



地震情報に基づく被害規模と地盤災害の予測に関する基礎的研究

本田, 和也

(Degree)

博士 (工学)

(Date of Degree)

2021-03-25

(Date of Publication)

2022-03-01

(Resource Type)

doctoral thesis

(Report Number)

甲第8065号

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/D1008065>

※ 当コンテンツは神戸大学の学術成果です。無断複製・不正使用等を禁じます。著作権法で認められている範囲内で、適切にご利用ください。



博士論文

地震情報に基づく被害規模と
地盤災害の予測に関する基礎的研究

2021年1月

神戸大学大学院 工学研究科

本田 和也

目次

研究背景と目的.....	1
1. 近年の自然災害.....	1
2. 地震への事前対策.....	2
3. 地震に対する事後対策	2
4. 複合災害による被害甚大化	3
5. 本論文の目的.....	3
6. 本論文の構成.....	3
参考文献.....	5
第1編 ベイズ推定による被害情報の予測	6
第1章 被害情報予測の必要性	6
1.1 本研究での被害情報予測の位置づけ	6
1.2 防災・減災タイムラインの考え方	6
1.3 発災後経過時間と生存率との関係	8
参考文献.....	10
第2章 ベイズ推定を用いた被害予測に関する既往の研究.....	11
2.1 ベイズ推定を用いた被害予測モデルの定式化.....	11
2.1.1 死亡者数比式の定式化	11
2.1.2 ベイズ推定式の定式化	12
2.2 事前分布の設定手法.....	13
2.2.1 事前分布パターンの設定	13
2.2.2 事前分布パターンの限定	14
2.2.3 推定結果.....	15
参考文献.....	17
第3章 死亡者数再現関数の検討	18
3.1 死亡者数再現関数の提案	18
3.2 各死亡者数再現関数式の定式化	18
3.3 各死亡者数再現関数による再現性	19

3.4 死亡者数再現関数の違いによる推定時間の比較	22
3.5 まとめ	23
参考文献	24
第4章 事前分布パラメータ決定手法の検討	25
4.1 意思決定時点までの被害予測に基づく事前分布パラメータ決定手法	25
4.1.1 事前分布パラメータ決定手法の概要	25
4.1.2 事前分布パラメータの設定	25
4.1.3 事前分布パラメータ決定手順	25
4.1.4 推定結果	27
4.2 再現パラメータの変化に基づく事前分布パラメータ決定手法	27
4.2.1 事前分布パラメータ決定手法の概要	27
4.2.2 死亡者数比再現パラメータの変化	27
4.2.3 事前分布パラメータ決定手順	34
4.2.4 推定結果	34
4.3 まとめ	35
第5章 結論	36
地震災害参照資料	38
第2編 弾塑性力学による地震被害シミュレーション	43
第1章 弾塑性有限要素解析による地震時被害予測の位置づけ	43
1.1 弾塑性解析の必要性	43
1.2 液状化評価手法	43
1.2.1 FL 値および PL 値による液状化評価	44
1.2.2 弾塑性解析による液状化評価手法	45
1.3 広域弾塑性解析における課題	46
1.3.1 解析パラメータ決定手法の必要性	46
1.3.2 ボーリング調査から得られる地盤情報	46
1.3.3 弾塑性解析における解析パラメータ決定手法	47
参考文献	48
第2章 弾塑性有限要素解析手法	49
2.1 動的有限要素法の定式化	49
2.1.1 支配方程式と境界条件・初期条件	49

2.1.2	弱形式化.....	50
2.1.3	空間離散化.....	51
2.1.4	時間離散化.....	53
2.1.5	全体剛性方程式	54
2.2	弾塑性構成モデル.....	55
2.2.1	EC モデル	55
2.2.2	下負荷面モデル	55
2.2.3	回転硬化モデル	56
2.2.4	せん断硬化/軟化モデル	57
第3章	弾塑性動的解析における解析パラメータ決定手法の検討.....	59
3.1	N 値からの弾塑性解析パラメータ決定手法	59
3.1.1	N 値と先行圧密圧力との関係	59
3.1.2	N 値と内部摩擦角との関係	59
3.1.3	N 値と圧縮指数との関係	60
3.1.4	N 値からの解析パラメータ決定フロー	60
3.2	塑性指数からの弾塑性解析パラメータ決定手法	61
3.3	地震時の圧縮指数の検討	62
3.3.1	圧縮指数推定式の定式化	63
3.4	解析概要.....	64
3.5	解析条件.....	69
3.6	解析結果.....	70
3.6.1	解析結果と観測波形との比較.....	70
3.6.2	異なる圧縮指数推定式を用いた解析結果の比較.....	82
3.6.3	レイリー減衰の違いが及ぼす解析結果の比較.....	83
3.7	まとめ.....	84
	参考文献.....	85
第4章	東京 23 区を対象とした弾塑性動的解析	87
4.1	東京 23 区の海拔ゼロメートル地帯について	87
4.1.1	東京海拔ゼロメートル地帯の成り立ち	87
4.1.2	海拔ゼロメートル地帯の災害リスク	88
4.2	東京海拔ゼロメートル地帯を対象とした地盤履歴再現解析.....	89
4.2.1	地盤沈下履歴の再現解析の概要	89
4.2.2	地盤沈下履歴再現解析での解析条件	91
4.2.3	地盤沈下履歴再現解析での解析結果	92
4.2.4	地盤沈下履歴を考慮した弾塑性動的解析	94
4.3	東京 23 区を対象とした広域弾塑性動的解析	98

4.3.1 広域地域を対象とした液状化解析の必要性.....	98
4.3.2 地盤モデルの構築.....	99
4.3.3 広域一次元液状化解析概要.....	103
4.3.4 広域一次元液状化解析結果.....	105
4.4 まとめ.....	115
参考文献.....	116
第5章 結論.....	118
結語.....	120
付録 弾塑性動的解析での解析条件.....	124
1. 土/水連成での一次元動的解析での解析条件.....	124
1.1 一次元解析メッシュ.....	124
1.2 水頭境界条件.....	124
1.3 周期境界条件.....	124
2. 入力地震動の設定.....	124
2.1 入力地震動の定義.....	125
2.2 地震動の入力深度.....	125
3. メッシュサイズ依存性.....	126
4. 入力地震動の時間間隔.....	128
参考文献.....	131

研究背景と目的

1. 近年の自然災害

古くから、日本は自然災害に多く見舞われる風土である。日本は環太平洋造山帯に属していることから地震が多く発生し、台風の通り道に位置する島国であるために毎年夏から秋にかけて台風被害に見舞われる。近年、温暖化の影響で台風や豪雨が甚大化しており、日本でも毎年のように甚大な水災害が発生している¹⁾。地震災害についても、2011年に発生した東北地方太平洋沖地震では、東北地方を中心に東日本全体に甚大な被害が生じている。また、近い将来には南海トラフを震源とする巨大地震の発生が危惧されている。大規模な地震災害は定期的に発生すると言われており、南海トラフでの地震についても過去の文献から100年から150年の周期で発生していると考えられている²⁾。地震調査研究推進本部は、2020年1月時点で、今後30年以内に70~80%の確率でM8~9クラスの巨大地震が南海トラフで発生するという予測を発表している³⁾。内閣府の被害想定では、南海トラフ地震による死者・行方不明者は最大で約32.3万人にも及ぶと想定されている⁴⁾。また、東京では首都直下での巨大地震の発生も危惧されている。首都直下地震についてもM7クラスの地震が今後30年以内に70%程度の確率で発生すると予測されている。内閣府の被害想定では、首都直下地震による死者・行方不明者は最大で約2.3万人、経済的被害は約95兆円に及ぶと想定されている⁵⁾。中央防災会議では、今後発生を危惧される巨大地震への防災・減災対策として、平成26年に「大規模地震防災・減災対策大綱」を取りまとめている(図-1)⁶⁾。

大規模地震防災・減災対策大綱(中央防災会議決定) 今後発生するおそれのある大規模地震への防災・減災対策として、 今後の課題として検討すべき施策、個別の具体的な施策を網羅的に取りまとめたもの			
1. 事前防災 (1) 建築物の耐震化等 ①住宅その他建築物の耐震化の促進 ②耐震化を促進するための環境整備 ③公共施設等の耐震化 ④エレベーター内の閉じ込め防止技術の導入促進 ⑤家具等の固定、ガラスの飛散防止 ⑥屋外転倒物・落下物の発生防止対策 ⑦専門家・事業者の育成 (2) 津波対策 ①津波に強い地域構造の構築 ②海岸堤防等の整備 (3) 火災対策 ①出火防止対策 ②初期消火対策 ③木造住宅密集市街地等における延焼被害軽減対策 ④避難体制の整備 (4) 土砂災害・地盤災害対策 (5) ライフライン及びインフラの確保対策 ①ライフラインの確保対策 ②情報インフラの確保対策 ③交通施設の安全・機能確保対策、広域連携のための交通基盤確保 (6) 長周期地震動対策 ・石油コンビナート施設の被害防止など (7) 液状化対策 (8) リスクコミュニケーションの推進 (9) 防災教育・防災訓練の充実 (10) ボランティアとの連携 (11) 総合的な防災力の向上 ①地域防災力の向上 ②企業と地域との連携 ③顧客、従業員等の生命の安全確保 ④減災技術開発、リスクファイナンス ⑤地域社会との連携による被害軽減の実現 (12) 地震防災に関する調査研究の推進と成果の防災対策への活用 ・地震防災対策の推進に必要な情報の共有	2. 災害発生時の効果的な災害応急対策への備え (1) 災害対応体制の構築 ・政府の現地対策本部の設置場所について、複数計画しておく (2) 原子力事業所への対応 (3) 救助・救急対策 ・救助・救急のための要員の確保・育成や必要機材の配備等の体制の充実 ・EMSを用いた災害医療情報等の共有等 (4) 医療対策 (5) 消防活動等 ①消防力の充実・向上 ②避難体制の確立 (6) 緊急輸送のための交通の確保・緊急輸送活動 ①交通規制対策、緊急輸送ネットワークの応急復旧等 ②緊急輸送・搬送体制の強化 ③広域防災拠点・搬送拠点の機能の強化 (7) 食料・水・生活必需品等の物資の調達 (8) 燃料の供給対策 (9) 避難者等への対応 ①避難者及び応急住宅需要等への対応 ②広域的な避難体制の検討 ③避難行動要支援者に対する支援 (10) 帰宅困難者等への対応 ①一斉徒歩帰宅の抑制 ②滞留に伴う混乱の防止 ③円滑な帰宅のための支援 (11) ライフライン及びインフラの復旧対策 ・ネットワーク全体で円滑かつ効率的に復旧作業が行える枠組み等を検討 (12) 保健衛生・防疫対策 ・仮設トイレ等のトイレ対策の推進 (13) 迅速かつ的確な遺体見分等の体制整備 (14) 災害廃棄物の処理対策 ・災害規模に応じた災害廃棄物処理実行計画の策定等 (15) 防災情報対策 ①震災時における防災情報共有化 ②マスメディアとの連携等 (16) 社会秩序の確保・安定 ・警察と地域防犯ボランティアとの連携による警備体制の強化 (17) 多様な空間の効果的利用の実現 ・オープンスペースの利用のあり方と調整ルールの検討等 (18) 広域連携・支援体制の確立 ・国の各府庁、地方公共団体、関係機関の役割分担や相互連携内容の明確化等	3. 被災地内外における混乱の防止 (1) 基幹交通網の確保 ・交通施設の耐震化を進めるとともに、代替性や異なる交通モード間のネットワークの向上を図る (2) 民間企業等の事業継続性の確保 ・事業継続計画に基づき対策を実践し、それを改善するための継続的な取組の推進 (3) 国、地方公共団体の業務継続性の確保 ・災害時に優先的に実施すべき業務や、必要な人員・資機材の明確化	4. 様々な地域的課題への対応 (1) 地下街、高層ビル、ターミナル駅等の安全の確保 (2) ゼロメートル地帯の安全確保 (3) 石油コンビナート地帯及び周辺の安全確保等 (4) 道路交通渋滞への対応 ・震災後の一般車両の利用制限、放棄車両の処理方策等の検討 (5) 孤立可能性の高い集落への対応 (6) 沿岸部における地盤産業・物流への被害の防止及び軽減 (7) 積雪・寒冷地域特有の問題への対応 ・冬期道路交通の確保 ・雪崩対策 (8) 文化財の防災対策 (9) 2020年オリンピック・パラリンピック東京大会に向けた対応 ・オリンピック等で使用する施設等の耐震性等の確保 ・外国人の安全確保のためのサイン計画等の推進
5. 特に考慮すべき二次災害、複合災害、過酷な事象への対応 ・地震発生時に他の災害の複合的な発生を考慮し、対策を検討 ・巨大地震が発生した場合の「東西分断」の発生防止に向けた交通網の充実等	6. 本格復旧・復興 (1) 復興に向けた総合的な検討 (2) 被災者等の生活再建等の支援 (3) 経済の復興	7. 対策の効果的推進 ・各事業が効果的、計画的に実施されるよう、対策の推進を図り、定期的なフォローアップを実行	

図-1 大規模地震防災・減災大綱⁵⁾

(中央防災会議「大規模地震防災・減災対策大綱」より引用)

大規模地震防災・減災対策大綱では、防災・減災対策を 1.事前防災, 2.災害発生時の効果的な災害応急対策への備え, 3.被災地内外における混乱の防止, 4.様々な地域的課題への対応, 5.特に考慮すべき二次災害、複合災害、過酷な事象への対応, 6.本格復旧・復興, 7.対策の効果的な推進, の7つに大別している。このうち, 1の事前防災は地震が発生する前に予め講じておく対策であるのに対して, 2の災害発生時の効果的な災害応急対策への備えは地震が発生した後に講じる対策を定めるものである。

2. 地震への事前対策

事前対策は災害が発生する前に予め発生しうる被害を想定し, 対策を講じるものである。災害の中でも台風や豪雨などは影響を及ぼす地域や影響の程度など災害が発生する前に詳細な予測が可能であるため, 直前の応急対策を講じる場合が多い。一方で, 地震災害はいつでも発生するか詳細な予測が非常に困難であり, 直前の応急対策を講じることは出来ない。そのため, 地震災害については発生しうる災害を想定し, 予め十分な対策を完了しておく必要がある。事前対策はハード対策を示す場合が多く, 発生する地震動に対して被害を低減させることを主な目的とする。

事前対策としてハード対策を実施する際には発生する災害の想定, 想定した災害による被害の推定, 被害を低減するための対策の考案が段階的に行われる必要がある。発生する地震災害によって生じる被害の程度や被害に対して実施すべき対策は異なるため, 想定する地震災害の設定は非常に重要である。現状の地震発生予測では, 断層ごとに今後 10 年や 30 年, 50 年の時間スケールで発生確率を算出しており, 詳細な地震発生の予測には至っていない。耐震設計ではレベル 1 地震動及びレベル 2 地震動と呼ばれる地震動が使用される⁷⁾。レベル 1 およびレベル 2 地震動は兵庫県南部地震での甚大な被害を踏まえて設計に用いられるようになった地震動強さである。レベル 1 地震動は作用しても構造物の損傷が生じないことが求められる地震動強さを表す。レベル 2 地震動は「極めて稀であるが非常に強い地震動」として設定される地震動であり, 損傷過程にまで立ち入って構造物の耐震設計を照査する必要がある。2011 年の東北地方太平洋沖地震では, 津波や液状化によって広い地域で甚大な被害が生じ, 想定する地震動の規模や特性についての課題, 対策の不足など事前対策を改める必要性が指摘されている⁸⁾。

3. 地震に対する事後対策

地震災害は詳細な予測が困難であり, 突発的に発生する災害であるため, 地震発生後に実施する事後対応が非常に重要である。大規模地震防災・減災大綱では, 地震発生後に取り組む対策として, 発災直後の災害対応体制の構築, 原子力事業所への対応, 救助・救急対策, 医療対策, 消火活動, 緊急輸送のための交通の確保・緊急輸送活動, 食料・水・生活必需品等の物資の調達, 燃料の供給対策, 避難者や帰宅困難者等への対応, ライフライン・インフラの復旧対策, 保健衛生・防疫対策, 遺体対策, 災害廃棄物等の処理対策, 防災情報対策, 社会秩序

の確保・安定、多様な空間の効果的利用の実現、広域連携・支援体制の確立が挙げられている。発災時に早急に対応しなければならない事項は非常に多く、発災直後の混乱した現場でこれらの対策に取り組むことが求められる。そのため、事後対策は予め地震災害が発生した場合を想定し、実施すべき応急対応をある程度定めておくことで、発災後の対応の効率を高めることや対応の漏れを防ぐことが重要である。

東北地方太平洋沖地震によって広範囲にわたって甚大な被害が生じた東日本大震災では、災害によって被害情報収集に不備が生じ、不十分な情報しか得られない中での応急対応を余儀なくされた⁹⁾。東日本大震災の際には、地震や津波によって情報通信インフラが被害を受けたことで情報通信が正常に行えないという問題が生じている。また、自治体の庁舎や職員が被災したことで自治体の機能が低下し、正確で迅速な情報収集を行うことが出来ないなどの問題も生じた。甚大な災害に見舞われた際には、特定の情報源からの情報は得られない場合があり、様々な情報から被害情報を想定することが求められる。

4. 複合災害による被害甚大化

大規模な地震災害は様々な構造物に被害を及ぼす恐れがある。仮に、地震が発生した際に構造物が機能を失うほどの被害を受け、復旧が行われる前に大規模な水害が発生すれば、複合的に甚大な被害が生じることが考えられる。2011年の東北地方太平洋沖地震では地震に伴う津波によって広範囲に甚大な被害が生じている。この災害によって地震と水害による複合災害が甚大な影響を及ぼすことが広く認識された。近年、地球温暖化の影響によって集中豪雨や台風が甚大化していると考えられている。地震による津波と豪雨とでは水害の発生機構が異なるが、大規模な豪雨や高潮は津波に匹敵する被害を及ぼす場合がある。そのため、複合災害によって地震災害が甚大化するリスクが高まっていると考えられる¹⁾。

5. 本論文の目的

本研究では甚大化のリスクが高まる地震災害に対する被害低減を目的とし、事前対策と事後対応それぞれに資する研究に取り組む。地震対策のうち、事前対策は事前に十分なハード対策を講じておくことで災害によって生じる被害を低減させることを目的とする。一方で、事後対応は災害によって発生した被害に対して被害の拡大、深刻化を防ぐことや被害の収束、復興を早めることを目的とする。事前対策と事後対応は異なるアプローチで地震災害による人的被害、経済的被害を低減させるものである。

6. 本論文の構成

本論文は第1編「ベイズ推定による被害情報の予測」、第2編「弾塑性力学による被害予測シミュレーション」の2編から構成される。

第1編では、地震時の事後対応に資する研究として、統計的なベイズ推定手法を用いて地

震発生直後の被害情報の推定を試みる。

第1編第1章では、事前対応における被害情報予測の必要性およびベイズ推定を用いた被害予測手法の位置づけについて述べる。

第1編第2章では、ベイズ推定を用いた被害予測モデルの定式化および既往の推定成果について述べる。

第1編第3章では、地震時の死亡者数の推移を表現する死亡者数再現関数について検討する。

第1編第4章では、推定値を早期に収束させるための事前分布パラメータ設定手法を検討する。

第1編第5章では、第1編での研究成果をまとめている。

第2編では、地震に対する事前対策に資する研究として、弾塑性力学に基づいて広域地域を対象とした動的解析を実施する。

第2編第1章では、弾塑性解析による被害推定の必要性について述べる。

第2編第2章では、有限要素解析手法の定式化および使用する構成モデルについて述べる。

第2編第3章では、弾塑性動的解析における解析パラメータをN値から決定する手法を構築する。

第2編第4章では、東京都の海拔ゼロメートル地帯の地域性について述べ、東京都東部を対象とした広域液状化解析を実施する。

第2編第5章では、第2編での研究成果をまとめている。

結語では、本論文での成果を踏まえ、今後の展望について述べる。

参考文献

- 1) 内閣府：令和2年版防災白書
- 2) 地震調査研究推進本部：南海トラフの地震活動の長期評価（第二版），2013.
- 3) 地震調査研究推進本部：長期評価による地震発生確率値の更新について，2020.
- 4) 中央防災会議：南海トラフ巨大地震の被害想定について（第一次報告），2012.
- 5) 中央防災会議：首都直下地震の被害想定と対策について（最終報告），2013.
- 6) 中央防災会議：大規模地震防災・減災対策大綱，2014.
- 7) 土木学会，地震工学委員会，耐震基準小委員会：土木構造物の耐震設計ガイドライン（案）-耐震設計のための手引き-，委員会活動報告書，2001.
- 8) 中央防災会議：東北地方太平洋沖地震を教訓とした地震・津波対策に関する専門調査会報告，2014.
- 9) 東日本大震災における災害応急対策に関する検討会：中間とりまとめ，2011.

第1編 ベイズ推定による被害情報の予測

第1章 被害情報予測の必要性

近年多発化、甚大化する自然災害に対して、より迅速に応急対応を実施することが求められている。日本では多くの自然災害に見舞われるが、中でも地震災害は現在においても発生の詳細な予測が困難であり、発災後の初期対応の迅速性が重要となる。地方公共団体の中には、発災時の初期対応の効率化のためにタイムラインを作成している地域がある。タイムラインは実施すべき初期対応を時系列に沿ってまとめることで、初期対応を効率的に実施することが出来る。しかし、実際にタイムラインを利用する発災初期には情報が錯綜し、正確な被害情報が得られるのに時間を要するという課題がある。タイムラインでの意思決定までに正確な被害情報が得られなければ、意思決定の遅れや誤った意思決定を行ってしまう恐れがある。そのため、地震時の応急対応を効率化するには正確な被害情報をいち早く得る必要がある。本研究では発災後に逐次得られる死亡者数の情報からベイズ推定手法を用いて最終的な死亡者数を予測することで、意思決定の一助とすることを考える。

1.1 本研究での被害情報予測の位置づけ

地震時の被害予測手法については、地震の規模や震源位置などの情報や震源地の地盤情報などから被害予測を行う研究が多く行われている。内閣府では、震源の位置や規模から地震動分布、建物被害、人的被害を推計する「地震被害想定支援ツール」¹⁾を開発している。このツールでは建造物の被害や人的被害の被害量を推定できるほか、地震対策の実施による減災効果を計算できる。また、消防庁は地震情報、地盤増幅度などをから地震動分布、家屋倒壊数、出火件数、人的被害数を推定する「簡易型地震被害想定システム (SEDES : Simplified Earthquake Damage Estimation System)」^{2),3)}を開発している。また、2011年の東日本大震災での被害を踏まえ、広域の被害分布推定が可能な「広域版地震被害想定システム」⁴⁾が開発されている。これらの被害予測ツールは地盤情報や人口分布などの予め得られる情報と地震の位置や規模などの初期情報のみから被害予測を行うものであり、逐次得られる被害情報は反映されていない。本研究では逐次得られる被害情報を用いて被害規模を推定するものであり、既往の被害予測ツールとは異なるアプローチからの被害推定を行う手法である。

1.2 防災・減災タイムラインの考え方

災害発生後の対応を予め時系列に沿って定めておくものはタイムライン（防災行動計画）と呼ばれている⁵⁾。タイムラインは従来、台風や豪雨のように災害の接近が事前に予期できる災害（進行型災害）に対して、災害発生前から時系列に沿った適切な対策を講じるための手

法である。図-1.1は水災害に関する防災・減災対策本部で考えられている大規模水災害に関するタイムラインの流れを示している⁶⁾。2012年にアメリカで甚大な被害をもたらしたハリケーン・サンディが襲来した際、ニューヨーク州やニュージャージー州では事前に策定したタイムラインに沿って対策を講じることで被害を最小限に抑えた例がある⁷⁾。また、地震のような事前に規模や発生場所などの予測が困難な災害（突発型災害）についても、事前に発災後に取り組むべき対応を時系列に沿って検討することで対応の効率化を図ることが出来る。ただし、実際の災害対応においては想定とは異なる状況が起こることが考えられるため、地震などの突発型災害では特に発災後の情報収集と臨機応変な対応が重要である。中央防災会議幹事会は大規模地震・津波災害応急対策対処方針の中で、大規模地震が発生した際の応急対応策の目安としてタイムラインを定めている⁸⁾。

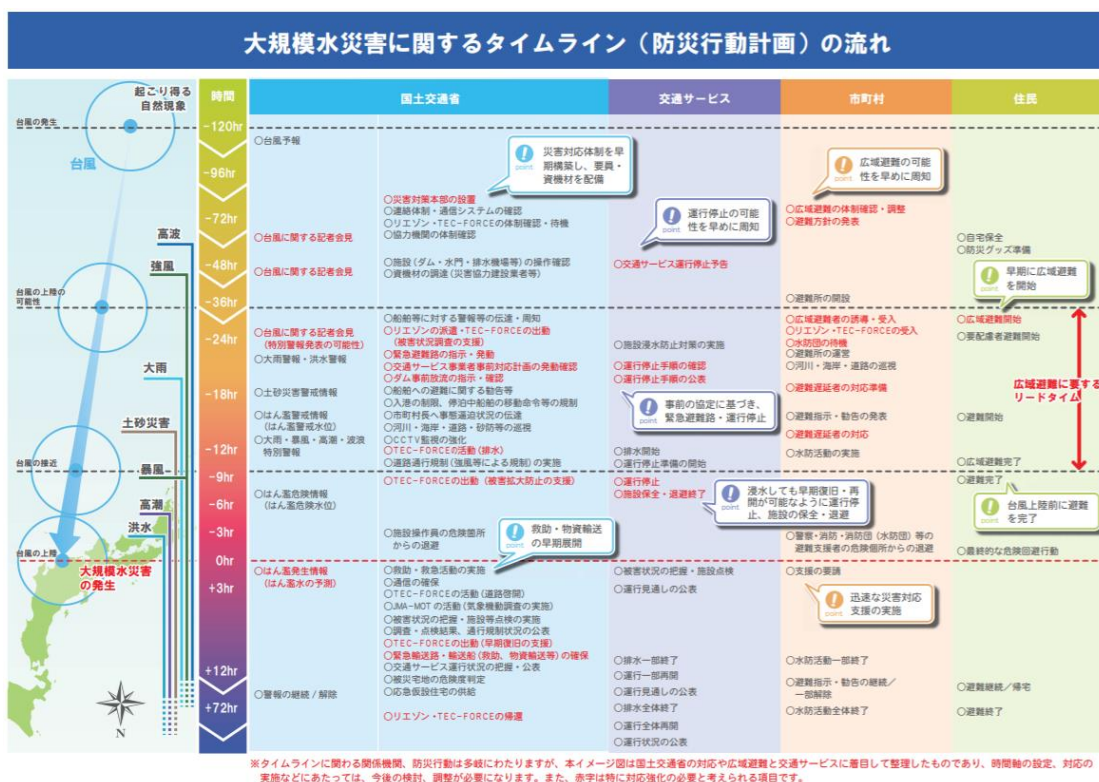
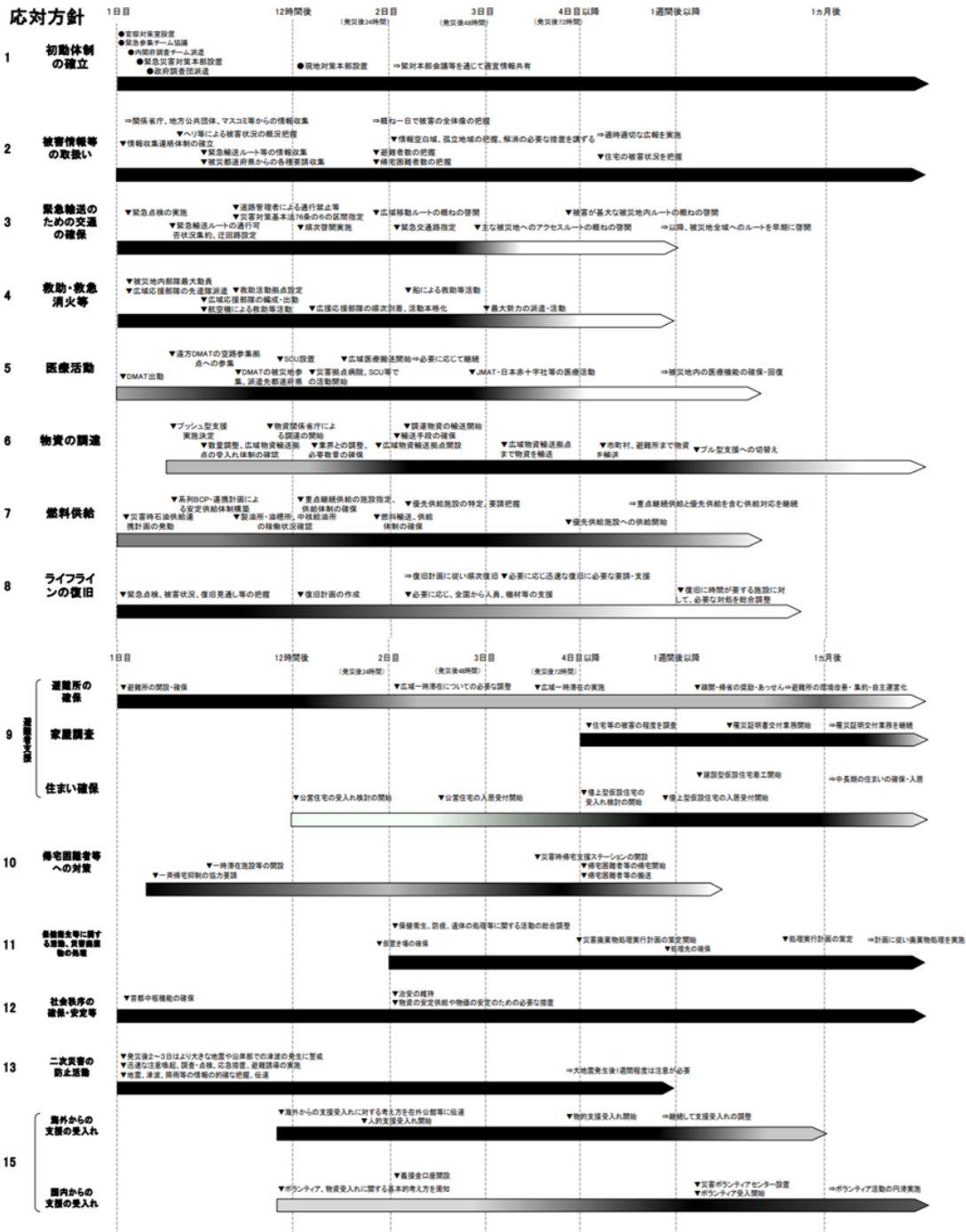


図-1.1 大規模水災害に関するタイムライン⁶⁾
(水災害に関する防災・減災対策本部「大規模水災害に備えたタイムライン
(防災行動計画)の策定に向けて」より引用)



上記のタイムラインは、防災関係機関による活動の事例として作成したものであり、実際の被災状況により相違があることに留意が必要。

図-1.2 大規模地震発生時の災害応急対策タイムライン⁸⁾

(中央防災会議幹事会「大規模地震・津波災害応急対策対処方針」より引用)

1.3 発災後経過時間と生存率との関係

兵庫県南部地震以降、地震災害による建物の倒壊被害などからの人命救助に際して、「黄金の72時間」や「72時間の壁」という言葉が用いられる。兵庫県南部地震での日別救出者数の

生存割合⁹⁾のグラフを図-1.3に示す。人命救助において、発災後の経過時間が長くなるほど生存率は低下するが、発災後72時間付近で生存率は急激に低下すると考えられている。

人が水分を摂取せずに生存できる時間や建物倒壊の際に受けた外傷、生き埋めになった際の環境の変化などが、生存率の急落に影響していると考えられている。人命救助においては発災後早期に適切な救助活動を行い、発災後72時間以内に十分な救助対応の供給が求められる。

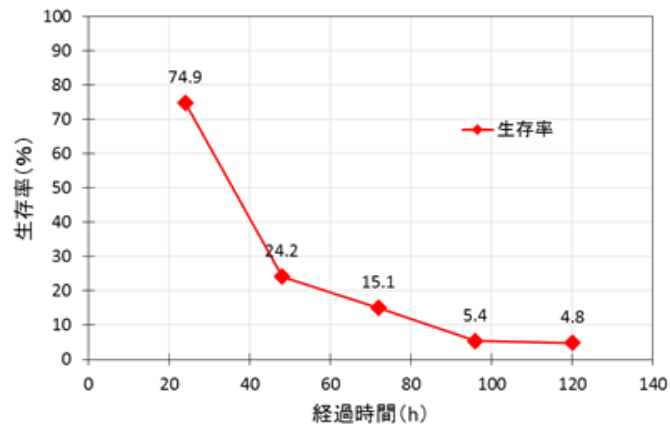


図-1.3 兵庫県南部地震での日別救出者数の生存割合⁹⁾

参考文献

- 1) 内閣府 防災情報のページ「地震被害想定支援ツール」について、
http://www.bousai.go.jp/jishin/chubu_kinki/shientool/index.html (2016.2.1 参照)
- 2) 座間信作, 細川直史: 簡易型地震被害想定システムの開発, 消防研究所報告第 82 号,
pp.26-33, 1996.
- 3) 座間信作, 遠藤真, 細川直史, 畑山健: 簡易型地震被害想定システムの改良, 消防研究所
報告第 90 号, pp.1-10, 2000.
- 4) 細川直史: 大震災への応急対応を支援する被害想定システムについて, 日本信頼性学会
誌, 38 巻, 5 号, pp.294-299, 2016.
- 5) 国土交通省, 水災害に関する防災・減災対策本部: タイムライン (防災行動計画) 策定・
活用指針 (初版), 防災行動計画ワーキンググループ, 2016.
- 6) 国土交通省水災害に関する防災・減災対策本部: 大規模水災害に備えたタイムライン (防
災行動計画) の策定に向けて, <https://www.mlit.go.jp/river/bousai/bousai-gensai/bousai-gensai/pdf/bousai-gensai-timeline.pdf> (2020.11.17 参照)
- 7) 国土交通省・防災関連学会合同調査団: 米国ハリケーン・サンディに関する現地調査報
告書 (第二版), 2013.
- 8) 中央防災会議幹事会: 大規模地震・津波災害応急対策対処方針, 2020.
- 9) 国土交通省, 近畿地方整備局, 震災復興対策連絡会議: 阪神・淡路大震災の経験に学ぶ
震災時における社会基盤利用のあり方について

第2章 ベイズ推定を用いた被害予測に関する既往の研究

小谷ら (2015)¹⁾はベイズ推定を用いて死亡者数を推定するモデルを考案している。本研究では、小谷らの死亡者数推定モデルを踏まえ、異なる死亡者数再現関数を用いたモデルとの比較を行い、モデルのパラメータ決定法の検討を実施する。

2.1 ベイズ推定を用いた被害予測モデルの定式化

本節では、小谷らの提案する死亡者数推定モデルについて説明する。このモデルでは、災害時に逐次得られる人的被害情報として、死亡者数をその災害の規模を代表する値とする。逐次得られる死亡者数から最終的な死亡者数を推定することで、災害規模を予測する。また、死亡者数を推定するにあたり、発災後の経過時間 t における死亡者数を最終的な死亡者数で除した値をその時間での死亡者数比 $F(t)$ とし、死亡者数比を推定することで最終的な死亡者数を予測する。

2.1.1 死亡者数比式の定式化

小谷らは死亡者数比の経時変化がワイブル分布に従うと仮定し、死亡者数比再現関数を以下のように定式化する。

$$F(t) = 1 - \exp\left(-\left(\frac{t-\gamma}{\eta}\right)^m\right) \quad (2.1)$$

ここで、 m は形状パラメータ、 η は尺度パラメータ、 γ は位置パラメータである。災害発生時を原点とすると常に位置パラメータ γ は0となり、 $\eta^m = a$ と置くと、以下のような式で表せる。

$$F(t) = 1 - \exp\left(-\frac{t^m}{a}\right) \quad (2.2)$$

(2.2)式を変形すると以下のような式で表せる。

$$\ln\left(\ln\left(\frac{1}{1-F(t)}\right)\right) = m \times \ln(t) - \ln(a) \quad (2.3)$$

ここで、 $y = \ln\left(\ln\left(\frac{1}{1-F(t)}\right)\right)$ 、 $x = \ln(t)$ 、 $g = -\ln(a)$ と置くと、以下のような直線式で表せる。

事例ごとに時間 t における死亡者数比 $F(t)$ のデータをプロットすることで、最小二乗法を用いて各事例の適切なパラメータ m 、 g を求められる。

$$y = m \times x + g \quad (2.4)$$

(2.2)式を m 、 g を用いて表すと以下のような式で表せる。

$$F(t) = 1 - \exp\left(-\frac{t^m}{e^{-g}}\right) \quad (2.5)$$

2.1.2 ベイズ推定式の定式化^{2),3),4)}

ベイズ推定は逐次得られる情報から真値を推定する統計手法であり、事前分布を適切に設定することで迅速に真値に近い推定値を得ることが出来る。ベイズ推定の基本公式は事後分布 \propto 尤度 \times 事前分布のような式で表され、統計的に設定する事前分布と現在の情報である尤度を掛けることで、今後の分布である事後分布を推定することが出来る。以下に尤度の定式化を行う。

式(2.5)に誤差 ε を以下の式に示すように導入する。

$$y = m \times x + g + \varepsilon \quad (2.6)$$

誤差 ε が平均値0、分散 σ^2 の正規分布に従うと仮定すると、誤差 ε は以下のような正規分布に従う。

$$f(x, y | m, g, \sigma^2) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left(-\frac{(y - g - mx)^2}{2\sigma^2}\right) \quad (2.7)$$

ここで、簡易化のために分散 $\sigma^2 = 100$ とする。n個の実情報から成る標本の尤度は以下の式で表される。

$$\begin{aligned} L(x, y | m, g) &= \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left(-\frac{(y_1 - g - mx_1)^2}{2\sigma^2}\right) \times \dots \times \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left(-\frac{(y_n - g - mx_n)^2}{2\sigma^2}\right) \\ &= \left(\frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma}\right)^n \exp\left(-\frac{(y_1 - g - mx_1)^2}{2\sigma^2} - \dots - \frac{(y_n - g - mx_n)^2}{2\sigma^2}\right) \end{aligned} \quad (2.8)$$

行列を用いると、以下のように表せる。ここで、tは転置行列を表す。

$$\begin{aligned} L(x, y | m, g) &= \exp\left(-\frac{1}{2\sigma^2} {}^t(Y - X\beta)(Y - X\beta)\right) \\ Y &= \begin{pmatrix} y_1 \\ \vdots \\ y_n \end{pmatrix}, X = \begin{pmatrix} 1x_1 \\ \vdots \\ 1x_n \end{pmatrix}, \beta = \begin{pmatrix} g \\ m \end{pmatrix} \end{aligned} \quad (2.9)$$

次に事前分布の定式化を行う。パラメータ m 、 g の事前分布 $\pi(m, g)$ が正規分布に従うと仮定すると、平均値 μ_{m_0}, μ_{g_0} 及び分散 $\sigma_{m_0}^2, \sigma_{g_0}^2$ として、事前分布 $\pi(m, g)$ は以下の式で表される。

$$\pi(m, g) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left(-\frac{(m - \mu_{m_0})^2}{2\sigma_{m_0}^2}\right) \times \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left(-\frac{(g - \mu_{g_0})^2}{2\sigma_{g_0}^2}\right) \quad (2.10)$$

行列を用いると、以下のように表せる。ここで、tは転置行列を表す。

$$\pi(m, g) \propto \exp\left(-\frac{1}{2} (\beta - \mu_0)' \Sigma_0^{-1} (\beta - \mu_0)\right)$$

$$\beta = \begin{pmatrix} g \\ m \end{pmatrix}, \mu_0 = \begin{pmatrix} \mu_{g0} \\ \mu_{m0} \end{pmatrix}, \Sigma_0 = \begin{pmatrix} \sigma_{g0}^2 & 0 \\ 0 & \sigma_{m0}^2 \end{pmatrix} \quad (2.11)$$

過去の災害事例での経時変化と死亡者数比の関係から事前分布のパラメータ m, g を設定する。パラメータ m, g の分散を既知とすることで、式(9)を以下のように変形する。ここで、仮定した誤差分散よりも m, g の分散を小さく設定し、関数の尺度を表すパラメータ g の分散を形状パラメータ m の分散よりも大きく設定している。

$$\beta = \begin{pmatrix} g \\ m \end{pmatrix}, \mu_0 = \begin{pmatrix} g \\ m \end{pmatrix}, \Sigma_0 = \begin{pmatrix} 8 & 0 \\ 0 & 1 \end{pmatrix} \quad (2.12)$$

次に、事後分布の定式化を行う。ベイズ推定の基本公式より、事後分布は以下のように表せる。

$$\pi(m, g | x, y) \propto L(x, y | m, g) \times \pi(m, g)$$

$$\propto \exp\left(-\frac{1}{2} (Y - X\beta)' (Y - X\beta)\right) \times \exp\left(-\frac{1}{2} (\beta - \mu_0)' \Sigma_0^{-1} (\beta - \mu_0)\right) \quad (2.13)$$

式(2.11)を変形すると、以下のような式で表せる。

$$\pi(m, g | x, y) \propto \exp\left(-\frac{1}{2} (\beta - \mu_1)' \Sigma_0^{-1} (\beta - \mu_1)\right)$$

$$\beta = \begin{pmatrix} g \\ m \end{pmatrix}, \mu_0 = \begin{pmatrix} \mu_{g1} \\ \mu_{m1} \end{pmatrix}, \Sigma_0 = \begin{pmatrix} \sigma_{g1}^2 & 0 \\ 0 & \sigma_{m1}^2 \end{pmatrix} \quad (2.14)$$

死亡者数の最終報告時間を T とし、最終的な死亡者数を B_T とする。情報更新回数 i 回目の報告された累積死亡者数を b_i とすると、その時の死亡者数比 $F(t_i)$ は以下の式で表せる。

$$F(t_i) = b_i / B_T \quad (2.15)$$

式(2.15)は以下のように変形できるため、死亡者数比を推定し、その時間に報告された累積死亡者数から割ることで最終的な死亡者数を予測できる。

$$B_T = b_i / F(t_i) \quad (2.16)$$

2.2 事前分布の設定手法

2.2.1 事前分布パターンの設定

小谷らは表-2.1 に示す 51 例の地震災害事例^{地震災害参照資料}のうち、情報更新が 3 回以上行われている色付きで示す 37 事例について、ワイブル分布でその死亡者数の経時変化を表現している。この際のワイブル分布パラメータ m, g を図-2.1 にプロットする。これらの再現パラメータから図-2.1 に枠で示すように 27 通りの分類を作成し、これらの枠の中心点を代表値として設定する。設定した代表値を表-2.2 に示す。このように再現パラメータの代表値を設定し、事前分布として利用することで、これまでの地震被害の傾向を考慮した事前分布の設定が可能で

第1編 ベイズ推定による被害情報の予測
第2章 ベイズ推定を用いた被害予測に関する既往の研究

ある。

表-2.1 地震災害事例一覧(地震災害参照資料)

	地震災害事例	発生日	災害規模被災者数(人)	更新回数		地震災害事例	発生日	災害規模被災者数(人)	更新回数
1	兵庫県南部地震	1995.1.17	5092	51	27	アフガニスタン	2012.6.11	50	3
2	新潟県中越地震	2004.10.23	40	15	28	中国南西部地震	2012.6.24	4	4
3	ジャワ島中部地震	2006.5.27	6234	13	29	中国	2012.9.7	81	10
4	ジャワ島南西沖地震	2006.7.17	650	11	30	イラン	2012.8.11	308	8
5	岩手宮城内陸地震	2008.6.14	12	9	31	グアテマラ	2012.11.8	52	7
6	ラウイラ地震	2009.4.6	309	12	32	ミャンマー	2012.11.11	13	5
7	サモア沖地震	2009.9.29	192	13	33	ソロモン諸島沖地震	2013.2.6	13	5
8	チリ中部地震	2010.2.27	802	11	34	イラン	2013.4.9	40	7
9	ニュージーランド地震	2011.2.22	166	21	35	イラン	2013.4.16	36	6
10	盈江地震	2011.3.10	25	6	36	四川地震	2013.4.20	193	24
11	東北地方太平洋沖地震	2011.3.11	14006	79	37	アフガニスタン	2013.4.24	27	6
12	ミャンマー地震	2011.3.24	74	5	38	インド	2013.5.1	2	2
13	スペイン南部地震	2011.5.11	9	5	39	イラン	2013.5.11	2	2
14	トルコ西部地震	2011.5.19	3	2	40	台湾	2013.6.2	5	5
15	ニュージーランド地震	2011.6.13	1	1	41	インドネシア	2013.7.2	36	7
16	キルギス地震	2011.7.19	14	1	42	中国	2013.7.22	94	11
17	インドネシア	2011.9.6	3	3	43	パキスタン	2013.9.24	515	9
18	インド北東部地震	2011.9.18	20	9	44	パキスタン	2013.9.28	30	4
19	グアテマラ	2011.9.19	4	4	45	パキスタン	2013.10.15	183	11
20	トルコ東部地震	2011.10.23	601	29	46	イラン	2013.11.28	7	2
21	メキシコ南部	2011.12.10	2	2	47	イキケ地震	2014.4.1	6	4
22	ネグロス島沖地震	2012.2.6	34	7	48	ニカラグア	2014.4.10	1	1
23	メキシコ南部地震	2012.3.20	2	1	49	バファニューギニア	2014.4.11	1	1
24	チリ	2012.3.25	1	1	50	パキスタン	2014.5.8	2	1
25	タジキスタン	2012.5.12	1	2	51	インド	2014.5.21	1	1
26	イタリア北部地震	2012.5.29	17	12					

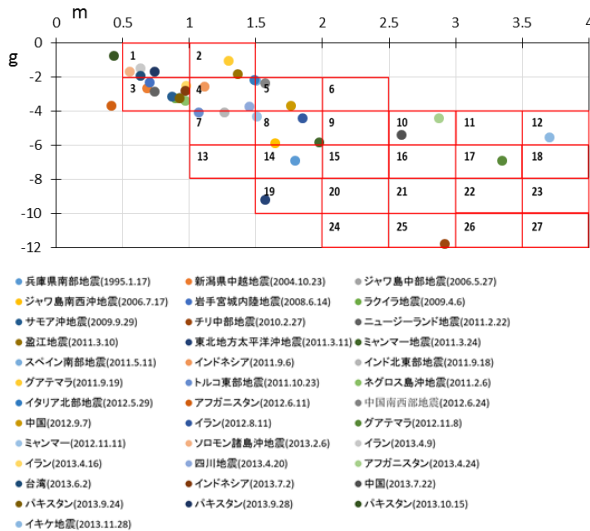


図-2.1 ワイブル分布での再現パラメータ

表-2.2 事前分布パターン

分類	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]
m	0.75	1.25	0.75	1.25	1.75	2.25	1.25	1.75	2.25
g	-1.0	-1.0	-3.0	-3.0	-3.0	-3.0	-5.0	-5.0	-5.0
分類	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]	[16]	[17]	[18]
m	2.75	3.25	3.75	1.25	1.75	2.25	2.75	3.25	3.75
g	-5.0	-5.0	-5.0	-7.0	-7.0	-7.0	-7.0	-7.0	-7.0
分類	[19]	[20]	[21]	[22]	[23]	[24]	[25]	[26]	[27]
m	1.75	2.25	2.75	3.25	3.75	2.25	2.75	3.25	3.75
g	-9.0	-9.0	-9.0	-9.0	-9.0	-11.0	-11.0	-11.0	-11.0

2.2.2 事前分布パターンの限定

図-2.1 を見ると、対象とする事例によっては事前分布に設定しているすべての分類を用いると再現パラメータと大きく異なるパラメータを推定に含むため、推定精度が低下すると考えられる。そのため、事前分布パターンを限定することで事例によって推定時間を短縮することを考える。再現パラメータの分布を基に図-2.2 のように限定した事前分布パターンを設定する。限定した事前分布パラメータのみを使用し、算出した推定値の平均を最終死亡者数の推定値とする。

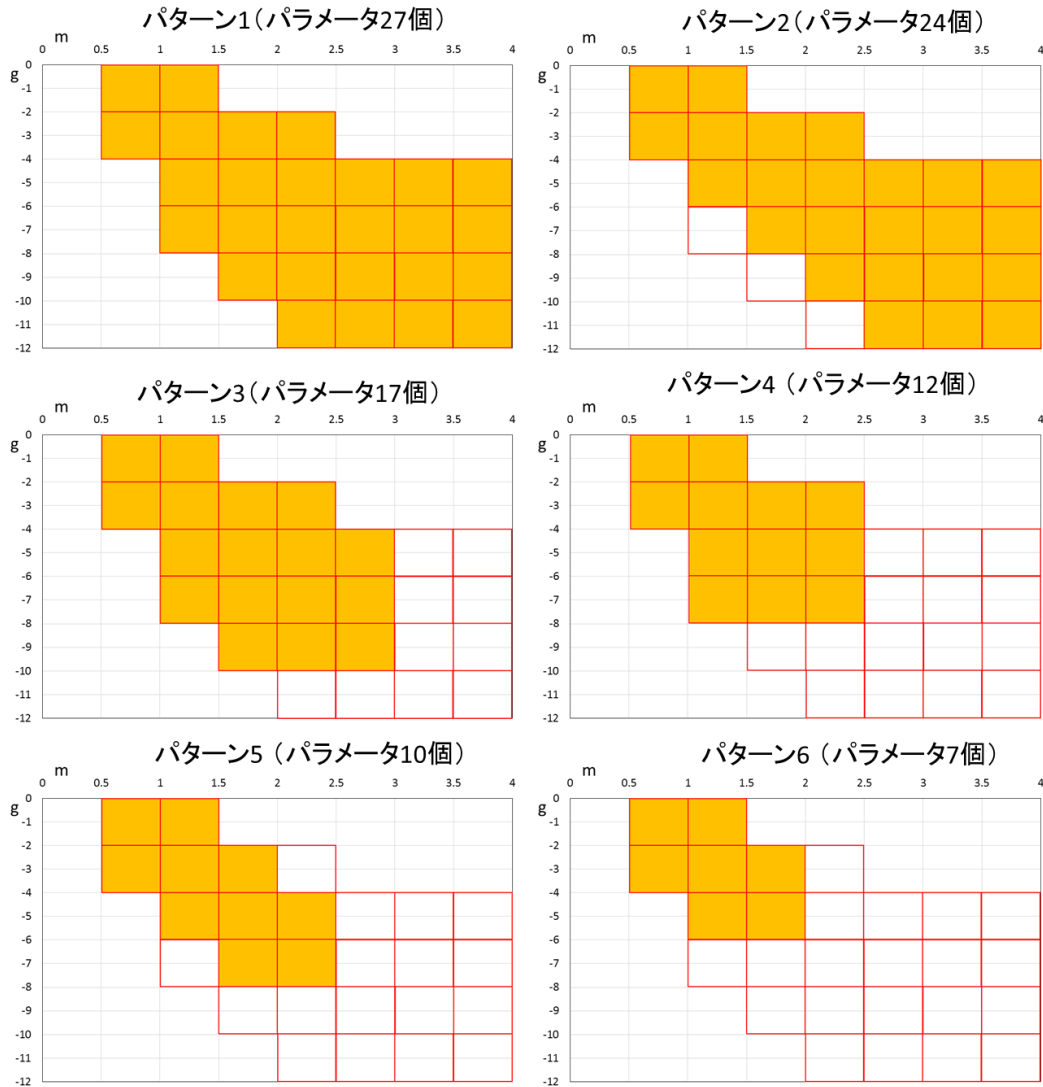


図-2.2 限定した事前分布パターン

2.2.3 推定結果

表-2.3 に限定した推定パターンごとの推定時間をまとめる. ここで, 推定時間とは推定値が信頼できる値となるまでに要する時間を呼ぶこととし, 実際の最終的な死亡者数と推定値それぞれに±30%の信頼域を想定し, これらの範囲が重なるまでの時間を推定時間として求める. 表-2.3 より, 限定する事前分布パターンによって推定時間は増減するが, 限定することで推定時間を短縮できる事例がある一方で, 推定時間が増加する事例が存在し, 一様に推定時間を短縮することは出来ていない. また, 最終報告時間までに信頼できる推定値が得られない事例も複数見られた. このように, 事例によって適切な事前分布を設定することで推定時間を短縮出来る見込みが得られたものの, 一様に信頼できる推定値を得るためには更なる推定手法, 事前分布設定手法の検討が必要である.

