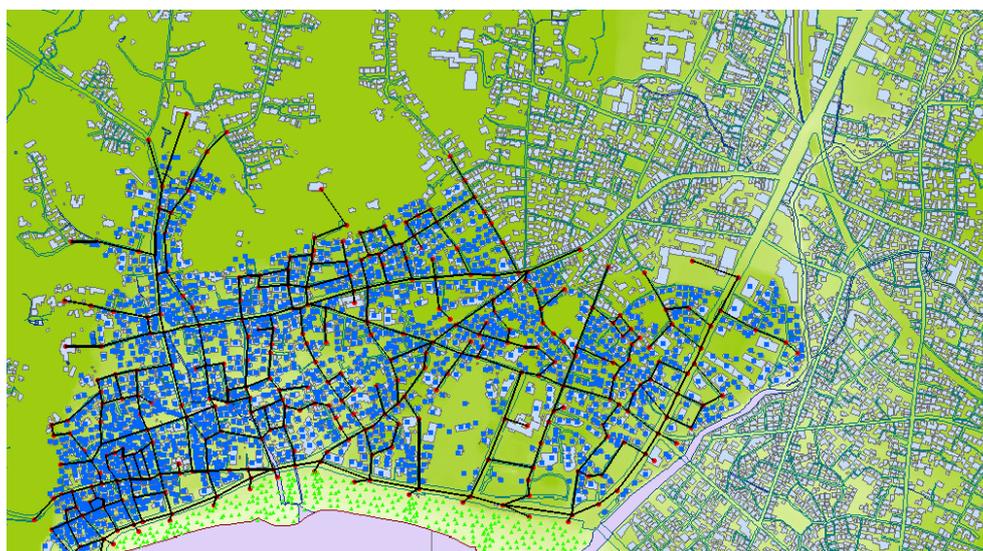


図-5.15 避難者の初期配置：青四角が建物、緑三角が砂浜、赤丸が交差点からの避難位置を示す。

(c) 解析ケース

解析ケースの一覧を表-5.6に示す。本研究では、来訪者数と来訪者行動の2つを変化させることで、来訪者の存在が全体の避難にどのように影響するかを検討した。来訪者数は、砂浜および交差点から避難開始するエージェント数の割合（表-5.6中の「来訪者率」）を調整することで変化させた。例えば、来訪者率を25%とした場合には、砂浜および交差点から避難するエージェント総数15,460人の内、3,865人（ $=0.25 \times 15,460$ ）が来訪者、建物から避難する地域住民5,778人と合わせて、17,373人（ $=0.75 \times 15,460 + 5,778$ ）が地域住民として避難行動を行うようになる。来訪者の行動は前述の通り2種類であり、どちらの行動を取るかの選択確率が調整可能である。本研究では他者を追跡する確率を0%（すなわち、すべて

の来訪者は標高の高い所に向かう) ~100% (すなわち, すべての来訪者は他者についていく (周りに避難者がいない場合は標高の高い所に向かう)) に変化させて解析を行った. なお, エージェントの中の 65 歳以上の割合は鎌倉市 (2015) の調査を元に 30 % と設定した (実際には, 乳幼児の存在などこれ以上に避難者を分類して計算することが望ましいが, 本研究では簡易化のため考慮していない.) 一般的に避難シミュレーションには, 計算の中にランダムな要素が含まれている (Ormerod and Rosewell, 2009). 本解析においても, 65 歳以上の避難者が配置される位置や, 来訪者の行動選択などにランダムな要素を組み込んでいたため, 解析結果も試行ごとに若干のばらつきがある. そこで本研究では, 各ケースの解析を 20 回試行し, その平均値をシミュレーション結果として採用することとした.

表-5.6 解析ケース一覧

ケース名	移動速度	来訪者行動 (他者追跡の選択 を取る確率)	来訪者数 (人) / 地域住民 (人) (来訪者率%)	避難開始時間
a01	一定速度	-	0 / 21238 (0%)	一斉避難 (地震発生 0 分後)
a02	式(5.1)~(5.3) *道路幅は一定	-	0 / 21238 (0%)	一斉避難 (地震発生 0 分後)
a03	式(5.1)~(5.3)	-	0 / 21238 (0%)	一斉避難 (地震発生 0 分後)
b01	式(5.1)~(5.3)	他者追跡率 0%	11595 / 9643 (75%)	一斉避難 (地震発生 0 分後)
b02	式(5.1)~(5.3)	他者追跡率 25%	11595 / 9643 (75%)	一斉避難 (地震発生 0 分後)
b03	式(5.1)~(5.3)	他者追跡率 50%	11595 / 9643 (75%)	一斉避難 (地震発生 0 分後)
b04	式(5.1)~(5.3)	他者追跡率 75%	11595 / 9643 (75%)	一斉避難 (地震発生 0 分後)
b05	式(5.1)~(5.3)	他者追跡率 100%	11595 / 9643 (75%)	一斉避難 (地震発生 0 分後)
c01	式(5.1)~(5.3)	他者追跡率 75%	3865 / 17373 (25%)	一斉避難 (地震発生 0 分後)
c02	式(5.1)~(5.3)	他者追跡率 75%	7730 / 13508 (50%)	一斉避難 (地震発生 0 分後)
c03	式(5.1)~(5.3)	他者追跡率 75%	15460 / 5778 (100%)	一斉避難 (地震発生 0 分後)
d01	式(5.1)~(5.3)	-	0 / 21238 (0%)	一斉避難 (地震発生 15 分後)
d02	式(5.1)~(5.3)	他者追跡率 0%	15460 / 5778 (75%)	一斉避難 (地震発生 15 分後)
d03	式(5.1)~(5.3)	-	0 / 21238 (0%)	一斉避難 (地震発生 30 分後)
d04	式(5.1)~(5.3)	他者追跡率 0%	15460 / 5778 (75%)	一斉避難 (地震発生 30 分後)
d05	式(5.1)~(5.3)	-	0 / 21238 (0%)	逐次避難
d06	式(5.1)~(5.3)	他者追跡率 0%	15460 / 5778 (75%)	逐次避難

5.3.2 解析結果

(a) 由比ガ浜地区における基本的な避難行動の分析 (a01～a03)

解析ケース a01～a03 の結果に着目する。これらは由比ガ浜地区における避難行動の基本的な特徴を分析するため実施した。そのため、来訪者は考慮せずに全てのエージェントが地域住民と仮定し解析を行った。各ケースの違いは移動速度の定義の仕方である。a01 では5.2.3 で述べた群集密度による速度低減を考慮せず、エージェントは周囲の状況によらず単独歩行速度（65歳以上：0.96 m/s，65歳以下：1.19 m/s）のまま移動を続けると仮定した。a02，a03 ではともに、群集密度による速度低減を考慮したが、群集密度を計算する際の道路幅の定義を変化させた。a02 では全ての道路幅を5mとして入力し，a03 では鎌倉市（2015）の情報を元に実際の道路幅を入力とした。なお、避難開始時間は地震発生直後とした。

各ケースの解析結果として、図-5.15 に避難完了率の時間変化を示す。また、表-5.7 に80%および100%のエージェントが避難を完了した時間（以降、80%の避難完了時間、100%の避難完了時間）を、20回の試行計算による標準偏差とともに示す。図-5.15に着目すると、移動速度を一定としたa01の場合、ほかのケースよりも避難完了時間が大幅に早くなっていることが分かる。例えば、a01の100%の避難完了時間はa03よりも55%短い（表-5.7）。このことは、由比ガ浜地区のように避難者数が多く道路幅が狭い地域を対象とする場合には、群集密度による速度低減効果を考慮しないと大幅に避難完了時間を過小評価する可能

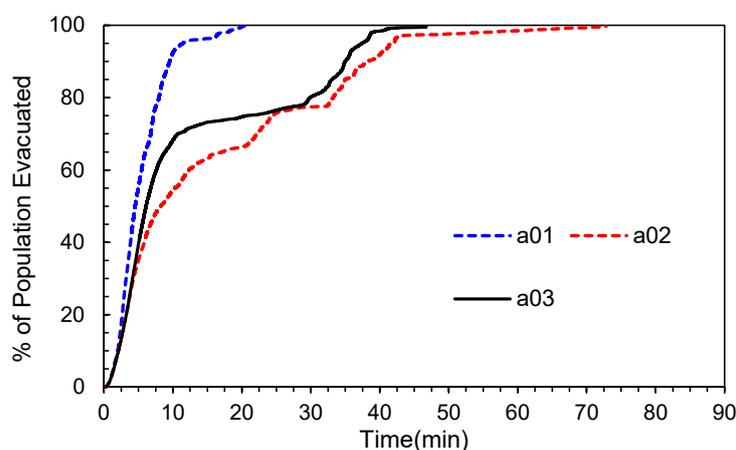


図-5.16 避難完了率の時間変化 (a01～a03)

表-5.7 80%、100%の避難完了時間 (a01～a03)

ケース名	80%の避難完了時間 (min)		100%の避難完了時間 (min)	
	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差
a01	7.98	0.01	20.80	0.04
a02	33.21	0.03	72.81	2.40
a03	29.85	0.89	46.72	3.66

性があることを示している。また、道路幅を5mの一定としたa02と実際の道路幅を用いて計算したa03を比較すると、a02の方が避難完了にかかる時間が長いことが分かる。例えば、100%の避難完了時間はa02の方がa03よりも56%も長い。これは由比ガ浜地区の実際の道路幅が概ね5mよりも広いためだと推察される。この結果は、群集密度による速度低減を考慮するには、実際の道路幅を用いて群集密度を計算することの重要性を示唆している。

図-5.17に各避難場所に避難したエージェント数を示す。a01～a03は全てのエージェントが地域住民であると仮定しているため、a01～a03の結果は全て同じになる。そのため図中にはa03の結果のみを示した。また、図-5.18に収容人数のある避難施設(B1～B6)について、解析結果でのエージェント数と収容可能人数の比を示す。同値が1.0であれば収容人数の限界に到達したことを、同値が小さければ収容人数に余りがあることを意味している。図-5.17に着目すると避難先にはかなりばらつきがあるが、相対的に比較するとC1への避難者数が多い。これは以下の理由による。砂浜の西側を避難開始位置とするエージェントの多くは、まずB1に向かう。しかし、図-5.18に示すように、B1は解析の途中で収容限界に到達する。したがって、B1に入ることができなかったエージェントはC1に向かうことにな

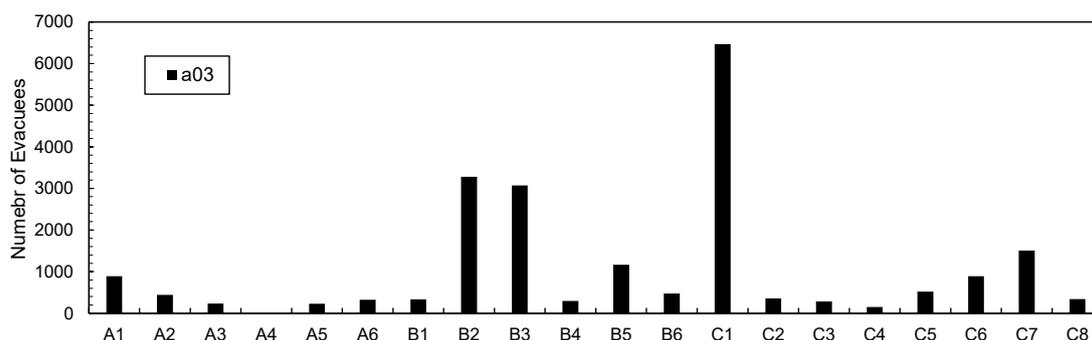


図-5.17 各避難場所に避難したエージェント数 (a03)

