

第5章 確率論的評価手法に関する知見

5.1 誤差の標準偏差と打ち切り範囲

5.1.1 計算結果と痕跡高のばらつきの統計的性質

計算結果と痕跡高のばらつきの統計的性質をみるため、表 5.1.1-1 に示す 10 個の既往地震津波のシミュレーション計算結果（計 1,505 痕跡地点）を整理し、

- ・痕跡高と計算値の差
- ・痕跡高と計算値の比（対数値）

の 2 通りに表示した。結果を図 5.1.1-1 に示す。ただし、いずれも縦軸は全データの標準偏差の 18 倍スケールとしている。

図 5.1.1-1 のデータを表現形式ごとに、差あるいは比（対数値）の頻度分布として表現すると、図 5.1.1-2 のようになる。これに対し正規分布との整合度に関する χ^2 検定を実施すると、表 5.1.1-2 のとおりとなり、この対数値の方がより正規分布に近いといえる。すなわち、痕跡高と計算値の比は、対数正規分布にほぼ従う。

表 5.1.1-1 地震ごとの断層モデルとデータ数

地震津波名	データ数
1707 年 宝永	61
1854 年 安政東海	88
1854 年 安政南海	60
1896 年 明治三陸沖	83
1933 年 昭和三陸沖	325
1944 年 東南海	41
1946 年 南海	149
1968 年 十勝沖	273
1983 年 日本海中部	209
1993 年 北海道南西沖	216
計	1,505

（注）計算値 12m 未満のデータに限定した。

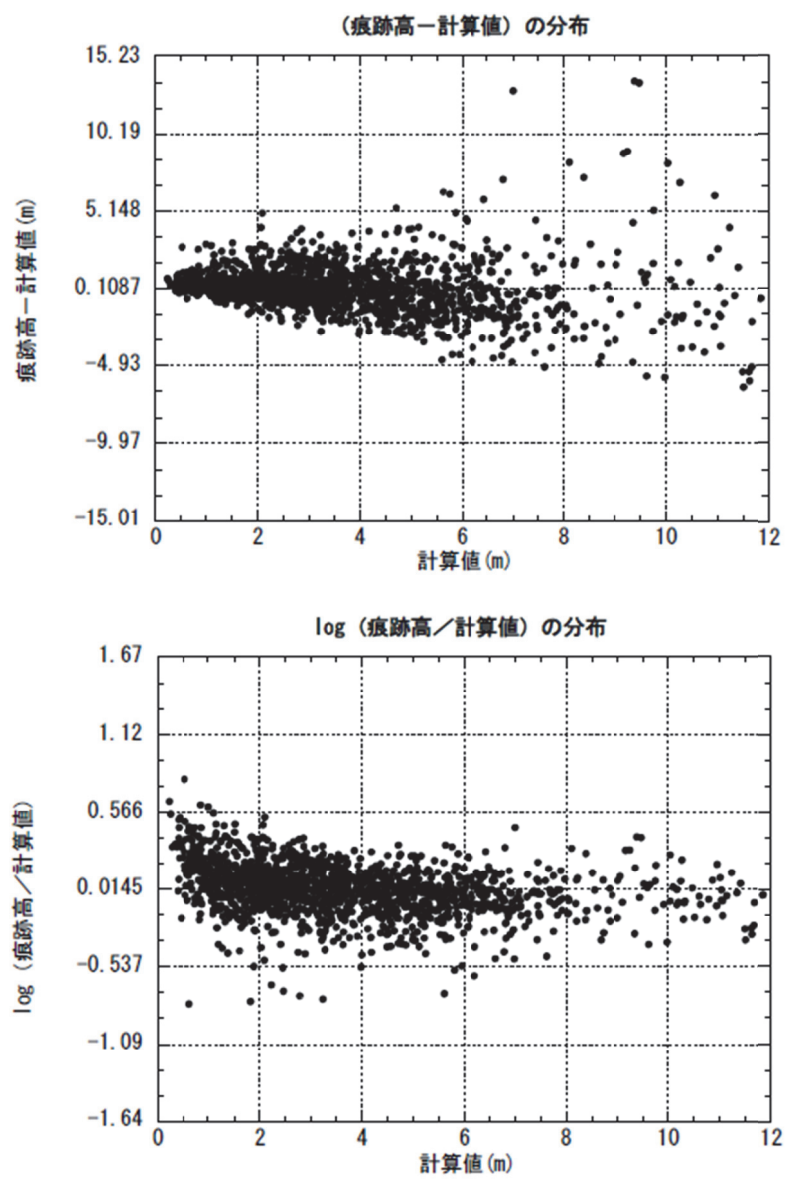


図 5.1.1-1 痕跡高と計算値の関係の散布図

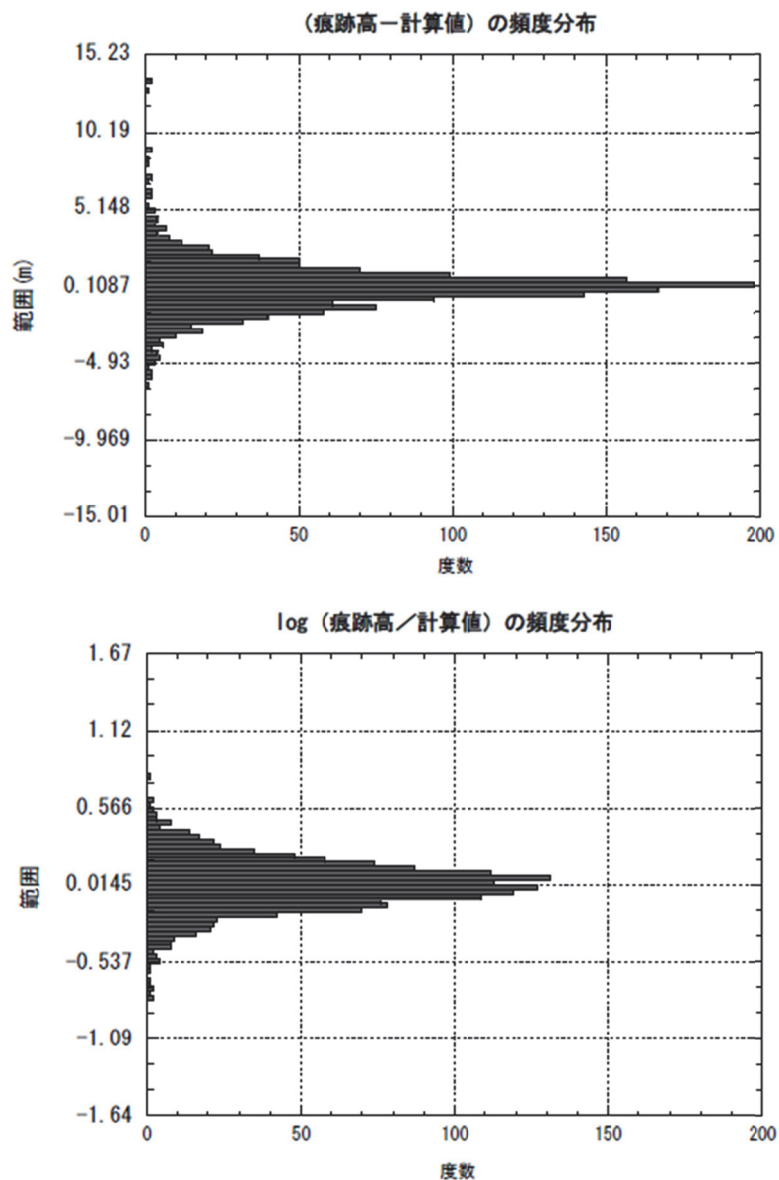


図 5.1.1-2 痕跡高と計算値の関係のヒストグラム

表 5.1.1-2 正規分布との適合度に関する χ^2 検定結果

表示形式	χ^2 値	検定結果
痕跡高-計算値	393.53	×
log(痕跡高/計算値)	226.09	○

※ 各形式について、(平均値 $\pm$ 2.3 $\times$ 標準偏差)の範囲を 200 等分して検定を実施した。検定結果が○とは、「データ分布が正規分布に従う」という帰無仮説が有意水準 5%で棄却できないことを指す(自由度 201, 右片側確率 5%に対応する χ^2 分布の臨界値は 235 であり、これを χ^2 値が上回った場合、仮説は棄却される。)

5.1.2 津波高さ推定値のばらつきに関する検討

PTHA で使用する津波水位計算のばらつきについて、2011 年東北地方太平洋沖地震津波の再現計算のばらつきの程度を把握することを試みた。

痕跡データを良く表現できる内閣府インバージョンモデル（図 5.1.2-1 参照）を使用して、東北地方太平洋沖地震津波の再現計算を実施した。計算値と観測値との比（以下、「O/C」という。）の分布を、データの信頼度および海岸線からの距離別に検討した。

なお、検討の対象領域は本州のみとし、沿岸部の最小格子サイズは 50m とした。

痕跡データとして信頼度 A のみを使用した時の O/C 分布を図 5.1.2-2 に示す。図中には、幾何平均値からの標準偏差の n 倍の境界を破線で示している。これより、平均 $+4\beta$ を超える結果は存在しない。平均 $+3\beta$ を超える箇所は数地点存在しているが、これら O/C の大きく外れている箇所については、図 5.1.2-3～図 5.1.2-5 に示したとおり次の 2 つの現象が生じている。

- ・ 計算結果はほぼ一定だが観測値が当該箇所のみ大きく異なる
- ・ 観測値はほぼ一定だが計算値が当該箇所のみ大きく異なる

これらはいずれも 50m 格子での地形の再現性に起因する可能性があり、原子力発電所における津波評価のように格子間隔を細かくしているような場合には生じ難いことと考えられる。

図 5.1.2-6 には、平均 $\pm n\beta$ を超過するデータ数の全データ数に対する比率（内閣府モデル・本州のみ）を示す。ここで、対数正規分布の打ち切り範囲を超過する確率の理論値は表 5.1.2-1 に示すとおりである。再現計算結果の O/C が平均 $\pm n\beta$ を超える比率は、対数正規分布の理論超過確率とほぼ一致することが確認できた。

対数正規分布の裾の打ち切り範囲を設定する際には、上述の検討結果を参考として使用することができる。

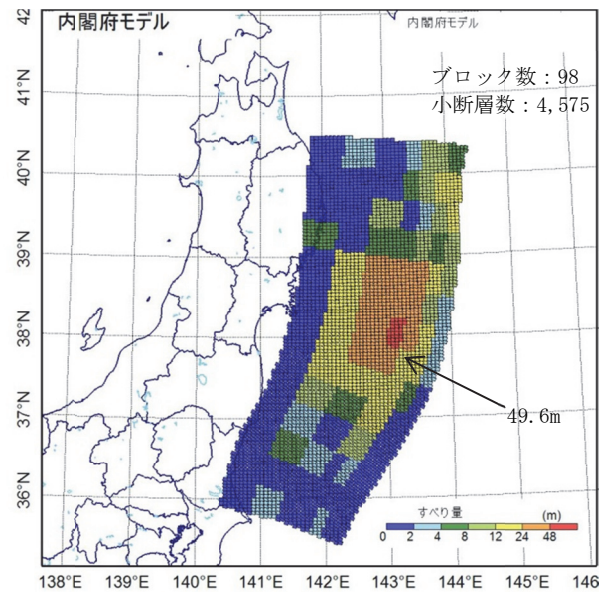


図 5.1.2-1 内閣府のインバージョンモデル

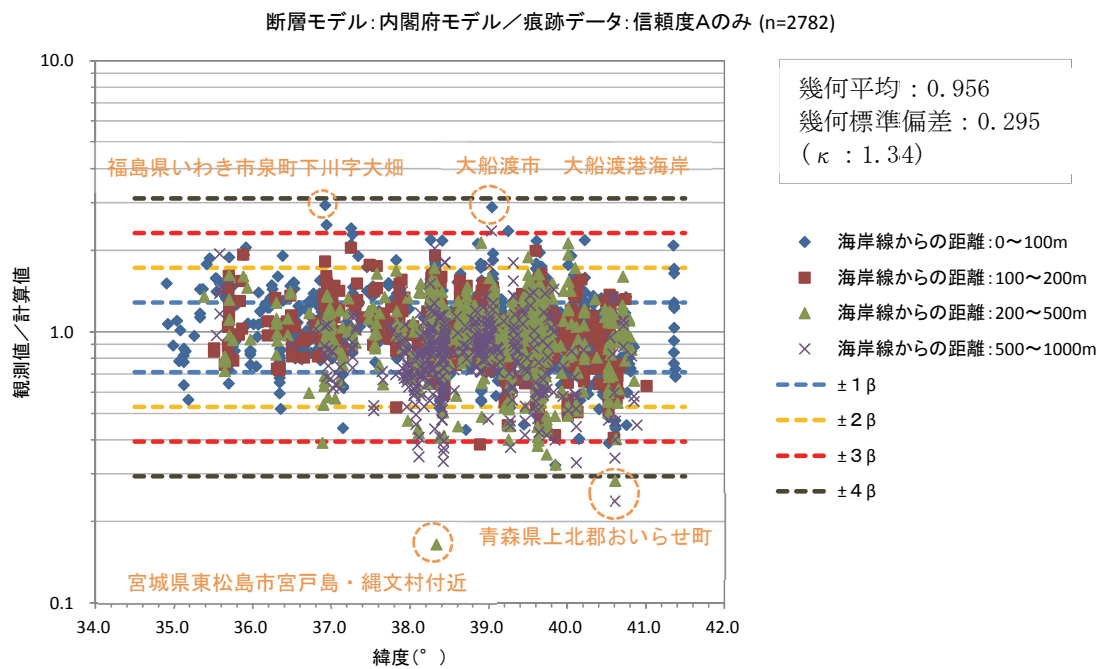


図 5.1.2-2 痕跡データとして信頼度 A のみを使用した時の O/C 分布
(内閣府モデル・本州のみ)



図 5.1.2-3 福島県いわき市泉町下川字大畑の痕跡地点（信頼度：A，No. 690）

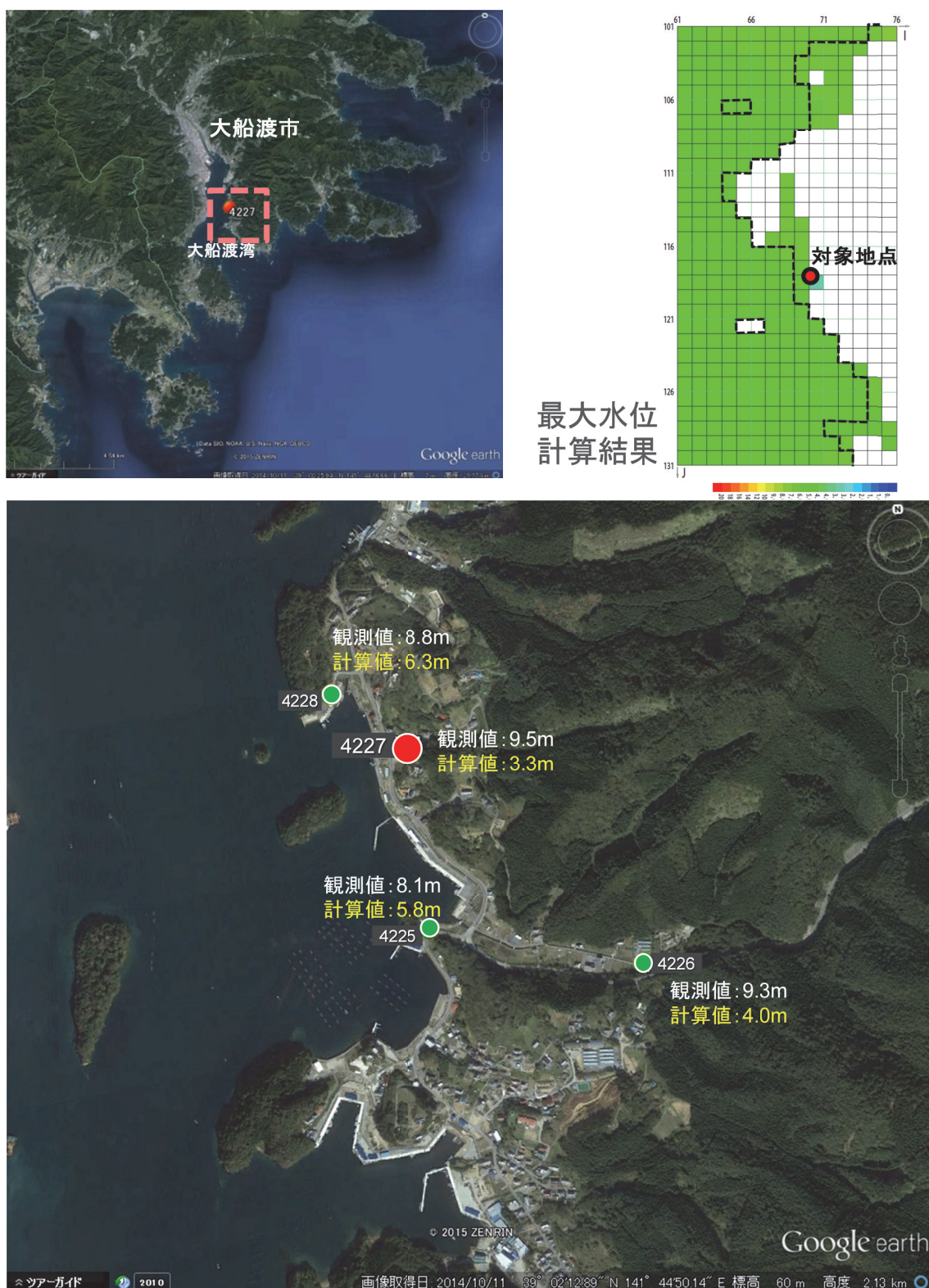


図 5.1.2-4 大船渡市 大船渡港海岸（清水）の痕跡地点（信頼度：A, No. 4227）



図 5.1.2-5 宮城県東松島市宮戸島・縄文村付近の痕跡地点（信頼度：A，No. 187）

表 5.1.2-1 対数正規分布の打ち切り範囲を超過する確率の理論値

打ち切り範囲	超過確率 (%)
平均 $\pm 1\beta$	15.866
平均 $\pm 2\beta$	2.275
平均 $\pm 2.3\beta$	1.072
平均 $\pm 3\beta$	0.135
平均 $\pm 4\beta$	0.003

断層モデル：内閣府モデル／痕跡データ：信頼度 A のみ (n = 2,782)

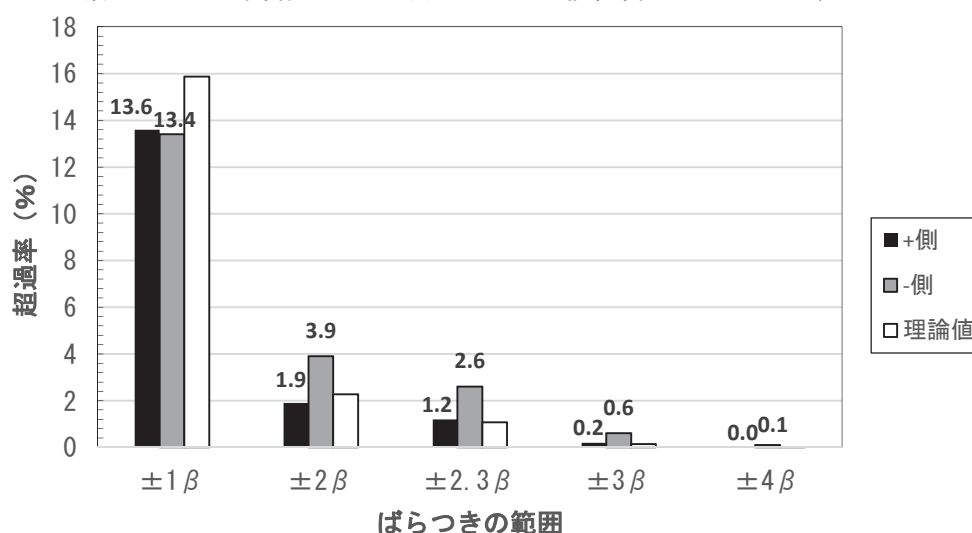


図 5.1.2-6 平均 $\pm n\beta$ を超過するデータ数の全データ数に対する比率
(内閣府モデル・本州のみ)

なお、対数正規分布の打ち切り範囲の設定例には、以下のようなものがある。

① 日本原子力学会(2015)：地震動の上限打ち切りについて

- ・「地震動強さは現象的に有限である。そこで、対数正規分布の成立範囲を有限として設定する必要があるので、打ち切り範囲を設定する。なお、打ち切り範囲の設定について十分な根拠が得られない場合には、炉心損傷頻度に影響を与える地震動の加速度レベル範囲を考慮して、十分大きな値（たとえば標準偏差の 5 倍まで）として設定してよい。」
- ・「対数正規分布の打ち切り範囲は、 $\pm 2.0\sigma \sim \pm 4.5\sigma$ の範囲で一様分布とした。」

② 原子力安全基盤研究機構(2014)：津波伝播モデルにおける対数正規分布の打ち切りの設定

- ・「例えば『分布の両側の各 1%に入る現象は実際には起こらない』とする場合，分布の両側 1%を打ち切る」($=2.3\sigma$ で打ち切り)

③ 防災科学技術研究所(2005)：確率論的地震動予測地図作成手法の検討における分布の裾の打ち切り

- ・「50 年間の超過確率 5%，あるいは 30 年間の超過確率 3%といった確率レベルまでを対象とする場合に（中略）結果に相当の影響を及ぼすと考えられるのは， $+2\sigma$ 程度以内の範囲であると言える。このことから，観測記録からは $\pm 3\sigma$ の範囲を超えるデータを統計的な異常値とみなし，対数正規分布の裾を打ち切ることとする。」

5.2 専門家の活用

確率論的津波評価における専門家の活用に関しては、日本原子力学会の考え方（日本原子力学会, 2012）のほか、米国 NRC (Nuclear Regulatory Commission) の SSHAC (Senior Seismic Hazard Analysis Committee) レポートの方法もあるため、両者を紹介する。

5.2.1 日本原子力学会標準の考え方

日本原子力学会(2012)の内容を以下に転記する。

ロジックツリーの作成に当たっては、対象とする認識論的不確実さ要因の技術的な難易度を判断し、次の3段階の専門家活用水準のいずれかを設定する。専門家活用水準ごとに作業手順が大きく異なるので、作成するロジックツリーに関する信頼性・説明性に留意して、その水準を設定する。

a) 専門家活用水準 1

津波ハザードの不確実さへの影響が比較的小さい水準を想定し、TI（ロジックツリーの技術的な纏め役）が文献レビューおよび自らの経験に基づきコミュニティ分布（科学者集団が総合的に評価する時点での不確実さの客観的分布）を評価し、ロジックツリーを作成する。

b) 専門家活用水準 2

津波ハザードの不確実さへの影響が比較的大きく、重要項目に対する専門家意見が分かれることを想定し、TI がモデル提案者および関連する専門家と接触してその見解および根拠を聴取するか、又はそれらの専門家を一堂に集めて討論などを通じて、モデルの改善および絞り込みを行い、コミュニティ分布を評価して、ロジックツリーを作成する。

c) 専門家活用水準 3

津波ハザードの不確実さの要因が広範囲で多岐に亘り、重要かつ複雑と判断され、その評価に関して多大な時間・費用・人的資源を要し、場合によっては各種調査が必要となることを想定し、TFI（ロジックツリーの総合的な纏め役）が専門家によるパネルを編成し、専門家をモデル提案者でなく不確実さの客観的評価者として活用し、パネルが評価したコミュニティ分布を公平に集約して、ロジックツリーを作成する。

なお、専門家活用水準 1 および専門家活用水準 2 における TI の役割を、津波ハザード評価者自らが担っても良い。

（専門家水準ごとのロジックツリー作成手順については、日本原子力学会(2012)を参照）

5.2.2 SSHAC レポートの方法

米国 NRC より報告された SSHAC レポート (NRC, 1997) では、検討レベルに応じた専門家の活用方法がシステマティックに構築されている。また、レベル 3 およびレベル 4 の実用的な実施ガイドライン (NRC, 2012) も発刊されている。

SSHAC レポートの 23 頁に掲載されている検討レベルおよび検討方法をまとめた表 (Table 3-1) の日本語訳が日本原子力学会 (2015) に掲載されているため、同表を表 5.2.2-1 に示す。検討レベルが高くなるに従い、関わる専門家の数が増え、より大規模なものとなる。

なお、TI および TFI は、検討のプロセスと内容に関する、適切なピアレビューを受けなくてはならないとされている。

表 5.2.2-1 SSHAC レポートの検討レベルおよび検討方法

検討レベル	課題の程度	検討方法
レベル 1	ハザードへの影響度が小さい場合	TI が文献レビュー、経験に基づきモデルを評価し、コミュニティの分布を見積もる。
レベル 2	ハザードに影響、意見の違いがある場合	TI がモデル提案者や関連の専門家と接触し、見解や根拠を聞き、コミュニティの分布を見積もる。
レベル 3	ハザードに最も影響、意見の違いあり、複雑な場合	TI がモデル提案者や関連の専門家を一同に集めて討論をもち、提案の改善、絞り込みを行い、コミュニティの分布を見積もる。
レベル 4	同上 (より組織的に実施する場合)	TFI が専門家パネルを組織し、議論の焦点を絞る。各評価者のコミュニティ分布の見積もりを引き出し、集約する。

TI : Technical Integrator (ロジックツリーの技術的なまとめ役)

TFI : Technical Facilitator/Integrator (ロジックツリーの技術的なまとめ役であり、専門家の意見統合の世話役)

コミュニティ分布 : 専門家集団が総合的に評価する時点での不確定性の客観的分布

5.3 G-R 式の b 値に関する既往知見

G-R モデルは、多数の地震群に着目したとき、マグニチュード M とマグニチュードごとの地震数 n との間に、

$$\log n = a - bM$$

が成り立つことを前提としている（以下、本式を「G-R 式」という。）。ここで、 b 値は評価対象とする海域で発生した地震の統計に G-R 式をあてはめることにより求めることができ、G-R 式に含まれる b 値が 1 のとき、マグニチュードが 1 増えると地震数が $1/10$ になることを意味する。

b 値は対象とする海域によって異なる。尾形 (2015) では全地球的な b 値分布が示されており（図 5.3-1）、大雑把にいつて海嶺では b 値が大きく、沈み込み帯では b 値が小さいとされ、さらに沈み込み帯に位置する日本領域を詳しく見ると、かなり細かい地域性があるとされている。図 5.3-1 から、 b 値は日本海溝沿い～千島海溝沿い（南部）海域でおおむね 1 未満となっており、南海トラフ～南西諸島海溝の一部に 1 以上の領域がみられる。

一方、地震本部 (2013) では、全国地震動予測地図の策定において、地震の規模の確率分布は、上限値を有する G-R モデル の関係に従うと仮定して評価し、 b 値を日本周辺の平均的な値と考えられる 0.9 を用いている。付属編第 7 章に示した確率論的評価手法の適用事例においては、 b 値としてこの 0.9 を用いた。また、 b 値は地震サイクルに対応して時間的にも変化することが指摘されている。例えば、楠城ほか (2011) は、2011 年東北地方太平洋沖地震の震源域で本震前に b 値の低下がみられたとしている。

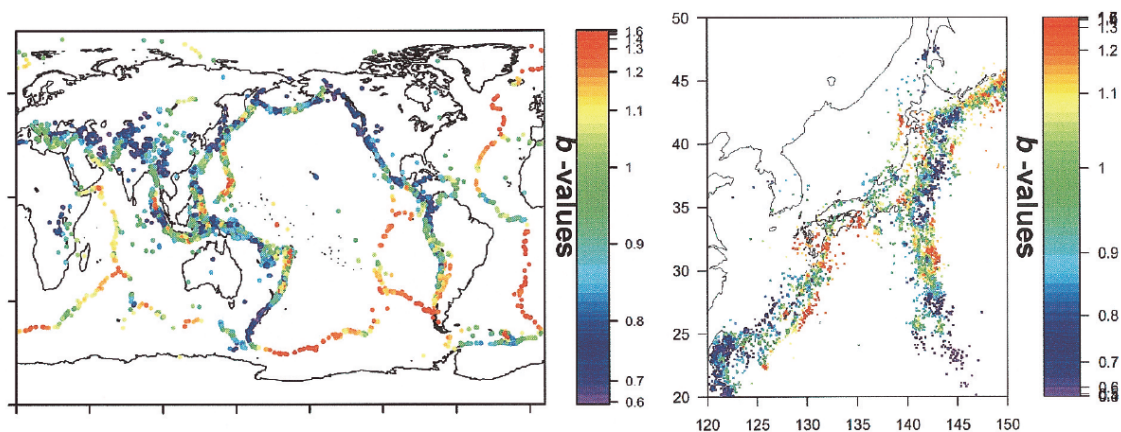


図 2. マグニチュード G-R 分布の係数 b 値の空間分布とその平滑化制約に使用したデロネ分割。（左図）Harvard 大学の全地球 CMT カタログの 1976–2005 年期間 M5.4 以上の地震から求めた。（右図）気象庁カタログの日本周辺 1926–2008 年期間で M5.0 以上の地震から求めた。

図 5.3-1 b 値の空間分布（尾形，2015）

5.4 確率論的津波ハザード解析結果に高潮が及ぼす影響

5.4.1 検討対象

確率論的津波ハザード解析においては、発電所施設における潮位の超過確率を求めるために、津波高さの分布と潮位の分布を合成（畳み込み）し、津波＋潮位の超過確率分布が求められる。津波高さはロジックツリーの各分岐について計算され、津波高さの最大値もしくは最小値を中央値とした対数正規分布で分布形状が決定される。一方で潮位の分布については

- ・ 発電所周辺の験潮記録からの統計処理により作成
- ・ 調和定数から人工的に計算

のいずれかにより作成される。前者の場合には数年程度の験潮記録が用いられることが多い。

潮位の分布を用いるにあたって問題となるのは、高潮などの「発生頻度は低い、発生時の潮位偏差は大きい」現象が十分に反映されていない可能性があることである。これらの現象は分布の潮位分布の端に位置しているが、確率論的津波ハザード解析により確認すべき潮位レベルも数万年に一度程度の非常に稀な現象であるため、異常潮位の影響が本当に無視できるかどうかは自明ではない。

本検討では、異常潮位の中で津波を除いて最も規模が大きいと考えられる高潮を対象として、高潮による潮位偏差が確率論的津波ハザード解析に与える影響を評価した。評価のためには潮位分布の裾野を精度良く表現できるだけの長期の高潮時系列が必要となるが、今回は確率台風モデルと呼ばれる手法を用いて人工的に長期間の台風経路を作成した。検討は

- ・ 潮位分布自体に占める高潮の影響
- ・ 確率論的ハザード解析において津波偏差との合成を行った場合の高潮の影響

の2点について行った。

5.4.2 確率台風モデルの設計

(1) 統計分析に使用するデータ

確率モデル設計のための台風は、気象庁ベストトラックデータより以下の条件で抽出した。

- ・ 対象年：1951～2005（55年間）
- ・ 日本付近を通過する台風のみを対象
- ・ 区域：北緯23度～39度，東経120度～150度

全1,442個中756個の台風を対象として、統計量を求めた。気象庁ベストトラックデータでは、日本から離れた地点では時間間隔が6時間、日本に近付くと3時間とな

っている。そのため、時間間隔が一律に 3 時間となるようデータを補間して用いた。その際には、等加速度の仮定を用いて内挿した。図 5.4.2-1 に抽出した全台風の経路を示す。

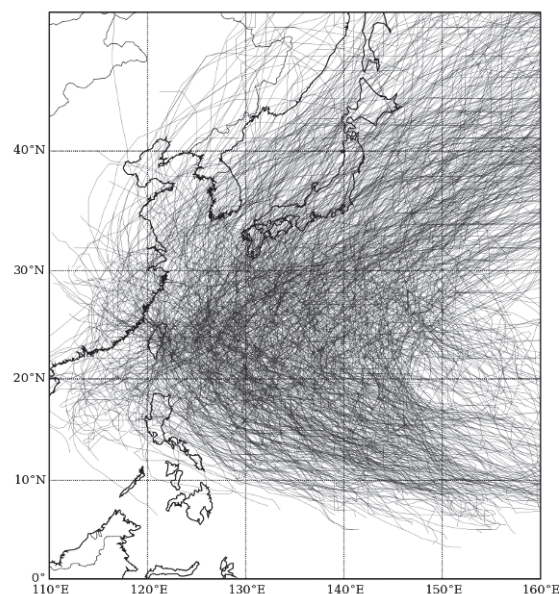


図 5.4.2-1 気象庁ベストトラックデータより抽出した全台風経路

統計量の計算は、領域を 1.5 度×1.5 度の小領域に分割し、小領域ごとの統計量を計算した。また、期間ごとの台風の性質の変化を反映するため、

- ・ 11 月-5 月
- ・ 6 月-7 月
- ・ 8 月
- ・ 9 月
- ・ 10 月

の 5 期間を設定して統計量を求めた。表 5.4.2-1 に各期間における台風発生数の合計と 1 年あたりの台風発生数を示す。

表 5.4.2-1 各期間における台風発生数

期間	台風発生数	年間台風発生数
11-5 月	113	2.05
6-7 月	190	3.45
8 月	195	3.55
9 月	153	2.78
10 月	105	1.91
合計	756	13.75

(2) 期間別の統計量の抽出

確率モデルの時間発展として表現する台風の物理量としては、

- ・ 中心気圧
- ・ 位置（緯度経度）

の3つを選択した。河合・橋本(2006)ではこれらに加えて台風の強風半径もモデル変数に含めているが、強風半径を考慮するためには天気図等を用いて過去の台風の強風半径を調べる必要があるため、今回は使用していない。

台風トラックデータより、台風の発生に関する統計量として、

- ・ 発生位置
- ・ 発生時の中心気圧

台風の移動に関する統計量として、

- ・ 中心気圧の変化率
- ・ 速度（東西，南北2成分）

を求めた。統計量はそれぞれ、平均値とそのまわりの分布を求めた。図 5.4.2-2～図 5.4.2-4 に、各統計量の空間分布を示す。

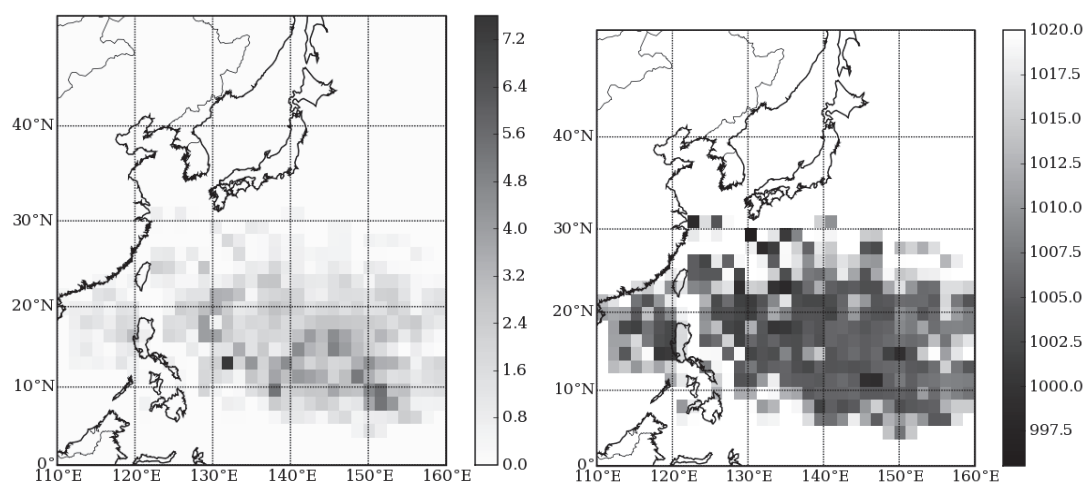


図 5.4.2-2 台風発生位置の度数分布(左)および中心気圧の分布 (右)

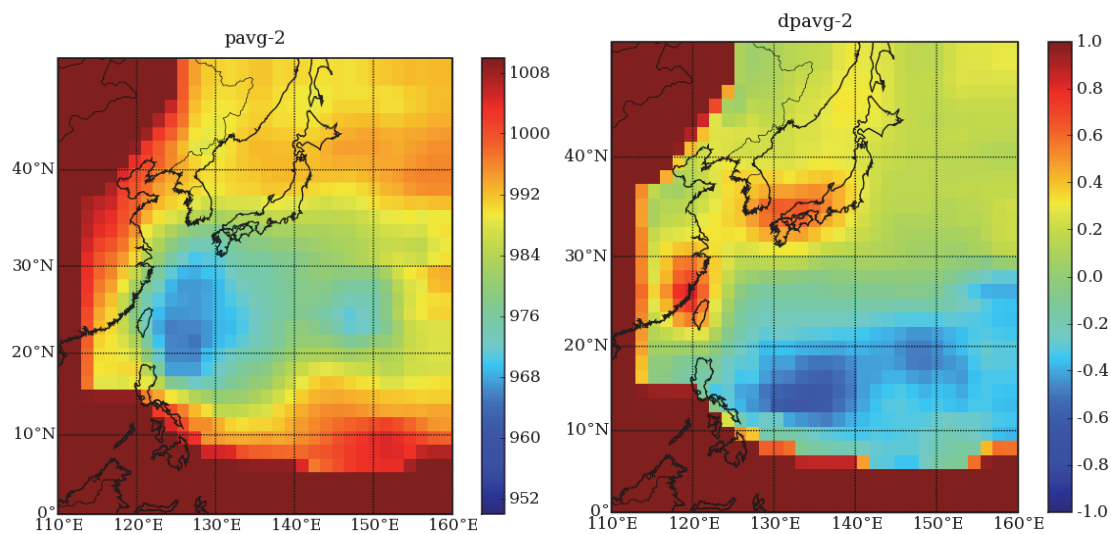


図 5.4.2-3 8 月における台風通過時の中心気圧 (hPa) の平均値 (左)
および中心気圧の変化率 (hPa/hour) の平均値 (右)

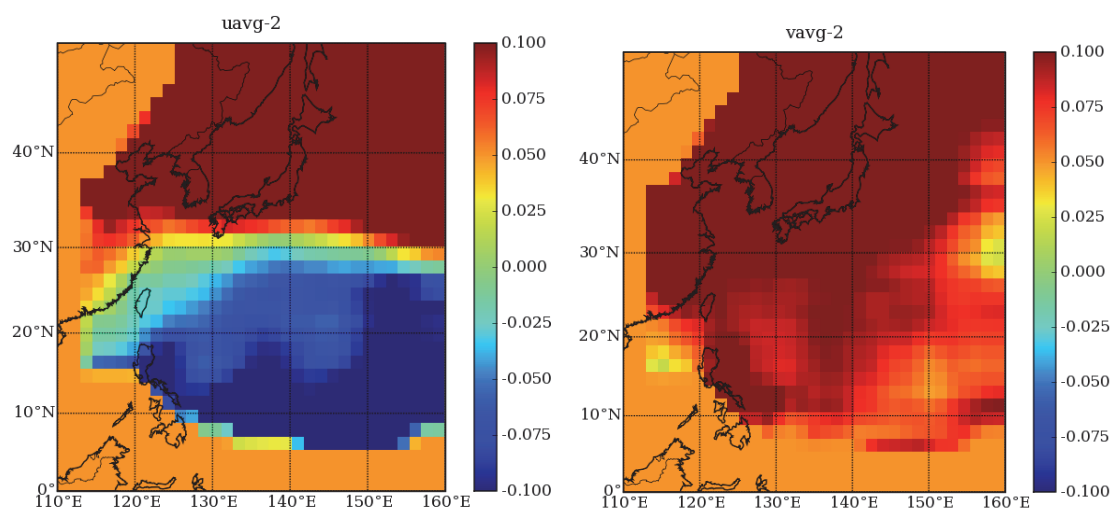


図 5.4.2-4 8 月における台風の進行速度 (deg/hour) の平均値
東西方向 (左), 南北方向 (右)

(3) 定式化

1) 台風の発生

1 年間の台風の発生数は、期間ごとにポアソン分布で与えた。つまり、1 年間の平均発生個数が λ 個の場合、1 年間に n 個の台風が発生する確率は以下の式で与えられる。

$$f(n) = \frac{e^{-\lambda} \lambda^n}{n!}$$

台風発生位置および発生時の中心気圧は、観測データの累積度数分布に従うと仮定した。

2) 台風の時間発展

確率モデルの時間発展は、自己回帰 (AR) モデルを用いて以下のように定める。

$$\begin{aligned} p_i &= p_{i-1} + \Delta p_i \\ \vec{x}_i &= \vec{x}_{i-1} + \vec{v}_i dt \\ \Delta p_i &= \langle \Delta p_i \rangle + \delta p_i \\ \vec{v}_i &= \langle \vec{v}_i \rangle + \delta \vec{v}_i \end{aligned}$$

p_i は中心気圧、 x_i は台風の中心座標、 v_i は台風の移動速度である。中心気圧の変化量は、台風の存在する地点における平均場 $\langle \Delta p_i \rangle$ と偏差 δp_i の和で計算され、座標の変化率である速度 v_i も同様に、平均場 $\langle v_i \rangle$ および偏差 δv_i の和で計算される。偏差は以下の自己回帰モデル

$$\begin{aligned} \delta p_i &= a_1 \delta p_{i-1} + a_2 \delta p_{i-2} + a_3 \delta p_{i-3} + \varepsilon_p \\ \delta \vec{v}_i &= A_1 \delta \vec{v}_{i-1} + A_2 \delta \vec{v}_{i-2} + \vec{\varepsilon}_v \end{aligned}$$

で表現する。回帰モデルの次数については試行錯誤により決定しているため、最適化の余地がある。回帰モデルの係数は過去の観測データからの重回帰分析により求めた。速度に関する係数 A_1, A_2 は 2×2 の行列である。 $\varepsilon_p, \varepsilon_v$ はランダム誤差を示し、平均 0 の正規分布で与える。正規分布の分散は、求められた回帰式と観測データの間の誤差二乗和平均とした。

平均場の計算は 1.5 度 $\times$ 1.5 度の区域で行っているが、回帰に関するパラメータは全ての領域で同一とした。図 5.4.2-5 に各回帰式への当てはめを行った後の偏差の分布を示す。これらの分布の標準偏差を正規乱数の標準偏差として設定している。

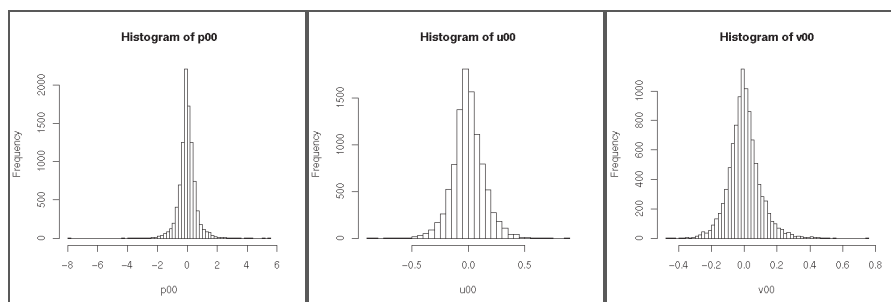


図 5.4.2-5 気圧（左），東西速度（中），南北速度（右）の偏差

3) 台風半径の設定

発達した台風の形状はほぼ円形である。そのため，中心気圧と台風の半径が与えられた場合に，同心円状の分布を仮定することにより地上の気圧分布と傾度風分布を求める簡易式が提案されている（楕円状の分布を仮定する場合もある）。本検討では代表的な Myers の式を用いて気圧低下を求める。台風の中心から r だけ離れた地点の気圧を以下の式により近似する。

$$p = p_c + (1010 - p_c) \exp\left(-\frac{r_0}{r}\right)$$

p_c は中心気圧， r_0 は台風の半径である。ただし，今回対象とする伊勢湾台風などの古い台風データ (1994 年以前) においては，台風の大きさに関するデータが利用できない。天気図や衛星画像などを用いて得ることが好ましいが，今回は強風・暴風半径のデータが利用できる 1995 年から 2005 年の台風データの統計をとり，線形回帰式を作成した（図 5.4.2-6）。この回帰式を用いて中心気圧 p_c から台風半径 r_0 を決定した。

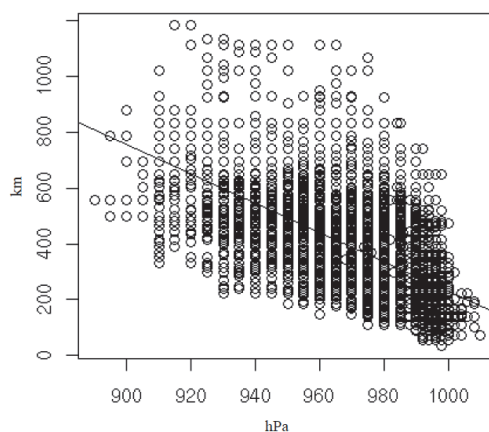


図 5.4.2-6 気圧（hPa）と強風半径（km）の関係

(4) 高潮偏差の計算

本検討での高潮偏差の計算は、潮位表（平成 15 年度版）に掲載されている以下の簡易式を用いて行った。

$$H = a(1010 - P) + bW \cos \theta + c$$

P は気圧の最低値 (hPa), W は風速の最大値, θ は風向きと湾のなす角度である。簡易式の係数 a, b, c は, 過去の高潮に関する統計をもとに全国の主要港湾について数値が求められている。高潮偏差そのものを精度よく評価するためには長波方程式のシミュレーションを行うことが望ましいが, 本検討においては津波との関連で高潮の規模の長期的な性質が再現されれば十分であるため, 簡易式を用いた。

1) 計算結果

・台風経路の分布

確率台風モデルを 100 年間実行し, 台風の経路を生成した結果を図 5.4.2-7 に示す。観測データの経路分布と対応していることがわかる。

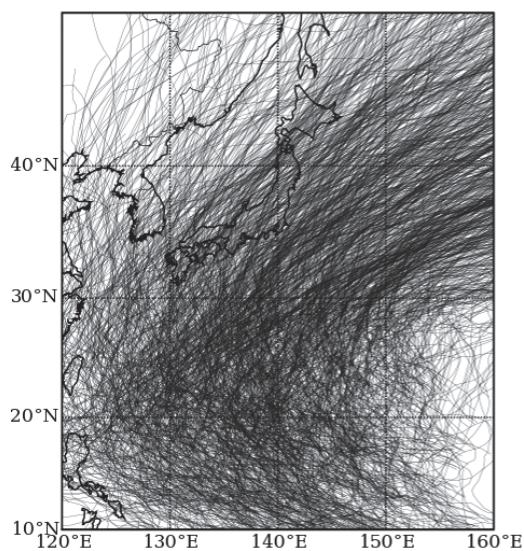


図 5.4.2-7 確率台風モデルにより生成された 100 年間の軌道

2) 最低気圧の分布

確率台風モデルにより生じた 100 年間の最低気圧の分布を図 5.4.2-8 に示す。

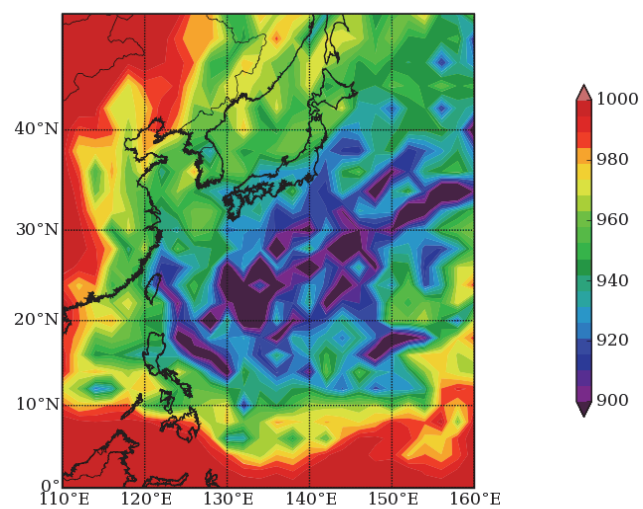


図 5.4.2-8 確率台風モデルにより生じた 100 年間の最低気圧の分布 (hPa)

5.4.3 台風の理論最大強度の計算

本検討はハザード解析への高潮の影響を検討するため、1,000年程度の長期間の確率台風の計算を行う。ところが、前述の確率台風の定式化においては、稀に非現実的と思われる勢力の強い台風が発生する。そこで、各期間における気象場の特徴より熱帯低気圧の物理的な発達限界を算出し、これを確率台風モデルの発達限界として用いる。

(1) 計算手法

台風の理論最大強度 (Maximum Potential Intensity) の計算について、Holland(1997)を参考にまとめる。図 5.4.3-1 のような手順に従い、周囲の気象条件を用いて反復計算により台風中心の気圧を求める。

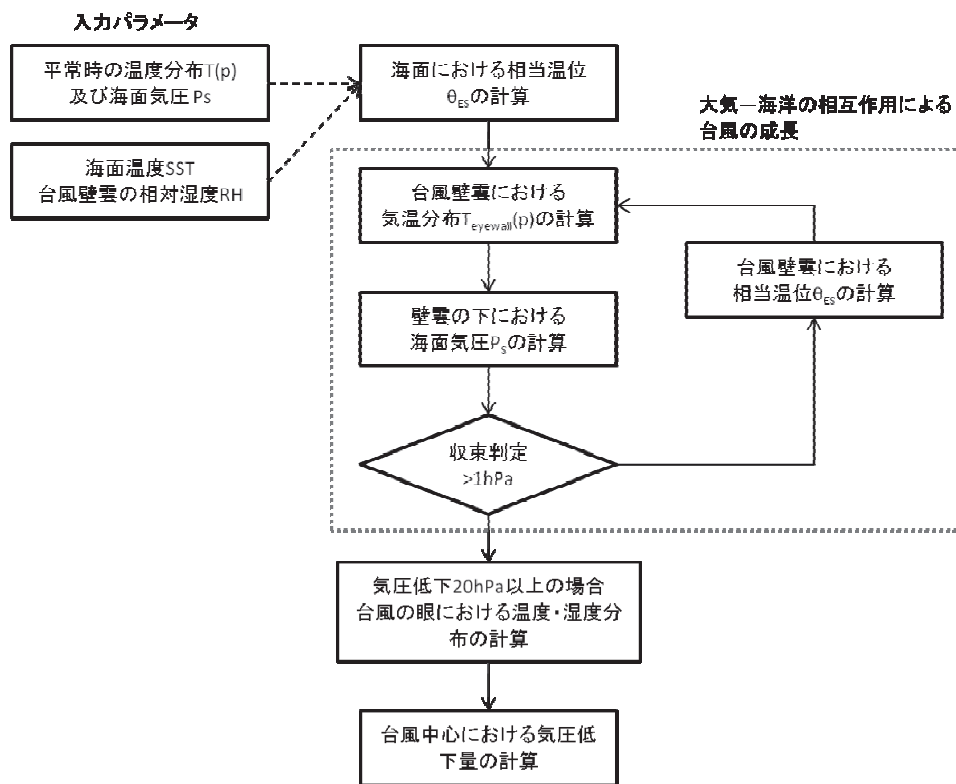


図 5.4.3-1 台風の最大強度の計算手順 (Holland(1997)に加筆)

入力変数として、評価対象の海域における以下のパラメータを入力する。

- ・ 温度の鉛直プロファイル $T_{env}(p)$
- ・ 海面気圧 P_s
- ・ 海面温度 SST

これらのデータは、台風の発生していない平常時における物理量であり、再解析データの気候値等が用いられることが多い。台風壁雲における相対湿度 RH は、文献によって 80%-95%の数値が提案されているが、今回の検討では Holland(1997)にならい 90%と

する。

相当温位 θ_E の計算は、以下の式により行う。

$$\begin{aligned}\theta_E &= \theta \exp \left[1000q(1-0.81q) \left(\frac{3.376}{T_L} - 0.00254 \right) \right] \\ q &= \frac{RH}{100} q^* \\ q^* &= \frac{3.802}{p} \exp \left[\frac{17.67(T-273.15)}{T-29.65} \right] \\ T_L &= \frac{2840}{3.5 \ln T - \ln e - 4.805} + 55 \\ e &= \frac{pq}{0.622 + q} \\ \theta &= T \left(\frac{1000}{p} \right)^{R/cp}\end{aligned}$$

ここに、 q は混合比、 q^* は飽和混合比、 θ は温位、 T_L は持ち上げ凝結高度（LCL）における温度、 E は水蒸気圧、 R は気体定数、 cp は定圧比熱である。

気体定数および定圧比熱は、乾燥大気の数値（ $R/cp=0.286$ ）で近似することができる。上の関係式を用いると、相当温位が温度分布および湿度分布から求められることとなる。海面における相当温位 θ_{ES} は、温度 T を海面付近の気温とし、気圧を海面気圧とすることにより求められる。壁雲においては相当温位が保存されると仮定し、 $\theta_{EC}=\theta_{ES}$ とする。気温上昇 $\Delta T_{eyewall}$ は以下の式により求められる。

$$\Delta T_{eyewall}(p) = \frac{\theta_{EC}^* \left(\frac{p}{1000} \right) \frac{R_d}{c_p}}{\exp \left[1000q^*(1+0.81q^*) \left(\frac{3.376}{T} - 0.00254 \right) \right]} - T_{env}(p)$$

壁雲における温度プロファイル $T_{eyewall}(p)$ に関して書き換えると、以下の式を得る。

$$T_{eyewall}(p) = \frac{\theta_{EC}^* \left(\frac{p}{1000} \right) \frac{R_d}{c_p}}{\exp \left[1000q^*(1+0.81q^*) \left(\frac{3.376}{T_{eyewall}(p)} - 0.00254 \right) \right]}$$

これは温度に関して陰的な関係式となっているため、反復法を用いて温度プロファイルを数値的に求める。

温度プロファイルが求められると、気温上昇から予想される気圧変化 ΔP_s を以下の式により求めることができる。

$$\begin{aligned}\Delta P_s &= \frac{P_s}{T_v(P_s)} \int_{P_s}^{P_t} \Delta T_v d \ln p \\ T_v &= T(1+0.61q)\end{aligned}$$

T_v は仮温度である。混合比 q は相対湿度 $RH=90\%$ の下での値を用いる。積分の上端である PT の選択は、物理的には風の回転が反時計回りから時計回りに変わる地点に相当する。この地点は強い熱帯低気圧においては浮力がゼロとなる地点とほぼ等しいため、壁雲における持ち上げ凝結高度からの飽和湿潤断熱曲線が周囲の温度プロファイルと交差する地点を選択する。

上式により海面気圧の低下量が計算されると、新たな海面気圧を用いて海面の相当温位 θ_{ES} を再び計算することができ、それを用いて温度上昇量が更新される。この操作を収束するまで繰り返すことにより、発達した熱帯低気圧における気圧低下量を求める。

これまでの操作により、熱帯低気圧の目の壁雲における気圧低下が求められたが、目の中心における気圧低下を求めるために以下の計算を行う。

なお、気圧低下量が 20hPa に満たない場合には、目を生じないと判定し、計算された気圧低下量を中心の数値としてそのまま用いる。

目においても、目の壁雲と同様に相当温位 θ_{ES} が保存されると仮定する。すなわち

$$\theta_{E,eye} = \theta_{EC} = \theta_{ES}$$

である。目の内部における相対湿度の鉛直分布は以下の式を用いて推定する。

$$RH = \begin{cases} 0 & P \leq 200hPa \\ \max(X, 0) & 200 < P \leq 450hPa \\ \min(X, 80) & 450 < P \leq 700hPa \end{cases}$$

$$X = -10 + \frac{(P_{S,eyewall} - 800)(P - 200)}{1000}$$

700hPa 以上の気圧においては線形に相対湿度が上昇し、900hPa で 95% に達すると仮定する。また、目の内部における温度分布は以下の式を用いて計算する。

$$\Delta T_{eye}(p) = \frac{\theta_{ES} \left(\frac{p}{1000} \right) \frac{R_d}{c_p}}{\exp \left[1000q^* (1 + 0.81q) \left(\frac{3.376}{T} - 0.00254 \right) \right]} - T_{env}(p)$$

計算された温度および相対湿度の鉛直プロファイルを用いて、気圧低下量 ΔP_{Smax} が計算される。台風の最大強度は以下の式で表わされる。

$$MPI = P_{Senv} - \Delta P_{Smax}$$

(2) 理論最低気圧の分布の計算

最大台風強度の計算に用いる気象データとして、NCEP/NCAR 再解析データを用いた。

- ・気温の鉛直プロファイル (17 層 (hPa): 1,000, 925, 850, 700, 600, 500, 400, 300, 250, 200, 150, 100, 70, 50, 30, 20, 10)

- ・ 地表付近の気温
- ・ 海面気圧

の3変数について、1968～1996年の29年間の平均値を用いた。確率台風モデルに用いるため、期間別の5区分（11～5月、6～7月、8月、9月、10月）について各変数の分布を計算した。8月における海面付近の気温分布および海面気圧分布を表示した結果を図5.4.3-2に示す。

各期間について、格子状のMPIを算出した結果を図5.4.3-3に示す。8月および9月のMPIの分布を図5.4.3-4のTsutsui (2008)による結果と比較すると、再解析データの違いのために若干の差異は見られるが、分布の傾向は一致していることがわかる。

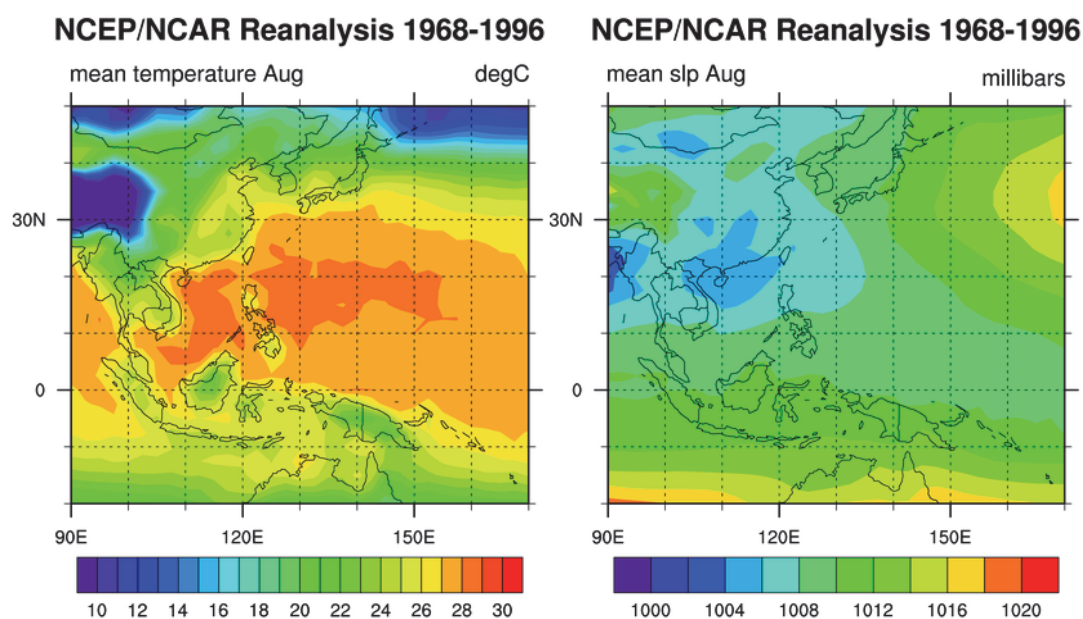


図 5.4.3-2 8月における地表付近の気温分布（左）および地表面気圧分布（右）

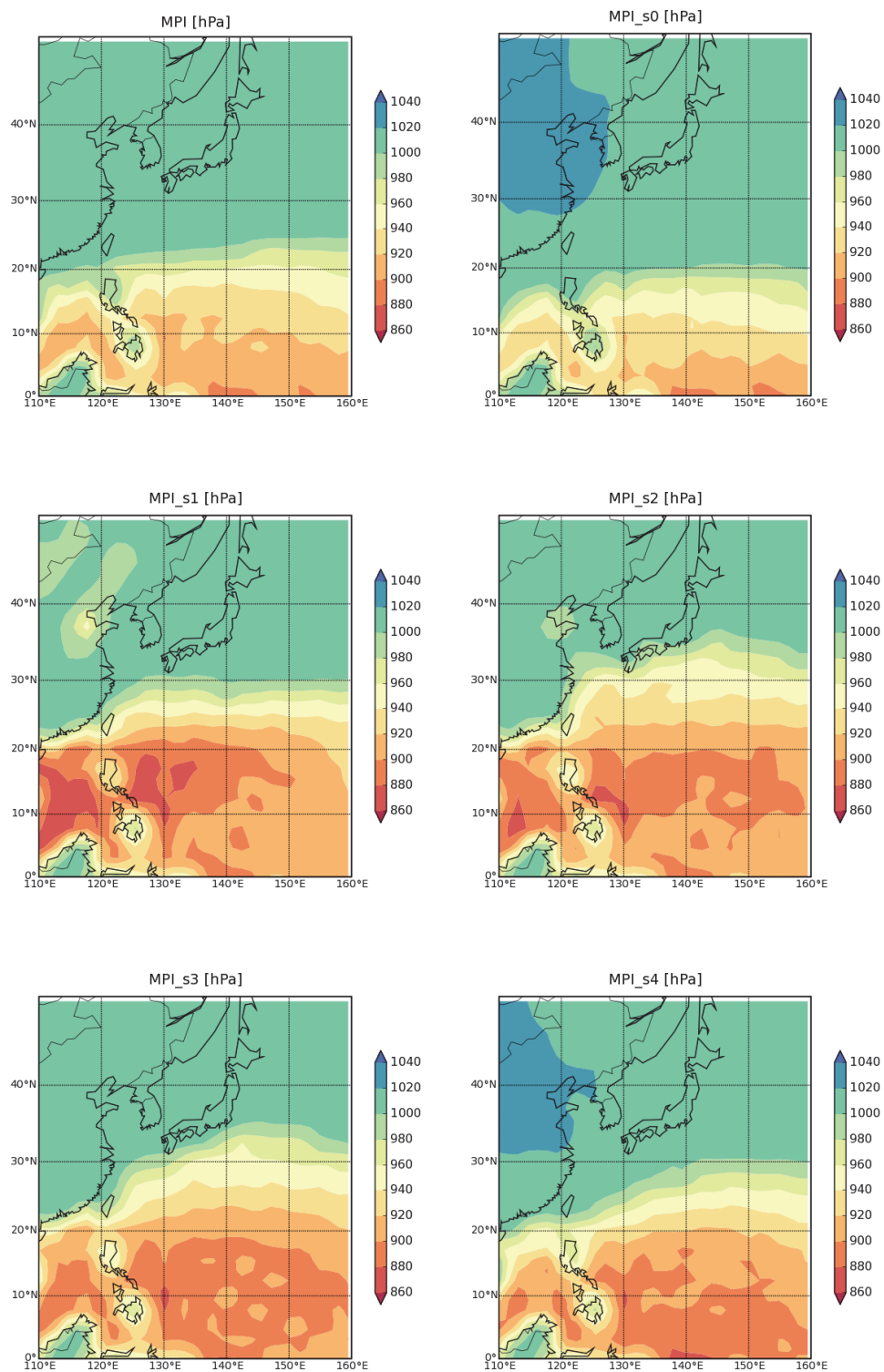


図 5.4.3-3 各期間における最低気圧の計算結果
(左上から年平均, 11-5 月, 6-7 月, 8 月, 9 月, 10 月)

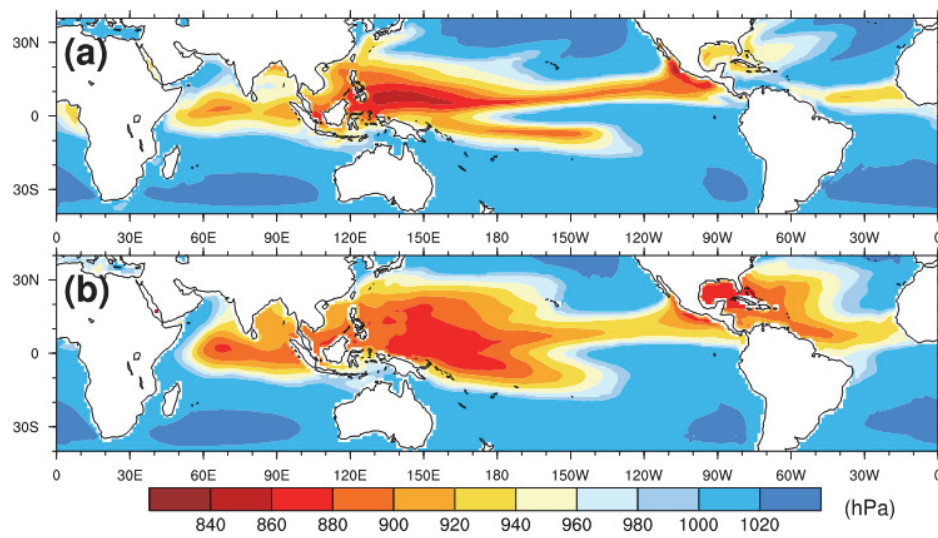


Fig. 3. August-September (AS) MPI for the present (1980-1999) climate from (a) CCSM3 and (b) JRA-25.

図 5. 4. 3-4 Tsutsui (2008) による最大台風強度の計算結果

5.4.4 津波ハザード解析に高潮が与える影響

(1) 評価手順

標準的な津波ハザードの評価においては、対数正規分布を仮定した津波偏差の分布と、験潮記録等より作成した潮位分布の重ね合わせによりサイト前での潮位偏差を求める。本検討は津波ハザード解析において台風による異常潮位が与える影響を評価することが目的であるため、図 5.4.4-1 に示したように、潮位分布を天文潮と高潮偏差の合成により表現する。天文潮は調和定数を用いて人工的に作成し、高潮偏差は確率台風モデルを用いて求める（井上ほか，2013）。

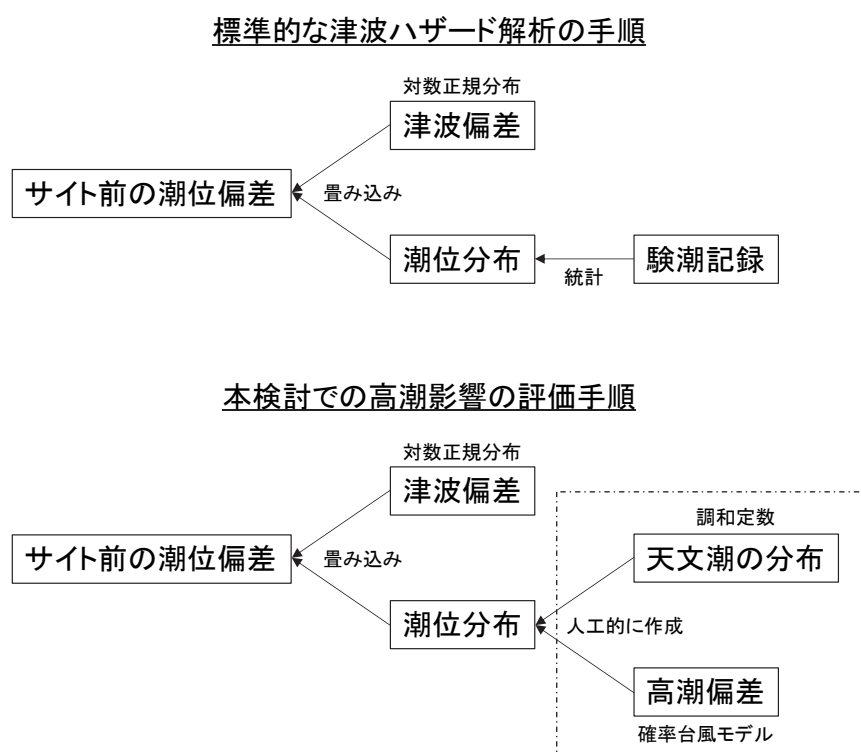


図 5.4.4-1 本検討における高潮の評価手法

評価手順は以下のとおりである。

- ① 確率台風モデルを用いて人工的な高潮偏差の時系列を作成し、天文潮の時系列と合成することにより、「天文潮＋高潮偏差」の潮位分布を求める（図 5.4.4-2）。
- ② 津波高さの分布と津波発生時の潮位分布に対して畳み込み演算を行い、最終的な水位の分布を求める。
- ③ 乱数を変えて確率台風モデルを複数回実行し、試行間のばらつきを調べることで、高潮の考慮年数による潮位への影響を調べる。
- ④ 津波高さ分布および天文潮分布がどのような場合に、高潮偏差を考慮する必要がある

るかを調べる。津波高さ分布については、中央値、ばらつき、打ち切り水位の変化に対して高潮の影響がどのように変化するかを調べる。

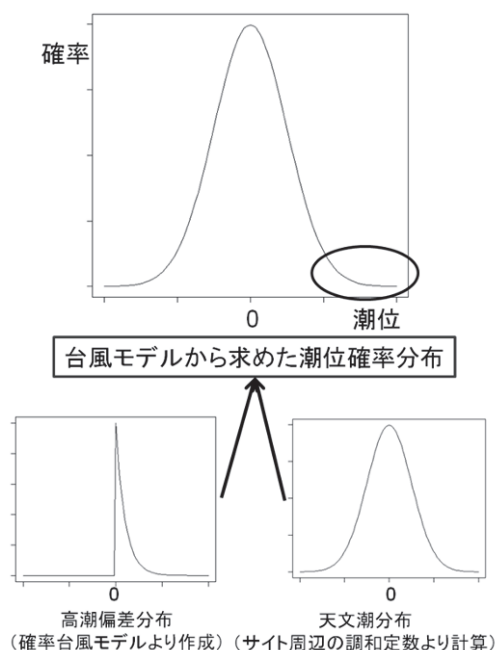


図 5.4.4-2 人工的な潮位偏差の作成手順

(2) 天文潮設定の事例

2007 年度版「潮位表」に掲載されている調和定数より、人工的な潮位分布を作成する。作成した潮位分布は確率台風モデルにより作成した潮位偏差と合成する。表 5.4.4-1 に主要 4 分潮の周期を示す。M2, S2 が約半日周期，K1, O1 が約 1 日周期の変動を表す。

調和解析では、三角関数の線形重ね合わせにより天文潮を表現する。ある地点における時刻 t の潮位 $\eta(t)$ は以下の式を用いて計算される。

$$\eta(t) = \sum_i H_i \cos\left(\frac{2\pi}{T_i}t + \mu_i - \kappa_i\right)$$

ここで、 H_i は各分潮成分の振幅、 T_i が周期を示す。 μ_i は位相角と呼ばれ、起潮力自体の位相の差を表す。これは地点によらず一定となる。 κ_i は遅角と呼ばれ、地点毎に決まる位相のずれを示す。

天文潮の設定においては、天文潮の偏差が大きい太平洋側の名古屋地点と、小さい日本海側の舞鶴地点を選択した (表 5.4.4-2)。

表 5.4.4-1 主要 4 分潮の周期

略称	名称	周期 (hour)
M2	主太陰半日周潮	12.42
S2	主太陽半日周潮	12.00
K1	日月合成日周潮	23.93
O1	主太陰日周潮	25.82

表 5.4.4-2 各地点における調和定数

地点		名古屋	舞鶴
M2	H (cm)	64.77	6.20
	κ (deg)	117.84	70.70
S2	H (cm)	30.42	2.27
	κ (deg)	203.87	90.33
K1	H (cm)	24.06	5.19
	κ (deg)	186.91	342.09
O1	H (cm)	17.94	5.26
	κ (deg)	166.77	314.62
調和分析年次		1996～1997, 1999～2005	1996～2005
平均海面 (cm)		140.00	18.9

(3) 潮位分布における高潮偏差の影響の評価

確率台風モデルを用いて、高潮偏差が潮位分布に与える影響を評価した。天文潮の分布としては、名古屋(太平洋側を代表)および舞鶴(日本海側を代表)の 2 地点のものをを用いた。確率台風モデルの実行に関しては、

- ・ 10 年, 100 年, 1,000 年の 3 期間を対象
- ・ 各期間について、乱数を変更して 10 回試行

とした。

最初に、天文潮と高潮偏差を合成した潮位の分布を作成し、高潮の相対的な影響を調べた。合成潮位の確率密度関数は、天文潮と高潮偏差の確率密度関数を求め、両者の畳み込みを計算することにより求めた。確率密度関数より計算した超過確率を表示した結果を図 5.4.4-3 に示す。赤線が高潮を含まない場合の分布で、黒線は確率台風モデルによる高潮偏差 (10 試行分) を加えた結果である。計算結果より以下の性質が確認できる。

- ① 分布形の違いが顕著に現れるのは 10^{-3} より小さい確率の場合である。
- ② 確率台風モデルの計算期間を長くすることにより、台風の持つばらつきを抑え、より正確に評価ができることがわかる。

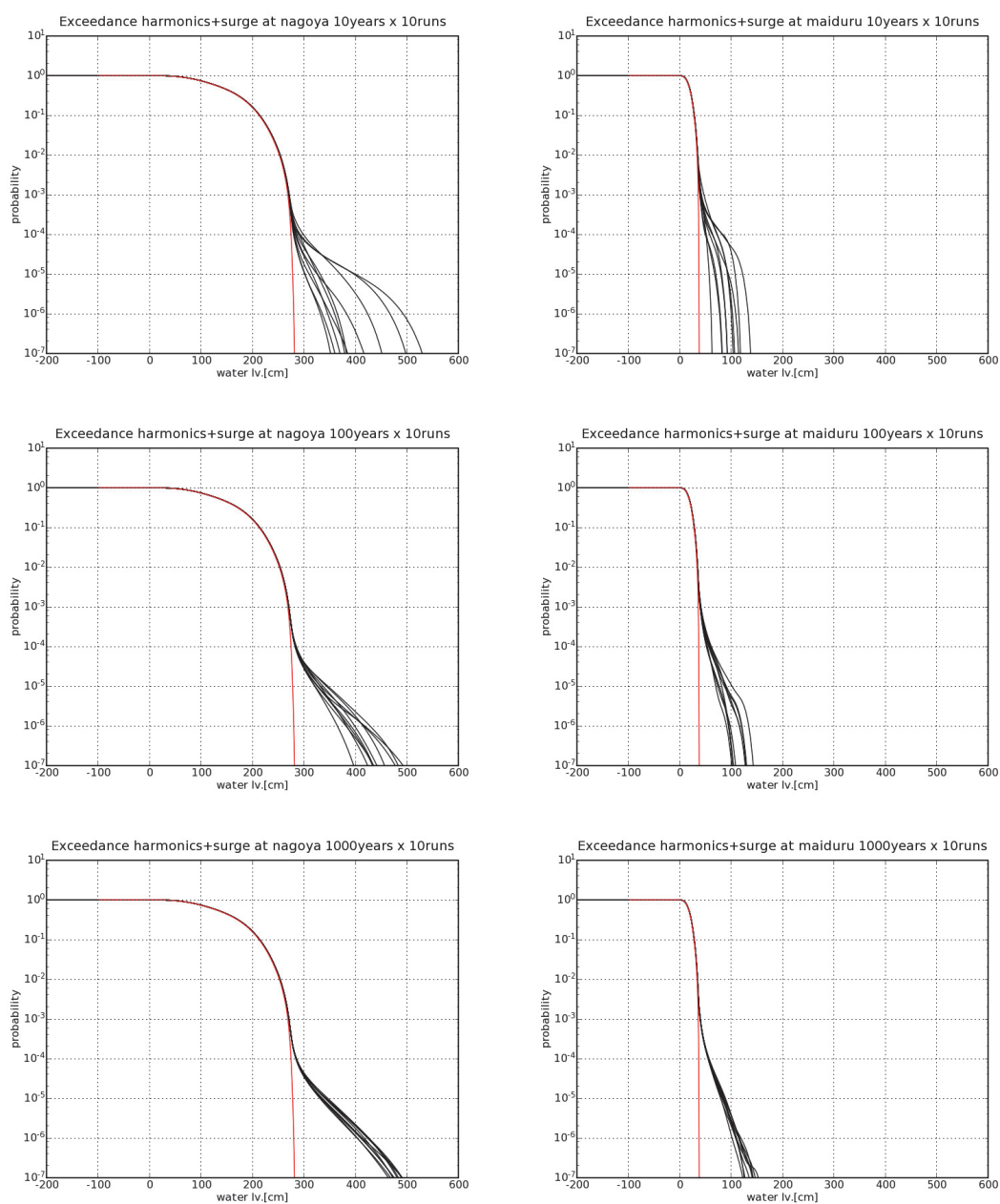


図 5.4.4-3 名古屋地点および舞鶴地点における天文潮+高潮偏差の超過確率分布
(上から 10 年, 100 年, 1,000 年, それぞれ 10 回ずつ確率モデルを実行)

(4) 津波高さを仮定した場合のハザード解析への影響評価

津波ハザード解析では、津波の数値シミュレーションにより生じる各種の誤差を考慮するため、津波高さの分布として対数正規分布の端を打ち切ったものを用いることが多い。そこで、分布の打ち切り高さおよび分布のばらつきの大きさを変更し、潮位と重ね合わせた場合に高潮が与える影響について検討した。

- ・ 津波高さの中央値 (μ) : 5m, 1m
- ・ ばらつき (κ) : 1.25, 1.45
- ・ 打ち切り水位 (σ_{co}) : 2.3σ , 10σ

図 5.4.4-4 に、津波高さの中央値を 5m とした場合の確率密度関数および超過確率を示す。

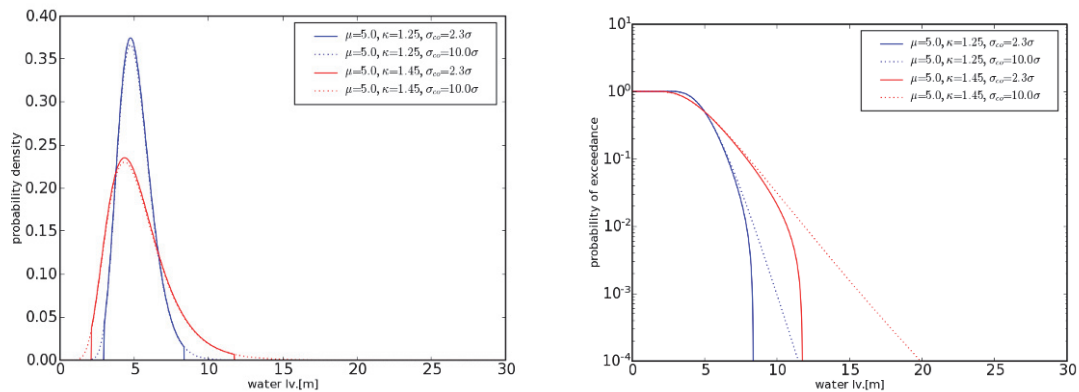


図 5.4.4-4 中央値 5m とした場合の確率密度関数(左)および超過確率(右)

上記の条件のもとで、津波発生時の潮位の超過確率を求めた結果を図 5.4.4-5 および図 5.4.4-6 に示す。以下のような性質が確認される。

1) 打ち切り水位を 2.3σ とした場合

- ・ 高潮の影響が生じるのは、 $10^{-5} \sim 10^{-7}$ 程度の確率である (表 5.4.4-3)。
→ 津波の発生を 100 年に 1 回と仮定するならば、発生頻度は 10^{-7} 回/年から 10^{-9} 回/年となるため、典型的な津波ハザード解析で対象となるレベルにおいて高潮の影響が問題となることはない。
- ・ 津波高さが大きいほど、高潮の影響は小さくなる。
- ・ 津波のばらつきが大きいほど、高潮の影響は小さくなる。

2) 打ち切り水位を 10σ とした場合

- ・ 津波 $\geq$ 高潮偏差なら、高潮の影響はほぼ完全に無視できる。
- ・ 津波 $<$ 高潮偏差なら、高潮の影響は小さいが発生する。

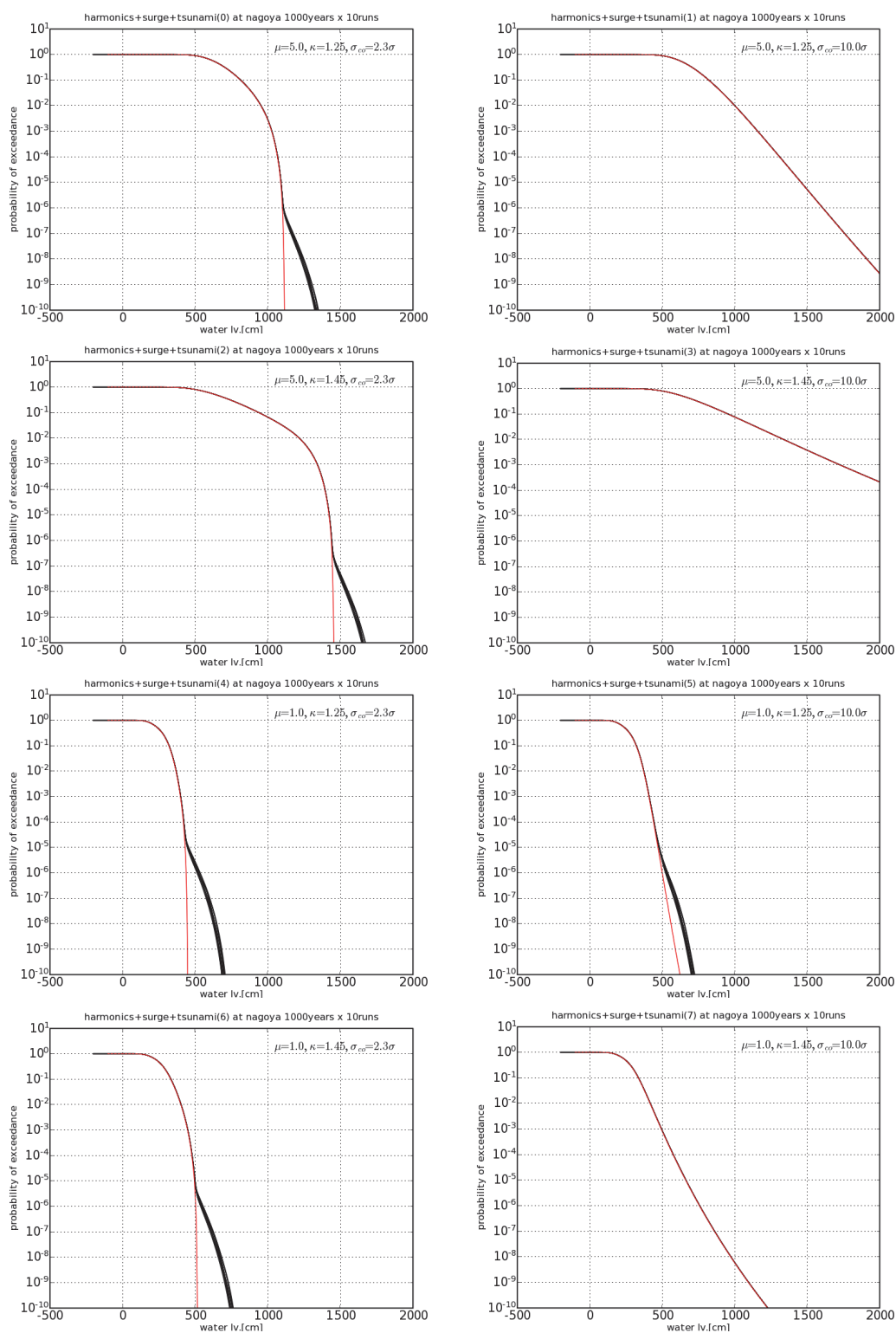


図 5.4.4-5 名古屋地点における津波発生時の潮位超過確率分布
(左：2.3 σ での打ち切り，右：10 σ での打ち切り)

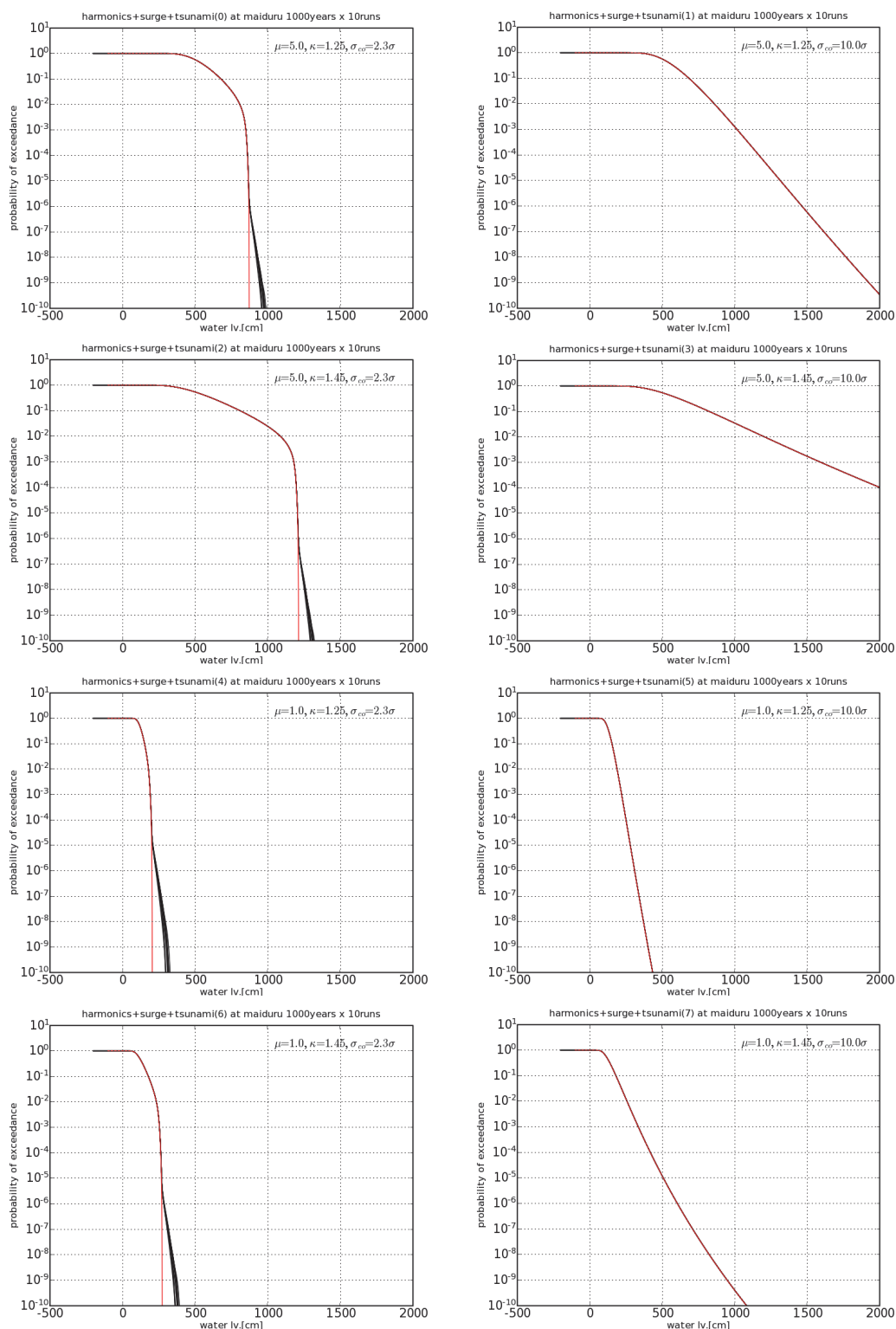


図 5.4.4-6 舞鶴地点における津波発生時の潮位超過確率分布
(左：2.3 σ での打ち切り，右：10 σ での打ち切り)

表 5.4.4-3 ハザード算定値に高潮の影響が及ぶ頻度（10 のべき乗で表示）

	津波高さ	ばらつき	対数正規分布の打ち切り	
			2.3 σ	10 σ
名古屋地点	5m	$\kappa = 1.25$	-6	-
		$\kappa = 1.45$	-6.5	-
	1m	$\kappa = 1.25$	-5	-5
		$\kappa = 1.45$	-5.5	-
舞鶴地点	5m	$\kappa = 1.25$	-6	-
		$\kappa = 1.45$	-6.5	-
	1m	$\kappa = 1.25$	-5	-
		$\kappa = 1.45$	-5.5	-

5.4.5 まとめ

確率台風モデルを用いた検討により，台風による高潮が津波ハザード解析に与える影響は特殊な場合を除いて非常に小さいことが確認できた。高潮の影響が相対的に大きくなるのは，

- ・高潮偏差と比較して津波高が小さい場合
- ・津波高さのばらつきが小さい場合

であることが分かった。また，津波高さ分布の打ち切り水位によっても，高潮の影響度合いは変化する。打ち切り水位が大きい（対数正規分布に近い）ほど，津波シミュレーションの誤差にかき消されるため，高潮の影響が小さくなることが分かった。

高潮の影響を評価する必要がある場合には，確率台風モデルを利用して長期間の台風による高潮偏差を人工的に求めることにより，験潮記録や調和定数による方法では考慮しにくい大規模な高潮の影響を考慮できる。本検討では台風の状態から高潮偏差を求めるために簡易式を用いているが，発電所周辺での簡易式が利用できない場合には，長波方程式による数値シミュレーションを行う必要があると考えられる。

【付属編 第 5 章 参考文献】

- 防災科学技術研究所(2005)：全国を対象とした確率論的地震動予測地図作成手法の検討，
防災科学技術研究所研究資料，第 275 号，369p.
- 原子力安全基盤機構(2014)：確率論的手法に基づく基準津波策定手引き，
JNRS-RE-2013-2041，98p.
- Holland, G. J. (1997) : "The Maximum Potential Intensity of Tropical Cyclones", Journal
of the Atmospheric Sciences, vol. 54, No. 21, pp. 2519-2541.
- 井上剛・藤田尚毅・松山昌史・田中良仁(2013)：津波と高潮の同時発生確率に関する一考
察，土木学会論文集 B3 (海洋開発)，Vol. 69, No. 2, pp. I_425-I_430.
- 地震調査研究推進本部地震調査委員会(2013)：今後の地震動ハザード評価に関する検討～
2013 年における検討結果～，
http://www.jishin.go.jp/evaluation/seismic_hazard_map/shm_report/shm_report_2013/ (平成 28 年 8 月参照).
- 河合弘泰・橋本典明(2006)：確率台風モデルの構築とそれを用いた高潮の出現確率分布の
試算，港湾空港技術研究所資料.
- 楠城一嘉・平田直・小原一成・笠原敬司(2011)：2011 年東北地方太平洋沖地震震源域の b
値の時空間変化，地震予知連絡会会報，第 86 巻，pp. 121-122.
- 日本原子力学会(2012)：日本原子力学会標準 原子力発電所に対する津波を起因とした確
率論的リスク評価に関する実施基準：2011, pp. 20-21.
- 日本原子力学会(2015)：日本原子力学会標準 原子力発電所に対する地震を起因とした確
率論的リスク評価に関する実施基準：2015, 60p.
- 日本原子力学会(2015)：日本原子力学会標準 原子力発電所に対する地震を起因とした確
率論的リスク評価に関する実施基準：2015, pp. 374-375.
- 日本原子力学会(2015)：日本原子力学会標準 原子力発電所に対する地震を起因とした確
率論的リスク評価に関する実施基準：2015, 426p.
- 尾形良彦(2015)：地震の確率予測の研究－その展望，統計数理，第 63 巻，第 1 号，pp. 3-27.
- Tsutsui, J. (2008) : "Maximum Potential Intensity of Tropical Cyclones Derived from
Numerical experiments Using the Community Climate System Model (CCSM3)",
Journal of Disaster Research, vol. 3, No. 1, pp. 25-32.
- U. S. Nuclear Regulatory Commission (1997) : Recommendations for Probabilistic Seismic
Hazard Analysis : Guidance on Uncertainty and Use of Experts, U.S. Nuclear
Regulatory Commission, NUREG/CR-6372, Vol.1 and Vol.2.
- U. S. Nuclear Regulatory Commission(2012) : Practical Implementation Guidelines for
SSHAC Level 3 and 4 Hazard Studies, NUREG-2177, Rev.1.