第1編 ベイズ推定による被害情報の予測
 第2章 ベイズ推定を用いた被害予測に関する既往の研究

表-2.3 限定した事前分布パターンごとの推定時間一覧

災害事例	パターン1		パターン2		パターン3		パターン4		パターン5		パターン6	
	時間	更新回数	時間	更新回数	時間	更新回数	時間	更新回数	時間	更新回数	時間	更新回数
兵庫県南部地震(1)	3.5	2	6.0	4	6.0	4	6.5	5	8.0	7	13.0	12
新潟県中越地震(2)	41.0	3	19.0	1	41.0	3	19.0	1	19.0	1	19.0	1
ジャワ島中部地震(3)	41.0	6	16.0	4	41.0	6	41.0	6	16.0	4	2.0	1
ジャワ島南西沖地震(4)	18.0	5	7.0	1	18.0	5	7.0	1	8.0	2	20.0	6
岩手宮城内陸地震(5)	52.0	7	30.0	5	52.0	7	30.0	5	12.0	3	6.0	2
ラウライ地震(6)	33.0	3	21.0	2	21.0	2	21.0	2	21.0	2	6.0	1
サモア沖地震(7)	34.0	6	19.0	4	34.0	6	34.0	6	8.0	2	5.0	1
チリ中部地震(8)	44.0	4	54.0	6	44.0	4	44.0	4	54.0	6	54.0	6
ニュージーランド地震(9)	48.5	4	24.0	3	48.5	4	24.0	3	24.0	3	4.3	1
盈江地震(10)	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし
東北地方太平洋沖地震(11)	218.0	38	222.0	39	218.0	38	218.0	38	222.0	39	222.0	39
ミャンマー地震(12)	なし	なし	なし	なし	なし	なし	3.3	1	12.3	3	4.3	2
スペイン南部地震(13)	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	2.5	1
インドネシア(17)	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	11.0	2
インド北東部地震(18)	95.4	9	13.1	5	95.4	9	13.1	5	13.1	5	3.1	2
グアテマラ(19)	86.9	4	86.9	4	86.9	4	86.9	4	86.9	4	86.9	4
トルコ東部地震(20)	29.0	11	10.8	6	29.0	11	3.9	2	2.9	1	5.1	4
ネグロス島沖地震(22)	39.0	5	21.0	4	39.0	5	21.0	4	6.0	2	1.0	1
イタリア北部地震(26)	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし
アフガニスタン(27)	なし	なし	8.5	1	8.5	1	8.5	1	37.5	3	37.5	3
中国南西部地震(28)	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	24.0	4	24.0	4
中国(29)	56.8	10	56.8	10	56.8	10	56.8	10	18.3	9	3.5	2
イラン(30)	なし	なし	51.0	8	なし	なし	なし	なし	5.6	1	5.6	1
グアテマラ(31)	なし	なし	なし	なし	なし	なし	2.2	1	2.2	1	5.9	3
ミャンマー(32)	なし	なし	20.2	4	なし	なし	なし	なし	6.3	1	6.3	1
ソロモン諸島沖地震(33)	36.7	4	30.6	3	96.0	5	30.6	3	30.6	3	9.3	2
イラン(34)	53.1	7	30.1	4	53.1	7	33.1	5	30.1	4	30.1	4
イラン(35)	なし	なし	29.6	3	なし	なし	47.5	6	29.6	3	4.0	1
四川地震(36)	61.1	23	27.0	19	61.1	23	2.0	1	2.0	1	3.0	2
アフガニスタン(37)	なし	なし	28.6	6	なし	なし	なし	なし	28.6	6	28.6	6
台湾(40)	なし	なし	26.0	3	なし	なし	26.0	3	26.0	3	9.5	2
インドネシア(41)	47.8	5	47.8	5	47.8	5	47.8	5	6.3	2	6.3	2
中国(42)	なし	なし	32.2	11	なし	なし	2.9	1	2.9	1	3.5	2
パキスタン(43)	50.6	7	19.0	4	50.6	7	24.5	5	19.0	4	2.8	1
パキスタン(44)	なし	なし	23.7	3	なし	なし	48.7	4	23.7	3	23.7	3
パキスタン(45)	53.3	8	29.0	5	53.3	8	37.8	7	29.0	5	29.0	5
イキケ地震(47)	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし

参考文献

- 1) 小谷稔, 飯塚敦, 河井克之: ワイブル分布を用いた被災者数情報のベイズ推定, 土木学会論文集 F6, Vol. 71, No. 1, pp. 46-57, 2015.
- 2) 松原望: 入門ベイズ統計—意思決定の理論と発展, 東京図書, 2008.
- 3) 涌井良幸: 道具としてのベイズ統計, 日本実業出版社, 2012.
- 4) 涌井良幸, 涌井貞美: Excel でスッキリわかるベイズ統計入門, 日本実業出版社, 2012.

第3章 死亡者数再現関数の検討

3.1 死亡者数再現関数の提案

小谷らのベイズ推定モデルでは死亡者数比の経時変化を表現する関数として、ワイブル分布を用い、推定を行っている。しかし、この手法では信頼できる推定値を得るのに時間を要するケースが多く、実際の意思決定に用いるには課題が残る。第3章では、ワイブル分布に加えて、新たに二種類の関数を仮定し、本推定モデルに適切な死亡者数再現関数について検討する。既往の研究で使用されているワイブル分布^{1),2)}は、材料の疲労寿命分布を表現する関数として用いられることが多い関数である。兵庫県南部地震では自治体が把握した死亡者数の経時変化をワイブル分布で近似した研究がある³⁾。ここで、新たに仮定する関数はロジスティック曲線とTANH関数である。ロジスティック曲線⁴⁾は成長曲線のひとつであり、初期段階では増加量が小さく、途中で増加量が急増し、その後増加量が低下するようなS字形状を示す関数である。成長曲線は生物の成長を表現する際に多く使われるほか、バグの検出数や材料の強度などS字形状を示す様々な現象を表現する際に用いられる^{5),6)}。TANH関数は一般的な双曲線を示す関数であり、S字形状を表現することは出来ないが、途中で急増し、一定の値に漸近する形状を表現出来る。

3.2 各死亡者数再現関数式の定式化

ロジスティック曲線とTANH関数を用いた死亡者数比式をそれぞれ式(3.1)、式(3.2)のように定式化する。

$$F(t) = \frac{1}{1 + \exp(d - ct)} \quad (3.1)$$

$$F(t) = \tanh(at + b) \quad (3.2)$$

ワイブル分布の定式化と同様にロジスティック曲線とTANH関数についても線形の式に変形する。ロジスティック曲線については式(3.3)のように変数 $x_{c,d}, y_{c,d}$ を置き、式(3.1)を式(3.4)のように変形する。

$$y_{c,d} = \ln\left(\frac{1}{F(t)} - 1\right), x_{c,d} = -t \quad (3.3)$$

$$y_{c,d} = cx_{c,d} + d \quad (3.4)$$

TANH関数については式(3.5)のように変数 $x_{a,b}, y_{a,b}$ を置き、式(3.2)を式(3.6)のように変形する。

$$y_{a,b} = \tanh^{-1} F(t), x_{a,b} = t \quad (3.5)$$

$$y_{a,b} = ax_{a,b} + b \quad (3.6)$$

これらの式においてもワイブル分布と同様に、災害事例ごとに時間 t における死亡者数比

$F(t)$ のデータをプロットすることで、最小二乗法を用いて各事例の適切なパラメータを求めることが出来る。

3.3 各死亡者数再現関数による再現性

表-2.1に示す51の地震災害事例のうち、色付きの37の地震災害事例については情報更新回数が2回以上行われており、最小二乗法によって各死亡者数再現関数に最適なパラメータを求めることが出来る。本研究ではこの37事例を災害事例として用いる。なお、表-2.1では推定に使用する最終報告時間を災害規模時間、災害規模時間での累計死亡者数を災害規模被災者数としている。これらの事例の死亡者数比の経時変化を各死亡者数再現関数によって表現する。図-3.1~3.5はそれぞれ、実際の死亡者数、ワイブル分布、ロジスティック曲線、TANH関数で死亡者数比の経時変化を図示する。表-2.1の災害事例のうち、兵庫県南部地震(1995)、ジャワ島中部地震(2006)、東北地方太平洋沖地震(2011)、スペイン南部地震(2011)、インド北東部地震(2011)、イキケ地震(2014)を対象に、上述の3種類の死亡者数再現関数での再現性を比較する。図-3.6に各事例について再現性を比較したグラフを示す。各死亡者数再現関数での再現性を比較すると、どの関数を用いた場合でもおおそ実際の死亡者数の変化を表現出来ていると考える。スペイン南部地震やイキケ地震での事例を見ると、ロジスティック曲線は他の関数と比較して短時間で急激に上昇するような傾向を表現出来ており、再現性が高いと考えられる。また、TANH関数は他の関数と比べてS字のような増加傾向を表現出来ておらず再現性は低いと考えられる。

ベイズ推定は情報更新の度にパラメータを更新し、最適なパラメータを求める手法であるため、推定の対象とする事例は災害初期の24時間以内に4回以上の情報更新が行われている25事例としている。対象とする25事例を表-3.1にまとめる。

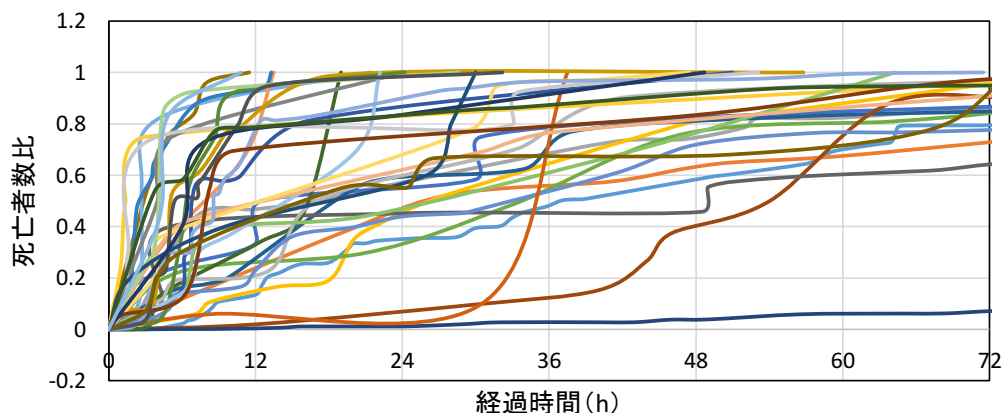


図-3.1 死亡者数比の経時変化 (実情報)

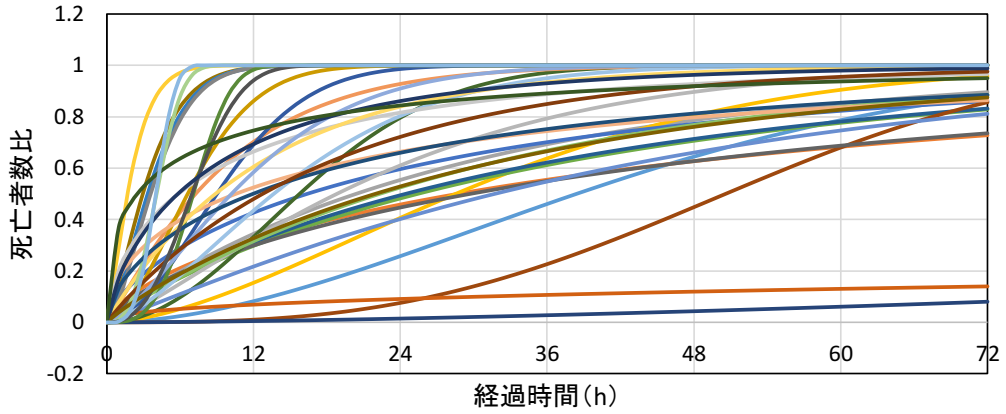


図-3.2 死亡者数比の経時変化 (ワイブル分布)

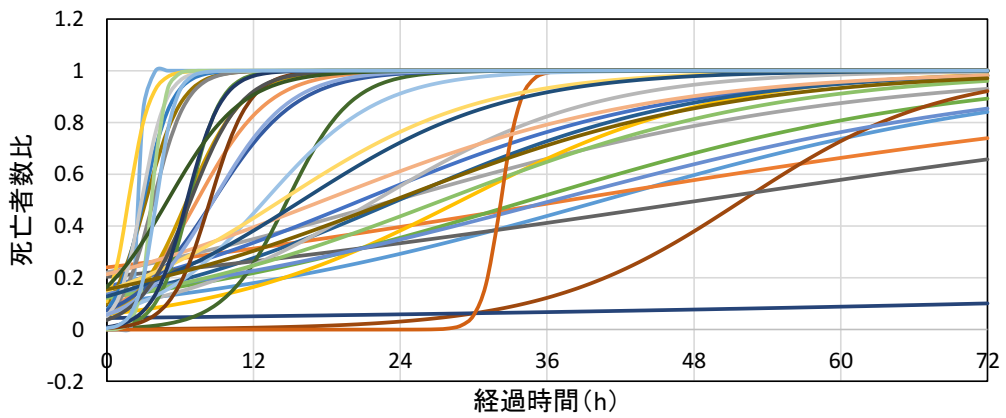


図-3.3 死亡者数比の経時変化 (ロジスティック曲線)

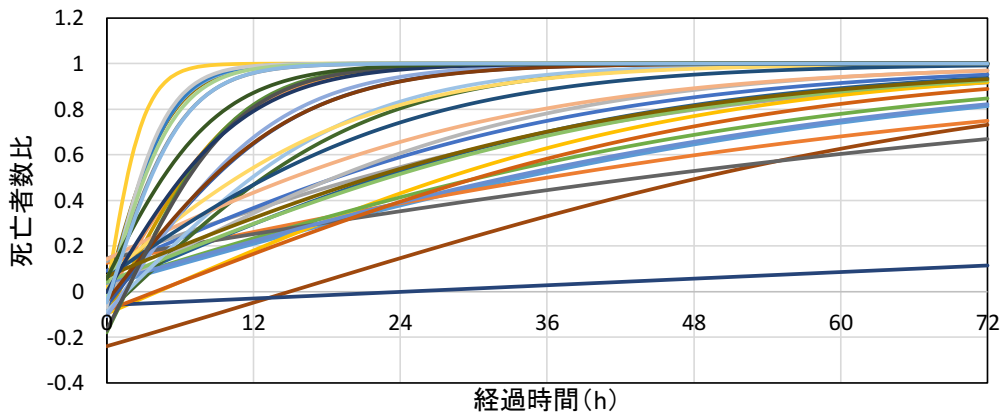


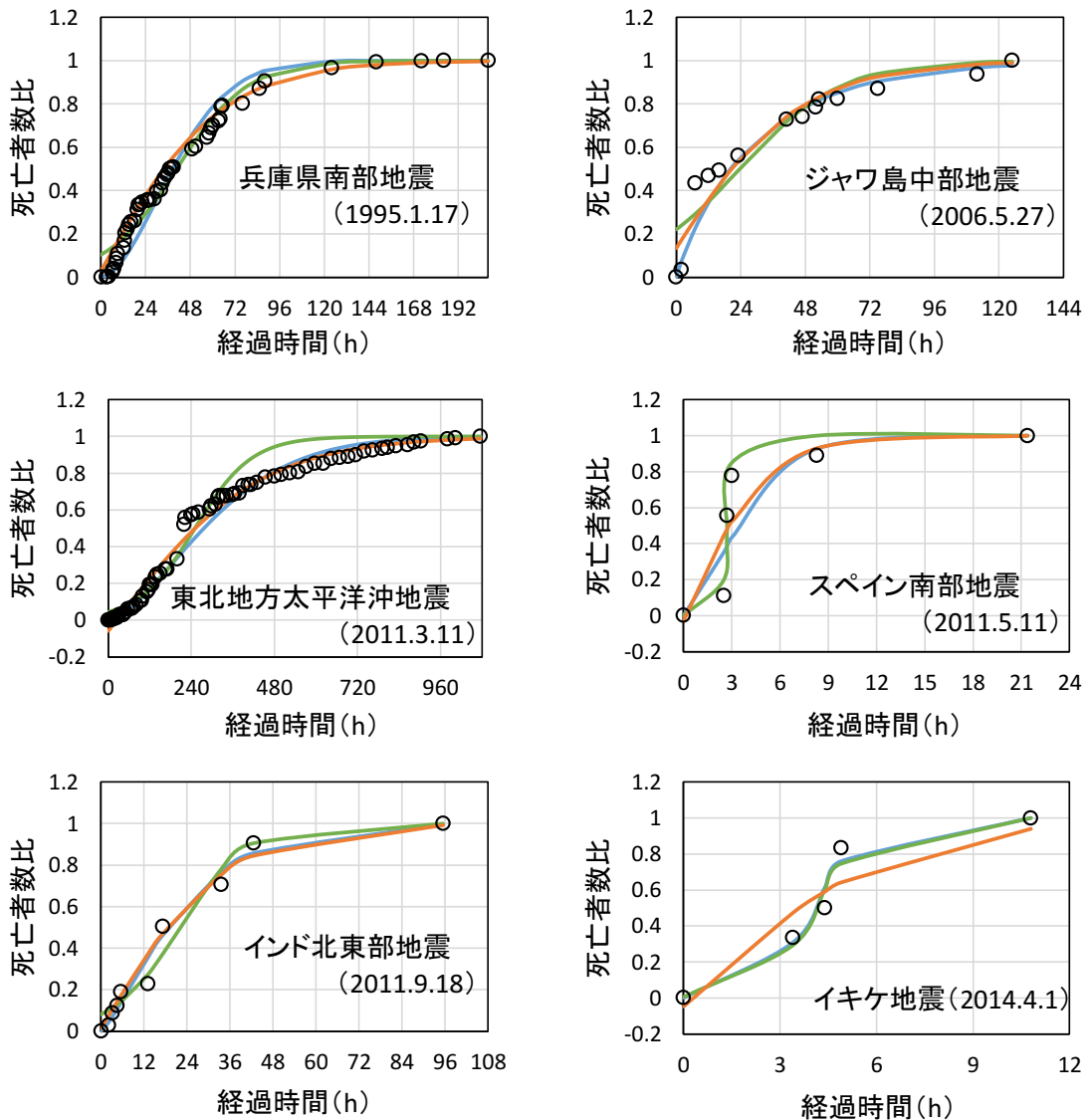
図-3.4 死亡者数比の経時変化 (TANH 関数)

- | | | | | |
|----------------------|------------------------|-------------------------|---------------------|-----------------------|
| 1・阪神大震災(1995.1.17) | 2・中越地震(2004.10.23) | 3・ジャワ島中部地震(2006.5.27) | 4・ジャワ地震(2006.7.17) | 5・岩手・宮城(2008.6.14) |
| 6・ラオス(2009.4.6) | 7・サモア(2009.9.29) | 8・チリ(2010.2.27) | 9・NZ(2011.2.22) | 10・中国(2011.3.10) |
| 11・東日本大震災(2011.3.11) | 12・カンボジア(2011.3.24) | 13・スベイン(2011.5.11) | 17・インドネシア(2011.9.6) | 18・ネパール(2011.9.18) |
| 19・グアテマラ(2011.9.19) | 20・トルコ地震(2011.10.23) | 22・フィリピン(2012.2.6) | 26・イタリア(2012.5.29) | 27・アフガニスタン(2012.6.11) |
| 28・中国(2012.6.24) | 29・中国(2012.9.7) | 30・イラン(2012.8.11) | 31・グアテマラ(2012.11.8) | 32・ミャンマー(2012.11.11) |
| 33・ソロモン諸島(2013.2.6) | 34・イラン・パキスタン(2013.4.9) | 35・イラン・パキスタン(2013.4.16) | 36・中国四川(2013.4.20) | 37・アフガニスタン(2013.4.24) |
| 40・台湾(2013.6.2) | 41・インドネシア(2013.7.2) | 42・中国(2013.7.22) | 43・パキスタン(2013.9.24) | 44・パキスタン(2013.9.28) |
| 45・パキスタン(2013.10.15) | 47・チリ(2014.4.1) | | | |

図-3.5 凡例

表-3.1 推定対象の地震災害事例 (25 事例) 地震災害参照資料)

	地震災害事例	発生日	災害規模被災者数(人)	更新回数		地震災害事例	発生日	災害規模被災者数(人)	更新回数
1	兵庫県南部地震	1995.1.17	5092	51	28	中国南西部地震	2012.6.24	4	4
3	ジャワ島中部地震	2006.5.27	6234	13	29	中国	2012.9.7	81	10
4	ジャワ島南西沖地震	2006.7.17	650	11	30	イラン	2012.8.11	308	8
5	岩手宮城内陸地震	2008.6.14	12	9	31	グアテマラ	2012.11.8	52	7
7	サモア沖地震	2009.9.29	192	13	32	ミャンマー	2012.11.11	13	5
10	盈江地震	2011.3.10	25	6	36	四川地震	2013.4.20	193	24
11	東北地方太平洋沖地震	2011.3.11	14006	79	37	アフガニスタン	2013.4.24	27	6
12	ミャンマー地震	2011.3.24	74	5	41	インドネシア	2013.7.2	36	7
13	スペイン南部地震	2011.5.11	9	5	42	中国	2013.7.22	94	11
18	インド北東部地震	2011.9.18	20	9	43	パキスタン	2013.9.24	515	9
20	トルコ東部地震	2011.10.23	601	29	45	パキスタン	2013.10.15	183	11
22	ネグロス島沖地震	2012.2.6	34	7	47	イキケ地震	2014.4.1	6	4
26	イタリア北部地震	2012.5.29	17	12					



— ワイブル分布 — ロジスティック曲線 — TANH 関数 ○ 実情報

図-3.6 各死亡者数再現関数（ワイブル分布，ロジスティック曲線，TANH 関数）による実情報の再現性比較

3.4 死亡者数再現関数の違いによる推定時間の比較

ワイブル分布、ロジスティック曲線、TANH 関数それぞれを死亡者数再現関数とするモデルを作成し、推定に要する時間を比較する。本研究では、推定値 $\pm 30\%$ の値が実際の最終死亡者数 $\pm 30\%$ に含まれる範囲を信頼できる範囲と定め、推定値が信頼できる範囲に入るまでの時間を推定時間と定める。ただし、死亡者数の経時変化は離散的なデータであるため推定時間は情報更新の時点のみに限られる。図-3.7 は兵庫県南部地震の推定時間を死亡者数再現関数ごとに比較している。ワイブル分布およびロジスティック曲線では32時間の更新時点では推定値が信頼できる範囲内に入っておらず、次の更新時点の49時間で信頼できる範囲に入るため、推定時間は49時間である。TANH 関数では32時間の更新時点で推定値が信頼できる範囲に入るため、推定時間は32時間となる。他の災害の推定時間については表-3.3 にまとめている。表-3.3 より、24時間以内に4回以上の情報更新がある災害では、ワイブル分布を用いると平均24.5時間、ロジスティック曲線を用いると平均26.7時間、TANH 関数を用いると平均23.2時間で信頼できる推定値を得られる。よって、TANH 関数を死亡者数再現関数とするモデルが最も短い時間で信頼できる推定値を得ることができ、平均24時間以内に最終死亡者数を予測することができる。

死亡者数再現関数の再現性の比較では、ロジスティック曲線は他の再現関数よりも再現性が高いように見られるが、推定結果は他の再現関数を用いる場合よりも信頼できる推定値を得られるまでに時間を要する結果となっている。これはロジスティック曲線がパラメータによって敏感に関数形を変化させる関数であることに起因していると考えられる。ロジスティック曲線は再現性が高いため、適切なパラメータを設定することが出来れば他の関数よりも正確に推定を行うことが出来ると考えられるが、事前分布パラメータの設定が適切でない場合には推定結果が真値から離れやすい傾向があると考えられる。TANH 関数については逆に、再現性が低く、パラメータによって関数形が大きく変化しない関数であるため、真値から大きく離れた推定結果が得られにくいと考えられる。

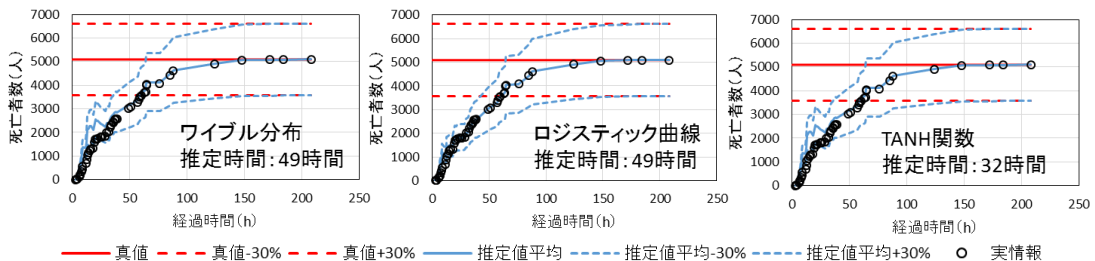


図-3.7 兵庫県南部地震についての推定結果の比較

表-3.3 死亡者数再現関数ごとの推定時間の比較

災害名	推定時間(h)			災害名	推定時間(h)		
	ワイブル分布	ロジスティック 曲線	TANH 関数		ワイブル分布	ロジスティック 曲線	TANH 関数
兵庫県南部地震(1)	49	49	36	中国西南部地震(28)	24	24	24
ジャワ島中部地震(3)	2	23	7	中国(29)	7.5	4.2	4.2
ジャワ島南西沖地震(4)	27.5	48	27.5	イラン(30)	6.2	6.2	6.2
岩手宮城内陸地震(5)	6	12.5	12.5	グアテマラ(31)	24.2	5.9	5.9
サモア沖地震(7)	19	23	19	ミャンマー(32)	7.5	20.2	7.5
盈江地震(10)	11.5	7	7	四川地震(36)	3	3.3	3.3
東北地方太平洋沖地震 (11)	222	222	222	アフガニスタン(37)	28.6	28.6	28.6
ミャンマー地震(12)	4.3	19	16	インドネシア(41)	8.3	8.3	8.3
スペイン南部地震(13)	21.4	8.3	8.3	中国(42)	7.2	7.2	3.9
インド北東部地震(18)	17.2	33.5	17.2	パキスタン(43)	2.8	3.3	5.6
トルコ東部地震(20)	41.5	41.5	41.5	パキスタン(45)	8.8	6.1	6.1
ネグロス島沖地震(22)	39	39	39	イキケ地震(47)	10.8	10.8	10.8
イタリア北部地震(26)	12.6	12.6	12.6	平均	24.5	26.7	23.2

3.5 まとめ

本章では、死亡者数の経時変化を表現する死亡者数再現関数として、ロジスティック曲線とTANH関数を新たに提案し、再現性の比較とこれらの再現関数を用いた際の推定時間を比較した。再現性の比較では、ロジスティック曲線で死亡者数比の急増が表現出来ており、再現性の高さが確認できた。一方で、TANH関数はS字形状を表現出来ておらず、再現性が低い傾向が確認できた。推定時間の比較では、ロジスティック曲線を用いた際には他の再現関数を用いた場合よりも平均推定時間が大きくなる結果となった。一方で、TANH関数を用いた際には平均の推定時間が最も短い結果となった。ロジスティック曲線は再現性が高くパラメータに対する感度が高いために、事前分布の設定が適切でない場合に推定値が真値との差異が大きい推定値が得られやすいと考えられる。TANH関数は再現性が低くパラメータに対する感度が低いために、事前分布の設定が適切でない場合であっても推定値が真値との差異が小さい推定値が得られたと考えられる。

参考文献

- 1) Weibull, W. : A statistical distribution function of wide applicability, *Journal of Applied Mechanics*, Vol. 18, pp. 293-297, 1951.
- 2) 田中道七, 酒井達雄 : 3 母数ワイブル分布の母数推定について(疲労寿命分布の母数推定に関連して), *日本材料学会*, 第 28 卷 304 号, pp.13-19, 1979.
- 3) 座間信作, 細川直史, 関沢愛 : 兵庫県南部地震での自治体による死者数の把握状況に関する一考察, *消防研究所報告*, No.85, pp.1-9, 1998.
- 4) 篠崎吉郎 : 生物現象のやさしい数理解析, *科学と生物*, 17, 48-50, 1979.
- 5) 洪悦郎, 鎌田英治, 田畑雅幸, 浜幸雄 : ロジスティック曲線を応用したコンクリート強度推定式の提案 : 普通ポルトランドセメントの場合, *日本建築学会構造系論文報告集*, 367, 1-7, 1986.
- 6) 岡村寛之, 古村仁志, 土肥正 : 傾向曲線に基づいたソフトウェア信頼性モデルに対するパラメータ推定, *情報処理学会論文誌*, Vol.47, No.3, 897-905, 2006.

第4章 事前分布パラメータ決定手法の検討

ベイズ推定では事前分布を初期条件として設定する。図-3.2~3.4を見ると、関数を規定するパラメータの違いによって関数形は多様に変化する。そのため、事前分布パラメータによって信頼できる推定値が得られるまでの時間は大きく変化する。第4章では、事前分布パラメータの決定手法について検討を行う。

本研究では最終的な死亡者数比を推定することで被害規模の違いを把握し、災害初期対応における意思決定の一助とすることを目的としている。そのため、意思決定時点までに得られる被害情報を用いて事前分布パラメータを決定することで、推定の精度を向上させることが出来ると考える。本検討では、二通りの事前分布パラメータ決定手法を考え、より適切な推定を実施できる推定手法について考える。

4.1 意思決定時点までの被害予測に基づく事前分布パラメータ決定手法

4.1.1 事前分布パラメータ決定手法の概要

適切な事前分布パラメータの決定手法として、意思決定時点までの死亡者数を推定し、この推定結果によって事前分布パラメータを決定する手法を考える。本研究では地震発生後24時間経過時点意思決定時点と設定する。本手法での事前分布パラメータの決定手順を図-4.1にまとめる。本手法では、事前推定と本推定の二段階の推定を行う。事前推定では、24時間までの死亡者数を最終死亡者数として、24時間までの死亡者数の推定を行い、事前推定の結果に応じて本推定での事前分布パラメータを選定する。

4.1.2 事前分布パラメータの設定

第3章の結果より、最も短い推定時間が得られているTANH関数を本手法では用いることとする。TANH関数のパラメータ a 、 b のうち、 b は関数の切片となるパラメータであり、関数の傾きなどの形状は a のパラメータに依存する。そこでパラメータ a の大きさからパターンA、B、Cの3通りの事前分布を用意し、本推定に使用する。それぞれの事前分布パラメータは表-4.1のように設定する。これらの事前分布を用いて実施する推定結果を表-4.2にまとめている。表中で×印で示しているものは推定値が信頼できる範囲に入らないものを表している。表-4.2より東北地方太平洋沖地震を除く全ての地震は推定時間が24時間以下となる推定パターンが存在し、それぞれの災害事例に適した推定パターンを選定することで、24時間以内に信頼できる推定値を得ることが出来る。ここで、東北地方太平洋沖地震に関してはどの推定パターンを用いても信頼できる推定値を得るのに膨大な時間を要するという結果となっている。

4.1.3 事前分布パラメータ決定手順

事前推定で使用する事前分布パラメータについては、各災害事例の24時間までの死亡者数

の経時変化から決定する。まず、24時間までの死亡者数を最終死亡者数として死亡者数比の経時変化を算出し、その死亡者数比の経時変化を表現する再現パラメータを最小二乗法によって求める。推定対象の各事例の再現パラメータから、事前推定のための事前分布パラメータとして使用する選定パターン α 、 β の事前分布パラメータを定めている。表-4.3に判定用の事前分布パラメータを示す。これらの事前分布パラメータを用いて24時間までの死亡者数を推定し、推定値が真値に近づくまでの時間を比較する。情報更新2回目以降で推定値と真値との誤差が50%を下回るまでに要する時間を選定時間と定め、選定パターン α 、 β での選定時間 t_α 、 t_β によって本推定で用いる事前分布パラメータを選定する。 $t_\alpha < t_\beta$ の場合、パターンAの平均値、中央値の事前分布パラメータを用いて最終死亡者数を推定し、その平均値を最終的な死亡者数の推定値とする。 $t_\alpha \geq t_\beta$ の場合は、パターンA、B、Cそれぞれの平均値、中央値の事前分布パラメータを用いて最終死亡者数を推定し、その平均値を最終的な死亡者数の推定値とする。

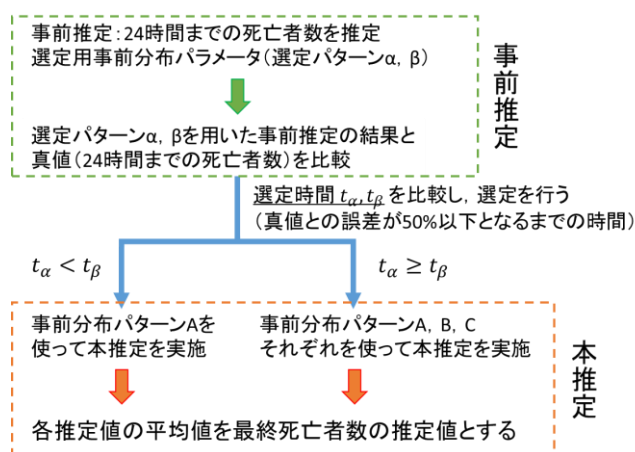


図-4.1 事前分布パラメータ選定手順

表-4.1 事前分布パラメータ

事前分布パラメータ	平均値		中央値	
	a	b	a	b
パターンA	0.17	-0.07	0.18	-0.04
パターンB	0.02	0.02	0.02	0.03
パターンC	0.06	-0.04	0.07	-0.06

表-4.3 判定用事前分布パラメータ

判定用事前分布パラメータ	選定パターン α		選定パターン β	
	a	b	a	b
	0.18	-0.04	0.09	-0.09

表-4.2 パターンA、B、Cの推定時間の比較

災害名	推定時間(h)				災害名	推定時間(h)			
	パターンA	パターンB	パターンC	平均値		パターンA	パターンB	パターンC	平均値
兵庫県南部地震(1)	49	21	49	13	中国南西部地震(28)	2	×	24	24
ジャワ島中部地震(3)	23	12	23	7	中国(29)	5.2	56.8	4.2	18.3
ジャワ島南西沖地震(4)	48	8	27.5	20	イラン(30)	6.8	51	51	51
岩手宮城内陸地震(5)	30	6	12.5	2	グアテマラ(31)	6.7	×	5.9	24.2
サモア沖地震(7)	23	5	19	19	ミャンマー(32)	20.2	×	20.2	6.3
盈江地震(10)	3	×	7	×	四川地震(36)	8.6	52.1	3.3	27
東北地方太平洋沖地震(11)	222	222	222	222	アフガニスタン(37)	3.1	×	28.6	28.6
ミャンマー地震(12)	19	×	19	19	インドネシア(41)	8.3	47.8	8.3	47.8
スペイン南部地震(13)	8.3	×	8.3	8.3	中国(42)	5.4	×	3.9	32.2
インド北東部地震(18)	33.5	3.1	17.2	17.2	パキスタン(43)	19	19	26.6	3.3
トルコ東部地震(20)	41.5	5	41.5	15	パキスタン(45)	3.8	29	6.1	12
ネグロス島沖地震(22)	39	21	39	8.5	イキケ地震(47)	3.4	×	10.8	×
イタリア北部地震(26)	1.8	×	×	×					

4.1.4 推定結果

今回対象とする25例の災害事例についての推定結果を表-4.4にまとめる。表-4.4より、東北地方太平洋沖地震を除く全ての地震災害事例において27時間以内に信頼できる推定値を得ることが出来る。そのため、先に述べた推定手順で求める推定値のうち、発災後27時間以降に得られる推定値は信頼できる推定値であると考えられる。ただし、推定結果の誤差を比較すると、すべての推定値の平均を選定する場合には誤差が比較的大きく、パターンAを選定する場合よりも信頼度は低い傾向が得られる。また、2011年のミャンマー地震ではほかの事例と比べて大きな推定誤差が生じている。2011年のミャンマー地震は最後の更新時点での死亡者数の増加が大きく、このような事例では推定の信頼度が低くなると考えられる。

表-4.4 事前推定を用いた事前分布パラメータ決定手法での推定結果

災害名	誤差50%以下となる時間 t(h)		選定結果	推定結果 (推定時間) (h)	災害名	誤差50%以下となる時間 t(h)		選定結果	推定結果 (推定時間) (h)
	t_α	t_β				t_α	t_β		
兵庫県南部地震(1)	12.5	8.5	推定値平均	13	中国南西部地震(28)	4	7.5	パターンA	2
ジャワ島中部地震(3)	7	12	パターンA	23	中国(29)	5.2	7.5	パターンA	5.2
ジャワ島南西沖地震(4)	20	9.5	推定値平均	20	イラン(30)	6.7	10.6	パターンA	6.8
岩手宮城内陸地震(5)	6	6	推定値平均	2	グアテマラ(31)	6.7	24.2	パターンA	6.7
サモア沖地震(7)	19	8	推定値平均	19	ミャンマー(32)	20.2	7.5	推定値平均	6.3
盈江地震(10)	4	11.5	パターンA	3	四川地震(36)	6.8	3.3	推定値平均	27
東北地方太平洋沖地震(11)	14	14	推定値平均	222	アフガニスタン(37)	7	×	パターンA	3.1
ミャンマー地震(12)	19	16	推定値平均	19	インドネシア(41)	8.3	×	パターンA	8.3
スペイン南部地震(13)	8.3	21.4	パターンA	8.3	中国(42)	5.4	7.2	パターンA	5.4
インド北東部地震(18)	17.2	3.1	推定値平均	17.2	パキスタン(43)	5.6	3.3	推定値平均	3.3
トルコ東部地震(20)	12	5	推定値平均	15	パキスタン(45)	6.1	12	パターンA	3.8
ネグロス島沖地震(22)	8.5	6	推定値平均	8.5	イキケ地震(47)	4.4	10.8	パターンA	3.4
イタリア北部地震(26)	2.8	12.6	パターンA	1.8	平均				18.1

4.2 再現パラメータの変化に基づく事前分布パラメータ決定手法

4.2.1 事前分布パラメータ決定手法の概要

前節とは異なる事前分布パラメータ決定手法として、再現パラメータの時間変化に着目した事前分布パラメータの決定手法について考える。情報更新に伴って、死亡者数比の経時変化を表現する死亡者数再現関数のパラメータは変化する。本手法では24時間までの死亡者数の経時変化を表現する再現パラメータと最終的な再現パラメータとの関係について検討することで、24時間までの死亡者数比の経時変化から適切な事前分布パラメータを決定する。

4.2.2 死亡者数比再現パラメータの変化

表-4.5~4.7に24時間までの死亡者数比の再現パラメータと最終報告時間までの死亡者数比の再現パラメータを死亡者数再現関数ごとにまとめている。また、図-4.2~4.4には、24時間まで~最終報告時間まででの再現パラメータの変化を図示している。最終報告時間が24時間以内の事例を除けば、24時間までの再現パラメータに比べて最終報告時間での再現パラメータ

の横軸の値が小さくなる傾向が見られる。横軸の値はワイブル分布ではパラメータ m ，ロジスティック曲線ではパラメータ c ，TANH 関数ではパラメータ a である。ここで，各死亡者数再現関数を用いた死亡者数比式を再掲する。

ワイブル分布：
$$F(t) = 1 - \exp\left(-\frac{t^m}{e^{-g}}\right)$$

ロジスティック曲線：
$$F(t) = \frac{1}{1 + \exp(d - ct)}$$

TANH 関数：
$$F(t) = \tanh(at + b)$$

死亡者数比式を見ると，パラメータ m ， c ， a はいずれも経過時間に直接かかるパラメータとなっているため，最終報告時間まで考慮することで，死亡者数比が1に収束するまでの時間が長くなるためであると考えられる。再現パラメータの変化方向については傾向が見られるものの，事例によってその変化量は大きく異なる。死亡者数情報の伝わり方や情報更新の頻度，構造物の強度など被害情報の経時変化には地域によって特色があると考えられる。そのため，本研究では地域ごとに場合分けを行い，再現パラメータの変化量を仮定することで事前分布パラメータを決定することとする。図-4.5~4.7に場合分けした地域ごとの再現パラメータの変化を図示する。各地域における再現パラメータの変化量の平均値をその地域における再現パラメータの変化量と仮定し，表-4.8に記載する。

表-4.5 24時間までと最終報告時間までの再現パラメータ（ワイブル分布）

災害名	24時間までの再現パラメータ		最終報告時間までの再現パラメータ		災害名	24時間までの再現パラメータ		最終報告時間までの再現パラメータ	
	m	g	m	g		m	g	m	g
兵庫県南部地震(1)	3.661	-9.651	1.796	-6.919	中国南西部地震(28)	1.569	-2.378	1.569	-2.378
ジャワ島中部地震(3)	1.744	-3.713	0.937	-3.191	中国(29)	1.744	-3.660	1.762	-3.700
ジャワ島南西沖地震(4)	1.802	-5.212	1.643	-5.873	イラン(30)	2.823	-6.006	1.849	-4.434
岩手宮城内陸地震(5)	0.550	-1.303	0.706	-2.341	グアテマラ(31)	3.381	-6.871	3.349	-6.926
サモア沖地震(7)	1.527	-4.004	0.874	-3.160	ミャンマー(32)	1.509	-4.313	1.509	-4.313
盈江地震(10)	1.366	-1.851	1.366	-1.851	四川地震(36)	2.366	-5.005	1.454	-3.746
東北地方太平洋沖地震(11)	2.801	-6.999	1.555	-9.135	アフガニスタン(37)	5.107	-7.200	2.876	-4.412
ミャンマー地震(12)	1.978	-5.824	1.978	-5.824	インドネシア(41)	1.144	-2.715	0.969	-2.833
スペイン南部地震(13)	1.504	-2.215	1.504	-2.215	中国(42)	2.752	-5.577	2.594	-5.408
インド北東部地震(18)	1.208	-3.258	1.266	-4.084	パキスタン(43)	2.632	-4.809	1.909	-3.905
トルコ東部地震(20)	1.612	-4.085	1.074	-4.077	パキスタン(45)	1.492	-2.009	0.436	-0.769
ネグロス島沖地震(22)	1.384	-2.773	0.973	-3.390	イキケ地震(47)	3.702	-5.529	3.702	-5.529
イタリア北部地震(26)	1.487	-2.166	1.487	-2.166					

表-4.6 24時間までと最終報告時間までの再現パラメータ（ロジスティック曲線）

災害名	24時間までの再現パラメータ		最終報告時間までの再現パラメータ		災害名	24時間までの再現パラメータ		最終報告時間までの再現パラメータ	
	<i>c</i>	<i>d</i>	<i>c</i>	<i>d</i>		<i>c</i>	<i>d</i>	<i>c</i>	<i>d</i>
兵庫県南部地震(1)	0.419	5.388	0.056	2.608	中国南西部地震(28)	0.916	3.662	0.916	3.662
ジャワ島中部地震(3)	0.082	-0.630	0.030	0.375	中国(29)	0.441	3.026	0.401	2.814
ジャワ島南西沖地震(4)	0.189	2.769	0.088	2.702	イラン(30)	0.313	2.112	0.200	1.729
岩手宮城内陸地震(5)	0.116	0.693	0.032	0.623	グアテマラ(31)	0.974	6.592	0.832	5.918
サモア沖地震(7)	0.264	3.080	0.022	0.445	ミャンマー(32)	0.129	1.796	0.129	1.796
盈江地震(10)	0.571	1.785	0.571	1.785	四川地震(36)	0.481	3.423	0.116	1.261
東北地方太平洋沖地震(11)	0.535	5.602	0.009	3.290	アフガニスタン(37)	3.995	15.791	0.898	3.499
ミャンマー地震(12)	0.145	2.476	0.145	2.476	インドネシア(41)	1.386	10.120	0.059	0.820
スペイン南部地震(13)	0.253	-0.003	0.253	-0.003	中国(42)	0.477	3.191	0.462	3.211
インド北東部地震(18)	0.118	1.620	0.106	2.361	パキスタン(43)	0.721	3.920	0.042	1.190
トルコ東部地震(20)	0.245	2.602	0.038	1.690	パキスタン(45)	1.185	6.169	0.032	-0.736
ネグロス島沖地震(22)	1.026	6.849	0.056	1.521	イキケ地震(47)	3.219	14.163	3.219	14.163
イタリア北部地震(26)	0.354	1.149	0.354	1.149					

表-4.7 24時間までと最終報告時間までの再現パラメータ（TANH関数）

災害名	24時間までの再現パラメータ		最終報告時間までの再現パラメータ		災害名	24時間までの再現パラメータ		最終報告時間までの再現パラメータ	
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>a</i>	<i>b</i>		<i>a</i>	<i>b</i>	<i>a</i>	<i>b</i>
兵庫県南部地震(1)	0.071	-0.271	0.015	0.028	中国南西部地震(28)	0.163	-0.030	0.163	-0.030
ジャワ島中部地震(3)	0.121	-0.064	0.020	0.135	中国(29)	0.106	-0.109	0.104	-0.106
ジャワ島南西沖地震(4)	0.050	-0.124	0.023	-0.097	イラン(30)	0.093	-0.097	0.070	-0.063
岩手宮城内陸地震(5)	0.092	0.058	0.024	0.092	グアテマラ(31)	0.122	-0.196	0.111	-0.180
サモア沖地震(7)	0.060	-0.077	0.023	0.024	ミャンマー(32)	0.054	-0.087	0.054	-0.087
盈江地震(10)	0.195	-0.005	0.195	-0.005	四川地震(36)	0.102	-0.159	0.078	-0.108
東北地方太平洋沖地震(11)	0.075	-0.242	0.002	-0.059	アフガニスタン(37)	0.185	-0.027	0.185	-0.027
ミャンマー地震(12)	0.050	-0.093	0.050	-0.093	インドネシア(41)	0.106	-0.060	0.068	-0.042
スペイン南部地震(13)	0.203	-0.029	0.203	-0.029	中国(42)	0.116	-0.186	0.108	-0.170
インド北東部地震(18)	0.064	-0.031	0.029	0.013	パキスタン(43)	0.101	-0.081	0.022	0.067
トルコ東部地震(20)	0.064	-0.085	0.016	0.038	パキスタン(45)	0.196	0.008	0.107	0.057
ネグロス島沖地震(22)	0.104	-0.040	0.022	0.042	イキケ地震(47)	0.165	-0.048	0.165	-0.048
イタリア北部地震(26)	0.215	-0.087	0.215	-0.087					

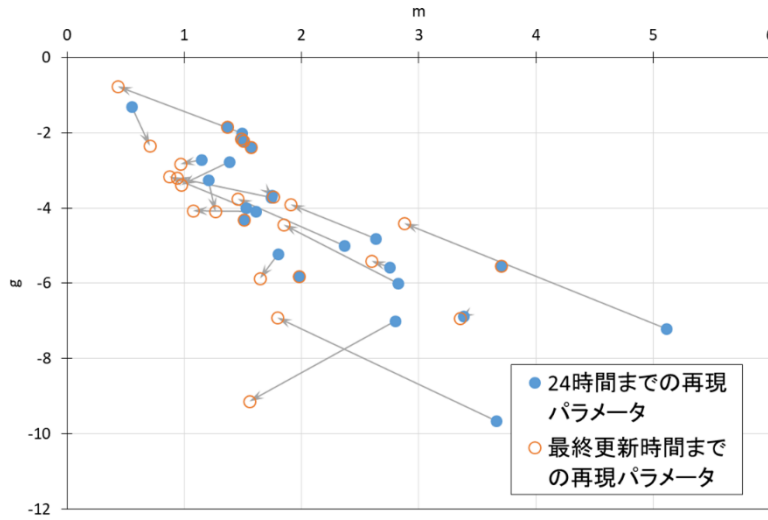


図-4.2 再現パラメータの変化（ワイブル分布）

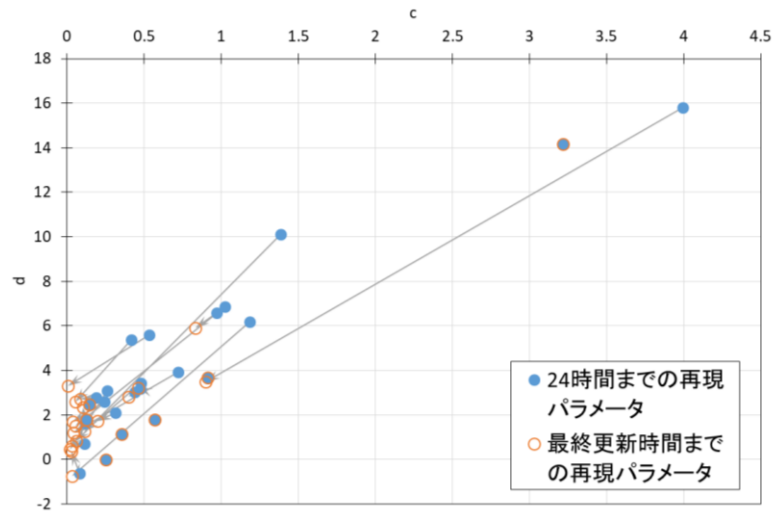


図-4.3 再現パラメータの変化（ロジスティック曲線）

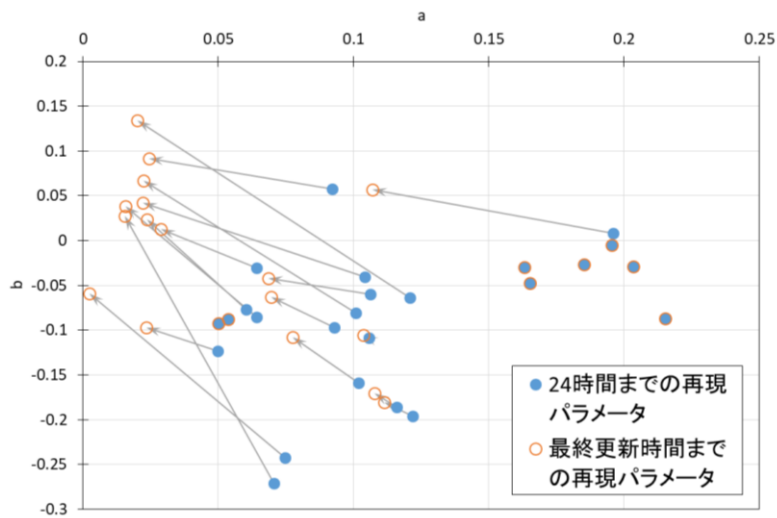


図-4.4 再現パラメータの変化（TANH 関数）

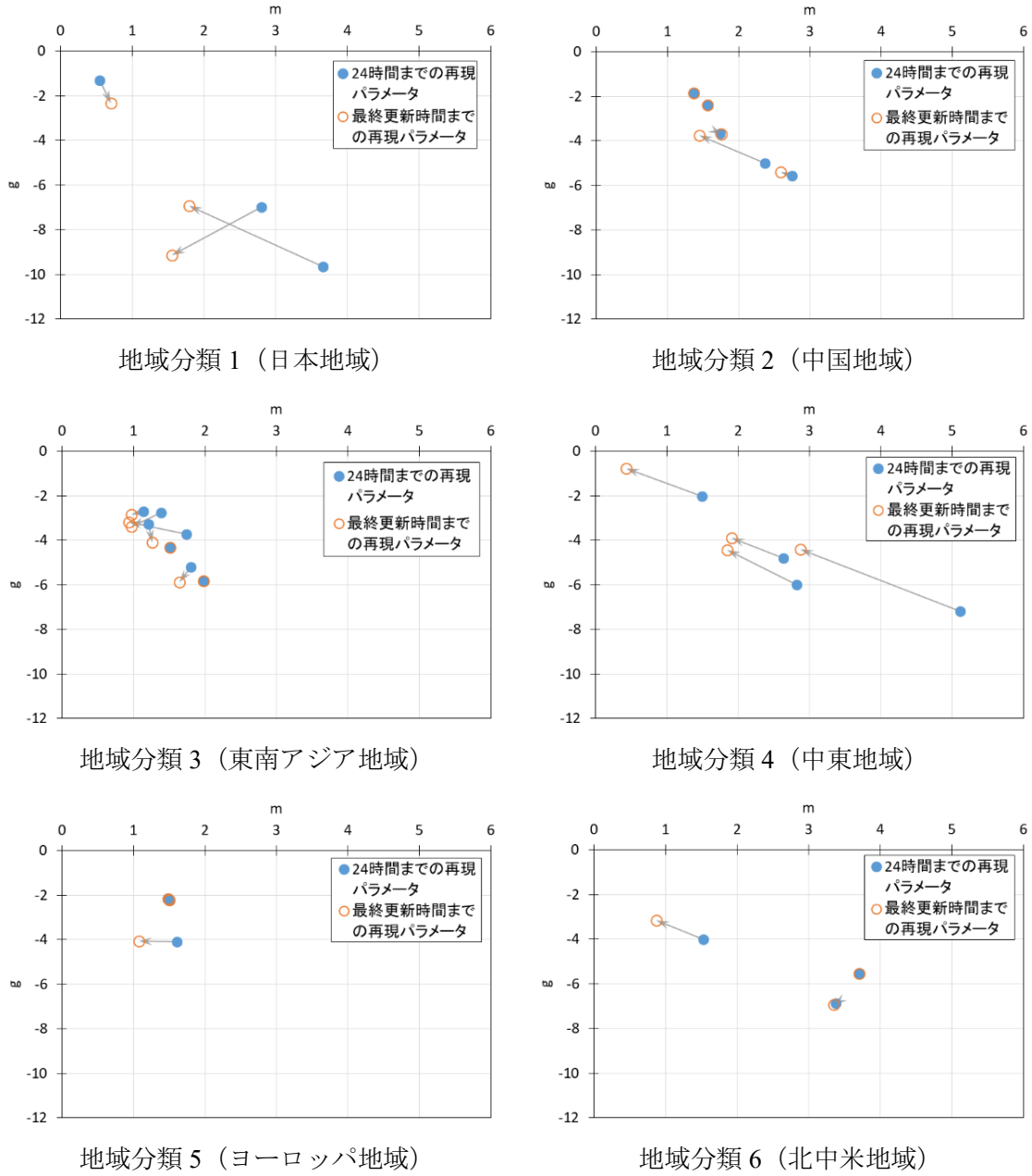
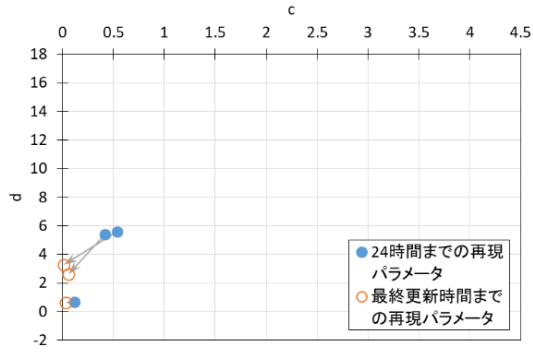
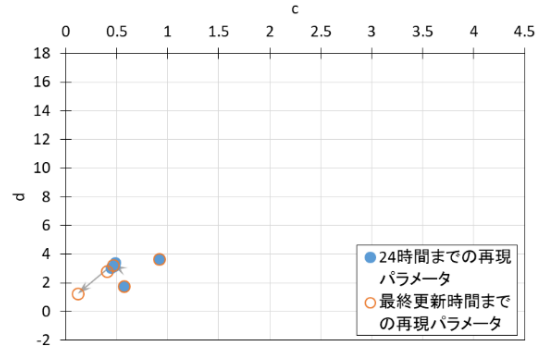


