複数災害を統合的に考慮した海岸堤防のリスク分析

志方　花菜[1]・平野　勝也[2]・河野　達仁[3]

[1]非会員　東北大学大学院　工学研究科　土木工学専攻　博士課程前期 1 年
（〒980-0845 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉 468-1）
E-mail: hana.shikata.r5@dc.tohoku.ac.jp
[2]正会員　東北大学准教授　災害科学国際研究所（同上）
E-mail: hirano@plan.civil.tohoku.ac.jp (Corresponding Author)
[3]正会員　東北大学教授　大学院情報科学研究科　人間社会情報科学専攻
（〒980-8579 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉 6-6-06）
E-mail: kono@plan.civil.tohoku.ac.jp

東日本大震災を受け，三陸地方の沿岸に多くの海岸堤防が建設された．これらの海岸堤防は，津波や高潮の被害を低減するという堤防が持つ正の外部性のみに着目して造られ，一般的には高ければ高いほど良いとされてきた．本研究では今まで見落とされてきた，海岸堤防が自然災害リスクに与える負の外部性を考慮し，複数災害のリスクを統合的に評価・分析する枠組みを提案する．それに基づき既存の海岸堤防事業のリスク検証を行うことで，海岸堤防の嵩上げは必ずしも自然災害リスク全体の低減と等価でない事を示す．ここから，単一の災害のみに着目して海岸堤防を建設する現状の方法に課題があると分かった．さらにパラメータ値を変化させた感度分析を行い，海岸堤防事業を行う際に留意すべき点を明らかにした．

Key Words: *coastal embankment, risk analysis, multiple disasters, disaster prevention*

1.　はじめに

(1)　背景

我が国に甚大な被害を与えた東日本大震災を受け，三陸地方の沿岸に多くの海岸堤防が建設された．これらの海岸堤防は L1 津波や高潮を防ぐという単目的で作られ，この目的においては堤防はあった方が良い，高いほど安全とされてきた．しかし，このような津波や高潮の低減のみを想定して堤防高さを決める現在の方法には大きな課題があると考える．それは，海岸堤防が自然災害リスクに与える負の外部性を考慮していないことである．

この課題を気づかせる事例として，岩手県山田町田の浜地区がある．この地区は昭和三陸津波を受け高台移転が行われたが，東日本大震災で津波の被害を被ったことから，L2 津波を防ぐための防災緑地が作られた．この実質的な二線堤により，田の浜地区は L2 津波さえも防ぐ津波リスクに強い街になった．一方，令和元年度台風 19 号による大雨で，田の浜地区では最大浸水深が 2.7m に及ぶ大規模な内水氾濫が発生した(図−1)．本来ならば山から海へ流れるはずだった水を防災緑地が堰き止めてしまったため，内水氾濫のリスクが低いはずの土地で、１階部分の浸水という甚大な被害へと拡大した．



図−1　令和元年度台風 19 号による田の浜地区の浸水域[1)]

田の浜地区の事例は津波リスクを重視して防災緑地を作った結果，津波に対する安全性は向上したが内水氾濫のリスクを引き上げてしまった例と言える．ここから，海岸堤防は今まで議論されてきた景観や環境，利便性などを除いて自然災害リスクに限定して考えても，負の外部性を持つと分かる．

(2) 観点

海岸堤防に関係する自然災害リスクを整理する．今まで考慮されてきた津波や高潮のリスクは，堤防が高くなるほどリスクが減少する．これらを海側リスクとおくと，田の浜地区の事例で明らかになった，堤防が高くなるほどリスクが増加する自然災害リスクを山側リスクとおくことができる．具体的には土砂災害と内水氾濫を想定しており，堤防がなければ海へ流れ出る土砂や水が堤防があることでその背後地に溜まり，被害が拡大しうるリスクである．

本研究では海岸堤防から正の外部性を受ける海側リスクと負の外部性を受ける山側リスクを統合して分析を行う．

(3) 既存研究と本研究の位置付け

海岸堤防高さに関する研究として河野ら [2]の費用便益分析を用いて最適な防潮堤の高さを求めたものや，藤間ら [3]や安田ら [4]による，建設によって得られる便益と建設にかかるコスト，失われる観光価値を比較し，効用の最適化をする研究がある．しかし，海岸堤防から負の外部性を受ける複数の自然災害リスクを考慮した研究は行われていない．

(4) 研究の目的

前述の背景を踏まえ，本研究では複数の自然災害リスクを評価・分析する枠組みを作成し，

1.実際の海岸堤防事業を検証し，現状の問題点を明らかにする．

2.感度分析を用いてパラメータが与える影響を調べ，堤防を建設する上で注意すべき点を明らかにする．

の二つを目的とする．

2. 枠組

(1) 条件設定

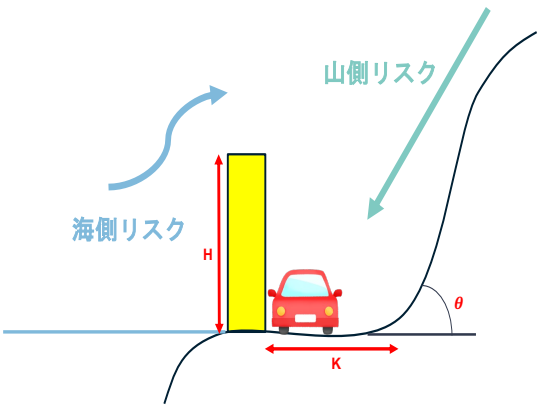


図-2 条件設定

本研究では図-2のように背後に道路のみが存在する状況を想定する．この状況は，背後に守るべき人家などが存在せず，堤防の必要性が最も疑問視されているシチュエーションである．また，人命や財産を考慮せずに災害リスクを議論でき，計算が容易なため選定した．

道路のみを守っている堤防は主に，道の先に続く集落を孤立させないために作られる．そこで，本研究では，災害によって道路が通行止めになる時間を被害とおいた．この被害である総通行止め時間が最小になる状態を，海岸堤防の最適な状態とする．通行止め時間は災害が発生中で通行できない時間に，災害後の障害撤去の時間を合算して算出した．