第 6 章 決定論的評価手法の適用事例

「適用事例の掲載にあたって」

本章で提示する決定論的津波評価手法の適用事例は、津波の発生位置や規模等が条件として与えられていることを前提に、**本編第 4 章**で示した基本断層モデルの設定および不確定性を考慮するためのパラメータスタディの手順およびその結果を例示したものである。

以上の主旨から、本適用事例は、将来発生する可能性のある津波の発生要因、発生位置、規模等を具体的に規定するものではなく、他の評価手順を否定するものではないことに留意いただきたい。また、この適用事例で示したパラメータ等はあくまでも例示であり、実務にあたっては評価におけるパラメータ設定等の妥当性について十分検討することが必要である。

6.1 千島海溝から日本海溝沿いの海域

6.1.1 基本事項

(1) 検討方法

千島海溝から日本海溝沿いの海域を対象として、不確定性の考慮方法に基づく決定論的津波評価を実施した。検討方法は表 6.1.1-1 に示すとおりである。はじめに、対象地域のテクトニックな情報等に基づいて基本断層モデルを設定する。次に、本編 4.2.3.1(1) のとおり、支配的因子に関するパラメータスタディとして概略パラメータスタディを実施し、評価地域に対して大きい影響を及ぼす大すべり域の位置を選定する。最後に、従属的な因子に関するパラメータスタディとして詳細パラメータスタディを実施して、断層破壊の動的なパラメータに関する不確定性の影響を考察する。

表 6.1.1-1 千島海溝から日本海溝沿いの海域における検討方法

検討ステップ	検討項目およびその内容		備考
①基本断層モデルの設定	内閣府(2012)の考え方で大すべり域，超大すべり域を設定		—
②概略パラメータスタディ	大すべり域の半分が重なるように移動(門廻・高橋(2014)の手法)		ライズタイム：30 秒 破壊伝播速度：∞
③詳細パラメータスタディ	破壊伝播速度	1. 0km/s, 2. 0km/s, 2. 5km/s, 3. 0km/s	ライズタイム：30 秒固定
	破壊開始点	大すべり域周辺部および 超大すべり域内に計 6 か 所設定	—
	ライズタイム	30 秒, 60 秒, 180 秒, 300 秒	破壊伝播速度：∞, 2. 5km/s

(2) 数値シミュレーションの解析条件

津波の数値シミュレーションで使用した解析条件は表 6.1.1-2 のとおりである。

表 6.1.1-2 計算条件

項目	内容
解析領域	千島列島北部から千葉県房総半島までの太平洋
計算格子サイズ	沖合 1, 350m→450m→150m→沿岸域 50m
基礎方程式	非線形長波理論
海底の初期変位量	Mansinha and Smylie(1971)の方法
境界条件	沖側：自由透過，陸側：遡上を考慮(移動境界)
越流条件	防波堤：本間公式，護岸：相田公式
水平渦動粘性係数	考慮せず
摩擦係数	マニングの粗度係数 海域： $0.03\text{m}^{-1/3}\cdot\text{s}$ ，遡上域： $0.03\text{m}^{-1/3}\cdot\text{s}$
潮位条件	T. P. $\pm 0.0\text{m}$
計算時間間隔	0.5 秒
再現時間	地震発生後 4 時間

(3) 計算領域と格子サイズ

津波の数値シミュレーションで使用した計算領域の格子サイズを図 6.1.1-1 に示す。沖合の格子サイズは 1,350m で、沿岸部に近づくにつれて順次細分化し、沿岸では 50m としている。

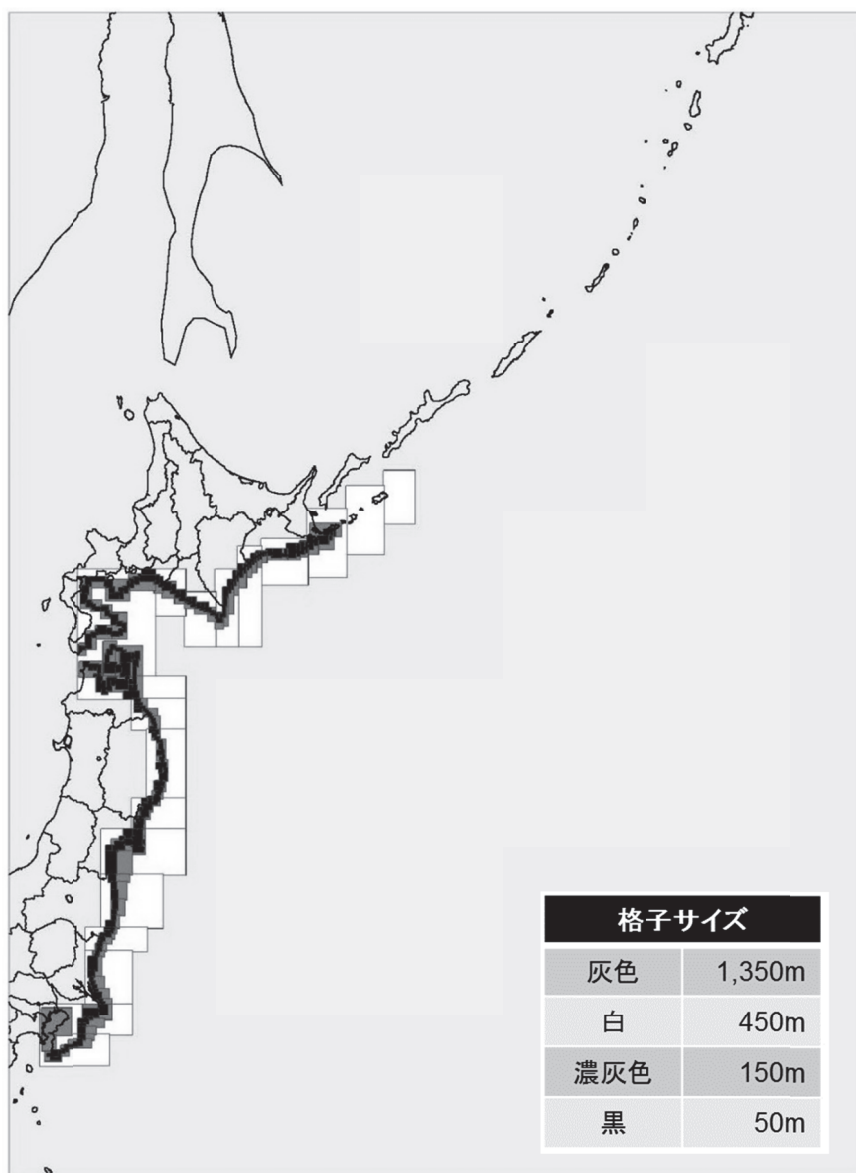


図 6.1.1-1 計算領域の格子サイズ

6.1.2 基本断層モデルの設定

地震本部(2004)によれば，十勝沖～根室沖にかけての領域で発生する地震は400～500年程度の間隔で連動した可能性があり（500年間隔地震），最新の発生時期は17世紀であるとされている。これより，千島海溝から日本海溝沿いの海域において，巨大地震の発生が最も切迫性が高いと考えられている北海道沖の500年間隔地震を含む領域を対象とする。

断層設定の条件は以下のとおりとした。

【設定条件】

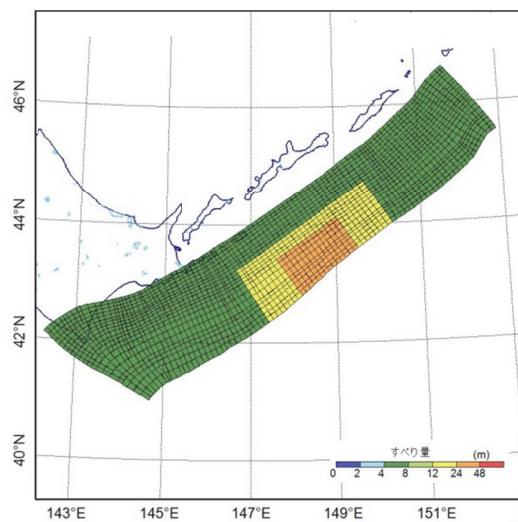
- ・断層設定範囲：日本海溝との会合点～Bussol 海峡（千島前弧スリバー（DeMets, 1992）と太平洋プレートとの境界で発生する地震を想定）
- ・平均応力降下量： $\Delta \sigma = 3$ (MPa)
- ・すべり量分布：内閣府(2012)の考え方にに基づき，大すべり域および超大すべり域を設定

上述の条件に従って設定した千島海溝沿いのM9クラス巨大地震の断層諸元は，表6.1.2-1に示すとおりである。

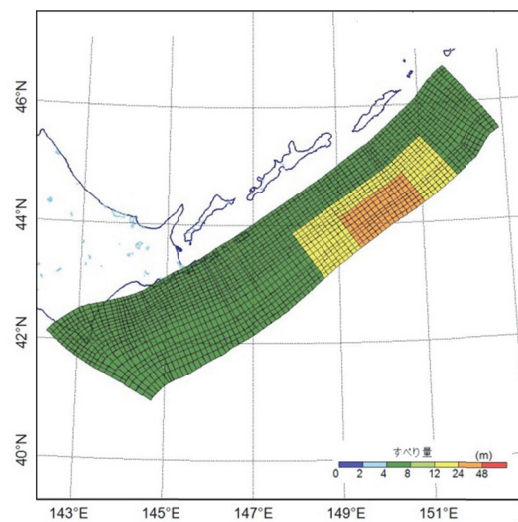
基本断層モデルは，図6.1.2-1(1)に示すとおりである。また，前述の概略パラメータスタディの方法にしたがって，超大すべり域を含む大すべり域を移動させた時の断層モデルは図6.1.2-1(2)～(5)に示すとおりである。

表 6.1.2-1 基本断層モデルの諸元

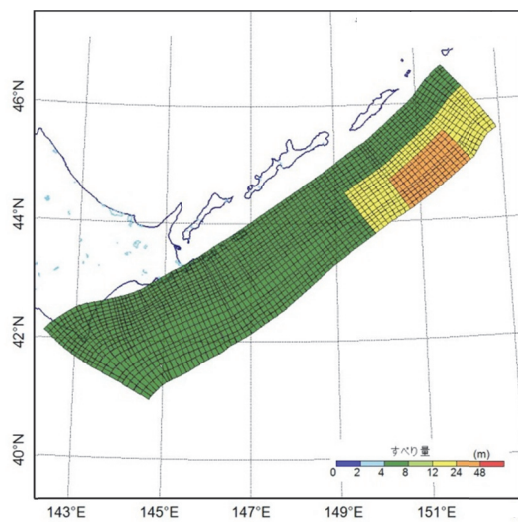
項目	内容
断層全長 (km)	848
断層面積 (万 km ²)	15.9
超大すべり域+大すべり域面積率 (%)	20.1
全域平均すべり量 (m)	10.0
超大すべり域のすべり量 (m)	40.0
大すべり域のすべり量 (m)	20.0
背景領域のすべり量 (m)	5.8
M _w	9.2
$\Delta \sigma$ (MPa)	3.0
小断層数	1,961



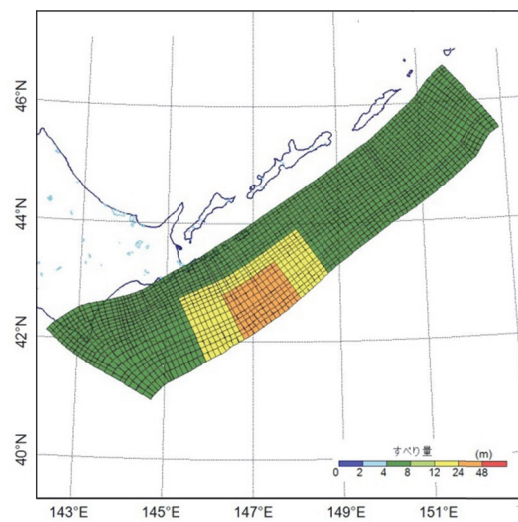
(1) 大すべり域を中心位置に設定（基本断層モデル）



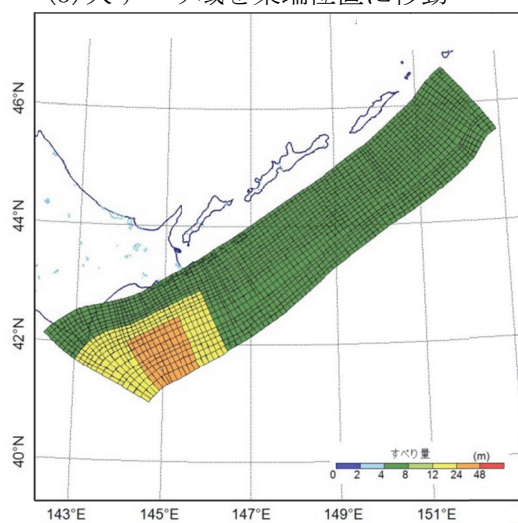
(2) 大すべり域を東中間位置に移動



(3) 大すべり域を東端位置に移動



(4) 大すべり域を西中間位置に移動



(5) 大すべり域を西端位置に移動

図 6.1.2-1 基本断層モデルおよび概略パラメータスタディの断層モデル

6.1.3 概略パラメータスタディ

概略パラメータスタディおよび詳細パラメータスタディでは、解析結果を津波堆積物調査の結果（以下、「痕跡値（堆積物）」という。）と比較した。使用した痕跡値（堆積物）は、北海道(2012)、文部科学省・北海道大学(2010)、文部科学省・北海道大学(2011)、文部科学省・北海道大学(2012)による。ここで、北海道(2012)以外については報告書から位置データをデジタイズした標高値としたため、参考値扱いとする。

図 6.1.3-1 に痕跡値（堆積物）の分布図を示す。また、表 6.1.3-1 に痕跡値（堆積物）データの一覧を示す。



図 6.1.3-1 痕跡値（堆積物）の分布図（北海道，2012）

図 6.1.3-2 に大すべり域の位置を移動させた解析結果と痕跡値（堆積物）との比較を示す。ここで、根室市付近では、大すべり域を「西中間」位置に移動させた場合に、解析値が痕跡値（堆積物）を上回る水位となっている。その他のほとんどの地点では、大すべり域を「西端」位置に移動させた場合に痕跡値（堆積物）を上回るか、もしくは同程度になっている。以上の結果から、詳細パラメータスタディでは、大すべり域を「西端」位置に移動させた場合のモデルを用いて、断層破壊の動的なパラメータに関する不確定性の影響を確認する。

なお、図 6.1.3-2 で、日高地方と噴火湾の痕跡地点については、解析値が痕跡値（堆積物）を全て下回っている。この要因としては、図 6.1.3-3 に示すように、千島海溝沿い（南部）で生じた津波は、襟裳岬に阻まれ、同岬の西側に位置する日高地方や噴火湾に大きな波がほとんど伝播しないためと考えられる。

表 6.1.3-1 痕跡値（堆積物）データ

No.	津波高	緯度	経度	地点名	出典
01	15.0	43.34	145.72	根室市	太平洋沿岸に係る津波浸水予測図作成業務(北海道)
02	4.0	43.24	145.55	根室市	太平洋沿岸に係る津波浸水予測図作成業務(北海道)
03	10.0	43.24	145.55	根室市	太平洋沿岸に係る津波浸水予測図作成業務(北海道)
04	10.0	43.19	145.41	根室市	太平洋沿岸に係る津波浸水予測図作成業務(北海道)
05	15.5	43.19	145.41	根室市	太平洋沿岸に係る津波浸水予測図作成業務(北海道)
06	1.0	43.03	144.84	浜中町	太平洋沿岸に係る津波浸水予測図作成業務(北海道)
07	5.0	43.03	144.84	浜中町	太平洋沿岸に係る津波浸水予測図作成業務(北海道)
08	12.0	43.03	144.84	浜中町	太平洋沿岸に係る津波浸水予測図作成業務(北海道)
09	8.0	42.99	144.20	釧路市	太平洋沿岸に係る津波浸水予測図作成業務(北海道)
10	5.0	42.92	144.00	白糠町	太平洋沿岸に係る津波浸水予測図作成業務(北海道)
11	12.0	42.92	144.00	白糠町	太平洋沿岸に係る津波浸水予測図作成業務(北海道)
12	4.0	42.88	143.92	釧路市音別	太平洋沿岸に係る津波浸水予測図作成業務(北海道)
13	7.0	42.88	143.92	釧路市音別	太平洋沿岸に係る津波浸水予測図作成業務(北海道)
14	8.0	42.88	143.92	釧路市音別	太平洋沿岸に係る津波浸水予測図作成業務(北海道)
15	12.0	42.83	143.84	浦幌町	太平洋沿岸に係る津波浸水予測図作成業務(北海道)
16	7.0	42.79	143.80	浦幌町	太平洋沿岸に係る津波浸水予測図作成業務(北海道)
17	10.0	42.76	143.76	浦幌町	太平洋沿岸に係る津波浸水予測図作成業務(北海道)
18	12.0	42.60	143.55	豊頃町	太平洋沿岸に係る津波浸水予測図作成業務(北海道)
19	15.0	42.60	143.55	豊頃町	太平洋沿岸に係る津波浸水予測図作成業務(北海道)
20	10.0	42.54	143.48	大樹町	太平洋沿岸に係る津波浸水予測図作成業務(北海道)
21	15.0	42.54	143.48	大樹町	太平洋沿岸に係る津波浸水予測図作成業務(北海道)
22	18.0	42.54	143.48	大樹町	太平洋沿岸に係る津波浸水予測図作成業務(北海道)
23	11.0	42.45	143.41	大樹町	太平洋沿岸に係る津波浸水予測図作成業務(北海道)
24	12.0	42.45	143.41	大樹町	太平洋沿岸に係る津波浸水予測図作成業務(北海道)
25	17.0	42.45	143.41	大樹町	太平洋沿岸に係る津波浸水予測図作成業務(北海道)
26	9.0	42.39	143.37	広尾町	太平洋沿岸に係る津波浸水予測図作成業務(北海道)
27	10.0	42.39	143.37	広尾町	太平洋沿岸に係る津波浸水予測図作成業務(北海道)
28	12.0	42.39	143.37	広尾町	太平洋沿岸に係る津波浸水予測図作成業務(北海道)
29	5.0	42.33	142.38	新日高町	太平洋沿岸に係る津波浸水予測図作成業務(北海道)
30	5.0	42.49	142.03	日高町	太平洋沿岸に係る津波浸水予測図作成業務(北海道)
31	7.0	42.57	141.91	鶴川町	太平洋沿岸に係る津波浸水予測図作成業務(北海道)
32	5.0	42.35	141.05	鷺別岬付近	太平洋沿岸に係る津波浸水予測図作成業務(北海道)
33	4.5	42.39	140.91	伊達市黄金	太平洋沿岸に係る津波浸水予測図作成業務(北海道)
34	5.0	42.12	140.54	森町鷺ノ木	太平洋沿岸に係る津波浸水予測図作成業務(北海道)
35	2.3	42.71	143.68	浦幌町豊北(参考値)	根室沖等の地震に関する調査研究(文科省・北大)
36	15.5	43.19	145.41	根室市別当賀(参考値)	根室沖等の地震に関する調査研究(文科省・北大)
37	4.9	42.86	143.87	釧路市キナシベツ(参考値)	根室沖等の地震に関する調査研究(文科省・北大)
38	4.9	42.88	143.92	釧路市音別(参考値)	根室沖等の地震に関する調査研究(文科省・北大)
39	4.7	42.88	143.92	釧路市音別(参考値)	根室沖等の地震に関する調査研究(文科省・北大)
40	1.4	43.07	144.80	厚岸町白浜(参考値)	根室沖等の地震に関する調査研究(文科省・北大)

※ No. 35～40 の「根室沖等の地震に関する調査研究（文科省・北大）」については、報告書から位置データをデジタイズした標高値のため参考値扱いとする。

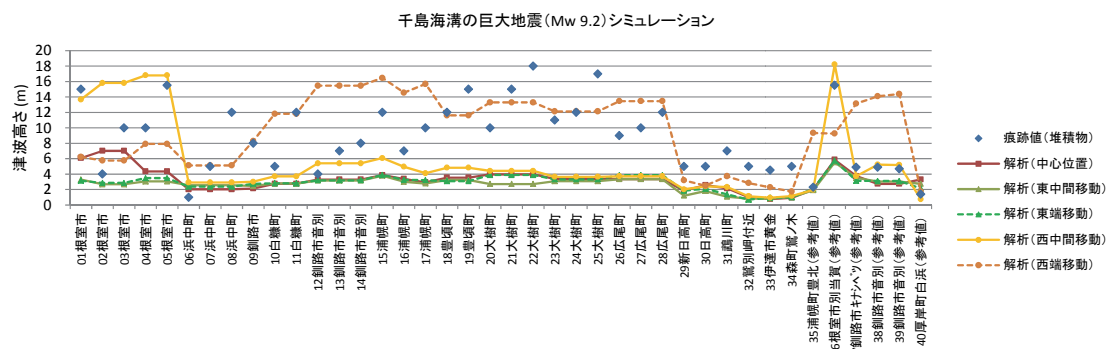


図 6.1.3-2 大すべり域の位置を移動させた解析結果と痕跡値（堆積物）との比較

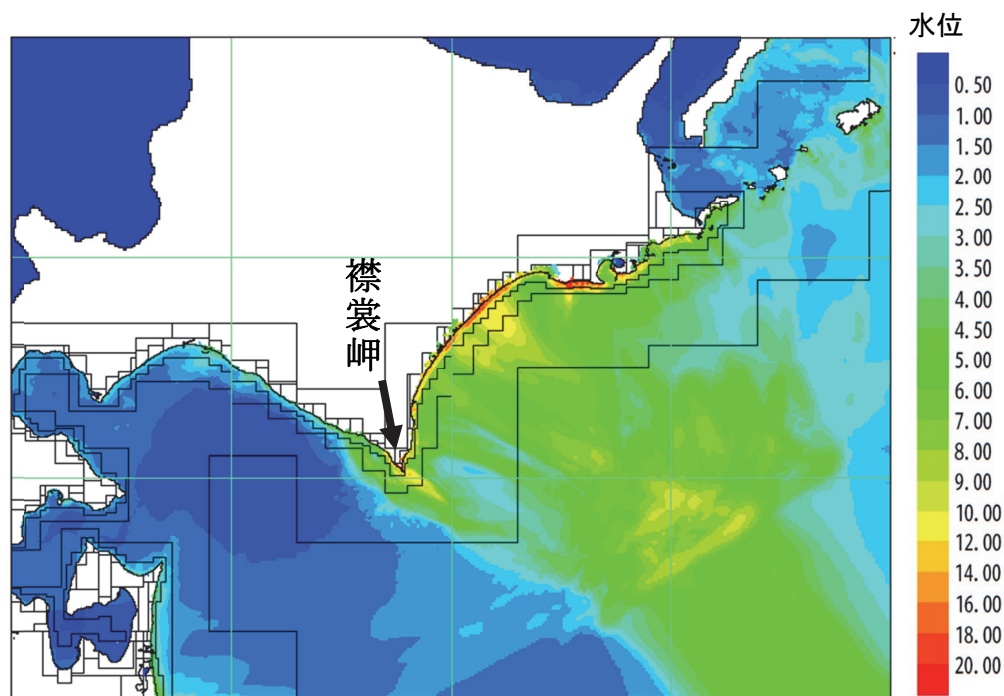


図 6.1.3-3 大すべり域を西端位置に移動した解析の最大上昇水位分布

6.1.4 詳細パラメータスタディ

詳細パラメータスタディでは、断層破壊の動的なパラメータの不確定性について検討した。

なお、対象とする断層モデルは、概略パラメータスタディの結果から、「大すべり域を西端位置に移動したモデル」を用いることとした。

(1) 破壊開始点および破壊伝播速度の影響

破壊開始点については図 6.1.4-1 に示すとおり、大すべり域の周辺 5 箇所と超大すべり域の中心 1 箇所とした。また、破壊伝播速度 V_r は、 $V_r=1.0$ (km/s)、 $V_r=2.0$ (km/s)、 $V_r=2.5$ (km/s)、 $V_r=3.0$ (km/s) の 4 ケースとした。破壊開始点④の場合の各破壊伝播速度に応じた断層の破壊伝播時間分布の例を図 6.1.4-2 に示す。

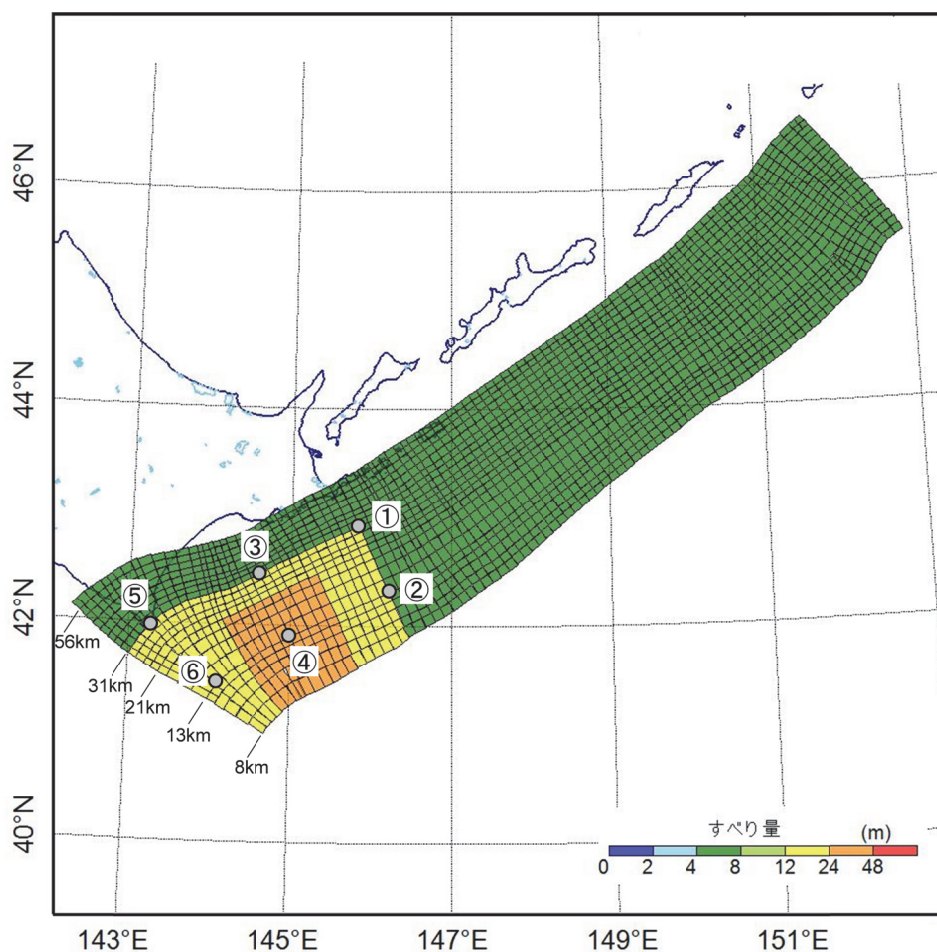
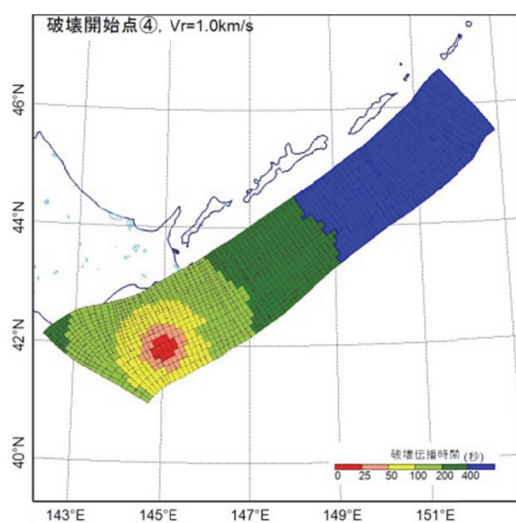
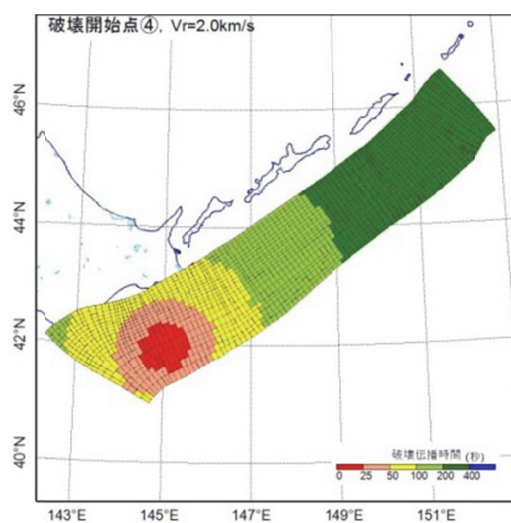


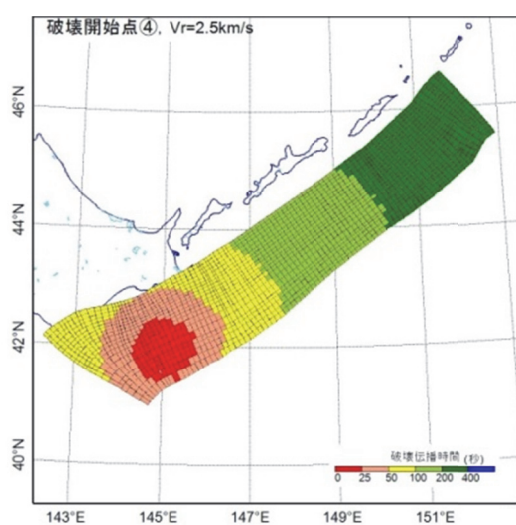
図 6.1.4-1 断層の破壊開始点位置 (大すべり域を西端位置に移動したモデル)



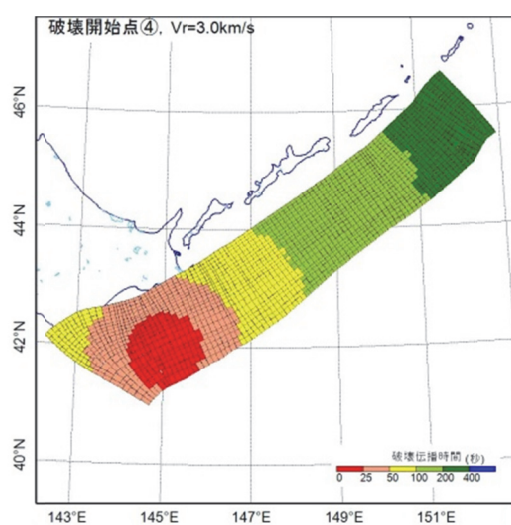
(1) $V_r=1.0(\text{km/s})$



(2) $V_r=2.0(\text{km/s})$



(3) $V_r=2.5(\text{km/s})$



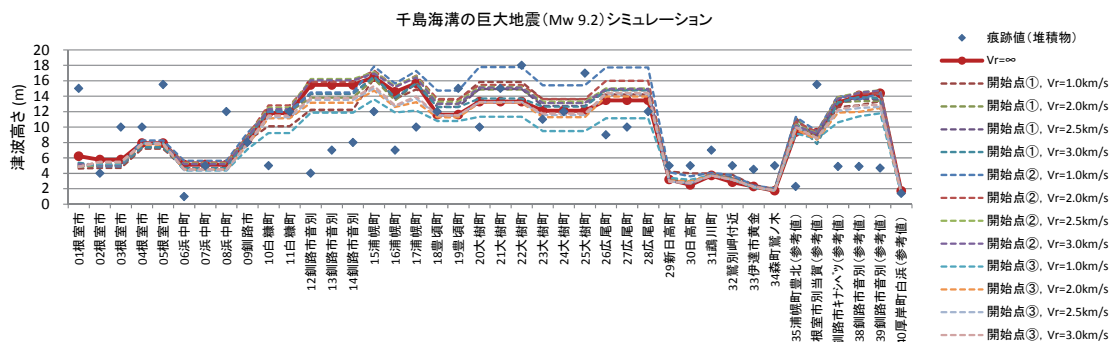
(4) $V_r=3.0(\text{km/s})$

図 6.1.4-2 破壊開始点④の破壊伝播時間 (大すべり域を西端位置に移動したモデル)

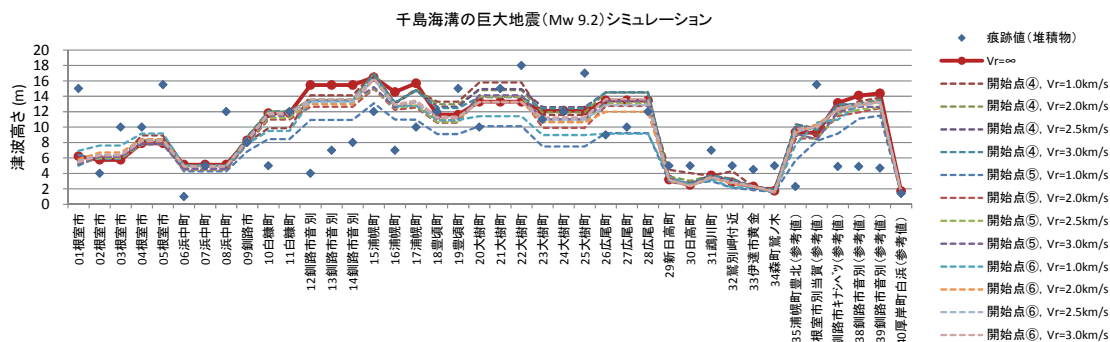
破壊開始点と破壊伝播速度に関するパラメータスタディ結果を図 6.1.4-3 に示す。大すべり域の前面に位置する釧路市から広尾町までの範囲では、破壊開始点や破壊伝播速度の影響で水位が大きく変動することがわかる。

パラメータスタディ結果の最大値と痕跡値(堆積物)との比較を図 6.1.4-4 に示す。図 6.1.4-4(1)は詳細パラメータスタディの最大値と痕跡値(堆積物)との比較、図 6.1.4-4(2)は概略パラメータスタディと詳細パラメータスタディを合わせた全パラメータスタディの最大値と痕跡値(堆積物)との比較を示す。日高地方～噴火湾方面を除くほとんどの痕跡値(堆積物)地点で、解析値の最大包絡線が痕跡値(堆積物)を上回る結果となった。

痕跡値(堆積物)の調査地点の中で代表的な3地点(浜中町、大樹町、森町鷺ノ木)を対象として、破壊開始点と破壊伝播速度が津波高さに及ぼす影響を確認した。結果を図 6.1.4-5 に示す。海溝軸に近い場所から破壊開始した場合(②, ④, ⑥)に、津波高さが大きくなる傾向が見られる。破壊伝播速度の影響については、破壊開始点の位置によって傾向が異なり、海溝軸付近から破壊が開始した場合(②, ④, ⑥)には、破壊伝播速度が小さいほど、津波高さが大きくなる傾向が見られる。一方、沿岸側から破壊が開始した場合(①, ③, ⑤)には、逆の傾向が見られる。

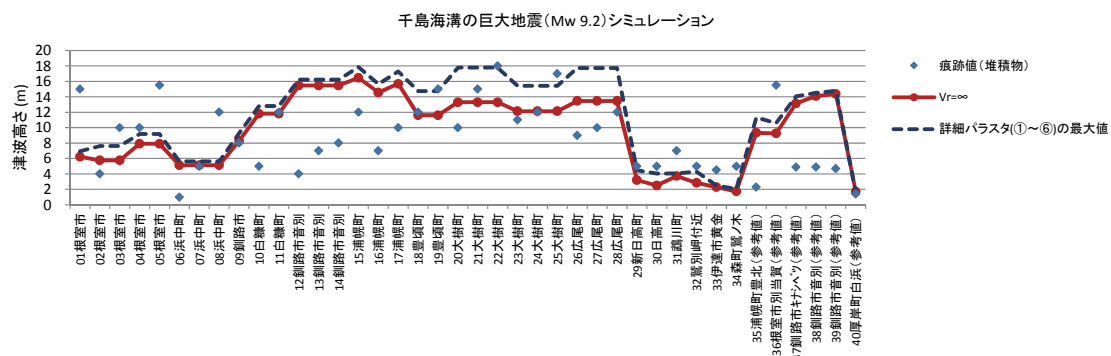


(1) 破壊開始点①～③の結果

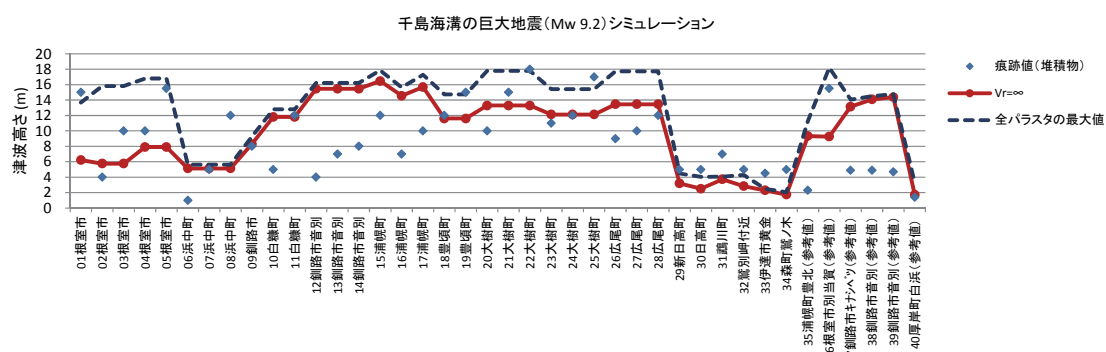


(2) 破壊開始点④～⑥の結果

図 6.1.4-3 破壊開始点と破壊伝播速度に関するパラメータスタディ結果

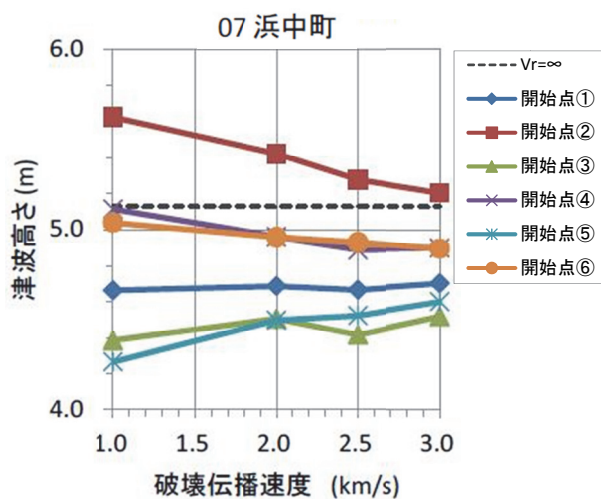


(1) 詳細パラメータスタディの結果

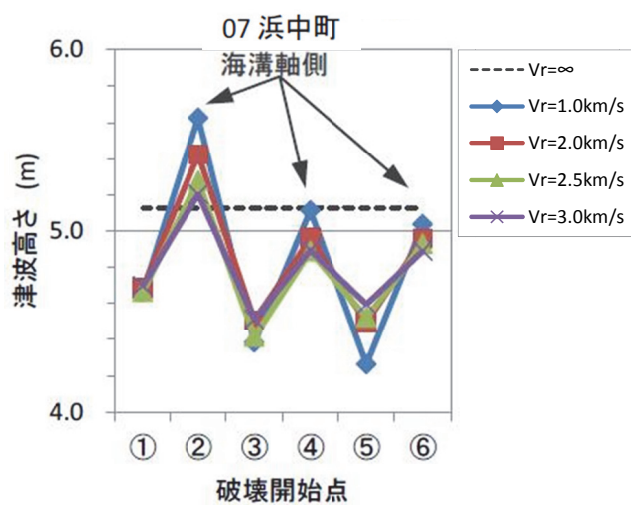


(2) 全パラメータスタディ (概略+詳細) の結果

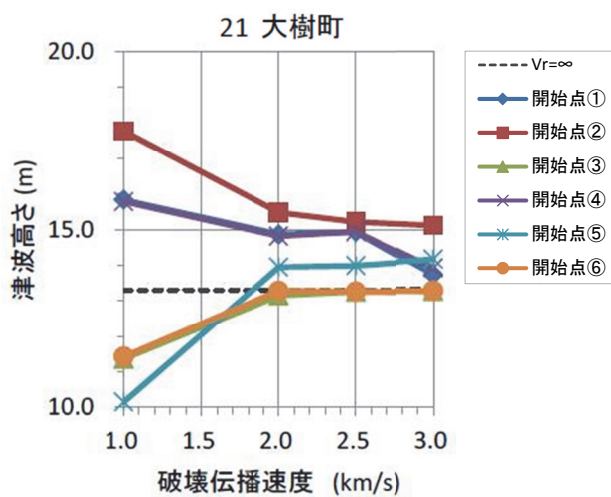
図 6.1.4-4 パラメータスタディ結果の最大値と痕跡値(堆積物)との比較



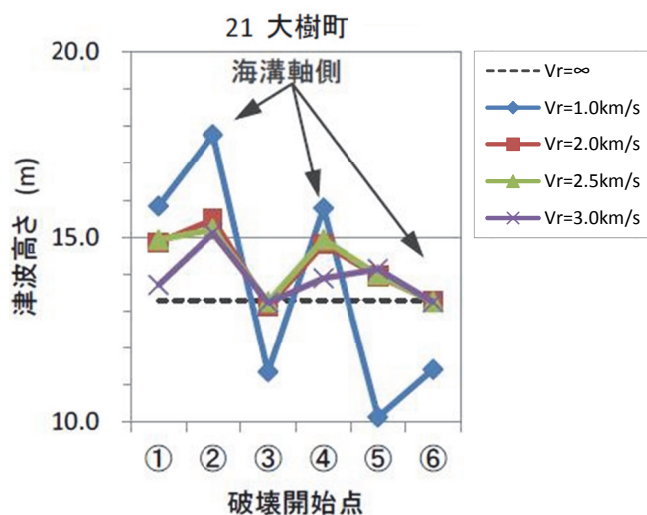
(1) 浜中町における破壊伝播速度の影響



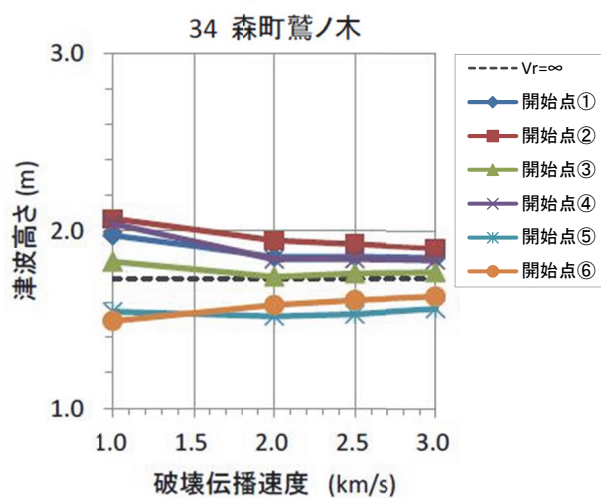
(2) 浜中町における破壊開始点の影響



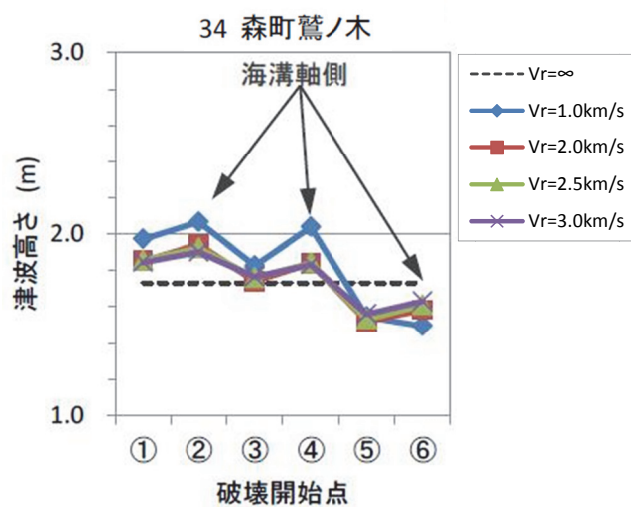
(3) 大樹町における破壊伝播速度の影響



(4) 大樹町における破壊開始点の影響



(5) 森町鷺ノ木における破壊伝播速度の影響



(6) 森町鷺ノ木における破壊開始点の影響

図 6.1.4-5 破壊開始点と破壊伝播速度が津波高さに及ぼす影響

(2) ライズタイムの影響

ライズタイムに関するパラメータスタディを実施した。ここで、ライズタイムは30秒、60秒、180秒、300秒の4ケースとし、破壊伝播速度を考慮しない場合 ($V_r=\infty$) と破壊開始点②で $V_r=2.5$ (km/s) とした場合の2ケースの検討を行った。

図 6.1.4-6 に破壊伝播速度を考慮しない場合 ($V_r=\infty$) の結果を示す。図 6.1.4-7 に破壊開始点②で $V_r=2.5$ (km/s) とした場合の結果を示す。本結果の比較から、ライズタイムの影響については、ライズタイムが長くなるほど津波高さが小さくなる傾向が見られた。ただし、極端に長くしない範囲 (30～60 秒) では、津波高さに与える影響はさほど大きくないといえる。

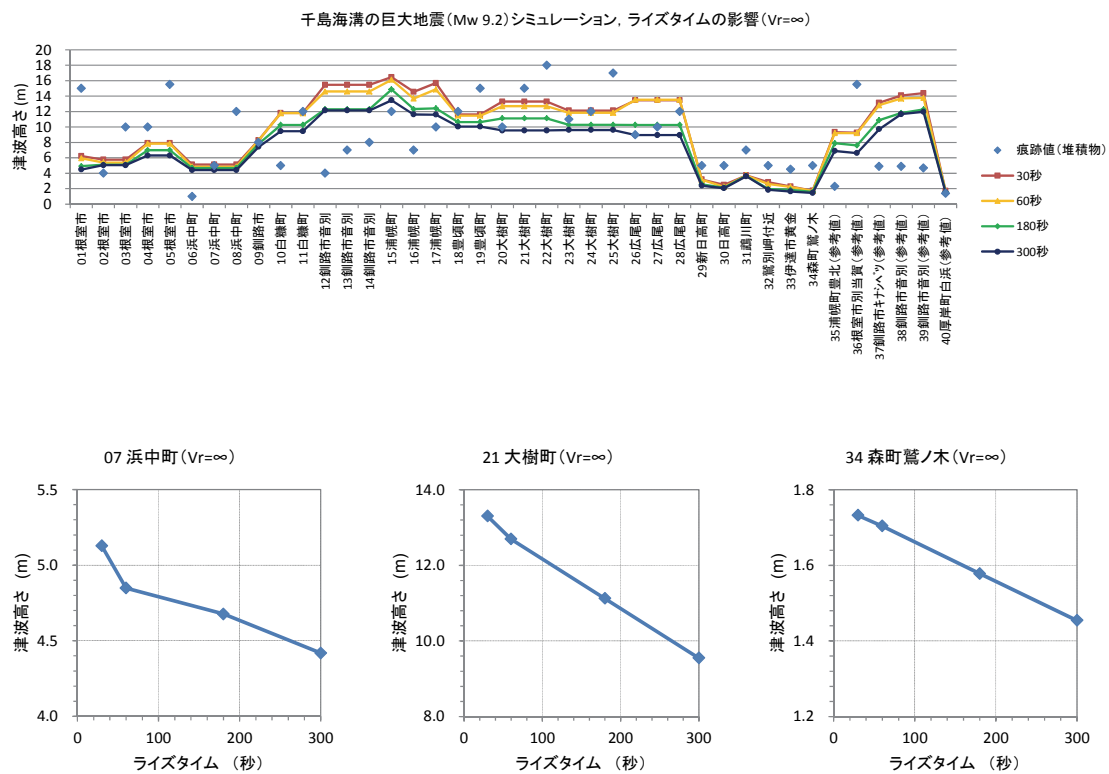


図 6.1.4-6 ライズタイムが津波高さに及ぼす影響 ($V_r=\infty$)

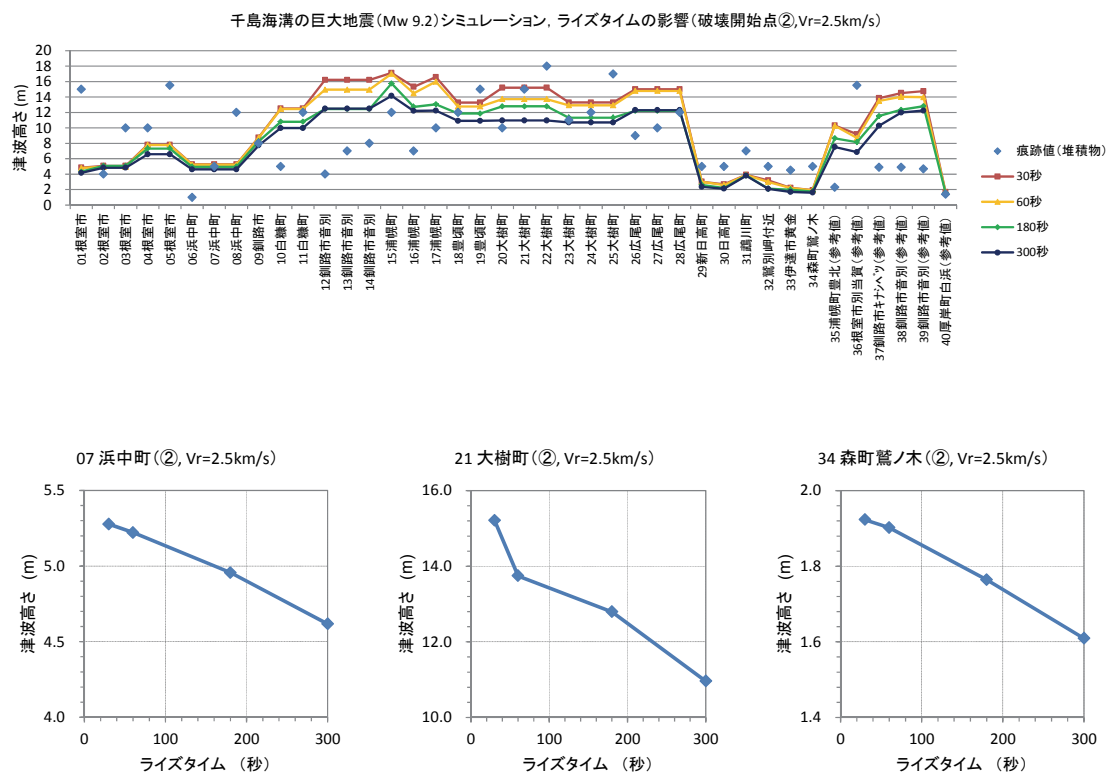


図 6.1.4-7 ライズタイムが津波高さに及ぼす影響(破壊開始点②, Vr=2.5km/s)

6.1.5 まとめ

千島海溝から日本海溝沿いの海域を対象とした決定論的津波評価の検討により得られた知見を以下にまとめる。

- ・北海道沖の 500 年間隔地震を含む領域を対象として、内閣府(2012)の考え方に基づく基本断層モデル ($M_w 9.2$) を設定し、決定論的評価手法による評価を行った。
- ・概略および詳細パラメータスタディの結果、日高地方～噴火湾方面を除くほとんどの痕跡値(堆積物)地点で、解析値の最大包絡線が痕跡値(堆積物)を上回る結果となった。
- ・断層破壊の動的なパラメータ(破壊開始点、破壊伝播速度、ライズタイム)が沿岸の津波高さに及ぼす影響を確認するため、詳細パラメータスタディとして検討を実施した。
 - ―大すべり域に面する開けた海岸線の地域(比較地点:大樹町)では、断層破壊の動的パラメータが津波高さに大きく作用する一方、湾内(比較地点:森町鷺ノ木、浜中町)等ではこれらの影響を受け難い事がわかった。
 - ―破壊開始点が沿岸の津波高さに及ぼす影響については、海溝軸に近い場所から破壊開始した場合に、津波高さが大きくなる傾向が見られた。
 - ―破壊伝播速度の影響については、破壊開始点の位置によって傾向が異なり、海溝軸付近から破壊が開始した場合には、破壊伝播速度が小さいほど、津波高さが大きくなる傾向が見られた。
 - ―ライズタイムの影響については、ライズタイムが長くなるほど津波高さが小さくなる傾向が見られた。ただし、極端に長くしない範囲(30～60 秒)での影響は、さほど大きくないといえる。

6.2 南海トラフ沿い海域

6.2.1 基本事項

(1) 検討方法

南海トラフ沿いの海域を対象として、不確定性の考慮方法に基づく決定論的津波評価を実施した。検討方法は表 6.2.1-1 に示すとおりであり、基本断層モデルの設定を行った後に、大すべり域の位置移動に関する概略パラメータスタディと、断層破壊の動的なパラメータに関する詳細パラメータスタディを実施した。

表 6.2.1-1 南海トラフ沿い海域における検討方法

検討ステップ	検討項目およびその内容		備考
①基本断層モデルの設定	杉野ほか(2014)の考え方で大すべり域，超大すべり域を設定		—
②概略パラメータスタディ	大すべり域の半分が重なるように移動（門廻・高橋(2014)の手法）		ライズタイム：60 秒※ 破壊伝播速度：2.5km/s※ 破壊開始点：紀伊半島沖※
③詳細パラメータスタディ	破壊伝播速度	1.0km/s, 2.0km/s, 2.5km/s, 3.0km/s	ライズタイム：60 秒固定 破壊開始点：紀伊半島沖に固定
	破壊開始点	大すべり域周辺部および 超大すべり域内に計 6 箇所設定	ライズタイム：60 秒固定 破壊伝播速度：2.5km/s で固定
	ライズタイム	60 秒, 120 秒, 180 秒, 300 秒	破壊伝播速度：2.5km/s で固定 破壊開始点：紀伊半島沖に固定

※内閣府(2012)を参考に設定

(2) 数値シミュレーションの解析条件

津波の数値シミュレーションで使用した解析条件は表 6.2.1-2 のとおりである。

表 6.2.1-2 計算条件

項目	内 容
解析領域	千葉県～九州沿岸
計算格子サイズ	沖合 1,600m→800m→400m→200m→100m→沿岸域 50m
基礎方程式	非線形長波理論
海底の初期変位量	Mansinha and Smylie(1971)の方法（海底水平変位による造波を考慮）
境界条件	沖側：吸収境界（Cerjan et al., 1985） 陸側：遡上を考慮（小谷ほか(1998)による移動境界）
越流条件	使用せず（防波堤等の水際構造物無しの条件）
水平渦動粘性係数	考慮せず
摩擦係数	マンニングの粗度係数 海域：0.03 m ^{-1/3} ・s，遡上域：0.03 m ^{-1/3} ・s
潮位条件	T. P. ±0.0m
計算時間間隔	0.5 秒
再現時間	地震発生後 6 時間

(3) 計算領域と格子サイズ

津波の数値シミュレーションで使用した計算領域の格子サイズを図 6.2.1-1 に示す。沖合の格子サイズは 1,600m で、沿岸部に近づくにつれて順次細分化し、沿岸では 50m としている。津波計算の省力化を図るため、図 6.2.1-1 に示すように、沿岸 50m 格子の範囲を分割した 4 つの格子モデルを用いて遡上計算を行った。計算結果の抽出には、各格子モデルによる 50m 格子範囲での結果を使用した。

なお、以降で計算結果と津波痕跡高の比較を行っているが、本検討で設定した断層モデルによる現況地形での津波高の把握を主目的とするため、地形データは現況地形とした。

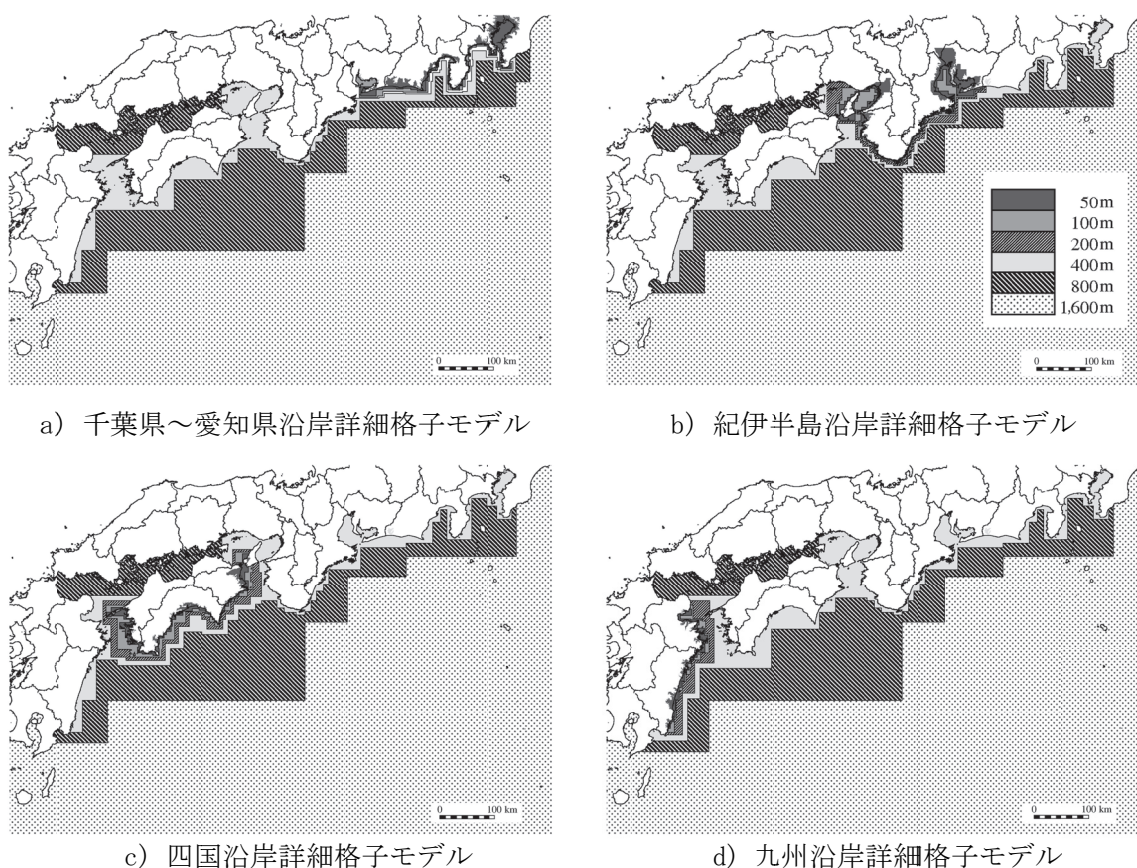


図 6.2.1-1 計算領域の格子サイズ

6.2.2 基本断層モデルの設定

以下に、南海トラフ沿い海域の基本断層モデルの設定条件を示す。

なお、本項で示す方法以外でも波源モデルを設定することは可能なため、設定方法の一例として示すものである（下記、下線を付した項目は、内閣府(2012)を参考に設定した項目を示す）。

【設定条件】

- ・断層設定範囲：内閣府(2012)および地震本部(2013)と同様とし，地震発生領域は主部断層のみとし，浅部断層は波源域として含めるが地震発生領域には含めない※（図 6.2.2-1 参照）。
- ・平均応力降下量 $\Delta \sigma$ ：3MPa
- ・平均すべり量：以下に示す内閣府(2012)の方法（深さ 10～40km の主部断層に対して円形断層の式によるスケーリング則を適用する方法）とした（付属編 2.1.2）。

$$M_0 = \Delta \sigma \cdot (16/7)(S/\pi)^{3/2}$$

$$D = M_0 / (\mu \cdot S)$$

ここに， M_0 ：地震モーメント(Nm)， $\Delta \sigma$ ：平均応力降下量(MPa)， S ：主部断層面積(m²)， D ：主部断層の平均すべり量(m)， μ ：剛性率(=4.1×10¹⁰N/m²) である。

- ・すべり量分布：杉野ほか(2014)による空間的すべり分布の設定方法（図 6.2.2-2 参照）に基づき，主部断層について，大すべり域と超大すべり域の面積とすべり量を設定（プレートの沈み込み速度分布を考慮）。更に，主部断層の大すべり域および超大すべり域に隣接する浅部断層にも，大すべり域および超大すべり域を設定（すべり量は主部断層で設定した大すべり域および超大すべり域のすべり量とそれぞれ同値とする）。

上述の条件に従って設定した南海トラフ沿いの M9 クラス巨大地震の断層諸元は，表 6.2.2-1 に示すとおりである。前述の概略パラメータスタディの方法に従って，超大すべり域を含む大すべり域を移動させた時の断層モデルを図 6.2.2-3 に示す。

なお，大すべり域の位置によって，表 6.2.2-1 の各断層諸元は若干異なるため，表 6.2.2-1 は図 6.2.2-3 における大すべり域位置が「①基本」の場合での諸元とする。

表 6.2.2-1 基本断層モデルの諸元

（図 6.2.2-3 の大すべり域位置：①基本の場合）

項目	内容
断層面積（万 km ² ）	13.4
超大すべり域＋大すべり域面積率（％）	50.9 （主部断層のみ：40.2）
全域平均すべり量（m）	12.9
超大すべり域のすべり量（m）	34.0～25.7
大すべり域のすべり量（m）	17.5～11.3
背景領域のすべり量（m）	4.4～1.2
M_w	9.2
$\Delta \sigma$ （MPa）	3.0
小断層数	5,242

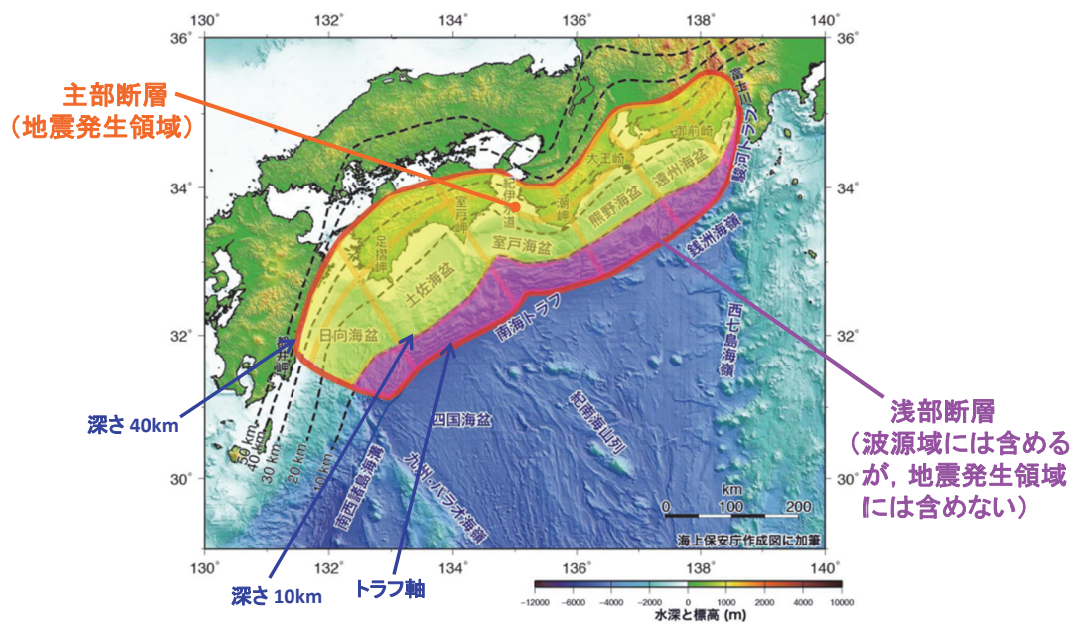


図 1 南海トラフの評価対象領域とその区分け

- ・ 赤線は最大クラスの地震の震源域を示す。
- ・ 薄い赤線は震源域を類型化するために用いた領域分けの境界線を示す。
- ・ 破線は本評価で用いたフィリピン海プレート上面の等深線を示す。

図 6.2.2-1 地震発生領域と断層モデルの設定範囲 (地震本部 (2013) に加筆)

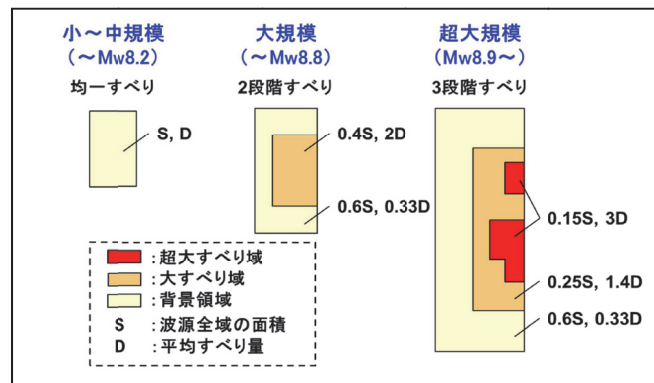


図 6.2.2-2 空間的すべり分布の設定方法 (杉野ほか, 2014)

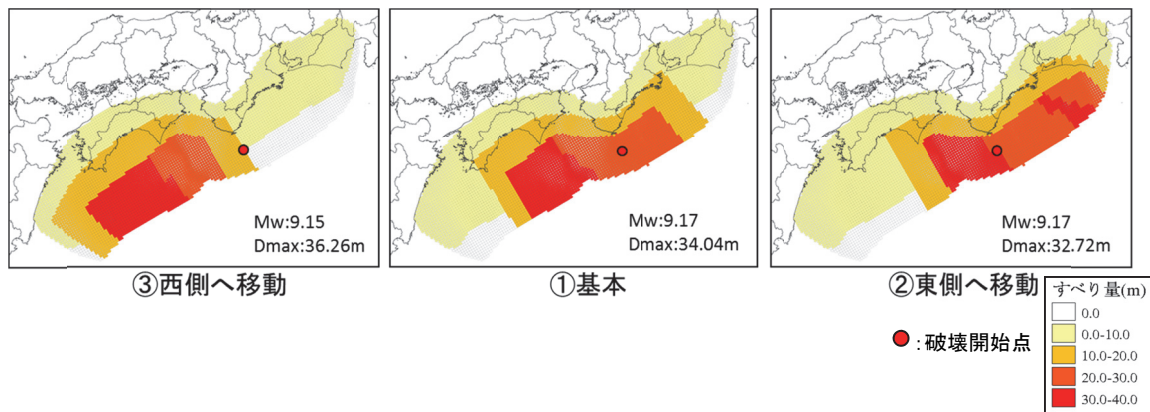


図 6.2.2-3 基本断層モデルおよび概略パラメータスタディの断層モデル

6.2.3 概略パラメータスタディ

概略パラメータスタディでは、図 6.2.2-3 に示す計 3 ケースの断層モデルを対象として、表 6.2.1-2 の計算条件で津波の数値シミュレーションを実施した。図 6.2.3-1 に上記 3 ケースの計算結果（最高水位）の比較とこれら 3 ケースの包絡値を示す。

なお、計算結果の比較地点は、後述の図 6.2.3-2 (b) に示す既往津波の痕跡地点位置とした。図 6.2.3-1 より、大すべり域の位置移動に伴って、最高水位が大きくなる地点も変化していることがわかる。以下に、本数値シミュレーション結果の包絡値と、津波痕跡高、津波堆積物調査結果および行政機関による検討事例との比較結果を示す。

(1) 津波痕跡高との比較

図 6.2.3-2 に、各断層モデルによる計算結果包絡値と南海トラフ沿いの既往津波の痕跡高との比較を示す。既往津波の痕跡高は、岩渕ほか(2012)による「津波痕跡データベース」の信頼度 A, B (1707 年宝永地震では痕跡データの少ない地域で一部信頼度 C の痕跡データも使用)の痕跡高を採用した。図 6.2.3-2 より、計算結果の包絡値が津波痕跡高を概ね包絡していることが確認できる。

(2) 津波堆積物調査結果との比較

南海トラフ沿いの津波堆積物に関する記録は、内閣府(2011)、小松原ほか(2006)、小松原(2007)に調査結果がまとめられている。本検討では、これらの文献から津波堆積物調査地点位置を参照し、内閣府(2012)で使用された津波計算格子データ(10m 格子)を用いて標高値の算定を行った。図 6.2.3-3 に、津波堆積物調査地点の標高値と計算結果包絡値との比較を示す。これらの比較結果より、本検討結果が津波堆積物調査地点の標高値をほぼ上回っていることが確認できる。

(3) 行政機関による検討事例との比較

南海トラフの津波に関する行政機関による検討事例として、内閣府(2012)がある。ここでは、図 6.2.3-2 に示す津波痕跡地点において、内閣府(2012)による津波計算結果(ケース 1~11 の包絡値)と本検討結果との比較を行った。図 6.2.3-4 に比較結果を示す。本検討結果と内閣府(2012)による検討結果は、地域によって多少ばらつきはあるものの概ね同程度の津波高さであるといえる。

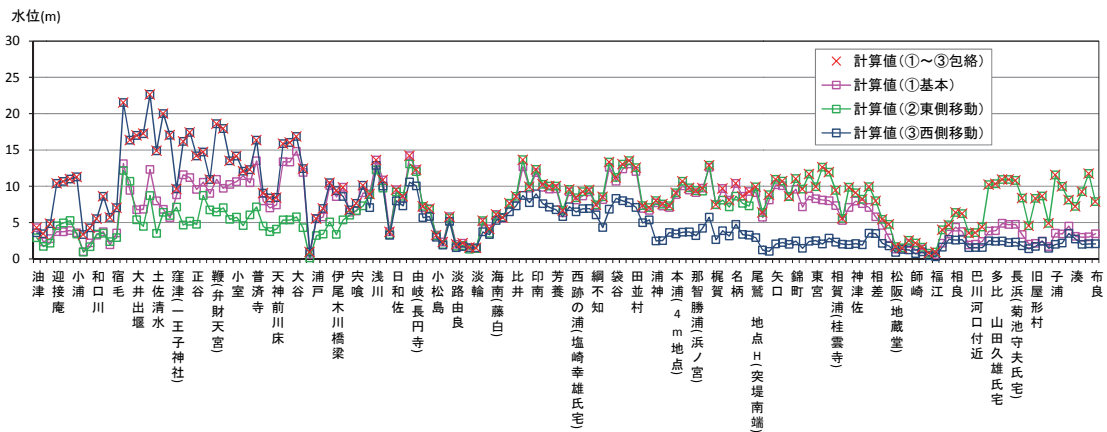
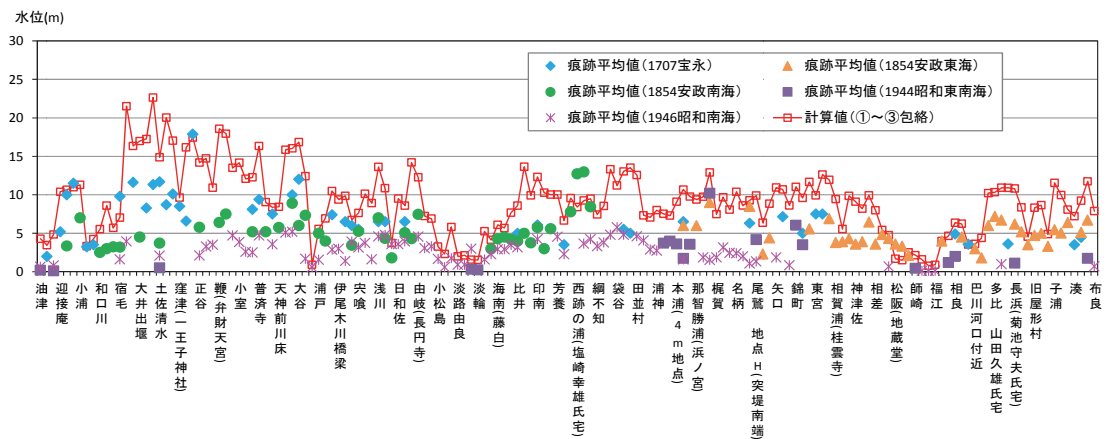
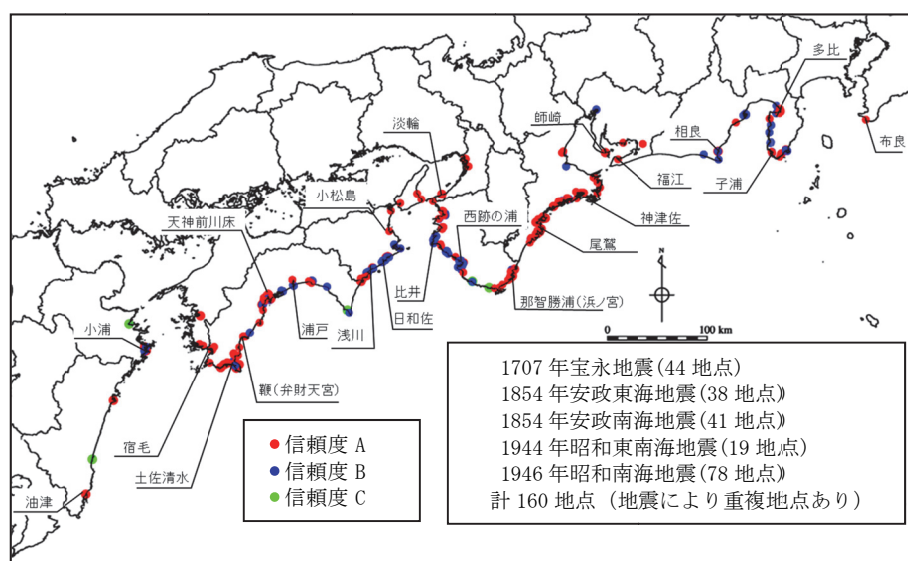


図 6.2.3-1 概略パラメータスタディ（大すべり域の位置移動）による計算結果の比較

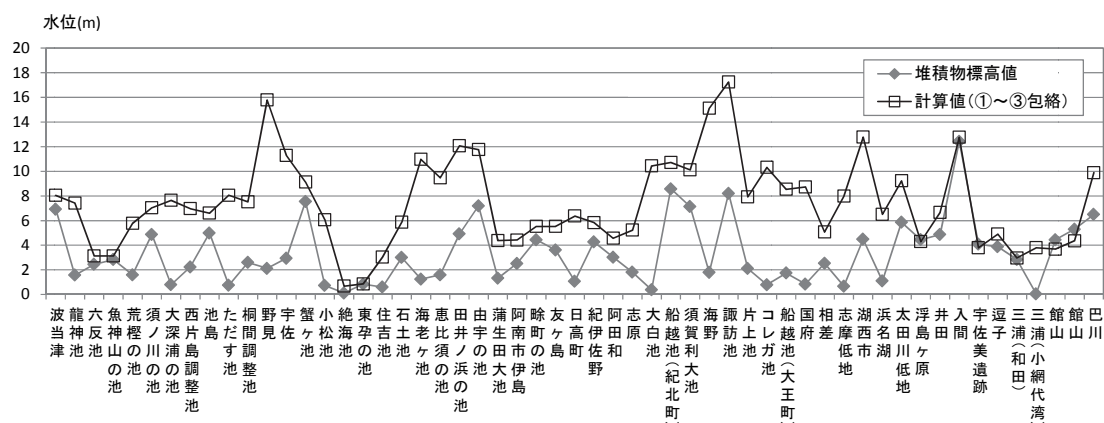


(a) 計算結果包絡値と津波痕跡高との比較

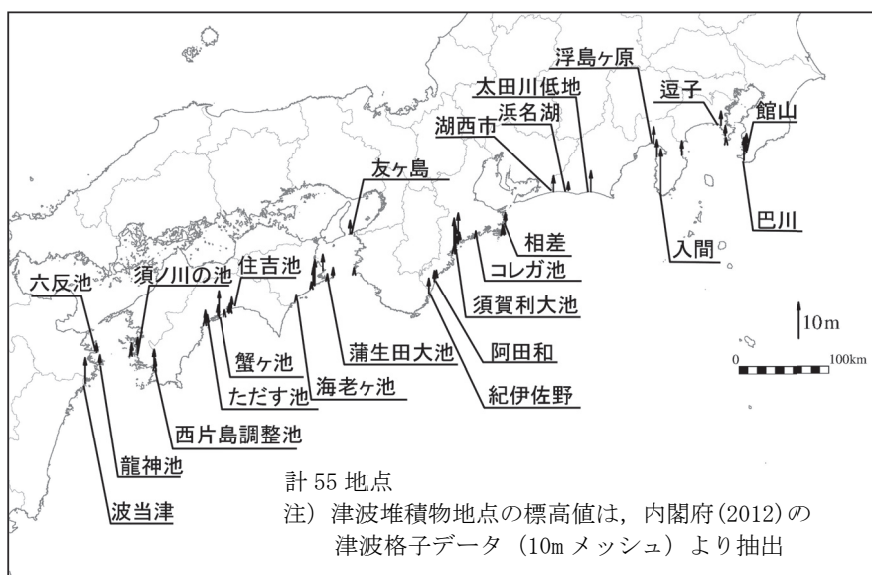


(b) 痕跡位置図

図 6.2.3-2 概略パラメータスタディによる計算結果包絡値と津波痕跡高との比較



(a) 計算結果包絡値と津波堆積物調査地点の標高値との比較



(b) 津波堆積物調査地点位置図および標高値分布

図 6.2.3-3 概略パラメータスタディによる計算結果包絡値と津波堆積物調査結果の比較

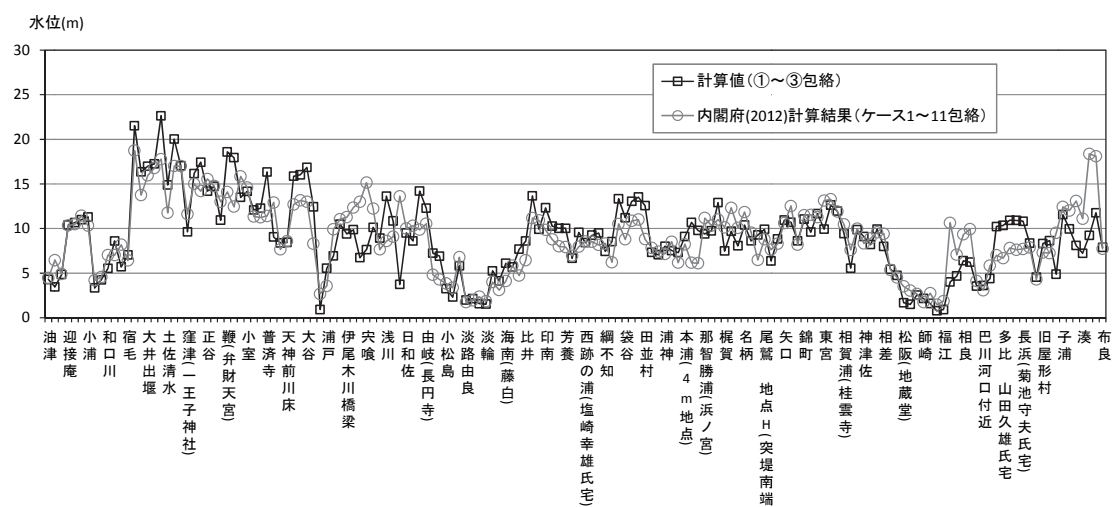


図 6.2.3-4 概略パラメータスタディによる計算結果包絡値と内閣府(2012)の結果の比較

6.2.4 詳細パラメータスタディ

概略パラメータスタディにおいて水位が最大となる断層モデルを対象に、詳細パラメータスタディを行った。以下に実施例を示す。

詳細パラメータスタディの対象地点は、図 6.2.4-1 に示す室戸岬とした。同地点での概略パラメータスタディ（大すべり域の位置移動）による各ケースの最高水位は、図 6.2.4-1 に示すとおりであり、大すべり域位置が「①基本」の場合に最大となる。したがって、詳細パラメータスタディは、大すべり域位置が「①基本」の断層モデルを対象に実施することとした。

詳細パラメータスタディの項目および各ケースの室戸岬地点の最高水位を表 6.2.4-1 に示す。詳細パラメータスタディの各項目の基準値は、概略パラメータスタディ実施ケースと同様の条件とし、破壊開始点を図 6.2.4-2 に示す地点①、破壊伝播速度を 2.5km/s、ライズタイムを 60 秒とした（表 6.2.4-1 の緑網掛表示）。各パラメータの設定内容は、付属編 3.2 を参考に、破壊開始点は図 6.2.4-2 に示す 6 箇所、破壊伝播速度は 1.0～3.0km/s の 4 ケース、ライズタイムは 60～300 秒の 4 ケースとした。

なお、本書では各パラメータの組み合わせによる計算は実施していない（例えば、破壊開始点のパラメータスタディの場合、破壊伝播速度 2.5km/s、ライズタイム 60 秒で固定としている）。

図 6.2.4-3 に各パラメータと最高水位との関係を、図 6.2.4-4 に各ケースの水位時系列グラフ（地震発生後 0～40 分の拡大図）の比較をそれぞれ示す。各パラメータと最高水位との関係を以下にまとめる。

(1) 破壊開始点

図 6.2.4-3 の破壊開始点と最高水位との関係より、破壊開始点①～④に比べて、破壊開始点⑤および⑥の結果が 2m ほど小さいことがわかる。図 6.2.4-4 の水位時系列グラフをみると、破壊開始点⑤および⑥の最高水位は地震発生後 12 分頃、破壊開始点①～④の最高水位は地震発生後 30 分頃に生じていることが確認できる。対象地点である室戸岬は半島の先端に位置しており、破壊開始点が半島の東側となる①～④と半島の西側となる⑤および⑥では、水位波形の特徴が異なっている。破壊開始点⑤および⑥のケースでは、地震発生後 30 分頃の波が破壊開始点①～④のケースほど増幅しなかったことが、最高水位の差となったといえる。

なお、破壊開始点が④の場合に最高水位が最大となるが、破壊開始点①での最高水位との差は 3%程度である。

(2) 破壊伝播速度

図 6.2.4-3 の破壊伝播速度と最高水位との関係より、破壊伝播速度が大きくなるほど最高水位は大きくなることがわかる。ただし、2.5km/s と 3.0km/s での最高水位の差

は 1%未満である。

(3) ライズタイム

図 6.2.4-3 のライズタイムと最高水位との関係より、ライズタイム 60 秒で最高水位が最大となっており、ライズタイムが長くなるほど最高水位は小さくなる傾向となる。図 6.2.4-4 の水位時系列グラフをみると、ライズタイムが長くなるほど短周期波成分が減少しており、30 分付近で発生する最高水位が徐々に小さくなっていることが確認できる。

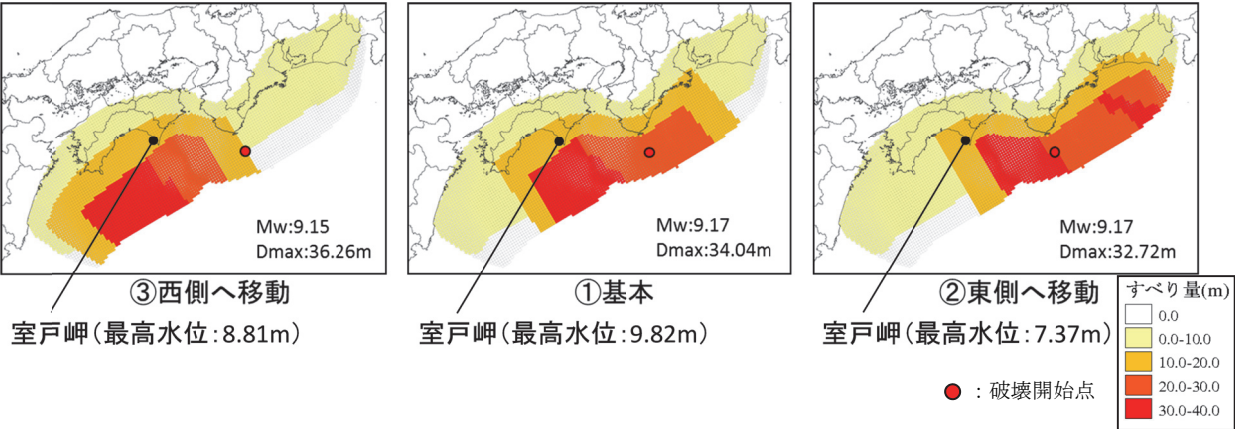


図 6.2.4-1 詳細パラメータスタディの対象地点と概略パラメータスタディの最高水位

表 6.2.4-1 詳細パラメータスタディの最高水位 (大すべり域位置：①基本の場合)

破壊伝播速度	1.0km/s	2.0km/s	2.5km/s	3.0km/s			破壊開始点① ライズタイム 60 秒
室戸岬 最高水位 (m)	7.72	9.60	9.82	9.90			
破壊開始点	①	②	③	④	⑤	⑥	破壊伝播速度 2.5km/s ライズタイム 60 秒
室戸岬 最高水位 (m)	9.82	9.81	9.73	10.11	7.85	7.88	
ライズタイム	60 秒	120 秒	180 秒	300 秒			破壊開始点① 破壊伝播速度 2.5km/s
室戸岬 最高水位 (m)	9.82	9.73	7.76	5.40			

※ 緑網掛けの数値は概略パラメータスタディで実施済みの結果（詳細パラメータスタディの基準ケース結果）を示す。赤字表示の数値は、各パラメータスタディ内での最大値を示す。

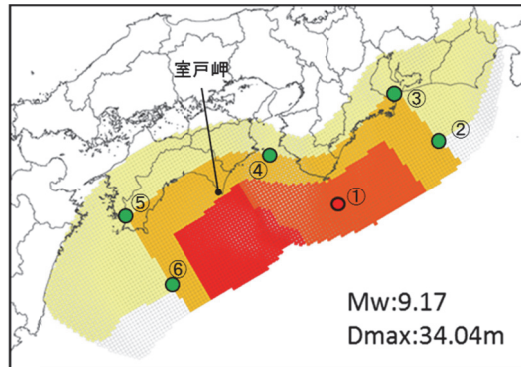


図 6.2.4-2 詳細パラメータスタディの破壊開始点位置
(大すべり域位置：①基本の場合)

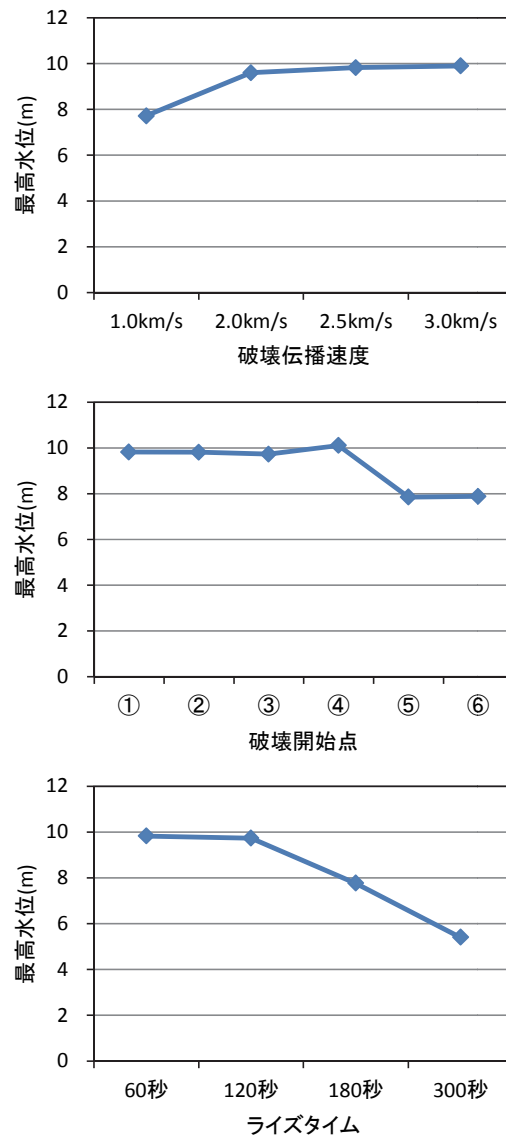


図 6.2.4-3 各パラメータと最高水位との関係 (大すべり域位置：①基本)

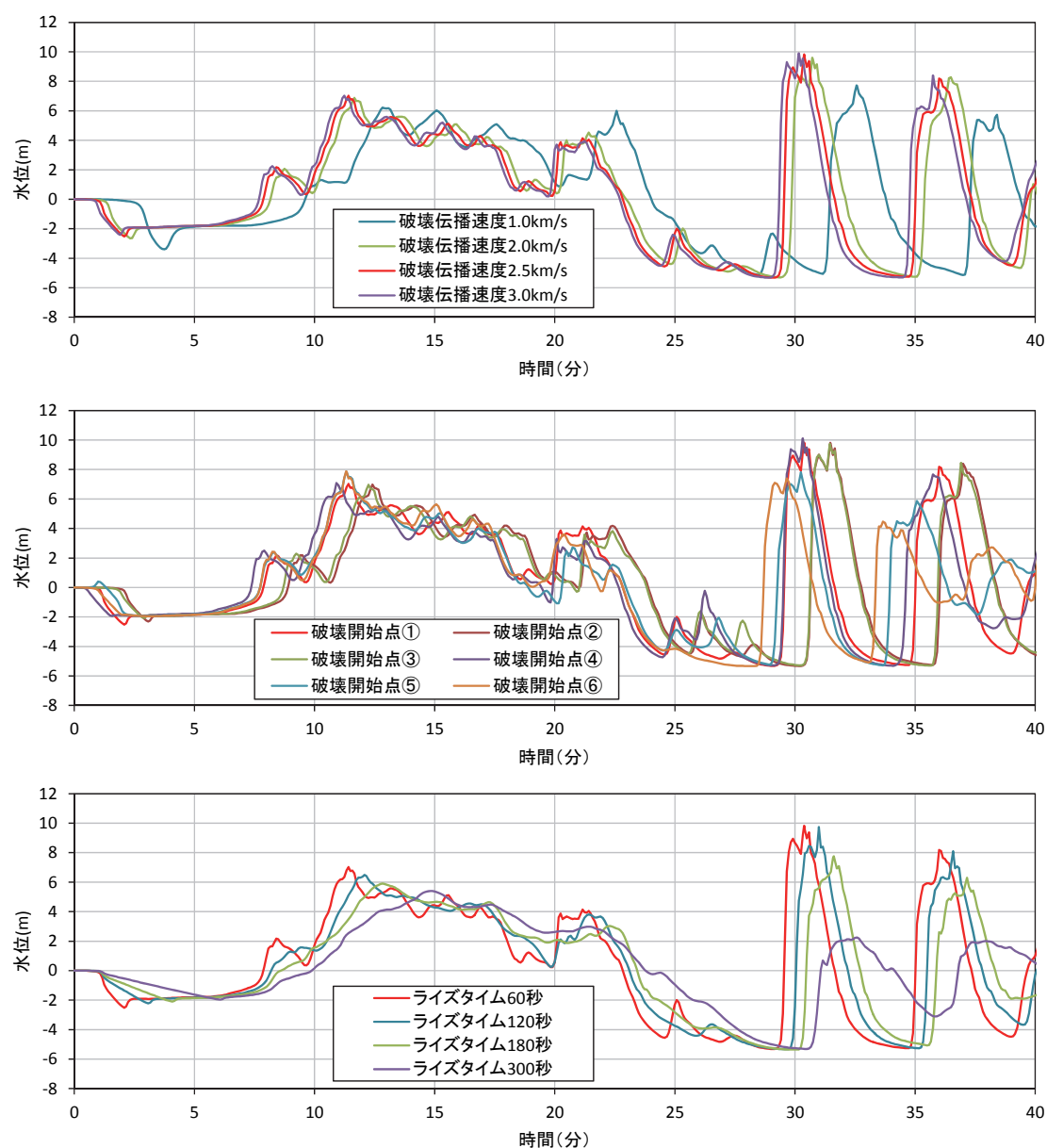


図 6.2.4-4 詳細パラメータスタディによる各ケースの水位時系列グラフの比較
(大すべり域位置：①基本の場合，地震発生後 0～40 分の拡大図)

6.3 日本海東縁部海域

6.3.1 基本事項

(1) 検討方法

日本海東縁部海域を対象とした、不均質モデルによる決定論的津波評価の適用事例を紹介する。本事例においては、検討方法は表 6.3.1-1 に示すとおりとし、不均質性を考慮した基本断層モデルの設定を行った後に、波源位置、傾斜方向、傾斜角、大すべり域の位置移動に関する概略パラメータスタディと、位置詳細、傾斜角、上縁深さおよび断層破壊の動的なパラメータに関する詳細パラメータスタディを実施した。

表 6.3.1-1 日本海東縁部における検討方法

検討ステップ	検討項目およびその内容		備考
①基本断層モデルの設定	- 不均質モデルとし、大すべり域を設定。大すべり域のすべり量と平均すべり量との比を 2.0, 大すべり域の面積率を 0.25 に設定。 - スケーリング則には断層面積 S と地震モーメント M_0 の関係を用いる。		世界中の類似する地殻構造における地震データを参考に M_w を設定（付属編 2.3 参照）。
②概略パラメータスタディ	波源位置	南北方向位置	—
	傾斜方向	東西方向傾斜 4 ケース	
	傾斜角	60 度, 30 度	
	大すべり域配置	4 か所	
③詳細パラメータスタディ	波源位置	東西南北に 10~30km 程度移動	大すべり域位置、走向、動的破壊（破壊開始点、破壊伝播速度、ライズタイム）については必要に応じて実施する。本検討ではライズタイムについて実施。
	傾斜角	52.5 度, 45 度, 37.5 度	
	上縁深さ	2.5 km, 5.0 km	
	ライズタイム	10 秒, 30 秒, 60 秒	

(2) 数値シミュレーションの解析条件

津波の数値シミュレーションで使用する解析条件は表 6.3.1-2 のとおりとした。

表 6.3.1-2 計算条件

項目	内容
解析領域	日本海全域
計算格子サイズ	沖合 1,600m→800m→400m→200m→100m→沿岸域 50m
基礎方程式	非線形長波理論
海底の初期変位量	Mansinha and Smylie(1971)の方法
境界条件	沖側：自由透過（津軽海峡，対馬海峡，宗谷海峡） 陸側：遡上を考慮（小谷ほか(1998)による移動境界）
越流条件	使用せず
水平渦動粘性係数	10m ² /s
摩擦係数	マニングの粗度係数 海域：0.03 m ^{-1/3} ・s，遡上域：0.03 m ^{-1/3} ・s
潮位条件	T.P. ±0.0m
計算時間間隔	0.5 秒
計算時間	地震発生後 6 時間

(3) 計算領域と格子サイズ

津波の数値シミュレーションで使用した計算領域の格子サイズを図 6.3.1-1 に示す。沖合の格子サイズは 1,600m とし、沿岸部に近づくにつれて順次細分化し、沿岸では 50m とした。

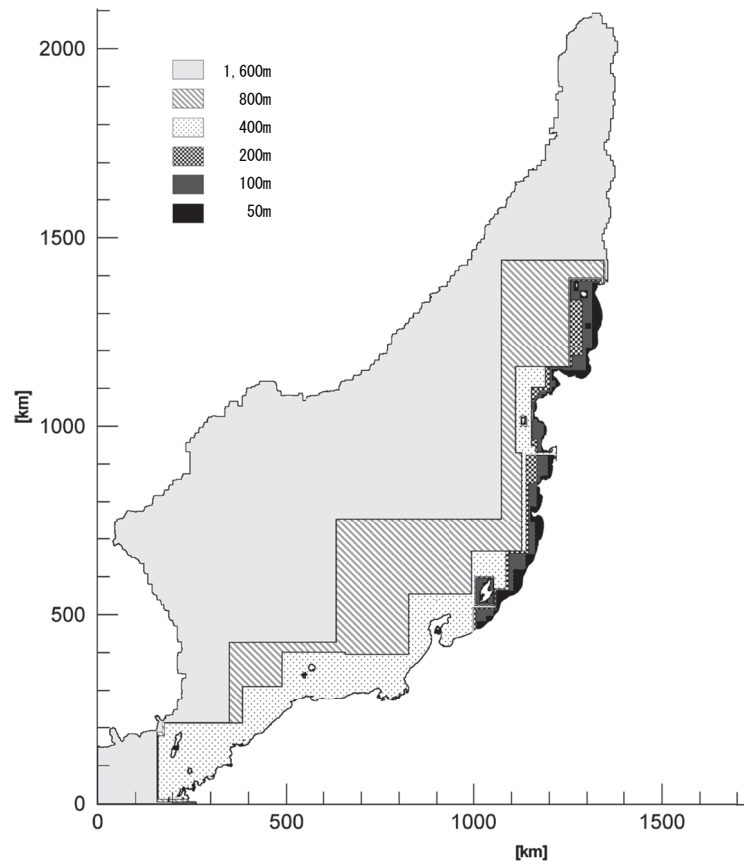


図 6.3.1-1 計算領域の格子サイズ

6.3.2 基本断層モデルの設定

以下に、不均質モデルを用いた評価の際の基本断層モデルの設定内容を示す。

なお、ここで示す方法以外にも有用な方法は存在するため、設定方法の一例として示す。

【設定条件】

- ・世界の地震を対象とした地殻構造と地震規模の関係に関する文献調査結果より、地殻厚さが約 40km 未満の領域では、 $M_w 8$ を超える地震は発生していないことを確認し、 M_w の上限を 8.0 とした（付属編 2.3）。
- ・大すべり域：既往研究の検討結果を参考に、大すべり域のすべり量と平均すべり量との比を 2.0、大すべり域の面積率を 0.25 と設定した。
- ・スケーリング則：断層面積 S と地震モーメント M_0 のスケーリング則に基づいて設定した。入倉・三宅(2001)のスケーリング則は、平均的な地震規模を与える式であり、

平均すべり量は日本海東縁部で発生した既往地震の平均すべり量 4.5m で飽和とするものとした（国土交通省ほか，2014）。以下に示す①，②の手順で平均すべり量を算出する。

① スケーリング 則で断層面積 S (m^2) から M_0 (Nm) を算出する

$$M_0 = (S / 2.23 \times 10^9)^{3/2} \times 10^{-7} \quad (M_w < 6.5) \quad (\text{Somerville et al., 1999})$$

$$M_0 = (S / 4.24 \times 10^5)^2 \times 10^{-7} \quad (6.5 \leq M_w < 7.7) \quad (\text{入倉・三宅, 2001})$$

$$M_0 = 1.575 \times S \times 10^{11} \quad (7.7 \leq M_w) \quad (M_0 \propto S, \text{すべり量が } 4.5\text{m} \text{ で飽和, 剛性率 } \mu = 3.5 \times 10^{10} \text{N/m}^2)$$

② 断層すべり量 D を算出する

$$M_0 = \mu D S, \mu = 3.5 \times 10^{10} \text{N/m}^2$$

$$\log M_0 = 1.5 M_w + 9.1$$

大すべり域のすべり量は $D_a = 2D$ ，背景領域のすべり量は $D_b = 2/3D$ とする。

- ・ $M_w = 8.0$ を想定した不均質モデルを用いた評価における基本断層モデルのパラメータを表 6.3.2-1 に示す。参考として $M_w = 7.85$ （土木学会，2002）のときのパラメータも合わせて示した。
- ・ 傾斜角：30～60 度
- ・ 地震発生層厚さ：20km
- ・ 基本断層モデルの走向：E1 領域は 3 度（東傾斜），183 度（西傾斜）
E2，E3 領域は 20 度（東傾斜），200 度（西傾斜）
- ・ すべり角：90 度
- ・ 上縁深さ：0.0km

表 6.3.2-1 基本断層モデルの諸元

項目	単位	内容※			
モーメントマグニチュード	M_w	8.00	8.00	7.85	7.85
地震モーメント	M_0 (N・m)	1.26E+21	1.26E+21	7.50E+20	7.50E+20
断層長さ	L (km)	199.8	346.1	131.1	131.1
傾斜角	δ (度)	30.0	60.0	30.0	60.0
地震発生層厚さ	H_s (km)	20.0	20.0	15.0	15.0
断層幅	W (km)	40.0	23.1	30.0	17.3
剛性率	μ (N/m ²)	3.50E+10	3.50E+10	3.50E+10	3.50E+10
断層面積	S (km ²)	7,993	7,993	3,932	2,270
すべり量 (平均)	D (m)	4.50	4.50	5.45	9.44

※ $M_w = 7.85$ のパラメータは土木学会(2002)の手法により算出

6.3.3 概略パラメータスタディ

波源位置，傾斜方向，傾斜角，大すべり域位置に関するパラメータスタディ（概略パラメータスタディ）を実施した。

- ・波源位置および傾斜方向：土木学会(2002)と同様の領域区分を用い，南北方向，東西方向に傾斜方向を変えながら複数箇所配置しパラメータスタディを実施した。
- ・傾斜角 30 度のとき（断層長さ 200km）は，E1 領域では南北方向 3 箇所（E1 南，E1 南－中央，E1 中央）に配置した。E2，E3 領域では，東西方向は各領域 4 ケースずつとした（図 6.3.3-1）。このとき断層下端部が領域範囲外となることは許容した。南北方向は，断層長さが 200km 程度で領域長さと一致するため，南北方向には動かさない（1 箇所）ものとした（図 6.3.3-2）。
- ・傾斜角 60 度のとき（断層長さ 346km），南北方向の位置については 40km ずつ移動させ，東西方向は E3 領域内でケース①～④を設定した（図 6.3.3-1）。このとき，E1 領域の断層は E3 領域の断層とともに東に移動させて設定した（図 6.3.3-3）。
- ・大すべり域位置：断層を走向方向に 4 等分し，そのうちの 1 ケ所に大すべり域を配置した。大すべり域は 4 箇所すべてに配置し，パラメータスタディを実施した。

(1) 津波痕跡高との比較

既往津波（1983 年日本海中部地震津波，1993 年北海道南西沖地震津波）の痕跡高と計算結果の比較では，波源に近い北海道（奥尻島含む）～山形の範囲で，計算結果が概ね 2 倍以上となっていることを確認した（図 6.3.3-4～図 6.3.3-5）。

(2) 津波堆積物調査結果との比較

国土交通省津波堆積物調査結果（国土交通省ほか，2014）と計算結果の比較（図 6.3.3-6）において，計算結果がすべての調査結果を上回っていることを確認した。

(3) 行政機関による検討事例との比較

国土交通省ほか(2014)の計算結果（表 6.3.3-1）をプロットし，北海道～山形の範囲で概ね同程度か上回る計算結果となっていることを確認した（図 6.3.3-7）。

なお，計算結果は概略パラメータスタディ全計算結果の最大値をプロットしたものである。また，国土交通省津波堆積物調査結果(国土交通省ほか，2014)は，津波堆積物基底標高（図 6.3.3-8，表 6.3.3-2）をプロットしたものである。既往津波の痕跡高のプロットには，以下に示す文献記載の記録を用いた。

【1983 年日本海中部地震津波】

- ・ 首藤・卯花(1984)：1983 年日本海中部地震津波の痕跡高，東北大学工学部津波防災実験所研究報告，第 1 号.

【1993 年北海道南西沖地震津波】

- ・ 後藤章夫・高橋浩晃・宇津木充・小野忍・西田泰典・大島弘光・笠原稔・竹中博士・齊田智治(1994)：北海道南西沖地震に伴う津波－小樽から礼文島まで－，月刊海洋，号外 7，pp. 153-158.
- ・ 首藤伸夫ほか(1994)：1993 年北海道南西沖地震津波の痕跡高，津波工学研究報告，第 11 号.
- ・ 阿部邦昭・泉宮尊司・砂子浩・石橋邦彦(1994)：北海道南西沖地震津波の新潟県における浸水高の分布，地震研究所彙報，No. 69，pp. 159-175.
- ・ 都司嘉宣・加藤健二・荒井賢一(1994)：1993 年北海道南西沖地震による津波 その 2，文部省科学研究費突発災害調査研究成果 平成 5 年北海道南西沖地震・津波とその被害に関する調査研究，pp. 65-78.