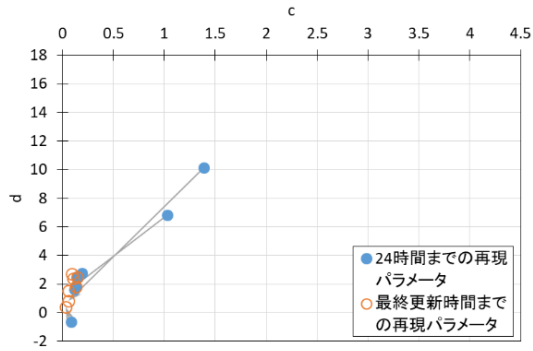
図-4.5 再現パラメータの変化 (再現関数: ワイブル分布)



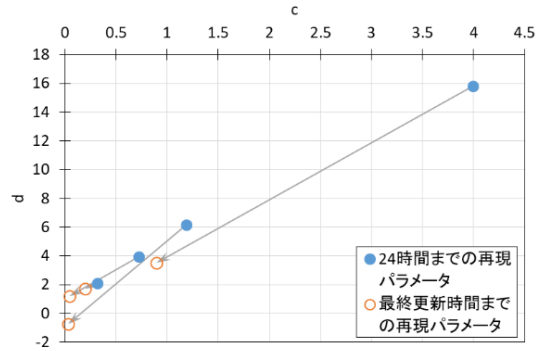
地域分類 1 (日本地域)



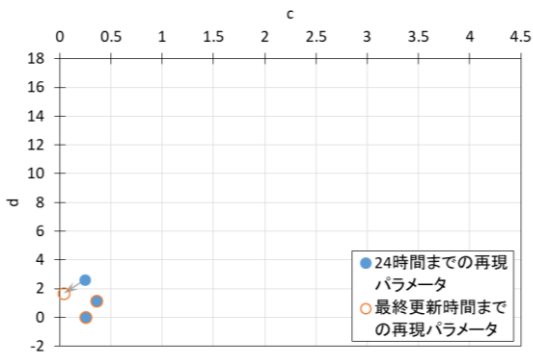
地域分類 2 (中国地域)



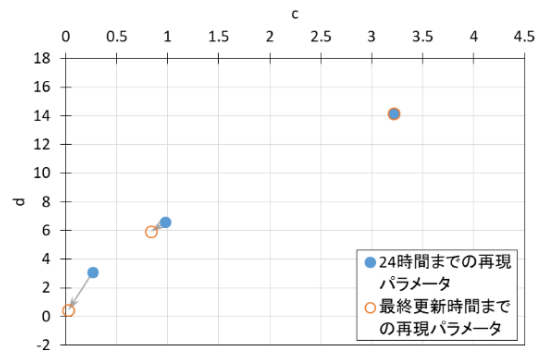
地域分類 3 (東南アジア地域)



地域分類 4 (中東地域)



地域分類 5 (ヨーロッパ地域)



地域分類 6 (北中米地域)

図-4.6 再現パラメータの変化 (再現関数: ロジスティック曲線)

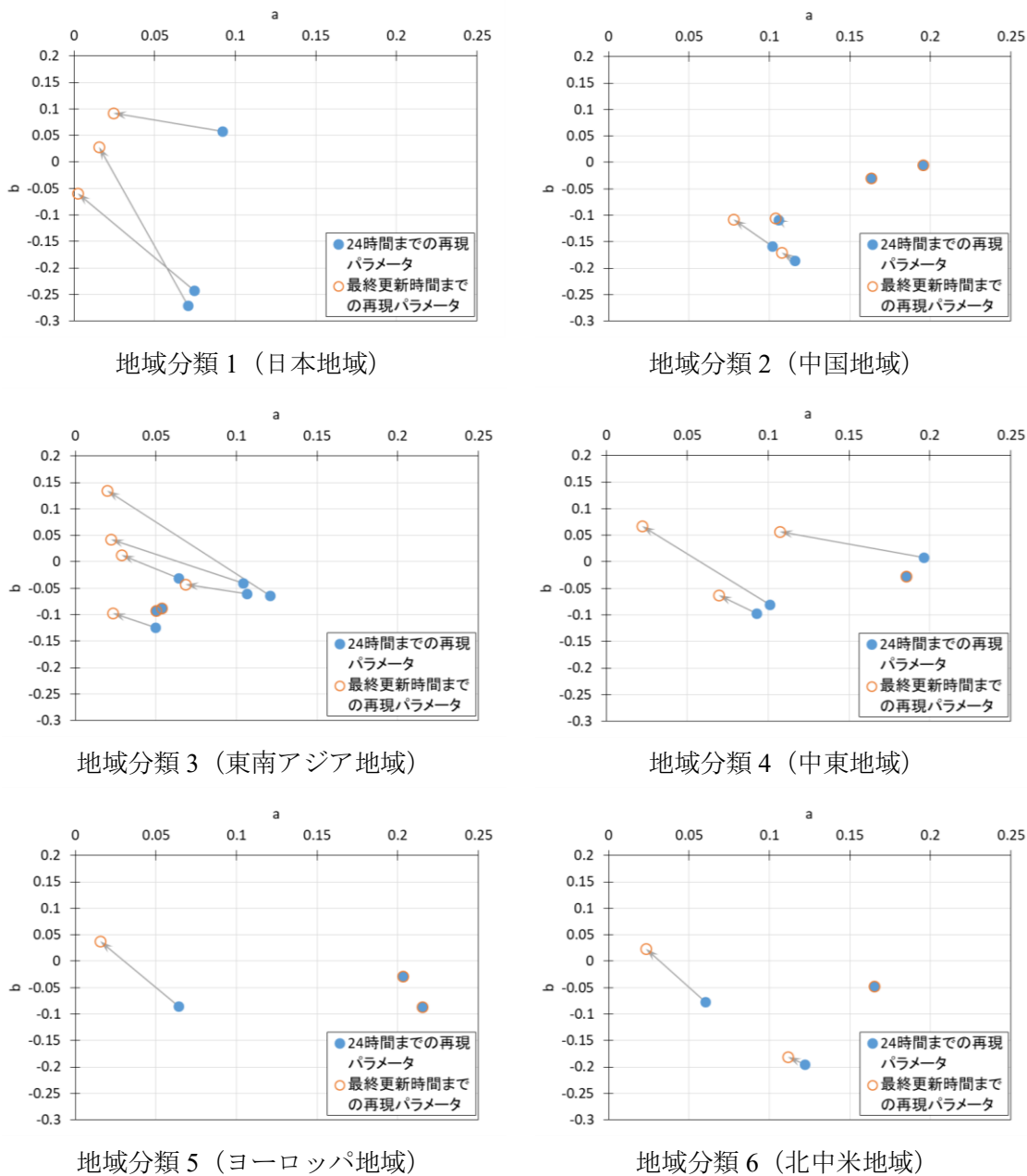


図-4.7 再現パラメータの変化 (再現関数: TANH 関数)

表-4.8 地域ごとの再現パラメータ変化量平均値

地域分類	ワイブル分布		ロジスティック曲線		TANH関数	
	Δm	Δg	Δc	Δd	Δa	Δb
日本	-0.98515	-0.14722	-0.32419	-1.72037	-0.06503	0.172126
中国	-0.21049	0.277668	-0.08399	-0.47076	-0.00693	0.013836
東南アジア	-0.21338	-0.2427	-0.35159	-1.84993	-0.04036	0.052759
中東	-1.24625	1.625609	-1.26075	-5.57746	-0.0477	0.057602
ヨーロッパ	-0.17906	0.00243	-0.06882	-0.30426	-0.01619	0.041118
北中米	-0.22798	0.263103	-0.12767	-1.10315	-0.01576	0.038462

4.2.3 事前分布パラメータ決定手順

本手法では、発災後 24 時間までに死亡者数の実情報を集計し、24 時間時点までの実情報を用いて被害予測を行う。まず、24 時間までの死亡者数を最終死亡者数とした際の死亡者数比再現パラメータを最小二乗法によって求める。算出した 24 時間までの再現パラメータに、前節で設定した地域ごとの事前分布パラメータ変化量を加えることで最終報告時間までの再現パラメータを仮定する。仮定した再現パラメータをベイズ推定手法における事前分布パラメータとして使用することで、最終死亡者数を推定する。

4.2.4 推定結果

本推定手法での推定時間を表-4.9 にまとめる。表中に×印を記入している事例では推定値が信頼できる範囲に収束しない事例を示している。結果を見ると、着目する事例や死亡者数再現関数によっては 24 時間以上の推定時間を要する場合もあるが、場合分けする地域毎に適切な死亡者数再現関数を用いて推定を行うことでおおよそ 24 時間以内に信頼できる推定値を得ることが出来る。ここで、日本、中東、ヨーロッパでは TANH 関数を採用し、中国、東南アジア、北中米ではワイブル

表-4.9 再現パラメータの推移に着目した手法での推定結果

番号	地震	発生日	推定時間(h)		
			ワイブル分布	ロジスティック 曲線	TANH関数
日本					
1	兵庫県南部地震	1995.1.17	6	49	24
5	岩手宮城内陸地震	2008.6.14	157	52	2
中国					
10	盈江地震	2011.3.10	3	4	4
28	中国南西部地震	2012.6.24	2	5.2	2
29	中国	2012.9.7	4.2	7.5	4.2
36	四川地震	2013.4.20	3	9.5	3.3
42	中国	2013.7.22	3.5	7.3	3.5
東南アジア					
3	ジャワ島中部地震	2006.5.27	2	47	7
4	ジャワ島南西沖地震	2006.7.17	7	48	79
12	ミャンマー地震	2011.3.24	19	19	×
18	インド北東部地震	2011.9.18	3.1	41.5	3.1
22	ネグロス島沖地震	2012.2.6	8.5	39	39
32	ミャンマー北東部地震	2012.11.11	5.9	6.7	5.9
41	インドネシア	2013.7.2	47.5	8.3	3.5
中東					
30	イラン	2012.8.11	51	7.6	10.6
37	アフガニスタン	2013.4.24	3.1	4.5	3.1
43	パキスタン	2013.9.24	3.3	19	3.3
44	パキスタン	2013.9.28	3.8	3.8	3.8
ヨーロッパ					
13	スペイン南部地震	2011.5.11	8.3	2.7	2.7
20	トルコ東部地震	2011.10.23	15	41.5	15
26	イタリア北部地震	2012.5.29	1.8	2.8	1.8
北中米					
7	サモア沖地震	2009.9.29	5	23	19
31	グアテマラ	2012.11.8	5.9	6.7	5.9
47	イキケ地震	2014.4.1	3.4	4.9	3.4

分布を採用する。ただし、2013 年 7 月 2 日に発生したインドネシアでの地震では推定に 47.5 時間もの時間を要する結果となっている。インドネシアの事例について、死亡者数比の経時変化を図-4.8 に示す。図-4.8 を見ると、この事例では 24 時間までの最終報告時間が 10 時間であり、その次の更新時間が 47.5 時間となっている。事前分布パラメータの決定に用いる 24 時間までの再現パラメータが、10 時間以上前までのデータを再現したパラメータとなっていることや、24 時間までに十分なベイズ更新を行えないことが原因であると考えられる。ここで仮に、10 時間から 47.5 時間までの間に 20 時間、30 時間、40 時間に情報更新を行っていた場合を仮定し、推定を行う。補完する時間の死亡者数は線形に仮定する。図-4.9 に推定結果を図示する。図-4.9 より、情報更新間隔を補間することで 24 時間以内に信頼できる推定値を得ることが出来る。

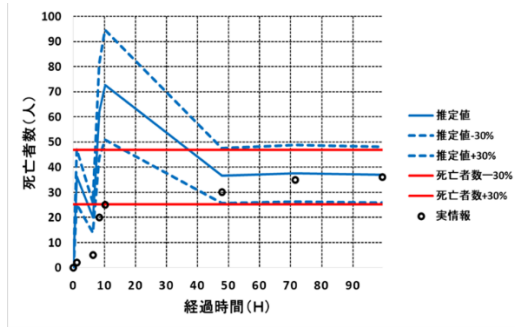


図-4.8 インドネシアでの推定結果

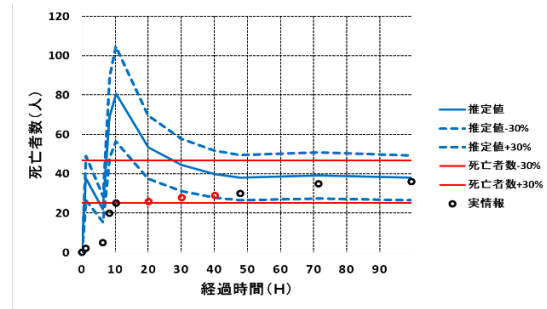


図-4.9 情報更新間隔を補完した推定結果

4.3 まとめ

本章では、ベイズ推定手法において推定値の早期収束に大きく影響する事前分布の設定手法を検討した。既往の研究では災害事例の再現パラメータの分布から事前分布を設定したが、より早期に信頼できる推定値を得るために意思決定時点までの被害情報を用いて事前分布を設定する手法を二通り考案した。一つ目の手法では意思決定時点までの死亡者数を予測する事前推定を行い、事前推定の結果に応じて最終的な死亡者数を推定する本推定に使用する事前分布を設定した。この手法で事前分布を設定することで、すべての事例で27時間以内の推定時間が得られた。そのため、27時間時点で得られた推定値は信頼できる推定値と考えられる。二つ目の手法では、意思決定時点までの死亡者数の経時変化を表現する再現関数パラメータと最終報告時間までの死亡者数の経時変化を表現する再現関数パラメータとの関係を仮定することで事前分布を設定した。地域ごとに再現関数パラメータの変化を仮定し、意思決定時点までの再現関数パラメータに仮定した変化量を加えた値を事前分布パラメータとして使用した。この手法で事前分布を設定し、死亡者数再現関数ごとに推定を行った結果、地域ごとに適切な再現関数を用いることでおおそ全ての事例で24時間以内に信頼できる推定値を得られた。ただし、インドネシアの事例では24時間以上の推定時間が得られた。この事例では情報更新間隔が大きく開いていたことが原因であったと考えられた。本手法では逐次得られる情報を用いて推定を行うため、十分な更新間隔が必要であると考えられる。

第5章 結論

第1編では、ベイズ推定を用いて地震災害における被害情報を推定するモデルの構築を試みた。各章での内容について以下にまとめる。

第1章では、被害情報予測の必要性およびベイズ推定を用いた被害情報予測の位置づけについて述べた。地震災害は詳細な予測が非常に困難であり、人的被害を低減するためには早期の応急対応が重要である。しかし、発災初期には被害情報が錯綜するため正確な情報が得られるまでに時間を要するため、早期に被害情報を予測する手法が必要である。地震の規模や震源位置、震源地の地盤情報などから被害予測を行う研究は多く行われているが、逐次得られる被害情報から予測を行う研究は少なく、本推定手法は多くの推定手法とは異なるアプローチで被害予測に取り組む。

第2章では、本研究で用いるベイズ推定手法を用いた被害情報推定モデルの定式化および既往の被害情報推定モデルでの課題について述べた。ベイズ推定を用いた被害情報推定モデルでは地震時の死亡者数の経時変化を表現する死亡者数再現関数を設定し、最終報告時間での再現関数パラメータを推定することで最終死亡者数を予測する。既往の研究では死亡者数再現関数としてワイブル分布を採用しており、各地震災害事例について求めたワイブル分布での再現パラメータから初期条件である事前分布を設定している。既往の推定手法では災害事例によって信頼できる推定値が得られない場合があり、信頼できる推定値が得られるまでに多大な時間を要する場合も多く見られた。

第3章では、異なる死亡者数再現関数について考え、適切な死亡者数再現関数について検討した。既往の研究では、死亡者数再現関数としてワイブル分布を採用したが、他の関数を用いて推定を行うことで推定時間の短縮を試みた。ワイブル分布以外の再現関数として、成長曲線の一つであるロジスティック曲線と単純な双曲線を表現できるTANH関数について検討した。それぞれの関数を用い、地震災害事例について死亡者数の経時変化の再現性および推定結果を比較した。ロジスティック曲線は実際の情報を再現性高く表現できるが、パラメータに対する感度が高く、真値から離れた推定値が得られる場合が多く見られた。一方で、TANH関数は再現性が低いが、パラメータに対する感度が低く、比較的早期に信頼できる推定値が得られた。

第4章では、意思決定時点を24時間と仮定し、それまでの情報から事前分布パラメータを決定する二通りの手法を考案し、信頼できる推定値が得られるまでの推定時間を検討した。一つ目の手法では、24時間までの死亡者数を推定する事前推定の結果から、最終的な死亡者数を推定する本推定に用いる事前分布を決定した。この手法を用いることで東北地方太平洋沖地震を除く24事例の全てで27時間以内に信頼できる推定値が得られた。二つ目の手法では、24時間までの死亡者数の経時変化を表現する再現パラメータと最終的な死亡者数の経時変化を表現する再現パラメータとの関係性を地域ごとに仮定し、24時間までの再現パラメータから事前分布を決定した。この手法を用いることで、東北地方太平洋沖地震と情報更新の間隔が大きかったインドネシアの事例を除くすべての事例において、24時間で信頼できる推

定値が得られた。

これらの結果より、意思決定時点までの情報を用いて事前分布を決定する手法を提案することで、意思決定時点でおおよそ信頼できる最終死亡者数の推定値を得ることが出来る。ただし、これらの手法を用いても東北地方太平洋沖地震の最終死亡者数を推定するには多大な時間を要する。東北地方太平洋沖地震はこれまでの地震災害と比べて被害の大きさ、範囲が甚大であり、情報更新の回数、最終報告時間などを考えても他の地震とは違いが大きすぎる。ベイズ推定は統計的手法であり、東北地方太平洋沖地震のようにこれまでに類を見ない地震災害に適用するためには、更なる研究が必要である。

本研究では、すべての事例の死亡者数を一様に考えたが、地震災害での死亡者数には建物の倒壊や火災、土砂災害や津波など多様な発生要因が存在する。その発生要因によって死亡者数の報告時間は異なることが考えられるため、これらの報告時間の違いについても検討を進める必要があると考える。また、これらの発生要因のうち、建物の倒壊や土砂災害は数値シミュレーションによって力学的知見からリスクを評価する試みが広く行われている。この被害リスクの評価を推定に取り入れることで、力学的なリスク評価を考慮した被害推定を行うことが出来れば、東北地方太平洋沖地震のような想定外の規模の地震であっても推定の見込みがある。今後、首都直下地震や南海トラフ地震など甚大な地震災害の発生が危惧されていることから、このような甚大な災害をも対象とできる被害推定手法の確立が求められる。

地震災害参照資料

- Earthquake-report.com(参照年月日：2014.5.20)
<http://earthquake-report.com/>
- 兵庫県南部地震(参照年月日：2011.6.2)
CRK ラジオ関西 558：<http://jocr.jp/sinssai/sinsai3.html>
震災データベースリンク集：
<http://www.shinsaihatsu.com/link/data.html>
兵庫県 HP 阪神・淡路大震災の死者にかかる調査について：
http://web.pref.hyogo.lg.jp/pa20/pa20_000000016.html
- 新潟県中越地震(参照年月日：2011.6.4)
朝日新聞 DIGITAL：<http://www.asahi.com>
新潟日報：
<http://www.niigata-nippo.com/tyuetsujishin/details.php>
ブログ：
http://blogs.dion.ne.jp/tahi_ti/archives/7390811.html
AFPBBNews：<http://www.afpbb.com>
- ジャワ島中部地震(参照年月日：2011.5.30)
Buzzurl：<http://buzzurl.jp/entry>
ブログ：
http://jiro-dokudan.cocolog-nifty.com/jiro/2006/05/_3000_38d0.html
<http://logsoku.com/thread/news19.2ch.net/newsplus/1148728301/>
<http://logsoku.com/thread/news19.2ch.net/newsplus/1148696327/>
<http://logsoku.com/thread/news19.2ch.net/newsplus/1149094205/>
<http://zara1.seesaa.net/article/18463533.html>
<http://cheshirecat.seesaa.net/article/18936878.html>
AFPBBNews：
<http://www.afpbb.com/article/disaster-accidents-crime/disaster/2064538/602521>
EpochTimes.jp：
<http://www.epochtimes.jp/jp/2006/05/html/d24572.html>
<http://www.epochtimes.jp/jp/2006/05/html/d64391.html>
rescuenow.net：
http://rescuenow2.cocolog-nifty.com/java_quake/cat6002944/index.html
<http://www.rescuenow.net/2006/06/619600.html>
- ジャワ南西沖地震(参照年月日：2011.5.30)
NNA.ASIA：
http://nna.jp/free/tokuhou/060717_jog/06/0718a.html
http://nna.jp/free/tokuhou/060717_jog/06/0719a.html

http://nna.jp/free/tokuhou/060717_jog/06/0720a.html

EpochTimes.jp :

<http://www.epochtimes.jp/jp/2006/07/html/d29064.html>

<http://www.epochtimes.jp/jp/2006/07/html/d51088.html>

<http://www.epochtimes.jp/jp/2006/07/html/d53096.html>

ブログ :

<http://blogs.yahoo.co.jp/waytobali/37839666.html>

http://blog.still-laughin.com/archives/2006/05/post_1844.html

http://jakartan.cocolog-nifty.com/blog/2006/07/post_7850.html

掲示板 :

<http://www.asyura.com/0505/jisin13/msg/585.html>

<http://www.asyura2.com/0601/jisin14/msg/114.html>

REUTERS :

<http://jp.reuters.com/article/topNews/idJPJAPAN-11316320090902>

○岩手・宮城内陸地震(参照年月日 : 2011.5.19)

ブログ :

http://matsubakaikei.at.webry.info/200806/article_16.html

<http://ratio.sakura.ne.jp/archives/2008/06/14230550/>

<http://blog.canpan.info/coco/archive/426>

AFPBBNews :

<http://www.afpbb.com/article/disaster-accidents-crime/disaster/2405328/3036062>

宮城県 HP 防災 : <http://www.pref.miyagi.jp>

太田, 牛山 : 平成 20 年(2008 年)岩手・宮城内陸地震による人的被害の特徴, 第 27 回日本自然災害学会学術講演会講演概要集, pp.17-18, 2008.

内閣府 防災情報ページ

<http://www.bousai.go.jp/jishin/iwate/2008iwate.html>

○ラクイラ地震(参照年月日 : 2011.5.23)

社団法人中越防災安全推進機構 :

<http://soiga.com/chu-etsu/wiki.cgi?page=%A5%A4%A5%BF%A5%EA%A5%A2%A1%A1%A5%E9%A5%AF%A5%A4%A5%E9%C3%CF%BF%CC>

ブログ :

<http://www.heiankigyuu.net/seismoblog/index.php?e=9>

<http://news2plus.blog123.fc2.com/blog-entry-514.html>

<http://ameblo.jp/jokeness1445/image-10237952877-10162517529.html>

<http://beiryu2.exblog.jp/9561959/>

<http://beiryu2.exblog.jp/tags/%E3%83%A9%E3%82%AF%E3%82%A4%E3%83%A9/>

CRIONline :

<http://japanese.cri.cn/881/2009/04/09/1s138353.htm>

防災情報新聞

http://www.bosaijoho.jp/topnews/item_2655.html

REUTERS :

<http://jp.reuters.com/article/topNews/idJPJAPAN-37369820090407>

NPO 法人国境なき奉仕団 :

<http://www.bra-japan.org/topics/info/page/2>

AFPBBNews :

<http://www.afpbb.com/article/disaster-accidents-crime /disaster/2591824/4021568>

Searchina. :

http://news.searchina.ne.jp/disp.cgi?y=2009&d=0408&f=national_0408_029.shtml

NNA.ASIA :

<http://news.nna.jp/app/search/news/579>

<http://news.nna.jp/app/search/news/588>

<http://news.nna.jp/app/search/news/594>

○サモア地震(参照年月日 : 2011.4.20)

DRS TREND READER PROJECT OFFICIAL SITE :

http://www.drs.dpri.kyoto-u.ac.jp/hayashi/tr/tr_samoaeq/tr_samoaeq_archives.html

nikkansports.com :

<http://www.nikkansports.com/general/news/f-gn-tp1-20090930-549776.html>

REUTERS :

<http://jp.reuters.com/article/worldNews/idJPJAPAN-11743720091001>

外務省 報道・広報 :

http://www.mofa.go.jp/mofaj/press/release/21/9/1196159_1105.html

朝日新聞 :

<http://www.asahi.com/special/09008/TKY200910020417.html>

Bloomberg.co.jp :

<http://www.bloomberg.co.jp/news/123-QRBG66N9EDE01.html>

ブログ :

<http://beiryu2.exblog.jp/i21/>

○チリ地震(参照年月日 : 2011.4.30)

DRS TREND READER PROJECT OFFICIAL SITE :

http://www.drs.dpri.kyoto-u.ac.jp/hayashi/tr/tr_chileeq/tr_chileeq_archives.html

朝日新聞 :

<http://www.asahi.com/special/chile/TKY201003030246.html>

<http://www.asahi.com/special/chile/TKY201002280190.html>

<http://www.asahi.com/special/chile/TKY201003010120.html>

<http://www.asahi.com/special/chile/TKY201003020132.html>

<http://www.asahi.com/special/chile/TKY201003030472.html>

<http://www.asahi.com/special/chile/TKY201003050164.html>

THE WALL STREET JOURNAL :

<http://jp.wsj.com/ed/chile/>

ブログ :

<http://logsoku.com/thread/tsushima.2ch.net/news/1267262866/>

<http://logsoku.com/thread/tsushima.2ch.net/news/1267262866/>

<http://ameblo.jp/guevaristajapones/entry-10474313083.html>

REUTERS :

<http://jp.reuters.com/article/idJPJAPAN-14194620100304>

○ニュージーランド地震(参照年月日 : 2011.4.18)

47NEWS :

<http://www.47news.jp/47topics/e/197773.php>

<http://www.47news.jp/CN/201103/CN2011030101000172.html>

Asian Disaster Reduction Center :

http://www.adrc.asia/view_disaster_jp.php?NationCode=554&lang=&KEY=1494

ブログ :

<http://hayabusa2.2ch.net/test/read.cgi/eqplus/1298392363/>

<http://machikawaco.wordpress.com/2011/02/23/%E3%83%8B%E3%83%A5%E3%83%BC%E3%82%B8%E3%83%BC%E3%83%A9%E3%83%B3%E3%83%89%E3%80%80%E3%82%AF%E3%83%A9%E3%82%A4%E3%82%B9%E3%83%88%E3%83%81%E3%83%A3%E3%83%BC%E3%83%81%E3%80%80%E5%9C%B0%E9%9C%87%E6%9C%80/>

共同通信社 :

http://www.kyodonews.jp/feature/nz_eq/2011/03/post-55.html

http://www.kyodonews.jp/feature/nz_eq/2011/03/post-63.html

http://www.kyodonews.jp/feature/nz_eq/2011/02/post-51.html

REUTERS :

<http://jp.reuters.com/article/topNews/idJPJAPAN-19701020110224>

<http://jp.reuters.com/article/jpEnvNews/idJPJAPAN-19699720110224>

MKSJ-RM レポート Issue44 2011.3.1 :

<http://www.nksj-rm.co.jp/publications/pdf/r44.pdf>

○東北地方太平洋沖地震(参照年月日 : 2012.9.20)

PPP ポータルサイト :

<http://www.pppportal.jp/article/13941667.html>

全国知事会 HP :

<http://www.nga.gr.jp/news/activity/cat99/2011/>

総務省消防庁 :

http://www.fdma.go.jp/bn/higaihou_past_jishin.html

○トルコ地震(参照年月日 : 2011.12.19)

Ceron.jp MSN 産経ニュース :

[http://ceron.jp/url/sankei.jp.msn.com/world/news/111025/m
ds11102519200008-n1.htm](http://ceron.jp/url/sankei.jp.msn.com/world/news/111025/m
ds11102519200008-n1.htm)

NAVER :

<http://matome.naver.jp/odai/2131941715454434401>

AFPBBNews :

<http://www.afpbb.com/article/disaster-accidents-crime /disaster/2836916/7981873>

第2編 弾塑性力学による地震被害シミュレーション

第1章 弾塑性有限要素解析による地震時被害予測の位置づけ

1.1 弾塑性解析の必要性

近年、世界中で様々な自然災害が多発している。自然災害の中でも地震災害は事前の予測が困難であり、起こりうる地震災害への対策を予め講じておく必要がある。しかし、その地震の規模、発生条件によって様々な被害が生じる可能性がある。そのため、発生しうるあらゆる地震災害について、その被害リスクを評価し、リスクに見合った対策を講じることが求められる。事前にその被害を想定する手法として、弾塑性力学に基づく有限要素解析がある。地震時のシミュレーションでは等価線形手法によって周波数領域での解析が行われる場合も多い。等価線形解析では地盤の伝達関数を予め設定することで、入力地震動の各周波数成分がどのように伝わるかを解析する。等価線形解析では全時刻で同一の地盤パラメータを使用するため、地震動による地盤状態の変化を解析することは出来ない。そのため、地震動によって水圧が上昇し、有効応力が低下することで生じる液状化現象を評価することが出来ない。また、振幅が大きい場合には非線形性が大きくなるために、解析精度が低下するなどの課題がある。非線形の弾塑性モデルを用いた有限要素解析では、指定する時間間隔ごとに地盤状態の変化を逐次計算するため、地震動による水圧上昇を計算し、液状化を評価することが出来る。また、メッシュ間隔や時間間隔を十分に小さく設定することで、振幅の大きい地震であっても解析が可能である。ただし、有限要素解析では等価線形解析と比較して解く方程式の数が多く、計算コストが大きい。また、弾塑性解析では必要な解析パラメータが多く、すべてのパラメータを決定するには様々な土質試験を行い、専門的な見地から試験結果を解釈する必要がある。近年、計算機の性能は飛躍的に向上しており、計算機の性能に見合ったプログラムを構築することが出来れば、計算コストの課題は解消されると考えられる。今後発生が危惧される大規模地震災害に対応するためには、振幅の大きな地震動に対しても正確に評価できる解析手法が必要であり、弾塑性解析によって実地盤の現象を表現できる解析手法を構築する必要があると考える。

1.2 液状化評価手法

地震災害では建物の損壊や津波、土砂崩れなど様々な被害が生じる。地震災害によって発生する被害として液状化被害がある。液状化被害は直接の人的被害につながることは少ないが、構造物に対しては壊滅的な被害を及ぼす。そのため、液状化は多大な経済的被害を及ぼす現象であるため、液状化リスクを評価することは地震災害からの復旧までを考えた際に非常に重要であると考えられる。

1.2.1 FL 値および PL 値による液状化評価

液状化の危険度については、各市町村などでハザードマップが作成されている。液状化ハザードマップでの液状化リスク評価には、FL 値や PL 値による液状化判定法が広く使われる。FL 値は液状化に対する安全率を表す指標であり、道路橋示方書では以下のような式で定義されている。

$$F_L = R/L \quad (1.1)$$

ここで、 R は液状化強度比を表す値であり、 L は地震時のせん断応力比を表す。また、道路橋示方書では液状化強度比 R を以下のような式で算定する。

$$R = C_w \times R_L \quad (1.2)$$

ここで、 C_w は地震動特性による補正係数を表し、 R_L は繰り返し非排水三軸試験で得られた液状化強度比である。 C_w は海溝型地震では 1.0 とし、直下型地震では以下のように設定する。

$$C_w = \begin{cases} 1.0 & (R_L \leq 0.1) \\ 3.3R_L + 0.67 & (0.1 < R_L < 0.4) \\ 2.0 & (0.4 \leq R_L) \end{cases} \quad (1.3)$$

R_L は道路橋示方書では以下の式で算定する。

$$R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{N_a/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7} + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_a - 14)^{4.5} & (N_a \geq 14) \end{cases} \quad (1.4)$$

ここで、 N_a は粒度の影響を考慮した補正 N 値の値であり、以下のように補正を行う。

$$\begin{aligned} N_a &= C_1 \cdot N_1 + C_2 \\ N_1 &= 1.7 \cdot N / (\sigma'_v + 0.7) \\ C_1 &= \begin{cases} 1 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC + 40)/50 & (10\% \leq FC < 60\%) \\ FC/20 - 1 & (60\% \leq FC) \end{cases} \\ C_2 &= \begin{cases} 0 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC - 10)/18 & (10\% \leq FC) \end{cases} \end{aligned} \quad (1.5)$$

ここで、 N_1 は有効上載圧 98.1 kN/m^3 相当に換算した換算 N 値であり、この換算 N 値を細粒分含有率 FC で補正している。

地震時せん断応力比 L は、道路橋示方書では以下のように算定する。

$$L = r_d \cdot K_{hg} \cdot \sigma'_v / \sigma'_v \quad (1.6)$$

ここで、 r_d は地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数であり、 K_{hg} は地盤面における設計水平震度である。 r_d は以下のような式で求める。

$$r_d = 1.0 - 0.015z \quad (1.7)$$

ここで、 z は地表面からの深さ(m)を表す。また、 K_{hg} は設計水平震度の標準値に地域別の補正係数を掛けて以下のように算出する。

$$K_{hg} = C_z \times K_{hg0} \quad (1.8)$$

ここで、 C_2 は地域別補正係数を表し、 K_{hg0} は液状化の判定に用いる地盤面の設計水平震度の標準値を表す。

式(1.1)~(1.7)によって算出される FL 値は $F_L \leq 1$ であれば液状化するとみなされ、 $F_L > 1$ であれば液状化しないと判定される。FL 値の算出手法については、道路橋示方書の手法のほかにも、建築基礎構造設計指針³⁾や港湾の施設の技術上の基準・同解説⁴⁾などでも定められている。いずれの手法においても、主に N 値や細粒分含有率によって液状化強度比 R を算出し、対象地震において想定される対象地点の震度や加速度などから外力を表現する地震時せん断応力比 L を算出している。

FL 値を踏まえて液状化の程度を判定する指標として PL 値がある。PL 値は液状化指数と呼ばれる値であり、岩崎ら (1980) は以下のように定義している²⁾。

$$P_L = \int_0^{20} (1 - F_L) W(x) dx \quad (1.9)$$

ただし、 $F_L > 1$ のときは $P_L = 0$ とされる。ここで、 $W(x)$ は深さ方向の重みを表す関数であり、以下の式で表現される。

$$W(x) = 10 - 0.5x \quad (1.10)$$

算出された PL 値に応じて液状化の激しさは簡易的に次のように判断される。 $P_L > 15$ のとき、液状化の危険度が極めて高く、液状化に対する詳細な調査と液状化対策が必要である。 $15 \geq P_L > 5$ のとき、液状化の危険度が高く、重要な構造物に対しては詳細な調査が必要であり、一般的に液状化対策が必要である。 $5 \geq P_L > 0$ のとき、液状化の危険度は低いが、特に重要な構造物に対しては詳細な調査が必要である。 $P_L = 0$ のとき、液状化の危険度はかなり低く、一般に詳細な調査は不要である。

近年では東北地方太平洋沖地震の際に幅広い地域で液状化の被害が確認されている⁵⁾。佐々木ら (2014) は東北地方太平洋沖地震での液状化被害を対象に、FL 値や PL 値による液状化判定と実際の液状化被害の有無とを比較している⁶⁾。FL 値や PL 値による液状化判定において液状化リスクが低いとされた地点では、東北地方太平洋沖地震の際にも液状化被害はほとんど見られなかった。一方で、液状化リスクが高いとされた地点であっても液状化が見られなかった地点が多く見られた。この結果を見ると、FL 値や PL 値による液状化判定は過度に安全側に考えられた液状化判定となっていることが考えられる。液状化リスクの過大評価は、対策コストの増大や、推定の信頼性低下および危機感の希薄化などの問題を生じさせる恐れがある。

1.2.2 弾塑性解析による液状化評価手法

詳細な液状化解析手法の一つに、弾塑性構成モデルに基づく有効応力解析がある。有効応力解析は土粒子と間隙水との相互作用を考慮した解析手法であり、有効応力の減少を直接表現することで液状化を評価する。そのため、従来手法よりも正確に液状化リスクを評価することが出来る手法であると考えられる。

鹿瀬ら(2017)はボーリング調査データを基に決定した解析パラメータを用いて弾塑性有限要素解析による液状化評価を実施している⁷⁾。神戸市の人工島であるポートアイランドと六

甲アイランドでは兵庫県南部地震の際に異なる液状化傾向が見られた。ポートアイランドでは人工島内の広い地域で液状化による噴砂が見られたのに対し、六甲アイランドでは比較的軽微な被害しか見られなかった。鹿瀬ら（2017）はこの兵庫県南部地震での液状化被害の傾向を表現する弾塑性動的解析を実施している。地盤データはポートアイランド、六甲アイランドそれぞれの地点のボーリングデータを使用しており、宮田（2001）のN値からの弾塑性解析パラメータ決定手法によって解析パラメータを決定している⁸⁾。地盤調査データのばらつきを考慮するため、各層のN値にばらつきを持たせ、1000通りの液状化解析を実施することで液状化リスクを評価している。解析結果ではポートアイランドのN値平均5.70程度の埋立土層では液状化が起りやすい傾向が得られたのに対し、六甲アイランドのN値平均13.76程度の埋立土層では液状化が生じにくい結果が得られた。この結果は実際のポートアイランド、六甲アイランドでの液状化現象と整合しており、液状化解析結果の妥当性を確認している。

1.3 広域弾塑性解析における課題

1.3.1 解析パラメータ決定手法の必要性

広域地域での液状化リスクを評価するハザードマップにはこれまでFL値やPL値などの簡易的な液状化評価手法が広く用いられてきた。これらの手法が用いられてきた理由の一つに弾塑性解析と比べて必要な解析パラメータが少なく、広い地域の液状化リスクを機械的に評価することが比較的容易であることが挙げられる。弾塑性計算には多くの解析パラメータを必要とし、様々な土質試験を基に専門的な知見から決定することが求められる。弾塑性解析に必要な解析パラメータには地盤情報を表現する物性パラメータと使用する解析モデルに固有のフィッティングパラメータがある。フィッティングパラメータは表現したい現象に合わせて調整するパラメータであり、土質試験結果などに合わせて決定するパラメータである。これに対して物性パラメータは地盤の特性を表すパラメータであり、多くの土質試験の結果から各パラメータを決定することが一般的である。しかし、解析を行うにあたって各地点の土質試験データが十分に得られない場面も多く、限られた土質試験データから解析パラメータを推定することが求められる。広域な地域を対象に弾塑性解析を行う際には複雑なパラメータ決定手法では作業コストが甚大となるため、広く実施されている地盤調査データから機械的に解析パラメータを決定する手法が必要である。

1.3.2 ボーリング調査から得られる地盤情報

広く実施されている地盤調査手法の一つにボーリング調査がある。ボーリング調査は、標準貫入試験によって各深さでのN値を調査するほか、土質区分、地下水位などを調査する原位置地盤調査手法である。N値はハンマーを自由落下させ、サンプラーを30cm貫入させるまでに要する打撃回数を表すため、地盤強度の目安となる試験データである。ボーリング調査は工事の度に広く実施されている試験であるために、これまで多くの地点で実施された試験データが蓄積されている。国土交通省の管理するボーリング調査データは国土地盤情報検索

サイト「Kunijiban」において公開されている⁹⁾。また、ボーリング調査データについてはPDFの画像形式で保存されているほか、XML形式のフォーマットが定められている。XML形式のデータはフォーマットが定められたテキストデータとなっているため、PDFなどの画像データと比較して機械的に扱うことが容易である。このように、N値などの地盤強度の目安となるデータが電子化され、多くの地域で蓄積されているボーリング調査データは、解析パラメータを決定する指標として適していると考えられる。簡易的な液状化評価手法であるFL値やPL値でも地盤強度の指標としてN値を用いている。

1.3.3 弾塑性解析における解析パラメータ決定手法

飯塚ら（1987）は粘塑性の弾塑性解析パラメータを決定する手法として、塑性指数から粘性土の解析パラメータを推定するパラメータ決定フローを考案している¹⁰⁾。また、砂質土については宮田（2001）がN値から解析パラメータを推定するパラメータ決定フローを考案している⁸⁾。これらのパラメータ決定手法を用いることで広域地域を対象とした弾塑性解析においても機械的に解析パラメータを決定することが可能となる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，pp.134-141，2012.
- 2) 岩崎敏男，龍岡文夫，常田賢一，安田進：地震時地盤液状化の程度の予測について，土と基礎，Vol.28，No.4，pp.23-29，1980.
- 3) 日本建築学会：建築基礎設計指針，2001.
- 4) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007.
- 5) 国土交通省関東地方整備局 地盤工学会：東北地方太平洋沖地震による関東地方の地盤液状化現象の実態調査結果（報告書），2012.
- 6) 佐々木哲也，石原雅規，谷本俊輔，増山博之：東北地方太平洋沖地震における液状化を踏まえた液状化判定法の検討，土木研究所資料，2014.
- 7) 鹿瀬一希，飯塚敦，竹山智英：地盤動的解析のための試験結果のばらつきを考慮したパラメータ範囲の検討，神戸大学安全研究センター研究報告，第21号，2017.
- 8) 宮田智博：Deformation and Stability of Sandy Soil During Excavation Work，東京工業大学修士論文，2001.
- 9) 国土交通省，土木研究所，港湾空港技術研究所：国土地盤情報検索サイト Kunijiban（最終閲覧日：2021年1月18日）<http://www.kunijiban.pwri.go.jp>
- 10) A.Iizuka, H.Ohta：A determination procedure of input parameter in elasto-viscoplastic finite element analysis, Soils and foundations, Vol.27, No.3, pp.71~87, 1987.

第2章 弾塑性有限要素解析手法

第2章では、本研究で使用する土/水連成動的有限要素解析プログラム DACSAR-I での数理モデルの定式化について記述する。

2.1 動的有限要素法の定式化

2.1.1 支配方程式と境界条件・初期条件

飽和地盤を対象とした動的な土/水連成問題の支配方程式は、以下の通りである。特に断りがない限り、圧縮を正とする。

$$\text{運動方程式} \quad \rho \ddot{\mathbf{u}} + \nabla \cdot \boldsymbol{\sigma} - \rho \mathbf{b} = 0 \quad (2.1)$$

$$\text{構成式} \quad \dot{\boldsymbol{\sigma}}' = \mathbf{C} : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} \quad (2.2)$$

$$\text{適合条件式} \quad \boldsymbol{\varepsilon} = -\frac{1}{2}(\mathbf{u} \otimes \nabla + \nabla \otimes \mathbf{u}) \quad (2.3)$$

$$\text{連続式} \quad \dot{\varepsilon}_v - \nabla \cdot \dot{\mathbf{w}} - \frac{n}{K_w} \dot{p}_w = 0 \quad (2.4)$$

$$\text{ダルシー則} \quad \dot{\mathbf{w}} = -\mathbf{k} \cdot \nabla h \quad (2.5)$$

$$\text{有効応力の原理} \quad \boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{\sigma}' + p_w \mathbf{1} \quad (2.6)$$

ここで、構成式に合わせるため、式(2.1)の運動方程式、式(2.3)の適合条件式、式(2.6)の有効応力の原理を時間微分する。これらを Rate form と呼ぶ。

$$\text{運動方程式} \quad \rho \ddot{\mathbf{u}} + \dot{\rho} \ddot{\mathbf{u}} + \nabla \cdot \dot{\boldsymbol{\sigma}} - \dot{\rho} \mathbf{b} - \dot{\rho} \mathbf{b} = 0 \quad (2.7)$$

$$\text{構成式} \quad \dot{\boldsymbol{\sigma}}' = \mathbf{C} : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}$$

$$\text{適合条件式} \quad \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} = -\frac{1}{2}(\dot{\mathbf{u}} \otimes \nabla + \nabla \otimes \dot{\mathbf{u}}) \quad (2.8)$$

$$\text{連続式} \quad \dot{\varepsilon}_v - \nabla \cdot \dot{\mathbf{w}} - \frac{n}{K_w} \dot{p}_w = 0$$

$$\text{ダルシー則} \quad \dot{\mathbf{w}} = -\mathbf{k} \cdot \nabla h$$

$$\text{有効応力の原理} \quad \dot{\boldsymbol{\sigma}} = \dot{\boldsymbol{\sigma}}' + \dot{p}_w \mathbf{1} \quad (2.9)$$

境界条件は、変位境界 S_u ，応力境界 S_σ ，水頭境界 S_h ，流量境界 S_q 上で以下の通りである。

$$\text{変位境界} \quad \dot{\mathbf{u}} = \dot{\hat{\mathbf{u}}} \quad (2.10)$$

$$\text{応力境界} \quad -\dot{\boldsymbol{\sigma}} \cdot \mathbf{n} = \dot{\hat{\mathbf{t}}} \quad (2.11)$$

$$\text{水頭境界} \quad h = \hat{h} \quad (2.12)$$

$$\text{流量境界} \quad \dot{\mathbf{w}} \cdot \mathbf{n} = \hat{q} \quad (2.13)$$

また、初期条件は以下の通りである.

$$\boldsymbol{\sigma}'|_{t=0} = \hat{\boldsymbol{\sigma}}' \quad (2.14)$$

$$h|_{t=0} = \hat{h} \quad (2.15)$$

ここで、 \mathbf{u} は変位ベクトル、 $\dot{\mathbf{u}}$ は速度ベクトル、 $\ddot{\mathbf{u}}$ は加速度ベクトル、 $\ddot{\mathbf{u}}$ は躍度ベクトル、 $\dot{\mathbf{w}}$ はダルシー速度ベクトル、 $\boldsymbol{\varepsilon}$ はひずみテンソル、 $\boldsymbol{\sigma}$ は応力テンソル、 $\boldsymbol{\sigma}'$ は有効応力テンソル、 p_w は間隙水圧、 \mathbf{b} は物体力ベクトル、 ρ は密度、 \mathbf{k} は透水係数テンソル、 n は間隙率、 K_w は間隙流体の体積圧縮係数、 h は全水頭であり、上付きの $\hat{}$ は既知量を表す.

2.1.2 弱形式化

式(2.7)の速度型運動方程式の弱形式化を行う. まず、次のような試験関数を考える.

$$\left\{ \delta \dot{\mathbf{u}} \mid \delta \dot{\mathbf{u}} \in \left[\delta \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} = -\frac{1}{2}(\delta \dot{\mathbf{u}} \otimes \nabla + \nabla \otimes \delta \dot{\mathbf{u}}) \quad \text{in } V \cap \delta \dot{\mathbf{u}} = 0 \quad \text{on } S_u \right] \right\} \quad (2.16)$$

これを速度型運動方程式に乗じて体積積分する.

$$\int_V \rho \delta \dot{\mathbf{u}} \cdot \ddot{\mathbf{u}} dV + \int_V \dot{\rho} \delta \dot{\mathbf{u}} \cdot \dot{\mathbf{u}} dV + \int_V \delta \dot{\mathbf{u}} \cdot (\nabla \cdot \boldsymbol{\sigma}) dV - \int_V \rho \delta \dot{\mathbf{u}} \cdot \dot{\mathbf{b}} dV - \int_V \dot{\rho} \delta \dot{\mathbf{u}} \cdot \mathbf{b} dV = 0 \quad (2.17)$$

第3項は,

$$\int_V \delta \dot{\mathbf{u}} \cdot (\nabla \cdot \boldsymbol{\sigma}) dV = \int_V \nabla \cdot (\delta \dot{\mathbf{u}} \cdot \boldsymbol{\sigma}) dV - \int_V (\nabla \otimes \delta \dot{\mathbf{u}}) : \boldsymbol{\sigma} dV \quad (2.18)$$

Gauss の発散定理を用いると,

$$\int_V \delta \dot{\mathbf{u}} \cdot (\nabla \cdot \boldsymbol{\sigma}) dV = \int_S \delta \dot{\mathbf{u}} \cdot \boldsymbol{\sigma} \cdot \mathbf{n} dS - \int_V (\nabla \otimes \delta \dot{\mathbf{u}}) : \boldsymbol{\sigma} dV \quad (2.19)$$

$S = S_u + S_\sigma$ であり、式(2.11)の境界条件および式(2.16)より,

$$\int_V \delta \dot{\mathbf{u}} \cdot (\nabla \cdot \boldsymbol{\sigma}) dV = - \int_{S_\sigma} \delta \dot{\mathbf{u}} \cdot \hat{\mathbf{t}} dS + \int_V \delta \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} : \boldsymbol{\sigma} dV \quad (2.20)$$

式(2.20)を式(2.17)に代入すると,

$$\int_V \rho \delta \dot{\mathbf{u}} \cdot \ddot{\mathbf{u}} dV + \int_V \dot{\rho} \delta \dot{\mathbf{u}} \cdot \dot{\mathbf{u}} dV - \int_{S_\sigma} \delta \dot{\mathbf{u}} \cdot \hat{\mathbf{t}} dS + \int_V \delta \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} : \boldsymbol{\sigma} dV - \int_V \rho \delta \dot{\mathbf{u}} \cdot \dot{\mathbf{b}} dV - \int_V \dot{\rho} \delta \dot{\mathbf{u}} \cdot \mathbf{b} dV = 0 \quad (2.21)$$

式(2.9)の有効応力の原理を式(2.21)に代入すると,

$$\int_V \rho \delta \dot{\mathbf{u}} \cdot \ddot{\mathbf{u}} dV + \int_V \dot{\rho} \delta \dot{\mathbf{u}} \cdot \dot{\mathbf{u}} dV - \int_{S_\sigma} \delta \dot{\mathbf{u}} \cdot \hat{\mathbf{t}} dS + \int_V \delta \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} : \boldsymbol{\sigma}' dV + \int_V \delta \varepsilon_v \dot{p}_w dV - \int_V \rho \delta \dot{\mathbf{u}} \cdot \dot{\mathbf{b}} dV - \int_V \dot{\rho} \delta \dot{\mathbf{u}} \cdot \mathbf{b} dV = 0 \quad (2.22)$$

となり、有効応力表示した速度型運動方程式の弱形式を得る.