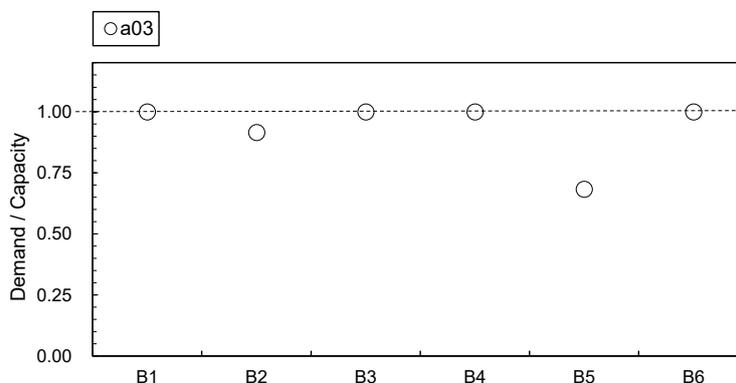


図-5.18 B1～B6の収容人数に対する避難エージェント数の割合 (a03) : 1.0に到達した避難施設は、収容人数の限界に到達していることを意味している。

る。C1の周辺には家屋が多く、元々多くの地域住民の避難先である。そのため、元々避難者が比較的多かった上にB1からの避難者が加わるため、C1のエージェント数が多くなったと考えられる。図-5.18に着目すると、B1以外にもB3、B4、B6が施設の収容限界に到達していることが分かる。本解析結果は一つのケーススタディの結果ではあるものの、これに従えば浸水範囲内の避難施設の半分以上が収容限界に到達する可能性が示された。

a03について、避難シミュレーション結果のスナップショットのうち、地震発生5分後、20分後、30分後を図-5.19に示す。なおここでは20回の試行結果のうち、代表的と思われる結果を示している（以降、スナップショットを示す場合も同様）。図-5.19(a)に示す通り、地震発生5分後には各避難場所の周辺にエージェントが密集している。ここで、図中に青色・橙色の点線で囲んだエージェントの行動に着目する。図-5.19(a)の青点線で囲んだエージェントは、B1を最初の避難先と設定しているエージェントである。しかし、解析開始後十数分でB1は収容限界に到達するため、多くのエージェントが避難先を変更し、図-5.19(a)(b)ではC1に向かって移動している。橙点線で囲んだエージェントは、最初はB3に向けて移動していた（図-5.19(a)）が、B3が収容限界に到達したため、図-5.19(b)ではB4に向かっている。しかし、B4も収容限界に到達するため、最終的にこのエージェントはC7に向かっている（図-5.19(c)）。こうした避難先を変化させたエージェントは、最終的な避難場所に到達するまでに多くの時間を必要とする。このことは、距離は短い収容人数の少ない施設に向かうのではなく、距離はあるが収容人数の多い避難場所に向かわせるなど、予め地域住民が向かうべき避難先について、収容人数の観点から戦略的に計画を立てておく必要性を示唆している。

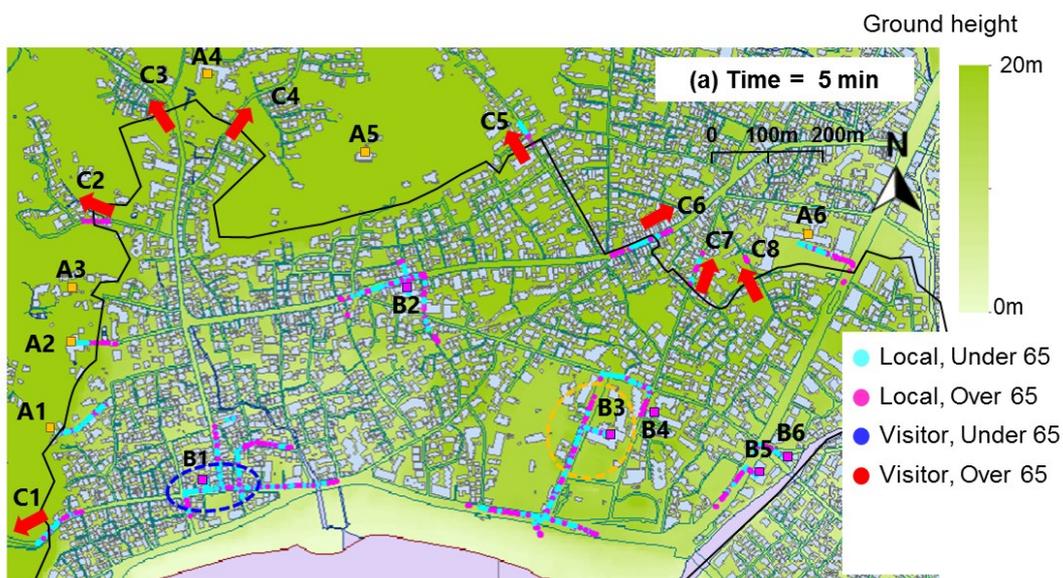


図-5.19 避難シミュレーション結果のスナップショット (a03)

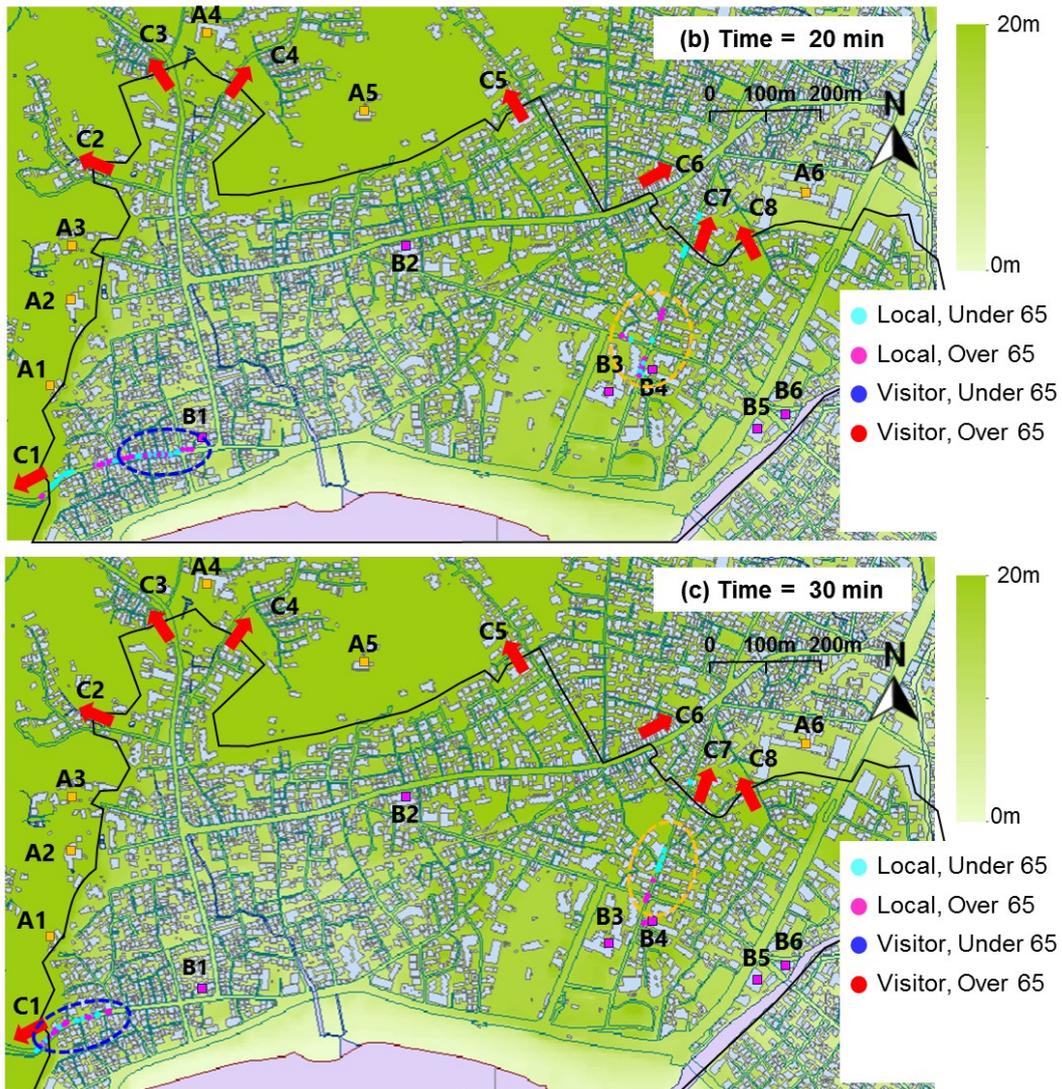


図-5.19 避難シミュレーション結果のスナップショット (a03) (つづき)

(b) 来訪者の行動の違いによる避難プロセスへの影響 (b01~b05)

b01~b05の結果に着目する。前述したように、本研究では来訪者の取る行動を2つに分け、その内どちらを選択するかを予め設定した選択確率に基づき決定する。ここで示すb01~b05においては、来訪者が他のエージェントを追跡する確率を0%~100%の範囲で25%ごとに設定した。各解析ケースの結果を比較することで、来訪者の行動の違いが避難プロセスに与える影響を分析した。他の解析条件(移動速度、来訪者の数、避難開始時間)については、全ケースで一定である(表-5.6参照)。

図-5.20にb01~b05についての避難完了率の時間変化を、表-5.8に80%、100%の避難完了時間を示す。また、図-5.21に各避難場所のエージェント数を、図-5.22に実際に避難したエージェントの数と収容人数の比率を示す。なお、比較のためa03(全エージェントが

地域住民)の結果も合わせて示している。

図-5.21 に着目すると、エージェントを追跡する確率が高くなればなるほど (b01→b05)、避難完了率の時間変化は a03 に近づいていることが分かる。また、各避難場所の避難者数、避難者数と収容人数の比率についても、追跡する確率が高くなるほど a03 の結果に近づいていることが確認できる。追跡行動が多ければ、当然地域住民と同様の行動をとるエージェントが多くなるためこの傾向は理解できる。表-5.9 に示す結果から 80 %の避難完了時間を比較すると、b01～b05 はいずれも a03 より避難完了時間が短い、100 %の避難完了時間を比較すると、逆に b01～b05 の方が a03 よりも長いことが分かる。この理由は、解析結果のスナップショットを見ると理解できる。図-5.23 に b01 について解析結果のスナップショットを示す。図-5.19 と図-5.23 を比較すると、同一時刻にも関わらず避難者の位置が大きく異なっており、特に地震発生 5 分後の結果を見ると b01 ではより広範囲に避難者が分布している。b01 は来訪者が他のエージェントを追跡する代わりに、標高の高い方へと避難する解析ケースである。そのため、a03 と比べると最も近くの避難場所に避難するエージェントの数が少なく、a03 では避難開始からすぐに避難施設の周辺 (B1 や B3 など) で激しい渋滞が発生するが、b01 ではその渋滞が顕著にならない。その結果、b01 ではエージェントの移動速度が小さくなりすぎず、相対的に遠くの避難場所を選ぶエージェントは多いものの移

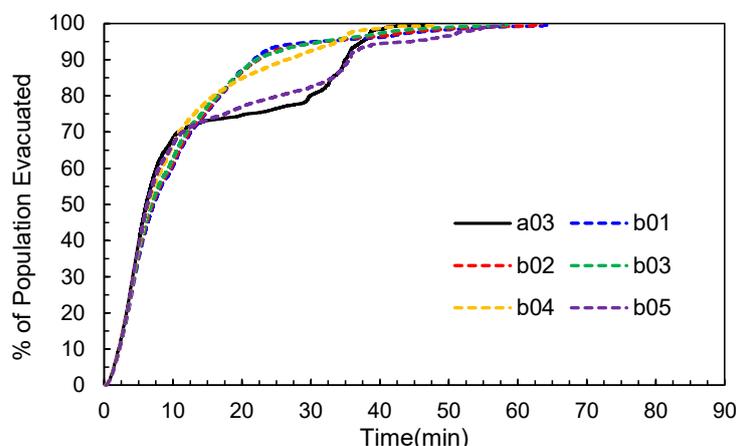


図-5.20 避難完了率の時間変化 (a03, b01~b05)

表-5.8 80%, 100%の避難完了時間 (a03, b01~b05)

ケース名	80%の避難完了時間 (min)		100%の避難完了時間(min)	
	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差
a03	29.85	0.89	46.72	3.66
b01	16.81	0.12	64.56	0.09
b02	16.59	0.16	63.46	1.40
b03	16.40	0.32	59.00	5.90
b04	15.90	0.43	48.34	6.70
b05	25.25	2.24	57.88	4.16

動速度が小さくなりすぎず、近くの避難場所に逃げるよりも早く避難場所へ到達するエージェントが多くいるのだと考えられる。一方、b01 の場合は、海岸から遠い位置にある C6 への避難を選択するエージェントが存在する。そのため、移動速度は小さくならないものの、距離が長いので避難完了には時間が必要になる。結果として、このエージェントが存在することで 100% の避難完了時間で比較すると、b01 の方が a03 よりも大きくなったのだと考えられる。

b01~b05 の結果を比較する。表-5.8 から b01~b04 では他者の追跡割合が高くなるにつれて、80% および 100% の避難完了時間が短くなっていることが分かる。このことは、他者を追跡する来訪者が多いほど、より早く避難を完了できる可能性を意味している。一方、b05 では 80% の避難完了時間は b01~b04 よりも大きく、100% の避難完了時間も b04 よりも大きくなっている。これは、他者を追跡する人数が多くなりすぎたため、避難場所周辺で激しい渋滞が発生し、その結果避難完了に至るまでの時間がより長くかかったことが原因と考えられる。このことは、他者を追跡する来訪者が多くなりすぎると、激しい渋滞が発生し、逆に避難にかかる時間を長くしてしまう可能性があることを示している。こうした検討結果は、来訪者をどのように安全場所へ誘導するか検討する上で重要な成果であると考えられる。