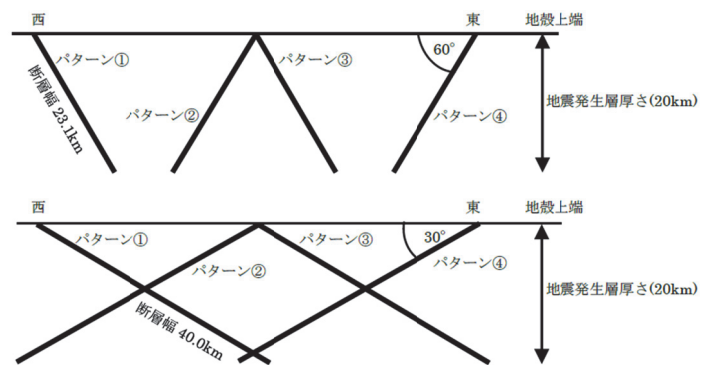


図 6.3.3-1 日本海東縁部における断層の東西断面

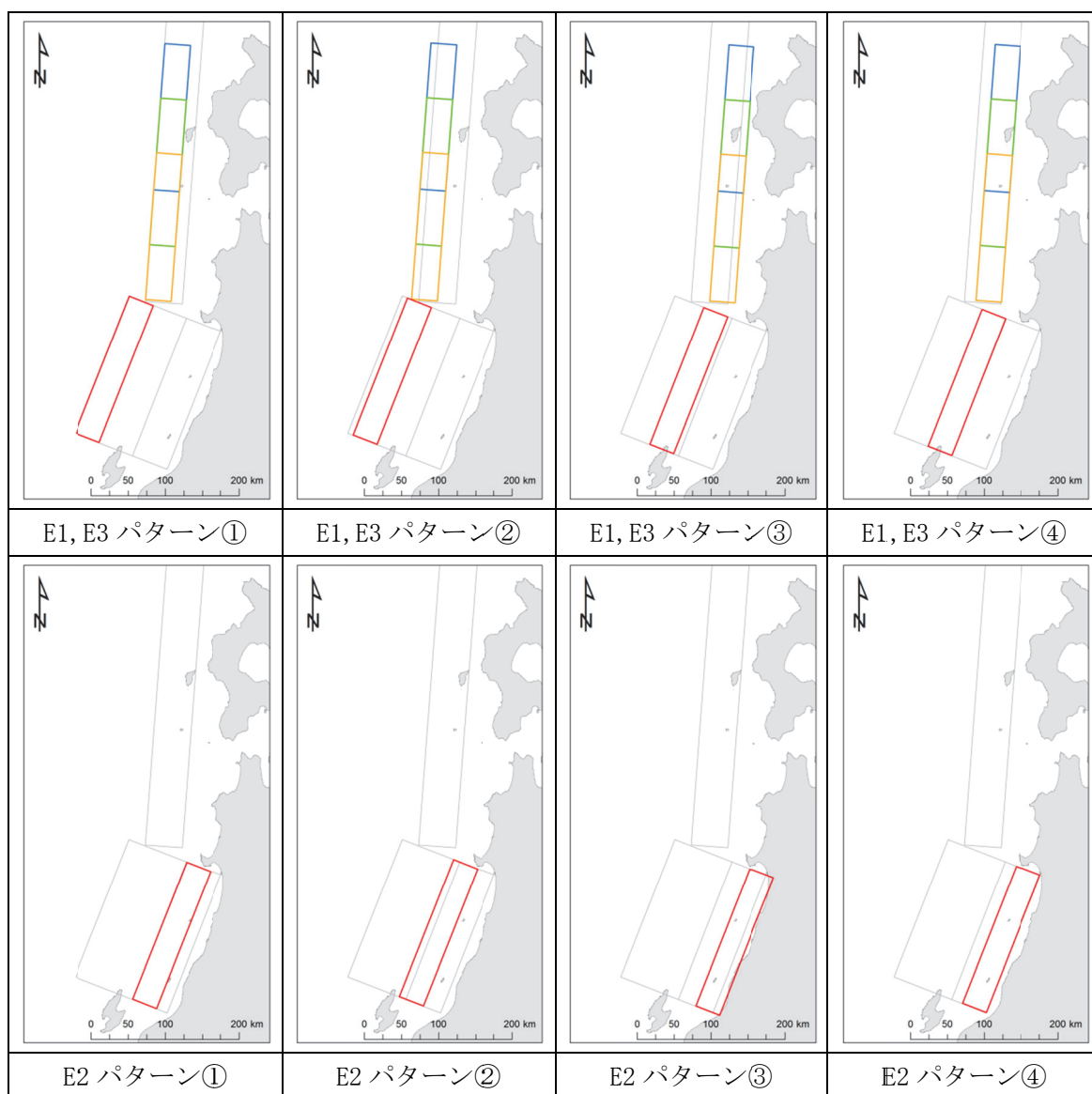


図 6.3.3-2 傾斜角 30° のときの断層配置 $M_w=8.0$

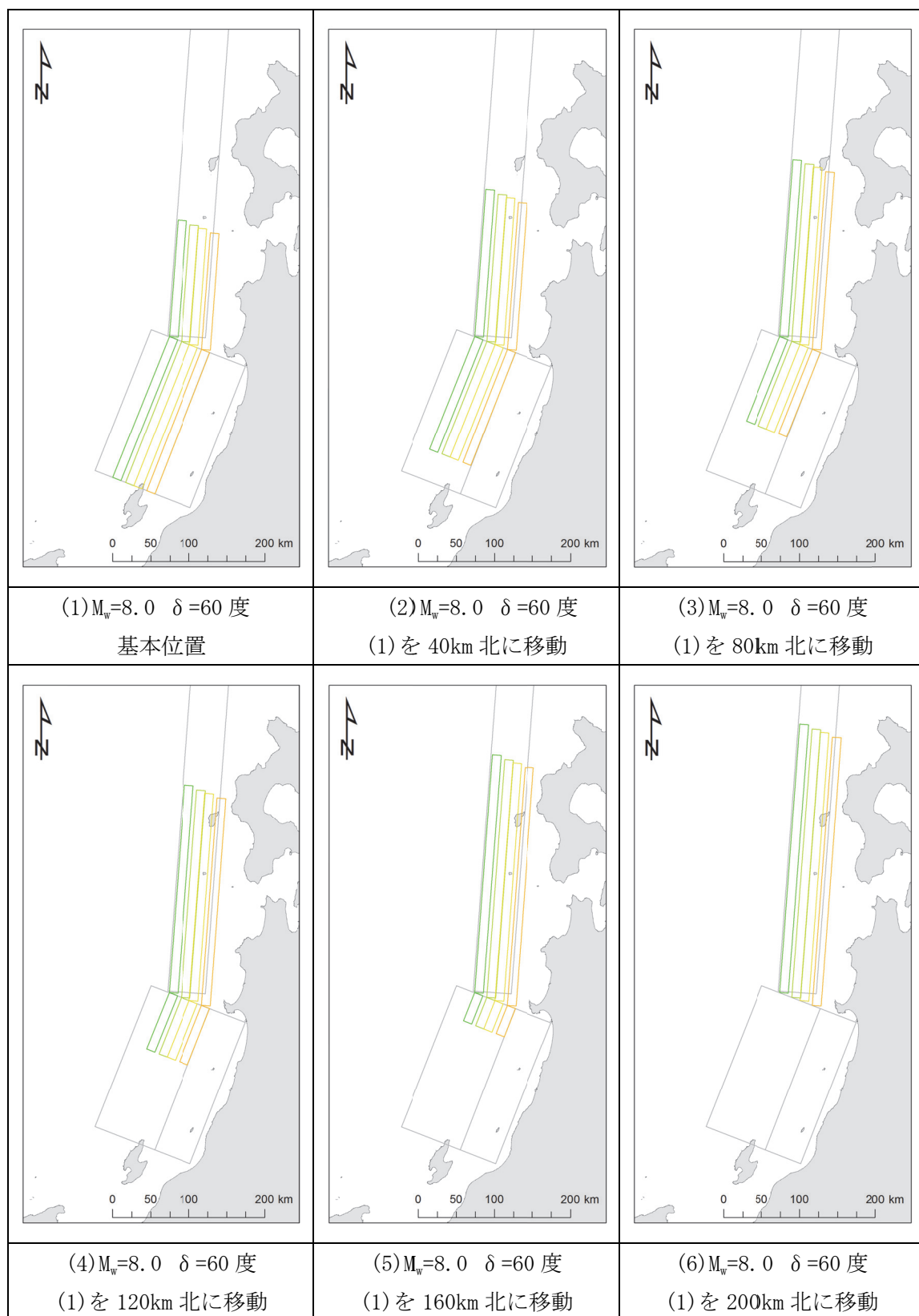
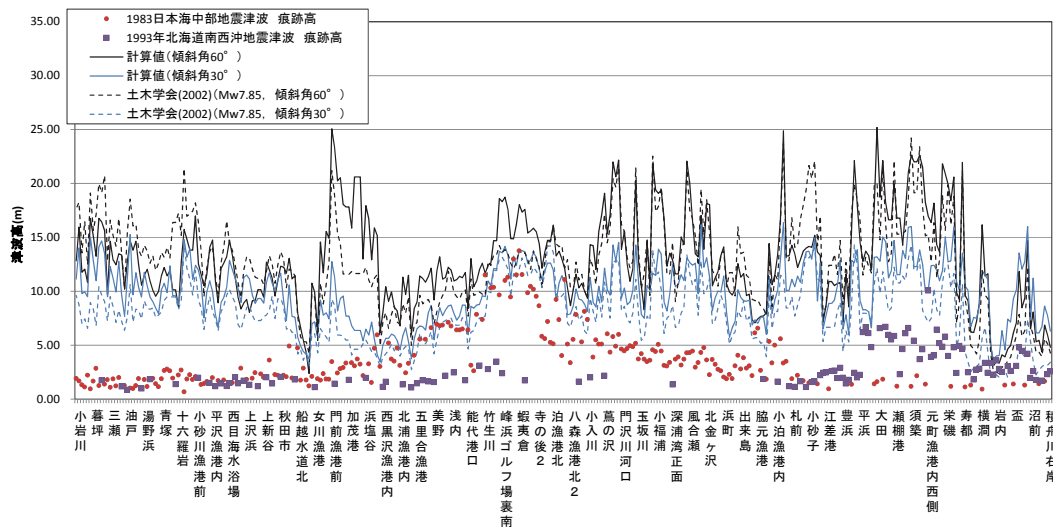
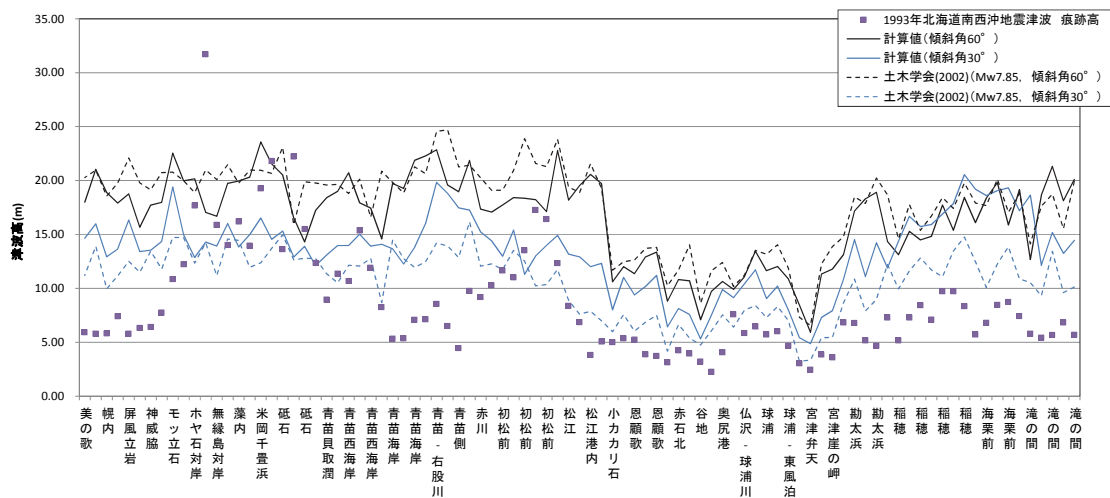


図 6.3.3-3 傾斜角 60 度のときの断層配置 $M_w=8.0$



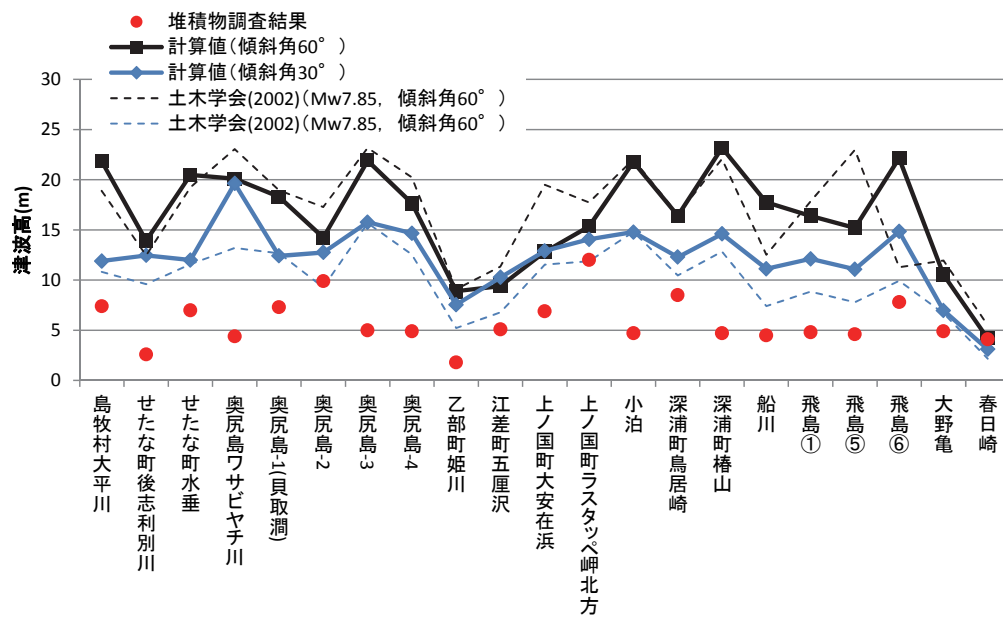
$K=0.23, \kappa=1.90$

図 6.3.3-4 既往津波の痕跡高と計算結果の比較（北海道～山形）



$K=0.46, \kappa=1.53$

図 6.3.3-5 既往津波の痕跡高と計算結果の比較（奥尻島）



$K=0.35, \kappa=1.59$

※ 春日崎の津波高：痕跡値 4.1m に対し，計算結果 4.14m

図 6.3.3-6 国土交通省津波堆積物調査結果（国土交通省ほか，2014）との比較

表 6.3.3-1 国土交通省ほか(2014)の計算結果

都道府県名	市区町村名	平地		全体	
		平均津波高 (m)	最大津波高 (m)	平均津波高 (m)	最大津波高 (m)
北海道	羅臼町	0.1	0.1	0.1	0.3
北海道	斜里町	1.0	1.2	0.5	1.3
北海道	小清水町	0.9	1.1	0.8	1.1
北海道	網走市	0.8	1.2	0.9	1.5
北海道	北見市	0.8	1.0	0.9	1.2
北海道	湧別町	1.0	1.3	1.0	1.3
北海道	紋別市	0.9	1.3	0.9	1.3
北海道	興部町	0.8	1.0	0.8	1.0
北海道	雄武町	1.1	1.3	1.1	1.5
北海道	枝幸町	1.6	2.3	1.7	2.9
北海道	浜頓別町	2.1	2.5	2.1	2.5
北海道	標弘村	2.6	3.5	2.9	3.7
北海道	稚内市	4.2	7.1	4.2	8.2
北海道	礼文町	5.5	9.6	6.1	17.6
北海道	利尻富士町	4.1	4.5	4.3	9.4
北海道	利尻町	3.2	4.4	2.6	5.7
北海道	豊富町	4.3	5.5	4.3	5.5
北海道	標延町	4.5	5.7	5.0	6.4
北海道	天塩町	4.7	5.0	3.8	5.0
北海道	遠別町	3.0	4.2	3.0	4.2
北海道	初山別村	2.3	2.9	2.4	4.2
北海道	羽幌町	2.9	3.4	2.8	5.4
北海道	苫前町	4.1	4.5	4.0	5.4
北海道	小平町	5.2	6.6	5.5	7.8
北海道	留萌市	4.3	6.5	5.8	8.7
北海道	増毛町	4.5	5.7	6.9	12.2
北海道	石狩市	2.7	4.8	4.3	9.9
北海道	小樽市	2.5	3.9	2.8	6.1
北海道	余市町	2.2	3.2	2.3	4.2
北海道	古平町	2.9	3.8	3.0	5.3
北海道	積丹町	4.0	4.3	6.7	14.9
北海道	神恵内村	10.4	11.4	11.7	20.3
北海道	泊村	4.0	7.5	6.3	14.1
北海道	共和町	4.6	5.8	4.7	6.0
北海道	岩内町	3.6	5.2	6.0	12.7
北海道	蘭越町	7.6	7.8	9.2	15.9
北海道	寿都町	3.4	4.6	6.7	16.5
北海道	島牧村	7.4	8.4	9.6	19.1
北海道	せたな町	5.9	8.3	8.5	23.4
北海道	奥尻町	6.5	12.4	8.7	18.8
北海道	八雲町	5.8	6.6	5.9	9.5
北海道	乙部町	7.2	8.6	7.8	11.2
北海道	江差町	5.7	7.0	7.6	12.8
北海道	上ノ国町	5.2	5.7	7.0	10.5
北海道	松前町	3.6	9.5	7.8	13.5
北海道	福島町	4.0	4.2	3.7	8.2
北海道	知内町	1.7	2.1	1.7	2.2
北海道	本古内町	1.8	2.5	2.2	3.5
北海道	北斗市	1.4	1.7	1.4	2.3
北海道	函館市	1.0	1.6	0.8	1.7
青森県	東通村	0.5	0.6	0.5	0.7
青森県	むつ市	0.5	0.8	0.6	2.3
青森県	風間浦村	0.5	0.5	0.6	1.5
青森県	大間町	1.3	1.9	1.5	2.8
青森県	佐井村	1.2	1.5	1.2	2.7
青森県	横浜町	0.4	0.5	0.4	0.5
青森県	野辺地町	0.6	0.7	0.5	1.0
青森県	平内町	0.7	1.1	0.7	1.3

都道府県名	市区町村名	平地		全体	
		平均津波高 (m)	最大津波高 (m)	平均津波高 (m)	最大津波高 (m)
青森県	青森市	1.0	1.6	1.0	1.6
青森県	蓬田村	1.4	1.6	1.3	1.8
青森県	外ヶ浜町	1.1	3.5	1.8	8.2
青森県	今別町	2.8	3.0	2.0	3.7
青森県	中泊町	7.4	8.1	8.4	17.3
青森県	五所川原市	6.1	6.9	6.5	8.6
青森県	つがる市	6.6	6.6	7.4	9.3
青森県	鰺ヶ沢町	5.7	7.1	7.3	10.6
青森県	深浦町	6.3	9.3	8.0	17.4
秋田県	八峰町	8.7	11.4	8.2	12.5
秋田県	能代市	5.6	7.2	5.7	9.3
秋田県	三種町	6.7	6.9	6.6	7.1
秋田県	男鹿市	2.8	5.4	4.2	8.8
秋田県	湯上市	2.9	2.9	4.4	5.8
秋田県	秋田市	5.2	7.4	6.1	9.5
秋田県	由利本荘市	7.3	9.3	8.5	10.0
秋田県	にかほ市	6.0	8.1	6.9	10.8
山形県	遊佐町	8.3	9.3	8.5	12.5
山形県	酒田市	6.3	9.6	6.1	11.9
山形県	鶴岡市	5.3	8.4	7.9	13.6
新潟県	村上市	6.3	8.7	7.1	10.3
新潟県	粟島浦村	6.6	9.3	6.1	12.6
新潟県	胎内市	5.6	6.8	6.7	8.5
新潟県	新発田市	6.3	6.5	6.4	6.9
新潟県	聖籠町	3.2	5.8	3.9	6.5
新潟県	新潟市	4.3	8.1	4.9	9.5
新潟県	佐渡市	2.4	9.4	2.3	10.4
新潟県	長岡市	4.6	6.3	4.4	6.3
新潟県	出雲崎町	2.9	3.1	3.1	4.6
新潟県	柏崎市	3.1	3.7	3.2	6.3
新潟県	上越市	6.5	9.1	7.0	11.3
新潟県	糸魚川市	5.5	7.7	6.1	12.1
富山県	朝日町	4.5	6.7	4.4	6.7
富山県	入善町	5.1	7.5	6.1	7.5
富山県	黒部市	2.9	4.4	2.9	4.4
富山県	魚津市	2.1	3.4	2.3	3.9
富山県	滑川市	2.1	3.6	2.1	3.6
富山県	富山市	2.4	4.1	2.4	4.1
富山県	射水市	1.8	3.1	1.8	3.1
富山県	高岡市	1.7	2.5	1.8	2.5
富山県	氷見市	2.5	3.2	2.4	6.1
石川県	七尾市	1.1	4.1	1.6	6.2
石川県	穴水町	1.8	3.5	1.7	6.9
石川県	能登町	2.9	3.7	3.9	7.1
石川県	珠洲市	5.6	12.2	4.5	15.8
石川県	輪島市	4.7	8.2	3.1	8.2
石川県	志賀町	2.5	3.9	2.8	5.4
石川県	羽咋市	2.4	3.1	2.3	3.1
石川県	宝達志水町	2.7	3.0	2.7	3.0
石川県	かほく市	3.0	3.3	3.1	3.3
石川県	内灘町	2.7	2.8	3.0	3.4
石川県	金沢市	2.5	2.9	2.6	3.1
石川県	白山市	2.3	2.8	2.3	2.9
石川県	能美市	2.2	2.8	2.3	2.9
石川県	小松市	2.4	2.8	2.4	2.9
石川県	加賀市	2.2	2.7	2.1	3.2

※平地：海岸線から 200m 程度の範囲に於いて標高が 8m 以下となっている箇所。

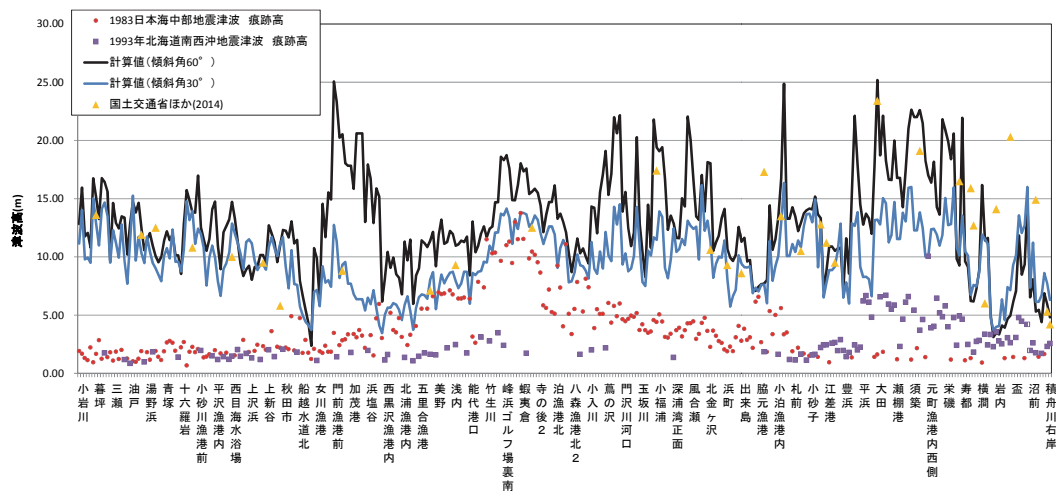


図 6.3.3-7 国土交通省ほか (2014) の計算結果との比較

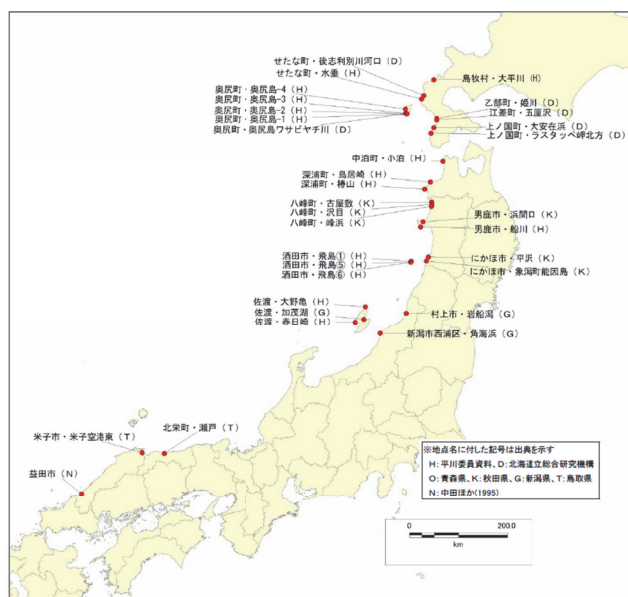


図 18 日本海岸における津波堆積物調査地点

【出典】

- 1) 平川委員資料：日本海東縁の津波堆積物 古津波履歴（日本海における大規模地震に関する調査検討会 第2回、資料-3）
- 2) 北海道立総合研究機構：津波堆積物調査（日本海における大規模地震に関する調査検討会 第6回、資料-4）
- 3) 秋田県：(2013)17. 津波堆積物調査（秋田県地震被害想定調査報告書、516-553.）
- 4) 新潟県：ト部厚志(2012)新潟県佐渡市加茂湖および村上市旧船泊湖における津波堆積物調査、1-22.）
ト部厚志(2013)新潟県内における津波堆積物調査（2013年度）概要版。
- 5) 鳥取県：安本義征(2013)鳥取沿岸津波堆積物調査の途中経過報告（平成25年度 中国地質調査業協会 鳥取県支部 第15回技術講演会）
- 6) 中田高ほか(1995)：津波堆積物のトレンチ発掘調査（鶴岡市調査最終報告書、107-130.）

図 6.3.3-8 津波堆積物調査地点（国土交通省ほか、2014）

表 6.3.3-2 津波の推定波高（国土交通省ほか，2014）

地域	地点	津波の年代	現在の津波堆積物 基底標高 (m)	地殻変動量 (12.5万年前以降の 平均隆起速度) (m/ky)	地殻変動補正後の 津波堆積物 基底標高(m)	津波の推定波高 (堆積物基底+2m) (m)		調査地点の位置 (地図から読み取り)	
								緯度	経度
渡島半島西岸	島牧村大平川	AD1993	7.4	0.8		9.4		42.7237	140.0722
	せたな町後志利別川	AD1741※	2.6	0.5		4.6※		42.4153	139.8428
	せたな町水垂	AD1993	7.0	0.5		9.0		42.3520	139.7857
奥尻島	奥尻島ワサビヤチ川	11～13C	4.4	0.6	3.9	5.9		42.0673	139.4499
	奥尻島-1(貝取淵)	AD1741※	7.3	0.6		4.6※		42.0661	139.4389
	奥尻島-2	AD1993	9.9	0.6		11.9		42.0720	139.4250
	奥尻島-3	AD1993	5.0	0.6		7.0		42.0776	139.4236
	奥尻島-4	AD1993	4.9	1.0		6.9		42.1570	139.4120
渡島半島西岸	乙部町姫川	AD1741※	1.8	0.2		4.6※		41.9736	140.1450
	江差町五厘沢	13C	5.1	0.2	4.9	6.9		41.9500	140.1409
	上ノ国町大安在浜	AD1741※	6.9	0.3		4.6※		41.8003	140.0734
	上ノ国町ラストッペ岬北方	11～13C	12.0	0.3	11.5	13.5		41.6938	140.0112
西津軽	小泊	AD1983	4.7	0.3		6.7		41.1365	140.2861
白神山地沿岸	深浦町島居崎	1.1ka	14.0(遡上点)	0.8	13.1	13.1	11.4(平均)	40.7323	139.9959
			8.5(堆積物)		7.6	9.6			
	深浦町椿山	AD1983	4.7	0.7		6.7		40.5947	139.8649
男鹿半島	船川	15C	4.5	0.9	4.1	6.1		39.8615	139.7733
山形沖飛島	飛島①	AD1833	4.8	0.5		6.8		39.2054	139.5491
	飛島⑤	12～13C	4.6	0.5	4.2	6.2		39.1872	139.5402
	飛島⑥	AD1833	7.8	0.5		9.8		39.1849	139.5415
佐渡	大野亀	1833/1762	4.9	0.6		6.9		38.3190	138.4634
	春日崎	1833/1762	4.1	0.6		6.1		38.0170	138.2232

○津波水位の推定

①津波堆積物の基底の標高を柱状図より読み取り。

②過去の津波については、津波堆積物基底の標高を、12.5万年前から現在までの平均隆起速度から、津波発生時の標高に補正。

津波の年代に幅がある場合は、年代幅の中央値とした。

③津波の推定波高は、浸水高さを2mとして津波堆積物基底標高（現在及び地殻変動補正值）から算定した。

○深浦町島居崎地点は、津波堆積物による津波波高推定値（地殻変動補正後の堆積物基底+2m=9.62m）と遡上高（地殻変動補正值13.12m）の中間値とした。

※1741年の津波は渡島大島の噴火に伴う山体崩壊によるもので、海域活断層を波源とするものではないが参考値として示した。

6.3.4 詳細パラメータスタディ

詳細パラメータスタディとして以下を実施する。

- ・概略パラメータスタディの波源位置間で計算を実施する位置詳細パラメータスタディ
- ・傾斜角の影響をより詳細に調べる傾斜角パラメータスタディ
- ・上縁深さを 2.5km, 5.0km と設定する上縁深さパラメータスタディ

また、日本海東縁部の波源の影響が、他波源と比較して大きい場合には、波源位置と評価地点の位置関係を考慮し、必要に応じて以下についてもパラメータスタディを実施し、確認する。

- ・大すべり域の詳細な検討
- ・破壊開始点、破壊伝播速度、ライズタイム

領域長に比べて短い断層を考慮する場合には、走向パラメータスタディも実施し、影響を確認する。

本事例においては、南北方向の波源位置パラメータスタディ時の変動範囲の中央付近に位置する青森県十三湖を評価地点として選定した（図 6.3.4-1）。

詳細パラメータスタディにあたっては、概略パラメータスタディの結果、比較的影響が大きい波源を選定する。今回の検討では、上昇側水位について影響が大きかった 3 波源を選定した（表 6.3.4-1、図 6.3.4-2）。

選定した波源に対し、以下の(1)～(4)の手順に従って詳細パラメータスタディを実施した。詳細パラメータスタディにおける各手順において、結果を示した表中、網掛け・太字のケースは水位が最大となるケースである。

(1) 波源位置

波源位置を東西南北に振った位置詳細パラメータスタディを実施した。このとき、大すべり域位置は固定した。

東西方向には±12.5km（東向き正）、南北方向には±15km, ±30km（北向き正）移動させた計算を実施した。ここで、日本海東縁部の発生領域から大きく逸脱する方向へは移動させない方針とした。傾斜角（30 度または 60 度）、上縁深さ（0km）、ライズタイム（0 秒）は、概略パラメータスタディ時の設定で固定とした。位置に関する詳細パラメータスタディの結果を表 6.3.4-2～表 6.3.4-4 に示す。

(2) 傾斜角

「(1) 波源位置」で水位が最大となったケースについて、傾斜角を 52.5 度、45 度、37.5 度とした計算を実施した。このとき、傾斜角の影響のみを調べるため、傾斜角の変化に伴う長さの変化については考慮せず、傾斜角のみ変化させた。

上縁深さ（0km）、ライズタイム（0 秒）は、概略パラメータスタディ時の設定で固定とした。傾斜角に関するパラメータスタディの結果を表 6.3.4-5 に示す。

(3) 上縁深さ

「(2) 傾斜角」までで最大となったケースについて、上縁深さを 2.5km, 5.0km とした計算を実施した。上縁深さに関するパラメータスタディの結果を表 6.3.4-6 に示す。

(4) ライズタイム

「(3) 上縁深さ」までで最大となったケースについて、ライズタイムを 10 秒, 30 秒, 60 秒とした計算を実施した。ライズタイムに関するパラメータスタディの結果を表 6.3.4-7 に示す。

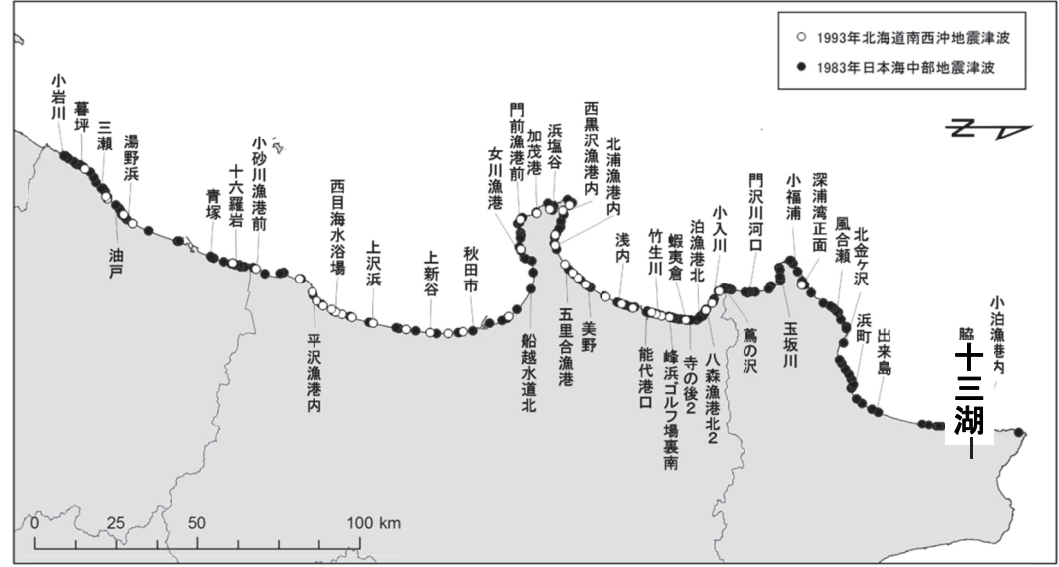


図 6.3.4-1 十三湖の位置

表 6.3.4-1 十三湖における概略パラメータスタディの結果

順位	領域	南北位置 ※南から 1-6	東西位置・傾斜方向 傾斜パターン①～④	傾斜角(度)	大すべり域位置 ※北から 1-4	水位(m)
1	E1	3	④	30	4	7.36
2	E1	2	④	60	1	7.08
3	E1	4	④	60	2	7.07
4	E1	3	①	60	2	7.06
5	E1	1	①	60	1	7.04
6	E1	6	④	60	3	7.01
7	E1	1	④	60	1	6.80
8	E1	5	①	60	3	6.69
9	E1	6	②	60	3	6.68
10	E1	6	③	60	3	6.59

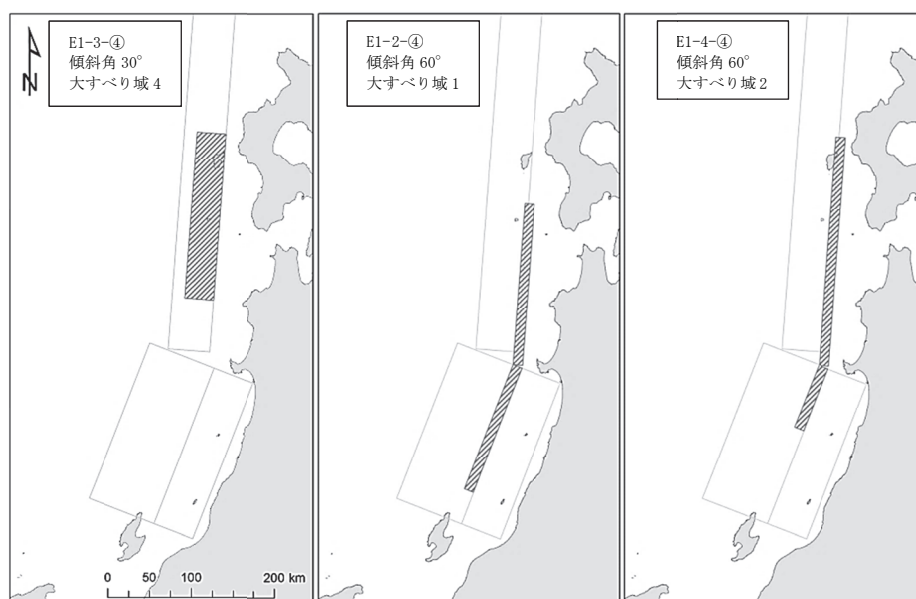


図 6.3.4-2 上位 3 ケースの波源位置図

表 6.3.4-2 概略 1 位のケースの位置に関する詳細パラメータスタディの結果

位置 詳細	領域	南北位置 ※南から 1-6	東西位置・傾斜方向 傾斜パターン①～④	傾斜角(度)	大すべり域位置 ※北から 1-4	水位(m)
基本	E1	3	④	30	4	7.36
S15	E1	3	④	30	4	6.02
W12.5	E1	3	④	30	4	7.11
N15	E1	3	④	30	4	6.93
S30	E1	3	④	30	4	4.78
N30	E1	3	④	30	4	5.73

※ 南北方向は±15km, ±30km, 東西方向は±12.5km (東向き, 北向きを正)

表 6.3.4-3 概略 2 位のケースの位置に関する詳細パラメータスタディの結果

位置 詳細	領域	南北位置 ※南から 1-6	東西位置・傾斜方向 傾斜パターン①～④	傾斜角(度)	大すべり域位置 ※北から 1-4	水位(m)
基本	E1	2	④	60	1	7.08
S15	E1	2	④	60	1	7.14
W12.5	E1	2	④	60	1	6.94
N15	E1	2	④	60	1	5.71
S30	E1	2	④	60	1	7.18
N30	E1	2	④	60	1	5.08

※ 南北方向は±15km, ±30km, 東西方向は±12.5km (東向き, 北向きを正)

表 6.3.4-4 概略 3 位のケースの位置に関する詳細パラメータスタディの結果

位置 詳細	領域	南北位置 ※南から 1-6	東西位置・傾斜方向 傾斜パターン①～④	傾斜角(度)	大すべり域位置 ※北から 1-4	水位(m)
基本	E1	4	④	60	2	7.07
S15	E1	4	④	60	2	7.06
W12.5	E1	4	④	60	2	7.18
N15	E1	4	④	60	2	6.13
S30	E1	4	④	60	2	6.99
N30	E1	4	④	60	2	5.64

※ 南北方向は±15km, ±30km, 東西方向は±12.5km (東向き, 北向きを正)

表 6.3.4-5 傾斜角に関する詳細パラメータスタディの結果

傾斜角 (度)	領域	南北位置 ※南から 1-6	東西位置・傾斜方向 傾斜パターン①～④	大すべり域位置 ※北から 1-4	位置 詳細	水位(m)
30	E1	3	④	4	基本	7.36
37.5	E1	3	④	4	基本	7.89
45	E1	3	④	4	基本	7.88
52.5	E1	3	④	4	基本	7.64

表 6.3.4-6 上縁深さに関する詳細パラメータスタディの結果

上縁 深さ (km)	領域	南北位置 ※南から 1-6	東西位置・傾斜方向 傾斜パターン①～④	傾斜角 (度)	大すべり域位置 ※北から 1-4	位置 詳細	水位(m)
0	E1	3	④	37.5	4	基本	7.89
2.5	E1	3	④	37.5	4	基本	7.79
5	E1	3	④	37.5	4	基本	7.85

表 6.3.4-7 ライズタイムに関する詳細パラメータスタディの結果

ライズ タイム (秒)	領域	南北位置 ※南から 1-6	東西位置・傾斜方向 傾斜パターン①～④	傾斜角 (度)	大すべり域位置 ※北から 1-4	位置 詳細	上縁 深さ (km)	水位 (m)
0	E1	3	④	37.5	4	基本	0	7.89
10	E1	3	④	37.5	4	基本	0	7.81
30	E1	3	④	37.5	4	基本	0	7.51
60	E1	3	④	37.5	4	基本	0	7.31

6.4 日本海溝沿いの海溝軸付近に想定する津波

6.4.1 基本事項

(1) 検討方法

日本海溝沿いの海溝軸付近で発生する津波地震および海洋プレート内正断層地震に起因する津波を対象に、不確定性の考慮方法に基づく決定論的津波評価を実施した。検討方法は表 6.4.1-1 に示すとおりである。

表 6.4.1-1 日本海溝沿いの海溝軸付近に想定する津波における検討方法

検討ステップ	検討項目およびその内容		備考
①基本断層モデルの設定	既往津波の痕跡高を説明できる断層モデルに基づいて設定		—
②概略パラメータスタディ	波源位置による影響を評価		—
③詳細パラメータスタディ	上縁深さ	0km, 1km, 2km	プレート内正断層地震のみ
	傾斜角	基本, 基本±5 度	
	走向	基本, 基本±10 度	—
	すべり方向	基本, 基本±10 度	津波地震のみ

(2) 数値シミュレーションの解析条件

津波の数値シミュレーションで使用した解析条件は表 6.4.1-2 のとおりである。

表 6.4.1-2 計算条件

項目	内容
解析領域	千島海溝南部から茨城県沖までの太平洋
計算格子構成	沖合 5, 120m→2, 560m→1, 280m→640m→320m→160m→沿岸域 80m ただし、詳細格子分割による検討では 20m または 10m まで細分化
基礎方程式	非線形長波理論
計算スキーム	スタaggerド格子, リーフログ法
初期変位量	Mansinha and Smylie(1971)の方法
境界条件	沖側：自由透過, 陸側：完全反射 ただし、詳細格子分割による検討では遡上を考慮（移動境界）
摩擦係数	マニングの粗度係数 海域：0.03 $\text{m}^{-1/3}\cdot\text{s}$, 遡上域：0.03 $\text{m}^{-1/3}\cdot\text{s}$

(3) 計算領域と格子サイズ

津波の数値シミュレーションで使用した計算領域の格子サイズを図 6.4.1-1 に示す。この海域のうち北海道東南部～三陸沿岸にかけて設定した 80m, 160m, 320m 間隔格子の汀線での最大水位上昇量を評価対象とする。後述する詳細格子分割による検討においては、一部の領域で 20m または 10m 間隔格子まで細分化している。

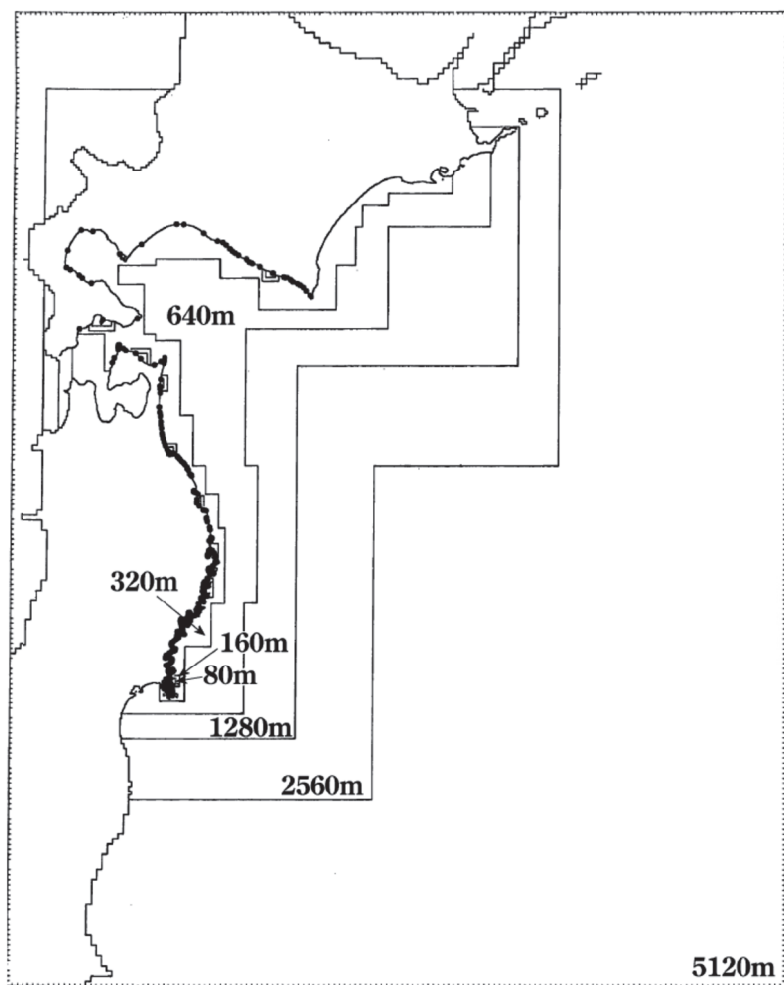


図 6.4.1-1 計算領域の格子サイズ

6.4.2 基本断層モデルの設定

基本断層モデルのパラメータを表 6.4.2-1 に示す。また，図 6.4.2-1 に計算対象とした既往津波に対応する基本断層モデルの位置を示す。

なお，断層面が比較的小さいため，ライズタイムは 0s とし，破壊は瞬時に起きるものとしている。

表 6.4.2-1 基本断層モデルの諸元

パラメータ	津波地震	正断層地震
モーメントマグニチュード M_w	8.3	8.6
断層長さ L (km)	210	283
断層幅 W (km)	50	50
上縁深さ d (km)	1	1
平均すべり量 D (m)	9.7	10.1
傾斜角 δ (度)	20	45
走向 θ (度)	188	188
すべり角 λ (度)	75	270
領域に対応する既往最大地震津波	1896 年	1933 年, 1611 年

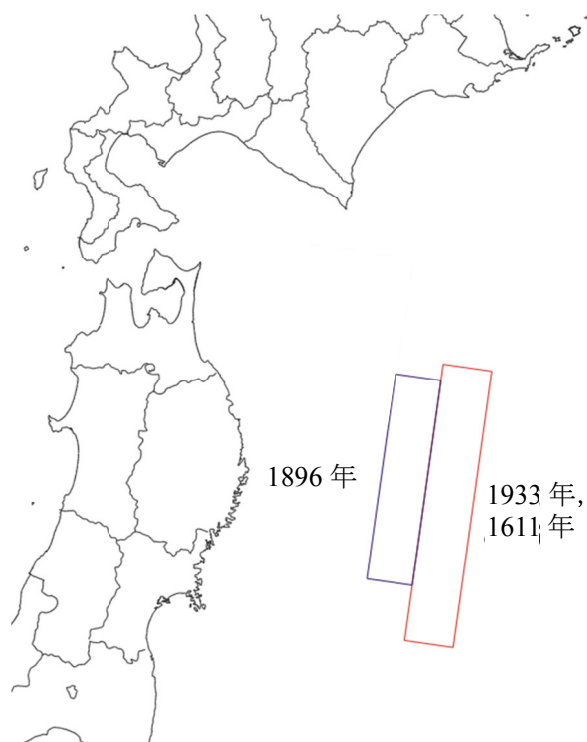


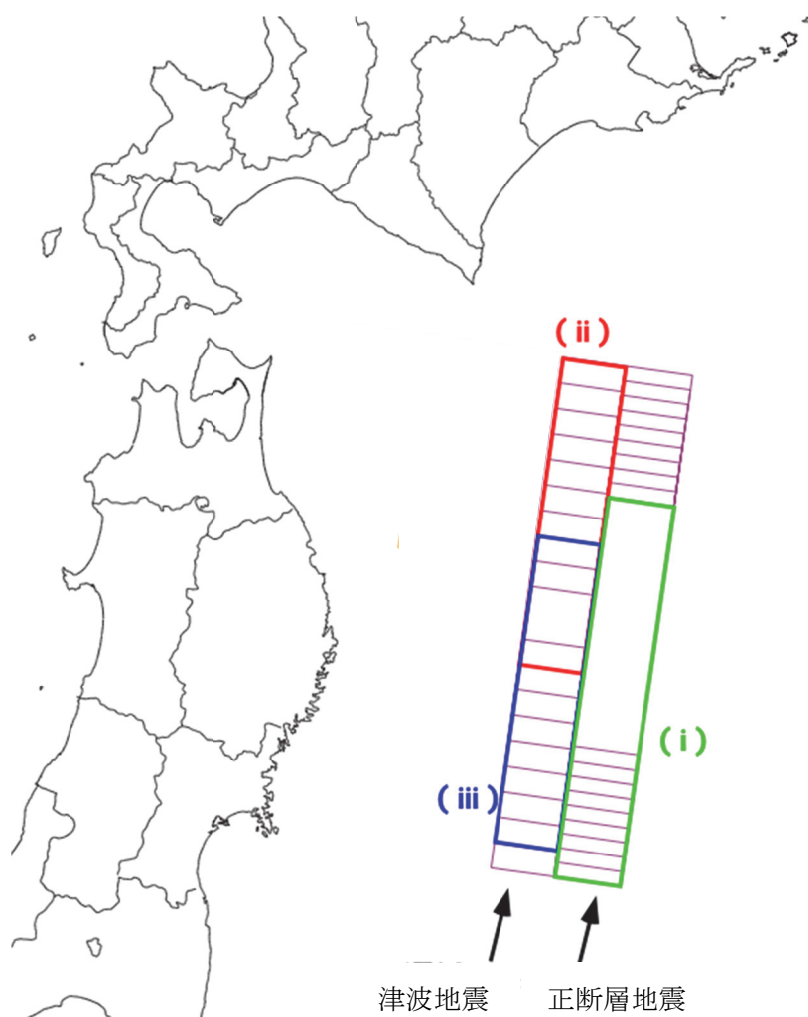
図 6.4.2-1 既往津波に対応する基本断層モデルの位置

6.4.3 概略パラメータスタディ

(1) 概略パラメータスタディの設定

図 6.4.3-1 に概略パラメータスタディにおける断層モデルの設定位置を示す。概略パラメータスタディでは、以下のように設定した。

- ① 基本断層モデルの位置を図 6.4.3-1 のように逐次移動する。
- ② 津波地震，正断層地震それぞれ 10 箇所位置に基本断層モデルを設定する。

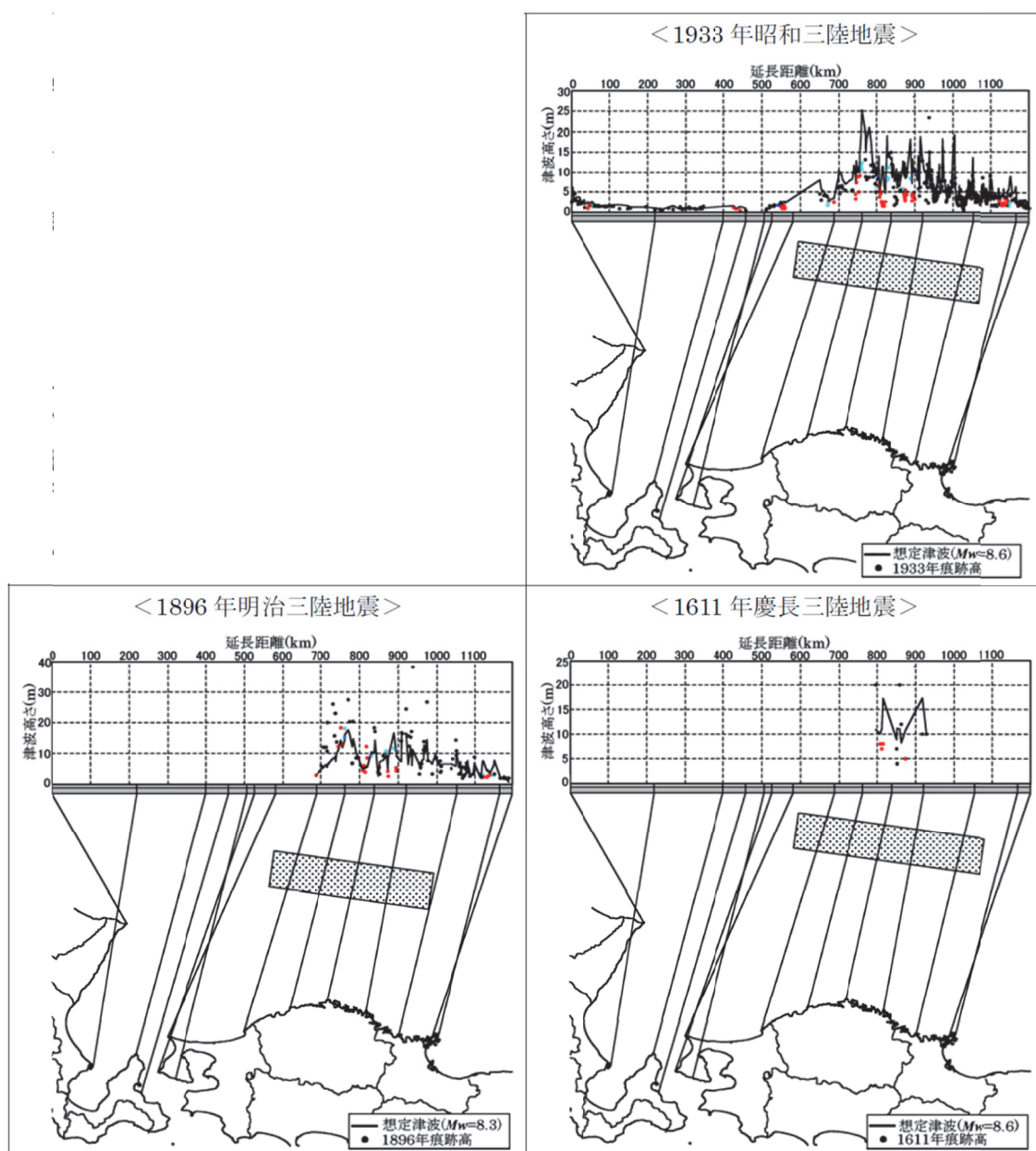


※ 図中の(i)～(iii)は，詳細パラメータスタディの対象とした断層位置を表す。

図 6.4.3-1 概略パラメータスタディにおける基本断層モデルの位置

(2) 既往津波の断層位置に基本断層モデルを設定した場合の比較

図 6.4.3-2 に既往津波の断層位置に基本断層モデルを設定した場合の最大水位上昇量と痕跡高を比較して示す。



※ 折れ線は計算結果を、点は痕跡高を表す。痕跡高は渡辺(1998)による。

痕跡高のプロット色は、痕跡地点が含まれる計算格子サイズを表す。

黒-320m, 青-160m, 赤-80m

図 6.4.3-2 基本断層モデルによる最大水位上昇量と既往津波の痕跡高との比較

(3) 概略パラメータスタディによる最大水位上昇量

想定津波の発生域で基本断層モデルを逐次移動してそれぞれの位置における沿岸の最大水位上昇量の分布を比較して図 6.4.3-3 に示す。

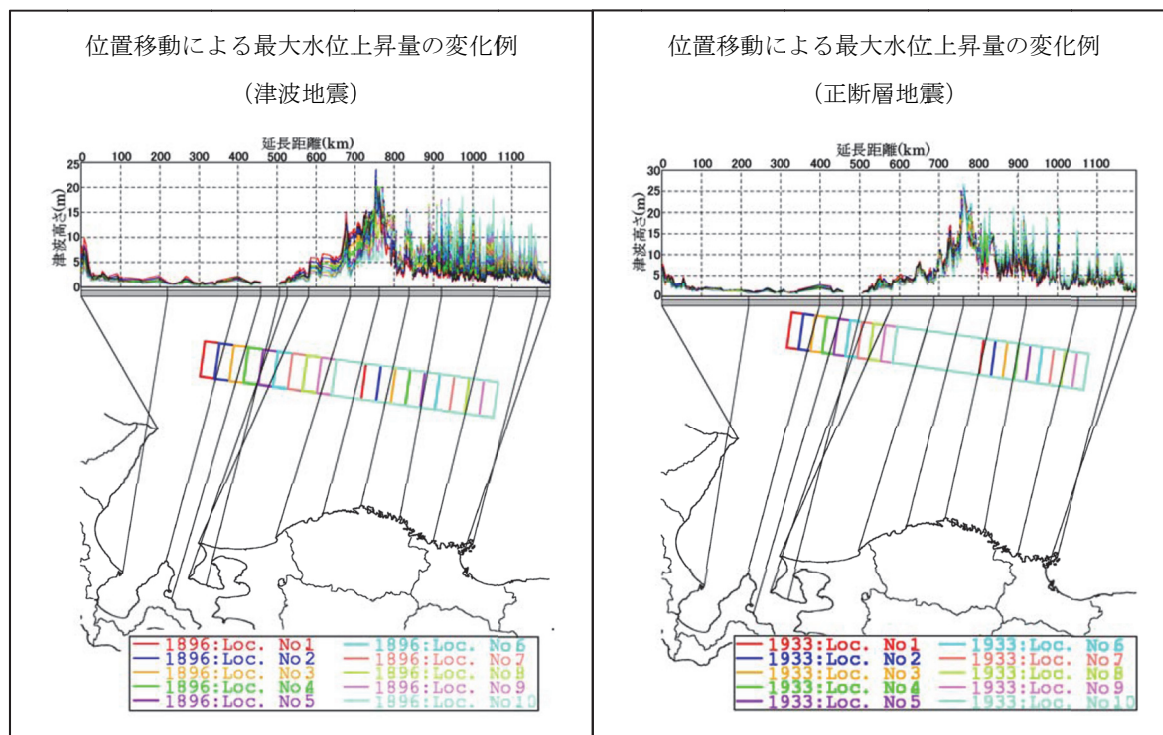


図 6.4.3-3 位置移動による最大水位上昇量の変化例

6.4.4 詳細パラメータスタディ

(1) 詳細パラメータスタディの設定

基本断層モデルを位置移動した概略パラメータスタディでの計算ケースのうち、以下の3波源を詳細パラメータスタディの基本断層モデルとした（図6.4.3-1参照）。

- (i) プレート内正断層を最も南に配置したケース
(岩手県南部～宮城県北部で最大水位上昇量)
- (ii) 津波地震の断層を最も北に配置したケース
(北海道南部～岩手県北部で最大水位上昇量)
- (iii) 津波地震の断層を南から2番目に配置したケース
(宮城県北部で最大水位上昇量)

上記基本断層モデルについて、同位置で以下のように断層パラメータを変化させた計算を実施した。

○プレート内正断層地震

- ・断層上縁深さ : 0km, 1km, 2km
- ・傾斜角 δ : 基本, 基本 ± 5 度
- ・走向 θ : 基本, 基本 ± 10 度

○津波地震

- ・傾斜角 δ : 基本, 基本 ± 5 度
- ・走向 θ : 基本, 基本 ± 10 度
- ・すべり方向 : 基本, 基本 ± 10 度
(すべり角はすべり方向を満足するよう変動する)

(2) 詳細パラメータスタディによる最大水位上昇量

プレート内正断層地震のケースについて詳細パラメータスタディの計算結果による最大水位上昇量の変動と断層パラメータとの関係を図6.4.4-1に示す。また、図6.4.4-2～図6.4.4-4に上記3ケースの基本断層モデルに対する詳細パラメータスタディによる最大水位上昇量の推移を示す。

なお、図6.4.4-2のプレート内正断層地震のケースでは、詳細パラメータスタディの基本モデルとなった概略パラメータスタディのケースが詳細パラメータスタディでも最大水位上昇量となったため、図中に概略パラメータスタディの計算結果（右下がりの斜線）は記されていない。

図6.4.4-2～図6.4.4-4における痕跡高／最大水位上昇量によると、1.0を越えている地点がいくつか見受けられる。このような地点に関しては、より詳細な格子間隔を施したり、遡上計算を実施したりすることで計算結果の精度を向上させ、場合によ

っては痕跡高の信頼性を吟味することによって、最大水位上昇量が痕跡高を上回ることを確認することにする。

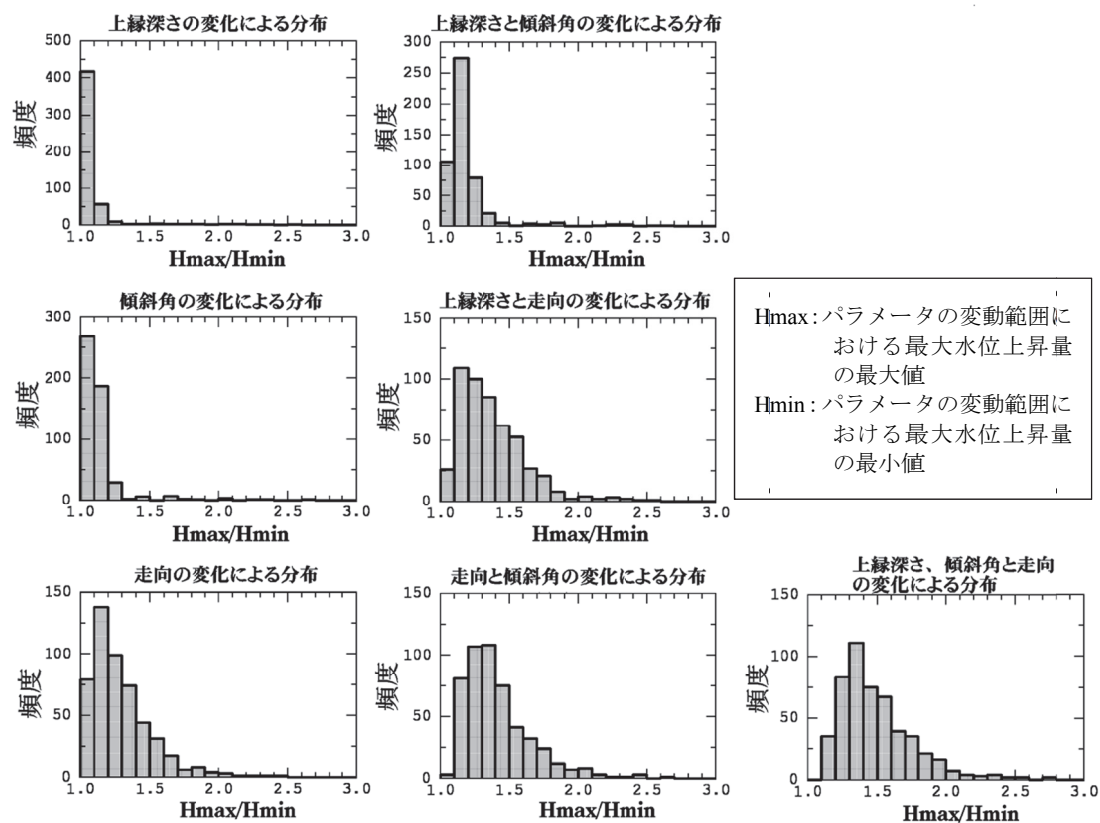
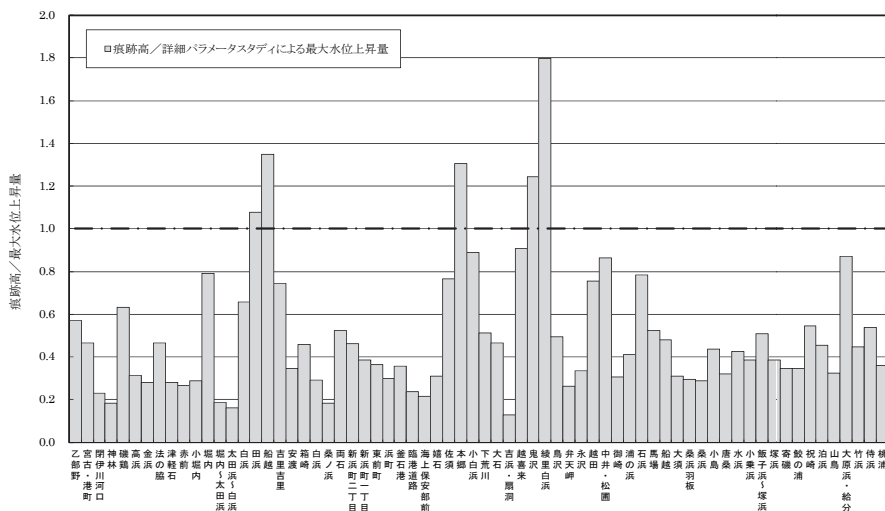
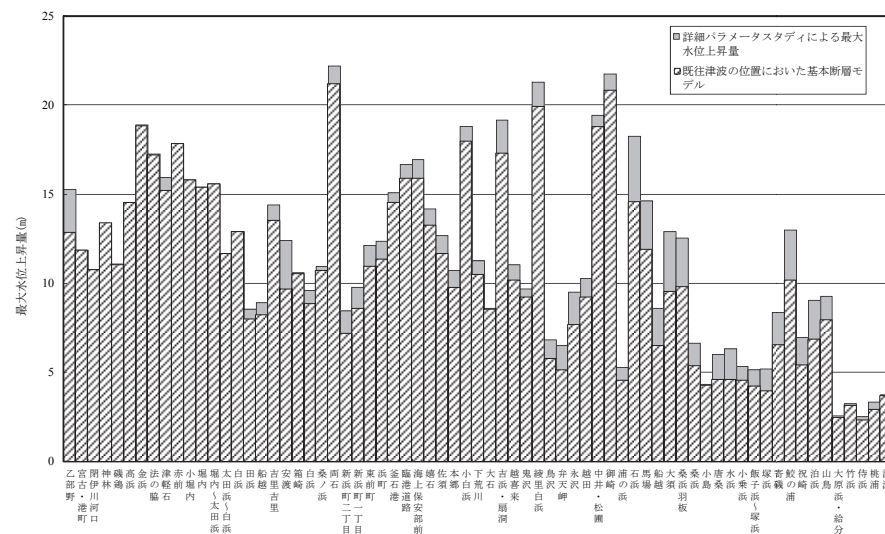


図 6.4.4-1 パラメータスタディによる最大水位上昇量の変動
(プレート内正断層、最も南に配置したケース)



※ 概略パラメータスタディと詳細パラメータスタディで最大水位上昇量となったケースは同一である。

(i) 領域：プレート内正断層
位置：最も南に配置したケース

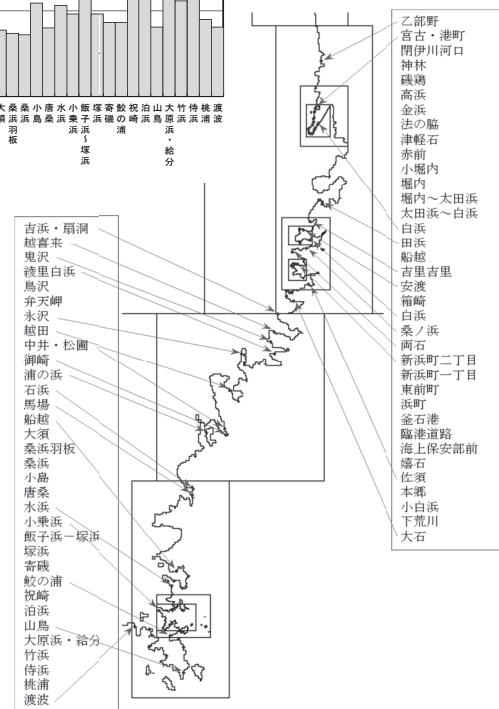
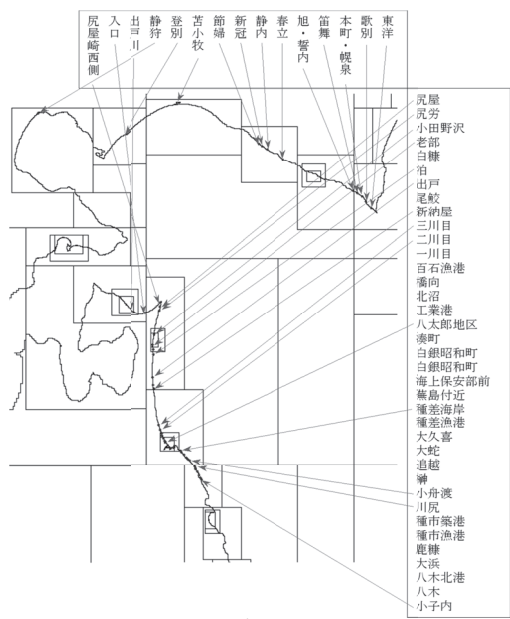
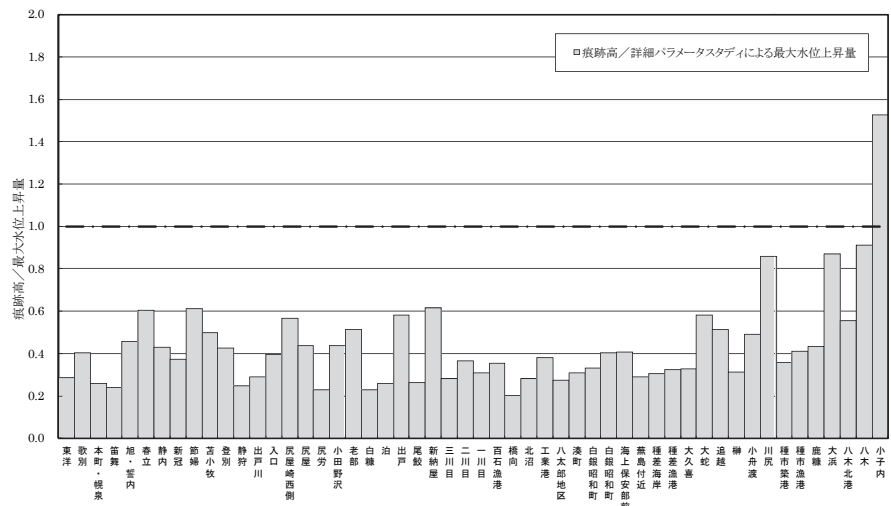
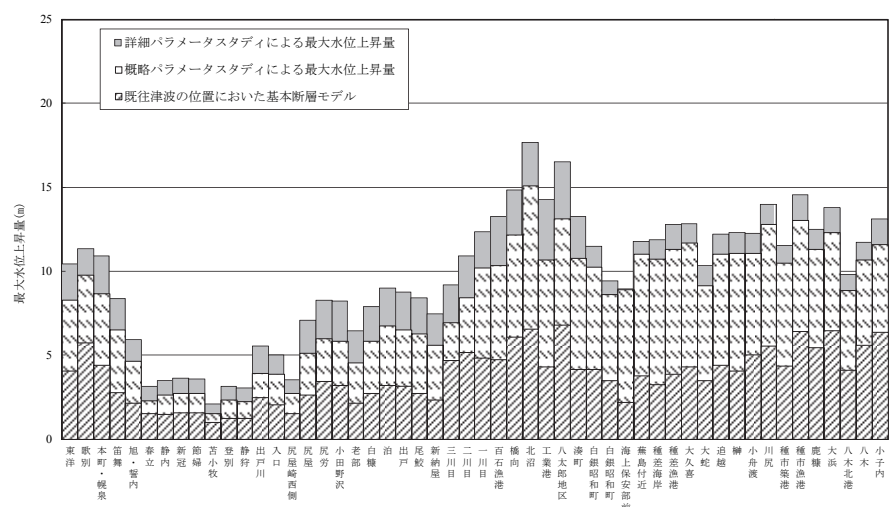
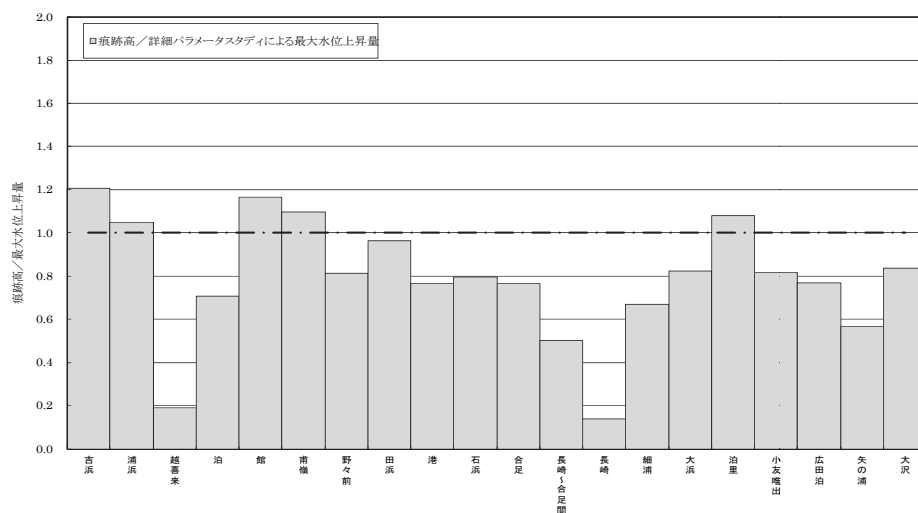
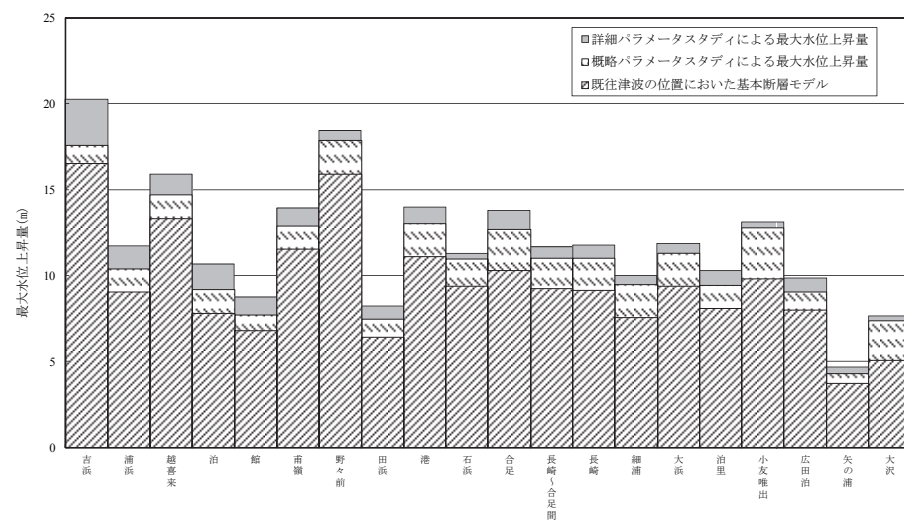


図 6.4.4-2 基本断層モデル(i)に対するパラメータスタディによる最大水位上昇量の推移



(ii) 領域：津波地震
位置：最も北に配置したケース

図 6.4.4-3 基本断層モデル (ii) に対するパラメータスタディによる最大水位上昇量の推移



(iii) 領域：津波地震

位置：南から2番目のケース

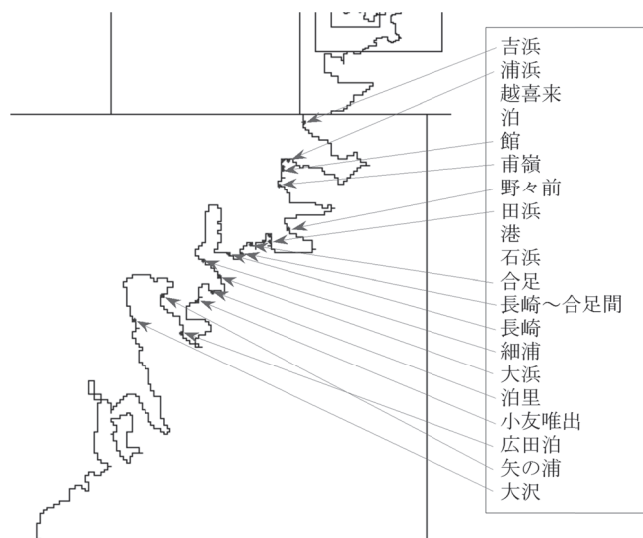


図 6.4.4-4 基本断層モデル (iii) に対するパラメータスタディによる最大水位上昇量の推移

6.4.5 詳細格子分割による検討

(1) 詳細格子を用いた遡上計算の結果

詳細パラメータスタディによる最大水位上昇量が痕跡高を下回る 11 地点について、**図 6.4.5-1** に示すような格子間隔を 80m あるいは 20m の詳細な計算格子を用いた追加計算を実施した。**表 6.4.5-1** に詳細格子による計算結果と痕跡高を比較して示す。

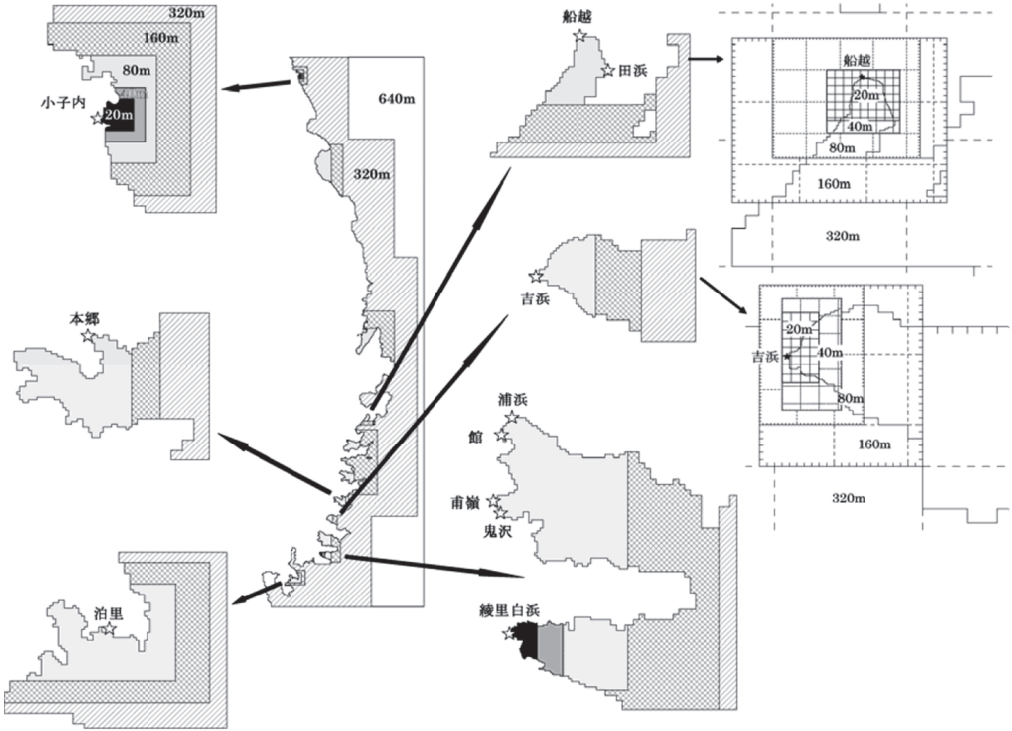


図 6.4.5-1 三陸沿岸の追加検討に用いた詳細格子分割

表 6.4.5-1 詳細格子分割による計算結果と痕跡高の比較

地点	痕跡高 (m)	最高水位 (m)		
		沿岸を鉛直壁とした計算		
		320m 格子	80m 格子	20m 格子
小子内	20.0	13.10	17.29	18.46
田浜	9.2	8.50	11.87	—
船越	12.0	8.89	11.00	10.97
本郷	14.0	10.72	15.01	—
吉浜	24.4	20.25	24.33	26.58
浦浜	12.3	11.74	15.21	—
館	10.2	8.76	18.10	—
甫嶺	15.3	13.94	15.46	—
鬼沢	12.0	9.65	13.00	—
綾里白浜	38.2	21.27	28.12	34.57
泊里	11.1	10.28	12.06	—

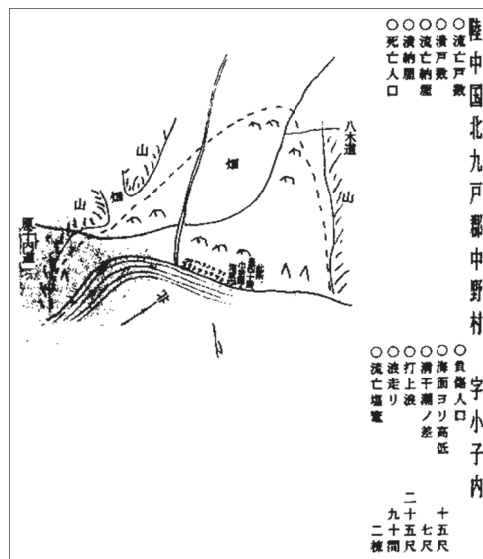
詳細格子設定を用いれば、詳細パラメータスタディの最大水位上昇量が痕跡高を概ね上回る。ここで用いた詳細格子は通常用いられる程度の格子サイズであり、これによって最大水位上昇量は増大し、ほとんどの地点で痕跡高を上回ることが確認された。

なお、痕跡高を下回る3地点（小子内，船越，綾里白浜）については、「古文書記録の信頼度に関する覚え書き」（付属編 4.8.1）を参考として、更に詳しく検討する。

(2) 小子内の痕跡記録に関する考察

痕跡データに関する検討結果を要約すると以下のとおりである。

- ・ 渡辺(1998)によれば、1896年明治三陸津波の小子内における津波高さは20mであった。渡辺(1998)の記述のもととなったのは、内務大臣官房都市計画課(1934)による20mという値である。
- ・ 内務大臣官房都市計画課(1934)による調査は1933年昭和三陸津波後に実施されたものであり、明治三陸津波の津波高さの根拠は明示されていない。
- ・ 同じ時期に実施された調査として松尾(1933)がある。松尾(1933)は、土地の人々の記憶に基づいて明治三陸津波の痕跡高を測定しており、「記憶によったものが多いから必ずしも正確は期しがたい」としている。内務大臣官房都市計画課(1934)も同様の手法に基づき、同程度の精度をもつものと推定できる。
- ・ 明治三陸津波直後の痕跡高調査としては、山奈(1897)、伊木(1897)がある。これらは被災直後に実施された測量結果であり、測量精度の低さを差し引いても、記憶に基づく値より信憑性が高いと考えられる（図 6.4.5-2）。
- ・ 内務大臣官房都市計画課(1934)の値は、明治三陸津波直後の調査結果との乖離が大きい（表 6.4.5-2）。



(破線は浸水域を表す。)

図 6.4.5-2 山奈(1897)による小子内の浸水記録

表 6.4.5-2 明治三陸津波の小子内における推定津波高の比較

出 典	小子内の 津波高さ (m)	備 考
山奈(1897)	7.6	
伊木(1897)	12.1	
内務大臣官房(1934)	20	渡辺(1998)が用いた値
松尾(1933)	—	記述なし

以上の検討結果から、昭和三陸津波後の調査結果である小子内で 20m という値は測定根拠が不明である。また、明治三陸津波直後の調査結果との乖離が大きく、信頼性に乏しい。したがって、小子内は想定津波の評価値と痕跡高の比較による検定から除外する。

(3) 船越の痕跡記録に関する考察

痕跡データに関する検討結果を要約すると以下のとおりである。

- ・渡辺(1998)は、1611 年慶長三陸津波の船越における津波高さについて、羽鳥(1975)による 10～12m という値を採用している。
- ・羽鳥(1975)が 10～12m とした根拠は明確ではなく、船越では「水死 50」という被害記録が存在するのみである (表 6.4.5-3)。

- ・1611 年当時，船越集落は船越地峡の須賀に位置しており，当該地域の地盤高は 1～2m 程度である。明治三陸津波を契機に集落の高地移転がなされ，現在の市街は当時より高所に位置する（図 6.4.5-3）。
- ・1611 年当時の集落位置と被害程度からみれば，5m 以上の津波であったという推定は成り立つが，10～12m とする明確な根拠はない。
- ・都司・上田(1995)は船越地峡西端にある海蔵寺の伝承に基づき，「この寺の敷地の標高は 3.8m であるが，ここにあった建築物すべての流失はここで地上 3m 以上の冠水があったことを示しており，ここでの浸水高さは 7m かそれ以上であったはずである。」と推定している。

表 6.4.5-3 羽鳥(1975)による慶長三陸津波の高さ

Table 2. 慶長 16 年 10 月 28 日 (1611 年 12 月 2 日) 津波における各地の震度・津波の高さ (推定値)

地名	記 事	震 度	津波の高さ (m)	備 考
北郷道	東部沿岸で和人・夷人の死者多し。浦河では小津波			
田 老	田老・小津・下所村では津波で全滅 (町はずれ南北間地点の B.M. 5.36 m, 14.07 m)		15~20	1896 年津波: 13.6 m, 流家 280, 水死 1,400. 1933 年津波: 10 m, 流家 492, 水死 958.
富 古	28 日星ハツ助 (148 歳) 大津波 同セツ下割 (17 歳) ごとく大津波を全滅 (戸のうち残ったものは 6 軒 水死 110 (市内の B.M. 3.62 m).		6~8	1896 年津波: 4.6 m, 流家 20, 水死 12. 1933 年津波: 4 m, 流家 4, 水死 2.
磯 崎	海岸から 500 m ほど津波上がる (町はずれの B.M. 9.04 m).		6~7	
津軽石	弘川地城まで遡上。祭で人出多く水死 150 (浜から 2 km 奥の B.M. 6.12 m).		7~8	1896 年津波: 5~6 m, 流家 221, 水死 1,028. 1933 年津波: 3~5 m, 流家 2, 水死 1.
山 田	28 日大地震 3 回。房ヶ沢 (海岸から 1.1 km 内陸の町内 B.M. 6.88 m) まで津波上がり。第 2 波は赤沢。第 3 波は山田川橋まで上がる。水死 20.	4	6~7	1896 年津波: 5.5 m, 流家 650, 水死 1,000. 1933 年津波: 3 m, 流家 220, 水死 6.
織 笠	礼堂まで津波上がる。		3~4	
小谷島	津波は小谷島から峠を越え。山田湾の大津に侵入。		15~20	1896 年津波: 8 m, 1933 年津波: 6.6 m.
船 越	水死 50.		10~12	
大 鰐	朝から度々津波上がる。川を遡上し。引き波で木・家流失。小鰐神社下まで浸水。大鰐〜鰐住居間で水死 800.		4~5	1896 年津波: 4.2 m, 流家 500, 水死 900. 1933 年津波: 3.5 m, 流家 105, 水死 28.
岩 白 (三陸町)	集落高地にあり。津波達せず		8~10	1933 年津波: 8.8 m, 流家わずかに 1.
越喜来	大地震 1 時間続き。17 時ごろ津波 3 回。ビスカイノ砲台船道上で激動を感じ。4 m 余の津波村に浸水。水死者多数。沈船 2.	4	8~10	1896 年津波: 9.6 m, 流家 120, 水死 802. 1933 年津波: 8 m, 流家 67, 水死 60.
仙 台	大地震	4		
宮 城・刈田郡	28 日巳刻 (10 時) 大地震。	4		
岩 沼	28 日巳刻過ぎ。多摩海岸へ大山の如き津波押し寄せ。民家焼くす流失 (伊達領の水死 1,783)。阿武隈川に津波遡上し。千貫松 (海岸から 7 km の内陸) まで津波上がる (若活市 B.M. 4.47 m).		6~8	1896 年津波: 2.4 m, 1933 年津波: 1.8 m, 浸水家 20.
今 泉 (相馬)	村内の家ほとんど流失。50 余人の水死者みつかぬ。		5~6	1933 年津波: 2.3 m, 津波被害なし.
中 村 (相馬)	城破損。沿岸の村落で津波被害。	5		

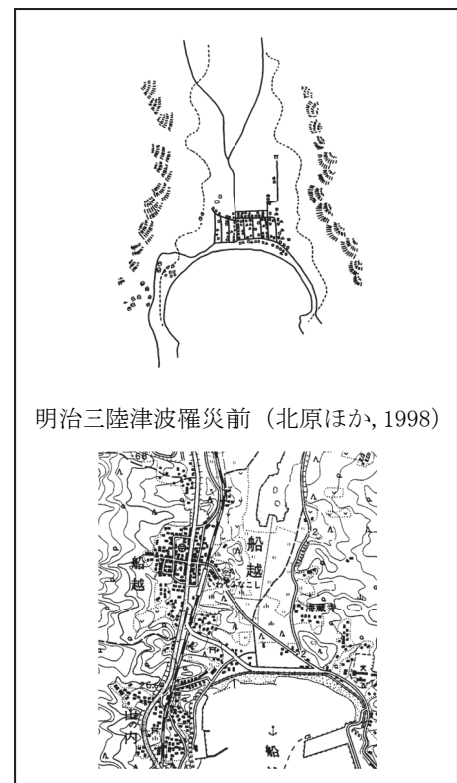


図 6.4.5-3 船越集落の移動

以上の検討結果から，10～12m という値は根拠に乏しいと考えられる。比較的信頼度の高い構造物との対比に基づく近年の研究でも，7m またはそれ以上という推定がなされる程度であり，津波高さを積極的に規定する史料は見つかっていない。したがって，船越は，想定津波の評価値と痕跡高の比較による検定から除外する。

(4) 綾里白浜の痕跡記録に関する考察と遡上計算

綾里白浜の痕跡データに関する検討結果を要約すると以下のとおりである。

- ・渡辺(1998)は 1896 年明治三陸津波の綾里白浜における津波高さを 38.2m としている。この値は，松尾(1933)による値である（図 6.4.5-4）。

- ・山奈(1897)の記録では、打ち上げ高は「自百三十尺(39.4m) 至百八十尺(54.5m)」とされる。十尺単位であること、値に幅があることから、目測である可能性が高い。
- ・松尾(1933)は地図に位置を明示し、38.2m と測定しており、精度は高いとみられる。

38.2m の記録は信頼度が高い。しかし、痕跡地点が海岸線から離れており、陸上に遡上してから次第に幅が狭くなる地形であるため、再現には遡上計算を要する。そこで、10m 格子を用いた遡上計算を実施する（図 6.4.5-5）。

地形データは 1916 年の地形図を基に作成した。ただし、1916 年の地形図は 20m 間隔の等高線になっているため、10m の等高線は最新の地形図を参考に設定した。



図 6.4.5-4 松尾(1933)による痕跡高

括弧内は 1896 年、括弧なしは 1933 年の痕跡高

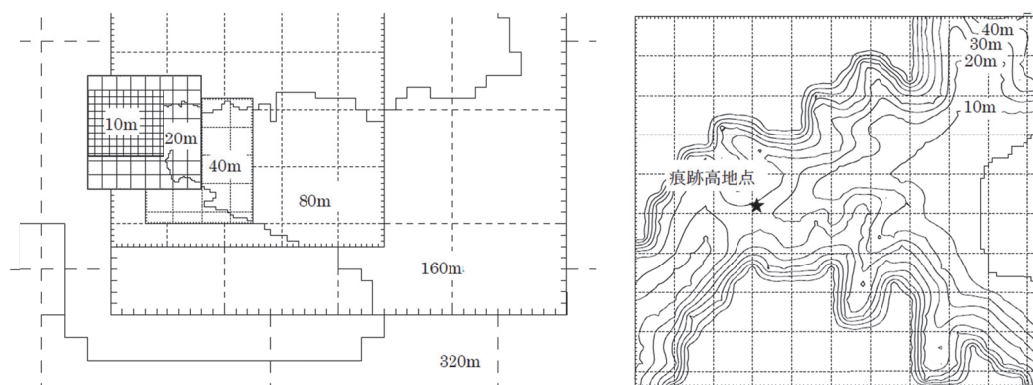


図 6.4.5-5 計算格子分割と 10m 格子内に設定した地形（破線の格子は 100m 間隔）

詳細格子を用いた場合の計算結果を表 6.4.5-4 に示す。10m 格子を用いた遡上計算を実施することにより、痕跡高 38.2m を上回る最大水位上昇量が得られることが確認された。

表 6.4.5-4 詳細格子による計算結果と痕跡高の比較

地点	痕跡高 (m)	最高水位 (m)			
		沿岸を鉛直壁とした計算			遡上計算
		320m 格子	80m 格子	20m 格子	10m 格子
綾里白浜	38.2	21.27	28.12	34.57	40.11

6.5 海域活断層

6.5.1 基本事項

(1) 検討方法

海域活断層に想定する津波を対象とした，不均質モデルによる決定論的津波評価の事例を紹介する。本事例における検討方法は表 6.5.1-1 に示すとおりとし，不均質性を考慮した基本断層モデルの設定を行った後に，P 軸および大すべり域の位置移動に関する概略パラメータスタディと，P 軸，上縁深さに関する詳細パラメータスタディを実施した。

表 6.5.1-1 海域活断層における検討方法

検討ステップ	検討項目およびその内容		備考
①基本断層モデルの設定	- 不均質モデルとし，大すべり域を設定。大すべり域のすべり量と平均すべり量との比を 2.0, 大すべり域の面積率を 0.25 に設定。 - スケーリング則には断層面積 S と地震モーメント M_0 の関係を用いる。		—
②概略パラメータスタディ	主応力軸範囲	10 度間隔	—
	大すべり域配置	4 箇所	
③詳細パラメータスタディ	主応力軸範囲	5 度間隔	破壊開始点，破壊伝播速度，ライズタイムについては，本検討では実施していない。
	上縁深さ	2.5km, 5.0km	

(2) 数値シミュレーションの解析条件

津波の数値シミュレーションで使用する解析条件は表 6.5.1-2 のとおりとした。

表 6.5.1-2 計算条件

項目	内容
解析領域	日本海全域
計算格子サイズ	沖合 1,600m→800m→400m→200m→100m→沿岸域 50m
基礎方程式	非線形長波理論
海底の初期変位量	Mansinha and Smylie(1971)の方法
境界条件	沖側：自由透過（津軽海峡，対馬海峡，宗谷海峡） 陸側：遡上を考慮（小谷ほか(1998)による移動境界）
越流条件	使用せず
水平渦動粘性係数	$10\text{m}^2/\text{s}$
摩擦係数	マニングの粗度係数 海域： $0.03\text{ m}^{-1/3}\cdot\text{s}$ ，遡上域： $0.03\text{ m}^{-1/3}\cdot\text{s}$
潮位条件	T.P. $\pm 0.0\text{m}$
計算時間間隔	0.5 秒
計算時間	地震発生後 3 時間

(3) 計算領域と格子サイズ

津波の数値シミュレーションで使用した計算領域の格子サイズを図 6.5.1-1 に示す。沖合の格子サイズは 1,600m とし、沿岸部に近づくにつれて順次細分化し、沿岸では 50m としている。

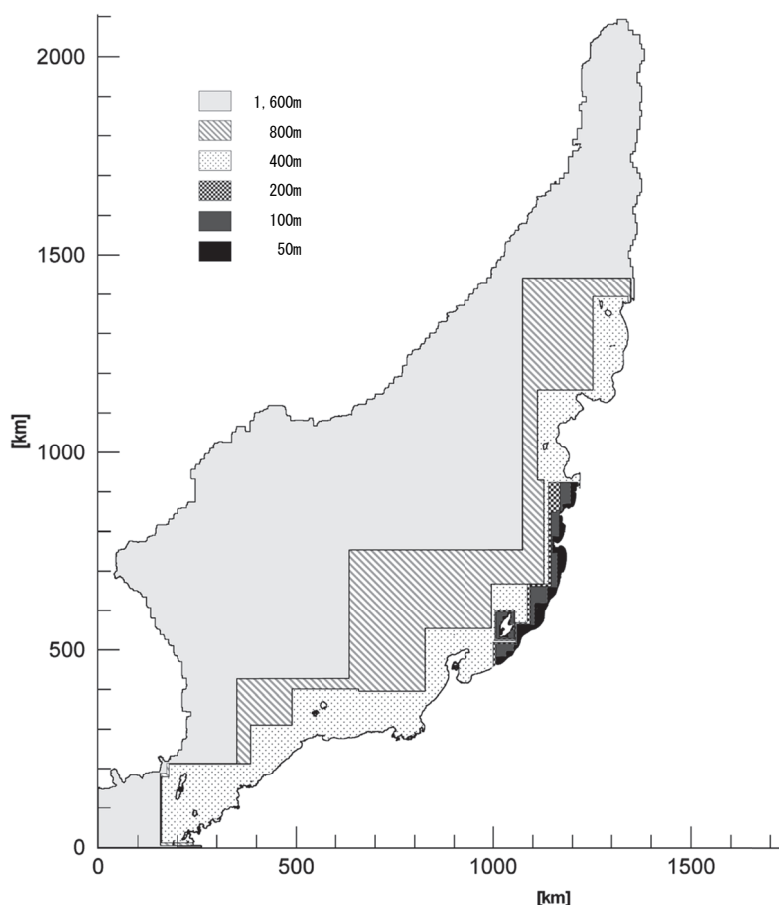


図 6.5.1-1 計算領域の格子サイズ

6.5.2 基本断層パラメータの設定

過去に津波を発生させた断層として、新潟県中越沖地震（2007 年 7 月 16 日）の震源断層である F-B 断層（図 6.5.2-1）を対象として選定した。F-B 断層の断層パラメータを表 6.5.2-1 に示す。

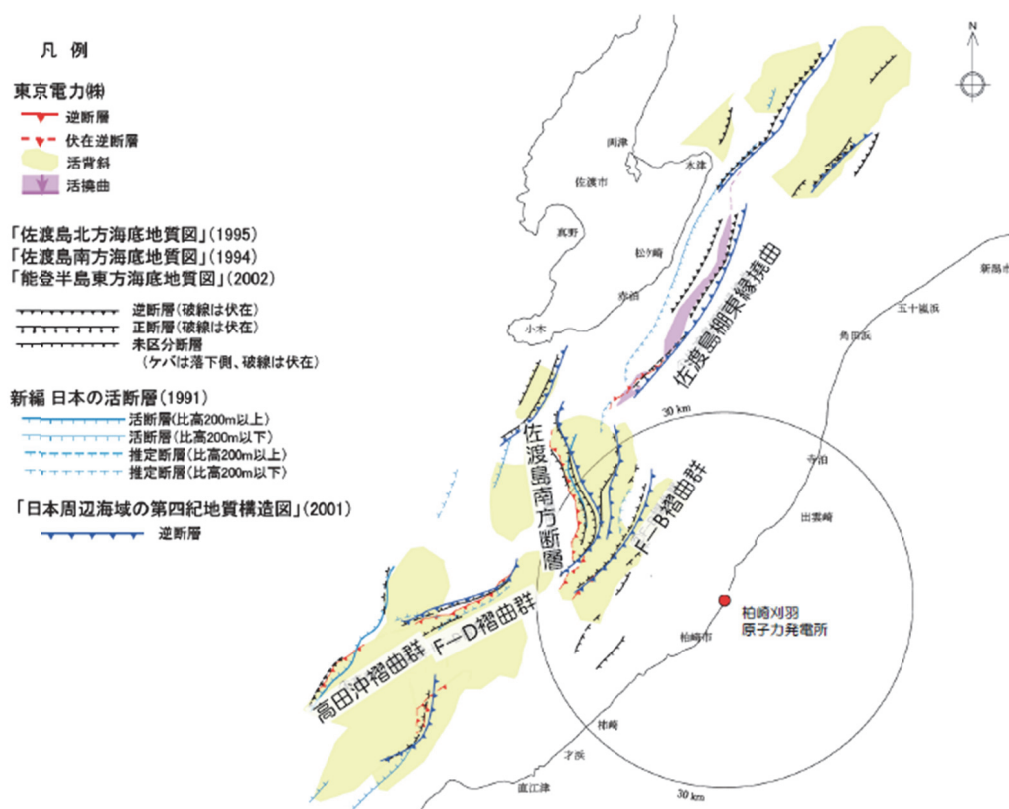


図 6.5.2-1 F-B 断層の位置 (東京電力, 2015)

表 6.5.2-1 F-B 断層のパラメータ

パラメータ	設定値	根拠
基準点座標	東経: 138.401 度 北緯: 37.409 度	芝(2008)
断層長さ	27km	地震本部(2008)
走向	35 度	芝(2008)
傾斜角	35 度	芝(2008)
すべり角	P 軸 110~140 度の範囲で 最も高角となる角度	過去の地震の断層モデル等の情報から、当該領域の応力軸 向きの範囲を設定
断層幅	18km	$W=2L/3$ とした
平均すべり量	0.77m	付属編 6.3 のスケーリング則を用いた
大すべり域の すべり量	1.54m	走向方向に 4 分割し、そのうちの 1 箇所到大すべり域を配 置。大すべり域の位置は不明であるので 4 ケース実施。
上端深さ	0km	0km を基本とした
M_w	6.5	付属編 6.3 のスケーリング則を用いた

P 軸 (度) ※	110	115	120	125	130	135	140
すべり角 (度)	111	104	97	90	83	76	69

※南北を 0 度として時計回りに計測した角度

6.5.3 概略パラメータスタディ

今回の検討では、すべり角（P 軸の向き、走向、傾斜角から幾何学的に算出）、大すべり域の位置について概略パラメータスタディを実施した。傾斜角が不明な場合には、傾斜角のパラメータスタディも概略パラメータスタディとして実施する。

- ・波源位置、傾斜角：波源位置、傾斜角は固定※とした。
- ・スケーリング則：断層面積 S と地震モーメント M_0 のスケーリング式に基づいて設定した。入倉・三宅(2001)のスケーリング則は、平均的な地震規模を与える式であり、国土交通省ほか(2014b)と同様に、平均すべり量は 4.5m で飽和とするものとした（詳細は付属編 6.3.1 参照）。
- ・すべり角：基本断層のパラメータのうち、P 軸の向き（すべり角）について 110～140 度の範囲（10 度おき 4 ケース）でパラメータスタディを実施した。ただし、P 軸 110～140 度の範囲にすべり角 90 度が含まれるため、P 軸 125 度の計算を実施した。
- ・大すべり域位置：断層を走向方向に 4 等分し、そのうちの 1 箇所到大すべり域を配置した。大すべり域は 4 箇所すべてに配置し、パラメータスタディを実施した。

※ 傾斜角については、不明な場合はパラメータスタディを実施するが、本事例では調査結果等により既知として固定とした。

- ・2007 年新潟県中越沖地震における検潮記録として、科学技術振興調整費津波グループ(2008)による記録がある（図 6.5.3-1）。このうち、行谷ほか(2008)において、一部の記録に補正がなされている波源付近の検潮記録を用いて計算結果との比較を行った。
- ・行谷ほか(2008)で検討対象とした検潮所位置を図 6.5.3-2 に、補正された検潮記録の時間波形を図 6.5.3-3 に示す。
- ・代表 6 地点について記録と計算結果を比較した結果、概ね記録と同程度か記録を上回る結果となっていることを確認した（表 6.5.3-1）。

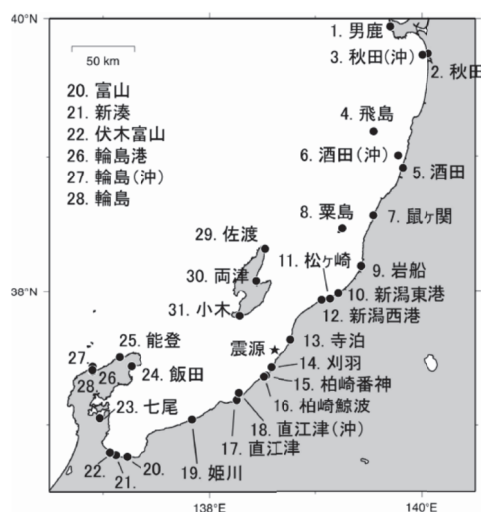


図 6.5.3-1 検潮所の位置（津波グループ，2008）

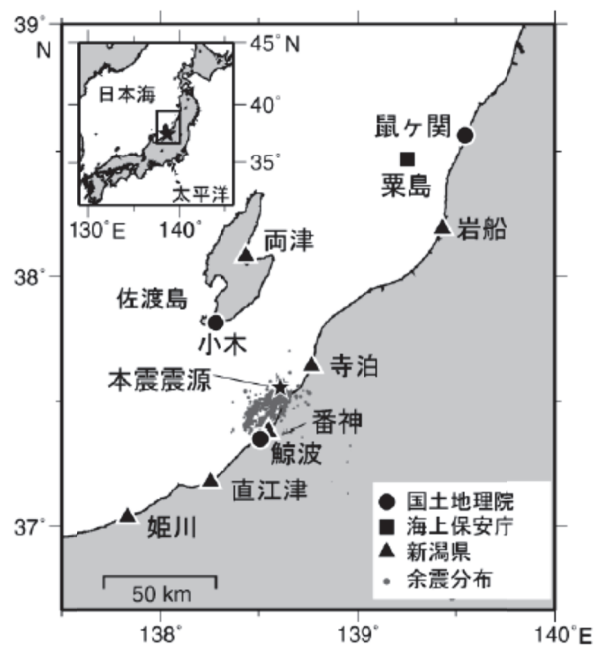


図 6.5.3-2 検潮所の位置 (行谷ほか, 2008)

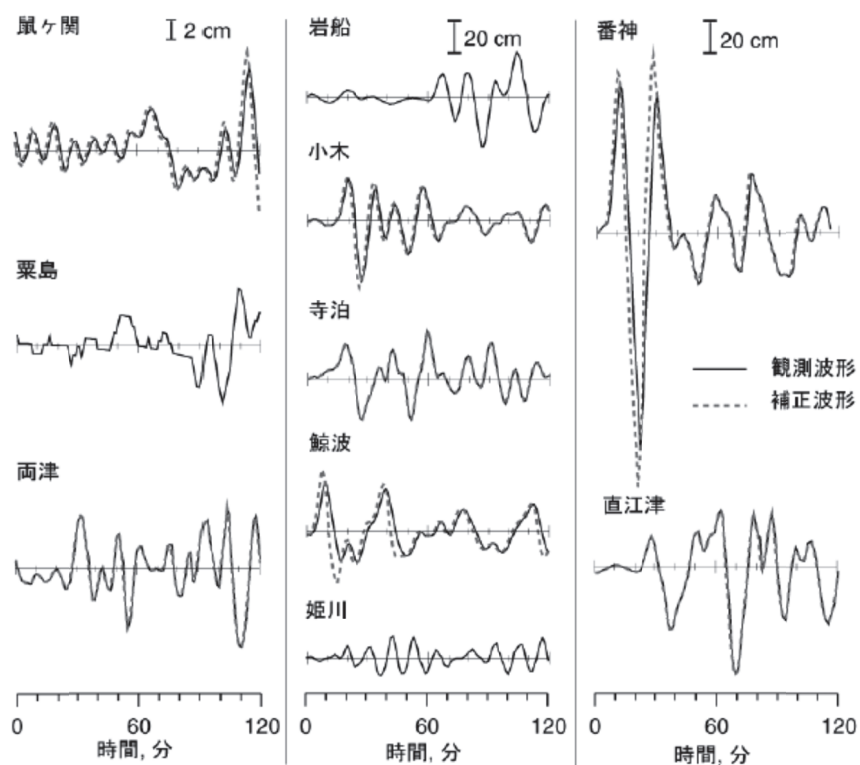


図 6.5.3-3 補正された津波波形および観測津波波形 (行谷ほか, 2008)

表 6.5.3-1 計算結果と観測値の比較

地点	上縁深さ 0 km		上縁深さ 2.5 km		上縁深さ 5.0 km		最大水位 (m)	周辺 最大水位 (m)	検潮記録 (m) 行谷ほか (2008)
	最大水位 (m)	周辺最大 水位 (m)	最大水位 (m)	周辺最大 水位 (m)	最大水位 (m)	周辺最大 水位 (m)			
岩船	0.24	0.26	0.26	0.27	0.25	0.26	0.26	0.27	0.27
小木	0.87	1.22	0.85	1.12	0.76	1.12	0.87	1.22	0.26
寺泊	0.60	0.87	0.52	0.78	0.47	0.59	0.60	0.87	0.28
柏崎鯨波	0.62	1.16	0.62	0.93	0.47	0.60	0.62	1.16	0.36
柏崎番神	0.90	1.56	0.87	0.87	0.75	0.75	0.90	1.56	1.15
直江津	0.60	0.77	0.55	0.75	0.52	0.70	0.60	0.77	0.35

※ 周辺最大水位：水位出力地点の周囲±250mの矩形範囲内での最大値

6.5.4 詳細パラメータスタディ

詳細パラメータスタディでは、

- ・傾斜角の影響をより詳細に調べる傾斜角パラメータスタディ
- ・すべり角の影響を調べるP軸パラメータスタディ
- ・上縁深さを2.5km、5.0kmと設定する上縁深さパラメータスタディ

を実施する。また、波源位置と評価地点の位置関係を考慮し、必要に応じて

- ・大すべり域の詳細な検討
- ・破壊開始点、破壊伝播速度、ライズタイム

についてもパラメータスタディを実施し、影響を確認する。

本事例では、概略パラメータスタディで検潮記録との比較を行った6地点のうち、比較的水位が大きい結果となった寺泊地点を評価地点として選定した（図 6.5.4-1）。

詳細パラメータスタディにあたっては、概略パラメータスタディの結果、比較的影響が大きい波源を選定する。今回の検討では、上昇側水位について影響が大きかったP軸110～130度、大すべり域位置1（最北端）の波源を選定した（表 6.5.4-1）。

選定した波源に対し、以下のパラメータについて変動を考慮した詳細パラメータスタディを実施した。

① P軸詳細パラメータスタディ

概略パラメータスタディでは、10度間隔で実施した。すべり角の影響をより細かく調べるため、P軸の間隔を5度とした計算を実施した。

② 上縁深さ詳細パラメータスタディ（2.5kmと5.0kmとした計算を実施）

①で最大となったケースについて、上縁深さを2.5km、5.0kmとした計算を実施した。

※ 通常は、詳細パラメータスタディの最初のステップにおいて、パラメータ変動の影響が比較的大きいと考えられる傾斜角を対象とすることが多い。本検討では、概略パラメータスタディで傾斜角を固定しているため、傾斜角に関する詳細パラメータスタディを実施していないが、当該パラメータスタディを実施する場合には、その変動幅を細かくした計算を行うことによって傾斜角による影響を把握する。



図 6.5.4-1 評価地点（寺泊）の位置

表 6.5.4-1 寺泊における概略パラメータスタディの結果（全ケース）

P 軸	大すべり域 位置 ※北東から	上縁深さ=0km			
		最大水位上昇量 (m)	最大水位下降量 (m)	周辺最大水位 (m)	地盤変動量 (m)
110	1	0.60	-0.29	0.87	-0.01
	2	0.40	-0.27	0.42	-0.01
	3	0.31	-0.30	0.32	-0.01
	4	0.31	-0.20	0.32	-0.01
120	1	0.60	-0.28	0.82	-0.01
	2	0.40	-0.29	0.52	-0.01
	3	0.32	-0.33	0.33	-0.01
	4	0.32	-0.24	0.33	-0.01
125	1	0.59	-0.27	0.81	-0.01
	2	0.41	-0.30	0.51	-0.01
	3	0.31	-0.33	0.33	-0.01
	4	0.31	-0.25	0.32	-0.01
130	1	0.59	-0.26	0.81	-0.01
	2	0.41	-0.30	0.42	-0.01
	3	0.31	-0.33	0.33	-0.01
	4	0.30	-0.26	0.32	-0.01
140	1	0.52	-0.37	0.70	0.00
	2	0.39	-0.29	0.41	-0.01
	3	0.32	-0.32	0.34	-0.01
	4	0.29	-0.26	0.30	-0.01
最大値		0.60	-0.37	0.87	

※ 周辺最大水位：水位出力地点の周囲±250m の矩形範囲内での最大値

(1) P 軸

概略パラメータスタディの結果，大すべり域位置 1（最北端に配置）のケースで P 軸が 110～130 度の間にピークがあると考えられるため，P 軸 110～130 度の間を 5 度間隔で埋めるパラメータスタディを実施した。本検討では P 軸 125 度のケースは概略パラメータスタディで既に実施しているため，115 度のケースを追加した。P 軸詳細パラメータスタディの結果を表 6.5.4-2 に示す。

(2) 上縁深さ

「(1) P 軸」で最大となったケースについて，上縁深さを 2.5km，5.0km とした計算を実施した。上縁深さ詳細パラメータスタディの結果を表 6.5.4-3 に示す。

表 6.5.4-2 寺泊における P 軸詳細パラメータスタディの結果

P 軸	大すべり域 位置 ※北東から 1-4	上縁深さ (km)	水位 (m)
110	1	0	0.60
115	1	0	0.62
120	1	0	0.60
125	1	0	0.59
130	1	0	0.59

表 6.5.4-3 寺泊における上縁深さ詳細パラメータスタディの結果

P 軸	大すべり域 位置 ※北東から 1-4	上縁深さ (km)	水位 (m)
115	1	0	0.62
115	1	2.5	0.50
115	1	5	0.46

【付属編 第 6 章 参考文献】

- 阿部邦昭・泉宮尊司・砂子浩・石橋邦彦(1994)：北海道南西沖地震津波の新潟県における浸水高の分布，地震研究所彙報，No. 69，pp. 159-175.
- Cerjan, C., D. Kosloff, R. Kosloff and M. Reshef(1985)：A nonreflecting boundary condition for discrete acoustic and elastic wave equations, GEOPHYSICS, Vol. 50, No. 4, pp. 705-708.
- DeMets, C. (1992)：Oblique Convergence and Deformation Along the Kuril and Japan Trenches, Journal of Geophysical Research, Vol. 97, No. B12, pp. 17615-17625.
- 土木学会原子力土木委員会 (2002)：原子力発電所の津波評価技術.
- 後藤章夫・高橋浩晃・宇津木充・小野忍・西田泰典・大島弘光・笠原稔・竹中博士・斉田智浩(1994)：北海道南西沖地震に伴う津波一小樽から礼文島まで一，月刊海洋，号外 7，pp. 153-158.
- 羽鳥徳太郎(1975)：三陸沖歴史津波の規模と推定波源域，東京大学地震研究所彙報，Vol. 50, pp. 397-414.
- 北海道総務部危機対策局危機対策課(2012)：太平洋沿岸に係る津波浸水予測図作成業務 報告書.
- 伊木常誠(1897)：三陸地方津波実況取調報告，震災予防調査会報告，第 11 号，pp. 5-34.
- 入倉孝次郎・三宅弘恵(2001)：シナリオ地震の強震動予測，地学雑誌，Vol. 110, No. 6, pp. 849-875.
- 岩渕洋子・杉野英治・今村文彦・都司嘉宣・松岡祐也・今井健太郎・首藤伸夫(2012)：信頼度を考慮した津波痕跡データベースの構築，土木学会論文集 B2 (海岸工学)，Vol. 68, No. 2, pp. 1326-1330.
- 地震調査研究推進本部 地震調査委員会(2004)：千島海溝沿いの地震活動の長期評価（第二版），pp. 1-81.
- 地震調査研究推進本部 地震調査委員会(2008)：平成 19 年(2007 年)新潟県中越沖地震の評価（主に断層面に関する評価），
http://www.jishin.go.jp/main/chousa/08jan_chuetsu_oki/index.htm（平成 28 年 8 月参照）.
- 地震調査研究推進本部 地震調査委員会(2013)：南海トラフの地震活動の長期評価（第二版）について，http://jishin.go.jp/main/chousa/13may_nankai/index.htm（平成 28 年 8 月参照）.
- 科学技術振興調整費「平成 19 年新潟県中越沖地震に関する緊急調査研究」・津波グループ(2008)：2007 年新潟県中越沖地震津波の検潮記録，津波工学研究報告，第 25 号，pp. 95-106.

