

科学研究費基盤研究(A)報告書

平成 29 年度 ~ 令和元年度

内陸型地震と海溝型地震の双方に対応できる 社会インフラの頑強・強靱化とその定量評価

令和 2 年 3 月

研究代表者 清野 純史
(京都大学工学研究科)

目 次

はじめに (清野純史)	i
第 1 章 社会インフラの頑強・強靱化に向けて (清野純史)	
1.1 はじめに	1
1.2 1995 年兵庫県南部地震以降の主な地震	1
1.3 1995 年兵庫県南部地震以降の被害地震の概要	2
1.4 ハードとソフトの組み合わせ	5
1.5 今後の課題とまとめ	6
第 2 章 社会インフラの頑強化・強靱化を効率的に進めるための地震動評価手法 (野津 厚)	
2.1 はじめに	9
2.2 疑似点震源モデル	10
2.3 スラブ内地震への適用	11
2.4 震源パラメタの統計的性質	15
2.5 まとめ	17
第 3 章 社会インフラの頑強化・強靱化に対する津波の影響評価 (奥村与志弘)	
3.1 はじめに	20
3.2 杭基礎建物の被災状況を踏まえた 2011 年東北地震津波による女川町の地盤応答特性の推定	20
3.3 2011 年東北津波によって流出した女川町の RC 建物に対する周辺建物群の影響	31
3.4 杭基礎建物の津波転倒メカニズムに対する周辺建物群の影響	33
3.5 まとめ	36
第 4 章 下水道埋設管路の地表断層変位による被災メカニズムの考察 (庄司 学)	
4.1 はじめに	37
4.2 分析対象とするデータおよびその特徴	37
4.3 被害形態の分析および観測値と被害の比較	38
4.4 管路と地表断層変位の交差角	40
4.5 地表変位の計算	42
4.6 まとめ	46
第 5 章 断層変位を受ける管路の数値解析を利用した頑強性評価 (小野祐輔)	
5.1 はじめに	48
5.2 解析方法と解析モデル	48
5.3 解析結果と考察	50
5.4 まとめ	53

第 6 章	盆地地盤における大口径埋設管路網の地震リスク評価と対策の提案（鋤田泰子）	
6.1	はじめに	56
6.2	サイホンの耐震性能照査法	57
6.3	サイホンのパラメータ解析	58
6.4	優先順位決定指標の提案	63
6.5	優先順位決定指標の適用	65
6.6	まとめ	68
第 7 章	通信基盤設備の耐震評価技術（酒井久和・鋤田泰子）	
7.1	はじめに	70
7.2	研究方法	71
7.3	回帰分析結果	72
7.4	管路被害評価式の妥当性検証	74
7.5	まとめ	76
第 8 章	上水道のマルチハザード対応（宮島昌克）	
8.1	はじめに	78
8.2	自然災害による上水道の断水被害に関する分析	78
8.3	全国水道事業体における災害対策計画の現状	80
8.4	水道事業体の災害対策計画の課題と考察	85
8.5	まとめ	86
第 9 章	ライフラインの劣化に伴う機能低下度の定量化（鈴木崇伸）	
9.1	はじめに	87
9.2	被害率分析	88
9.3	鋼管の劣化	90
9.4	V 管の劣化	91
9.5	小まとめ	93
第 10 章	PFS 工法の動的挙動に関する遠心模型実験と数値解析モデルの妥当性（飛田哲男）	
10.1	はじめに	95
10.2	疑似過圧密粘性土の物理特性について	95
10.3	遠心模型実験	96
10.4	有効応力解析	98
10.5	まとめ	103
第 11 章	無筋コンクリート鉄道橋脚の数値解析手法の開発（古川愛子）	
11.1	はじめに	105
11.2	改良版個別要素法	106
11.3	ばねの配置が摩擦係数およびロッキング挙動に及ぼす影響	108
11.4	無筋コンクリート橋脚の振動台実験の再現解析	111
11.5	まとめ	115

第 12 章	地震時の高速道路ソフト対策立案のための車両シミュレーション (清野純史)	
11.1	はじめに	117
11.2	車両挙動解析手法	117
11.3	衝突モデルとハンドル操作の妥当性	122
11.4	地震時の車群挙動解析	124
11.5	結論	127

はじめに

清野純史^{*1}

1995年の兵庫県南部地震では、内陸型地震特有の周期の短い、しかし破壊的なパワーを持つ揺れによって多くの構造物が甚大な被害を受けた。その反省から、我々は特に「施設の耐震」に力点を置き、ハードを中心とした強くて壊れない構造物を造ってきた。しかし、2011年に海溝型の東北地方太平洋地震が起ると、その地震動の揺れもさることながら、地震後の津波によって多くの人的・物的な犠牲を払うに至った。またその長周期超継続時間の揺れは、数百キロ離れた東京・名古屋・大阪でも威力を発揮した。プレート間地震である2015年のネパール・ゴルカ地震でも4-5秒という長周期成分が支配的な地震動が発生している。ハード対策の限界を知り、その溝をソフト対策で補う方策がとられた所以である。このような被災経験に基づく国を挙げての取り組みは、諸外国に類を見ない先進的な取り組みであった。しかし、その方策が冷めやらぬうちに起こったのが、活断層による典型的な内陸型地震である2016年熊本地震である。発生確率だけから考えると数百年～数千年に一度起こるか起こらないかの確率の地震であるが、震度7の短周期の強烈な揺れは住家被害にとどまらず、重要な社会インフラにも大きな傷跡を残した。

内陸型地震は、マグニチュード自体はさほど大きくはないが、都市の直下や近傍で起こった場合にはその強い揺れのため、人的・物的被害が甚大になる。一方、海溝型巨大地震の特徴は、長周期・長継続時間地震動に加えて時として大津波を伴うこと、その被害が複数の府県を跨ぐ広域災害になり得ることである。しかし、例えば南海トラフの強震動発生域が陸側の場合、その地震動は海溝型地震の性質のみならず、内陸直下の地震の特徴をも有することになるために、内陸・海溝型地震に対して、それぞれ独立した形で社会インフラの性能や機能を検討するのではなく、地震の型に依存しない包括的な耐震安全性の検討を行う必要がある。

社会インフラは地震の型には関係なく、あらゆる局面において常に高い安全性を確保しなければならない。本研究の狙いはまさに、これまでのような内陸型と海溝型の地震の間で揺れ動く対策ではなく、幅広い地震動特性に柔軟に対処できる頑強かつ強靱な社会インフラの構築とその評価にある。

本研究では、電気・ガス・上下水道・通信や道路・鉄道・港湾・空港、河川/海岸堤防、産業施設などの社会インフラなど、公共性の高いライフラインを中心とした社会基盤施設が、内陸型・海溝型双方の広範な特徴を有する地震動に対して有すべき構造的・機能的性能をハード・ソフト両面から定量評価し、併せてハード的な頑強化とそれにソフト的な要素をも組み込んだ強靱化について、以下の3点に的を絞って検討する。

(1) 社会インフラの頑強化・強靱化を効率的に進めるための地震動の包括的な評価

地盤による地震動の増幅特性の調査に基づき、大きな揺れの発生しやすい場所に立地するインフラの耐震補強を、地震の型によらずに進めるための地震動とサイト特性の評価を行う。

(2) 断層変位を含む強震動及び津波の影響を考慮したインフラの頑強性・強靱性評価

ライフラインに代表される社会インフラが、内陸型・海溝型双方の広範な特徴を有する地震・津波に対して保有すべき耐力と、目標とする回復力の定量評価を行う。

(3) 定量化したリスク評価指標に基づく頑強化・強靱化の方策の検討

海溝型、内陸型双方の社会インフラの地震動挙動の把握に基づき、ハード対策による抵抗力（頑強性）の増強法と、ソフト対策をも加えた対応力・回復力（強靱性）の向上法を検討する。

このように、公共性の高いライフラインを中心とした社会インフラに対し、ハード対策を中心とした頑強化と、それにソフト対策を取り入れた強靱化をバランスよく推進するための方法論を展開することにより、南海トラフの巨大地震や首都直下地震、内陸活断層に起因する地震の如何を問わず、社会インフラの総合的な安全性が飛躍的に向上するものと考えられる。

^{*1} 研究代表者 京都大学大学院工学研究科 (〒615-8540 京都市西京区京大大学桂)

E-mail: kiyono.junji.5x@kyoto-u.ac.jp

以上より、本研究では、電気・ガス・上下水道・通信や道路・鉄道・港湾・空港、河川/海岸堤防、産業施設などの社会インフラなど、公共性の高いライフラインを中心とした社会基盤施設が、内陸型・海溝型双方の広範な特徴を有する地震動に対して有すべき構造的・機能的性能をハード・ソフト両面から定量評価し、併せてハード的な頑強化とそれにソフト的な要素を組み込んだ強靱化について検討を行った。

本報告がその目的通り、公共性の高いライフラインを中心とした社会インフラに対し、ハード対策を中心とした頑強化とそれにソフト対策を加味した強靱化を推進する上での一助となれば幸いである。

本研究の研究代表者および研究分担者の所属と主な研究内容は以下の通りである。

研究代表者	清野 純史	京都大学工学研究科	社会基盤施設の地震時頑強性・強靱性と総括
研究分担者	宮島 昌克	金沢大学環境デザイン学系	上水道ネットワークのマルチハザードレジリエンス
	鈴木 崇伸	東洋大学理工学部	ライフラインの劣化に伴う機能低下度の定量化
	酒井 久和	法政大学デザイン工学部	地中埋設管路の新たな耐震性評価手法
	野津 厚	(独)港湾航空技術研究所	社会インフラの頑強化・強靱化を効率的に進めるための地震動評価手法
	庄司 学	筑波大学システム情報系	強震動と津波、地表断層変位等の複合作用を受ける社会インフラの被害把握とメカニズム考察
	飛田 哲男	関西大学工学部	大地震に対する社会インフラの頑強化・強靱化に関する数値モデルの検証
	小野 祐輔	鳥取大学工学部	社会インフラの断層変位に対する頑強性評価のための数値解析法の開発
	楯田 泰子	神戸大学工学研究科	盆地地盤における大口径埋設管路網の地震リスク評価と対策の提案
	古川 愛子	京都大学工学研究科	無筋コンクリート鉄道橋脚の耐震照査手法の開発
	奥村与志弘	関西大学社会安全学部	社会インフラの頑強化・強靱化に対する津波の影響評価

本研究は、平成29年度～令和元年度の3年間にわたり、文部科学省・科学研究費基盤研究(A)の補助金の下に執り行われたものです。ここに記して感謝の意を表します。

1. 社会インフラの頑強・強靱化に向けて

清野 純史*¹

1.1 はじめに

社会インフラは内陸型・海溝型などの地震の型には関係なく、あらゆる局面において常に高い安全性を確保しなければならない。1995年の兵庫県南部地震の甚大な人的・物的被害は言うに及ばず、2004年のスマトラ沖地震や2011年の東北地方太平洋沖地震などの津波被害を伴う海溝型の大地震、また2016年の内陸活断層の活動による熊本地震や2018年の大阪府北部の地震に限っても、電気・ガス・上下水道・通信や道路・鉄道・港湾・空港、河川/海岸堤防、産業施設などの社会インフラに多数の被害が発生している。

本報告では、まず社会インフラのハード対策による抵抗力（頑強性）の増強と、それにソフト対策を取り入れた回復力（強靱性）の向上をバランスよく推進する方策を検討するために、過去からの教訓として1995年の阪神淡路大震災以降の被害地震を概観する。その上で、様々な社会インフラが、今後の地震動や津波に対してどのような課題を有しているのかを、来たるべき南海トラフの巨大地震を例に提示する。

1.2 1995年兵庫県南部地震以降の主な地震

1995年1月17日午前5時46分、淡路島北部を震源とする気象庁マグニチュード7.2の兵庫県南部地震は、阪神淡路地域を中心に未曾有の被害をもたらした。その震災から早や四半世紀が過ぎたが、地震ハザードは依然として人間社会に大きな負のインパクトを残し続けている。

表 1.1 平成7年以降に顕著な災害を起こした地震の名称（気象庁¹⁾を基に作成)

地震名	M _J	最大震度
平成7年(1995年)兵庫県南部地震	7.3	7
平成13年(2001年)芸予地震	6.7	6弱
平成15年(2003年)十勝沖地震	8.0	6弱
平成16年(2004年)新潟県中越地震	6.8	7
平成19年(2007年)能登半島地震	6.9	6強
平成19年(2007年)新潟県中越沖地震	6.8	6強
平成20年(2008年)岩手・宮城内陸地震	7.2	6強
平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震	9.0	7
平成28年(2016年)熊本地震	7.3	7
平成30年(2018年)北海道胆振東部地震	6.7	7

*¹ 京都大学工学研究科都市社会工学専攻（〒615-8540 京都市西京区京都大学桂）
E-mail: kiyono.junji.5x@kyoto-u.ac.jp

1995年の兵庫県南部地震以降、気象庁がその名称を定めた地震現象は、表 1.1 に示すように 10 を数える。これらの地震は、地震の規模や被害の程度など気象庁が定める基準を満たす場合に命名される¹⁾。そのため、例えば 2018 年に大阪府内で震度 6 弱を記録した地震は人口の集中する大都市で起こった都市型の地震として注目されたが、気象庁は命名を行っておらず、「2018 年の大阪府北部の地震」としての一般名称の形となっている。

1.3 1995 年兵庫県南部地震以降の被害地震の概要

ここでは、1995 年兵庫県南部地震以降の主な被害地震の人的被害、構造物被害およびライフライン被害の概要²⁾について述べる。

(1) 1995 年(平成 7 年)兵庫県南部地震

1990 年代に入り、寒冷地であるがゆえ地盤の凍結による埋設管被害発見の困難さを露呈した 1993 年(平成 5 年)の釧路沖地震(M7.8)³⁾、甚大な津波被害、及び鉄道では電車線鉄柱の折損被害等が生じた 1994 年(平成 5 年)の北海道南西沖地震(M6.8)、1994 年の北海道東方沖地震、三陸はるか沖地震と続き、1995 年(平成 7 年)には活断層の活動による、いわゆる都市直下型の兵庫県南部地震(M7.3)が起こった。

この兵庫県南部地震は、6 千人を越える死者、4 万人を越える負傷者、住家の全壊約 11 万棟、半壊約 14 万 7 千棟⁴⁾に及ぶとともに、電気・ガス・水道・通信施設が壊滅的な被害を受け、また道路高架橋や新幹線高架橋の倒壊・落橋など、ありとあらゆるタイプの被害が生じた。これまでのライフライン事業者は、地震のたびに経験を積み上げ、その後の地震に対する準備や対応を策定して対処してきたが、兵庫県南部地震では、事業者単体で対処するには人的資源も物的資源もあまりに不足しすぎていたため、これまでに経験した被害規模の単なる外挿では済まず、復旧は遅れに遅れた。

上水道は、給・配水管被害を含むあらゆる水道施設が被災し、兵庫県・大阪府を中心に約 123 万戸が断水したが、1 ヶ月半後には漏水箇所の仮補修や仮設配管により仮復旧が終了している。下水道施設は、家庭排水設備から処理場・ポンプ場、管渠に至るまで大きな被害を被った。神戸の東灘処理場では処理機能が完全に停止(4 ヶ月後に機能回復)し、神戸市内の下水管渠施設(汚水・雨水)の敷設延長の 2%弱が被災した。電力は、地震直後には送電設備・配電設備の被害により関西電力管内の需要の 1/4 に当たる約 260 万戸が停電したが、約一週間後には応急送電により停電はほぼ解消した。家屋倒壊や火災による電柱や引込み線被害も多数発生した。ガスは、大阪ガス管内で約 86 万戸の供給が停止したが、3 ヶ月後までにはほぼ供給を再開した。通信施設は、一部の設備被害とともに約 30 万回線が一時的に不通となる被害を受けた。これ以降、全国利用型伝言ダイヤルが開発され、また衛星利用が拡大されている。鉄道においては、列車の脱線、高架橋の損壊、軌道変状、盛土の崩壊のみならず、停車場設備や電気設備、そして車両基地に至るまで大きな被害を受けた。山陽新幹線で 8 箇所、在来線および新交通システムで 24 箇所の計 32 箇所が橋梁の落橋が発生している。道路では、阪神地区の大動脈である国道や高速道路が落橋等で寸断されるとともに、家屋の倒壊で生活道路が機能しない状態になるなど、消火・避難・救援・復旧・生活物資輸送などあらゆる面に多大な負の影響を与えた^{5) 6)}。

(2) 2000 年(平成 12 年)鳥取県西部地震

周回道路の被害で孤立集落を生んだ 2000 年(平成 12 年)の神津島近海地震(最大で M6.5)に続き、同じく 2000 年(平成 12 年)には鳥取県西部地震(M6.7)が起こった。

活断層は事前には指摘されておらず⁷⁾、地方の中都市である米子、境港市を中心に被害が広がった。鳥取県における断水被害総数は最終的に 5,744 戸であり、近隣県を合わせると 6,801 戸に断水が生じた。下水道の被害としては、主に管渠の破損とマンホールの隆起などの 10 数件が報告されている。ガス漏れは 43 件発生したが、ほとんどが灯内管であり、本支管の被害は数箇所程度であった。電力については、地震直後に停電したがすぐに復旧した。鳥取、岡山、島根など合わせて 17,403 戸が被害を受けた。電話については、溝口

町内の一部不通を含め、鳥取県内で134回線が被害を受けた。また、安否を確認する電話が殺到して輻輳したが、災害用伝言ダイヤルを設けるなどして対応した。運用開始後30分で約3,200件の利用があるなど、これまでの災害で最高の利用数を記録した。道路橋については構造物そのものの被害は少なく、ほとんどが橋台付近での地盤の変状による段差の発生であった。山間部では地震動による土砂災害、法面崩壊、落石等の影響による被害が見られた⁸⁾。

(3) 2004年(平成16年)新潟県中越地震

震源が深いスラブ内地震で、広島・愛媛など広範囲で強い揺れが生じ、三原駅付近で山陽新幹線高架橋ラーメンの中間梁が被害を受けた2001年(平成13年)の芸予地震(M6.7)、東北新幹線の石鳥谷付近の高架橋がせん断破壊を起こした2003年(平成15年)の宮城県沖の地震(M7.0)、強い地震が連続的に発生した2003年(平成15年)の宮城県北部地震(M6.2)、また、同じく2003年の十勝沖地震(M8.0)では、道路橋や新幹線を含む鉄道に被害が出ており、また石巻線前地谷駅構内、根室本線音別駅構内で車両の脱線が生じている⁶⁾。

2004年(平成16年)の新潟県中越地震(M6.8)では、死者68人(含む遷延死)、重軽傷者4,795人に及ぶ人的被害と、全壊3,175棟を含む120,837棟の住家被害が生じた⁹⁾。また、電気・ガス・水道・通信などあらゆるライフライン被害が生じた¹⁰⁾。特に、新幹線の歴史上初の脱線事故やこれまで顕著な地震被害の生じていなかった山岳トンネルの被害、中山間地帯の道路被害により孤立集落が発生したのも特徴である。高速道路でも震源近傍に位置する関越自動車道の盛土・切土等の土工部や橋梁・トンネル被害などにより、車両を残して避難する事態も生じた¹¹⁾。上水道は35市町村13万戸が断水状態になった。また斜面崩壊などの地盤災害による送水ルートの遮断も発生した。管路被害率は、長岡市で0.266件/km(288件/1084.4km)、小千谷市で0.266件/km(102件/328.5km)であった。下水道は26市町村で、マンホールの浮き上がりなど1,453箇所、管渠破損や路面異常5,889箇所の被害が発生した。寒冷地特有の消雪パイプや流雪溝の被害も多数生じている。電力では、地震直後に約28万戸に供給被害が生じた。また、送電設備(鉄塔)の一部が斜面崩壊の影響などで倒壊や傾斜の被害を受けている。配電設備や、電柱や電線など8,373件の被害が報告されている。ガスは、5つの公営事業者を含む6事業者が地震の揺れ(SI値など)を参考に新潟県内の約56,800戸への供給を停止した。被害は低圧のねじ継ぎ手鋼管の破損が多かった。通信は、6箇所の中継伝送路の切断と57箇所の交換ビルでの停電が生じたが、山古志など一部の村落を除き、多ルート化などの対策により被害は最小限に留まった¹⁰⁾。鉄道では、乗客151人を乗せた上越新幹線下り列車「とき325号」が200km/hを超えるスピードで走行中に妙見トンネルの出口付近で地震に遭遇、ユレダスの作動によりトンネルを出てから警報を受け、直ちに送電が停止されたのとほぼ前後して運転士が非常用ブレーキを作動させたとも言われているが、とにかく脱線して停止した。また、浦佐～長岡間の5つのトンネルや、只見線や信越線などの在来線も大きな被害を受けた⁶⁾。

(4) 2007年(平成19年)能登半島地震

2007年(平成19年)の能登半島地震(M6.9)では、被害は限定的だが死者が1人、重傷者が29人、軽症者が268人の人的被害が生じ、また、全壊476棟、半壊620棟、一部損壊4,963棟の住家被害が発生した。上水道は主に管路の被害であり、輪島市では281世帯において断水が発生した。電力は地震発生直後、一時的に石川県で約11万戸、富山県で約5万戸の停電が発生したが、翌日には復旧した。道路は各地で土砂崩れや陥没が発生した。鉄道はJR七尾線でやのと鉄道でレールの浮き上がりやずれが生じた¹²⁾。

(5) 2007年(平成19年)新潟県中越沖地震

2007年(平成19年)の新潟県中越沖地震(M6.8)では、新潟県で死者15人、重軽傷者2,315人、建物全壊1,319棟、大規模半壊857棟、半壊4,764棟、一部損壊34,659の被害が生じ¹³⁾、また原子力発電所周辺施設の被害も発生した。特にガス・上下水道管路には、液状化による側方流動や斜面・法面被害による地盤変状、砂地盤や緩斜面、異地質境界面などに多くの被害が発生した。上水道は、送水管や大口径管路に多くの被害が見られ、柏崎の配水管路被害率は0.65件/kmにのぼった。柏崎市ガス水道局の供給エリアではガスの供給

が停止された。復旧対象戸数約3万戸のうち復旧に時間を要する約3千戸を除いた需要家への供給は約1ヵ月後に完了したが、復旧工事は液状化や水道管被害によるガス管への浸入水により困難を極めた。電力製造としての原子力施設では、原子炉主要部分以外の構造部分への耐震化への配慮や、沈下や流動などの地盤変状への対応などが課題となった¹⁴⁾。

(6) 2008年(平成20年)岩手宮城内陸地震

2008年(平成20年)の岩手宮城内陸地震(M7.2)では、岩手県奥州市、宮城県栗原市で震度6強を記録し、岩手県・宮城県を中心に死者・行方不明者23人、重軽傷者426人、建物全壊30棟、半壊146棟、一部損壊2,521棟の被害が生じた¹⁵⁾。この地震では、各地で多数の地すべりや斜面崩壊が発生したが、荒砥沢ダムの上流部で発生した山体崩壊である荒砥沢地すべりであった。内陸部の地震のため、路面のひび割れや橋梁取り付け部の段差、切盛りの境界部や盛土の崩落などの道路被害が多く、道路寸断による孤立集落が多数発生するとともに、栗駒山周辺では河道閉塞も生じた¹⁶⁾。電力の供給停止は東北電力管内で約3万戸、水道の供給停止戸数は約5千戸に及んだが、都市ガスや通信障害は軽微であった。

(7) 2011年(平成23年)東北地方太平洋沖地震

三陸沖の深さ23kmを震源とする2011年(平成23年)の東北地方太平洋沖地震(M9.0)の影響は、岩手・宮城・福島を始めとする東北6県にとどまらず、北海道・関東・中部・関西・四国地方にまで及ぶ未曾有の広域災害となった。人的被害は死者19,689人、行方不明者2,563人、負傷者6,233人に及び、また住家被害は、全壊121,955棟、半壊282,939棟、一部損壊748,109棟に達した¹⁷⁾。震源域の大きさに相応した強い揺れもさることながら、人的被害、構造物被害の多くは、東北・関東地方の太平洋岸を襲った10mを超える大津波の影響が支配的であった。また、余震は岩手県沖から茨城県沖にかけての震源域に対応する長さ約500km、幅約200kmの海域内に発生し、また誘発地震と考えられる内陸の地震も、福島県中通り、茨城県北部、長野県北部、静岡県東部、秋田県内陸北部、新潟県中越地方などで発生している¹⁷⁾。福島第1原子力発電所では、大津波の浸水による冷却用非常用電源の喪失により、未曾有の原発事故が発生¹⁸⁾し、想像を絶する負の人的・経済的・社会的影響が生じた。コンビナートでは震後火災も発生し、ガソリン不足も顕在化して、原発事故を含め国のエネルギー政策の抜本的見直しも復興方針の一つとなった。発災当日の東北電力管内¹⁹⁾の停電戸数は、4,480,000戸、東京電力管内¹⁸⁾では3,944,650戸であり、青森・岩手・宮城・福島各県ではいずれも95%以上の停電率となった。都市ガス供給²⁰⁾に対しては、16事業者の復旧対象戸数401,976戸に対して、約2ヵ月後の5月3日に復旧作業が終了した。総断水戸数は256.7万戸で4月初旬の最大余震時の再断水戸数をのべ換算すると294.6万戸であり、最大断水戸数は茨城県の80.1万戸、断水10万戸以上は岩手県、宮城県、福島県、そして液状化被害の顕著だった茨城県、千葉県の5県に集中した。断水戸数が1万戸に減少したのは6月末、復旧がほぼ完了したのは9月末であった²¹⁾。

高速道路は、一部区間で陥没や亀裂などの被害を受けたが、震災翌日に緊急交通路に指定された。原発規制区間を除き、東北道は3/24、常磐道は4/1に全線で一般車両の通行が再開された。緊急輸送道路を「くしの歯型」として道路啓開・復旧にあたったのは有名である。東北管内の鉄道は震災直後、全路線で運休となった。

東北新幹線は4/29に全線再開されるまで、上越新幹線等による迂回ルートが利用された。また、沿岸部と内陸部を結ぶ在来線については、順次再開されているが、三陸鉄道や気仙沼線など沿岸部を通過する被害の大きな路線や区間は復旧に長期間を要した²²⁾。

(8) 2016年(平成28年)熊本地震

2016年4月14日以降、7回に及ぶ震度6弱以上の地震が熊本地方を襲った。4月14日の前震(M6.5)、4月16日の本震(M7.3)では震度7を記録し、前震は日奈久断層帯、本震は布田川断層帯が主な起震断層と言われている。また、両断層帯とも右横ずれの地表面断層が出現している²³⁾。この地震による人的被害は、熊

本県と大分県を中心に、死者 273 名（熊本 270 名・大分 3 名）、重傷者 1,203 名、軽症者 1,606 名、建物全壊 8,667 棟、半壊 34,719 棟、一部損壊 163,500 棟の被害が生じた²⁴⁾。

インフラ被害²⁵⁾に関しては、電力供給システム被害による最大停電戸数は主に熊本市内で生じ、前震では 16,700 戸、本震では 47,660 戸に及んだが、ほぼ 1 週間以内に応急復旧が完了している。水供給システムでは、熊本市内の最大断水戸数は前震では 11,000 戸、本震では 432,000 戸に及んだ。熊本市・西原村の管路被害は、附属設備などの被害を含めると 494 件（0.14 件/km）であった。また、熊本市の下水管渠の被害率（被害延長(km)/敷設延長(km)）は 0.0217 であった。都市ガス供給システムでは、熊本市内の供給停止戸数は前震では 1,123 戸、本震では 100,884 戸であった。ただし、益城町など被害の特に甚大だった地域は供給エリア外であった。

道路にも大きな被害が発生した。九州自動車道秋津川橋近辺では旧河道上にある下り線の盛土のり面が崩壊、また跨道橋である府領第一橋梁が落橋した。南阿蘇村では、黒川を跨ぐ全長約 200m の阿蘇大橋が背後の斜面崩壊により落橋したほか、多くの道路橋被害が生じた。鉄道では、熊本駅から車両所の向かう回送中の新幹線が前震時に脱線した。在来線では豊後本線の設備被害が大きく、車両の脱線も生じている。

(9) 2018 年(平成 30 年)北海道胆振東部地震

2018 年 9 月 6 日に北海道胆振地方中東部を震源とする M6.7 の地震が発生した²⁶⁾。この地震による死者は 41 人、全半壊家屋は 386 棟、さらに大規模な停電が発生し、最大停電戸数は約 295 万戸（6 日 3:08 時点）にも及んだ²⁷⁾。9 月 10 日から 14 日の間、平日 8:30 から 20:30 の時間帯において、需要減 1 割確保のため、家庭・業務・産業の各部門に対して平時よりも 2 割の節電の要請があった²⁷⁾。また、農林水産業への被害額が約 397 億円に上るとの見通しを北海道は示した²⁸⁾。気象庁の資料²⁷⁾によると、1923 年 1 月以降の活動は、今回の地震の震央周辺では、これまで M5.0 以上の地震が時々発生していたが、M6.0 を超える地震は今回が初めてであった。また、今回の地震の震央から南東に約 80km 離れた場所では、「昭和 57 年(1982 年)浦河沖地震」が発生し、負傷者 167 人などの被害が生じている。今回の地震では、厚真町で震度 7 が観測され、安平町とむかわ町で震度 6 強、札幌市東区、千歳市、日高町、平取町で震度 6 弱が観測された。

札幌市清田区では勾配の大きな埋め盛土に沿って大規模な液状化が発生し、住家の沈下や傾斜など局所的ではあるが甚大な被害が生じた。

以上、1995 年兵庫県南部地震以降の主な地震による建物被害や人的被害、ライフライン被害を中心にその概略を述べた。

1.4 ハードとソフトの組み合わせ

中央防災会議では、2011 年 6 月に地震・津波対策に関する専門調査会を立ちあげて中間報告を行い、想定津波対策の考え方を提案した²⁹⁾。

構造物の耐震のための二段階設計は、すでに行なわれている。例えば、供用期間中に 1, 2 回起こるレベルの地震に対しては、多くの場合構造物が線形範囲内の挙動を取り、めったに起こらないような地震に対しては、構造物が損傷してもすぐに元どおりに戻せるように、あるいは想定外の地震にも人の命を守れるようにしよう、そういう目標のもとに性能を決めて設計することになっている。

津波対策についての上記のような基準はこれまでなかったが、ここでは①住民避難を基軸とするものと、②海岸保全施設の耐震を中心とするものとを提案している。①は、発生頻度はきわめて低いが甚大な被害が発生する最大クラスの津波を想定しており、東日本大震災はこれに相当している。②は、①よりも地震の発生頻度が高く、津波高は高くはないが大きな被害をもたらす津波である。この二つに分けて東日本大震災のような地震・津波に対してソフトとハードを尽くして総合的な津波対策を行うべきことを提案した。

東日本大震災では、海岸保全施設としての岩手県釜石市の全長約 2km（中央開口部を含む）の防波堤も甚大な津波被害を受けた。それでも、ハード施設として津波到達時間を遅らせ、津波高を低減させる一定の効果があつた。ただし、堤防をこれ以上高くすることには莫大な費用も含めて様々な困難が伴うため、通常の地震や台風、高波、高潮から港湾や背後の住民を守ってきたのと同様の効果が得られるようであれば、現状プラスアルファのレベルで復旧してその不足分をソフトで補えば良いではないか、そういう考えが出てくるのは至極当然の流れである。

では、ハードとソフトを単純に組み合わせればよいのだろうか。過剰な信頼は別としても、基本はあくまでハード対策であろう。釜石の防波堤として、例えば高さ 30m の津波にも耐える防潮堤を造ったとする。その堤防は絶対にわれわれを津波から守ってくれる。景観や費用などさまざまな問題はあるものの守ってくれる。極端な例えではあつたが、やはりハードの対策は従来以上にきちんと継続した上でのハードとソフトの組み合わせを推進すべきであろう。

ハードとソフトに関しては、すでにいろいろな組み合わせが行なわれている。新幹線も、ハードとソフトとが一体になった対策を講じており、地震の揺れが起こる前に自動的に車両を止める仕組みになっている。緊急地震速報もまたしかりである。地震や津波の観測、検知、伝達、そして制御やオペレーションが一体となったシステムは正にハードとソフトの組み合わせである。

ソフトの整備といっても、事前の防災教育やリスクコミュニケーション、ハザードマップの作成、避難経路や避難場所の整備等々その整備には人の継続的な関与が欠かせない。避難の問題一つとっても、ソフト対策には説得力や実行力が伴わなければならない。思い込みや誤った知識を持っている人を動かすことは容易ではない。住民を避難に向かわせるだけの説得力や実行力を具えて初めて、ハード対策を補うソフト対策となりうる。