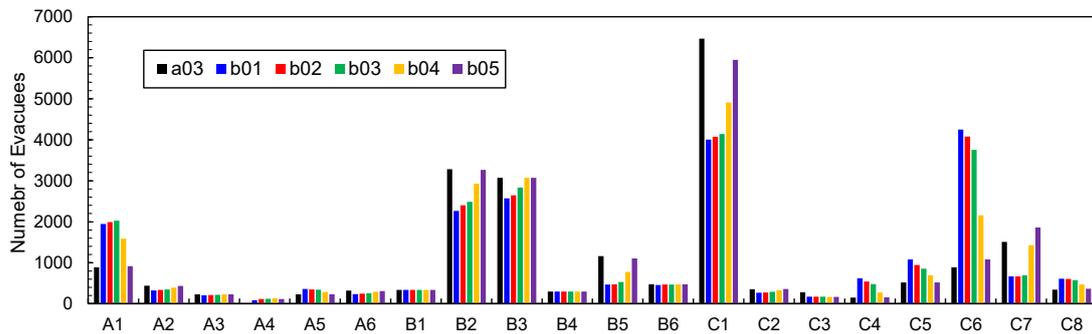


図-5.21 各避難場所に避難したエージェント数 (a03, b01~b05)

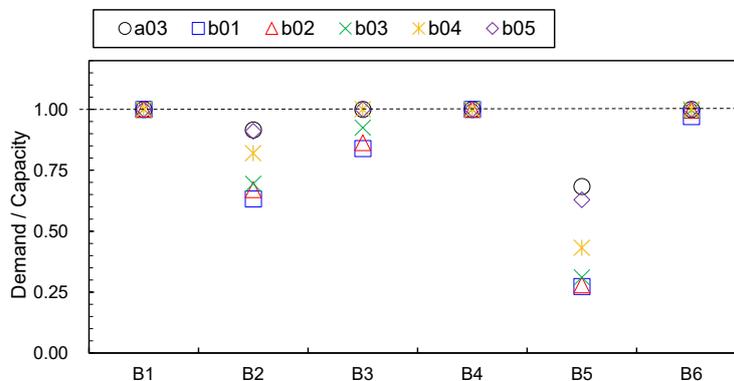


図-5.22 B1~B6 の収容人数に対する避難エージェント数の割合 (a03, b01~b05) : 1.0 に到達した避難施設は、収容人数の限界に到達していることを意味している。

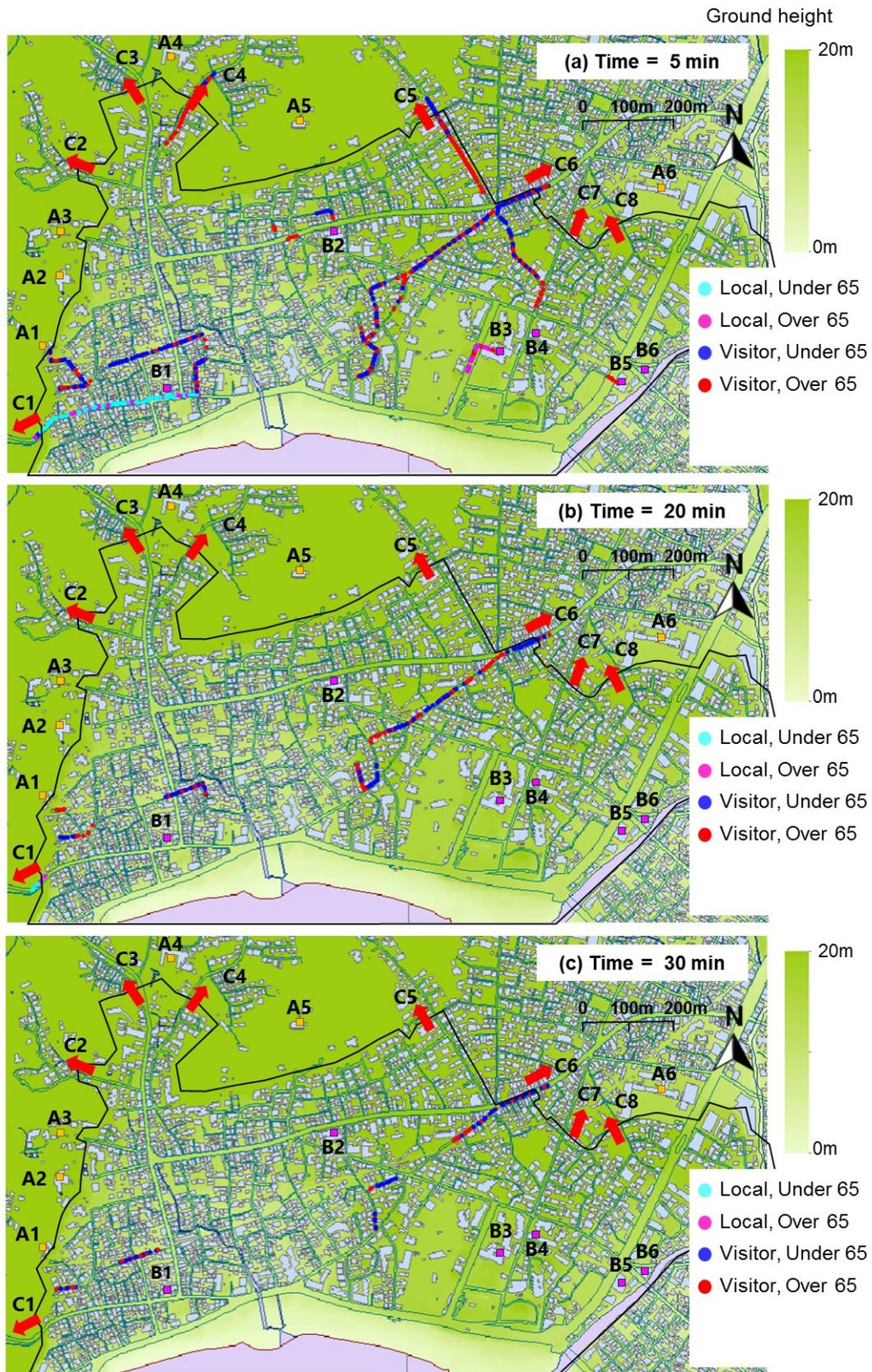


図-5.23 避難シミュレーション結果のスナップショット (b01)

(c) 来訪者の数が避難プロセスに与える影響 (b04, c01~c03)

b04, c01~c03 の結果に着目する。これらの解析ケースでは来訪者数を変化させ、それが避難プロセスにどのように影響するかを検討した。砂浜・交差点から避難を開始するエージェント 15,460 人のうち、25~100%の割合で来訪者が存在している (3,865~15,460 人) と仮定して計算を行った。来訪者の行動は全ケースで同一とし、75%の確率で他者を追跡するよう設定した。そのほかの解析条件は、表-5.6 に示した通りである。

図-5.24 に c01~c03, b04 についての避難完了率の時間変化を、表-5.9 に 80%, 100%の避難完了時間を示す。また、図-5.25 に各避難場所のエージェント数を、図-5.26 に実際に避難したエージェントの数と収容人数の比率を示す。なお、比較のため a03 (全エージェントが地域住民) の結果も合わせて示している。

図-5.24 に示すように、来訪者の数が少ない (c01) 場合、避難完了率の時間変化は a03 に近くなることが確認できる。来訪者の数が多い b04, c03 では、a03 よりも 100%の避難完了時間が長くなった。例えば、c03 は a03 よりも 100%の避難完了時間は 28%程度長いことが分かる。これは、遠くの避難場所 (C6) を目指す来訪者のエージェントが数多く存在しているためである。一方、80%の避難完了時間は b04, c03 の方が短い結果となった。来訪者が多いということは、エージェントの多くが最も近い避難場所を知らないことを意味する。そ

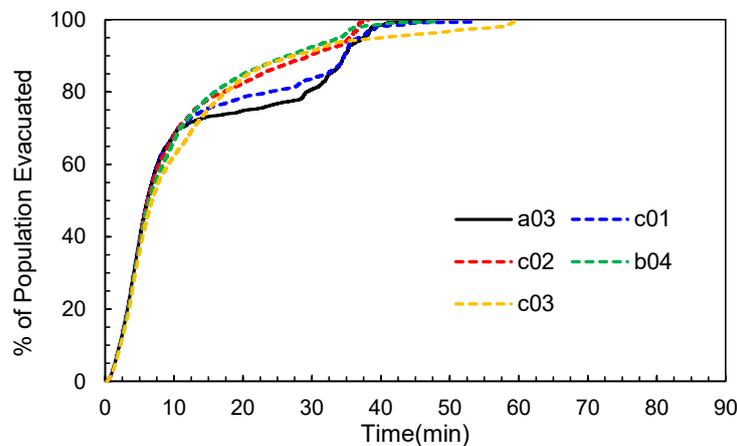


図-5.24 避難完了率の時間変化 (a03, b04, c01~c03)

表-5.9 80%, 100%の避難完了時間 (a03, b04, c01~c03)

ケース名	80%の避難完了時間 (min)		100%の避難完了時間(min)	
	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差
a03	29.85	0.89	46.72	3.66
c01	23.70	2.67	53.29	3.45
c02	17.16	0.73	38.12	1.11
b04	15.90	0.43	48.34	6.70
c03	17.55	0.86	59.69	4.34

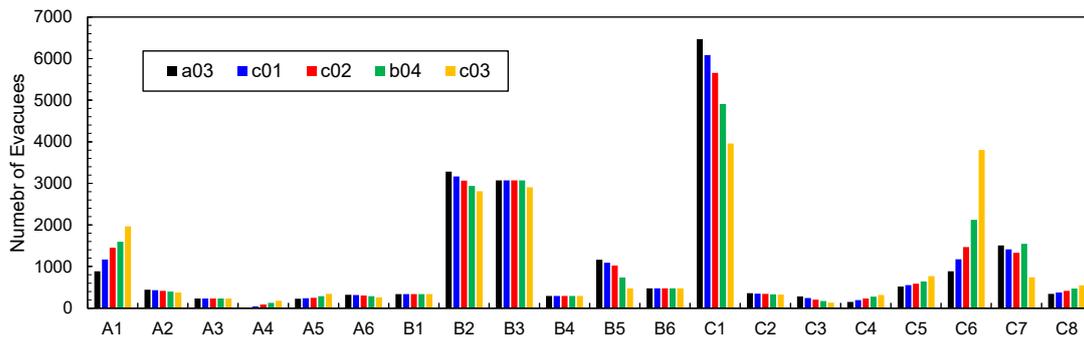


図-5.25 各避難場所に避難したエージェント数 (a03, b04, c01~c03)

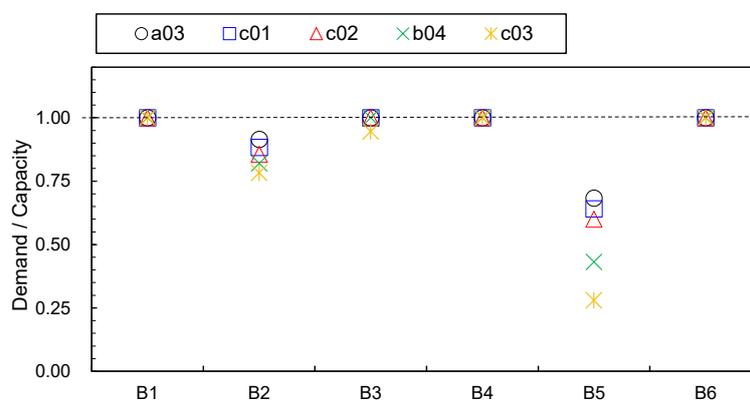


図-5.26 B1~B6の収容人数に対する避難エージェント数の割合 (a03, b04, c01~c03) : 1.0に到達した避難施設は、収容人数の限界に到達していることを意味している。