また自然災害リスクを比較するに当たり，海側リスクとして津波と高潮，山側リスクとして土砂災害と内水氾濫を扱う．通行止めを起こす障害は簡略化のために最も撤去に時間がかかる 1 要素とし，津波と土砂災害は土砂の撤去時間，高潮と内水氾濫は水の排水時間を災害後の被害として扱った．

(2) 定式化

災害という不確実性を孕むリスクを比較するために被害の期待値を求めた．期待通行止め時間を災害ごとに算出し，足し合わせて全体の被害とした．

$$E(H) = E_1 + E_2 + E_3 + E_4 \qquad (1)$$

この時，H：堤防の高さ(m), $E(H)$：総通行止め時間の期待値(h/年)，E_1：津波による通行止め時間の期待値(h/年)，E_2：高潮による通行止め時間の期待値(h/年)，E_3：土砂災害による通行止め時間の期待値(h/年)，E_4：通行止め時間の期待値(h/年)である．

また，災害の発生確率等は未知の部分も多く，曖昧性も孕む事象である．これを考慮するため，最も古典的な手法である，最悪想定下でリスクを計算した．ただし，その想定が現実に即したものになるよう再現期間 150 年という範囲を設けた．150 年としたのは，長期的な発生確率の津波を考慮するためである．

なお本研究の目的は正確な数値を出すことではない．現状の問題点を指摘し，複数災害を考慮した上で最適な堤防のあり方を考えるために，正負の違いやオーダーの比較といったおおよその基準として用いることを想定している．

3. データセット

本研究で使用したデータを纏めた．(1)に事業検証の対象とした地点の，基礎情報データを記した．(2)-(5)に

は期待通行止め時間を算出するにあたり使用した，土砂あるいは氾濫水の体積，及び確率密度関数のデータを災害ごとに纏めた．

(1) 検証地データ

事業検証を行うに当たり，実際に東日本大震災後，三陸地方で行われた海岸堤防事業を調べた結果，**図-2**のように背後に道路のみを有している海岸堤防が宮城県内に 4 ヶ所存在した．そこでこれら 4 ヶ所の海岸堤防を事業検証の対象とした．対象とした事業は宮城県道 2 号沿いの 1 ヶ所，238 号沿いの 1 ヶ所，国道 398 号沿いの 2 カ所である．

事業検証を行うに当たり使用したデータは**表-1**，**表-2**の通りである．これらは宮城県から提供を受けた平面図，縦断図，標準横断図を基に算出した．

(2) 津波

津波の高さをx(m)とおき，環境省が推計した東日本大震災の津波堆積物推計量 [5]を国土地理院が出す津波浸水面積 [6]で割り土砂量とし，地震調査研究本部が出す日本海溝沿いで起こる地震の分類 [7]に沿った海溝型地震の発生確率に Kotani *et all*[8] の津波高さの確率密度関数を掛けて期待通行止め時間を算出した．

a) 海溝型地震発生確率

本研究では，地震調査研究本部に記されている海溝型地震の内，三陸地方の津波被害が予想される日本海溝沿いの地震 12 種類 [7]を考慮した．

それぞれについて海溝型地震が発生する確率は簡略化のために再現期間 T'(年)の逆数とした．これは実際の発生確率よりも過小評価となるため留意が必要である．

b) 津波高さの発生確率データ

津波高さの不確実性を考えるための方法として Kotani *et all*[8]の石巻における津波高さの確率密度関数を使用した．この確率密度関数は東日本大震災規模の地震が発生時に起こる津波の高さのばらつきを表す．ここで使用した確率分布型と母数推定法は，それぞれ正規分布，L 積率法である．これを基に 12 種類の地震それぞれにおける，津波高さの確率密度関数を作成した．

$$f_{地震1}(x) = \frac{1}{\lambda_1\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1x-\lambda_2}{2\ \lambda_1}^2} \tag{2}$$

ここでλ_1, λ_2：係数である．

c) 津波堆積物量

津波による堆積物は一般的に土砂よりも瓦礫が多い．しかし本検証の対象地は周囲に人家などの人工物が存在しない場所のため，瓦礫は考慮しない．土砂量は，東日本大震災の津波堆積物推計量 [5]を津波浸水面積 [6]で割ったものを基に，津波堆積量を算出した．

$$R = k \times 1 \times R_1/A_1 \tag{3}$$

ここで R：津波堆積物量(kg), R_1：東日本大震災時の津波堆積物推計量(kg), A_1：東日本大震災時の浸水面積(㎢)である．また，津波堆積物体積重量換算係数 [9]を用いて式(3)で求めた R を体積に換算した．

$$V_1 = R/\varepsilon \tag{4}$$

ここで，V_1：津波堆積物の体積(㎥), ε：津波堆積物体積重量換算係数(kg/㎥)である．

(3) 高潮

高潮高さをy(m)とおき，高潮による氾濫量は堰の正面越流公式 [10]に基づき算出した越流量に合田越波流量算定図 [11][12]から読み取った越波流量を加えたものとした．高潮高さの発生確率密度関数は存在しないため，波浪推算法 [13]と高潮簡易予測式 [14]を使用して高潮高さ y(m)を最大風速 w(m/s)の式で表した．これにレーレ分布 [15]に基づいた風速の発生確率を用いて期待通行止め時間を算出した．

a) 高潮高さ

高潮高さ y(m)は**図-3**[16]のように朔望平均満潮位を基準とし．高潮偏差と波浪の要素を考慮して算出する．式(5)のように定義される．

$$y = \frac{H_0'}{2} + y_2 \tag{5}$$

表-1 事業検証データ①

事業検証地	h(m)	H(m)	c(m)	HWL(m)	k(m)
	建設前の堤防高さTP	建設後の堤防高さTP	背後の道路高	朔望平均満潮	背後の幅員
①	3.40	6.00	2.50	0.70	24.50
②	5.90	9.70	2.56	0.63	10.80
③	4.50	8.40	2.00	0.70	12.00
④	4.62	7.30	3.30	0.72	11.00