1.5 今後の課題とまとめ

公共性の高い社会基盤施設に対しては、地震あるいは津波に対する高度な頑強さ・強靭さが要求されるが故、その総合的な整備は喫緊の課題である。1994 年の米国ノースリッジ地震や 1995 年の兵庫県南部地震の甚大な人的・物的被害は言うに及ばず、2004 年のスマトラ沖地震や 2011 年の東北地方太平洋沖地震などの津波被害を伴う海溝型の大地震、また 2016 年の熊本地震、2018 年の大阪府北部の地震や北海道胆振東部地震等の内陸活断層の活動による地震においても、住家被害だけでなく、電気・ガス・上下水道・通信や道路・鉄道・港湾・空港、河川／海岸堤防、産業施設などの社会インフラに多数の被害が発生している。

南海トラフの巨大地震を例にとると、2011 年東日本大震災の経験からもわかるように、長周期の揺れを長時間の震動が継続すること、その揺れの大きさのみならず大津波を伴うこと、それが広域な災害をもたらすことが特徴である。このような地震・津波災害は、国外では 1960 年のチリ地震や 2004 年のスマトラ沖地震がその代表格である。また、このような海溝型の大地震は、往々にして内陸地震を誘発する。

我国の対応としては東日本大震災の教訓を踏まえて、内閣府の「南海トラフの巨大地震モデル検討会」による震度分布・津波高を基に、人的・物的被害や経済被害等の推計及び被害シナリオによって包括的な検討がなされている。しかし、ライフラインに代表されるような社会基盤施設に対して、長周期・長継続時間地震動に対する耐震安全性や巨大津波に対する配慮は十分かどうか、どこが最大の弱点となってその影響が波及していくのか、巨大地震津波に対する要求性能は明示されているのか、要求性能を満足する対策法は提示されているのか、連続する前震・本震・余震群や誘発地震に対する対応は十分か、など今後検討すべき課題は依然として残されたままである。

国は 2013 年に試算した南海トラフ地震の想定死者数を、2019 年の最新の試算で 3 割減の 23 万 1 千人と改訂したが、10 年間で 8 割減らすという目標への到達可能性は見えてこない。これは地震の揺れに対しては建

物の耐震化，地震津波に対しては市町村が指定する避難ビルや避難訓練の割合が伸び悩んでいることが大きな理由である。このような，突発的な地震災害への対応に加え，さらに自治体やインフラ事業者を悩ませている問題は，2019年に公表された南海トラフの異常現象が観測された場合の対応³⁰⁾である。

地震予知が困難で，かつ実際に発生する確率も確定できない地震に対して，どのような対応を取ればよいのかの判断に苦慮しているのが現状である。すなわち何が起こるのか，どのような状況に陥る可能性があるのか，という明確なイメージがつかめない状況が生じているためである。

社会インフラは多様な地震の発生形態には関係なく，あらゆる局面において頑強性・強靱性が要求され，常に高い安全性を確保しなければならない。今後は，これまでのような多様な地震の発生形態の間で揺れ動く対策ではなく，その多様性に柔軟に対処できる頑強かつ強靱な社会基盤整備の方策を提示することが必要である。

本報告では，1995年兵庫県南部地震以降の大地震の人的被害、住家被害、ライフライン被害の概略をまとめるとともに，この地震の経験を契機に，地震に対する対応がどのように変遷してきたか，また今後の対応の具体例として，来るべき南海トラフの巨大地震に対して何が必要となるかの考察を加えた。

参考文献

- 1) 気象庁：顕著な災害を起こした自然現象の名称について（平成30年7月9日），
<https://www.jma.go.jp/jma/kishou/kuon/meishou/meishou.html>，閲覧日：令和2年1月12日。
- 2) 清野純史：阪神淡路大震災以降の被害地震と人間・住家・インフラ被害低減に向けた歩み，公益財団法人ひょうご震災記念21世紀研究機構「21世紀ひょうご」，Vol.28，pp.51-62，2020。
- 3) 鏡味洋史：1993年釧路沖地震による被害の調査研究，文部省科学研究費突発災害研究調査成果報告書，1993。
- 4) 地震予知総合研究振興会：Seismo，Vol.2，No.1，1998。
- 5) 官公庁史料編纂会：日本災害史録，日本文献編纂会，1996。
- 6) 関西ライフライン研究会：ライフラインの総合防災力の検証シンポジウム，研究会報告－鉄道－，pp.33-41，2004。
- 7) 国立天文台：理科年表，丸善出版，2003。
- 8) Kiyono, J., et al.: Reconnaissance report on the 2000 Tottori-ken Seibu Earthquake, Doboku Gakkai Ronbunshuu A, Vol.63, No.2, pp.374-385, 2007。
- 9) 新潟県：平成16年新潟県中越地震による被災状況について(第172報)，新潟県中越地震災害対策本部，2004。
- 10) (公社)土木学会：平成16年新潟県中越地震土木学会(第1次)・地盤工学会合同調査団調査速報，Ver.1.0，2005。
<http://www.jsce.or.jp>。
- 11) 清野純史，土岐憲三，チャールズ・スコソン，藤井俊介：高速道路走行中の自動車に対する地震対策について，地域安全学会論文集，No.9，pp.321-330，2007。
- 12) Scawthorn, Charles et al.: Noto Peninsula (Japan) Earthquake of March 25, 2007, EERI Special Earthquake Report, 2007。
- 13) 新潟県：平成19年7月16日に発生した新潟県中越沖地震による被災状況について(第212報)，新潟県災害対策本部，2007。
- 14) (公社)土木学会：2007年新潟県中越沖地震災害調査報告会報告(2007.8.28)，2007。<http://www.jsce.or.jp>。
- 15) 内閣府：平成20年(2008年)岩手・宮城内陸地震について，平成22年6月23日。
- 16) 北東北国立3大学岩手・宮城内陸地震被害調査研究グループ：岩手・宮城内陸地震被害調査研究報告書，平成20年度北東北国立3大学連携推進研究プロジェクト，2009年3月。

- 17) 消防庁消防対策本部：平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震（東日本大震災）について（第 159 報），平成 31 年 3 月 8 日。
- 18) 東京電力 H P：東北地方太平洋沖地震による影響などについて，<http://www.tepco.co.jp/cc/press/index-j.html>，
閲覧日：令和 2 年 1 月 12 日。
- 19) 東北電力 H P：東北地方太平洋沖地震に関する停電情報，<http://www.tohoku-epco.co.jp/emergency/9/index.html>，
閲覧日：令和 2 年 1 月 12 日。
- 20) 一般社団法人日本ガス協会 H P：東日本大震災における都市ガス供給の停止状況，
<http://www.gas.or.jp/default.html>， 閲覧日：令和 2 年 1 月 12 日。
- 21) 厚生労働省健康局水道課：東日本大震災水道施設被害状況調査最終報告書，平成 25 年 3 月。
- 22) 国土交通省 総合政策局 参事官室（総合交通体系）：地域のモビリティ確保の知恵袋 2012【参考資料編】，～
災害時も考慮した「転ばぬ先の杖 ～，平成 24 年 3 月。
- 23) 気象庁：平成 28 年（2016 年）熊本地震の関連情報，https://www.jma.go.jp/jma/menu/h28_kumamoto_jishin_menu.html， 2016。
- 24) 総務省消防庁：熊本県熊本地方を震源とする地震（第 121 報），平成 31 年 04 月 12 日現在，2019。
- 25) (公社)土木学会：2016 年熊本地震被害報告書，地震被害調査シリーズ No.1， 2017。
- 26) 気象庁：平成 30 年北海道胆振東部地震の評価，地震調査研究推進本部地震調査委員会，平成 30 年 9 月 11
日，https://www.static.jishin.go.jp/resource/monthly/2018/20180906_iburi_2.pdf，(2018 年 9 月 24 日閲覧)
- 27) 内閣府：平成 30 年北海道胆振東部地震に係る被害状況等について，http://www.bousai.go.jp/updates/h30jishin_hokkaido/pdf/300919_jishin_hokkaido_01.pdf(2018 年 9 月 24 日閲覧)
- 28) 日本経済新聞：<https://www.nikkei.com/article/DGXMZO35440680W8A910C1CC1000/>(2018 年 9 月 24 日閲覧)
- 29) 中央防災会議：今後の津波防災対策の基本的考え方について（中間とりまとめ），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，平成 23 年 6 月。
- 30) 中央防災会議：南海トラフ沿いの異常な現象への防災対応のあり方について（報告），南海トラフ沿いの異常な現象への防災対応検討ワーキンググループ，平成 30 年 12 月。

2. 社会インフラの頑強化・強靭化を効率的に進めるための地震動評価手法

野津 厚*¹

2.1 はじめに

現在、実用的な強震動シミュレーション^{例えは¹⁾}のための震源モデルとしては、特性化震源モデル^{例えは²⁾³⁾}が用いられることが多い。これは、震源断層面上で特にすべり（またはすべり速度）の大きい領域を長方形のアスペリティ（または SPGA）としてモデル化し、そこから強震動が生成されると考えるモデルである（図 2.1(b)）。このとき、長方形の内部においては、すべりやすべり速度は一律であると考えられることが多い。もちろん震源断層面上における実際のすべりやすべり速度の分布はより複雑であると考えられ（図 2.1(a)）、特性化震源モデル自体が現象を単純化したモデルである。しかしながら、特性化震源モデルは、個々のアスペリティの長さ、幅、破壊伝播様式、破壊伝播速度など、決定すべきパラメータをまだ多く含んでいる。

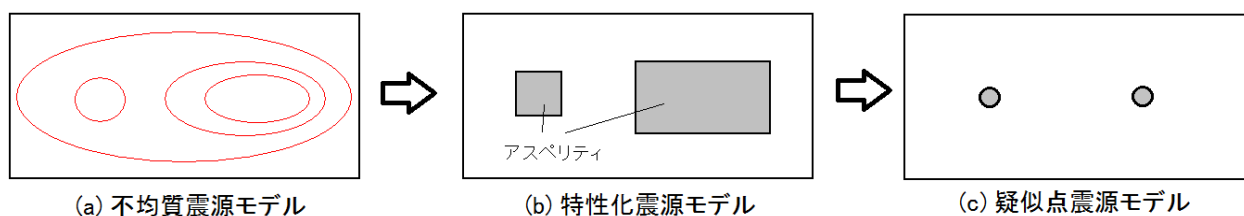


図 2.1 震源モデルの単純化の過程

これに対して著者らは、既存の特性化震源モデルを大幅に単純化した疑似点震源モデル⁴⁾を提案している。疑似点震源モデルでは、大地震の震源断層面上に 1 つまたは複数の点で表されるサブイベント（図 2.1(c)）を考え、これが強震動を生成すると考える。これは、特性化震源モデルにおけるアスペリティ（または SPGA）に相当するものである。そして、各々のサブイベントに対し、その内部におけるすべりの時空間分布を詳細にはモデル化せず、その代わりに、各々のサブイベントが生成する震源スペクトルのみをモデル化する。そして、震源スペクトルはオメガスクエアモデル⁵⁾に従うと仮定する。これにより、決定すべき震源パラメータの数は従来の特性化震源モデルよりも大幅に少なくなっている。

このように、疑似点震源モデルは従来の震源モデルに比べ大幅に単純化され決定すべきパラメータ数が少ないという特徴を有していることから、これにより従来の震源モデルと同等の精度で強震動が計算できるのであれば、社会インフラの頑強化・強靭化を効率的に進める上で有用なモデルになると考えられる。また、実際、疑似点震源モデルを 2011 年東北地方太平洋沖地震に適用したところ、従来のモデルと変わらない程度に強震動を再現できることが確認されている⁴⁾。

疑似点震源モデルの種々の地震に対する適用性については今後さらに調べていく必要があるが、なかでもスラブ内地震は疑似点震源モデルの適用対象として有望であると考えられる。なぜなら、個々のサブイベントを点で表現するという疑似点震源モデルの特性上、内陸地殻内地震などで断層面近傍での強震動を評価する場合には疑似点震源モデルの限界が相対的に表れやすいと考えられるのに対し、スラブ内地震では断層面と強震動評価対象地点の間にある程度の距離が存在するので、相対的に疑似点震源モデルが適用しやすいと考えられるためである。

*¹ 国立研究開発法人 海上・港湾・航空技術研究所 港湾空港技術研究所（〒239-0826 横須賀市長瀬 3-1-1）
E-mail: nozu@p.mpat.go.jp

疑似点震源モデルのスラブ内地震への適用事例としては、2003年5月26日宮城県北部の地震 ($M_w7.0$) への適用事例⁶⁾、2005年7月23日千葉県中部の地震 ($M_w5.9$) への適用事例⁷⁾がある。しかしながら、より規模の大きなものも含め、複数のスラブ内地震に対する疑似点震源モデルの適用性を網羅的に調べた既往研究は存在しない。

そこで、本研究では、複数のスラブ内地震を対象に、実際に疑似点震源モデルを構築し、それによる強震動の再現性を検討するとともに、震源パラメタの統計的性質についても検討した。対象としたのは以下に示すスラブ内地震である（ここでは地震をほぼ震源位置の順に北東から南西に並べている）。

- 1993年釧路沖地震 ($M_w7.6$)
- 2003年5月26日宮城県北部の地震 ($M_w7.0$)
- 2011年4月7日宮城県東方沖の地震 ($M_w7.1$)
- 2009年8月11日駿河湾南部の地震 ($M_w6.2$)
- 2004年9月5日紀伊半島南東沖の地震の前震 ($M_w7.2$)
- 2004年9月5日紀伊半島南東沖の地震の本震 ($M_w7.5$)

紀伊半島南東沖の2つの地震はほぼ海溝軸上で発生しており、スラブ内地震ともアウターライズ地震とも言える地震であるが、本研究では、規模の大きい地震をより多く対象とするため、これらをスラブ内地震として取り扱った。

以下の各節では、まず、疑似点震源モデルとそれに基づく強震動シミュレーション手法について述べ、個別の地震の検討結果の一例として2011年4月7日宮城県東方沖の地震 ($M_w7.1$) についての検討結果を紹介し、その上で震源パラメタの統計的性質について検討する。

2.2 疑似点震源モデル

本章では疑似点震源モデルとそれに基づく強震動シミュレーション手法⁴⁾について述べる。

疑似点震源モデルでは、まず、大地震の震源断層面上に強震動を生成する1つまたは複数のサブイベントが存在すると考える。そして各々のサブイベントの破壊による震源スペクトル $|S(f)|$ は次式のオメガスクエアモデル⁵⁾⁸⁾に従うと仮定する。

$$|S(f)| = R_{\theta\phi} \cdot FS \cdot PRTITN \cdot \frac{M_{0a}}{4\pi\rho V_s^3} \frac{(2\pi f)^2}{1+(f/f_c)^2} \quad (2.1)$$

ここに M_{0a} はサブイベントの地震モーメント、 f_c はサブイベントのコーナー周波数、 ρ は震源域における媒質の密度、 V_s はS波速度を示す。 $R_{\theta\phi}$ はラディエーション係数（本研究では全方位への平均値である0.63を用いた）、 FS は自由表面による増幅の効果 (=2)、 $PRTITN$ は地震動エネルギーの水平2成分への分散効果を表す係数であり、水平2成分の自乗和は1である。

このモデルでは、対象地点におけるサブイベントからの地震動のフーリエ変換は次式で与えられる。

$$|S(f)| \cdot |P(f)| \cdot |G(f)| \cdot |O(f)| / |O(f)|_p \quad (2.2)$$

ここに $|P(f)|$ は伝播経路特性、 $|G(f)|$ は対象地点のサイト増幅特性、 $O(f)$ は対象地点で得られた中小地震記録のフーリエ変換、 $|O(f)|_p$ はその絶対値にParzen ウィンドウを適用して平滑化を行ったものである。ここにParzen ウィンドウは因果性を満足する地震動を生成するために用いているものであり⁹⁾、本研究ではバンド幅を0.05 Hzとした。

伝播経路特性 $|P(f)|$ としては次式に示すように幾何減衰と非弾性減衰の効果を考える⁸⁾。

$$|P(f)| = \frac{1}{R} \exp\left(-\frac{\pi f R}{QV_s}\right) \quad (2.3)$$

ここに R はサブイベントから対象地点までの距離、 Q は伝播経路における Q 値である。サイト増幅特性 $|G(f)|$ としては地震観測記録から求められる経験的サイト増幅特性を用いることが望ましく、本研究では特に断らない限り野津・長尾¹⁰⁾による経験的サイト増幅特性を用いた。

式(2.2)からわかるように、このモデルでは、サブイベントからの地震動のフーリエ振幅は震源特性・伝播経路特性・サイト特性の積として与えられるのに対し、サブイベントからの地震動のフーリエ位相としては、対象地点における中小地震記録のフーリエ位相がそのまま用いられる。対象地点で複数の地震観測記録が利用可能である場合には、入射角および back azimuth という点で、対象とするサブイベントとできるだけ類似しているものを用いることが望ましい。それにより、堆積層が地震動の位相特性に及ぼす影響をより適切に考慮できるためである。

式(2.2)をフーリエ逆変換することにより、サブイベントからの地震動の時刻歴波形が求まる。さらに、複数のサブイベントからの地震動を、サブイベントの相対的な破壊時刻を考慮して重ね合わせることで、地震動の全体が計算できる。

以上の震源モデルにおけるモデルパラメータは、各サブイベントの東経、北緯、深さ、地震モーメント、コーナー周波数、相対的な破壊時刻である。サブイベントの個数を N_s とすれば、モデルパラメータの個数は $6 N_s$ となる。一方、既存の特性化震源モデルの場合、サブイベント毎に、破壊開始点の東経、北緯、深さ、走向、傾斜、長さ、幅、破壊開始点の長さ方向の位置、同じく幅方向の位置、地震モーメント、破壊開始時刻、破壊伝播速度、ライズタイム、長さ方向の分割数、幅方向の分割数、時間軸方向の分割数がモデルパラメータとして必要であり、モデルパラメータの個数は $16 N_s$ となる。従って、既存の特性化震源モデルと比較して、疑似点震源モデルではモデルパラメータの数が大幅に少なくなっていると言える。

2.3 スラブ内地震への適用

ここでは、個別の地震の検討結果の一例として2011年4月7日宮城県東方沖の地震($M_w7.1$)についての検討結果を紹介する。

2011年4月7日宮城県東方沖の地震($M_w7.1$)は宮城県の一部に1000Galを超える非常に強い揺れをもたらした地震である。2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震の余震として扱われている地震であるが、沈み込む太平洋プレートの内部で発生したスラブ内地震である^{例えは11)}。

この地震については断層面上でのすべり分布を明らかにするための波形インバージョン解析が複数の研究者により実施されている^{例えは11)}。そこで、ここでは、気象庁による波形インバージョン結果ですべり量が大きいと推定されている範囲に、強震動を説明するのに必要な個数の点震源を置くことにより疑似点震源モデルを作成した。

図2.2に対象観測点を示す。これらの地点における地震動の再現性を見ながら震源パラメータのチューニングを行った。表2.1に設定した震源パラメータを示す。震源域における媒質の密度とS波速度(式(2.1))は福山他¹²⁾より $\rho=3.2 \times 10^3 \text{kg/m}^3$ 、 $V_s=4.46 \text{km/s}$ とした。水平2成分への地震波エネルギーの分配を表す係数である $PRTITN$ は、水平2成分の自乗和が1であるとの制約条件の下で、観測結果を最も説明しやすい値を設定した。伝播経路における Q 値としては $Q = 114f^{0.92}$ を用いた¹³⁾。

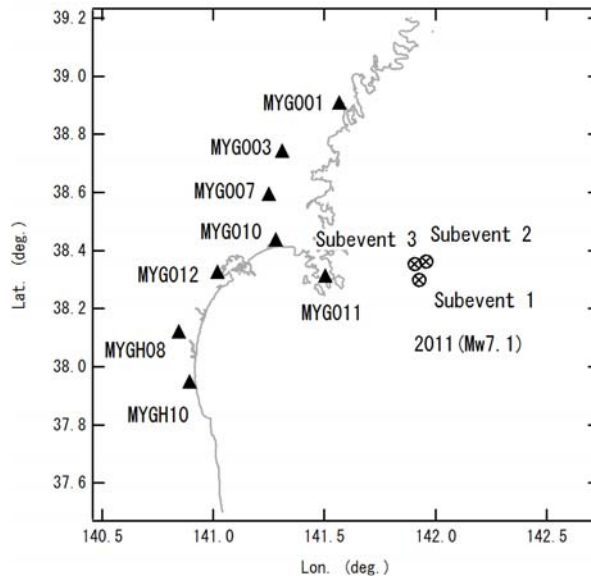


図2.2 対象観測点 (▲) とサブイベント (⊗) の位置

表2.1 2011年4月7日宮城県東方沖の地震を対象として作成した疑似点震源モデル

	東経 (度)	北緯 (度)	深さ (km)	地震モーメント (Nm)	コーナー周波数 (Hz)	破壊時刻 (s)
サブイベント1	141.926	38.299	62.5	0.40E19	1.00	0.0
サブイベント2	141.907	38.354	59.3	0.40E19	1.00	2.8
サブイベント3	141.958	38.362	62.5	0.40E19	1.30	5.7

地震動の計算は各地点の地表を対象とした。したがって、各地点における地表でのサイト増幅特性を用いた。その際、基本的に野津・長尾¹⁰⁾によるサイト増幅特性を用いたが、MYG011とMYG012は2004年1月に移設されており、移設後のサイト増幅特性は野津・長尾¹⁰⁾では評価されていない。そこで、MYG011については野津・若井¹⁴⁾により評価された移設後のサイト増幅特性を用いた。また、MYG012については、港湾地域強震観測の観測点である「仙台-G」と移設後のMYG012で同時に得られた記録のフーリエスペクトル比に基づき、移設後のサイト増幅特性を新たに評価した。その際、MYG011と条件を揃えるため、M5以上M7未満かつ深さ60km以下の記録を用いた。位相特性を決めるための中小地震観測記録については、計算対象が地表の地震動であるから、地表の記録を用いた。使用した記録は2011年7月13日0:37の地震 (M5.1) の記録である。

地震動を計算するにあたり、いくつかの地点では地盤の非線形挙動の影響が見られたので、これを考慮して地震動を計算した。地盤の非線形性を考慮したのはMYG007, MYG010, MYG012, MYGH08, MYGH10の5地点である。はじめに、これらの地点で地盤の非線形性を考慮する必要があることを明確化するため、地盤の非線形性を考慮しない場合の結果をこれらの地点に限定して示す。図2.3はこれらの地点で地盤の非線形性を考慮せずに計算した地震動のフーリエスペクトルと実際に観測された地震動のフーリエスペクトルの比較である。いずれの地点においても、計算結果より観測結果の方がピーク周波数が左側にある。これは地盤の非線形挙動の影響により地盤の固有周波数が低下した結果であると考えられる。そこで、これらの地点では、多重非線形効果を考慮する方法¹⁵⁾¹⁶⁾を用いて地震動を計算した。その際必要となるパラメータである ν_1 と ν_2 は表2.2のように設定した。 ν_1 は図2.3に示す計算結果と観測結果のピーク周波数のずれに基づいて設定した。 ν_2 は地震動の後続位相の振幅が妥当なものとなるように設定した。

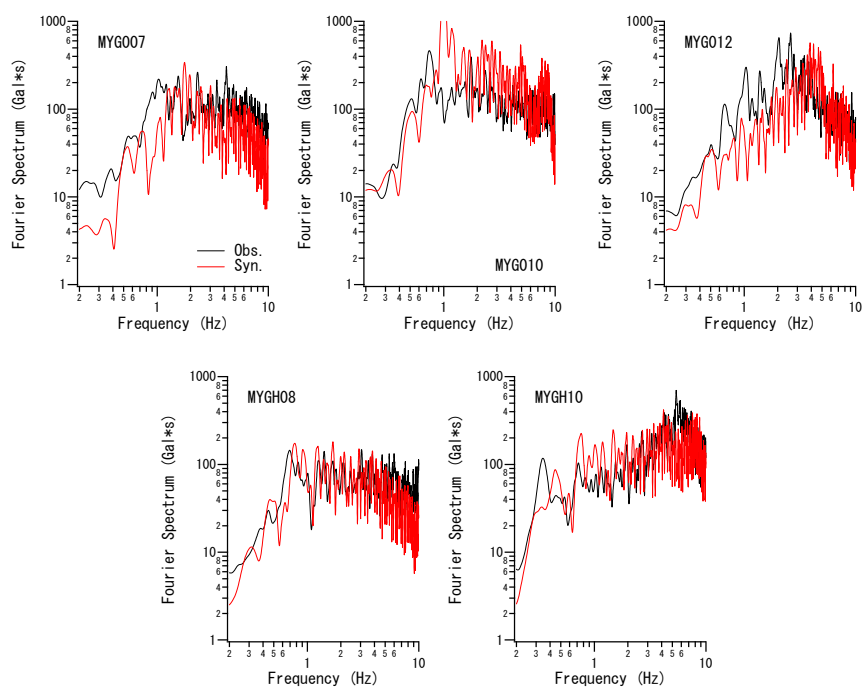


図 2.3 MYG007, MYG010, MYG012, MYGH08, MYGH10 の 5 地点でのフーリエスペクトル（水平 2 成分の自乗和平方根，バンド幅 0.05Hz の Parzen ウィンドウを適用）の計算結果と観測結果．地盤の非線形挙動を考慮しない場合．黒：観測，赤：計算．

表 2.2 各地点で用いた非線形パラメタ

地点	ν_1	ν_2
MYG007	0.70	0.005
MYG010	0.75	0.030
MYG012	0.55	0.005
MYGH08	0.90	0.005
MYGH10	0.85	0.005

図 2.4 に各地のフーリエスペクトルの計算結果を観測結果と比較して示す．MYGH10 で高周波成分が不足していることを除けば，いずれの地点においてもフーリエスペクトルのピーク周波数や全体としての振幅レベルが良く再現されている．非線形パラメタを導入した地点では，計算結果と観測結果のピーク周波数のずれが解消されていることが確認できる．図 2.5 に各地の速度波形（0.2-2Hz）の計算結果を観測結果と比較して示す．振幅は MYG011 では過大評価，MYG012 では過小評価となっているが，全体としてみれば速度波形は良好に再現されている．対象観測点の中で MYG003 は堆積層の影響がとりわけ小さいと考えられる観測点であるが，そこでは明瞭な 3 つのパルスが観測されており，それらがサブイベント 1~3 により説明されている．

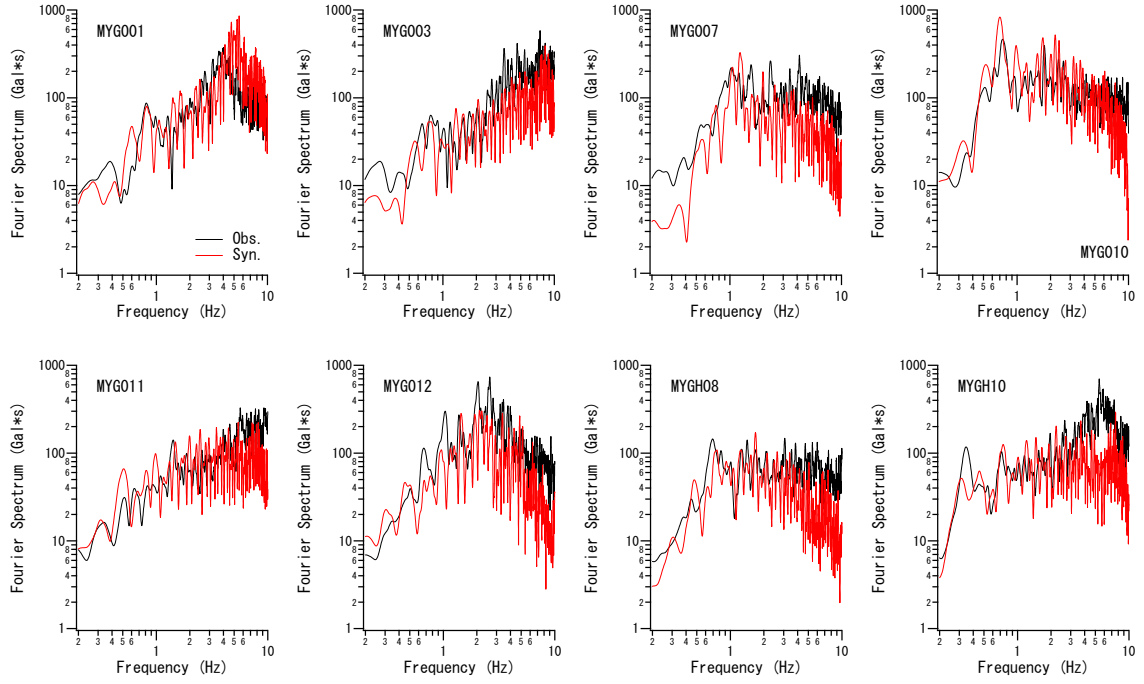
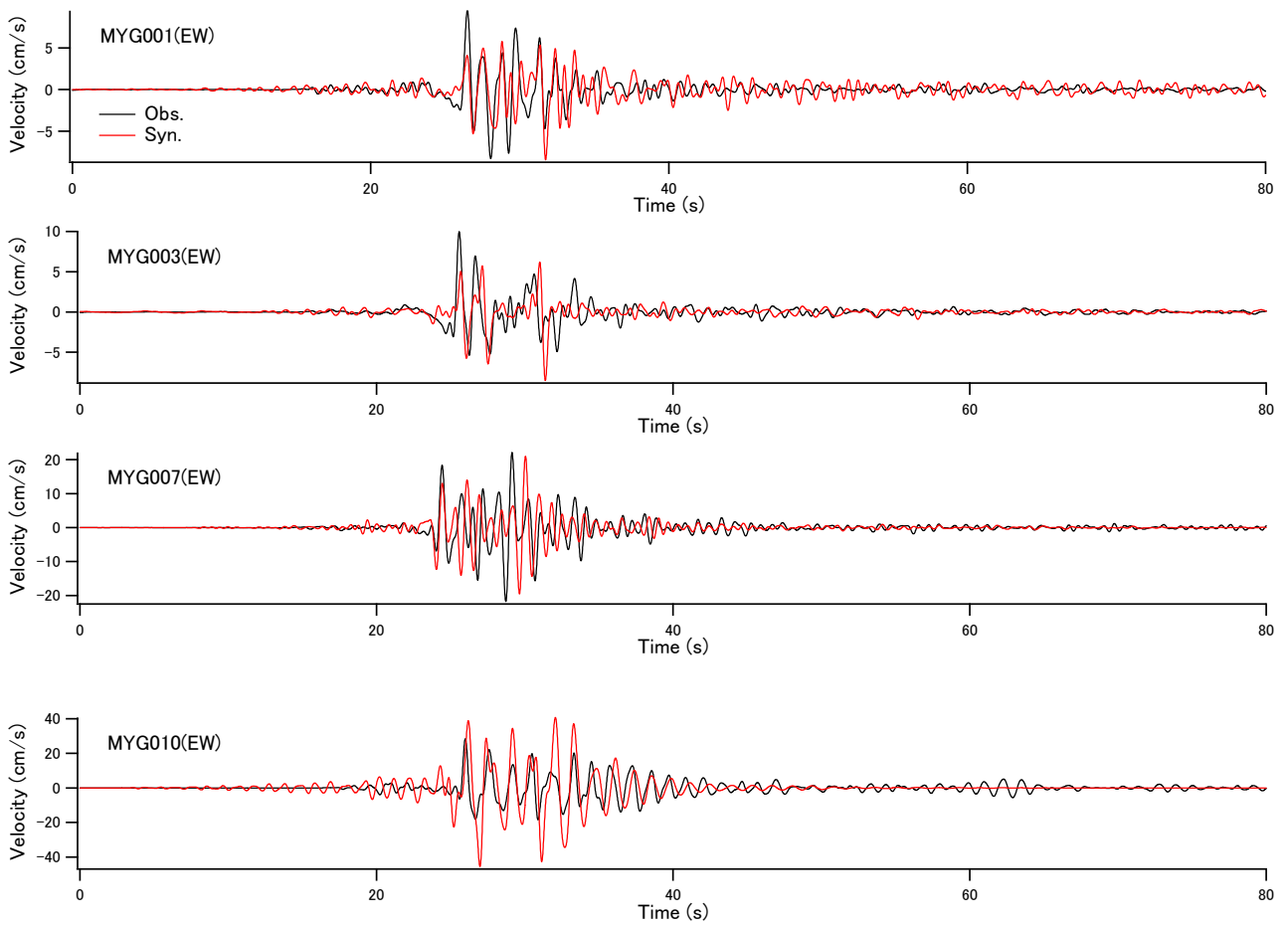


図 2.4 各地のフーリエスペクトル（水平 2 成分の自乗和平方根，バンド幅 0.05Hz の Parzen ウィンドウを適用）の計算結果と観測結果. MYG007, MYG010, MYG012, MYGH08, MYGH10 の 5 地点では地盤の非線形挙動を考慮. 黒：観測，赤：計算.