次に、式(2.4)の連続式の弱形式化を行う. まず、以下のような試験関数を考える.

$$\{\delta h \mid \delta h \in [\delta h = 0 \quad \text{on } S_h]\} \quad (2.23)$$

式(2.4)の連続式に式(2.23)の試験関数を乗じて体積積分する.

$$\int_V \delta h \dot{\varepsilon}_v dV - \int_V \delta h \nabla \cdot \dot{\mathbf{w}} dV - \int_V \delta h \frac{n}{K_w} \dot{p}_w dV = 0 \quad (2.24)$$

この第2項は,

$$\int_V \delta h \nabla \cdot \dot{\mathbf{w}} dV = \int_V \nabla \cdot (\delta h \dot{\mathbf{w}}) dV - \int_V (\nabla \delta h) \cdot \dot{\mathbf{w}} dV \quad (2.25)$$

Gauss の発散定理より,

$$\int_V \delta h \nabla \cdot \dot{\mathbf{w}} dV = \int_S \delta h \dot{\mathbf{w}} \cdot \mathbf{n} dS - \int_V (\nabla \delta h) \cdot \dot{\mathbf{w}} dV \quad (2.26)$$

$S = S_h + S_q$ であり, 式(2.13)の境界条件および式(2.23)より,

$$\int_V \delta h \nabla \cdot \dot{\mathbf{w}} dV = \int_{S_q} \delta h \dot{q} dS - \int_V (\nabla \delta h) \cdot \dot{\mathbf{w}} dV \quad (2.27)$$

式(2.27)を式(2.24)に代入すると,

$$\int_V \delta h \dot{\varepsilon}_v dV - \int_{S_q} \delta h \dot{q} dS + \int_V (\nabla \delta h) \cdot \dot{\mathbf{w}} dV - \int_V \delta h \frac{n}{K_w} \dot{p}_w dV = 0 \quad (2.28)$$

となり, 連続式の弱形式を得る.

2.1.3 空間離散化

速度型運動方程式の弱形式を空間離散化する. まず, 次式のように要素内の各量を空間離散化する.

$$\{\mathbf{u}\} = [N] \{u^{ne}\} \quad (2.29)$$

$$\{\boldsymbol{\varepsilon}\} = [B] \{u^{ne}\} \quad (2.30)$$

$$\varepsilon_v = [B_v] \{u^{ne}\} \quad (2.31)$$

$$h = [N_h] \{h^{me}\} \quad (2.32)$$

$$\{\nabla h\} = [B_h] \{h^{me}\} \quad (2.33)$$

ここで, 上付きの ne , me は, 要素を形成する節点での変位量および水頭を表す. 応力ひずみ関係は

$$\{\boldsymbol{\sigma}'\} = [D] \{\boldsymbol{\varepsilon}\} \quad (2.34)$$

また,

$$h = \frac{\dot{p}_w}{\gamma_w} + h^e \quad (2.35)$$

を時間微分すると, 微小変形では位置水頭は変化しないので,

$$\dot{p}_w = \gamma_w \dot{h} \quad (2.36)$$

が得られる.

これらを用い, 試験関数についても離散化する.

$$\left\{ \delta \dot{u}^{ne} \right\}^T \left[\int_{V_e} \rho [N]^T [N] dV \{ \ddot{u}^{ne} \} + \int_{V_e} \dot{\rho} [N]^T [N] dV \{ \ddot{u}^{ne} \} + \int_{V_e} [B]^T [D] [B] dV \{ \dot{u}^{ne} \} \right. \\ \left. + \int_{V_e} [B_v]^T [N_h] dV \{ \gamma_w \dot{h}^{me} \} - \int_{S_{\sigma e}} [N]^T \{ \dot{t} \} dS - \int_{V_e} \rho [N]^T \{ \dot{b} \} dV - \int_{V_e} \dot{\rho} [N]^T \{ b \} dV \right] = 0 \quad (2.37)$$

また,

$$[M^e] = \int_{V_e} \rho [N]^T [N] dV \quad (2.38)$$

$$[C_M^e] = \int_{V_e} \dot{\rho} [N]^T [N] dV \quad (2.39)$$

$$[K^e] = \int_{V_e} [B]^T [D] [B] dV \quad (2.40)$$

$$[K_v^e] = \int_{V_e} [N_h]^T [B_v] dV \quad (2.41)$$

$$\{ \dot{F}^e \} = \int_{S_{\sigma e}} [N]^T \{ \dot{t} \} dS + \int_{V_e} \rho [N]^T \{ \dot{b} \} dV + \int_{V_e} \dot{\rho} [N]^T \{ b \} dV \quad (2.42)$$

とおき, Rayleigh 減衰マトリクス $[C_R^e] = \alpha_0 [M^e] + \alpha_1 [K^e]$ を導入し, 試験関数の任意性より,

$$[M^e] \{ \ddot{u}^{ne} \} + \{ [C_M^e] + [C_R^e] \} \{ \ddot{u}^{ne} \} + [K^e] \{ \dot{u}^{ne} \} + [K_v^e]^T \{ \gamma_w \dot{h}^{me} \} = \{ \dot{F}^e \} \quad (2.43)$$

となり, 要素ごとに空間離散化された速度型運動方程式が得られる.

次に連続式の弱形式を空間離散化する. 運動方程式と同様に空間離散化すると,

$$\left\{ \delta h^{me} \right\}^T \left[\int_{V_e} [N_h]^T [B_v] dV \{ \dot{u}^{ne} \} - \int_{V_e} [B_h]^T \frac{[k]}{\gamma_w} [B_h] dV \{ \gamma_w \dot{h}^{me} \} - \int_{V_e} \frac{n}{K_w} [N_h]^T [N_h] dV \{ \gamma_w \dot{h}^{me} \} \right. \\ \left. - \int_{S_{qe}} [N_h]^T \{ \hat{q} \} dS \right] = 0 \quad (2.44)$$

となり,

$$[K_{h1}^e] = \int_{V_e} [B_h]^T \frac{[k]}{\gamma_w} [B_h] dV \quad (2.45)$$

$$[K_{h2}^e] = \int_{V_e} \frac{n}{K_w} [N_h]^T [N_h] dV \quad (2.46)$$

$$\{\dot{Q}^e\} = \int_{S_{qe}} [N_h]^T \{\hat{q}\} dS \quad (2.47)$$

とおき，試験関数の任意性より，

$$[K_v^e] \{\dot{u}^{ne}\} - [K_{h1}^e] \{\gamma_w h^{me}\} - [K_{h2}^e] \{\gamma_w \dot{h}^{me}\} = \{\dot{Q}^e\} \quad (2.48)$$

となり，要素ごとに空間離散化された連続式が得られる．

2.1.4 時間離散化

Newmark の β 法により，時刻 $t + \Delta t$ における加速度，速度，変位を次のように仮定する．

$$\ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} = \ddot{\mathbf{u}}_t + \Delta t \ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} \quad (2.49)$$

$$\dot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} = \dot{\mathbf{u}}_t + \Delta t \ddot{\mathbf{u}}_t + \gamma \Delta t (\ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} - \ddot{\mathbf{u}}_t) \quad (2.50)$$

$$\mathbf{u}_{t+\Delta t} = \mathbf{u}_t + \Delta t \dot{\mathbf{u}}_t + \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{\mathbf{u}}_t + \beta \Delta t^2 (\ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} - \ddot{\mathbf{u}}_t) \quad (2.51)$$

収束計算中の $k \rightarrow k+1$ を考える．式(2.49)より，

$$\ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}^{(k+1)} = \frac{1}{\Delta t} \dot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}^{(k+1)} - \frac{1}{\Delta t} \dot{\mathbf{u}}_t \quad (2.52)$$

$$\ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}^{(k)} = \frac{1}{\Delta t} \dot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}^{(k)} - \frac{1}{\Delta t} \dot{\mathbf{u}}_t \quad (2.53)$$

辺々を引くと，

$$\ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}^{(k+1)} - \ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}^{(k)} = \frac{1}{\Delta t} (\dot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}^{(k+1)} - \dot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}^{(k)}) \quad (2.54)$$

同様に，式(2.50)より，

$$\dot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}^{(k+1)} - \dot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}^{(k)} = \gamma \Delta t (\ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}^{(k+1)} - \ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}^{(k)}) \quad (2.55)$$

式(2.51)より，

$$\mathbf{u}_{t+\Delta t}^{(k+1)} - \mathbf{u}_{t+\Delta t}^{(k)} = \beta \Delta t^2 (\ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}^{(k+1)} - \ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}^{(k)}) \quad (2.56)$$

また， $\Delta \ddot{\mathbf{u}} = \ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}^{(k+1)} - \ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}^{(k)}$ とおくと，式(2.54)，式(2.55)より，

$$\ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}^{(k+1)} = \ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}^{(k)} + \frac{\Delta \ddot{\mathbf{u}}}{\Delta t} \quad (2.57)$$

$$\dot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}^{(k+1)} = \dot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}^{(k)} + \gamma \Delta t \Delta \ddot{\mathbf{u}} \quad (2.58)$$

収束計算の初期値($k=0$)における躍度，加速度，速度，変位は，

$$\ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}^{(0)} = 0 \quad (2.59)$$

$$\ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}^{(0)} = \ddot{\mathbf{u}}_t \quad (2.60)$$

$$\dot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}^{(0)} = \dot{\mathbf{u}}_t + \Delta t \ddot{\mathbf{u}}_t \quad (2.61)$$

$$\mathbf{u}_{t+\Delta t}^{(0)} = \mathbf{u}_t + \Delta t \dot{\mathbf{u}}_t + \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{\mathbf{u}}_t \quad (2.62)$$

水頭に関しては次式のように時間離散化する。

$$\dot{h} = \frac{h_{t+\Delta t} - h_t}{\Delta t} \quad (2.63)$$

$$h = (1-\theta)h_t + \theta h_{t+\Delta t} : 0 \leq \theta \leq 1 \quad (2.64)$$

要素ごとに空間離散化された速度型運動方程式は、

$$[M^e] \{\ddot{\mathbf{u}}^{ne}\} + \left\{ [C_M^e] + [C_R^e] \right\} \{\dot{\mathbf{u}}^{ne}\} + [K^e] \{\mathbf{u}^{ne}\} + [K_v^e]^T \{ \gamma_w \dot{h}^{me} \} = \{\dot{F}^e\}$$

式(2.57), 式(2.58), 式(2.63)を用いて、

$$[M^e] \left\{ \ddot{\mathbf{u}}^{ne(k)} + \frac{1}{\Delta t} \Delta \dot{\mathbf{u}}^{ne} \right\} + [C^e] \left\{ \dot{\mathbf{u}}^{ne(k)} + \Delta \dot{\mathbf{u}}^{ne} \right\} + [K^e] \left\{ \mathbf{u}^{ne(k)} + \gamma \Delta t \Delta \dot{\mathbf{u}}^{ne} \right\} + [K_v^e]^T \left\{ \gamma_w \frac{h_{t+\Delta t}^{me} - h_t^{me}}{\Delta t} \right\} = \{\dot{F}^e\} \quad (2.65)$$

整理すると、

$$\begin{aligned} & \left\{ [M^e] + \Delta t [C^e] + \gamma \Delta t^2 [K^e] \right\} \{\Delta \dot{\mathbf{u}}^{ne}\} + [K_v^e]^T \{ \gamma_w h_{t+\Delta t}^{me} \} \\ & = \Delta t \{\dot{F}^e\} - \Delta t [M^e] \{\ddot{\mathbf{u}}^{ne(k)}\} - \Delta t [C^e] \{\dot{\mathbf{u}}^{ne(k)}\} - \Delta t [K^e] \{\mathbf{u}^{ne(k)}\} + [K_v^e]^T \{ \gamma_w h_t^{me} \} \end{aligned} \quad (2.66)$$

となり、要素ごとに時間・空間離散化された速度型運動方程式が得られる。要素ごとに空間離散化された連続式は、

$$[K_v^e] \{\dot{\mathbf{u}}^{ne}\} - [K_{h1}^e] \{ \gamma_w h^{me} \} - [K_{h2}^e] \{ \gamma_w \dot{h}^{me} \} = \{\dot{Q}^e\}$$

式(2.58), 式(2.63), 式(2.64)より、

$$\begin{aligned} & \gamma \Delta t^2 [K_v^e] \{\Delta \dot{\mathbf{u}}^{ne}\} + \left[\theta \Delta t [K_{h1}^e] + [K_{h2}^e] \right] \{ \gamma_w h_{t+\Delta t}^{me} \} \\ & = \Delta t \{\dot{Q}^e\} - \Delta t [K_v^e] \{\dot{\mathbf{u}}^{ne(k)}\} + (1-\theta) \Delta t [K_{h1}^e] \{ \gamma_w h_t^{me} \} - [K_{h2}^e] \{ \gamma_w \dot{h}_t^{me} \} \end{aligned} \quad (2.67)$$

となる。

2.1.5 全体剛性方程式

式(2.66), 式(2.67)をすべての要素について総和をとり、まとめると、

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} [M] + \Delta t [C] + \gamma \Delta t^2 [K] & [K_v]^T \\ \gamma \Delta t^2 [K_v] & -\theta \Delta t [K_{h1}] - [K_{h2}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \ddot{u}^n \\ \gamma_w h_t^m \end{Bmatrix} \\ & = \begin{Bmatrix} \Delta t \{ \dot{F} \} + [K_v]^T \{ \gamma_w h_t^m \} - \Delta t [M] \{ \ddot{u}^{n(k)} \} - \Delta t [C] \{ \dot{u}^{n(k)} \} - \Delta t [K] \{ u^{n(k)} \} \\ \Delta t \{ \dot{Q} \} + (1 - \theta) \Delta t [K_{h1}] \{ \gamma_w h_t^m \} - [K_{h2}] \{ \gamma_w h_t^e \} - \Delta t [K_v] \{ \dot{u}^{n(k)} \} \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (2.68)$$

となり，全体剛性方程式を得る．

2.2 弾塑性構成モデル

本研究では地震時の動的挙動を表現する弾塑性構成モデルとして，大野らの提案する EC モデルを基本とし，橋口らの提案する下負荷面モデル，回転硬化モデル，せん断硬化/軟化モデル等の塑性硬化モデルを組み合わせたモデルを使用する．土/水連成有限要素解析プログラムである DACSAR-I はこの弾塑性構成モデルを使用して，土粒子と間隙水との相互作用を考慮した動的有限要素解析を行うことが出来るプログラムとなっている．

2.2.1 EC モデル

これまで，地盤の力学挙動を表現する様々なモデルが提案されており，対象とする地盤の力学特性に合わせて適切な弾塑性構成モデルを選定することが重要である．柴田（1963）は土の体積変化は圧密による体積変化とダイレイタンシーとに分けられるとし，土のダイレイタンシー応答を直線および折れ線でモデル化している．大野ら（2006）はダイレイタンシーの表現方法を調整できるモデルとして，指数関数を用いた EC モデルおよび対数関数を用いた LC モデルを提案している．これらの弾塑性構成モデルは，試験結果をフィッティングすることで解析対象に適した弾塑性構成モデルを選定できる．

$$f = MD \ln \frac{p'}{p'_0} + \frac{MD}{n_E} \left(\frac{\eta^*}{M} \right)^{n_E} - \varepsilon_v^p = 0 \quad (2.69)$$

ここで， M は限界応力比， D はダイレイタンシー係数¹⁾， p' は平均有効主応力， η^* は一般化応力比を表す．一般化応力比は以下の式で表される．

$$\eta^* = \sqrt{\frac{3}{2}} \|\eta - \eta_0\| \quad (2.70)$$

ここで， η は応力比，下付きの 0 は先行圧密状態を表す． n_E は EC モデルにおけるフィッティングパラメータを表し， $n_E = 1.0$ の時，関口・太田モデルに帰着する．

2.2.2 下負荷面モデル

古典的な弾塑性構成モデルでは降伏曲面の内部における塑性変形を表現出来ず，繰り返し挙動を正確に表現できないという課題がある．橋口ら（1980,1989）は常に原応力点を通り正規降伏面と相似な下負荷面を設け，応力が降伏面に近づくにつれて塑性ひずみが生じるよう

な下負荷面の発展則を定式化している。また、正規降伏面と下負荷面の相似中心が塑性変形とともに移動することで繰り返し挙動を正確に表現できる拡張下負荷面モデルを提案している。

式(2.69)に下負荷面を導入すると以下のような式となる。

$$f = MD \ln \frac{p'}{p'_0} + \frac{MD}{n_E} \left(\frac{\eta^*}{M} \right)^{n_E} - \varepsilon_v^p - MD \ln R = 0 \quad (2.71)$$

ここで、 $R = p'_y/p'_c$ は相似比であり、下負荷面と正規降伏曲面との相似比を表す。

R の発展即は以下の式で表される。

$$\dot{R} = -\frac{m}{D} \ln R \|\dot{\varepsilon}^p\| \quad (2.72)$$

ここで、 m は下負荷面が正規降伏曲面に近づく速さを表す。

2.2.3 回転硬化モデル

橋口ら(1977)は降伏面を回転させることで異方性を表現する回転硬化モデルを提案する。式(2.71)に拡張下負荷面および回転硬化モデルを導入すると以下のような式となる。

$$f = MD \ln \frac{\bar{p}'}{p'_0} + \frac{MD}{n_E} \left(\frac{\bar{\eta}^*}{M} \right)^{n_E} - \varepsilon_v^p - MD \ln R = 0 \quad (2.73)$$

ここで、修正有効応力は以下の式で定義される。

$$\bar{\sigma}' = \sigma' - (1-R)\alpha \quad (2.74)$$

ここで、 α は下負荷面の相似中心を表す。修正有効主応力と修正一般化応力比は以下の式で表される。

$$\bar{p}' = \text{tr}(\bar{\sigma}')/3 \quad (2.75)$$

$$\bar{\eta}^* = \sqrt{\frac{3}{2}} \|\bar{\eta} - \eta_e\| \quad (2.76)$$

ここで、 $\bar{\eta}$ は修正応力比であり、修正偏差応力テンソルを修正有効主応力で割ったものである。 α および異方性の変数 η_e の発展即は以下のような式となる。

$$\dot{\alpha} = c \|\dot{\varepsilon}^p\| (\sigma' - \alpha) + \frac{1}{p'_c} \left\{ \dot{p}'_c - \dot{\eta}_e \frac{\partial f(p'_\alpha, \eta^*_\alpha)}{\partial \eta_e} \right\} \alpha \quad (2.77)$$

$$\dot{\eta}_e = b_r \{ m_r (\eta - \eta_e) - \|\eta - \eta_e\| \eta_e \} \|\dot{\varepsilon}_d^p\| \quad (2.78)$$

ここで、 c は相似中心の動きやすさを制御するパラメータであり、 b_r は降伏曲面の回転しやすさを制御するパラメータである。 m_r は降伏曲面の回転限界を指定するパラメータである。

2.2.4 せん断硬化/軟化モデル

砂質土では塑性体積変形だけでなく、塑性せん断変形でも硬化が生じることが報告されている。橋口ら（1998）は塑性せん断変形によっても硬化/軟化を生じさせるモデルによってこの実験事実を表現している。硬化パラメータ H の発展則は以下のような式で表現できる。

$$\dot{H} = \dot{\varepsilon}_v^p + \sqrt{\frac{2}{3}} \mu \|\dot{\varepsilon}_d^p\| (\eta - M_d) \quad (2.79)$$

ここで、 μ はせん断が硬化/軟化に寄与する程度を制御するパラメータであり、 M_d は硬化/軟化の境界を定めるパラメータである。

参考文献

- 1) 柴田徹:粘土のダイラタンシーについて, 京都大学防災研究所年報, 第6号, pp.128-134, 1963
- 2) 大野進太郎, 飯塚敦, 太田秀樹: 非線形コントラクタンシー表現式を用いた土の弾塑性構成モデル, 応用力学論文集, vol.9, pp.407-414, 2006
- 3) Hashiguchi, K., "Constitutive equations of elastoplastic materials with elastic-plastic transition," *Journal of Applied Mechanics ASME* Vol.47, pp. 266-272., 1980.
- 4) Hashiguchi, K., "Subloading surface model in unconventional plasticity", *Int. J. Solids Struct.*, Vol.25, 917-945., 1989.
- 5) Hashiguchi, K., "An expression of anisotropy in a plastic constitutive equation of soils," *Proc. of the 9th Int. Conf. Soil Mech. and Foundation Eng.*, pp.302-305, 1977.
- 6) Hashiguchi, K. and Chen, Z.P., "Elastoplastic constitutive equation of soils with the subloading surface and rotational hardening", *Int. J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.22, p.p.197-227, 1998.

第3章 弾塑性動的解析における解析パラメータ決定手法の検討

地震時の地盤挙動を評価する手法として弾塑性解析が挙げられる。弾塑性有限要素解析は詳細な時刻歴解析手法であり、地震時の地盤状態の変化を表現することができる。しかし、詳細な解析手法であるために、解析に必要なパラメータは非常に多く、限られた土質試験データから必要な解析パラメータを推定する手法が必要である。本章では飯塚ら(1987)や宮田(2001)の考案する解析パラメータ決定フローを基に弾塑性動的解析に必要なパラメータを決定する手法を検討する。

3.1 N値からの弾塑性解析パラメータ決定手法¹⁾

宮田(2001)はN値から弾塑性解析に必要な解析パラメータを決定する手法を検討している¹⁾。ここでは、宮田(2001)の考案している解析パラメータ決定フローについて述べる。

3.1.1 N値と先行圧密圧力との関係

N値と先行圧密圧力 σ'_{v0} の関係として、西垣²⁾の不攪乱砂試料を用いた非排水三軸試験の試験データを基に、以下のような先行圧密圧力算定式を作成している。

$$\sigma'_{v0} = 25.5N(kPa) \quad (3.1)$$

3.1.2 N値と内部摩擦角との関係

N値と内部摩擦角の間には何らかの関係がある³⁾として、従来多くの算定式が提案されている。青木⁴⁾はGibbs-Holtz⁵⁾の実験結果やDe Beer⁶⁾による ϕ'_d と Dr の関係式より以下の算定式を得ている。

$$\phi' = 1.85 \left(\frac{N}{\sigma'_{vi} + 0.7} \right)^{0.6} + 26 \quad (3.2)$$

ここで、式(3.2)に対して、N値の大きい洪積層では年代効果の影響によって、室内土層で作成した地盤と実地盤とに顕著な差が生じることが考えられる。Decourt⁷⁾は年代効果を考慮して室内土槽実験データを適応する際の補正係数をSkempton⁸⁾の提案したaging factor(AF)を用いて以下のように提案している。

$$N_{cc} = \frac{1}{AF} N_f \quad (3.3)$$

$$\frac{1}{AF} = \frac{\left(\frac{N}{Dr^2}\right)_{laboratory_test}}{\left(\frac{N}{Dr^2}\right)_{natural_deposits}} \quad (3.4)$$

ここで、 N_{cc} は実験土槽で求めた N 値であり、 N_f はエージングの影響を受けたとされる地盤での実測の N 値である。AF の値は N/Dr^2 から式(3.4)を用いて算定するが、自然堆積地盤と室内土槽実験を用いた値は以下のようなになる。

$$\frac{1}{AF} = \frac{0.35}{0.55} = 0.636 \quad (3.5)$$

洪積層の地盤に対して上記の補正を適用する。西垣の実験結果²⁾について洪積層と記されているものに対して式(3.5)の値を用いて補正を行い、再調整することで以下のような算定式を得る。

$$\phi' = 1.85 \left(\frac{N_{cc}}{\sigma'_{vi} + 0.7} \right)^{0.6} + 28 \quad (3.6)$$

3.1.3 N 値と圧縮指数との関係

N 値と圧縮指数 λ との関係には、Hough⁹⁾による砂の圧縮試験結果を用いる。最小二乗法により、N 値と圧縮指数 λ および間隙比との関係は以下の式で算定できる。

$$\lambda = 0.054 - 0.0115 \ln N \quad (3.7)$$

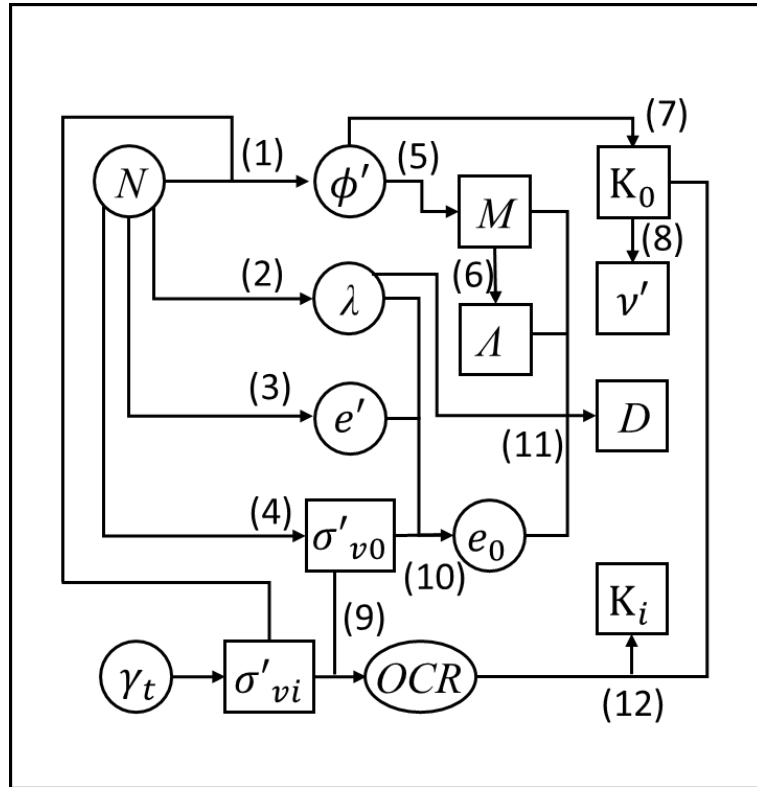
$$e(\sigma'_{vi} = 98kPa) = 0.761 - 0.098 \ln N \quad (3.8)$$

これにより、先行圧密圧力下での圧密完了時の間隙比 e_0 は次式で求まる。

$$e_0 = e(\sigma'_{vi} = 98kPa) - \lambda \ln(\sigma'_{v0}/98) \quad (3.9)$$

3.1.4 N 値からの解析パラメータ決定フロー

上記の式に加えて、非可逆比 Λ の決定には軽部 (1975)¹⁰⁾による実験式を、現位置の静止土圧係数 K_i の決定には Shumidt¹¹⁾による式を用いている。これらの推定式を合わせて構築される N 値からの解析パラメータ決定フローを図-3.1 に示す。

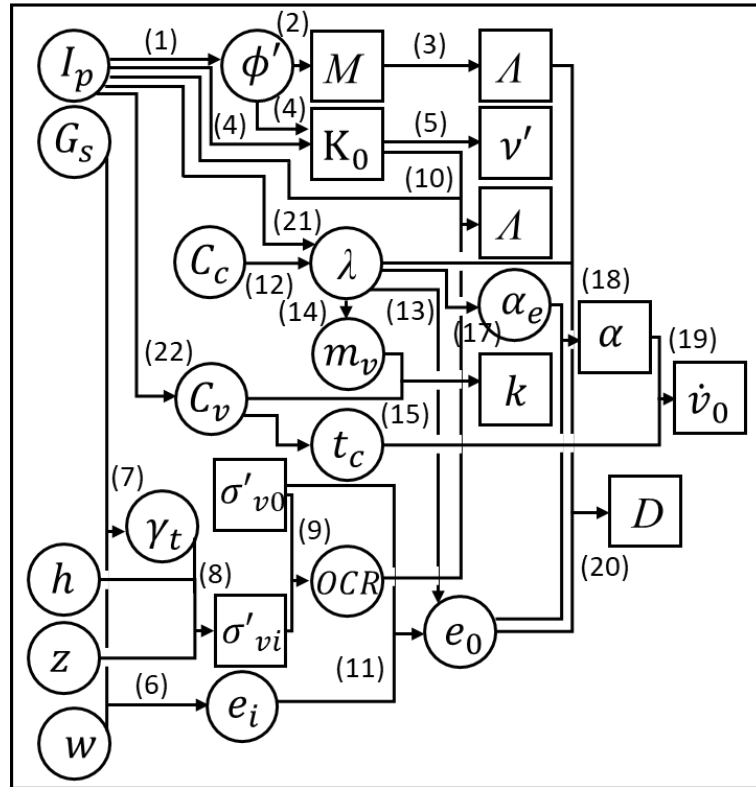


- (1) $\phi' = 1.85 \left(\frac{N}{\sigma'_{vi} + 0.7} \right)^{0.6} + 26$ Aoki(1986)
- (2) $\lambda = -0.016 \ln N + 0.08$
- (3) $e' = -0.15 \ln N + 1.0$
- (4) $\sigma'_{v0} = 40.0N$
- (5) $M = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi')$
- (6) $A = M / 1.75$ Karube(1975)
- (7) $K_0 = 1 - \sin \phi'$ Jaky(1944)
- (8) $v' = K_0 / (1 + K_0)$
- (9) $OCR = \sigma'_{v0} / \sigma'_{vi}$
- (10) $e_0 = e' - \lambda \ln(\sigma'_{v0} / 98)$
- (11) $D = \lambda A / [M(1 + e_0)]$ Ohta(1971)
- (12) $K_i = K_0 (OCR)^{\sin \phi'}$ Shumidt(1966)

図-3.1 N値からの解析パラメータ決定フロー¹⁾

3.2 塑性指数からの弾塑性解析パラメータ決定手法¹²⁾

飯塚ら(1978)は、粘土のパラメータを決定する指標として塑性指数を採用している。これまでに蓄積された多くの土質試験データから経験的に各解析パラメータと塑性指数の推定式が得られている。飯塚らの提案する塑性指数からの弾塑性解析パラメータ決定フローを図-3.2に示す。



- (1) $\sin \phi' = 0.81 - 0.233 \log I_p$ Kenney(1959) (12) $\lambda = 0.434 C_c$
 (2) $M = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi')$ (13) $e_0 = 3.78 \lambda + 0.156$
 (3) $\Lambda = M / 1.75$ Karube(1975) (14) $m_v = 3 \lambda / [(1 + e_0)(1 + 2 K_0) \sigma'_{v0}]$
 (4) $K_0 = 0.44 + 0.0042 I_p$ Massarsch(1979) (15) $k = m_v c_v \gamma_w$
 $K_0 = 1 - \sin \phi'$ Jaky(1944) (16) $t_c \approx t_{90} = H^2 T_v (U = 90\%) / c_v$
 (5) $v' = K_0 / (1 + K_0)$ (17) $\alpha_e / \lambda = 0.05 \pm 0.02$ Mesri &
 (6) $e_i = w G_s$ = 0.07 ± 0.02 Godlewski(1977)
 (7) $\gamma_t = G_s \gamma_w (1 + w) / (1 + G_s w)$ (18) $\alpha = \alpha_e / (1 + e_0)$ Sekiguchi(1977)
 (8) $\sigma'_{vi} = \gamma_t z - p_w$ (19) $\dot{v}_0 = \alpha / t_c$ Sekiguchi(1977)
 (9) $OCR = \sigma'_{v0} / \sigma'_{vi}$ (20) $D = \lambda \Lambda / [M(1 + e_0)]$ Ohta(1971)
 (10) $K_i = K_0 (OCR)^{0.54 \exp(-I_p/122)}$ Alpan(1967) (21) $\lambda = 0.015 + 0.007 I_p$
 (11) $e_0 = e_i - \lambda(1 - \Lambda) \ln(\overline{OCR})$ (22) $\log c_v (cm^2/min) = -0.025 I_p - 0.25 \pm 1$
 $\overline{OCR} = \frac{1+2K_0}{1+2K_i} OCR$

図-3.2 塑性指数からの解析パラメータ決定フロー¹²⁾

3.3 地震時の圧縮指数の検討

3.1.3.2 で記述した飯塚らや宮田らのパラメータ決定フローは理論式と実験から得られた経験式から構成されている。一般に実施される土質試験での載荷速度は実際の地震によって地盤が受ける速度と大きく異なる。載荷速度が増大するにつれて地盤材料の強度は増大するた

め、これらの経験式から定められたパラメータを用いた場合、強度を過小に評価してしまう。地盤の強度と載荷速度との関係については三軸圧縮試験を用いて複数の実験が行われている。Casagrande and Shannon (1948)は乾燥砂に対して複数の載荷速度で三軸圧縮試験を実施しており、載荷速度が大きい場合にせん断強度が増加する傾向を示している¹³⁾。Seed and Lundgren (1954)は飽和砂に対して複数の載荷速度で排水条件および非排水条件での三軸圧縮試験を実施しており、載荷速度が大きい場合にせん断強度が増加する傾向を示している¹⁴⁾。Lee et al. (1969)は異なる拘束圧下の乾燥砂に対して複数の載荷速度で三軸圧縮試験を実施しており、拘束圧に応じて載荷速度が大きい際のせん断強度の増加傾向が異なることを示している¹⁵⁾。

また、渡邊(2015)は飽和排水条件での三軸圧縮試験を様々な載荷速度で実施し、載荷速度が大きい場合には非排水条件に近い挙動となるために剛性が大きくなる傾向を示している¹⁶⁾。飯塚らや宮田らのパラメータ決定フローでは、圧縮指数の推定式に圧密試験を基にした経験式を採用している。圧密試験は極めて遅い載荷速度で実施されるため、地震時に地盤が示す剛性を過小評価することが考えられる。本研究では各種設計指針で定められる弾性係数とN値との関係から圧縮指数 λ を算定する手法を考案し、既往のパラメータ決定手法と組み合わせることで動的計算に適用可能なパラメータ決定手法を構築する。

3.3.1 圧縮指数推定式の定式化

弾性係数とN値との関係から圧縮指数 λ を算定する手法を以下に記述する。
 $e \sim \log p$ 関係より、正規圧密線は以下のように表現できる。

$$de = -\lambda \frac{dp'}{p'} \quad (3.10)$$

ここで、 e は間隙比、 p' は有効主応力を表す。体積ひずみ増分 $d\varepsilon_v$ と間隙比 e には以下のような関係がある。

$$d\varepsilon_v = -\frac{de}{1+e_0} \quad (3.11)$$

ここで、 e_0 は先行圧密時の間隙比を表す。(3.10),(3.11)式より、体積ひずみ増分 $d\varepsilon_v$ は以下の式で表せる。

$$d\varepsilon_v = \frac{\lambda}{1+e_0} \frac{dp'}{p'} \quad (3.12)$$

体積弾性係数は定義より、 $K = \frac{dp'}{d\varepsilon_v}$ と表されるため、(3.12)式より、

$$K = \frac{1+e_0}{\lambda} p' \quad (3.13)$$

λ についてまとめると、以下の式となる。

$$\lambda = \frac{1+e_0}{K} p' \quad (3.14)$$

ここで、体積弾性係数 K はせん断弾性係数 G を用いて以下の式で表せる。

$$K = \frac{G}{\mu} \quad (3.15)$$

ここで、 μ は有効応力についてのポアソン比 ν' を用いて以下のように表せる。

$$\mu = \frac{3(1-2\nu')}{2(1+\nu')} \quad (3.16)$$

(3.14),(3.15)式より、体積弾性係数 K を消去すると、 λ は以下の式で表せる。

$$\lambda = \frac{\mu(1+e_0)}{G} p' \quad (3.17)$$

せん断弾性係数 G とせん断波速度 V_s との関係は以下の式で表される。

$$G = \rho V_s^2 \quad (3.18)$$

(3.17),(3.18)式より、せん断弾性係数 G を消去すると、 λ は以下の式で表せる。

$$\lambda = \frac{\mu(1+e_0)}{\rho V_s^2} p' \quad (3.19)$$

N 値からせん断波速度を推定する式は様々な設計基準等に示されている。本研究では道路橋示方書¹⁷⁾において示されるせん断波速度の推定式を用いる。

道路橋示方書¹⁷⁾ではせん断波速度 V_s を以下の式で推定する。

$$\begin{aligned} V_s &= 100N_i^{1/3} \quad (1 \leq N_i \leq 25) \dots \text{粘性土} \\ V_s &= 80N_i^{1/3} \quad (1 \leq N_i \leq 50) \dots \text{砂質土} \end{aligned} \quad (3.20)$$

(3.20)式で推定したせん断波速度を(3.19)式に用いることで、圧縮指数 λ を推定する。また、推定する値は先行圧密時状態の値であると仮定し、以下のような圧縮指数推定式を用いる。

$$\lambda = \frac{\mu(1+e_0)}{\rho V_s^2} p_0' \quad (3.21)$$

3.4 解析概要

本研究では、東京23区で実施された鉛直アレー観測での地震波形を対象とする。解析パラメータ決定手法は、飯塚ら(1987)、宮田(2001)のパラメータ決定フローを基本とし、前章で記述した圧縮指数推定式を導入する。各地点で観測された観測波形を対象に次元弾塑性動的解析を行うことで、実地盤での波の伝播を表現できるか確認する。

本研究で対象とする観測地点は表-3.1に示す Point1~3 の3地点である。解析対象の地震動は表-3.2に示す Event1~3 の3事例である。Event1~3の入力加速度波形を図-3.3に示す。本研究で使用している観測記録は国土交通省港湾局の運営する港湾地域強震観測¹⁸⁾のHPで公開されているものである。対象地点の地盤情報は同様のHPにて記載されている観測地点の N 値、土質区分を使用している。Point1~3の N 値および土質区分の分布を図-3.4に示す。パラメータ決定フローには N 値以外にも単位体積重量 γ_i 、塑性指数 I_p 、透水係数 k_w を指定する必要がある。本研究では、東京都の液状化予測報告書¹⁹⁾の土質試験結果を参考に表-3.3、3.4

のように土質区分ごとに設定する。ただし、透水係数については土質区分ごとに一般的な値を指定している。

ここで、地表面で観測される波は地中から伝播する実体波と地表面を伝播する表面波から成る。本研究では地中から伝播する実体波のみを計算しているため、単純に計算値と実測値を比較することは出来ない。表面波は実体波の後に観測されることが一般的である²⁰⁾。そのため、本研究では観測波形の前半40秒までの観測波形を解析で表現することとする。前半40秒までの観測波形であれば表面波の影響は少ないと考える。

表-3.1 観測地点概要

	観測地点	緯度	経度	観測深さ (地中)
Point 1	新木場	35.636N	139.837E	G.L. -65m
Point 2	若洲	35.629N	139.836E	G.L. -60m
Point 3	八潮	35.605N	139.761E	G.L. -51m

表-3.2 検討地震動概要

	震源地名	発震日時	Magnitude	深さ	最大加速度 (Gal)		
					南北	東西	上下
Event 1	福島県沖	2019/08/04	4.4	45.0km	6.5	8.9	2.9
Event 2	千葉県南東沖	2019/10/12	5.4	75.0km	4.3	4.4	1.9
Event 3	千葉県北西部	2019/10/31	3.8	62.0km	3.5	2.9	2.4

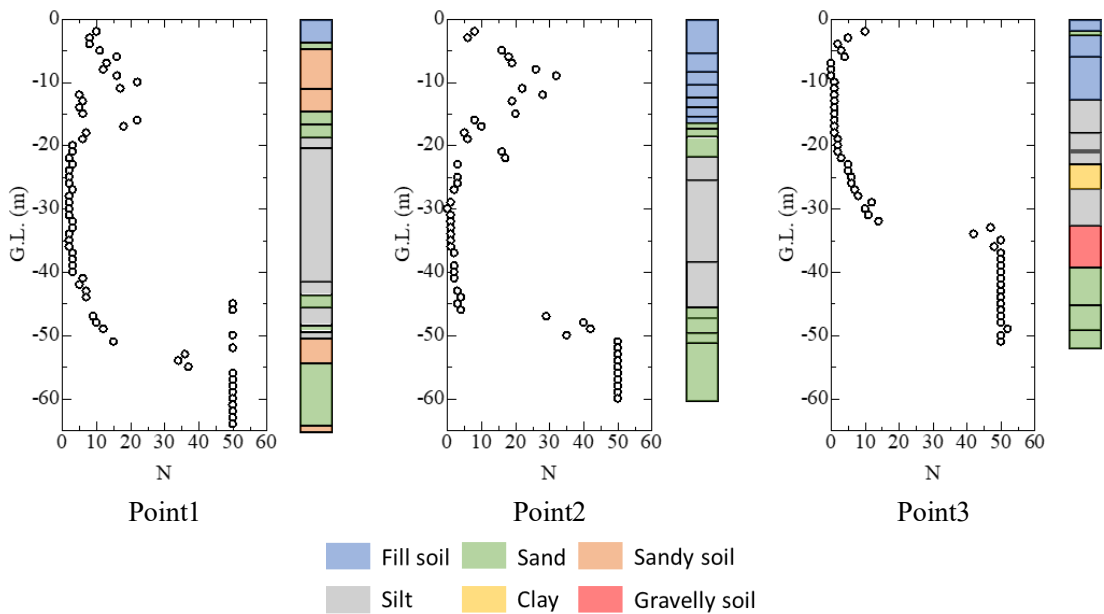


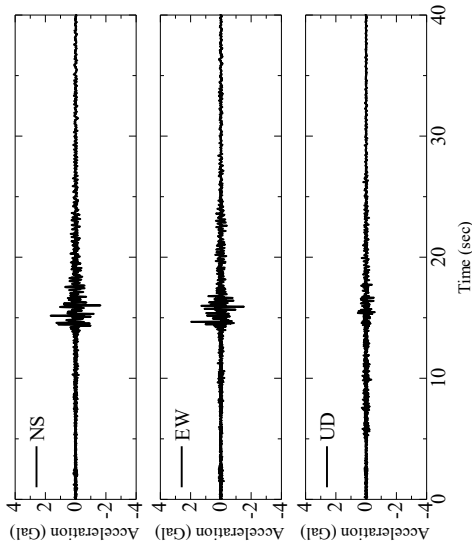
図-3.4 各観測地点の地盤情報 (N 値, 土質区分)

表-3.3 設定物性値（塑性指数からパラメータを決定）

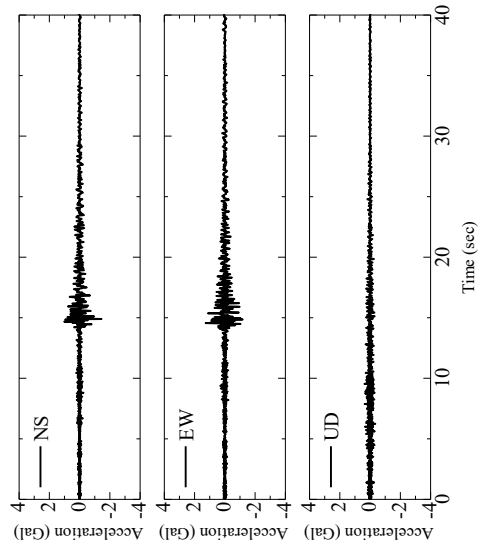
土質区分	$\gamma_t(kN/m^3)$	I_p	$kw(m/s)$
粘性土, 粘土, 泥など	15.7	31	1.0×10^{-8}
粘土質砂, シルト質砂, 砂質シルト, 砂質粘土など	17.5	15	1.0×10^{-6}
有機質土, 泥炭など	12.9	90	1.0×10^{-6}
火山灰, ロームなど	13.6	54	1.0×10^{-4}

表-3.4 設定物性値（N 値からパラメータを決定）

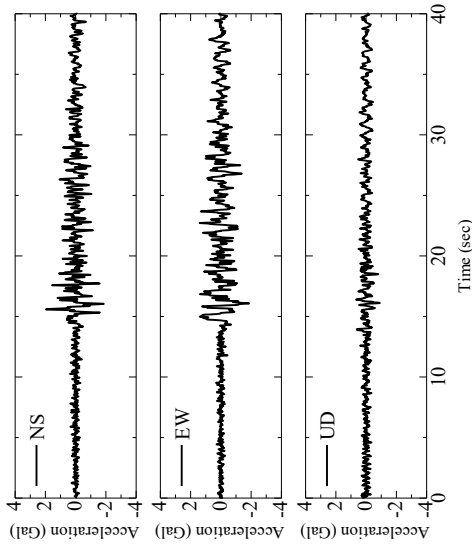
土質区分	$\gamma_t(kN/m^3)$	I_p	$kw(m/s)$
砂質土, 砂など	19.0	—	1.0×10^{-4}
礫質土, 礫など	20.1	—	1.0×10^{-2}
表土, 埋土, 盛土, 廃棄物など	17.8	—	1.0×10^{-6}



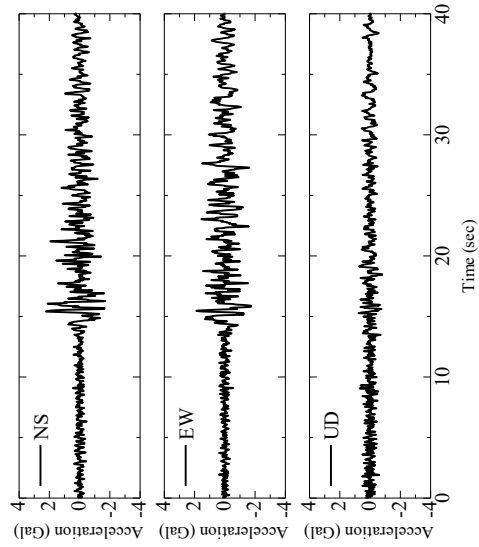
Point1-Event3



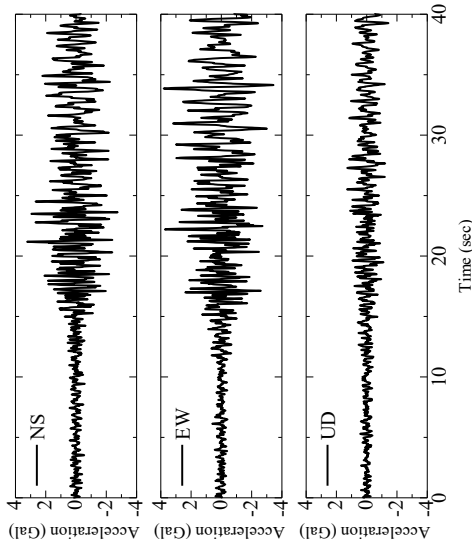
Point2-Event3



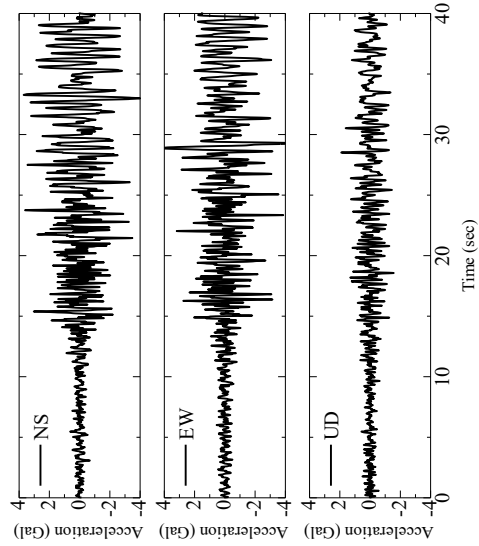
Point1-Event2



Point2-Event2



Point1-Event1



Point2-Event1

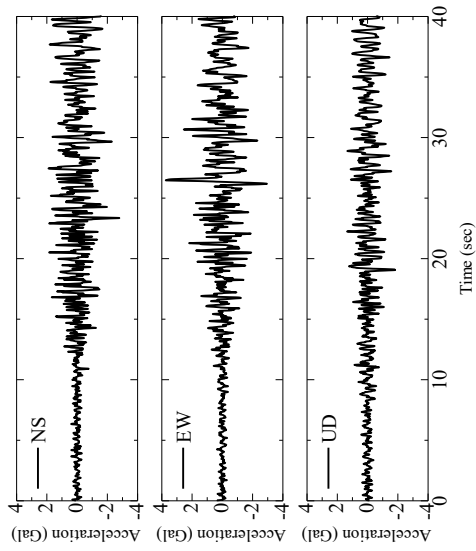
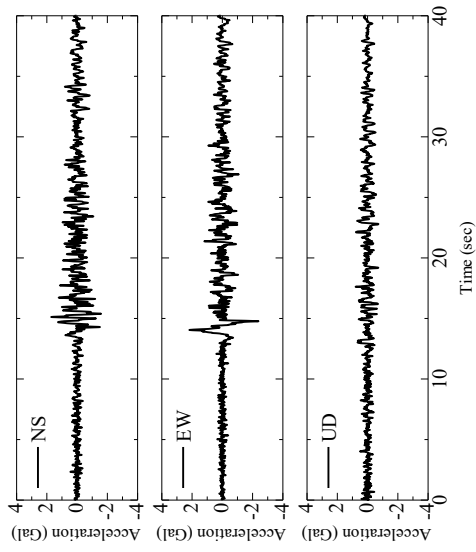
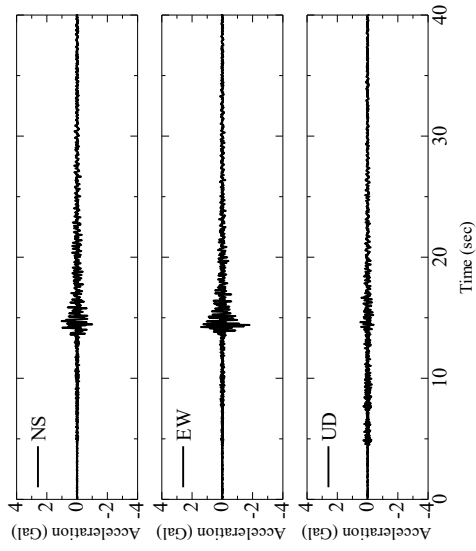


図-3.3 入力地震動波形

3.5 解析条件

本研究では土粒子と間隙水との相互作用を考慮した弾塑性動的解析を行う。解析プログラムには土/水連成弾塑性有限要素解析プログラム DACSAR-I を使用する²¹⁾。解析に使用する構成モデルは大野らの考案する EC モデル²²⁾を基本としている。EC モデルに橋口らの拡張下負荷面モデル²³⁾、回転硬化モデル²⁴⁾、せん断硬化/軟化モデル²⁵⁾を組み合わせることで動的挙動を表現可能なモデルとしている。本解析で使用する降伏関数を以下に示す。

$$f = MD \ln \frac{\bar{p}'}{p_0'} + \frac{MD}{n_E} \left(\frac{\bar{\eta}^*}{M} \right)^{n_E} - \varepsilon_v^p - MD \ln R = 0 \quad (3.22)$$

ここで、 M は限界応力比、 D はダイレイタンス係数、 p' は有効主応力、 p_0' は圧密降伏応力、 ε_v^p は塑性体積ひずみ、 n_E は EC モデルのダイレイタンス係数を実験結果にフィッティングさせるためのパラメータ、 $\bar{\eta}^*$ は修正一般化応力比である。 R は下負荷面と正規降伏面との相似比を表し、 R の発展則は以下のような式で表される。

$$\dot{R} = -\frac{m}{D} \ln R \|\dot{\varepsilon}^p\| \quad (3.23)$$

各塑性硬化モデルに固有のフィッティングパラメータは経験的に表-3.5 のように設定する。

表-3.5 塑性硬化パラメータ

土質区分	n_E	m	c	μ	M_d	b_r	M_r
粘性土	1.5	0.1	10	—	—	1.0	0.5
砂質土	1.2	0.1	30	2.0	0.8	1.0	0.5

解析メッシュは一次元の鉛直柱とし、深さ方向に 1.0m 間隔のメッシュとする。一次元の条件を表現するために、鉛直柱の両側面を周期境界条件とする。地震時の挙動は極めて短い時間に生じるものであり、その間に水の移動は生じないと仮定し、両側面および底面を非排水条件とする。上端面については地表面を想定するため、排水条件とする。底面に実際に各地点での観測波形を境界条件として与え、入力深度以浅の挙動を表現する。各地点での地表面での観測加速度波形と解析から得られた地表面での加速度波形とを比較する。また、底面での地震波の反射を抑制するため、粘性境界条件を設定する。本解析手法では、計算の安定性を高めるため、レイリー減衰を導入する。レイリー減衰パラメータは $\alpha, \beta = 0.005$ としている。

3.6 解析結果

3.6.1 解析結果と観測波形との比較

解析結果として、地表面での観測波形と解析から得られた地表面での加速度波形とを比較する。図-3.5~3.13にはそれぞれのケースの時刻歴加速度波形を図示する。図-3.5~3.13より、Event1（福島県沖を震源とする地震）およびEvent2（千葉県南西沖を震源とする地震）については、NS、EW、UDのいずれの方向もおおよそ実際の位相を表現できており地盤中の地震波伝播の傾向を表現できている。ただし、上下方向の加速度は実測値よりも大きな振幅が得られており、上下方向の加速度は水平方向の加速度と同一の条件で解析を行うと過大評価する傾向が得られている。本研究では地中からの実体波のみを考えるため、上下方向の地震波は進行方向と平行に振動するP波が主である。P波とS波ではそれぞれに適切な減衰定数を用いることが望ましいと考える。Event3（千葉県北西部を震源とする地震）についての結果では、Point1~3いずれの観測点においても観測波形と計算結果との間に相当な違いが確認されている。