表-2 事業検証データ②

事業検証地	θ(°)	L(m)			B(m)
	背後の傾斜	延長	海側面勾配	陸側面勾配	堰の幅
①	7.30	395.00	1/0.5	1/2.0	18.86
②	13.80	810.40	1/0.25	1/0.35	8.40
③	13.40	182.10	1/2.5	1/2.5	36.75
④	16.30	227.00	垂直	垂直	9.10

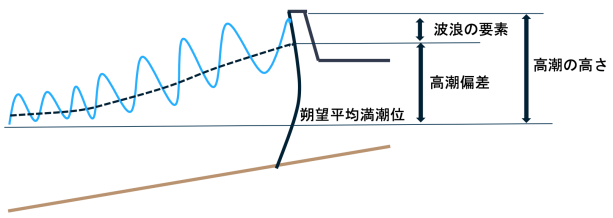


図-3 高潮高さの考え方

ここで，H_0'：換算沖合波高(m)，y_2：最大高潮偏差(m)である．それぞれ，波高の解析に一般的に用いられている波浪推算法(SMB 法)[13]を，最大高潮偏差の推定に計算時間がかからない簡易的な方法である高潮簡易予測式[14]を使用し，式(6)式(7)のように定義した．

$$H_0' = 0.00077Mv \quad (6)$$

$$y_2 = a(1010 - P) + bw^2 cos(\theta_0 - \theta) \quad (7)$$

ここで，M：吹送距離(m)，v：平均風速(m/s)，P：現地の最低気圧(hPa)，a,b：各地点子湯の係数[17]，w：最大風速(m/s)，θ：最大風速の風向，θ_0：湾軸の方向であり，θ, θ_0は北を0°とし，時計回りを正とする．

b) 平均風速と最大風速の関係式

高潮高さ y(m)を最大風速 w(m/s)で表すために，AMeDAS 観測所における平均風速と最大風速のデータを用いて，平均風速と最大風速の関係式を算出した．使用した観測所，期間は**表−3**の通りである．

c) 風速発生確率データ

AMeDAS 観測所における平均風速と最大風速のデータを用いて，レーレ分布式(8)を求めた．レーレ分布とはワイブル分布における形状定数が 2.0 の場合を指す．風速の出現率分布はワイブル分布で近似できることが知られており[15]，レーレ分布はその中でも平均風速から風速出現率分布を推定する場合に，よく用いられる近似分布であるため使用した．

レーレ分布を算出するために使用したデータの観測所，期間は**表−3**と等しい．

$$f_2(w) = \frac{\pi w}{2\bar{v}^2} e^{\left\{-\frac{\pi}{4}\left(\frac{w}{\bar{v}}\right)^2\right\}} \quad (8)$$

ここで，$\bar{v}$：年平均風速(m/s)である．

d) 氾濫量

高潮による道路への氾濫量O_2(㎥)を式(9)[18]のようにおく．

$$O_2 = s + q \quad (9)$$

ここで，s：越流量(㎥/s)，q：越波流量(㎥/s)であり，高潮の氾濫量はこれらの合計で表される．高潮浸水シミュレーションの作成方法[18]に則り，越流量は堰の正面越流公式[10]に基づき出した(式 10)．越波流量は合田越波流量算定図[11][12](消波ブロック被覆護岸の越波流量推定図，海底勾配 1/10)を用いて平均的な越波流量を求めた．海底勾配は図面から読み取れなかったため，背後の斜面を延長して考えた．

$$s = JBh_y^{3/2} \quad (10)$$

ここで，J：流量係数$(m^{1/2}/s)$，h_y：越流水深である．

(4) 土砂災害

日降水量を z(mm/日)とおき，土砂量は Guzzetti *et al*[19][20]の式で計算した．川越ら[21]の日降水量に対する斜面崩壊発生確率に AMeDAS 観測所のデータを基に作成した年最大日降水量の発生確率を掛けて期待通行止め時間を算出した．

a) 斜面崩壊発生確率データ

斜面崩壊のハザードデータとして川越ら[21]の日降水量 0, 50, 100, 150, 200, 250, 300 mm における宮城県の斜面崩壊発生確率データを用いた．空間解像度は3次メッシュ(約 1km × 1km)である．

b) 水文データ

前述の斜面崩壊発生確率データは，降水量に対する発生確率のため，その降水量の再現期間を調べる．そこで，AMeDAS 観測所における年最大日降水量のデータを用いて降雨の発生確率密度関数を算出した．使用した観測所，期間は**表−4**に纏めた．

AMeDAS 観測所に対する降雨極値の頻度解析に使用した確率分布型と母数推定法を**表−5**に示す．

c) 移動土砂量

移動土砂量の算出は Guzzetti *et al*[19][20]で提唱された式(11)

表−3 平均風速と最大風速の観測場所

事業検証地	観測場所	観測期間
①	石巻	1961~2021年
②	女川	2011~2021年
③	志津川	1976~2021年
④	志津川	1976~2021年

表−4 年最大日降水量の観測場所

事業検証地	観測場所	観測期間
①	石巻	1887~2022年
②	雄勝	1976~2021年
③	雄勝	1976~2021年
④	志津川	1976~2022年

表−5 降雨極値の詳細条件

事業検証地	当てはまる確率分布	母数推定法
①	LogP3：対数ピアソンⅢ型分布（対数空間法）	積率法
②	Gev:一般化極値分布	L積率法
③	Gev:一般化極値分布	L積率法
④	Gev:一般化極値分布	L積率法

を用いた.

$$V_3 = 0.074A_3^{1.45} \quad (11)$$

この時，V_3：移動土砂量(㎥)，A_3：土砂移動発生面積(㎡)となる．また，土砂移動発生面積は宮城県土砂災害危険箇所図[22]を基に算出した.