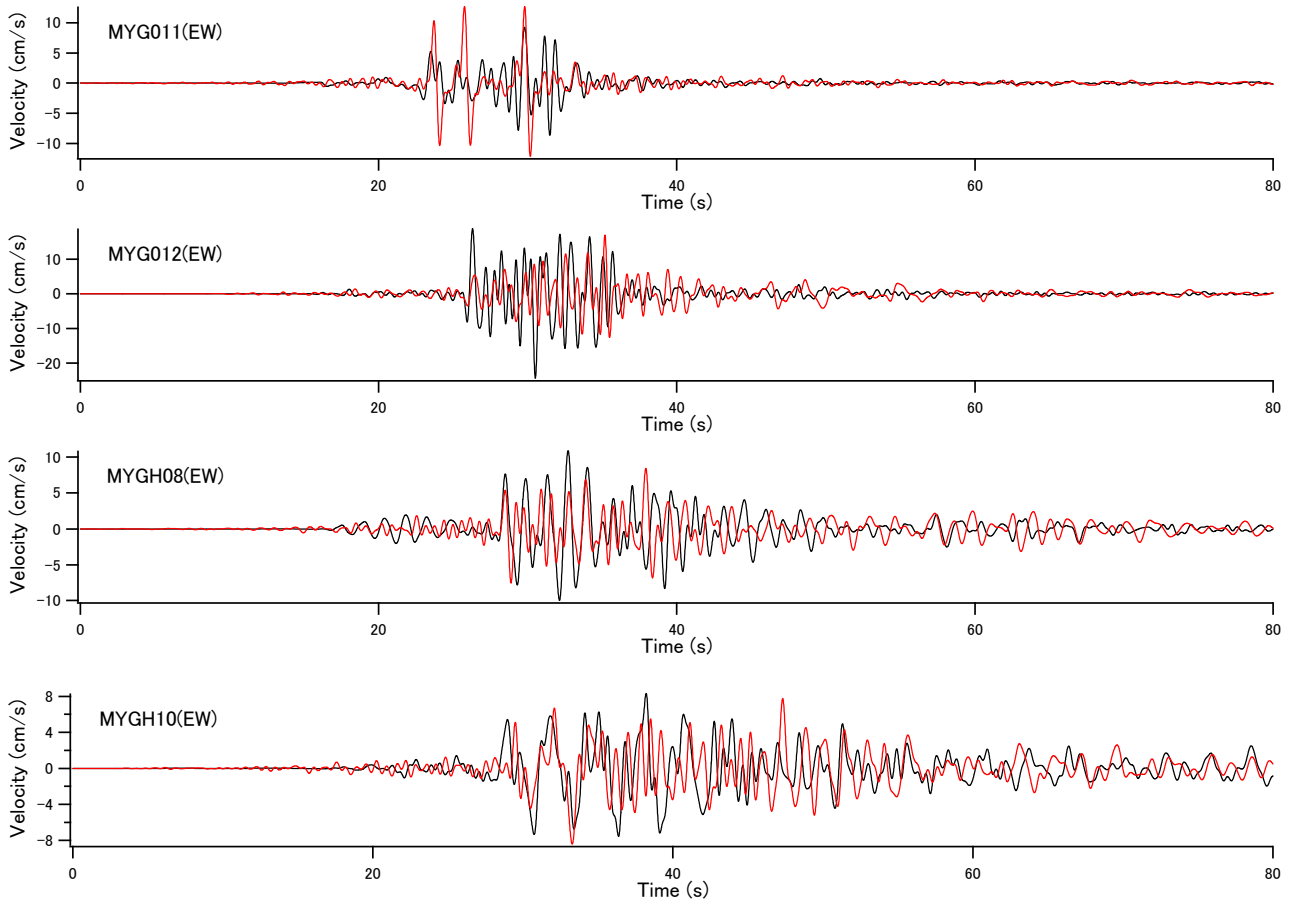


図 2.5 各地の速度波形 (0.2-2Hz) の計算結果と観測結果. MYG007, MYG010, MYG012, MYGH08, MYGH10 の 5 地点では地盤の非線形挙動を考慮. 黒: 観測, 赤: 計算.

2.4 震源パラメタの統計的性質

複数のスラブ内地震を対象に同様に疑似点震源モデルを作成し強震動シミュレーションを実施した. その結果, いずれの地震に対しても, 震源パラメタの設定が適切であれば, 強震動を概ね良好に再現できることが確認された. そこで, ここでは, 個々の地震の再現に用いた震源パラメタと地震の規模との関係について検討を行う.

疑似点震源モデルに限らず, 一般に強震動シミュレーションでは, アスペリティ等のサブイベントが生成する地震動の震源スペクトルはオメガスクエアモデル⁵⁾に従うと仮定することが多い. オメガスクエアモデルでは, 震源スペクトルの形状は図 2.6 のように仮定され, 数式を用いると次式のように表現される.

$$D(f) = C \frac{M_0 a}{4\pi\rho V_s^3} \frac{1}{1+(f/f_c)^2} \quad (2.4)$$

$$V(f) = C \frac{M_0 a}{4\pi\rho V_s^3} \frac{2\pi f}{1+(f/f_c)^2} \quad (2.5)$$

$$A(f) = C \frac{M_0 a}{4\pi\rho V_s^3} \frac{(2\pi f)^2}{1+(f/f_c)^2} \quad (2.6)$$

ここに $D(f)$ は変位震源スペクトル、 $V(f)$ は速度震源スペクトル、 $A(f)$ は加速度震源スペクトル、 M_{0a} はサブイベントの地震モーメント、 f_c はサブイベントのコーナー周波数、 C は定数である。いずれにしても、震源スペクトルはサブイベントの地震モーメント M_{0a} とコーナー周波数 f_c の二つのパラメータで規定されることがわかる。このモデルが極めて有用であることは、本研究の一連の解析でも改めて確認することができた。

ところで、式(2.4)より変位震源スペクトルの低周波側のフラットレベルは定数 $(C/4\pi\rho V_s^3)$ を除けば M_{0a} であるのに対し、式(2.5)より加速度震源スペクトルの高周波側のフラットレベルは定数 $(C/4\pi\rho V_s^3)$ を除けば $M_{0a}(2\pi f_c)^2$ である。後者の値 $M_{0a}(2\pi f_c)^2$ は短周期レベルと呼ばれ A と書かれることが多い。これを用いると、オメガスクエアモデルに従う震源スペクトルはサブイベントの地震モーメントと短周期レベルの二つの量で規定できることになる。そこで、震源パラメータの統計的性質を検討するにあたり、これらについて議論することが有用である。

そこで、ここでは、地震毎に「サブイベントの地震モーメントの合計」と「サブイベントの短周期レベルの合計」を計算し、これらと地震全体のモーメントとの関係を検討することとした。その際、本研究で対象とした6つのスラブ内地震に加え、長坂・野津⁷⁾で検討された2005年7月23日千葉県中部の地震($M_w5.9$)も検討対象に加えた。また、短周期レベルの総和は自乗和平方根とした。

図2.7左はサブイベントの地震モーメントの総和(縦軸)と地震全体の規模(横軸)との関係を示したものである。丸印は各地震に対する疑似点震源モデルのパラメータから計算された値であり、細線は回帰式である。なお、回帰式を求める際、両対数軸上で傾きが1であることを仮定した。大地震と小地震が相似の関係にある場合はこのような関係になり、震源パラメータのスケールリングを議論するときはこのように仮定することが多い。一方、図2.7左の太線は、スラブ内地震に対する特性化震源モデルから得られた笹谷他¹⁷⁾の経験式に相当するものである。笹谷他¹⁷⁾の経験式は地震の規模から短周期レベルとアスペリティ面積を与えるものであるが、アスペリティ面積からBrune¹⁸⁾¹⁹⁾の式でコーナー周波数を計算すれば、これと短周期レベルからアスペリティの地震モーメントが求まる。図2.7左より、本研究で得られた回帰式は、笹谷他¹⁷⁾の経験式とよく整合していることがわかる。

一方、図2.7右はサブイベントの短周期レベルの総和(縦軸)と地震全体の規模(横軸)との関係を示したものである。丸印は各地震に対する疑似点震源モデルのパラメータから計算された値であり、細線は回帰式である。なお、回帰式を求める際、両対数軸上で傾きが1/3であることを仮定した。大地震と小地震が相似の関係にある場合はこのような関係になり、震源パラメータのスケールリングを議論するときはこのように仮定することが多い。一方、図2.7右の太線は、スラブ内地震に対する特性化震源モデルから得られた笹谷他¹⁷⁾の経験式である。図2.7右より、本研究で得られた回帰式は、笹谷他¹⁷⁾の経験式とよく整合していることがわかる。

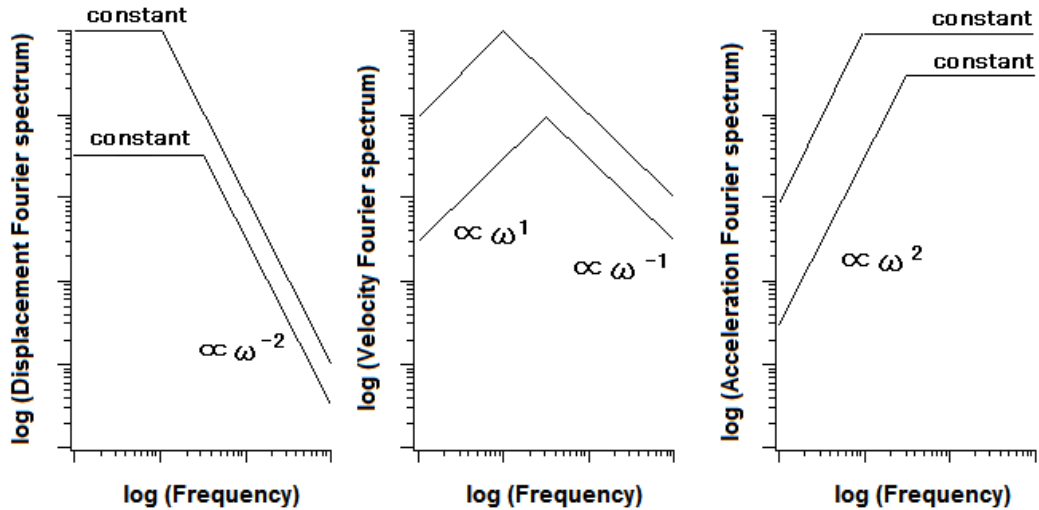


図 2.6 オメガスクエアモデルに従う震源スペクトル. 左から順に変位・速度・加速度の震源スペクトル

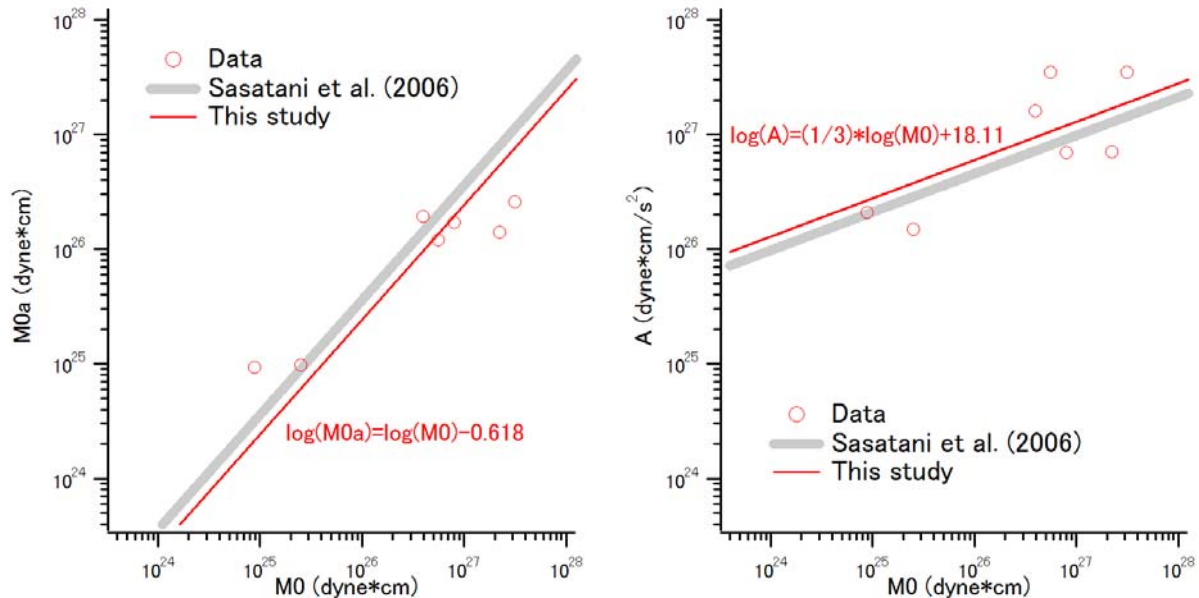


図 2.7 (左) サブイベントの地震モーメントの総和 (縦軸) と地震全体の規模 (横軸) との関係. (右) サブイベントの短周期レベルの総和 (縦軸) と地震全体の規模 (横軸) との関係. 丸印は個々の地震に対する疑似点震源モデルのパラメタから計算された値. 細線は回帰式. 太線は笹谷他¹⁷⁾の提案式.

2.5 まとめ

疑似点震源モデルは、これまでプレート境界地震である東北地方太平洋沖地震などへの適用性が確認されているが、スラブ内地震に対しては一部の地震を除き適用性の確認がなされていなかった. そこで本研究では、近年わが国周辺で発生し強震記録も得られている6つの大規模なスラブ内地震を対象に、実際に疑似点震源モデルを構築し、それによる強震動の再現性を検討した. その結果、いずれの地震に対しても、震源パラメタの設定が適切であれば、疑似点震源モデルにより震源周辺の強震動を概ね良好に再現できることを確認

した。個々の地震の再現に用いた震源パラメタと地震の規模との関係を検討したところ、スラブ内地震を対象とした既往の研究と整合的な結果が得られた。

疑似点震源モデルは従来の震源モデルに比べ単純であり、決定すべきパラメタ数が少なく計算時間も短いという特徴を有しており、これにより従来の震源モデルと遜色のない精度で強震動が計算できるため、社会インフラの頑強化・強靱化を効率的に進める上で有用なモデルとなり得ると考えられる。これまで、疑似点震源モデルは、プレート境界地震である東北地方太平洋沖地震等への適用性が調べられてきているが、本研究により、スラブ内地震に対しても広範な適用性を有することが確認できた。本文中にも述べたようにスラブ内地震は疑似点震源モデルを比較的適用しやすい地震であると考えられ、疑似点震源モデルの適用対象として特に有望であると考えられる。

ただし、2.3 で述べた 2011 年 4 月 7 日宮城県東方沖の地震の事例などでは、震源近傍の複数地点を対象とした場合に、すべての地点での地震動を過不足無く再現することが難しい場合も見られた。この点については、現状の疑似点震源モデルでは指向性の効果を導入できていない点に原因があると考えられ、今後、方位依存型のコーナー周波数を取り入れるなど、疑似点震源モデルのさらなる改良に取り組むことも必要である。

参考文献

- 1) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2018.
- 2) 釜江克宏・入倉孝次郎：1995 年兵庫県南部地震の断層モデルと震源近傍における強震動シミュレーション，日本建築学会構造系論文集，No.500，pp.29-36，1997.
- 3) Miyake, H., Iwata, T. and Irikura, K.: Source characterization for broadband ground-motion simulation: kinematic heterogeneous source model and strong motion generation area, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol.93, pp.2531-2545, 2003.
- 4) 野津厚：強震動を対象とした海溝型巨大地震の震源モデルをより単純化する試みー疑似点震源モデルによる 2011 年東北地方太平洋沖地震の強震動シミュレーションー，地震 2，Vol.65，pp.45-68，2012.
- 5) Aki, K., Scaling law of seismic spectrum, *J. Geophys. Res.*, Vol.72, pp.1217-1231, 1967.
- 6) 若井淳・長坂陽介・野津厚：疑似点震源モデルによる 2003 年 5 月 26 日宮城県沖スラブ内地震の強震動シミュレーション，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.70，pp.I_818-I_829，2014.
- 7) 長坂陽介・野津厚：疑似点震源モデルのスラブ内地震への適用性に関する検討ー2005 年千葉県中部の地震を例にー，港湾空港技術研究所資料，No.1323，2016.
- 8) Boore, D.M.: Stochastic simulation of high-frequency ground motions based on seismological models of the radiated spectra, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol.73, pp.1865-1894, 1983.
- 9) 野津厚・長尾毅・山田雅行：経験的サイト増幅・位相特性を考慮した強震動評価手法の改良ー因果性を満足する地震波の生成ー，土木学会論文集 A，Vol.65，pp.808-813，2009.
- 10) 野津厚・長尾毅：スペクトルインバージョンに基づく全国の港湾等の強震観測地点におけるサイト増幅特性，港湾空港技術研究所資料，No.1112，2005.
- 11) 気象庁：平成 23 年 4 月 地震火山月報 (防災編)，2011.
- 12) 福山英一・石田瑞穂・Douglas S. Dreger・川井啓兼：オンライン広帯域地震データを用いた完全自動メカニズム決定，地震 2，Vol.51，pp.149-156，1998.
- 13) 佐藤智美・巽誉樹：全国の強震記録に基づく内陸地震と海溝性地震の震源・伝播・サイト特性，日本建築学会構造系論文集，No.556，pp.15-24，2002.
- 14) 野津厚・若井淳：東日本大震災で被災した港湾における地震動特性，港湾空港技術研究所資料，No.1244，2011.

- 15) 野津厚・盛川仁：表層地盤の多重非線形効果を考慮した経験的グリーン関数法，地震 2，Vol.55，pp.361-374，2003.
- 16) 野津厚：非線形パラメタと有効応力解析を併用した強震動評価手法，土木学会地震工学論文集，Vol.29，pp.114-122，2007.
- 17) 笹谷努・森川信之・前田宣浩：スラブ内地震の震源特性，北海道大学地球物理学研究報告，Vol.68，pp.123-134，2006.
- 18) Brune, J.N.: Tectonic stress and the spectra of seismic shear waves from earthquake, *J. Geophys. Res.*, Vol.75, pp.4997-5009, 1970.
- 19) Brune, J.N.: Correction, *J. Geophys. Res.*, Vol.76, p.5002, 1971.

3. 社会インフラの頑強化・強靱化に対する津波の影響評価

奥村 与志弘*¹

3.1 はじめに

巨大津波を伴う海溝型地震による人的被害を最小化するためには、浸水想定エリア内にある鉄筋コンクリート建物が緊急避難のために極めて重要な社会インフラとして位置付けられる。本章では、2011年東北地方太平洋沖地震（以下、2011年東北地震）の事例に基づいて、杭基礎を有する鉄筋コンクリート造建物（以下、杭基礎RC建物）の「頑強性」を評価するために足元の地盤が地震動と津波の複合外力によってどのように応答するのか、その応答特性を検討する。一方で、こうした堅牢な建物は津波氾濫流の挙動に大きな影響を及ぼす。そこで、避難対策による地域の「強靱性」を高めるための基礎資料として、津波作用力を増大させる堅牢建物の配列条件を明らかにする。

3.2 杭基礎建物の被災状況を踏まえた2011年東北地震津波による女川町の地盤応答特性の推定

3.2.1 目的

2011年東北地震に伴う巨大津波（以下、2011年東北津波）は、宮城県女川町において杭基礎RC建物の転倒・流出という、過去に例のない被害をもたらした。一方で、我が国では、高台避難が困難な地域における一時避難場所として、津波避難ビルの活用を含めた津波避難対策を進めており¹⁾、堅固な中層建物に分類される杭基礎RC建物は津波避難ビルとして指定される可能性がある²⁾。このため、2011年東北津波における同種の建物の被災メカニズムの解明は喫緊の課題であり、物理実験や数値解析など、さまざまなアプローチで検討されてきた^{3)~7)}。

女川町中心市街地の地盤条件（図3.1、図3.2）、本震ならびに余震の最大加速度、津波の規模を勘案すると、地震動による液状化¹⁰⁾に加えて、津波により地盤剛性が図3.3のように変化していた可能性がある¹¹⁾。そのため、建物の被災メカニズムの検討には、構造物の津波に対する応答はもちろん、対象構造物周辺の津波氾濫流の挙動や、杭を支える地盤の地震や津波に対する応答についても把握する必要がある。

著者らは、2011年東北津波により女川町で転倒した杭基礎RC建物2棟のうち、上躯体に漂流物等による損傷がみられない1棟に注目し（図3.1の矢印は対象建物の原位置と流出後の位置の関係）、浸水深5mの静水圧に相当する津波水平力を対象建物に作用させる簡易な構造解析を実施した。これにより、ほとんどの杭が破断したとき、あるいは液状化状態まで地盤が軟化したときに限り、対象建物の転倒を説明できることを指摘した⁴⁾。対象建物は、4階建ての旅館で、被災前は海岸から約180m離れた場所にあった。しかし、被災後は原位置から約70m内陸で建物陸側（西面）を下にし、北面を高台斜面に押しつけるように転倒していた。著者らは、第一波の押し波で一気に転倒・流出した可能性と、第一波で大部分の杭が損傷したものの流出にまでは至らず、後続波で転倒・流出した可能性があることを示唆する結果を得ている⁴⁾。さらに、周辺に堅牢な建物が残存する条件では、RANS（レイノルズ平均が施されたナビエーストークス式）に基づくVOF法を用いた三次元数値解析と非線形長波理論に基づく平面二次元数値解析とで算出される建物への津波水平力や転倒モーメントに大きな差が生じることも明らかにした⁷⁾。

*1 関西大学社会安全学部（〒569-1098 大阪府高槻市白梅町7-1）
E-mail: okumura@kansai-u.ac.jp

本研究でも、前述の対象建物に注目する。そして、ここでは津波氾濫解析と建物構造解析を用いて、対象建物の被災状況を踏まえて、対象建物が流出するタイミングの地盤状態の推定に焦点を絞った検討を行う。

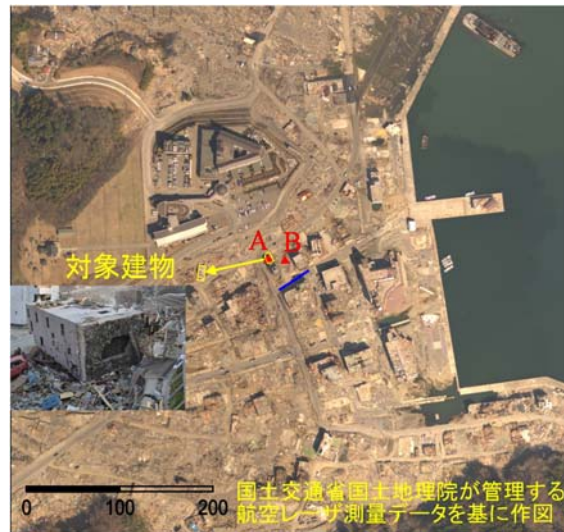


図 3.1 被災後の対象地域と対象建物の写真^{8),9)}

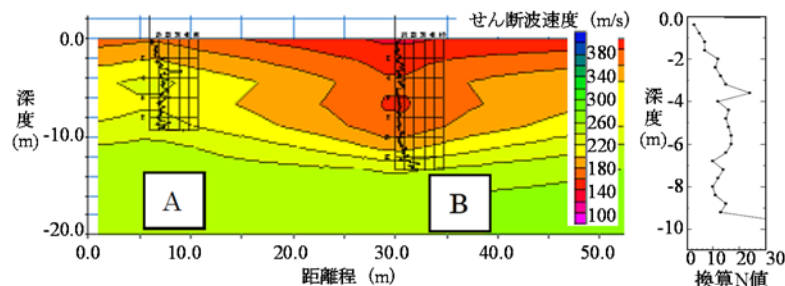


図 3.2 被災後に行われた対象建物の周辺の表面波探査・サウンディング試験 (規矩¹²⁾ を基に作成、表面波探査実施位置は図-1 の青線、サウンディング試験実施位置は図-1 の A 地点、B 地点)

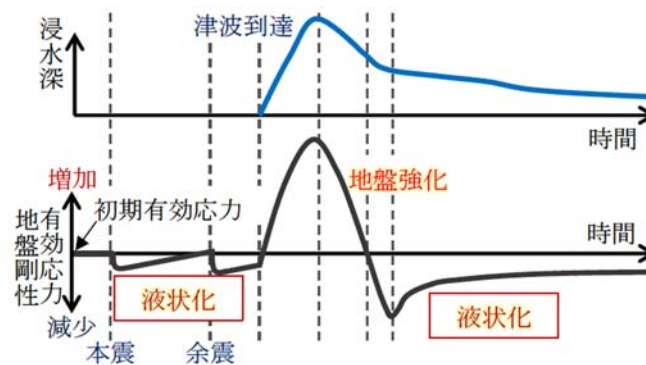


図 3.3 地震と津波に伴う地盤応答のイメージ

3.2.2 手法とデータ

対象建物の周囲は、堅牢な建物が多数存在していたことで津波挙動が複雑化する。そこで、RANS に基づく VOF 法を用いた三次元津波解析を行い、2011 年東北津波により対象建物に作用する力を推定した。さらに、地震動および津波による地盤への影響に関して異なる状態を模擬した 6 通りの地盤モデルを作成し、それらの地盤モデルを用いて実施した構造解析の結果を比較することによって、対象建物が流出するタイミングの地盤状態を推定した。

(1) 対象建物の概要

対象建物の諸元は、既報^{8),9),12),13)-16)}によって異なる。本研究では、これらの報告と写真、示方書や各種規格等¹⁷⁾⁻²¹⁾を参考に対象建物の諸元を推定した。対象建物の寸法は、対象建物の写真および既報¹³⁾⁻¹⁶⁾に示された値を比較し、計測方法が明らかである図 3.4 に示す中柱ら¹³⁾による計測結果を用いることとした。

図 3.5 に示したように、対象建物底面には、杭頭部がフーチングに埋め込まれたまま折損した杭断面が 20 程度認められるが、その配置は被災後の状況からは断定できない。また、PC 鋼線で建物と繋がっておりほとんど無損傷のペンシル型の杭が 1 本、流出した後に折損したと考えられる杭が 1 本確認された¹⁴⁾。建物原位置では、少し引き抜けた状態の杭が 4 本発見された。破断した断面は外径 300mm、内径 170mm で 9mm の PC 鋼線が 7 本引き出されて露出しており、PC 鋼線の破断した先端は 4mm 程に細くなっていた¹⁴⁾。これらの被災状況から、杭には曲げと引抜き力が作用し、主に杭頭付近で損傷したと思われる。また、杭は断面寸法から直径 300mm の PHC 杭 A 種と推定される^{17), 18)}。杭長は途中で破断するなどして不明であるが、確認された中で最も長い杭は 6.5m であった¹⁶⁾。

杭の PC 鋼線の強度は被災後に強度試験が行われている¹³⁾。この試験結果を表 3.1 に示すが、破断時荷重は JIS 規格に定められた公称径 9mm の PC 鋼線の最大荷重の 2 分の 1 以下であり、津波による塩分の供給と、被災後サンプル採取まで約 3 か月の間暴露され断面の欠損が懸念される。しかしながら、表-1 のでは断面積は公称断面積であると推測される。このため、構造解析では鉄筋の剛性の設定に公称径を用いた。したがって、降伏強度は損傷の可能性の判断にのみ影響する。本研究では定性的な判断を行うため、最も損傷が生じやすい場合として、表-1 の試験結果を被災当時の PC 鋼線の強度とした。

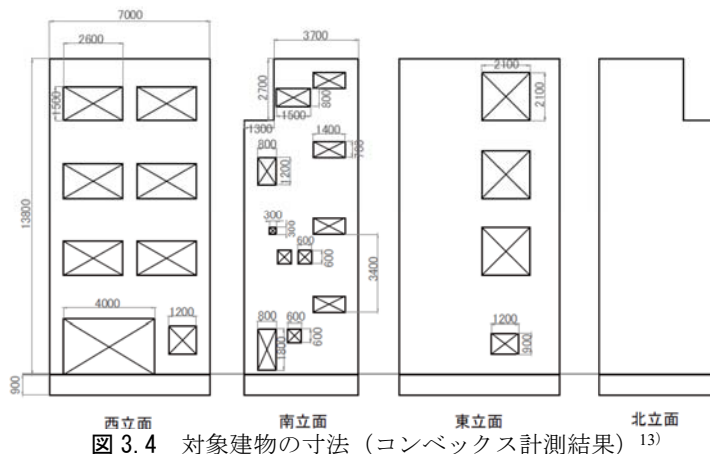


図 3.4 対象建物の寸法 (コンボックス計測結果)¹³⁾

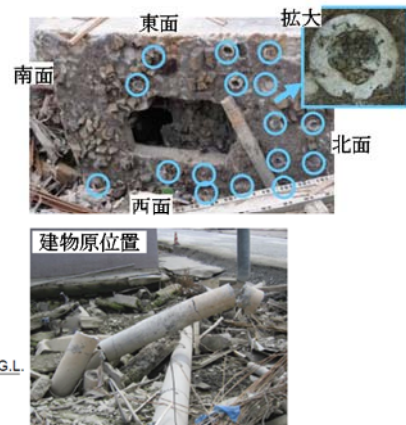


図 3.5 杭・フーチングの被災状況

表 3.1 杭の鉄筋の引張試験結果¹³⁾

	降伏時 荷重	降伏 強度	破断時 荷重	破断 強度
	kN	N/mm ²	kN	N/mm ²
Sample 1	17	267	26.3	413
Sample 2	19.3	304	26.2	412

(2) 対象建物周辺の初期地盤条件

対象建物周辺は干拓・造成地であり、被災後に対象建物原位置において行われた表面波探査とラムサウンディング試験によっても、330gal 程度の地震波により液状化する可能性が高いことが示されている¹²⁾。2011 年東北地震本震により、対象地に近い地震計 (K-NET 石巻, K-NET 牡鹿, 女川原子力発電所 (解放基盤面)) では、最大加速度 436.1gal から 939.2gal が観測されており、本震により対象建物周辺の地盤は液状化していたと考えられる。しかしながら、三次元津波解析によると対象建物に津波が到達したのは本震から 43 分後の

15時29分であり、本震により上昇した地盤内の過剰間隙水圧は消散した可能性が高い。一方で、上田ら¹⁰⁾は本震により液状化していれば、余震による加速度振幅が45gal程度と小さくても再液状化することを示唆している。K-NET石巻、K-NET牡鹿、女川原子力発電所では、15時25分にそれぞれ56.1gal、43.5gal、20.0galの余震が観測されており、対象建物周辺では、余震による再液状化が発生していた可能性がある。しかしながら、津波によって地表面付近の地盤がかき乱されており、発災後に直接液状化の痕跡を確認することは難しい。

また、そのような軟弱な砂質土地盤に2011年東北津波のような波高・波長の津波が作用すると、図3.3のように地盤の有効応力が変化する可能性も指摘されている¹¹⁾。これは飽和地盤内の間隙水の圧縮性が原因で、間隙水の水圧変化が津波の水位変化に伴う全応力の変化に追いつけず、その差分が有効応力の変化として現れる現象である。全応力と間隙水圧の変化が一致しないことが原因で生じる現象であり、ある水位からどの程度の時間をかけて、どの程度まで水位が上昇するか、あるいは低下するかによって有効応力の変化の程度が決まる。

本研究で注目している陸上の場合には、初期の段階では津波が氾濫していないため、有効応力の低下が有効応力の増加に先行して生じることはない。まず地盤内の全応力が増加する水位上昇時に、間隙水圧の増加が全応力の増加に遅れ、その差分が有効応力の増分となり、地盤剛性が高まる。次に、地盤内の全応力が減少する水位低下時に、間隙水の減少が全応力の減少に遅れ、その差分だけ有効応力が低下する。感度分析によって、少なくともN1値が10以下の地盤では、地盤の剛性が低下し液状化が生じる可能性があることを示唆する結果が得られている¹¹⁾。

(3) 津波解析モデル

本研究では、William・米山²²⁾が開発した二次元・三次元ハイブリッドモデルを用いた。津波波源を含む広域の領域は、空間解像度を下げて平面二次元解析を実施し、対象建物周辺の南北750m東西600mの領域のみ三次元津波解析を実施した⁷⁾。空間解像度は2mである。具体的には、二次元解析で計算される流量フラックスから、三次元解析の計算領域の境界の流速が算出され、それが三次元解析の境界条件となる。三次元解析で得られる高解像度の水位データは二次元解析に引き渡される。また建物は、衛星画像から残存が確認できた43棟に加えて、対象建物流出時には残存していた可能性がある6棟の鉄筋コンクリート造および鉄骨造建物も地形としてモデル化した。その他詳しい解析条件は既報⁷⁾を参照されたい。