次に、地表面加速度についてのフーリエスペクトルを比較する。図-3.14~3.22にはそれぞれのケースのフーリエスペクトルを図示する。なお、スペクトルはバンド幅0.1Hzのparzen窓で平滑化している。図-3.14~3.22より、時刻歴加速度波形での傾向と同様にEvent1およびEvent2については、おおよそ実際の卓越周期を表現出来ている。ただし、周期1.0~1.5秒付近の振幅が大きい場合には本検討での解析では表現出来ていないことが分かる。Event3についての結果では、どの地点でも0.5秒未満の極めて小さい周期の成分が卓越しており、解析では実測よりも卓越周期を大きく推定している。本研究で用いた解析手法では、検討する地震動の周期が極めて小さい場合には実際の挙動を正確に表現できないことが考えられる。

次に、最大加速度の鉛直方向分布について実測値と解析値を比較する。図-3.23には、解析から得られる最大加速度の鉛直方向分布と各深度で観測される最大加速度を図示する。図-3.23より、Event1およびEvent2の事例に着目すると、Point1、Point3の地点の解析結果は比較的正確に実際の最大加速度を表現しているが、Point2の地点の解析結果は地表面付近の最大加速度を過小評価していることが分かる。Point2の解析地点は地表面付近に埋土が比較的厚く分布しており、対象地点の埋土の物性を正確に評価できていないことが考えられる。また、Event3に着目すると、いずれの対象地点においても最大加速度を過小評価する傾向が見られる。これは時刻歴加速度波形やフーリエスペクトルの結果と同様の傾向であり、Event3の地震動の主要な周期が極めて短いためであると考えられる。また、地震動の方向に着目すると、上下動については水平方向の加速度と比較して過大評価する傾向が見られる。これも時刻歴加速度波形やフーリエスペクトルの結果と同様の傾向となっている。

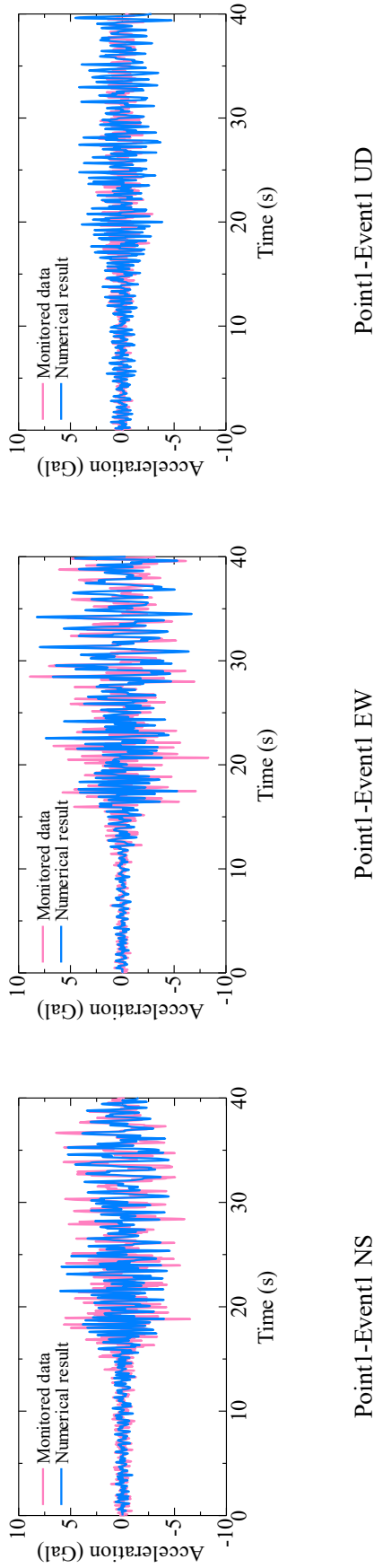


図-3.5 地表面での時刻歴加速度波形 (Point1-Event1)

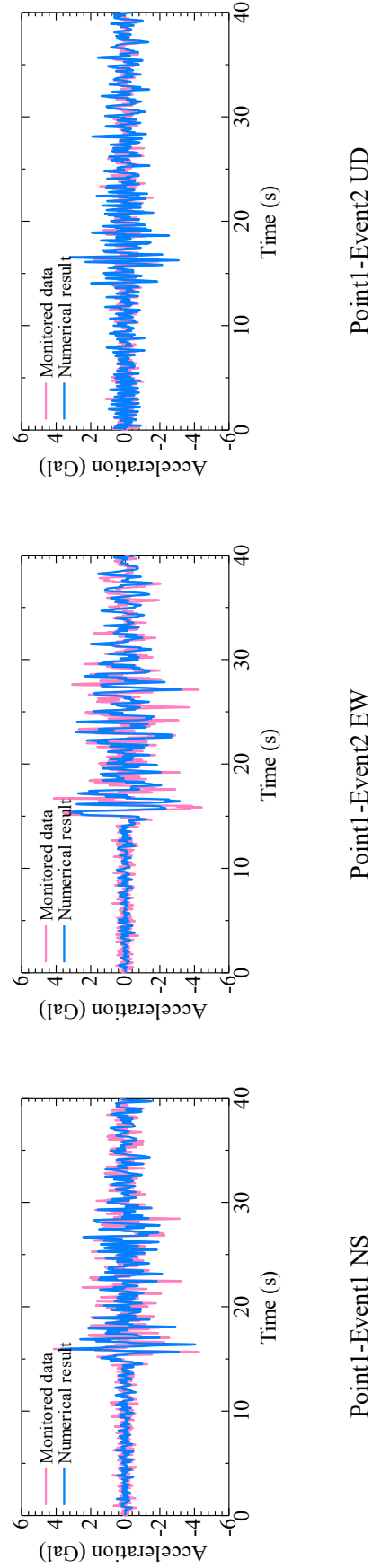


図-3.6 地表面での時刻歴加速度波形 (Point1-Event2)

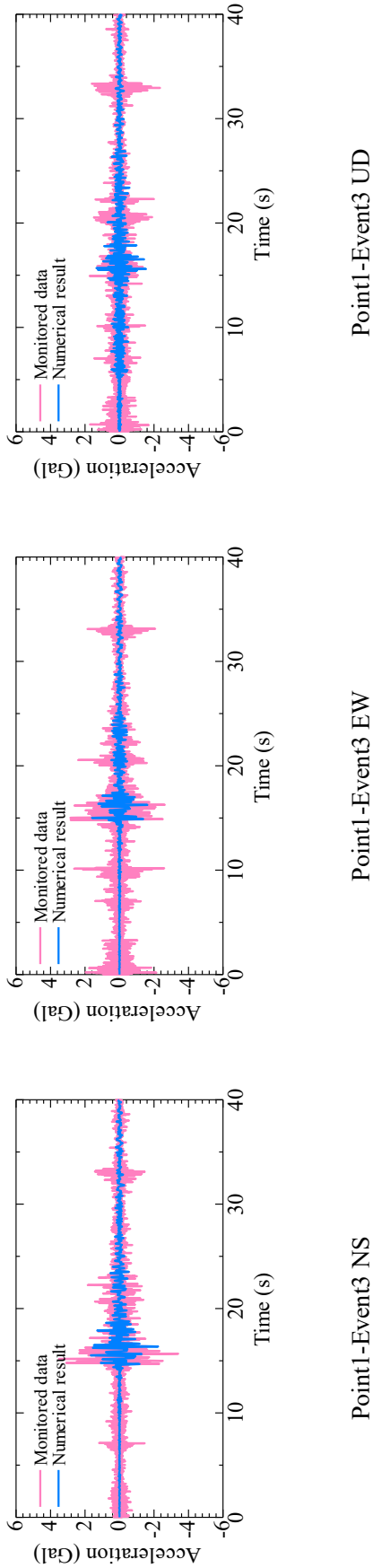


図-3.7 地表面での時刻歴加速度波形 (Point1-Event3)

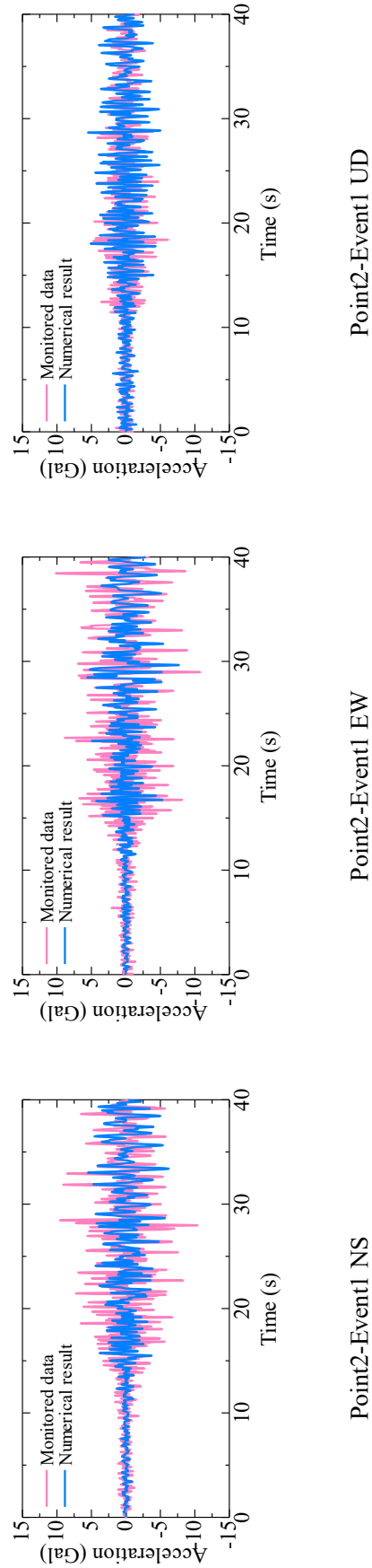


図-3.8 地表面での時刻歴加速度波形 (Point2-Event1)

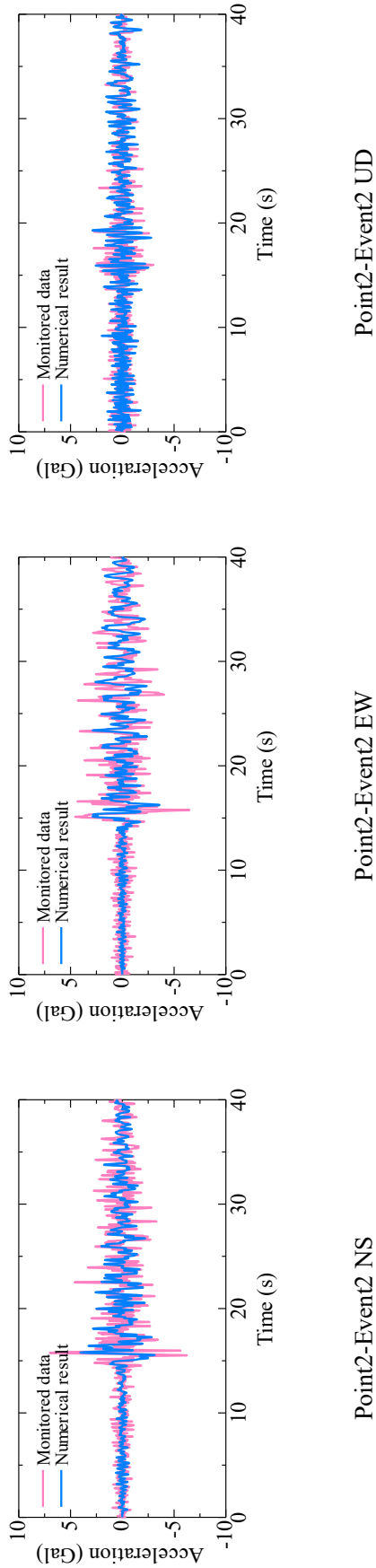


図-3.9 地表面での時刻歴加速度波形 (Point2-Event2)

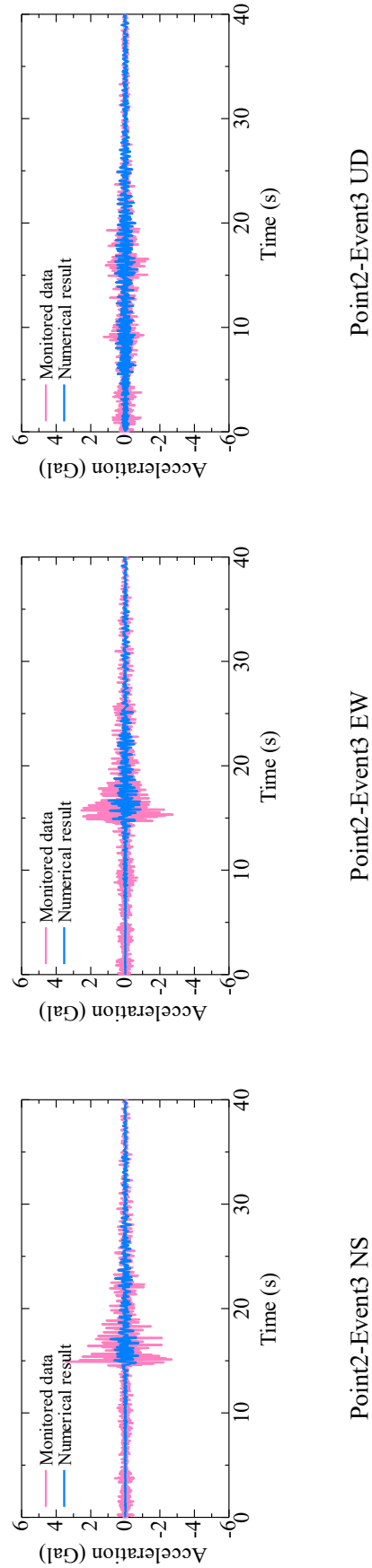


図-3.10 地表面での時刻歴加速度波形 (Point2-Event3)

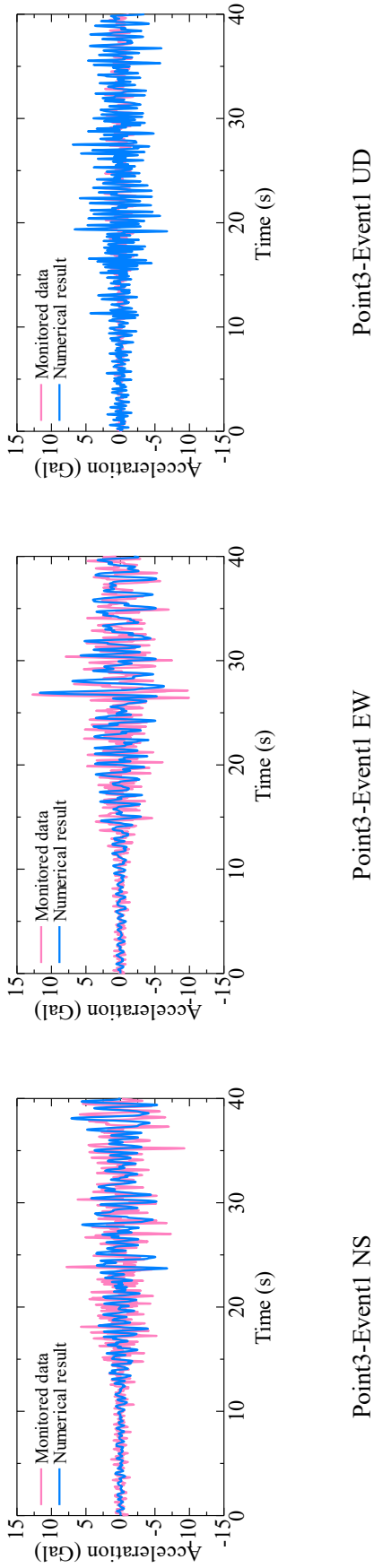


図-3.11 地表面での時刻歴加速度波形 (Point3-Event1)

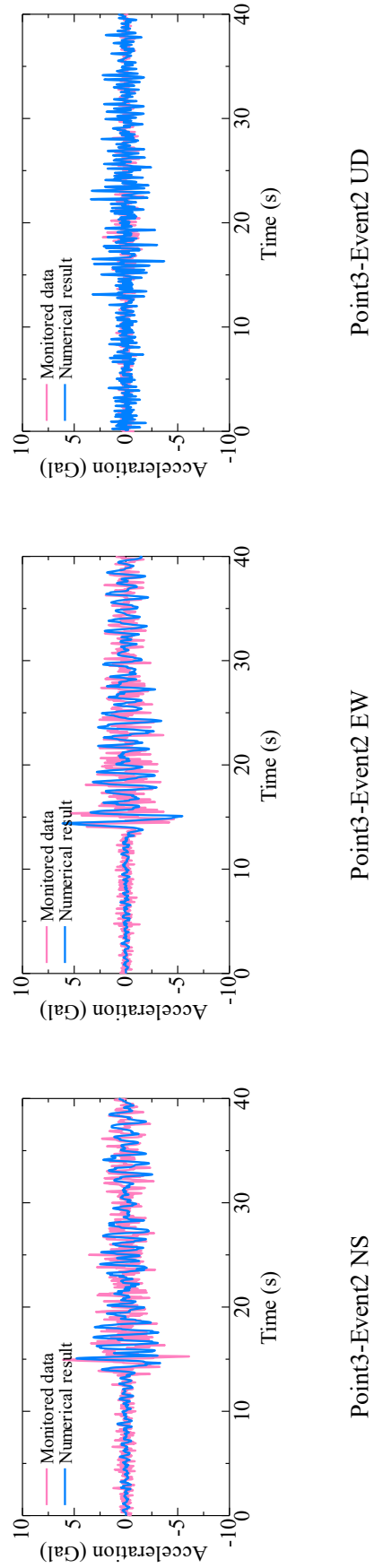
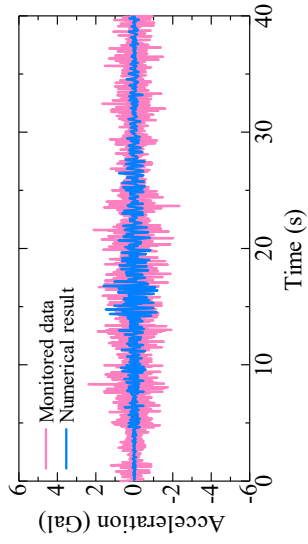
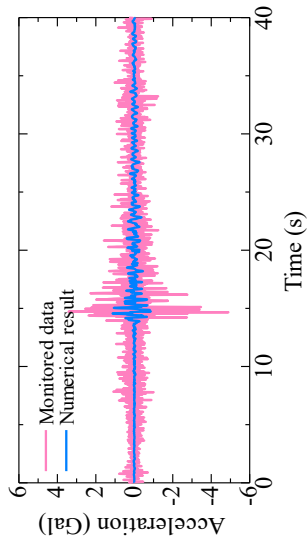


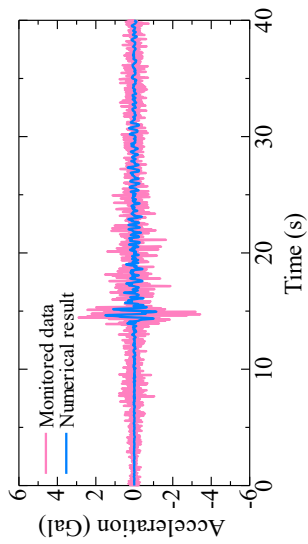
図-3.12 地表面での時刻歴加速度波形 (Point3-Event2)



Point3-Event3 UD



Point3-Event3 EW



Point3-Event3 NS

図-3.13 地表面での時刻歴加速度波形 (Point3-Event3)

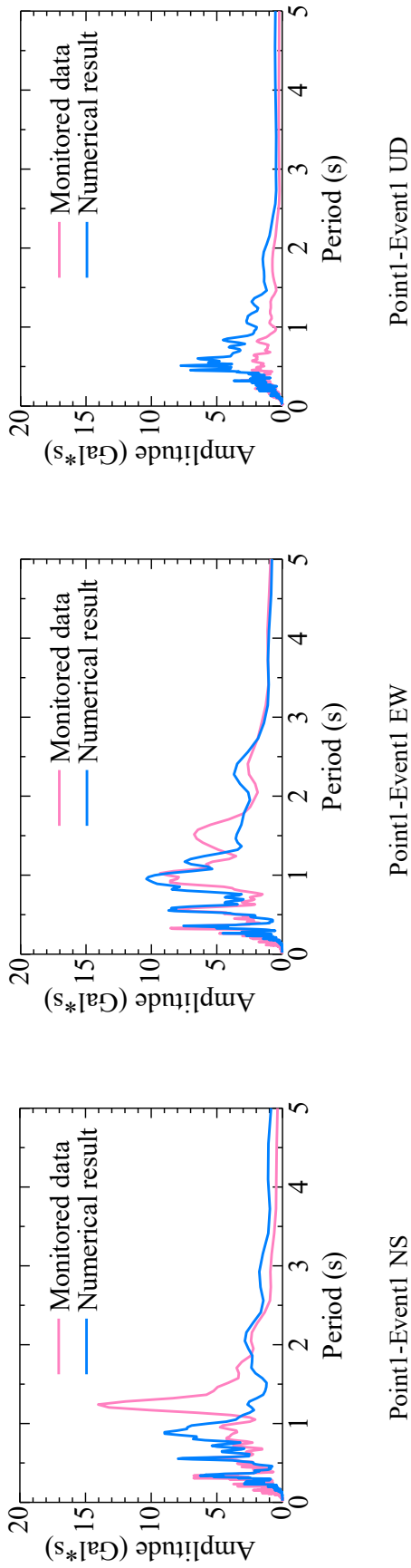


図-3.14 地表面での加速度フーリエスペクトル (Point1-Event1)

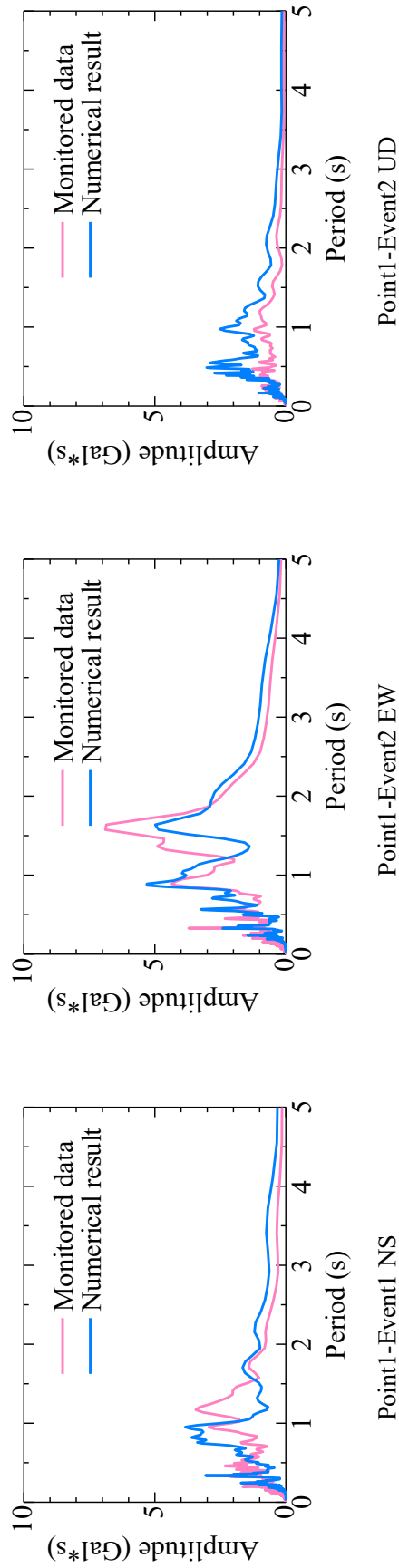


図-3.15 地表面での加速度フーリエスペクトル (Point1-Event2)

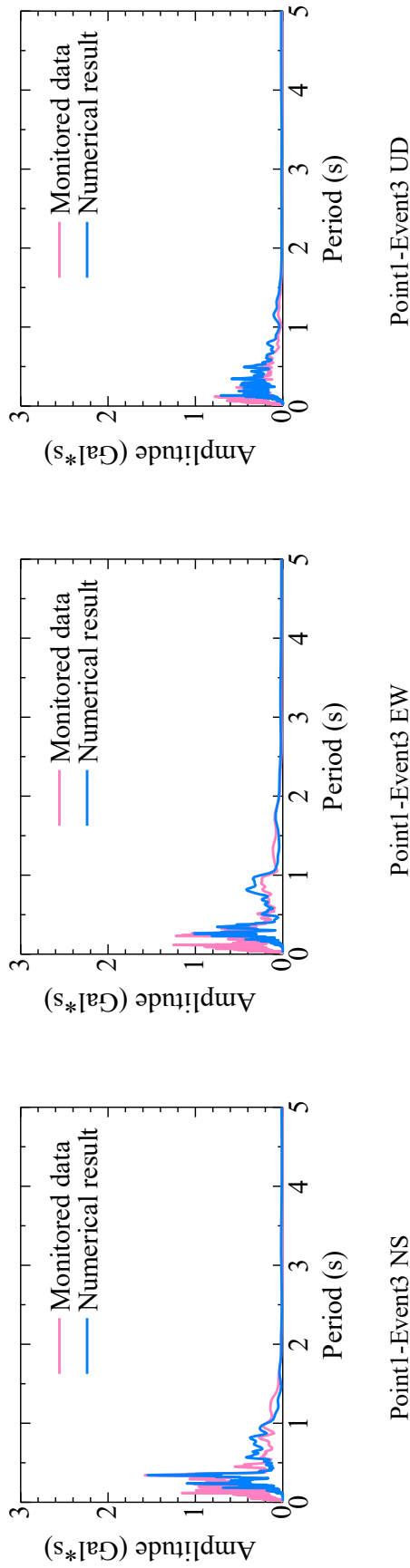


図-3.16 地表面での加速度フーリエスペクトル (Point1-Event3)

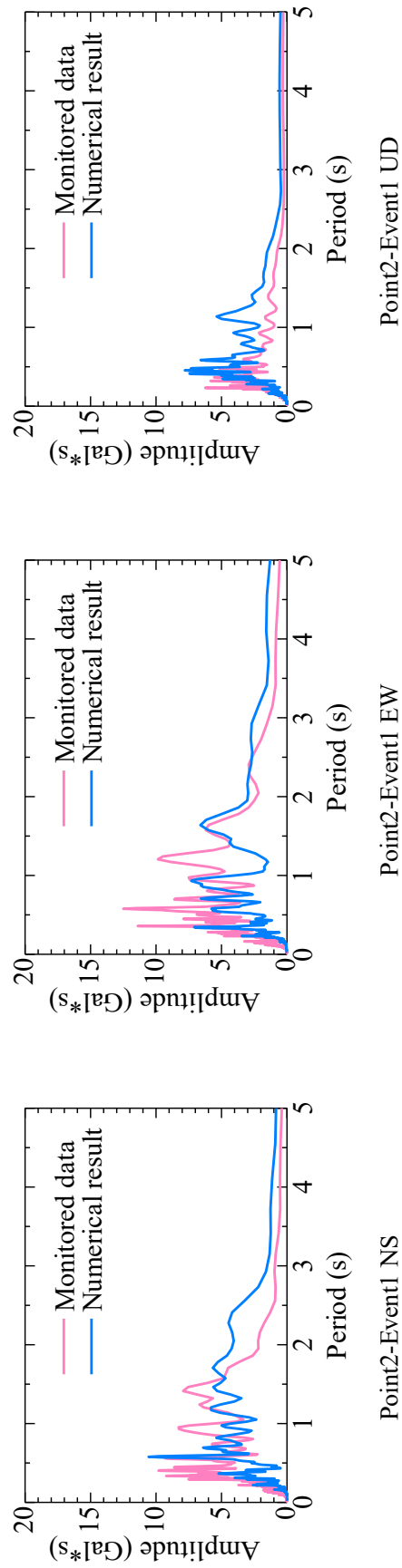
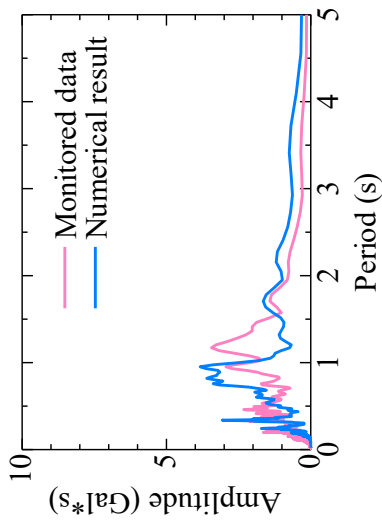
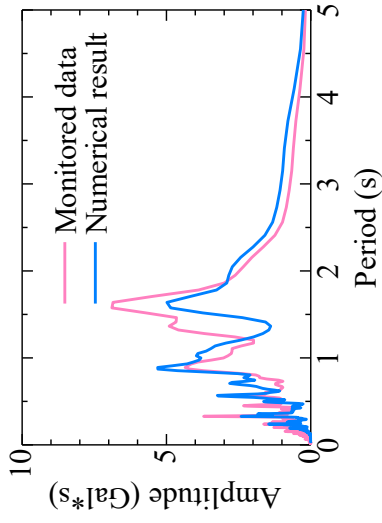
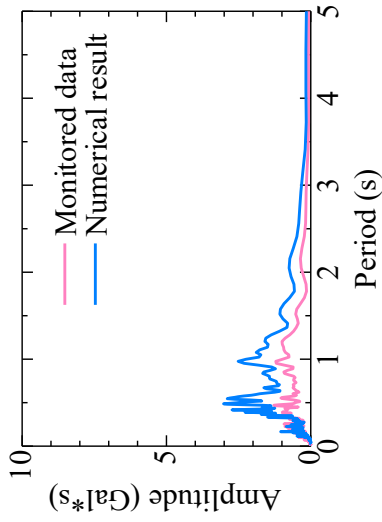


図-3.17 地表面での加速度フーリエスペクトル (Point2-Event1)

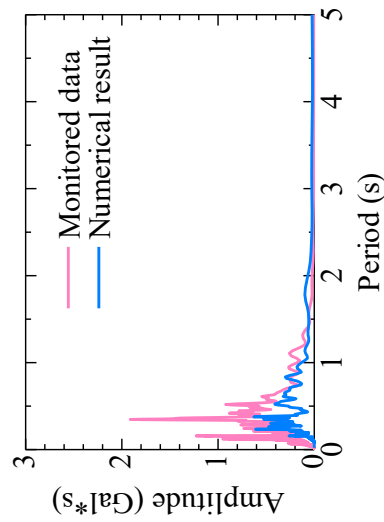
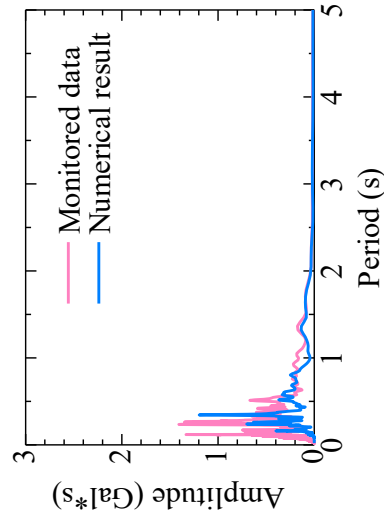
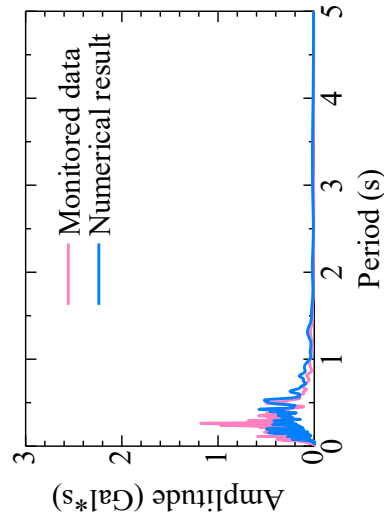


Point2-Event2 UD

Point2-Event2 EW

Point2-Event2 NS

図-3.18 地表面での加速度フーリエスペクトル (Point2-Event2)



Point2-Event3 UD

Point2-Event3 EW

Point2-Event3 NS

図-3.19 地表面での加速度フーリエスペクトル (Point2-Event3)

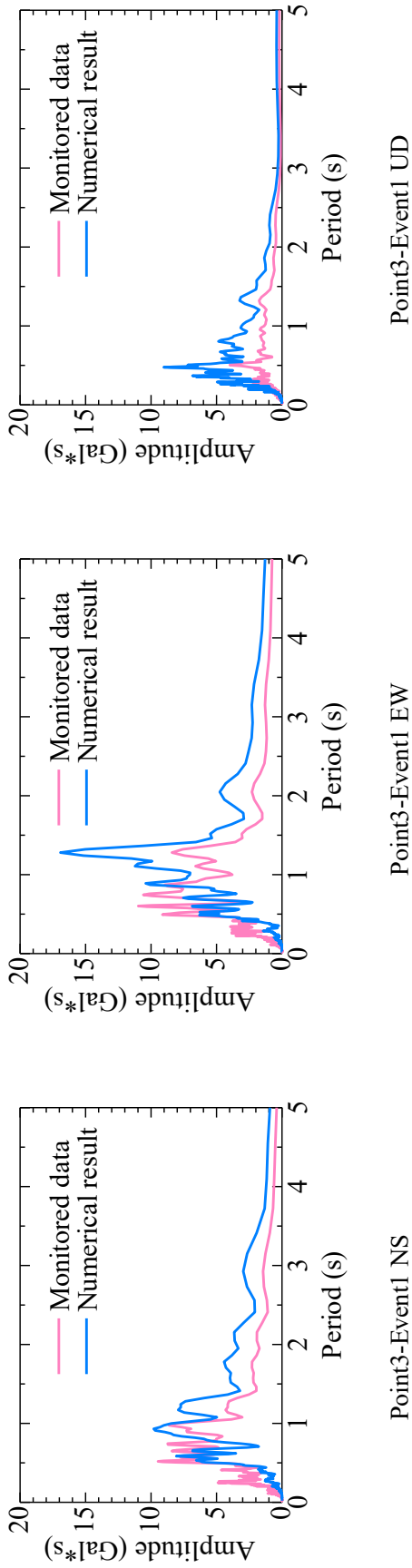


図-3.20 地表面での加速度フーリエスペクトル (Point3-Event1)

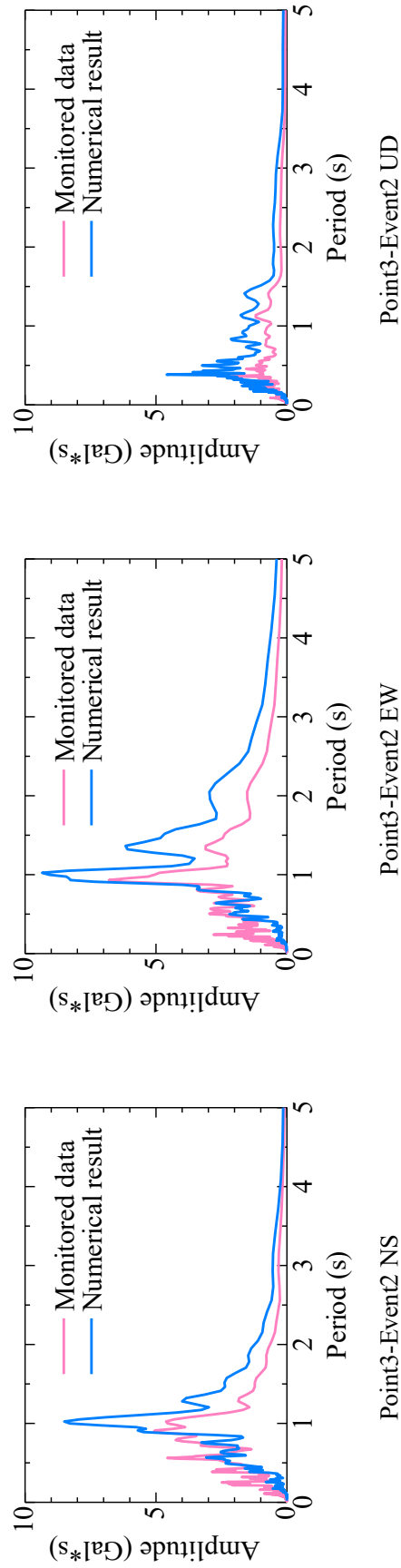


図-3.21 地表面での加速度フーリエスペクトル (Point3-Event2)

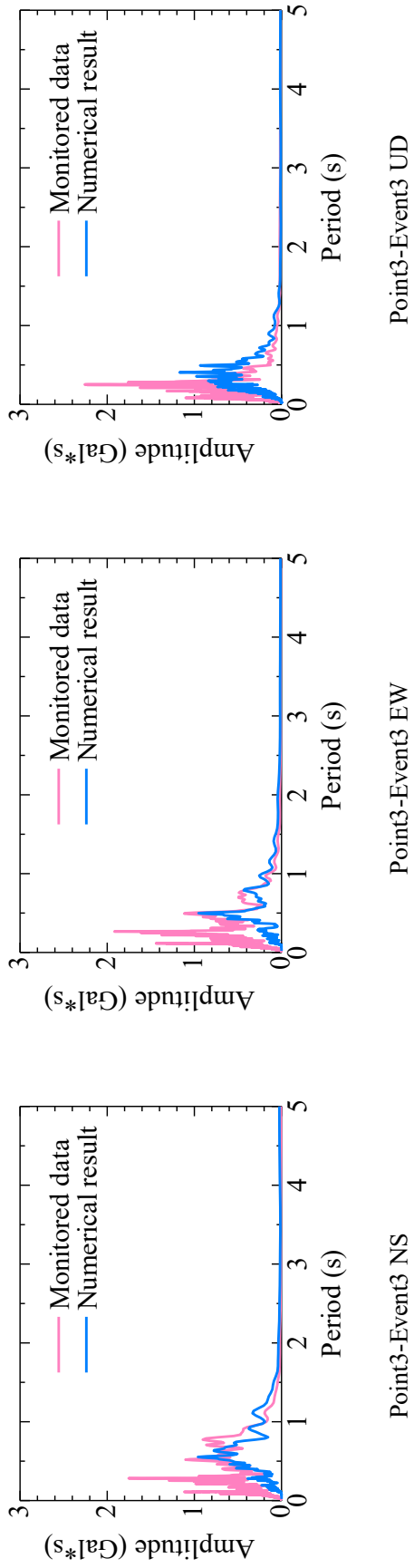


図-3.22 地表面での加速度フーリエスペクトル (Point3-Event3)

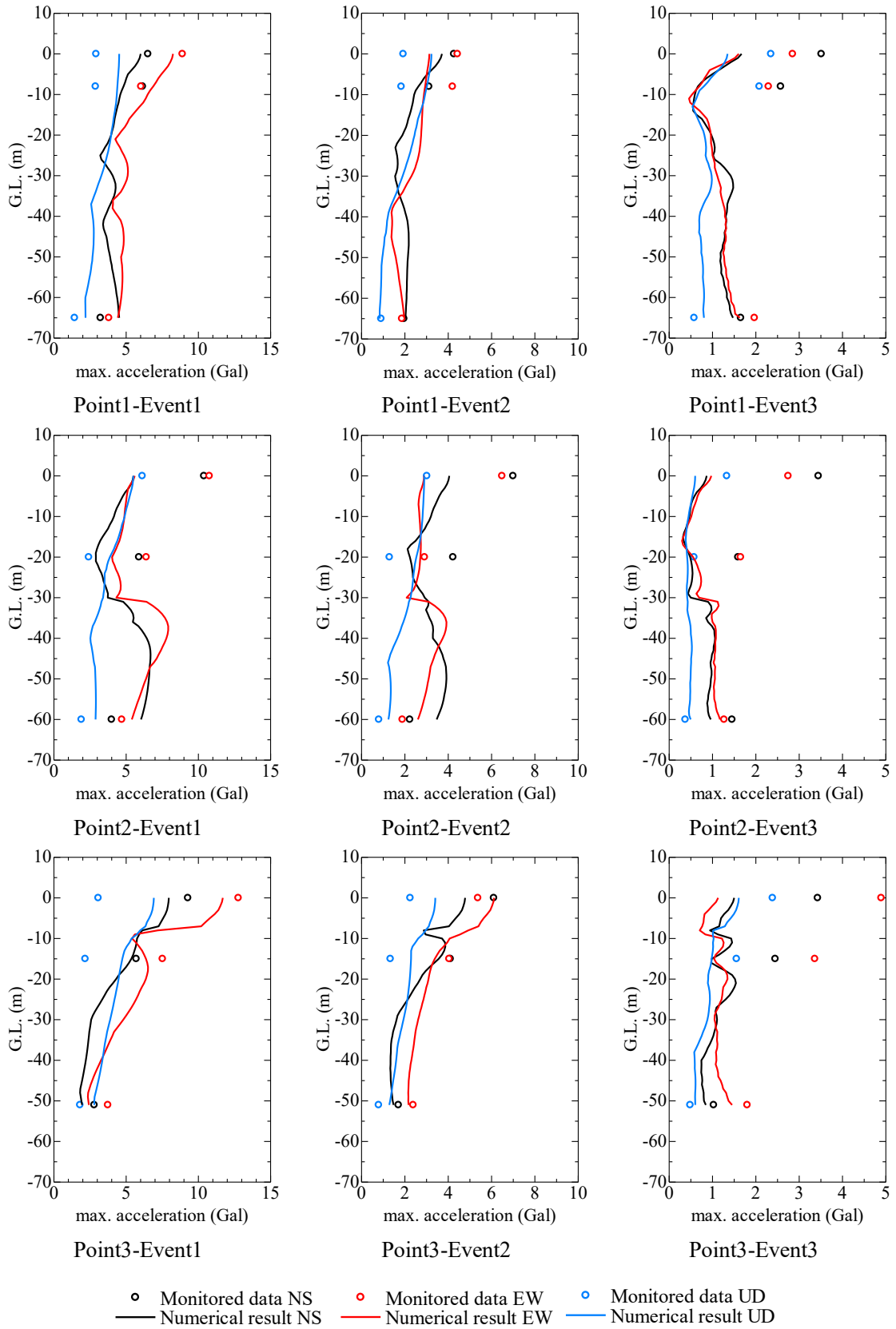


図-3.23 最大加速度の鉛直方向分布

3.6.2 異なる圧縮指数推定式を用いた解析結果の比較

既往のパラメータ決定フローに基づいて圧縮指数 λ を推定した場合（従来手法と呼ぶ）と、本研究で導入する推定手法を用いて圧縮指数 λ を推定した場合（新手法と呼ぶ）との解析結果の違いを比較する。図-3.24, 3.25 には、従来手法を用いた解析での加速度波形（青線）と、新手法を用いた解析での加速度波形（緑線）を観測波形（赤線）と比較する。対象のケースは Point1 での Event1 のケースである。EW 方向の加速度波形を比較すると、新手法では従来手法よりも正確に観測波形の位相や振幅を表現できていることが分かる。UD 方向の加速度波形を比較すると、EW 方向での結果と同様に、新手法で従来手法よりも正確に観測波形の位相や振幅を表現できていることが分かる。新手法と従来手法での振幅の違いは EW 方向での結果よりも顕著に確認できる。図-3.26 には従来手法と新手法のフーリエスペクトルを観測波形のフーリエスペクトルと比較する。EW 方向のフーリエスペクトルを比較すると、どの周期の成分についても新手法は従来手法よりも観測値に近いスペクトルをおおよそ表現できている。特に新手法では従来手法ではほとんど表現できていない短周期成分を表現出来ている。UD 方向のフーリエスペクトルを比較すると、従来手法では観測値と大きく異なる卓越周期が得られているが、新手法では比較的観測値に近い卓越周期が得られている。また、振幅についても新手法では従来手法よりも観測値に近いことが顕著に確認できる。

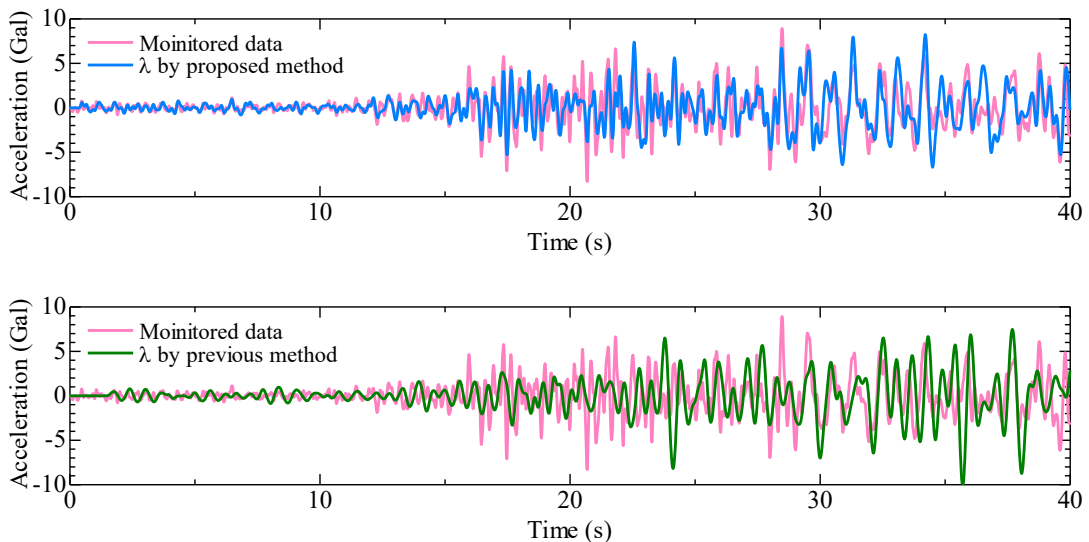


図-3.24 異なる圧縮指数推定式を採用した際の加速度波形
(Point1-Event1 EW 方向)

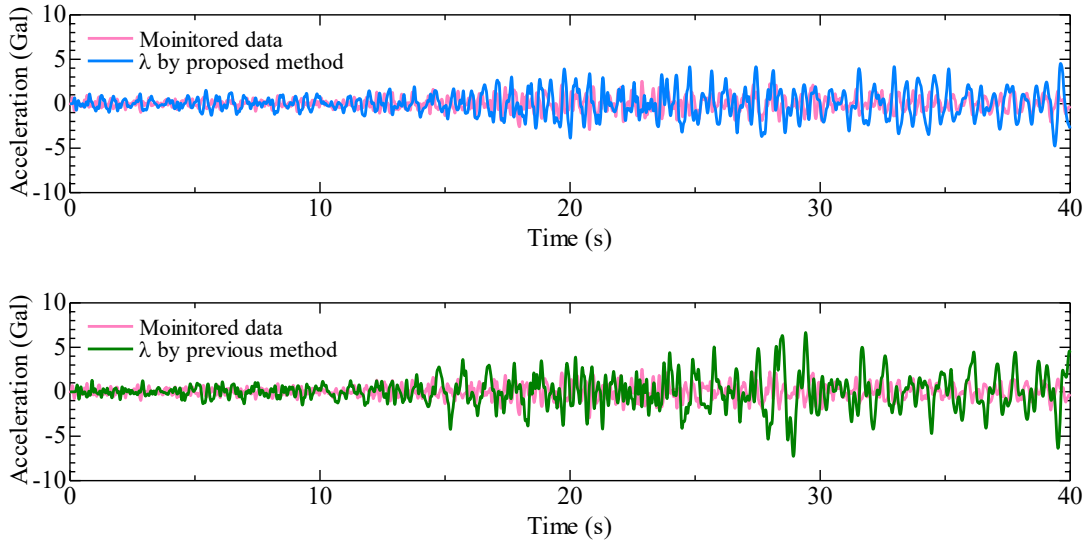


図-3.25 異なる圧縮指数推定式を採用した際の加速度波形
 (Point1-Event1 UD 方向)

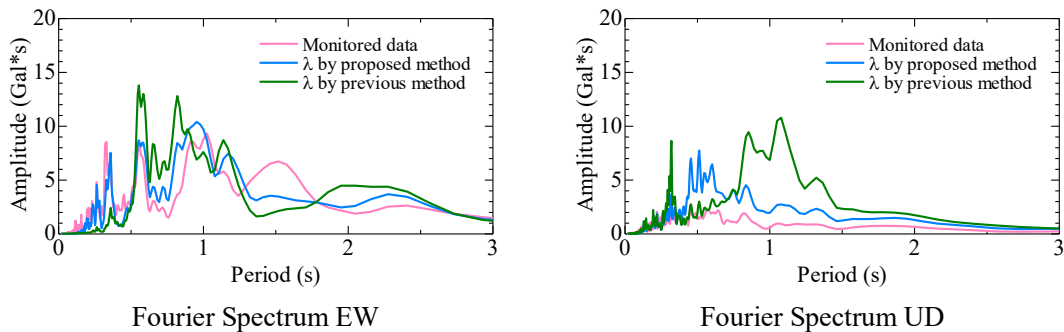


図-3.26 異なる圧縮指数推定式を採用した際のフーリエスペクトル

3.6.3 レイリー減衰の違いが及ぼす解析結果の比較

本解析手法では、計算の安定性を高めるため、レイリー減衰を導入している。この減衰係数が過大、もしくは過小に設定されているために観測値との差が生じている可能性が考えられる。そのため、異なるレイリー減衰を用いて計算を行い、レイリー減衰が解析結果に及ぼす影響を検討する。図-3.27, 3.28 には Point1 での Event1 および Event2 のケースについてレイリー減衰のパラメータを変えた際のスペクトルを比較する。レイリー減衰は $\alpha, \beta = 0.005$ (青線) と $\alpha, \beta = 0.05$ (緑線) を用いる。図-3.27, 3.28 よりレイリー減衰の違いは主に周期 1 秒未満の短周期成分に影響しており、EW 方向の加速度を比較すると、レイリー減衰を小さく設定することで短周期成分を表現出来ている。UD 方向の加速度を比較すると、卓越周期である 0.5 秒付近の振幅は観測値を上回っているため、今回設定した数値よりも大きいレイリー減衰を設定することで卓越周期付近のスペクトルを正確に表現できると考えられる。しかし、0.5 秒よりも短周期の成分はレイリー減衰が小さいほうが実測に近い振幅を表現している。そのため、今回の解析のみではどのようなレイリー減衰を用いるのが適切か一概に述べることは出来ない。

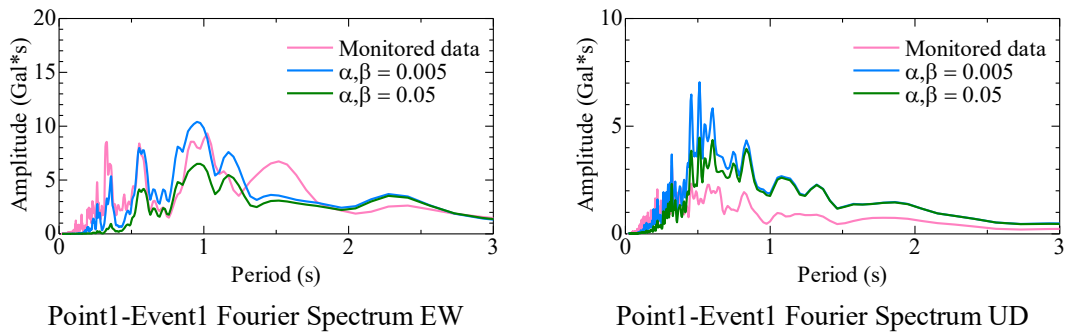


図-3.27 異なるレイリー減衰を採用した際のフーリエスペクトル (Point1-Event1)

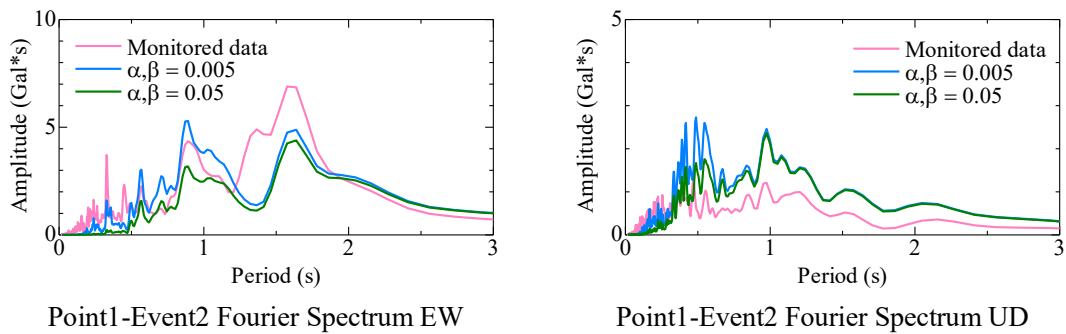


図-3.28 異なるレイリー減衰を採用した際のフーリエスペクトル (Point1-Event2)

3.7 まとめ

本章では、動的弾塑性解析に使用できる解析パラメータ決定手法の構築に試みた。設計基準に記される N 値と弾性係数の関係式を基に圧縮指数を推定することで、従来の経験式よりも高い圧縮指数が推定される。これにより、地震のように载荷速度が大きい際の圧縮指数を表現できる。本手法で推定するパラメータを用いて解析を行った結果、実際の地震波形の短周期成分をより正確に表現できた。また、実際の地表面での加速度波形と近い位相を表現できていることから、地震波の伝播をより正確に表現出来ていると考えられる。ただし、周期 0.5 秒以下の成分が主要な波形では、実際の挙動を正確に表現することは出来ないという結果が得られた。

今回、検討対象とした地震動は最大加速度が 10Gal 以下の小規模な地震であったため、液状化現象が生じるほどに過剰間隙水圧が上昇していない。液状化による被害想定を行うには、より加速度の大きい地震を対象とし、液状化の有無および液状化による変位を正確に表現できるか検証することが必要である。ただし、大規模な地震を対象とする際には、地表面を伝播する表面波の影響が大きくなることに留意する必要がある。

参考文献

- 1) 宮田智博 : Deformation and Stability of Sandy Soil During Excavation Work, 東京工業大学修士論文, 2001.
- 2) 西垣好彦 : 砂地盤の N 値, サウンディングシンポジウム, 土質工学会, pp.109-114, 1980.
- 3) Terzaghi K., Peck R.B. : Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley and Sons, pp.332-359, 1948.
- 4) 青木一二三 : 砂の内部摩擦角の新算定式, 構造物設計資料, No.82, pp.30-35, 日本鉄道施設協会, 1985.
- 5) Gibbs, H.J. and Holtz, W.G. : Research of Determining the Density of Sand by Spoon Penetration Test, Proc. 4th ICSMFE, Vol.1, pp.35-39, 1957.
- 6) De Beer : Influence of Mean Normal Stress on the Shearing Strength of Sand, Proc. 6th ICSMFE, Vol.1, pp.165-169, 1975.
- 7) Decourt, L. : The standard penetration test, state-of-the-art report, discussion Session 2 SPT, CPT pressuremeter testing and recent developments in in-situ testing, Proc. of 12th ICSMFE, Rio de Janeiro, pp.2405-2416, 1989.
- 8) Skempton, A.W. : Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden relative density, particle size, aging and overconsolidation, Geotechnique, Vol.36, No.3, pp.426-447, 1986.
- 9) Hough B.K. : Basic Soils Engineering Ch 5. Compressibility and consolidation, Ronald Press Co, pp.97-134, 1957.
- 10) 軽部大蔵 : 規格以外の三軸圧縮試験法とその問題点, 第 20 回土質工学シンポジウム論文集, pp.45-60, 1975.
- 11) Schmidt, B. : discussion of Earth Pressures at Rest Related Stress History, Canadian Geotechnical Journal, National Research Council, Ottawa, Ontario, Canada, Vol.3, No.4, pp.239-242, 1966.
- 12) A.Iizuka, H.Ohta : A determination procedure of input parameter in elastoviscoplastic finite element analysis, Soils and foundations, Vol.27, No.3, pp.71~87, 1987.
- 13) Casagrande, A., and Shannon, W. L. : Stress-Deformation and Strength Characteristics of Soils under Dynamic Loads, Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 29-34, 1948.
- 14) Seed, H.B., and Lundgren, R. : Investigation of the Effect of Transient Loading on the Strength and Deformation Characteristics of Saturated Sand, Proceedings of American Society for Testing and Materials, 1288-1306, 1954.
- 15) Lee, K.L. , Seed, H. B., and Dunlop, P. : Effect of Transient Loading on the Strength of Sand, Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 239-247, 1969.