- 北原糸子・今村文彦・関桂昭・高橋智幸・長尾正之・千田健一・野路正浩・高橋武之・松山昌史(1998)：昭和 8 年津波と住宅移転一岩手県下閉伊郡山田町船越・田ノ浜地区の事例一，津波工学研究報告，第 15 号，pp. 51-76.
- 国土交通省・内閣府・文部科学省日本海における大規模地震に関する調査検討会(2014)：日本海における大規模地震に関する調査検討会報告書，平成 26 年 9 月.
- 小松原純子・藤原治・鎌滝孝信(2006)：南海・駿河および相模トラフ沿岸域における津波堆積物，歴史地震，第 21 号，pp. 93-109.
- 小松原純子・岡村行信・澤井祐紀・穴倉正展・吉見雅行・竿本英貴(2007)：紀伊半島沿岸の津波堆積物調査，活断層・古地震研究報告，第 7 号，pp. 219-230.
- 小谷美佐・今村文彦・首藤伸夫(1998)：GIS を利用した津波遡上計算と被害推定法，海岸工学論文集，第 45 巻(1)，pp. 356-360.
- Mansinha, L. and D. E. Smylie(1971)：The displacement fields of inclined faults, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 61, No. 5, pp. 1433-1440.
- 松尾春雄(1933)：三陸津浪調査報告，内務省土木試験所報告，第 24 号，pp. 83-136.
- 文部科学省研究開発局・北海道大学大学院理学研究科(2010)：根室沖等の地震に関する調査研究（平成 21 年度）成果報告書.
- 文部科学省研究開発局・北海道大学大学院理学研究科(2011)：根室沖等の地震に関する調査研究（平成 22 年度）成果報告書.
- 文部科学省研究開発局・北海道大学大学院理学研究科(2012)：根室沖等の地震に関する調査研究（平成 23 年度）成果報告書.
- 内閣府南海トラフの巨大地震モデル検討会(2011)：南海トラフの巨大地震モデル検討会中間とりまとめ，
http://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/model/pdf/chukan_matome.pdf（平成 28 年 8 月参照）.
- 内閣府南海トラフの巨大地震モデル検討会(2012)：南海トラフの巨大地震モデル検討会（第二次報告）津波断層モデル編ー津波断層モデルと津波高・浸水域等についてー，
http://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/model/pdf/20120829_2nd_report01.pdf（平成 28 年 8 月参照）.
- 内務大臣官房都市計画課(1934)：三陸津浪に因る被害町村の復興計画報告書，pp. 24-30.
- 行谷佑一・谷岡勇市郎・阿部邦昭・佐竹健治・平田賢治・岡田正実・A. R. Gusman(2008)：2007 年新潟県中越沖地震震源域周辺の検潮井戸応答特性調査および津波波形補正，津波工学研究報告，第 25 号，pp. 107-122.
- 門廻充侍・高橋智幸(2014)：南海トラフにおける多数津波シナリオの設定方法とその応用，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol. 70, No. 2, pp. I_351-I_355.
- 芝良昭(2008)：2007 年新潟県中越沖地震の震源過程の解明と広帯域強震動評価，電力中央研究所報告，研究報告：N08007.

- 首藤伸夫・卯花政孝(1984)：1983 年日本海中部地震津波の痕跡高，東北大学工学部津波防災実験所研究報告，第 1 号。
- 首藤伸夫(1994)：1993 年北海道南西沖地震津波の痕跡高，津波工学研究報告，第 11 号。
- Somerville, P., K. Irikura, R. Graves, S. Sawada, D. Wald, N. Abrahamson, Y. Iwasaki, T. Kagawa, N. Smith and A. Kowada (1999)：Characterizing Crustal Earthquake Slip Models for the Prediction of Strong Ground Motion, Seismological Research Letters, Vol. 70, No. 1, pp. 59-80.
- 杉野英治・岩渕洋子・橋本紀彦・松末和之・蛭澤勝三・亀田弘行・今村文彦(2014)：プレート間地震による津波の特性化波源モデルの提案, 日本地震工学会論文集, 第 14 巻, 第 5 号。
- 東京電力株式会社(2015)：「2007 年新潟県中越沖地震の震源像と震源特性について（平成 27 年 4 月 3 日）」，
http://www.tepco.co.jp/solution/power_equipment/nuclear_power/pdf/nuclear_power_150403_03.pdf（平成 28 年 8 月参照）。
- 都司嘉宣・加藤健二・荒井 賢一(1994)：1993 年北海道南西沖地震による津波 その 2，文部省科学研究費突発災害調査研究成果 平成 5 年北海道南西沖地震・津波とその被害に関する調査研究，pp. 65-78.
- 都司嘉宣・上田和枝(1995)：慶長 16 年(1611)，延宝 5 年(1677)，宝暦 12 年(1763)，寛政 5 年(1793)，および安政 3 年(1856)の各三陸地震津波の検証，歴史地震，第 11 号，pp. 75-106.
- 山奈宗真(1897)：明治 29 年 6 月 5 日 三陸沿岸大海嘯被害調査記録（東北大学工学部津波防災実験所研究報告，第 5 号(1988)に復刻，pp. 57-379）。
- 渡辺偉夫(1998)：日本被害津波総覧 [第 2 版]，東京大学出版会，238p.

第 7 章 確率論的評価手法の適用事例

「適用事例の掲載にあたって」

本章で提示する確率論的津波評価手法の適用事例は、ロジックツリーの想定項目や地震の発生頻度、規模等が条件として与えられていることを前提に、**本編第 5 章**で示したロジックツリーの構築、地震発生のモデル化等の手順およびその結果を例示したものである。

以上の主旨から、本適用事例は、地震の発生頻度、規模等を限定するものではなく、不確定性を考慮するその他の手法を否定するものではないことに留意いただきたい。また、この適用事例で示したロジックツリー等の設定はあくまでも例示であり、実務にあたっては評価におけるロジックツリー等の妥当性について十分検討することが必要である。

7.1 千島海溝から日本海溝沿いの海域

土木学会(2011)の評価例を基本に、2011 年東北地方太平洋沖地震から得られた知見を踏まえた千島海溝から日本海溝沿いの海域における確率論的津波ハザード評価例を示す。

なお、評価地点は土木学会(2011)と同様に岩手県普代村および山田町とした。

7.1.1 ロジックツリーの構築

(1) 発生領域および発生パターン

発生領域を図 7.1.1-1 に示す。本評価では、プレート間地震と津波地震の連動地震(①, ②, ③, ④), 津波地震(JTT), 海洋プレート内の正断層地震(JTNR)を検討対象とした。

プレート間地震と津波地震の連動地震の発生モデルに関して、震源を特定した固有地震モデルで考慮するか、震源を特定しない G-R モデルで考慮するかの分岐を設定した。また、固有地震モデルでは領域間の連動(①+②, ②+③, ①+②+③)についても考慮し、分岐を設定した。

プレート間地震と津波地震の連動地震のうち、③単独における大すべり域の位置について、毎回 2011 年東北地方太平洋沖地震と同じ位置になる「宮城県沖に固定」と、領域内で変動する「どこでも生じる」の分岐を設定した。

津波地震(JTT)について、土木学会(2011)で設定していた発生パターンの分岐は、2011 年東北地方太平洋沖地震の発生を踏まえ、「活動域内のどこでも津波地震が発生し、南部でも北部と同程度のすべり量の津波地震が発生する」の分岐のみとした。

海洋プレート内の正断層地震(JTNR)について、土木学会(2011)では 4 つの発生パターンの分岐を設定していたが、津波地震は活動域内のどこでも発生すると考えることにしたことを踏まえ、「津波地震が発生している 2 つの領域に隣接する沖合側領域で発生する」の分岐を削除した。

(2) マグニチュード分布(平均応力降下量の分布)

プレート間地震と津波地震の連動地震(①~④)について、固有地震モデルでは、平均応力降下量と領域面積からマグニチュード分布を算出した。また、G-R モデルでは、平均応力降下量 3MPa として各領域の面積から算出した M_w (①単独: M_w 8.8, ②単独: M_w 8.7, ③単独: M_w 9.0, ④単独: M_w 8.7)をもとに、最小マグニチュードを M_w 8.7 とし、マグニチュードの範囲を、③単独の M_w まで(M_w 8.7~9.0), ②+③の M_w まで(M_w 8.7~9.2), ①+②+③の M_w まで(M_w 8.7~9.3)の 3 分岐とした。

津波地震(JTT), 海洋プレート内の正断層地震(JTNR)については、既往最大 M_w を考慮し、マグニチュード分布を設定した。

(3) 断層モデル

プレート間地震と津波地震の連動地震（①～④）に関しては、内閣府(2012a)の考え方に基づく大すべり域および超大すべり域を設定した特性化モデルとした。ただし、③単独の「宮城県沖に固定」の分岐では、内閣府(2012b)による 2011 年東北地方太平洋沖地震の再現モデルを使用した。その他の津波地震（JTT）、海洋プレート内の正断層地震（JTNR）に関しては土木学会(2011)と同様の断層モデルを使用した。

(4) 平均発生間隔

・①単独（十勝沖～根室沖）

地震本部(2004)による十勝沖および根室沖の平均発生間隔 72.2 年に、十勝沖と根室沖の連動頻度 6 回に 1 回（土木学会，2011）を考慮して 430 年とした。更に、プレート間地震と津波地震の連動の可能性および連動頻度に対して分岐を設定した。

・②単独（三陸沖北部）

三陸沖北部プレート間地震の平均発生間隔を過去 4 回の履歴（1677 年，1763 年，1856 年，1968 年）から 97 年とし、津波地震との連動頻度については、三陸沖中部～茨城県沖の平均発生間隔と同程度となるように仮定した。

・③単独（三陸沖中部～茨城県沖）

地震本部(2011)による過去 5 回の地震の平均発生間隔 600 年を用いた。プレート間地震と津波地震の連動頻度については、過去 5 回の記録のうち 2011 年以外の連動が 4 回，1 回，0 回の可能性を仮定して分岐を設定した。

・④単独（三陸沖中部～茨城県沖）

三陸沖中部～茨城県沖と同程度，および 1/3 程度を仮定して設定した。

・①+②，②+③，①+②+③（領域間の連動）

領域間の連動に関しては、単独の 3 回に 1 回発生すると仮定した。①+②については①単独の平均発生間隔から設定，②+③については③単独の平均発生間隔から設定，①+②+③については②+③の 3 回に 1 回発生するとして平均発生間隔を設定した。

・津波地震（JTT）

地震本部(2011)では、412 年間に 4 回発生（1611 年，1677 年，1896 年，2011 年）としているが、1611 年の津波については海洋プレート内の正断層地震であるとの考え方もあるため分岐を設定した。「1611 年の津波は津波地震」の分岐では、412 年間

に 4 回から平均発生間隔 100 年とし、ポアソン変数の信頼区間から分岐を設定した。「1611 年の津波は正断層地震」の分岐では、412 年間に 3 回として分岐を設定した。

- ・海洋プレート内の正断層地震 (JTNR)

地震本部 (2011) では、412 年間に 1 回 (1933 年) としている。「1611 年の津波は津波地震」の分岐では、412 年間に 1 回から平均発生間隔 410 年とし、ポアソン変数の信頼区間から分岐を設定した。「1611 年の津波は正断層地震」の分岐では、412 年間に 2 回として分岐を設定した。

- ・G-R モデル

日本海溝沿いの M7.9 以上の地震数は、表 7.1.1-1 のように、1600 年以降約 412 年間で津波地震を除き 6 個と算定される。改良 G-R 式の b 値を 0.9、最大マグニチュードを M9.3 とすると、図 7.1.1-2 のように M8.7 以上は $0.002224 = 1/450$ (年) と推定される。

(5) 誤差の標準偏差と打ち切りの範囲

誤差の標準偏差と打ち切りの範囲については、土木学会 (2011) の分岐 ($\kappa=1.25 \sim 1.55$, 打ち切り $\pm 2.3\beta$, $\pm 10\beta$) に加えて、付属編 5.1 の検討結果を踏まえた分岐 ($\kappa=1.3$, 1.4 , 打ち切り $\pm 3\beta$) を設定した。

(6) ロジックツリーと分岐の重み

以上の考え方に基づき構築したロジックツリーを図 7.1.1-3～図 7.1.1-15 に示す。分岐の重みに関しては、土木学会 (2011) における『ロジックツリーの重みのアンケート結果 (平成 20 年度)』および本編表 5.2.4-1 に基づき設定した。

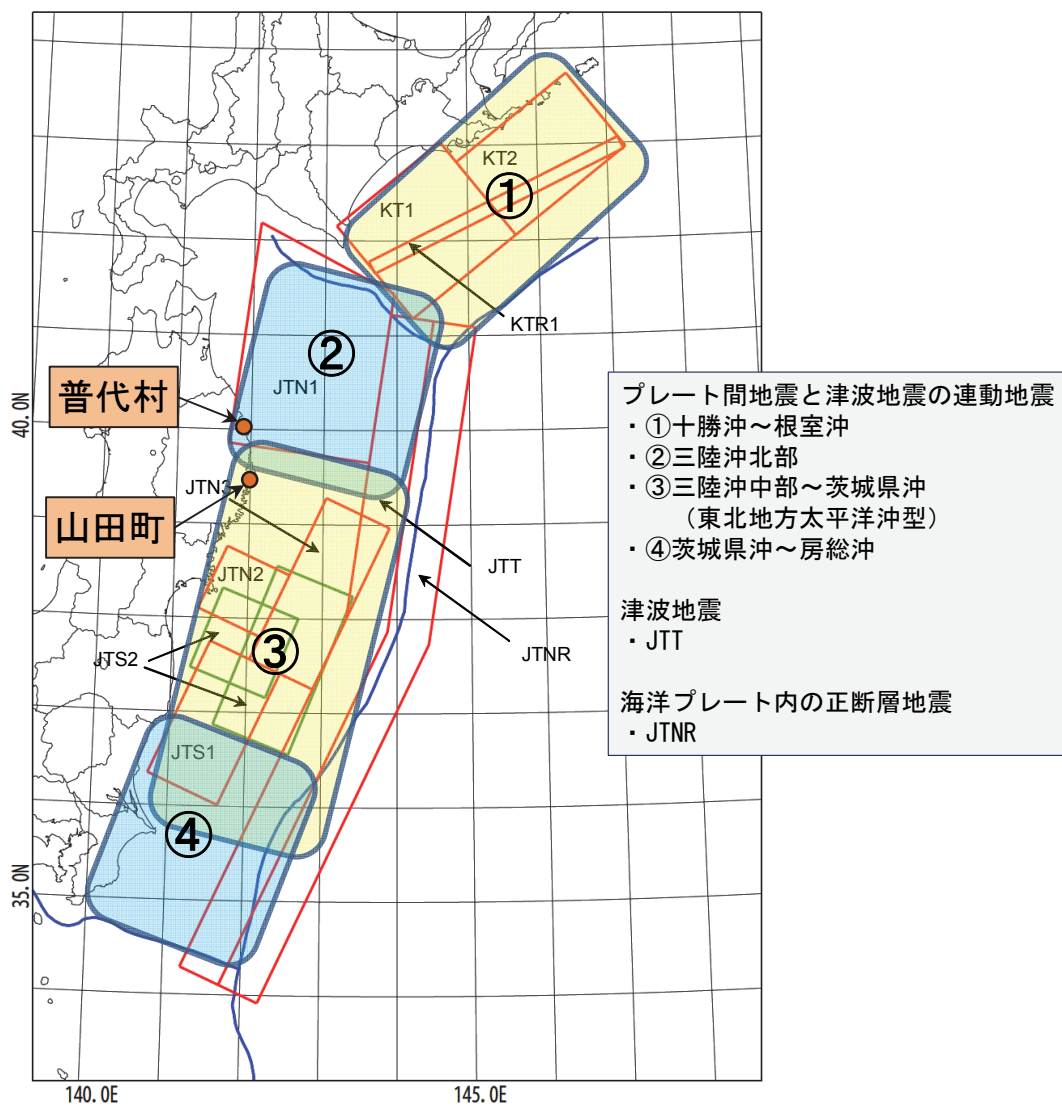


図 7.1.1-1 評価地点および検討対象とする波源域

表 7.1.1-1 1600～2011 年までの 412 年間に日本海溝沿いで発生した
M7.9 以上のプレート間地震（津波地震を除く）（地震本部，2011）

No.	地震発生領域	地震発生年月日	地震規模 (M)
1	三陸沖北部	1677 年 4 月 13 日	$7_{3/4} \sim 8.0^*$
2	三陸沖北部	1763 年 1 月 29 日	7.9 [*]
3	三陸沖北部	1856 年 8 月 23 日	7.8～8.0 [*]
4	三陸沖北部	1968 年 5 月 16 日	8.3 (M_w)
5	三陸沖南部海溝寄り	1793 年 2 月 17 日	7.9
6	東北地方太平洋沖型	2011 年 3 月 11 日	9.0 (M_w)

※ 宇佐美(1996)にある記述。津波等の記録から 1968 十勝沖と似ておりこれらの M となる可能性を指摘している。

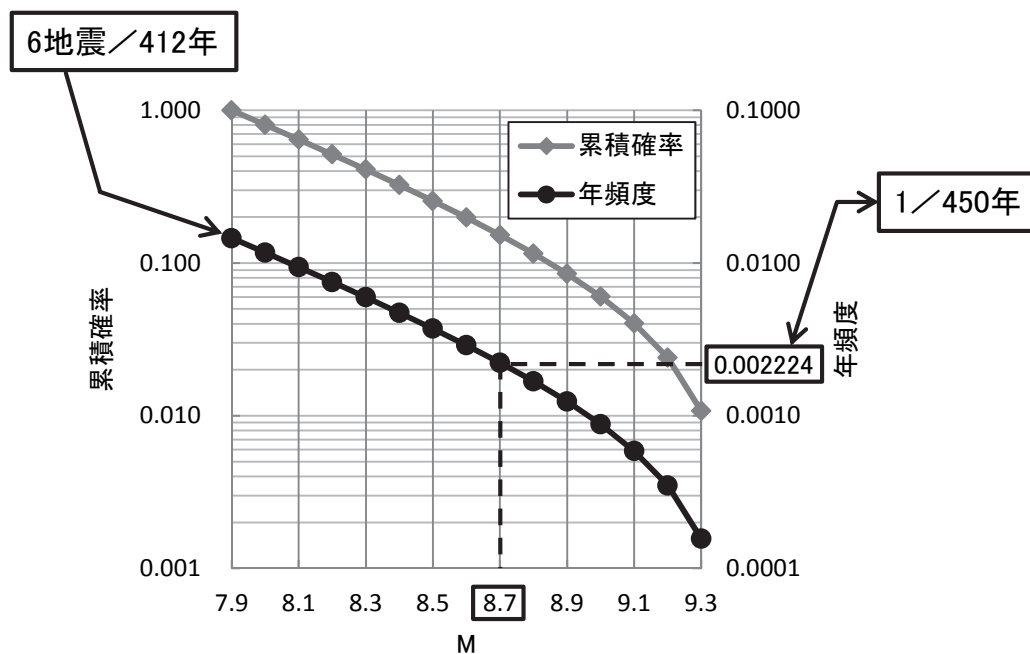


図 7.1.1-2 上限 M9.3 の改良 G-R 式を日本海溝沿いのプレート間地震に適用した結果

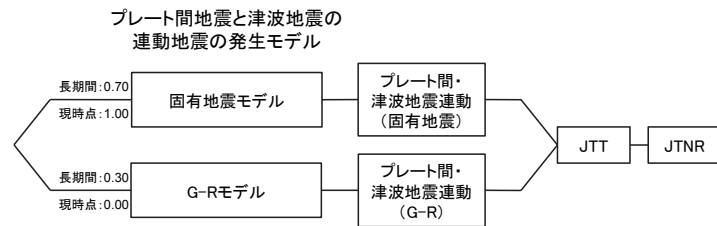


図 7.1.1-3 全体のロジックツリー

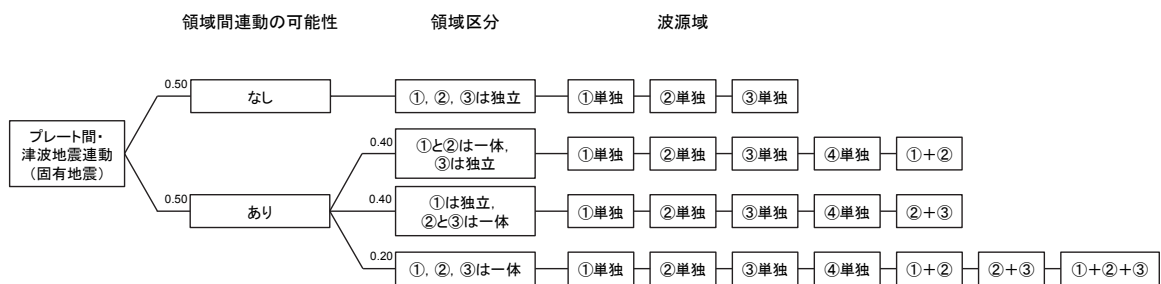


図 7.1.1-4 固有地震モデルのロジックツリー（領域間の連動に関する分岐）

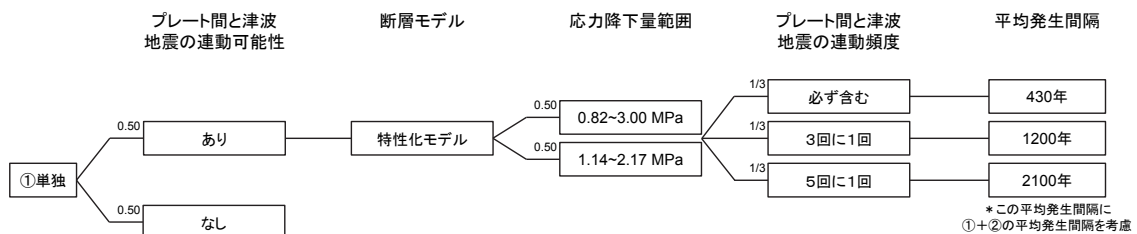


図 7.1.1-5 ①単独（十勝沖～根室沖）のロジックツリー

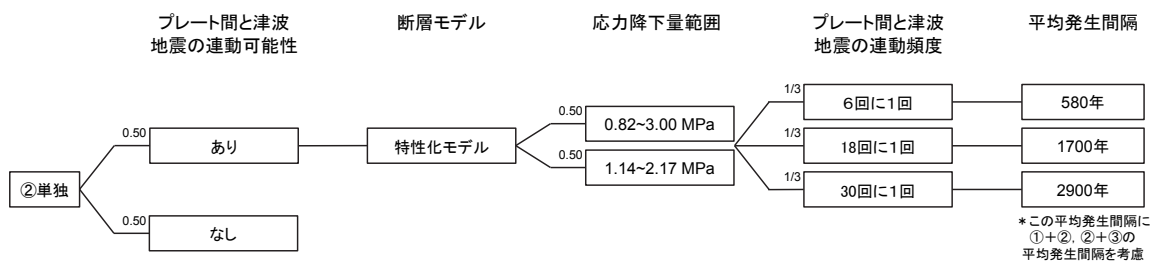


図 7.1.1-6 ②単独（三陸沖北部）のロジックツリー

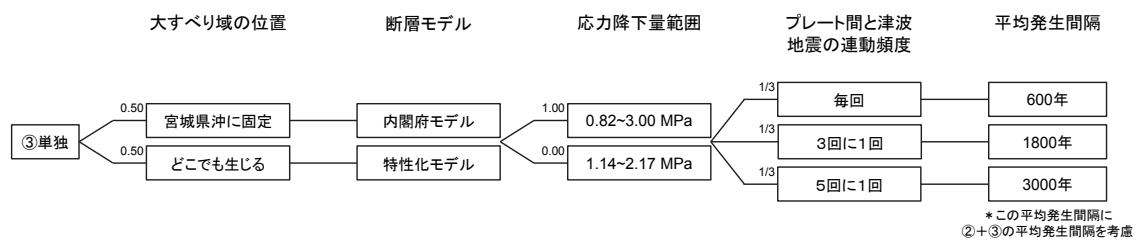


図 7.1.1-7 ③单独（三陸沖中部～茨城県沖）のロジックツリー

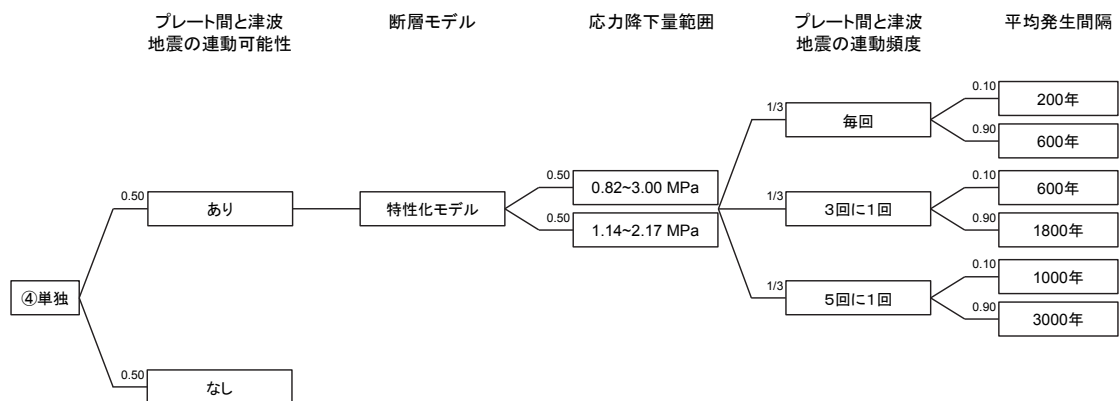


図 7.1.1-8 ④单独（茨城県沖～房総沖）のロジックツリー

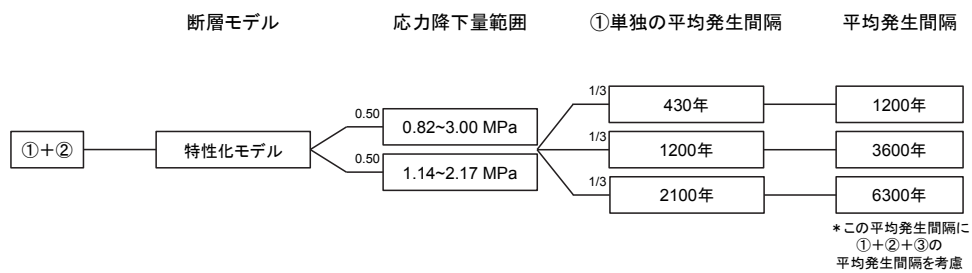


図 7.1.1-9 ①+②のロジックツリー

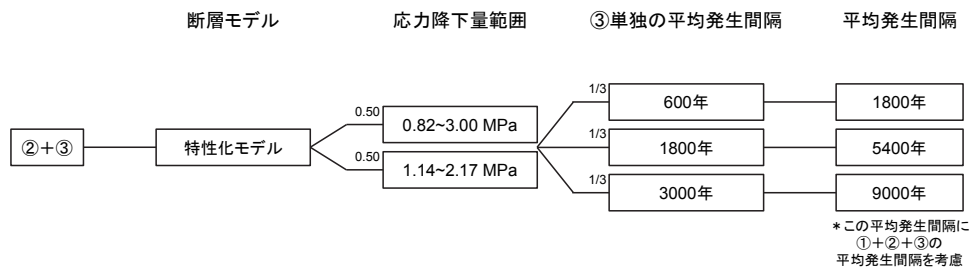


図 7.1.1-10 ②+③のロジックツリー

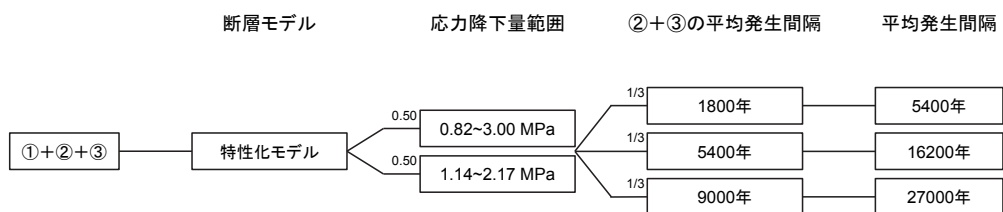


図 7.1.1-11 ①+②+③のロジックツリー

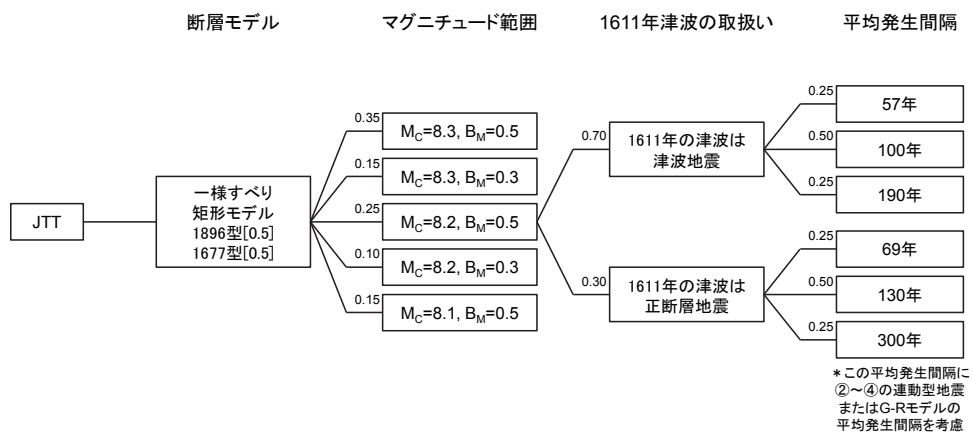


図 7.1.1-12 津波地震 (JTT) ロジックツリー

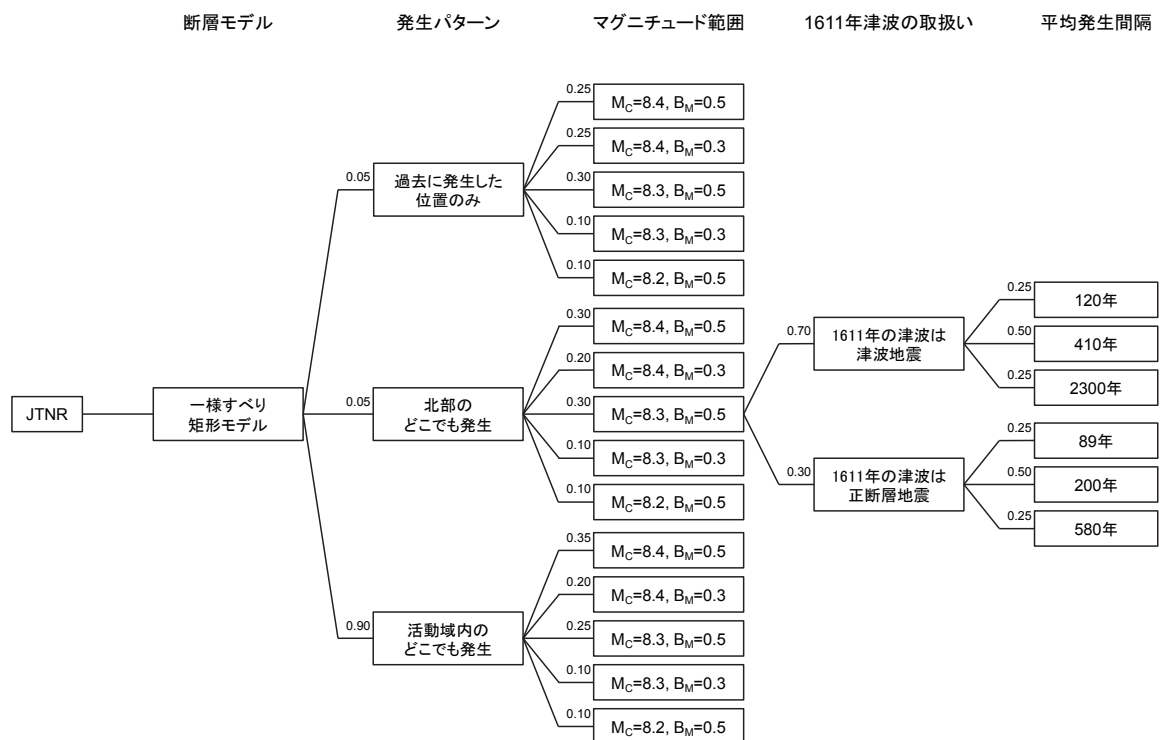


図 7.1.1-13 海洋プレート内の正断層地震（JTNR）のロジックツリー

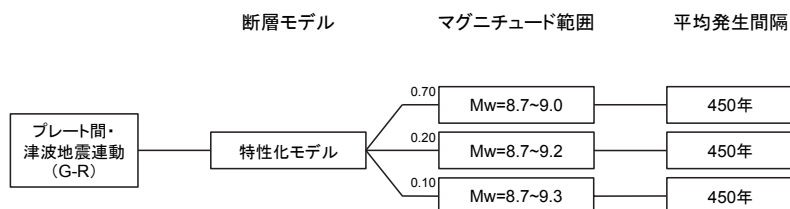
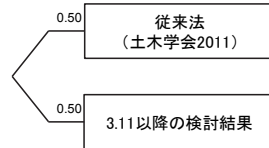
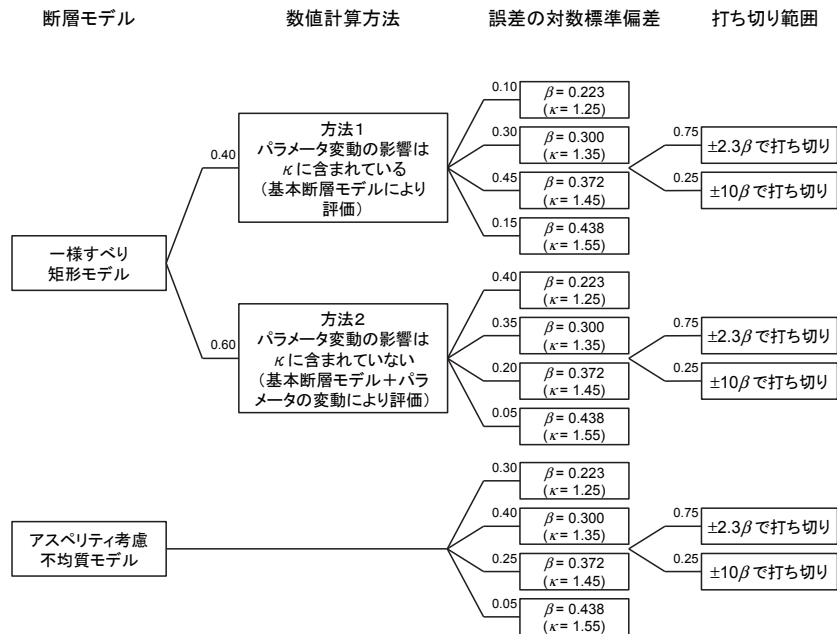


図 7.1.1-14 G-R モデルのロジックツリー

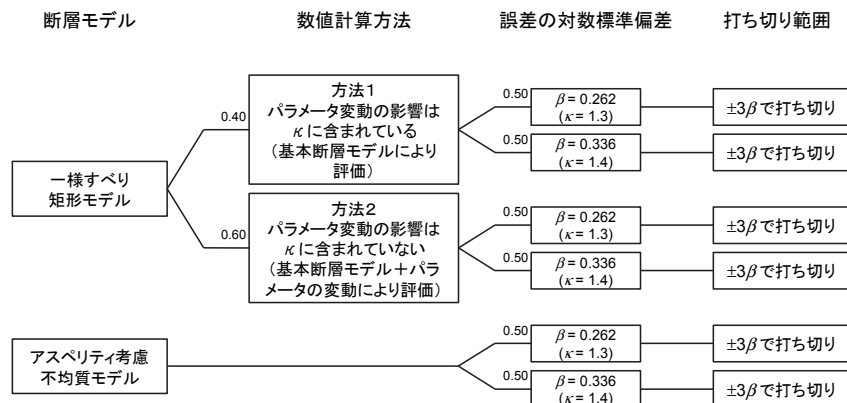
ばらつきと打ち切りの考え方



(a) ばらつきと打ち切りの考え方に関する分岐



(b) 従来法 (土木学会, 2011)



(c) 東北地方太平洋沖地震以降の検討結果

図 7.1.1-15 ロジックツリー (ばらつきと打ち切りに関する分岐)

7.1.2 解析例

G-R モデルについての解析例を示す。

(1) 地震の発生確率の計算

G-R モデルは長期評価でのみ考慮する。ポアソン過程を仮定すると、平均発生間隔 450 年の場合の年発生確率は $1 - \exp(-1/450) = 0.002220$ となる。

G-R モデルではマグニチュード毎に地震の発生確率が異なる。改良 G-R 式で計算した、マグニチュード範囲の分岐毎の M_w 別確率を表 7.1.2-1 に示す。

(2) 津波高さ分布の計算

1) 津波シミュレーションの実施

津波シミュレーションを行い、評価点における津波高さを得る。G-R モデルでは、領域分けにとらわれず波源・大すべり域の位置を動かした。

なお、本計算においては破壊開始点を設けることによる破壊伝播は考慮していない。 $M_w 9.0$ の地震の波源配置例を図 7.1.2-1 に示す。計算格子および計算条件を図 7.1.2-2、表 7.1.2-2 に示す。計算格子は三陸沿岸を 50m 格子とした陸側鉛直壁モデルを使用した。津波シミュレーションによって得られた M_w と津波高さの関係を図 7.1.2-3 に示す。

2) 超過確率への変換

1) で得られた各波源の津波高さから超過確率を計算する。 $M_w 8.7 \sim 9.0$, $\kappa = 1.25$, 打ち切り範囲 $\pm 2.3\beta$ の分岐における津波高さが 5m 以上となる年超過確率の計算例を表 7.1.2-3 に示す。本計算を、津波高さを変えて実施すると、図 7.1.2-4 に示す津波ハザード曲線が 1 本得られる。

(3) 津波水位ハザード曲線の作成

以上の計算を全分岐経路に対して実施すれば、1 つの波源域に対するハザード評価が完了する。G-R モデルの場合、全分岐経路の数は $3 \times (4 \times 2 + 2 \times 1) = 30$ であるため、ハザードの本数は 30 本となる。全分岐経路に対する計算結果を図 7.1.2-5 に示す。

(4) フラクタイルハザード曲線の作成

各ハザード曲線の重みは、各経路の分岐の重みの積として与えられる。それを統計処理することにより、図 7.1.2-6 に示すようなフラクタイルハザード曲線と算術平均ハザード曲線が得られる。

表 7.1.2-1 各分岐の M_w 別確率 (b 値 0.9)

M_w	$M_w 8.7 \sim 9.0$	$M_w 8.7 \sim 9.2$	$M_w 8.7 \sim 9.3$
8.7	0.3322	0.2630	0.2445
8.8	0.2700	0.2138	0.1987
8.9	0.2195	0.1738	0.1615
9.0	0.1784	0.1413	0.1313
9.1	—	0.1148	0.1067
9.2	—	0.0933	0.0867
9.3	—	—	0.0705

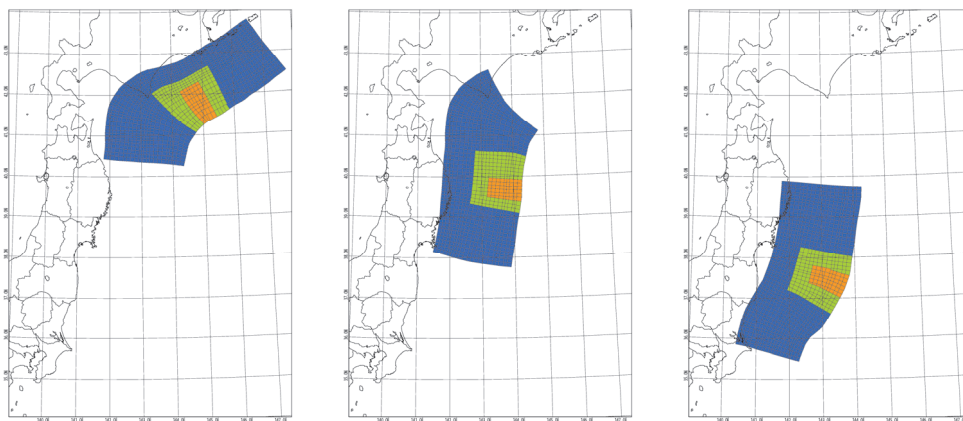


図 7.1.2-1 波源の配置例 ($M_w 9.0$ の全 7 波源から抜粋)

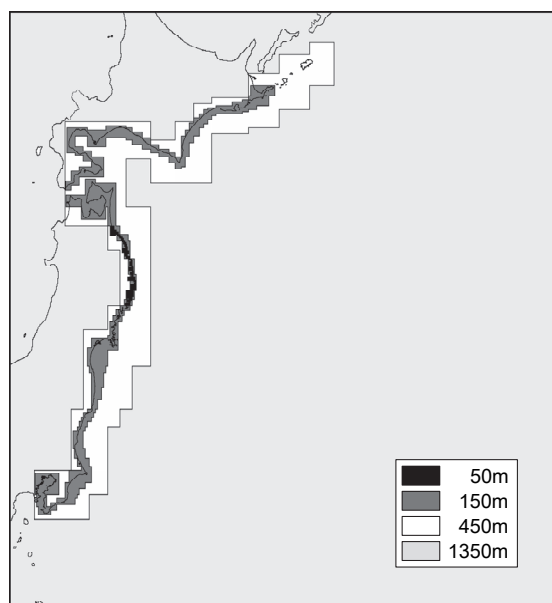


図 7.1.2-2 計算領域の格子サイズ

表 7.1.2-2 計算条件

項目	内容
解析領域	北海道から千葉までの太平洋
計算格子サイズ	沖合 1,350m → 450m → 150m → 沿岸域 50m
基礎方程式	非線形長波理論
海底の初期変位量	Mansinha and Smylie(1971)の方法 (特性化モデルでは水平変位による造波を考慮)
境界条件	沖側：自由透過，陸側：完全反射
越流条件	防波堤：本間公式
水平渦動粘性係数	考慮せず
摩擦係数	マニングの粗度係数 海域：0.03 $\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s}$
潮位条件	T.P. $\pm 0.0 \text{ m}$
計算時間間隔	0.5 秒
再現時間	地震発生後 240 分間（4 時間）
ライズタイム	30 秒

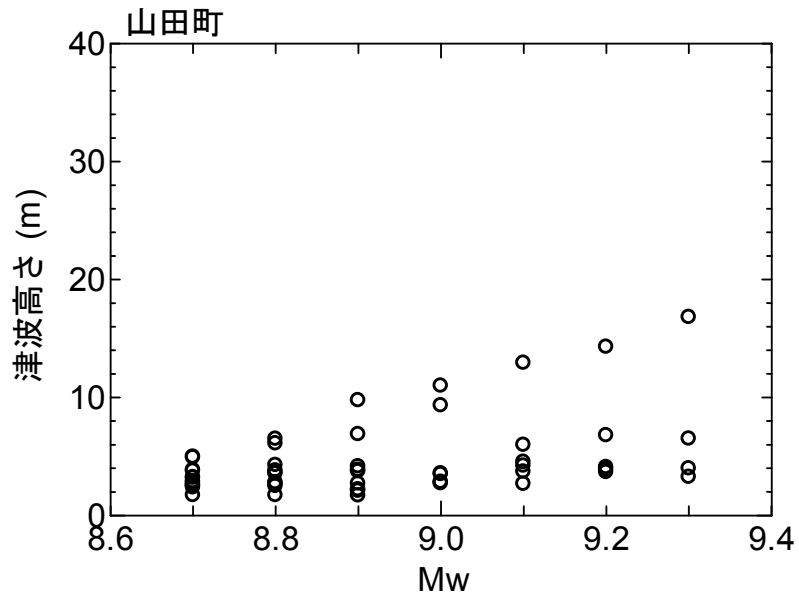


図 7.1.2-3 M_w と津波高さの関係

表 7.1.2-3 津波高さが 5m 以上となる年超過確率の計算例

(M_w 8.7~9.0, $\kappa = 1.25$, 打ち切り範囲 $\pm 2.3\beta$ の分岐)

M_w	計算値 (m)		5m を超える 確率	1 回の地震で 5m を超える確率	5m を超える 年発生確率
8.7	1	1.703	0.0000	$\times 1/13 \times 0.3322$	
	2	2.356	0.0000		
	3	2.504	0.0000		
	4	2.555	0.0000		
	5	3.781	0.0965		
	6	2.595	0.0000		
	7	3.220	0.0139		
	8	4.918	0.4696		
	9	4.971	0.4894		
	10	3.838	0.1096		
	11	3.184	0.0111		
	12	2.886	0.0000		
	13	2.793	0.0000		
8.8	1	1.709	0.0000	$\times 1/11 \times 0.2700$	$\times 0.2220$
	2	2.613	0.0000		
	3	2.492	0.0000		
	4	2.799	0.0000		
	5	4.270	0.2340		
	6	3.807	0.1024		
	7	6.492	0.8874		
	8	6.097	0.8198		
	9	3.541	0.0514		
	10	3.640	0.0681		
	11	2.694	0.0000		
8.9	1	2.085	0.0000	$\times 1/9 \times 0.2195$	
	2	2.205	0.0000		
	3	2.701	0.0000		
	4	3.866	0.1162		
	5	6.870	0.9321		
	6	9.757	1.0000		
	7	4.159	0.1981		
	8	3.736	0.0869		
	9	1.697	0.0000		
9.0	1	2.839	0.0000	$\times 1/7 \times 0.1784$	
	2	2.763	0.0000		
	3	3.564	0.0551		
	4	9.329	1.0000		
	5	10.984	1.0000		
	6	3.487	0.0434		
	7	2.708	0.0000		
計				0.1939	$0.1939 \times 0.2220 = 0.000430$

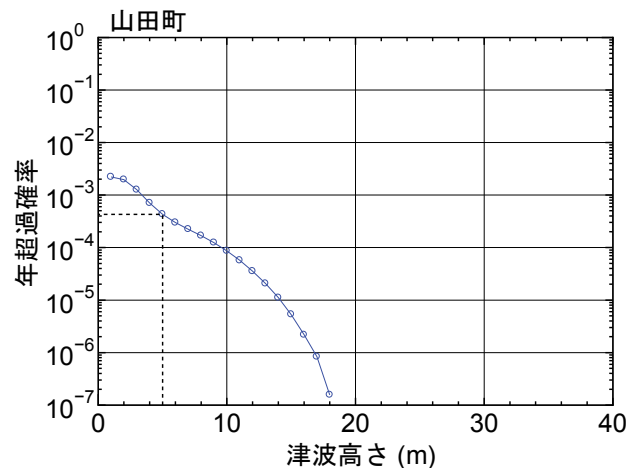


図 7.1.2-4 $M_w 8.7 \sim 9.0$, $\kappa = 1.25$, 打ち切り $\pm 2.3\beta$ の分岐に対するハザード曲線

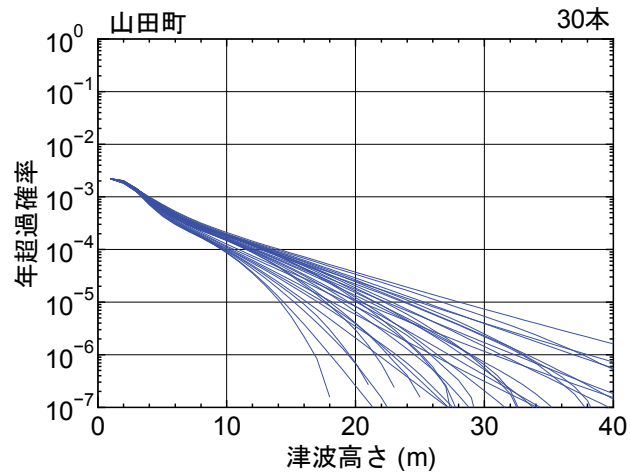


図 7.1.2-5 ハザード曲線

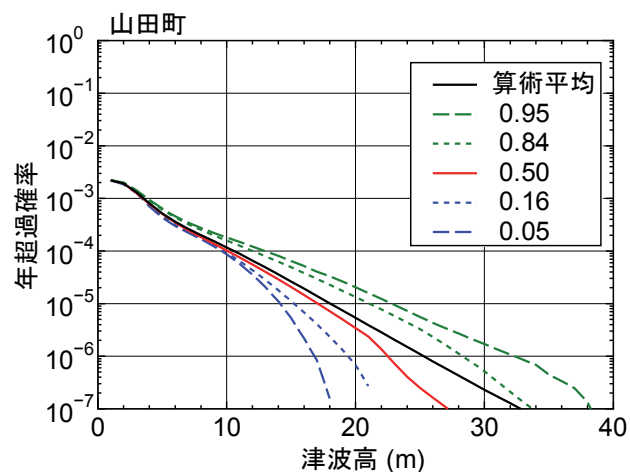


図 7.1.2-6 フラクタイルハザード曲線と算術平均ハザード曲線

7.1.3 解析結果

検討対象とした全波源について現時点評価（2016 年 1 月 1 日起点）と長期評価を実施した。各波源域の地震発生確率の算定方法を表 7.1.3-1 に示す。

なお，波源全体の評価結果を算出する際にはモンテカルロ法によるサンプリング処理を行った。

現時点評価と長期評価それぞれの結果，および現時点評価と長期評価の算術平均の比較を図 7.1.3-1 に示す。算術平均の比較にあたっては，長期評価の算術平均を 50 年超過確率に換算した。比較の結果，普代村では両者に大きな違いは見られないが，山田町では長期評価の超過確率の方が高くなっている。図 7.1.3-2 に長期評価の波源別算術平均ハザード曲線を示すが，普代村では津波地震（JTT）が支配的であり，山田町ではプレート間地震と津波地震の連動地震（連動型地震）が支配的である。津波地震（JTT）はポアソン過程で発生確率を算定しているため，現時点評価と長期評価で変化はない。一方，連動型地震は更新過程で発生確率を算定しており，2011 年東北地方太平洋沖地震が発生したため今後 50 年間の現時点評価では発生確率が低下する。そのため，図 7.1.3-1(c) のような違いがでている。

長期評価について，以下の分岐の影響検討を行った。

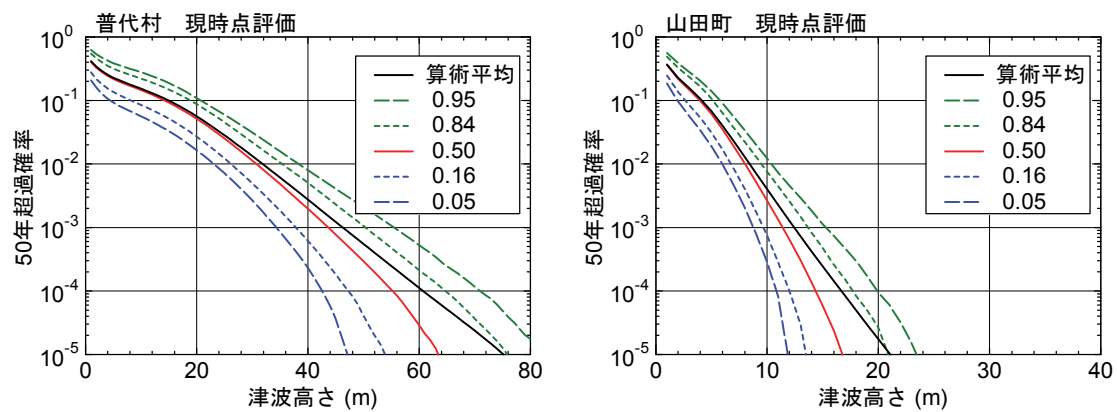
- (a) プレート間地震と津波地震の連動地震（①～④）の発生モデルに関する分岐
- (b) ばらつきと打ち切りに関する分岐

結果を図 7.1.3-3 に示す。

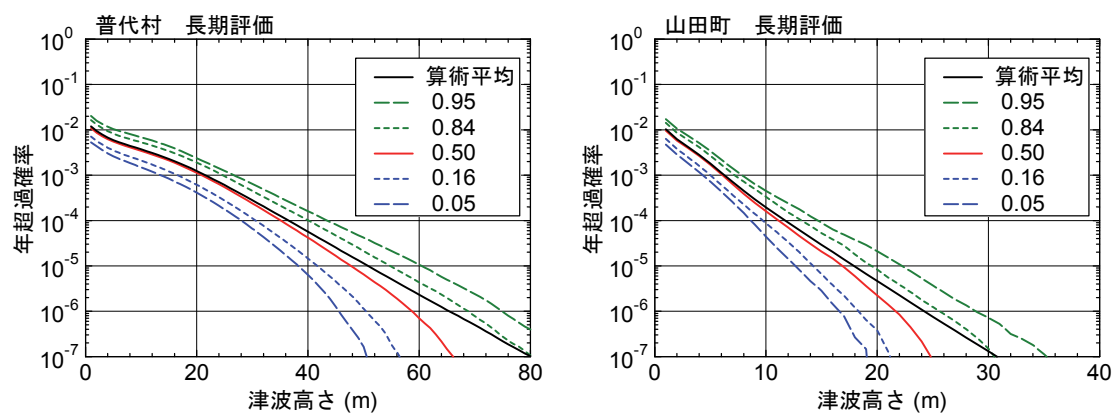
なお，(a) の検討では津波地震（JTT）および海洋プレート内の正断層地震（JTNR）を含めずに比較を行った。(a) では G-R モデルの超過確率の方がわずかに高くなり，(b) では今回追加した分岐（東北地方太平洋沖地震以降の検討結果）の超過確率の方がわずかに低くなるものの，ともに大きな違いはなく影響は小さい。

表 7.1.3-1 地震発生確率の算定方法

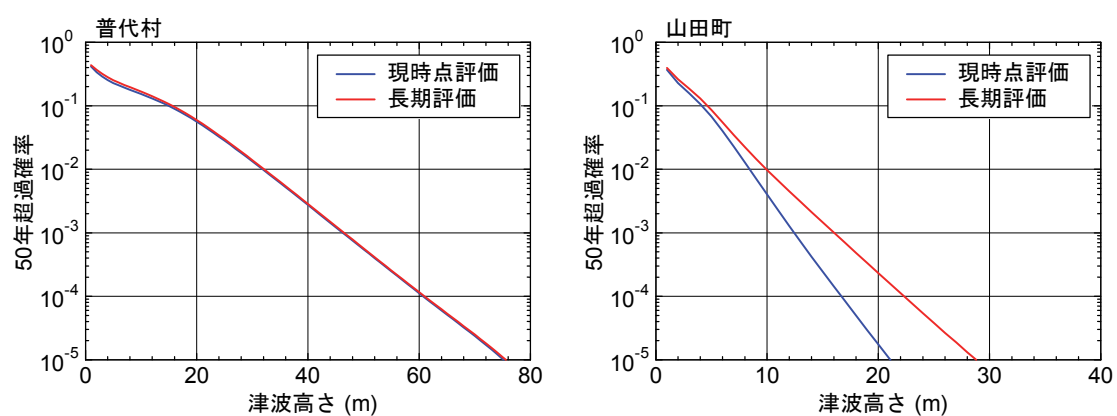
波源域	発生確率の算定方法
①単独	ポアソン過程
②単独	ポアソン過程
③単独	更新過程（BPT 分布） 最新発生時期：2011/3/11
④単独	ポアソン過程
①＋②	ポアソン過程
②＋③	ポアソン過程
①＋②＋③	ポアソン過程
津波地震（JTT）	ポアソン過程
海洋プレート内の正断層地震（JTNR）	ポアソン過程



(a) 現時点評価の算術平均およびフラクティル曲線（縦軸：50 年超過確率）



(b) 長期評価の算術平均およびフラクティル曲線（縦軸：年超過確率）



(c) 現時点評価と長期評価の算術平均の比較（縦軸：50 年超過確率）

図 7.1.3-1 千島海溝から日本海溝沿いの海域における確率論的津波ハザード曲線

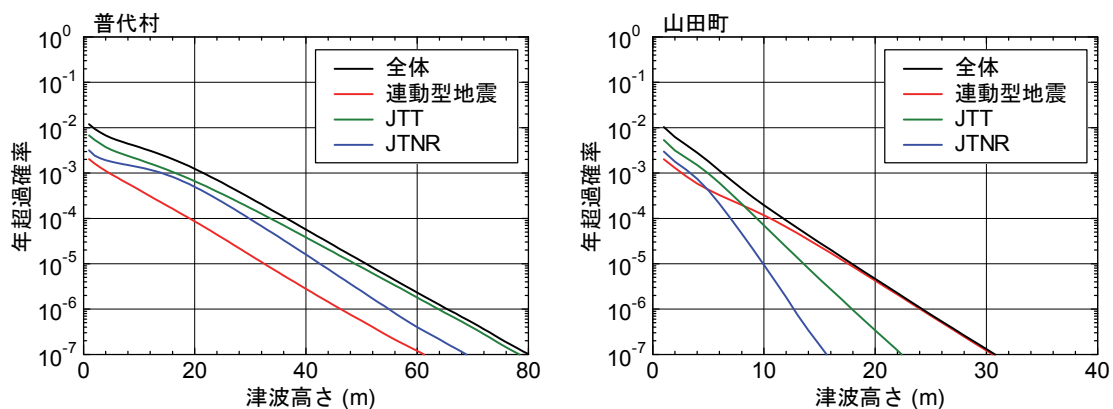
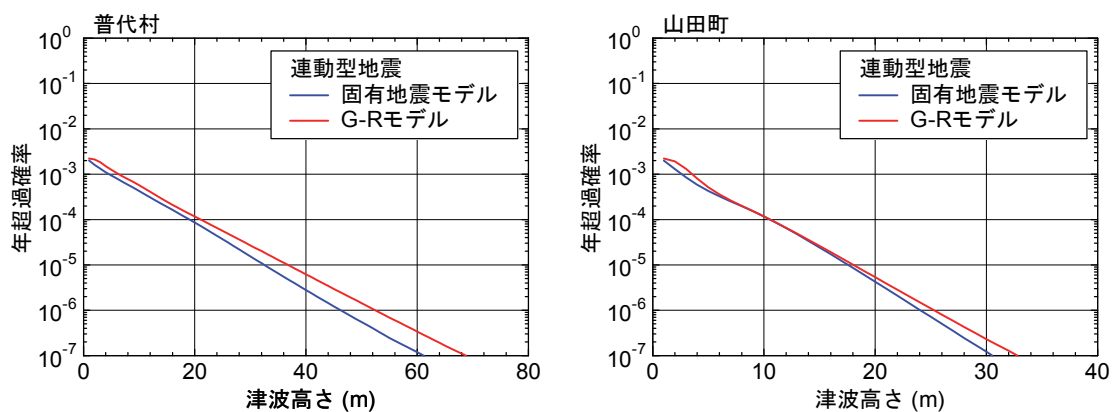
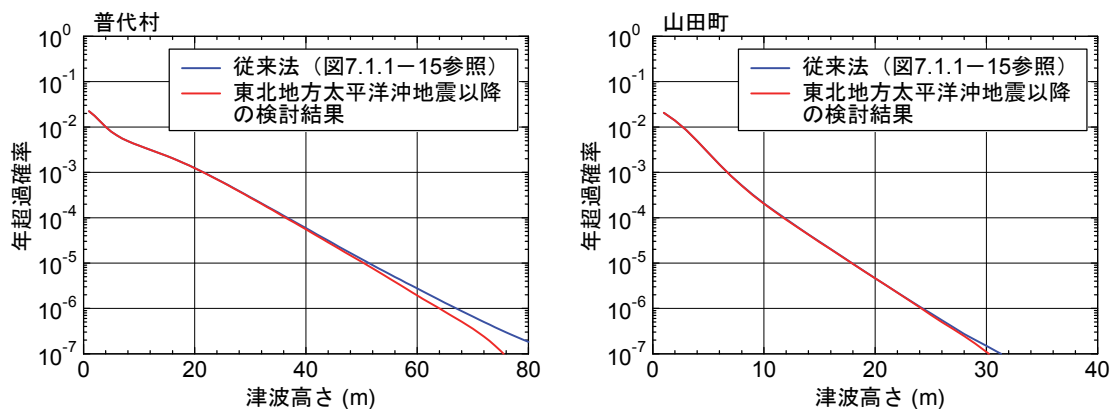


図 7.1.3-2 長期評価の波源別算術平均ハザード曲線



(a) プレート間地震と津波地震の連動地震 (①～④) の発生モデルに関する分岐



(b) ばらつきと打ち切りに関する分岐

図 7.1.3-3 分岐の影響検討 (長期評価, 算術平均ハザード曲線)

7.2 南海トラフ沿い海域

7.2.1 ロジックツリーの構築

(1) 発生領域および発生パターン

南海トラフ沿い海域の地震の発生領域および発生パターンは地震本部(2013)に従った。図 7.2.1-1 および表 7.2.1-1 に地震本部(2013)の地震発生区分および発生パターンを示す。地震の発生パターンに付与する重みについても表 7.2.1-1 に示す値を用いた。以降に示す南海トラフの発生域の名称は、地震本部(2013)に従い、西側から「日向灘」、「南海」、「東南海」、「東海」と称す。

なお、本検討では、南海トラフ沿い海域での震源を特定化できる固有地震のみを対象とし、G-R モデルに基づく地震発生モデルおよび背景地震は対象外とした。

(2) マグニチュード分布（平均応力降下量の分布）

図 7.2.1-2 に平均応力降下量に関する分岐の詳細を示す。図 7.2.1-2 に示す平均応力降下量の分岐のうち、平均応力降下量 0.82~3.0MPa の分岐は Murotani et al. (2013) による応力降下量 1.57MPa の $\pm 1\sigma$ の範囲であり、平均応力降下量 1.14~2.17MPa の分岐は 1.57MPa の $\pm 0.5\sigma$ の範囲である。これらの分岐は、他海域および土木学会(2011)で採用している M_w の範囲の $M_w \pm 0.2$ および $M_w \pm 0.1$ にほぼ相当している。

(3) 断層モデルの設定

断層モデルの断層位置、走向、傾斜角、すべり角、断層長さ、断層幅、断層上縁深さの各諸元は内閣府(2012a)による断層モデルと同様とした。地震規模および平均すべり量の設定は、以下に示す内閣府(2012a)の方法（深さ 10~40km の主部断層に対して円形断層の式によるスケーリング則を適用する方法）とした（付属編 2.1.2）。

$$M_0 = \Delta\sigma \cdot (16/7)(S/\pi)^{3/2}$$

$$D = M_0 / (\mu \cdot S)$$

ここに、 M_0 ：地震モーメント(Nm)， $\Delta\sigma$ ：平均応力降下量(MPa)， S ：主部断層面積(m²)，

D ：主部断層の平均すべり量(m)， μ ：剛性率(=4.1×10¹⁰N/m²)である。

表 7.2.1-1 に示す地震本部(2013)の地震発生パターンに従って設定した断層モデルを図 7.2.1-3 に示す。浅部のみの破壊の場合（図 7.2.1-3(1)(k)の場合）は、対象とする浅部断層のみに対して上記スケーリング則を適用した。

すべり量分布は、図 7.2.1-4 に示す杉野ほか(2014)の空間的すべり分布の設定方法を採用し、地震規模（対象とする平均応力降下量と主部面積で決まる）によって、均一すべり、2段階すべり、3段階すべりを使い分けた。更に、内閣府(2012a)で用いられているプレートの沈み込み速度分布に比例させたすべり量分布とした。浅部断層（深

さ 0～10km) が含まれる断層モデルは、主部断層の大すべり域(超大すべり域含む)を浅部断層まで拡大させている。

(4) 平均発生間隔

平均発生間隔(再来期間)は、地震本部(2013)に示される 88.2 年(時間予測モデル)と 116.9 年(更新過程)の 2 パターンを考慮した。BPT 分布の α は地震本部(2013)に基づき 0.24 を用いた。

(5) スケーリング則

スケーリング則は、連動依存モデル(スケーリングモデル)と連動非依存モデル(カスケードモデル)の分岐を設定した。カスケードモデルの場合には、南海トラフを南海側(南海域～日向灘域)と東南海側(東南海域～東海域)に分け、それぞれの領域ごとに内閣府(2012a)の方法によるスケーリング則を適用した。図 7.2.1-5 に断層モデルの設定例を示す。カスケードモデルの場合は、平均応力降下量が 3MPa の場合でも図 7.2.1-5 のように東南海側の波源域は M_w が 8.9 未満となるため、図 7.2.1-4 の杉野ほか(2014)の設定方法により東南海側には超大すべり域は設定されないモデルとなる。

(6) 大すべり域の設定

大すべり域は、南海トラフのトラフ軸方向の連動範囲に応じて、複数の位置への配置を考慮した。図 7.2.1-6 に、日向灘～東海の連動範囲における大すべり域の配置例を示す。大すべり域を「固定せず」の場合は、複数の配置を一様分布(等分の重み)で考慮した。一方、「固定」の場合は、大すべり域が南海トラフ中央付近(図 7.2.1-6 の赤枠①)に配置されたケースのみを採用した。「固定」の場合の大すべり域は、図 7.2.1-6 に示すように既往津波再現モデルの大すべり域の範囲をほぼ包含している。1 地震のスケーリングモデルでは大すべり域の配置を 3 パターンとし、それ以外は大すべり域の配置を 1 パターンとした。

(7) 超大すべり域の有無

超大すべり域は、図 7.2.1-4 の杉野ほか(2014)の設定に従うと、 M_w 8.9 以上の場合のみ設定される。本検討では、 M_w 8.9 以上となった場合においても、超大すべり域が存在しない場合も考慮しロジック分岐に含めることとした。図 7.2.1-7 に、 M_w 8.9 以上の場合の超大すべり域ありなしの設定例を示しており、超大すべり域なしの場合は大すべり域の範囲全体が平均すべり量の 2 倍となるように設定した。

(8) 破壊開始点，破壊伝播速度，ライズタイム

本検討では，破壊開始点は 1 箇所，破壊伝播速度は 2.5km/s，ライズタイムは 60 秒で固定とした（これらのパラメータについて変動を考慮していない）。

(9) 誤差の標準偏差と打ち切り範囲

本検討で用いる誤差の標準偏差と打ち切り範囲に関し， κ の分岐は土木学会 (2011) の分岐（ $\kappa=1.25, 1.35, 1.45, 1.55$ ）を設定した。打ち切り範囲は $\pm 3\beta$ とした。

(10) ロジックツリーと分岐の重み

以上の考えに基づき構築したロジックツリーを図 7.2.1-8 に示す。本検討では，破壊開始点，破壊伝播速度，ライズタイムを固定しているため，「パラメータ変動の影響は κ に含まれる」分岐のみを採用した。分岐の重みに関して，「パラメータ変動の影響は κ に含まれる」場合の津波推定値のばらつきに関する各分岐の重みは，土木学会 (2011) における『ロジックツリーの重みのアンケート結果（平成 20 年度）』の「アスペリティモデルを前提とした場合」の重みの値を採用した。これ以外の各分岐の重みは本編表 5.2.4-1 に基づき設定を行った。

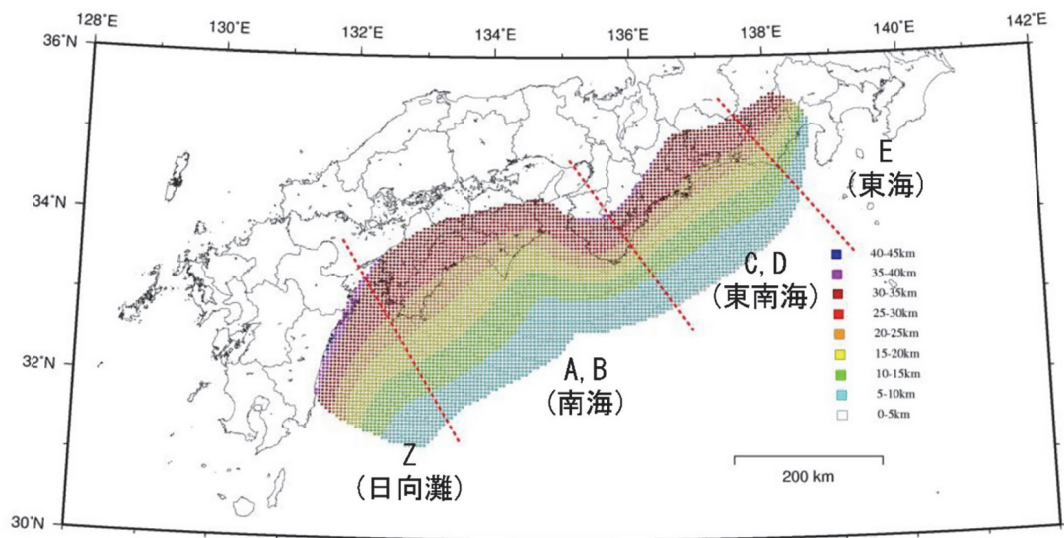


図 7.2.1-1 南海トラフ沿い海域の地震の発生区分（地震本部，2013）

表 7.2.1-1 南海トラフ沿い海域の地震発生パターン（地震本部，2013）

表 3.2.1.2-3 南海トラフの地震の発生パターンと付与する重みの詳細									
	Z (日向灘)	A, B (南海)	C, D (東南海)	E (東海)	重み	M_w	深さ タイプ	No.	
1 地震	←→			→	0.0125	8.8	①	1	-
	←→			→	0.0125	9.0※ ¹	②	2	-
	←→			→	0.0125	9.0	③	3	-
	←→			→	0.0125	9.1※ ²	④	4	-
	×	←→		→	0.1625	8.7	①	5	-
	×	←→		→	0.1625	8.9	③	6	-
	←→			×	0.0125	8.8	①	7	-
	←→			×	0.0125	9.0	③	8	-
	×	←→		×	0.025	8.7	①	9	-
	×	←→		×	0.025	8.9	③	10	-
	×	←→		×	0.05	8.4	⑤	11	-
2 地震	←→	←→	←→	→	0.05	8.7, 8.3	①	12	13
	×	←→	←→	→	0.325	8.5, 8.3	①	14	13
	←→	←→	←→	×	0.025	8.7, 8.2	①	12	15
	×	←→	←→	×	0.1	8.5, 8.2	①	14	15
	0.15	1.0	1.0	0.75	1.0				

深さタイプ：①：深さ 10～25km 程度の震源域 ②：深さ 10～40km 程度の震源域
 ③：深さ 0～25km 程度の震源域 ④：深さ 0～40km 程度の震源域
 ⑤：深さ 0～10km 程度の震源域

※1：内閣府 強震動計算モデルのマグニチュード
 ※2：内閣府 津波計算モデルのマグニチュード

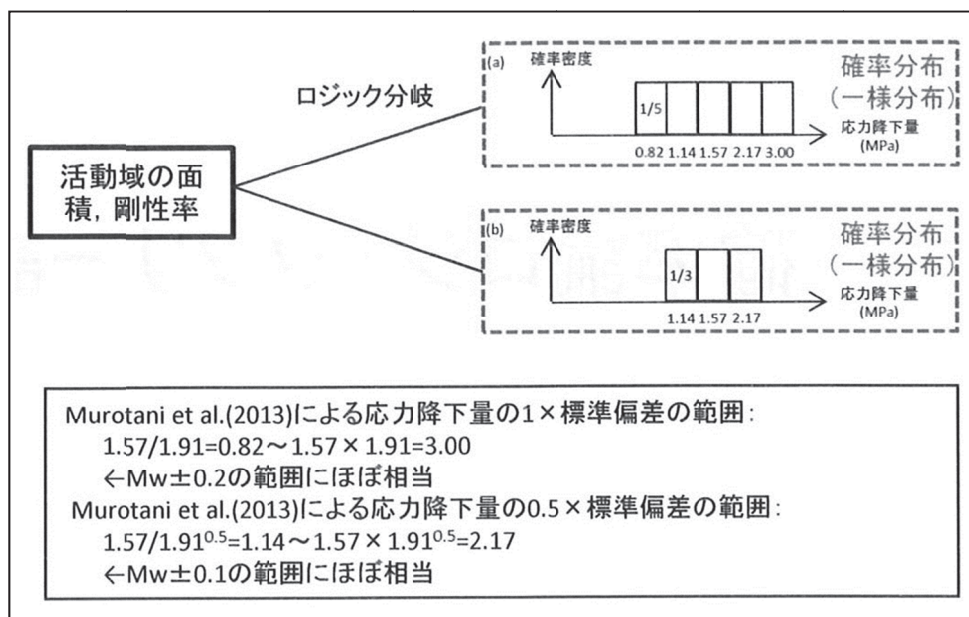


図 7.2.1-2 平均応力降下量の分岐

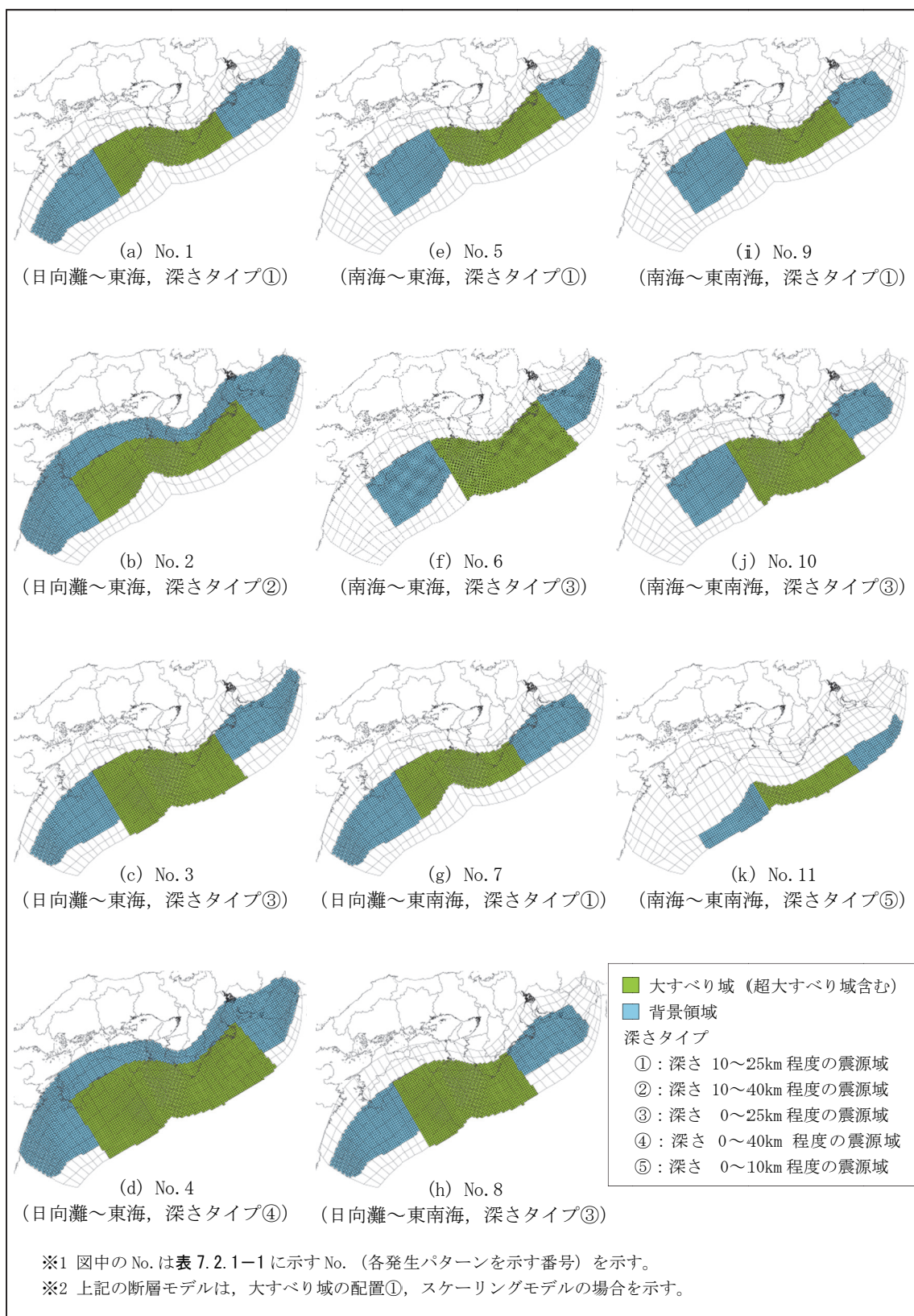


図 7.2.1-3(1) 南海トラフ地震の震源断層

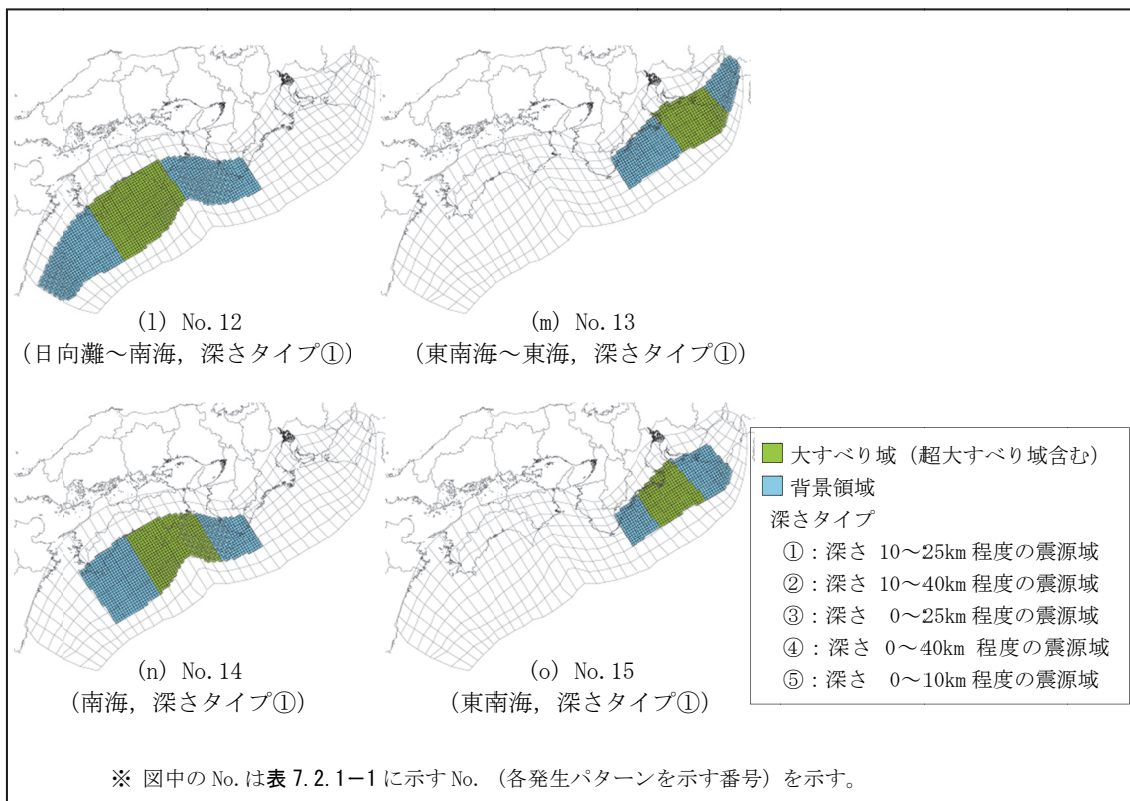


図 7.2.1-3(2) 南海トラフ地震の震源断層

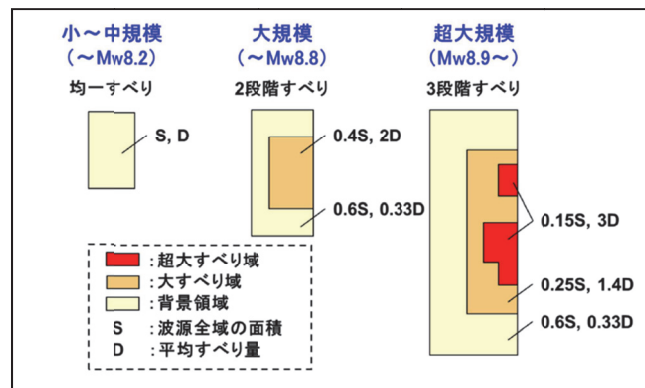


図 7.2.1-4 空間的すべり分布の設定方法 (杉野ほか, 2014)

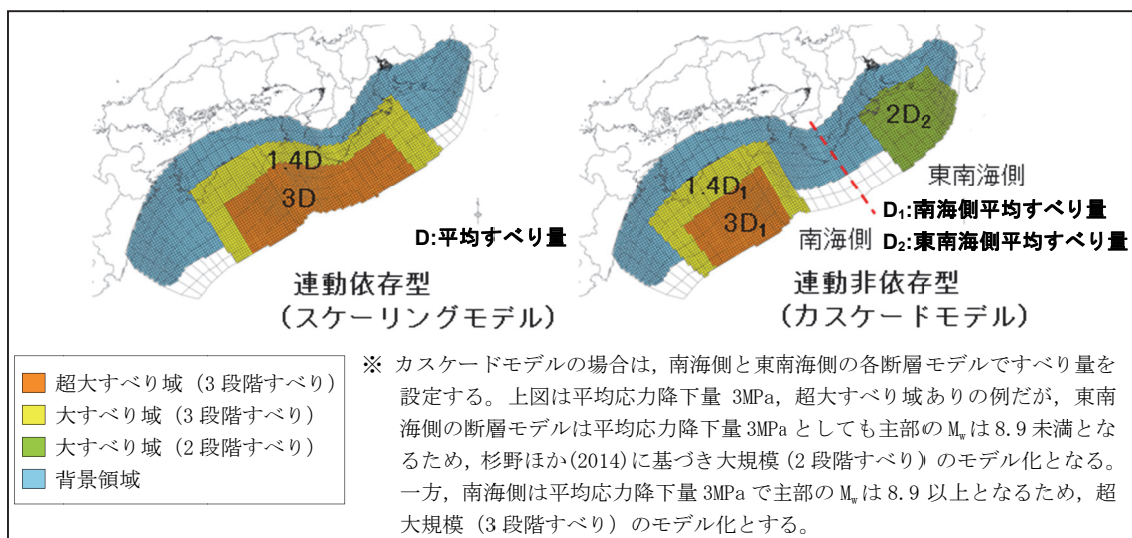


図 7.2.1-5 スケーリング則に関する分岐における断層モデルの例

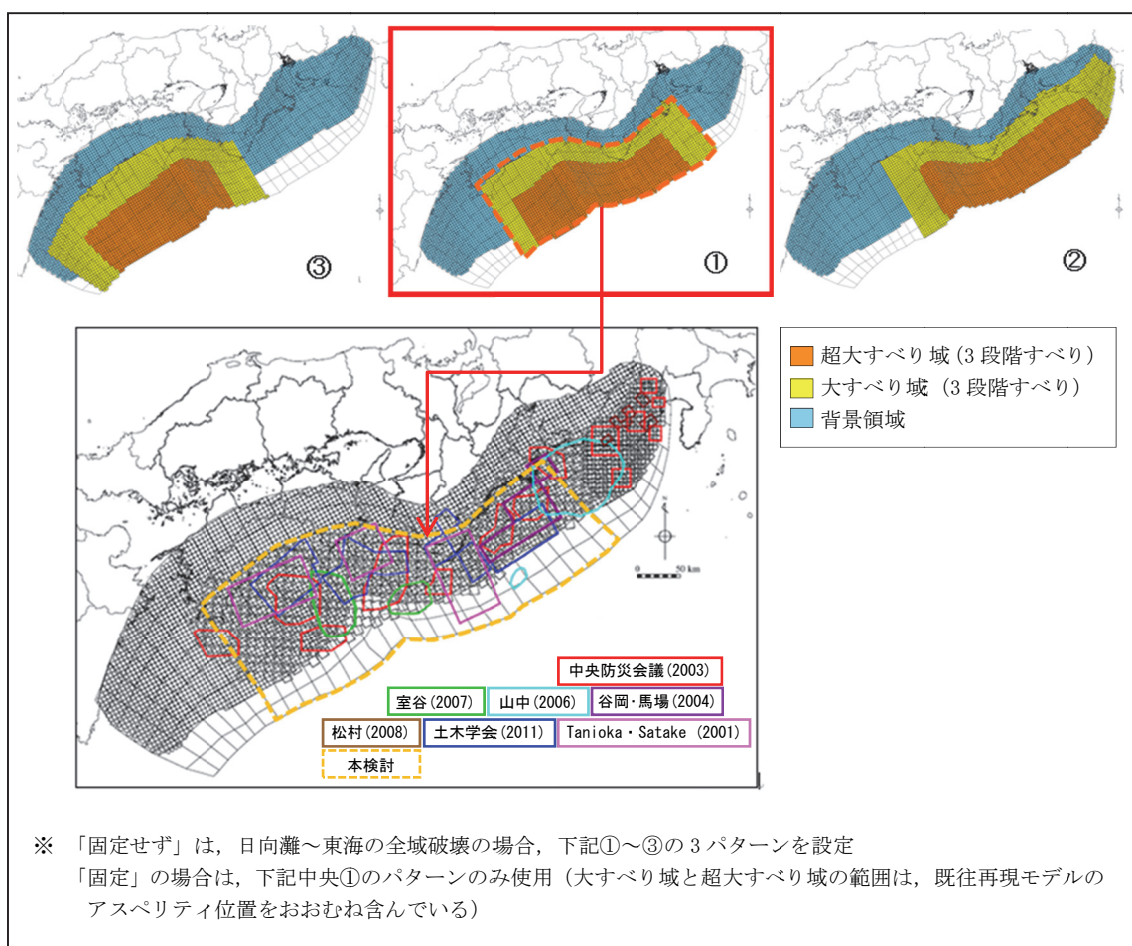


図 7.2.1-6 大すべり域の位置を固定せず／固定の分岐における断層モデルの例

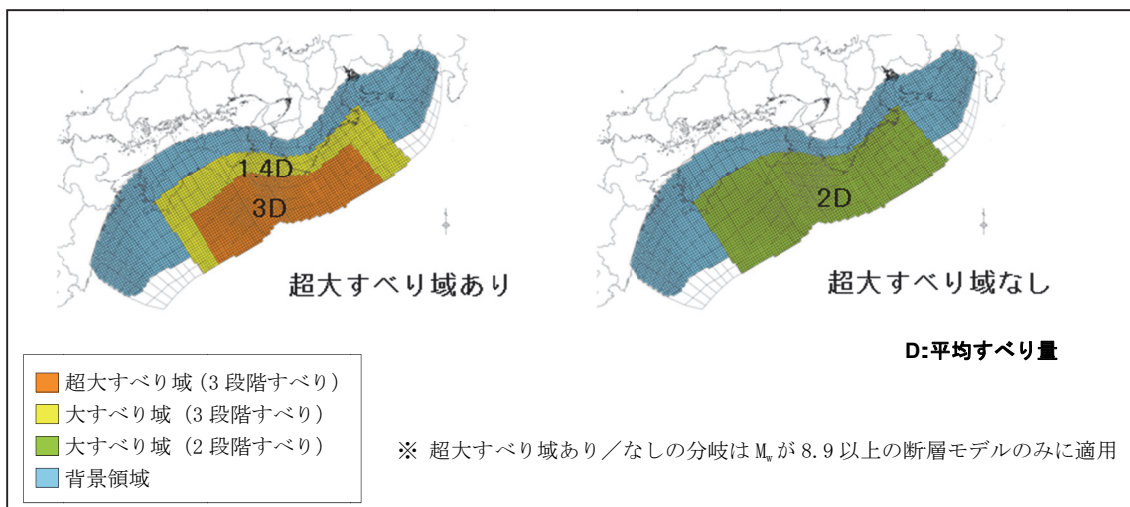
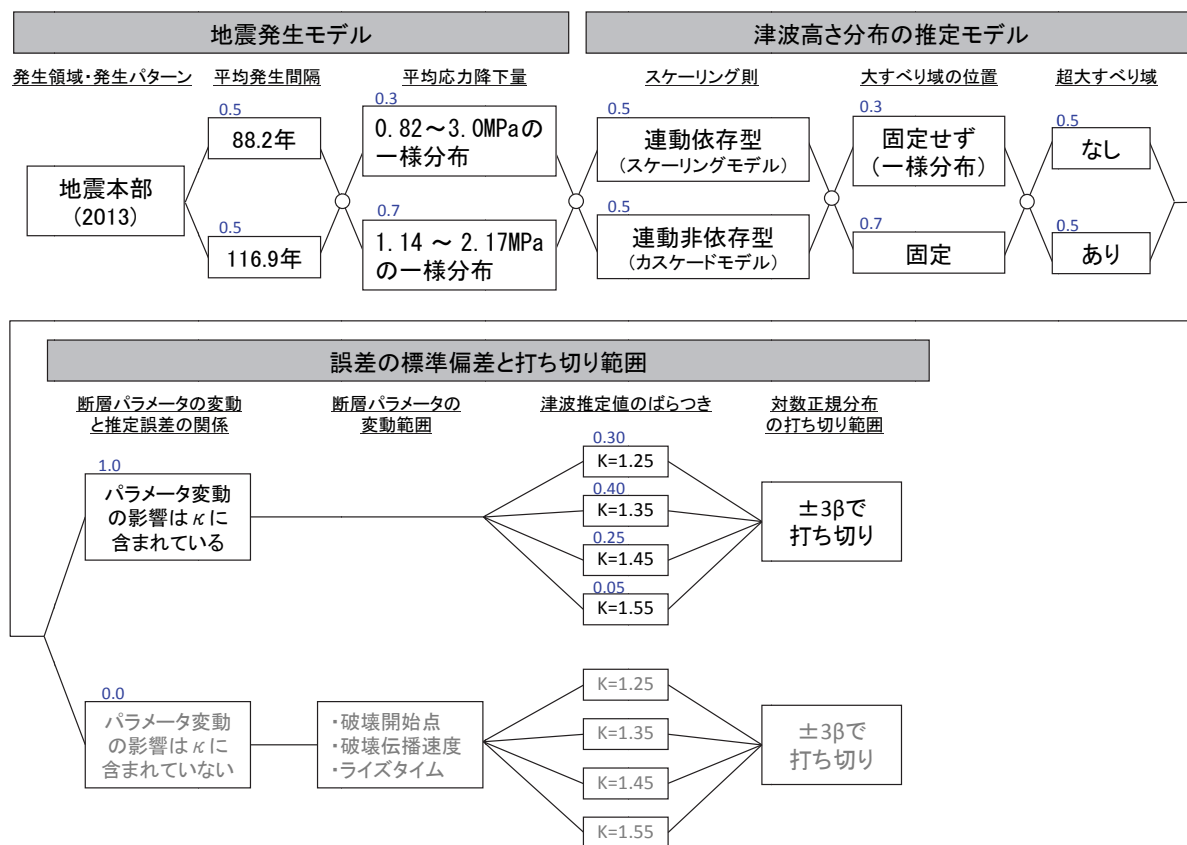