のため、エージェントが適度にばらついて行動し、特に避難開始初期の時間帯における避難場所付近の群集密度が小さくなり、一人ひとりの移動速度は大きくなる。その結果、近くの混雑した避難場所に向かうよりも、空いている遠い避難場所に向かう方が早く到達できたのだと考えられる。c02の結果に着目すると、80%と100%の避難完了時間はともにa03よりも短く、100%の避難完了時間はc01, b04, c03と比較しても短いことが分かる。この理由は以下の2つと考えられる。まず、このケースでは来訪者の数がb04, c03よりは少ないため、遠い避難場所(C6)に向かうエージェント数もb04, c03よりは少なくなる。したがってC6に向かうエージェントの移動速度が小さくならず、遠い避難場所であってもb04, c03よりは早く到達できるためである。もう一つは、c01よりは来訪者の数が多いため、避難時間を長くするもう一つの要因である、収容限界のため経路を変更するエージェント数(例えば、B3→B4→C7と移動するエージェント数)が、c01と比較して少なくなる。そのため、この経路を取るエージェントの移動速度も小さくなりすぎず、c01よりは早く避難場所に到達できるためである。

図-5.25, 図-5.26に着目すると、来訪者の数に応じて各避難場所のエージェント数、避難施設の収容人数に対するエージェント数の比率が変化していることが分かる。図-5.21, 図-

5.22 と合わせて考えると、来訪者の行動や数の違いは各避難場所への避難者数に大きく影響していることが分かる。収容限界に到達する施設・数も異なっており、これらのことは来訪者を考慮した避難シミュレーションを実施することが、避難の現状を把握する上で重要であることを示している。なお、本シミュレーション結果によれば、B1 と B4 は全てのケースで収容限界に到達した。つまり、これらの避難施設は収容限界に到達する可能性が相対的に高いと理解することができる。本解析結果を避難計画に反映するのであれば、これら避難施設の周辺に新たな避難施設を用意するか、あらかじめ多くの避難者が向かわないように誘導しておくといった対応が考えられる。

(d) 人的被害の評価 (d01~d06)

これまでの解析ケースでは、避難開始時間をいずれも地震発生直後と設定していた。同条件下においては、津波による人的被害は発生しなかった。これは、仮に来訪者が多くいる状況下でも、すべての避難対象者が地震発生後直ちに避難を開始すれば、慶長型地震津波による人的被害は発生しないことを意味している。一方で、こうした即座の避難は理想的ではあるものの、現実的には困難であると考えられる (Yun and Hamada, 2012)。そこで、避難開始時間を変化させた解析 (d01~d06) を実施した。避難開始時間の定義として、5.2.5 に示した2つの「一斉避難」と1つの「逐次避難」を設定とした。用いた避難開始時間の定義を、図-5.27 に示す。図中、青・赤点線は一斉避難、黒線は逐次避難のケースを示す。一斉避難では、地震発生15分後と30分後の一斉避難の2つを考慮した。逐次避難では、エージェントの平均避難開始時間が地震発生30分後となるように設定した。これら3種類の避難開始時間の条件下で、来訪者を考慮しない場合と考慮する場合の解析を1つずつ行い、人的被害の違いを検討した。来訪者を考慮したケースでは、他者の追跡確率を75%、来訪者数の比率を75%とした。そのほかの解析条件は表-5.6 に示す通りである。

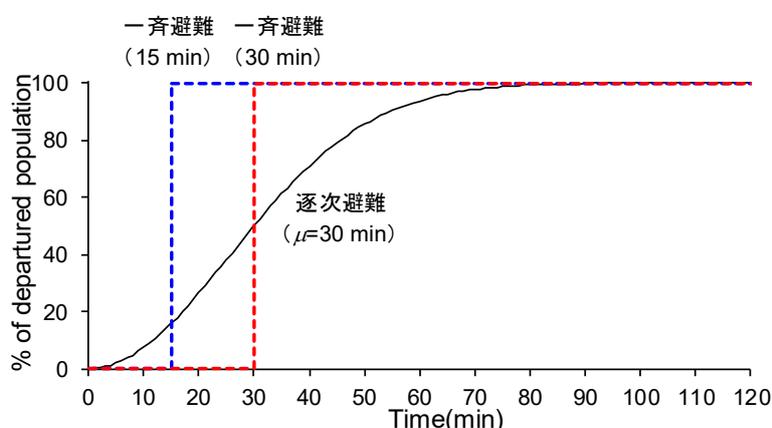


図-5.27 避難開始率の定義

図-5.29 に d06 について、解析結果のスナップショットを示す。d06 は、避難開始条件は逐次避難で、来訪者を考慮した解析ケースである。図からわかるように、まず地震発生 35 分後に津波の第 1 波が来襲し、それにより砂浜にいたエージェントの多くが死亡している（図-5.29(a)中、黒丸のエージェント）。このことは、慶長型地震津波の場合、地震発生 35 分後までに砂浜から避難を行う必要があることを示している。来訪者も多い砂浜周辺からいかに早く人を避難させるかは大きな課題である。地震発生 55 分後、75 分後に発生する人的被害（図-5.29(b)(c)）は第 2 波、第 3 波によるものである。第 2 波で由比ガ浜地区の西部で大きな人的被害が発生し、第 3 波でさらに大きな人的被害が発生している様子が確認できる。本解析で犠牲になったエージェントの多くは、津波避難開始前および津波避難開始直後のエージェントであった。このことから、人的被害の抑制には津波避難開始をいかに早くするかが重要であることが確認された。

図-5.28 に各ケースにおける死亡率の比較を示す。まず逐次避難（Delayed Start）の結果を比較する（d05, d06）。来訪者を考慮しない場合（d05）と考慮した場合（d06）の死亡率は、ともに 19 %程度であり両者に大きな違いは見られない。これは死亡者の多くが、津波避難開始前か避難開始直後であり、地域住民と来訪者の行動の違いが顕著になる前に死亡と判定されたためと考えられる。一斉避難（d01, d02 および d03, d04）の結果を比較すると、来訪者を考慮しない場合と考慮した場合で大きく結果が異なることが分かる。15 分後に一斉避難するケースを見ると、d01 では死亡者が発生しないのに対して d02 では死亡者が発生する。d02 ではすべてのエージェントが浸水範囲から脱出するのに d01 よりも時間がかかる。そのため、d01 では津波来襲時にすべてのエージェントが浸水域から脱出しているが、d02 ではいくらかのエージェントが残っているため、死亡者が生じたのだと考えられる。一方、30 分後に一斉避難するケースでは、来訪者を考慮しない d03 の方が d04 よりも 3 倍近く死亡率が大きい。d03 では、すべてのエージェントが最寄りの避難施設に向かうため、B1

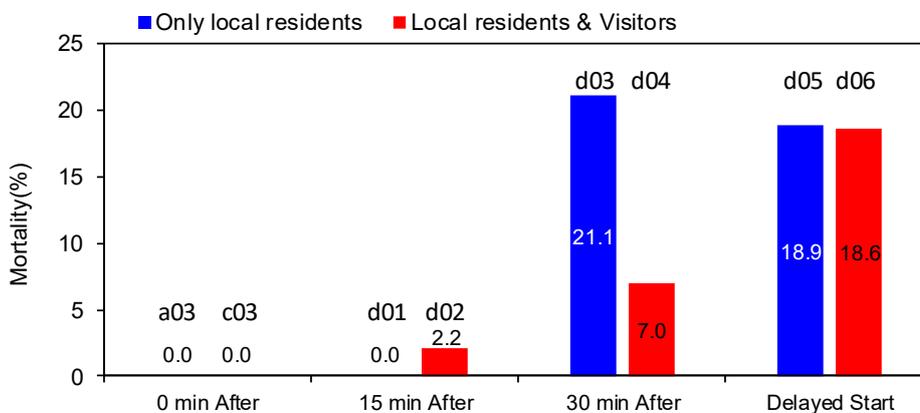


図-5.28 死亡率の比較

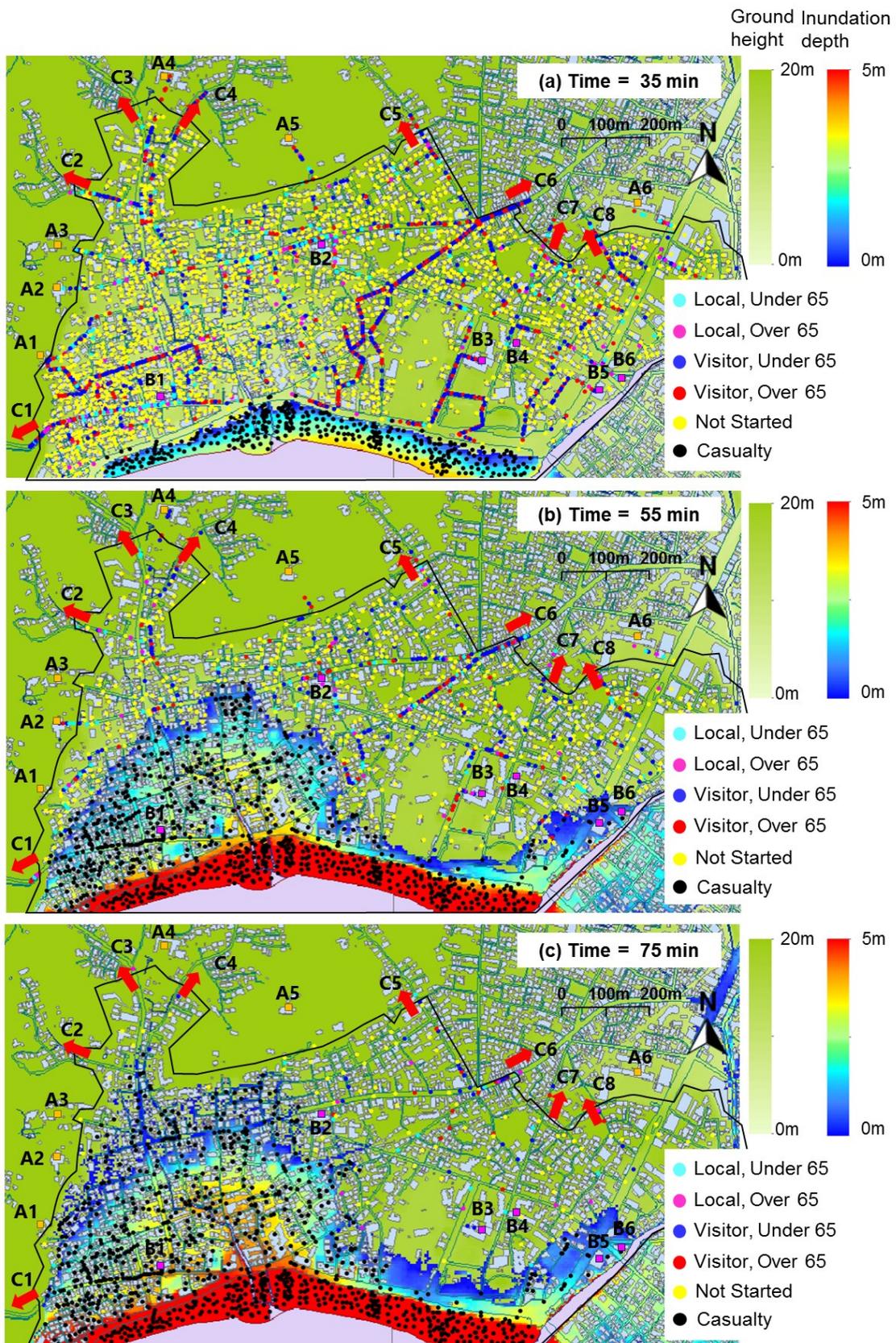


図-5.29 避難シミュレーション結果のスナップショット (d06)

に避難するエージェントが相対的に多くなる。しかし、B1は第2波の来襲により即座に浸水するため、この周辺にいるエージェントが死亡者と判定される。

以上のことから、人的被害の評価についても、来訪者を考慮しない場合と考慮する場合は結果が大きく異なることがわかった。

5.4 まとめ

本章では、来訪者の存在・行動が津波避難にどのように影響するかを検討した。

まず、これを検討するため、マルチエージェントシステムに基づく津波避難シミュレーションモデルを構築した。構築したモデルの中には、地域住民と来訪者の行動の違いが組み込まれているほか、群衆密度に応じた移動速度の変化や避難施設の収容人数に応じた避難先の変更、避難者ごとの避難開始時間の違いなど、津波避難において重要な要素が考慮されている。

次に、構築した避難シミュレーションモデルを、国内の代表的な観光地であり、津波来襲の危険性もある神奈川県鎌倉市由比ガ浜地区に適用した。来訪者の行動や数、避難開始時間などを変化させ、合計17ケースの解析を実施した。その結果、来訪者を考慮した場合としない場合や来訪者の行動を変化させた場合には、解析結果に大きな違いが生じることがわかった。特に、来訪者の存在・行動は、避難完了率の時間変化や渋滞が発生する箇所（道路位置）、各避難施設への避難者数に大きく影響することが明らかとなった。また、人的被害の算出においても来訪者を考慮した場合としない場合で明確な違いが生じることがわかった。