(4) 構造解析モデル

構造解析に用いたモデル⁶⁾を図3.6に示す。建物上躯体と杭をビーム要素、フーチングと地盤をソリッド要素とし、二次元断面でモデル化した。杭頭を含む杭およびフーチングと地盤の間には剥離を表現するためにジョイント要素を配した。ジョイント要素では、図3.7のように最大せん断強度を定めることで剥離を考慮した。ただし、この構造モデルでは、杭は矢板のようにモデル化されるため、杭の間をすり抜ける地盤は表現できない。また、地盤剛性は拘束圧非依存とし、本解析では拘束圧に応じた剛性の設定は行わない。本研究では、比較的浅い地盤での挙動に注目しているため、深部の影響は限定的ではないかと考えているが、今後、剛性の拘束圧依存性を踏まえた厳密な解析によって確かめる必要がある。各要素の諸元を表3.2～3.4に示す。諸元は、杭のPC鋼線の降伏強度のみ試験値を用い、その他は同様の建築物における一般的な値とした。

対象地盤では、地下20mまでせん断波速度が260m/s以下であり、基盤面の位置は明らかでない。また、杭の長さは6.5mと推定されている。これらと計算コストを考慮して、杭に生じる応力にモデル境界の影響が出ない十分に大きな領域として、地盤の解析範囲は地下16.5m、幅48.25mとした。モデル境界では、地盤の左右両端は水平方向、下端は水平・鉛直方向を拘束した。なお、地盤の解析領域の大きさおよびモデル境界の拘束条件が解析結果に影響を与えないことを別途検討している。

作用力としては、津波水平力を想定し、対象建物内部の構造が不明であり、内部の浸水状況の推定が困難であるため、浮力は考慮しない。本研究の目的は、対象建物が流出するタイミングの地盤状態を定性的に推定することであるため、最大津波水平力を作用力として、二次元静的線形有限要素解析を行うこととした。本研究では実施しないが、今後、対象建物周辺の地盤の応答特性が時々刻々どのように変化していたのかを推定する場合には、建物の配置や津波の物理量などについて面的な特徴を踏まえた地盤の応答解析を実施する必要がある。

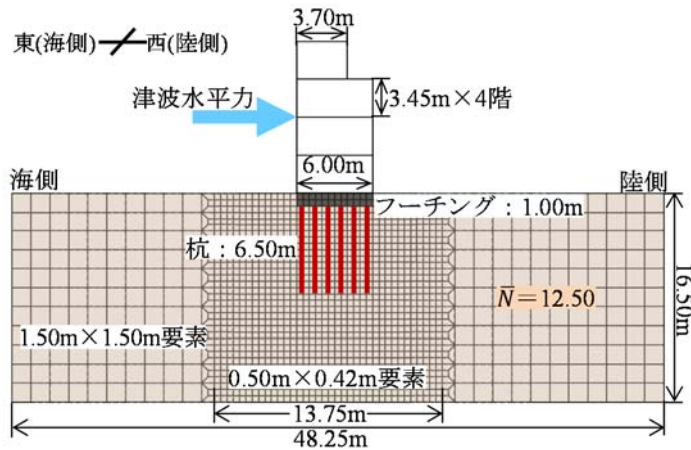
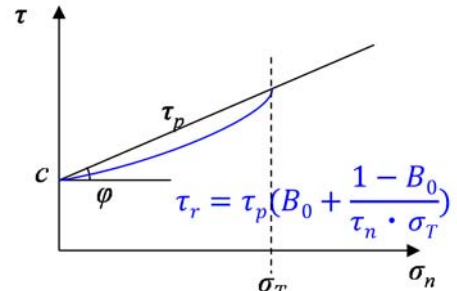


図 3.6 断面二次元構造解析モデル



τ : せん断強度, σ_n : 応力,
 τ_p : 最大せん断強度, τ_r : 残留せん断強度,
 ϕ : 摩擦角, c : せん断強度, σ_T : 一軸圧縮強度,
 B_0 : 最大強度に対する残留変位の比

図 3.7 ジョイント要素の最大せん断強度

表 3.2 ソリッド要素の諸元

		フーチング (C)	地盤			
			要素 1	要素 2	要素 3	要素 4
			$V_s = 212\text{m/s}$	$\bar{N} = 12.5$	軟化地盤	硬化地盤
剛性率	kN/m^2	2.23×10^7	1.26×10^3	3.50×10^4	1.26×10^2	2.53×10^5
ポアソン比		0.17	0.30			
単位体積重量	kN/m^3	24.0	17.7			

表 3.3 ジョイント要素の諸元

		コンクリート-地盤間
一軸圧縮強度	kN/m^2	4.90×10^4
せん断剛性率	kN/m^2	5.88×10^4
垂直剛性率	kN/m^2	8.82×10^4
摩擦角	$^\circ$	30

表 3.4 ビーム要素の諸元

		柱 (RC)	各階・屋上床 (RC)	杭 (PHC) 一本当たり
ヤング率	kN/m^2	2.27×10^7	2.23×10^7	3.78×10^7
単位体積重量	kN/m^3	24.5	24.5	25.5
断面積	m^2	1.26	0.80	4.52×10^{-2}
断面二次モーメント	kN/m^2	5.15×10^{-2}	2.67×10^{-3}	3.46×10^{-4}

(5) 構造解析の検討ケース

構造解析は、6通りの地盤条件のそれぞれに対して2通りの杭の配置モデルを用意し、計12通り実施した。詳細は以下の通りである。まず、杭の配置モデルを示す。被災状況からは対象構造物の杭の配置を特定できない。そこで、対称性を考慮して、図3.8のように杭本数32本のケース (Case-i) と、44本のケース (Case-ii) を推定し、奥行方向の杭本数を考慮した諸元として、解析モデルに杭配置を反映した。

次に、地盤条件を示す。地震動と津波の双方の地盤への影響は、表-2に示す剛性の異なる4種類の地盤要素で表現した。地盤要素1はせん断波速度から、地盤要素2はN値から地盤剛性を定めた。地盤要素3は軟化した地盤として、液状化の表現として設計などで一般的に用いられている値を参考に、地盤要素1の剛性を1000分の1倍した。地盤要素4は硬化した地盤として、地盤要素1の剛性を2倍した。これは、以下に基

づいている。対象地盤の N 値と三次元解析による津波の波高、波長に基づき奥村ら¹¹⁾を参照すると、有効応力増加率は G.L.=0.0m で 3.2, -1.0m で 2.7, -2.0m で 2.0 となる。一般に地盤硬化の過程においては、剛性増加率は有効応力増加率の平方となるので、平均剛性増加率は 1.5 倍程度となる。奥村ら¹¹⁾と本研究では、N 値の換算法が異なることと本研究は定性的な評価であるため、地盤硬化の影響を評価しやすいように、剛性の変化は大きく定めることとし、地盤要素 1 の剛性を 2 倍した。基準としてせん断波速度を用いたのは、N 値から算出される地盤剛性は、せん断波速度から算出したものよりもやや塑性化した状態を表していると思われたためである。最大津波水平力作用時における、地震動ならびに津波の地盤への影響の有無および影響範囲は定かではない。そのため、地震動ならびに津波の地盤への影響の考慮の有無を表 3.5 のように定め、以下の 5 つの地盤を作成した (図 3.9)。これにより、被災後の杭の損傷状況を再現しうる解析結果を抽出することで、対象建物が流出するタイミングの対象建物周辺の地盤状態を推定することとした。なお、地震後津波到来までに地面から泥水が噴出していったという証言から、地盤は飽和していたと仮定した。また、被災状況および三次元津波解析結果より、対象建物は押し波により転倒したと推定されることから、津波の影響は地盤剛性の増大として、地震動による影響は最も地盤剛性が低下した時、すなわち液状化として考慮することとした。

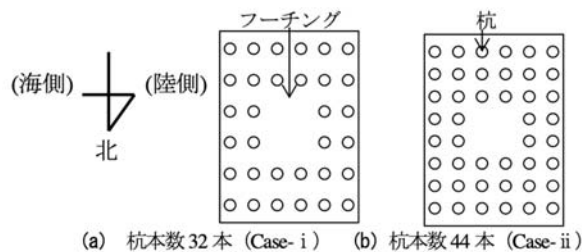


図 3.8 想定した杭の配置状況

表 3.5 解析モデルにおける地震動および津波の地盤状態への考慮の有無

	地震動の影響	津波の影響
Case1	無	無
Case2	無*	無
Case3	有	無
Case4	無	有
Case5	有	有

*液状化は考慮していないが、Case1 と比較してやや塑性化した状態

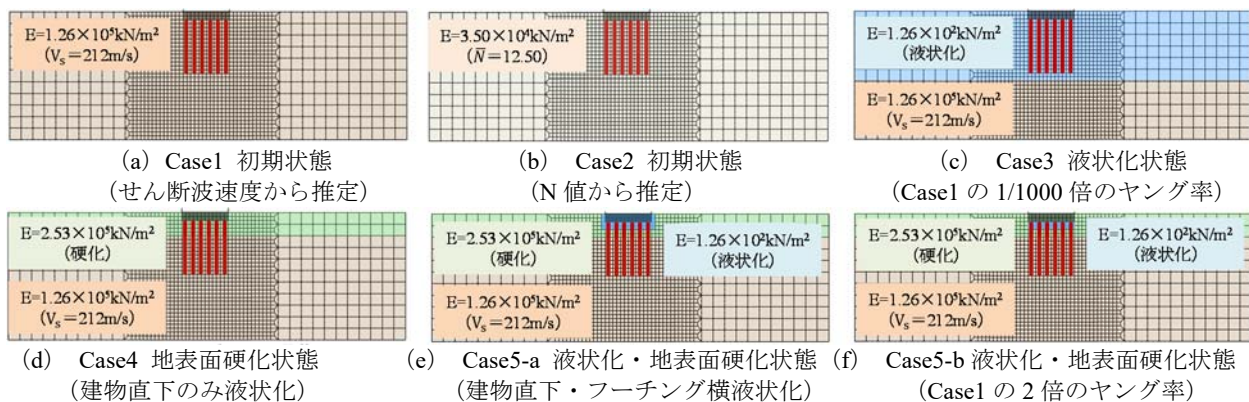


図 3.9 想定した地盤状態およびそれに基づく解析ケース

Case1 は、すべて地盤要素 1 を用いており、均一な砂質土地盤での応答を見ることができる。Case2 は、全て地盤要素 2 を用いており、やや塑性化した状態を表していると思われる。なお、Case1, 2 は、地盤が地震

動と津波どちらの影響も受けない場合もしくは、地震動により液状化した地盤剛性が回復した後に津波が来襲し、津波は地盤に影響しない場合を表している。Case3～5は、Case1を基本とし、言及する部分の剛性をCase1の剛性から変化させた。Case3では、地震動により地表面から地下9.0mまでが液状化したとし、この範囲を要素3でモデル化した。液状化範囲は地盤のN値等を基に定めた。Case4では、地震動による液状化の影響がない地盤に、津波が来襲することで地盤表面が硬化した場合を想定し、地表面から地下3.0mまでを要素4でモデル化した。津波の地盤への影響範囲は津波の周期・波高および地盤N値から想定した¹⁾。Case5では、地震動により地盤が液状化したうえで津波が到達し、地表面付近は地盤硬化している場合を想定した。ただし、建物直下1mは津波による浸透圧の影響が十分に到達しない可能性があるために液状化したままとした。また、建物周辺における津波の地盤への影響範囲は断定できないため、フーチング横の1メッシュも液状化しているものをCase5-a、建物直下のみが液状化しているものをCase5-bとした。

3.2.3 津波解析結果

詳しい解析結果は既報⁷⁾で述べているため、ここでは、対象建物に作用する津波水平力に注目して述べる。対象建物に作用する津波水平力の変化を図3.10に、対象建物前面の浸水深および側面の水位差の変化を図3.11に示す。なお、津波水平力は建物周りの水圧を面積分することで算定した。対象建物に最大津波水平力が作用する時の流速を図3.12、水圧を図3.13にそれぞれ示す。なお、図3.12では、表示断面直交方向の流速成分は示されていない。このため、各断面で流速の絶対値が異なる。水圧は、計算格子毎に全方向等しい値となるため、図3.13は断面に関わらず同じ値となる。

図3.10のように、対象建物に作用する津波水平力は刻々と変化する。津波水平力は、建物に津波が到達した直後には静水圧よりも大きな衝撃波圧として作用するが、その時間は極わずかであり、水位は2m以下と低い。このため、段波作用時ではなく、定常流作用時の最大浸水深到達以前で、建物前面（東側）と背面（西側）の水位差が最大の時に津波水平力も最大となったことが、図3.10、3.11からわかる。なお、浸水深4m以上では流速に関わらず静水圧と98%以上の近似を見せることを確認している（図3.12、3.13）。

また、対象建物フーチング陸側下端を回転中心とした転倒モーメントと抵抗モーメントの比較からも、最大浸水深到達時よりも最大津波水平力作用時の方が、建物前面と背面の水位差が大きく、不安定であり、転倒の可能性が高いことを確認している⁷⁾。したがって、構造解析では作用力として最大津波水平力を用いることにした。ただし、三次元津波解析で対象建物を正方形の集合体として表現したことおよび、津波が対象建物に対して直角に作用しないことにより、三次元津波解析結果と断面二次元構造解析モデルでは対象建物の津波水平力作用方向と受圧面積が異なる。そこで、三次元津波解析における最大津波水平力を、作用方向と投影受圧面積を考慮して修正した2580kNを断面二次元構造解析における作用力とした。

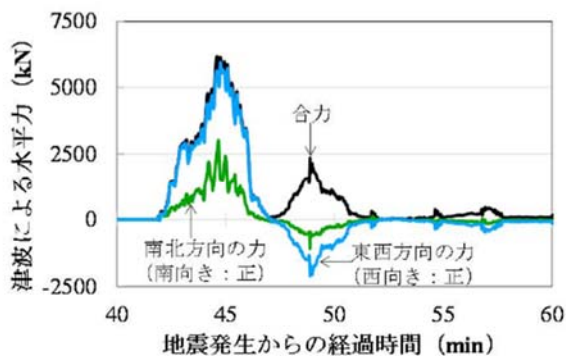


図 3.10 対象建物に作用する津波水平力

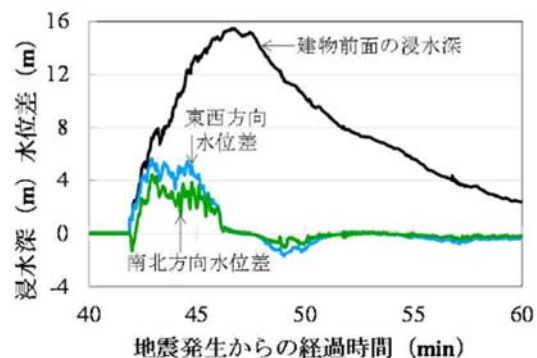


図 3.11 対象建物周りの浸水深・水位差

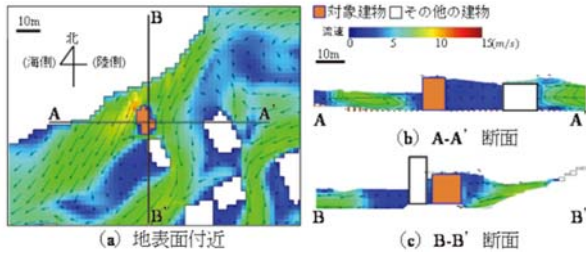


図 3.12 対象建物に最大津波水平力が作用する時の流速

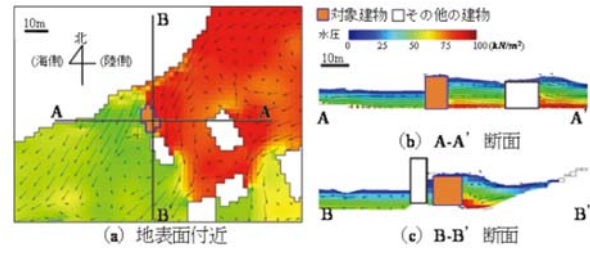


図 3.13 対象建物に最大津波水平力が作用する時の水圧

3.2.4 構造解析結果

杭に生じる力および曲げモーメントを、図 3.14~3.20 に示す。なお、ここでは杭 1 本あたりの値を示しており、せん断力および曲げモーメントの正負は津波水平力に準じる。また、ここに示した各種耐力は、JIS 規格¹⁷⁾ならびに基礎構造設計マニュアル¹⁸⁾に記載されている値およびそれらを基に算出した値である。特に、曲げひび割れ強度ならびに曲げ降伏強度と軸力の関係は、杭径 300 mm の PHC 杭 A 種の規格値を示しているが、対象建物の杭は、近年の一般的な同種の杭よりも PC 鋼線の本数が少なく、さらに被災当時材料強度が大幅に低下していた可能性もあることに注意が必要である。グラフの横軸は、杭に生じる応力に合わせて定めているため、ケース毎に異なることに注意いただきたい。

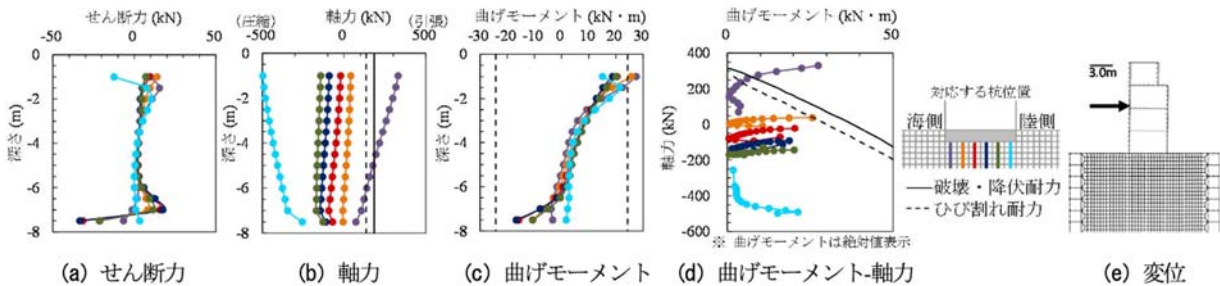


図 3.14 津波水平力により杭に生じた力と曲げモーメント (Case1-i 初期状態 (せん断波速度から推定, 杭 32 本))

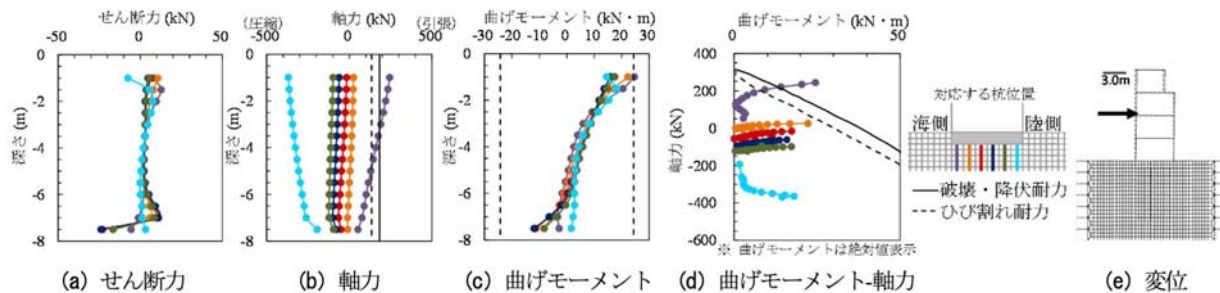


図 3.15 津波水平力により杭に生じた力と曲げモーメント (Case1-ii 初期状態を模擬 (せん断波速度から推定, 杭 44 本))

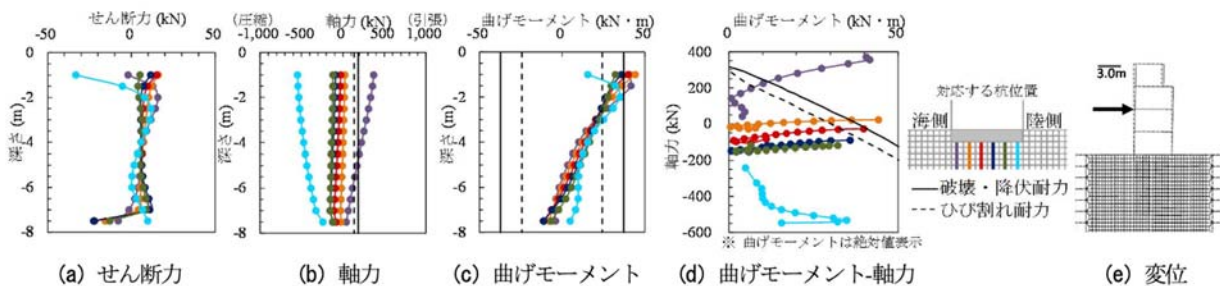


図 3.16 津波水平力により杭に生じた力と曲げモーメント (Case2-i 初期状態を模擬 (N 値から推定))

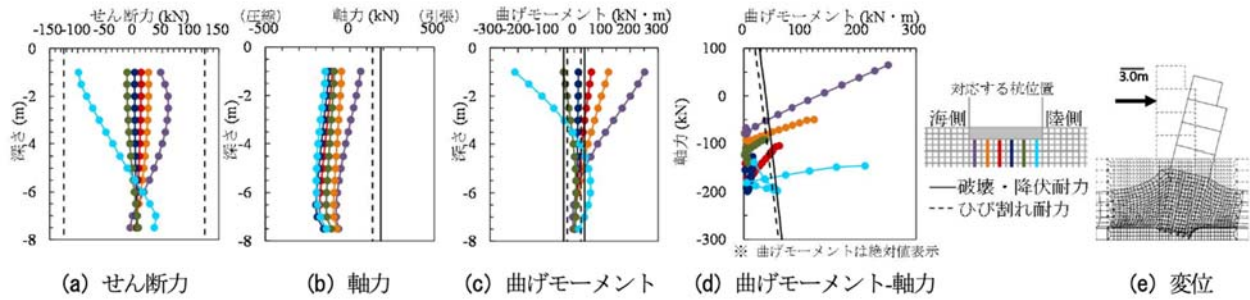


図 3.17 津波水平力により杭に生じた力と曲げモーメント (Case3-i 地震動による液状化状態を模擬)

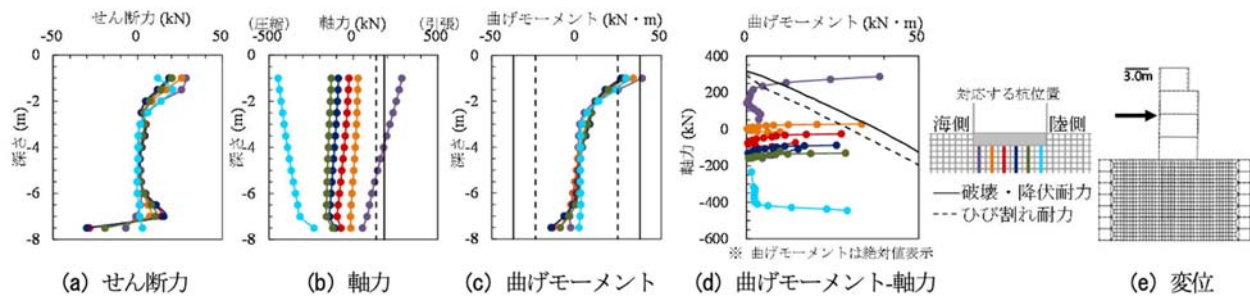


図 3.18 津波水平力により杭に生じた力と曲げモーメント (Case4-i 津波による地表面硬化状態を模擬)

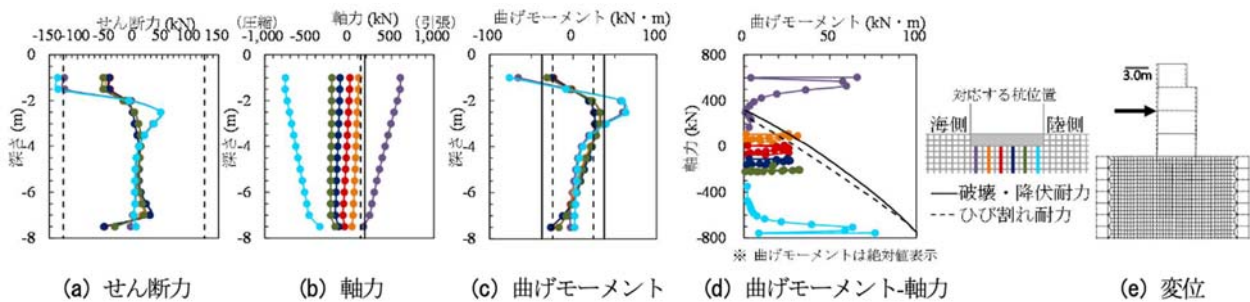


図 3.19 津波水平力により杭に生じた力と曲げモーメント (Case5-a-i 地震動により液状化・津波により地表面硬化状態を模擬)

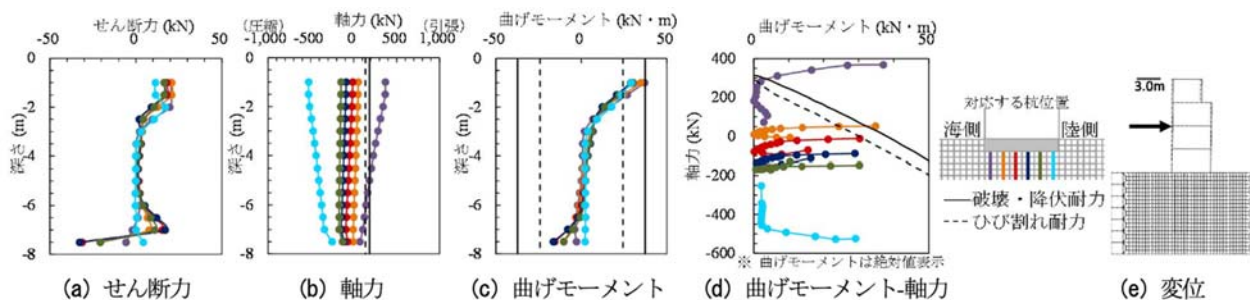


図 3.20 津波水平力により杭に生じた力と曲げモーメント (Case5-b-i 地震動により液状化・津波により地表面硬化状態を模擬)

地盤全域で剛性が極端に小さい Case3 を除いて、変位に大きな差はない。したがって、ここでは杭の応力状態に着目することにする。各ケースの解析結果の考察では、どのような被害が生じ得るのかをわかりやすくするために定量的な表現を用いるが、本解析からは定性的な結果しか得ることができないことに注意が必要である。

(1) 杭本数による相違

標準的な地盤状態において、杭本数による差を検討する。図 3.14 の Case1-i (杭 32 本) と、図 3.15 の Case1-ii (杭 44 本) に示す応力およびモーメントの分布は酷似していた。ゆえに、以下では杭本数 32 本のケース

(Case-i)のみ実施することにした。応力およびモーメントの分布は酷似しているが、その大きさには変化が生じた。杭本数が減少すると、杭1本あたりの負担が増加し、杭に生じる応力が増加することがわかる。その結果、杭頭付近における曲げモーメントが、Case1-iでひび割れ耐力を超えるが、Case1-iiではひび割れ耐力を超えていない。すなわち、一部の杭が損傷すると、その他の杭1本あたりの負担が増加し、他の健全な杭が損傷する可能性が生じるといえる。

(2) Case1-i 初期状態 (基準ケース, 均一な砂質土地盤)

図 3.14 では、Case1-i では、最も海側の杭が杭頭から約 2m で曲げ破壊し、その隣の杭も杭頭付近でひび割れが生じる可能性が示唆された。また、最も陸側の杭頭には、建物の回転に伴い津波水平力と逆向きのせん断力が作用している。その結果、杭頭付近では曲げモーメントの減少がみられた。

(3) Case2-i 初期状態 (やや塑性化した状態)

図 3.14 と図 3.16 から、Case2 の応力分布の傾向は Case1 と同様である。ただし、Case2 では、Case1 よりも建物の回転量が増加したため、Case1 よりも同一の杭における応力および曲げモーメントの変化量が大きい。この結果、Case2 では、Case1 よりも多い海側から 3 本分の杭に杭頭付近から曲げ破壊またはひび割れが生じる可能性が示唆された。また、最も海側の杭の杭頭にも津波水平力と逆向きのせん断力が作用した。

(4) Case3-i 地震動による液状化状態

Case3 では、三次元津波解析における最大津波水平力を作用させると、地盤剛性が小さいため、有限要素解析の前提である微小変形に収まらず、本研究で用いた有限要素解析の適応範囲を超えた結果となった。そのため、作用力を 50kN ずつ漸増させ、計算の収束が満足される最大水平力である 650kN 載荷時の結果を図 3.17 に示す。この時、全ての杭に同程度の軸力が作用しており、建物上躯体の回転・移動は地盤の変形によるものであることがわかる。一方で、せん断力および曲げモーメントは他のケースよりも大きく、地盤が杭をほとんど支えていないといえる。特に大きな力が両端の杭に作用し、海側から 4 本目を除く全ての杭で曲げ破壊またはひび割れが示唆された。なお、650kN 以上の水平力が作用した場合には、杭に損傷が生じると同時に、健全な杭も引抜けて、対象建物は流出すると推察される。

(5) Case4-i 津波による地表面硬化状態

図 3.14 と図 3.16, 図 3.18 から、Case4 では、Case1 および Case2 とよく似た応力分布である。ただし、Case1 および Case2 よりも大きなせん断力が作用した結果、最も陸側の杭の杭頭のせん断力が負に至らず、Case1 および Case2 よりも大きな曲げモーメントが生じた。その結果、杭頭から 1.5m 程度曲げ破壊し、その隣の杭も杭頭付近でひび割れが生じる可能性が示唆された。

(6) Case5-i 地震動により液状化・津波により地表面硬化状態

図 3.19 から、Case5-a はその他のケースと異なり、両端の杭の杭頭付近にせん断ひびわれの発生が示唆されることがわかる。また、軸力も相対的に大きく、海側から 2 本目の杭にも引張による降伏が示唆された。また、最も海側の杭が杭頭から 5.0m 程度曲げ破壊し、その隣の杭も杭頭から 0.5~3.0m 付近で曲げ破壊およびひび割れが生じる可能性が示唆された。これらは、フーチングの下に加えて、横も剛性の小さな要素としたことにより、建物上躯体の回転および移動が抑制されなくなったためと考えられる。

図 3.19 と図 3.20 から、Case5-b では、Case5-a と比べて陸側、海側両端の杭に作用していたせん断応力が大幅に減少し、せん断破壊が示唆されないことがわかる。また、最も海側の杭が杭頭から 2.0m 程度と、その隣の杭の杭頭付近で、曲げ破壊が生じる可能性が示唆される結果となり、Case5-a と異なる。このことから、フーチング横の要素の地盤剛性を高めたことにより、建物上躯体の移動が抑えられたことがわかる。ただし、比較的大きな軸力が生じており、フーチング下の要素の剛性が低いことで、建物上躯体の回転が助長されたと考えられる。

(7) 各ケースの比較

各ケースの比較を行い、地盤状態の変化が杭の損傷に与える影響を検討する。いずれのケースも、両端の2本の杭（以下、両端の杭）とその他の杭（以下、内側の杭）で、力と曲げモーメントの分布形状が異なり、両端の杭に大きな応力および曲げモーメントが生じやすいことがわかった。なお、特に変形量の大きなCase3では、杭が矢板のようにモデル化され、杭間の地盤のすり抜けが表現出来ないことが杭の応力状態に影響する可能性に注意が必要である。ただし、その他のケースについては、変形量が小さく、杭間の地盤のすり抜けの影響はわずかであり、2次元で表現した結果から感度は得られると考えている。

また、Case3を除くケースの比較から、地盤剛性が小さいと両端の杭に生じるせん断力が大きくなり、地盤剛性が大きいと内側の杭のせん断力が大きくなることがわかった。ただし、内側の杭に生じるせん断力の大きさと全ての杭における軸力の大きさ、上躯体の回転量はフーチング下の地盤剛性の影響が大きいと思われる。地盤剛性が小さい程大きな値となった。

Case3を除き、海側の2本の杭にのみ引張力が生じ、その他の杭には圧縮力のみが生じていた。このことから、対象建物の回転中心は、海側から2本目と3本目の杭の間（フーチング海側端から2m付近）と推測される。一般的に、建物の転倒の是非は、建物海側または陸側下端を回転中心とし、津波により生じる転倒モーメントと建物自重や杭と地盤間の摩擦力等により生じる抵抗モーメントを比較・検討する^{2) 7)}。しかしながら、本解析結果から、地盤全体が液状化した場合を除いて、建物の回転中心は建物陸側下端ではなく、より建物中心に近い位置である可能性が有ることが示唆された。回転中心が水平方向に変化するすると、自重や杭の摩擦力に対するモーメントの腕の長さが短くなり、抵抗モーメントが減少する可能性がある。一方で、津波水平力に対する腕の長さは変わらない。そのため、建物海側または陸側下端を回転中心とした場合よりも小さな津波水平力で、転倒する可能性が有ることが示唆された。