- 16) 渡邊康司：杭基礎耐震設計における地盤挙動及び支持力に与える載荷速度の影響，東京工業大学，博士論文，2015.
- 17) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，1996.
- 18) 国土交通省港湾局「港湾地域強震観測」，<https://www.mlit.go.jp/kowan/kyosin/eq.htm> (閲覧日 2021年1月18日)
- 19) 東京都土木技術支援・人材育成センター：東京の液状化予測（平成24年度改訂版）報告書，2013.
- 20) 宇津徳治：地震学第3版，共立出版株式会社，2001.
- 21) Takeyama, T., Tachibana, S., Furukawa, A.: A finite element method to describe the cyclic behavior of saturated soil, *International Journal of Material Science and Engineering*, Vol.2, No.1, pp.20-25, 2015.
- 22) 大野進太郎，飯塚敦，太田秀樹：非線形コントラクタンシー表現式を用いた土の弾塑性構成モデル，応用力学論文集，vol.9, pp.407-414, 2006.
- 23) Hashiguchi, K. : Subloading surface model in unconventional plasticity, *Int. J. Solids Struct.*, Vol.25, pp.917-945, 1989.
- 24) Sekiguchi, H. and Ohta, H. : Induced anisotropy and time dependency in clays, *Constitutive Equation of Soils*, Proc. Specialty Session 9, 9th Int. Conf. Soil Mech. & Found. Engrg, Tokyo, pp.306-315, 1977.
- 25) Hashiguchi, K. and Chen, Z.P. : Elastoplastic constitutive equation of soils with the subloading surface and rotational hardening, *Int. J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.22, pp.197-227, 1998.

第4章 東京23区を対象とした弾塑性動的解析

第4章では東京23区の高さゼロメートル地帯という広域な地域を対象に、弾塑性有限要素解析による広域の液状化リスク評価を行う。

4.1 東京23区の高さゼロメートル地帯について

東京都の東部には地表面高さが満潮時の平均海面以下である「高さゼロメートル地帯」が広範囲に分布している。東京都の高さゼロメートル地帯は過去に地下水の過剰な汲み上げが行われた影響で地盤沈下が生じた地域である。図-4.1には東京都の高さゼロメートル地帯の地盤高を図示している。主に江東区や墨田区の江東デルタと呼ばれる地域は地盤高が干潮時の平均海面以下の地域となっている。東京都の東部は人口や商業施設、都市機能が集中しており、災害リスクの高い地域となっている。

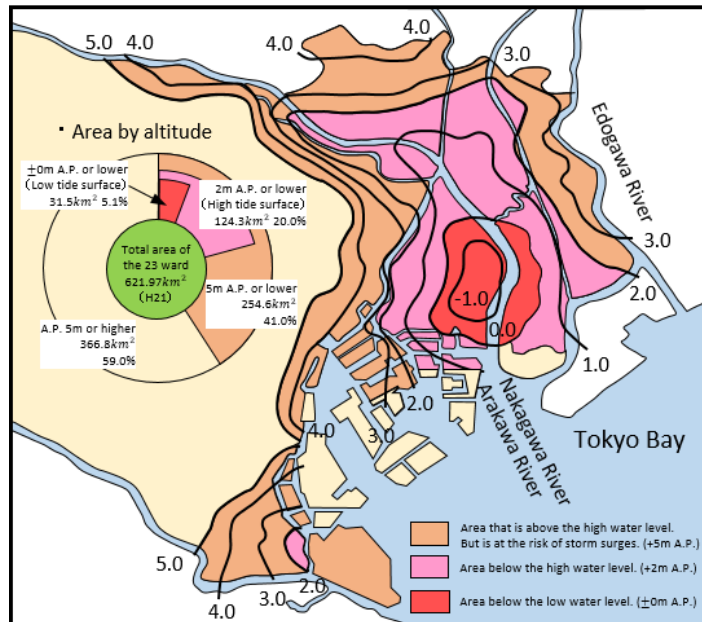


図-4.1 東京高さゼロメートル地帯の地盤高
 (東京都建設局「東部低地帯の河川整備計画」¹⁾
 地盤高平面図を参考に作成)

4.1.1 東京高さゼロメートル地帯の成り立ち^{2),3)}

東京都の地盤沈下は明治時代頃から始まっており、大正時代の初めごろには地盤沈下が生じている。この地盤沈下は工業用水のための地下水の過剰な汲み上げによるものであると考えられており、戦後には地盤沈下がさらに進行し、江東区では最大で約4.5mもの累積沈下が生じている。図-4.2には東京都の主要水準基標での累積地盤沈下量を示している。進行する地盤沈下を抑制するため、「工業用水法」および「建築物用地下水の採取の規制に関する法律」(ビル用水法)によって揚水規制が行われている。昭和36年から工業用水法の地域指定が実施され、昭和38年からビル用水法についても地域指定が行われている。昭和45年には公害防止条例が施行され、条例による揚水規制を実施している。また、水溶性天然ガスの採取を目的とした揚水が地盤沈下の要因の一つであったため、昭和47年に東京都は鉱業権を買収し、天然ガスの採取を全面停止している。これらの揚水規制により、昭和40年代後半から地盤沈下は沈静化しており、現在地盤沈下はほとんど生じていない。

4.1.2 海拔ゼロメートル地帯の災害リスク

海拔ゼロメートル地帯は地表面高さが海水面以下であるが、低地帯の周囲を堤防や水門、陸閘等の防潮施設で囲むことで海水や河川の流入を防いでいる。そのため、仮にこれらの防潮施設が機能を失うことがあれば、低地帯には海水が流入し水没することが考えられる。さらに、低地帯は地盤高が海水面以下の地域であるため、海水が自然に流出することではなく、堤防などの防潮施設の復旧のちポンプによる排水を行わなければならない。また、低地帯に海水が流入すれば地下鉄が水没することも考えられる。2001年に納莉台風⁵⁾に見舞われた台湾や2012年にハリケーン・サンディに見舞われたニューヨークでは実際に地下鉄の水没被害が生じている⁶⁾。東京

の海拔ゼロメートル地帯には特に人口や多くの企業が集中しており、長期間に及ぶ水没があれば経済的被害は未曾有のものとなることが想像できる。

東京都の海拔ゼロメートル地帯では1947年のキティ台風や1958年の狩野川台風の際に大きな水害を受けている⁷⁾。現在の東京海拔ゼロメートル地帯の地盤高はこれらの災害に見舞われた当時よりも低下しており、同様の被害に見舞われれば更なる甚大な被害につながることを考えられる。ただし、これらの高潮被害を教訓に東京湾の臨海部では防潮施設が整備されている。平成24年には東部低地帯の河川施設整備計画⁸⁾が策定され、想定される最大級の地震が発生したとしても各施設の機能を保ち、津波などの侵入を防ぐことが出来るよう整備が進められている。整備計画の期間は平成24年度から10年間とされており、緊急性の高いすべての水門・排水機場等と水門外側の堤防については2020年までに対策を完了することとしている。

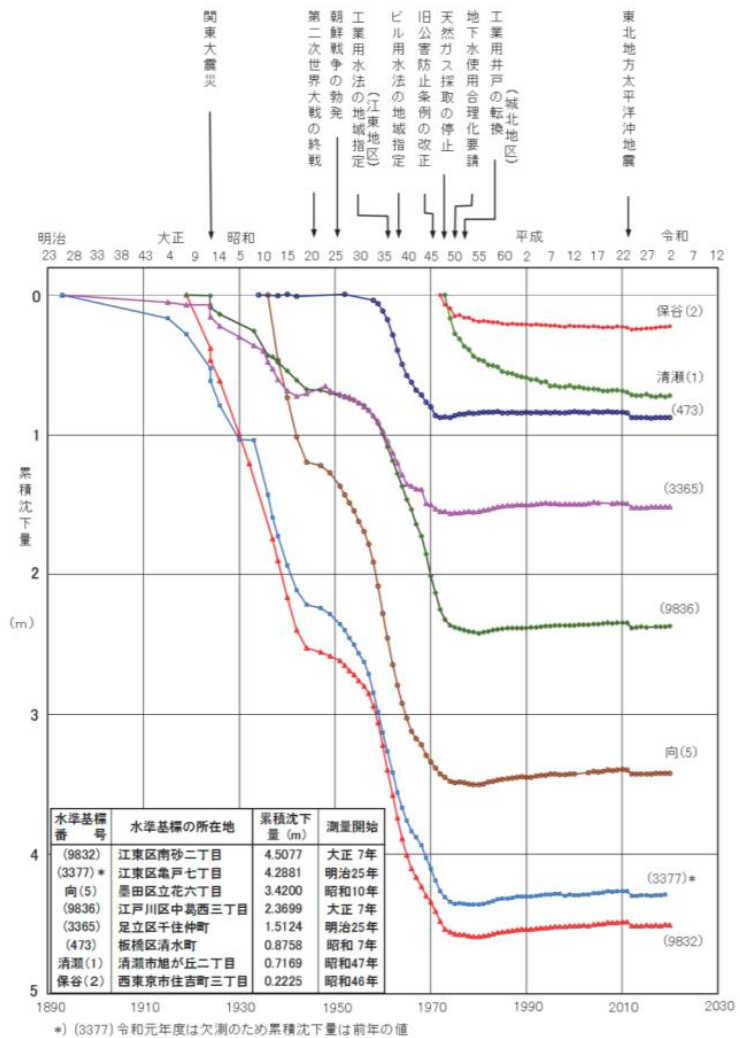


図-4.2 東京都の主要水準基標における累積沈下量図⁴⁾
(東京都土木技術支援・人材育成センター「令和元年地盤沈下調査報告書」より引用)

4.2 東京海拔ゼロメートル地帯を対象とした地盤履歴再現解析

前節で述べた通り、東京都の海拔ゼロメートル地帯は地下水の過剰な汲み上げによって地盤沈下が生じた地域である。そのため、この地域では地下水位が一度低下した後、回復するというような変動を経験した地盤となっている。本節ではこの地下水位の変動による地盤沈下履歴を解析によって表現し、地下水位の変動による地盤状態の変化を表現する。また、再現した地盤の応力状態を初期条件として液状化解析を行うことで、地下水位の変動に伴う応力状態の変化が地震応答解析に及ぼす影響を比較する。

4.2.1 地盤沈下履歴の再現解析の概要

松本ら（2013）は地下水位の変動を水理境界条件として設定し、地下水位変動を水理境界条件の変化として作用させることで、地盤沈下の履歴を表現している⁸⁾。本節では松本らの手法に倣い、地下水位変動による地盤沈下を弾塑性解析で表現することとする。また、解析から得られた各年代の地盤状態を初期条件として地震応答解析を行う。対象地域は荒川河口付近にある葛西臨海水族園周辺としている。対象地点付近の地下水位変動として、東京都の小島第2観測井で観測された地下水位変動を使用する。観測された地下水位の変動を図-4.3に示す⁹⁾。また、1986年以降は小島第1観測井で観測された地下水位についても記載されているため、小島第1観測井での地下水位の変動についても解析に反映している。これらの地下水位の変動および地盤沈下履歴については東京都土木技術支援・人材育成センターが毎年公開している地盤沈下調査報告書および東京都土木技術支援・人材育成センター年報に記載されている^{10),11)}。図-4.4は荒川周辺を図示しており、解析対象地点、観測井および水準基標の位置関係を示す。小島観測所は昭和47年に設置された観測所であるため、昭和47年以降の地下水位変動のみ記載されている。東京都の地盤沈下は地下水位の変動によって生じていると考えられるため、地盤沈下量と地下水位の変動量とに正の相関があると考え、昭和47年以前の地下水位変動については地盤沈下履歴に基づいて図-4.5の点線のように仮定する。解析に使用する解析メッシュは図-4.6に示す二次元地盤とする。小島第2観測井のストレーナー深さは解析メッシュの底面に該当するA.P.-70m付近であり、小島第1観測井のストレーナー深さは解析メッシュのNas層に該当するA.P.-40m付近である。

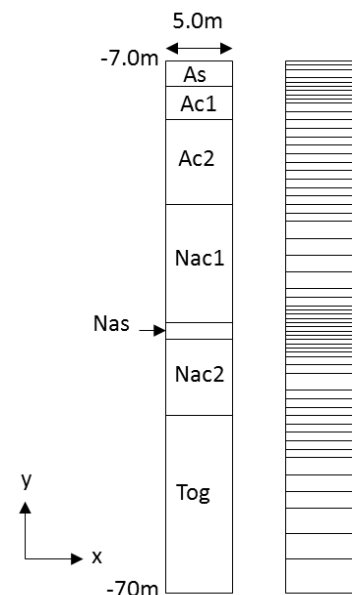


図-4.6 解析メッシュ図

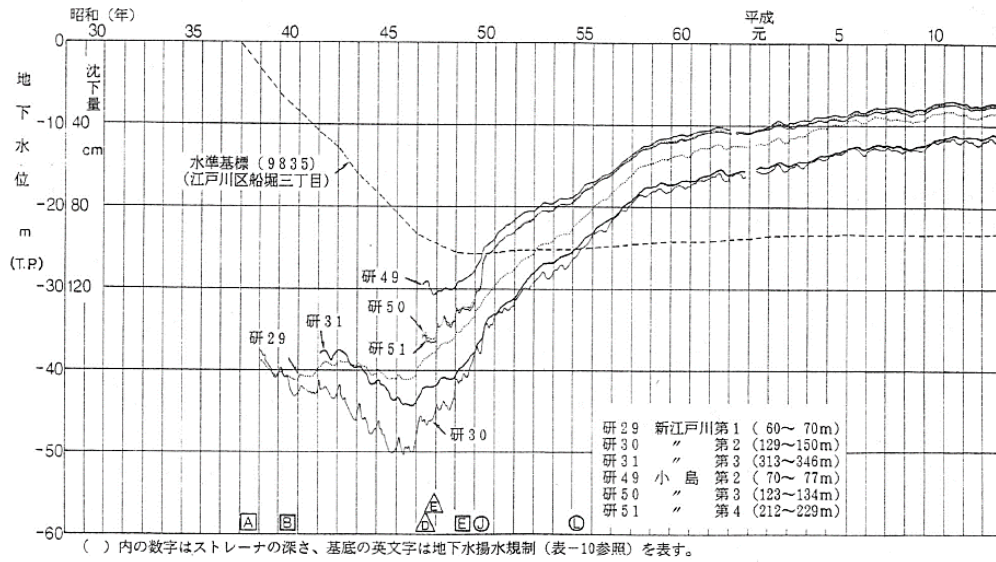


図-4.3 地下水位変動観測記録⁹⁾

(「東京都土木技術支援・人材育成センター年報」より引用)

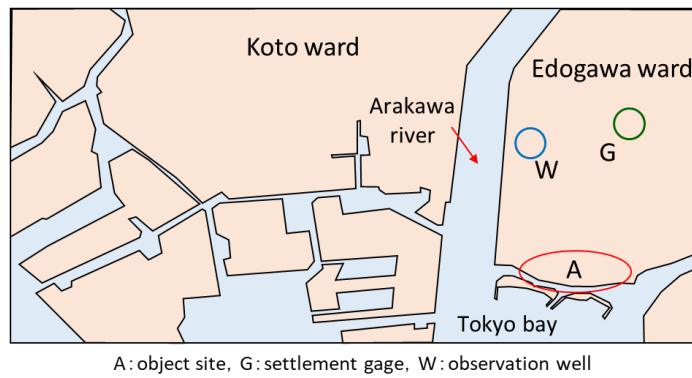


図-4.4 解析対象地点周辺模式図

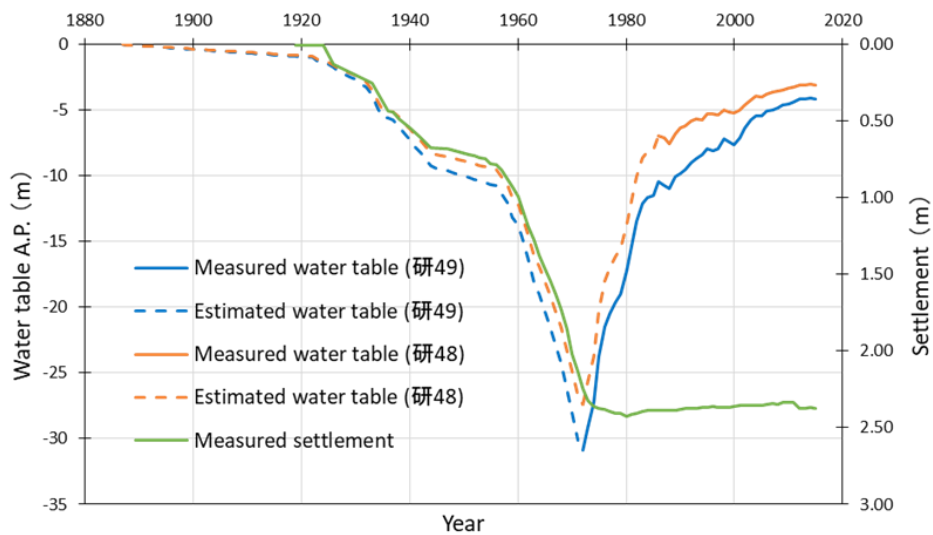


図-4.5 解析で設定した地下水位変動および地盤沈下履歴

4.2.2 地盤沈下履歴再現解析での解析条件

松本ら（2013）の解析では As 層，Nas 層，Tog 層は線形弾性体，他の層については関口太田モデルを用いて解析を行っている．本研究では砂質土層での液状化を検討するため，Tog 層を除くすべての層で弾塑性構成モデルである EC モデル（大野ら）を使用している．ここで，Tog 層は上載圧が大きく液状化が生じることは考えにくいため線形弾性体としている．解析パラメータは松本ら（2013）の検討したパラメータを使用しているが，As 層，Nas 層については弾塑性の解析パラメータを新たに設定する必要がある．そのため，As 層，Nas 層については付近のボーリングデータを基に N 値からの解析パラメータ決定フローを使用し，パラメータを決定している．解析に使用するパラメータを表-4.1 に示す．モデル化している A.P.-7.0m から A.P.-70.0m までの地盤の沈下量を解析するため，変位境界条件として底面を固定，側面は側方向のみ固定の条件としている．また，A.P.-7.0m の上端面は地表面を想定するため排水境界条件としている．観測井のストレーナーが位置する Nas 層および底面にそれぞれの観測井で観測された地下水位を水頭境界条件として設定し，地下水位の変動を表現している．

表-4.1 解析物性パラメータ

	$\gamma(kN/m^3)$	D	A	M	ν'	$k(cm/s)$	K_0
As	18.0	0.017	0.722	1.26	0.361	1.22E-06	0.478
Ac1	15.0	0.191	0.900	1.00	0.368	6.35E-06	0.629
Ac2	15.0	0.126	0.900	1.14	0.394	1.90E-06	0.650
Nac1	17.0	0.128	0.909	1.45	0.378	5.90E-07	0.608
Nas	18.0	0.012	0.736	1.29	0.378	3.60E-06	0.470
Nac2	17.0	0.128	0.909	1.45	0.378	5.90E-07	0.608
Tog	20.0	-	-	-	0.300	2.31E-03	-
	K_i	α	\dot{V}_0	λ	e_0	λ_k	N
As	0.478	1.45E-03	1.58E-08	0.054	0.87	0.0	5
Ac1	0.629	6.36E-03	6.50E-07	0.477	2.00	0.435	-
Ac2	0.650	4.77E-03	5.20E-07	0.477	2.50	0.435	-
Nac1	0.840	5.99E-03	6.50E-07	0.499	1.53	0.291	-
Nas	0.470	1.05E-03	1.23E-08	0.032	0.53	0.0	20
Nac2	0.840	5.99E-03	6.50E-07	0.499	1.53	0.291	-
Tog	-	-	-	-	-	-	-

4.2.3 地盤沈下履歴再現解析での解析結果

約100年間の地下水位の変動を表現した解析結果を示す。本解析ではA.P.-70m以浅の地盤の圧縮量を計算しているが、地表面で観測される地盤変動量はA.P.-70m以深の圧縮量を含んだ値となっている。そのため、単純に地表面沈下量と解析結果とを比較することは出来ない。東京都の地盤沈下調査報告書ではいくつかの観測井で地表面の変動量とG.L.-70m以深の変動量(鉄管の変動量)からG.L.-70m以浅の変動量を算出している(図-4.7)⁴⁾。観測に使用されている二重管は図-4.8のようになっており、鉄管の変動量(dS)がG.L.-70m以深の変動量に相当する。そのため、地表面の変動量(dS_t)から dS を差し引くことで、G.L.-70m以浅の変動量(dS_{70})を算出できる。

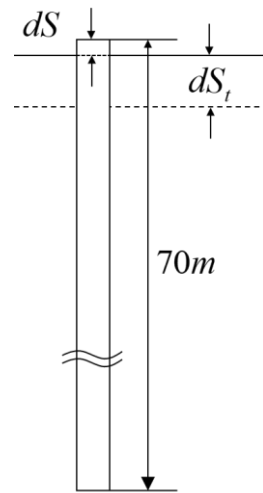


図4.7 二重管によるGL.-70m以浅の圧縮量

図-4.8は南砂町第1観測井で観測された地盤変動量について、鉄管長さ(70m)以浅の変動量、鉄管長さ(70m)以深の変動量、地表面の変動量を示している。図-4.8を見ると、G.L.-70m以浅の変動量は地表面の変動量の約50~60%に相当すると考えられる。そのため、本解析では地表面で観測された地盤沈下量の55%の値と解析で得られた圧縮量とを図-4.9に比較する。図-4.9を見ると、おおよそ実際の観測値を解析で再現できている。ただし、実測値は地下水位が回復しても地盤の隆起するような挙動はほとんど見られないが、解析値では地下水位の回復に伴って地盤の隆起する挙動が計算されている。また、図-4.10には地下水位の変動に伴う間隙水圧分布の変化を図示している。1985年には実際の間隙水圧が観測されており、浅層部はおおよそ静水圧分布を示しているのに対して、A.P.-30m以深では負の過剰間隙水圧が生じている。解析値でもこのような現象をおおよそ表現出来ており、最も地下水位が低いと考えられる1972年まで次第に水圧が低下し、その後地下水位の回復に伴って静水圧分布に近づくような変化が表現されている。また、図-4.11には応力分布の変化を図示している。ここで、A.P.-40m付近のNas層はN値から降伏応力を仮定しているため、高い降伏応力が設定されている。応力分布は1972年頃まで上昇し、その後低下するような変化を示している。初期条件としてOCRを1より大きく設定しているA.P.-25m付近以深については地下水位低下前と地下水位回復後で大きな変化は見られないが、OCR=1の正規状態を仮定している浅部では一度応力が増加し、その後低下したことで軽い過圧密状態に変化している。

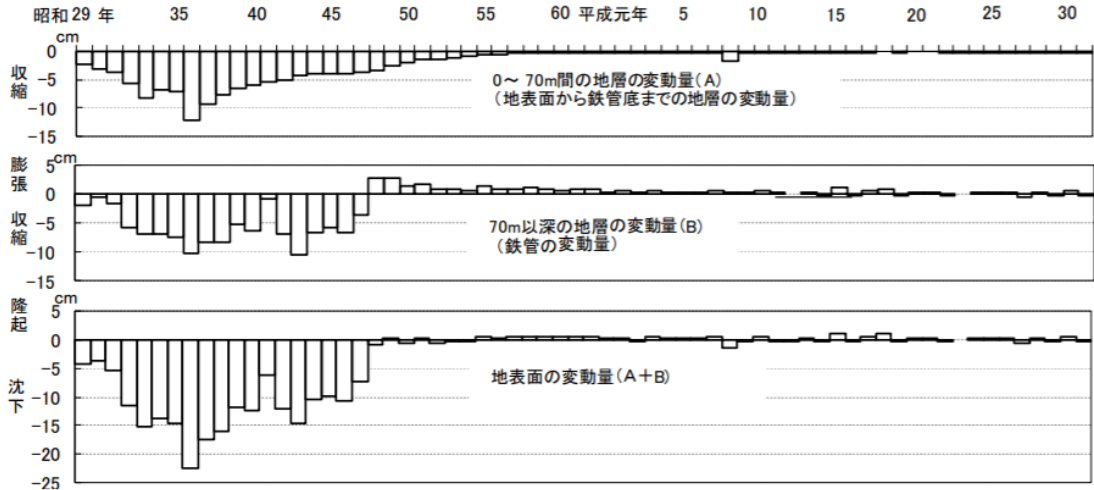


図-4.8 南砂町第1観測井（70m井）における地盤変動量⁴⁾

（東京都土木技術支援・人材育成センター「令和元年地盤沈下調査報告書」より引用）

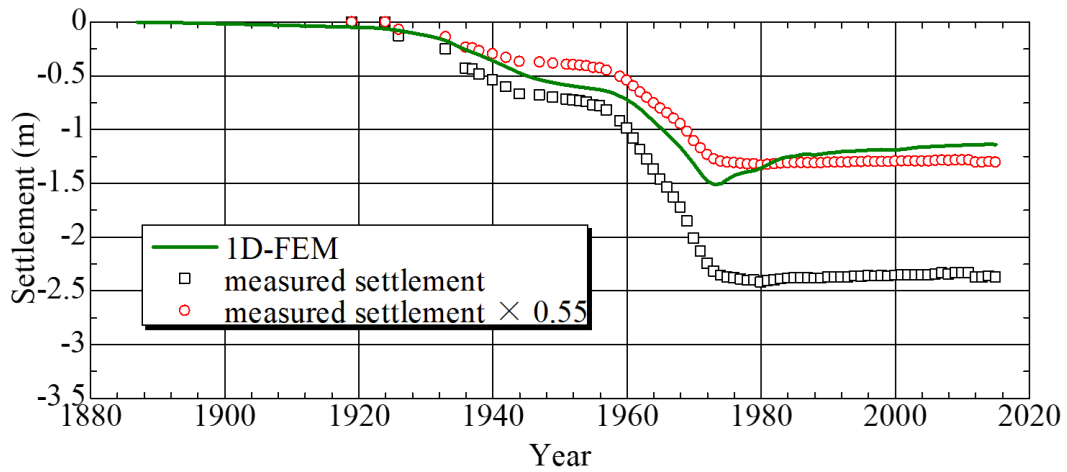


図-4.9 圧密沈下解析での地盤沈下量

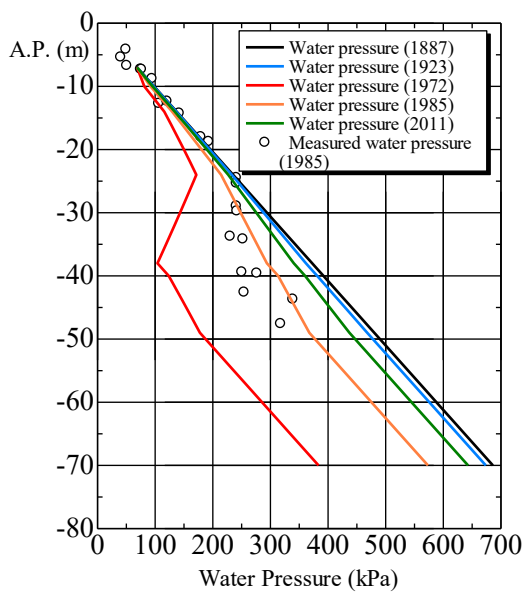


図-4.10 圧密沈下解析での水圧分布変化

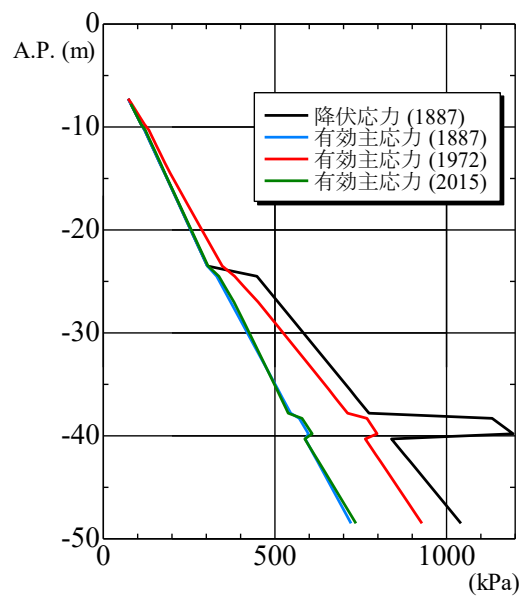


図-4.11 圧密沈下解析での応力分布変化

4.2.4 地盤沈下履歴を考慮した弾塑性動的解析

地下水位変動の再現解析によって表現した各年代の応力分布を初期条件として地震応答解析を実施する。動的解析では動的挙動を表現するため、大野らの EC モデルを基本に橋口らの下負荷面、拡張下負荷面、回転硬化、せん断硬化/軟化モデルを組み合わせたモデルを使用している。各塑性硬化パラメータおよび EC モデルのフィッティングパラメータについては経験的に表-4.2 に示すパラメータを使用する。なお、粘土層ではせん断硬化/軟化モデルは考慮しないこととしている。検討する地震動は東京都港湾局 HP で公開されている東北地方太平洋沖地震の地震動および大正関東地震型の L2 地震動を使用する^{12),13)}。図-4.12, 図-4.13 には東北地方太平洋沖地震の南北方向, 東西方向の波形を記載する。また, 図-4.14, 図-4.15 には東京湾での大正関東地震型 L2 地震動の南北方向, 東西方向の波形を記載する。今回検討する東北地方太平洋沖地震の加速度波形は大正関東地震型 L2 地震動と比較すると最大加速度はかなり小さいが, 小さい波が長時間継続するような波形となっている。これらの加速度波形を入力加速度として, 解析メッシュ底面の各節点に設定し, 地震応答解析を行う。地震時の挙動は極めて短い時間の現象であるためメッシュ境界部での水の移動は生じないと仮定し, 側面及び底面は非排水境界条件としている。上端面は地表面を想定するため, 常に排水境界条件を設定している。一次元の動的解析では一次元モデルでありながら側方向に無限に広がる地盤を想定するため, 側面には周期境界条件を設定している。また, 地下水位変動による地盤状態の変化を考慮するため, 圧密沈下解析で算出した各年代での間隙水圧分布を該当する節点の初期水頭条件として設定し, 各年代での応力分布を該当する要素の初期応力として設定している。これらの境界条件のもとで実施する地震応答解析の結果を以下に示す。図-4.16~4.19 には各年代の地盤状態を初期条件として東北地方太平洋沖地震の加速度を用いて実施する地震応答解析での最大過剰間隙水圧比の鉛直方向分布を示す。同様に, 図-4.20~4.23 には各年代の地盤状態を初期条件として大正関東地震型 L2 地震動の加速度を用いて実施する地震応答解析での最大過剰間隙水圧比の鉛直方向分布を示す。過剰間隙水圧比は各時点での過剰間隙水圧を初期の有効上載圧で除した値であり, 地震によって過剰間隙水圧が上昇し初期の有効上載圧に一致すれば過剰間隙水圧比は1となり完全に液状化していると考えられる。計算上は一般的に過剰間隙水圧比が 0.95 を超えれば液状化していると考えられる。図-4.16~4.19 を比較すると, 1887 年および 1923 年の地盤では上層部の砂層で過剰間隙水圧比の最大値が 0.95 近くとなっており, 液状化するような傾向が見られる。一方で地下水位が著しく低下している 1972 年および地下水位がかなり回復している 2011 年の地盤では過剰間隙水圧比が 0.95 まで上昇しておらず, 地下水位低下前と比較して液状化しにくい地盤となっていると考えられる。大正関東地震型 L2 地震動を対象地震動としている図-4.20~4.23 を比較すると, どの年代の地盤においても上層部の砂層では過剰間隙水圧比が 0.95 を上回っており, 液状化が生じるような傾向が見られる。大正関東地震型 L2 地震動は東北地方太平洋沖地震よりも最大加速度が相当に大きく, 地下水位の変動によって地盤の強度が増加したとしても液状化が生じるものと考えられる。これらの結果より, 東京海拔ゼロメートル地帯は地下水位の低下によって地盤沈下の生じた地域であるが, 地下水位の変動によって圧密が進行したことで, 地盤強度が向上した地域となっていると考えられる。

表-4.2 塑性硬化パラメータ

	m	c	b_r	M_r	μ	M_d	n_E
Clay layer	0.1	10	1.0	0.5	-	-	1.2
Sand layer	0.1	30	1.0	0.5	2.0	0.8	1.2

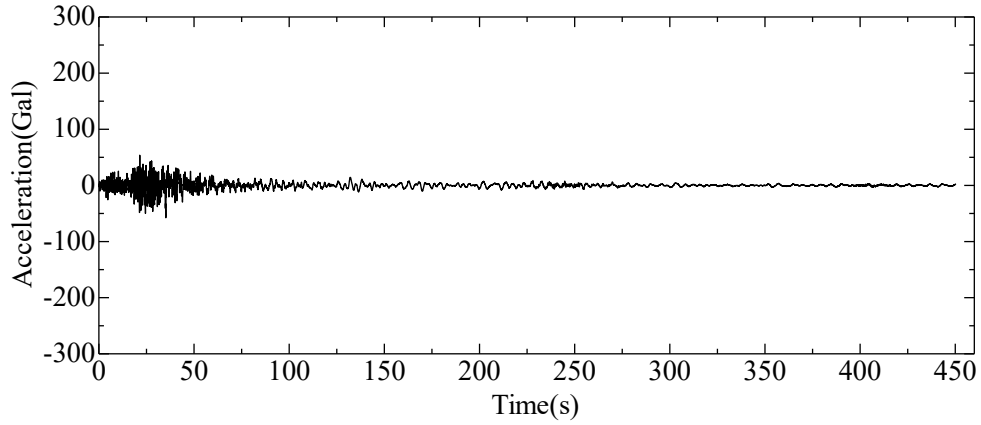


図-4.12 東北地方太平洋沖地震波形（南北方向）

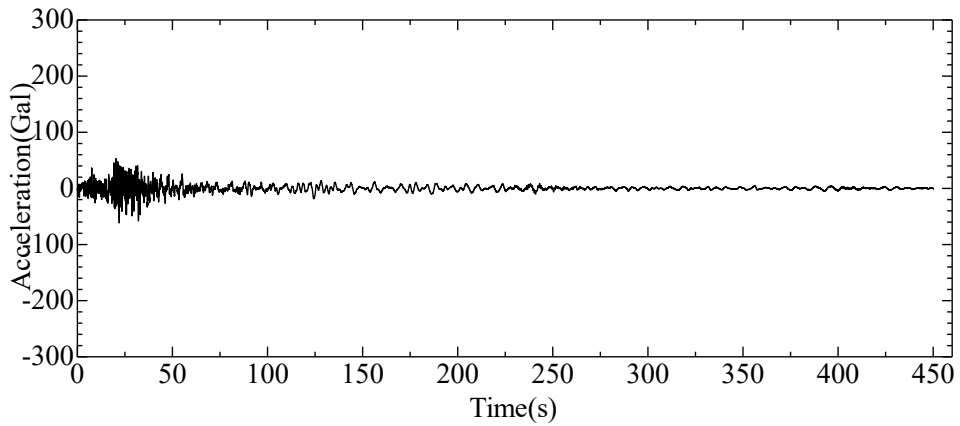


図-4.13 東北地方太平洋沖地震波形（東西方向）

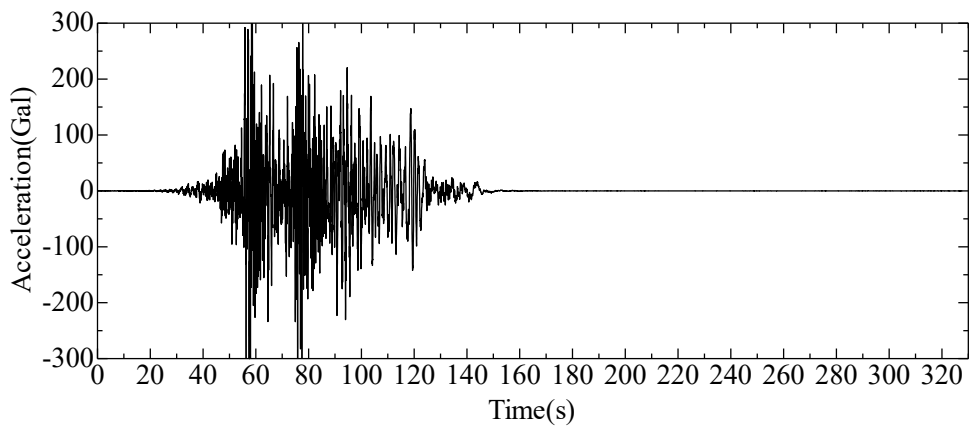


図-4.14 大正関東地震型 L2 地震動波形（南北方向）

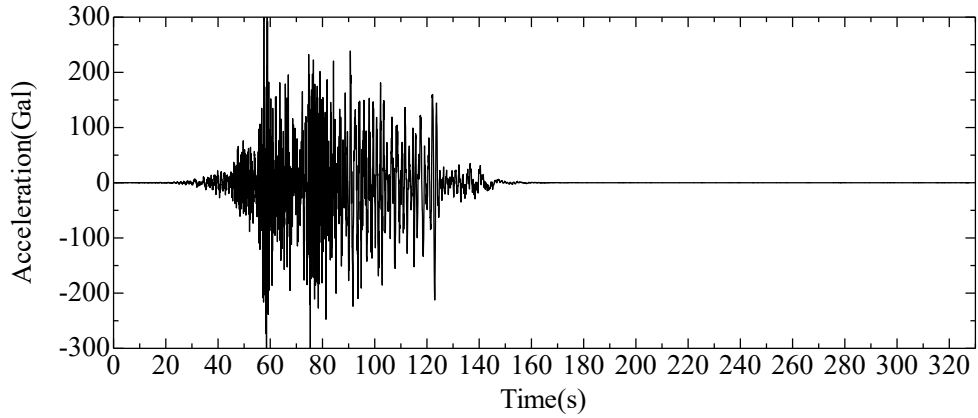


図-4.15 大正関東地震型 L2 地震動波形（東西方向）

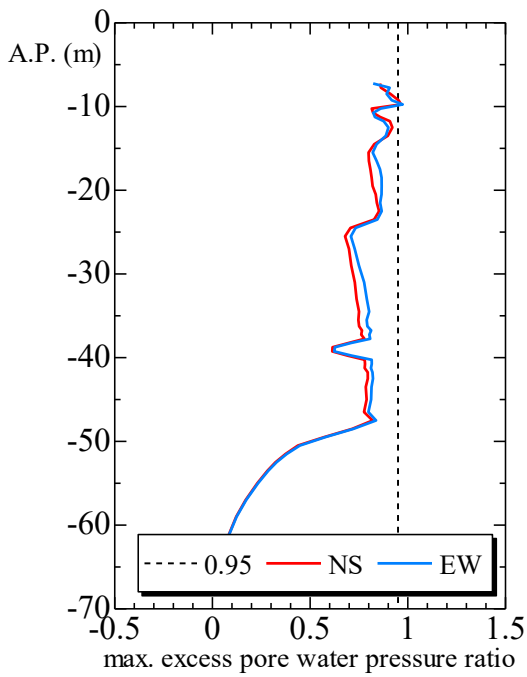


図-4.16 最大過剰間隙水圧比分布
 (地震動：東北地方太平洋沖地震,
 地盤状態：1887年)

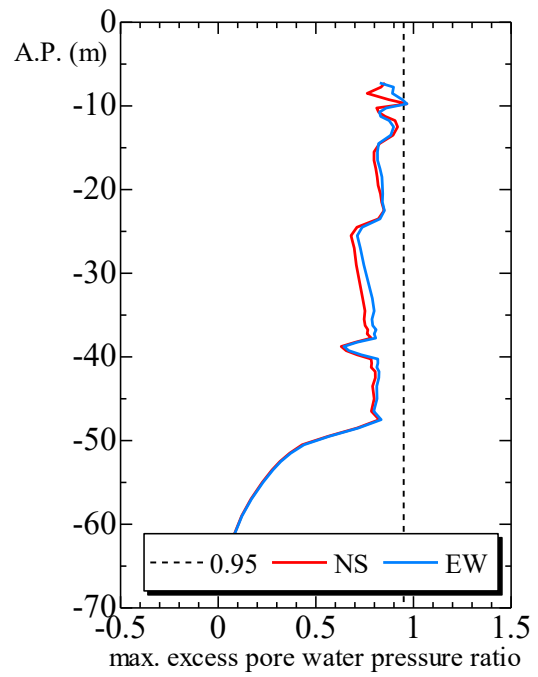


図-4.17 最大過剰間隙水圧比分布
 (地震動：東北地方太平洋沖地震,
 地盤状態：1923年)

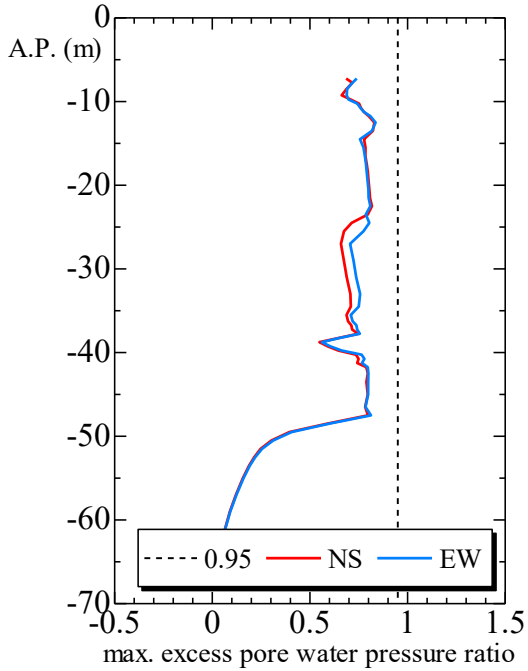


図-4.18 最大過剰間隙水圧比分布
 (地震動：東北地方太平洋沖地震,
 地盤状態：1972年)

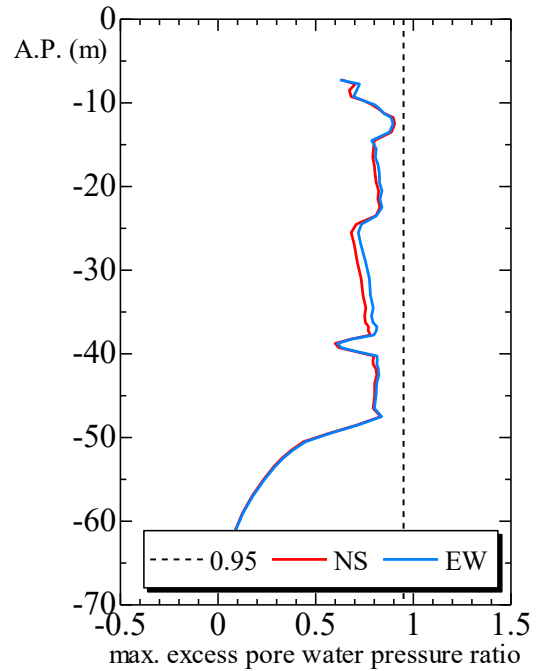


図-4.19 最大過剰間隙水圧比分布
 (地震動：東北地方太平洋沖地震,
 地盤状態：2011年)

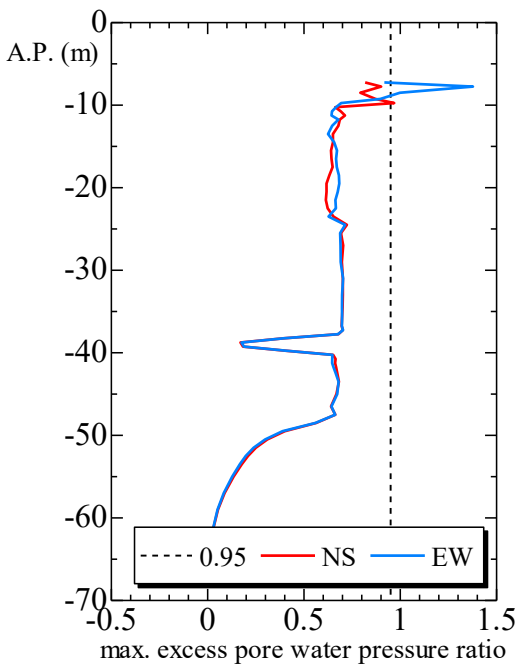


図-4.20 最大過剰間隙水圧比分布
 (地震動：大正関東地震型 L2 地震,
 地盤状態：1887年)

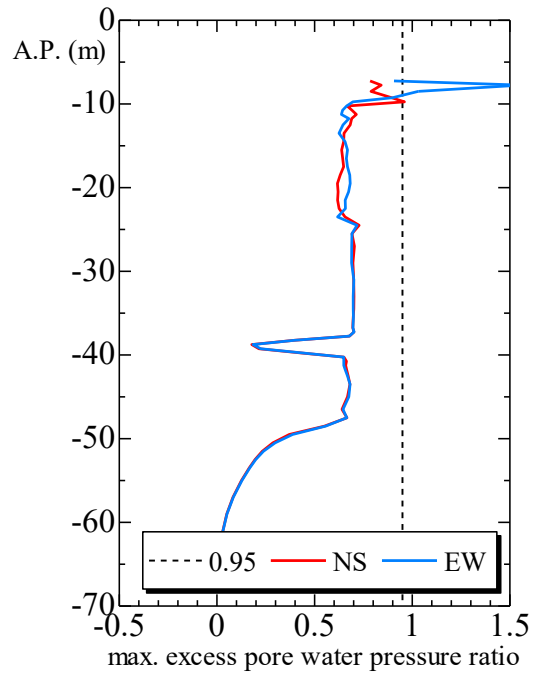


図-4.21 最大過剰間隙水圧比分布
 (地震動：大正関東地震型 L2 地震,
 地盤状態：1923年)

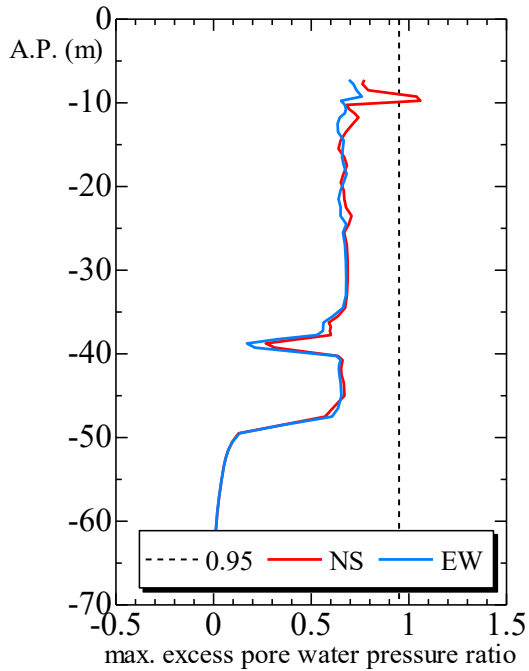


図-4.22 最大過剰間隙水圧比分布
 (地震動：大正関東地震型 L2 地震,
 地盤状態：1972 年)

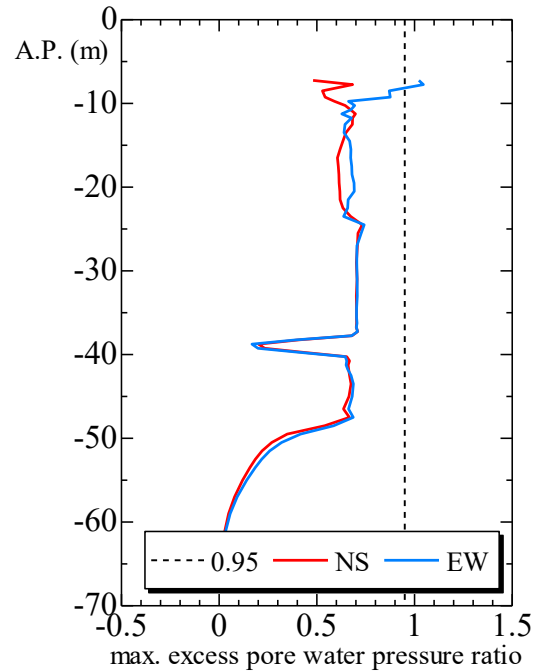


図-4.23 最大過剰間隙水圧比分布
 (地震動：大正関東地震型 L2 地震,
 地盤状態：2011 年)

4.3 東京23区を対象とした広域弾塑性動的解析

前節では地下水位の変動に伴う液状化リスクの変化について述べたが、本節では実際に広域地域の各地点での液状化リスクの違いについて弾塑性動的解析によって評価する。ただし、広域地域での長期間の地下水位変動についての十分な記録は入手できていないため、本研究では地下水位変動を考慮しない場合の液状化リスクを評価する。