以上のことから、沿岸部の観光地において津波に対する避難計画を検討する際には、来訪者の存在を考慮することの重要性を示した。しかし、本章の中でも述べたように来訪者を含む避難者の行動を完全に反映させた解析を行うことは、現段階では困難である。そのため、本研究で実施したような来訪者の行動を確率的に与える、来訪者の人数を変化させる、といった複数のケーススタディを行うことが重要だと考える。複数のケーススタディを実施することで、収容人数の限界に到達する可能性が高い施設や、渋滞が発生する可能性が高い道路など、津波避難時の危険箇所を確率的に把握することが可能となり、より合理的な対策案を講じることができると考える。

第6章 結論

津波による被害を軽減するためには、陸上部での津波の氾濫過程と避難者の避難行動を分析・評価することが重要である。しかしながら、管路を介した津波の溢水氾濫による浸水や来訪者の避難行動を評価する解析技術は確立されておらず、津波対策上の課題となっている。本研究では、これらの課題に着目し、津波の陸上氾濫と避難行動予測に関する解析技術を高度化することで、これらを評価・分析可能な数値解析手法を提案した。以下に、各章で得られた結論を示す。

第2章では、津波による溢水氾濫と来訪者の津波避難に関する既往研究について述べた。津波による溢水氾濫については、まず津波の伝播・陸上氾濫に関する解析手法を概観し、護岸からの越流による陸上氾濫と比較して津波による溢水氾濫の研究事例が少ないことを示した。次に、水路内の水位変動を解析する手法と管路を介した溢水氾濫に関する研究事例について整理した。これによれば、水路内を解析する手法には、非定常1次元管路流れモデルを用いる手法、スロットモデルを用いる手法、3次元モデルを用いる手法があることがわかった。最後に、津波による溢水氾濫を対象とした数値解析手法として、非定常1次元管路流れモデルを改良した解析モデル、スロットモデルと平面2次元モデルを連成させた解析モデル、3次元解析モデルを用いる手法が提案されていることを示した。一方、これら既往の解析手法はいずれも課題を抱えており、津波による溢水氾濫現象を十分な精度で、かつ実務に供するだけの解析負荷で評価できる手法は構築されていないことがわかった。来訪者の津波避難の既往研究を整理する上では、まず過去の津波災害で見られた津波避難の実態をまとめた。その結果、いずれの事例においても避難しない人が一定数存在していたこと、避難する場合でも全員が地震発生からすぐ避難開始するわけではないこと、避難の遅れが津波による被災の可能性を高めることなど、津波避難に関わる重要な事項や課題を確認した。次に、避難シミュレーションに関する研究事例を概観し、最後に来訪者の避難行動に関する既往研究について整理した。その結果、来訪者の津波避難に関する既往研究はアンケート調査に基づくものが多く、来訪者の行動が避難完了時間や人的被害の算定に及ぼす影響について避難シミュレーションを用いて検討した例はほとんど見当たらないことがわかった。

第3章では、津波による溢水氾濫現象に着目し、立坑からの溢水量やそれに伴う陸上部の氾濫過程を定量的に評価可能な数値解析手法を構築した。まず、溢水量の解析を行う管路溢水解析モデルを導出した。同モデルは、一般にサージ解析に用いられる非定常1次元管路流れモデルを基礎としており、立坑接続部に生じる局所的な圧力差を考慮している点に特徴がある。構築した解析モデルの妥当性は単純管路、管路網、取放水路を対象とした3種

の水力実験と比較することで検証した。検証の結果、局所的な圧力差を考慮していないサージ解析モデルでは立坑からの溢水量が適切に算定できないのに対し、これを考慮した本解析モデルでは良好に溢水量を算定できることを示した。これは、溢水時には立坑接続部に生じる局所的な圧力差が無視できないほど大きくなるためであり、この影響を適切に考慮することが溢水現象の再現には重要であることを明らかにした。次に、構築した管路溢水解析モデルをさらに改良し、溢水量と陸上氾濫を連成して計算可能な解析モデルを構築した。解析モデルの中では、立坑と陸上の接続部における流量の受け渡しと、それに伴う管路内の圧力水頭変化をモデル化している。溢水氾濫を対象とした水力実験を実施し、連成解析モデルによる再現解析を試みた結果、実験結果を過大・過小評価するケースがあったが、浸水範囲や浸水深時系列は実験結果と概ねよく一致することを確認した。以上のことから、本章で構築した数値解析手法の妥当性が確認され、一般的な津波の陸上氾濫解析では考慮できない管路溢水による浸水の危険性を定量的に評価することが可能となった。

第4章では、津波による溢水氾濫の危険性を評価するため、第3章で構築した管路溢水・陸上氾濫連成解析モデルを実在する臨海施設に適用した。解析においては、対象地域に仮想の防潮堤を設置し、仮想の津波を作用させた。防潮堤高・津波波形を変化させ、合計10ケースの解析を行った。解析の結果、まず津波による溢水氾濫は津波高が大きく継続時間が長いほど、浸水範囲や浸水深が大きくなることを確かめた。解析結果によれば、津波高が大きく継続時間も長い津波が来襲した場合には、津波による溢水氾濫のみによる浸水でも浸水深が1 m以上に到達することがわかった。このことから、津波による溢水氾濫は避難行動の妨げになるほか、建物に浸水被害を及ぼす危険性があることが明らかになった。また、継続時間が短い津波であっても、それが繰り返し来襲する場合には浸水深が徐々に大きくなることを確認した。さらに、防潮壁を越流する規模の津波を来襲させた解析ケースの結果によれば、防潮壁からの越流よりも数分先に津波による溢水氾濫が生じることがわかった。越流した津波による浸水深と溢水氾濫による浸水深を比較すれば、後者の浸水深は小さいものの、50 cm程度の浸水深とはなることから避難行動が阻害される可能性は十分に考えられる。避難行動に遅れが生じれば、越流した津波に巻き込まれる可能性が高くなり、人的被害のリスクが増大する。以上のことから、津波による溢水氾濫が持つ危険性は小さくなく、避難行動の妨げや建物などの浸水被害に繋がる可能性が明らかになった。

第5章では、来訪者の存在・行動が津波避難にどのように影響するかを検討した。まず、これを検討するため、マルチエージェントシステムに基づく津波避難シミュレーションモデルを構築した。構築したモデルの中には、地域住民と来訪者の行動の違いが組み込まれているほか、群衆密度に応じた移動速度の変化や避難施設の収容人数に応じた避難先の変更、避難者ごとの避難開始時間の違いなど、避難のプロセスを分析・評価する上で重要な要素が考慮されている。次に、構築した避難シミュレーションモデルを、国内の代表的な観光地で

あり、津波来襲の危険性もある神奈川県鎌倉市由比ガ浜地区に適用した。来訪者の行動や数、避難開始時間などを変化させ、合計17ケースの解析を実施した。その結果、来訪者を考慮した場合としない場合や来訪者の行動を変化させた場合には、解析結果に明確な違いが生じることがわかった。特に、来訪者の存在・行動は、避難完了率の時間変化や渋滞が発生する箇所（道路位置）、各避難施設への避難者数に大きく影響することが明らかとなった。また、人的被害の算出においても来訪者を考慮した場合としない場合で明確に違うことがわかった。以上のことから、沿岸部の観光地において津波に対する避難計画を検討する際には、来訪者の存在を考慮することの重要性を示した。

最後に、上記の結論を踏まえて今後の課題を示す。陸上氾濫解析手法の高度化では、管路を介した津波による溢水氾濫を対象とした解析手法を構築したが、管路内の水の流れの解析には非定常の一次元管路流れモデルを用いているため、厳密には自由水面を持つ開水路には適用できない。開水路状態を考慮した解析手法を開発することで、より詳細に津波による溢水氾濫現象を再現できると考える。避難行動予測手法の高度化では、来訪者考慮した避難シミュレーションモデルを構築したが、来訪者の行動には多くの仮定が含まれている。来訪者の津波避難に関する研究を蓄積し、より現実に近い避難状況を再現できるようモデルを更に高度化していく必要がある。

参考文献

- 青木伸一・有田守・加藤茂・田中雄二（2005）：渥美半島太平洋岸の海岸利用者に対する津波防災上の問題点，海岸工学論文集，第 52 巻，pp. 1266-1270.
- 秋山壽一郎・重枝未玲・草野浩之（2012）：都市域浸水・減災対策検討シミュレータによる飯塚市街地の浸水被害評価，土木学会論文集 B1（水工学），Vol. 68, No. 4, pp. 1063-1068.
- 秋山壽一郎・重枝未玲・田邊武司（2009）：下水道網を考慮した飯塚市街地の氾濫解析，水工学論文集，第 53 巻，pp. 829-834.
- 有川太郎・野地徹・平野弘晃・遠藤雅人（2016）：防護施設の津波避難に及ぼす影響に関する考察，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol. 72, No. 2, pp. I_1561-I_1566.
- 池澤広貴・下園武範・佐藤慎司（2015）：非静水圧を考慮した鉛直積分型越流モデルの開発，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol. 71, No. 2, pp. I_7-I_12.
- 石垣泰輔・戸田圭一・馬場康之・井上和也・中川一（2006）：実物大模型を用いた地下空間からの避難に関する数値解析，水工学論文集，第 50 巻，pp. 583-588.
- 伊藤一教・織田幸伸・高山百合子・古田敦史（2010）：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.
- 伊藤一教・片倉徳男・大黒雅之（2011）：津波による水位低下時の取水路内における流況解析，第 66 回土木学会年次学術講演会講演概要集，II-215, pp. 429-430.
- 岩瀬浩之・深沢雅人・後藤智明（2001）：ソリトン分裂波の砕波変形に関する水理実験と数値計算，海岸工学論文集，第 48 巻，pp. 306-310.
- ウェザーニュース（2011a）：「東日本大震災」調査結果 2011 年 4 月 28 日，http://weathernews.com/ja/nc/press/2011/pdf/20110428_2.pdf，2016 年 12 月参照.
- ウェザーニュース（2011b）：東日本大震災津波調査，https://weathernews.jp/ip/info/tsunami2011_research/，2016 年 12 月参照.
- 白澤秀昭・今村文彦・首藤伸夫（1995）：津波時の避難数値シミュレーション法の開発，土木学会東北支部技術研究発表会（平成 8 年度），IV-41, pp. 430-431.
- 宇野喜之・嶋原康子・岡安章夫（2015）：津波人的被災リスク評価のための群衆避難シミュレーションの開発，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol. 71, No. 2, pp. I_1615-I_1620.
- 宇野喜之・嶋原康子・岡安章夫（2016）：群衆避難モデルを用いた津波減災対策の地区別選択に関する研究，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol. 72, No. 2, pp. I_1573-I_1578.
- 大石祐介・今村文彦・菅原大助・古村孝志（2016）：津波解析における信頼性の高い市街地浸水モデルに関するスパコンを用いた検討，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol. 72,

No. 2, pp. I_409-I_414.

大谷英夫・酒井雅史・石野和男・荒川茂樹・水向直人 (1998) : 放水路内の段波による立坑の水位変動現象と段波の抑止方法, 水工学論文集, 第 42 巻, pp. 667-672.

大谷英夫・東江隆夫・石野和男 (2013) : 放水槽を有する放水路の水位変動特性とその計算方法, 水工学論文集, 第 43 巻, pp. 467-472.

小笠原敏記・中畑摩耶・松林由里子・堺茂樹 (2011) : 2011 年東北地方太平洋沖地震における住民避難行動に関する現地調査－和歌山県串本町を対象として－, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol. 69, No. 2, pp. I_37-I_42.

大上俊之・山本祐輔・豊田政史・小山茂 (2014) : マルチエージェントモデルを用いた河川氾濫時の避難行動シミュレーション, 土木学会論文集 F6 (安全問題), Vol. 70, No. 2, pp. 123-128.

岡田光正, 吉田勝行, 柏原士郎, 辻正矩 (1977) : 建築と都市の人間工学, 鹿島出版会, pp.16-28.

織田幸伸・伊藤一教 (2012) : 津波を対象とした水理実験のための造波装置の検討, 第 67 回土木学会年次学術講演会講演概要集, II-191, pp. 381-382.

織田幸伸・伊藤一教・古田敦史 (2010) : 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講演概要集, II-008, pp. 15-16.

片田敏孝・桑沢敬行 (2006) : 津波に関わる危機管理と防災教育のための津波災害総合シナリオ・シミュレータの開発, 土木学会論文集 D, Vol.62, No.3, pp.250-261.