式(11)は移動土砂量を推定するのに一般的に用いられる式である．しかし土砂移動発生面積に関するデータは無く，土砂移動発生域に加えて、流下域、堆積域を含めた範囲しか公開されていない．そのため過大評価となるが，今回は最悪想定を行うため，この式を採用した.

(5) 内水氾濫

1 時間降水量を r(mm/h)とおき，残留水量は集水域の水が瞬時に貯まるという想定で求めた．AMeDAS 観測所のデータを基に作成した年最大 1 時間降水量の発生確率を使用し期待通行止め時間を算出した.

a) 水文データ

AMeDAS 観測所における年最大 1 時間降水量のデータを用いて降雨の発生確率密度関数を算出した．内水氾濫は主に短時間に大雨が降る時に起きやすいため，1 時間降水量を使用する．使用した観測所，期間は**表−6**の通りである．AMeDAS 観測所に対する降雨極値の頻度解析に使用した確率分布型と母数推定法は**表−7**に示した.

b) 残留水量

内水氾濫による堤防と道路の間に残った残留水量 O_4(㎥)を式(12)のようにおく.

$$O_4 = \begin{cases} \dfrac{o'}{L} & (o' \geq 0) \\ 0 & (o' < 0) \end{cases} \quad (12)$$

o'は式(13)のように定義する.

表−6 年最大1時間降水量の観測場所

事業検証地	観測場所	観測期間
①	石巻	1937~2021年
②	雄勝	1976~2021年
③	雄勝	1976~2021年
④	志津川	1976~2021年

表−7 降雨極値の詳細条件

事業検証地	当てはまる確率分布	母数推定法
①	Iwai：岩井法（対数正規分布LN3分布）	岩井法
②	Gev:一般化極値分布	L積率法
③	Gev:一般化極値分布	L積率法
④	LogP3：対数ピアソンⅢ型分布（対数空間法）	積率法

$$o' = Q - D \quad (13)$$

ここでQ：大雨継続時間補正水量，D：大雨継続時間排水量である．Qは式(14)で与えられる[23].

$$Q = CAT_r * 10^{-3}r \quad (14)$$

ここでC：流出係数，A：集水面積(㎡)，T_r：大雨継続時間(h)である．集水面積は地点①，④は流域計算書から，地点②は地理院地図，地点③は流域分解図[24]より算出した.

本研究では内水氾濫後に集水域の水が瞬時に貯まるという想定で計算を行った．そのため，o'を堤防の延長で割った値が単位長さ当たりの残留水量となる．また，大雨継続時間排水量Dが大雨継続時間補正水量 Q を上回る時，残留水量は存在しない.

4. 災害リスク比較

以上の枠組みとデータを基に，津波，高潮，土砂災害，内水氾濫によって通行止めになる時間の期待値を災害ごとに式(15)-(18)のように定義する.

$$\mathrm{E}_1(\mathrm{H}) = \int_0^{150x'} T_{1during}\frac{1}{T'}f(x)dx + \int_H^{150x'} \alpha \min\left\{V_1, \frac{H}{2}\left(\frac{H}{tan\theta}+2k\right)\right\}\frac{1}{T'}f(x)dx \quad (15)$$

$$E_2(H) = \int_{H'}^{150y'} T_{2during}f(y)dy + \int_{H'}^{150y'} \beta \min\left\{3600(O_2-\varphi)T_y, \frac{H}{2}\left(\frac{H}{tan\theta}+2k\right)\right\}f(y)dy \quad (16)$$

$$E_3(H) = \int_{z_i}^{150z'} \alpha \min\left\{\frac{V_3}{L}, \frac{H}{2}\left(\frac{H}{tan\theta}+2k\right)\right\} \times S \times f(z)\,dz \quad (17)$$

$$E_4(H) = \int_{r_i'}^{150r'} T_{4during}f(r)\,dr + \int_{r_i'}^{150r'} \beta \min\left\{O_4, \frac{H}{2}\left(\frac{H}{tan\theta}+2k\right)\right\}f(r)\,dr \quad (18)$$

ここで，$f(i)$:発生確率密度関数$(i = x, y, z, r)$，$T_{idiuring}$:平均的な 1 年間における災害発生中の通行止め

時間(h)($i = 1,2,4$)，T':津波の再現期間，S:日降水量に対する斜面災害発生確率，φ：単位長さ流出量(㎥/s・m)，T_y:高潮継続時間(h)，H':越波流量と単位長さ流出量が等しくなる高潮高さ(m)，z_i:土砂災害が発生する日降水量(mm/日)，r_i:排水量と補正水量が等しくなる 1 時間降水量(mm/h)，r'_i:道路が通行止めになる 1 時間降水量(mm/h)，α:単位土砂体積標準撤去時間（h/㎥），β：単位体積標準排水時間（h・m/㎥），$150x'$：再現期間 150 年の津波高さ(m)，$150y'$：再現期間 150 年の高潮高さ(m)，$150z'$：再現期間 150 年の日最大降水量(mm/日)，$150r'$：再現期間 150 年の 1 時間最大降水量(mm/h) である．

これら４式は，それぞれの災害発生中の平均通行止め時間に確率密度関数を掛け積分し災害発生中の期待通行止め時間を算出したものだ．また，土砂あるいは氾濫水の撤去時間に，確率密度関数をかけ積分することで，災害発生後の期待通行止め時間を算出した．*Min* 関数を使用することで，土砂あるいは氾濫水の体積が堤防背後の体積より大きくならないようにした．

5. 事例検証

(1) 方法

事業検証地点①～④について，堤防がない場合，震災前の堤防高さの場合，震災後の堤防高さの場合の３パターンで期待通行止め時間を求めた．

(2) 結果

表−8に検証地ごとの総期待通行止め時間を示す．また，総期待通行止め時間の内訳を検証地ごとに**図−4**に示す．**図−4**から堤防建設及び嵩上げによる期待通行止め時間の変化が確認できる．