4.3.1 広域地域を対象とした液状化解析の必要性

東京都東部の低地帯のうち特に災害リスクが高いと考えられているのが、東を荒川、西を隅田川、南を東京湾で囲まれた江東デルタ地帯と呼ばれる地域である(図-4.24)。この地域は過去の地下水汲み上げによる地盤沈下が特に顕著に生じた地域であり、約4.5mもの累積沈下が生じた地点もこの地域に位置している。江東デルタ地帯は周囲を河川と海で囲まれており、海拔ゼロメートル地帯が広範囲に広がっているため、堤防や水門、陸閘などを整備することで浸水リスクを低減させている。地震による防潮施設の被害を考えると、一か所でも防潮施設が機能を失うほどの被害が生じれば、その地点から河川や海水が流入し、浸水は低地帯全域に広がるのが考えられる。そのため、このような低地帯での水害を念頭に置いた液状化解析では広域地域を対象とした被害リスクの評価が必要であると考えられる。

であり、それぞれのボーリングデータに土質区分およびN値の情報が含まれる。これらのボーリングデータを基に三次元グリッドモデル構築プログラムを用いてN値および土質区分についての地盤モデルを構築する。構築範囲はボーリングデータの位置する東京23区とし、メッシュ間隔は東西南北方向に100m、深さ方向には1.0mの間隔とする。構築した3次元地盤モデルを図-4.26、4.27に示す。図-4.26はN値についての地盤モデルを表し、図-4.27は土質区分についての地盤モデルを表す。地盤モデルで東西方向をX方向とし、南北方向をY方向として示している。ボーリングデータの及ばない深さで地盤モデルを構築出来ていない地点については図-4.26、4.27では灰色で示している。

N値および土質区分いずれの地盤モデルについても北西の微高地で東西方向に直線的にモデル化されている箇所が見られる。これらの地域は周囲よりも標高が高い地域であるために周囲のボーリングデータがなく、正確に空間補間が出来ていない可能性がある。本研究では低地帯の災害リスクについて検討するため、微高地の地盤モデルについては精度の低さを許容するものとする。



図-4.25 ボーリング位置図（地図は地理院タイル¹⁸⁾にボーリング位置を追加して作成)

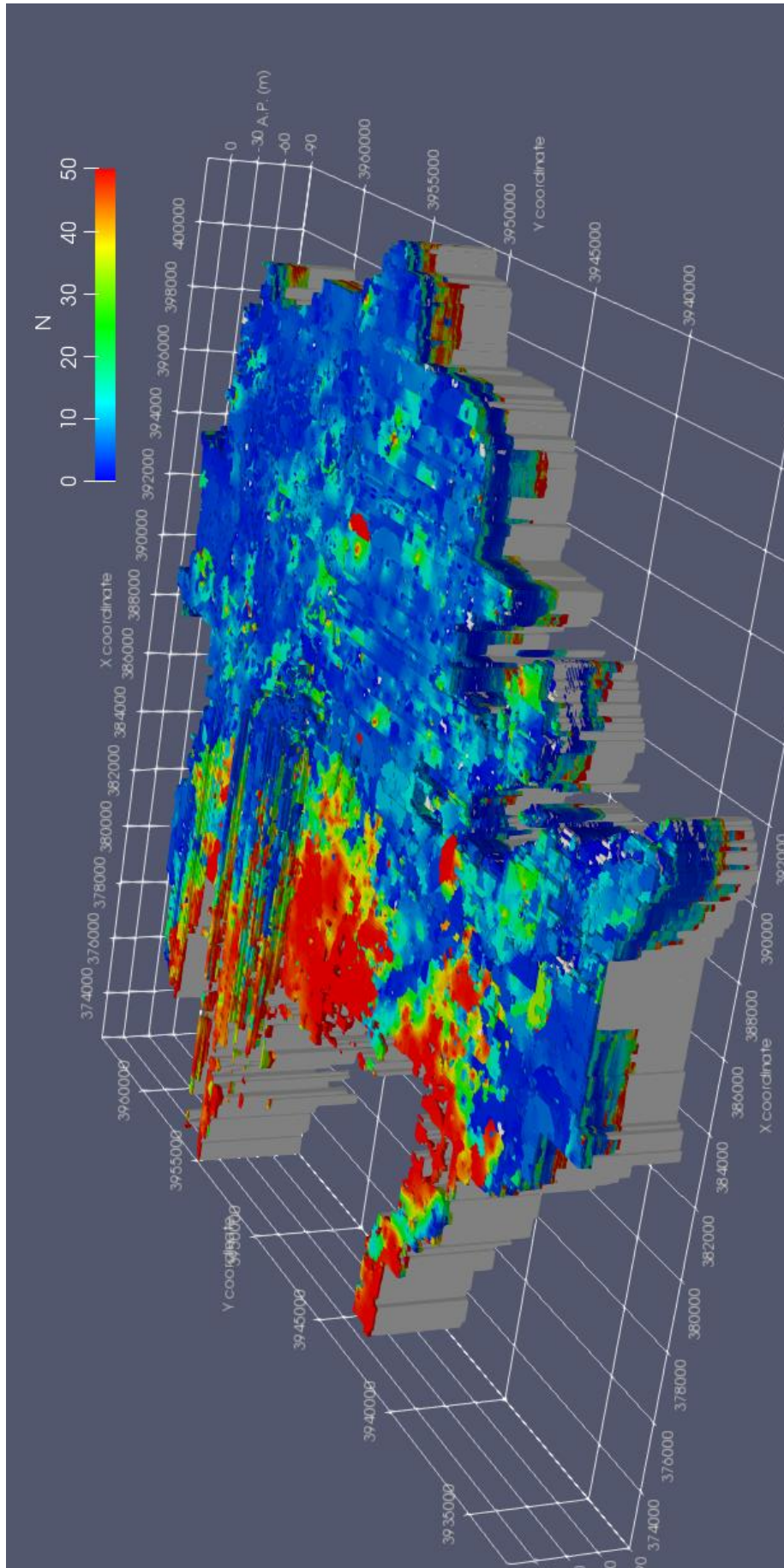


図-4.26 構築したN値についての三次元地盤モデル

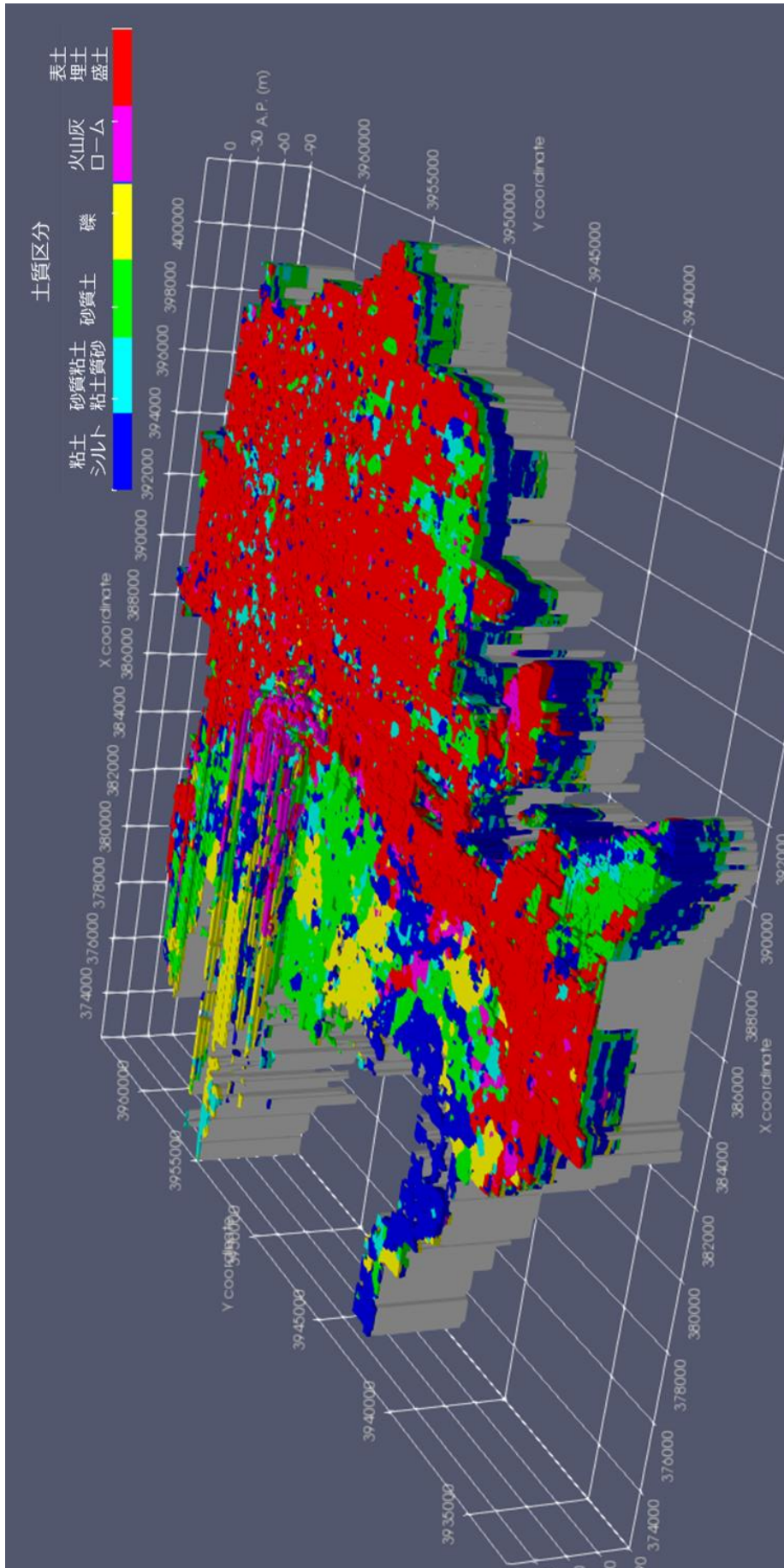


図4.27 構築した土質区分についての三次元地盤モデル

4.3.3 広域一次元液状化解析概要

本研究では広域の液状化リスクを評価するため、東京23区の複数地点での一次元動的解析を実施する。構築した三次元地盤モデルから東西方向に1000m間隔で一次元解析メッシュを作成する。1000m間隔で三次元地盤モデルからその地点のN値および土質区分の分布を抽出し、一次元の解析モデルを形成する。解析パラメータは主に砂質土についてはN値から決定する手法¹⁹⁾を用い、粘性土については塑性指数から決定する手法²⁰⁾を用いる。N値からの解析パラメータ決定フローおよび塑性指数からの解析パラメータ決定フローをそれぞれ図-4.28, 4.29に図示する。ここで、塑性指数についてはボーリングデータには含まれないため、仮定する必要がある。本研究では東京都の地盤情報として、東京の液状化予測図平成24年改訂版を参考とする²¹⁾。東京の液状化予測では蓄積されている土質試験データを基に主要な土質名ごとに物性値を設定している。東京都の液状化予測報告書を参考に土質区分ごとの塑性指数および単位体積重量を設定する。また、透水係数については土質区分ごとに妥当な値を設定している。各鉛直柱に同様の境界条件を設定し、各地点で同一条件での動的解析を行う。地震時の動的解析は極めて短い時間の現象であるため、水の移動は生じないと考え、境界面は非排水条件とする。ただし、上端面は地表面を想定するため、排水境界条件とする。一次元動的解析では二次元の解析メッシュでありながら側方向に無限に広がる地盤を想定するため、両側面には周期境界条件を設定する。各鉛直柱の底面に入力地震動の加速度を境界条件として与え、解析を行う。解析メッシュの高さは地盤モデルで構築されている深さに相当するため、地点毎に異なる高さの一次元解析メッシュとなっている。本研究で検討する地震動は東京都港湾局のHPで公開されている大正関東地震型L2地震動¹³⁾および品川地震観測所で観測されている東北地方太平洋沖地震を用いることとする¹²⁾。加速度波形を図-4.30, 4.31に示す。東北地方太平洋沖地震は大正関東地震型L2地震動と比較して最大加速度は小さいが振幅の小さな波が長時間続く波形となっている。

表-4.3 土質区分ごとの設定物性値

土質区分	$\gamma_t(kN/m^3)$	I_p	$k_w(m/s)$
粘性土、粘土、泥など	15.7	31	1.0×10^{-8}
粘土質、シルト質の礫、砂や礫質、砂質のシルト、粘土など	17.5	15	1.0×10^{-6}
砂質土、砂など	19.0		1.0×10^{-4}
礫質土、礫など	20.1		1.0×10^{-2}
有機質土、泥炭など	12.9	90	1.0×10^{-6}
火山灰、ロームなど	13.6	54	1.0×10^{-4}
表土、埋土、盛土、廃棄物など	17.8		1.0×10^{-6}

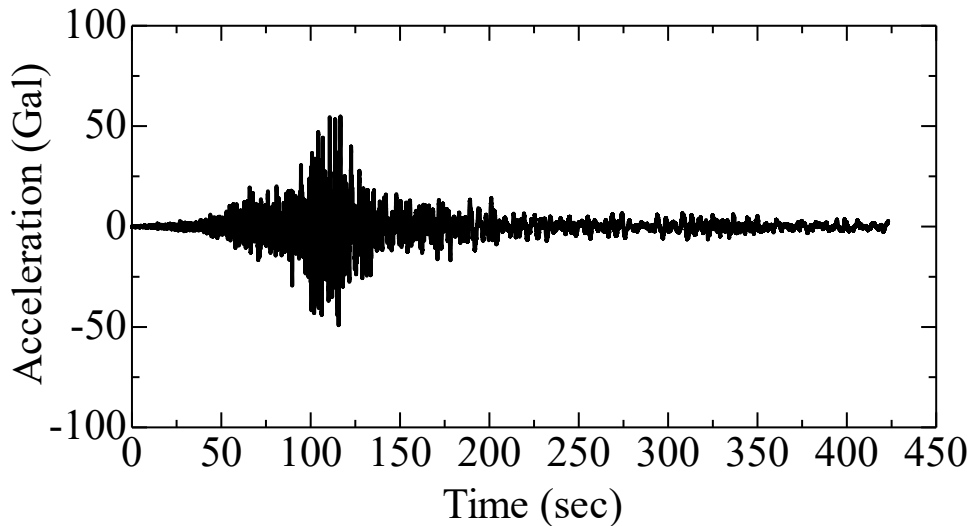


図-4.31 検討する加速度波形（東北地方太平洋沖地震）

4.3.4 広域一次元液状化解析結果

解析結果として、各地点における過剰間隙水圧比の最大値を図-4.32、4.33 に図示する。ただし、地下深くでは過剰間隙水圧が上昇したとしても地表面付近で液状化被害が生じることは考えにくく、多くの液状化判定でも地下30m以浅の地盤を液状化の検討対象としている。そのため、図-4.32、4.33 ではA.P.-30m以浅の過剰間隙水圧比の最大値を示している。図-4.32 および4.33 を見ると、それぞれ地点毎の液状化リスクの違いが表現されている。大正関東地震型L2地震動を用いたケースでは東北地方太平洋沖地震を用いたケースよりも過剰間隙水圧比の上昇している地点が多く見られる。この結果は、入力に使用した大正関東地震型L2地震動は東北地方太平洋沖地震と比較して最大加速度が大きいことが要因であると考えられる。一方、わずかではあるが東北地方太平洋沖地震を用いたケースにおいて、大正関東地震型L2地震動を用いたケースよりも過剰間隙水圧比が上昇している地点が見られる。上述の通り、東北地方太平洋沖地震は大正関東地震型L2地震動と比較して振幅の小さな波が長時間続く波形となっている。この地震動の継続時間が液状化評価に影響していると考えられる。本推定では、江東区南部（臨海部）、品川区東部（臨海部）において、いずれの入力加速度においても液状化リスクが高いと判定されている。また、荒川や中川などの河川周辺では離散的に液状化リスクが高い地域が分布している。低地帯を水害から守る堤防や水門などの防潮施設は臨海部や河岸部に整備されるため、臨海部や河岸部の液状化リスクが高いという推定結果は憂慮すべき結果である。

図-4.34 は東京都が実施している東京の液状化予測図である²⁾。東京都の液状化予測は1923年の大正関東地震の揺れを想定し、FL値とPL値による液状化判定を用いた液状化予測となっている。東京の液状化予測ではFL値とPL値の算定にボーリング調査データを用いている。また、本研究では東京の液状化予測図を物性値の参考にしている。このように、本研究での液状化評価は物性値や想定する地震動などが東京の液状化予測図と同様であるため、液状化予測手法による液状化判定の違いを比較する。東京の液状化予測では、各層の液状化危険度

を表す FL 値および地表から 20m までの液状化程度を表す PL 値での液状化判定結果を合わせた評価手法となっている。ここで、PL 値は各層の FL 値を基に、深さ方向の重みを考慮して積分したものである。基とする各層の液状化危険度は FL 値と同様であるが、PL 値は液状化被害が地表面に及ぼす影響の程度を評価するための手法である。FL 値と PL 値では液状化判定手法が異なるため、液状化判定結果も異なる。東京都の実施している液状化評価では、FL 値および PL 値のいずれかの液状化評価指標で液状化可能性が大きいと見込まれ、尚且つもう一方の評価指標においても中程度以上の液状化可能性が見込まれる場合に液状化の可能性が高いと評価している。このように二つの判定手法を組み合わせることで判定による過大評価および過小評価を抑制している。東京の液状化予測図では、品川区、足立区などで液状化可能性が高い地域が集中している。また、品川区や江東区などの臨海部でも液状化危険度が高い地域が見られる。本研究で実施する液状化評価と比較すると、品川区や江東区の南部で液状化リスクが高いという傾向は共通する傾向として見られる。一方で、東京の液状化予測図では足立区、葛飾区、江戸川区で液状化危険度が高い地域が比較的広範囲に見られるが、本研究ではこれらの地域で液状化リスクが高い傾向は顕著には見られない。

弾塑性有限要素解析は、時刻歴解析で過剰間隙水圧の上昇を直接評価するため、経過時間ごとの液状化の進行を評価できる。図-4.35~4.42 には過剰間隙水圧比の深さ方向の分布図を経過時間 100 秒ごとに図示している。図-4.35~4.38 は東北地方太平洋沖地震を対象地震動とする結果を示しており、図-4.39~4.42 は大正関東地震を対象地震動とする結果を示している。東北地方太平洋沖地震を用いるケースでは、100 秒経過時点では過剰間隙水圧比が 0.95 を超える箇所は見られないが、200 秒時点では局所的に過剰間隙水圧比が 0.95 を超える箇所が見られる。大正関東地震型 L2 地震動を用いたケースでは、100 秒経過時点で広い地点で過剰間隙水圧比が 0.95 を超える地点が見られる。図-4.32, 4.33 に示した各対象地点での過剰間隙水圧比の最大値のみでは、発生が危惧される液状化の程度の違いは表現していないが、図-4.35~4.42 を見ると、東北地方太平洋沖地震を用いるケースと大正関東地震型 L2 地震動を用いるケースとでは、発生する液状化の程度に違いがあることが考えられる。

図-4.43, 4.44 には地表面での最大加速度の分布を示している。図-4.32, 4.33 の過剰間隙水圧比の分布と比較すると、最大加速度の大きい地域であっても過剰間隙水圧比の上昇していない地域が多く見られる。過剰間隙水圧比が上昇し、液状化が生じている地点では液状化層以浅には加速度が十分に伝わらず、最大加速度が低く評価されていると考えられる。ただし、本推定では地点毎に入力深度が異なり、いずれの地点でも同一の入力加速度を設定している。この入力深度の違いが地表面の加速度に大きく影響を及ぼしていると考えられる。

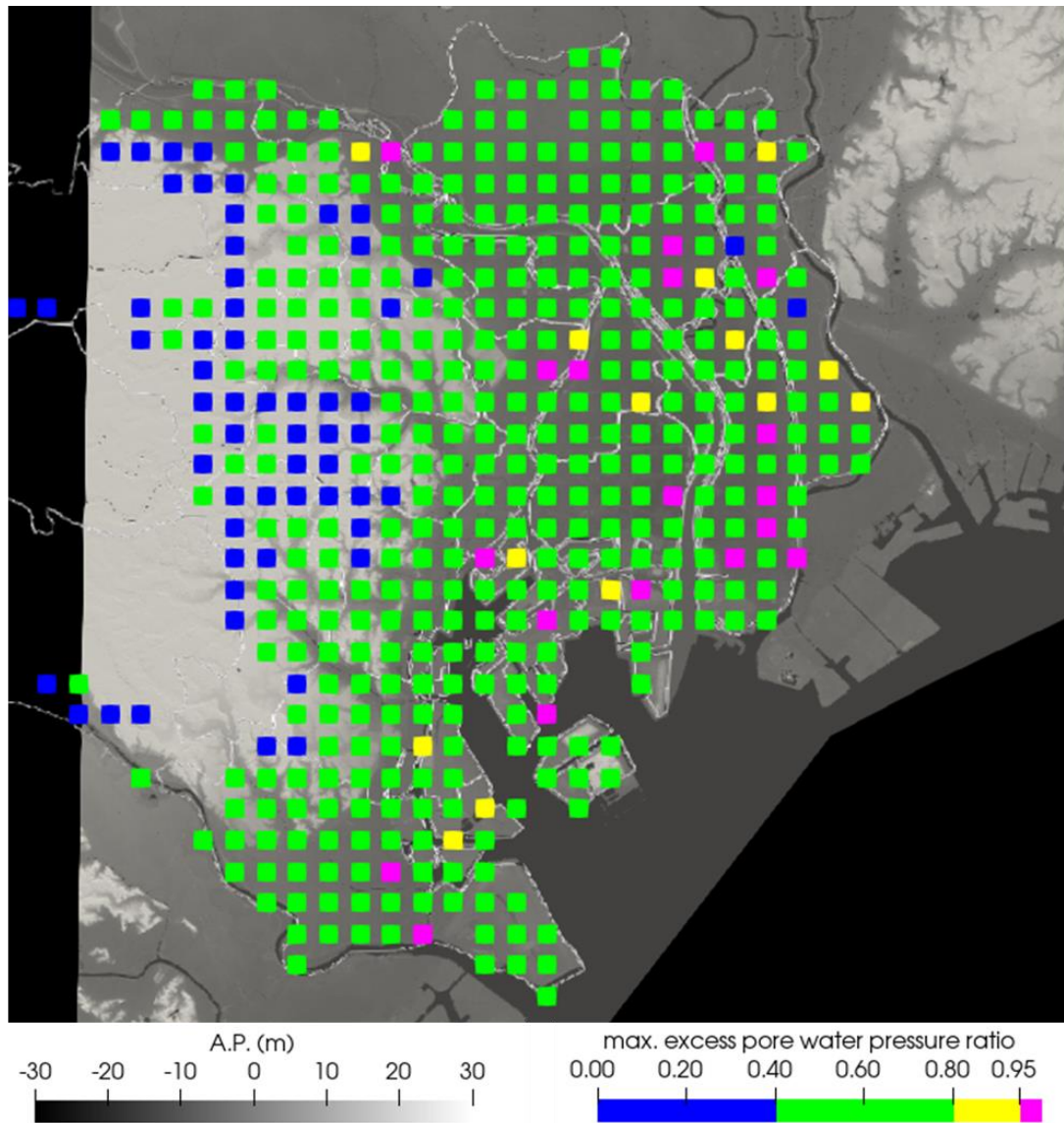


図-4.32 各地点浅層部（A.P.-30m以浅）での最大過剰間隙水圧比
（地震動：東北地方太平洋沖地震）

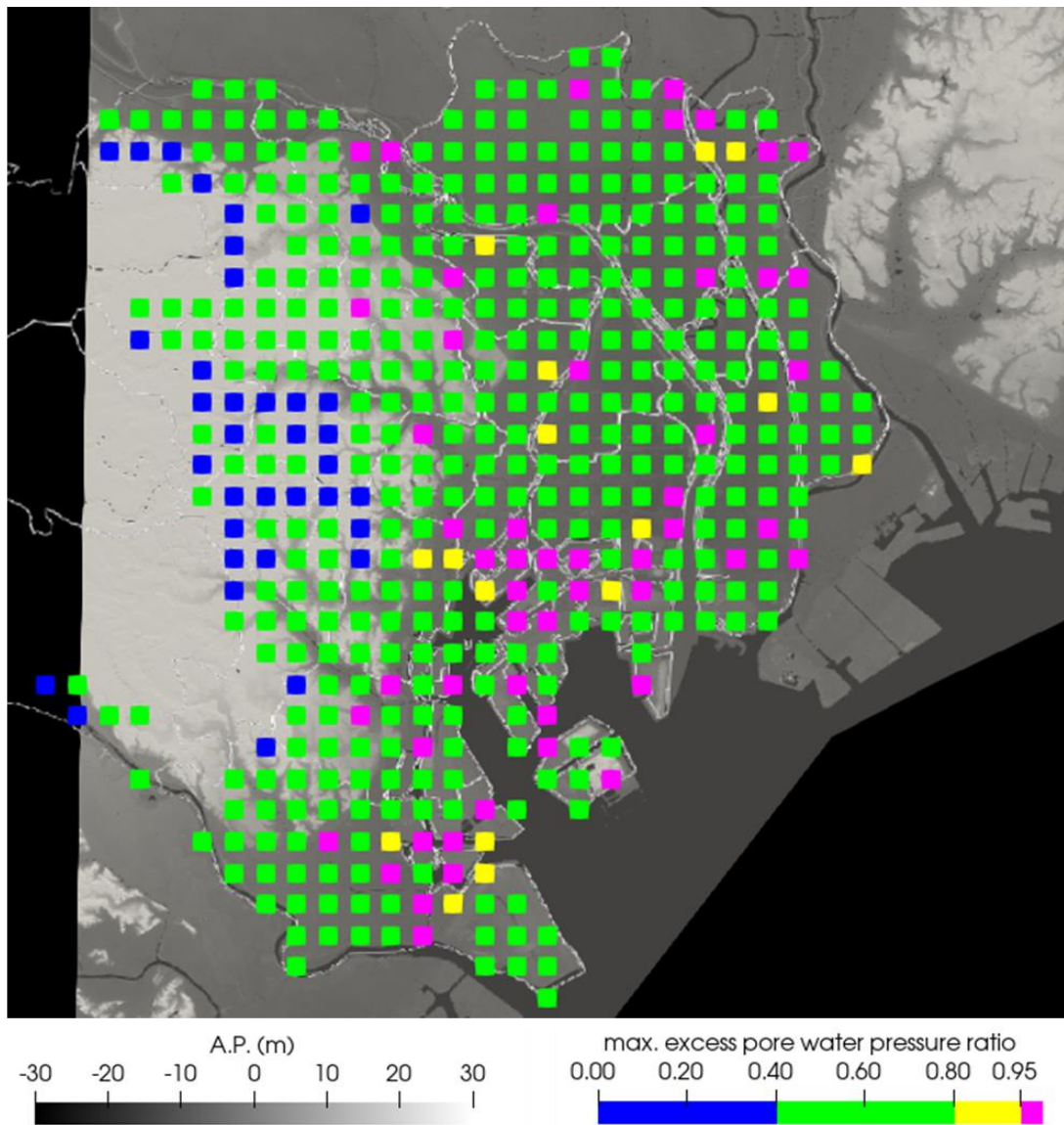


図-4.33 各地点浅層部 (A.P.-30m 以浅) での最大過剰間隙水圧比
(地震動: 大正関東地震型 L2 地震動)

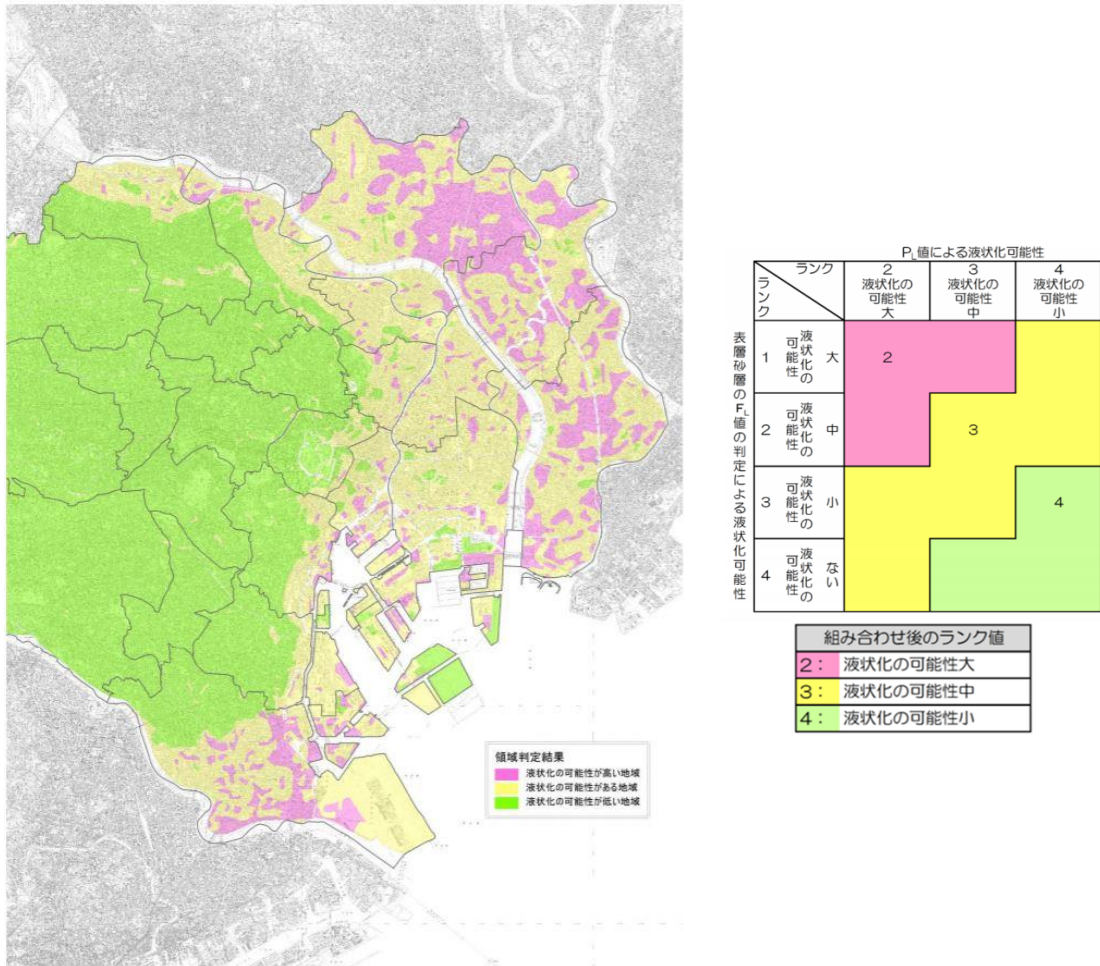


図-4.34 東京都の液状化予測図²¹⁾

(東京都建設局・港湾局「東京の液状化予測図平成24年度改訂版」より引用)