図 7.2.1-7 超大すべり域あり／なしの分岐における断層モデルの例



※1) 図中の青数値は分岐の重みを示す。

※2) 本検討では、破壊開始点：1箇所、破壊伝播速度：2.5km/s、ライズタイム：60秒で固定としているため、「パラメータの変動範囲の影響は κ に含まれている」分岐のみを採用する。

図 7.2.1-8 南海トラフ沿い海域の確率論的津波ハザード解析のロジックツリー

7.2.2 解析結果

(1) 地震の発生確率の計算

本検討では、現時点評価と長期評価を実施し、現時点評価での起点は2016年1月1日とした。表7.2.2-1に、2016年1月1日を起点としたBPT分布による地震発生確率を示す。長期評価における年発生頻度は1/88.2および1/116.9とした。

(2) 津波高さ分布の計算

図7.2.2-1に確率論的津波ハザード解析用の津波計算格子と評価地点を示す。表7.2.2-2に確率論的津波ハザード解析用の津波計算条件を示す。評価地点および津波計算結果の取り扱いは以下とした。

- ・計算格子は紀伊半島付近沿岸50m格子とし、陸側鉛直壁モデルとした。
- ・評価地点は、和歌山県の串本および新宮の2地点（海岸線沿い格子結果を抽出）とした。
- ・2地震（表7.2.1-1参照）の取り扱いは、杉野ほか(2011)の検討事例を参考に、各地震の単独発生の水位（2地震のうち大きい側の水位）を採用した。

(3) 津波水位ハザード曲線の作成

図7.2.1-8のロジックツリーのパスの数は128本となる。串本および新宮の両地点の現時点評価における全パスのハザード曲線を図7.2.2-2に示す。

(4) フラクタイルハザード曲線の作成

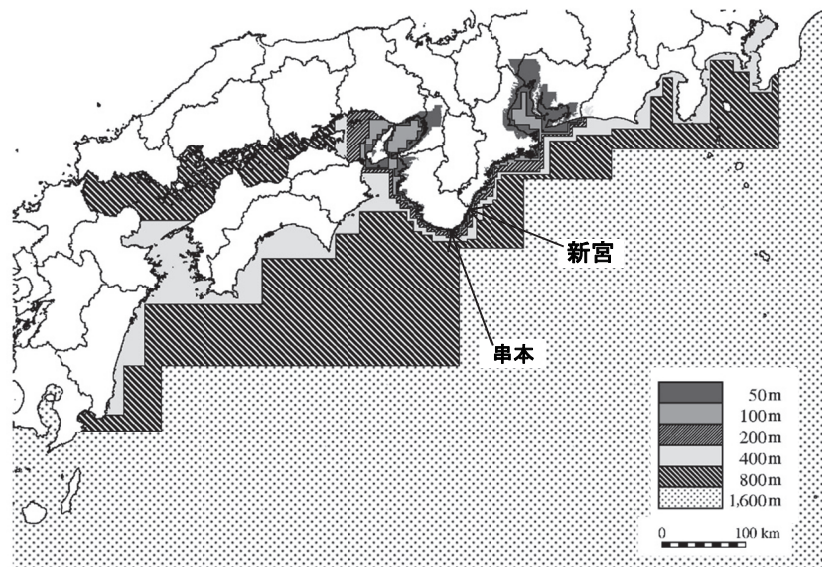
串本および新宮の両地点の現時点評価および長期評価の算術平均およびフラクタイル曲線を図7.2.2-3および図7.2.2-4に示す。図7.2.2-5は、現時点評価と長期評価の算術平均の比較を示しているが、これは図7.2.2-4に示す長期評価の年超過確率についてポアソン過程を仮定して50年間の超過確率に変換して比較を行っている。この比較では、両地点ともに長期評価よりも現時点評価の超過確率のほうが高くなる結果となった。

(5) 打ち切りに関する分岐の影響検討

図7.2.1-8のロジックツリーを基本ケースとして、図7.2.2-6に示すとおり、打ち切りに関する分岐の影響検討ケースを設定し、比較を行った。影響検討ケースでは、打ち切りの分岐を $\pm 2.3\beta$ と $\pm 10\beta$ とし、分岐の重みは土木学会(2011)における『ロジックツリーの重みのアンケート結果（平成20年度）』に従って、それぞれ0.75と0.25とした。図7.2.2-7に現時点評価における算術平均の比較結果を示す。この結果より、基本ケース（ $\pm 3\beta$ のみ）と有意な差はない。

表 7.2.2-1 BPT 分布による地震発生確率 (2016 年 1 月 1 日起点)

平均発生間隔	最新発生年	α	今後 50 年間の 地震発生確率
時間予測モデル 88.2 年	1946 年	0.24	90.1%
更新過程 116.9 年	1946 年	0.24	58.2%



※ 紀伊半島付近のみ 50m 格子のモデルを使用 (50m 格子の範囲は陸域にも表示がされているが、確率論的ハザード解析用の津波計算は陸側鉛直壁モデルとしている。

図 7.2.2-1 解析に使用した津波計算格子と評価地点

表 7.2.2-2 確率論的ハザード解析用の計算条件

項目	内容
解析領域	千葉県～九州沿岸
計算格子サイズ	沖合 1,600m→800m→400m→200m→100m→沿岸域 50m
基礎方程式	非線形長波理論
海底の初期変位量	Mansinha and Smylie(1971)の方法 (海底水平変位による造波を考慮)
境界条件	沖側：吸収境界 (Cerjan et al., 1985) 陸側：完全反射 (引き波時は小谷ほか(1998)による移動境界)
越流条件	使用せず (防波堤等の水際構造物無しの条件)
水平渦動粘性係数	考慮せず
摩擦係数	マニングの粗度係数 全域： $0.03\text{m}^{-1/3}\cdot\text{s}$
潮位条件	T.P. $\pm 0.0\text{m}$
計算時間間隔	0.5 秒
再現時間	地震発生後 6 時間
破壊開始点	紀伊半島の潮岬沖の深さ 10km 地点 ※ 上記が大すべり域に含まれない場合は、中部 (深さ 10～25km) の大すべり域の代表 1 点を設定
破壊伝播速度	2.5km/s
ライズタイム	60 秒

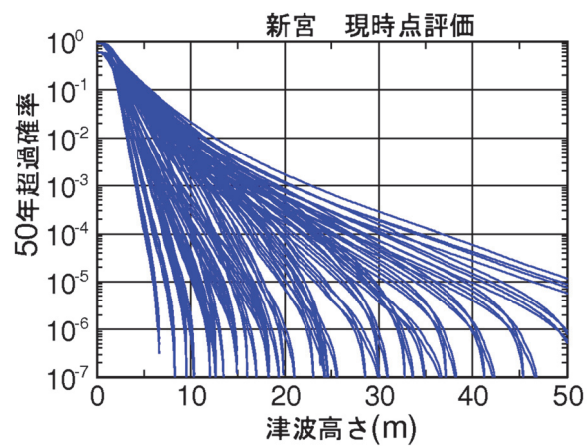
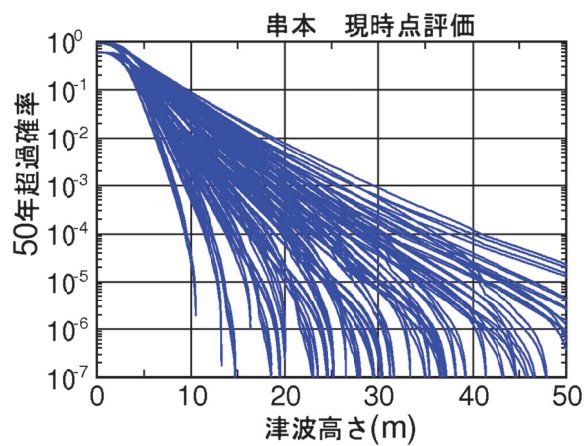


図 7.2.2-2 現時点評価のハザード曲線（縦軸：50 年超過確率）

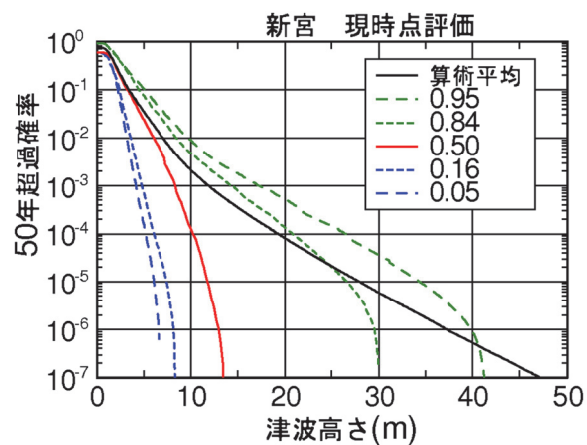
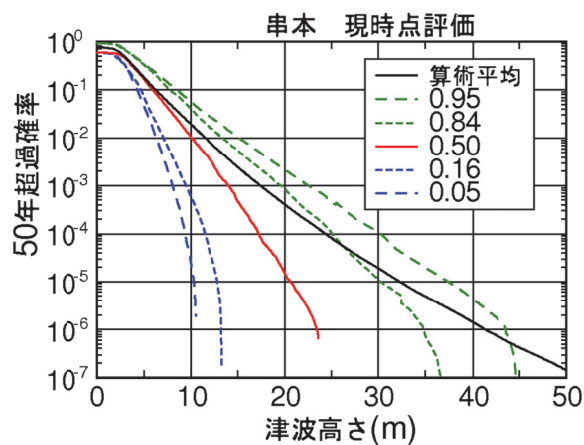


図 7.2.2-3 現時点評価の算術平均およびフラクタイル曲線（縦軸：50 年超過確率）

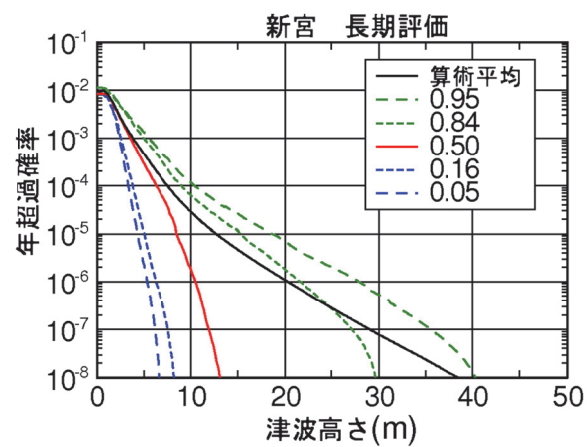
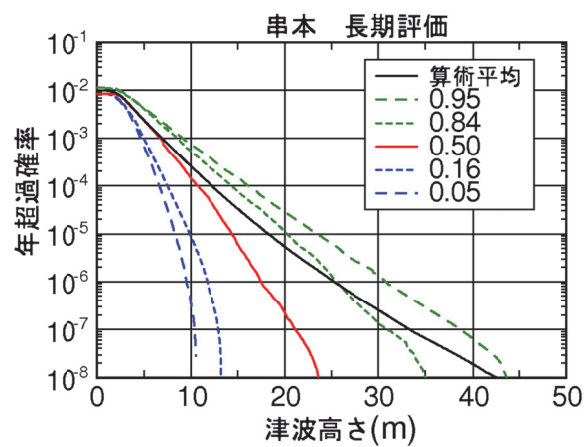


図 7.2.2-4 長期評価の算術平均およびフラクタイル曲線（縦軸：年超過確率）

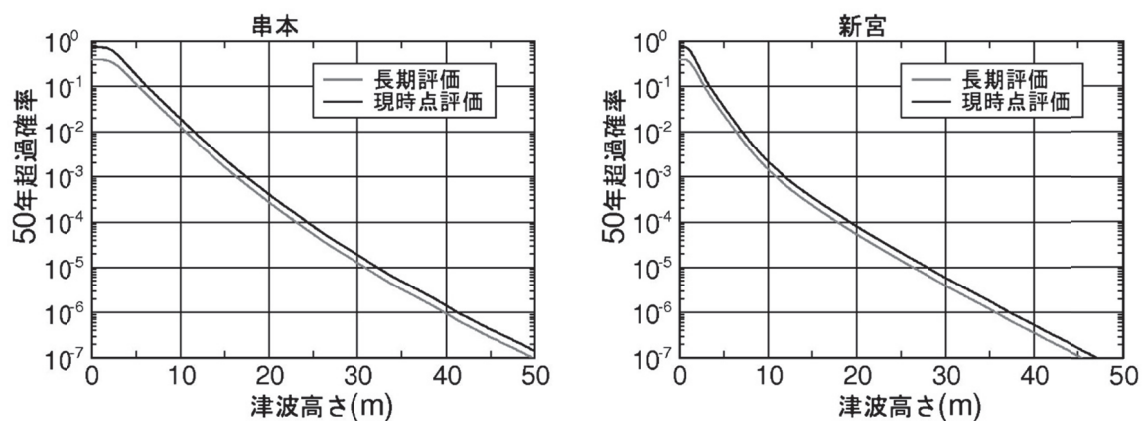


図 7.2.2-5 現時点評価と長期評価の比較 (算術平均, 縦軸: 50 年超過確率)

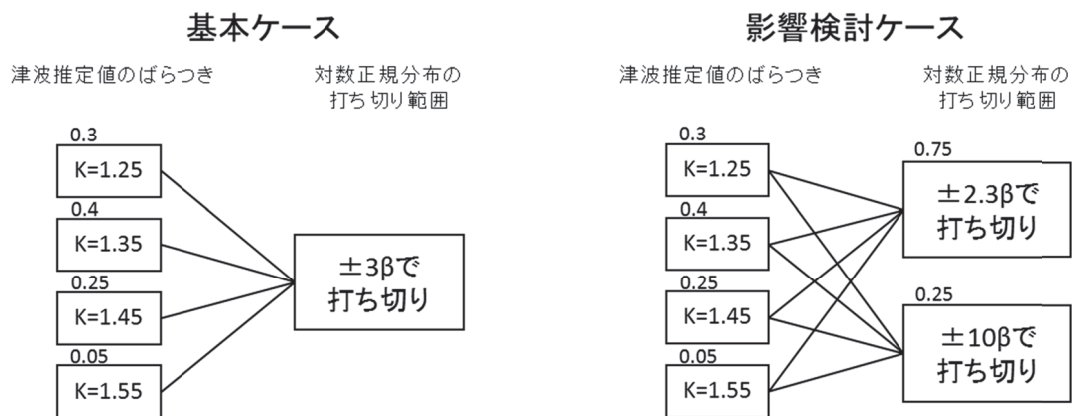


図 7.2.2-6 打ち切りに関する分岐の影響検討ケースのロジック分岐

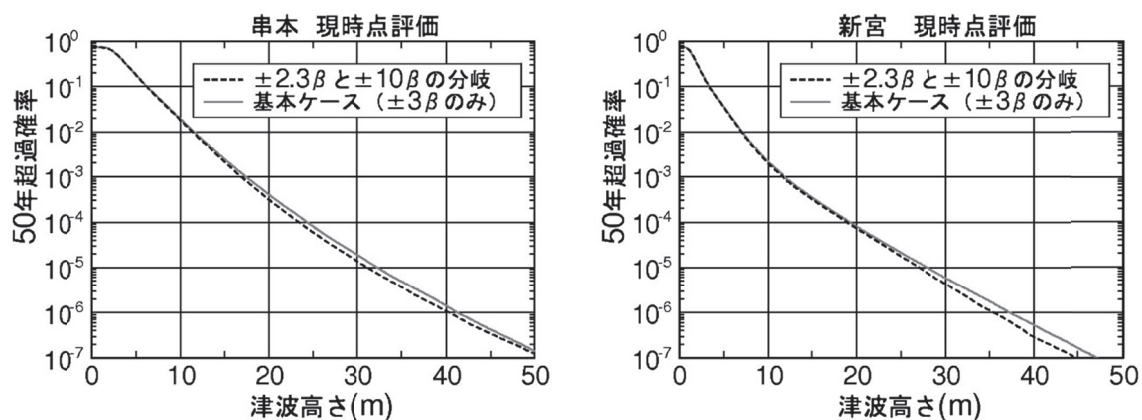


図 7.2.2-7 打ち切りに関する分岐の影響検討 (算術平均, 縦軸: 50 年超過確率)

7.3 日本海東縁部海域

7.3.1 ロジックツリーの構築

本適用事例における評価の基本的な流れは土木学会(2011)と同じであるが、E3 領域を E1 領域と一体と考えるか、独立と考えるかの分岐が加わっている。

(1) 発生領域および発生パターン

日本海東縁部海域については、地震の発生履歴や地質学的知見等に基づき、図 7.3.1-1 のような活動域区分としている。本検討では、日本海東縁部海域の領域のうち、E1、E2 および E3 を対象とした。

活動域区分に関する分岐は、「E3 領域を E1 領域と一体と考えるかどうか」「E1 領域と E2 領域について、全体を一体の活動域と考えるかどうか」の分岐である（図 7.3.1-2）。

(2) 地震規模

表 7.3.1-1 に示した既往最大 M_w を考慮し、マグニチュード範囲の分岐を設け、図 7.3.1-3～図 7.3.1-5 のような分岐としている。

(3) 断層モデルの設定

断層モデルの断層長さ、断層幅、平均すべり量、断層上端深さ、走向、傾斜角、すべり角、剛性率については表 7.3.1-2 のように設定した。

(4) 平均発生間隔

長期平均の地震発生間隔は、土木学会(2011)と同様、地震本部(2003)の見解を参考に表 7.3.1-3 のように設定した。

(5) スケーリング則

断層面積 S と地震モーメント M_0 のスケーリング式に基づいて設定した(表 7.3.1-2)。入倉・三宅(2001)のスケーリング則は、平均的な地震規模を与える式であり、平均すべり量は日本海東縁部で発生した既往地震の平均すべり量 4.5m で飽和とするものとした(国土交通省ほか, 2014)。

(6) 大すべり域の設定

走向方向に 4 つの小断層に分割した不均質モデルとし、4 つの小断層のうちの 1 つを大すべり域とする。平均すべり量を 2 倍したすべり量を大すべり域に与え、残りの小

断層は背景領域とし、すべり量は平均すべり量の 2/3 倍とする。大すべり域の位置は限定できないため、4 ヶ所すべてに大すべりを設定した計算を実施する。

(7) 破壊開始点，破壊伝播速度，ライズタイム

以下のような地点では一括破壊と比較して水位が 2～3 割程度増幅する可能性がある。

- ・波源に近い地点で第 1 波の影響が大きい場合
- ・波源に近い地点で第 2 波以降の影響が大きい地点
- ・島の影響を大きく受ける地点
- ・岬，半島の影響を大きく受ける地点
- ・湾内にあり，反射波の影響を大きく受ける地点

一括破壊ケースでの水位が比較的大きい場合には，破壊伝播速度・ライズタイムを考慮した計算を実施することが望ましい。本検討事例では，これらの動的破壊による影響は考慮しない。

(8) 誤差の標準偏差と打ち切り範囲

本検討で用いる誤差の標準偏差と打ち切り範囲に関し， κ の分岐は土木学会 (2011) の分岐 ($\kappa=1.25, 1.35, 1.45, 1.55$) を設定した。打ち切り範囲は $\pm 3\beta$ とした。

(9) ロジックツリーと分岐の重み

以上の考えに基づき構築したロジックツリーを図 7.3.1-6 に示す。本検討では，破壊開始点，破壊伝播速度，ライズタイムを固定しているため，「パラメータ変動の影響は κ に含まれる」分岐のみを採用した。分岐の重みに関して，「パラメータ変動の影響は κ に含まれる」場合の津波推定値のばらつきに関する各分岐の重みは，土木学会 (2011) における『ロジックツリーの重みのアンケート結果 (平成 20 年度)』の「アスペリティモデルを前提とした場合」の重みの値を採用した。

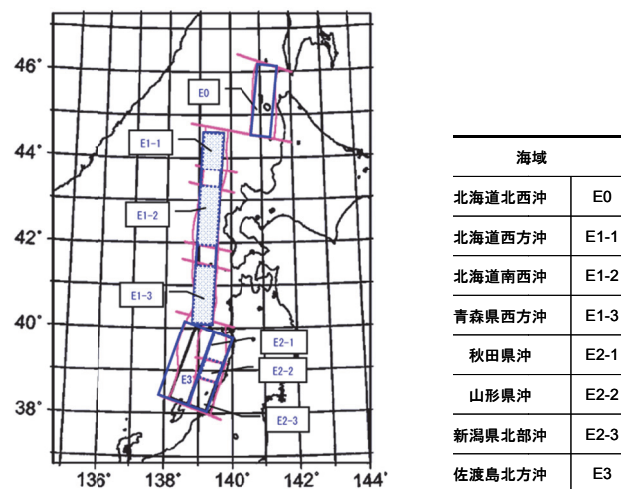


図 7.3.1-1 日本海東縁部海域の大地震活動域区分（土木学会，2011）

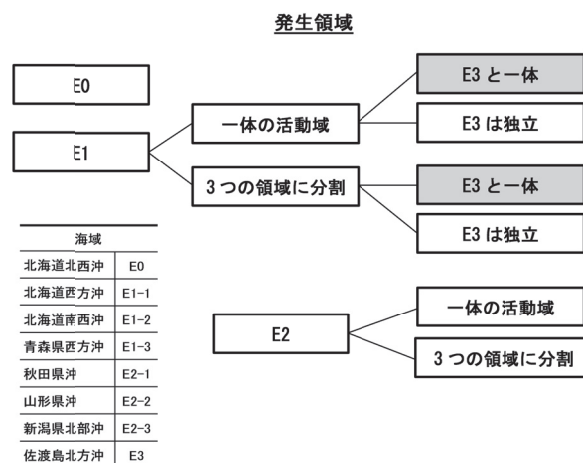


図 7.3.1-2 日本海東縁部の活動域区分に関する分岐（土木学会，2011）

表 7.3.1-1 日本海東縁部の大地震活動域の既往最大 M_w （土木学会，2011）

海域	発生年	津波モデルの M_w	既往最大 M_w (=Mmax)	「地震本部」による地 震規模（信頼度）
北海道北西沖 (E0)	なし	—	—	M7.8 程度 (D)
北海道西方沖 (E1-1)	1940	7.7	7.7	M7.5 前後 (B)
北海道南西沖 (E1-2)	1993	7.8	7.8	M7.8 前後 (B)
青森県西方沖 (E1-3)	1983	7.7	7.7	M7.7 前後 (B)
秋田県沖 (E2-1)	なし	—	—	M7.5 程度 (C)
山形県沖 (E2-2)	1833	7.8	7.8	M7.7 前後 (B)
新潟県北部沖 (E2-3)	1964	7.5	7.5	M7.5 前後 (B)
佐渡島北方沖 (E3)	なし	—	—	M7.8 程度 (D)

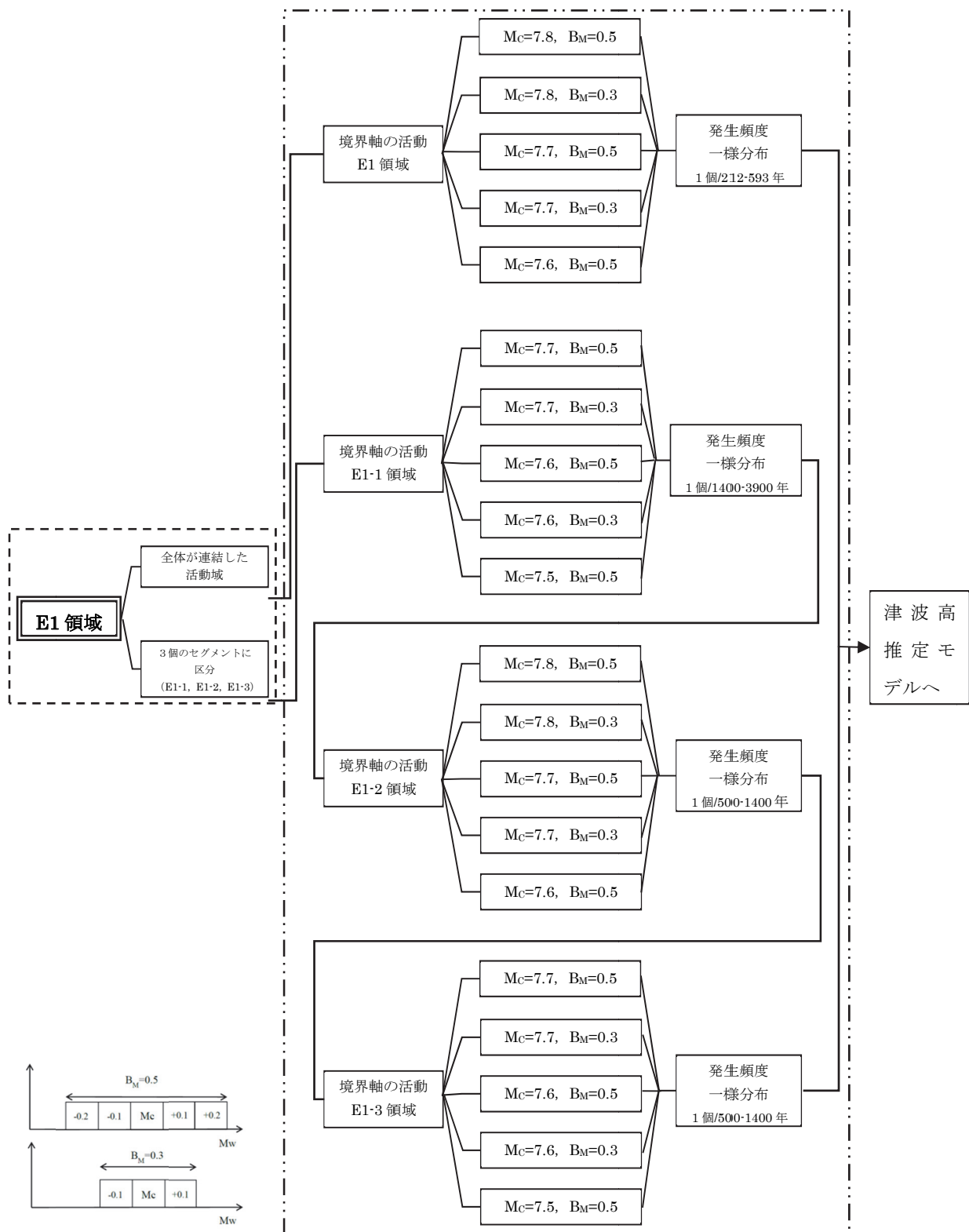


図 7.3.1-3 日本海東縁部 E1 領域の領域区分および地震発生モデル

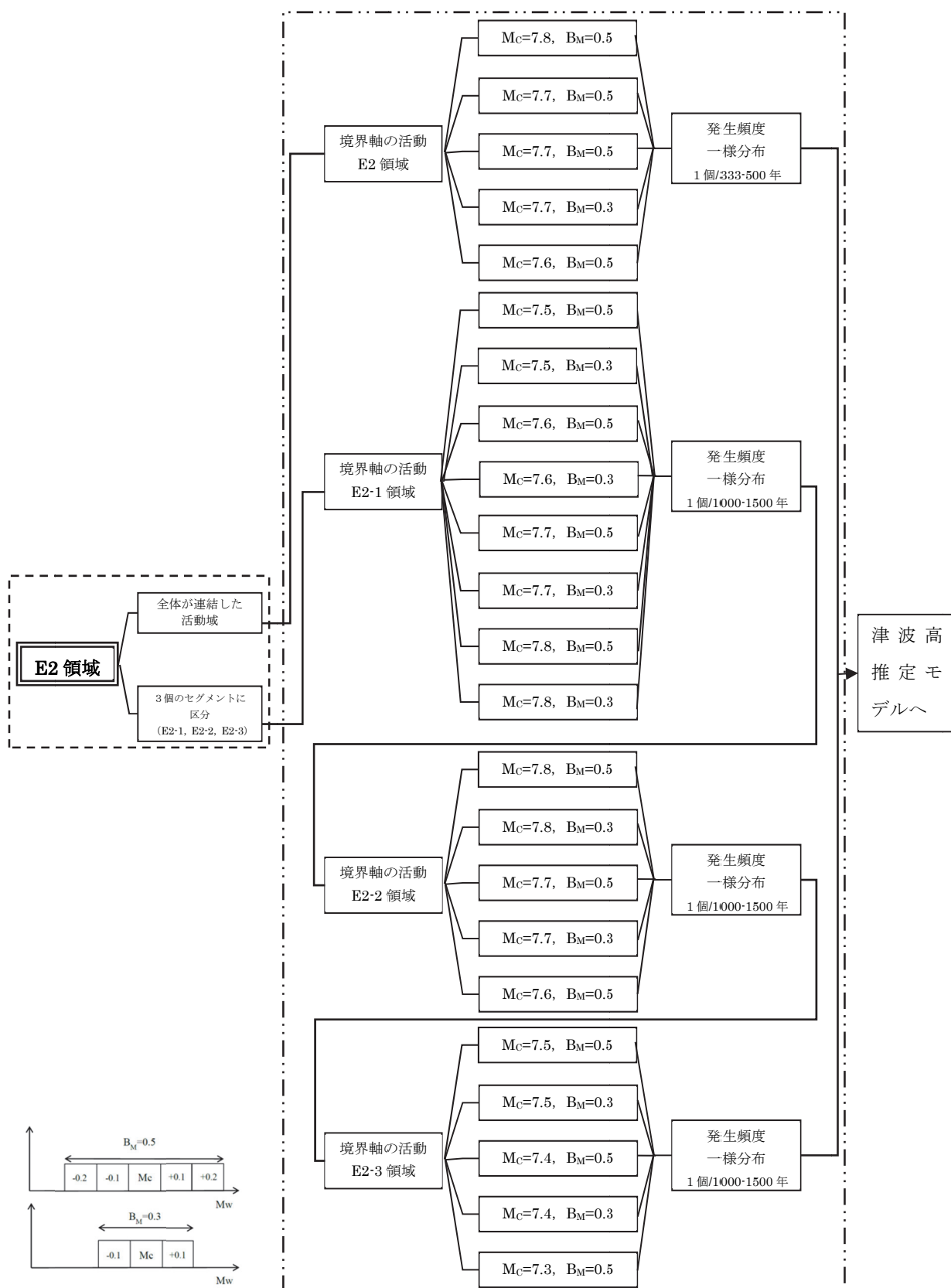


図 7.3.1-4 日本海東縁部 E2 領域の領域区分および地震発生モデル

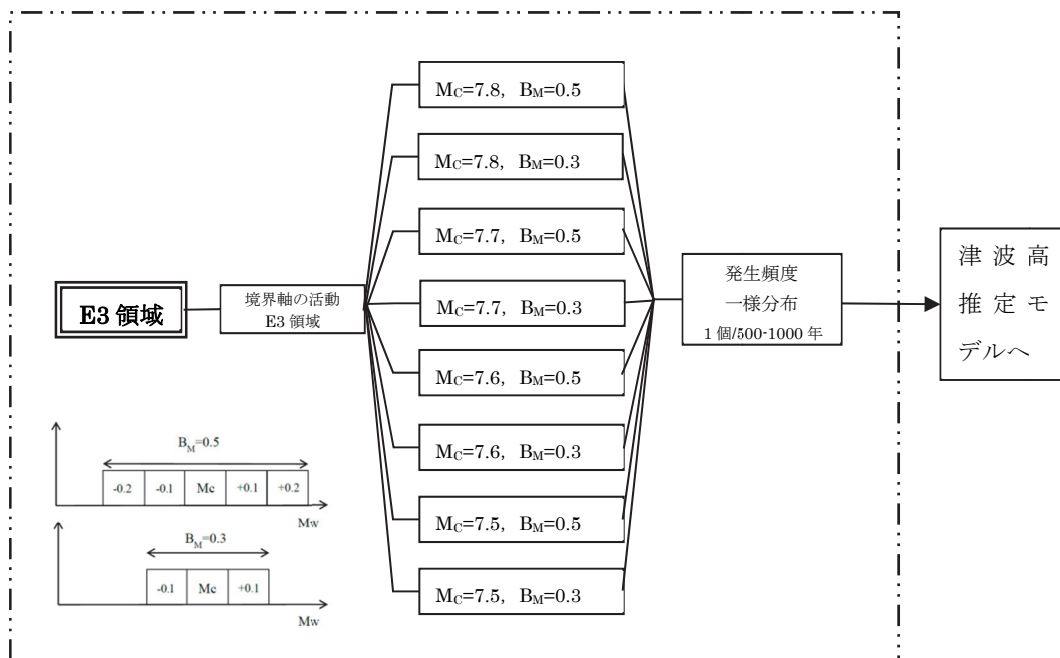
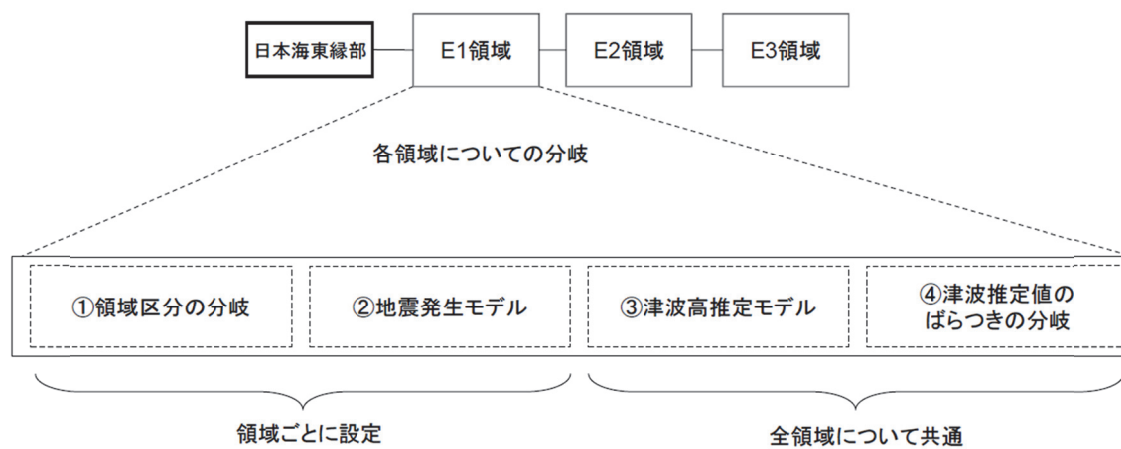
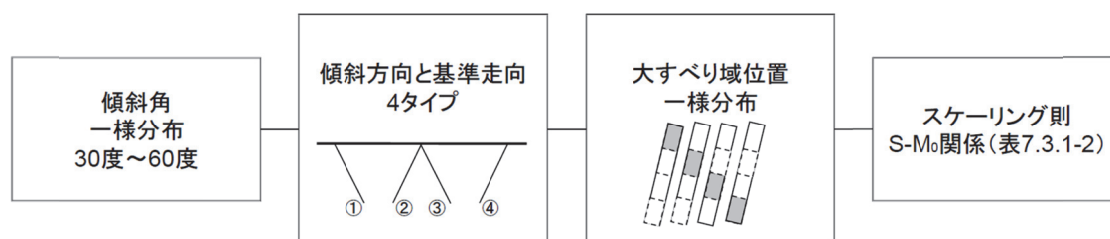


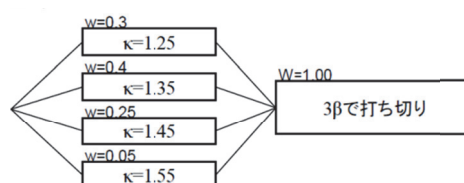
図 7.3.1-5 日本海東縁部 E3 領域の領域区分および地震発生モデル



日本海東縁部のロジック分岐



津波高推定モデル



津波推定値のばらつきの分岐

※ 地震発生モデルの詳細なロジック分岐は図 7.3.1-3～図 7.3.1-5 参照

図 7.3.1-6 日本海東縁部のロジック分岐の構成

表 7.3.1-2 日本海東縁部海域の断層パラメータ設定方法

項目	内容
断層長さ	スケーリング則に基づき、 M_w から求める。
断層幅	地震発生層の厚さ (20km) を考慮し、傾斜角に応じて決める。
平均すべり量	$\log M_0 (N \cdot m) = 1.5 M_w + 9.1, D = M_0 / \mu S$
断層上端深さ	0km
走向	海底地形の走向に基づき設定
傾斜角	30～60 度とする。西傾斜と東傾斜の双方を考慮する。
すべり角	90 度
剛性率	$3.5 \times 10^{10} \text{N/m}^2$
スケーリング則	$M_0 = (S / 2.23 \times 10^9)^{3/2} \times 10^{-7} (M_w < 6.5) \quad (\text{Somerville et al., 1999})$ $M_0 = (S / 4.24 \times 10^5)^2 \times 10^{-7} (6.5 \leq M_w < 7.7) \quad (\text{入倉・三宅, 2001})$ $M_0 = 1.575 \times S \times 10^{11} \quad (7.7 \leq M_w)$ $(M_0 \propto S, \text{すべり量が } 4.5\text{m} \text{ で飽和, 剛性率 } \mu = 3.5 \times 10^{10} \text{N/m}^2)$

表 7.3.1-3 地震本部 (2003) の平均発生間隔と津波ハザード解析における発生間隔
(土木学会, 2011)

海域	平均発生間隔 (推本)	根拠	分布の考え方
北海道北西沖	3900 年程度	約 2100 年前と約 6000 年前に 2 個のイベント	発生間隔データ 1 個
北海道西方沖	1400 ～ 3900 年程度	(連続性)	一様分布 (1400-3900)
北海道南西沖	500 ～ 1400 年程度	6 個のイベントの平均が約 1400 年	一様分布 (500-1400)
青森県西方沖	500 ～ 1400 年程度	3 個のイベントの平均が約 500 年	一様分布 (500-1400)
秋田県沖	1000 年程度以上	(2 列への配分)	一様分布 (1000-1500)
山形県沖	1000 年程度以上	(2 列への配分)	一様分布 (1000-1500)
新潟県北部沖	1000 年程度以上	(2 列への配分)	一様分布 (1000-1500)
佐渡島北方沖	500 ～ 1000 年程度	中嶋 (2003)	一様分布 (500-1000)

7.3.2 解析結果

(1) 地震の発生確率の計算

本検討では、現時点評価と長期評価を実施し、現時点評価での起点は2016年1月1日とした。表7.3.2-1に、2016年1月1日起点としたBPT分布による地震発生確率を示す。長期評価における年発生頻度は、表7.3.1-3に従った。

(2) 津波高さ分布の計算

図7.3.2-1に確率論的津波ハザード解析用の津波計算格子と評価地点を示す。表7.3.2-2に確率論的津波ハザード解析用の津波計算条件を示す。評価地点および津波計算結果の取り扱いは以下とした。

- ・計算格子は青森県から新潟県沿岸50m格子の陸側鉛直壁モデルを使用した。
- ・評価地点は、山形県の温海および加茂の2地点とした。

(3) フラクタイルハザード曲線の作成

温海および加茂、両地点の現時点評価におけるハザード曲線を図7.3.2-2に示す。また、現時点評価および長期評価の算術平均およびフラクタイル曲線を図7.3.2-3および図7.3.2-4に示す。図7.3.2-5は、現時点評価と長期評価の算術平均の比較を示しているが、これは図7.3.2-4に示す長期評価の年超過確率についてポアソン過程を仮定して50年間の超過確率に変換して比較を行っている。この比較では、両地点ともに長期評価よりも現時点評価の超過確率のほうが低くなる結果となった。

(4) 打ち切りに関する分岐の影響検討

図7.3.1-6のロジックツリーを基本ケースとして、図7.3.2-6に示すとおり、打ち切りに関する分岐の影響検討ケースを設定し、比較を行った。影響検討ケースでは、打ち切りの分岐を $\pm 2.3\beta$ と $\pm 10\beta$ とし、分岐の重みは土木学会(2011)における『ロジックツリーの重みのアンケート結果(平成20年度)』に従って、それぞれ0.75と0.25とした。図7.3.2-7に現時点評価における算術平均の比較結果を示す。年超過確率 10^{-4} 程度までは、基本ケース($\pm 3\beta$ のみ)との有意な差異が見られないが、低頻度になるにつれ基本ケースより確率が下がる結果となった。

表 7.3.2-1 BPT 分布による地震発生確率(2016 年 1 月 1 日起点)

海域	最新発生年	α	今後 50 年間の地震発生確率	地震後経過率(%)
北海道西方沖(E1-1)	1940	0.24	ほぼ 0% ($=10^{-10}$ 以下)	1.9~5.4
北海道南西沖(E1-2)	1993	0.24	ほぼ 0% ($=10^{-10}$ 以下)	1.6~4.5
青森県西方沖(E1-3)	1983	0.24	ほぼ 0% ($=10^{-10}$ 以下)	2.3~6.5
秋田県沖(E2-1)	なし	0.24	ポアソン過程	—
山形県沖(E2-2)	1833	0.24	ほぼ 0% ($=10^{-10}$ 以下)	12.1~18.2
新潟県北部沖(E2-3)	1964	0.24	ほぼ 0% ($=10^{-10}$ 以下)	3.4~5.2
佐渡島北方沖(E3)	なし	0.24	ポアソン過程	—

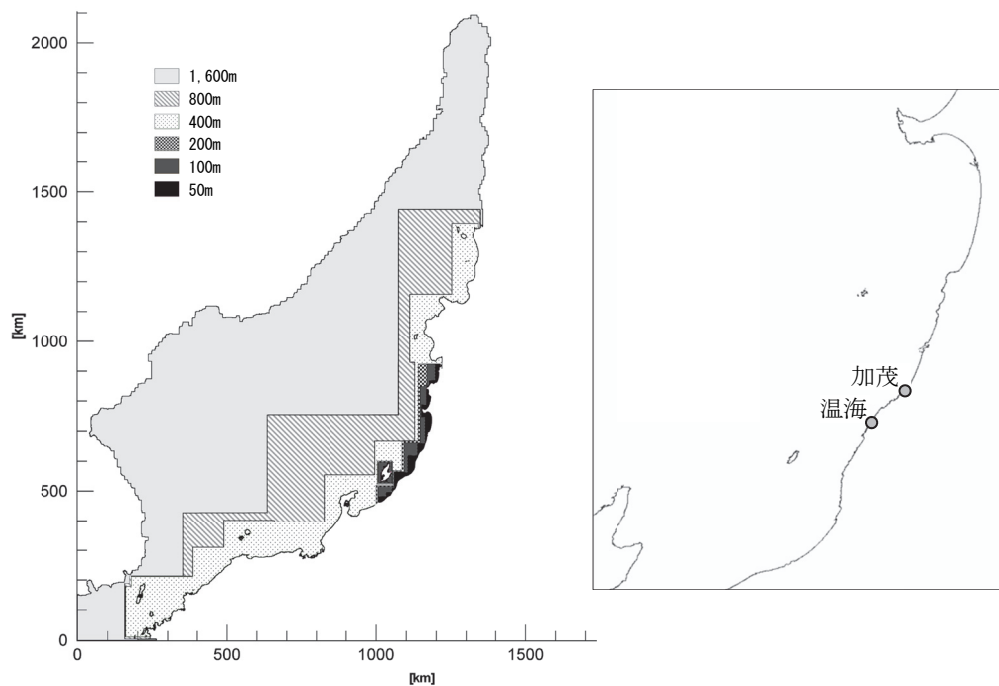


図 7.3.2-1 解析に使用した津波計算格子と評価地点

表 7.3.2-2 確率論的ハザード解析用の津波計算条件

項目	内容
解析領域	日本海全域
計算格子サイズ	沖合 1,600m→800m→400m→200m→100m→沿岸域 50m
基礎方程式	非線形長波理論
海底の初期変位量	Mansinha and Smylie(1971)の方法
境界条件	沖側：自由透過（津軽海峡，対馬海峡，宗谷海峡） 陸側：完全反射（引き波時は小谷ほか(1998)による移動境界）
越流条件	使用せず
水平渦動粘性係数	$10\text{m}^2/\text{s}$
摩擦係数	マニングの粗度係数 海域： $0.03\text{m}^{-1/3}\cdot\text{s}$
潮位条件	T. P. $\pm 0.0\text{m}$
計算時間間隔	0.5 秒
再現時間	地震発生後 6 時間

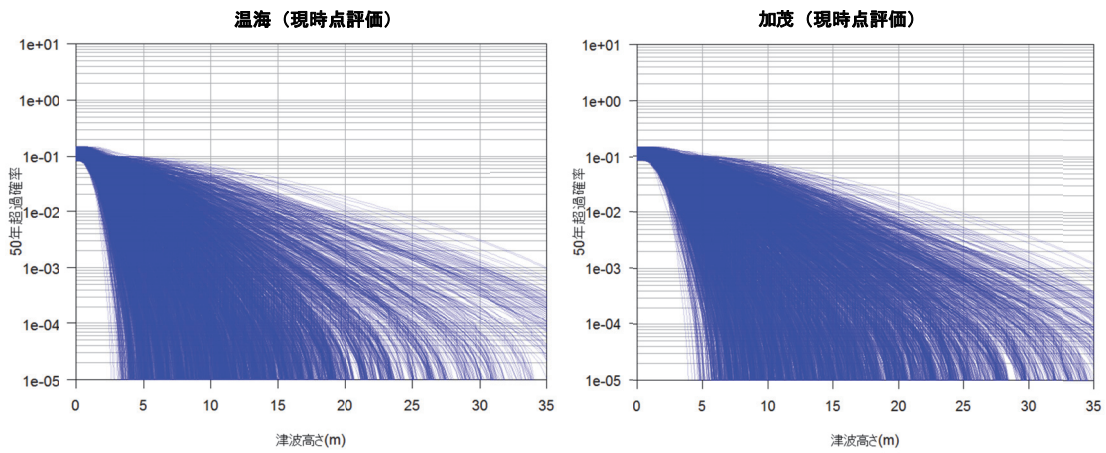


図 7.3.2-2 現時点評価のハザード曲線（縦軸：50 年超過確率）

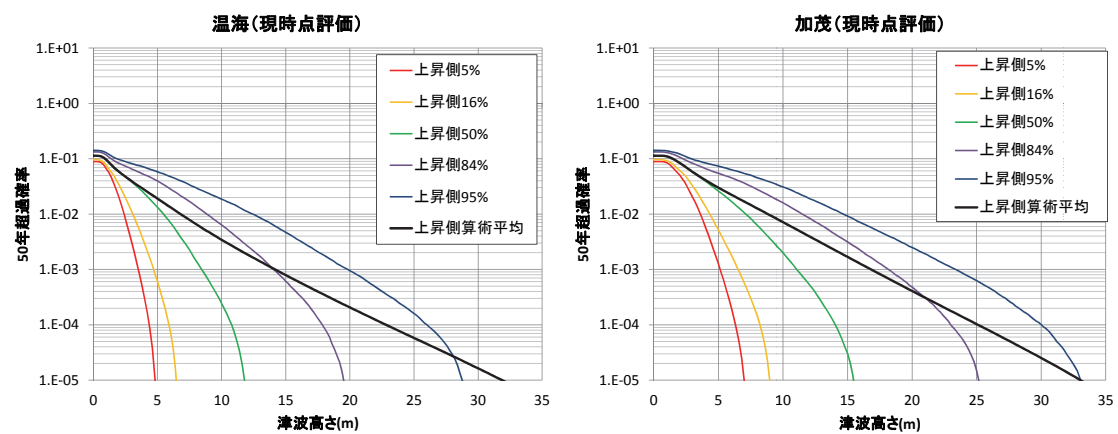


図 7.3.2-3 現時点評価の算術平均およびフラクティル曲線（縦軸：50 年超過確率）

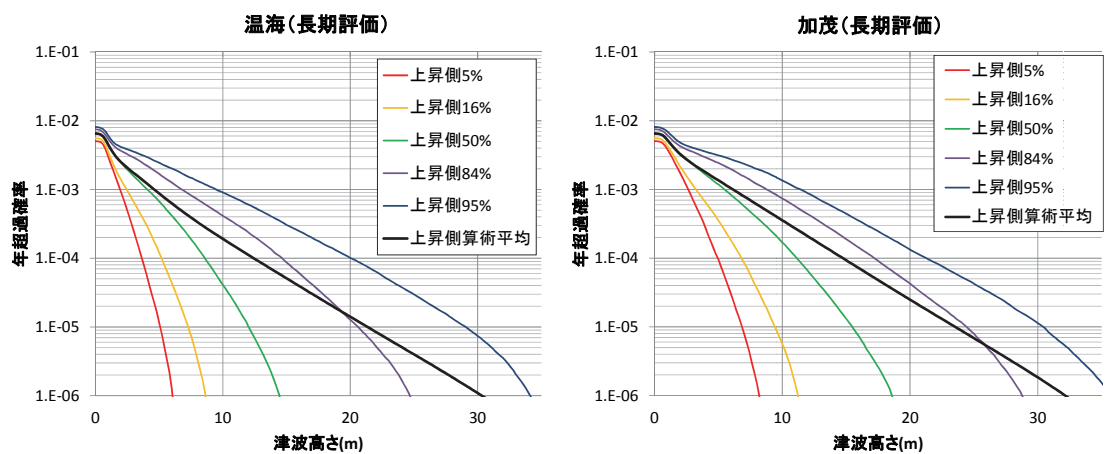


図 7.3.2-4 長期評価の算術平均およびフラクティル曲線（縦軸：年超過確率）

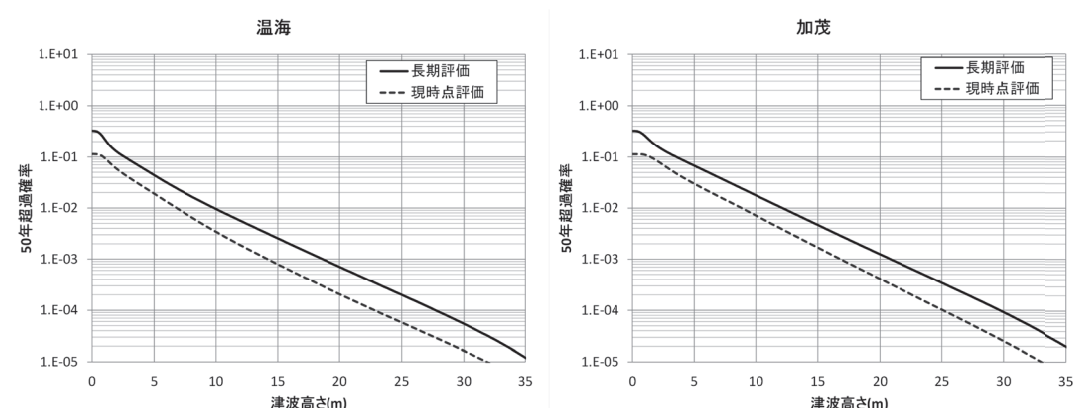


図 7.3.2-5 現時点評価と長期評価の算術平均の比較（縦軸：50 年超過確率）

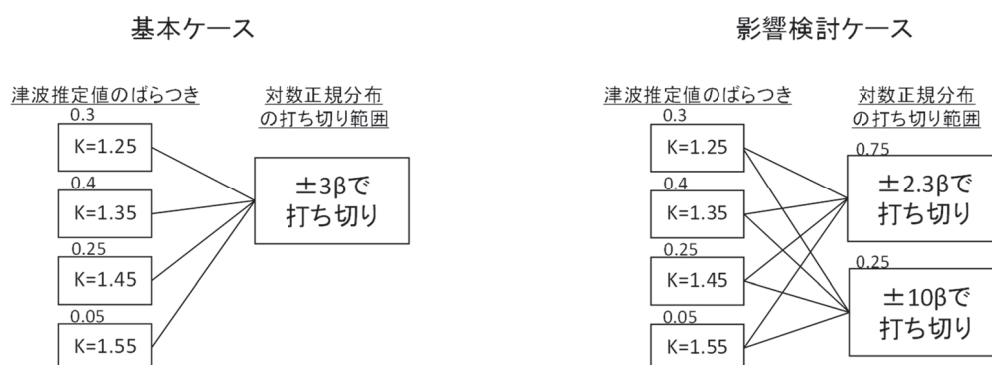


図 7.3.2-6 打ち切りに関する分岐の影響検討ケースのロジック分岐

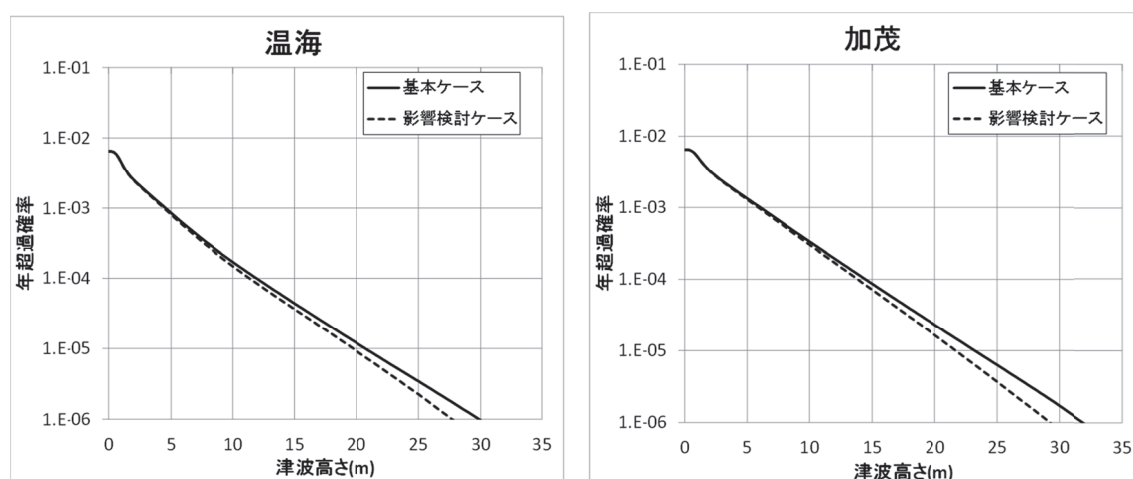


図 7.3.2-7 打ち切りに関する分岐の影響検討（算術平均，縦軸：50 年超過確率）

7.4 海域活断層

個々の海域活断層の地震発生モデル，津波高推定モデルについては，個別断層に関する情報や地震動評価との整合性を踏まえる必要があることに留意する。本書においては，新潟県中越沖地震（2007 年 7 月 16 日）の震源断層を対象波源として選定し，検討例を示す。

7.4.1 ロジックツリーの構築

(1) 対象断層

新潟県中越沖地震の震源断層である F-B 断層を対象とする。F-B 断層の位置を図 7.4.1-1 に示す。

(2) 断層モデルの設定

基本断層モデルの断層位置，断層長さ，断層幅，平均すべり量，断層上端深さ，走向，傾斜角，すべり角について表 7.4.1-1 のように設定した。

(3) 平均発生間隔

平均発生間隔は平均変位量と断層長さから算出する。ここでは仮に活動度を A 級と設定し発生間隔を算出した。

(4) スケーリング則

断層面積 S と地震モーメント M_0 のスケーリング式に基づいて設定する。入倉・三宅 (2001) のスケーリング則は，平均的な地震規模を与える式であり，平均すべり量は 4.5m で飽和するものとした（国土交通省ほか，2014）。

(5) 大すべり域の設定

走向方向に 4 つの小断層に分割した不均質モデルとし，4 つの小断層のうちの 1 つを大すべり域とする。平均すべり量を 2 倍したすべり量を大すべり域に与え，残りの小断層は背景領域とし，すべり量は平均すべり量の 2/3 倍とする。大すべり域の位置は限定できないため，4 ヶ所すべてに大すべりを設定した計算を実施する。

(6) 破壊開始点，破壊伝播速度，ライズタイム

付属編 7.3 と同様，本検討では動的破壊による影響は考慮しない。

(7) 誤差の標準偏差と打ち切り範囲

本検討で用いる誤差の標準偏差と打ち切り範囲に関する分岐は以下の内容とした。

- ・ κ の分岐については，「歴史津波の広域再現性に着目した κ 」のみを採用し，

$\kappa=1.25, 1.35, 1.45, 1.55$ の各分岐を設定した。

- ・打ち切り範囲は $\pm 3\beta$ とした。

(8) ロジックツリーと分岐の重み

以上の考えに基づき構築したロジックツリーを図 7.4.1-2 に示す。本検討では、破壊開始点、破壊伝播速度、ライズタイムを固定しているため、「パラメータ変動の影響は κ に含まれる」分岐のみを採用した。分岐の重みに関して、「パラメータ変動の影響は κ に含まれる」場合の津波推定値のばらつきに関する各分岐の重みは、土木学会(2011)における『ロジックツリーの重みのアンケート結果(平成20年度)』の「アスペリティモデルを前提とした場合」の重みの値を採用した。

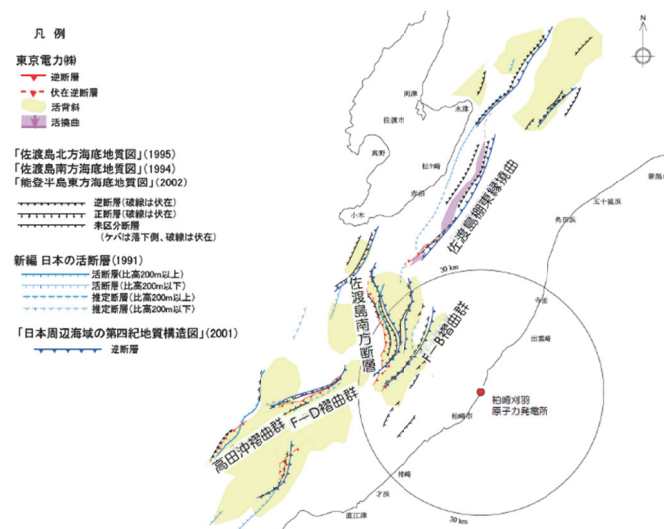
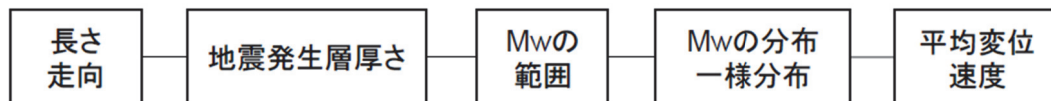
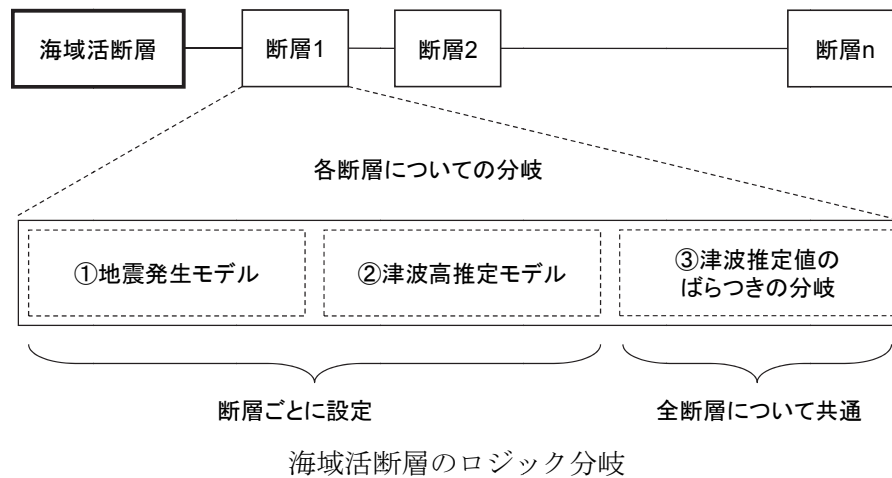


図 7.4.1-1 F-B 断層 (東京電力, 2015)

表 7.4.1-1 F-B 断層のパラメータ

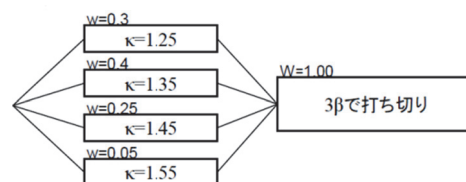
パラメータ	設定値	根拠
基準点座標	東経: 138.401 度 北緯: 37.409 度	芝(2008)
断層長さ	27km	地震本部(2008)
走向	35 度	芝(2008)
傾斜角	35 度	芝(2008)
すべり角	P 軸 110~140 度の範囲で 最も高角となる角度	過去の地震の断層モデル等の情報から、当該領域の応力軸 向きの範囲を設定
断層幅	18km	$W=2L/3$ とした
平均すべり量	0.77m	付属編 6.3 のスケーリング則を用いた
大すべり域の すべり量	1.54m	走向方向に 4 分割し、そのうちの 1 ヶ所に大すべり域を配 置。大すべり域の位置は不明であるので 4 ケース実施。
上端深さ	0km	0km を基本とした
M_w	6.5	付属編 6.3 のスケーリング則を用いた



地震発生モデル



津波高推定モデル



標準偏差と打ち切り範囲の分岐

図 7.4.1-2 海域活断層のロジック分岐の構成

7.4.2 解析結果

(1) 地震の発生確率の計算

本検討では、長期評価を実施した。本検討における長期評価における年発生頻度は、仮に活動度を A 級と考え、平均変位速度を 10m/1,000 年～1m/1,000 年と設定した。今後 50 年間の地震発生確率はほぼゼロであるため、現時点評価は実施していない。

(2) 津波高さ分布の計算

図 7.4.2-1 に確率論的津波ハザード解析用の津波計算格子と評価地点を示す。表 7.4.2-1 に確率論的津波ハザード解析用の津波計算条件を示す。

評価地点および津波計算結果の取り扱いは以下とした。

- ・計算格子は青森県から新潟県沿岸 50m 格子の陸側鉛直壁モデルを使用した。
- ・評価地点は、新潟県の寺泊および直江津の 2 地点とした。

(3) フラクタイルハザード曲線の作成

寺泊および直江津の両地点の長期評価におけるハザード曲線を図 7.4.2-2 に示す。また、長期評価の算術平均およびフラクタイル曲線を図 7.4.2-3 に示す。

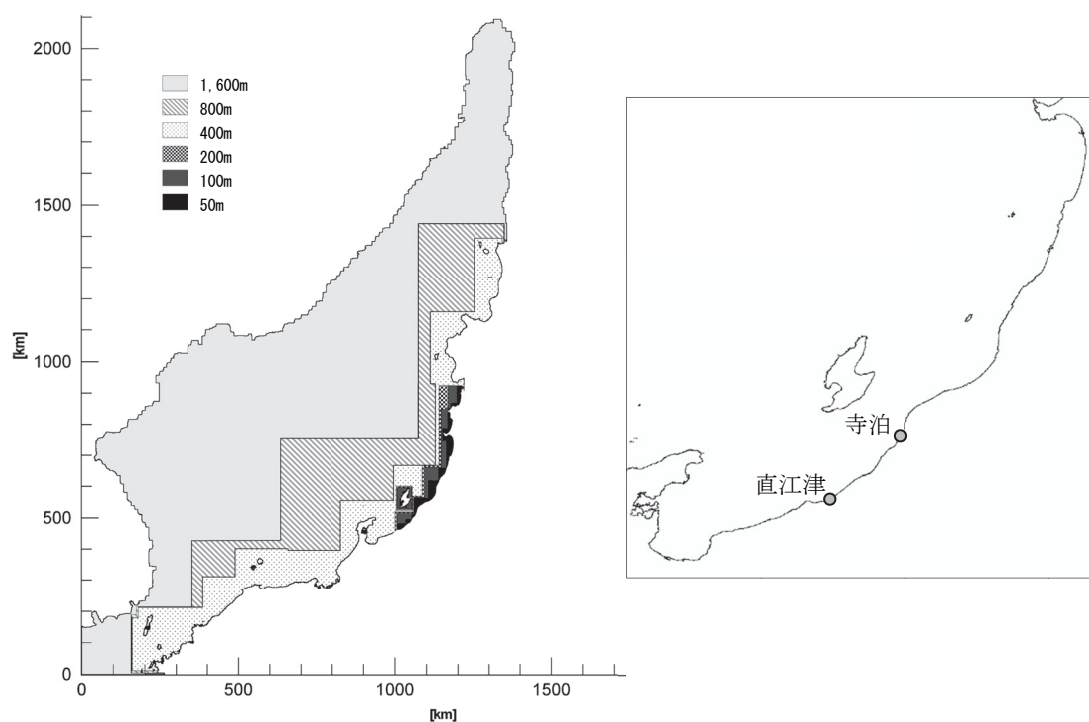


図 7.4.2-1 解析に使用した津波計算格子と評価地点

表 7.4.2-1 確率論的ハザード解析用の津波計算条件

項目	内容
解析領域	日本海全域
計算格子サイズ	沖合 1,600m→800m→400m→200m→100m→沿岸域 50m
基礎方程式	非線形長波理論
海底の初期変位量	Mansinha and Smylie(1971)の方法
境界条件	沖側：自由透過（津軽海峡，対馬海峡，宗谷海峡） 陸側：完全反射（引き波時は小谷ほか(1998)による移動境界）
越流条件	使用せず
水平渦動粘性係数	$10\text{m}^2/\text{s}$
摩擦係数	マニングの粗度係数 海域： $0.03\text{m}^{-1/3}\cdot\text{s}$
潮位条件	T. P. $\pm 0.0\text{m}$
計算時間間隔	0.5 秒
再現時間	地震発生後 3 時間

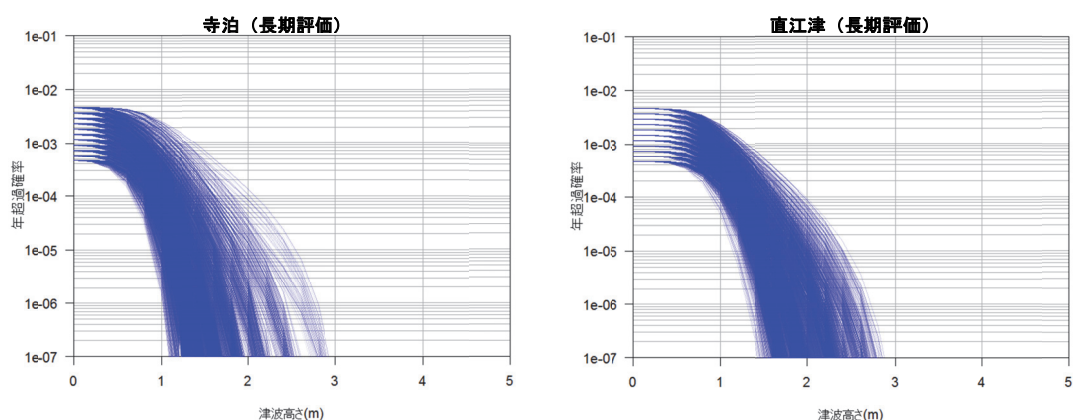


図 7.4.2-2 長期評価のハザード曲線

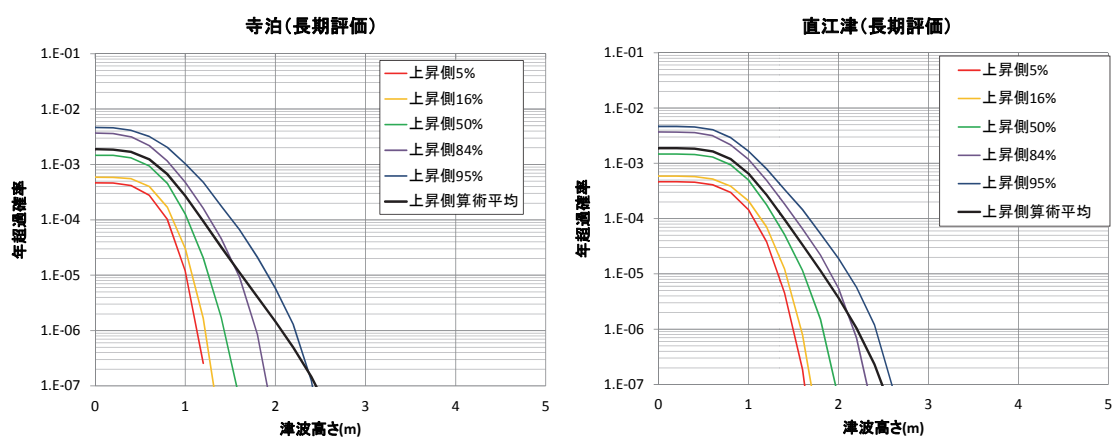


図 7.4.2-3 長期評価の算術平均およびフラクティル曲線（縦軸：年超過確率）

7.5 大地震以外の地震（背景的地震）に関する標準的モデル

大地震以外の地震（一般に場所を特定できない点震源として与えられる）についても、活動域区分および地震規模の分布形については地震動の評価等を踏まえ、サイトごとの判断に基づいて設定する。新たに設定する場合は、地震本部による地震活動域区分や地震の発生状況をもとに活動域区分を設定する。

気象庁マグニチュード M_J からモーメントマグニチュード M_w への変換が必要な場合には、以下の関係を用いる。

内陸上部地殻内地震に対する以下の変換式（松田(1975)と武村(1998)それぞれの文献における断層長さとマグニチュードに関する式を合成）は、

$$M_J = 1.25M_w - 1.45 \quad (\text{つまり } M_w = 0.8M_J + 1.16)$$

で与えられる（図 7.5-1）。

上式について、武村(1998)の内陸地震データベースを用いて誤差を以下のように評価した。内陸型地殻内地震に関し、 M_w と M_J 間の変換式として、上記変換式は誤差の小さい良好な変換式であるといえる。

まず、武村(1998)の表に与えられた地震モーメントから

$$M_w = \frac{\log M_0 - 16.1}{1.5}$$

を用いて M_w を算出した。変換式を用いて算出した M_w に対する差の平均と標準偏差を評価すると、それぞれ 0.20, 0.19 となる（表 7.5-1）。ただし、武村(1998)は、 $M_0=7.5 \times 10^{25}$ (dyne・cm) ($M_w=6.52$, $M_J=6.8$ 程度) を境にスケーリング則が変化するとしている。変曲点より地震モーメントが大きい地震を抽出した場合、差の平均と標準偏差は、それぞれ 0.035, 0.12 と極めて小さくなる。

表 7.5-1 内陸型地殻内地震の M_J と M_w の関係
(武村(1998)に加筆；表中の M を M_J と解釈)

Earthquake		M	Type	δ	L	W	D	M_0	M_w	M_w	変換式誤差	変換式誤差
(year)	(name)				(km)	(km)	(cm)	(dyne·cm)	Moより	MJから変換		($M_w > 7.5e27$ のみ)
1891	Nobi	8.0	ST	90	85	15	380	1.5E27	7.38	7.56	0.18	0.18
1927	Kita-tango	7.3	ST	64	33	19	370	4.6E26	7.04	7	-0.04	-0.04
1930	Kita-Izu	7.3	ST	90	22	12	300	2.7E26	6.89	7	0.11	0.11
1931	Nishi-Saitama	6.9	ST	80	20	10	100	6.8E25	6.49	6.68	0.19	
1934	Minami-Izu	5.5	ST	90	7	4	10	9.5E23	5.25	5.56	0.31	
1935	Shizuoka	6.4	ST	70	11	6	100	2.2E25	6.16	6.28	0.12	
1939	Oga	6.8	ST	30	16	12	200	1.7E26	6.75	6.6	-0.15	-0.15
1943	Tottori	7.2	ST	90	33	13	250	3.6E26	6.97	6.92	-0.05	-0.05
1945	Mikawa	6.8	DP	30	12	11	225	8.7E25	6.56	6.6	0.04	0.04
1948	Fukui	7.1	ST	90	30	13	200	3.3E26	6.95	6.84	-0.11	-0.11
1955	Futatsui	5.9	DP	64	15	4	20.5	4.1E24	5.68	5.88	0.2	
1961	Kita-Mino	7.0	OB	60	12	10	250	9.0E25	6.57	6.76	0.19	0.19
1962	Miyagi-Hokubu	6.5	DP	56	12	10	60	2.4E25	6.19	6.36	0.17	
1963	Wakasa-Wan	6.9	ST	68	20	8	60	3.0E25	6.25	6.68	0.43	
1967	Wakayama-Seibu	4.2	OB	68	2.5	2	1.63	2.7E22	4.22	4.52	0.3	
1968.3	Wakayama-Seibu	5.0	ST	82	8	4	1.73	1.9E23	4.79	5.16	0.37	
1968.8	Wakayama-Seibu	4.8	DP	90	6	3	1.58	9.4E22	4.58	5	0.42	
1969.3	Wakayama-Seibu	4.2	OB	90	4	8	0.22	2.4E22	4.19	4.52	0.33	
1969.7	Wakayama-Seibu	4.4	ST	68	3	3	0.71	2.1E22	4.15	4.68	0.53	
1969.9	Gifu-Chubu	6.6	ST	90	18	10	64	3.5E25	6.3	6.44	0.14	
1970.1	Wakayama-Seibu	4.3	ST	90	2	4	0.76	2.0E22	4.13	4.6	0.47	
1970.10	Akita-Nantobu	6.2	DP	46	15	11	28	1.4E25	6.03	6.12	0.09	
1970.11	Wakayama-Seibu	3.8	OB	54	4	5	0.16	1.1E22	3.96	4.2	0.24	
1974.5	Izu-Hanto-Oki	6.9	ST	80	18	8	120	5.9E25	6.45	6.68	0.23	
1974.7	Amagi	4.9	ST	90	3.5	3	9	3.2E23	4.94	5.08	0.14	
1975	Oita-Chubu	6.4	DP	70	10	20	32	2.2E25	6.16	6.28	0.12	
1976	Kawazu	5.4	ST	82	9	3.5	20	2.1E24	5.48	5.48	0	
1978	Izu-Oshima	7.0	ST	85	17	10	185	1.1E26	6.63	6.76	0.13	0.13
1980	Izu-Toho-Oki	6.7	ST	70	15	7.5	110	7.0E25	6.5	6.52	0.02	
1983	Tottori-Chubu	6.2	ST	85	5	6	50	4.5E24	5.7	6.12	0.42	
1984.5	Yamasaki-F	5.6	ST	90	3	5	8	3.2E23	4.94	5.64	0.7	
1984.10	Nagano-Seibu	6.8	ST	85	12	8	100	2.9E25	6.24	6.6	0.36	
1995	Hyogo-Nanbu	7.2	ST	86	25	15	220	2.5E26	6.87	6.92	0.05	0.05
平均											0.202	0.035
標準偏差											0.192	0.119

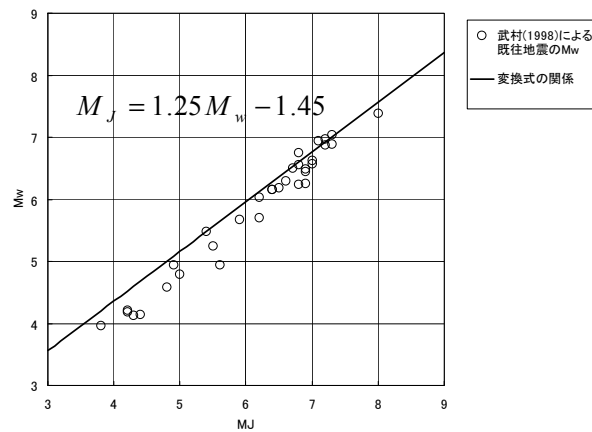


図 7.5-1 内陸上部地殻内地震の M_J と M_w の関係

津波高さ推定モデルの標準的な考え方を表 7.5-2 に示す。海域活断層と同様の考え方で設定できるが、異なるのは走向が不確定である点である。走向については、対象海域周辺の活断層の走向の統計に基づき、等水深線の方を基本として設定することができる。

表 7.5-2 大地震以外の上部地殻内地震（背景的地震）の断層パラメータ設定方針

考えられる 不確定性	基本方針	分布形	備考
断層長さ	M_w から武村 (1998) の関係 で設定	—	
断層幅	$W=2L/3$ (地震発生層 15km を上限)		
断層上縁深さ	断層面の範囲を地表～地 震発生層下端まで	一様分布	
傾斜角	45～90 度（西南日本）, 30～60 度（中越地方周辺）	切断正規 分布	活断層と同様 傾斜方向は地形から決定
すべり角	広域応力場の範囲 (一様分布)	一様分布	
走向	周辺断層に平行とし、 ばらつきを考慮 (例えば 20 度程度)	一様分布	地形に共役方向の断層は 横ずれと考えられるため、 除外してよい。
位置	地震動評価と同じ位置に 断層中心	—	

計算ケースを低減するためには、あらかじめ限定した波源位置・マグニチュードにおける断層パラメータの感度分析を実施し、パラメータが津波高さに与える影響を、回帰曲線等により模式化しておく。計算は代表的なケースについてのみ実施し、不足するケースについては、回帰曲線を用いて結果を推定する。

7.6 遠地津波

7.6.1 解析モデル

遠地津波としては、南米沖と北米カスケード沈み込み帯の津波を対象とした。遠地津波の発生領域の区分を図 7.6.1-1 と表 7.6.1-1 に示す。この中の C-3 については、図 7.6.1-2 に示すように、地震の規模と平均発生間隔について、基本的な分岐が設定されている。

津波の痕跡高に基づいて設定したマグニチュード（モーメントマグニチュード）を表 7.6.1-2 に、津波計算に用いる断層モデルを設定するための各領域の基本断層モデルを表 7.6.1-3 に示す。スケーリング則に、「L, W, D 比例」とあるのは、「L, W, D」の間に相似関係が成立するとして、与えられたモーメントマグニチュード（地震モーメント）に一致する断層モデルを基本断層モデルに基づいて設定する場合である。

平均発生間隔の分岐は、付属編第 5 章で述べたように、データに基づいて設定した。分岐設定のもとになったデータを表 7.6.1-4 に示す。推定値の信頼区間推定に用いるばらつきは基本的に 0.3 としたが、北米カスケード沈み込み帯については、発生間隔のばらつきが大きく、データ（表 7.6.1-4 の幅の中央の値）から BPT 分布の μ （平均値）は 518 年、 α は 0.70、対数正規分布の m （中央値）は 6.068（432 年）、 $\sigma_{\ln}$ は 0.70 と推定される。信頼区間の推定においては、ばらつきは 0.7 を用いた。結果はロジックツリーの中で表示し、平均発生間隔の有効数字は、四捨五入により 2 桁とした。

計算に用いる各領域のロジックツリーを図 7.6.1-3 に示す。

なお、北米カスケード沈み込み帯については、Satake et al. (2003) 等に基づく検証が現状ではできておらず、モデル化の方法も含めて今後の課題となっている（付属編 2.2.4）。

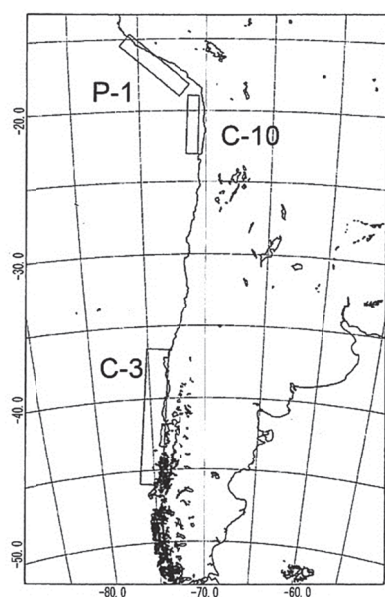


図 7.6.1-1(1) 遠地津波の領域区分（南米沖）
（土木学会，2011）

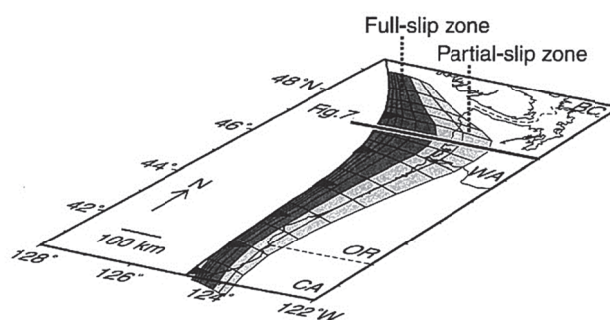


Figure 6. Three-dimensional view of the fault geometry used in the Long-Narrow model (modified from Wang et al. [2001]).

図 7.6.1-1(2) 遠地津波の領域区分（北米沖）
（Satake et al., 2003）

表 7.6.1-1 遠地津波の発生領域

波源域	名称	地震の例
南米沖 (C - 3)	南米チリ南部沖	1960 年
南米沖 (C - 10)	南米チリ北部沖	1877 年
南米沖 (P - 1)	南米ペルー沖	1868 年, 1604 年
北米沖	北米カスケード沈み込み帯	1700 年

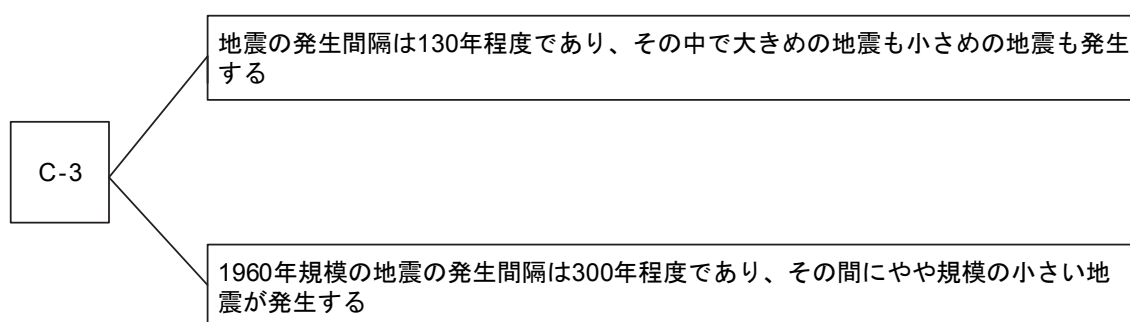


図 7.6.1-2 南米沖 (C - 3) に関する基本的な分岐

表 7.6.1-2 津波痕跡高に基づく遠地津波のマグニチュード

波源域	名称	対象津波	M _w
南米沖 (C - 3)	南米チリ南部沖	1960 年	9.5 (K & C)
		1960 年	9.3 (B & W)
		1837 年	8.8
南米沖 (C - 10)	南米チリ北部沖	1877 年	8.8
南米沖 (P - 1)	南米ペルー沖	1868 年	9.0
北米沖	北米カスケード沈み込み帯	1700 年	9.1

※ K & C は Kanamori and Cipar(1974), B & W は Barrientos and Ward(1990)に基づくモデルを用いた場合のモーメントマグニチュードであり, どちらのモデルも日本の太平洋沿岸の痕跡高を再現できる。

なお, 南米沖のそのほかのモデルは 1960 年の B&W モデルをスケーリング則で調整することにより得られたモデルである。

表 7.6.1-3 津波の痕跡高を説明できる断層モデル

対象地震とモデル	長さ L (km)	幅 W (km)	すべり量 D (m)	上縁深さ D (km)	走向 θ (度)	傾斜角 δ (度)	すべり角 λ (度)	剛性率 $\times 10^{10}$ (N/m ²)	M ₀ $\times 10^{20}$ (N・m)	M _w	スケーリング則
1960 年 K & C モデル	800	200	24	1	10	10	90	5.0	1,920	9.46	L, W, D 比例
1960 年 B & W モデル	850	180	14.6	1	7	20	105	5.0	1,117	9.30	L, W, D 比例
南米沖 (C-3) 1837 年	479	101	8.22	1	7	20	105	5.0	200	8.80	L, W, D 比例
南米沖 (C-10) 1877 年	450	95	7.74	1	2	20	105	5.0	165	8.75	L, W, D 比例
南米沖 (P-1) 1868 年	603	128	10.37	1	310	20	50.7	5.0	400	9.00	L, W, D 比例
北米沖 カスケード沈み込み帯 1700 年	1,100	74	14.0					5.0	570	9.10	L, W, D 比例

※ K & C モデルは、Kanamori and Cipar(1974), B & W モデルは、Barrientos and Ward(1990) のモデルをそれぞれ表す。B & W モデルの方が傾斜が高角で、すべり量が小さめのモデルとなっている。

表 7.6.1-4 平均発生間隔に関する基礎データ

波源域	名称	発生間隔のデータ数	地震の例
南米沖 (C - 3) (1)	南米チリ南部沖	3	1575 年 12 月 16 日 1737 年 12 月 24 日 1837 年 11 月 7 日 (M _t 9.2) 1960 年 5 月 22 日 (M _w 9.4)
南米沖 (C - 3) (2)	南米チリ南部沖	3	1960 年 5 月 22 日 (M _w 9.4) 1575 年 12 月 16 日 AD1280 - 1390 AD1020 - 1180
南米沖 (C - 10)	南米チリ北部沖	0	1877 年 5 月 9 日 (M _t 9.0)
南米沖 (P - 1)	南米ペルー沖	1	1604 年 11 月 24 日 1868 年 8 月 14 日 (M _t 9.0)
北米沖	北米カスケード沈み込み帯	6	1700 年 1 月 26 日 1300 - 900 (2000 年から前) 1350 - 1130 1700 - 1500 2800 - 2400 3320 - 2800 3500 - 3320

※ 北米カスケード沈み込み帯のデータは Clague(1997)による。

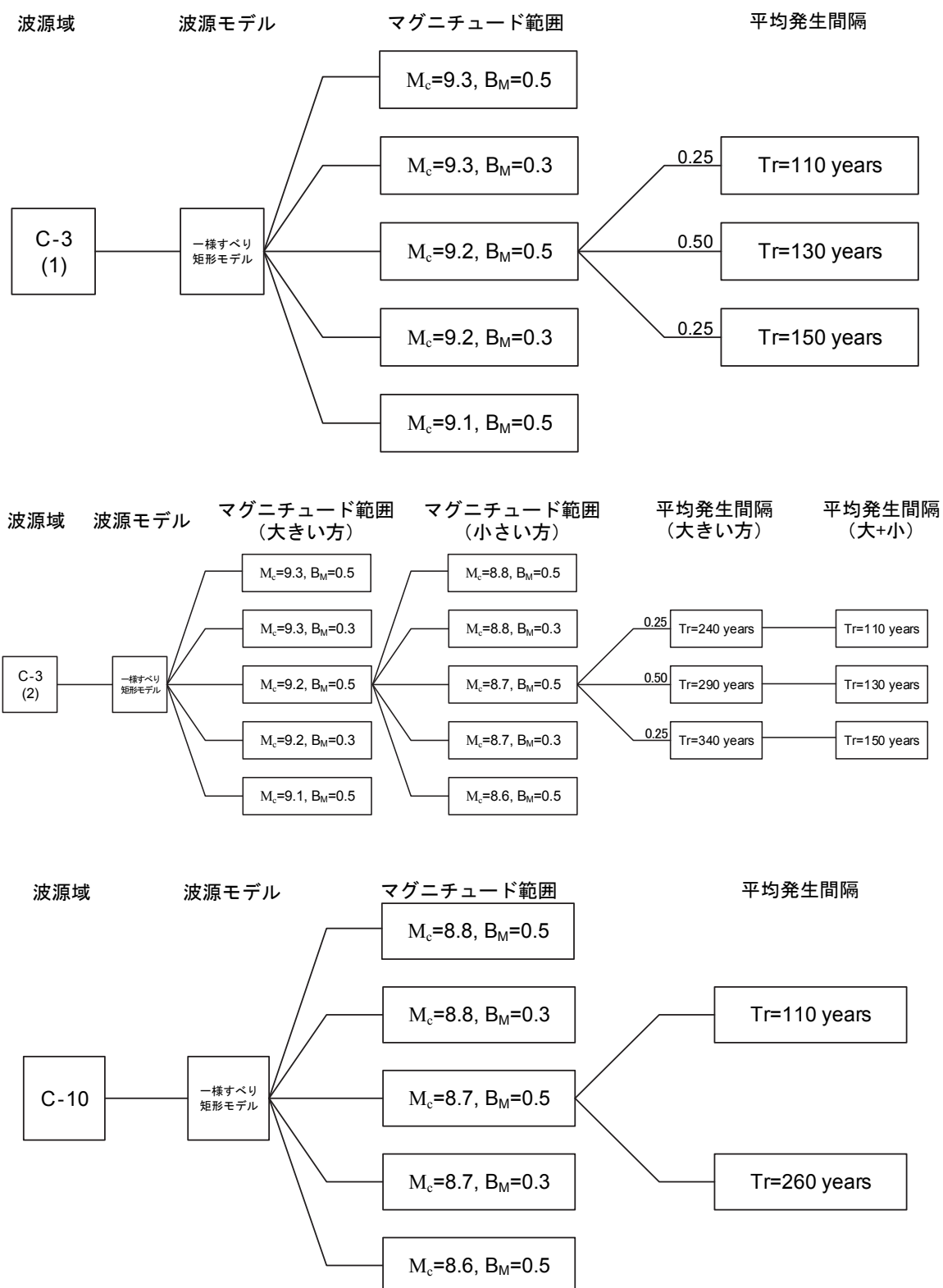


図 7.6.1-3(1) 計算に用いる各領域のロジックツリー

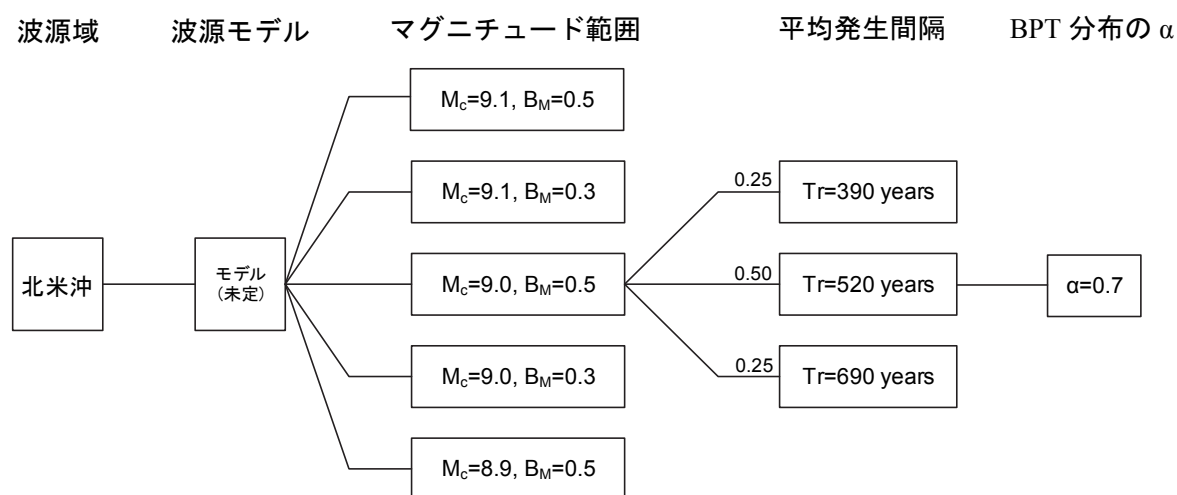
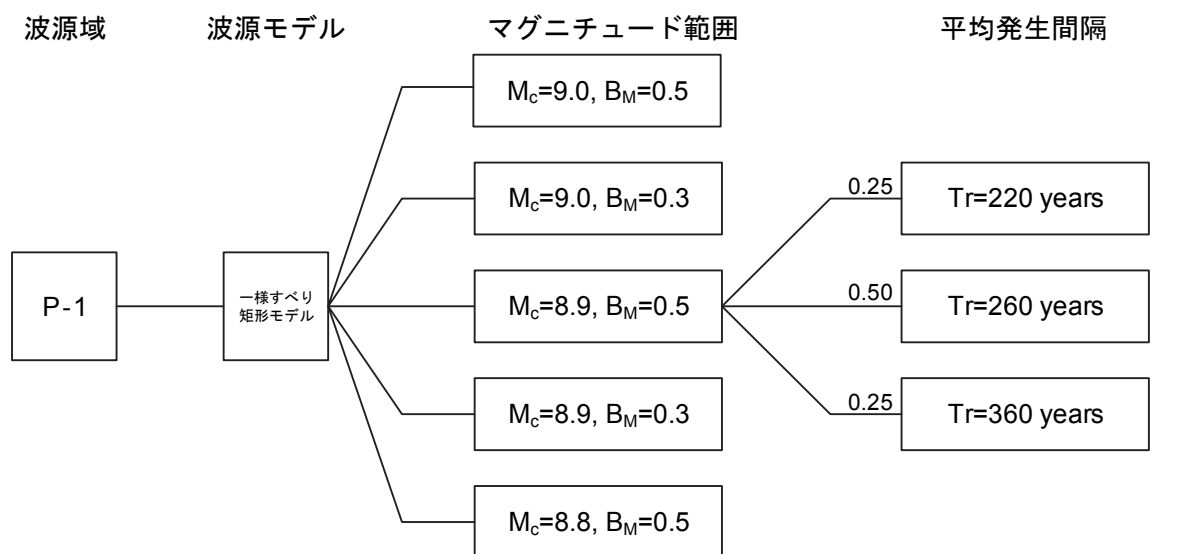


図 7.6.1-3(2) 計算に用いる各領域のロジックツリー

7.6.2 解析モデルに関する補足

羽鳥(1989)による日本で観測された遠地津波の震央分布，渡辺(1998)による日本に影響を与えた遠地津波の分布，都司ほか(1998)による日本に影響を与えた 4 つの遠地津波の痕跡高の比較を図 7.6.2-1 に示す。これらの結果から，日本で大きな津波が生じる可能性があるのは，南米沖の地震津波と北米カスケード沖の地震津波であり，それに次ぐのがカムチャッカ沖の地震津波と考えられる。

1960 年チリ沖地震津波の発生域である C-3 に関して新しい研究成果が発表されている。これまでの津波ハザード分析モデルでは，C-3 の津波の発生間隔について，Nishenko(1991)の評価(128 ± 16 年)に基づき，110 年，130 年，150 年の 3 つの分岐を設定している。また，マグニチュードについては，Kanamori and Cipar(1974)に基づくモデル（高岡ほか，2001）を用いる場合は最大 9.7 まで，Barrientos and Ward(1990)に基づくモデル（大森ほか，2002）を用いる場合は最大 9.5 までが考慮されている。

宍倉ほか(2006)は，チリ地震震源域中央付近マウジン川河口周辺の湿地におけるトレンチ掘削調査の結果から，合計 8 層の津波や地盤の沈降の痕跡を見つけている。それらの年代は以下のとおりである。

- ・イベント A：1960 年チリ地震
- ・イベント B：AD1450～1620（1575 年チリ地震）
- ・イベント C：AD1280～1390
- ・イベント D：AD1020～1180
- ・イベント F：AD430～660
- ・イベント H：BC80～AD220

以上の結果から，約 300 年間隔で，1960 年チリ地震のような巨大地震が発生したと推定されている。歴史記録にある 1737 年と 1837 年の地震の痕跡が確認されなかったのは，これら 2 つの地震が 1960 年チリ地震よりも規模が小さく，地層に痕跡を残すほどの津波や地殻変動を伴わなかったためと考えられている。同様の結果を報告している Cisternas ほか(2006)による結果を図 7.6.2-2 に示す。首藤ほか(2007)によると，日本での津波の記録については，1960 年と 1837 年の記録はあるが，1737 年と 1575 年については記録されていない。

宍倉ほか(2006)は，チリ地震震源域で見られる違った規模の地震の繰り返しについて，「通常は別々のセグメントで起こっている地震が，まれに（数百～数千年に一度）複数セグメントが連動して長大な震源域をもつ巨大地震となっている」例の 1 つと指摘している。

以上のような背景から，図 7.6.1-2 に示した基本的な分岐が C-3 に対して設定されている。

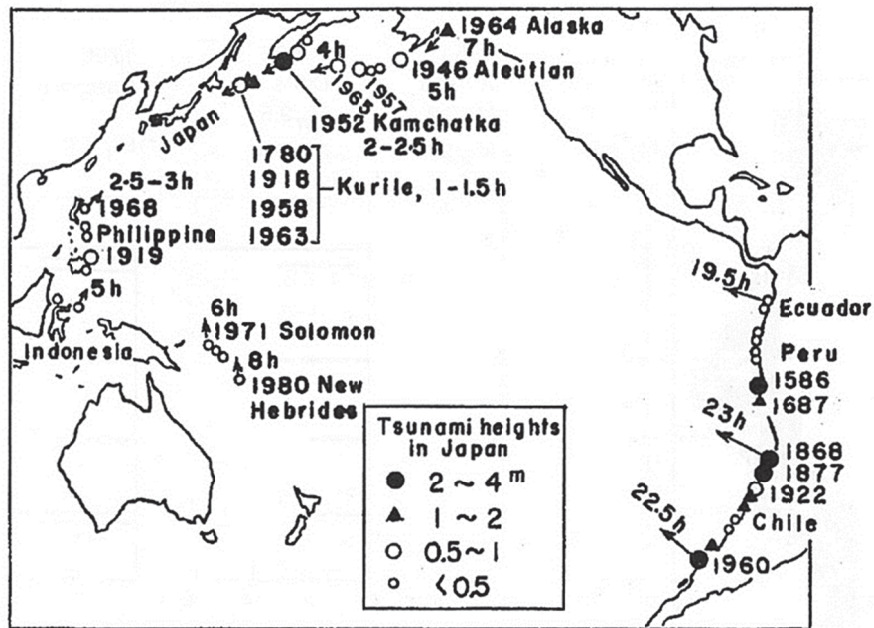
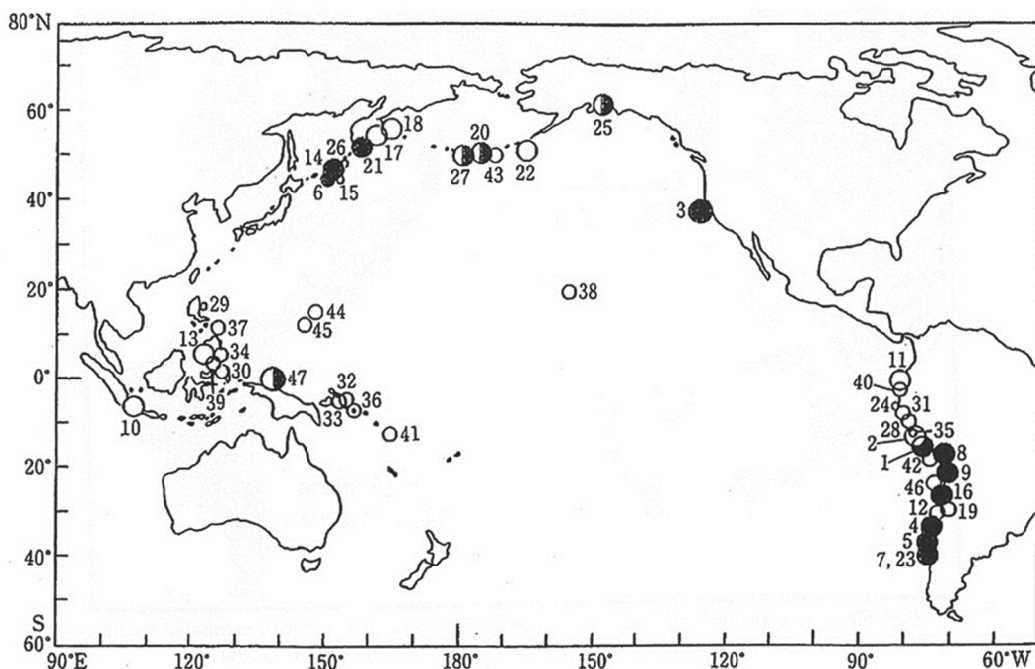


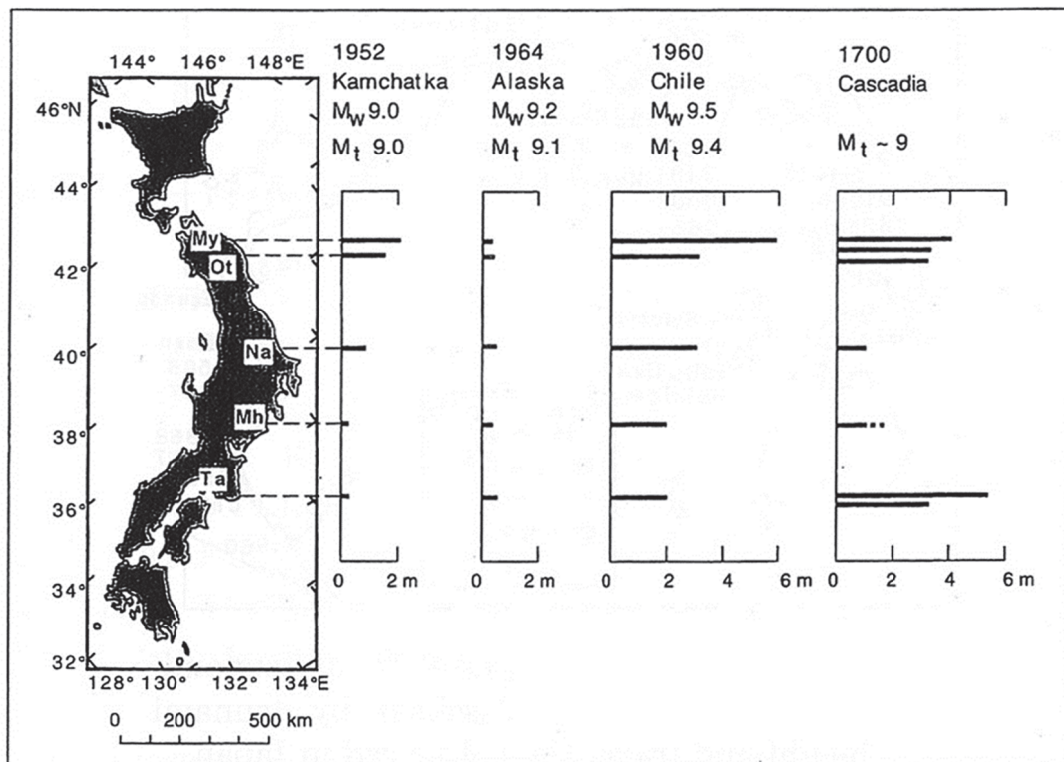
Fig. 1. Distribution of epicenters of tsunami-genic earthquakes, classified by tsunami height and travel time observed in Japan.