(3) 考察

表−8及び**図−4**から，検証地①では堤防があることにより総期待通行止め時間が減少していることが分かる．内訳を見ると，高潮リスクが大きく減少していることが確認できる．一方で，堤防の高さが高くなるにつれ内水氾濫のリスクが僅かではあるが，増加していることが確認される．検証地②では堤防が高くなるにつれ，総期待通行止め時間が増加していることが分かる．内訳を見ると，土砂災害と内水氾濫のリスクが増加している．検証地③，④は海岸堤防高さによる災害リスクの変化は殆ど見られなかった．これは元々災害リスクが低い土地であるためだと考えられる．

以上を踏まえると，山側リスクと定義した内水氾濫と土砂災害のリスクは，堤防が高くなるほどリスクが増加しており堤防から負の外部性を受けていることが確認された．また，検証地②から，堤防建設及び嵩上げによって総期待通行止め時間が延びる，つまり改悪される地点もあると分かった．ここから，海岸堤防の嵩上げは必ずしも自然災害リスク全体の低減にはつながらず，単一の災害のみに着目して海岸堤防を建設する現状の方法には課題があることが示された．

検証地全てに共通する特徴として，津波リスクの変化が見られないことがある．これは津波のみ，災害発生中の通行止め時間を津波警報発令中の時間と定義したためだと考えられる．高潮では災害発生中の通行止め時間を高潮警報発令中かつ道路が浸水している時間と定義した．その為，堤防建設や嵩上げによる効果が結果に反映された．一方津波警報発令中は，堤防の有無に関わらず海岸近くの道路が通行止めになる．現状を考慮した結果，堤防建設や嵩上げによって津波の被害を受けない時間は増加したが，被害の有無に関係なく津波警報発令中は通行できないとしたので，堤防建設効果が反映されなかった．そこで，堤防建設や嵩上げによって増加した TP(m)分通行できると仮定し，計算した結果を**表−9**，**図−5**に示す．

また，高潮の影響が検証地①でしか見られなかったことは，三陸地方特有の急峻な地形に起因すると思われる．

6. 感度分析

場所の固有性を無くし，より一般的な状況における堤防高さの決定方法を求めるために，環境を決定する 4 つのパラメータを動かして感度分析を行った．総通行止め時間に大きく影響を与えると考えられる幅員 k(m)と土砂災害リスクを変化させ，山側リスクに注意すべき場合を把握する．また，人為的に変更できるパラメータである，単位体積排水時間 β(h・m/㎥)，堤防の高さH (m)を動かし，実際の堤防事業を行う際に考慮すべき点を明らかにする．

感度分析は土砂災害リスクがない場合，ある場合の二つに分類して行った．リスクがある場合における斜面災害発生確率は検証地点②で使用した値を流用している．またそれ以外の降水量や最大風速など土地固有の値は検証地点①で使用した値を流用した．なお，今回の感度分析において，単位体積排水時間 β(h・m/㎥)は集水面積に基づいて定義した．そのため単位体積排水時間 β が大きくなると集水される水の量も少なくなり，内水氾濫の値が過小に見積もられているため注意が必要である．

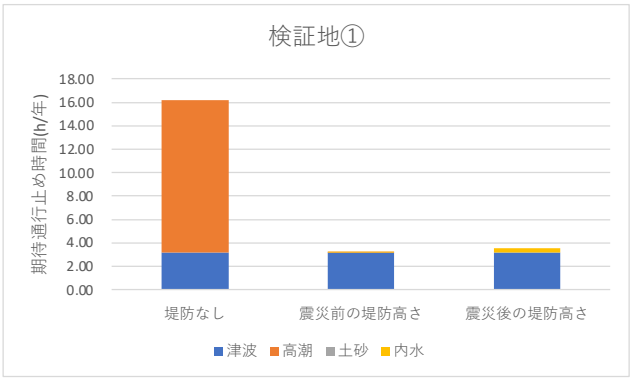
図−6，**図−7**に感度分析の結果を示すそれぞれの幅員 k と単位体積排水時間 β において堤防の高さ H を道路高から TP10.0(m)まで動かした時の最小総通行止め時間を示している．色で最小総通行止め時間に対応する堤防の高

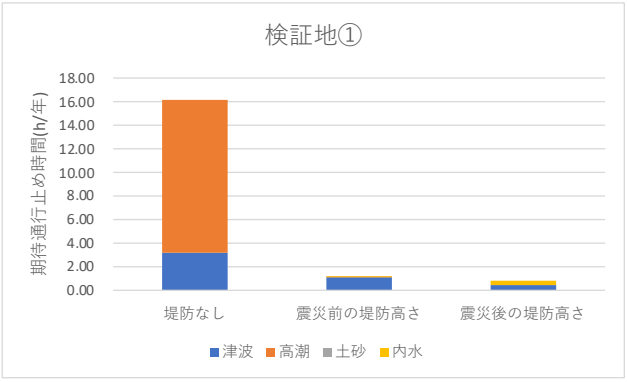
表-8 総期待通行止め時間

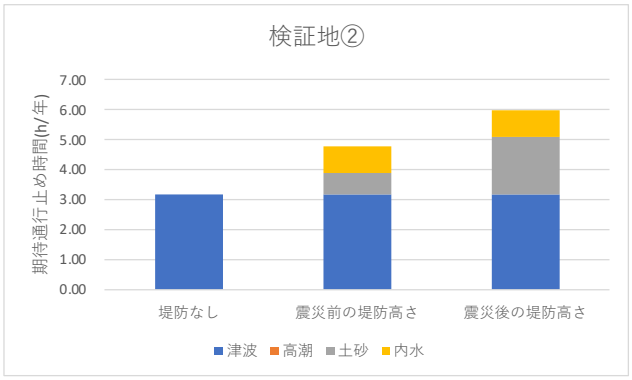
E(H)(h/年)	堤防なし	震災前の堤防高さ	震災後の堤防高さ
①	16.21	3.25	3.52
②	3.16	4.77	5.98
③	3.16	3.19	3.27
④	3.16	3.16	3.16