Case1とCase2、Case4のように均質な地盤では、杭に生じる力の分布は地盤剛性に寄らずほぼ等しく、海側の杭から順に杭頭付近で破断していく可能性が高いことがわかる。ただし、建物上躯体の回転量が異なるため、特に押し込まれる側の杭の杭頭付近では応力分布に差が生じる。また、せん断力と曲げモーメントは地盤剛性が大きいほど、全ての杭で同様に生じるようになることがわかった。

Case3から液状化地盤では三次元津波解析の最大津波水平力の2580kNよりもはるかに小さい水平力で、対象建物が流出する可能性が示された。また、建物が流出すると考えられる荷重作用時にも、海側から4本目の杭には損傷ない可能性があることもわかった。このことから、液状化地盤では無損傷の杭が付帯したまま、建物が流出する可能性があるという示唆を得た。ただし、杭が損傷すると応力状態が変化するため、2番目にいずれの杭が損傷し、どの杭が最後まで残されるかは、本研究における静的線形解析では明らかにならない。

Case5-bは、Case5-aと杭の応力状態が大きく異なる。一方で、Case4とはよく似た杭の応力状態であり、フーチングの左右1メッシュの液状化の有無が建物上躯体の移動および杭に生じるせん断力と曲げモーメントの大きさに大きな影響を与えるといえる。

本研究で行った5ケースはいずれも、中央部の杭よりも先に海側から2列目の杭に、破断およびひび割れが生じる可能性が示された。しかしながら、実際の被害では海側から2列目の杭のうち一本は建物に付随した形で発見されている。杭が破断すると応力が再分配され、徐々に他の杭も破断すると考えられるが、本研究で検討したケースの中で、実被害を再現しうるのは陸側の杭の破断を示唆したCase3、Case5-aのみである。このうち、Case3では海側から2本目の杭が杭頭付近で破断し、海側から4本目の杭が最後まで残る可能性が高い結果となり、実被害に近い結果であった。一方で、Case5-aはより深い場所での破断および被災状況からは確認できないせん断ひび割れが生じる可能性が高いことがわかった。このように被災状況を完全に模擬しうる地盤状況は設定したケースの中にはなかったが、Case3やCase5-aのように地盤剛性が変化していた可能性が高いことがわかった。なお、被災状況を再現するためには、地震動および津波による地盤の有効応力の変化を建物周りで二次元的に把握し、地盤剛性の不均一性を考慮する必要があると思われる。さらに、

実物に即した材料諸元を用いるとともに、浮力や津波水平力の作用方向、および杭間における地盤のすり抜けの考慮することも必要となると思われる。

3.2.5 主な結論

2011年東北津波で転倒・流出した杭基礎RC建物のうちの1棟に注目して、有限要素法による構造解析を行うことで、津波による杭基礎RC建物の転倒被害発生時の地盤状態の推定ならびに同被災メカニズムの推定を試みた。その結果、以下のことがわかった。

- (1) 杭の軸力分布から、完全に液状化している場合を除き、対象建物の回転中心建物陸側または海側下端ではなく、より建物中心に近い位置であると推測される。
- (2) 地盤が地震等により完全に液状化している場合、三次元津波解析による最大津波水平力以下の作用力により、対象建物は流出する可能性が高い。
- (3) フーチング横の地盤剛性が小さい程度、建物上躯体の移動および杭に生じるせん断力と曲げモーメントが大きくなった。
- (4) フーチング下の地盤剛性が小さい程度、両端を除く杭に生じるせん断力および全ての杭における軸力、上躯体の回転量が大きくなった。
- (5) 地盤剛性が小さいと両端の杭に生じるせん断力が大きくなり、地盤剛性が大きいと内側の杭のせん断力が大きくなった。
- (6) 実被害状況を模擬する地盤状態は、地震等により液状化していた時のみであると推定された。また、津波による地盤剛性の増大が、杭の損傷状況に影響を与えていると思われる。
- (7) 地震動や津波により、建物周りの地盤剛性が不均質であると、杭に生じるせん断力、曲げモーメントが大きくなり、杭に損傷が生じる可能性が高く、注意が必要であることがわかった。

以上より、対象建物は2011年東北地震およびそれに伴い発生した津波により、以下のようにして被災したと推定される。2011年東北地方太平洋沖地震により対象建物周辺の地盤が液状化した。その後、本震から43分経過しても、余震などの影響により液状化状態が継続していた。そこに最大浸水深15.52mの津波が来襲し、津波水平力が建物に作用した。これにより、杭にせん断応力、引張応力、曲げモーメントが作用し、一部の杭が破断した。杭の破断によって抵抗モーメントが減少し、対象建物が転倒した。対象建物は開口部が小さいため水の流入量が少なく、建物内部に建物が浮上るのに十分な量の空気が残されていたため、押し波により陸側へ約70m流された。

3.3 2011年東北津波によって流出した女川町のRC建物に対する周辺建物群の影響

3.3.1 目的

建物に作用する津波水平力は周辺建物によって減少することが実験や数値計算によって指摘されてきた。逆に、条件によっては津波水平力が増大する場合があることを示した先行研究もある。本研究では、2011年東北津波で6棟のRC建物が流出し、46棟が残存した女川町市街地に注目する。そして、実際の津波において、建物に作用する津波水平力が周辺建物群によってどのような影響を受けていたのかを明らかにする。先行研究を踏まえ、津波水平力の増大効果も念頭におくことにした。また、建物の転倒は、津波水平力の大きさとその作用位置によって算出される転倒モーメントと抵抗モーメントの大小関係で決まるため、津波水平力による転倒モーメントを指標にして検討する。

3.3.2 内容

(1)津波氾濫解析：対象建物周辺の津波氾濫流の浸水深と流速の時間・空間特性を明らかにするため、波源を含む広域を平面二次元(以下、2D)で、建物付近を三次元(以下、3D)で解析する2D3DHybrid解析を行った。2D領域は非線形長波理論を、3D領域はReynolds方程式を用いて建物まわりの乱流項を表現できるようにし

た。波源モデルは東北大モデル ver.1.2 を用いた。建物は堅牢な建物と残存建物を地形としてモデル化する。地形、堤防、粗度は中央防災会議のデータと国土地理院の基盤地図情報の数値標高データ(2秒間隔)を使用した。潮位を T.P.=0.0m とし、地震発生から第1波が引くまでの 47.5 分間を計算した。本研究では、周辺建物の並びを変えた 9 通りの地形モデルを作成し、それぞれに対して氾濫解析を実施した(図 3.1)。(2)安定解析：対象建物の内陸側下端を回転中心とし、転倒モーメントの総和と抵抗モーメントの総和の比較により、建物転倒の可能性を検討した。転倒モーメントは津波水平力と浮力、抵抗モーメントは建物の自重と杭の引き抜き抵抗力により生じるものとし、杭が機能している場合と機能していない場合で検討した。津波水平力による転倒モーメントは津波氾濫解析で得られた結果を用いた。浮力と自重は重心に、引抜き抵抗は群杭の中心に作用させる。建物・地盤の諸元は、現地調査結果と各種設計基準、規格に準じ、地盤は液状化していないと仮定した。また、力のつりあいから建物の浮き上がりについても考慮し、転倒と浮き上がりのどちらが先に起こるかも検討した。

3.3.3 主な結論

(1)実際には存在していた周辺建物を取り除いた地形モデルで津波氾濫解析を実施したところ、対象建物に作用する津波による津波水平力と転倒モーメントが大きく減少した(図3.22(a))。周辺建物が外力を増大させていたことを示す結果である。(2)建物の並びが異なる全9通りの津波氾濫解析の結果を比較したところ、すべての周辺建物が津波による転倒モーメントを増大させているわけではなかった。(2-1)前方の建物群は、対象建物の前方の流れを弱くし建物に作用する津波水平力を低減させ、転倒モーメントを減少させる効果があった(図3.22(b))。(2-2)近くにある側方の建物群は、対象建物の側方の流れを阻害することによって対象建物の背面への水の流れ込みを弱くしていた。その結果、建物周辺の水位差を大きくなり、対象建物にかかる転倒モーメントが増大していた(図3.22(c))。(2-3)離れた側方の建物群も同様に、対象建物に作用する転倒モーメントを増大させていたが、並びの組み合わせ方によって対象建物側方の流れの阻害の程度が異なり、転倒モーメントの増大の程度にも大きな差異が見られた(図3.22(d))。(3)安定解析から、周辺建物群の条件によって対象建物にかかる転倒モーメントは最大20,344[kN・m]の差が生じることが分かった。これは対象建物の杭に期待される最大の抵抗モーメントの8.6%に相当し、杭の破壊状況によっては転倒の有無に関わるほど大きかった。(4)本研究では、対象建物は浮き上がりよりも転倒の方が早く発生することを示す結果が得られた。



図3.21 対象建物と周辺建物群の位置関係

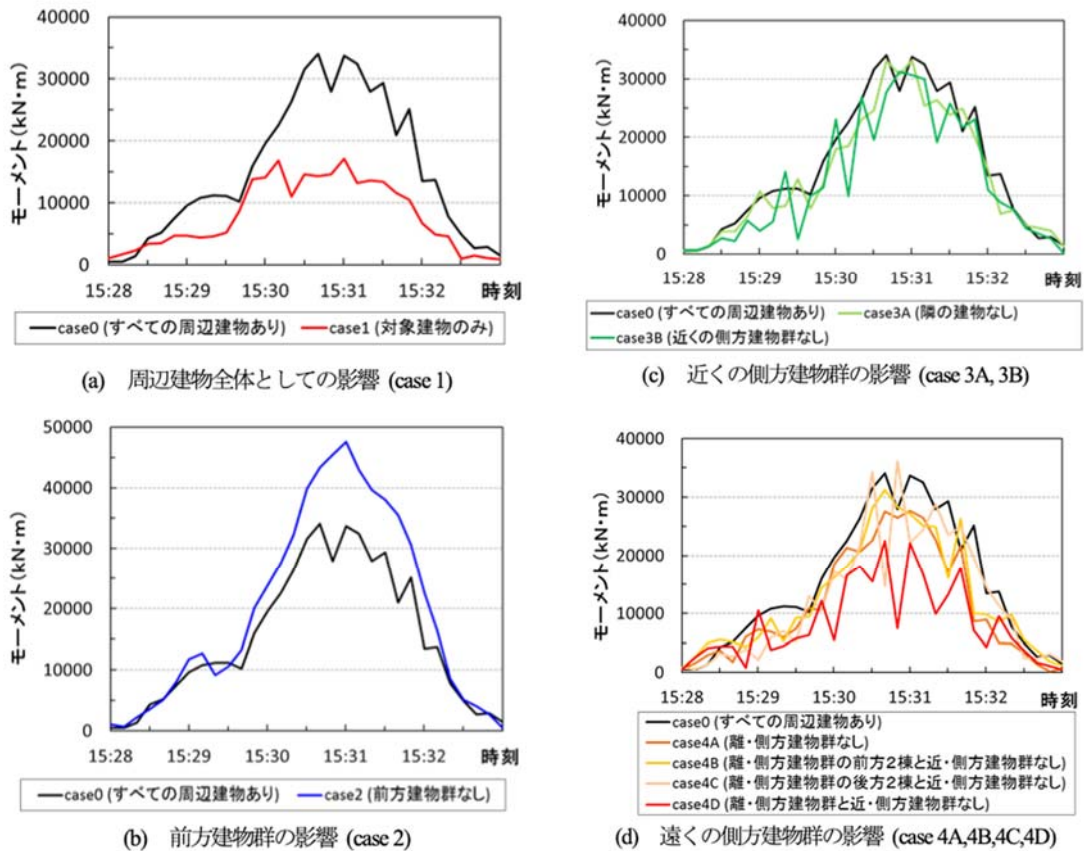


図 3.22 津波水平力による転倒モーメントの比較

3.4 杭基礎建物の津波転倒メカニズムに対する周辺建物群の影響

3.4.1 目的

建物に作用する津波外力は周辺建物によって減少することもあるれば、増大することもあることが知られている。著者らは、周辺建物と対象建物の位置関係の観点から、2011年東北津波で、女川町の建物に作用する外力が周辺建物から受ける影響についてその特徴を明らかにした。本研究では、実地形ではなく、単純な地形を用いた数値解析を実施し、建物に作用する津波外力に対する周辺建物の影響を、両者の位置関係、周辺建物の大きさ、地形勾配の観点から明らかにする。

3.4.2 内容

計算精度と計算効率を両立させるため、2D3DHybrid解析手法を用いた。建物周辺領域のみを三次元(以下、3D)、それ以外の領域を平面二次元(以下、2D)で計算した。2D領域は非線形長波理論を、3D領域はReynolds方程式を用いて建物まわりの乱流項を表現できるようにした。地形は図3.23に示した通りである。対象建物より内陸側の地形勾配を α とする。津波の波形は、周期2160秒、波高13mの正弦波を計算領域の海側境界から入力した。対象建物と周辺建物は、大きさをそれぞれ縦横10m、 $A(m)$ 、高さはともに20mとし、地形モデルとして表現した(図3.24)。(1)周辺建物の位置 ($A=10, \alpha=0$): 周辺建物の位置を変えた45通りの地形モデルを作成し、それぞれに対して汎用解析を実施した。対象建物に作用する津波水平力による転倒モーメントは、周辺建物の位置関係によって変化する。周辺建物がないケースの転倒モーメントとの比を算出し、周辺建物

の位置にその値をプロットした。そして、その数値を元にコンター図を作成し、空間特性を把握した（基本ケース）。(2)周辺建物の大きさ ($A=20$, $\alpha=0$) : $A=20(m)$ のケースで同様のコンター図を作成し、基本ケースと比較した。(3)地形勾配 ($A=10$, $\alpha=1/200$) : $\alpha=1/200$ のケースで同様のコンター図を作成し、基本ケースと比較した。(4)和歌山県南部(田辺から新宮まで)の津波浸水想定地域を対象に、堅牢建物の周辺(半径50m)にどの程度の数の堅牢建物が存在するか、国土基盤地図情報を用いて調査した。

3.4.3 主な結論

(1-1)対象建物の内陸側に周辺建物がある場合には、対象建物に作用する津波水平力による転倒モーメントは最大で10~15%程度低減することが分かった。ただし、周辺建物の転倒モーメント低減効果は、対象建物の海側の方が大きく90%に達する場所もある(図3.25(a))。(1-2)一方、対象建物の海側に周辺建物がある場合には、対象建物に作用する転倒モーメントが増大する場所が、側方に楕円状に広がっていることが分かった。最大9%増で、増加の影響範囲は対象建物から50m離れた場所にまで及ぶ(図3.25(a))。(2)周辺建物が大きい場合 ($A=20$) は、転倒モーメントを増大させる楕円状の領域は広くなり、側方にシフトすることが分かった。モーメント増加の影響範囲は対象建物から100m離れた場所にまで及ぶ。影響度も大きく、最大で13%増となり、 $A=10$ の場合の1.5倍となった(図3.25(b))。(3-1)対象建物より内陸側の地形勾配を0から1/200とすると、対象建物に作用する転倒モーメントを増大させる周辺建物の場所は、内陸側にシフトし、転倒モーメントを増大させる楕円状の領域は拡大した。モーメント増加の影響範囲は対象建物から100m離れた場所にまで及ぶ。影響度も大きく、最大で24%増となり、勾配がない場合の2.6倍である(図3.25(c))。(3-2)地形勾配が1/200で周辺建物が大きい場合は、モーメント増加の影響範囲は対象建物から100m以上離れた場所にまで及ぶ。影響度も最大で50%増となった(図3.25(d))。(4)和歌山県南部に、南海トラフ地震による津波の浸水範囲に存在する堅牢建物は合計1024棟あった。浸水深5m以上の場所の建物に特化すると、半径50m以内にある堅牢建物棟数が1棟のものが97棟、2棟のものが46棟、3棟のものが22棟存在することが分かった(図3.26)。

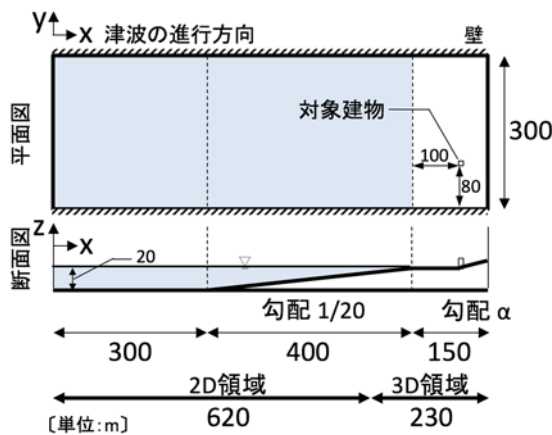


図 3.23 地形モデル

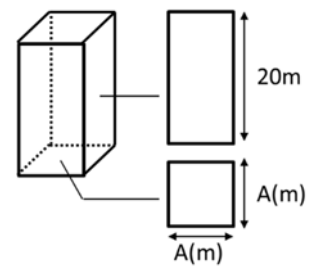
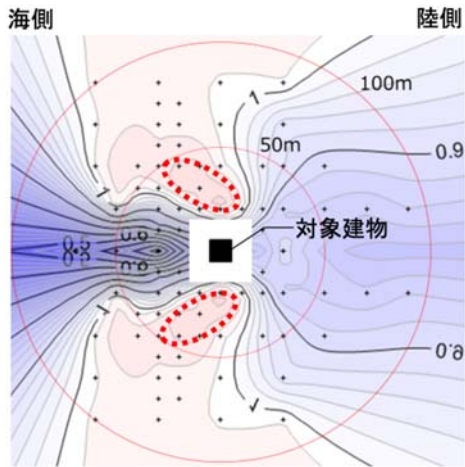
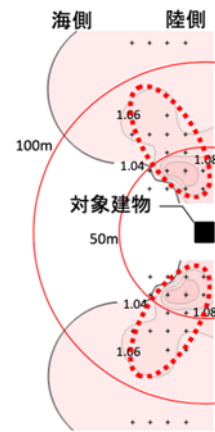


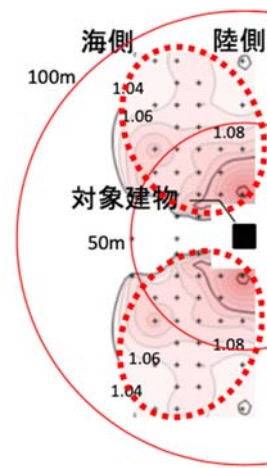
図 3.24 周辺建物の寸法



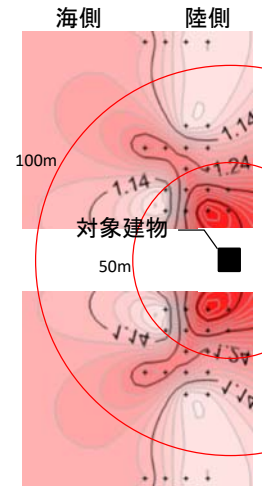
(i) $A=10, \alpha=0$ の場合



(ii) $A=20, \alpha=0$ の場合



(iii) $A=10, \alpha=1/200$ の場合



(iv) $A=20, \alpha=1/200$ の場合

図 3.25 周辺建物の影響度のコンター図

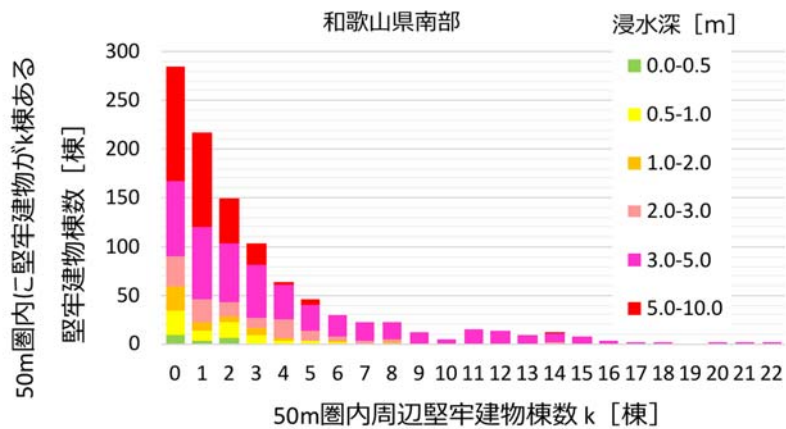


図 3.26 周辺堅牢建物棟数と津波浸水深別の堅牢建物棟数

3.5 まとめ

東日本大震災の経験から、特に杭基礎 RC 建物の場合には、その「頑強性」を評価するために足元の地盤が地震動と津波の複合外力によってどのように応答するのか、その応答特性を考慮する必要があることを明らかにした。一方で、こうした堅牢な建物は津波氾濫流の挙動に大きな影響を及ぼす。本研究では、特に、避難対策による地域の「強靱性」を高めるための基礎資料として、津波作用力を増大させる堅牢建物の配列条件を明らかにした。

謝辞：本研究は、防災科学技術研究所の K-NET の強震記録および、日本地震工学会の東北電力株式会社記録の女川原子力発電所における「平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震」の余震等の加速度時刻歴データを使用した。

参考文献

- 1) 津波避難ビル等に係るガイドライン検討会、内閣府政策統括官(防災担当):津波避難ビル等に係るガイドライン(オンライン), <http://www.bousai.go.jp/kohou/oshirase/h17/pdf/guideline.pdf>, 2016-03-26 参照, 2005.
- 2) 国土交通省 国土技術政策総合研究所:津波避難ビル等の構造上の要件の解説(オンライン), 国土技術政策総合研究所資料, <http://www.nilim.go.jp/lab/bcg/siryou/tnn/tnn0673pdf/ks0673.pdf>, 2016-03-26 参照, 2012.
- 3) ファム バン フック, 今津雄吾, 佐川隆之, 長谷部雅伸: VOF 法を用いた東北地方太平洋沖地震津波の再現と建物の転倒メカニズムの解明, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.70, No.2, I_156-I_160, 2014.
- 4) 奥村与志弘, 佐藤祐子, 清野純史: 女川町における RC 建造物の 2011 年東北津波による被災メカニズムに関する研究 - 杭が破断し転倒・流出した RC 建造物の事例 -, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.70, No.2, I_1006-I_1010, 2014.
- 5) 飛田哲男, 井合進, 大内俊介: 津波と液状化の複合作用による杭基礎を有する建築物の転倒メカニズム, 自然災害科学, Vol.34, No.1, pp.23-39, 2015.
- 6) Okumura, Y., Yane, T. and Kiyono, J.: Tsunami Response Analysis of Pile-supported RC Building in Onagawa Town due to the 2011 Great East Japan Earthquake and Tsunami, Coastal Structures & Solutions to Coastal Disasters Joint Conference, Boston, MA, ASCE, pp.227-233, 2015.
- 7) 佐藤祐子, 米山望, 奥村与志弘, 清野純史: 杭基礎建物の津波転倒メカニズム検討のための三次元津波氾濫解析, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.72, No.2, I_961-I_966, 2016.
- 8) 国土交通省国土地理院: 基盤地図情報(オンライン), <http://www.gsi.go.jp/kiban/>, 2016-02-05 参照.
- 9) 東北大学防災科学研究拠点 みちのく震録伝: 東北大学研究者による復興写真マップ(オンライン), http://www.informatix-inc.com/top/disaster_photomap.htm, 2014-01-26 参照.
- 10) 上田恭平, 井澤淳, 室野剛隆, 井合進: 余震の発生が地盤の液状化挙動に及ぼす影響に関する解析的検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.70, No.4 (地震工学論文集第 33 巻), I_578-I_585, 2014.
- 11) 奥村与志弘, 加藤亮輔, 岡二三生: 津波による地盤の液状化に関する 1 次元解析, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.68, No.4 (地震工学論文集第 31-b 巻), I_1171-I_1178, 2012.
- 12) 規矩大義, 菅野高弘, 山口恵美, 砥綿翔平, 松本愛貴, 土屋智仁, 福島華恵, 木村太亮: 津波により転倒した杭基礎建造物の周辺地盤における原位置調査と液状化の検討, 第 47 回地盤工学研究発表会, C-03, 920, 2012.
- 13) 中埜研究室: 東北地方太平洋沖地震による被災建築物・建造物の復旧復興状況調査報告書, 東京大学生産技術研究所, 449p, 2013.
- 14) 川島一彦, 小長井一男: 土木学会東日本大震災被害調査団緊急地震被害調査報告書, 土木学会, 第 11 章その他の被害, 16p, 2011.
- 15) 田村修次: 東日本大震災の津波による建築被害, 京都大学防災研究所年報, 第 55 号 A, 2012.
- 16) 独立行政法人建築研究所, 国土交通省・国土技術政策総合研究所: 平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震被害調査報告, 2012.
- 17) 遠心力高強度プレストレスコンクリート杭 JIS A5373(プレキャストプレストレスコンクリート製品), 2004
- 18) 社団法人コンクリートパイル建設技術協会: 既成コンクリート杭-基礎構造設計マニュアル-建築編, 310p, 2009.
- 19) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造物計算基準・同解説, 485p, 2010.
- 20) 土木学会: コンクリート標準示方書設計編, 609p, 2012.
- 21) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, 2001 土木学会原子力土木委員会 津波評価部会: 原子力発電所の津波評価技術 本編, pp.1-26, 2002.
- 22) William Pringle, 米山望: 2011 年東北地方太平洋沖地震津波に関する二次元・三次元ハイブリッドモデルの適用, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.69, No.2, pp.306-310, 2013.

4. 下水道埋設管路の地表断層変位による被災メカニズムの考察

庄司 学*¹

4.1 はじめに

2016年4月14日、4月16日に発生した熊本地震では、下水道埋設管路に甚大な被害が発生した¹⁾。下水道埋設管路の被害把握という観点から、例えば文献 2)では既往の地震被害データを統一的な観点から分析し、地震動強さおよび液状化を指標として被害予測関数の構築が試みられている。この結果、被害の相違は地震動や埋設地盤の相違によることが確認されていることから、下水道埋設管路は地震動や液状化の他に様々な影響を受けると考えられる。特に、熊本地震においては、Shirahama *et al.*³⁾によって複数の地表断層変位が確認されていることから、熊本地震においては地表断層変位による下水道埋設管路の被害が発生した可能性が考えられる。

地表断層変位と埋設管路の被害についての既往研究として、高田ら⁴⁾は兵庫県南部地震における地表断層変位による上水道管路被害に対して、地中鋼管路の変形量とモデル化した管路の最大ひずみとの関係を解析し、最大ひずみを求める簡易的な設計式を提案している。また、長谷川・清野⁵⁾は実験と解析を行うことによって、断層横断部での上水道管路の対策工法の提案を行っている。これらはいずれも上水道管路をフォーカスした研究であるが、上・下水道埋設管路を含め、社会インフラ全般に対して実証的な被害データに基づく分析は必ずしも十分に行われているとは言えない。

以上より本研究では、熊本市および益城町において地表断層変位と下水道埋設管路が交差した地点を対象として、その交差点の管種、口径、微地形区分と被害率の関係ならびに、被害形態及び管路と断層線の交差角の観点から被害データに基づく分析を行った。さらに、地表断層変位の観測値と被害の関係を解明し、地表変位の数値計算を行った結果と被害の関係についても分析を行った。

4.2 分析対象とするデータおよびその特徴

対象とする下水道埋設管路は文献 2)に示された熊本市及び熊本県益城町とした。文献 2)で使われたデータは枝線に分類される管路の中でも、管種、口径、形状、施工年度が明らかとなっているデータであり、震災後に復旧を要すると判断された管路を被害管路と定義している。これらのデータの中で埋設深さの情報は得られていない。また、地表断層変位データは文献 3),6)によるものとする。これらのデータを対象領域の下水道埋設管路と重ね合わせ、管路が断層を横断している箇所を点データとして抽出した結果が図 4.1 である。図 4.1 より熊本市では、管路と断層の交差点が 46 地点となり、いずれも中央区に存在したが、被害は確認されなかった。益城町では、交差点は 97 地点にのぼり、その中の 18.6%の図 4.1 中赤点で示す 18 地点が被害管路との交差点であった。これらの 18 地点の中で 10 地点は秋津川と県道 28 号の間に存在した。以上より、熊本市では地表断層変位による下水道埋設管路の被害は発生しなかったが、益城町では、特に秋津川と県道 28 号の間において地表断層変位による被害が発生した可能性が高い。

これらの交差点において、管種、口径及び微地形区分ごとの特徴を精査した結果が図 4.2 である。ここでは熊本市および益城町で分類したうえで、それぞれの区分における被害管路との交差点数を全交差点数で除したものを被害率[地点/地点]と定義した。管種に関しては益城町では VP/VU 管が最も多くなった。被害率は益城町における HP 管が 0.714[地点/地点]と最も高く、次いで VP/VU 管の被害率が高い。口径に関しては、熊本市および益城町いずれも 300[mm]未満の管路が多い。益城町における 300[mm]以上 600[mm]未満の管路の被害率が 0.667[地点/地点]と最も高く、次いで 300[mm]未満の管路の被害率が高い。微地形区分に関しては、益

*1 筑波大学システム情報系 (〒305-8573 茨城県つくば市天王台 1-1-1)
E-mail: gshoji@kz.tsukuba.ac.jp

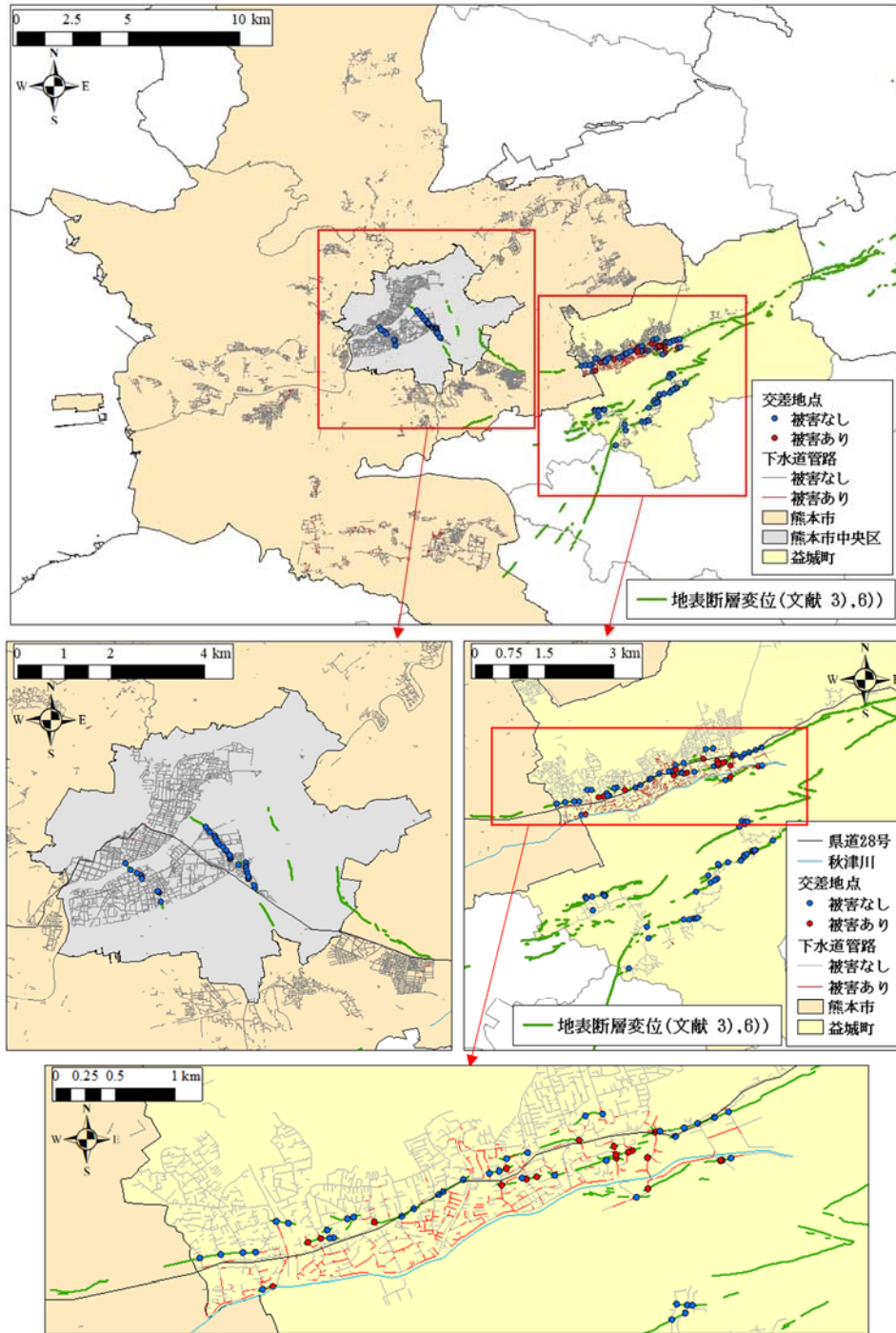


図 4.1 熊本市および益城町の下水道埋設管路と地表断層変位

城町の火山地における管路が最も多い。益城町の火山地において 0.261[地点/地点]と被害率が最も高く、ローム台地と沖積平野においても火山地と比較して相対的に被害率が高い。