加藤史訓・諏訪義雄 (2011) : 2010 年チリ地震津波からの釧路市民の避難に関する調査, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 67, No. 2, pp. 1271-1275.

加藤周平・下園武範・岡安章夫 (2009) : 個体行動特性を考慮したハイブリッド群衆津波避難シミュレーション, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 65, No. 1, pp. 1316-1320.

金井昌信・片田敏孝 (2012) : 2011 年東北地方太平洋沖地震津波襲来時における津波避難意思決定構造の把握, 災害情報, No.10, pp. 91-102.

神奈川県 (2015) : 津波浸水想定について (解説), 27p., <http://www.pref.kanagawa.jp/cnt/f532320/>, 2016 年 4 月参照.

鎌倉市 (2015) : 鎌倉市津波避難計画, 24p., <https://www.city.kamakura.kanagawa.jp/sougoubousai/documents/01-1tunamikeikaku.pdf> URL, 2016 年 5 月参照.

紙野桂人 : 人のうごきと街のデザイン, 彰国社, pp. 128-132, 1980.

川池健司・清水篤・馬場康之・中川一・武田誠 (2011) : 下水道を含めた氾濫模型実験による内水氾濫解析モデルの検証, 土木学会論文集 B1 (水工学), Vol. 67, No. 4, pp. 985-990.

河田恵昭 (1994) : 1992 年インドネシア・フローレス島地震津波及び 1993 年北海道南西沖

- 地震津波の調査, 京都大学防災研究所年報, 第 37 号, pp. 145-167.
- 河田恵昭・長谷川茂樹 (1994): 地震津波警報の伝達と避難マニュアルについて, 海岸工学論文集, 第 41 巻, pp. 1186-1190.
- 気象庁 (2010): 平成 22 年 2 月 27 日のチリ中部沿岸の地震で発表した津波警報・注意報について, <http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/tsunamihyoka/20100227chile/>, 2016 年 12 月参照.
- 気象庁 (2011): 平成 23 年 (2011 年) 東北地方太平洋沖地震で発表した津波警報・注意報について, <http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/tsunamihyoka/20110311Tohokuchihoutaiheiyuoki/index.html>, 2016 年 12 月参照.
- 木村幸一郎・伊原貞敏 (1937): 建物内における群集流動状態の観察, 日本建築学会大会論文集, No.5, pp. 307-316.
- 熊谷兼太郎 (2013): 2011 年東北地方太平洋沖地震津波の避難行動への津波避難シミュレーションの適用性, 国土技術政策総合研究所資料, No. 742, 22p.
- 熊谷兼太郎 (2014): 2011 年東北地方太平洋沖地震津波の避難行動の津波避難シミュレーションによる再現性の検証, 土木学会論文集 D3 (土木計画学), Vol. 70, No. 5, pp. 187-196.
- 桑沢敬行・細井教平・片田敏孝 (2015): 津波避難場所の誘導効果とそれを踏まえた設置場所のあり方に関する研究, 土木学会論文集 D3 (土木計画学), Vol. 71, No. 3, pp. 117-126.
- 構造計画研究所 (2016): Artisoc 4.0, <http://mas.kke.co.jp>, 2016 年 9 月参照.
- 国土交通省 (2013): 津波避難を想定した避難路, 避難施設の配置及び避難誘導について (第 3 版), 230p., <http://www.mlit.go.jp/common/000233464.pdf>, 2016 年 12 月参照.
- 国土地理院 (2016): 基盤地図情報 ダウンロードサービス, <http://fgd.gsi.go.jp/download/menu.php>, 2016 年 10 月参照.
- 後藤仁志・原田英治・久保有希・酒井哲郎 (2004): 個別要素法型群衆行動モデルによる津波時の避難シミュレーション, 海岸工学論文集, 第 51 巻, pp. 1261-1265.
- 小柳雄揮・有川太郎 (2016): 津波避難シミュレーションを用いた津波避難タワーの効果の検討, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 72, No. 2, pp. 1567-1572.
- 佐藤隆宏 (1999): 水平管内気液二相流における流動と圧力変動に及ぼす出口水位条件の影響, 電力中央研究所報告, U99021.
- 佐藤方彦 (1992): 人間工学基準数値数式便覧, 技法堂出版, pp. 285-288, 1992.
- 首藤伸夫 (1993): 北海道南西沖地震に伴う津波とその教訓, 土木学会誌, 第 78 巻, 第 9 号 pp. 2-17.
- 消防庁 (2010): チリ中部沿岸を震源とする地震による津波について (第 19 報),

- <http://www.fdma.go.jp/bn/data/011003071542404313.pdf>, 2016年12月参照.
- 消防庁 (2016) : 平成 23 年 (2011 年) 東北地方太平洋沖地震 (東日本大震災) について (第 154 報), 40p., <http://www.fdma.go.jp/bn/higaihou/pdf/jishin/154.pdf>, 2016年12月参照.
- 杉本晃洋・大年邦雄・石垣泰輔・島田広昭 (2011) : 海水浴場利用者の津波防災意識に関する研究, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 67, No. 2, pp. I_1266-I_1270.
- 関根正人 (2011) : 住宅密集地域を抱える東京都心部を対象とした集中豪雨による内水氾濫に関する数値解析, 土木学会論文集 B1 (水工学), Vol. 67, No. 2, pp. 70-85.
- 関根正人・大野龍馬 (2011) : 複雑な構造をもつ地下鉄駅構内の浸水時避難行動解析と避難誘導, 土木学会論文集 B1 (水工学), Vol. 67, No. 4, pp. 961-966.
- 関根正人・浅井晃一 (2015) : 神田川流域を対象とした豪雨による浸水・氾濫に関する数値予測, 土木学会論文集 B1 (水工学), Vol. 71, No. 4, pp. 1429-1434.
- 関根正人・古木雄・関根貴広 (2015) : 東京都心部の内水氾濫と大規模地下空間浸水の危険度に関わる数値解析, 土木学会論文集 B1 (水工学), Vol. 71, No. 4, pp. 1435-1440.
- 関根正人・本山量啓・中村淳 (2007) : 浸水時の地下空間からの避難行動に関する数値シミュレーション, 水工学論文集, 第 51 巻, pp. 547-552.
- 鮎川登・栗崎夏代子・富田強・大淵真志 (1996) : 放水路の管水路状態の非定常流の数値計算, 土木学会論文集, No. 545 / II-36, pp. 55-67.
- 田岡洋・河内友一・入江彰・吉岡一郎・佐藤隆宏 (2013) : 既設揚水発電所における揚水・発電同時運転に関する水理検討, 土木学会論文集 B1 (水工学), Vol. 69, No. 4, pp. 673-678.
- 高橋俊彦・福山貴子・新保裕美・秋山義信・田中昌宏・池谷毅 (2013) : 津波氾濫シミュレーションの水理模型実験による検証, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol. 69, No. 1, pp. 22-32.
- 武田誠・高橋俊彦・長尾佳幸・平山康典・松尾直規 (2012) : 都市域の内水氾濫モデルの検討と浸水時対策への応用について, 土木学会論文集 B1 (水工学), Vol. 68, No. 4, pp. 1015-1020.
- 田中岳・渡部靖憲・中津川誠 (2013) : 2011 年東北地方太平洋沖地震に対する北海道沿岸域住民の避難行動調査, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 69, No. 1, pp. 48-63.
- 田村誠・田林雄・Frank Hiroshi Ling・安島清武・三村信男・安原一哉 (2013) : 津波発生時の避難行動解析 : 2011 年東北地方太平洋沖地震における茨城県での津波避難, 日本地震工学論文集, 第 13 巻, 第 4 号, pp. 19-37.
- 近田洋輔・原田美知子 (2013) : 被災者の心理に基づく津波避難シミュレーション, 情報処理学会研究報告, Vol. 2013-IS-126, No. 8, pp. 1-8.
- 中央防災会議 (2010) : 災害教訓の継承に関する専門調査会報告書 1960 年チリ地震津波,

- 219p.
- 中央防災会議 (2011) : 東北地方太平洋沖地震を教訓とした地震・津波対策に関する専門調査会報告, 44p., <http://www.bousai.go.jp/kaigirep/chousakai/tohokukyokun/pdf/houkoku.pdf>, 2016年11月参照.
- 辻原治 (2010) : CA による避難行動シミュレーションのための解析モデル作成の自動化に関する研究, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 66, No. 1, pp. 270-277.
- 照本清峰 (2013) : 観光地における津波避難体制の課題とあり方に関する一考察—白浜町・白良浜地域における津波避難訓練をもとにした検討—, 都市計画論文集, Vol. 48, No. 3, pp. 795-800.
- 電力土木技術協会編 (1985) : 火力・原子力発電所土木構造物の設計, pp. 759-844.
- 東京大学新聞研究所「災害と情報」研究班 (1985) : 1983年5月日本海中部地震における災害情報の伝達と住民の対応—秋田県の場合—, 331p.
- 戸川喜久二 (1955) : 群衆流の観測に基づく避難施設の研究, 建築研究所報告, p. 16.
- 土木学会編 (1971) : 水理公式集 [昭和46年改訂版], 土木学会, p. 265.
- 土木学会編 (1985) : 水理公式集 [昭和60年版], 土木学会, p. 288.
- 土木学会編 (1999) : 水理公式集 [平成11年版], 土木学会, pp.374-377.
- 土木学会 (津波特定テーマ委員会) (2011) : 第1回報告会 (2011/5/10) 資料, http://committees.jsce.or.jp/2011quake/system/files/110510_tsunami.pdf, 2016年11月参照.
- 内閣府 (2005) : 津波避難ビル等に係るガイドライン, 68p.
- 内閣府 (2011) : 東日本大震災における被害額の推計について, 3p., <http://www.bousai.go.jp/2011daishinsai/pdf/110624-1kisya.pdf>, 2016年12月参照.
- 内閣府 (2012) : 東日本大震災時の地震・津波避難に関する住民アンケート調査 [主な調査結果], 86p., http://www.bousai.go.jp/jishin/tsunami/hinan/pdf/20121221_chousa1_1.pdf, 2016年12月参照.
- 内閣府 (2015) : 南海トラフの巨大地震モデル検討会において検討された震度分布・浸水域等に係るデータ提供について, http://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/model/data_teikyou.html, 2016年5月参照.
- 内閣府・消防庁 (2010) : チリ中部沿岸を震源とする地震による津波避難に関する緊急住民アンケート調査 調査結果, 35p., http://www.fdma.go.jp/disaster/chiikibousai_kento/04/03_6.pdf, 2016年12月参照.
- 内閣府・消防庁・気象庁 (2011) : 平成23年東日本大震災における避難行動等に関する面接調査 (住民) 分析結果, 東北地方太平洋沖地震を教訓とした地震・津波対策に関する専門調査会第7回会合資料, pp.62-89, http://www.fdma.go.jp/neuter/topics/houdou/h22/2204/220413_1houdou/03_houdoushoryou.pdf, 2016年12月参照.