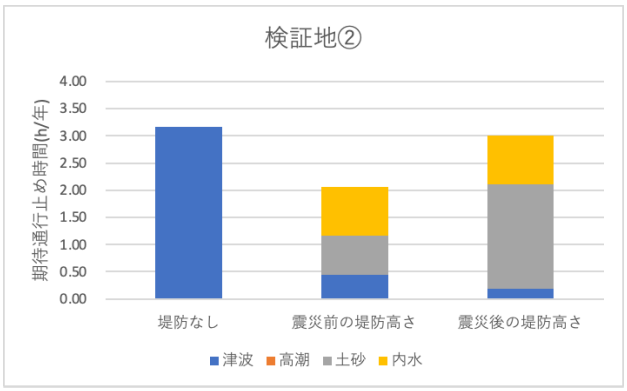
表-9 総期待通行止め時間(津波効果反映)

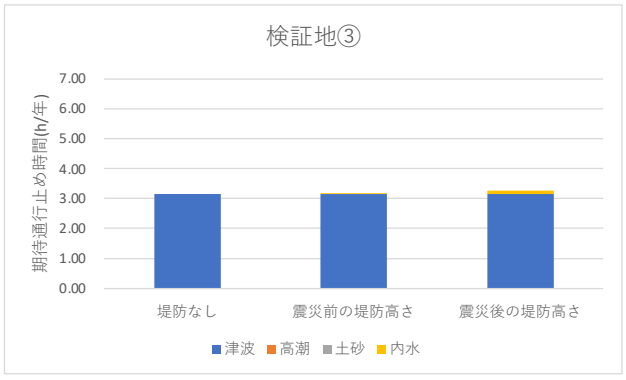
E(H)(h/年)	堤防なし	震災前の堤防高さ	震災後の堤防高さ
①	16.21	1.17	0.80
②	3.16	2.05	3.00
③	3.16	0.52	0.36
④	3.16	0.70	0.42

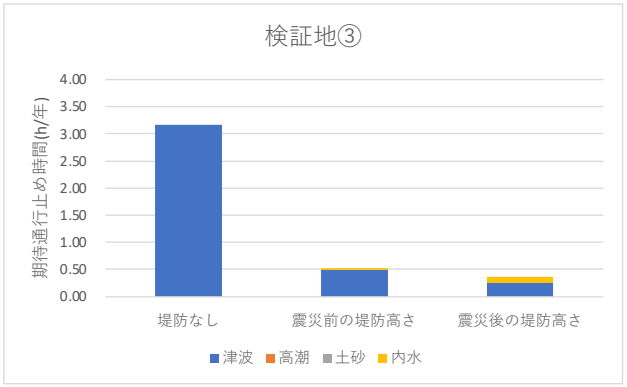


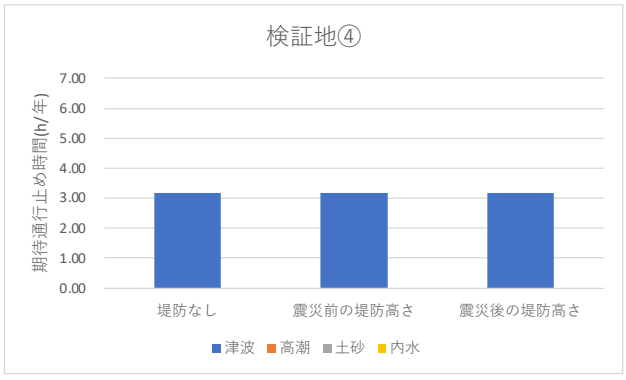












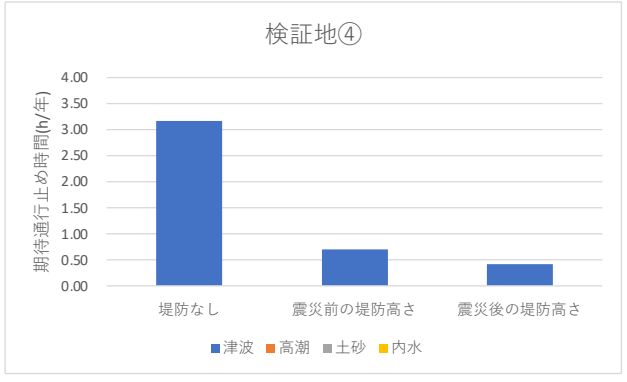


図-4 検証地ごとの総期待通行止め時間の内訳

図-5 検証地ごとの総期待通行止め時間の内訳(津波効果反映)

さ H を表し，対応する H が複数ある場合はその内最も小さい値を示した．ここで$H = TP2.5(m)$の時道路高つまり堤防がない状態を表す．

(1) 考察

図−6より，土砂災害リスクがない場合，最適な堤防高さは TP3.0~5.5(m)に集中すると分かる．これは堤防が高いほど，津波と高潮の被害を防げる一方で，高すぎる堤防は内水氾濫の被害を拡大させるからだと考えられる．またβが 0.200(h・m/㎥)以上の時，堤防高さ H を 5.5(m)以上に増加させても総期待通行止め時間は変化しなかった．これは一定以上の堤防高さになると，自然災害リスクに与える影響が非常に小さくなるためであると思われる．

図−7より，土砂災害リスクがある場合，最適な堤防高さは TP2.8~5.0(m)に集中すると分かる．土砂災害リスクがない場合と比較して低くなったのは，堤防が高くなればなるほど，土砂災害リスクが高くなるためだと考えられる．一方低すぎると高潮のリスクが高まるため，高潮のみを防ぐ高さである TP2.8~5.0(m)の堤防が最適だという結果になったと考えられる．

また，土砂災害の有る無しに関わらず，単位体積排水時間 β を 0.010(h・m/㎥)以下にすることで，高い堤防を作らずとも総期待通行止め時間を減らすことができると分かった．