4.3 被害形態の分析および観測値と被害の比較

地表断層変位と管路の交差点について益城町においては図 4.3 のように被害形態の詳細が判明しているため、益城町を対象に地表断層変位の管路の交差点における被害形態を分析した。被害形態については、1 スパンあたりに複数の被害形態が記録されている場合はこれらを切り分けて分析した。図 4.3 より、交差点の

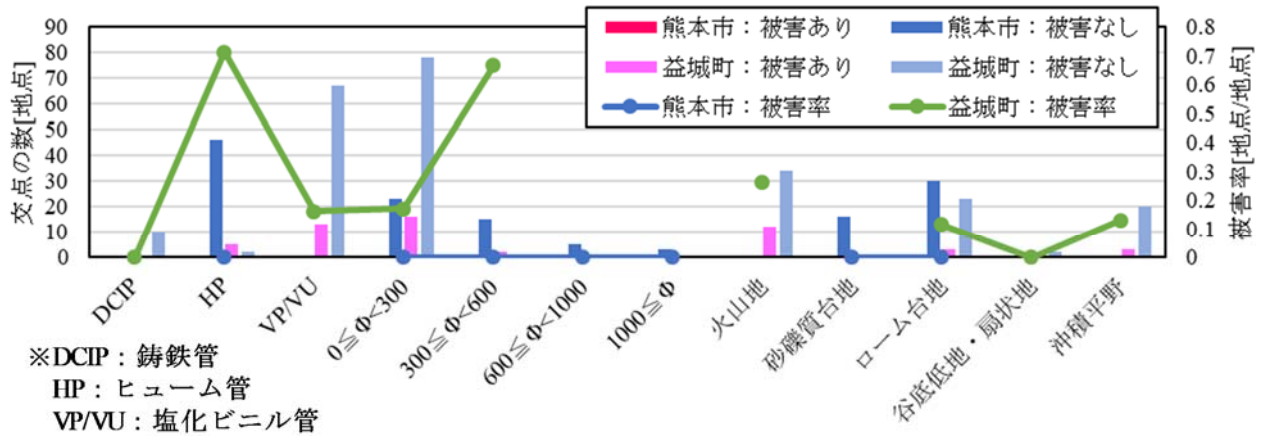


図 4.2 地表断層変位と管路の交差点の特徴



図 4.3 益城町における下水道埋設管の被害形態

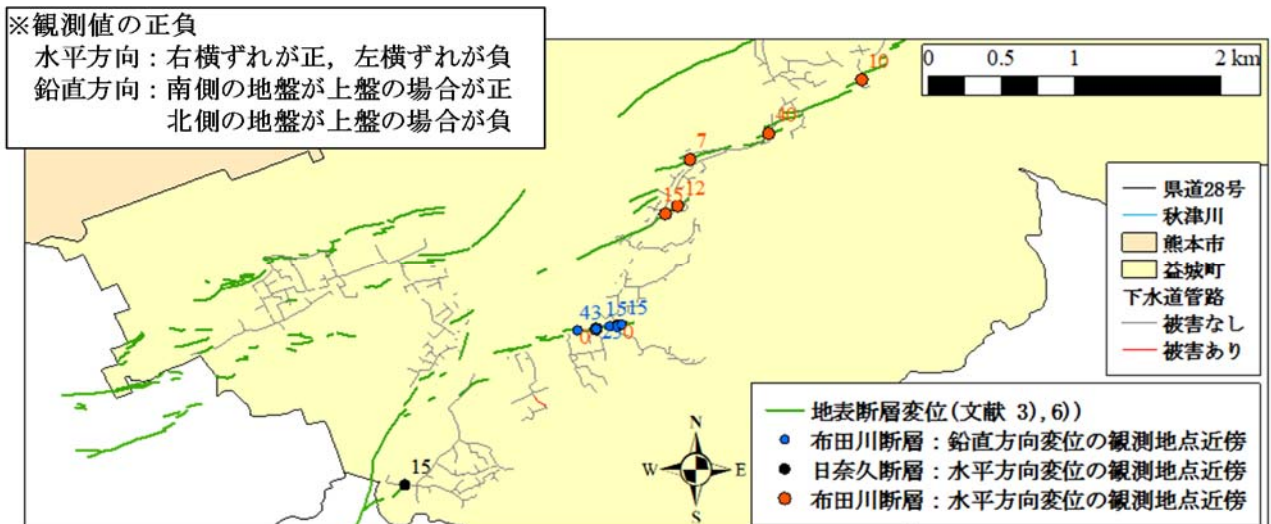


図 4.4 観測点の近傍に位置する交差点

被害形態としては破損が全体の 37.5%と最も多く、次いで亀裂，たるみが全体の 20.8%と多いことが明らかとなった。なお，破損は亀裂以上に管体部が破損してしまった被害を示し，亀裂は管体に亀裂が生じている被害を示している。

表 4.1 観測点の近傍の交差点の変位量

		微地形区分			PGV[cm/s]				IJ	
		ローム台地	沖積平野	火山地	80-90	90-100	100-110	150-160	6.2	6.3
布田川断層	0(左右変位)	2	-	-	-	2	-	-	2	-
	7(左右変位)	-	1	-	-	-	-	1	-	1
	10(左右変位)	-	-	1	-	-	1	-	-	1
	12(左右変位)	1	-	-	-	1	-	-	-	1
	15(左右変位)	1	-	-	-	1	-	-	-	1
	15(鉛直方向)	2	-	-	-	2	-	-	2	-
	25(鉛直方向)	1	-	-	-	1	-	-	1	-
	29(鉛直方向)	1	-	-	-	1	-	-	1	-
	40(左右変位)	-	-	1	1	-	-	-	1	-
43(鉛直方向)	1	-	-	-	1	-	-	1	-	
日奈久断層	15(左右変位)	1	-	-	1	-	-	-	1	-

※いずれも無被害管路との交差点

図 4.1 に示す交差点のうち、地表断層変位の観測地点³⁾近傍に位置する交差点を抽出した。それらの地点を図 4.4 に示し、表 4.1 のように整理した。ここでは観測地点の半径 25m 以内に位置する交差点のみを対象として、布田川断層に沿った鉛直及び水平方向変位、日奈久断層に沿った水平方向変位のそれぞれの値について分析した。いずれも単位は[cm]であり、鉛直方向変位は南側を上盤とした場合を正の値、北側を上盤とした場合を負の値としている。水平方向変位は右横ずれを正の値、左横ずれを負の値としている。交差点の中で観測値を有する地点は 13 地点存在し、いずれも正の値の変位である。これらは、図 4.1 における交差点のうち青点で示した無被害の管路であった。また、管種は VP/VU 管、口径 300[mm]未満の管路であった。

表 4.1 より、布田川断層沿いでは、右横ずれの変位が 0~15[cm]および 40[cm]生じているがいずれも無被害であった。鉛直方向変位も 15~43[cm]とやや大きな値となっているがいずれも無被害であった。日奈久断層沿いでは、右横ずれの変位が 15[cm]生じた地点の近傍に 1 点のみ交差点があり、これも無被害であった。なお、布田川断層沿いで右横ずれの変位が 10[cm]以下を示す 2 地点においては PGV=100~110, 150~160[cm/s]と高い値を示す。一方、それ以外の布田川断層および日奈久断層沿いにおける 11 地点では、右横ずれの変位が 0 及び 12~43[cm]とやや大きい値を示しており、PGVについても 80~100[cm/s]とやや高い値を示した。いずれも無被害管路との交差点であったが、観測値はあくまで地表面での変位であり管路の埋設深さでは変位が小さい可能性がある。本研究では埋設深さのデータを取得することができなかつたため、その影響については分析することはできなかった。

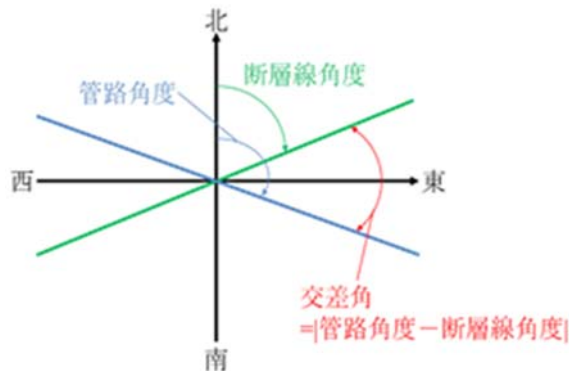
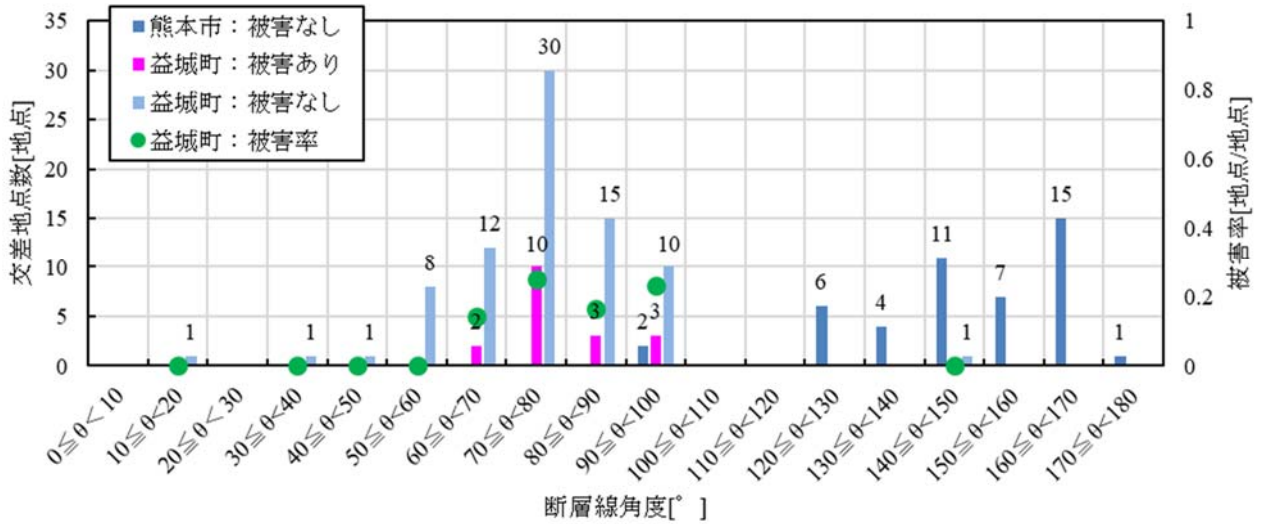


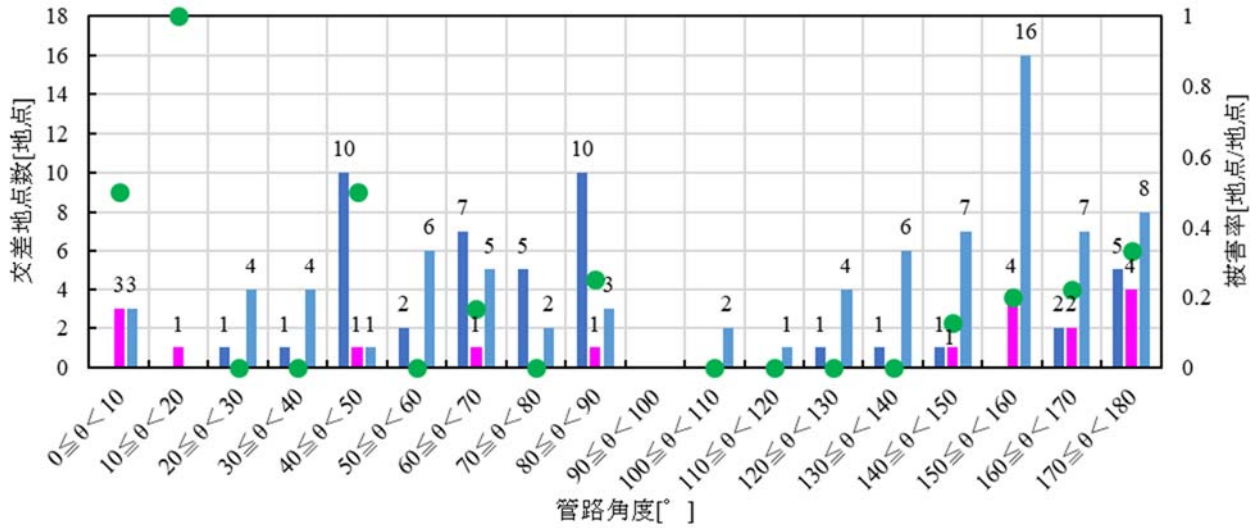
図 4.5 交差角の算出方法

4.4 管路と地表断層変位の交差角

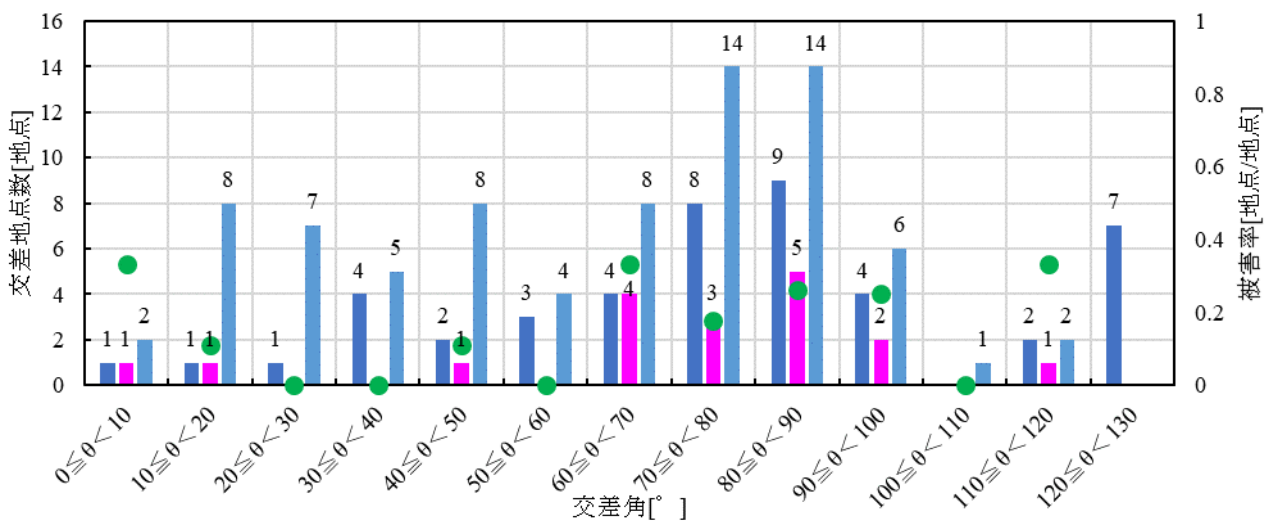
埋設管路と断層変位との交差角が管路被害に及ぼす影響について分析を行った。分析手順としては、まず断層変位のラインデータと埋設管路のラインデータにおいて北を基準とした方位角を算出した。ここで断層変位のラインデータは 50m メッシュの格子に基づいて分割し、分割したラインごとに、ラインの始点と終点を結ぶ線の方角を算出した。埋設管路のラインデータについては、スパンごとに方位角を算出した。この方位角の差を図 4.5 に示すように計算し、地表断層変位と埋設管路の交差角と定義した。交差角を 10[°]刻みで分類し、



(a) 断層線角度の分布と益城町における被害率



(b) 管路角度の分布と益城町における被害率



(c) 交差角の分布と益城町における被害率

図 4.6 管路と断層線の交差角の地点数と被害率

被害管路との交差点が存在した益城町においてのみ、それぞれの分類ごとに被害管路との交差点数を全交差点数で除した被害率を算出した。図 4.6 は地表断層変位の断層線角度、管路角度、およびそれらの交差角に対する結果を示す。また、交差角ごとに管路の被害形態についてのデータを照らし合わせて比較を行った結果を表 4.2 に示す。

表 4.2 交差角と被害形態との関係

	0≦θ<10	10≦θ<20	20≦θ<30	30≦θ<40	40≦θ<50	50≦θ<60	60≦θ<70	70≦θ<80	80≦θ<90	90≦θ<100	100≦θ<110	110≦θ<120	総計
たるみ		1			1		1	1				1	5
円周方向亀裂・継手ずれ									1				1
亀裂・破損								1					1
亀裂・破損・継手ずれ								1		1			2
破損	1								1	1			3
破損・亀裂							1		1				2
破損・取付部破損									1				1
モード不明							2		1				3
総計	1	1			1		4	3	5	2		1	18

図 4.6 より、断層線角度については、熊本市においては 120~170[°]の範囲に集中しており、益城町では 50~100[°]の範囲に集中している。管路角度については、熊本市および益城町いずれも 40~90[°]および 140~180[°]の範囲に比較的ばらついている。交差点数については、熊本市および益城町いずれも交差角 70~90[°]の交差点が多く存在している。被害率については、交差角が 60~100[°]の時に 0.176~0.333[地点/地点]と高い値を示す。なお、0~10[°]および 110~120[°]の時も被害率が高いが、交差点が少ないことが原因の一つと考えられるため、管路被害は交差角が直角に近い 60~100[°]の時に多く発生したと考えられる。表 4.2 より、たるみ被害については全域的に確認できるが、破損や亀裂、ずれなどの被害は図 4.6 において被害率が比較的高かった 60~100[°]の範囲に複数確認された。

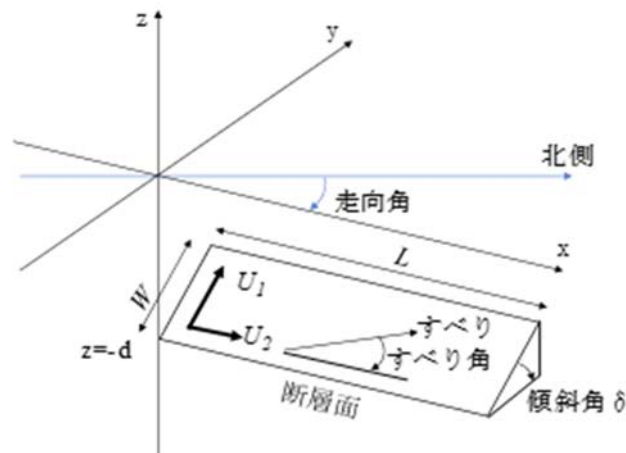


図 4.7 モデルとする断層（文献 7） Fig.1.に加筆

4.5 地表変位の計算

地表断層変位の観測地点³⁾のデータに基づくと、益城町の被害が集中している領域での地表断層変位量を詳細に分析することができないため、数値計算によって地表変位を求めることが必要となる。本研究では食違い弾性理論に基づく Okada⁷⁾による計算手法を用いることによって、地表変位を求める。

震源を点震源としてモデル化した上で、地盤全体を無限等方弾性体と仮定し、地盤中に断層すべりが生じた場合の変位 $u_i(x_1, x_2, x_3)$ は、Steketee⁸⁾によって次のように与えられている。

$$u_i = \frac{1}{F} \iint_{\Sigma} \Delta u_i \left[\lambda \delta_{jk} \frac{\partial u_i^n}{\partial \xi_n} + \mu \left(\frac{\partial u_i^j}{\partial \xi_k} + \frac{\partial u_i^k}{\partial \xi_j} \right) \right] v_k d\Sigma \quad (4.1)$$

ここで δ_{ij} はクロネッカーのデルタ， λ, μ はラメ定数， Σ は断層面， ν_k は断層面上における方向余弦で $\nu_k = (0, -\sin \delta, \cos \delta)$ と表される． u_i^j は断層面上の点 (ξ_1, ξ_2, ξ_3) において，大きさ F の力の j 成分によって点 (x_1, x_2, x_3) に発生する変位の i 成分である．

Okada⁷⁾の手法では，図 4.7 に示す座標系および断層，パラメータを設定する．ここで， x, y は計算対象位置の座標， d は点震源の深さ， δ は断層面の傾斜角， U_1, U_2, U_3 は断層走向方向，断層傾斜角方向，およびそれらに垂直な方向のすべり成分である．さらに，断層すべりによる半無限弾性体の応答を考える場合には， u_i^j と F の関係⁹⁾に基づいて式(1)を変形する．

以上を踏まえて， $\Delta u_j = (U_1, 0, 0)$ ，つまり横ずれ断層の場合において， $(0, 0, -d)$ に存在する点震源による地表面の変位は，Okada⁷⁾により以下のように示されている．

$$\begin{cases} u_x^0 = -\frac{U_1}{2\pi} \left[\frac{3x^2q}{R^5} + I_1^0 \sin \delta \right] \Delta\Sigma \\ u_y^0 = -\frac{U_1}{2\pi} \left[\frac{3xyq}{R^5} + I_2^0 \sin \delta \right] \Delta\Sigma \\ u_z^0 = -\frac{U_1}{2\pi} \left[\frac{3xdq}{R^5} + I_4^0 \sin \delta \right] \Delta\Sigma \end{cases} \quad (4.2a)$$

同様に縦ずれ断層の場合には以下のように示される．

$$\begin{cases} u_x^0 = -\frac{U_2}{2\pi} \left[\frac{3xpq}{R^5} - I_3^0 \sin \delta \cos \delta \right] \Delta\Sigma \\ u_y^0 = -\frac{U_2}{2\pi} \left[\frac{3ypq}{R^5} - I_1^0 \sin \delta \cos \delta \right] \Delta\Sigma \\ u_z^0 = -\frac{U_2}{2\pi} \left[\frac{3dpq}{R^5} - I_5^0 \sin \delta \cos \delta \right] \Delta\Sigma \end{cases} \quad (4.2b)$$

ただし， $\Delta\Sigma$ は断層表面要素である．式(4.2a)および(4.2b)の変数については以下の通りである．

$$I_1^0 = \frac{\mu}{\lambda + \mu} y \left[\frac{1}{R(R+d)^2} - x^2 \frac{3R+d}{R^3(R+d)^3} \right] \quad (4.3a)$$

$$I_2^0 = \frac{\mu}{\lambda + \mu} x \left[\frac{1}{R(R+d)^2} - y^2 \frac{3R+d}{R^3(R+d)^3} \right] \quad (4.3b)$$

$$I_3^0 = \frac{\mu}{\lambda + \mu} y \left[\frac{x}{R^3} \right] - I_2^0 \quad (4.3c)$$

$$I_4^0 = \frac{\mu}{\lambda + \mu} y \left[-xy \frac{2R+d}{R^3(R+d)^2} \right] \quad (4.3d)$$

$$I_5^0 = \frac{\mu}{\lambda + \mu} y \left[\frac{1}{R(R+d)} - x^2 \frac{2R+d}{R^3(R+d)^2} \right] \quad (4.3e)$$

$$p = y \cos \delta + d \sin \delta \quad (4.3f)$$

$$q = y \sin \delta - d \cos \delta \quad (4.3g)$$

$$R^2 = x^2 + y^2 + d^2 = x^2 + p^2 + q^2 \quad (4.3h)$$

震源断層モデルは図 4.8 に示すような国土地理院の震源断層モデル¹⁰⁾を適用する．このモデルは西から順に B, A1, A2 の 3 つの矩形断層モデルで構成されており，それぞれに断層の走向や傾斜などのパラメータが表 4.3 のように設定されている．なお，表 4.3 において P 波，S 波速度は地震調査研究推進本部の地下構造データ¹¹⁾を参考に，熊本地震の震源位置における P 波，S 波速度を適用した．計算を行う領域は，管路，地表断層変

表 4.3 計算パラメータの設定

		A1	A2	B
断層の幅, 長さ [km] ⁽¹⁾		12.5×20.0	6.6×5.1	13.0×10.2
断層パラメータ [°] ⁽¹⁾	走向	235	56	205
	傾斜	60	62	72
	すべり角	209	178	176
すべり量 [m] ⁽¹⁾		4.1	3.8	2.7
上端深さ [km] ⁽¹⁾		0.6	0.2	0.8
p波, s波速度 [km/s]	p波	5.8		
	s波	3.4		
計算格子数		1040×800		
メッシュサイズ [m]		50		

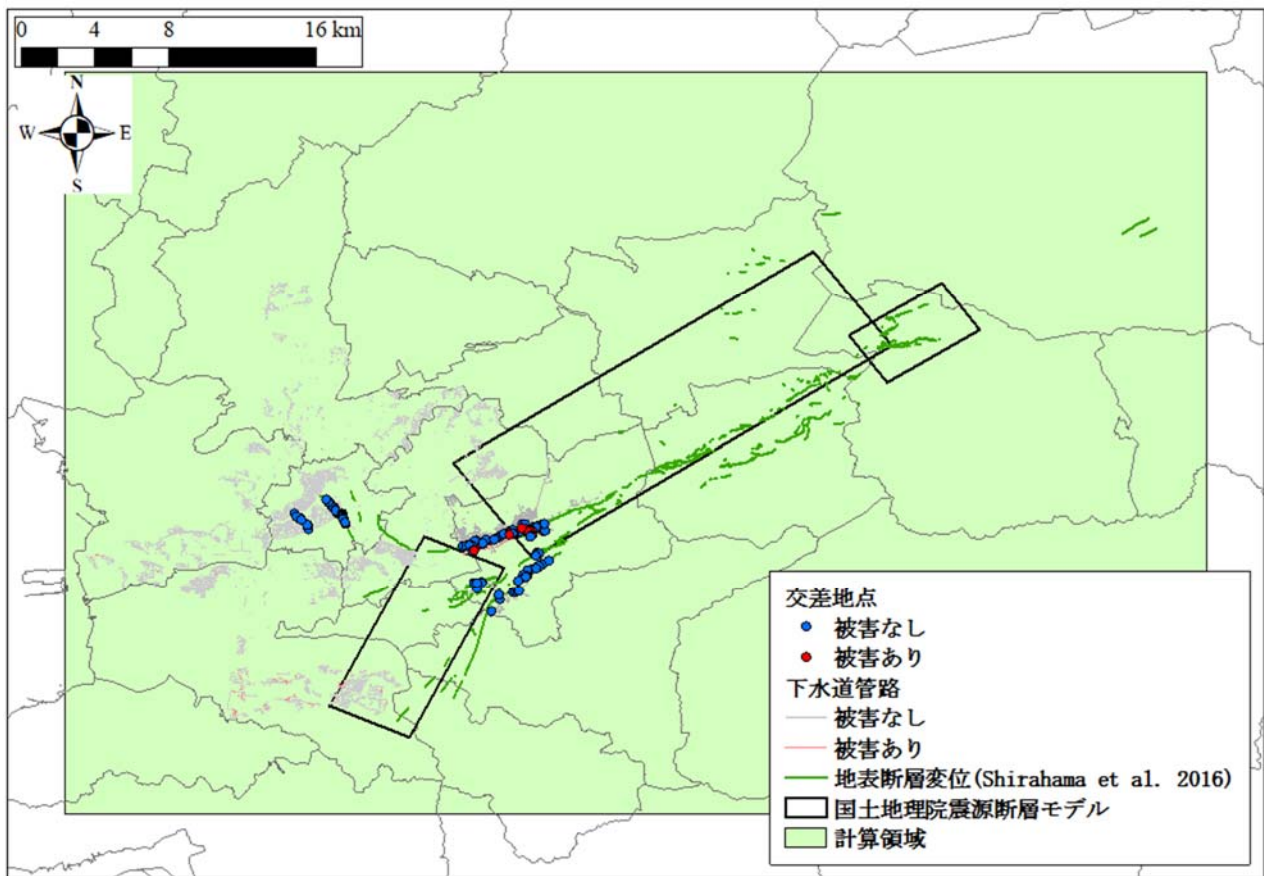


図 4.8 地表変位の計算領域と震源モデル

位, 震源モデルがすべて含まれるような東西方向 52[km], 南北方向 40[km]に広がる領域とし, 50[m]メッシュに分割して計算を行った.

以上より, 図 4.9 に示すように南北方向への変位を表す U_n , 東西方向への変位を表す U_e , 鉛直方向への変位を表す U_z の 3 方向の変位を算出した. これらはそれぞれ北側, 東側, 鉛直上向きを正としている. この計算結果と, 管路と断層変位の交差点数を照らし合わせて比較を行い, 変位を 0.1[m]刻みで分類した上で, それぞれの区分で被害率を算出した結果を図 4.10 に示す.