図 7.6.2-1(1) 日本で観測された遠地津波の震央の分布 (羽鳥, 1989)



図Ⅱ.3 外国の沿岸で発生した津波のうち、日本およびその周辺の沿岸に影響を与えた津波
丸の大きさと数字は図Ⅱ.1の説明と同じ。また、●は津波の被害、○は被害がなかったもの。

図 7.6.2-1(2) 日本に影響を与えた遠地津波の分布 (渡辺, 1998)



Possible Sources of the 1700 Tsunami in Japan

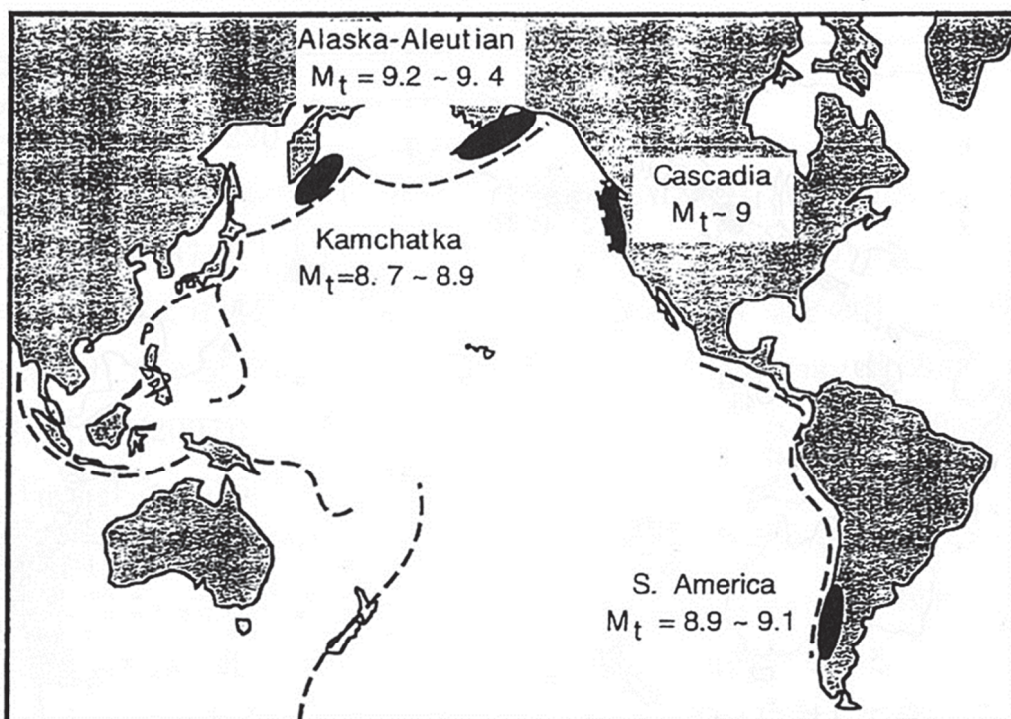


Fig. 9. Possible source regions for the 1700 tsunamis observed in Japan and estimated earthquake sizes in terms of tsunami magnitude scale, M_t . Updated from SATAKE *et al.* (1996).

図 7.6.2-1(3) 日本に影響を与えた 4 つの遠地津波の痕跡高の比較 (都司, 1998)

【付属編 第7章 参考文献】

- Barrientos, S. E. and S. N. Ward (1990) : The 1960 Chile Earthquake: inversion for slip distribution from surface deformation, *Geophysical Journal International*, Vol. 103, pp. 589-598.
- Cerjan, C., D. Kosloff, R. Kosloff and M. Reshef (1985) : A nonreflecting boundary condition for discrete acoustic and elastic wave equations, *GEOPHYSICS*, Vol. 50, No. 4, pp. 705-708.
- 中央防災会議(2003) : 東南海・南海地震等に関する専門調査会資料,
http://www.bousai.go.jp/kaigirep/chuobou/senmon/tounankai_nankaijishin/index_nankai.html (平成 28 年 8 月参照) .
- Cisternas, M., B. Atwater・鎌滝孝信・澤井祐樹・穴倉正展(2006) : 1960 年チリ地震震源域でくり返し生じた過去の巨大地震, *歴史地震*, 第 21 号, pp. 87-91.
- Clague, J. J. (1997) : Evidence for large earthquakes at Cascadia subduction zone, *Reviews of Geophysics*, Vol. 35, Issue 4, pp. 439-460.
- 土木学会原子力土木委員会(2011) : 確率論的津波ハザード解析の方法,
<http://committees.jsce.or.jp/ceofnp/node/39> (平成 28 年 8 月参照) .
- 羽鳥徳太郎(1989) : 日本沿岸における遠地津波のエネルギー分布, *地震第 2 輯*, 第 42 巻, pp. 467-473.
- 入倉孝次郎・三宅弘恵(2001) : シナリオ地震の強震動予測, *地学雑誌*, Vol. 110, No. 6, pp. 849-875.
- 地震調査研究推進本部 地震調査委員会(2003) : 日本海東縁部の地震活動の長期評価について, http://www.jishin.go.jp/main/chousa/kaikou_pdf/nihonkai.pdf (平成 28 年 8 月参照) .
- 地震調査研究推進本部 地震調査委員会(2004) : 千島海溝沿いの地震活動の長期評価 (第二版) について, http://jishin.go.jp/main/chousa/04dec_chishima2/index.htm (平成 28 年 8 月参照) .
- 地震調査研究推進本部 地震調査委員会(2008) : 平成 19 年(2007 年)新潟県中越沖地震の評価 (主に断層面に関する評価),
http://www.jishin.go.jp/main/chousa/08jan_chuetsu_oki/index.htm (平成 28 年 8 月参照) .
- 地震調査研究推進本部 地震調査委員会(2011) : 三陸沖から房総沖にかけての地震活動の長期評価 (第二版) について, http://www.jishin.go.jp/main/chousa/11nov_sanriku/ (平成 28 年 8 月参照) .

- 地震調査研究推進本部 地震調査委員会(2013)：全国地震動予測地図 2013 年版 ～全国の地震動ハザードを概観して～，
http://www.jishin.go.jp/evaluation/seismic_hazard_map/shm_report/shm_report_2013/ (平成 28 年 8 月参照)．
- Kanamori, H. and J. J. Cipar (1974) : FOCAL PROCESS OF THE GREAT CHILEAN EARTHQUAKE MAY 22, 1960, *Physics of the Earth and Planetary Interiors*, Vol. 9, pp. 128-136.
- 国土交通省・内閣府・文部科学省日本海における大規模地震に関する調査検討会(2014)：日本海における大規模地震に関する調査検討会報告書，平成 26 年 9 月．
- 小谷美佐・今村文彦・首藤伸夫(1998)：GIS を利用した津波遡上計算と被害推定法，*海岸工学論文集*，第 45 巻(1)，pp. 356-360．
- Mansinha, L. and D. E. Smylie(1971) : The displacement fields of inclined faults, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 61, No. 5, pp. 1433-1440.
- 松田時彦(1975)：活断層から発生する地震の規模と周期について，*地震第 2 輯*，第 28 巻，pp. 269-283．
- 松村正三・里村幹男・内海さや香(2008)：東海地震のアスペリティの推定（東海地域の地震活動変化と地殻変動：その 5），*地震第 2 輯*，第 60 巻，第 4 号，pp. 267-277．
- 室谷智子・島崎邦彦・額田一起(2007)：地震波形と水面測量データから見た 1946 年南海地震震源過程，*日本地震学会講演予稿集*，88p．
- Murotani, S., K. Satake and Y. Fujii (2013) : Scaling relations of seismic moment, rupture area, average slip, and asperity size for M₉ subduction-zone earthquakes, *Geophysical Research Letters*, Vol. 40, Issue 19, pp. 5070-5074.
- 内閣府南海トラフの巨大地震モデル検討会(2012a)：南海トラフの巨大地震モデル検討会（第二次報告），津波断層モデル編 ー津波断層モデルと津波高・浸水域等についてー，
http://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/model/pdf/20120829_2nd_report01.pdf (平成 28 年 8 月参照) ．
- 内閣府南海トラフの巨大地震モデル検討会(2012b)：南海トラフの巨大地震モデル検討会（第 12 回），参考資料 1 2011 年東北地方太平洋沖地震の津波断層モデルについて，平成 24 年 3 月 1 日．
http://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/model/12/pdf/sub_1.pdf (平成 28 年 8 月参照)．
- 中嶋健(2003)：タービダイトから推定される日本海東縁佐渡海嶺の地震発生ポテンシャル，*地球惑星科学関連学会 2003 年合同大会予稿集*，J027-004．
- Nishenko, S. P. (1991) : Circum-Pacific seismic potential: 1989-1999, *Pure and Applied Geophysics*, Vol. 135, No. 2, pp. 169-259.

- 大森政則・柳沢賢・増田崇治・安中正・高尾誠(2002)：東北日本を対象とした 1960 年チリ地震津波の数値解析，土木学会第 57 回年次学術講演会，Ⅱ，pp.25-26.
- Satake, K., K. Wang and B. F. Atwater(2003)：Fault slip and seismic moment of the 1700 Cascadia earthquake inferred from Japanese tsunami descriptions, *Journal of Geophysical Research*, Vol.108, No.B11, ESE 7-1-7-17.
- 芝良昭(2008)：2007 年新潟県中越沖地震の震源過程の解明と広帯域強震動評価，電力中央研究所報告，研究報告：N08007.
- 穴倉正展・鎌滝孝信・澤井祐紀・C. Marco・B. F. Atwater(2006)：およそ 300 年間隔でくり返し起こるチリ海溝沿いの巨大地震，日本地球惑星科学連合 2006 年大会予稿集，S208-005.
- 首藤伸夫・今村文彦・越村俊一・佐竹健治・松富英夫(2007)：津波の事典，朝倉書店，350p.
- Somerville, P., K. Irikura, R. Graves, S. Sawada, D. Wald, N. Abrahamson, Y. Iwasaki, T. Kagawa, N. Smith and A. Kowada(1999)：Characterizing Crustal Earthquake Slip Models for the Prediction of Strong Ground Motion, *Seismological Research Letters*, Vol. 70, No. 1, pp. 59-80.
- 杉野英治・是永眞理子・坂上正治・蛭澤勝三(2011)：南海トラフの地震発生の連動性を考慮した確率論的津波ハザード評価，土木学会論文集 B2 (海岸工学)，Vol. 67, No. 2, I_306-I_310.
- 杉野英治・岩渕洋子・橋本紀彦・松末和之・蛭澤勝三・亀田弘行・今村文彦(2014)：プレート間地震による津波の特性化波源モデルの提案，日本地震工学会論文集，第 14 巻，第 5 号，pp. 1-18.
- 高岡一章・伴一彦・山木滋(2001)：数値シミュレーションによる遠地津波予報の可能性—1960 年チリ地震津波の例—，津波工学研究報告，第 18 号，pp. 113-130.
- 武村雅之(1998)：日本列島における地殻内地震動のスケーリング則—地震断層の影響および地震被害との関連—，地震第 2 輯，第 51 巻，pp. 211-228.
- Tanioka, Y. and K. Satake(2001)：Coseismic slip distribution of the 1946 Nankai earthquake and aseismic slips caused by the earthquake, *Earth Planets Space*, 53, pp. 235-241.
- 谷岡勇市郎・馬場俊孝(2004)：津波波形インバージョンによる 1944 年東南海地震のすべり量分布再解析，月刊地球，Vol. 26, No. 11, pp. 755-758.
- 東京電力株式会社(2015)：「2007 年新潟県中越沖地震の震源像と震源特性について（平成 27 年 4 月 3 日）」，
http://www.tepco.co.jp/solution/power_equipment/nuclear_power/pdf/nuclear_power_150403_03.pdf（平成 28 年 8 月参照）.
- 都司嘉宣・上田一枝・佐竹健治(1998)：日本で記録された 1700 年 1 月（元禄 12 年 12 月）北米巨大地震による津波，地震第 2 輯，第 51 巻，pp. 1-17.

宇佐美龍夫編(1996)：新編日本被害地震総覧，434p.

山中佳子(2006)：再考－1944 年東南海地震－，日本地震学会講演予稿集，12p.

渡辺偉夫(1998)：日本被害津波総覧 [第 2 版]，東京大学出版会，238p.

第8章 波力評価，砂移動計算，漂流物衝突力に関する検討

8.1 波力評価式の詳細

8.1.1 海中構造物に作用する津波波力の評価式

(1) 直立型の海中構造物に作用する津波波力評価式

「防波堤の耐津波設計ガイドライン」(国土交通省，2013)では，東日本大震災の経験も踏まえて，混成堤の直立部の安定性照査に用いる津波波力が分類されている(本編 6.5 を参照)。これまで提案されている直立型の海中構造物に作用する津波波力の評価式を以下に示す。

1) ソリトン分裂が発生する場合

波長の長い津波先端部が短周期の複数の波に分裂(ソリトン分裂)しながら段波形状になった波状段波が発生する場合は，衝撃段波波力が大きくなる。これに対応した津波波力の評価式としては，池野ほか(2005)の評価式(修正谷本式)がある。

なお，国土交通省(2013)では，ソリトン分裂を考慮する条件は，入射津波高さが水深の30%以上(構造物からの反射波を含んだ数値シミュレーション等による津波高さが水深の60%以上)で，かつ海底勾配が1/100以下程度の遠浅である場合とされている。また，安田ほか(2006)は，ソリトン分裂が発達するためには十分な伝播距離が必要であるとしている。これらの知見のほか，ソリトン分裂を計算できる解析モデル(一次元解析等)を用いて発生の有無を確認する方法もある。

・背面の水位が押し波時に基準面より下がらない場合

$$\eta^* = 3.0a_I$$

$$p_1 = 3.0\rho_0ga_I$$

$$p_M = p_1$$

ここに， η^* ：静水面上の波圧作用高さ， a_I ：入射津波の静水面上の高さ(振幅)， ρ_0g ：海水の単位体積重量， p_1 ：静水面における波圧強度， p_M ：直立壁前面下端における揚圧力である。

・背面の水位が押し波時に基準面より下がる場合

$$\eta^* = 3.0a_I$$

$$p_1 = 3.0\rho_0ga_I$$

$$p_2 = \rho_0g\eta_B$$

$$p_M = p_1$$

$$p_L = p_2$$

ここに、 η^* ：静水面上の波圧作用高さ、 a_I ：入射津波の静水面上の高さ（振幅，入射津波の静水面上の高さ a_I は数値シミュレーション等による津波高さの 1/2 とする）， $\rho_0 g$ ：海水の単位体積重量， p_1 ：静水面における波圧強度， p_2 ：直立壁外面における負圧， p_M ：直立壁前面下端における揚圧力， p_L ：直立壁背面下端における揚圧力である。

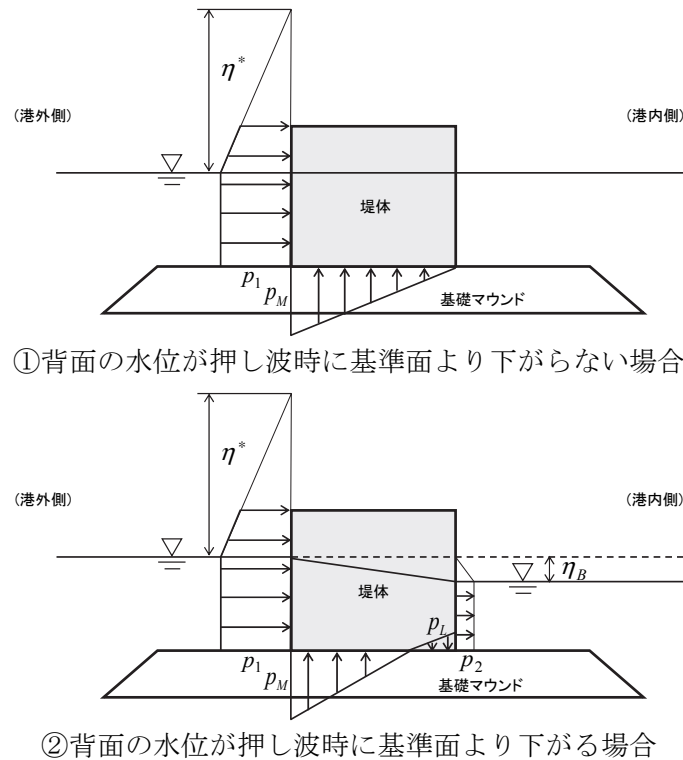


図 8.1.1-1 池野ほか(2005)の評価式（修正谷本式）の考え方

2) ソリトン分裂が発生しない場合でかつ越流が発生しない場合

水位変動が緩やかであれば静水圧近似が可能であると考えられる。ただし，ソリトン分裂が発生しない場合でも，浅水変形により発達した波が作用する場合や分裂波が砕波した後に作用する場合には，波力を考慮する。この際，越流が発生しない条件に対しては，「港湾の施設の技術上の基準・同解説」（日本港湾協会，2007）に示されている谷本ほか(1984)の評価式(谷本式)が適用される。

・背面の水位が押し波時に基準面より下がらない場合

$$\eta^* = 3.0a_I$$

$$p_1 = 2.2\rho_0 g a_I$$

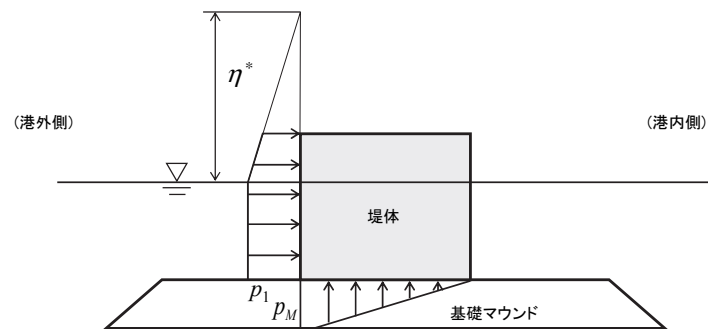
$$p_M = p_1$$

ここに、 η^* ：静水面上の波圧作用高さ、 a_I ：入射津波の静水面上の高さ（振幅，入射津波の静水面上の高さ a_I は数値シミュレーション等による津波高さの 1/2 とする）， $\rho_0 g$ ：海水の単位体積重量， p_1 ：静水面における波圧強度， p_M ：直立壁前面下端における揚圧力， p_L ：直立壁背面下端における揚圧力である。

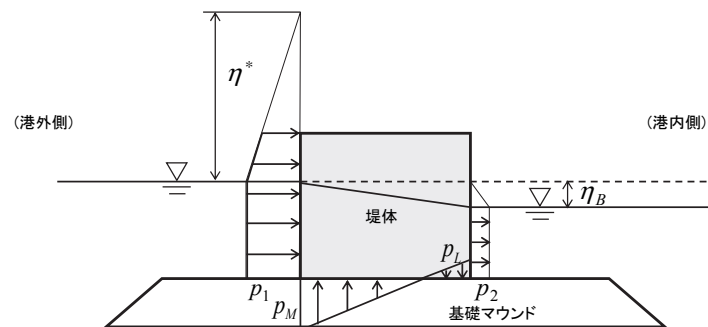
・背面の水位が押し波時に基準面より下がる場合

$$\begin{aligned}\eta^* &= 3.0a_I \\ p_1 &= 2.2\rho_0 g a_I \\ p_2 &= \rho_0 g \eta_B \\ p_M &= p_1 \\ p_L &= p_2\end{aligned}$$

ここに、 η^* ：静水面上の波圧作用高さ、 a_I ：入射津波の静水面上の高さ（振幅，入射津波の静水面上の高さ a_I は数値シミュレーション等による津波高さの 1/2 とする）， $\rho_0 g$ ：海水の単位体積重量， p_1 ：静水面における波圧強度， p_2 ：直立壁外面における負圧， p_M ：直立壁前面下端における揚圧力， p_L ：直立壁背面下端における揚圧力である。



①背面の水位が押し波時に基準面より下がらない場合



②背面の水位が押し波時に基準面より下がる場合

図 8.1.1-2 谷本ほか(1984)の評価式(谷本式)の考え方

ソリトン分裂が発生しない場合で、かつ越流が発生する場合には、「防波堤の耐津波設計ガイドライン」(国土交通省, 2013)に示されている対象構造物の前面と背面に作用する静水圧差(最大水位差)を補正した評価式を適用する。

$$p_1 = a_f \rho_0 g (\eta_f + h')$$

$$p_2 = \frac{\eta_f - h_c}{\eta_f + h'} p_1$$

$$p_3 = a_r \rho_0 g (\eta_r + h')$$

(2) 傾斜型の海中構造物に作用する津波波力評価式

- ・ 段波波圧，衝撃段波波圧：入射津波が構造物に衝突する瞬間に発生する。衝撃段波波圧は構造物前面の勾配に大きく関係し，勾配が直立壁およびそれに近い場合に発生する確率が高い。
- ・ 遡上波圧：入射津波の衝突後，連続的な到達に伴い，著しい水位上昇が生じる際に

発生する。

- ・重複衝突波圧，衝撃重複衝突波圧：反射津波と入射津波の衝突により瞬間的に発生する。遡上波圧との差の波高による無次元値 $\Delta p/\rho gH$ が 2.0 以上となる場合に，衝撃重複衝突波圧という。
- ・越流波圧，衝撃越流波圧：傾斜型構造物を越流した津波によって発生する。天端流速や裏面勾配角度が大きい場合には，越流波圧が増加し衝撃性が大きくなる。

上記の分類ごとに，これまで提案されている傾斜型の海中構造物に作用する津波波力の評価式を以下に示す。

1) 段波波圧・衝撃段波波圧(福井ほか，1962；水谷・今村，2000；水谷・今村，2002)

$$p_d(z) = p_{dm} \left(1 - 1.4 \frac{z}{R} \right) \quad \left(\frac{z}{R} \geq 0 \right) \quad ; \text{静水面上 (福井ほか, 1962)}$$

$$p_d(z) = p_{dm} \left(1 - \frac{z}{R} \right)^3 \quad \left(\frac{z}{R} \geq 0 \right) \quad ; \text{静水面上 (水谷・今村, 2000)}$$

$$p_d(z) = p_{dm} \left(1 + \frac{z}{2R} \right) \quad \left(\frac{z}{R} \leq 0 \right) \quad ; \text{静水面下 (上記の両文献)}$$

ここに， p_d ：動波圧分布， R ：遡上高， z ：静水面上向き正の座標である。また， p_{dm} は段波波圧もしくは衝撃段波波圧であり，波速 c を用いて次式で計算する。

$$p_{dm} = 0.12 \frac{wc^4}{g^2 H} \quad ; \text{段波波圧 (水谷・今村, 2000)}$$

$$p_{dm} = 0.25 \frac{wc^4}{g^2 H} \quad ; \text{衝撃段波波圧 (水谷・今村, 2002)}$$

$$c = \sqrt{\frac{g(H+h)(H+2h)}{2(H+h-\eta \cdot H)}}$$

ここに， w ：水の単位体積重量， h ：水深， η ：抵抗係数（福井ほか，1962）， H ：入射波高である。また，衝撃段波波圧の発生条件は，構造物の前面の傾斜勾配角度 θ_1 を用いて次式で示される。

$$\frac{c^2}{gH} \leq -0.6 \cot \theta_1 + 3.45$$

2) 遡上波圧（水谷・今村，2000）

$$p_{sm} = 0.14(2 + \cos \theta_1) \cdot p_{dm} \frac{c^2}{gH} \quad (0 < \cos \theta_1 < 0.71)$$

$$p_{sm} = 0.38 p_{dm} \frac{c^2}{gH} \quad (0.71 < \cos \theta_1)$$

ここに、 p_{sm} ：最大持続波圧、 p_{dm} ：段波波圧、 θ_1 ：構造物の前面の傾斜勾配角度、 c ：段波の波速、 H ：入射波高である。また、持続波圧分布 p_s は次式で表される。

$$p_s(z) = p_{sm} \left(1 - 2.5 \frac{z}{R} \right) \quad \left(\frac{z}{R} \geq 0 \right) ; \text{静水面上}$$

$$p_s(z) = p_{sm} \left(1 + \frac{z}{3R} \right) \quad \left(\frac{z}{R} \leq 0 \right) ; \text{静水面下}$$

ここに、 R ：遡上高、 z ：静水面上向き正の座標である

3) 重複衝突波圧（水谷・今村，2000）

- ・構造物の前面の傾斜勾配角度 θ_1 が比較的急な場合

$$p_{im} = 0.5(p_{dm} + p_{sm}) \quad (h \cot \theta_1 \leq 0.15\text{m})$$

ここに、 p_{im} ：最大重複衝突波圧、 p_{sm} ：最大持続波圧、 p_{dm} ：段波波圧、 h ：水深である。また、衝突波圧分布 p_i は次式で表される。

$$p_i(z) = p_{im} \left(0.9 - 3 \frac{z}{R} \right) \quad \left(\frac{z}{R} \geq 0 \right) ; \text{静水面上}$$

$$p_i(z) = 0.9 p_{im} \quad \left(\frac{z}{R} \leq 0 \right) ; \text{静水面下}$$

ここに、 R ：遡上高、 z ：静水面上向き正の座標である。

- ・構造物の傾斜勾配角度 θ_1 が 45 度以下でかつ静水深が大きい場合

$$p_{im} = 0.5(p_{dm} + p_{sm}) + 2200 \quad (0.15\text{m} > h \cot \theta_1)$$

ここに、 p_{im} ：最大重複衝突波圧、 p_{sm} ：最大持続波圧、 p_{dm} ：段波波圧、 h ：水深である。また、重複衝突波圧分布 p_i は次式で表される。

$$p_i(z) = p_{im} \left(2 - 10 \frac{z}{R} \right) \quad \left(\frac{z}{R} \geq 0.1 \right) ; \text{静水面上}$$

$$p_i(z) = p_{im} \left(0.35 + 6.5 \frac{z}{R} \right) \quad \left(0 \leq \frac{z}{R} \leq 0.1 \right) ; \text{静水面直上}$$

$$p_i(z) = 0.35 p_{im} \quad \left(\frac{z}{R} \leq 0 \right) ; \text{静水面下}$$

ここに、 R ：遡上高、 z ：静水面上向き正の座標である。

4) 越流波圧・衝撃越流波圧（水谷・今村，2002）

$$\frac{p_{om}}{\rho g H_{d2}} = 2\sqrt{2} \frac{V_m \sin \theta_2}{\sqrt{g H_{d2}}} \quad ; \text{越流波圧}$$

$$\frac{p_{om}}{\rho g H_{d2}} = \left(2\sqrt{2} \frac{V_m \sin \theta_2}{\sqrt{g H_{d2}}} \right)^4 \quad ; \text{ 衝撃越流波圧}$$

ここに、 p_{om} ：最大越流波圧、 H_{d2} ：裏面高、 V_m ：天端最大流速、 θ_2 ：裏面勾配角度である。また、最大越流波圧 p_{om} は次式で表される。

$$p_{om} = A \rho V_m \sqrt{2g H_{d2}} \sin \theta_2$$

ここに、 A ：実験により決定される係数、 ρ ：水の密度である。また、衝撃越流波圧の発生条件は次式のとおりである。

$$2\sqrt{2} \frac{V_m \sin \theta_2}{\sqrt{g H_{d2}}} \geq 1$$

8.1.2 陸上構造物に作用する津波波力の評価式

陸上構造物に作用する津波波力の評価式としては、評価対象の構造物を取り除いた津波遡上計算によって得られる構造物の影響を受けない水理量を用いる評価式と、対象の構造物を考慮した津波遡上計算によって得られる構造物の影響を受けた水理量を用いる評価式に分類できる。これまで提案されている陸上構造物に作用する津波波力の評価式をこの分類ごとに以下に示す。

(1) 構造物が無い状態の水理量に基づく評価式

1) 最大浸水深を用いる評価式

対象構造物が無い状態の水理量に基づく評価式としては、津波波圧を進行波の最大浸水深の3倍に相当する静水圧とする評価式（朝倉ほか，2000）が広く一般的に用いられており、津波避難ビルのガイドライン（内閣府，2005）にも引用されている。

$$p_{\max}(z) = \rho g (\alpha h_{i\max} - z)$$

ここで、 z は地表面からの高さ、 ρ は流体の密度、 g は重力加速度、 $h_{i\max}$ は構造物がない状態の進行波の最大浸水深である。 α は水深係数であり、最大浸水深と最大流速を用いて計算したフルード数が1.5以上で $\alpha=3.0$ 程度、フルード数が1.0近くでは $\alpha=1.0$ （静水圧）程度であるが、全データを包絡できる値として $\alpha=3.0$ が提案されている。

国土技術政策総合研究所(2012)は現地データのフルード数を用いて整理した結果に基づき、海岸線からの距離や遮蔽物の有無によって朝倉ほか(2000)の水深係数の低減を表8.1.2-1のように提案している。

一方、榊山(2012)および石田ほか(2014)は、水理実験結果および解析結果から、フルード数が1.5程度を超えるときには水深係数 α が3を超えることがあることを確認しており、フルード数に応じて水深係数 α を適切に設定することが望ましい。

表 8.1.2-1 朝倉ほか(2000)の算定式の水深係数（国土交通省，2012）

① 堤防や前面の建築物等による軽減効果が見込まれない場合	$\alpha=3.0$
② 堤防や前面の建築物等による軽減効果が見込まれる場合	$\alpha=2.0$
③ ②のうち、海岸等からの距離が500m以上離れている場合	$\alpha=1.5$

また、池野ほか(2006)は、ソリトン分裂波を模擬した水理実験結果から、遡上水深が小さくなると、越流水塊が陸上構造物衝突時により高く跳ね上がり、水深係数 α が相対的に大きくなるとして、次式を提案している。

- ・津波本体の波圧 P_1

$$P_1(z)/(\rho g \eta_{\max}) = -z/\eta_{\max} + \alpha$$

- ・ソリトン分裂波卓越部の波圧 P_2

$$P_2(z)/(\rho g \eta_{\max}) = K_1(-Z/(K_2 \eta_{\max}) + \alpha)$$

- ・作用波圧 P

$$P(z) = \max(P_1(z), P_2(z))$$

$$\alpha = 1.35/(\eta_{\max}/h) + 1.5 \quad ; 0.3 \leq \eta_{\max}/h \leq 0.9$$

$$K_1 = 1.8, \quad K_2 = 1.35/\alpha$$

ここに、 z ：地表面からの高さ、 ρ ：流体の密度、 g ：重力加速度、 $\eta_{\max}$ ：構造物位置での進行波水位最大振幅、 α ：水深係数、 h ：護岸前面の水深であり、津波本体の波圧を P_1 で算定し、ソリトン分裂波が作用する場合には、 P_1 と P_2 の差分を付加することとなる。

内閣府(2005)では、津波が構造物を越流する場合には、朝倉ほか(2000)に基づく三角形分布の波圧のうち、建築物が存在する高さまでの台形分布が作用するとしている。これに対して、消防庁(2009)では、水理模型実験と CADMAS-SURF による検討に基づき、底面に作用する波圧を、浸水深と防油堤高の比率に応じて低減させる式を提案している。

$$P_{\max} = (1 + \alpha_d) \rho g \eta_{\max}$$

$$\alpha_d = \begin{cases} -0.692(h_c/\eta_{\max})^2 + 2.352(h_c/\eta_{\max}) & (h_c/\eta_{\max} \leq 1.7) \\ 2.0 & (h_c/\eta_{\max} > 1.7) \end{cases}$$

ここに、 h_c ：防油堤高さ、 $\eta_{\max}$ ：進行波の最大浸水深、 α_d ：動圧係数である。

2) 最大浸水深と流速を用いる評価式

- ・静水压型の評価式

Asakura et al. (2002)は、断面二次元構造物と三次元構造物に対する実験のデータを対象に整理を行い、朝倉ほか(2000)における倍率 α をフルード数の関数とすることで、流速の影響を考慮している。

$$\alpha = 1.2F_r + 1.0$$

ここに、フルード数 F_r は、最大浸水深 $\eta_{\max}$ とその発生時刻の流速 u_η を用いて次式で計算される。

$$F_r = u_\eta / \sqrt{g \eta_{\max}}$$

榊山(2012)は、断面二次元構造物を対象とした数値計算に基づき、朝倉ほか(2000)の倍率 α をフルード数の関数として整理している。フルード数 Fr は Asakura et al. (2002)と同じ定義である。

$$\alpha = 1.4F_r + 1.0$$

・抗力型の評価式

大森ほか(2000)は修正モリソン式に基づき波力を時系列で評価している。

$$F_H = \frac{1}{2} \rho C_D u |u| B \eta + \rho C_M \dot{u} B L \eta + \frac{1}{2} \rho C_S (\theta) u |u| B \eta + \rho g B L \eta \frac{d\eta}{dx}$$

ここに、 C_D : 抗力係数(=2.05), C_M : 慣性力係数(=2.19), C_S : 衝撃力係数(=3.6tan θ , θ : 波面の角度), u : 津波進行波の水平流速, $\dot{u}$: 津波進行波の水平加速度, η : 津波進行波による浸水深, B : 構造物の幅, L : 構造物の長さである。なお、右辺第1項は抗力, 右辺第2項は慣性力, 右辺第3項は衝撃力, 右辺第4項は動水勾配力の項である。

・タンクを対象とした評価式

消防庁(2009)は、屋外貯蔵タンクを対象に、防油堤は存在するもののタンクが無い状態における最大浸水深・最大流速を用いて津波波力を算定する方法を提案している。

水平波力 F_{dH}

$$F_{dH} = \frac{1}{2} \int_{-\pi}^{\pi} \rho g [h_x^{\max}(\theta)]^2 R \cos \theta d\theta$$

$$h_x^{\max}(\theta) = \alpha \eta_{\max} \sum_{m=0}^3 p_m \cos m\theta$$

$$p_0 = 0.680, \quad p_1 = 0.340, \quad p_2 = 0.015, \quad p_3 = -0.035$$

ここに、 α : 水平波力に係る浸水深係数(既往の検討では1.8)は、タンクを置かない状態の最大浸水深と最大流速から求めたフルード数に応じて次式の値を用いる。

$$\alpha = \begin{cases} 1.8 & (F_r \geq 1.3) \\ 2.0F_r - 0.8 & (1.3 \geq F_r \geq 0.9) \\ 1.0 & (0.9 \geq F_r) \end{cases}$$

鉛直波力 F_{tV}

$$F_{tV} = 2 \int_0^{\pi} \rho g h_v^{\max}(\theta) R^2 \cos^2 \theta d\theta$$

$$h_v^{\max}(\theta) = \beta \eta_{\max} \sum_{m=0}^3 q_m \cos m\theta$$

$$q_0 = 0.720, \quad q_1 = 0.308, \quad q_2 = 0.014, \quad q_3 = -0.042$$

ここに、 β : 鉛直波力に係る浸水深係数は、タンクを置かない状態の最大浸水深と最大流速から求めたフルード数に応じて次式の値を用いる。

$$\beta = \begin{cases} 1.2 & (F_r \geq 1.3) \\ 0.5F_r + 0.55 & (1.3 \geq F_r \geq 0.9) \\ 1.0 & (0.9 \geq F_r) \end{cases}$$

(2) 構造物がある状態の水理量に基づく評価式

1) 構造物前面の浸水深を用いる評価式

飯塚・松富(2000)は構造物前面浸水深を用いた評価式を提案している。

$$F_D = \frac{1}{2} \rho C_D u^2 A = \frac{1}{2} \rho C_D u^2 h_f B = 0.61 \gamma_w C_D h_f^2 B$$

ここに、 C_D ：抗力係数、 u ：陸上での流速、 A ：構造物浸水面積、 h_f ：前面浸水深、 B ：構造物の幅、 γ_w ：流体の単位体積重量である。

2) 構造物前面の浸水深と流速を用いる評価式

有光ほか(2012)は、構造物前面の浸水深および流速を用いて波圧鉛直分布の時系列を求めるための次式を提案している。

$$p(z, t) = \rho g \{h_f(t) - z\} + \rho u_f(t)^2$$

ここに、 ρ ：流体密度、 g ：重力加速度、 z ：作用位置、 t ：時間である。

上式は構造物が存在する場合の前面浸水深 h_f に応じた静水圧分布に加えて、運動量保存則に基づき水平方向流速 u_f に応じた圧力が構造物に作用するとしたものである。

3) 構造物から津波水深の 5 倍程度沖側における浸水深さと流速を用いる評価式

木原ほか(2012)および高畠ほか(2013)は、流入水深の 0.5～5 倍に相当する幅を有する構造物を対象とし、構造物から流入津波水深の 5 倍程度沖側の浸水深および流速を用いる次式を提案している。

$$F = \frac{1}{2} \rho g \left(h_{in} + \frac{u_{in}^2}{2g} \right)^2 W, \quad p = \rho g \left(h_{in} + \frac{u_{in}^2}{2g} - z \right)$$

ここに、 h_{in} および u_{in} ：対象とする構造物から代表的な流入津波水深の 5 倍程度上流側へ離れた地点での浸水深および流速、 W ：構造物の幅である。

(3) 波力算定に用いる水理量について

(1) および (2) では、陸上構造物に作用する津波波力の評価式を構造物が無い状態の水理量と構造物がある状態の水理量を用いる場合に分けて示した。このほか、用いる水理量としては、浸水深のみが用いられる場合と浸水深と流速の両方が用いられる場合に分類できる。

朝倉ほか(2000)，内閣府(2005)および国土交通省(2012)の評価式で用いられる最大浸水深は，陸側からの反射の影響を含まない進行波の最大浸水深である。また，飯塚・松富(2000)の評価式は，構造物前面の浸水深を用いる。

Asakura et al. (2002)および榊山(2012)の評価式は，進行波の最大浸水深に加えて，最大浸水深とその発生時刻の流速から求められるフルード数を用いる。消防庁(2009)も最大浸水深とフルード数を用いるが，フルード数の計算には発生時刻が異なる最大浸水深と最大流速を用いる。

大森ほか(2000)，有光ほか(2012)，木原ほか(2012)および高畠ほか(2013)の評価式は，浸水深と流速の時系列を用いる。

(4) 波圧の分類について

有川ほか(2005)は，直立壁に作用する津波波圧を時系列的に図 8.1.2-1 のように分類している。大森ほか(2000)および有光ほか(2012)の評価式は，衝撃津波波圧を陽に考慮しており，動波圧と重複波圧の両方を算定することが可能である。一方で，飯塚・松富(2000)，木原ほか(2012)および高畠ほか(2013)の評価式は，重複波圧のみを対象としている。朝倉ほか(2000)，内閣府(2005)，国土交通省(2012)，消防庁(2009)，Asakura et al. (2002)および榊山(2012)の評価式は，発生要因にかかわらず最大波力および波圧を整理しており，提案式は衝撃津波波圧および最大重複波圧の両方を包含している。

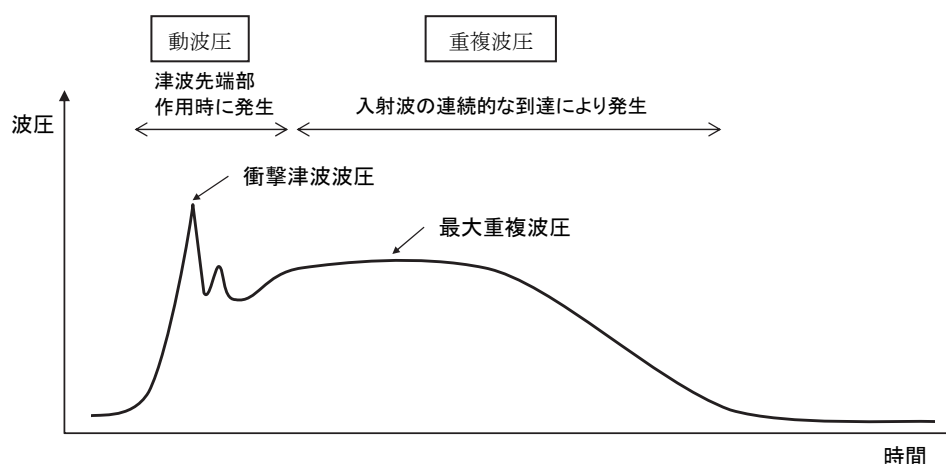


図 8.1.2-1 津波波圧の分類（有川ほか，2005）

(5) 対象構造物の形状について

構造物の形状は，建屋のように構造物の側方を通して背後へ津波が流入する三次元構造物と，防潮壁のように幅方向に一様で，越流を除いて背後への津波の流入がない二次元構造物に分類できる。

朝倉ほか(2000), 榊山(2012)および高島ほか(2013)の評価式は, 側方からの津波の回り込みが生じない二次元構造物を対象としている。消防庁(2009)の防油堤への作用波力評価式についても鉛直二次元計算により検討がなされている。内閣府(2005)および国土交通省(2012)の評価式の対象は三次元構造物である。大森ほか(2000)および飯塚・松富(2000)の評価式では三次元構造物を対象としており, 消防庁(2009)の屋外貯蔵タンクへの作用波力評価式も三次元構造物が対象である。木原ほか(2012)は, 流入水深の0.5~5倍に相当する幅を有する三次元構造物を対象としている。Asakura et al. (2002)および有光ほか(2012)は, 二次元構造物と三次元構造物の両方を対象としている。

8.1.3 波力評価式の妥当性確認

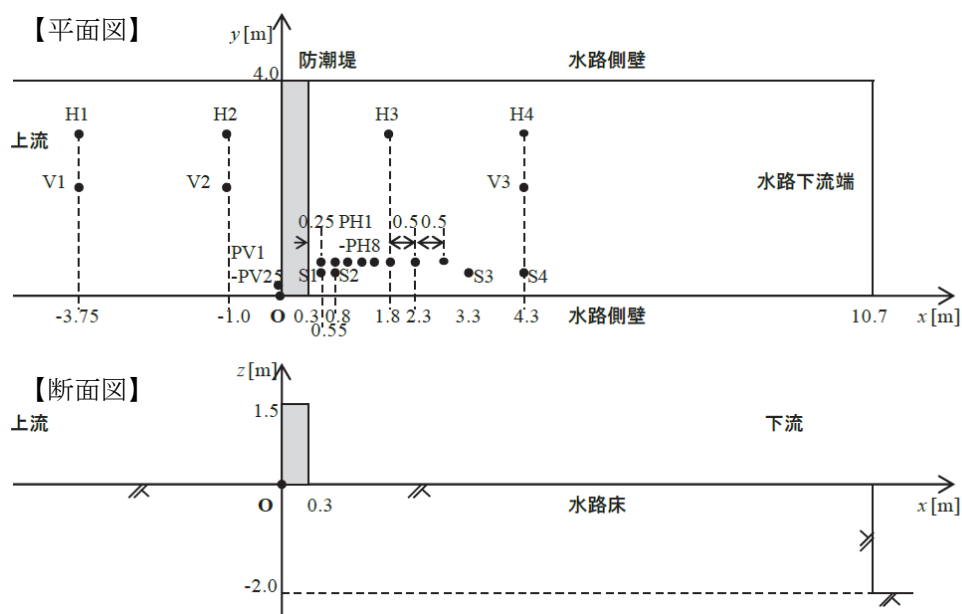
8.1.3.1 検討概要

木原ほか(2015)による津波・氾濫流水路の実験結果を用いて，陸上構造物に作用する津波波力の評価式の適用性を検討した。本検討では，防潮堤（二次元構造物）および直方体（三次元構造物）に作用する津波波力を対象とした。また，平面二次元モデルによる数値計算結果を用いた津波波力の検討も行った。

8.1.3.2 防潮堤（二次元構造物）に作用する津波波力

(1) 実験概要

防潮堤（二次元構造物）に作用する波力評価試験の実験装置を，図 8.1.3－1 に示す。水路の高さは 2.5m，幅は 4m である。水路の上流側に設置されている流量調整バルブと射流制御ゲート，下流側に設置されている常流制御可動堰を連動させることにより，水路内に津波を発生させている。



H1, H2, H3, H4 : 超音波変位センサによる浸水深計測点

V1, V3 : ADV による流速計測点 (0.125s 間隔の計測)

V2 : Aquadopp profiler (ADCP) による流速計測点 (鉛直方向 10cm ピッチ, 2.0s 間隔の計測)

PV1～PV25 : 圧力センサによる防潮堤上流側面での圧力計測点

図 8.1.3－1 防潮堤（二次元構造物）に作用する波力評価試験の実験装置
(木原ほか(2015)を一部改変)

実験では、水路中央部付近に幅 4.0m、高さ 1.5m の防潮堤模型を設置し、防潮堤の上流側での浸水深と流速が異なる 7 種類 (case1~case7) の波形に対して、浸水深、流速、圧力の計測が行われている。図 8.1.3-2 に、防潮堤上流側の浸水深、流速、フルード数の時刻歴波形を示す。

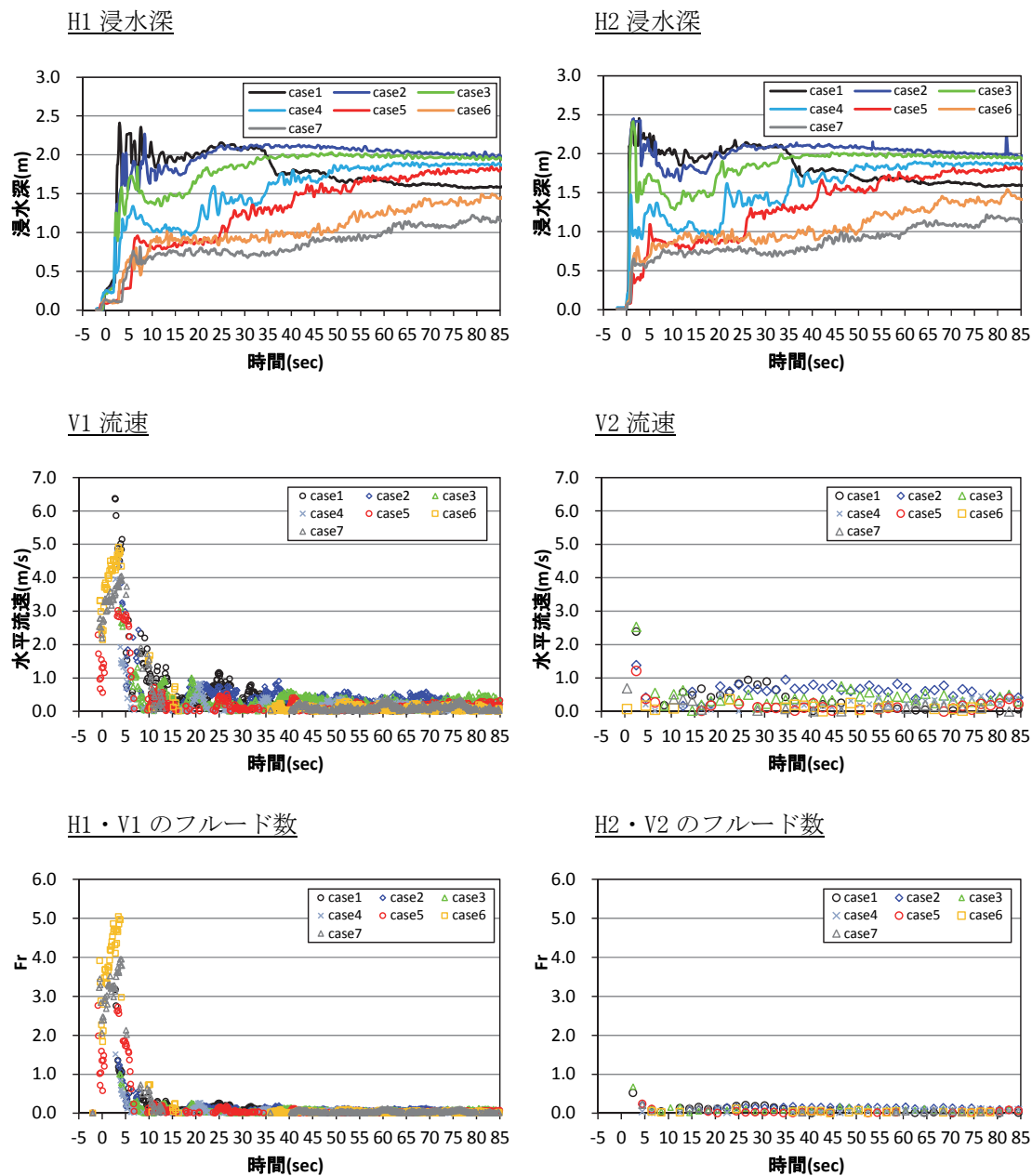


図 8.1.3-2 防潮堤上流側の浸水深・流速の時刻歴波形

(2) 波力の算定方法

実験結果との比較に用いた波力評価式を以下に示す（波力評価式の詳細は**付属編 8.1.2** 参照）。波力算定に用いる実験の浸水深，流速は，計測地点の中から最も適切な位置のデータを選んだ。

1) 構造物がない状態の水理量を用いる波力評価式

- ・朝倉ほか(2000)の波力評価式（水深係数 $\alpha = 3.0$ ）

朝倉ほか(2000)の波力評価式は，時間的な概念がなく，構造物がない状態（進行波）の最大浸水深を用いて各高さの最大波圧を算定するものである。実験では進行波の最大浸水深が計測されていないため，波力の算定には，**表 8.1.3-1** に示すように，完全反射の条件を仮定して，構造物がある状態の H2 地点の最大浸水深を 0.5 倍して用いた。

表 8.1.3-1 完全反射の条件を仮定して得られる進行波の最大浸水深

単位：m

項 目	case1	case2	case3	case4	case5	case6	case7
H2 地点の最大浸水深	2.45	2.45	2.42	1.90	1.84	1.54	1.22
進行波の最大浸水深	1.23	1.22	1.21	0.95	0.92	0.77	0.61

なお，進行波の最大浸水深等を用いる波力評価式としては，朝倉ほか(2000)のほか，Asakura et al. (2002)，榊山(2012)の評価式等があるが，進行波のフルード数が必要となる。本実験では，進行波のフルード数を算出するための流速データがないため，これらの算定式と実験結果の比較はしていない。

2) 構造物がある状態の水理量を用いる波力評価式

- ・有光ほか(2012)の波力評価式

有光ほか(2012)の波力評価式は，構造物前面の水理量を用いて波圧鉛直分布の時系列を求めるものである。波力の算定には，H2 および V2 地点における浸水深および流速の実験結果を用いた。

- ・高畠ほか(2013)の波力評価式

高畠ほか(2013)の波力評価式は，構造物から浸水深の 5 倍程度（進行波の場合 2.5 倍程度）上流側へ離れた地点の水理量を用いて波圧鉛直分布の時系列を求めることができるが，津波先端部等の動圧の影響が強く表れる場合は適用範囲外である。波力の算定には，H1 および V1 地点における浸水深および流速の実験結果を用いた。

(3) 波力算定結果

1) 構造物がない状態の水理量を用いる波力評価式

図 8.1.3-3 は、実験による各波圧計の最大波圧と朝倉ほか(2000)の評価式による最大波圧を比較したものである。いずれのケースも、朝倉ほか(2000)の評価式による最大波圧は実験結果の約 1.5 倍となり、実験結果を十分に包絡する結果が得られた。

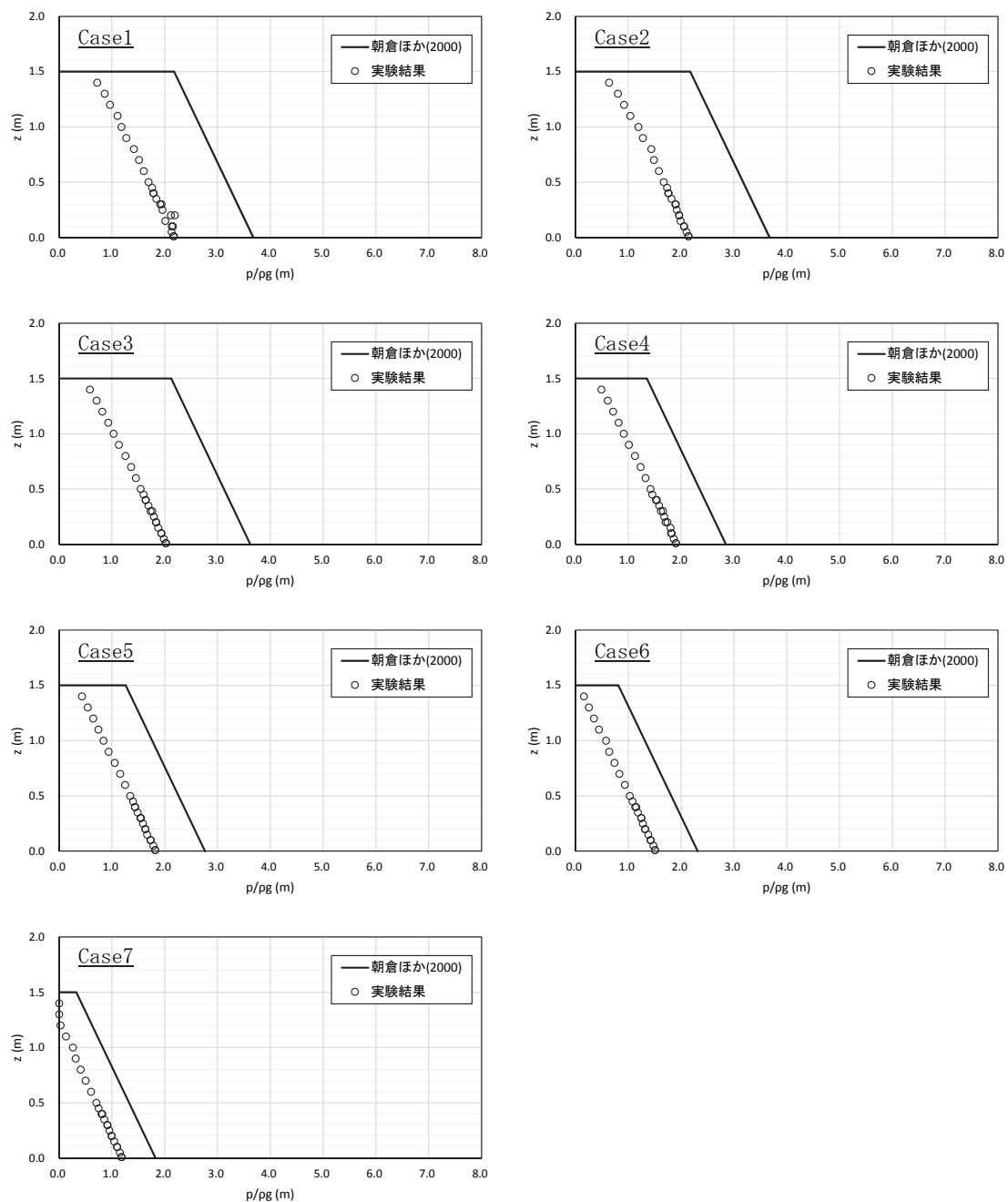


図 8.1.3-3 防潮堤に作用する最大波圧の比較

2) 構造物がある状態の水理量を用いる波力評価式

図 8.1.3-4 に、防潮堤に作用する波力時系列の実験結果と波力評価式による算定結果を示す。また、表 8.1.3-2 および表 8.1.3-3 に、 $t < 10\text{s}$ を非定常状態、 $t \geq 10\text{s}$ を準定常状態とみなして算定した状態別の最大波力を示す。

これらの比較結果から得られた各波力評価式の特徴を、以下に示す。

- ・ 準定常状態 ($t \geq 10\text{s}$) では、有光ほか(2012)および高畠ほか(2013)の評価式による波力は実験結果とほぼ一致する。
- ・ 動圧が強く見られる非定常状態 ($t < 10\text{s}$) において、有光ほか(2012)の評価式による波力は実験結果と概ね一致する。
- ・ 高畠ほか(2013)の算定式は準定常時に適用するものであり、動圧が強く見られる非定常状態 ($t < 10\text{s}$) において、ケースによっては実験結果を大きく上回る波力が得られている。

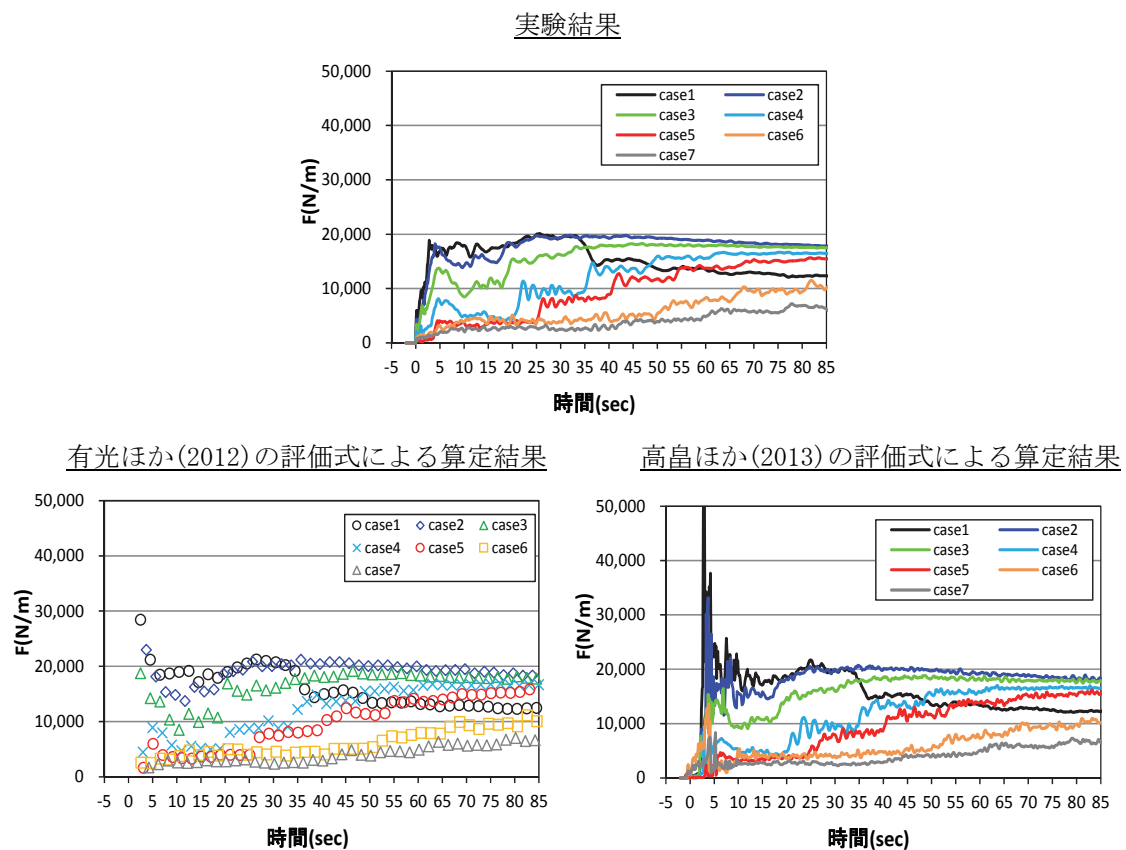


図 8.1.3-4 防潮堤に作用する波力時系列の比較

表 8.1.3-2 防潮堤に作用する最大波力の比較（非定常状態， $t < 10s$ ）

単位：kN/m

	case1	case2	case3	case4	case5	case6	case7
実験結果	18.8	18.2	13.8	8.1	4.1	4.6	3.0
有光ほか(2012)の評価式	28.4	23.0	18.8	8.9	6.0	3.8	2.9
高島ほか(2013)の評価式	53.1	33.2	16.4	8.4	4.6	13.6	8.3

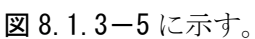
表 8.1.3-3 防潮堤に作用する最大波力の比較（準定常状態， $t \geq 10s$ ）

単位：kN/m

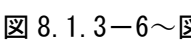
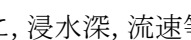
	case1	case2	case3	case4	case5	case6	case7
実験結果	20.1	19.8	18.3	16.7	15.7	11.5	7.2
有光ほか(2012)の評価式	22.7	21.2	19.0	17.1	16.3	11.0	7.3
高島ほか(2013)の評価式	21.2	21.2	19.2	16.9	15.8	11.1	7.1

8.1.3.3 直方体（三次元構造物）に作用する津波波力

(1) 実験概要

直方体（三次元構造物）に作用する波力評価試験の実験装置を，に示す。
 付属編 8.1.3.2 の実験と同様に，水路の上流側の流量調整バルブと射流制御ゲート，
 下流側の常流制御可動堰を連動させることにより，水路内に津波を発生させている。

実験では，水路中央部付近に幅 1.0m×1.0m，高さ 2.0m の直方体模型を設置し，防潮堤の上流側での浸水深と流速が異なる 3 タイプの流れに対して，直方体模型の傾きを変化させて，浸水深，流速，圧力が計測されている。また，直方体模型を設置しない（進行波）ケースの浸水深，流速も計測されている。

～に，浸水深，流速等の時刻歴波形の実験結果を示す。なお，V1，V2 位置で計測された流速のうち，直方体模型および下流端可動堰からの反射波が計測位置に到達してから 5s～10s 程度は鉛直平均流速になっていないため，以下に示す時間帯の流速に留意する必要がある。

鉛直平均流速になっていない時間帯

・直方体模型を設置しない場合

type1： $t = 18s \sim 24s$

type2： $t = 20s \sim 25s$

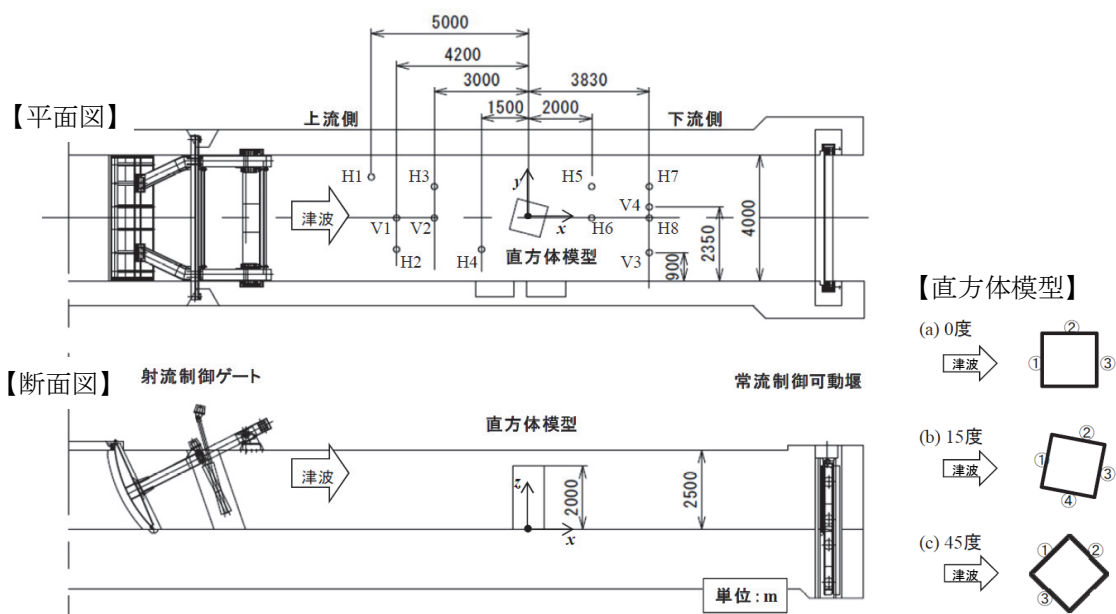
type3： $t = 23s \sim 30s$

・直方体模型を設置する場合

type1： $t = 11s \sim 16s$

type2： $t = 15s \sim 20s$

type3： $t = 10s \sim 20s$



H1～H8 : 超音波変位センサによる浸水深計測点

V1 : ADV による流速計測点(水路床から 9.5cm の高さ, 0.125s 間隔で計測)

V2, V3, V4 : ADCP による流速計測点(水路床面から 10cm の層ごとに鉛直分布を 2.0s 間隔で計測)

圧力 : 圧力計側面の左端, 中心, 右端の鉛直線上に, それぞれ 6 点, 18 点, 6 点の圧力センサを設置して計測

図 8.1.3-5 直方体（三次元構造物）に作用する波力評価試験の実験装置
(木原ほか(2015)を一部改変)

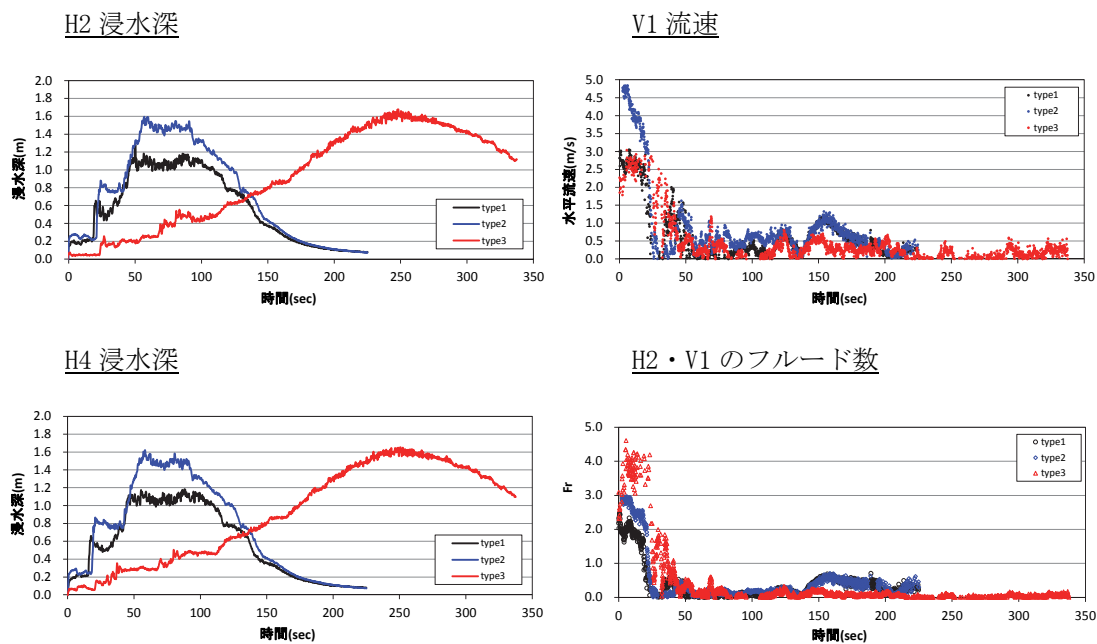


図 8.1.3-6 直方体模型を設置しないケースの浸水深・流速・フルード数の時刻歴波形
(type1～type3 の流れ)

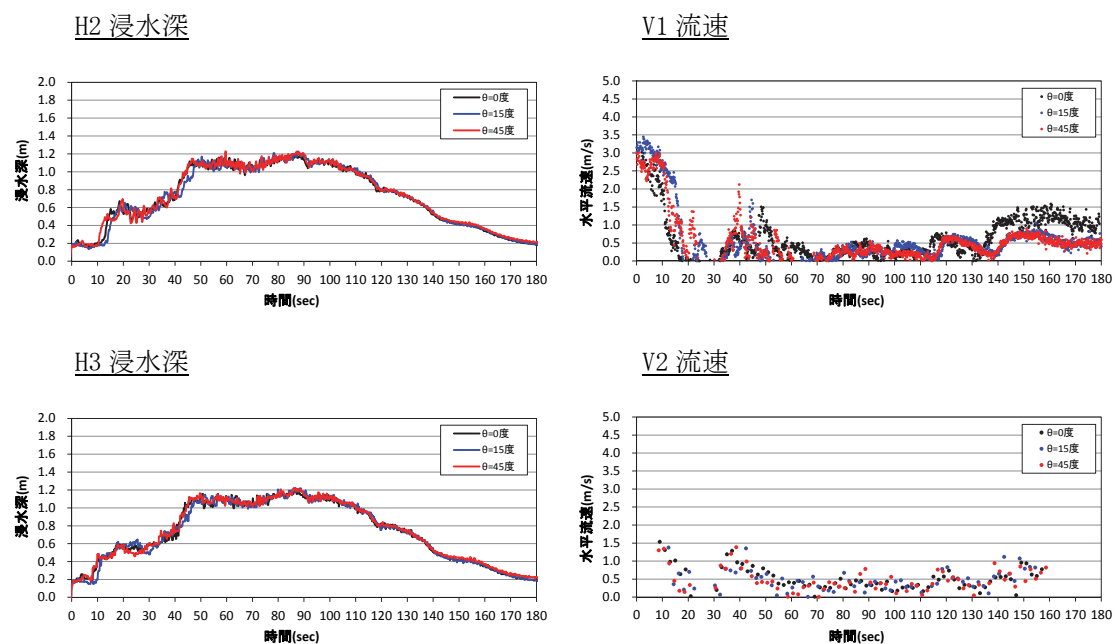


図 8.1.3-7 直方体模型を設置するケースの浸水深・流速の時刻歴波形（type1 の流れ）

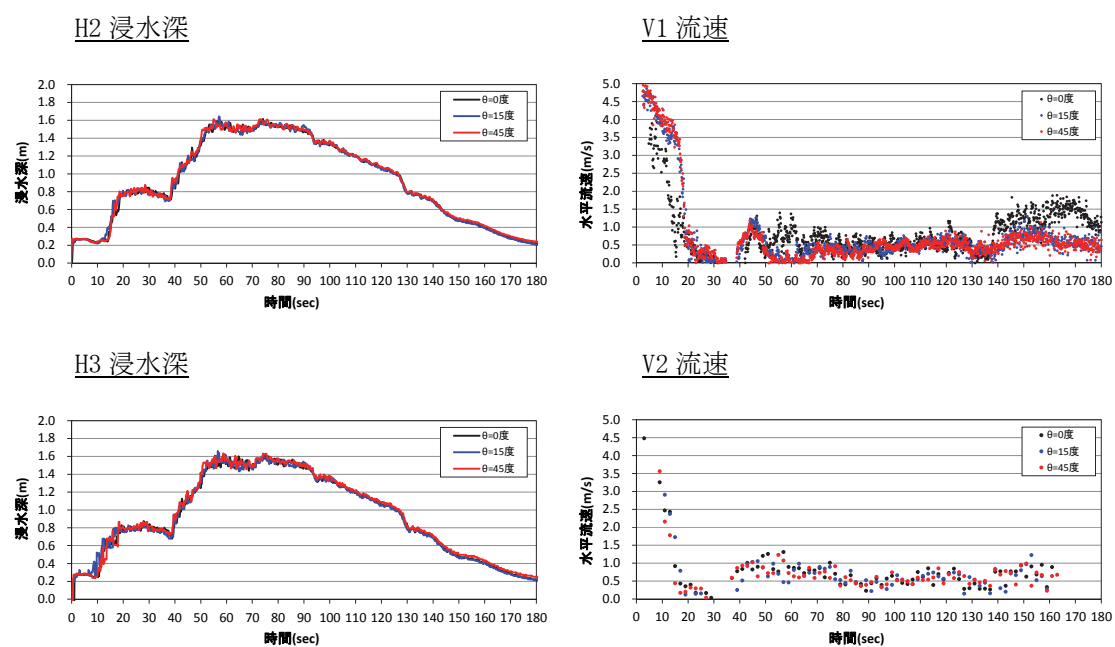


図 8.1.3-8 直方体模型を設置するケースの浸水深・流速の時刻歴波形（type2 の流れ）

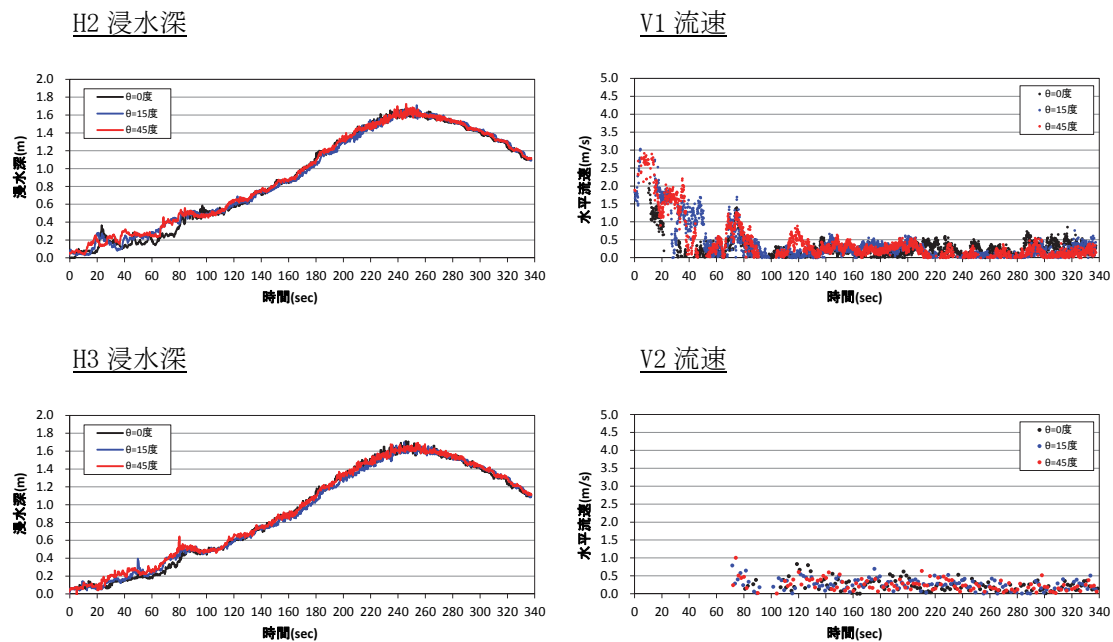


図 8.1.3-9 直方体模型を設置するケースの浸水深・流速の時刻歴波形（type3 の流れ）

(2) 波力の算定方法

実験結果との比較に用いた波力評価式を以下に示す（波力評価式の詳細は付属編 8.1.2 参照）。波力算定に用いる実験の浸水深，流速は，計測地点の中から最も適切な位置のデータを選んだ。

1) 構造物がない状態の水理量を用いる波力評価式

- ・朝倉ほか(2000)の波力評価式（水深係数 $\alpha=3.0$ ）

朝倉ほか(2000)の波力評価式は，時間的な概念がなく，構造物がない状態（進行波）の最大浸水深を用いて各高さの最大波圧を算定するものである。実験では進行波の最大浸水深が計測されており，波力の算定には，表 8.1.3-3 に示す H4 地点における進行波の最大浸水深 h_{imax} を用いた。

表 8.1.3-3 H4 地点における進行波の最大浸水深

流れのタイプ	h_{imax} (m)
type1	1.18
type2	1.62
type3	1.65

・Asakura et al. (2002)の波力評価式

Asakura et al. (2002)の波力評価式は，断面二次元構造物と三次元構造物に対する実験データに基づき，朝倉ほか(2000)の算定式の水深係数 α をフルード数の関数とすることで，流速の影響を考慮している。波力の算定には，表 8.1.3-4 に示す H2 および V1 地点における進行波の最大浸水深 h_{imax} および流速 (h_{imax} 発生時刻) を用いた。

・榊山(2012)の波力評価式

榊山(2012)の波力評価式は，断面二次元構造物を対象とした数値計算に基づき，朝倉ほか(2000)の算定式の水深係数 α をフルード数の関数として整理したものである。波力の算定には，表 8.1.3-4 に示す H2 および V1 地点における進行波の最大浸水深 h_{imax} および流速 (h_{imax} 発生時刻) を用いた。

表 8.1.3-4 H2 および V1 地点における進行波の水理量と水深係数

流れの タイプ	h_{imax} (m)	u_h (m/s)	F_r	Asakura et al. (2002)の α	榊山(2012)の α
type1	1.28	0.56	0.16	1.19	1.22
type2	1.60	0.26	0.07	1.08	1.09
type3	1.68	0.18	0.04	1.05	1.06

2) 構造物がある状態の水理量を用いる波力評価式

・有光ほか(2012)の波力評価式

有光ほか(2012)の波力評価式は，構造物前面の水理量を用いて波圧鉛直分布の時系列を求めるものである。波力の算定には，H3 および V2 地点における浸水深および流速の時刻歴波形を用いた。

・木原ほか(2012)の波力評価式

木原ほか(2012)の波力評価式は，構造物から浸水深の 5 倍程度（進行波の場合 2.5 倍程度）上流側へ離れた地点の水理量を用いて波圧鉛直分布の時系列を求めることができるが，津波先端部等の動圧の影響が強く表れる場合は適用範囲外である。波力の算定には，H2 および V1 地点における浸水深および流速の時刻歴波形を用いた。

なお，実験結果の流速は水平方向（図 8.1.3-5 に示した x 方向）の流速であるため，図 8.1.3-10 に示すように直方体の傾きに応じて流速を補正して，有光ほか(2012)および木原ほか(2012)の波力評価式に用いた。

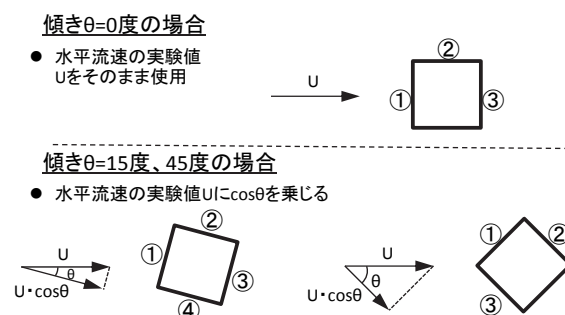


図 8.1.3-10 計測面①に作用する波力の算定に用いる流速の補正方法

(3) 波力算定結果

1) 構造物がない状態の水理量を用いる波力評価式

図 8.1.3-11 に、実験による各波圧計の最大波圧と各評価式による最大波圧との比較結果を示す。実験結果の最大波圧は、最大波力が得られる計測面①，直方体の傾き 0 度によるものである。

これらの比較結果から得られた各波力評価式の特徴を、以下に示す。

- ・ 朝倉ほか(2000)の評価式による最大波圧は実験結果の約 3 倍となり，実験結果を十分に包絡する結果が得られた。
- ・ Asakura et al. (2002) および 榊山 (2012) の評価式による最大波圧は実験結果と概ね一致する。

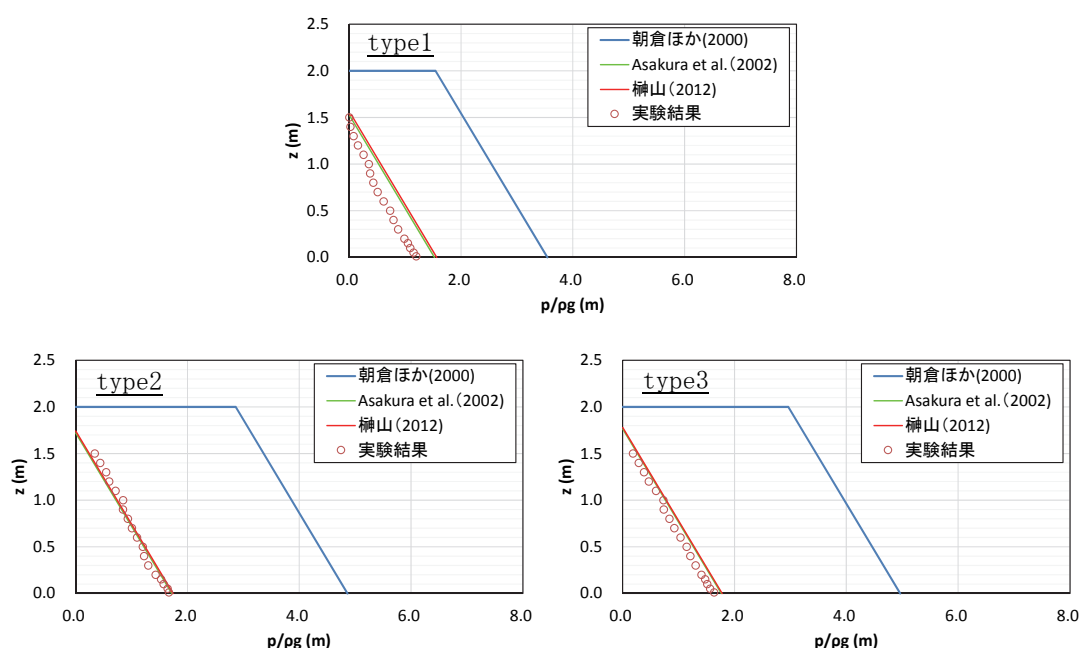


図 8.1.3-11 直方体に作用する最大波圧の比較

2) 構造物がある状態の水理量を用いる波力評価式

表 8.1.3-5 に、実験結果および波力評価式による最大波力を示す。模型を設置しないケースのフルード数の時刻歴波形および平均流速になっていない時間帯を踏まえ、 $t < 10\text{s}$ を非定常状態、 $t \geq 10\text{s}$ を準定常状態とみなして、状態別に最大波力を整理している。また、図 8.1.3-12～8.1.3-14 に、直方体に作用する波力時系列の実験結果と波力評価式による算定結果を示す。

これらの比較結果から得られた各波力評価式の特徴を、以下に示す。

- ・準定常状態 ($t \geq 10\text{s}$) では、木原ほか(2012)および有光ほか(2012)の波力評価式は実験結果とほぼ一致した。
- ・非定常状態 ($t < 10\text{s}$) において、有光ほか(2012)の評価式による波力は、サンプル数が少ないものの、実験の最大波力と概ね一致した。
- ・木原ほか(2012)の算定式は準定常時に適用するものであり、非定常状態 ($t < 10\text{s}$) において、ケースによっては実験結果を大きく上回る波力が得られている。

表 8.1.3-5 直方体に作用する最大波力の比較

単位：kN/m

流れの タイプ	直方体 の傾き (度)	実験結果の最大波力		有光ほか(2012)の 評価式による最大波力		木原ほか(2012)の 評価式による最大波力	
		非定常 状態 ($t < 10\text{s}$)	準定常 状態 ($t \geq 10\text{s}$)	非定常 状態 ($t < 10\text{s}$)	準定常 状態 ($t \geq 10\text{s}$)	非定常 状態 ($t < 10\text{s}$)	準定常 状態 ($t \geq 10\text{s}$)
type1	0	1.6	7.4	1.2	7.1	2.9	8.0
	15	1.8	7.4	—	7.3	4.3	7.9
	45	1.3	7.4	0.9	7.5	1.3	7.4
type2	0	6.4	14.2	6.3	14.6	7.9	14.4
	15	6.0	14.5	—	13.6	9.5	13.3
	45	4.2	12.7	1.8	13.4	4.0	12.8
type3	0	0.7	13.2	—	13.4	—	13.9
	15	0.4	13.3	—	13.1	—	14.4
	45	0.2	13.3	—	13.5	—	14.6

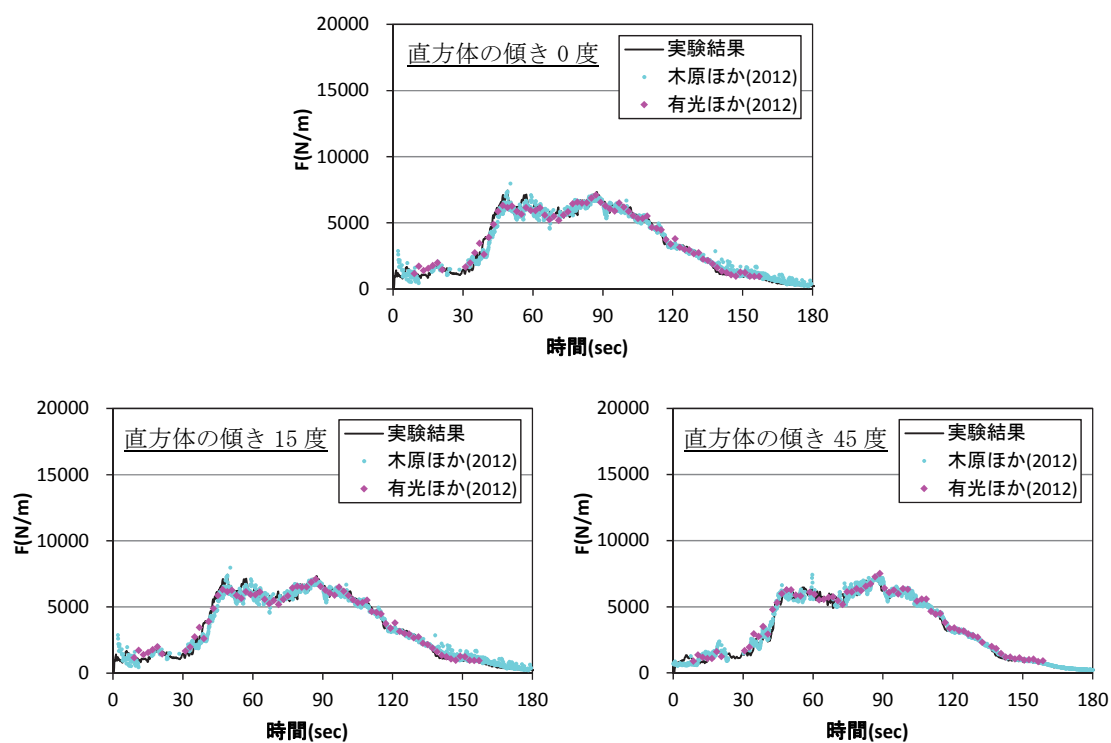


図 8.1.3-12 直方体に作用する波力時系列の比較 (type1 の流れ)

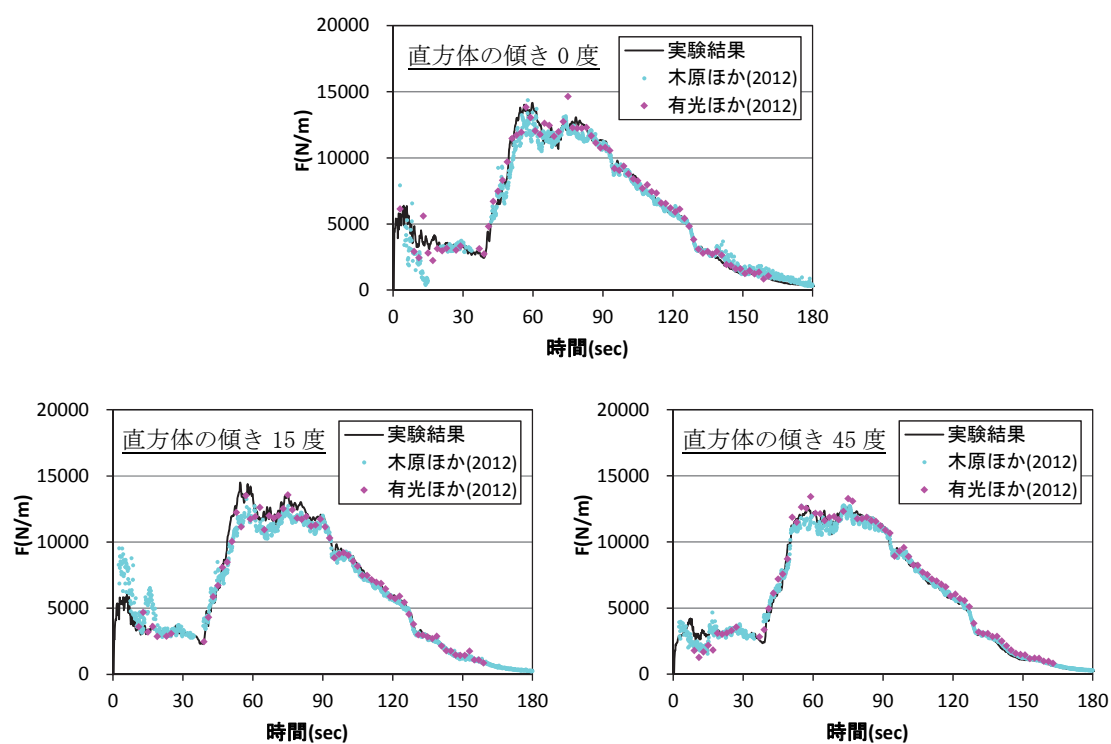


図 8.1.3-13 直方体に作用する波力時系列の比較 (type2 の流れ)

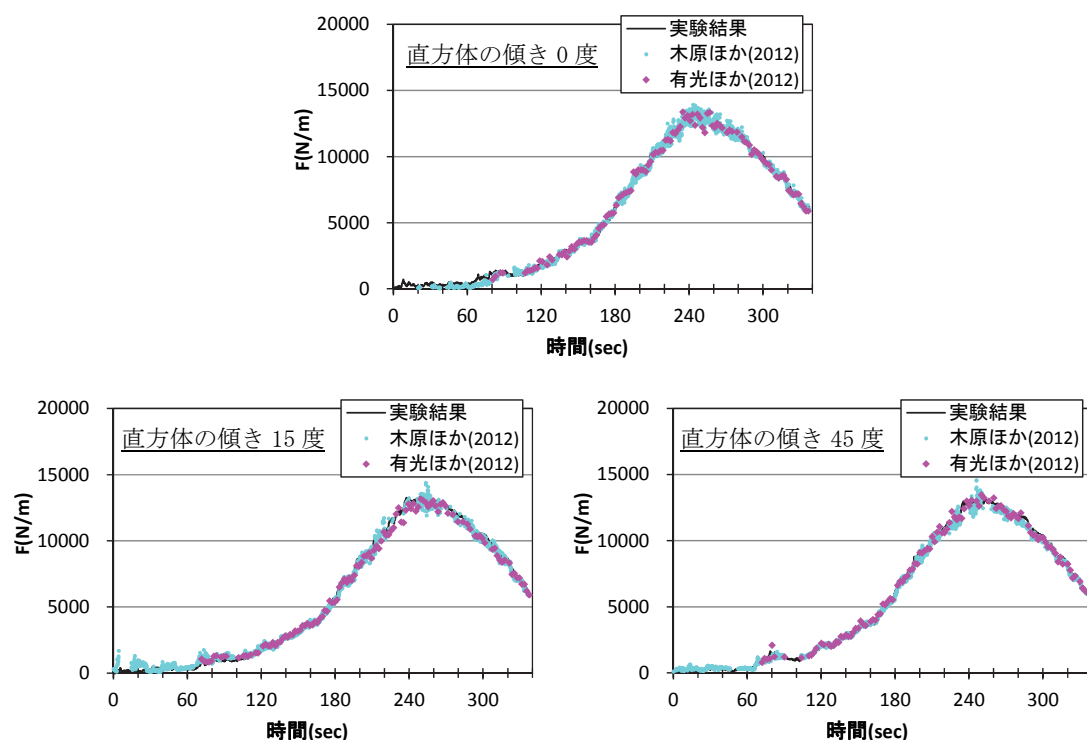


図 8.1.3-14 直方体に作用する波力時系列の比較(type3 の流れ)

8.1.3.4 平面二次元モデルの計算結果を用いた波力算定

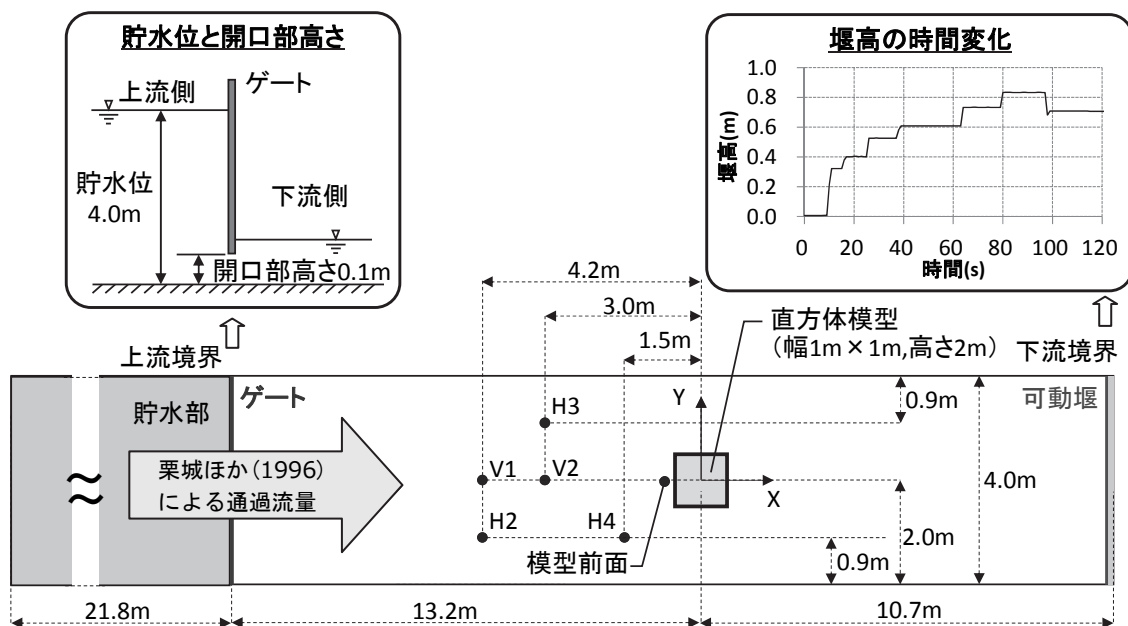
(1) 検討概要

直方体（三次元構造物）に作用する波力評価試験を対象に、津波が構造物前面に到達した直後の非定常状態に着目した平面二次元モデルによる数値計算から、各波力評価式に対応する適切な位置の浸水深および流速を求め、構造物に作用する津波波力を算定した。

(2) 計算条件

対象実験は、直方体に作用する波力評価試験のうち、type1 の流れに直方体模型を傾き 0 度で設置するケースとした。平面二次元モデルによる数値計算で使用する数値実験水路を図 8.1.3-15 に示す。また、主な計算条件を表 8.1.3-6 に示す。

津波の数値計算には、連続式と非線形長波理論式をスタッガード・リープフロッグ法により差分化する手法を用いた。実験と同条件になるよう、上流境界に貯水部およびゲートを模擬して栗城ほか(1996)による通過流量を与え、下流境界に可動堰を模擬して天端高の時間変化に応じた本間(1940)による越流量を考慮した。上流境界の貯水位と開口部高さは、栗城ほか(1996)による通過流量が H2 および V1 地点の浸水深および流速から得られる線流量の実験結果を良く再現する値に設定した。