Min E(H)(h/年)		k(m) 幅員										H(m)
		4	8	12	16	20	24	28	32	36	40	
	0.500	3.74	3.74	3.74	3.74	3.74	3.74	3.74	3.74	3.74	3.74	10.0
	0.400	3.74	3.74	3.74	3.74	3.74	3.74	3.74	3.74	3.74	3.74	9.0
	0.300	3.74	3.74	3.74	3.74	3.74	3.74	3.74	3.74	3.74	3.74	8.0
	0.200	3.74	3.74	3.74	3.74	3.74	3.74	3.74	3.74	3.74	3.74	7.5
	0.100	3.62	3.68	3.74	3.74	3.74	3.74	3.74	3.74	3.74	3.74	7.0
β	0.060	3.45	3.55	3.62	3.68	3.73	3.74	3.74	3.74	3.74	3.74	6.5
(h・m/	0.050	3.40	3.49	3.57	3.63	3.68	3.71	3.74	3.74	3.74	3.74	6.0
㎥)単位	0.040	3.36	3.44	3.50	3.56	3.61	3.65	3.69	3.72	3.74	3.74	5.5
体積排	0.030	3.31	3.38	3.43	3.48	3.53	3.57	3.61	3.64	3.67	3.69	5.0
水時間	0.020	3.26	3.31	3.35	3.39	3.43	3.47	3.50	3.53	3.56	3.59	4.5
	0.015	3.24	3.28	3.31	3.34	3.37	3.40	3.43	3.46	3.48	3.50	4.0
	0.010	3.19	3.20	3.21	3.22	3.23	3.24	3.25	3.25	3.26	3.27	3.5
	0.009	3.18	3.19	3.19	3.20	3.21	3.22	3.22	3.23	3.24	3.25	3.0
	0.007	3.17	3.18	3.18	3.19	3.19	3.20	3.21	3.21	3.22	3.22	2.8
	0.005	3.16	3.16	3.16	3.16	3.16	3.16	3.16	3.16	3.16	3.16	2.6
												2.5

図−6 感度分析(土砂災害リスクなし)

Min E(H)(h/年)		k(m) 幅員										H(m)
		4	8	12	16	20	24	28	32	36	40	
	0.500	3.84	3.88	3.91	3.95	3.99	4.02	4.06	4.09	4.13	4.16	10.0
	0.400	3.84	3.87	3.91	3.95	3.98	4.02	4.06	4.09	4.13	4.16	9.0
	0.300	3.84	3.87	3.91	3.95	3.98	4.02	4.06	4.09	4.13	4.16	8.0
	0.200	3.84	3.87	3.91	3.95	3.98	4.02	4.06	4.09	4.13	4.16	7.5
	0.100	3.66	3.75	3.83	3.88	3.88	3.90	3.93	3.95	3.97	3.99	7.0
β	0.060	3.49	3.61	3.71	3.80	3.86	3.91	3.94	3.95	3.97	3.99	6.5
(h・m/	0.050	3.45	3.56	3.66	3.74	3.81	3.87	3.92	3.95	3.98	3.99	6.0
㎥)単位	0.040	3.40	3.50	3.59	3.67	3.75	3.81	3.87	3.91	3.96	3.99	5.5
体積排	0.030	3.36	3.44	3.52	3.60	3.66	3.73	3.79	3.84	3.89	3.94	5.0
水時間	0.020	3.31	3.38	3.44	3.50	3.56	3.62	3.68	3.73	3.78	3.83	4.5
	0.015	3.29	3.34	3.40	3.44	3.48	3.52	3.55	3.59	3.62	3.66	4.0
	0.010	3.20	3.22	3.24	3.25	3.27	3.28	3.30	3.32	3.33	3.35	3.5
	0.009	3.19	3.20	3.22	3.23	3.25	3.26	3.28	3.29	3.31	3.32	3.0
	0.007	3.18	3.19	3.21	3.22	3.23	3.25	3.26	3.27	3.29	3.30	2.8
	0.005	3.17	3.18	3.18	3.18	3.19	3.19	3.20	3.20	3.21	3.21	2.6
												2.5

図−7 感度分析(土砂災害リスクあり)

7. まとめ

本研究では通行止め時間を被害とおき期待値を求める事で，複数の災害を統合的に考慮した． 事業検証から，土砂災害リスクが高い地域などでは，海岸堤防の嵩上げにより自然災害リスク全体が増加する場合があると分かった．

感度分析から，土砂災害リスクがある時最適な堤防高さは高潮のみを防ぐ高さであること，単位体積排水時間βを 0.010 (h・m/㎥)以下にすることで，高い堤防を作らずとも自然災害リスクを減らすことができるということが分かった．

本研究で示唆された内容を実際の堤防事業に拡張して考えると，単一の災害のみに着目して海岸堤防を建設する，現状の方法に課題があると分かった．また，土砂災害が多い地域では高潮を防ぐ高さの海岸堤防が適していると推測される．加えて，単位体積排水時間βを変えることで，堤防の高さ H を変えるのとほぼ等価な効果が得られる可能性があると感度分析の結果から示唆される．ここから，景観に配慮したい場所等では，高い堤防を作らずとも十分な排水容量を確保することで災害リスクを減らすことができると期待される．

謝辞：本研究は宮城県水産林野分野漁港復興推進室，宮城県土木部港湾課に資料提供頂いた．また，枠組を作成するに当たり，福島大学共生システム理工類の川越清樹教授，東北大学災害科学国際研究所の森口周二准教授からデータを提供頂いた．ここに記して謝意を表す．

REFERENCES

1) 岩手県下閉伊郡山田町：令和元年台風第 19 号水害からの田の浜地区復旧方針・復旧整備計画，2020.
2) Kono, Tatsuhito and Kitamura, Naoki and Yamasaki, Kiyoshi and Iwakami, Kazuki : Quantitative Analysis of Dynamic Inconsistencies in Infrastructure Planning: An example of coastal levee improvement, Environment and Planning B , Vol. 43, No. 2 (2016): pp. 401-418, 2016.
3) 藤間功司・樋渡康子：津波防災施設の最適規模と残 余リスクを明示する手法の提案，土木学会論文集 B1 （構造・地震工学）,Vol.69, No.4（地震工学論文集第 32 巻），I_345–I_357, 2013.
4) 安田誠宏・朝比奈朋美・宇野喜之・河野達仁・岡安章夫：海岸を観光資源とするまちにおける費用便益分 析を用いた最適海岸堤防高さの設定方法の検討，土木学会論文集 B2（海岸工学）, Vol. 74, No. 2, I_475–I_480, 2018.
5) 環境省：3 県沿岸市町村（岩手県・宮城県・福島県（避難区域を除く））の災害廃棄物等の処理状況，https://www.reconstruction.go.jp/topics/main-cat1/sub-cat1-10/20140425_shinchoku140331.pdf, 2013,(2023 年 1 月参照)
6) 国土地理院：津波による浸水範囲の面積（概略値）について（第５報）, https://www.gsi.go.jp/common/000059939.pdf, 2