図 4.10 より, 交差点が集中しているのは, U_n に対しては -0.5~-0.1[m], 0.3~0.8[m]および 0.9~1.4[m], U_e に対しては -0.1~0.4[m]および 0.5~1.1[m], U_z に対しては -1.4 ~ 0.2[m]の変位である. 被害率に関しては, U_n に対しては 0.9~1.4[m], U_e に対しては 0.5~1.1[m], U_z に対しては -1.4 ~ -1.0[m]および -0.4~-0.3[m]の変位が生じる場合に被害率が高くなっている. なお, U_z =-0.6~-0.5[m]の場合には交差点 1 地点に対して被害率が 1.0[地点/地

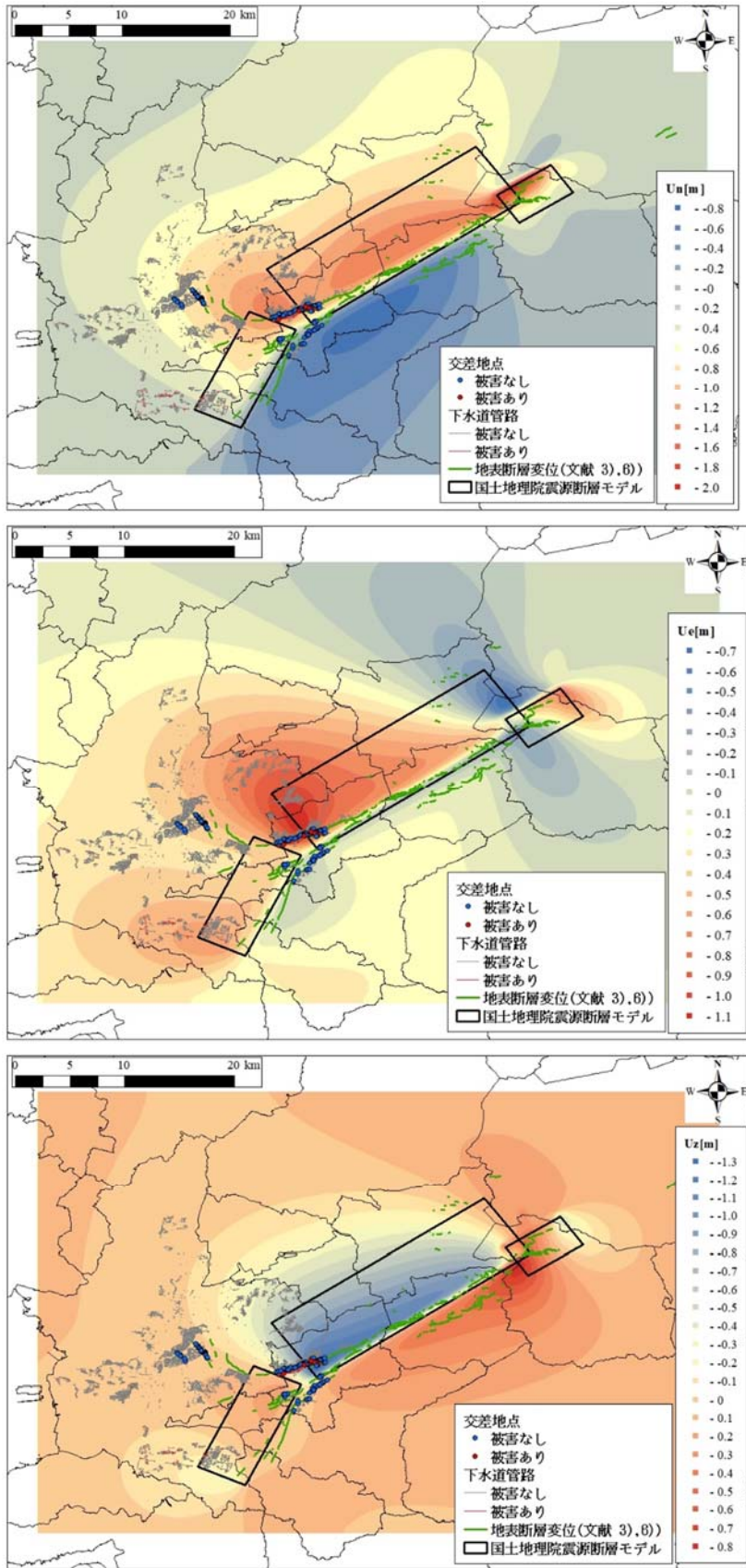


図 4.9 地表変位の計算結果

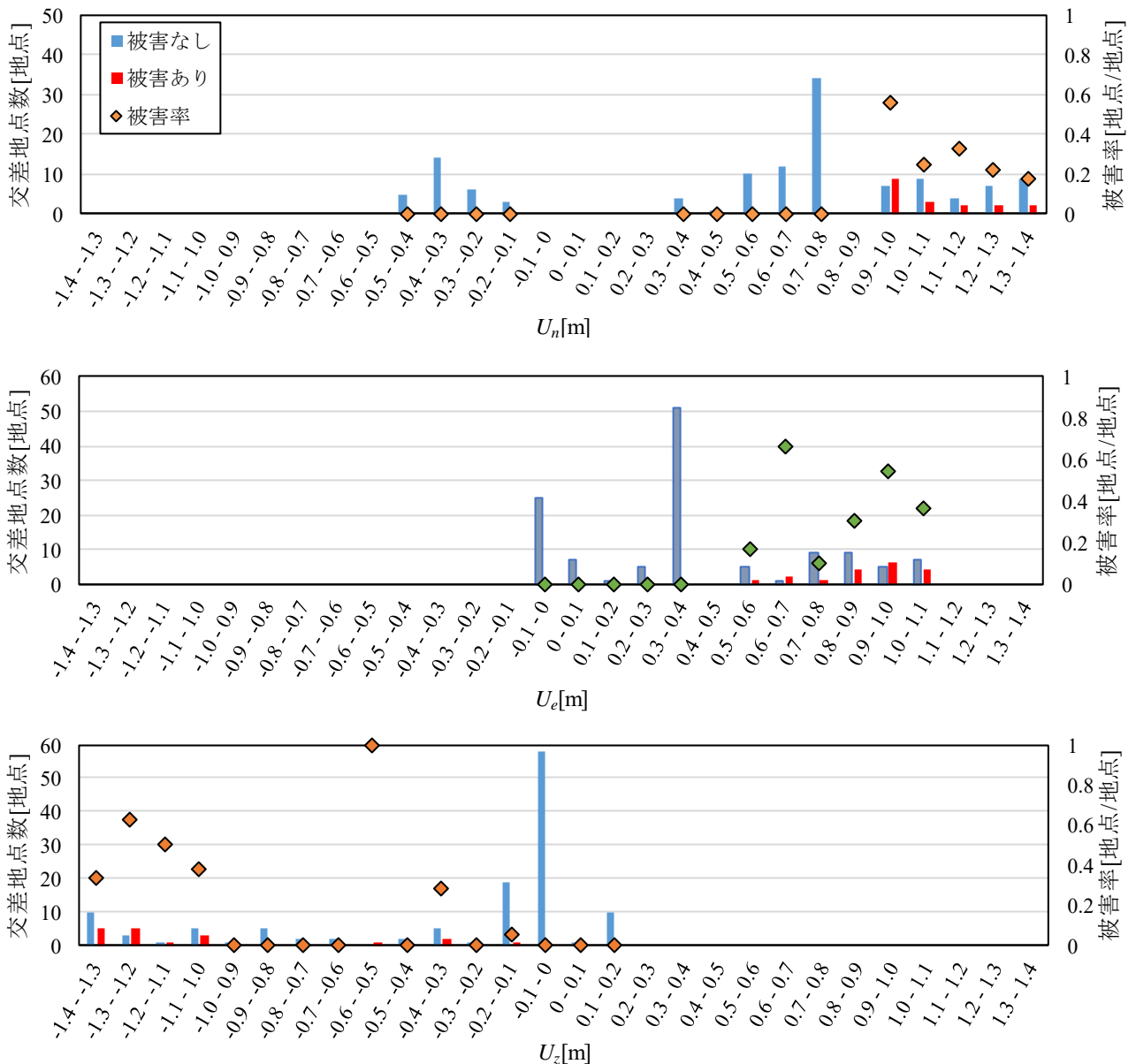


図 4.10 計算結果と交差地点の分布

点]となっている。このように変位の成分によって交差地点の分類および被害の様子が異なることが明らかとなった。

4.6 まとめ

本研究では、熊本市および益城町において地表断層変位と下水道埋設管路が交差した地点を対象として、管種、口径、微地形区分と被害率の関係ならびに、被害形態及び管路と断層線の交差角の観点から被害状況の分析を行った。さらに、地表断層変位の観測値と被害の関係を解明し、地表変位の数値計算を行った結果の推定値と管路の被害の関係についても分析を行った。

- (1) 管路と断層の交差地点は熊本市では 46 地点となり、益城町では 97 地点にのぼった。後者の中の 18 地点が被害管路との交差地点であった。この 18 地点は HP および VP/VU 管、600[mm]未満の口径、火山地、ローム台地、沖積平野の微地形区分に分類されるものである。その中で HP 管、口径 300[mm]以上 600[mm]未満、火山地に分類される管路で被害率が高かった。益城町における交差地点の被害形態としては、破損が全体の 37.5%と最も多く、次いで亀裂、たるみが全体の 20.8%と多いことが明らかとなった。

- (2) 交差地点近傍の地表断層変位の観測値データに基づけば、布田川断層沿いでは右横ずれの変位が0~15[cm]および40[cm]生じ、鉛直方向変位が15~43[cm]生じていた。日奈久断層沿いにおいては、右横ずれの変位が15[cm]生じた地点の近傍に1点のみ交差地点があった。これらすべての地点において管路は無被害であった。交差角と管路被害の関係については、交差角が60~100[°]の時に被害率が0.176~0.333[地点/地点]と高い値を示し、被害形態は破損や亀裂、ずれなどの被害が複数確認された。
- (3) 地表変位の推定値に基づけば、交差地点に生じた南北方向変位 U_n が0.9~1.4[m]、東西方向変位 U_e が0.5~1.1[m]および、鉛直方向変位 U_z が-1.4~-1.0[m]および-0.4~-0.3[m]の場合において、それぞれ被害率が高い。この結果は、水平および鉛直方向変位がそれぞれ0~40[cm]、15~43[cm]であると、被害が生じていなかったとする上記(2)の結果と調和的でもある。

謝辞

本研究を実施するにあたり、熊本県土木部土木技術管理課および熊本市上下水道局に熊本地震における管渠被害データの提供をして頂きました。また、関東学院大学理工学部土木学系の若松加寿江先生には微地形区分データの提供をして頂きました。さらに、本科学研究費補助金の研究体制の皆様方、および、土木学会地震工学委員会・断層変位を受ける地中管路の設計手法に関する研究小委員会（委員長：清野純史・京都大学教授）の皆様方にはデータ分析の切り口やOkadaの式の適用方法等に関して貴重なご助言を多々賜りました。なお、本研究を実施するにあたり、データ収集の際には、首都圏を中心としたレジリエンス総合力向上プロジェクト「首都圏を中心としたレジリエンス総合力向上に資するデータ利活用に向けた連携体制の構築」③被害拡大阻止のためのフラジリティ関数の検討 b.インフラフラジリティの検討（業務主任者：岐阜大学能島暢呂教授，業務協力者：筑波大学庄司学教授）の一部予算を活用させていただきました。ここに関係各位に対して厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 国土交通省：熊本県熊本地方を震源とする地震について（第28報），<http://www.mlit.go.jp/common/001130271.pdf>（2020年1月24日閲覧）
- 2) 畠山大治，庄司学，永田茂：下水道埋設管路の地震被害データに対する統一的な整理・分析と解釈，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol.75，No.4（地震工学論文集第38巻），pp.I_144-I_169，2019.
- 3) Shirahama, Y., Yoshimi, M., Awata, Y., Maruyama, T., Azuma, T., Miyashita, Y., Mori, H., Imanishi, K., Takeda, N., Ochi, T., Otsubo, M., Asahina, D., and Miyakawa, A. : Characteristics of the surface ruptures associated with the 2016 Kumamoto earthquake sequence, central Kyushu, Japan, *Earth, Planets and Space*, 68:191, DOI 10.1186/s40623-016-0559-1, 2016.
- 4) 高田至郎，Hassani, N., 福田克己：断層を横断する地中管路の設計法の提案，土木学会論文，No.668，I-54，pp.187-194，2001.1.
- 5) 長谷川延広，清野純史：断層横断管路の耐震設計手法の提案，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol. 71，No. 4（地震工学論文集第34巻），pp.I_659-I_665，2015
- 6) 文部科学省：平成28年熊本地震を踏まえた総合的な活断層調査平成28年度成果報告書，3.1章，https://www.jishin.go.jp/main/chousakenkyuu/kumamoto_sogochousa/h28/h28kumamoto_sogochousa_3_1.pdf（2020年1月24日閲覧）
- 7) Okada, Y.: Surface deformation due to shear and tensile faults in a half-space, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 75, No. 4, pp. 1135-1154, 1985.
- 8) Steketee, J. A.: On Volterra's dislocation in a semi-infinite elastic medium, *Canadian Journal of Physics*, 36, pp. 192-205, 1958.
- 9) Press, F.: Displacements, strains and tilts at tele-seismic distances, *Journal of Geophysical Research*, 70, pp. 2395- 2412, 1965.
- 10) 国土地理院：平成28年熊本地震の震源断層モデル（暫定），<https://www.gsi.go.jp/common/000140781.pdf>.（2020年1月24日閲覧）
- 11) 地震調査研究推進本部：全国1次地下構造モデル（暫定版），https://www.jishin.go.jp/evaluation/seismic_hazard_map/lpshm/12_choshuki_dat/.（2020年1月24日閲覧）

5. 断層変位を受ける管路の数値解析を利用した頑強性評価

小野 祐輔*¹

5.1 はじめに

現在、上水道や下水道、都市ガス、通信等で用いられる埋設管が活断層を横断する際の設計法・対策工法の開発が進められている。埋設管の安全性は、地盤から受ける力の大きさに支配されることから、埋設管と周辺地盤との相互作用の特性を十分把握することが必要である。

従来、埋設管の耐震設計では、埋設管が地盤より受ける力を求めるのに地盤ばねが用いられてきた。この地盤ばねの特性については古くから多くの研究が行われてきた。Trautmann ら^{1,2)}の実験的検討は、これらの先駆けとなったものであり、またその成果は、その後の多くの研究でも裏付けられ、現在でも地盤ばねの設定法の基礎となっている。

ところが、断層変位を受ける埋設管の設計においては、従来よりも大きな地盤変形を想定する必要がある。Trautmann ら^{1,2)}の実験をはじめ、過去の多くの地盤ばねに関する研究では、地盤に対する埋設管の相対変位が管径の1から2倍程度を対象としたものが多い。一方で、断層変位を受けた埋設管では、地盤との相対変位が管径の数倍から数十倍に至ることが予想される。

したがって、従来よりも地盤と埋設管の相対変位が大きな場合について、地盤ばねの特性を明らかにする必要がある。Zhang ら³⁾は、埋設管が地盤中を水平に管径の15倍程度まで相対変位する場合に、埋設管が地盤から受ける力の特性について数値解析に基づく検討を行った。Zhang ら³⁾は、管に対して水平方向に地盤の相対変位が生じた際に管に作用する力の大きさを決定するメカニズムは、管の埋設深さによって変化することを示した。この現象は、埋設管が地盤中を移動することにより生じる地盤の破壊が地表面まで到達するかどうか依存することで生じる。

本研究は、Zhang ら³⁾の明らかにした管に作用する地盤反力の性質が個別要素法による数値解析によって再現できることを確認することを第一の目的とした。これは、Zhang ら³⁾が検討に用いた数値解析法は Particle Finite Element (PFE)法という特殊な有限要素法であり、現状においては、我々が同じ解析法を用いてより詳細な行うことが事実上不可能であるためである。地盤と埋設管の相互作用の検討に広く用いられてきた個別要素法解析によって、Zhang ら³⁾と同等の結果を得ることができれば、地盤ばねの設定法の構築に向けたより詳細な検討を行えるようになる。また、本研究の第二の目的は、管に対して水平方向に地盤の相対変位が生じた場合において、管に作用する水平力と鉛直力の連成効果を明らかにすることである。管と地盤の相対変位が大きい場合には、相対変位が水平方向成分のみであっても鉛直方向上向きの力が管に作用する、すなわち、水平力と鉛直力の連成作用があることが知られている。ところが、これまでの埋設管の耐震設計では、この連成効果は考慮されていない。断層変位を受けた埋設管の耐震設計を確立するためには、この連成効果が及ぼす影響について、無視し得るものなのか、あるいは考慮が必要なものなのかを明らかにする必要がある。

5.2 解析方法と解析モデル

*¹ 鳥取大学工学部社会システム土木系学科（〒680-8552 鳥取市湖山町南四丁目 101）
E-mail: ysk@tottori-u.ac.jp

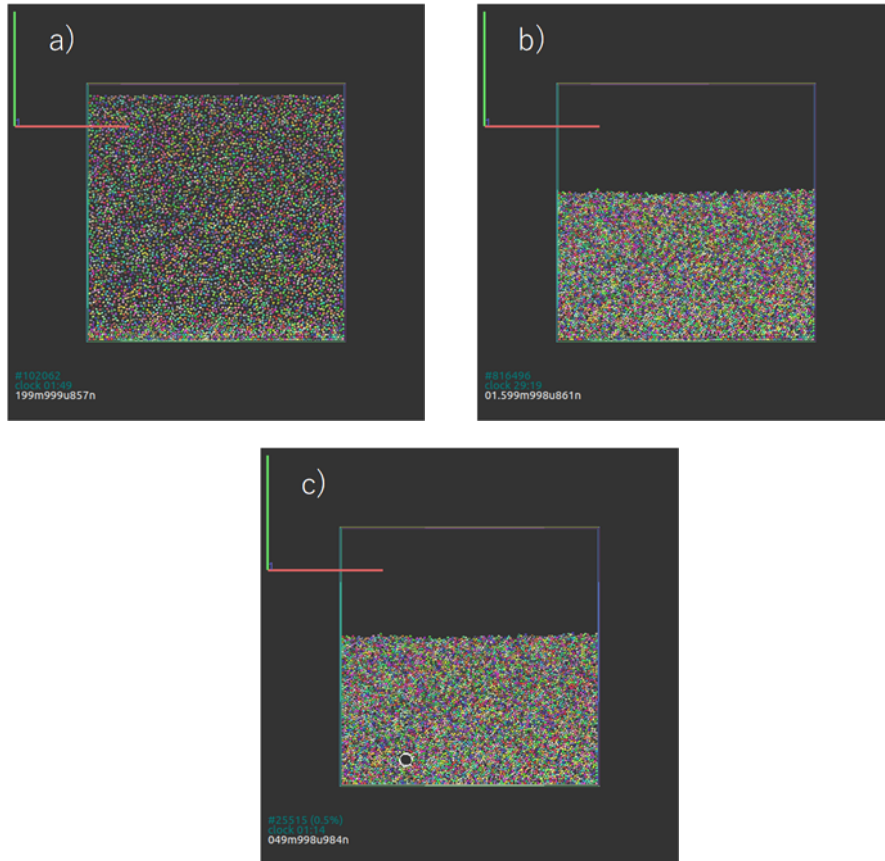


図 5.1 解析モデルの作成過程. a) 球状要素の生成, b) 球体要素の堆積, c) 埋設管の挿入.

本研究では、個別要素法による数値解析を実施した。解析では、地盤中に設置した埋設管を水平方向に一定の速度で移動させ、地盤から埋設管が受ける反力の水平成分と鉛直成分を求めた。解析に用いたコードは Yade⁴⁾バージョン 2019.01a である。Yade は 3 次元解析を行うコードであるが、面外方向の移動と面内直交 2 軸周りの回転を拘束することで擬似的に 2 次元解析を行った。

解析モデルは次の 2 段階で作成した。まず、Yade における三角形面要素を用いて土槽を作成した。土槽内に球体要素をランダムに、重なりがないように可能な限り多数発生させた後、重力加速度を与えて堆積させた。この時、間隙比がなるべく小さくなるように、球体要素と球体要素、球体要素と土槽壁面との摩擦はゼロとした。次に、埋設管を設置位置に存在する球体要素を削除し、そこに三角形面要素を 20 枚組み合わせて埋設管に相当する円柱を挿入した。この手順による解析モデルの作成過程を図 5.1 に示す。ここで生成した地盤モデルは、幅 4.0 m、地盤厚さ 2.36 m で、粒子総数は埋設管挿入後で 5775 個となった。また、二次元面

表 5.1 球体要素のパラメータ

ヤング係数	ポアソン比	摩擦角	密度	半径	減衰比
5.00E+10 N/m ²	0.150	35.0°	1920 kg/m ³	0.02 m	0.100

表-2 管のパラメータ

管の外径	管の移動速度	表面の摩擦角	管の最大移動距離
0.20 m	0.20 m/s	35.0°	2.0 m

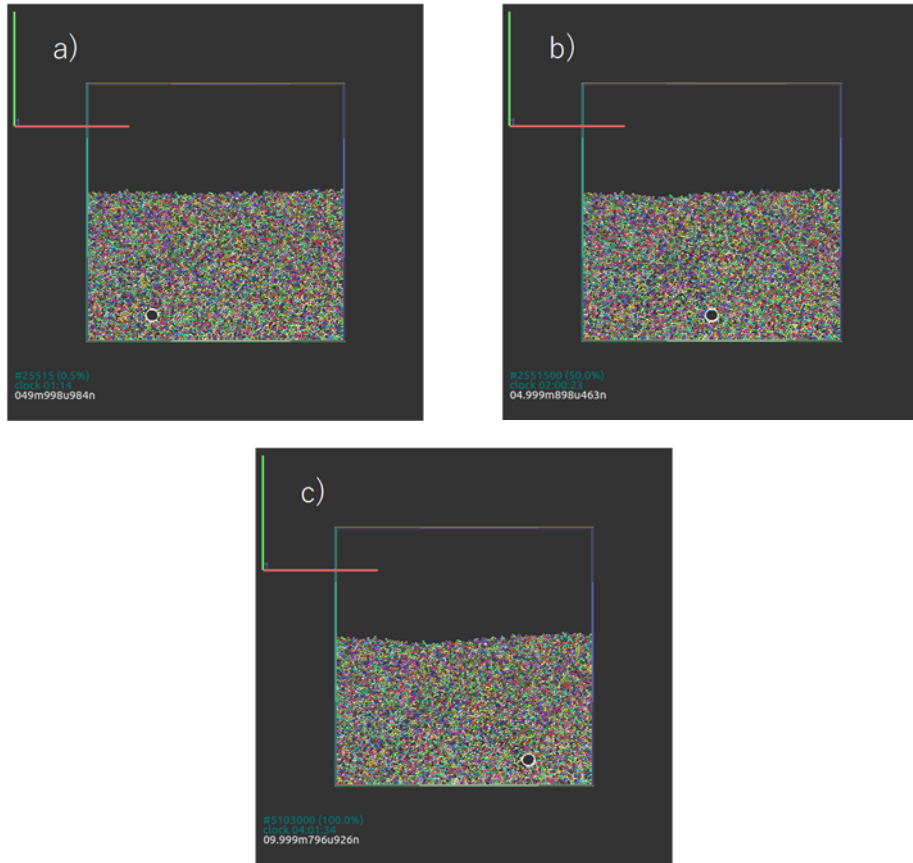


図 5.2 Case01 の地盤変状の様子. a) $u = 0.00$ m, b) $u = 1.00$ m, c) $u = 2.00$ m

内に円形要素が存在するとして計算した間隙比は 0.30 であった. 解析に用いた球体要素と管のパラメータは表 5.1, 表 5.2 にそれぞれ示すとおりである.

管の埋設深さを変えて 2 ケース実施した. 解析ケースをまとめたものを表 5.3 に示す. 地表から管中心までの距離を H , 管の外径を D としたとき, 無次元埋設深さ H/D は 9.8 と 1.8 となった.

5.3 解析結果と考察

5.3.1 地盤変状の様子

埋設管の水平方向への強制変位により地盤に生じた変状の様子を図 5.2 および図 5.3 に示す. いずれも, 埋設管の水平方向の変位 u が 0.0, 1.0 m, 2.0 m となった時点に対応している. 埋設管が深い Case01 では, 埋設管の移動に伴い, 地表面にわずかな変状が生じている. 一方, 埋設管が浅いところに埋められている Case02 では, 管の直上の地盤が大きく盛り上がり, また, 管が通過した後では地表面が大きく陥没している.

管の周辺の粒子の移動について確認するため, 図 5.4 に粒子の速度ベクトルを示す. Case01 では, 管の前方の粒子が斜め前方に押し上げられるとともに, 管の移動により発生した管の後方の空洞に, 粒子が落ち込んでいる. 管の進行中は, このサイクルが繰り返されている. また, 管の前方下側に押し込まれる粒子も存在しているものの, 前方上側に押し上げられる粒子に比べて数が少ない. 管の移動に伴って移動する粒子の範囲が地表面までほとんど到達しておらず, そのために地表面に生じる変状が小さくなっている.

同じく図 5.4 に示した Case02 でも管の進行方向前方にある粒子が押し上げられ, 管の後方にできた空洞に落ち込むサイクルが形成されている. 管の埋設深さが浅いため, 地表に大きな変形が生じている.

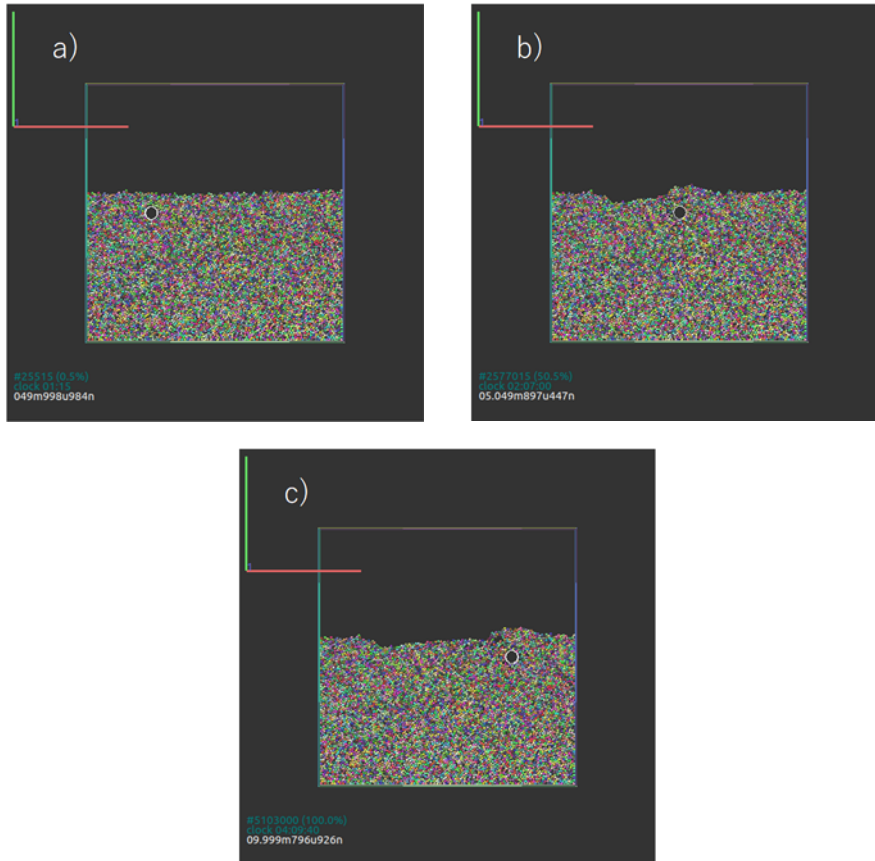


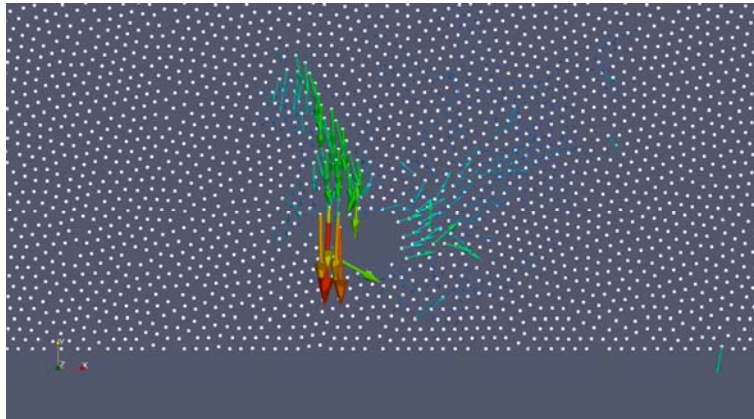
図 5.3 Case02 の地盤変状の様子. a) $u = 0.00$ m, b) $u = 1.00$ m, c) $u = 2.00$ m

5.3.2 管の水平移動量と作用する力の関係

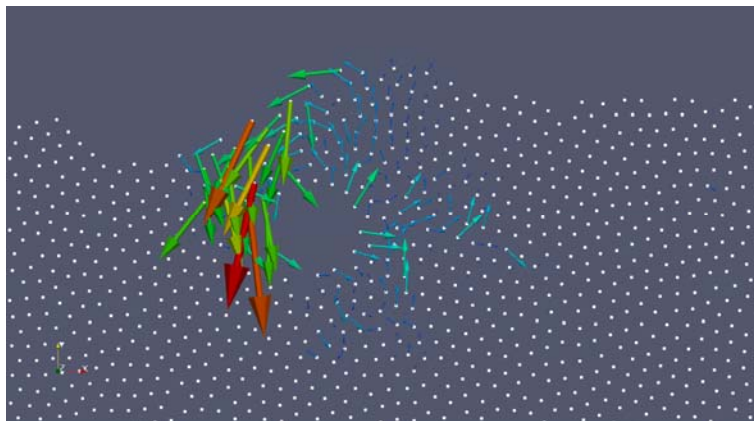
管の水平移動量と管に作用する水平力，鉛直力との関係を図 5.5 に示す．水平力，鉛直力のいずれも大きく変動している．この変動は，管の移動に伴う周辺粒子の移動が連続的でなく，断続的に起きることで生じている．

まず水平力について整理する．管が移動すると，管に対して進行方向後ろ側に生じる空洞は，即時的に埋められるのではなく，アーチ効果により一定時間空洞として保たれる．管に作用する水平力は，管中心よりも前方にある粒子から受ける水平力と，後方の粒子から受ける水平力の和である．アーチ効果により空洞が保たれている間は，管の後方から受ける水平力はゼロで，前方の粒子化から受ける水平力のみになる．管の後方の粒子から作用する水平力は，管の移動に伴い管に作用する水平力を打ち消す方向に作用するが，この成分がゼロになることで，管に作用する水平力全体は増加することになる．さらに管が進行し，アーチの崩壊により後方の空洞が消滅する際，後方からの衝撃的な力が管に作用する．このとき，管に作用する水平力全体は一時的に減少する．このような管の後方の空洞の生成と消滅のサイクルが繰り返されることで，管に作用する水平力が大きく変動していることが理解できる．ただし，このサイクルに参加する粒子の範囲は，粒子配置の不均一性のために一定ではなく，変動の大きさ，周期にばらつきが生じている．Case02 よりも Case01 の方が大きく変動しているのは，浅い Case02 では常に管周辺から地表面までの粒子が移動しているのに対し，Case01 では移動する粒子の範囲が時々によって異なるためである．

次に，鉛直力について整理する．鉛直力も水平力と同様に大きく変動している．管の移動中，鉛直力はほとんどの場合に上向きに作用している．管に作用する鉛直力は，管の中心より下側にある粒子から受ける上向きの力と，中心より上側にある粒子から受ける下向きの力の重ね合わせで生じる．粒子には地表からの距



(a) Case01



(b) Case02

図 5.4 管周辺の粒子の速度ベクトル

離に比例した土圧が作用していることから、管に上向きの鉛直力が働くことが説明できる。管の移動により後方に空洞が生じた際には、空洞に接する管表面に作用する摩擦力が消失するため、管の浮上を抑制する力が減少し、上向きの鉛直力が大きくなる。空隙が崩壊する際には、管の後方の表面に空隙に落下した粒子が衝突した衝撃力が働くため、一時的に鉛直下向きの力が作用することになる。

Zhang ら³⁾の研究では、管周辺の土粒子の移動が定常状態となるため、管の移動に伴い管に作用する水平力、鉛直力が定常状態になることが示された。彼らの解析は連続体モデルに基づいているため、アーチ効果による空洞の発生は考慮されない。一方で、本研究で用いた個別要素法では、アーチ効果による管後方の空洞の発生が起こる。すなわち、本研究により、大きな地盤変位を受ける埋設管に作用する力の最大値を求めるためには、空洞の発生を考慮する必要があることがわかった。

5.3.3 管に作用する水平力と鉛直力の関係

管に作用する水平力と鉛直力がどのように連成しているかを調べるため、両者の関係を図 5.6 のようにプロットした。管の移動に伴って管に作用する水平力、鉛直力の変動が空洞の発生によるものであったことから期待されるように、図 5.6 では両者の関係は Case01, Case02 のいずれにおいても右下がりの性状を示している。すなわち、地盤から受ける水平方向の力が管の移動方向逆向きに大きくなると、管に作用する鉛直上向きの力も大きくなる傾向がある。この結果は、管と地盤の間に生じる相対変位が水平成分であっても、管に作用する力が最大となる方向は、水平軸よりも上向きになることを意味する。耐震設計において、

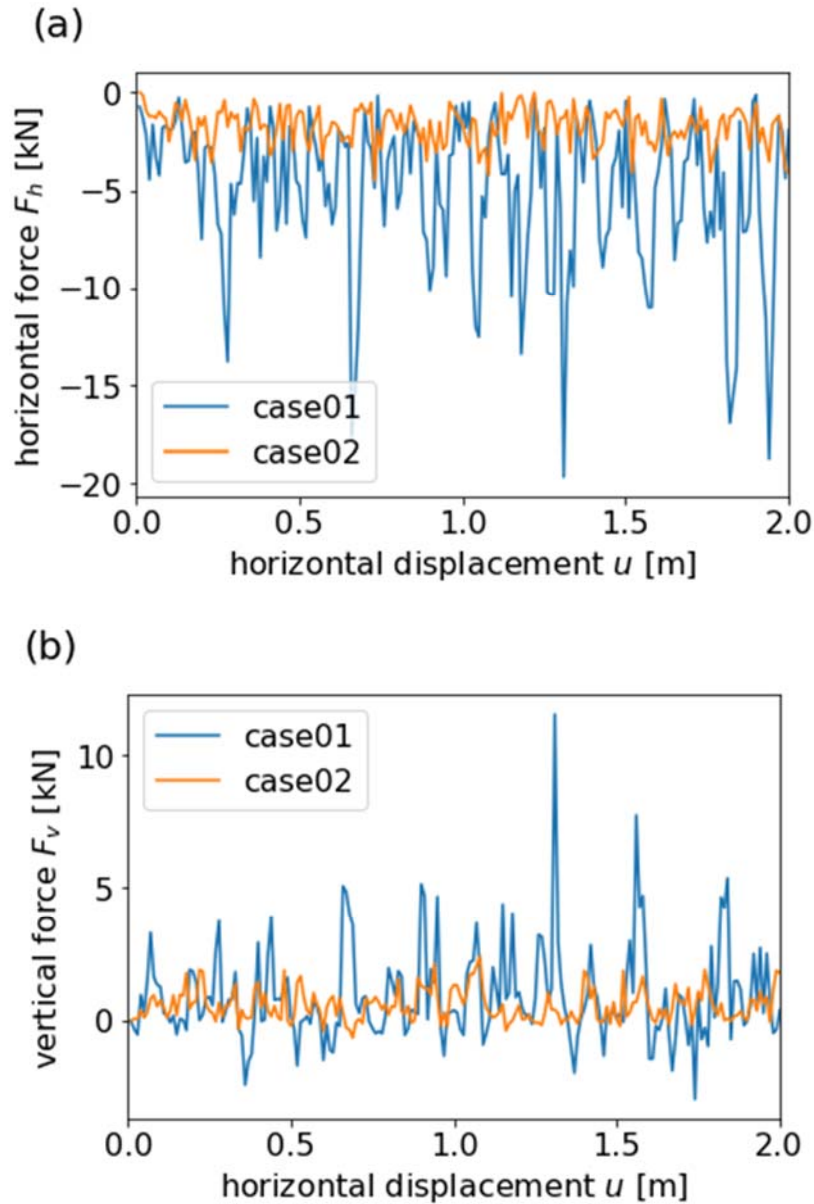


図 5.5 埋設管に作用する力. (a)水平力, (b)鉛直力

管体に生じる曲げモーメントを求める際には、この効果を考慮する必要があるのか、あるいは無視し得る範囲なのかについて、今後さらに検討する必要がある。

5.4 まとめ

断層を横断する埋設管の耐震設計を行うために、断層が運動した際に周囲の地盤から管に働く力をモデル化する必要がある。本研究では、断層変位を受けて埋設管と地盤の間に大きな相対変位が生じた際に、管に作用する力が持つ特性を個別要素法解析により検討した。その結果、管の移動に伴い進行方向後方に空洞が生じることで、管に作用する力が大きく変動することがわかった。また、管に作用する水平方向と鉛直方向の力の変動は連成して起こることを明らかにした。

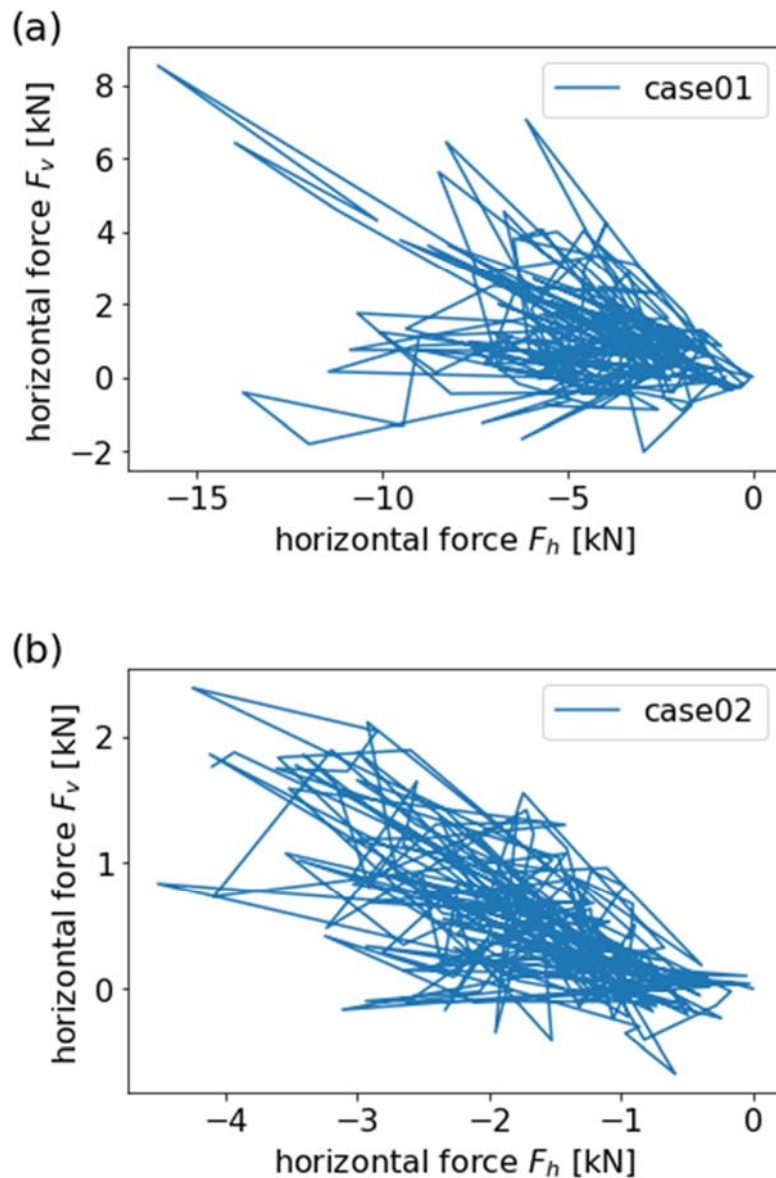


図 5.6 埋設管に作用する水平力と鉛直力の関係

管と地盤の間に生じる相対変位が水平成分だけであっても、管に作用する力が最大となる方向が水平軸よりも上向きになることは、耐震設計において重要な管体に生じる最大曲げモーメントを評価する際に影響を与える。この影響が無視し得るものなのか、あるいは耐震設計上配慮が必要なものであるのかについては、今後の詳細な検討が必要である。

参考文献

- 1) Trautmann, C., H. and O'Rourke, T. D.: Lateral force-displacement response of buried pipe, *Journal of geotechnical engineering*, 111(9), pp.1077-1092, 1985.
- 2) Trautmann, C., H., O'Rourke, T. D. and Kulhawy, F. H.: Uplift force-displacement response of buried pipe, *Journal of geotechnical engineering*, 111(9), pp.1061-1076, 1985.