- 日本下水道協会編 (2013) : 下水道施設計画・設計指針と解説 2009 年前編. 日本下水道協会, 467p.
- 橋本貴之・今村文彦 (2010) : 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, 津波研究報告, 第 27 号, p. 91-95.
- 平井真砂郎・道上正規・檜谷治 (1988) : 地下水路系システムにおける実用的な水理解析手法, 水工学論文集, 第 42 巻, p. 829-834.
- 廣井脩・中村功・中森広道 (1993) : 巨大津波と避難行動—奥尻島青苗地区で何が起こったか—北海道南西沖地震調査報告 (1), 月間消防, 第 15 巻, 第 12 号, pp.9-15.
- 藤間功司 (2004) : 津波による被害と教訓, 海洋開発論文集, 第 20 巻, pp. 1-4.
- 古田敦史・伊藤一教・織田幸伸 (2011) : 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.
- 牧野嶋文泰・今村文彦・安倍祥 (2015) : 歩者混在を考慮した津波避難シミュレーションの開発—2011 年東日本大震災での気仙沼市での検証—, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 71, No. 2, pp. I_1645-I_1650.
- 増本憲司・川中龍児・石垣泰輔・島田広昭 (2010) : 観光地海岸利用者の津波に対する避難行動と避難意思決定に関する研究, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 66, No. 1, pp. 1316-1320.
- 松林由里子・川崎彩日・小笠原敏記・堺茂樹 (2012) : 2011 年東北地方太平洋沖地震にともなう小・中学校の津波避難行動, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 69, No. 2, pp. I_1321-I_1325.
- 三上卓 (2014) : 東日本大震災の津波犠牲者に関する調査分析—山田町・石巻市—, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 70, No. 4, pp. 908-915.
- 水木千春, 平川一臣 (2011) : 2011 年 3 月 11 日東日本大震災発生時における北海道日高・十勝沿岸域住民の津波に対する意識と避難行動, 地理学論集, No. 86, pp. 97-107.
- 水橋光希・田島芳満・佐藤慎司・佐貫宏 (2013) : 地下管路との水の流出入を考慮した津波氾濫モデルの構築, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 69, No. 2, pp. I_396-I_400.
- 宮野道雄・望月利男 (1988) : 1946 年南海地震の被害追跡調査—津波被災地における人的被害と人間行動—, 総合都市研究, 第 35 号, pp. 75-86.
- 村嶋陽一・越村俊一・岡秀行・村田泰洋・藤間功司・杉野英治・岩淵洋子 (2012) : 非線形分散波理論モデルによる東北地方太平洋沖地震津波のソリトン分裂の再現, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 68, No. 2, pp. I_206-I_210.
- 安田誠宏・畑山満則・島田広昭 (2016) : 津波避難に対するサーファーの意識の全国調査, 社会安全学研究, 第 6 号, pp. 61-80.
- 山本正昭・中山鉄巖・坂井淳・三橋宏次 (1985) : 日本海中部地震津波による漁港内の漁船

- 被害, 第 32 回海岸工学講演会論文集, pp. 460-464.
- 横浜市 (2016): 横浜市行政地図情報提供システム, <http://www.city.yokohama.lg.jp/index.asp?dtp=7&bdt=6>, 2016 年 10 月参照.
- 横山秀史・目黒公郎・片山恒雄 (1993): 人間行動シミュレーションによる地下街の安全性評価に関する研究, 生産研究, 45 巻, 3 号, pp. 230-233.
- 吉岡昭雄 (1978): 歩行者交通と歩行空間(II)―歩行速度・密度・交通量について―, 交通工学, Vol. 13, No. 5, pp. 41-53.
- 吉田健一・松林由里子・小笠原敏記・堺茂樹 (2011): チリ地震津波発生時における岩手県内の避難行動に関するアンケート調査結果, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 67, No. 2, pp. I_1256-I_1260.
- 渡辺偉夫 (1998): 日本被害津波総覧[第 2 版], 東京大学出版会, 238p.
- Abdellatif, M., Atherton, W., Alkhattar, R., Osman, Y. (2015): Flood risk assessment for urban water system in a changing climate using artificial neural network, *Natural Hazards*, 79, pp. 1059-1077. doi: 10.1007/s11069-015-1892-6
- Arce, R. S. C., Onuki, M., Esteban, M., Shibayama, T. (2017): Risk Awareness and intended evacuation behavior of international tourist in Kamakura city, Japan, *International Journal of Disaster Risk Reduction*, 23, pp.178-192. doi:10.1016/j.ijdrr.2017.04.005
- Bisht, D. S., Chatterjee, C., Kalakoti, S., Upadhyay, P., Sahoo, M., Panda, A. (2016): Modeling urban floods and drainage using SWMM and MIKE URBAN: a case study, *Natural Hazards*, 84, pp. 749-776. doi:10.1007/s11069-016-2455-1
- Chaudhy, M. H. (2013): *Applied Hydraulic Transients*, Van Nostrand Reinhold, 1979.
- Chen, A. L., Hammond, M. J., Djordjevic, S., Butler, D., Khan, D. M., Veerbeek, W. (2016): From hazard to impact: flood damage assessment tools for mega cities, *Natural Hazards*, 82, pp. 857-890. doi:10.1007/s11069-016-2223-2
- Dawson, R. J., Peppe, R., Wang, M. (2011): An agent-based model for risk-based flood incident management, *Natural Hazards*, 59, pp. 167-189. doi:10.1007/s11069-011-9745-4
- Dijkstra, J., Timmermans, H. J. P., Jessurun, J. (2000): A multi-agent cellular automata system for visualising simulated pedestrian activity, *Proceedings of the Fourth International Conference on Cellular Automata for Research and Industry: Theoretical and Practical Issues on Cellular Automata*, pp. 29-36.
- Epstein, J. M., Axtell, R. (1996): *Growing artificial societies: social science from the bottom up*, Cambridge, MA: MIT press.
- FEMA (2008): Guidelines for design of structures for vertical evacuation from tsunamis, Federal Emergency Management Agency, Washington, 604p.

- Helbing, D., Buzna, L., Johansson, A., Werner, T. (2005) Self-organized pedestrian crowd dynamics experiments, simulations, and design solution, *Transportation Science*, 39(1), pp. 1-24.
- International Atomic Energy Agency (IAEA) (2015): The Fukushima Daiichi accident, Technical Volume 2 Safety Assessment, 186p., <http://www-pub.iaea.org/MTCD/Publications/PDF/AdditionalVolumes/P1710/Pub1710-TV2-Web.pdf>, Accessed December 2016.
- Ito, K., Oda, Y., Furuta, A., Takayama, Y. (2012) Simulation of inundation caused by tsunami via underground channels, *Proceedings of 33th International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, pp. 1517-1529.
- Japan Nuclear Safety Institute (2013): Responses to the Tohoku–Pacific Ocean Earthquake and Tsunami at the Onagawa Nuclear Power Station and Tokai No.2 Power Station (report), 46p., http://www.genanshin.jp/english/news/data/report_OnTk.pdf, Accessed December 2016.
- Knoblauch, R., Pietrucha, M., Nitzburg, M., (1996): Field studies of pedestrian walking speed and start-up time, *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1538, pp. 27-38.
- Laufer, Y. (2003): Age- and gender-related changes in the temporal –spatial characteristics of towards and backwards gaits, *Physiotherapy Res. Int*, 8(3), pp. 131-142.
- Liu, Z., Szyniszewski, S., Guest, J. K., Schafer, B. W., Igusa, T., Mitrani-Reiser, J. (2016): Agent-Based Simulation of Building Evacuation after an Earthquake: Coupling Human Behavior with Structural Response, *Nat. Hazards Rev*, 17(1):04015019, pp. 1-14.
- Mah, D. Y. S., Putuhena, F. J., Lai, S. H. (2011): Modelling the flood vulnerability of deltaic Kuching City, Malaysia, *Natural Hazards*, 58, pp. 865-875. doi:10.1007/s11069-011-9731-x
- Makinoshima, F., Imamura, F., Abe, Y. (2016): Behavior from tsunami recorded in the multimedia sources at Kesennuma city in the 2011 Tohoku Tsunami and its simulation by using the evacuation model with pedestrian-car interaction, *Coastal Engineering Journal*, 58(4):1640023 (28 pages). doi:10.1142/S0578563416400234.
- Mas, E., Adriano, B., Koshimura, S. (2013): An integrated simulation of tsunami hazard and human evacuation in La Punta, Peru, *Journal of Disaster Research*, 8(2), pp. 285-295.
- Mas, E., Koshimura, S., Imamura, F., Suppasri, A., Muhari, A., Adriano, B. (2015): Recent Advances in Agent-Based Tsunami Evacuation Simulations: Case Studies in Indonesia, Thailand, Japan and Peru, *Pure and Applied Geophysics*, 172, pp. 3409-3424. doi:10.1007/s00024-015-1105-y
- Mas, E., Suppasri, A., Imamura, F., Koshimura, S. (2012): Agent-based simulation of the 2011 Great East Japan Earthquake/Tsunami evacuation: An integrated model of tsunami inundation and evacuation, *Journak of Natural Disaster Science*, 34(1), pp. 41-57.
- Matyas, C., Srinivasan, S., Cahyanto, I., Thapa, B., Pennington-Gray, L., Villegas, J. (2011): Risk perception and evacuation decisions of Florida tourists under hurricane threats: a stated preference analysis, *Natural hazards*, 59, pp. 871-890.

- Mauro, D. M., Megawati, K., Cedillos, V., Trucker, B. (2013): Tsunami risk reduction for densely populated Southeast Asian cities: analysis of vehicular and pedestrian evacuation for the city of Padang, Indonesia, and assessment of interventions, *Natural Hazards*, 68, pp. 373-404. doi: 10.1007/s11069-013-0632-z
- Mikami, T., Shibayama, T., Esteban, M., Matsumaru, R. (2012): Field Survey of the 2011 Tohoku Earthquake and Tsunami in Miyagi and Fukushima Prefecture, *Coastal Engineering Journal*, 54(1):125011 (26 pages). doi:10.1142/S0578563412500118
- Mori, N., Takahashi, T., The 2011 Tohoku Earthquake Tsunami Joint Survey Group (2012): Nationwide Post Event Survey and Analysis of the 2011 Tohoku Earthquake Tsunami, *Coastal Engineering Journal*, 54(1):1250001 (27 pages). doi:10.1142/S0578563412500015
- Naser, M., Jada'an, K., Qdais, S. A., Faris, H. (2014): Developing Population Behavioral Parameters Influencing Earthquake Disaster Preparedness and Planning: A Genetic Algorithm Approach., *Life Sci J*, 11(10), pp. 424-431.
- Okada, Y. (1985): Surface deformation due to shear and tensile faults in a half-space, *Bull Seismol Soc Am*, 75(4), pp. 1135-1154.
- Ogasawara, T., Matsubayashi, Y., Sakai, S., Yasuda, T. (2012): Characteristics of the 2011 Tohoku Earthquake and Tsunami and its impact on the northern Iwate coast., *Coastal Engineering Journal*, 54(1):1250003 (16 pages). doi:10.1142/S0578563412500039
- Older, S. J. (1968): Movement of pedestrian on footways in shopping streets, *Traffic Engineering and Control*, 10(4), pp. 160-163.
- Ormerod, P., Rosewell, B. (2009): Validation and Verification of Agent-Based Models in the Social Sciences., In: Squazzoni, F. (ed) *Epistemological Aspects of Computer Simulation in the Social Sciences*, Springer, Berlin Heidelberg, pp. 130-140.
- Pan, X., Han, C. S., Dauber, K., Law, K. H. (2007): A multi-agent based framework for the simulation of human and social behaviors during emergency evacuations., *AI & Soc*, 22, pp. 113-132. doi:10.1007/s00146-007-0126-1
- Pushkarev, B. S. (1975): *Urban space for pedestrian.*, Cambridge, MA: MIT press.
- Riad, J. K., Norris, F. H., Ruback, R. B. (1999): Predicting Evacuation in Two Major Disasters: Risk Perception, Social Influence, and Access to Resources., *J Appl Social Psychol*, 29(5), pp. 918-934. doi:111/j.1559-1816.1999.tb00132.x
- Rittichainuwat, B. N. (2013): Tourists' and tourism suppliers' perceptions toward crisis management on tsunami, *Tourism Management*, 34, pp. 112-121.
- Shibayama, T., Esteban, M., Nistor, I., Takagi, H., Dahn, Thao. N., Matsumaru, R., Mikami, T., Aranguiz, R., Jayaratne, R., Ohira, K. (2013a): Classification of Tsunami and Evacuation Areas., *Nat Hazards*, 67(2), pp. 365-386. doi:10.1007/s11069-013-0567-4

- Shibayama, T., Ohira, K., Takabatake, T. (2013b): Present and Future Tsunami and Storm Surge Protections in Tokyo and Sagami Bays., *Proceedings of the 7th International Conference on Asian and Pacific Coasts (APAC 2013)*, pp. 764-766.
- Shijo, R., Tsukuda, Y., Sato, T., Higuchi, K., Kudo, S., Ishizaki, J., Shimizu, S., Mase, H. (2016): Tsunami Simulation by 3D Model Around a Power Station Due to the 2011 Tohoku Earthquake., *Coastal Engineering Journal*, 58(4):1640014 (18 pages). doi: 10.1142/S0578563416400143
- Shimozono, T., Sato, S. (2016): Coastal vulnerability analysis during tsunami-induced levee overflow and breaching by a high-resolution flood model., *Coastal Engineering*, pp. 116-126.
- Takahashi, S. (2009): Example of tsunamis and tsunami disasters., In: Murata, S., Imamura, F., Kato, S., Kawata, Y., Takahashi, S., Takayama, T. (eds), *TSUNAMI: To Survive from Tsunami*, World Scientific, Shingapore, pp. 13-18.
- Tokyo Electric Power Company (TEPCO) (2011), Approach 1: Restoration of devastated thermal power station., http://www.tepco.co.jp/en/torikumi/thermal/popup_01.html#s03, Accessed December 2016.
- Wang, H., Mostafizi, A., Cramer, L. A., Cox, D., Park, H. (2016): An agent-based model of a multimodal near-field tsunami evacuation: Decision-making and life safety., *Transportation Research Part C*, 64, pp. 86-100. doi:10.1016/j.trc.2015.11.010
- Yamao, S., Esteban, M., Yun, N. Y., Mikami, T., Shibayama, T. (2015): Estimation of the current risk to human damage life posed by future tsunamis in Japan., In: Esteban, M., Takagi, H., Shibayama, T. (eds) *Handbook of Coastal Disaster Mitigation for Engineers and Planners*, Butterworth-Heinemann (Elsevier), Oxford, pp. 257-274.
- Yeh, H. (2010): Gender and Age Factors in Tsunami Casualties., *Nat Hazards Rev*, 11(1), pp. 29-34. doi:10.1061/(ASCE)1527-6988(2010)11:1(29)
- Yun, N. Y., Hamada, M. (2012): Evacuation Behaviors in the 2011 Great East Japan Earthquake., *Journal of Disaster Research*, 7(7), pp. 458-467. doi: 10.20965/jdr.2012.p045.