※ ●は水位、流速の出力地点

図 8.1.3-15 平面二次元モデルの数値実験水路

表 8.1.3-6 平面二次元モデルの計算条件

項目	設定値
基礎方程式	非線形長波理論式および連続式
上流境界	貯水部およびゲートを模擬し、栗城ほか(1996)による通過流量を与える
下流境界	可動堰を模擬し、本間(1940)による越流量を考慮
計算格子間隔	0.05m
計算時間間隔	0.001s
計算時間	25s
粗度係数	$n=0.010\text{m}^{-1/3}\cdot\text{s}$

(3) 計算結果

平面二次元モデルによる計算結果として、図 8.1.3-16 に、浸水深、流速の時刻歴波形を示す。H2 地点、V1 地点および模型前面における浸水深および流速の特徴を以下に示す。

- ・ H2 地点の浸水深は実験結果と計算結果がほぼ一致し、V1 地点の流速は実験結果に見られる継続的な高流速を再現できている。
- ・ 模型前面の浸水深は、模型からの反射波の影響により、H2 地点の進行波の 2 倍程

度を示す。

- ・模型前面の流速は，津波到達時に瞬間的に最大 3m/s 程度を示すが，その後は進行波と反射波が重なるため，流速は顕著に小さくなる。

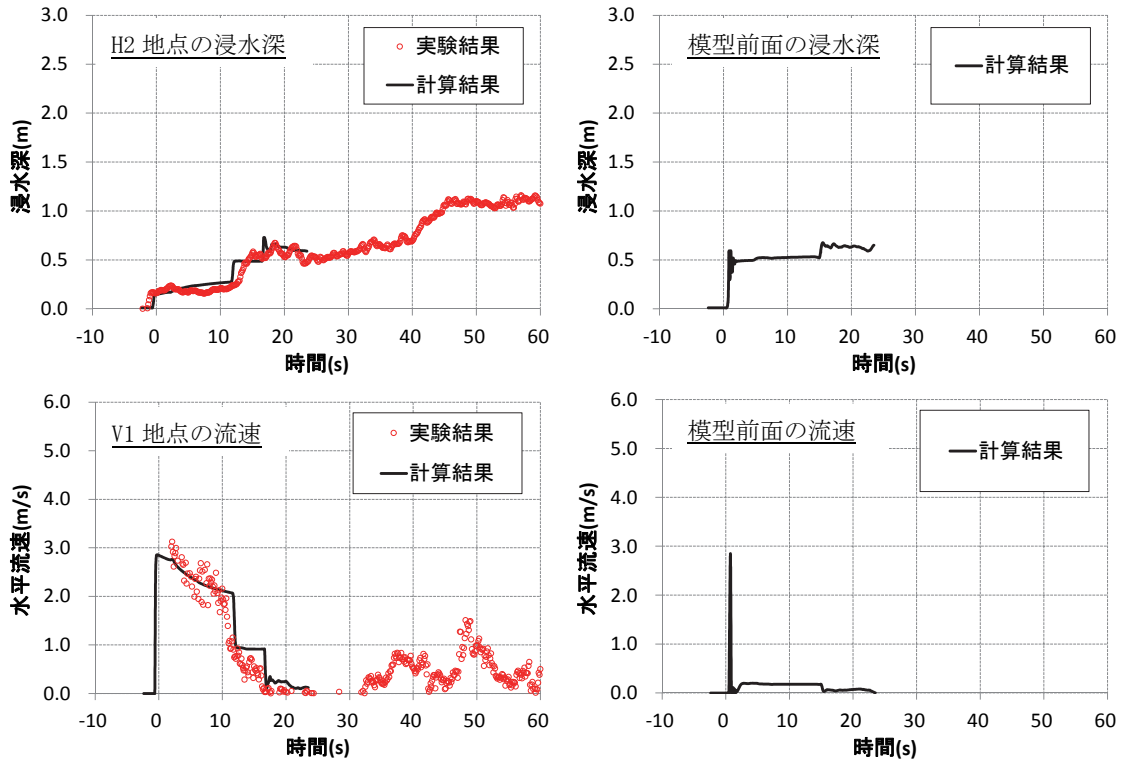


図 8.1.3-16 浸水深・流速の時刻歴波形

(4) 平面二次元モデルによる計算結果を用いた波力算定

平面二次元モデルの計算結果（浸水深および流速）を用いて津波波力の算定を行った。波力算定には，有光ほか(2012)の波力評価式を用いた。図 8.1.3-17 および図 8.1.3-18 に，直方体に作用する波力時系列および波圧時系列の実験結果と波力評価式による算定結果を示す。なお，実験結果は計測面①の結果，有光ほか(2012)の評価式による算定結果は模型前面の水理量を用いて算定している。

有光ほか(2012)の評価式により算定した波力および圧力の特徴を，以下に示す。

- ・非定常状態 ($t < 10\text{s}$) において，有光ほか(2012)の評価式による最大波力は 1.7kN/m，実験による最大波力は 1.6kN/m となり，ほぼ一致した。
- ・有光ほか(2012)の評価式による波力は津波到達時に最大値を示し，波力時系列は実験結果を若干上回る傾向があるものの，概ね再現できた。
- ・有光ほか(2012)の評価式による波圧分布は，評価式の特性上，実験結果の $t=2.0\text{s}$ に見られる底面からやや上方に極大値を持つ分布までは再現できない。

有光ほか(2012)の算定式はダムブレイク方式による実験の数値計算結果等を基に提案されたものであるが、実現象に近いスケールで津波を再現した実験においても津波先端部の非定常状態の波力推定に適用可能であることが確認された。

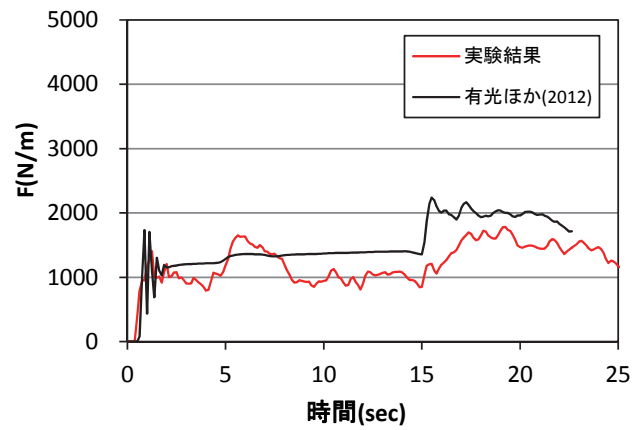


図 8.1.3-17 直方体模型に作用する波力時系列

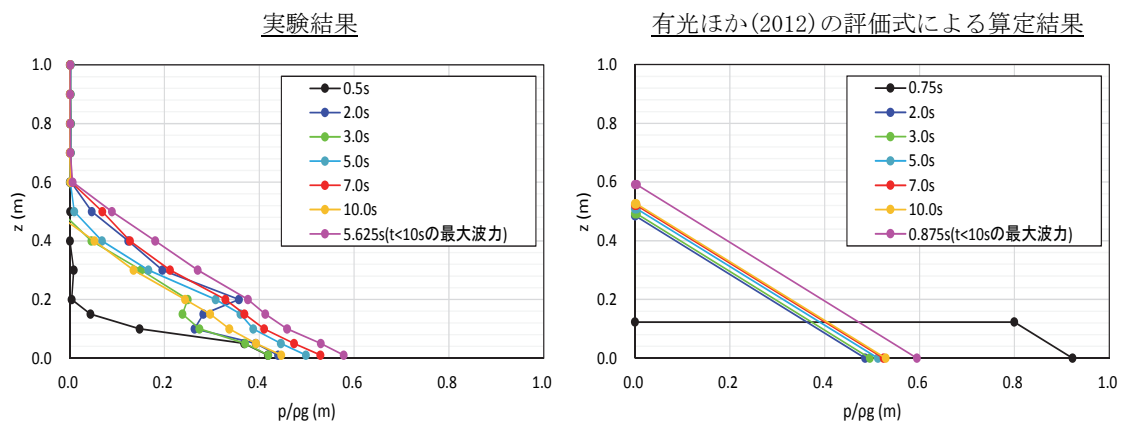


図 8.1.3-18 直方体模型に作用する波圧時系列

8.2 砂移動計算

8.2.1 計算手法の例

8.2.1.1 藤井ほか(1998)のモデル

(1) 摩擦速度算定式

小林ほか(1996)は、摩擦速度 u_* の算出にあたって、津波下で適用できるとした次式に示す対数則を用いていた。

$$u_*/U = \kappa / \{\ln(h/z_0) - 1\}$$

ここに、 U ：流速、 κ ：カルマン定数(=0.4)、 h ：水深、 z_0 ：粗度高さ(= $k_s/30$)、 k_s ：相当粗度(= d)、 d ：砂の粒径である。

しかし、狭窄部では流れの加速減速に伴う圧力勾配の影響により、流速の鉛直分布が一様化し、底面せん断応力が増大するため、藤井ほか(1998)は圧力勾配下の底面せん断応力の評価方法を用いている。以下、 u_* の算定方法について説明する。

u_* は、流速分布の log-wake 則を鉛直方向に積分した以下の式で計算する。

$$u_* = \frac{U}{\left\{ \left(\frac{1}{\kappa} \right) \ln \left(\frac{\delta}{k_s} \right) + A_r - \left(\frac{\delta}{h\kappa} \right) + \left(2 - \frac{\delta}{h} \right) \left(\frac{\Pi}{\kappa} \right) \right\}}$$

ここに、 h ：海底からの高さ、 δ ：境界層厚である。上記の式に含まれる対数則からのずれ(wake)の大きさを表すウェイクパラメタ Π および積分定数 A_r は、禰津ほか(1995)にならい圧力勾配パラメタ β の関数としてそれぞれ以下で与える。

$$\begin{aligned} A_r &= 10 \tanh[100(\beta - \beta_0)] [2 \tanh[2(\beta - \beta_0)] + 1] + 8.5 & : \beta < \beta_0 \\ A_r &= 8.5 & : \beta < \beta \end{aligned}$$

$$\Pi = 0.7 \tanh(100\beta)$$

ここに、 β_0 ：数値計算で生じる β の実験との誤差を補正する係数であり、 β は津波の流速場の計算結果をそのまま使えることを考慮し、以下のように平均流速 U で定式化している。

$$\beta = -\frac{h}{U^2} \left(\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} \right)$$

δ は、以下の β との回帰式を使用している。

$$\begin{aligned} \delta &= \{\exp(-8\sqrt{|\beta|}) + 0.02\}h & : \beta < 0 \\ \delta &= h & : \beta \geq 0 \end{aligned}$$

(2) 流砂量式

小林ほか(1996)は流砂量がシーلز数 τ の1.5乗に比例するとして、トラップ実験に

より適切な流砂量係数を求めている。それを参考に流砂量として次式を用いている。

$$Q = 80\tau^{1.5}\sqrt{sgd^3}$$

ここに、 Q ：単位幅単位時間当たりの流砂量， τ ：シーلز数， s ：土砂の水中比重， g ：重力加速度である。

(3) 浮遊砂の考慮

全流砂量の一部がその場所での外力に一義的に支配される局所フラックスとして挙動し、残りが浮遊成分として単層の移流拡散方程式に従って挙動する局所フラックス・移流拡散混合モデルを提案している。このモデルでは浮遊砂濃度の鉛直分布に関する非平衡性までは考慮できないが、外力の急変に対する全流砂量フラックスの追従の遅れによって現れる非平衡性は考慮することができるのが特徴である。以下、概要について説明する。

混合モデルは、以下の浮遊砂濃度連続式と海底地盤高連続式からなる。

$$\frac{\partial C}{\partial t} + \frac{\partial(UC)}{\partial x} = \frac{E - wC_b}{h + \eta}$$

$$\rho_s(1 - \lambda)\frac{\partial \eta_b}{\partial t} + E - wC_b + \alpha\rho_s(1 - \lambda)\frac{\partial q}{\partial x} = 0$$

ここに、 C ：鉛直平均濃度， E ：巻上率， w ：沈降速度， C_b ：底面濃度， η ：水位， η_b ：地盤高， α ：局所的な外力のみに移動を支配される成分が全流砂量に占める比率（=0.1）， λ ：空隙率である。

浮遊砂濃度の鉛直分布 $C'(z)$ は、鉛直拡散係数 k_z を用いて、

$$C'(z) = C_b \exp\left(-\frac{w}{k_z}z\right)$$

と仮定する。また、鉛直拡散係数 k_z は未定定数 a （=0.2）を用いて以下のように仮定している。

$$k_z = \kappa_* h \alpha$$

巻上率 E は、平衡状態における浮遊砂移流フラックスが全流砂量フラックス Q の $(1 - \alpha)$ 倍となる条件から以下のように与える。

$$E = \frac{(1 - \alpha)Qw^2\sigma(1 - \lambda)}{Uk_z \left[1 - \exp\left\{-\frac{wD}{k_z}\right\} \right]}$$

ここに、 σ ：砂の密度， D ：全水深（= $h + \eta$ ）である。混合モデルは、浮遊砂濃度の鉛直分布を規定する鉛直拡散係数が大きいほど、また移流フラックス成分の比率が大きいほど非平衡性の効果が大きく現れる。

8.2.1.2 高橋ほか(1999)のモデル

(1) 摩擦速度算定式

非線形長波方程式で使用しているマンニングの粗度係数による摩擦力から評価する。

$$u_*^2 = \frac{gn^2 U^2}{D^{1/3}}$$

ここに、 u_* ：摩擦速度， g ：重力加速度， n ：マンニングの粗度係数， U ：流速， D ：全水深である。

(2) 流砂量式，巻上量算定式，沈降量算定式

流砂量 Q ，浮遊砂の巻上量 E および沈降量 S は下式で表す。

$$Q = 21\tau^{3/2}\sqrt{sgd^3}$$

$$E = 0.012\tau^2\sqrt{sgd} \cdot \sigma$$

$$S = w\bar{C} \cdot \sigma$$

ここに、 τ ：シールズ数， s ：土砂の水中比重， g ：重力加速度， d ：砂の粒径， σ ：砂の密度， w ：沈降速度， $\bar{C}$ ：平均浮遊砂濃度である。

(3) 浮遊砂の考慮

流砂の計算には、以下の式のような流砂量の連続式，掃流層・浮遊層間の交換砂量式を用いる。

$$\frac{\partial Z_B}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{\partial q_B}{\partial x} + \frac{\partial q_{By}}{\partial y} + \frac{E-S}{\sigma} \right) = 0$$

$$\frac{\partial \bar{C}M}{\partial x} + \frac{\partial \bar{C}N}{\partial y} - \frac{E-S}{\sigma} + \frac{\partial \bar{C}D}{\partial t} = 0$$

ここに、 Z_B ：基準面からの底面高さ， λ ：空隙率， q_{Bx} および q_{By} ：流砂量の x および y 方向成分、 M および N ：線流量の x および y 方向成分である。このモデルは、巻上量と沈降量が釣り合うとした平衡状態を仮定していないため、非定常掃流力によって生じる非平衡の浮遊砂濃度条件への適用も可能になっている。

8.2.1.3 池野ほか(2009)のモデル

流砂量式が高橋ほか(1999)のモデルと異なる。

(1) 流砂量式：芦田・道上(1972)

$$Q = 17\sqrt{sgd^3}\tau^{1.5}(1-\tau_c/\tau)(1-u_{*c}/u_*)$$

ここに、 Q ：単位幅単位時間当たりの流砂量、 τ ：シーolz数、 s ：土砂の水中比重、 g ：重力加速度、 d ：砂の粒径、 τ_c ：限界シーolz数、 u_{*c} ：限界摩擦速度である。

(2) 巻上量算定式

無次元巻上量の算定式を以下に示す。

$$\frac{E}{\sqrt{sgd}} = aP_1^{0.2}P_2^{1.6}(\tau - \tau_c)^2$$

$$P_1 = \nu / sgd^3$$

$$P_2 = w / (sgd)^{0.5}$$

ここに、 a ：係数、 ν ：動粘性係数、 w ：沈降速度である。

砂の粒径を 0.08mm、 $a=0.15$ とした場合、巻上量係数は 0.0056 となる。

砂の粒径を 0.2mm、 $a=0.15$ とした場合、巻上量係数は 0.015 となる。

(3) 沈降量算定式

沈降量算定式における濃度としては、平均濃度と底面濃度を用いる場合がある。以下底面濃度について述べる。

浮遊砂濃度の鉛直分布 $C(z)$ は、鉛直拡散係数 k_z を用いて、

$$C(z) = C_b \exp\left(-\frac{w}{k_z}z\right)$$

と仮定する。また、鉛直拡散係数 k_z は未定定数 c ($=0.2$) を用いて以下のように仮定している。

$$k_z = \kappa u_* (h + \eta) \times c$$

したがって、底面濃度は次式で求められる。

$$C_b = \frac{w(h + \eta)}{k_z \left[1 - \exp\left\{-\frac{w(h + \eta)}{k_z}\right\} \right]} C$$

ここに、 κ ：カルマン定数 ($=0.4$)、 C ：鉛直平均濃度、 C_b ：底面濃度、 h ：水深、 η ：水位である。

8.2.1.4 高橋ほか(2011)のモデル

高橋ほか(1999)の流砂量式と巻上量算定式について、水理実験を実施し、粒径依存性を考慮した形に改良したモデルである。

中央粒径 0.166mm, 0.267mm, 0.394mm の 3 種類の粒径の砂を用いた水理実験を実施している。流砂量、巻上量の粒径毎の回帰式を以下に示す。

(1) 流砂量式

$$Q = 5.6\tau^{1.5}\sqrt{sgd^3} (d = 0.166mm)$$

$$Q = 4.0\tau^{1.5}\sqrt{sgd^3} (d = 0.267mm)$$

$$Q = 2.6\tau^{1.5}\sqrt{sgd^3} (d = 0.394mm)$$

(2) 卷上量算定式

$$E = 7.0 \times 10^{-5} \tau^2 \sqrt{sgd} \cdot \sigma (d = 0.166mm)$$

$$E = 4.4 \times 10^{-5} \tau^2 \sqrt{sgd} \cdot \sigma (d = 0.267mm)$$

$$E = 1.6 \times 10^{-5} \tau^2 \sqrt{sgd} \cdot \sigma (d = 0.394mm)$$

8.2.2 計算事例～八戸港

8.2.2.1 検討概要

1960年5月24日のチリ津波について八戸港における砂移動再現計算を実施した。砂移動計算手法は高橋ほか(1999)と池野ほか(2009)の2手法とし、浮遊砂上限濃度は1%, 2%, 5%の3ケースの計算を実施した。池野ほか(2009)の係数については a を0.15とし、沈降量計算時には底面の体積濃度を用いた。

8.2.2.2 計算対象領域とモデル化

再現計算の解析対象範囲は図8.2.2-1の矩形で囲んだ領域（東西方向約3.2km, 南北方向約2.2kmの範囲）とした。モデル化した水深図は図8.2.2-2のとおりであり、計算初期の時点で陸域（水深0m以上）の格子についても標高データをインプットし、遡上計算を行った。ただし、計算初期の時点で陸域の格子については、砂移動計算時には堆積のみ生じ、侵食は生じない設定として計算を行った。



※ 地図は最新の数値地図（実際は1960年当時の地形を再現）

※ ★は時間波形の確認を行った湊検潮所の位置

図8.2.2-1 解析対象領域

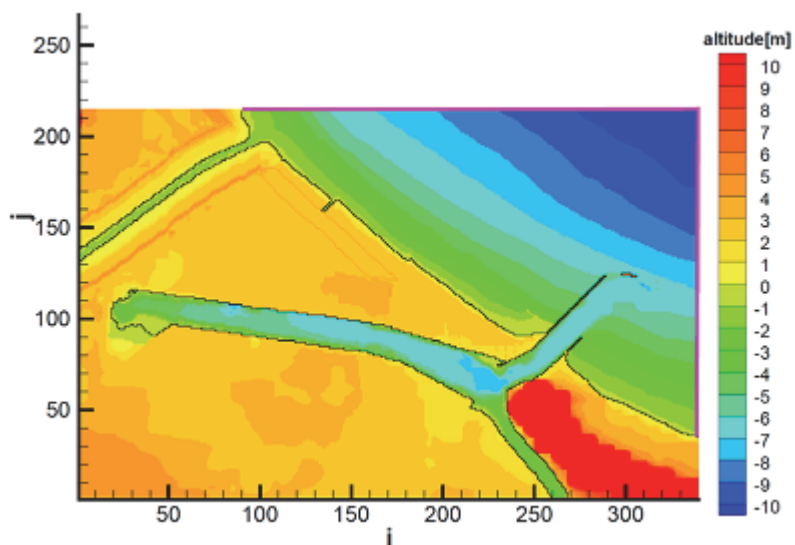


図 8.2.2-2 解析対象領域 (i, j は格子数)

8.2.2.3 計算条件

津波数値計算および砂移動計算の計算条件一覧を表 8.2.2-1 に示す。

表 8.2.2-1 計算条件一覧

項目	計算条件
計算領域	八戸港周辺（東西方向約 3.2km, 南北方向約 2.2km の範囲）
空間格子間隔	10.3m
計算時間間隔	0.45 秒
流体の基礎方程式	非線形長波理論
計算時間	10 時間
陸側境界条件	遡上考慮
沖側境界条件	従来検討時の防波堤先端付近の時間波形（計算結果）を入力 潮位は T.P. $\pm 0.0\text{m}$ とする。
海底摩擦	マニングの粗度係数 $n=0.03\text{m}^{-1/3}\cdot\text{s}$
水平渦動粘性係数	$10\text{m}^2/\text{s}$
粒径	0.26mm
砂の密度	$2,675\text{kg}/\text{m}^3$
空隙率	0.4
沈降速度	$0.035\text{m}/\text{s}$ (Rubey(1933)より計算)

8.2.2.4 沖側境界条件

津波水位の沖側境界条件は図8.2.2-3の矢印で示した範囲に図8.2.2-4の水位を与えた。津波水位計算の再現性を確認するため、湊検潮所での計算結果と検潮記録（気象庁）の時間波形を比較した（図8.2.2-5）。

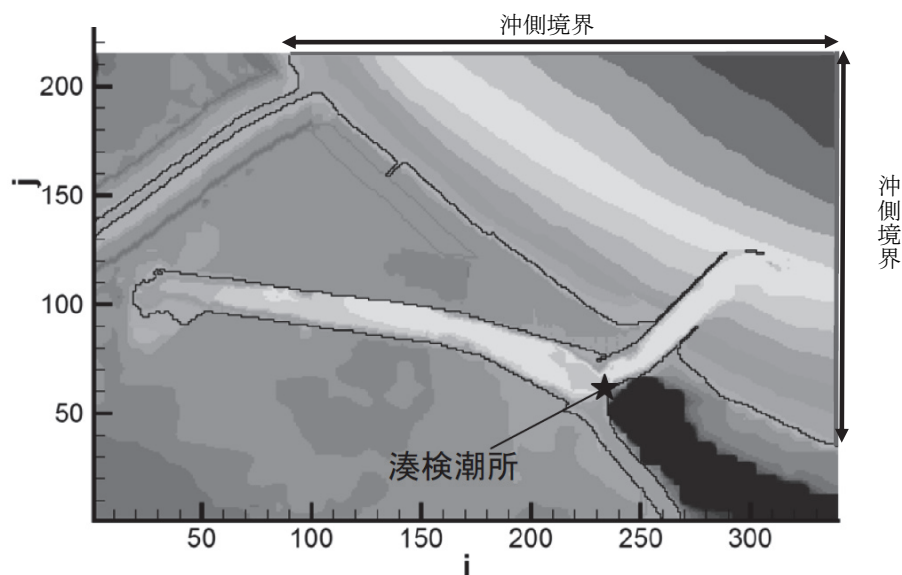


図 8.2.2-3 時間波形を入力した沖側境界（ i, j は格子数）

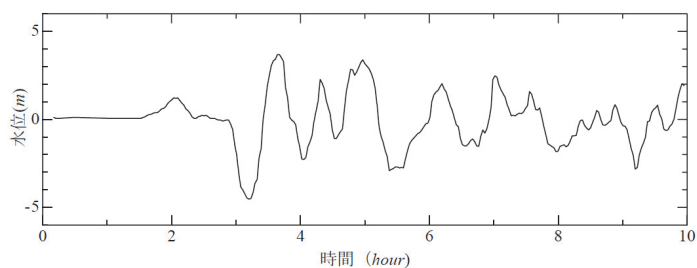


図 8.2.2-4 入射した津波時間波形

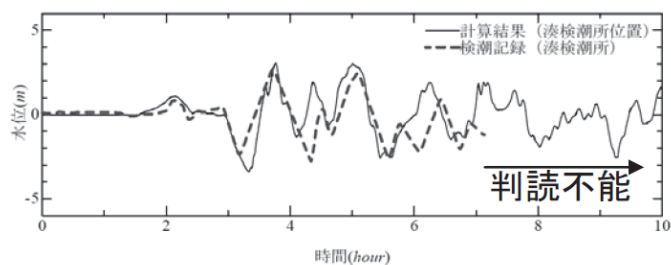


図 8.2.2-5 計算結果と検潮記録（気象庁）の比較

8.2.2.5 観測値

数値計算による海底地形変化量の分布図の検証を行うため，津波来襲前後の深浅図（図 8.2.2-6，図 8.2.2-7）から，海底地形変化量の観測データを作成した（図 8.2.2-8）。

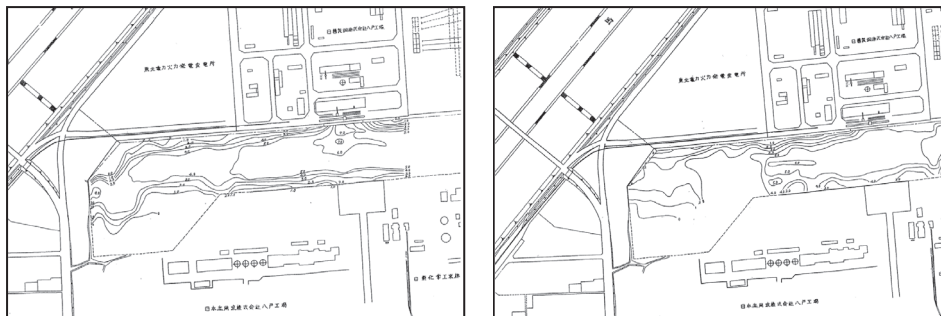


図 8.2.2-6 チリ津波来襲前後の深浅図～港奥
(左図：昭和 35 年 4 月，右図：昭和 35 年 6 月)

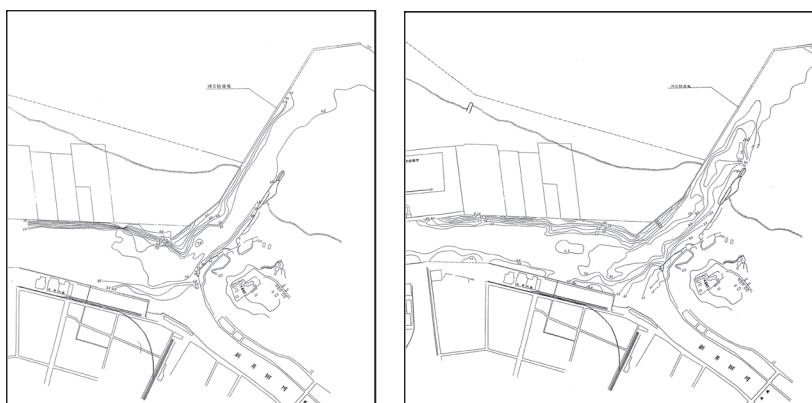


図 8.2.2-7 チリ津波来襲前後の深浅図～港口
(左図：昭和 35 年 4 月，右図：昭和 35 年 6 月)

出所：八戸港を中心としたチリ地震津波資料集覧；運輸省第二港湾建設局 八戸港工事事務所（昭和 36 年 3 月）

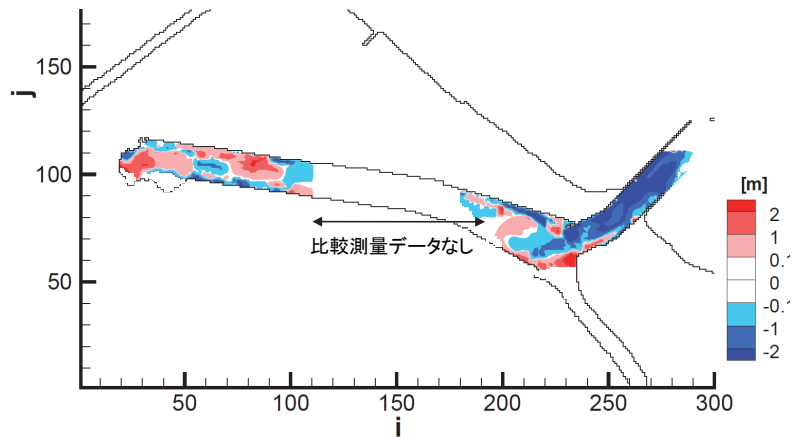


図 8.2.2-8 測量データから作成した地形変化量観測値 (i, j は格子数)

8.2.2.6 検討結果

(1) 分布図による定性的評価

最終地形変化量分布図を図 8.2.2-9～図 8.2.2-14 に示す。計算ケースは

高橋ほか(1999) 浮遊砂上限濃度 1%, 2%, 5%

池野ほか(2009) 浮遊砂上限濃度 1%, 2%, 5%

の 6 ケースである。池野ほか(2009)の a は 0.15 ($Y=aX^2$) である。

最終地形変化量の分布図と観測値の比較から、港口で侵食、分岐地点で少量堆積、港奥で堆積という計測による海底地形変化量の傾向をよく再現できているといえる。高橋ほか(1999)と池野ほか(2009)の差異は小さく、両モデルともに浮遊砂上限濃度 1～2%の海底地形変化量の再現が良く、5%は過大評価であることもわかる。

池野ほか(2009)について再現性が良好であった浮遊砂上限濃度 2%の地形変化量の最大値は侵食・堆積ともに港口付近であり、堆積の最大値は 8.4m、侵食の最大値は 6.5m であった (図 8.2.2-15)。

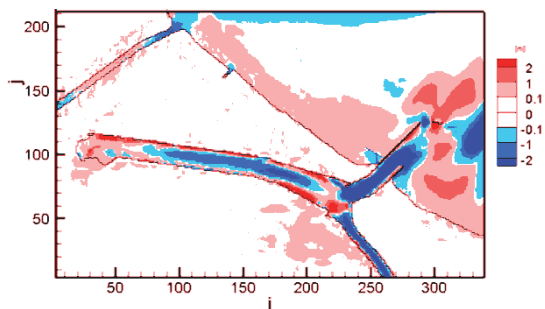


図 8.2.2-9 最終地形変化量
高橋ほか(1999)モデル
浮遊砂上限濃度 1%

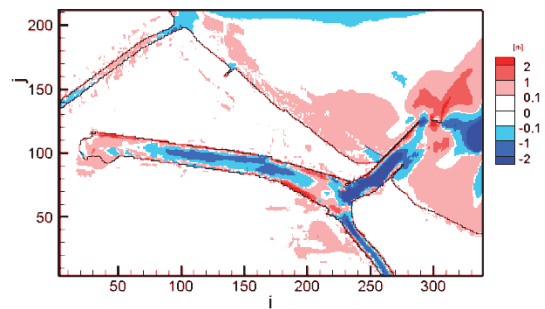


図 8.2.2-12 最終地形変化量
池野ほか(2009)
 $a=0.15$ ($Y=aX^2$) 浮遊砂上限濃度 1%

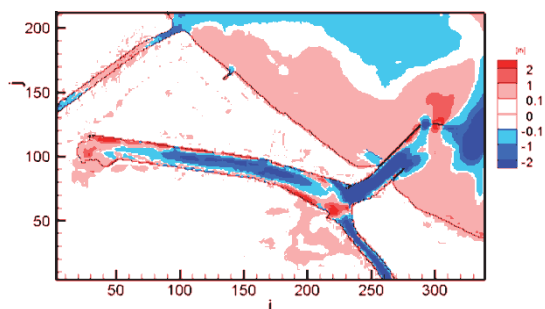


図 8.2.2-10 最終地形変化量
高橋ほか(1999)モデル
浮遊砂上限濃度 2%

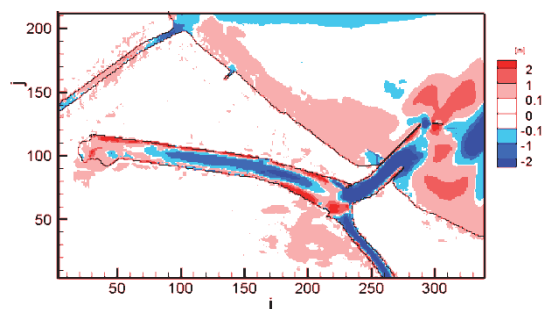


図 8.2.2-13 最終地形変化量
池野ほか(2009)
 $a=0.15$ ($Y=aX^2$) 浮遊砂上限濃度 2%

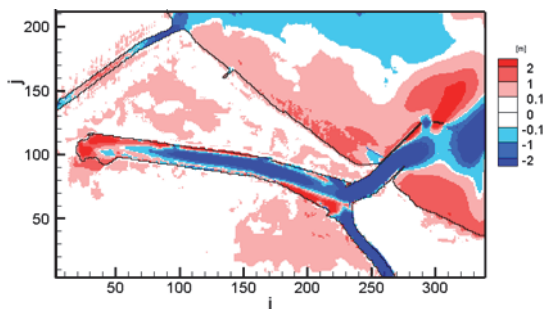


図 8.2.2-11 最終地形変化量
高橋ほか(1999)モデル
浮遊砂上限濃度 5%

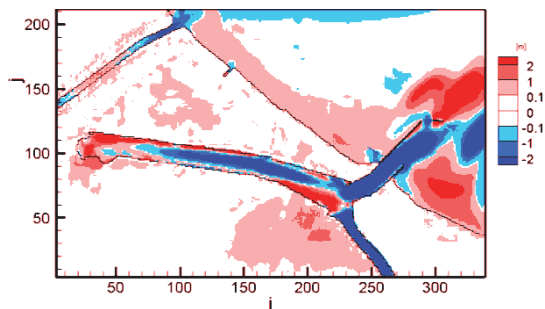


図 8.2.2-14 最終地形変化量
～池野ほか(2009)
 $a=0.15$ ($Y=aX^2$) 浮遊砂上限濃度 5%

※i, j は格子数

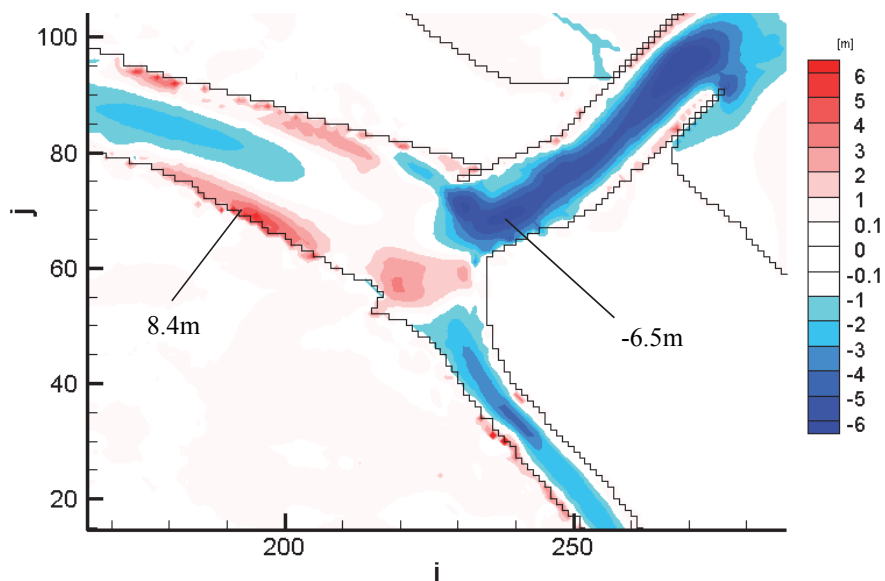


図 8.2.2-15 堆積量・侵食量の最大値

池野ほか(2009) $a=0.15$ ($Y=aX^2$) 浮遊砂上限濃度 2%

※i, j は格子数

(2) 堆積，侵食量の定量的評価

港内を 4 つの領域に区分し (図 8.2.2-16)，各領域における堆積量・侵食量を計算した。図 8.2.2-16 の矩形で囲んだ領域の中で，計算初期に海域と設定した格子についてのみ堆積量と侵食量を集計した。

4 つの領域のうち part3 以外の領域では観測データとの比較を行った結果，高橋ほか(1999)，池野ほか(2009)ともに，浮遊砂上限濃度 1～2%の再現性が良好であり，5%は過大評価となることがわかった(図 8.2.2-17～図 8.2.2-20, 表 8.2.2-2, 表 8.2.2-3)。

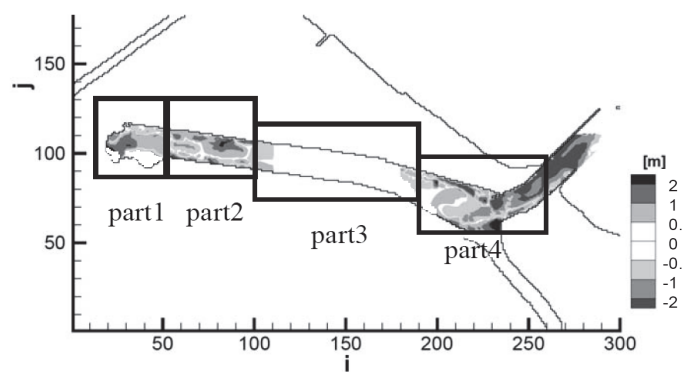


図 8.2.2-16 堆積量・侵食量を計算した領域の区分

1) 高橋ほか(1999)

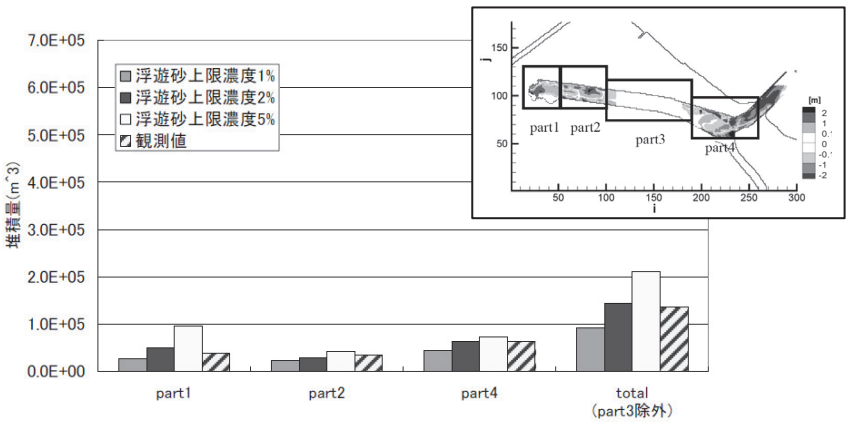


図 8.2.2-17 領域別の堆積量 (高橋ほか, 1999)

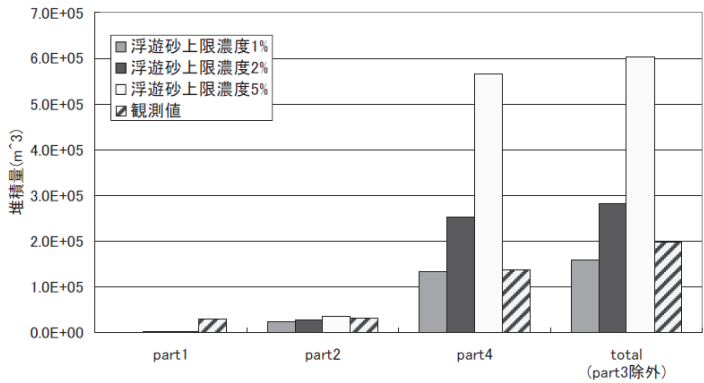


図 8.2.2-18 領域別の侵食量 (高橋ほか, 1999)

表 8.2.2-2 領域別の堆積量と侵食量 (高橋ほか, 1999)

※単位は m³ total は part1～part4 の総和

区分	浮遊砂上限濃度 1%		浮遊砂上限濃度 2%		浮遊砂上限濃度 5%		観測値	
	堆積量	侵食量	堆積量	侵食量	堆積量	侵食量	堆積量	侵食量
part1	2. 7E+04	1. 4E+03	5. 0E+04	1. 7E+03	9. 5E+04	1. 5E+03	3. 9E+04	2. 9E+04
part2	2. 2E+04	2. 4E+04	3. 0E+04	2. 9E+04	4. 2E+04	3. 5E+04	3. 5E+04	3. 2E+04
part3	3. 8E+04	8. 6E+04	4. 2E+04	1. 7E+05	4. 8E+04	2. 4E+05	—	—
part4	4. 3E+04	1. 3E+05	6. 4E+04	2. 5E+05	7. 2E+04	5. 7E+05	6. 4E+04	1. 4E+05
total	1. 3E+05	2. 5E+05	1. 8E+05	4. 5E+05	2. 6E+05	8. 4E+05	—	—
total (part3 除外)	9. 2E+04	1. 6E+05	1. 4E+05	2. 8E+05	2. 1E+05	6. 0E+05	1. 4E+05	2. 0E+5

2) 池野ほか(2009)

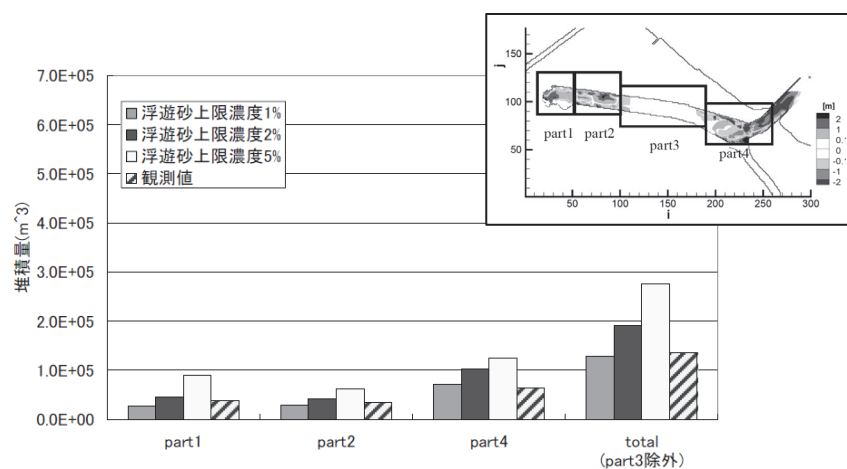


図 8.2.2-19 領域別の堆積量（池野ほか，2009）

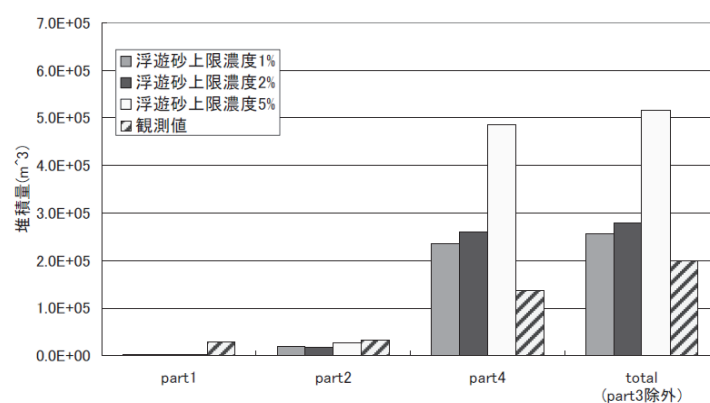


図 8.2.2-20 領域別の侵食量（池野ほか，2009）

表 8.2.2-3 領域別の堆積量と侵食量（池野ほか，2009）

※単位は m^3 total は part1～part4 の総和

区分	浮遊砂上限濃度 1%		浮遊砂上限濃度 2%		浮遊砂上限濃度 5%		観測値	
	堆積量	侵食量	堆積量	侵食量	堆積量	侵食量	堆積量	侵食量
part1	2.7E+04	1.8E+03	4.5E+04	2.4E+03	8.9E+04	2.3E+03	3.9E+04	2.9E+04
part2	2.9E+04	1.9E+04	4.3E+04	1.7E+04	6.3E+04	2.6E+04	3.5E+04	3.2E+04
part3	5.1E+04	1.0E+05	6.8E+04	1.3E+05	6.8E+04	2.3E+05	—	—
part4	7.2E+04	2.4E+05	1.0E+05	2.6E+05	1.2E+05	4.9E+05	6.4E+04	1.4E+05
total	1.8E+05	3.6E+05	2.6E+05	4.1E+05	3.4E+05	7.5E+05	—	—
total (part3 除外)	1.3E+04	2.6E+05	1.9E+05	2.8E+05	2.8E+05	5.2E+05	1.4E+05	2.0E+5

8.2.2.7 摩擦速度, シールズ数

池野ほか(2009), 浮遊砂上限濃度 2%, $a=0.15$, のケースについて摩擦速度, シールズ数を以下に示す。

u_* 空間平均最大値 : 13.7

ラウス数(u_* / w_s) : 3.9

ここに、 w_s :沈降速度 (粒径 0.26mm, Rubey(1933)により計算)

シールズ数の時空間平均 : 1.14

シールズ数の空間平均最大値 : 7.84

8.2.2.8 まとめ

- ・ 1960 年チリ津波を対象に八戸港の地形変化再現計算を実施した。
- ・ 高橋ほか(1999)と池野ほか(2009)について対象とし, 両モデルともに港口で侵食され, 港奥で堆積する傾向を再現することができた。モデル間の差異は小さかった。
- ・ 両モデルともに, 浮遊砂上限濃度 1%~2%の場合の再現性がよく, 5%は過大評価となった。

8.2.3 計算事例～仙台港

8.2.3.1 検討概要

東北地方太平洋沖地震津波を対象に，二次的影響評価のうち砂移動解析を取り上げ，一般港湾における海底地形変化量の再現計算を実施することにより，既存評価手法の適用性評価を行った。津波来襲前後の測量データが得られた地点，津波水位が比較的精度良く再現できる地点として仙台港を検討対象として選定した。

8.2.3.2 解析対象領域とモデル化

再現計算の解析対象範囲は，図 8.2.3-1 の赤枠で囲んだ領域（東西方向約 12km，南北方向約 9km の範囲）とした。海底地形データ作成には海上保安庁 M7000 シリーズ（M7005，三陸沖）を用いた。仙台港内の水深については，港湾計画図（図 8.2.3-2）に基づいて設定した。モデル化した水深図は図 8.2.3-1 のとおりである。

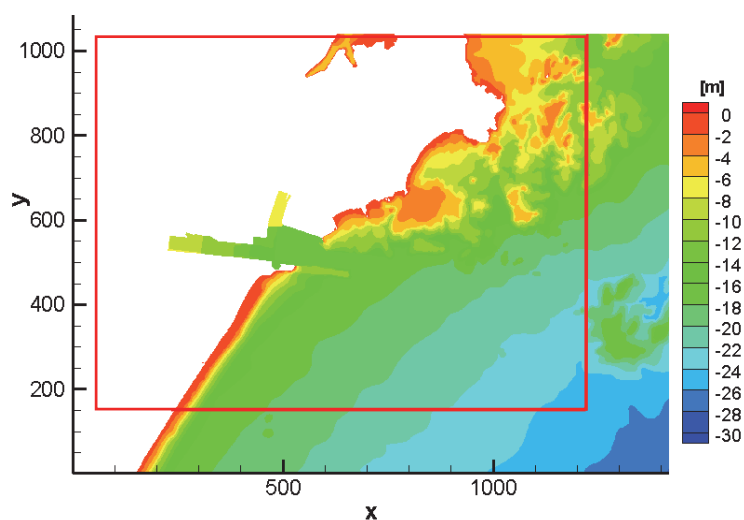


図 8.2.3-1 解析対象領域（ i, j は格子数）



図 8.2.3-2 仙台港港湾計画図（全体図）～平成 20 年（宮城県，2008）

8.2.3.3 計算条件

津波数値計算および砂移動計算の計算条件一覧を表 8.2.3-1 に示す。

表 8.2.3-1 計算条件一覧

項目	計算条件
計算領域	仙台港周辺
空間格子間隔	10m
計算時間間隔	0.2 秒
流体の基礎方程式	非線形長波理論
計算時間	4 時間
陸側境界条件	遡上考慮
沖側境界条件	領域南端，東端海域部に広域再現計算結果（流量）を入力※
海底摩擦	マンニングの粗度係数 $n=0.03\text{m}^{-1/3}\text{s}$
水平渦動粘性係数	$10\text{m}^2/\text{s}$
粒径	0.2mm, 0.35mm, 0.5mm
土砂制限	海域：制限なし，陸域：初期標高

※ 波源モデルに「Takao et al. (2012)による広域再現モデル」を用いた津波数値解析結果

8.2.3.4 観測値の作成

数値計算による海底地形変化量の分布図の検証を行うため，津波来襲前後の深浅図（図 8.2.3-2，図 8.2.3-3）から，被災前後の水深データを作成し，それらの差分をとることにより海底地形変化量の観測データを作成した（図 8.2.3-4）。

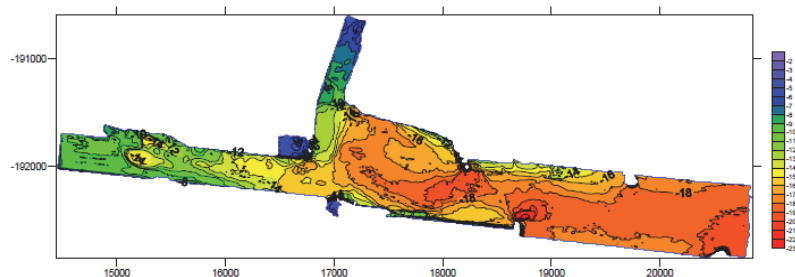


図 4.2-1 仙台塩釜港（仙台区）直轄水域港内側カラー段彩図(10m メッシュデータ)

(仙台港被災状況調査報告書記載の図に加筆)

図 8.2.3-3 仙台港内被災後深浅図（国土交通省東北地方整備局，2011）

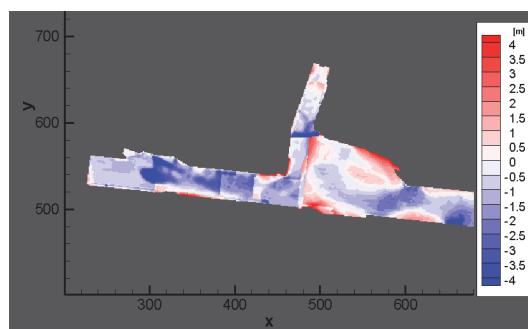


図 8.2.3-4 観測値（被災後水深－被災前水深）

8.2.3.5 検討結果

(1) 定性的評価

移動床解析結果のうち、最終地形変化量と観測値とを比較することにより、港内の堆積や侵食のパターンの分析を行い定性的な評価を行った。計算ケースは、

高橋ほか(1999) 浮遊砂上限濃度 1%, 2%, 5%

池野ほか(2009) 浮遊砂上限濃度 1%, 2%, 5%

粒径 0.2mm, 0.35mm, 0.5mm (細粒砂～中粒砂)

合計 18 ケースの計算を実施した。なお、池野ほか(2009)の α は 0.15 と設定した。

- ・ 両モデルともに、浮遊砂上限濃度 2%, 粒径 0.5mm の解析結果が堆積量や侵食量のパターンおよび絶対値が比較的良く観測値と一致する結果となった (図 8.2.3-5)。
- ・ 浮遊砂上限濃度が 2% の場合、粒径 0.35mm, 0.5mm の場合に港内の堆積や侵食パターンの再現が良いが、観測に見られない港奥部の堆積が計算結果に見られた (図 8.2.3-5)。これは、滝落としのような三次元的な流れを平面二次元計算で表現することができないことが原因と考えられる。

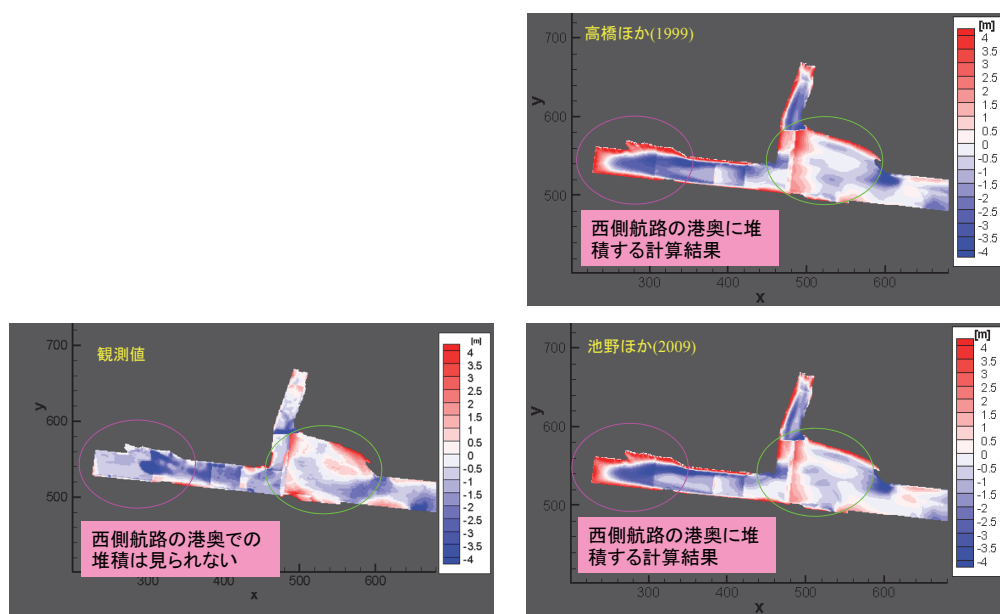


図 8.2.3-5 最終地形変化量比較 (浮遊砂上限濃度 2%, 粒径 0.5mm)

(2) 定量的評価

池野ほか(2009), 浮遊砂上限濃度 2%, 粒径 0.5mm のケースについて, 主な堆積地点と侵食地点における地形変化量を比較した。港口の防波堤先端部で解析結果が大きく侵食 (-10m) される結果となり, 観測値 (-2.8m) と大きく乖離しているが, 全体的には良く一致する結果となっていることを確認した (図 8.2.3-6)。

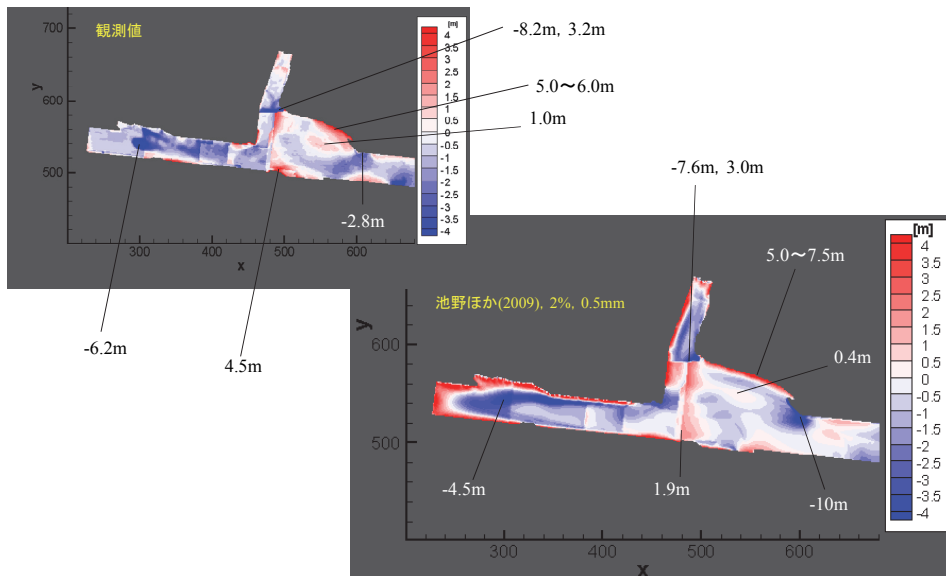


図 8.2.3-6 主要な堆積・侵食地点の地形変化量比較

次に, 浮遊砂濃度 1%, 2% のケースについて, 港内を 3 つの区間に分け (図 8.2.3-7), 定量的な評価を行った (図 8.2.3-8, 図 8.2.3-9)。

(堆積量)

- ・ 西側航路の港奥での堆積量が過大評価となった。
- ・ 港口付近の堆積量は若干過小評価となった。

(侵食量)

- ・ 堆積量と比較して, 一致が良い。
- ・ 西側航路の侵食量は浮遊砂上限濃度 2% のケースで比較的一致が良い。
- ・ 北側航路の港奥, 港口付近の侵食量は粒径, 浮遊砂上限濃度によらず再現性が高い。
- ・ 領域 3 について, 粒径が小さいケースで過大評価の傾向となった。

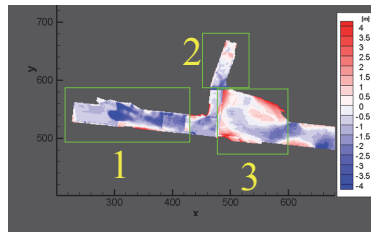


図 8.2.3-7 定量評価における領域区分

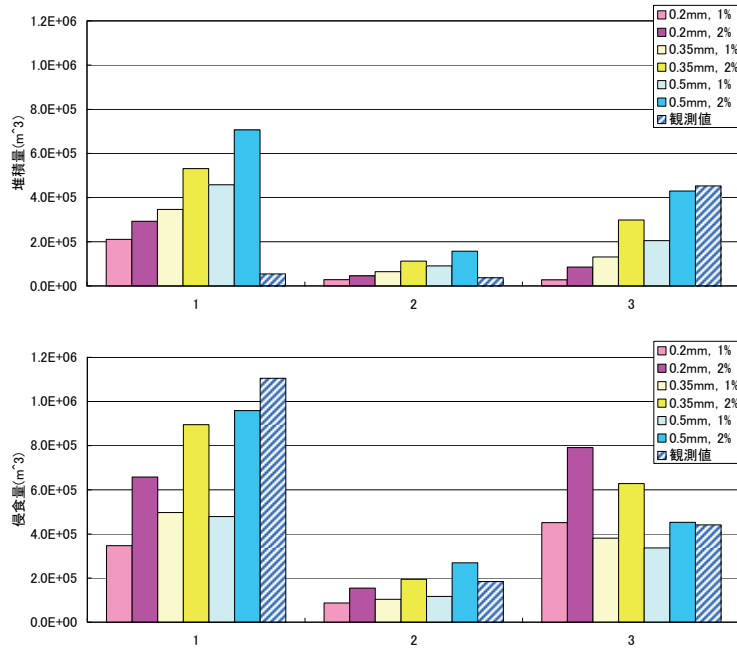


図 8.2.3-8 領域毎の堆積量・侵食量比較（高橋ほか，1999）

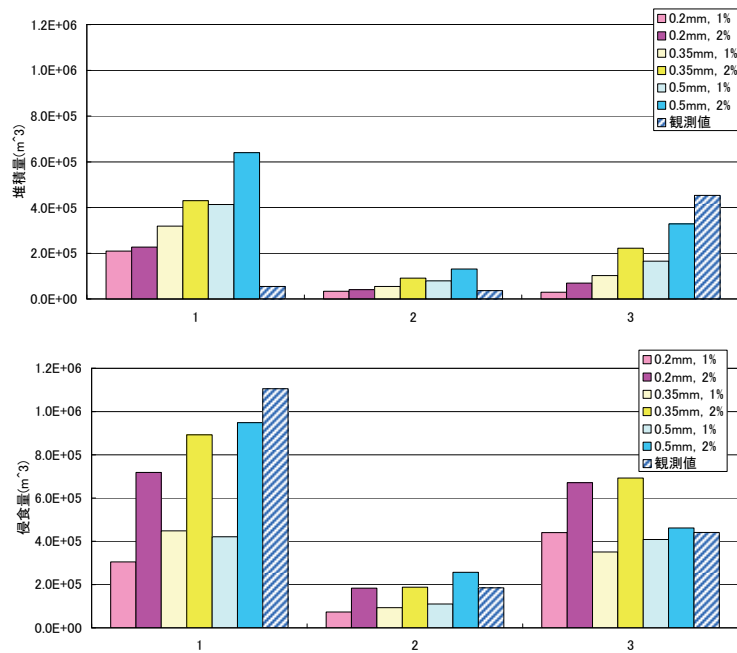


図 8.2.3-9 領域毎の堆積量・侵食量比較（池野ほか，2009）

8.2.3.6 まとめ

- ・ 東北地方太平洋沖地震津波を対象に仙台港の地形変化再現計算を実施した。
- ・ 高橋ほか(1999)と池野ほか(2009) 両モデルともに、浮遊砂上限濃度が 2%のとき、堆積量および侵食量の再現が比較的良好な結果となった。
- ・ 粒径 0.2mm のケースでは、港内部の堆積がほとんど見られない結果となった。
- ・ 粒径 0.35mm, 0.5mm のケースでは、港内の堆積と侵食の再現性が比較的良好であるが、観測では見られない岸壁際での堆積が生じる結果となった。
- ・ 岸壁際の滝落としのように、局所的に三次元的な流れが発生する箇所を再現するためには、三次元解析モデル等による検討が必要である。
- ・ 遡上解析を行う際には、陸上での砂移動解析の精度を向上させる必要がある。

8.2.4 砂移動に関する被害事例・既往研究

8.2.4.1 東北地方太平洋沖地震時における洗掘現象の事例

次の資料を対象として東北地方太平洋沖地震津波時に発生した砂移動による海岸構造物、建築物周辺の洗掘等被害事例を整理した。

- ・港湾空港技術研究所・国土技術政策総合研究所・水産総合研究センター「東日本大震災による港湾・空港・漁港の地震・津波災害調査報告」港湾・空港・漁港技術講演会，2011年5月
- ・東北地方太平洋沖地震津波に関する合同調査報告会，2011年7月
- ・東日本大震災調査報告会 2.4 海岸 津波による海岸構造物と背後地被害の特性について（国土交通省国土技術政策総合研究所），2011年4月
<http://www.nilim.go.jp/lab/bbg/saigai/h23tohoku/>
- ・平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震被害調査報告（建築研究所）
<http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/20110311/0311report.html>
- ・国土交通省交通政策審議会港湾分科会防災部会，「港湾における総合的な津波対策のあり方（中間とりまとめ）」，2011年7月
- ・国土交通省交通政策審議会港湾分科会防災部会，「港湾における地震・津波対策のあり方」，2012年6月

(1) 調査結果

1) 被害事例

富田(2011)，菅野(2011)では，海岸の洗掘（八戸港），矢板式岸壁隅角部の被害・矢板岸壁直線部の被害（相馬港），重力式岸壁隅角部の被害（茨城港日立港区）等の被害事例が報告されており，地震動，液状化，舗装および矢板の損傷，洗掘，水压差，波圧の重畳により被害が拡大したとしている。

高橋(2011)では，高さ6m程度の津波が到達したと推定される八戸港の事例が紹介されている。すなわち，津波の速い流れにより防波堤開口部や埠頭の隅角部において10m程度の洗掘が発生したことが報告されている。また，埋立地の隅角部を形成するケーソンが転倒したのは，その前面の海底の洗掘によるとしている。

榊山ほか(2011)では，海岸堤防背後で発生した洗掘の事例が報告されている。

諏訪(2011)では，宮城県，岩手県沿岸の海岸構造物に関しては，堤防を大きく越流した状況が堤防の被災と背後の地形変化からも確認でき，数m単位の越流があったが，堤防被災には破堤全壊，裏法の洗掘・天端の被災のみの部分破壊，堤防本体の被災なしの3つのケースがあったとの報告がされている。

建築研究所(2012)では、津波が作用した際、建築物の隅角部に強い水流が作用し、洗掘による大きな穴が明けられた跡が多く見られ、洗掘による穴に建築物が倒れ込み傾斜したものや、津波によって激しく洗掘され、フーチングおよび杭頭が多数露出する状態となっているものがあった。

2) 被災メカニズム

国土交通省(2011)、国土交通省(2012)では、防波堤・防潮堤の被災メカニズムと今後の対策の考え方がとりまとめられている。防波堤の被災メカニズムについては、釜石港の湾口防波堤を例にとり、港外側と港内側との水位差によるケーソンの滑動、水位差で発生する強い流れによる基礎マウンドの洗掘、ケーソンの沈下や滑落などが発生したと指摘している。防潮堤については、押し波時の越流で裏法や法尻部が洗掘されて倒壊に至る事例が多かったとしている。

(2) まとめ

- ・ 津波による速い流れにより、防波堤開口部や埠頭の隅角部において比較的大規模な洗掘が発生する事例が見られた。
- ・ 埋立地隅角部前面の洗掘により、ケーソンが転倒する事例が見られた。
- ・ 防波堤では、水位差で発生する強い流れによる基礎マウンドの洗掘が、水位差によるケーソンの滑動、ケーソンの沈下や滑落などと合わせて発生した。
- ・ 防潮堤では、押し波時の越流で裏法や法尻部が洗掘されて倒壊に至る事例が多く見られた。
- ・ 護岸等では押し波で構造上弱い箇所が損傷し、引き波によりその損傷箇所が拡大するなど、押し波と引き波の双方の外力が作用して被災している事例も見られた。地震動、液状化、津波波圧、洗掘が重畳し、被害が拡大した。
- ・ 建築物周りでは、津波が作用した際、隅角部に強い水流が作用し、洗掘により大きな穴が明けられた跡が多く見られた。洗掘による穴に建築物が倒れ込み傾斜したものや、津波によって激しく洗掘され、フーチングおよび杭頭が多数露出する状態となっているものもあった。

文献 1

題名	津波および港湾施設津波被害の現地調査結果
著者名	富田孝史（港湾空港技研）
出典	港湾・空港・漁港技術講演会-東日本大震災による港湾・空港・漁港の地震・津波災害調査報告
発行年月	2011.5
要旨	
八戸港での防波堤開口部、護岸隅角部、護岸背後の洗掘について報告されている。 洗掘  護岸背後の洗掘 	

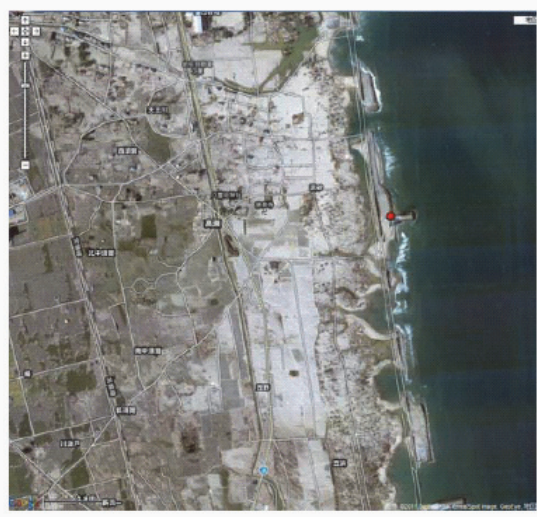
文献 2

題名	港湾・空港施設被害の現地調査結果
著者名	菅野高弘（港湾空港技研）
出典	港湾・空港・漁港技術講演会-東日本大震災による港湾・空港・漁港の地震・津波災害調査報告
発行年月	2011. 5
要旨	
一般港湾の被害事例を報告している。液状化、押し波時の洗掘、引き波時の津波波圧、引き波時の洗掘という被災パターンを紹介している。	
津波による洗掘 八戸港 八太郎地区P岸壁取付護岸 Hachinohe port : Scouring  八戸港 矢板式岸壁隅角部の被害 相馬港 1号ふ頭 Soma port  相馬港① 矢板岸壁直線部の被害 相馬港1号ふ頭  相馬港② 重力式岸壁隅角部の被害 茨城港日立港区 Hitachi 第4埠頭重力式岸壁 Rubble mound and its foundation ↓ Scour away Instability of Caisson 津波により マウンド部・マウンド基礎部地盤が洗掘されたものと想定  茨城港日立港区 洗掘を伴う港湾施設の被害事例	

文献 3

題名	港湾における津波被害
著者名	高橋重雄（港湾空港技研）
出典	東北地方太平洋沖地震津波に関する合同調査報告会 予稿集, pp. 69-73
発行年月	2011. 7
要旨	
文献 1 と同様，八戸港での防波堤開口部，護岸隅角部，護岸背後の洗掘について報告されている。 港内の海底では，津波の速い流れにより，防波堤開口部や埠頭の隅角部において洗掘が発生した箇所があるとしている。八戸港では，埋立地の隅角部を形成するケーソンが転倒したのは，その前面の海底の洗掘によると報告している。	
八戸港 洗掘約10m 洗掘約13m 洗掘約10m 防波堤の開口部 護岸の隅角部 速い流れ 海底地形変化に関する事例（八戸港）	

文献 4

題名	電中研チームによる津波に関する調査報告
著者名	榊山勉（電中研）・吉井匠・庄司学・煤田真也
出典	東北地方太平洋沖地震津波に関する合同調査報告会 予稿集, pp. 77-82
発行年月	2011. 7
要旨	
地形変化関連では、海岸地形の変化について報告されている。 仙台空港から東に行った地区での海岸堤防について、図-8 に示すように堤防背後での洗掘事例が紹介されている。 相馬港北部の高瀬地区近傍の海岸堤防（図-9）では、図-10 に示すように海岸堤防が歯抜け状に崩壊している状況について報告されている。	
 図-8 海岸堤防背面の局所洗掘	
 図-9 相馬市高瀬地区近傍の海岸堤防	
 (a) 図-9 の撮影場所から北側の海岸堤防の背面  (b) 図-9 の撮影場所から南側の海岸堤防の前面 図-10 高瀬地区近傍の海岸堤防の被災	

文献 5

題名	津波による海岸構造物と背後地被害の特性について
著者名	諏訪義雄（国土交通省）
出典	国土交通省国土技術政策総合研究所 東日本大震災調査報告会
発行年月	2011. 4
要旨	
甚大な被害が発生した宮城県，岩手県では ・堤防を大きく越流した状況が堤防の被災と背後の地形変化からも確認できた。 ・数 m 単位の越流があったが，堤防被災には破堤全壊，裏法・天端の被災のみの部分破壊，堤防本体の被災なしの 3 つのケースがあった。	
3. 海岸堤防の被災状況 裏法・天端侵食を受け、表法下部が残存 ところどころに歯抜け状の破堤 (吉田湾) 表法標高 T.P.8.6m 天端高 T.P.6.2m 3. 海岸堤防の被災状況 法尻洗掘が見られたが堤防は無事 (蒲崎海岸南部) 表法標高 T.P.7.5m 天端高 T.P.7.2m	

文献 6

題名	建築物の津波被害を踏まえた検討
著者名	建築研究所
出典	東北地方太平洋沖地震被害調査報告
発行年月	2012. 3
要旨	
津波浸水域では、多くの鉄筋コンクリート造建築物の構造躯体等には著しい損傷は見られなかったが、ほとんどの開口部等の非構造部材は流失していた。浸水深の大きい津波浸水域では、鉄筋コンクリート造建築物の倒壊、1 階の層崩壊、転倒・移動、地盤の洗掘、壁の面外破壊、漂流物の衝突等の被害が見られた。 津波が作用した際、建築物の隅角部に強い水流が作用し、洗掘による大きな穴が明けられた跡が多く見られた（写真 6. 2. 1-9）。直接基礎を有する低層建築物では、洗掘による穴に建築物が倒れ込み傾斜したもの（写真 6. 2. 1-10）や、洗掘に加えて大きな津波波圧を受け、数十メートル流されたものも確認されている。 建物基礎部は津波によって激しく洗掘され、写真 6. 2. 2-5 のようにフーチングおよび杭頭が多数露出する状態となっているものがあった。	
 写真 6. 2. 1-9 洗掘による基礎の露出  写真 6. 2. 1-10 洗掘による 2 階建て 建築物の傾斜  写真 6. 2. 2-5 基礎の洗掘（中央部）	

文献 7

題名	港湾における地震・津波対策のあり方 (港湾における総合的な津波対策のあり方(中間とりまとめ) 2011. 7)
著者名	国土交通省交通政策審議会港湾分科会防災部会
出典	—
発行年月	2012. 6
要旨	
東北地方太平洋沖地震津波による災害を踏まえ、被災地の港湾や後背都市の早期復旧・復興の観点から特に急がれる想定津波の見直しの考え方等について、中間的なとりまとめを行った。 ○津波防災施設の被災メカニズム 防波堤の被災メカニズムを釜石港の湾口防波堤を例にみると、防波堤が津波を堰き止めて発生した港外側と港内側との大きな水位差によって生じたケーソンの滑動、水位差による強い流れで生じた基礎マウンドの洗掘、さらにそれらによるケーソンの沈下や滑落などが発生している。 防潮堤については、押し波時の越流で裏法や法尻部が洗掘されて倒壊に至る事例が多かった。港湾に多くみられる胸壁については長い延長にわたる倒壊は少ないが、越流を考慮した設計になっていないことから、引き波時の流水圧に抗しきれずに部分的に倒壊する事例がみられるとともに、陸閘の流出が目立った。また、護岸等では押し波で構造上弱い箇所が損傷し、引き波によりその損傷箇所が拡大するなど、押し波と引き波の双方の外力が作用して被災している事例も見られた。 ○粘り強い構造を目指した技術的検討 津波防災施設には、繰り返し来襲する津波に対して、仮に第 1 波で被害を受けたとしても倒壊せず、第 2 波目以降にも最低限の耐力を保持する「粘り強い」構造が求められる。従って、施設の整備にあたっては、必要に応じ、費用対効果を検証しつつ、最大クラスの津波に対して損傷はしても、壊滅的な倒壊はしにくい粘り強い構造とすることについての技術的検討を行う。	

8.2.4.2 洗掘に関する既往研究

(1) 津波による構造物周辺の洗掘評価

洗掘による構造物周辺の洗掘評価式としては、次式に示す野口ほか(1997)の実験式がある。野口ほか(1997)は、洗掘に関する諸量を図 8.2.4-1 のように定義し、定在渦の大きさと洗掘深はほぼ等しいことから、定在渦の大きさを求めることで洗掘深を見積もっている。

$$R = g^{-1/4} q^{1/2} z_f^{1/4}$$

ここに、 R : 洗掘深(m), g : 重力加速度(m/s^2), q : 落下水の流量($\text{m}^3/\text{m/s}$), z_f : 護岸前面の水位から護岸天端までの高さ(m)である。

山本ほか(2011)は、津波による陸域構造物被害の合理的評価の提案の中で、戻り流れによる護岸下手側洗掘の実用的な数値予測モデルの開発のために、水理模型実験を多数実施し(図 8.2.4-2)、洗掘機構の理解を深め、最大洗掘深とその位置の評価法を提案している。最大洗掘位置までの距離は戻り流れのピーク流速を用いた放物運動の計算値を補正すれば求められること、最大洗掘深は戻り流れ放水塊の単位幅あたりの運動エネルギーまたは力積の鉛直方向成分をピーク流速になるまで累加した値を用いて算定することができるとしている(図 8.2.4-3)。

FEMA(2012)では、Dames and Moore(1980)による浸水深と洗掘深の関係として、表 8.2.4-1 が示されている。海岸線からの距離と底質に応じて、洗掘深を浸水深の百分率で表したものである。たとえば、海岸線から 90m 以上離れていて、底質が緩い砂(Loose sand)、浸水深が 10m の場合、洗掘深は 6m と計算される。

有川ほか(2014)は、直立型堤防における津波越流時の背後洗掘量について、水理模型実験を用いて検討した(図 8.2.4-4)。越流深と洗掘深は、相関が高い比例関係にあり、沈降速度に応じた相似則により定量的に評価できることを示した(図 8.2.4-5)。

(2) 数値解析による検討

後藤ほか(2013)は、流れ場に連動した移動床境界を扱うことと、ケーソンや被覆ブロック、マウンド捨石の移動を Lagrange 的に追跡することが容易な粒子法型の数値波動水槽を用いて、混成防波堤の越流洗掘型破壊過程の数値シミュレーションを実施した。港外側水位を一定とし、港内側の水位を変えて破壊過程を比較し、構内側水位が最も低いケースでは、洗掘の発生以前に波力によるケーソンの滑動が生じた。港内側水位がある程度高い場合には、洗掘孔の拡大による防波堤の破壊が確認された(図 8.2.4-6)。港内側水位を最も低くし、腹付け工を設置したケースでは、ケーソンの移動が効果的に抑制され、破壊に至らなかった(図 8.2.4-7)。

中村ほか(2015)では、東北地方太平洋沖地震津波により被災した海岸堤防を対象に、洗掘の発達機構と洗掘対策の有効性を実スケールの数値解析により検討した(図 8.2.4-8)。この研究で用いた三次元流体・構造・地形変化・地盤連成数値計算モデルは、移動床の間隙内部の流体を含む非圧縮性流体からなる全気液相の流体運動を地形の変化を考慮して解析するメインソルバーと、気液界面を追跡する VOF 法に基づくモジュール、掃流砂・浮遊砂輸送による地形変化の計算と浮遊砂濃度分布の解析を行うモジュール等から構成されている(中村ほか, 2013; 中村・水谷, 2014)。

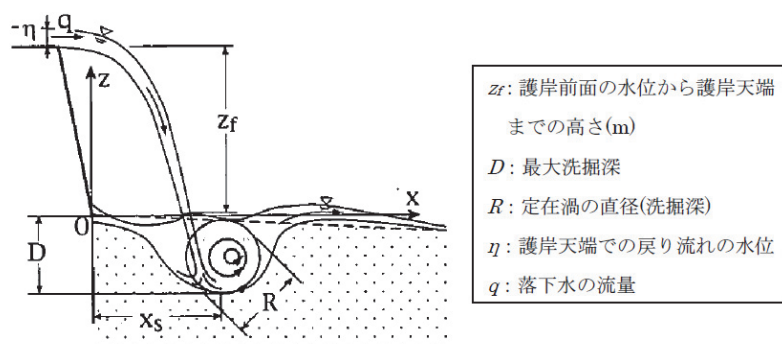


図 8.2.4-1 洗掘に関する諸量(野口ほか, 1997)

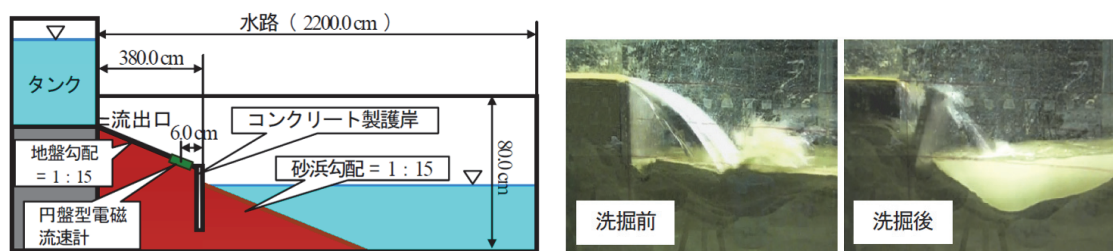


図 8.2.4-2 戻り流れによる洗掘実験(山本ほか, 2011)

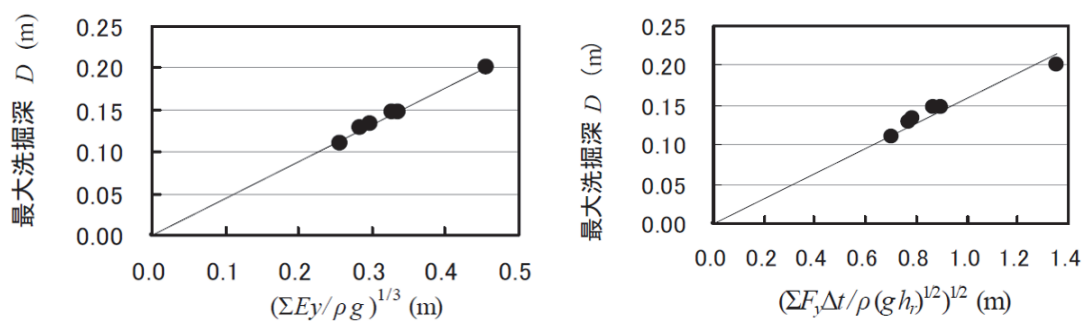


図 8.2.4-3 最大洗掘深との関係(山本ほか, 2011)

(左図: 単位幅あたりの運動エネルギーの鉛直成分累加値,
 右図: 単位幅あたりの力積の鉛直成分の累加値)

表 8.2.4-1 浸水深と洗掘深の関係 (Dames and Moore(1980)に基づき作成)

土壌タイプ	洗掘深 (水深に対する割合 %) 離岸距離が 300 フィート以内	洗掘深 (水深に対する割合 %) 離岸距離が 300 フィート以上
軟弱砂	80	60
砂	50	35
柔らかいシルト	50	25
硬いシルト	25	15
柔らかい粘土	25	15
硬い粘土	10	5

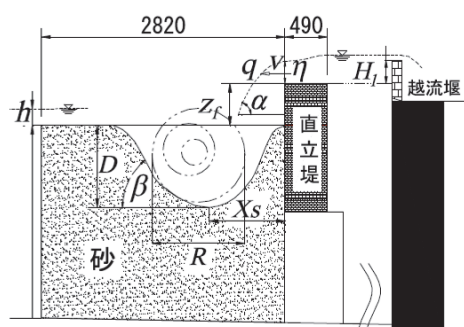


図-1 実験断面図(小規模)(単位: mm)

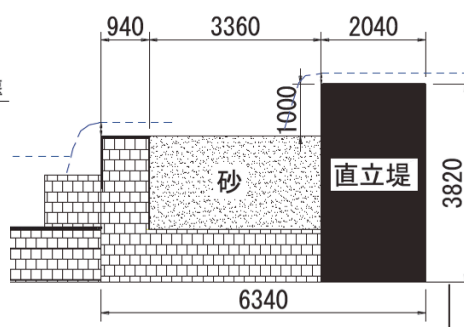


図-7 実験断面図(大規模)(単位: mm)

図 8.2.4-4 実験断面図 (左図: 小規模, 右図: 大規模) (有川ほか, 2014)

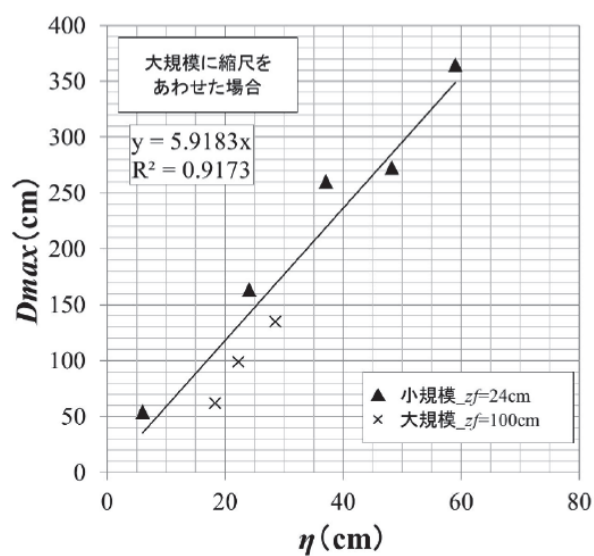


図 8.2.4-5 最大洗掘量と越流水深の関係 (有川ほか, 2014)

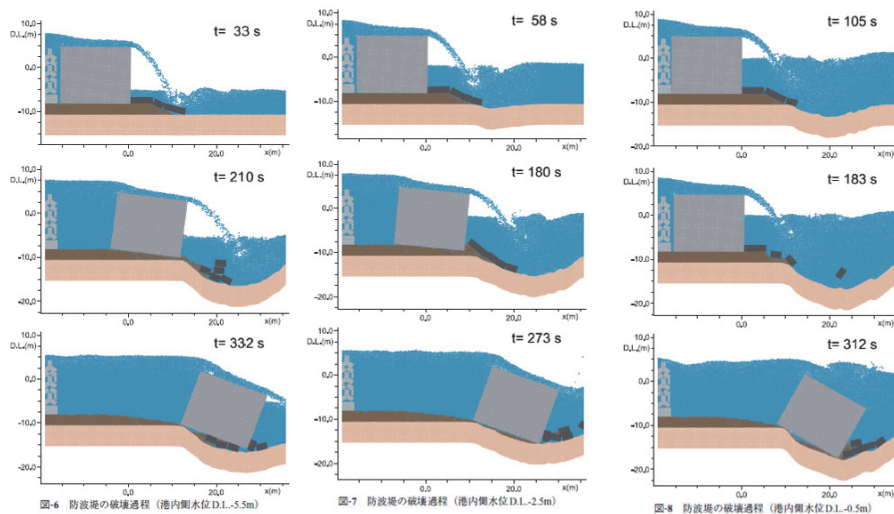


図 8.2.4-6 粒子法数値波動水槽を用いた検討 (港内側水位の影響) (後藤ほか, 2013)

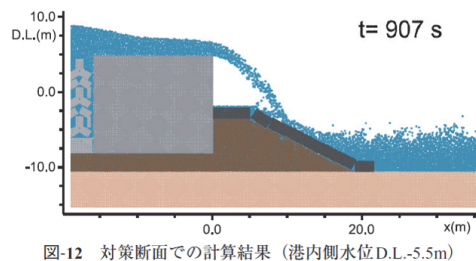
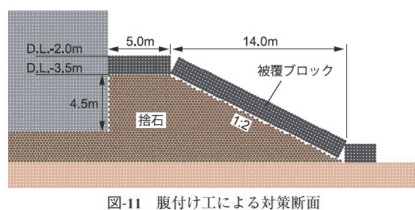


図 8.2.4-7 粒子法型数値波動水槽を用いた検討 (対策工の効果) (後藤ほか, 2013)

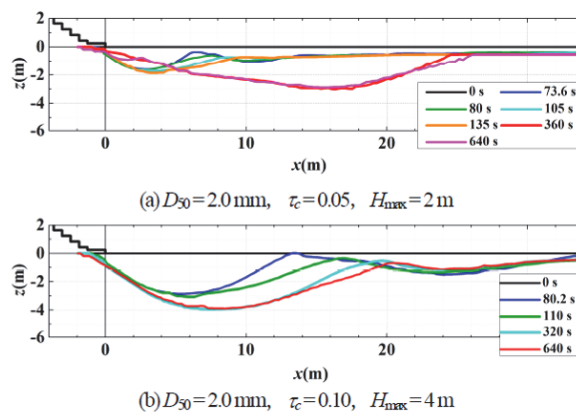
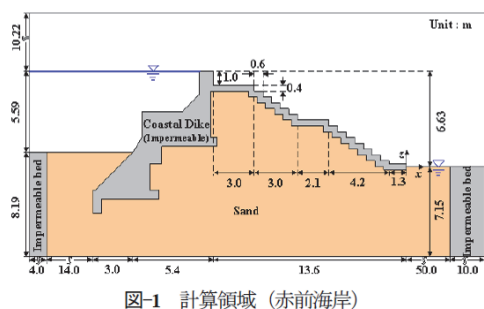


図-5 赤前海岸における洗掘孔の発達状況

図 8.2.4-8 赤前海岸を対象とした数値計算の計算領域と計算結果 (洗掘孔発達状況) (中村ほか, 2015)

8.2.4.3 浮遊砂上限濃度に関する既往研究

高橋ほか(1999)の砂移動計算モデルでは、底面でのせん断応力の計算時に全水深が小さくなると底面でのせん断応力が過大に評価される傾向がある。せん断応力の増加に伴い、浮遊砂層に巻き上げ砂が供給され、浮遊砂濃度が増大する。これらの巻き上げ砂量や浮遊砂濃度を計算する際、物理的メカニズムを考慮したモデルを用いることが理想であるが、現時点では浮遊砂上限濃度を設定し、過度に巻き上げ砂量が見積もられることを抑制する手法が用いられることが多い。

浮遊砂上限濃度に関しては、玉田ほか(2009)、藤田ほか(2010)、近藤ほか(2012)、森下ほか(2014)など、チリ津波、東北地方太平洋沖地震津波時の港湾における海底地形変化の実測値を用いた実規模検証が行われている例がある。

玉田ほか(2009)は、1960年チリ津波時の宮城県気仙沼湾における海底地形変化を対象とした砂移動計算を実施し、計算モデルの格子間隔、粒径、浮遊砂上限濃度についてパラメータスタディを実施した。粒径が0.001mmの最大侵食深を除いて、最大侵食深および堆積深のいずれにおいても、飽和浮遊砂濃度を5%とした場合の計算結果が、1%とした場合のものに比べて大きくなる傾向がみられた(図8.2.4-9)。また、粒径0.1mm、格子間隔5mの場合に5%の飽和浮遊砂濃度では実績値よりも侵食深を過大に評価する傾向があることを確認した(図8.2.4-10)。このことから、1960年チリ地震津波における気仙沼湾での飽和浮遊砂濃度は5%よりも小さかったものと推察している。

藤田ほか(2010)は、1960年チリ津波時の八戸港の海底地形変化を対象に検討を行い、粒径0.26mm、計算モデルの格子間隔10.3mとし、浮遊砂上限濃度について1%、2%、5%のパラメータスタディを実施した(図8.2.4-11)。領域別の地形変化量(堆積量および侵食量)を集計し、観測値と比較した結果、浮遊砂上限濃度を1%、2%とした場合の再現性が良好であり、5%では過大評価となることを確認した(図8.2.4-12)。

近藤ほか(2012)は、東北地方太平洋沖地震津波時の宮古港の海底地形変化を対象とした砂移動計算を実施している。粒径は0.08mm、浮遊砂上限濃度は1%、計算モデルの格子間隔を10mとして検討を実施し、高橋ほか(1999)のモデルが実際の地形変化を十分な精度で再現できることを確認している(図8.2.4-13、図8.2.4-14)。

森下ほか(2014)は、東北地方太平洋沖地震津波時の気仙沼湾の海底地形変化を対象に砂移動計算を実施し、土砂変動に支配的に寄与する4つの因子(無次元掃流力、流砂量式係数、浮遊砂上限濃度、沈降速度)を抽出し(図8.2.4-15)、モデルの改良を行った。浮遊砂上限濃度に関しては、本来、摩擦速度の関数で表されるべきものであることから、流速に応じて変化するように設定した。浮遊砂上限濃度以外の因子として、無次元掃流力、流砂量式係数の改良を合わせて行い、湾口から狭窄部にかけての土砂変動分布を著しく向上させるとともに、堆積率を飛躍的に増加させ、実績の堆積率に近づく結果を得た(図8.2.4-16)。

Sugawara and Takahashi(2014)では、東北地方太平洋沖地震津波による仙台平野の地形変化を対象に、高橋ほか(1999)の手法に、高橋ほか(2011)によって求められた掃流砂量と巻

き上げ砂量の係数を用いる方法で、再現計算を実施し、東北地方太平洋沖地震津波による地形変化計算に適用可能であることを確認している（図 8.2.4-17）。鉛直断面における計算結果と観測値の比較を行い、計算では砂州と防潮堤背後の浸食が良好に再現できていることを確認した。一方で、海岸林における浸食、堆積を計算により再現するためには、粗度係数の空間的、時間的な変化を考慮する必要があること、内陸の 30cm 未満の薄い津波堆積物に砂移動モデルを適用するには、更なるモデルパラメータの研究が必要であることなどが課題であるとしている（図 8.2.4-18）。

Sugawara et al. (2014) では、東北地方太平洋沖地震津波による仙台平野の地形変化を対象に検討を行っている。高橋ほか(1999)の手法に、高橋ほか(2011)によって求められた掃流砂量と巻き上げ砂量の係数を用いて、粒径や浮遊砂上限濃度等を含む複数のパラメータスタディを実施している。浮遊砂上限濃度については、基本の 2%のほか、1%、4%について検討している（図 8.2.4-19）。

山下ほか(2015)は、東北地方太平洋沖地震津波による陸前高田市の地形変化を対象に、高橋ほか(2011)の手法を用いた実証計算を実施している。浮遊砂上限濃度については、今井ほか(2015)と同様の流速と水深に応じた関係式により設定（著者への聞き取りに基づく）している。計算結果は現地調査結果に現れている侵食や堆積の分布傾向を良好に捉えており、津波の遡上過程や浸水高、地形変化量や海域における堆積土砂の分布傾向が良好に再現されたとしている（図 8.2.4-20）。本計算による地形変化量は $2.1 \times 10^6 \text{m}^3$ の侵食であり、現地調査結果（ $1.9 \times 10^6 \text{m}^3$ ）と同程度であることが示されている。

今井ほか(2015)は、東北地方太平洋沖地震津波による北上川河口付近の地形変化を対象に、高橋ほか(2011)の手法を用いた再現計算を実施し、耕作農地の地形変化を概ね再現することができたとしている（図 8.2.4-21、図 8.2.4-22）。飽和浮遊砂濃度は、菅原ほか(2014)による流況により変化する下式に示す飽和浮遊砂濃度式を導入した。

$$C_s \approx \frac{\rho_s \rho_w}{\rho_s - \rho_w} \left(\frac{h^{\frac{4}{3}} w_s}{e_s n^2 u^3} - 1 \right)^{-1}$$

ここで、 ρ_s : 土砂の密度 (kg/m^3)、 ρ_w : 水の密度 (kg/m^3)、 h : 水深、 w_s : 土砂沈降速度 (m/s)、 u : 土砂を含む断面平均流速 (m/s)、 n : マニングの粗度係数 ($\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s}$)、 e_s : 巻き上げ効率である。

ここまで述べた、津波時における海水中の浮遊砂濃度に関する既往の研究に関して、砂移動計算時の設定について一覧表に整理した（表 8.2.4-2）。

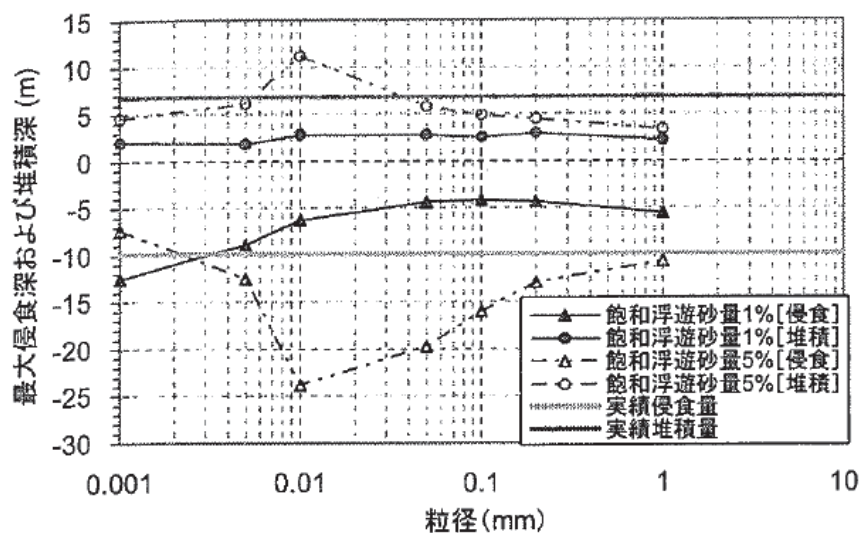


図 8.2.4-9 粒径および浮遊砂濃度の違いによる最大侵食・堆積深の計算結果
(1960 年チリ地震津波, 25m メッシュ) (玉田ほか, 2009)

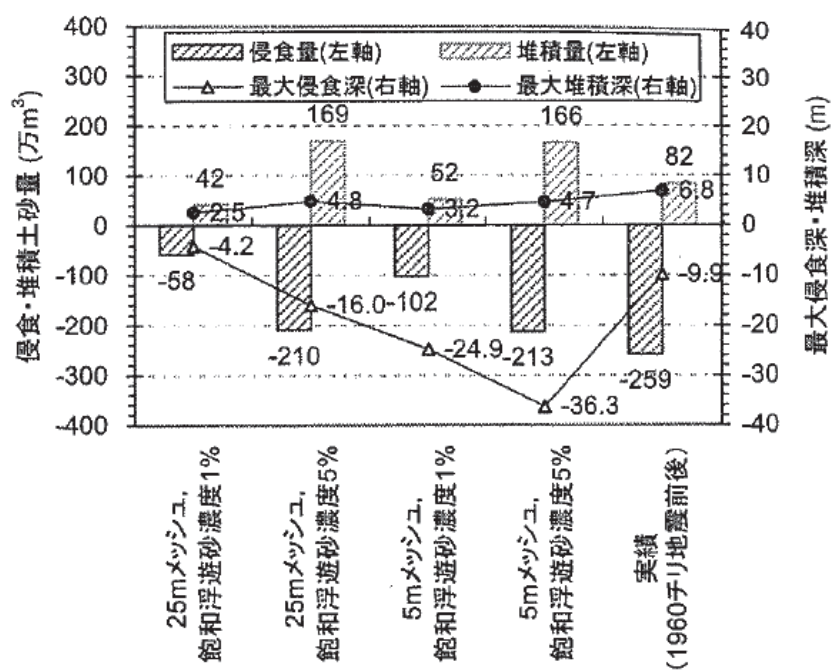


図 8.2.4-10 格子間隔および飽和浮遊砂濃度の違いによる土砂移動量および最大侵食
深・堆積深への影響 (底質粒径 0.1mm) (玉田ほか, 2009)