011,(2023 年 1 月参照)
7) 地震調査研究推進本部：日本海溝沿いの地震活動の長期評価，https://www.jishin.go.jp/main/chousa/kaikou_pdf/japan_trench.pdf, 2019,(2023 年 2 月参照)
8) Kotani, T., Tozato, K., Takase, S., Moriguchi, S., Terada, K., Fukutani, Y., Otake, Y., Nojima, K., Sakuraba, M. and Choe, Y.: Probabilistic tsunami hazard assessment with simulation-based response surfaces, Coastal Engineering, 160, 103719, 2020.
9) 一般社団法人　廃棄物資源循環学会：津波堆積物処理指針（案）, http://eprc.kyoto-u.ac.jp/saigai/archives/files/SedimentManagementGL%20by%20JSMCWM.pdf, 2011,(2023 年 1 月参照)
10) 日刊工業新聞：せきの越流量公式，https://pub.nikkan.co.jp/uploads/book/pdf_file501b2ed3e904e.pdf, (2023 年 1 月参照)
11) 国土技術政策総合研究所研究資料：越波流量の算定精度を考慮した護岸天端高の設定方法に関する研究，pp.1-9, 2006.
12) 国土交通省北海道開発局：第 9 章 道路護岸工，https://www.hkd.mlit.go.jp/ky/kn/dou_ken/ud49g70000001ly2-att/splaat0000003v1j.pdf, 2014,(2023 年 1 月参照)
13) 一般社団法人電力土木技術協会：SMB 法(波浪推算法)，https://www.jepoc.or.jp/tecinfo/library.php?_w=Library&_x=detail&library_id=11, (2023 年 1 月参照)
14) 安田誠宏・横山彼杜・平井翔太・中條壮大・金洙列：確率台風モデルを援用した安芸灘・伊予灘における高潮簡易予測式の提案，土木学会論文集 B3（海洋開発）, Vol. 74, No. 2, I_581-I_586, 2018.
15) 平山秀夫・辻本剛三・島田富美男・本田尚正：海岸工学，コロナ社，pp.60-61, 2003.
16) 東京都港湾局：高潮・津波から都民を守る，https://www.kouwan.metro.tokyo.lg.jp/jigyo/madoguchi/kensetsu-jimusyo/UmetateKankyo/, (2023 年 1 月参照)
17) 環境省：平成 25 年度　再生可能エネルギーに関するゾーニング基礎情報整備報告書，pp.46-87，https://www.env.go.jp/content/900449274.pdf, (2023 年 2 月参照)
18) 農林水産省農村振興局整備部防災課・農林水産省水産庁漁港漁場整備部防災漁村課・国土交通省水管理・国土保全局河川環境課・国土交通省水管理・国土保全局海岸室・国土交通省港湾局海岸・防災課：高潮浸水想定区域図作成の手引き Ver.2.10，https://www.mlit.go.jp/river/shishin_guideline/kaigan/takashioshinsui_manual.pdf, (2023 年 1 月参照)
19) Guzzetti F., Ardizzone F., Cardinali M., Rossi M. and Valigi, D.: Landslide Volumes and Landslide Mobilization Rates in Umbria, Central Italy, Earth and Planetary Science Letters, Vol.279, pp.222-229, 2009.
20) 国土技術政策総合研究所：令和元年（2019 年）房総半島台風および東日本台風による土木施設・建築物等災害調査報告，pp.191-230, 2020.
21) 川越清樹・江坂悠里・伊藤圭祐・肱岡靖明：気候モデルを用いた将来の土砂災害被害額推計，土木学会論文集 G（環境）, Vol.70, No.5, I_167-I_175, 2014.
22) 宮城県：宮城県土砂災害危険箇所図　50 雄勝
23) 宮城県水産林政部：大原海岸樋管詳細設計業務委託 (311 地震災 5107-203 号)
24) 国土数値情報：流域界・非集水域第 1.1 版，https://nlftp.mlit.go.jp/ksj/gmlold/datalist/gmlold_KsjTmplt-W12.html , (2023 年 1 月参照)
25) 東北地方整備局：土木工事標準積算基準書(共通編)，Ⅱ-1-②−３-5, Ⅰ-14-④-6 ,(2023 年 1 月参照)

(Received October 12, 2023)

RISK ANALYSIS OF COASTAL EMBANKMENTS CONSIDERING MULTIPLE HAZARDS IN AN INTEGRATED MANNER

Hana SHIKATA, Katsuya HIRANO and Tatsuhito KONO

After the Great East Japan Earthquake, many coastal embankments were constructed along the coast of the Sanriku region. These coastal embankments were built with a focus on the positive externalities of embankments, such as reducing damage from tsunamis and storm surges, and it has been assumed that the higher the embankment, the better. This study proposes a framework for integrated assessment and analysis of the risk of multiple disasters, taking into account the negative externalities of coastal embankments on the risk of natural disasters, which have been overlooked until now. The study also shows that raising coastal embankments is not necessarily equivalent to reducing the overall risk of natural disasters by examining the risk of existing coastal embankment projects based on this framework. From this, it was found that the current method of constructing coastal embankments focusing only on a single hazard is problematic. Furthermore, by moving the variables and conducting a sensitivity analysis, the points that need to be taken into account when implementing coastal embankment projects were clarified.