研究業績一覧

(a) 論文

1. Takabatake, T., Shibayama, T., Esteban, M., Ishii, H., Hamano, G. (2017): Simulated tsunami evacuation behavior of local residents and visitors in Kamakura, Japan., *International Journal of Disaster Risk Reduction*, 23, pp.1-14.
2. 高嶋知行・織田幸伸・伊藤一教・本田隆英 (2016) : 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.
3. 三上貴仁・荒木優介・田中直樹・妹尾光平・高嶋知行・柴山知也 (2017) : 2016年11月22日福島県沖地震における津波避難に関する一考察ー宮城県塩釜市の聞き取り調査よりー, 自然災害科学 (印刷中).
4. 高嶋知行・織田幸伸・伊藤一教・本田隆英 (2015) : 津波来襲時に取放水路天端に作用する圧力評価手法の研究, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 71, No. 2, pp. I_259-I_264.
5. 高嶋知行・織田幸伸・伊藤一教・本田隆英 (2015) : 水路を介した津波による溢水と陸域氾濫の連成解析, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol. 71, No. 2, pp. I_521-I_526.
6. 高嶋知行・織田幸伸・伊藤一教・本田隆英 (2014) : 管路網を対象とした津波の逆流による溢水解析と溢水特性に関する研究, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 70, No. 2, pp. I_341-I_345.
7. 織田幸伸・本田隆英・高嶋知行 (2014) : 陸上構造物に働く津波波力の時系列評価に関する研究, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 70, No. 2, pp. I_796-I_800.
8. 本田隆英・織田幸伸・伊藤一教・石井裕泰・高嶋知行 (2014) : 貧配合セメント混合土を用いた海岸堤防の粘り強さに関する実験的研究, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 70, No. 2, pp. I_981-I_985.
9. 本田隆英・織田幸伸・伊藤一教・小尾博俊・高嶋知行 (2014) : 柱状構造物に作用する津波漂流物の荷重評価に関する基礎研究, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 70, No. 2, pp. I_961-I_965.
10. 高嶋知行・伊藤一教・織田幸伸・本田隆英 (2014) : 津波来襲時に取放水路天端に作用する揚圧力に関する基礎的研究, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol. 70, No. 2, pp. I_462-I_467.
11. 本田隆英・織田幸伸・伊藤一教・渡辺征晃・高嶋知行 (2014) : ピロティ構造を対象とした津波波力に関する実験的研究, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol. 70, No. 2, pp. I_456-I_461.

12. 高島知行・本田隆英・織田幸伸・伊藤一教 (2013) : 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. 2, pp. I_381- I_385.
13. 星野さや香・柴山知也・Miguel ESTEBAN・高木泰士・三上貴仁・高島知行 (2013) : 東京湾における高潮被災予測と沿岸防護手法の提案, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol. 69, No. 2, pp. I_994- I_999.
14. 高島知行・柴山知也 (2012) : 東京港における高潮・津波の危険予測, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.69, No.2, pp. I_894- I_899.

(b) 講演

1. Takabatake, T., Oda, Y., & Ito, K. (2016): A Study on uplift pressures of tsunami acting on ceilings of water channels., Proceedings of the 35th International Conference on Coastal Engineering, Antalya, Turkey.
2. 伊藤一教・高島知行・小俣哲平 (2016) : 取放水路に作用する津波の衝撃揚圧力低減方法, 第 71 回土木学会年次学術講演会, 東北大学.
3. Oda, Y., Honda, T., Ito, K. & Takabatake, T. (2016): Study on estimation of run-up tsunami force acting on a vertical structure., Proceedings of the 7th Civil Engineering Conference in the Asian Region (CECAR7), Hawaii, USA.
4. Honda, T., Oda, Y., Ito, K., Ishii, H. & Takabatake, T. (2015): A study on tenacity of coastal dikes constructed by clay and lean cement mixed soil against tsunami overflow., Proceedings of the Coastal Structures & Solutions to Coastal Disasters Joint Conference, Boston, USA.
5. 高島知行・織田幸伸・伊藤一教・本田隆英 (2015) : 津波により取放水路天端に作用する圧力の再現解析, 第 70 回土木学会年次学術講演会, 岡山大学.
6. Takabatake, T., Honda, T., Oda, Y., & Ito, K. (2014): Simulation of inundation disasters by tsunami via underground drainage channel network., Proceedings of the 24th International Ocean and Polar Engineering Conference (ISOPE), Busan, Korea.
7. Honda, T., Oda, Y., Ito, K., Watanabe, M. & Takabatake, T. (2014): An experimental study on the tsunami pressure acting on piloti-type buildings., Proceedings of the 34th International Conference on Coastal Engineering (ICCE), Seoul, Korea.
8. Laknath, D.P.C., Ito, K., Honda, T. & Takabatake, T. (2014): Storm surge simulation in Nagasaki during the passage of 2012 typhoon Sanba., Proceedings of the 34th International Conference on Coastal Engineering (ICCE), Seoul, Korea.
9. 高島知行・織田幸伸・伊藤一教・本田隆英 (2014) : 数値流体解析ツール OpenFOAM の津波波力実験への適用性検討, 第 69 回土木学会年次学術講演会, 大阪大学.
10. Shibayama, T., Ohira, K. & Takabatake, T. (2013): Present and future tsunami and storm surge protections in Tokyo and Sagami bays., Proceedings of the 7th International Conference on Asian

and Pacific Coasts (APAC), Bali, Indonesia.

11. 高島知行・織田幸伸・伊藤一教・本田隆英 (2013) : 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会, 日本大学.
12. 本田隆英・高島知行・織田幸伸・伊藤一教 (2013) : 津波による発電所取放水路からの溢水に対する取放水流量の影響, 第 68 回土木学会年次学術講演会, 日本大学.
13. Ohira, K., Shibayama, T., Esteban, M., Mikami, T., Takabatake, T. & Kokado, M. (2012): Comprehensive numerical simulation of waves caused by typhoon using a meteorology-wave-storm surge-tide coupled model., Proceedings of 33rd International Conference on Coastal Engineering (ICCE), Santander, Spain.
14. Hoshino, S., Esteban, M., Mikami, T., Takabatake, T. & Shibayama, T. (2012): Comprehensive numerical simulation of waves caused by typhoon using a meteorology-wave-storm surge-tide coupled model., Proceedings of 33rd International Conference on Coastal Engineering (ICCE), Santander, Spain.
15. 柴山知也・高島知行 (2012) : 東京湾の津波と減災対策, 平成 24 年度日本沿岸域学会, 東北大学.
16. Hoshino, S., Esteban, M., Mikami, T., Takabatake, T. & Shibayama, T. (2011): Effect of sea level rise and increase in typhoon intensity on coastal structures in Tokyo bay., Proceedings of the 6th International Conference on Coastal Structures, Yokohama, Japan.
17. 高島知行・柴山知也 (2010) : スリランカにおける高潮危険予測, 第 18 回地球環境シンポジウム, 東京理科大学.

(c) 著書

1. Mikami, T. & Takabatake, T. (2014): Evaluating Tsunami Risk and Vulnerability along the Vietnamese Coast. In Thao, N. D., Takagi, H. & Esteban, M., Coastal Disasters and Climate Change in Vietnam, Elsevier, pp. 303-319.

(d) その他

【技術報告】

1. 高島知行・織田幸伸・伊藤一教・本田隆英 (2014) : 臨海施設の BCP を対象とした津波による溢水解析モデルの構築, 大成建設技術センター報, 第 47 号, pp. 34_1-34_7.
2. 織田幸伸・高島知行 (2014) : 平面水槽における津波水理実験のための造波装置の導入, 大成建設技術センター報, 第 47 号, pp. 33_1-33_5.
3. 高島知行・本田隆英・織田幸伸・伊藤一教 (2013) : 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, 大成建設技術センター報, 第 46 号, pp. 37_1-37_6.

4. ラクナス D.P.C.・伊藤一教・本田隆英・高島知行 (2013) : 台風 1216 号による長崎県の高潮を対象とした数値シミュレーション, 大成建設技術センター報, 第 46 号, pp. 40_1-40_8.

【特許】

1. 高島知行 (2016) : 特願 2016-61155, 揚圧力低減構造, 出願中.
2. 高島知行 (2015) : 特開 2015-200068, 水上構造物に対する揚圧力の低減構造, 公開中.

謝辞

本論文を提出するにあたり、主査として懇切丁寧にご指導ご鞭撻を賜りました早稲田大学教授・柴山知也先生に深甚なる謝意を表します。修士課程を卒業後、実務の世界にいた筆者が、大学へ戻ることを快諾してくれた先生の存在がなければ、本論文が完成することはありませんでした。幅広い知識や物事を多面的かつ深く捉える洞察力、新しい道を切り拓く行動力、そして何よりも前向きな姿勢を兼ね備える先生の姿は、私が理想とする研究者そのものであり、少しでも先生に近づけるように今後も努力を重ねていきたいと思えます。

早稲田大学教授・榊原豊先生ならびに早稲田大学教授・関根正人先生には、大変お忙しい中、本論文の副査として貴重なお時間を頂きました。実務の世界に出て、先生方の研究に触れる機会が幾度もあり、その度に先生方の研究レベルの高さや、社会での信頼性の高さを知ることができました。また、お二人ともに廊下などでお会いした際には、温かくお声をかけて頂いたことが、私にとって刺激となり、また励みとなりました。ここに深く感謝致します。

本論文の一部である津波による溢水氾濫の研究は、筆者が大成建設株式会社技術センターに在籍していた時に、中心的に行ったものです。同研究を遂行するにあたり、大成建設海洋水理チームの皆様には、多大なるご指導やご協力を頂きました。伊藤一教博士、織田幸伸博士、本田隆英博士には、研究の進め方から論文の書き方、社会人としての振る舞い方に至るまで、熱心であたたかいご指導を賜りました。謹んで感謝の意を表します。そして大成建設でお世話になった他の多くの方々にも、この場を借りて厚く御礼を申し上げます。

柴山研究室の先輩であり、私にとって兄弟子である先生方にも多くのご指導・ご鞭撻を賜りました。東京大学特任准教授・Miguel Esteban 先生には、英語での学術論文執筆にあたり、たくさんのご支援を賜りました。改めて謝意を表します。東京工業大学准教授・高木泰士先生には、研究を進めていく上でのご助言だけでなく、たくさんのお励みやご高配を賜りました。ここに、深く感謝します。ホーチミン工科大学・Nguyen Danh Thao 准教授には、修士・博士課程での筆者のベトナム滞在におきまして、多くのご支援を賜りました。先生との出会いがなければ、ベトナムという国をこんなにも好きになることはありませんでした。この場を借りて厚く御礼を申し上げます。

研究室に同時期に滞在した皆様にも、多くのご支援を頂きました。東京都市大学准教授・三上貴仁先生には、避難シミュレーションに関するご指導を頂いた他、本論文を纏める上でのたくさんのご助言を賜りました。研究室の同期でもある先生の助けのおかげで、本論文の質を飛躍的に向上させることができました。ここに、改めて謝意を表します。豊橋技術科学大学助教・中村亮太先生には、一年間、向かい合わせで一緒に研究をさせて頂きました。明るく、楽しんで研究を進めておられる先生の姿勢に、いつも刺激を受けていました。ここに

感謝の意を表します。また、柴山研究室の同期や後輩の皆様にも、たくさんのご配慮やご支援を賜りました。特に、柴山研究室の同期でもある中部電力株式会社・大平幸一郎氏には、研究を行う上でたくさんの刺激を頂きました。働きながらも集中力をもって研究を進めていく熱意には、いつも驚かされています。ここに記して、感謝の意を表します。

最後にこれまでの成長を見守ってくれた両親と、あらゆる面での支えになってくれた妻・依莉子に心から感謝いたします。