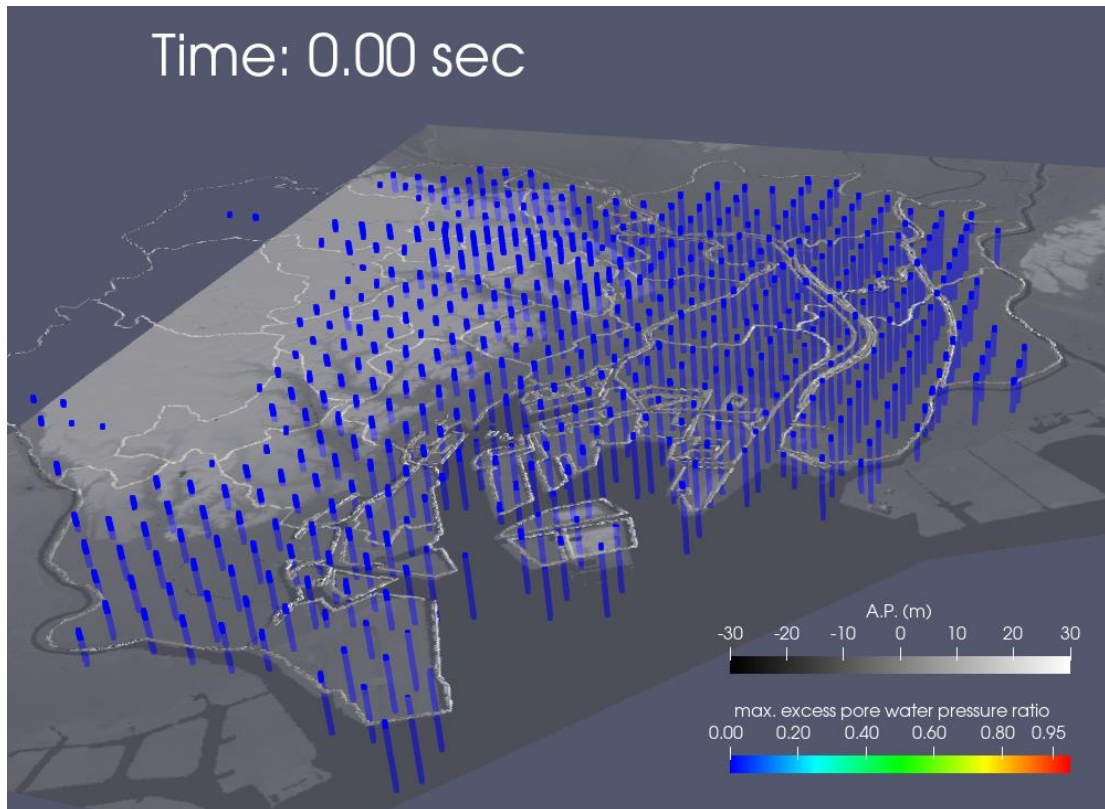


図-4.35 地点ごとの過剰間隙水圧比分布（東北地方太平洋沖地震，加振前）

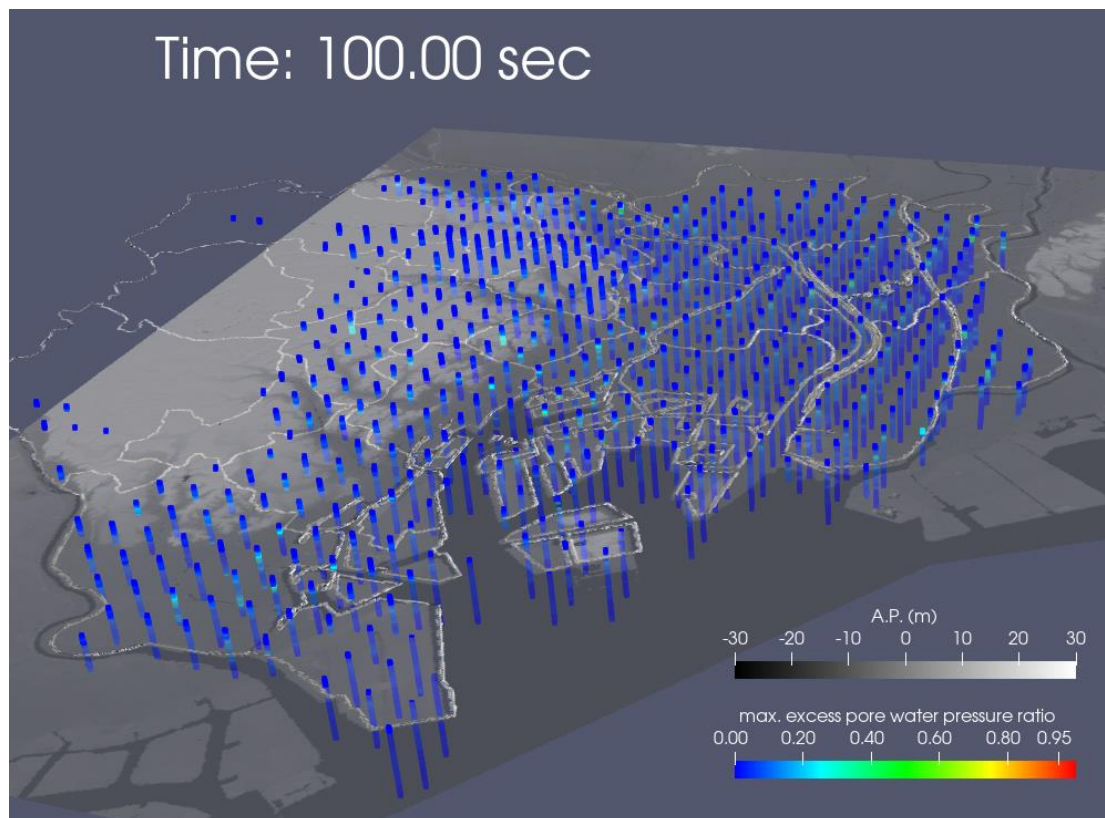


図-4.36 地点ごとの過剰間隙水圧比分布（東北地方太平洋沖地震，100 秒時点）

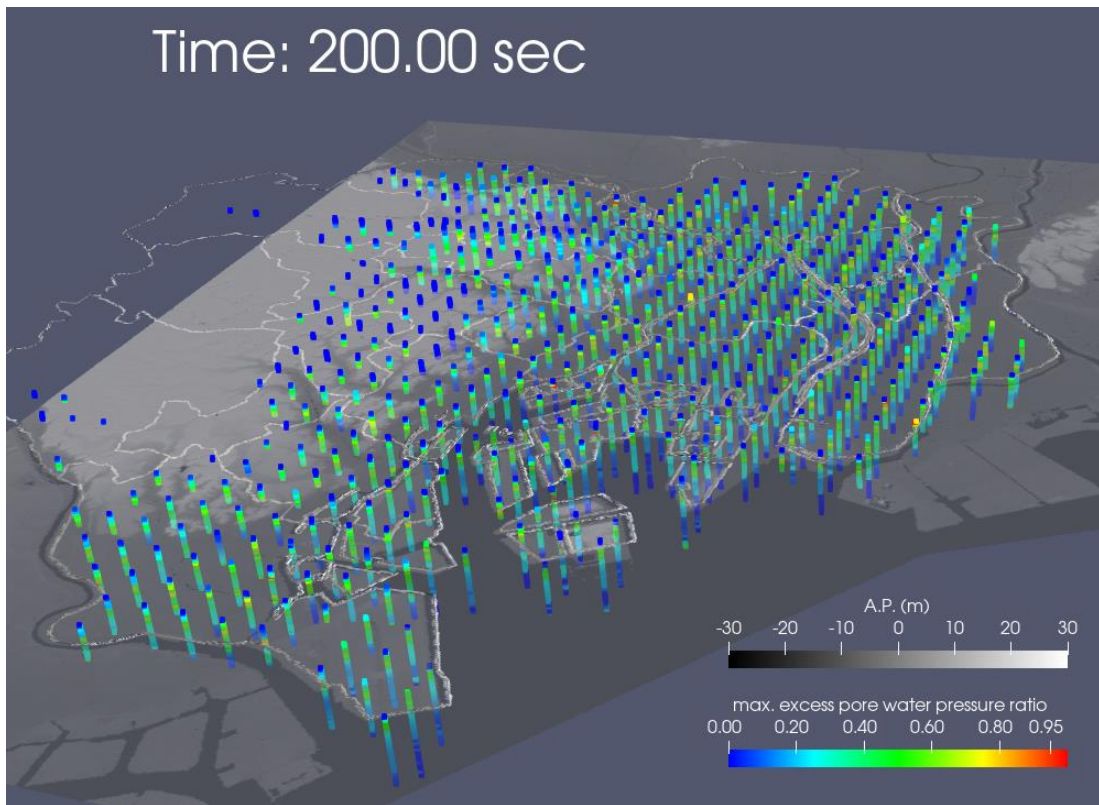


図-4.37 地点ごとの過剰間隙水圧比分布（東北地方太平洋沖地震，200 秒時点）

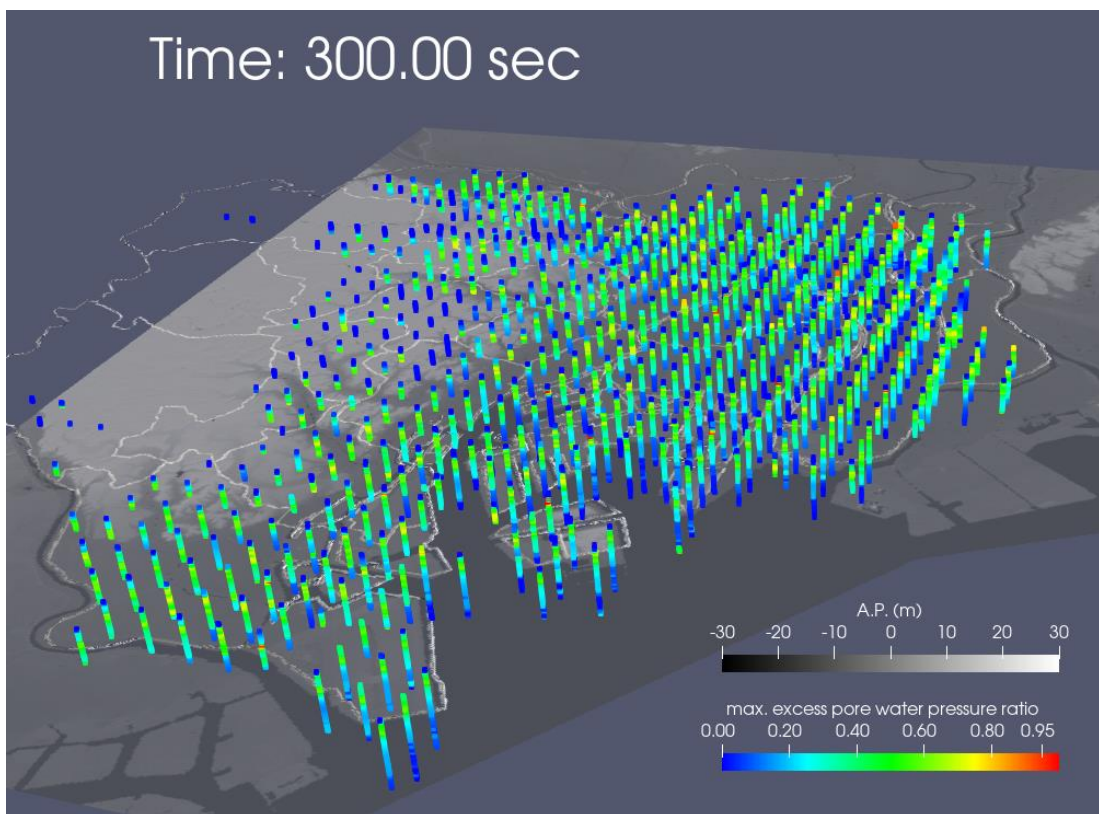


図-4.38 地点ごとの過剰間隙水圧比分布（東北地方太平洋沖地震，300 秒時点）

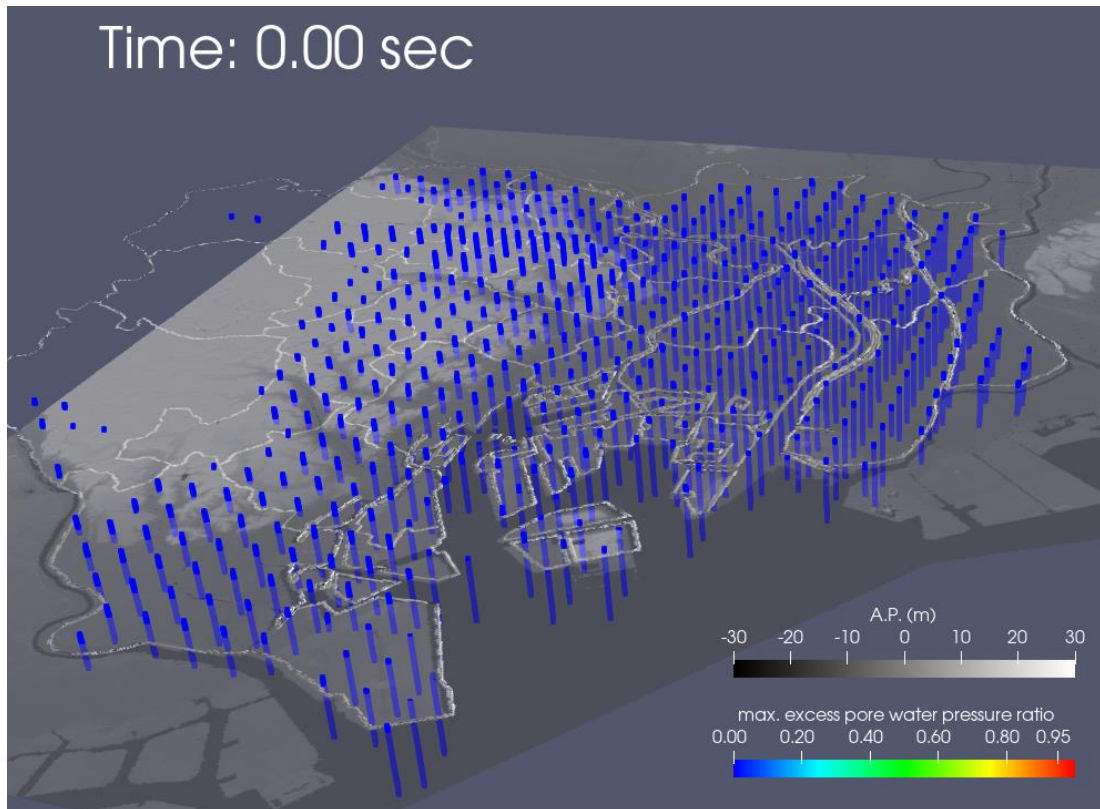


図-4.39 地点ごとの過剰間隙水圧比分布（大正関東地震型 L2 地震動，加振前）

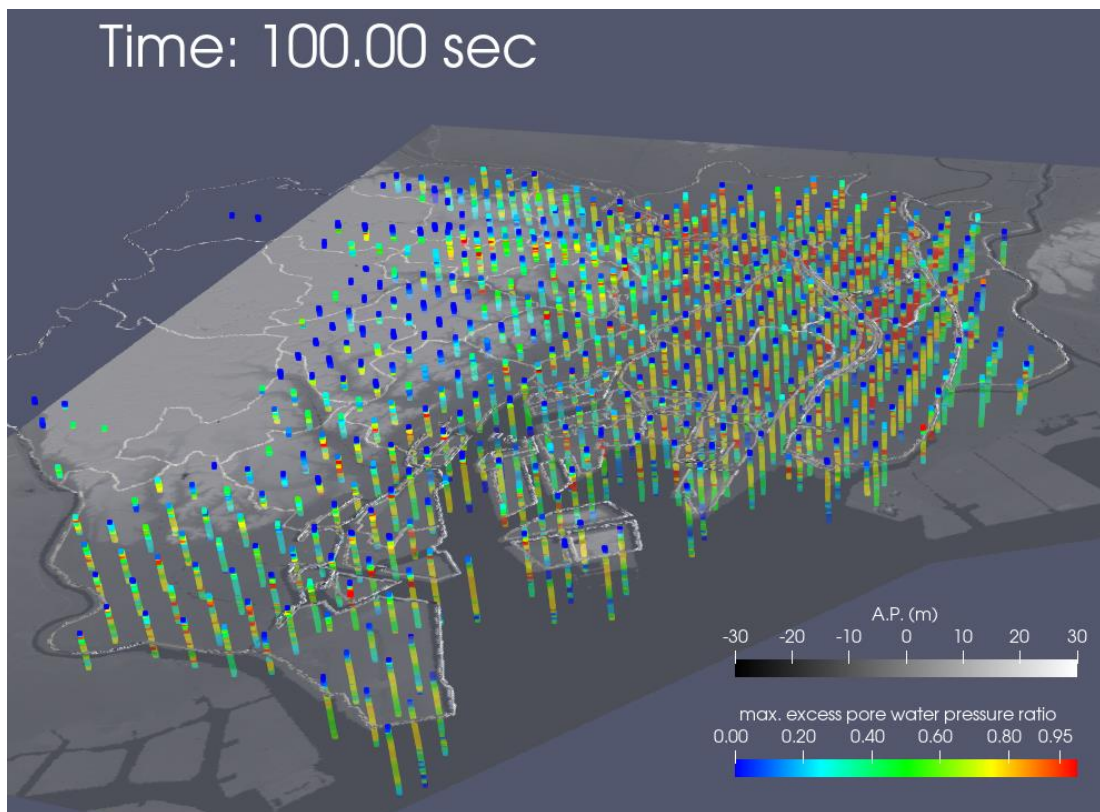


図-4.40 地点ごとの過剰間隙水圧比分布（大正関東地震型 L2 地震動，100 秒時点）

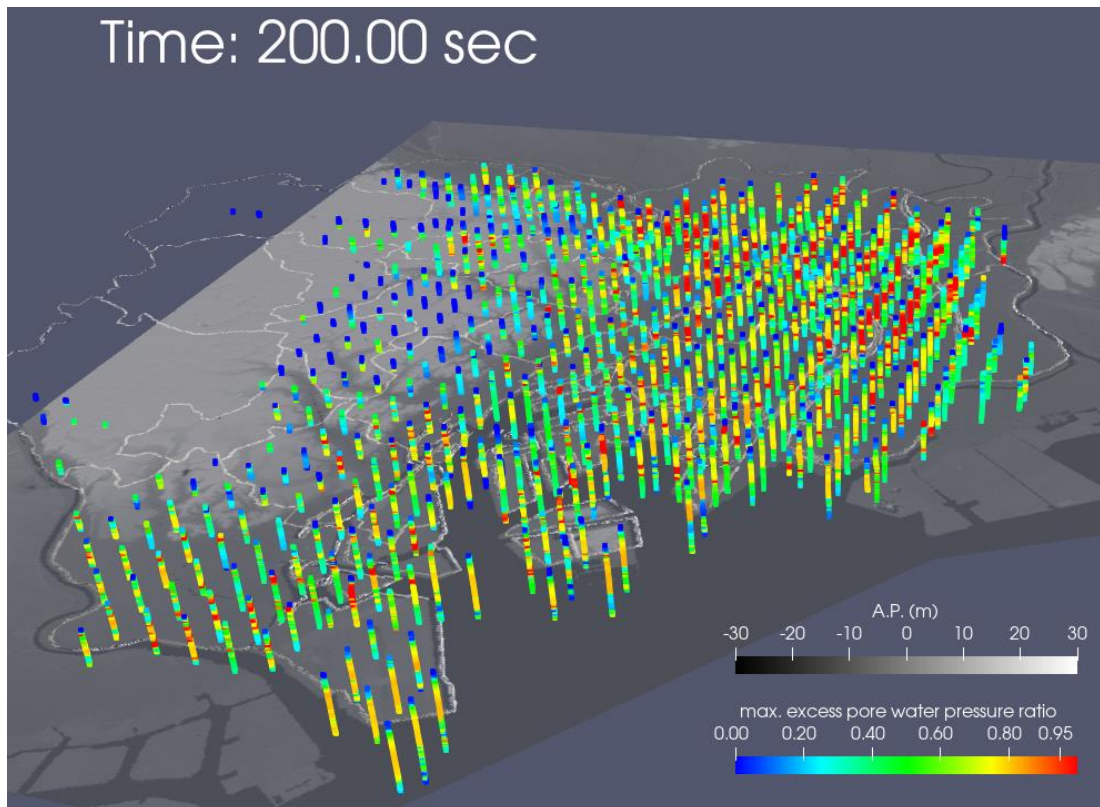


図-4.41 地点ごとの過剰間隙水圧比分布（大正関東地震型 L2 地震動，200 秒時点）

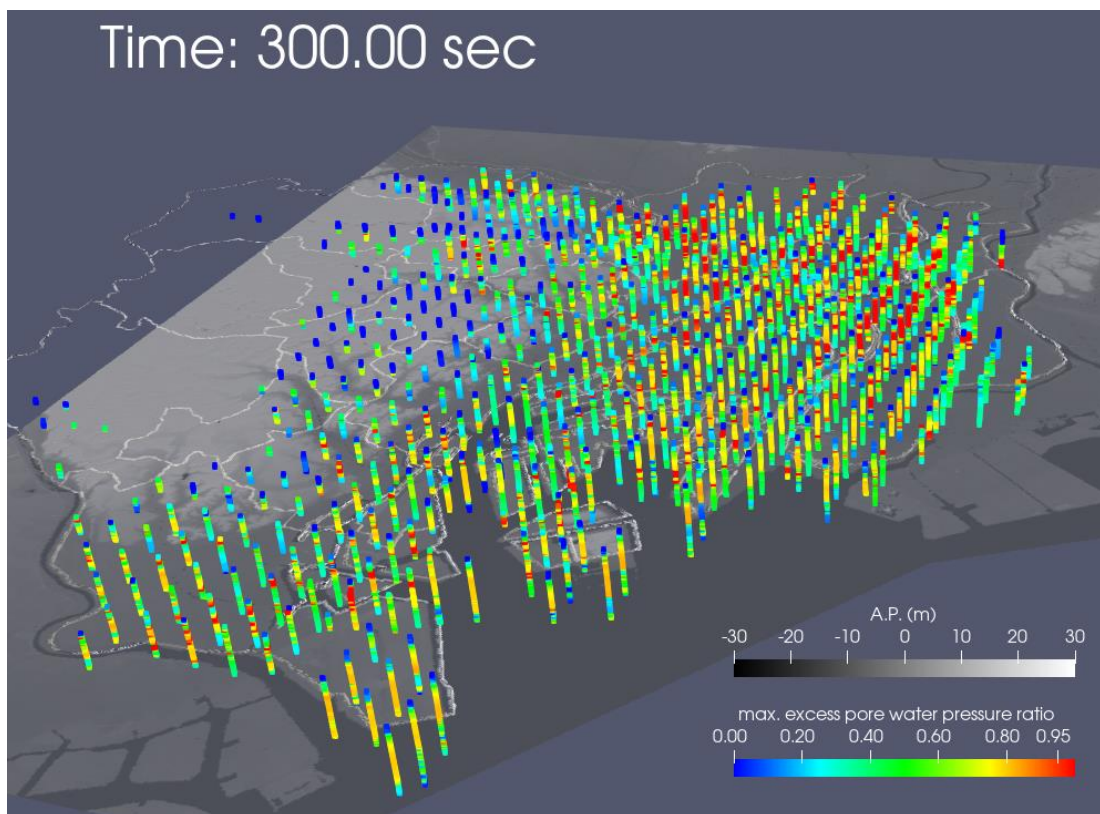


図-4.42 地点ごとの過剰間隙水圧比分布（大正関東地震型 L2 地震動，300 秒時点）

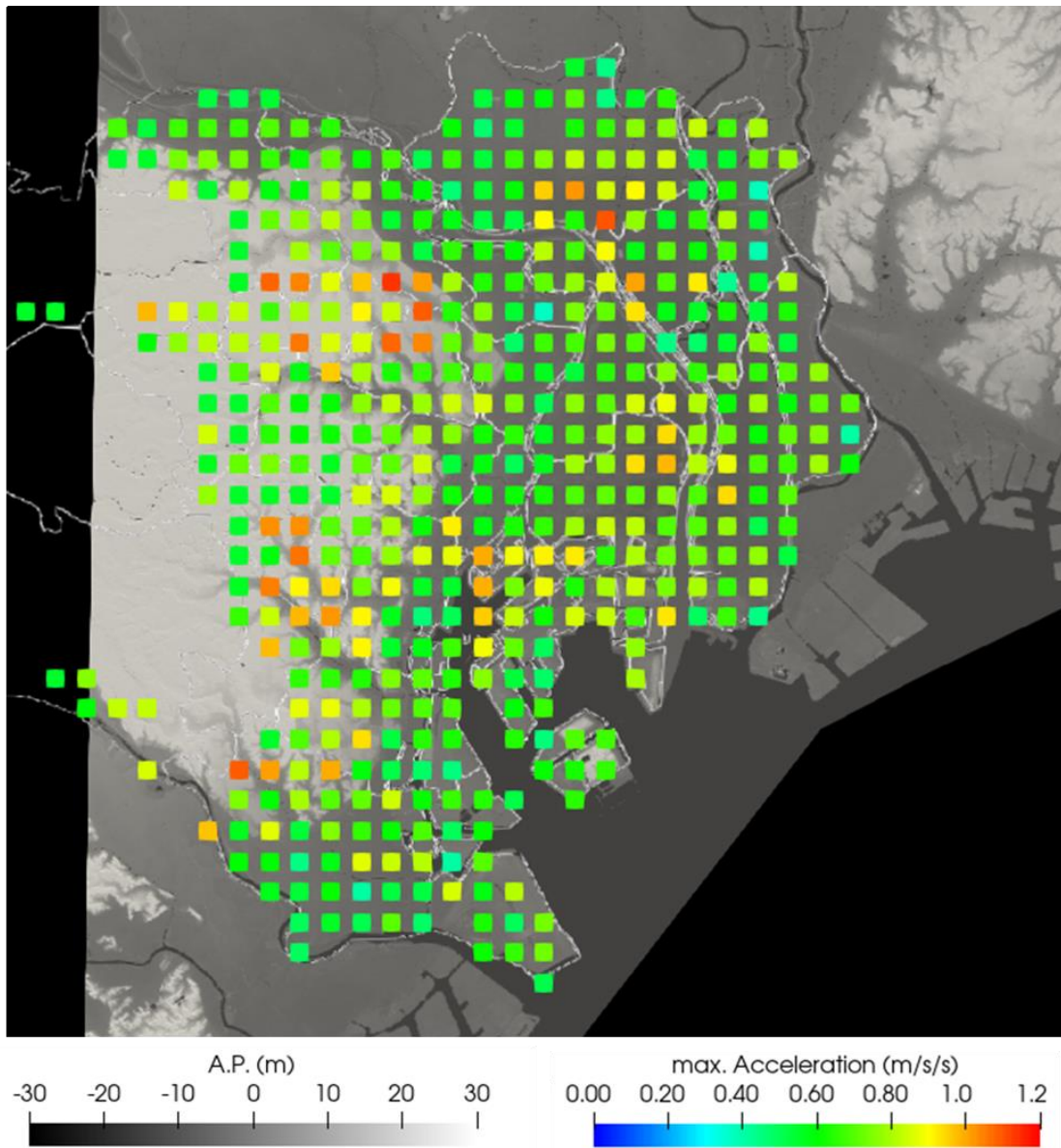


図-4.43 各地点での地表面最大加速度（地震動：東北地方太平洋沖地震）

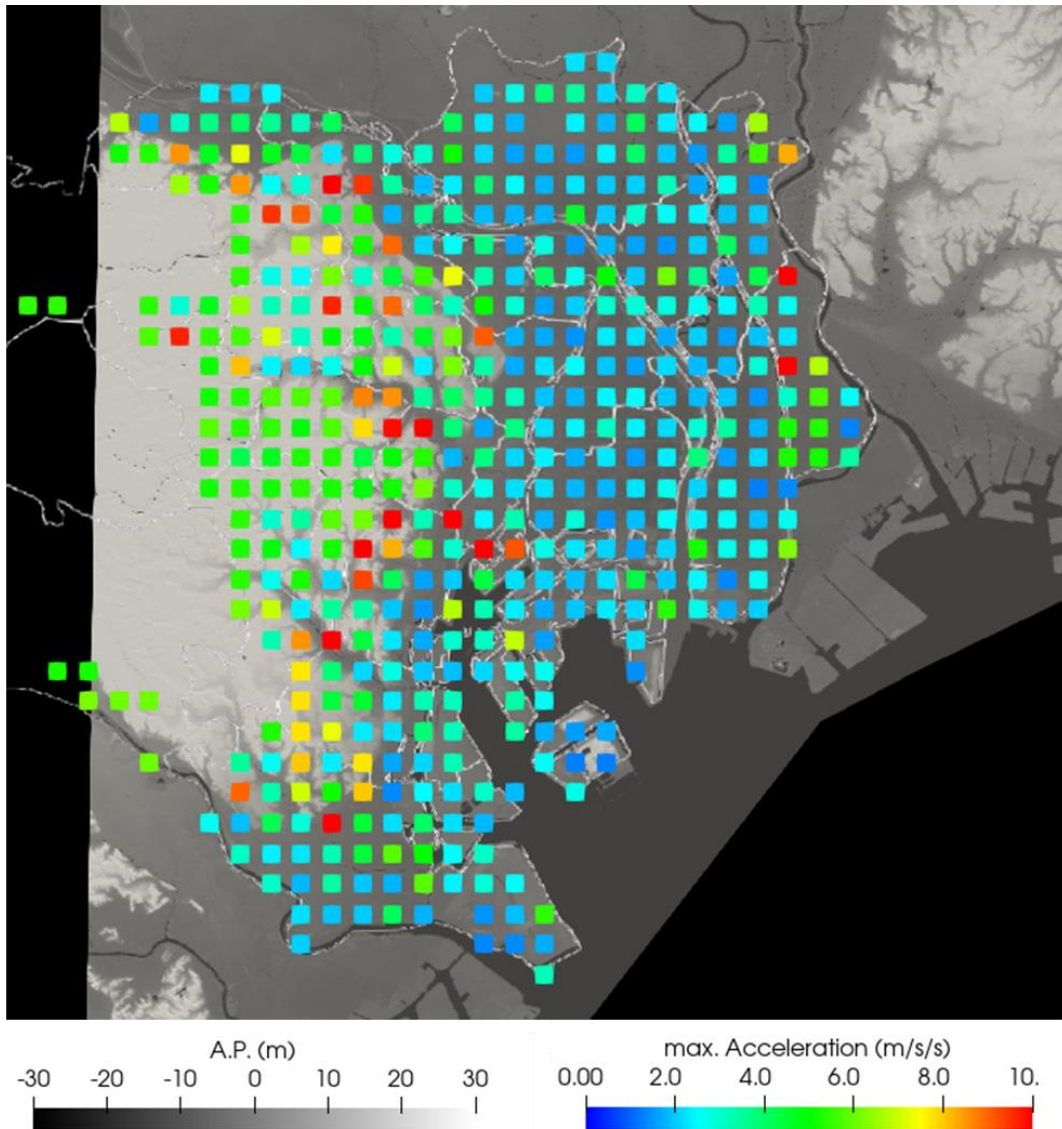


図-4.44 各地点での地表面最大加速度（地震動：大正関東地震型 L2 地震動）

4.4 まとめ

本章では、東京23区の広域地域を対象に弾塑性動的解析を実施した。東京海拔ゼロメートル地帯は地下水の汲み上げによって地盤沈下が生じた地域である。実際の地下水位変動を水理境界条件として設定することで、海拔ゼロメートル地帯での地盤沈下挙動を表現した。また、地盤沈下中の地盤状態を初期条件として弾塑性動的解析による液状化評価を行うことで、地盤沈下によって液状化リスクが低下するような傾向が得られた。広域動的解析では、ボーリングデータを基に三次元地盤モデル構築プログラムを用いて地盤モデルを構築した。東京23区に1000m間隔で解析対象地点を設定し、463地点での一次元的動的解析を行った。463地点での解析結果から、過剰間隙水圧比によって液状化リスク評価を行うことで地点毎の液状化リスクの違いが表現でき、液状化リスクの高いと考えられる地域を確認できた。

参考文献

- 1) 東京都建設局：東部低地帯の河川施設整備計画
- 2) 中嶋博，金子紘士，土田稔：東京都における地盤沈下対策と地下水保全対策，地下水学会誌，第52巻第1号，35-47，2010.
- 3) 東京都環境局：平成30年都内の地下水揚水の実態（地下水揚水量調査報告書）
- 4) 東京都土木技術支援・人材育成センター：令和元年地盤沈下調査報告書
- 5) 伊藤孝，清川昌一：地球科学情報の市民への広報に関する事例研究-3：台湾における地球科学情報の広報，茨城大学教育学部紀要，教育科学，2014.
- 6) 国土交通省・防災関連学会合同調査団：米国ハリケーン・サンディに関する現地調査報告書，2013.
- 7) 気象庁「災害をもたらした気象事象（昭和20～63年）」（最終閲覧日：2020年1月18日）https://www.data.jma.go.jp/obd/stats/data/bosai/report/index_1945.html
- 8) K.Matsumoto, A.Kobayashi, H.Ohta：Deformation Prediction of a Structure Placed on Soft Clay in Tokyo Bay Affected by Heavy Deep Well Pumping, Geotechnical Predictions and Practice in Dealing with Geohazards, Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering Series, Vol.25, J.Chu, S.Wardani, A.Iizuka eds., pp.115-129, 2013.
- 9) 東京都土木技術支援・人材育成センター：平成13年の地盤沈下，東京都土木技術支援・人材育成センター年報
- 10) 東京都土木技術支援・人材育成センター：東京都土木技術支援・人材育成センター年報（各年度版）
- 11) 東京都土木技術支援・人材育成センター：地盤沈下調査報告書（各年度版）
- 12) 東京都港湾局「L2地震動」東京都港湾局のホームページ（最終閲覧日：2021年1月18日）<https://www.kouwan.metro.tokyo.lg.jp/business/l2.html>
- 13) 東京都港湾局「港湾局地震観測所で観測した地震動について（余震波形追加）」東京都港湾局のホームページ（最終閲覧日：2021年1月18日）
<https://www.kouwan.metro.tokyo.lg.jp/business/keiyaku/kisojoho/jis hindou.html>
- 14) 東京都建設局：江東内部河川整備計画
- 15) 江藤稚雅子，石原与四郎，田辺晋，木村克己，中山俊雄，ボーリング柱状図資料を用いたN値と岩相の3次元分布モデル—東京低地北部における沖積層の例—，地質学雑誌，vol.114，p187-199，2008.
- 16) 木村克己・花島裕樹・石原与四郎・西山昭一：埋没地形面の形成過程を考慮したボーリングデータ補間による沖積層基底面モデルの三次元解析：東京低地北部から中川低地南部の沖積層の例，地質学雑誌，vol.119，p537-553，2013.
- 17) 花島裕樹，木村克己：ボーリングデータを利用した「3次元グリッドモデル構築プログラム」の開発，日本地球惑星科学連合2018年大会
- 18) 国土地理院：地理院タイル（<https://maps.gsi.go.jp/development/ichiran.html>）

- 19) 宮田智博 : Deformation and Stability of Sandy Soil During Excavation Work, 東京工業大学修士論文, 2001.
- 20) A.Iizuka, H.Ohta : A determination procedure of input parameter in elasto-viscoplastic finite element analysis, Soils and foundations, Vol.27, No.3, pp.71~87, 1987.
- 21) 東京都建設局・港湾局 : 東京の液状化予測 平成24年度改訂版 報告書

第5章 結論

第2編では、地震時の地盤挙動の解析によって地震災害の事前対策に資する研究に取り組む。事前対策においては、地震時の地盤挙動を正確に表現することが重要である。地盤挙動を正確に表現できる解析手法には、弾塑性力学を用いた有限要素解析が挙げられる。弾塑性有限要素解析は詳細な解析手法であり、広域地域を対象に実施する際に課題が多い。本編では、広域地域を対象とした弾塑性有限要素解析を実施するうえでの課題の解決に取り組み、実際に東京の広域地域を対象に弾塑性モデルでの一次元動的解析を実施した。

第1章では、現状の広域液状化予測において広く扱われる液状化判定手法について述べ、弾塑性力学での広域解析の位置づけについて記述した。

第2章では、本編での解析で使用する既往の研究手法について記述した。本編での解析では土/水連成弾塑性有限要素解析プログラム DACSAR-I を使用する。弾塑性構成モデルについては大野らの EC モデルを基本とし、橋口らの下負荷面、拡張下負荷面、せん断硬化/軟化、せん断硬化モデルを組み合わせることで地盤の動的挙動を表現できる構成モデルとしている。

第3章では、既往の弾塑性解析パラメータ決定手法の動的解析への適応について、実際の観測波形の再現解析を交えて検討を行った。既往の研究では、N 値や塑性指数などの限られた地盤情報から弾塑性解析パラメータを決定する手法が提案されている。これらの既往の解析パラメータ決定手法は静的解析を念頭に置いた手法であり、動的解析での使用については十分に検討されていない。一般に載荷速度が増大するにつれて地盤材料の剛性は増大するため、圧密試験から得られる経験式を用いて圧縮指数を推定する場合には、地震時に地盤が示す剛性を過小評価することが考えられる。本章では弾性係数と圧縮指数の関係式を導出し、道路橋示方書に記載される N 値と弾性係数の関係式を用いて、N 値からの圧縮指数推定式を導出した。さらに、新たに導出した圧縮指数推定式を用いた解析で実際の地盤における地震波形の伝播を表現できるか確認した。解析は東京都の3か所の地震観測所を対象地点とし、3種類の地震を対象地震動として実施した。これらの解析では、極めて周期の短い成分が主要な地震動を対象とした際に実測値と大きく異なる解析結果となったが、卓越周期が 0.5 秒以上であった他のケースでは実測値とおおよそ整合する解析結果が得られた。

第4章では、地震時の大規模被害が危惧される東京都の海拔ゼロメートル地帯に着目し、この広域地域を対象とした液状化解析を実施した。東京都の東部には海拔ゼロメートル地帯と呼ばれる低地帯が広範囲に分布している。東京の海拔ゼロメートル地帯は地下水の過剰な汲み上げが行われたことで地盤沈下が生じた地域であり、本章では地下水位の変動による地盤沈下を解析で表現することで抜ゼロメートル地帯の地盤状態を表現した。ただし、広域解析においては広域の地下水位変動の情報が得られなかったため、地下水位変動による地盤状態の変化は考慮していない。広域解析では約 16000 本のボーリングデータから地盤モデルを構築した。地盤モデルの構築には三次元地盤モデル構築プログラムを使用した。N 値および塑性指数から弾塑性解析パラメータを決定する手法を用いることで、地盤モデルの各地点での解析パラメータを機械的に決定した。本研究では東京 23 区を対象に 1000m 間隔で解析地

点を設定し、構築した地盤モデルから一次元動的解析モデルを構築することで、東京23区を対象とした一次元の動的解析を実施した。解析結果としては広域地域を対象に複数地点で一次元動的解析を行うことで、各地点での液状化リスクの違いを評価した。

結語

本研究では、大規模被害の発生が危惧される地震災害について被害を低減させる対策手法を考えている。地震災害は発生の予測が非常に困難な自然災害であり、地震発生後に実施する応急対応を効率化する研究を行えば、発生の予測が不確実であったとしても実際の人的被害の縮小に繋げることが出来るのではないかと考えた。兵庫県南部地震の際には被害情報が正確に伝わらなかったために、適切な救助部隊の派遣を行うことの出来なかった事例がある。被害情報を適切に予測することで、応急対応を効率化することが出来ると考え、研究に取り組んだ。推定手法は逐次得られる死亡者数に着目したベイズ推定による被害予測である。ベイズ推定は統計的な予測手法であり、これまでの地震災害事例の被害情報推移を基に事前分布を決定し、逐次、情報更新によってパラメータを更新することで真の被害情報を推定することが出来る。しかし、統計に基づいた予測手法では、所謂想定外の災害を適切に推定することは出来ない場合がある。本研究で扱うベイズ推定の推定値をいち早く真値に漸近させるためには事前分布の設定が非常に重要である。本研究では、この事前分布の設定手法について様々な手法を検討したが、いずれの手法を用いても2011年の東北地方太平洋沖地震では信頼できる推定値が得られるまでに膨大な時間を要する結果となった。東北地方太平洋沖地震は非常に広範囲にわたって被害が生じたことや、当時では考えられなかった規模の津波被害が生じたことなどから、想定外の地震災害であると言われている。報告される死亡者数の推移を見ると、死亡者数の報告数、最終報告時間の長さ、情報更新の頻度についても他の地震災害事例と比較して大きく異なる傾向を持つ地震災害であった。これらの理由から本研究手法では十分な推定結果が得られなかったと考えられる。今後発生が危惧されている南海トラフ地震や首都直下地震などの巨大地震は、東北地方太平洋沖地震や過去に甚大な被害が生じた大正関東地震のような規模の被害が考えられている。現在求められている地震対策とはこのような巨大地震に備えるものであるべきであろう。しかし、本研究で取り組んできたベイズ推定では、これまでに例の少ない地震災害には適用することが出来なかった。想定外の地震災害が生じた際に正確な被害予測を行うには物理学に基づいた推定手法を用いる必要があるのではないかと著者は考える。

地震災害は地中深くで発生した地震動が地盤を伝わり、地表付近に被害を及ぼすものである。したがって、地震時の地盤の挙動を正確に表現することが正確な被害予測につながると考える。地盤挙動を正確に表現する詳細な数値解析手法として弾塑性力学に基づいた有限要素解析が広く実施されている。有限要素解析は詳細な解析手法として多くの成果が挙げられているが、計算コストが高く、扱う際には専門的な知識が多く必要とされることから、広域地域を対象に被害リスクを評価する場合には簡易な推定手法が採用される場合が多い。近年、計算機の性能は飛躍的に向上しており、スーパーコンピュータを用いた解析だけでなく、GPUを用いた並列計算によって計算コストの高い解析を実施できる環境を比較的安価に整備することが可能となってきた。今後の計算性能の向上を考えれば、地震被害予測は弾塑性力学に基づく詳細な解析手法を用いるべきであろう。そのため、本研究では広域地域を対象と

する弾塑性解析実施への課題の解消を試みた。動的弾塑性解析での解析パラメータ決定手法の構築は広域解析における課題の最たるものであろう。本研究で検討する手法を用いて決定した解析パラメータを用いて実測の強震記録をおおよそ表現できることを確認したため、実際の広域地域を対象とした一次元動的解析を実施した。東京 23 区の低地帯は海拔ゼロメートル地帯となっていることから災害リスクが高く、この地域を対象として解析を行う意義は大きいと考えられる。本研究では十分な計算能力を有するプログラムの開発には至っていないため、構築した三次元地盤モデルから一定の間隔で指定する代表地点の一次元動的解析を実施しているが、十分な計算能力を準備出来れば広域三次元動的解析を行うことも可能であろう。今回の検討では大正関東地震型 L2 地震動と東北地方太平洋沖地震の 2 通りの地震動での液状化リスクを評価しているに過ぎないが、想定されている様々な地震動での過剰間隙水圧比を計算することで、液状化リスクを確率的に評価することも可能であると考えられる。

弾塑性解析技術はこれまで設計など事前対応に利用される技術であったが、広域解析技術が確立されれば事後対応にも利用される技術となると考えられる。広域被害想定が事後対応に利用される例として広く認知されているのはハザードマップであろう。ハザードマップは土地の地盤災害リスクを確認する際などに利用されることが多いが、地震が発生した際には避難行動に役立てることが出来る。ハザードマップでは実際に発生している地震とは異なる地震動が想定されているが、予め地盤モデルを構築していれば地震が発生した時点でその地震波形を用いて解析を行い、被害発生リスクを評価することが可能であろう。このリアルタイムの被害推定が可能であれば、地震発生後の応急対応にも利用することが出来るのではないかと考える。また、本研究で東京海拔ゼロメートル地帯での地盤沈下解析を行ったように、定常的に観測される計測データを用いて再現解析を常に実施することで、リアルタイムの地盤状態を反映した地盤モデルを構築できると考える。今後、本研究での成果をリアルタイムの被害推定につなげられるよう発展させていきたい。ここで、本研究での成果と今後の課題について述べる。

第 1 編では、地震災害発生初期の被害情報不足を解消することを目的とし、ベイズ推定手法を用いた被害情報予測モデルの構築に取り組んだ。本研究で使用する被害情報推定モデルでは死亡者数の経時変化を表現できる死亡者数再現関数を仮定する。最終報告時間までの死亡者数の経時変化を表現する再現関数パラメータをベイズ推定手法によって予測することで、最終報告時間における死亡者数を推定する。既往の研究で構築されてきた被害情報推定モデルでは死亡者数再現関数としてワイブル分布を用いてきた。しかし、ワイブル分布の他に適切な死亡者数再現関数が存在することが考えられるため、成長曲線のひとつであるロジスティック曲線および単純な双曲線を表現できる $TANH$ 関数を用いた被害情報予測モデルを構築し、被害予測時間について検討した。死亡者数の経時変化の再現性については、ロジスティック曲線の再現性が他の関数と比較して高いように見られたが、パラメータの変化に対する感度が高かったため、推定値の収束に時間を要する結果となった。一方で、 $TANH$ 関数では死亡者数の経時変化を再現性高く表現することは出来なかったが、パラメータに対する感度が低いため、他の関数を用いた場合よりも比較的早期に推定値が収束する結果が得られた。また、ベイズ推定手法では初期条件として設定する事前分布が早期の推定に大きく影響する。

そのため、本研究では事前分布の設定手法について検討することで、より早期に被害を予測できる手法の構築を試みた。本検討では、意思決定時点までの被害情報を用いて事前分布を設定する手法として、二通りのアイデアを検討している。検討する事前分布設定手法のひとつは 24 時間時点までの死亡者数を予測し、24 時間時点での実際の死亡者数と比較することで、最終死亡者数を推定するための事前分布を決定する手法である。一つ目の手法を用いて推定を行うことで、おおよそ全ての事例について 27 時間で信頼できる予測を行うことが出来た。検討する事前分布設定手法のもうひとつは、24 時間時点までの死亡者数の経時変化を表現する再現関数パラメータと、最終報告時間までの死亡者数の経時変化を表現する再現関数パラメータとの関係性について着目し、変化量を仮定することで最終死亡者数を推定するための事前分布を決定する手法である。二つ目の手法では再現関数パラメータの変化量について、地域特性に着目して仮定した。この手法ではすべての事例で一様に十分な精度での推定を行うことは出来なかったが、地域ごとに適切な死亡者数再現関数を採用することで、24 時間で信頼できる予測を行うことが出来た。ただし、ベイズ推定手法において情報更新間隔は非常に重要であり、24 時間以内に十分な頻度で情報更新が行われていない事例では推定値の収束に時間を要した。また、本推定手法では東北地方太平洋沖地震の被害予測には 200 時間以上の膨大な時間を要する結果が得られた。今後の大地震に適用する手法を構築するためには統計的手法のみに因らない推定手法の構築が必要と考える。

第 2 編では、弾塑性解析による数値シミュレーションによって地震時被害の正確な予測を行うことを目的とし、推定手法の構築に取り組んだ。弾塑性解析では解析パラメータが非常に多く、パラメータ設定の作業コストが高いという課題がある。本研究では、既往の解析パラメータ決定手法の動的解析への適用を試みた。圧密試験での載荷速度と地震時の外力の載荷速度は大きく異なるが、載荷速度が速い場合には地盤の剛性が高くなるため、既往の試験結果から作成した推定式では地盤の剛性を過小評価する恐れがある。そのため、弾性係数と N 値との関係から新たな圧縮指数推定式を構築し、動的解析に適用できる解析パラメータ決定手法を構築した。さらに、地震時の実際の観測波形を対象に、地震時の地盤挙動を解析によって表現可能か確認した。解析結果として、検討地震動の短周期の成分が主要な場合には実際の観測波形を表現することは困難であるが、卓越周期が 0.5 秒以上の事例ではおおよそ実際の挙動を表現出来ることを確認した。また、実際の広域地盤を対象とした被害シミュレーションとして、東京 23 区を対象に広域一次元動的解析を実施した。東京 23 区の東部には海拔ゼロメートル地帯が広範囲に分布しており、災害リスクが高い地域となっている。東京の海拔ゼロメートル地帯は地下水の過剰な汲み上げによって地盤沈下が生じた地域である。本研究では地下水位の変動を水理境界条件として設定することで、海拔ゼロメートル地帯の形成による地盤状態の変化を解析によって表現した。また、広域一次元動的解析では、東京 23 区のボーリングデータを基に N 値および土質区分についての三次元地盤モデルを構築した。本研究では一次元での動的解析を実施するため、東京 23 区内 1000m 間隔で解析地点を設定し、三次元地盤モデルから一次元解析モデルを作成した。ここで、一次元地盤モデル底面に検討対象地震動を境界条件として設定し、東京 23 区の代表地点とした 463 地点での一次元動的解析を実施した。解析結果として、地点毎の過剰間隙水圧比を用いて液状化リスクを評

価することで、地点毎の液状化リスクの違いを表現することが出来た。ただし、広域弾塑性解析には未だ課題が多く残っている。本研究では十分な計算能力が確保できなかったために一次元での動的解析によって広域の被害リスクを評価した。しかし、代表地点のみでの一次元解析では地点間の液状化リスクについては評価できないため、広域解析としては不十分である。詳細に液状化リスクを評価する際には、より解像度を高めた解析を行うことが望ましい場合があると考えられる。また、一次元解析では周囲の地盤の影響を考慮することが出来ない。周囲の地盤で液状化が生じている場合には、隣接する地点で液状化が生じることが考えられるため、周囲の地盤の影響を考慮するためには三次元解析を行う必要がある。また、本研究では各地点の一次元地盤の底面に検討する地震動を設定しているが、すべての地点で同様の加速度を設定している。実際には解析対象地盤以深の地層によって伝播する加速度波形は異なる。そのため、基盤面での地震動を検討対象の地震動とし、基盤面から解析対象地盤底面までの地震動の増幅を考慮した加速度を入力加速度として設定する必要がある。本研究ではボーリングデータから構築した地盤モデルの地盤情報から解析パラメータを決定したが、ボーリング調査データにおいても実際の地盤情報を正確に評価することは難しく、N 値や土質区分、位置情報など地盤情報には不確実性が多く含まれる。そのため、地盤情報の不確実性を考慮するためには地盤情報にばらつきを持たせ、モンテカルロシミュレーションを行うことが望ましい。ただし、ばらつきを考慮した広域解析の場合には必要な計算コストは相当に増加することが考えられるため、計算能力の十分な向上が重要な課題である。

付録 弾塑性動的解析での解析条件

数値シミュレーションでは、実際の自然現象に対して様々な仮定を設定することで、自然現象を定量的に評価する。付録として、弾塑性有限要素解析による地震被害シミュレーションにおいて設定する解析条件について述べる。

1. 土/水連成での一次元動的解析での解析条件

有限要素解析では解析対象の事象を表現するためにどのような境界条件を設定するかが非常に重要である。ここでは、土/水連成での一次元動的解析での境界条件について記述する。

1.1 一次元解析メッシュ

有限要素法による一次元動的解析での地盤モデルは鉛直柱の二次元メッシュを用いる。一般的に上端面を地表面とし、地表面から入力基盤までをモデル化する（図-1）。

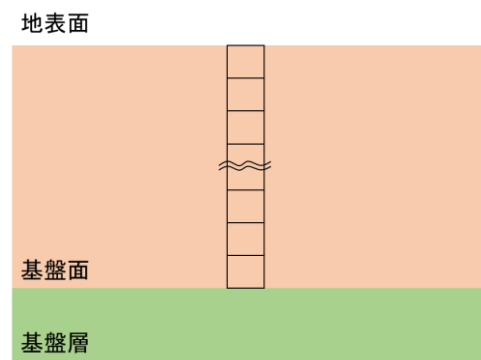


図-1 一次元動的解析メッシュ

1.2 水頭境界条件

地震応答解析では、境界面での水理境界条件として非排水条件を設定することが多い。地震挙動は一般的に極めて短い時間の現象であり、地震時に間隙水の移動が生じることは考えにくいいためである。ただし、地表面は常に排水条件と設定する 경우가多く、動的解析においても地表面については排水境界条件を設定する人が多い。

1.3 周期境界条件

有限要素解析によって一次元動的解析を行う場合には鉛直柱の二次元メッシュを考えることが一般的である。一次元動的解析では水平成層地盤の一地点を想定するため、二次元メッシュの側面は常に両側面が同様の挙動を示す周期境界条件を設定する。

2. 入力地震動の設定

地震応答解析においては、検討対象とする入力地震動を境界条件として設定する。ここで、検討対象とする入力地震動をどのように定義し、境界条件として設定するかは外力を左右する事項であり、解析結果に大きく影響を及ぼす。そのため、ここでは入力地震動の設定について記述する。

2.1 入力地震動の定義¹⁾

動的解析では一般的に鉛直方向に伝播する地震動について考える。地震波は発生する地点から屈折を繰り返すことで次第に鉛直方向に近づく。震源の深さは動的解析で検討する地盤深さよりもはるかに深いので、入力地震動はおおよそ鉛直方向に伝播する波となっていると考えられる。入力地震動について考える際、地震波は上昇波（E波）と下降波（F波）に分けて考えられることが多い。図-2には地盤を伝播する地震動の概略図を示す。地震波は上昇するE波と地層面で反射して下降するF波が

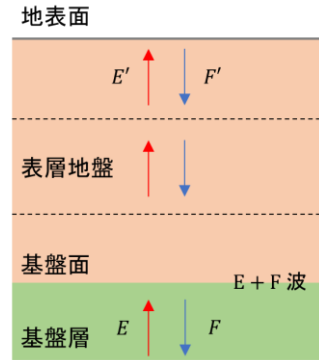


図-2 地震動の伝播

合わさった波であり、E+F波と表現される。地中に位置する地震観測所などで観測される地震波はE+F波であり、表層地盤の影響を反映した地震波となっている。したがって、ある地点で観測された地震波を他の地点での入力波形として使用することは望ましくない。また、基盤面の上に地盤が存在しないと仮定すると、基盤面での反射波は上昇波と一致する。この時の基盤面での地震波は2E波と表される。ここで、2E波は表層地盤によらない地震波であると考えることが出来る。2E波の入力地震動は、解析地盤の底面に粘性境界を設定することで表現できる²⁾。粘性境界条件は一般的な剛基盤の条件とは異なり、境界外部に地震波が逸散する条件を設定するものであり、基盤面での下降波の下方逸散を表現することが出来る。

2.2 地震動の入力深度

地震動は解析で想定する地盤よりもはるかに下方から伝達されるが、地震動が発生した箇所より上方のすべての地盤を正確にモデル化し伝達過程を解析することは極めて困難である。ここで、入力深度の違いが解析結果に及ぼす影響について記述する。

図-3のように二つの質点が連結した簡単なばねモデルを考える。上部の質点の変位を $x_2(t)$ 、質量を m_2 、中間の質点の変位 $x_1(t)$ 、質量を m_1 、中間の質点と上部の質点を結ぶばね係数を k_2 、中間の質点と下部基盤を結ぶばね係数を k_1 、下部基盤での変位を $x_0(t)$ とする。上部の質点に着目すると振動方程式は式(1)のように表せる。式(1)は式(2)のように変換でき、 x_2 は式(3)のような形で表せる。

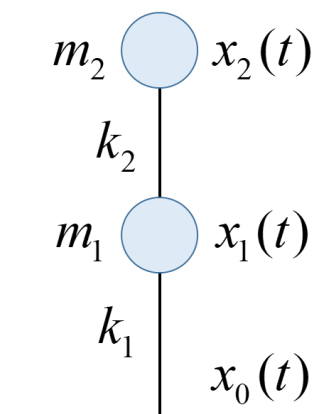


図-3 ばねモデル概念図

$$m_2 \frac{d^2 x_2}{dt^2} = -k_2 (x_2 - x_1) \quad (1)$$

$$m_2 \frac{d^2 x_2}{dt^2} + k_2 x_2 = k_2 x_1 \quad (2)$$

$$x_2 = \frac{k_2}{k_2 - m_2 \omega^2} x_1 \quad (3)$$

ここで式(3)より, $x_2(t)$ は中間点の変位 $x_1(t)$, 上部の質点の質量 m_2 および中間の質点と上部の質点を結ぶばね係数を k_2 から求まる値であることが分かる. そのため, 変位のみに着目すれば, 動的解析において, 解析対象深度以深について検討する必要は少ないと考えられる.

3. メッシュサイズ依存性

有限要素解析による動的解析ではメッシュ間隔を細かく設定するほど計算コストが大きくなるが, メッシュ間隔が粗ければ周波数の大きい波が遮断され, 適切な計算結果が得られない場合がある. 鉛直方向のメッシュ間隔 h は地盤のせん断波速度 V_s や想定する地震動の最大考慮周波数 f_{\max} に応じて算定する以下のような式がある³⁾.

$$h \leq (1/m)(V_s / f_{\max}) \quad (4)$$

ここで, m は伝播する波の周波数成分が遮断されないための波長の分割数である. 式(4)は一般に用いられる算定式であるが, 実際に解析を行う際には, メッシュ間隔をさらに細かくした場合でも解析結果に違いが生じないことを確認したうえで解析を行うことが望ましい.

ここで, 一次元弾塑性動的解析でのメッシュ間隔依存性について確認を行う. ボーリング調査データに含まれる N 値などの試験データは深さ方向に 1.0m 間隔で実施されている場合が多い. このようなボーリング調査データを基に動的解析を行う場合には N 値の分布間隔に倣い, 1.0m のメッシュ間隔を設定することが多い. ここで, 1.0m のメッシュ間隔で実施する解析結果と 0.5m のメッシュ間隔で実施する解析結果とを比較し, メッシュ間隔の依存性について確認する. 基本とした解析モデルは深さ 63m までの地盤をモデル化しており, 1.0m 間隔で 63 要素から成る鉛直柱の解析メッシュである. 解析領域を変化させないため, メッシュ間隔を半分にしたケースでは 0.5m 間隔で 126 要素から成る鉛直柱の解析メッシュを考える. 基本の解析メッシュを用いた解析ケースを Mesh 1, メッシュ間隔を半分とした解析ケースを Mesh 2 と呼ぶこととする. 入力地震動について, 加速度波形を図-4, フーリエスペクトルを図-5 に示す. 入力加速度は最大加速度が 500Gal を超える加速度波形であり, フーリエスペクトルを見ると 1.5 秒付近の成分が卓越するような地震動となっている. また, 比較的周期の短い成分についても大きい振幅となっているため, 短周期成分に影響が出ることが考えられる. 解析結果として Mesh 1, Mesh 2 での地表面加速度を図-6 に示す. 最大加速度が大きく, Mesh 1, Mesh 2 の違いを確認することが難しいため, 拡大したグラフを図-7 に示す. また, Mesh 1, Mesh 2 での地表面加速度のフーリエスペクトルを図-8 に示す. 図-5, 図-6 を見ると, 加速度の大きい 50~60 秒付近の時点で, Mesh 2 のほうが Mesh 1 よりも加速度が大きいことが確認できる. 一方で, 加速度の比較的小さい時点では加速度の違いはあまり確認できない. 図-7 より, フーリエスペクトルを比較すると, 3 秒以下の周期ではおおよそどの周期の成分も Mesh 2 では Mesh 1 よりも大きな振幅が得られている.

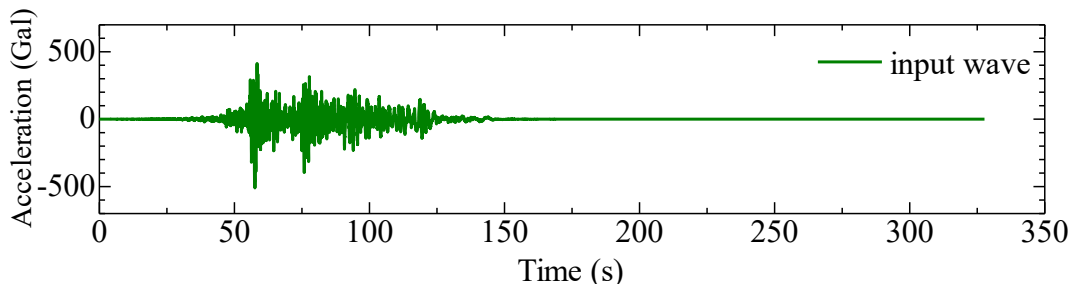


図-4 入力地震動加速度波形

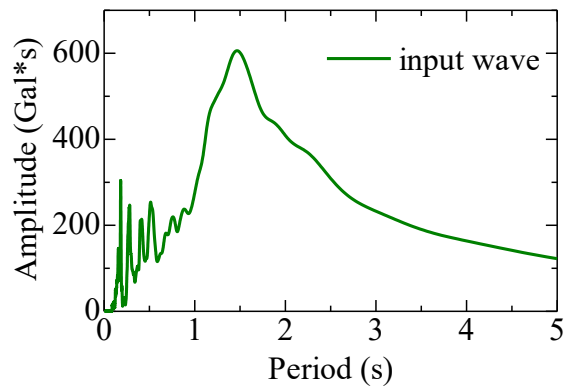


図-5 入力地震動フーリエスペクトル

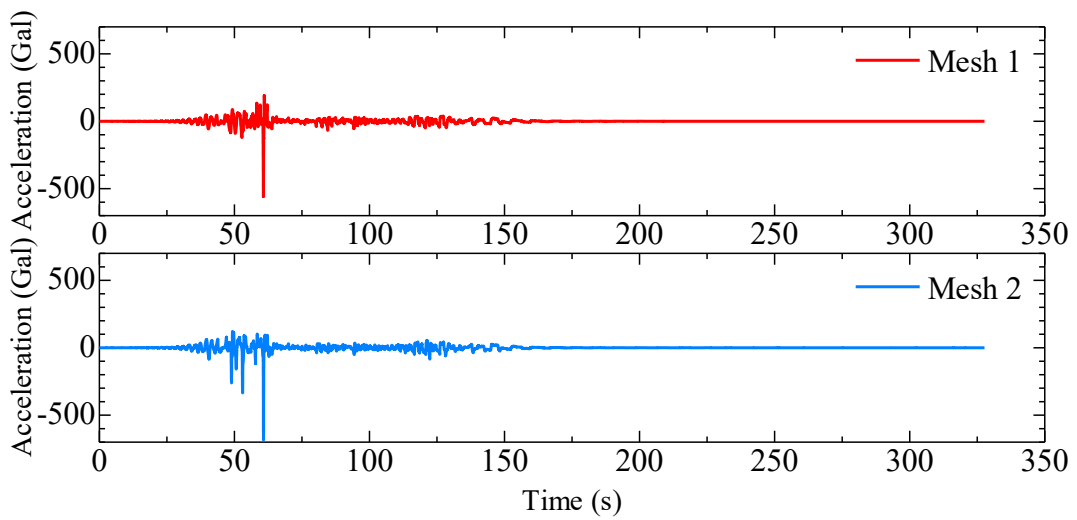


図-6 地表面加速度波形

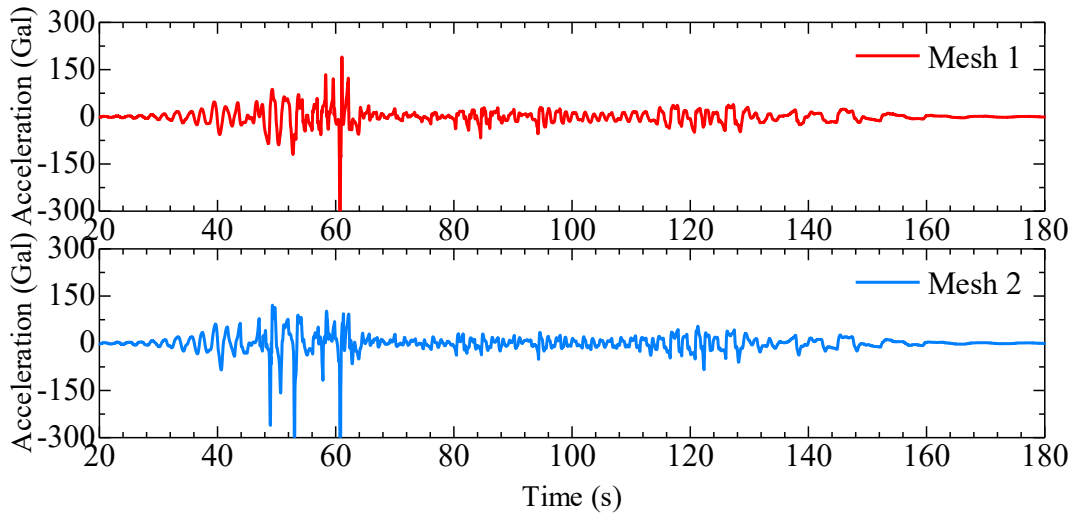


図-7 地表面加速度波形（20～180 秒について拡大）

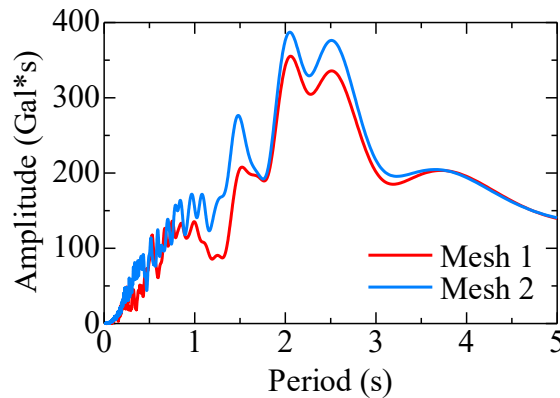


図-8 地表面加速度フーリエスペクトル

4. 入力地震動の時間間隔

有限要素解析では時間増分の設定が解析結果に影響を及ぼす場合がある。メッシュ間隔と同様に時間間隔を細かく設定すれば計算コストが大きくなるが、粗すぎればと計算エラーが生じる場合や適切な計算結果が得られない場合がある。地震応答解析では地震動を入力するが、地震動は極めて短い時間に生じる現象であるため、十分に細かい時間増分を設定する必要がある。一方で地震応答解析では設定すべき時間増分に対して長時間継続する事例もあり、計算コストが問題になる場合も多い。

ここで、メッシュ間隔の依存性と同様に、一次元弾塑性動的解析での時間間隔の依存性について確認を行った。地震動の観測値は 0.01 秒のサンプリング間隔で得られていることが多い。そのため、実測値に沿って解析を行う場合には観測値と同様に 0.01 秒の時間増分で解析を行うことが妥当であろうと考えられる。しかし、加速度が大きい場合には 0.01 秒の間の加速度増分が大きくなり、有限要素解析では正確に計算できない場合がある。ここでは、0.01 秒の時間増分を基本とし、時間増分を 1/2, 1/4, 1/8 とした解析との結果を比較することで時間

増分の依存性について確認する。基本の 0.01 秒の時間増分で実施する解析ケースを case1, 0.005 秒の時間増分で実施する解析ケースを case2, 0.0025 秒の時間増分で実施する解析ケースを case3, 0.00125 秒の時間増分で実施する解析ケースを case4 と呼ぶこととする。入力地震動はメッシュ間隔依存性の確認で用いたものと同様の地震動 (図-4,5) を使用している。地盤モデルについてもメッシュ間隔依存性の確認の基本メッシュと同様にしている。解析結果として case1~4 での地表面の加速度波形を図-8 に示す。ただし、加速度波形は加速度の大きい 20~180 秒の区間のみを拡大している。最大加速度が観測されている 40~70 秒付近を見ると、最大振幅の大きさに違いが見られるものの波形の違いは小さい。一方で、80 秒以降の比較的振幅の小さな区間では波形の違いが確認できる。Case1 の 80~100 秒付近の振幅は他の 3 ケースと比べて大きくなっている。また、Case2 の 120~160 秒付近の波形は他の 3 ケースと比べて周期の大きい波となっていることが確認できる。Case1, case2 では他のケースとの違いが確認できるが、case3, case4 の間には顕著な違いは見受けられない。本解析では 0.0025 秒よりも細かい時間増分を設定すれば、おおよそ安定した解析結果が得られると考えられる。図-9 には case1~4 での地表面加速度のフーリエスペクトルを示す。図-10 には case1~4 での地表面加速度のフーリエスペクトルについて周期 3 秒までを拡大している。Case1,2 では case3,4 と比較して 3 秒以降の周期での振幅が顕著に大きい。一方で、case3,4 についてはどの周期の成分についても振幅の違いがほとんど見られないことから、case3,4 の時間増分では解析結果がおおよそ収束していると考えられる。

本検討では、メッシュ間隔及び時間増分が解析結果に及ぼす影響について、実際に解析を行うことで確認した。本検討の一つの解析条件のみを扱っているため、メッシュ間隔および時間増分としてどのような値を設定すべきかという一般的な値を示すことは出来ない。ただし、一次元動的解析の際にメッシュ間隔や時間増分が解析結果にどれほどの影響を及ぼしうるか示すことが出来たと考える。今後の動的解析ではメッシュ間隔や時間増分の依存性について十分に検討したうえで、解析を実施すべきであろう。

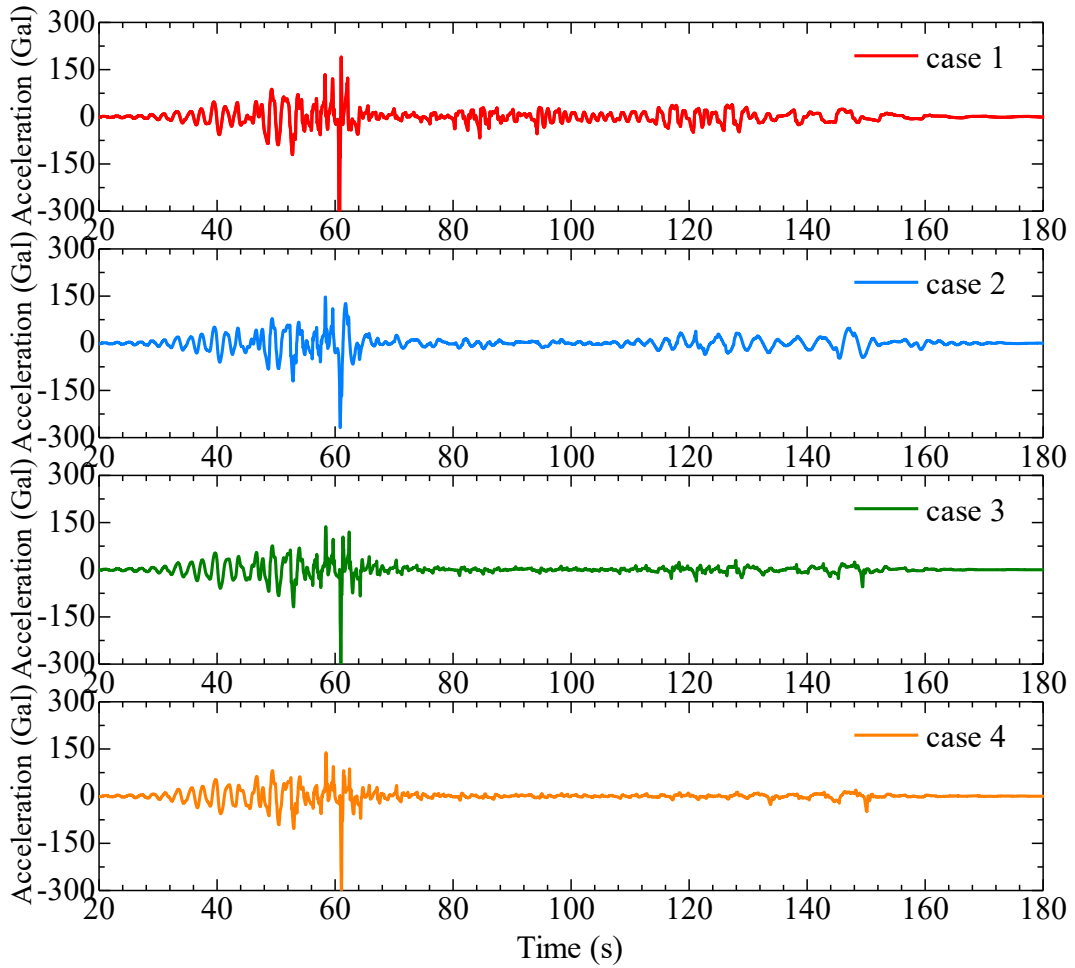


図-8 地表面加速度波形 (20~180 秒について拡大)

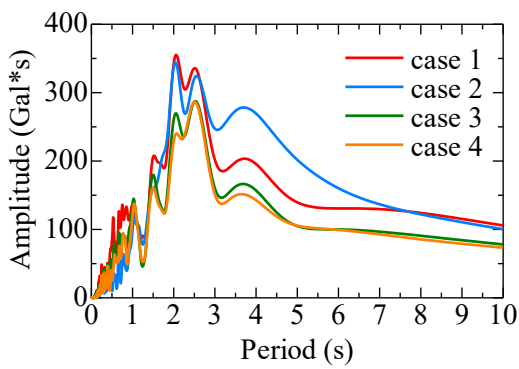


図-9 地表面加速度フーリエスペクトル

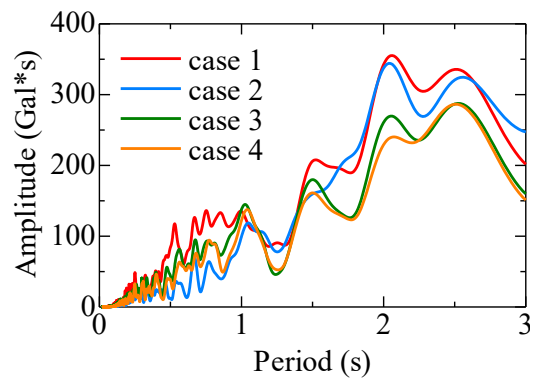


図-10 地表面加速度フーリエスペクトル
(周期 3 秒までを拡大)

参考文献

- 1) 土木学会：実務者のための耐震設計入門，1999.
- 2) 寺田賢二：重要構造物基礎地盤の安定性評価における解析条件の設定方法について，土木学会，第37回岩盤力学に関するシンポジウム講演集，2008.
- 3) 土岐憲三：建造物の耐震解析，新体系土木工学 11，技報堂出版，1981.

神戸大学博士論文「地震情報に基づく被害規模と地盤災害の予測に関する基礎的研究」

全 131 頁

提出日 2021 年 1 月 19 日

本博士論文が神戸大学機関リポジトリ **Kernel** にて掲載される場合、掲載登録日（公開日）はリポジトリの該当ページ上に掲載されます。

© 本田 和也

本論文の内容の一部あるいは全部を無断で複製・転載・翻訳することを禁じます。