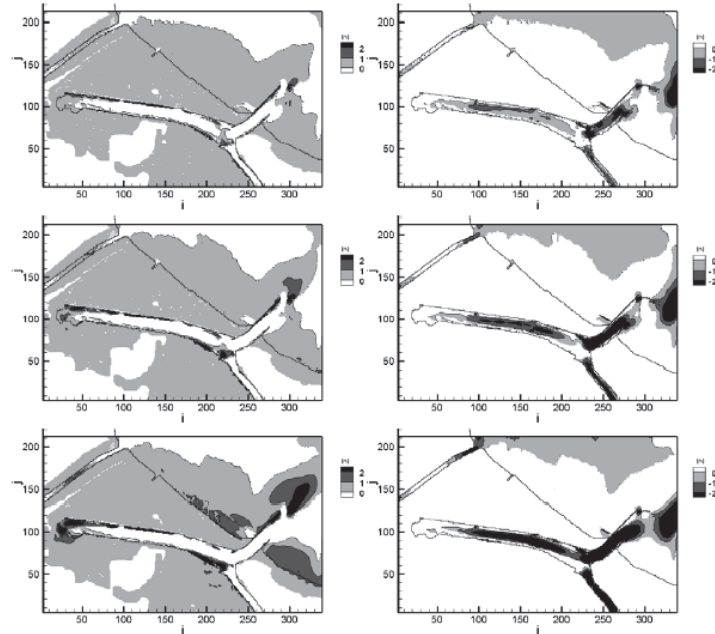


図 8.2.4-11 1960 年チリ津波時の八戸港の海底地形変化量計算結果（藤田ほか，2010）

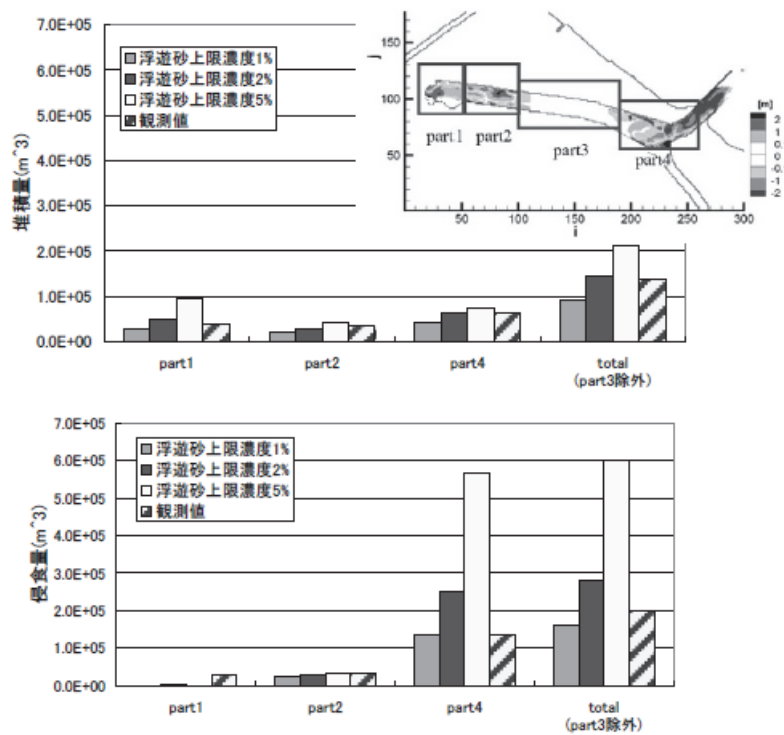


図 8.2.4-12 領域別の地形変化量集計結果（藤田ほか，2010）

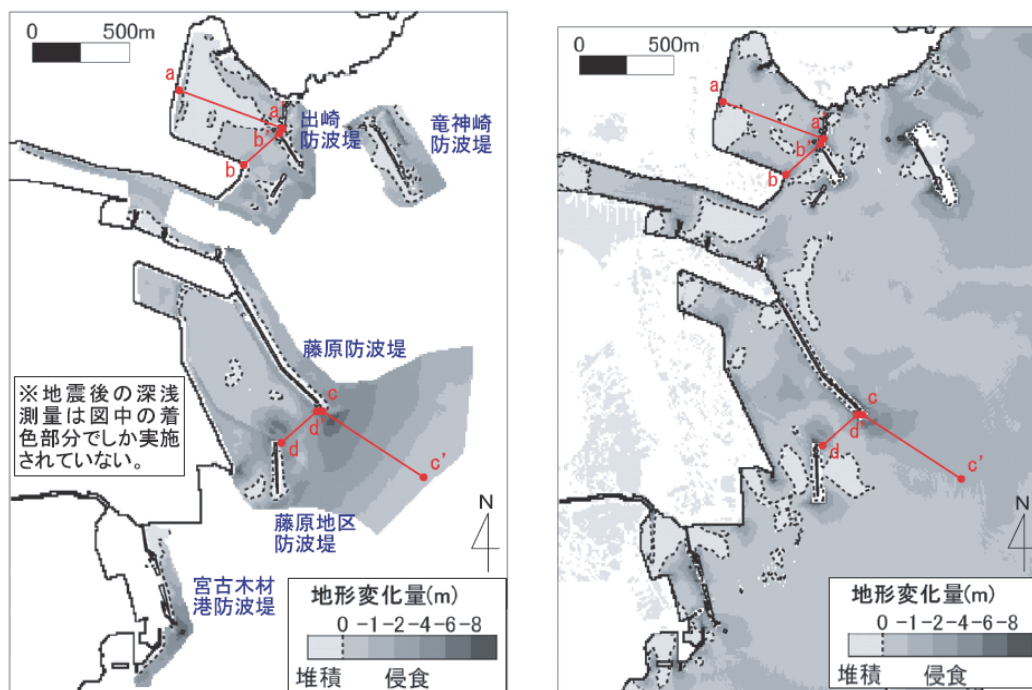


図 8.2.4-13 東北地方太平洋沖地震津波時の宮古港の海底地形変化
(左図：深淺測量図による地形変化量，右図：計算結果による地形変化量)
(近藤ほか，2012)

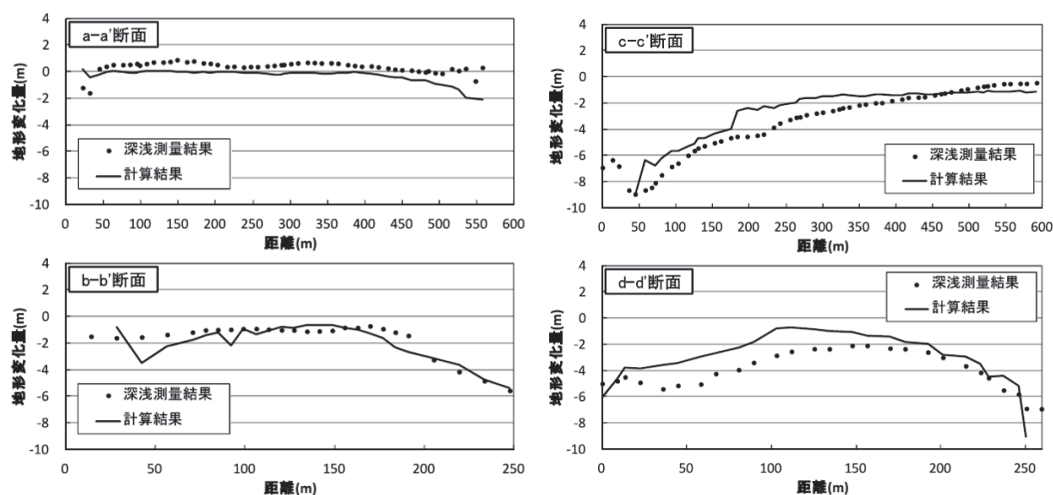


図 8.2.4-14 代表断面の地形変化量 (近藤ほか，2012)

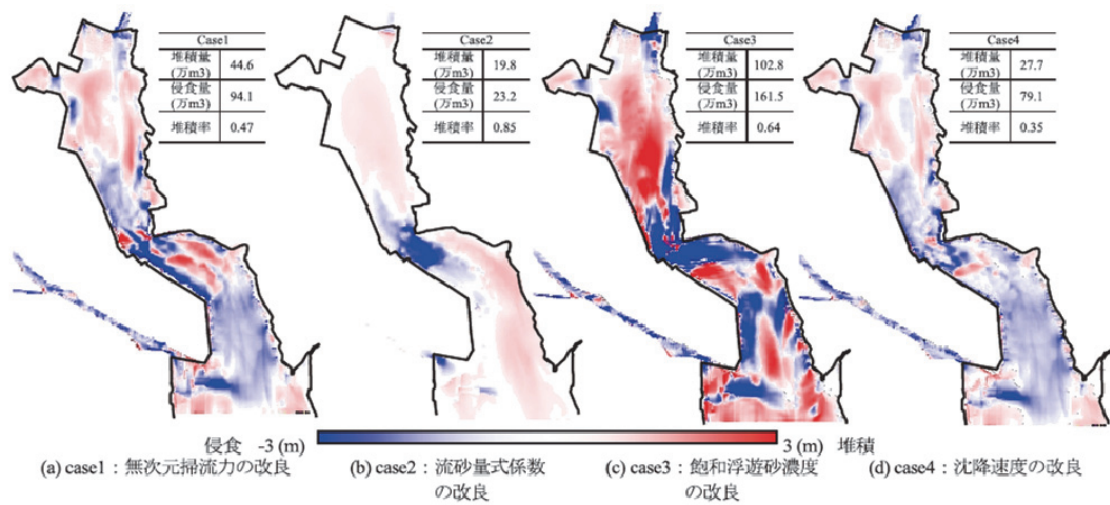


図 8.2.4-15 各支配的因子の改良による土砂変動の計算結果（森下ほか，2014）

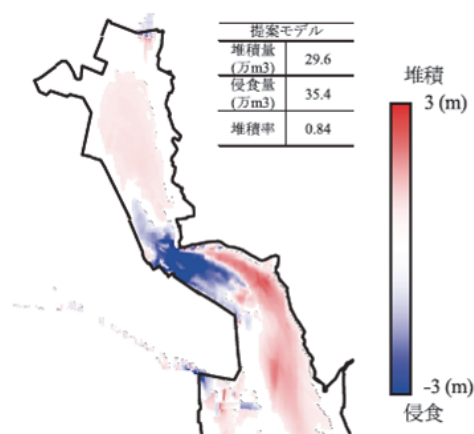
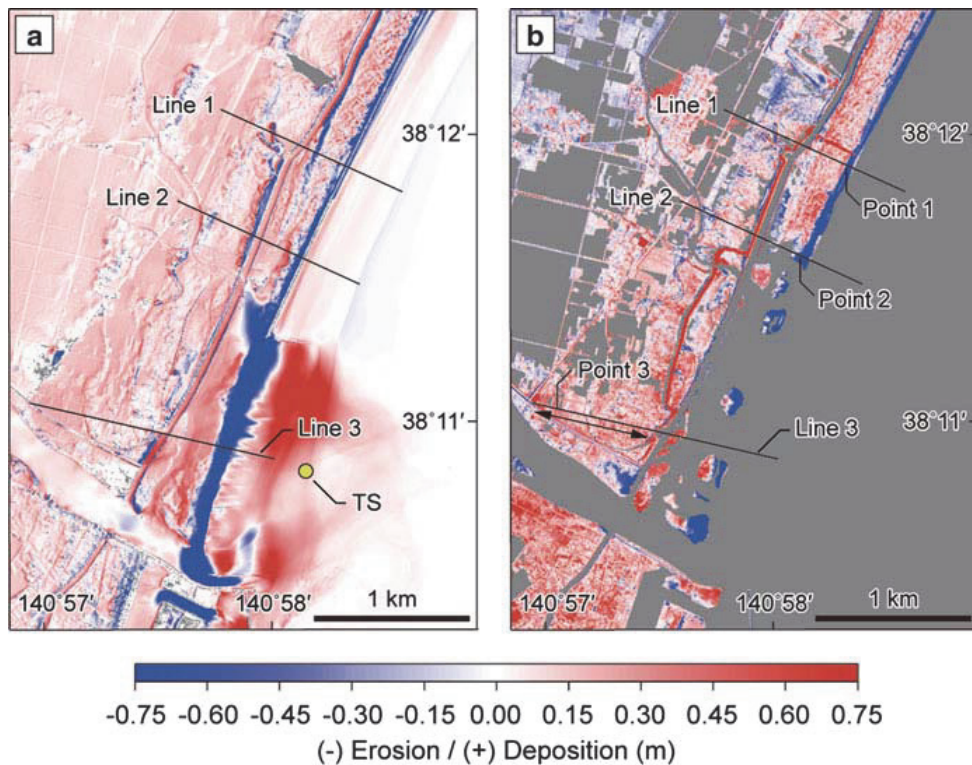


図 8.2.4-16 提案モデルによる土砂変動の計算結果（森下ほか，2014）



a : 計算結果（地震後 3 時間）

b : 観測結果（地震後 8 日）

図 8.2.4-17 津波後の地形変化 (Sugawara and Takahashi, 2014)

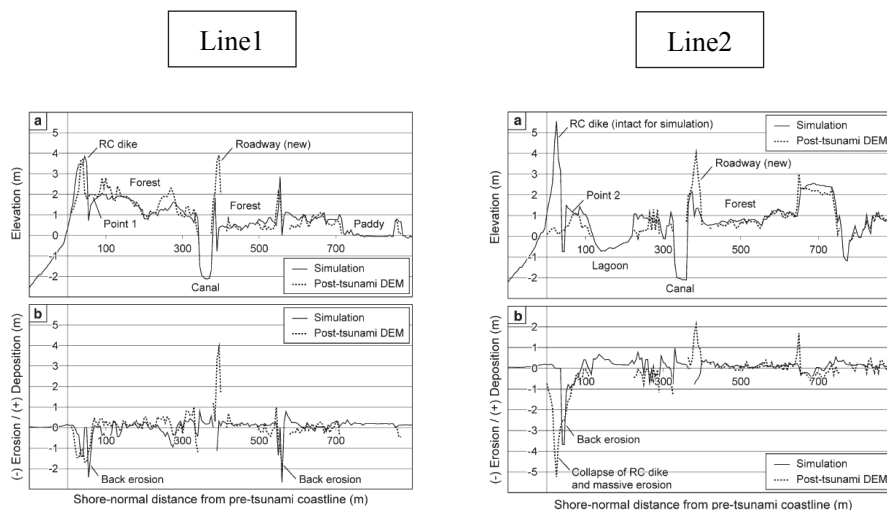


Fig. 4.9 Comparison of simulated and observed (a) elevation and (b) erosion and deposition along Line 1 in Fig. 4.1b

Fig. 4.10 Comparison of simulated and observed (a) elevation and (b) erosion and deposition along Line 2 in Fig. 4.1b

図 8.2.4-18 鉛直断面における地形変化比較 (Sugawara and Takahashi, 2014)

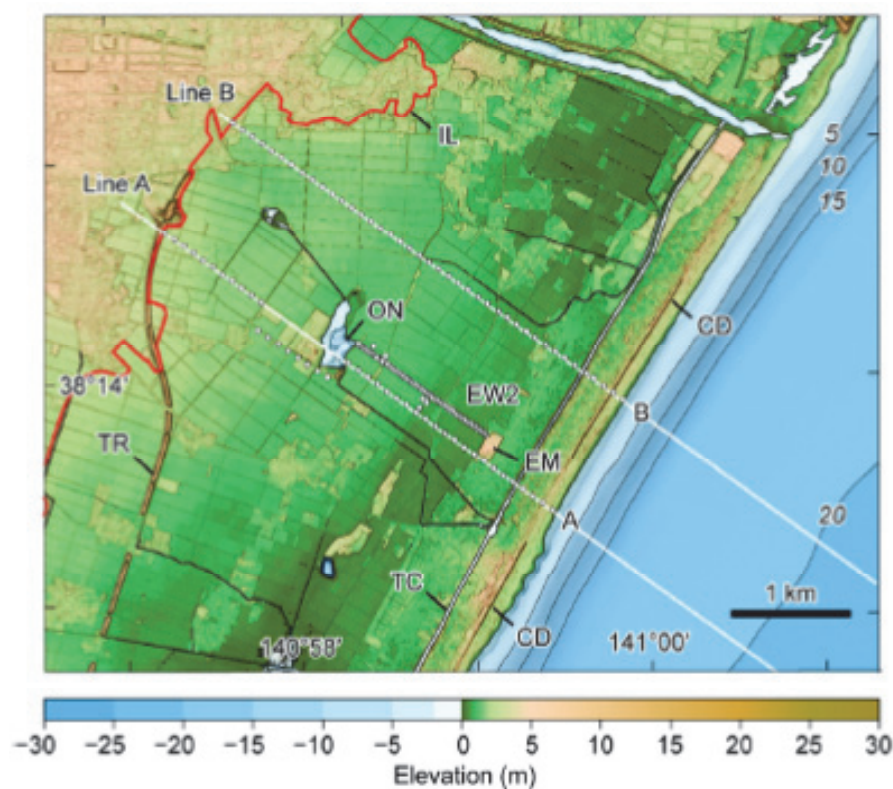


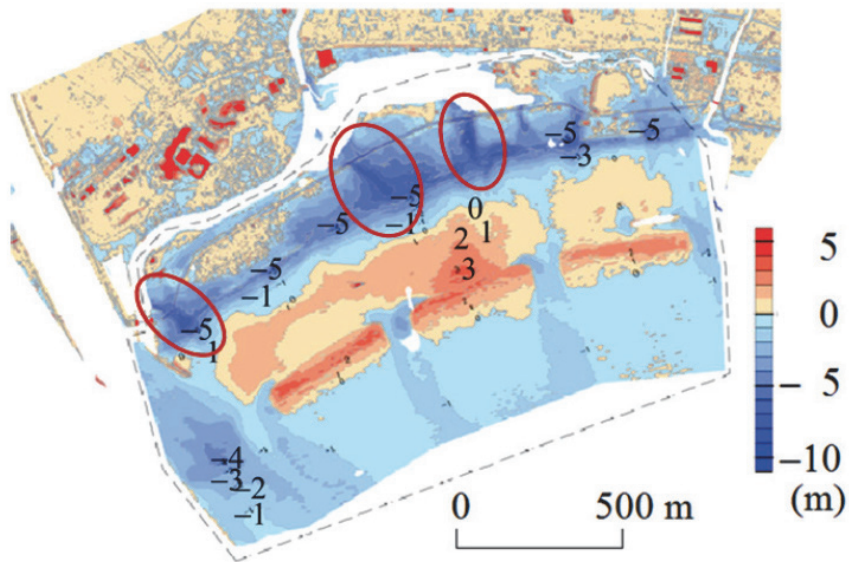
Table 1
Parameter list of sensitivity test. Parameter for reference simulation was applied to blank column of test # 1–10.

Test #	Test name	r	d	a	b	w_0	u_c	c_s	ε	n
1	Reference	100%	2.67E-04	4	4.4E-05	3.39E-02	1.56E-02	2%	5	0.03
2	EF_low	91%								
3	EF_high	111%								
4	GS_fine		1.66E-04	5.6	7.0E-05	1.79E-02	1.43E-02			
5	GS_coarse		3.94E-04	2.6	1.6E-05	5.01E-02	1.66E-02			
6	CS_low		粒径					1%		
7	CS_high							4%		
8	ES_low								2.5	
9	ES_high								10	
10	BF_low							浮遊砂 上限濃度		0.02
	BF_high									0.04

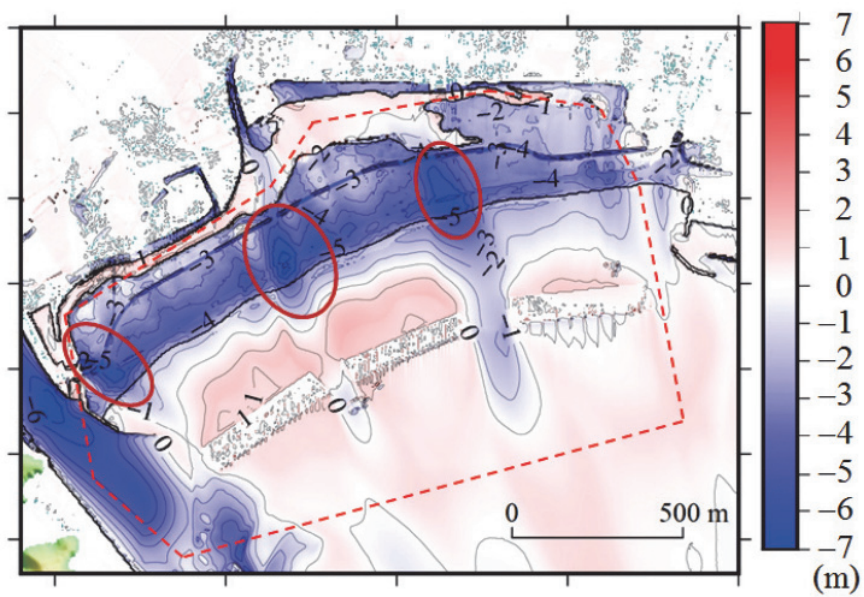
Symbols

r	Input rate of tsunami influx from the open sea
d	Grain size (diameter; m)
a	Grain-size dependent parameter for transport rate of bed load
b	Grain-size dependent parameter for exchange rate of suspended load
w_0	Settling velocity (m/s)
u_c	Critical friction velocity (m/s)
c_s	Upper limit of concentration of suspended load
ε	Effect of slope to bed load transport
n	Manning's roughness coefficient for sand bed

図 8.2.4-19 仙台平野への適用事例 (Sugawara et al. (2014) に加筆)



(a) 現地調査結果 (2011 年 5 月の調査. 加藤ら¹⁾ の図に加筆)



(b) 本計算結果

図-4 津波来襲前後の地盤高の変化量

図 8. 2. 4-20 地形変化量の比較結果 (山下ほか, 2015)

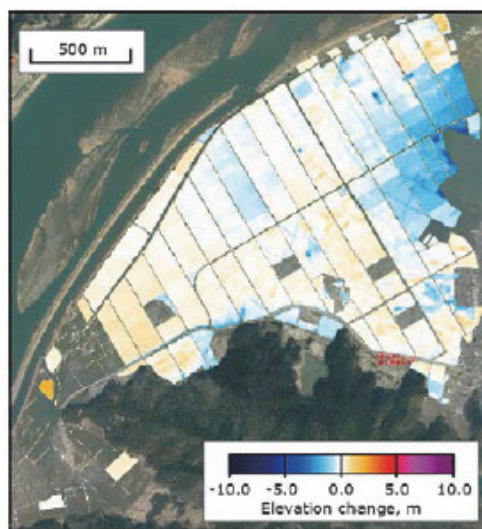
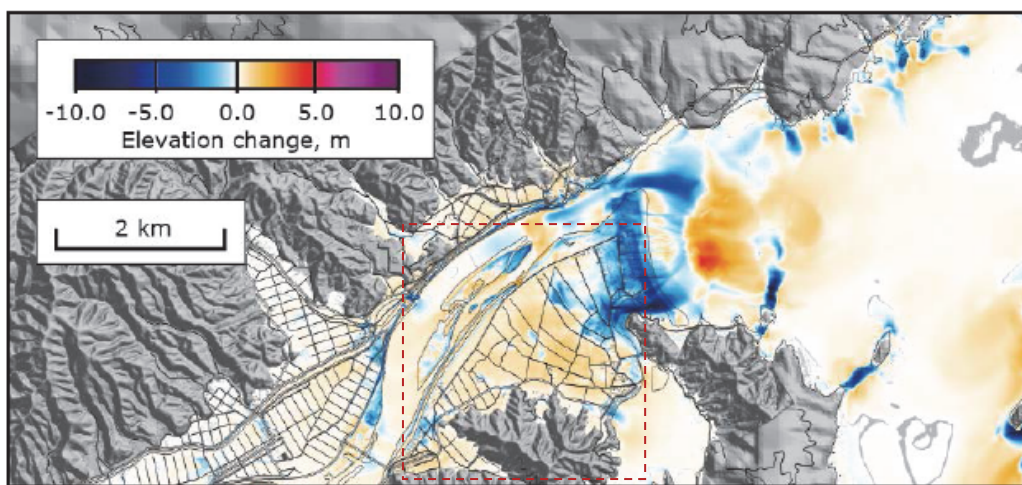


図-1 耕作農地の地盤高変化

図 8.2.4-21 耕作農地の地盤高変化測量結果（今井ほか，2015）



(b) $d=0.267\text{ mm}$

※今井ほか(2015)に破線枠の範囲を追記

図 8.2.4-22 北上川河口部周辺における最大地形変化量分布（今井ほか，2015）

表 8.2.4-2 浮遊砂上限濃度に関する既往研究

文献	実規模検証	計算使用 砂粒径	計算格子	浮遊砂 上限濃度	浮遊砂上限濃度に関する記載
高橋ほか (1999)	気仙沼湾 ^{*1}	0.2mm	25m	—	—
玉田ほか (2009)	気仙沼湾 ^{*1}	0.001mm～1mm	25m, 5m	1%, 5%	詳細格子計算の結果, 浮遊砂上限濃度 5%では実績値より侵食深を過大評価
藤田ほか (2010)	八戸港 ^{*1}	0.26mm	10.3m	1%, 2%, 5%	- 浮遊砂上限濃度 5%は過大評価 - 浮遊砂上限濃度 1～2%の場合の再現性が良好
近藤ほか (2012)	宮古港 ^{*2}	0.08mm	10m	1%	- 全体的な土砂移動傾向は良く一致 - 最大洗掘深や断面地形も定量的に概ね良い一致
森下ほか (2014)	気仙沼湾 ^{*1}	0.3mm	10m	1% 可変	$\alpha \times \sqrt{U^2 + V^2}$, U , V は断面平均流速 (m/s) α は流速 10m/s で浮遊砂上限濃度が 0.1 となるよう 0.01 と設定
Sugawara and Takahashi (2014)	仙台平野 名取川周辺 ^{*2}	0.25mm	—	1%	高橋ほか (2011) の手法による, 浮遊砂上限濃度を 1%とした設定で海岸付近と砂州の陸上部の浸食について, 観測結果を非常によく表現
Sugawara et al. (2014)	仙台平野 ^{*2}	0.166mm 0.267mm 0.394mm	最小 5m	1%, 2%, 4%	高橋ほか (2011) の手法により, 粒径や浮遊砂上限濃度等を変えたパラメータスタディを実施し, 陸上遡上域を含め, 上限 2%で地形変化を良好に再現
山下ほか (2015)	陸前高田市 広田湾 ^{*2}	0.267mm	—	可変	- 高橋ほか (2011) の手法を用いて, 地形変化量や海域における堆積土砂の分布傾向を良好に再現 - 高橋ほか (1999) の手法では, 砂の巻上げ量が著しく過大で地形変化の再現が困難 (学会口頭発表後のやりとりにて言及)
今井ほか (2015)	北上川河口部 ^{*2}	0.166mm 0.267mm 0.394mm	最小 5m	可変	高橋ほか (2011) の手法を用いて, 浮遊砂上限濃度を流速と水深に応じた関数で設定した解析モデルにより, 地形変化を良好に再現

※1 : 1960 年チリ津波による地形変化, ※2 : 2011 年東北地方太平洋沖地震津波による地形変化

8.3 漂流物評価

8.3.1 漂流物による衝突力算定式の詳細

これまでに提案されている漂流物の衝突力算定式を分類したものを表 8.3.1-1 に示す。
また、これらの算定式の詳細を以下に示す。

表 8.3.1-1 漂流物の衝突力算定式の整理

	漂流物の種類	算定式
松富ほか (1999)	木材 (円柱)	$F_m / (\gamma D^2 L) = (1.2 \sim 1.5) C_{MA} \{ v_{A0} / (gD)^{0.5} \}^{1.2} (\sigma_f / \gamma L)^{0.4}$ F_m : 衝突力, γ : 流木の単位体積重量, D : 木材の直径, L : 木材の長さ, g : 重力加速度, C_{MA} : 見かけの質量係数 (水の緩衝機能も加味), v_{A0} : 衝突速度, σ_f : 木材の降伏応力
池野・田中 (2003)	木材 (円柱, 角柱, 球状体)	$F_H / (gM) = S \cdot C_{MA} \cdot \{ V_H / (g^{0.5} D^{0.25} L^{0.25}) \}^{2.5}$ F_H : 衝突力, g : 重力加速度, M : 漂流物の重量, S : 係数 (=5.0), C_{MA} : 付加質量係数, V_H : 漂流物移動速度, D : 漂流物の直径 (角柱の場合は正方形断面辺長), L : 漂流物の長さ
日本道路 協会 (2012)	流木等	$P = 0.1 W v$ P : 衝突力, W : 流送物の重量, v : 表面流速
FEMA (2012)	木材 コンテナ	$F_i = 1.3 u_{\max} \sqrt{k m_d (1+c)}$ F_i : 衝突力, c : 付加質量係数, $u_{\max}$: 漂流物を運ぶ流体の最大流速, m_d , k : 漂流物の質量と有効軸剛性
水谷ほか (2005)	コンテナ	$F_m = 2 \rho_w \eta_m B_c V_x^2 + \left(\frac{W V_x}{g dt} \right), \quad V_x \doteq C_x = 2 \sqrt{g \eta_m}$ F_m : 衝突力, g : 重力加速度, W : コンテナの重量, B_c : コンテナ幅, η_m : 遡上波の最大水位, dt : 衝突時間, ρ_w : 水の密度, V_x : コンテナの漂流速度, C_x : 津波の遡上流速
有川・鷺崎 (2010)	コンテナ 流木	$F = \gamma_p \chi^{\frac{2}{5}} \left(\frac{5}{4} \tilde{m} \right)^{\frac{3}{5}} v^{\frac{6}{5}}, \quad \chi = \frac{4\sqrt{a}}{3\pi} \frac{1}{k_1 + k_2}, \quad k = \frac{(1-v^2)}{\pi E}, \quad \tilde{m} = \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}$ a : 衝突面半径の 1/2 (ここではコンテナ衝突面の縦横長さの平均の 1/4), E : コンクリートのヤング率, v : ポアソン比, m : 質量, v : 衝突速度, γ_p : 塑性によるエネルギー減衰効果, 添字 1,2 は衝突体と被衝突体を表す。
海洋架橋 調査会 (1978)	船舶	$F = \frac{W V^2}{4gD}$ F : 衝突力, W : 衝突船舶の重量, V : 衝突速度, D : 衝突船舶の停止距離

(1) 松富ほか(1999)の算定式

松富ほか(1999)は、見かけの質量係数（水の緩衝機能を含む）に関する水路実験、衝突力に関する空中での大規模実験と衝突力算定式の式形の理論的な考察から、津波による流木の衝突力算定式として次式を提案している。

$$\frac{F_m}{\gamma D^2 L} = 1.6 C_{MA} \left[\frac{v_{A0}}{(gD)^{0.5}} \right]^{1.2} \left(\frac{\sigma_f}{\gamma L} \right)^{0.4}$$

ここで、 F_m ：衝突力， γ ：流木の単位体積重量， D ：木材の直径， L ：木材の長さ， g ：重力加速度， C_{MA} ：見かけの質量係数（水の緩衝機能も加味）， v_{A0} ：衝突速度， σ_f ：木材の降伏応力である。

なお、本式は円柱形状の流木が縦向きに衝突する場合の衝突力算定式である。また、松富ほか(1999)は、上式中の見かけの質量係数 C_{MA} は段波やサージで 1.7，定常的な流れで 1.9 を採用すればよいとしている。

(2) 池野・田中(2003)の算定式

池野・田中(2003)は、漂流物として円柱，角柱，球の3種類の木材を用いた水理実験を行い、各種形状の漂流物に適用できる衝突力算定式として次式を提案している。

$$F_H / (gM) = S \cdot C_{MA} \cdot \{V_H / (g^{0.5} D^{0.25} L^{0.25})\}^{2.5}$$

ここで、 F_H ：衝突力， g ：重力加速度， M ：漂流物の重量， S ：係数（＝5.0）， C_{MA} ：付加質量係数， V_H ：漂流物移動速度， D ：漂流物の直径（角柱の場合は正方形断面辺長）， L ：漂流物の長さである。

また、池野・田中(2003)は実験結果から付加質量係数 C_{MA} を次のように推定している。円柱横向きの場合では、断面二次元現象とみなせる場合に 2.0，三次元現象とみなせる場合に 1.5，角柱横向きの場合では、断面二次元現象とみなせる場合に 2.0～4.0，三次元現象とみなせる場合に 1.5，円柱縦向きの場合では 2.0 程度，球の場合では 0.8 程度である。

(3) 日本道路協会(2012)の算定式

日本道路協会(2012)では、橋脚に流木等が衝突する場合の衝突力算定式として、次式が示されている。

$$P = 0.1Wv$$

ここで、 P ：衝突力（kN）， W ：流送物の重量（kN）， v ：表面流速（m/s）である。

(4) FEMA(2012)の算定式

FEMA(2012)では、漂流物による衝突力を正確に評価するのは困難としながら、木材およびコンテナの衝突実験に基づき衝突体・被衝突体間の有効軸剛性を考慮した衝突

力算定式として次式が示されている。

$$F_i = 1.3u_{\max} \sqrt{\hat{k}m_d(1+c)}, \quad \frac{1}{\hat{k}} = \frac{1}{k_s} + \frac{1}{k_d}$$

ここで、 F_i ：衝突力、 c ：付加質量係数、 $u_{\max}$ ：漂流物を運ぶ流体の最大流速（漂流物は流れと同じ速度で動くものと仮定される）、 m_d ：漂流物の質量、 $\hat{k}$ ：有効軸剛性であり、衝突漂流物の剛性 k_d と被衝突構造体の剛性 k_s を用いて求まる。

上式は漂流物として木材、丸太、コンテナを対象とした衝突力算定式であり、FEMA (2012)には、木材(アカマツ長手方向)とコンテナの軸剛性値が示されている(表 8.3.1-2)。

表 8.3.1-2 FEMA(2012)の設定値

漂流物	質量 M(kg)	質量係数 c	有効軸剛性 k(N/m)
材木もしくは丸太（軸方向）	450	0.0	2.4×10^6
20ft 標準コンテナ（軸方向）	2,200（空）	0.3	85×10^6
20ft 標準コンテナ（法線方向）	2,200（空）	1.0	80×10^6
20ft 重量コンテナ（軸方向）	2,400（空）	0.3	93×10^6
20ft 重量コンテナ（法線方向）	2,400（空）	1.0	87×10^6
40ft 標準コンテナ（軸方向）	3,800（空）	0.2	60×10^6
40ft 標準コンテナ（法線方向）	3,800（空）	1.0	40×10^6

(5) 水谷ほか(2005)の算定式

水谷ほか(2005)は、陸上を遡上する津波の水理模型実験から漂流コンテナの衝突力の計測を行い、津波により漂流するコンテナの衝突力算定式として次式を提案している。

$$F_m = 2\rho_w \eta_m B_c V_x^2 + \left(\frac{WV_x}{gdt} \right)$$

$$V_x \div C_x = 2\sqrt{g\eta_m}$$

ここで、 F_m ：衝突力、 g ：重力加速度、 W ：コンテナの重量、 B_c ：コンテナ幅、 η_m ：遡上波の最大水位、 dt ：衝突時間、 ρ_w ：水の密度、 V_x ：コンテナの漂流速度、 C_x ：津波の遡上流速である。

水谷ほか(2005)の算定式は、コンテナの漂流速度でコンテナと水塊が一体となって衝突し、衝突前の運動量が全て力積として作用したと考えた場合の近似式であり、上式の右辺第 1 項が水塊の質量による力、第 2 項がコンテナの質量による力を表している。

(6) 有川・鷺崎(2010)の算定式

有川・鷺崎(2010)は、気中実験および陸上遡上津波を対象とした水中実験を実施し、コンクリート版に木材あるいはコンテナ等の鋼構造物が漂流して衝突する際の衝突力の推定として次式を提案している。

$$F = \gamma_p \chi^{\frac{2}{5}} \left(\frac{5}{4} \tilde{m} \right)^{\frac{3}{5}} V^{\frac{6}{5}}$$

$$\chi = \frac{4\sqrt{a}}{3\pi} \frac{1}{k_1 + k_2}, \quad k = \frac{(1-\nu^2)}{\pi E}, \quad \tilde{m} = \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}$$

ここで、 F ：衝突力、 χ ：形状による係数、 a ：衝突面半径の1/2（ここではコンテナ衝突面の縦横長さの平均の1/4）、 E ：コンクリート版のヤング率、 ν ：ポアソン比、 m ：質量、 V ：衝突速度、 γ_p ：塑性によるエネルギー減衰効果（=0.25）、添字1,2は衝突体と被衝突体を表す。また、 $\tilde{m} = C_{MA} m$ （ C_{MA} ：サージタイプの1.7）とすることで、流木のコンクリート版に対する衝突力を評価できるとしている。なお、有川・鷺崎(2010)の算定式は、木材が縦向きに衝突する場合を想定している。

(7) 海洋架橋調査会(1978)の算定式

海洋架橋調査会(1978)では、船舶の衝突力の算定式として、次式が提案されている。

$$F = \frac{WV^2}{4D}$$

ここで、 F ：衝突力、 W ：衝突船舶の重量、 V ：衝突速度、 D ：衝突船舶の停止距離である。また、本州四国連絡橋技術関係基準集には、停止距離等が表8.3.1-3のように設定されている。

表 8.3.1-3 海洋架橋調査会(1978)の設定値

航路	船舶重量 (t)	停止距離 (m)	接近速度 (m/s)
主航路	200,000	8	対水速度 1m/s とし橋脚地点の潮流速を加える
側航路	5,000	1	

8.3.2 衝突力算定式の妥当性確認

8.3.2.1 検討概要

高畠ほか(2015)による大規模漂流物実験結果を用いて、衝突力の特性と既往の衝突力算定式の適用性について検討した。検討には、漂流物として丸太・自動車を対象とした気中実験および水中実験を用いた。

8.3.2.2 実験概要

(1) 漂流物

漂流物としては、表 8.3.2-1 に示す 3 種類の丸太のほか、図 8.3.2-1 に示す軽自動車を用いられている。

表 8.3.2-1 実験で用いられた漂流物（丸太）

種類	長さ L (m)	直径 D (m)	質量 M (kg)	弾性係数(打音試験) M (kN/mm ²)
スギ	1.0	0.380	72	9.1
	2.0		155～158	
マツ	2.0	0.435	178～181	11.2



諸 元

長さ L : 3,925mm

幅 W : 1,395mm

高さ H : 1,475mm

質量 m : 320kg

備考：強度に影響しないエンジン・
ガラスは取り外された状態

図 8.3.2-1 実験で用いられた漂流物（自動車）（高畠ほか(2015)を一部改変）

(2) 衝突力の計測

実験では、軸ひずみを計測可能な鋼棒が取り付けられた鋼板を用いて、反力が計測されている。反力を衝突力に換算するにあたっては、まず、気中試験（図 8.3.2-2）において、衝突体（漂流物）に取り付けた加速度計により衝突体の慣性力（衝突力）を求め、次に鋼板の反力と慣性力の間の換算係数を得ることで、水中試験（図 8.3.2-3）における衝突力を算定している。

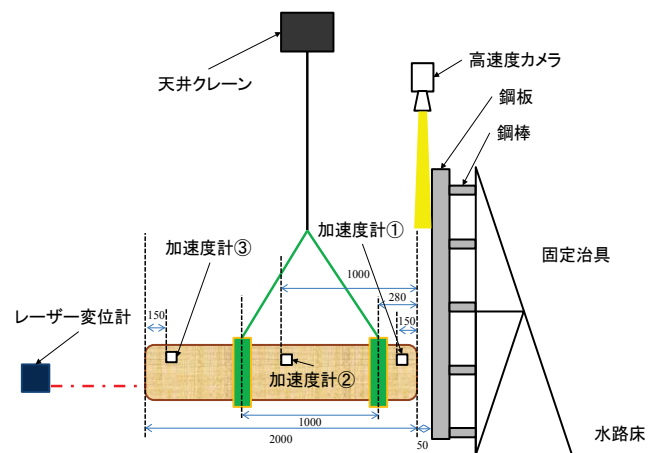
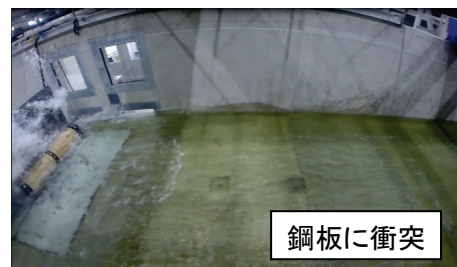
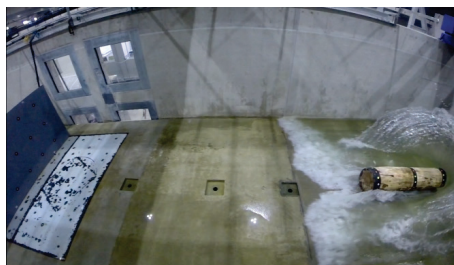


図 8.3.2-2 気中実験の実験装置（高島ほか(2015)を一部改変）



(1) 丸太漂流衝突試験（横置き）



(2) 丸太漂流衝突試験（縦置き）



(3) 自動車漂流衝突試験

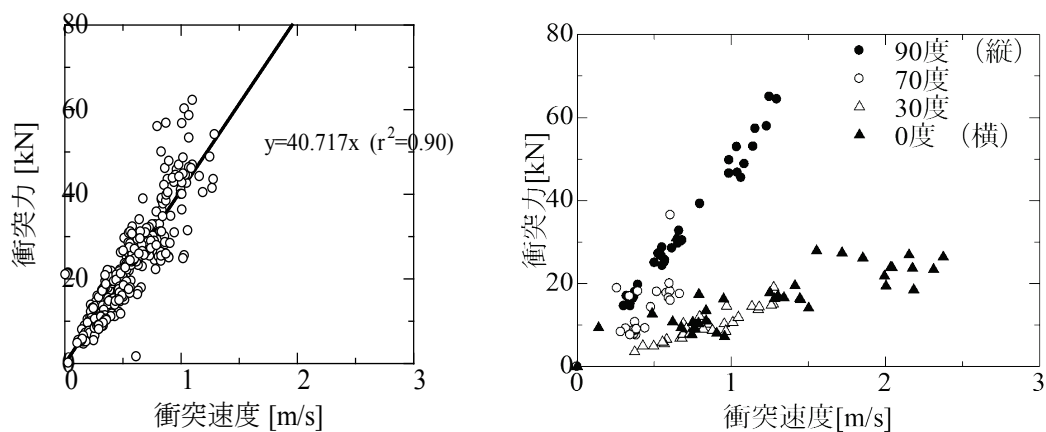
図 8.3.2-3 水中実験の様子（高島ほか(2015)を一部改変）

(3) 実験結果

1) 気中実験

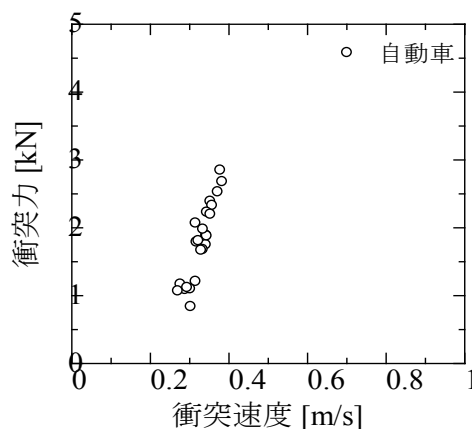
図 8.3.2-4 に、気中実験における衝突力と衝突速度の関係を示す。漂流物の衝突力の特徴は以下に示すとおりである。

- ・丸太（木材）の衝突力は衝突速度に対して線形に増加し、衝突角度（鋼板となす角度）が小さいほど衝突力は小さくなる傾向にある。
- ・自動車の衝突力は丸太の 1/10 以下であり、0.2m/s～0.4m/s の衝突速度において衝突力が線形に増加する。



(1) マツ 2m (衝突角度 90 度)

(2) スギ 2m (衝突角度 0, 30, 70, 90 度)



(3) 自動車

図 8.3.2-4 衝突力と衝突速度の関係（気中実験）
（高島ほか(2015)を一部改変）

2) 水中実験

図 8.3.2-5 に、水中実験における衝突力と衝突速度の関係を示す。丸太（木材）については、反力壁に衝突しかつ衝突速度を求められたケースがスギ 2m の横置き（衝突角度 0 度）のみとなっている。

水中実験における衝突力の特徴は以下に示すとおりである。

- ・丸太（木材）の衝突速度と衝突力の関係は、気中実験の傾向とは異なる。
- ・自動車の衝突力は衝突速度に対してほぼ線形に増加し、貯水位が同じであれば、初期水位の大きい方が衝突速度および衝突力が大きくなる。
- ・漂流物が構造物に衝突する際の水の影響としては、付加質量効果（衝突力増大効果）はほとんど見られず、クッション効果（衝突力減少効果）が顕著に現れるケースが多い（図 8.3.2-6）。

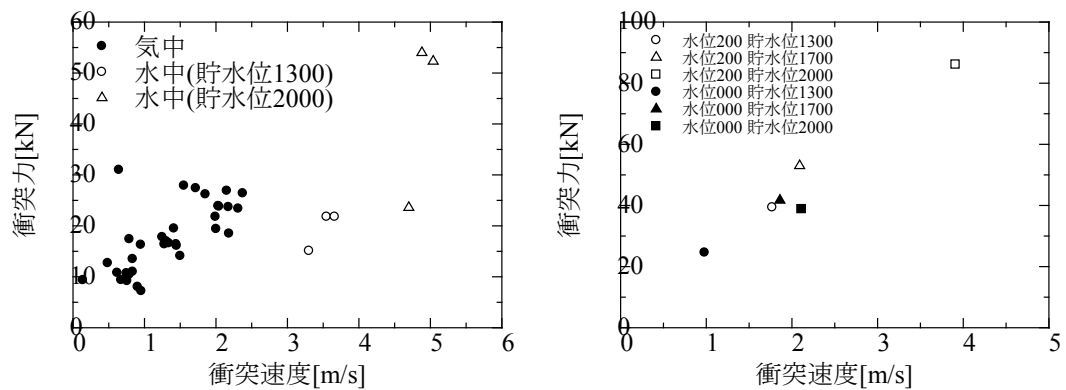


図 8.3.2-5 衝突力と衝突速度の関係（水中実験）

（高島ほか(2015)を一部改変）

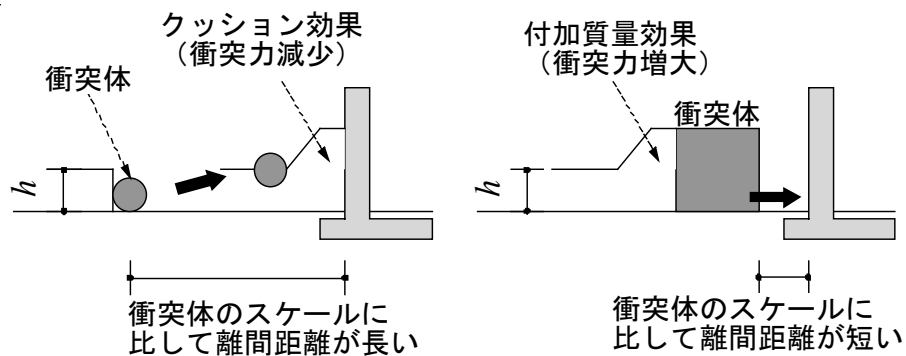


図 8.3.2-6 漂流物が構造物に衝突する際の水の影響

8.3.2.3 丸太（木材）による衝突力

気中実験および水中実験の結果を用いて、既往の衝突力算定式の適用性を検討した。

(1) 丸太の物性値

丸太の物性値については、既往の設定値（カタログ値）を用いる場合と実際に計測した物性値を用いる場合の両方について検討した（表 8.3.2-2）。

表 8.3.2-2 丸太の物性値

(1) 既往の設定値（カタログ値）を用いる場合

	弾性係数 ^{※1} E (kN/mm ²)	直径 D (m)	長さ L (m)	質量 m (kg)	密度 ρ (kg/m ³)	有効軸剛性 ^{※2} k (kN/m)
スギ	7.1	0.380	2.0	156	687.8	2.4×10^3
			1.0	72	634.9	
マツ	11.0	0.435	2.0	179	602.3	

※1：嶋津ら(2001)に記載の値

※2：FEMA(2012)のアカマツ長手方向の値

(2) 実際に計測した物性値を用いる場合を用いる場合

	弾性係数 E (kN/mm ²)	直径 D (m)	長さ L (m)	質量 m (kg)	密度 ρ (kg/m ³)	有効軸剛性 ^{※3} k (kN/m)
スギ	9.1	0.380	2.0	156	687.8	$\frac{E \pi D^2}{L \cdot 4}$
			1.0	72	634.9	
マツ	11.2	0.435	2.0	179	602.3	

※3：FEMA(2012)に記載されている算定式で計算した値を用いる。ただし、FEMA(2012)でも、これで算定した有効軸剛性を用いた衝突力の推定結果は実験結果と一致しないと記載されている。

(2) 既往の衝突力算定式

実験結果との比較には、衝突体として木材を対象とし本実験に近い現象を扱っているものとして、松富(1999)、池野・田中(2003)、有川・鷺崎(2010)、FEMA(2012)の衝突力算定式を用いた（算定式の詳細は付属編 8.3.1 参照）。

各算定式中の係数は、表 8.3.2-3 および表 8.3.2-4 のように設定した。

なお、FEMA(2012)の算定式中の流速は、木材が反力壁に衝突する瞬間の速度（衝突速度）を用いた。

表 8.3.2-3 衝突力算定式中の係数の設定（丸太気中実験）

衝突力算定式	係数	設定値	備考
松富(1999)	有効質量係数 C_{MA}	1.0	気中実験
池野・田中 (2003)	係数 S	5.0	
	質量係数 C_{MA}	1.0	気中実験
有川・鷺崎 (2010)	実験値を補正する係数 γ_p	0.25	
	ポアソン比 ν	0.4	
FEMA(2012)	付加質量係数 C	0	気中実験

表 8.3.2-4 衝突力算定式中の係数の設定（丸太水中実験）

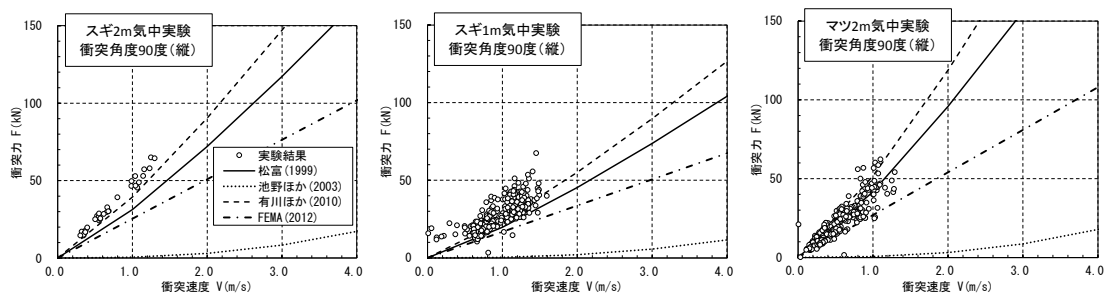
衝突力算定式	係数	設定値	備考
松富(1999)	有効質量係数 C_{MA}	1.7	サージの値
池野・田中 (2003)	係数 S	5.0	
	質量係数 C_{MA}	1.5	円柱横向き
有川・鷺崎 (2010)	実験値を補正する係数 γ_p	0.25	
	ポアソン比 ν	0.4	
FEMA(2012)	付加質量係数 C	0.3	

(3) 衝突力推定式と実験結果の比較

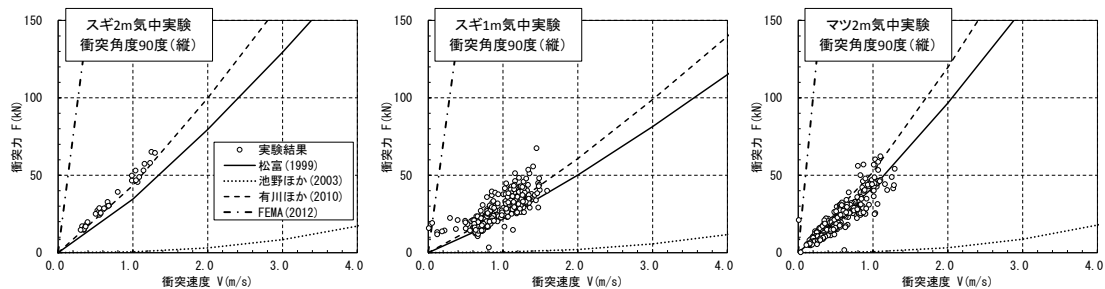
1) 丸太気中実験

図 8.3.2-7 は、丸太気中実験における衝突力と衝突速度の関係について、既往の設定値（カタログ値）を用いた場合の衝突力算定式と実験結果を比較したものである。各算定式の特徴は以下に示すとおりである。

- ・有川・鷺崎(2010)、松富(1999)の推定式は実験結果との整合が良く、既往の設定値を用いた場合と計測した物性値を用いた場合とで衝突力に大きな差はない。
- ・FEMA(2012)の推定式は、既往の設定値を用いた場合、実験結果に比べ若干小さくなる。一方、計測した物性値を用いた場合は、有効軸剛性の値によって衝突力が大きく変化する。
- ・池野・田中(2003)の推定式はいずれの場合も実験結果より小さい傾向にある。



(1) 既往の設定値を用いた場合



(2) 計測した物性値を用いた場合

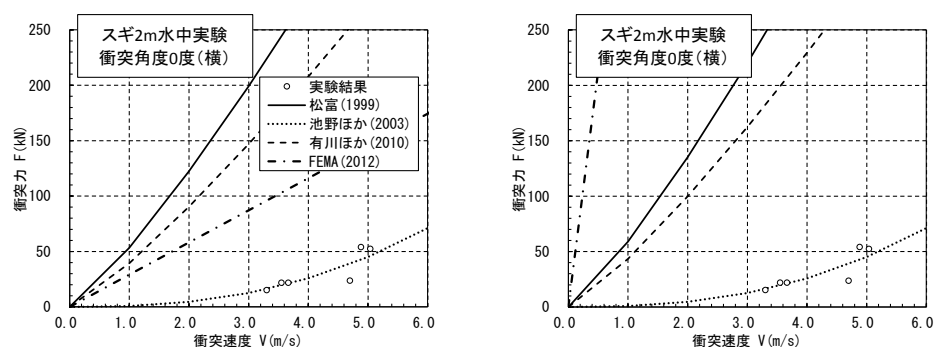
図 8.3.2-7 衝突力算定式と実験結果の比較（丸太気中実験）

2) 丸太水中実験

図 8.3.2-8 は、丸太水中実験における衝突力と衝突速度の関係について、既往の設定値（カタログ値）を用いた場合の衝突力算定式と実験結果を比較したものである。各算定式の特徴は以下に示すとおりである。

- ・池野・田中(2003)の算定式による衝突力は実験結果との整合が良い。
- ・松富(1999)，有川・鷺崎(2010)，FEMA(2012)の算定式による衝突力は，実験結果に比べかなり大きくなる。

ただし，実験結果は衝突角度 0 度（横）による衝突力であるのに対し，松富(1999)，有川・鷺崎(2010)の算定式は衝突角度 90 度（縦）を対象とした算定式であること，FEMA(2012)の有効軸剛性には衝突角度 90 度（縦）の値を用いていることに留意する必要がある。



(1) 既往の設定値を用いた場合

(2) 計測した物性値を用いた場合

図 8.3.2-8 衝突力算定式と実験結果の比較（丸太水中実験）

8.3.2.4 自動車による衝突力

気中実験および水中実験の結果を用いて、既往の衝突力算定式の適用性を検討した。

(1) 既往の衝突力算定式

自動車を対象とした既往の衝突力算定式はないため、衝突力算定式として比較的適用範囲の広い FEMA(2012) の適用性を検討した（算定式の詳細は付属編 8.3.1 参照）。

FEMA(2012) の算定式中の有効軸剛性には、表 8.3.2-5 に示す 2 種類の設定値を用いた。また、気中実験の場合の付加質量係数は 0.0 とした。水中実験の場合の付加質量係数は、FEMA(2012) による推奨値 0.0～0.3 を踏まえ、0.0 と 0.3 の 2 種類の設定値を用いた。

表 8.3.2-5 衝突力算定式中の係数の設定（自動車）

衝突力算定式	有効軸剛性 (kN/m)	備考
FEMA(2012)	1.5×10^6	FEMA(2012) による 20ft コンテナの軸剛性値
	1.35×10^2	静的載荷試験から求めた軸剛性値

(2) 衝突力推定式と実験結果の比較

1) 自動車気中実験

図 8.3.2-9 は、自動車気中実験における衝突力と衝突速度の関係について、衝突力算定式と実験結果を比較したものである。FEMA(2012) の算定式の特徴は、以下に示すとおりである。

- ・ FEMA(2012) による 20ft コンテナの軸剛性値を用いた場合の衝突力は、実験結果に比べて非常に過大な算定結果が得られる。

- ・静的載荷試験から求めた軸剛性値を用いた場合の衝突力は、実験結果に比べて若干過大な算定結果となる。
- ・自動車については、有効軸剛性あるいは弾性係数に対する既往文献がほとんどないため、衝突力算定式の適用は難しい。

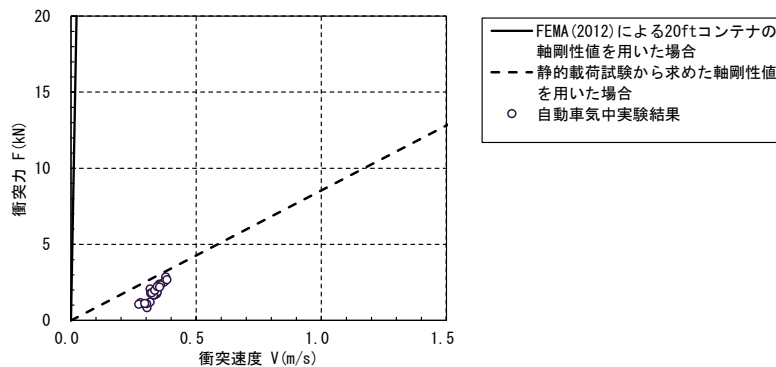


図 8.3.2-9 衝突力算定式と実験結果の比較（自動車気中実験）

2) 自動車水中実験

図 8.3.2-10 は、自動車水中実験における衝突力と衝突速度の関係について、衝突力算定式と実験結果を比較したものである。FEMA (2012) の算定式の特徴は、以下に示すとおりである。

- ・FEMA (2012) による 20ft コンテナの軸剛性値を用いた場合の衝突力は、実験結果に比べて過大な算定結果が得られる。
- ・静的載荷試験から求めた軸剛性値を用いた場合の衝突力は、実験結果に比べて過少な算定結果となる。
- ・自動車については、有効軸剛性あるいは弾性係数に対する既往文献がほとんどないため、衝突力算定式の適用は難しい。

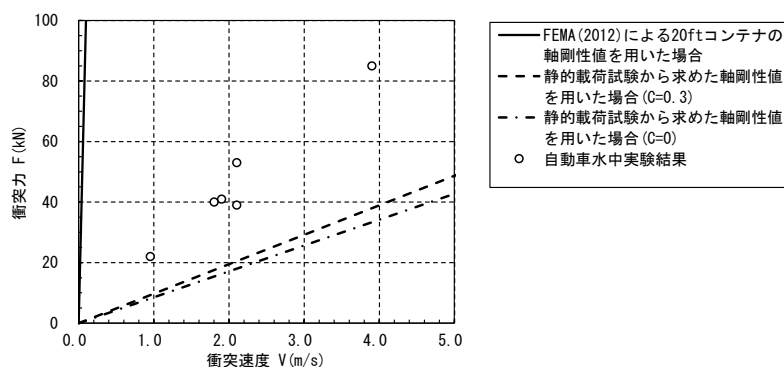


図 8.3.2-10 衝突力算定式と実験結果の比較（自動車水中実験）

8.3.3 津波漂流物の事例

津波漂流物の事例として、東北地方太平洋沖地震津波における津波漂流物に関する調査結果を示す。なお、調査対象とした文献は以下の4文献である。

- ① 2011 年東日本大震災による港湾・海岸・空港の地震・津波被害に関する調査速報
- ② 電中研チームによる津波被害調査報告
- ③ 東北電力による女川原子力発電所における津波漂流物事例調査報告
- ④ 東京電力による福島第一および第二原子力発電所の被害状況報告

①では、被災地域全域に渡って船舶や流木、コンテナなどの漂流物に関する被害報告がなされており、②では、仙台塩釜港でのコンテナの漂流に関する事例が取り上げられている。また、③および④では、東北電力（株）および東京電力（株）の原子力発電所敷地内における漂流物の調査事例が報告されている。

① 港湾空港技術研究所資料

題名	2011 年東日本大震災による港湾・海岸・空港の地震・津波被害に関する調査速報
著者名	高橋重雄，戸田和彦，菊池喜昭，菅野高弘，栗山善昭，山崎浩之，長尾毅，下迫健一郎，根木貴史，菅野甚活，富田孝史，河合弘泰，中川康之，野津厚，岡本修，鈴木高二朗，森川嘉之，有川太郎，岩波光保，水谷崇亮，小濱英司，山路徹，熊谷兼太郎，辰巳大介，鷺崎誠，泉山拓也，関克己，廉慶善，竹信正寛，加島寛章，伴野雅之，福永勇介，作中淳一郎，渡邊祐二
出典	港湾空港技術研究所資料 No. 1231
発行年月	2011. 4

要旨

本報告書は，港湾などの災害調査の速報である。港湾空港技術研究所および国土技術政策総合研究所は津波分野および地盤構造分野の専門家を，図 8.3.3-1 に示す各調査地域に計 10 回にわたり派遣した。

港湾や海域の被害を取り上げると，津波によって多くの船舶（フローティングドックなど含む）が漂流して港湾施設に衝突したり，陸上に乗り上げるなどの被害が発生している。日本海事新聞によると 2 万トンから 20 万トンクラスの 6 隻の船舶が座礁したり漏油等が発生している。東北旅客船協会事務局によると旅客船全損 29 隻，一部破損 2 隻と発表されている。漁船などの小型船は内陸部の奥まで漂流したものも少なくなく，17,000 隻以上の漁船が被害を受けている。コンテナの漂流も仙台新港などで見られる。

以降に，各地域の調査結果のうち，津波漂流物に関連した調査結果を抜粋して示す。

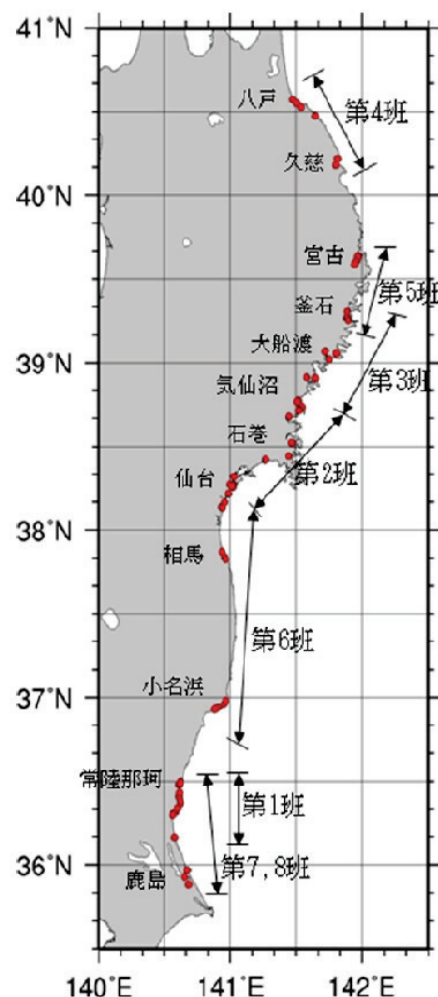


図 8.3.3-1 各調査団の調査地域

1) 青森県八戸港およびその周辺

・船舶の漂流（図 8.3.3-2 および図 8.3.3-3）

図 8.3.3-2 は市川地区において漁船などの漂流物が海岸林に捕捉されており，民家への衝突などの被害が海岸林によって防がれている。

図 8.3.3-3 は八戸港白銀地区に津波によって岸壁に打ち上げられた漁船である。港内における浸水深は 2～3m 程度であったため，10 トン程度の船舶でも喫水が 2m 程度の船舶もあり，このような船舶が岸壁に打ち上げられている。

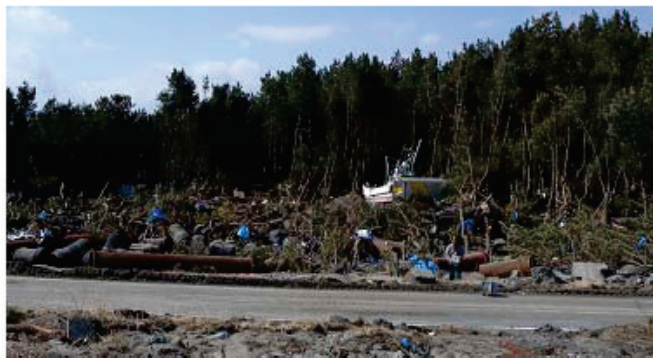


図 8.3.3-2 海岸林に捕捉された打ち上げ漁船



図 8.3.3-3 打ち上がった船舶

2) 岩手県久慈港およびその周辺

- ・ 漁船およびその他の瓦礫の漂流（図 8.3.3-4 および図 8.3.3-5）

図 8.3.3-4 は諏訪下地区の防潮壁前に散乱した津波漂流物である。図 8.3.3-5 は防潮壁の背後地域の大量の瓦である。背後地域は防潮壁を越流した水だけでなく、周辺からも水が流れ込んでおり、瓦礫の中には漁船等も含まれる。

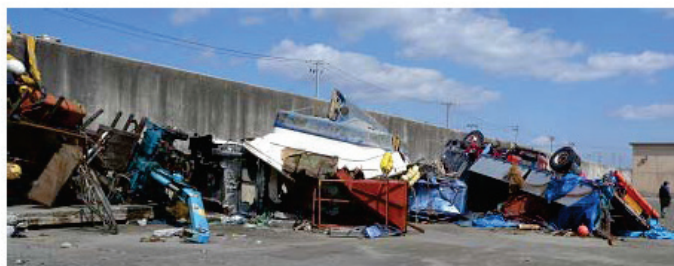


図 8.3.3-4 諏訪下地区の防潮壁とその前の漂流物



図 8.3.3-5 諏訪下地区の被災状況

3) 岩手県宮古港およびその周辺

・船舶の漂流 (図 8.3.3-6)

浸水深が 7m 程度に達した埠頭では複数の漁船が打ち上げられていた。

・原木の漂流 (図 8.3.3-7)

防潮堤の背後では浸水により多くの家屋が全壊するだけでなく、流木が突き刺さった家屋も認められた。

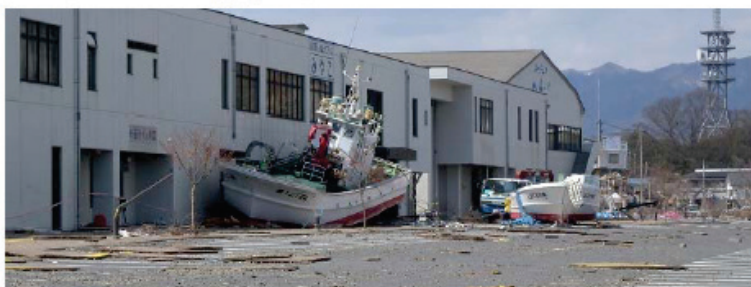


図 8.3.3-6 出崎地区の埠頭に打ち上がった船舶



図 8.3.3-7 原木が衝突した建物

4) 岩手県釜石港およびその周辺

- 船舶の漂流（図 8.3.3-8～図 8.3.3-9）

港内では岸壁や波除堤の上に取り残された船舶（図 8.3.3-8）や、漂流したままのボート（図 8.3.3-9）が観察された。大型の船舶も津波によって漂流し、製鉄所の岸壁の上屋を壊し座礁している（図 8.3.3-10 および図 8.3.3-11）

- フローティングドック（FD）の漂流（図 8.3.3-12）

港奥に係留されていた FD3 隻のうち、1 隻は元の場所で座礁、1 隻は港内で座礁し、残り 1 隻は港口防波堤の外の南方かなり遠くの海岸線まで漂流して座礁したとのことである。

- 瓦礫の漂流（図 8.3.3-13）

港内には引き波時に多くの瓦礫（車含む）が流れ込んでおり、調査時点ではそれらが航路、泊地に沈んだものと思われる。市街地では木造建物の残骸が自動車や小型ボートとともに道路をふさいでいる。



図 8.3.3-8 波除堤に上がった小型船舶



図 8.3.3-9 港内を漂流する小型ボート



図 8.3.3-10 岸壁に乗り上げた船



図 8.3.3-11 船舶が衝突した上屋



図 8.3.3-12 港内で座礁する FD

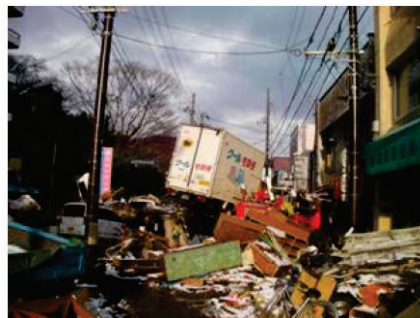


図 8.3.3-13 道路を埋める瓦礫と車

5) 岩手県大船渡市およびその周辺

・材木（丸太）の漂流（図 8.3.3-14～図 8.3.3-15）

大船渡港奥（茶屋前地区）の埠頭背後にある大船渡商工会議所のビルでは、津波によって 2 階まで完全に水没し、丸太が侵入している（図 8.3.3-14）。陸域での漂流物の中では船舶らしきものは目立っておらず、調査班によると対岸の永浜・山口地区に多くの漂流物が残っていたとのことである。

港内の工業地帯には、茶屋前地区の埠頭用地で扱われていたと思われる丸太が漂流物の中で一番目立ち、埠頭背後 1km 程入ったエリアにまで到達していた（図 8.3.3-15）。



図 8.3.3-14 大船渡商工会議所（丸太が二階に侵入している）



図 8.3.3-15 茶屋前地区の工業地帯（漂流物のうち丸太が最も目立つ）

6) 宮城県気仙沼港およびその周辺

・重油タンクの漂流 (図 8.3.3-16)

気仙沼港岸壁近くの建物(ヤヨイ食品)の隣には、湾口部から流れてきたと思われる重油タンクが漂着していた。漂流の様子は住民によってビデオ撮影がされており、漂流の途中で重油が漏れだし、周囲が黒くなっていた。

・船舶の漂流 (図 8.3.3-17 および図 8.3.3-18)

気仙沼では数多くの船が漂流したが、図 8.3.3-17 (上段) は町中に漂流した 330 トンの船(吃水 4m 程度)である。住民の証言から 500m 程度漂流したと思われる。図 8.3.3-18 はこの船舶の漂流経路沿いの建物であり、この建物に船の側面が衝突したものと見える。

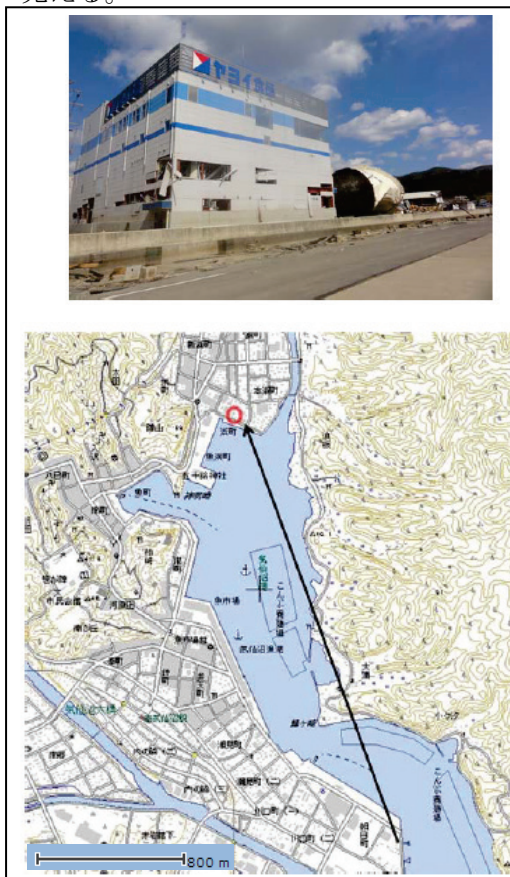


図 8.3.3-16 漂着した重油タンクと漂流状況

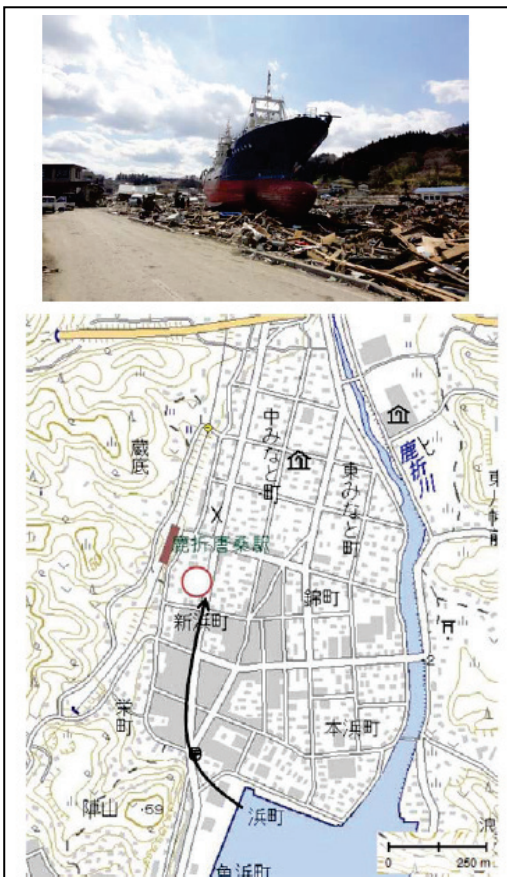


図 8.3.3-17 町中に漂流した船と漂流状況

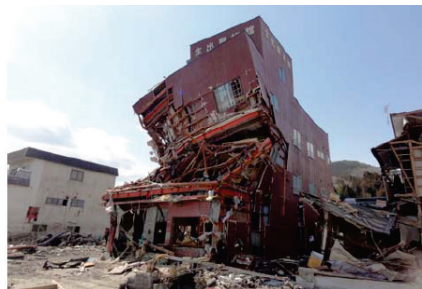


図 8.3.3-18 漂流した船の通った道沿いにあった鉄骨 3 階建ての建物

7) 宮城県仙台塩釜港

- ・トラックやタンクローリーなどの漂流 (図 8.3.3-19)

防波堤に大きな損傷は見られなかったが、タンクローリーやトラックなどの車が多数漂流し建物に損傷を与えているようであった。

- ・コンテナの漂流 (図 8.3.3-20)

高砂埠頭では、コンテナが岸壁上で大きく散乱するとともに、一部は港外に流出し海岸に打ち上げられている。



図 8.3.3-19 雷神埠頭背後の建物



図 8.3.3-20 高砂埠頭におけるコンテナ散乱の様子

8) 福島県相馬港およびその周辺

・ 船舶とコンテナの漂流 (図 8.3.3-21～図 8.3.3-22)

相馬港内では，第 1 埠頭および第 2 埠頭で浸水深が 6～7m にもなり，浸水に伴って漂流物も発生した。船舶は第 1 埠頭に打ち上がり (図 8.3.3-21)，コンテナは県営第 2 号上屋に突っ込んでいた (図 8.3.3-22)。

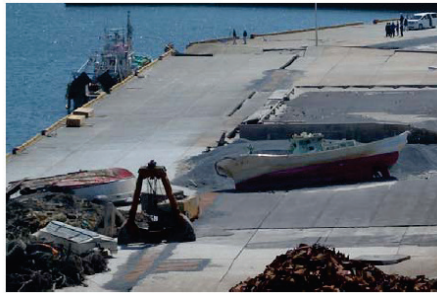


図 8.3.3-21 打ち上がった漁船



図 8.3.3-22 コンテナの衝突

9) 福島県小名浜港およびその周辺

・ 船舶の漂流 (図 8.3.3-23)

図 8.3.3-23 は小名浜漁港区で埠頭に打ち上がった漁船である。小名浜港では防波堤の背後でも浸水深が 1.5m を超えたので，漁船や作業台が陸上に打ち上げられた。



図 8.3.3-23 小名浜港漁港区に打ち上がった漁船

② 電中研チームによる津波被害調査報告

題名	電中研チームによる津波被害調査報告
著者名	榊山勉，吉井匠，庄司学，楳田真也
出典	東北地方太平洋沖地震津波に関する合同調査報告会 予稿集
発行年月	2011. 7
要旨	
著者らのチームは，2011 年 3 月 31 日から 4 月 5 日にわたって，宮城県岩沼市から牡鹿半島南部の範囲の痕跡高の測定と被害調査を行った。図 8.3.3-24 に調査範囲と測定結果を示す。 津波漂流物の関連事項として，図 8.3.3-25 に示す仙台塩釜港の南側に位置する高砂埠頭から漂流したコンテナの事例が示されている。 埠頭では図 8.3.3-26 のようにコンテナが津波により流されて 3 段重ねの山積みになっていた。埠頭の南東側は海岸堤防で護られていたが，津波はこの海岸堤防（高さ 11m）を越流し図 8.3.3-27 に示すように堤外の砂浜にコンテナが流出していた。図 8.3.3-28 に示す仙台塩釜港の北に位置する菖蒲田海水浴場近傍にも多数コンテナが漂着しており，高浜埠頭から漂流したものと思われる。図 8.3.3-29 に示すように高浜埠頭と菖蒲田海水浴場の距離は約 5km であるが，津波が繰り返し作用したことにより流出したコンテナが輸送されたものと思われる。	
	
図 8.3.3-24 調査範囲と浸水高，遡上高の調査結果	



図 8.3.3-25 仙台塩釜港

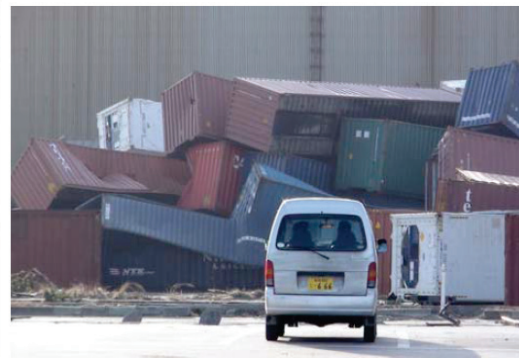


図 8.3.3-26 高砂埠頭のコンテナ



図 8.3.3-27 天端高さ 11m の海岸堤防を越流



図 8.3.3-28 コンテナの漂着



図 8.3.3-29 コンテナの漂流元と漂着先

③ 東北電力による津波漂流物事例調査報告

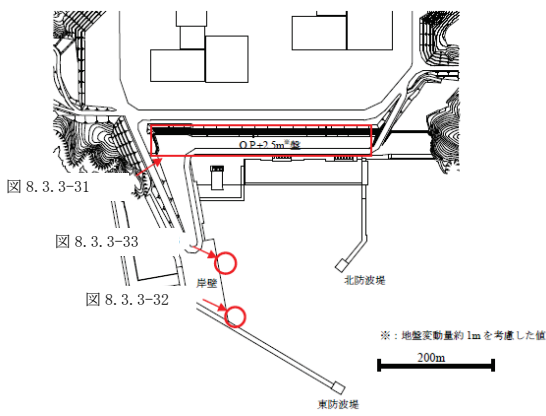
題名	女川原子力発電所における平成 23 年東北地方太平洋沖地震により発生した津波の調査結果に係る報告
著者名	東北電力株式会社
出典	女川原子力発電所における平成 23 年東北地方太平洋沖地震により発生した津波の調査結果に係る報告書
発行年月	2011. 7. 8
要旨	
本報告書は、東北地方太平洋沖地震津波に伴う、女川原子力発電所施設に対する影響について東北電力（株）が取りまとめたものであり、津波来襲直後（平成 23 年 3 月 14 日）に同社が実施した発電所敷地内における津波漂流物の調査結果が掲載されている。以降に、津波漂流物に関する調査結果を抜粋して示す。 漂流物は、O. P. +2. 5m※盤等に海水により漂流したと考えられるブイ等の漁具、木材等が確認された。写真撮影位置を図 8. 3. 3-30 に、写真記録を図 8. 3. 3-31～図 8. 3. 3-33 に示す。 また、津波来襲前に、発電所敷地の O. P. +5. 0m※盤に車両 7 台（約 1. 0t～2. 0t）、工事用水槽（約 0. 3t）1 台があり、津波により車両は最大で 300m 漂流していたことを確認した。一方、O. P. +9. 0m※盤に停車していたバックホウ（約 20t）については、漂流していないことを確認した。これは、比較的重量の小さい車両等は水位上昇に伴い浮力により浮き上がった後、流れによって漂流したものと考えられる。一方、比較的重量の大きいバックホウ（約 20t）は、浮力により浮き上がることはなく、再現解析に基づく流況の分析から流速が 1m/s 未満と非常に小さいため、大きな流体力が作用せず移動しなかったものと考えられる。津波による漂流状況を図 8. 3. 3-34 に示す。 これらの漂流物は、主要な建屋が設置されている敷地（O. P. 約+13. 8m※）まで漂流することがなかったとともに、取水口を閉塞すること等もなく、原子炉施設の安全性に影響を及ぼす被害は確認されなかった。 ※地盤変動量約-1m を考慮した値。	
 図 8. 3. 3-30 写真撮影位置	



図 8.3.3-31 O.P. +2.5m*盤の漂流物状況（平成 23 年 3 月 18 日撮影）
※：地盤変動量約-1m を考慮した値



図 8.3.3-32 東防波堤の漂流物状況（平成 23 年 3 月 14 日撮影）



図 8.3.3-33 岸壁の漂流物状況（平成 23 年 3 月 22 日撮影）

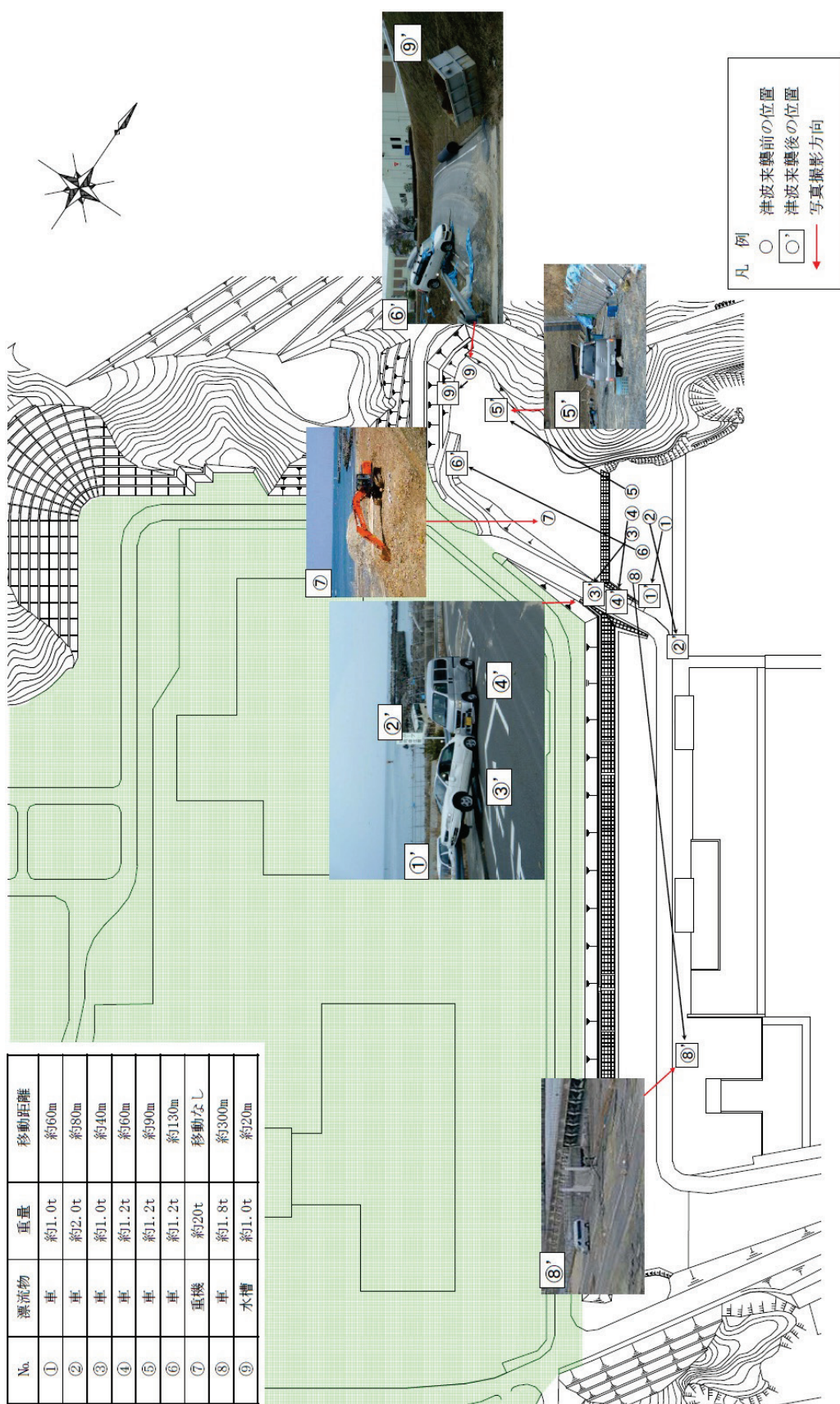


図 8.3.3—34 津波による漂流状況

④ 東京電力による福島第一および第二原子力発電所の被害状況報告

題名	福島第一および第二原子力発電所の被害状況（津波による設備の直接被害の影響）
著者名	東京電力株式会社
出典	福島原子力事故調査報告書
発行年月	2012. 6. 20

要旨

本報告書は、東京電力（株）が東北地方太平洋沖地震・津波の大きさとそれによる同社の原子力設備への影響、事故対応の状況等について取りまとめて公開※したものである。以降に、本報告のうち福島第一および第二原子力発電所における津波漂流物の事例に関する写真を抜粋して掲載する。

※： http://www.tepco.co.jp/cc/press/2012/1205628_1834.html



図 8.3.3-35 4号機タービン建屋東側（福島第二）



図 8.3.3-36 物揚場（福島第二）



図 8.3.3-37 津波で流されて道をふさいだ重油タンク（福島第一）
（直径 11.7m×高さ 9.2m）



図 8.3.3-38 4号機南側集中環境施設プロセス主建屋付近の浸水直後の状況（福島第一）
（敷地高：O.P.+10m, 重油タンク高さ約5.5m（写真中央））



図 8.3.3-39 1号機 T/B 東側の瓦礫（所内の社有車が漂着）（福島第一）

【付属編 第8章 参考文献】

- 有川太郎・池辺将光・山田文則・下迫健一郎・今村文彦(2005)：護岸・陸上構造物に対する津波力の大規模実験，海岸工学論文集，第52巻，pp.746-750.
- 有川太郎・池田剛・窪田幸一郎(2014)：越流による直立型堤防背後の洗掘量に関する研究，土木学会論文集 B2(海岸工学)，Vol. 70, No. 2, pp. I_926-I_930.
- 有川太郎・大坪大輔・中野史丈・下迫健一郎・石川信隆(2007)：遡上津波によるコンテナ漂流力に関する大規模実験，海岸工学論文集，第54巻，pp.846-850.
- 有川太郎・鷺崎誠(2010)：津波による漂流木のコンクリート壁面破壊に関する大規模実験，海岸工学論文集 B2, Vol.66, No. 1, pp.781-785.
- 有光剛・大江一也・川崎浩司(2012)：平面2次元津波遡上計算結果を用いた津波波圧算定方法の提案，土木学会論文集 B2(海岸工学)，Vol.68, No. 2, pp. I_781-I_785.
- 朝倉良介・岩瀬浩二・池谷毅・高尾誠・金戸俊道・藤井直樹・大森政則(2000)：護岸を越流した津波による波力に関する実験的研究，海岸工学論文集，第47巻，pp.911-915.
- Asakura, R., K. Iwase, T. Ikeya, M. Takao, T. Kaneto, N. Fujii and M. Ohmori(2002)：The tsunami wave force acting on land and structures, Proceedings of 28th International Conference on Coastal Engineering, pp.1191-1202.
- 芦田和男・道上正規(1972)：移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究，土木学会論文報告集，第206号，pp.59-69.
- Dames and Moore(1980)：Design and Construction Standards for Residential Construction in Tsunami-Prone Areas in Hawaii, prepared by Dames & Moore for the Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.
- 土木学会(1971)：水理公式集 昭和46年改訂版，pp.296-311.
- Federal Emergency Management Agency(2008)：Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis.
- Federal Emergency Management Agency (2012)：Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis, Second Edition, FEMA P-646.
- 藤井直樹・大森政則・高尾誠・金山進・大谷英夫(1998)：津波による海底地形変化に関する研究，海岸工学論文集，第45巻，pp.376-380.
- 藤田尚毅・稲垣和男・藤井直樹・高尾誠・金戸俊道 (2010)：津波による海底地形変化評価モデルの現地適用性に関する研究，海洋開発論文集，第26巻，pp.213-218.
- 福井芳朗・白石英彦・中村充・佐々木泰雄(1962)：津波の研究(II)段波津波の堤防におよぼす影響，第9回海岸工学講演会講演集，pp.50-54.

- 後藤仁志・五十里洋行・原口和靖・中島寿・殿最浩司・石井倫生(2013)：混成防波堤の越流破壊解析と対策工検討のための粒子法型数値波動水槽の開発，土木学会論文集 B2(海岸工学)，Vol. 69, No. 2, pp. I_881-I_885.
- 本間仁(1940)：低溢流堰堤の流量係数，土木学会誌，第 26 卷，第 6 号，pp. 635-645.，第 9 号，pp. 849-862.
- 飯塚秀則・松富英夫(2000)：津波氾濫流の被害想定，海岸工学論文集，第 47 卷，pp. 381-385.
- 池野正明・松山昌史・榊山勉・柳沢賢(2005)：ソリトン分裂と碎波を伴う津波の防波堤に作用する波力評価に関する実験的研究，海岸工学論文集，第 52 卷，pp. 751-755.
- 池野正明・松山昌史・榊山勉・柳沢賢(2006)：陸上に遡上したソリトン分裂津波の波力に関する実験的研究，海岸工学論文集，第 53 卷，pp. 776-780.
- 池野正明・田中寛好(2003)：陸上遡上津波と漂流物の衝突力に関する実験的研究，海岸工学論文集，第 50 卷，pp. 721-725.
- 池野正明・吉井匠・松山昌史・藤井直樹(2009)：津波実験に基づく浮遊砂巻上量の算定と巻上量式の提案，土木学会論文集 B2 (海岸工学)，第 65 卷，pp. 506-510.
- 今井健太郎・菅原大助・高橋智幸・岩間俊二・田中仁(2015)：2011 年東北津波における北上川河口部の大規模洗掘・堆積に関する数値的検討，土木学会論文集 B2(海岸工学)，Vol. 71, No. 2, pp. I_247-I_252.
- 石田暢生・森谷寛・中村英孝・飯島亨・川内英史(2014)：防潮堤に作用する津波波圧評価に用いる水深係数の適用範囲について，NRA 技術報告，NTEC-2014-4001.
- 海洋架橋調査会(1978)：本州四国連絡橋技術関係基準集，下巻，下部構造設計基準・同解説，pp. 9-19-9-20.
- 関西電力株式会社(2015)：「高浜発電所津波評価について 平成 27 年 12 月 25 日」資料 1-4-1.
- 建築研究所(2011)：平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震被害調査報告(建築研究所)
<http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/20110311/0311report.html>
 (平成 28 年 8 月参照) .
- 木原直人・甲斐田秀樹・宮川義範・高畠大輔・柴山淳・新井田靖郎・松山昌史(2015)：大規模水理実験による津波フラジリティ評価手法の高度化(その 1)ー津波流体力評価手法の検証ー，電力中央研究書報告，015002.
- 木原直人・高畠大輔・吉井匠・池野正明・太田一行・田中伸和(2012)：陸上構造物に対する津波流体力評価(その 1)ー有限幅構造物に対する非越流条件での数値的検討ー，電力中央研究所報告，N12010.
- 小林昭男・織田幸伸・東江隆夫・高尾誠・藤井直樹(1996)：津波による砂移動に関する研究，海岸工学論文集，第 43 卷，pp. 691-695.
- 国土交通省(2011)：国土交通省交通政策審議会港湾分科会防災部会，「港湾における総合的な津波対策のあり方(中間とりまとめ)」.

- 国土交通省(2012)：国土交通省交通政策審議会港湾分科会防災部会，「港湾における地震・津波対策のあり方」.
- 国土技術政策総合研究所(2012)：津波避難ビル等の構造上の要件の解説，国総研資料，第 673 号.
- 国土交通省港湾局(2013)：防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成 27 年 12 月一部改訂），http://www.mlit.go.jp/kowan/kowan_tk5_000018.html（平成 28 年 8 月参照）.
- 国土交通省 東北地方整備局(2011)：仙台塩釜港（仙台港区）外港湾施設等被災状況調査報告書.
- 近藤武司・森本徹・藤本典子・殿最浩司・志方建仁(2012)：港湾での津波による土砂移動計算の再現性評価，土木学会論文集 B2(海岸工学)，Vol. 68，No. 2，pp. 396-400.
- 栗城稔・末次忠司・海野仁・田中義人・小林裕明(1996)：氾濫シミュレーション・マニュアル(案)，土木研究所資料，第 3400 号.
- 松富英夫(1999)：流木衝突力の実用的な評価式と変化特性，土木学会論文集，No. 621，pp. 111-127.
- 宮城県 仙台塩釜港港湾管理者(2008)：仙台港港湾計画図.
- 水谷法美・高木祐介・白石和睦・宮島正悟・富田孝史(2005)：エプロン上のコンテナに作用する津波力と漂流衝突力に関する研究，海岸工学論文集，第 52 巻，pp. 741-745.
- 水谷将・今村文彦(2000)：構造物に作用する段波波力の実験，海岸工学論文集，第 47 巻，pp. 946-950.
- 水谷将・今村文彦(2002)：津波段波の衝撃性および越流を考慮した設計外力算定フローの提案，海岸工学論文集，第 49 巻，pp. 731-735.
- 森下祐・高橋智幸（2014）：2011 年東北地方太平洋沖地震津波来襲時の気仙沼湾を対象とした津波移動床モデルの再現性向上，土木学会論文集 B2（海岸工学），第 70 巻，pp. 491-495.
- 中村友昭・日比野加奈・趙容桓・水谷法美・小竹康夫(2015)：東北地方太平洋沖地震津波による海岸堤防裏法尻の洗掘と対策工の有効性に関する数値解析，土木学会論文集 B2(海岸工学)，Vol. 71，No. 2，pp. I_1099-I_1104.
- 中村友昭・水谷法美(2014)：海岸堤防を越流する津波と裏法尻の洗掘に関する数値解析，土木学会論文集 B3(海洋開発)，Vol. 70，No. 2，pp. I_516-I_521.
- 中村友昭・根笹裕太・水谷法美(2013)：遡上津波による非固定陸上構造物周辺の洗掘現象への流体・構造・地形変化連成数値計算モデルの適用，土木学会論文集 B3（海洋開発），Vol. 69，No. 2，pp. I_503-I_508.
- 内閣府(2005)：津波避難ビル等に係るガイドライン.
- 禰津家久・門田章宏・戸田孝史・中川博次(1995)：加速流および減速流の解析手法とその乱流特性，土木学会論文集，II-30，pp. 89-97.
- 日本道路協会(2012)：道路橋示方書・同解説，I 共通編・II 鋼橋編，71p.

- 日本港湾協会(2007)：港湾の施設の技術上の基準・同解説。
- 野口賢二・佐藤慎司・田中茂信(1997)：津波遡上による護岸越波および前面洗掘の大規模模型実験，海岸工学論文集，第44巻，pp.296-300.
- 大森政則・藤井直樹・京谷修・高尾誠・金戸俊道・池谷毅(2000)：直立護岸を越流した津波の水位・流速および波力の数値計算，海岸工学論文集，第47巻，pp.376-380.
- 大村英昭・尾崎充弘・平田一穂・秋山義信・岩前伸幸・池谷毅(2014)：波形特性を再現した防潮堤に作用する津波波力実験，土木学会論文集 B3(海洋開発)，Vol.70，No.2，pp.432-437.
- Rubey, W. W. (1933) : Settling velocity of gravel, sand, and silt particles, American Journal of Science, Vol.25, pp.325-338.
- 榊山勉(2012)：陸上遡上津波の伝播と構造物に作用する津波波圧に関する研究，土木学会論文集 B2(海岸工学)，Vol68，No.2，pp. I_771-I_775.
- 榊山勉・吉井匠・庄司学・榎田真也(2011)：電中研チームによる津波に関する調査報告，東北地方太平洋沖地震津波に関する合同調査報告会 予稿集，pp.77-82.
- 嶋津孝之・福原安洋・在永末徳・松尾彰・中山昭夫・蓼原真一(2001)：建築材料，森北出版，pp.26-27.
- 消防庁(2009)：危険物施設に係る津波・浸水対策調査検討報告書。
- 菅野高弘(2011)：港湾・空港施設被害の現地調査結果，港湾空港技術研究所・国土技術政策総合研究所・水産総合研究センター「東日本大震災による港湾・空港・漁港の地震・津波災害調査報告」港湾・空港・漁港技術講演会。
- 菅原大助・成瀬元・後藤和久(2014)：堆積粒子の巻上げに伴うエネルギー散逸を考慮した津波土砂移動の計算と検証，日本堆積学会講演要旨，027.
- Sugawara, D. and T. Takahashi(2014) : Numerical Simulation of Coastal Sediment Transport by the 2011 Tohoku-Oki Earthquake Tsunami, Advances in Natural and Technological Hazards Research, Vol.35, pp.99-112.
- Sugawara, D., T. Takahashi and F. Imamura(2014) : Sediment transport due to the 2011 Tohoku-oki tsunami at Sendai : Result from numerical modeling, Marine Geology 358, <http://dx.doi.org/10.1016/j.margeo.2014.05.005>, pp.18-37.
- 諏訪義雄(2011)：津波による海岸構造物と背後地被害の特性について，東日本大震災調査報告会，2.4 海岸 津波による海岸構造物と背後地被害の特性について（国土交通省国土技術政策総合研究所），<http://www.nilim.go.jp/lab/bbg/saigai/h23tohoku/>（平成28年8月参照）。
- 高畠大輔・木原直人・甲斐田秀樹・宮川義範・柴山淳・池野正明(2015)：大規模水理実験による津波フラジリティ評価手法の高度化（その2）—津波漂流物の衝突力評価手法の適用性検証—，電力中央研究所報告，O15003.

- 高畠大輔・木原直人・田中伸和(2013)：陸上構造物前面に作用する津波波圧に関する数値実験, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol. 69, No. 2, pp. 851-855.
- 高橋重雄(2011)：港湾における津波被害, 東北地方太平洋沖地震津波に関する合同調査報告会 予稿集, pp. 69-73.
- 高橋智幸・黒川貴博・藤田将孝・島田広昭(2011)：津波による土砂移動の粒径依存性に関する水理実験, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), 第 67 巻, pp. 231-235.
- 高橋智幸・首藤伸夫・今村文彦・浅井大輔(1999)：掃流砂層・浮遊砂層間の交換砂量を考慮した津波移動床モデルの開発, 海岸工学論文集, 第 46 巻, pp. 606-610.
- Takao, M., T. Tani, T. Kaneto, K. Yanagisawa and T. Annaka (2012) : Tsunami inversion analysis of the great east Japan earthquake, Proceedings of the International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake, pp. 622-631,
<http://www.jaee.gr.jp/event/seminar2012/eqsympo/pdf/papers/70.pdf> (平成 28 年 8 月参照).
- 玉田崇・田村保・高橋智幸・佐々木元(2009)：河川での津波防災検討における津波移動床モデルの適用性に関する研究, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. B2-65, No. 1, pp. 301-305.
- 谷本勝利・鶴谷広一・中野晋(1984)：1983 年日本海中部地震津波における津波力と埋立護岸の被災原因の検討, 第 31 回海岸工学講演会論文集, pp. 257-261.
- 富田孝史(2011)：津波および港湾施設津波被害の現地調査結果, 港湾空港技術研究所・国土技術政策総合研究所・水産総合研究センター「東日本大震災による港湾・空港・漁港の地震・津波災害調査報告」港湾・空港・漁港技術講演会.
- 運輸省第二港湾建設局 八戸港工事事務所(1961)：八戸港を中心としたチリ地震津波資料集覧.
- 山下啓・菅原大助・高橋智幸・今村文彦・齋藤友一・今任嘉幸・甲斐恭・上原均・加藤季広・中田一人・坂良太郎・西川朝雄(2015)：岩手県陸前高田市における 2011 年東北地方太平洋沖地震津波による大規模土砂移動の再現計算, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 71, No. 2, pp. I_499-I_504.
- 山本吉道・N. Charusrojthanadech・成吉兼二(2011)：津波による陸域構造物被害の合理的評価法の提案, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 67, No. 1, pp. 72-91.
- 安田誠宏・高山知司・山本博紀(2006)：ソリトン分裂津波の変形と波力特性に関する実験的研究, 海岸工学論文集, 第 53 巻, pp. 256-260.