- 3) Zhang, X., Sheng, D., Kouretzis, G. P., Krabbenhoft, K. and Sloan, S.: Numerical investigation of the cylinder movement in granular matter, *Physical review*, 91(2), pp.1-9, 2015.
- 4) V. Šmilauer et al.: Yade Documentation 2nd ed., <http://yade-dem.org/doc/> (2019年11月29日閲覧)

6. 盆地地盤における大口径埋設管路網の地震リスク評価と対策の提案

鋤田 泰子*1

6.1 はじめに

我が国では 1950 年代以降の水需要の増加に合わせて水資源の開発とともに用水供給のための基幹管路の整備が進められた。サイホンは、開水路型式の水路の中で、エネルギー線以下にある低位部を通水する場合に設けられる自然流下の満流管体による水路¹⁾のことで、大容量送水においても動力設備を必要としない利点がある。そのため、基幹管路の中で道路や河川、ため池等の横断箇所や谷筋の横断箇所に採用され、現在も用水供給の一翼を担っている。

サイホンは、トンネル等の地中線状構造物と構造的に同等として見なせるが、縦断方向の水路勾配が急であるため、耐震上は横断方向以外に縦断方向の検討が重要となる。しかし、既存サイホンの多くは、地中構造物の耐震計算法である応答変位法が確立される以前の 1950～70 年代に建設され、設計時に十分な耐震検討がなされていない。さらに、現在も具体的な耐震計算法を示した指針類はなく、サイホンの耐震性に関する研究事例も少ない。過去の地震において、サイホンに甚大な被害が出たことは報告されていない²⁾が、一度供用が開始されると直接内部の劣化や損傷の点検することは難しい。過去に経年劣化によってサイホンの継目部で漏水が起り、水が吹きあげる事例があったが、目地外部より漏水箇所を鋼板で覆う他に有効な復旧工法もない現状にある。

本研究では、サイホンの耐震性能照査手法を設定し、それに基づいて既存サイホンの耐震性能を簡易かつ定量的に評価できる指標を提案することを目的とする。複数の既存サイホン全てに詳細な調査や解析による耐震性能照査を実施することは、経済的に非常に難しい。そこで、耐震性能照査の第一段階として、複数のサイホンの中からより簡易的に耐震上問題となりうるサイホンを抽出するために優先順位を決められれば、耐震診断の効率化につながる。

具体的には、サイホンの断面形状や勾配、地盤条件を踏まえて、複数のサイホンのモデルを対象にして地震応答解析を行う。そして、耐震上問題となる条件を整理し、解析結果の統計処理によって、より優先順位の高いサイホンを選定する指標の提案を目指す。

なお、本研究ではサイホンの耐震性についての解析検討を試みるが、検討断面には縦断方向のみを取り扱う。この理由として、地下鉄トンネルのような大断面の地中構造物に比べ、直径 2, 3m のサイホンでは、断面崩壊に至るような大規模な損傷は過去の被災事例で確認されていないこと³⁾、地中構造の地震被害例は、上下水道、エネルギー供給施設の縦断方向に多く見られること³⁾が挙げられる。また、既往の地中構造物の縦断方向における解析^{4), 5), 6)}では、地形及び地盤物性の変化の大きいところで地盤のひずみが増加し、構造物の耐震性能に影響を与えていることが指摘されている。しかし、不整形地盤に対して水平な地中構造物を対象とすることが多く、本稿で検討するサイホンのような構造物の形状が短区間で変化するものを扱っているものは少ない。

*1 神戸大学大学院工学研究科市民工学専攻 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町 1)
E-mail: kuwata@kobe-u.ac.jp

6.2 サイホンの耐震性能照査法

本論後半のパラメータ解析によって複数のサイホンのモデルに対して耐震性能照査を行うため、はじめにサイホンの耐震性能照査法を設定した。サイホンは、水道用水、農業用水、工業用水と様々な用途に使用されているため、それぞれの設計指針があるが、中でも水道施設耐震工法指針⁷⁾（以下、水道指針と呼ぶ）は耐震設計について詳しいので、これを参考とした。

2009年の水道指針改訂以降、性能設計が導入され、水道施設の耐震性能は水道施設の重要度と対象地震動の強さとの相互関係によって規定されている。サイホンは、導水施設であり、また基幹水路に用いられている場合には末端事業体への用水供給にも影響することから、重要度の高い水道指針のランク A1 構造物といえる。また、レベル 2 地震動は、同指針において「当該施設の設置地点において発生すると想定される地震動のうち、最大規模の強さを有するもの」として規定されており、ランク A1 構造物とレベル 2 地震動の関係より耐震性能 2「地震によって生じる損傷が軽微であって、地震後に必要とする修復が軽微なものにとどまり、機能に重大な影響を及ぼさない性能」を満足する必要がある。

サイホンは、縦断方向に屈曲部があり、暗渠、共同溝及びシールドトンネルと同様に、そのような箇所では大きな断面力が生じやすい。水道指針において縦断方向の耐震設計法は、原則として静的な応答変位法を用いることとされているが、縦断方向に沿って地表面や地層構成が著しく変化する場合には、動的解析法が推奨されている。本研究ではサイホンの構造上の特徴を踏まえて耐震性能照査は動的解析法で検討した。サイホンと類似構造物である暗渠、共同溝及びシールドトンネルの照査基準に基づき、本体構造において動的解析による構造部材の発生曲げモーメント及び発生せん断力に対する耐力照査をサイホンの耐震性能照査項目とした（表 6.1）。耐震性能照査は、動的解析で発生したせん断力及び曲げモーメントに対してそれぞれ式 (6.1) に基づいて行った。

$$\gamma_i \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \quad (6.1)$$

ここに、

γ_i ：構造物係数で、一般に 1.0～1.2 とされる。本検討では 1.1 とした。

S_d ：照査用応答値。本検討において動的解析により算定された応答値

R_d ：照査用限界値。コンクリート標準示方書⁸⁾（以下、コン示と呼ぶ）に基づき算定

表 6.1 本研究で用いるサイホンの本体構造の耐震性能と照査基準（L2 地震動）

限界状態	構造物の耐荷力が低下しない
損傷状態	地震によって生じる損傷が軽微であって、地震後に必要とする修復が軽微なものにとどまり、機能に重大な影響を及ぼさない性能
照査基準	発生曲げモーメント ≤ 曲げ耐力 発生せん断力 ≤ せん断耐力

また、今後の水需要を踏まえると、多くのサイホンが新設されることは考えられず、既存構造物の維持管理が主となる。サイホンは地中に埋設され、常時通水されていることから点検や補修・補強が難しい。そのため、耐震性能照査をする際には、供用期間に応じて劣化の影響が少なからずあると考えられる。そこで、照査用限界値を算定する際に、コン示⁸⁾で示されている安全係数でこれに対応した。具体的には、限界値の算定に用いる部材係数の値を、コン示で示されている範囲の中で最大（一般に 1.0～1.3、本検討では 1.3）とすることで、安全側の照査となるように設定した。

6.3 サイホンのパラメータ解析

6.3.1 解析ケース

複数あるサイホンの中から効率よくサイホンの構造上の特徴を捉まえて解析ケースを設定するため、水資源機構の香川用水のサイホンを参考にした。香川用水の水資源機構管理区間 47km には、サイホンが 44 箇所、11km ある。それらは全てほぼ同時期に施工されているが、延長が 30m から 2.4km と断面も構造形式も様々である。これらのうち、縦断方向の応答特性を考慮して、解析ケースには表 6.2 に示す通り、断面形状、勾配、中央部の形状、盛土の 4 つの条件を変化させた全 24 ケース設定した。傾斜部の勾配については、文献⁹⁾において「傾斜角度は 15°以下を目標とし、25°を限度とする」とされていることから、同表の通り設定した。断面形状については、内径が 3m、壁厚が 300mm の同程度の断面をもつ箱型と円形の 2 種類について検討した。また、サイホン中央部は盛土によって埋め立てられていることが多く、傾斜部の構造物の挙動を拘束すると考えられるために、サイホン上部の盛土の影響についても検討を行った。全ケースにおいて、サイホン及び地盤の構造は左右対称とし、中央部の形状が曲管の場合は解析対象のモデル幅が 90m、中央部の形状が平坦の場合は 100m とした。両ケースとも地盤深さは 30m に設定した。モデルのメッシュ分割を図 6.1 に示す。

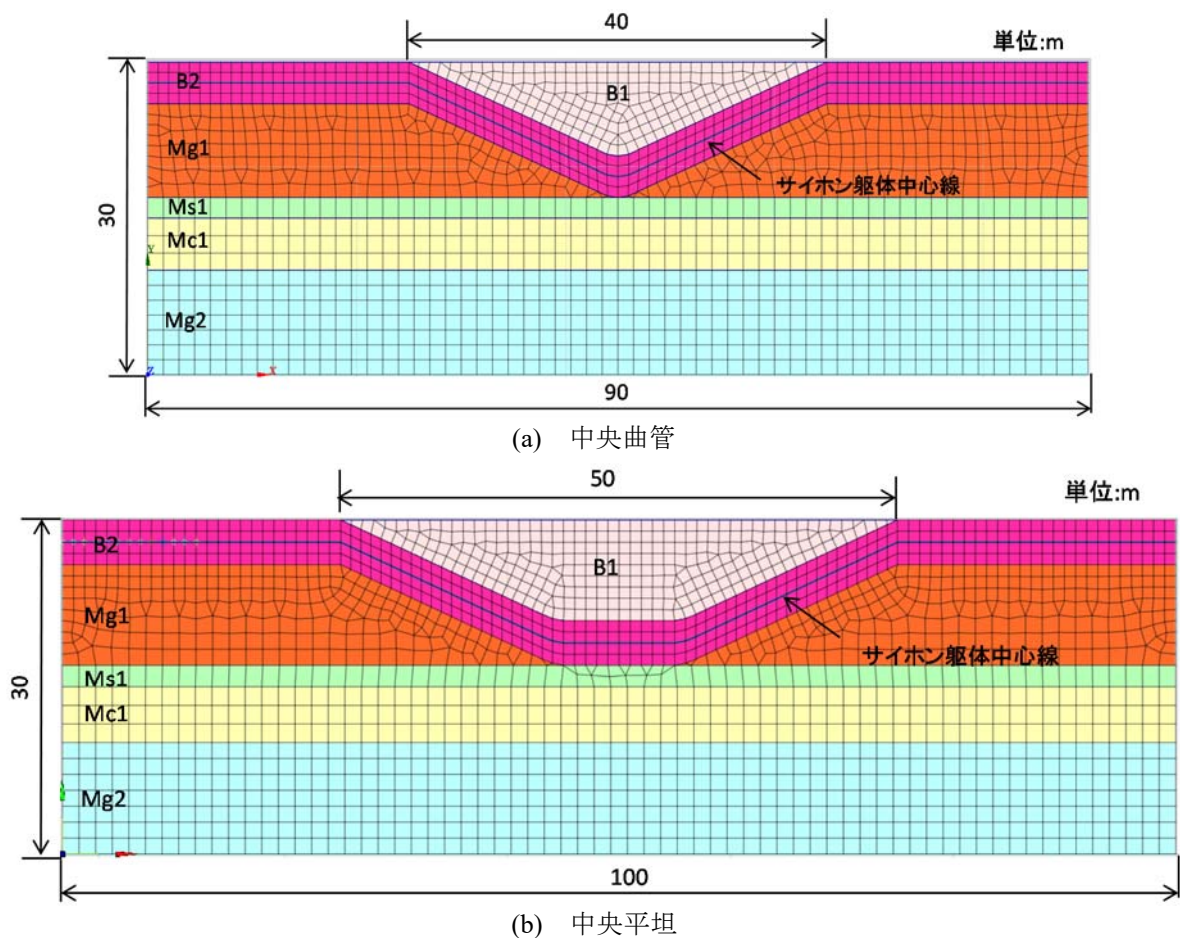


図 6.1 モデル化領域図

表 6.2 解析ケース

Case	断面	勾配	中央形状	盛土層	Case	断面	勾配	中央形状	盛土層
1	箱型	25°	曲管	B1-1	13	円形	25°	曲管	B1-1
2	箱型	15°	曲管	B1-1	14	円形	15°	曲管	B1-1
3	箱型	5°	曲管	B1-1	15	円形	5°	曲管	B1-1
4	箱型	25°	平坦	B1-1	16	円形	25°	平坦	B1-1
5	箱型	15°	平坦	B1-1	17	円形	15°	平坦	B1-1
6	箱型	5°	平坦	B1-1	18	円形	5°	平坦	B1-1
7	箱型	25°	曲管	B1-2	19	円形	25°	曲管	B1-2
8	箱型	15°	曲管	B1-2	20	円形	15°	曲管	B1-2
9	箱型	5°	曲管	B1-2	21	円形	5°	曲管	B1-2
10	箱型	25°	平坦	B1-2	22	円形	25°	平坦	B1-2
11	箱型	15°	平坦	B1-2	23	円形	15°	平坦	B1-2
12	箱型	5°	平坦	B1-2	24	円形	5°	平坦	B1-2

6.3.2 解析手法

サイホンの縦断方向の応答に着目し、平面ひずみ状態を仮定し、解析次元を 2 次元として扱った。2 次元動的有限要素解析には汎用ソフトである解析プログラム Soil Plus Dynamic¹⁰⁾を使用し、地盤のせん断ひずみが 10^{-2} 程度であることに留意して、自重解析結果を初期状態とした等価線形解析による検討を行った。モデル化領域は図 6.1 に示すようにサイホンの全区間を対象とした。地盤は平面ひずみ要素、構造物は躯体中心線においては要素にてモデル化した。地盤要素の奥行き方向の分担幅は 1m とした。解析モデルにおいて、地盤と構造物の間の付着力は十分に高くないため、地盤とサイホン間に滑りや剥離現象が生じる可能性がある。そこで、サイホンと地盤間に 2 重節点を設け、図 6.2 及び図 6.3 に示すようなジョイント要素（剛性： 1.0×10^{12} kN/m²、せん断強度： 1.0×10^{12} kN/m）で節点間を結合させることで不連続性を考慮した。また、側方境界は、エネルギー伝達境界、底面境界は水平粘性境界・鉛直固定境界を設定した。

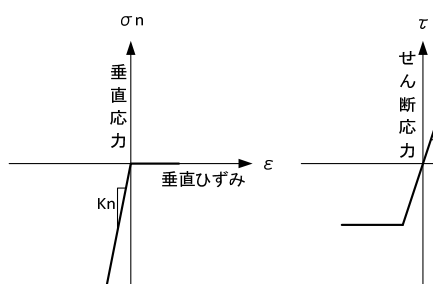


図 6.2 ジョイント要素の構成関係¹¹⁾

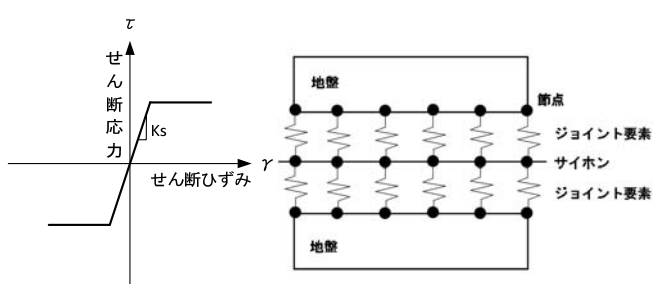


図 6.3 ジョイント要素概念図

6.3.3 地盤及び構造物のモデル化

地盤および構造物のモデル化にあたって、表 6.3 に示す地盤の物理定数を設定した。これらは現地の PS 検層と標準貫入試験の結果より得られたものである。

地盤は水平成層構造の地盤モデルとし、Mg2、Mc1、Ms1 層の地盤の層厚は一定で、盛土層 B1、B2 および、Mg1 層の地盤の層厚はサイホンの傾斜部の勾配に応じて変更させた。盛土層 B1 に関しては B1-1 と B1-2 の 2 ケースの物性値を設定した。等価線形解析に用いる $G/G_0 \sim \gamma$ 、 $h \sim \gamma$ 関係は、文献¹²⁾に示されている砂・砂礫・粘土の中央値より図 6.4 に示すように設定した。

サイホンの材料は鉄筋コンクリートとし、解析に用いる物理定数は道路橋示方書¹³⁾より設定した。また、箱型、円形それぞれのサイホンの断面形状は図 6.5 に示す通りである。構造諸元は表 6.4 に示す通りである。

構造物の部材の力学モデルにおいて、骨格曲線は、原点と部材ひび割れ発生点、部材降伏点、最大耐荷力点を直線で結んだトリリニアモデルとし、履歴特性は修正武田モデルを用いた。

表 6.3 パラメータ解析に用いた地盤物性値

地質・岩盤区分	採用したひずみ依存特性	層厚 (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	初期せん断剛性係数 G_0 (MN/m ²)	せん断波速度 V_s (m/s)	ポアソン比 ν	初期減衰定数 h_0 (%)
B1-1	砂	1.8~9	19.6	28.4	119.1	0.451	3
B1-2	砂	1.8~9	19.6	115.2	240.0	0.451	3
B2	砂	4	15.7	20.4	112.8	0.458	3
Mg1	礫	1.8~9	19.6	319.7	400.0	0.455	3
Ms1	砂	2~9.2	20.1	597.5	540.0	0.449	3
Mc1	粘土	5	20.1	597.5	540.0	0.449	3
Mg2	礫	10	21.1	662.5	555.0	0.453	3

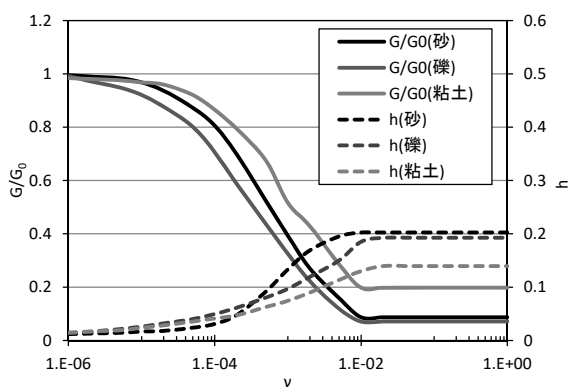


図 6.4 地盤各層に採用したひずみ依存性

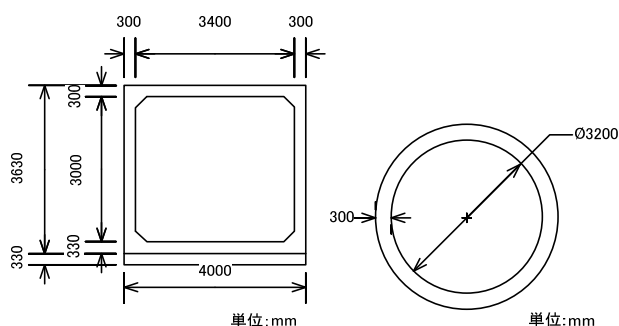


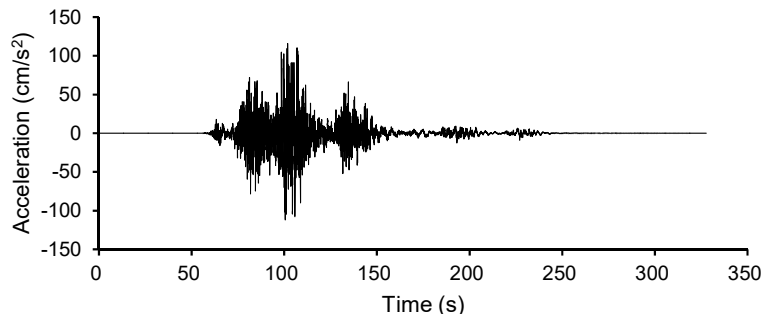
図 6.5 サイホンの断面形状 (左：箱型，右：円形)

表 6.4 サイホンの物理定数

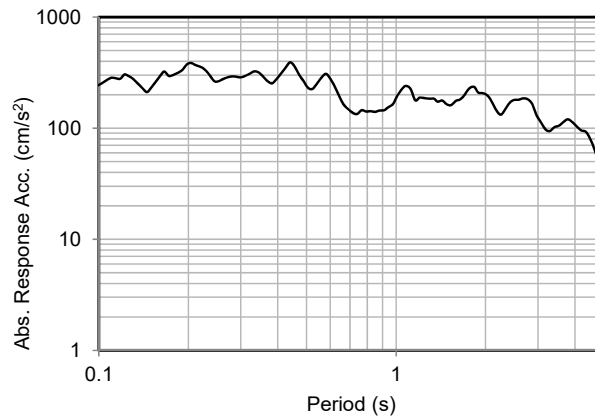
断面形状	断面積 (m ²)	断面二次モーメント	
		強軸回り(m ⁴)	弱軸回り(m ⁴)
箱型	5.64	11.3	12.1
円形	3.29	5.09	5.09
単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング率 (kN/m ²)	ポアソン比 ν	
24.5	2.35×10^7	0.167	

6.3.4 入力地震動

本研究では、内閣府¹⁴⁾が公表している工学的基盤 ($V_s=350\sim700\text{m/s}$) における南海トラフ巨大地震の想定地震動 (基本ケース) のうち、表 6.3 で引用した場所の近傍の地震動を、入力地震動として用いた。図 6.6 に入力地震動の時刻歴加速度波形及び、加速度応答スペクトルを示す。最大加速度は 115.7Gal である。地震動の入力は、図 6.1 の地盤モデルの下端から上昇波として与えた。



(a) 時刻歴加速度波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 6.6 入力地震動

6.3.5 解析結果

a) 応答の概要

本解析では、構造物と地盤との間に滑りや剥離を表現したジョイント要素を入れていたが、24 ケース全てにおいて滑りや剥離に至ることはなかった。入力地震動のレベルが小さいこともあるが、構造物が硬質な基盤に頑着されていることも全体的な応答が小さくなったと考えられる。図 6.7 に式(1)より算定した各 Case のせん断力および曲げモーメントの照査判定値 ($\gamma_i S_d / R_d$) を示す。照査判定値がせん断力の場合には 0.22 以下、曲げモーメントの場合には 0.5 以下となり、全てのケースにおいて、躯体に生じるせん断力及び曲げモーメントは耐力を下回る結果となった。以下に、断面力毎に応答特性を分析する。また、耐震照査はせん断力と曲げモーメントで行うが、縦断方向の応答として継目の伸縮が考えられる。そこで、軸ひずみについても検討したので後述する。

b) せん断力

せん断力の照査判定値をみると、解析 case の 3 ケースごとに値が段階的に小さくなっており、水路勾配の影響が顕著であることがわかる。最大せん断力分布の一例を図 6.8 に示す。全ケースにおいて、最大せん断力の分布形状はサイホン中央の谷部もしくは左右の屈曲部で大きくなる類似した応答を示した。図 6.8(a)の中央曲管のケースでは、せん断力は曲管部で最大となった。一方、図 6.8(b)の中央部が平坦のケースでは、平坦部のせん断力も大きいですが、最大は左右の屈曲部で生じた。また、傾斜部の勾配が大きくなるほど、せん断力も大きくなった。一方で、断面形状では箱型の方が円形よりも大きな応答を示した。これは、箱型の方が

断面 2 次モーメントは大きいと考えられる。サイホン上部の盛土の硬軟を比較したが、サイホン自体の応答にはそれほど影響をしていなかった。

以上より、傾斜部の勾配及び中央部の形状が、躯体に生じるせん断力に影響を与えられられる。

c) 曲げモーメント

照査判定値は、せん断力に比べて曲げモーメントの方が倍程度大きな値となった。サイホン縦断方向においては、耐震上曲げに対して不利となることが考えられる。また、せん断力と同様に、解析 case の 3 ケースごとに値が段階的に小さくなり、サイホンの応答が水路勾配に強く影響され、水路勾配が大きいほど、曲げモーメントの照査判定値も大きくなった。

最大曲げモーメント分布の一例を図 6.9 に示す。全ケースで、せん断力の場合と異なり、曲げモーメントは中央部の形状に依らず、傾斜部で最大となり、屈曲部、中央部では小さくなった。地盤のせん断振動の 1 次モードが躯体に作用すると考えると、躯体の勾配が大きくなるほど、躯体の軸直角方向に作用する地盤のせん断変形は大きくなるので、曲げモーメントは大きくなると考えられる。一方、管軸方向が水平の箇所については曲げモーメントは作用しないため、屈曲部、中央部では小さくなったと考えられる。断面形状については、円形よりも箱型の方が生じる曲げモーメントは大きくなった。これは、せん断の場合と同様で、箱型の方が断面 2 次モーメントは大きいと考えられる。サイホン上部の盛土の条件は他のパラメータほど影響をしていなかった。

以上のことより、躯体に生じる曲げモーメントについては、傾斜部の勾配及び断面形状に強く影響を受けるといえる。

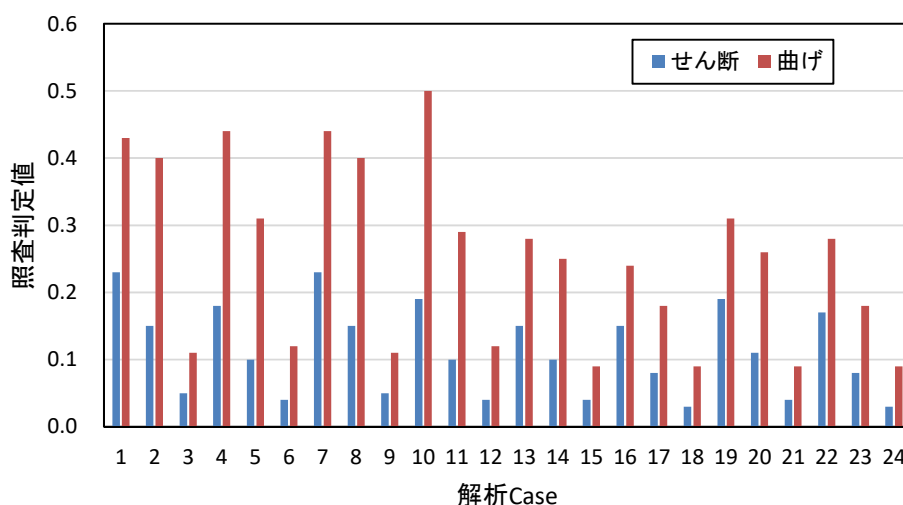
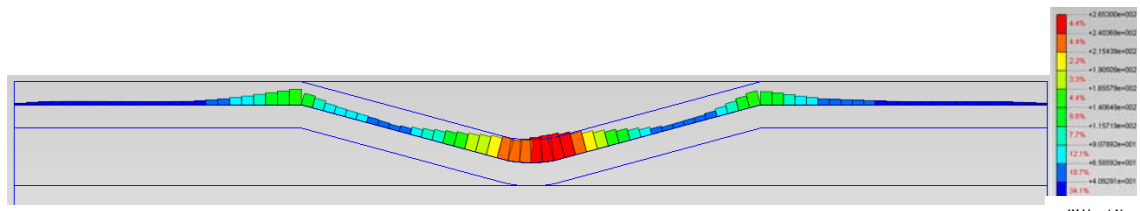


図 6.7 各 Case の照査判定値

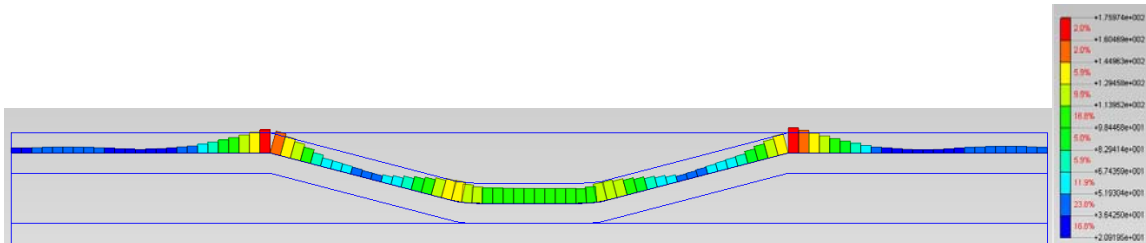
d) 軸ひずみ

本研究での解析モデルでは、躯体間にある継目のモデル化は行っていない。そこで、躯体の軸方向伸縮を検討するにあたり全ケースの躯体の軸ひずみを比較した。最大の軸ひずみは case22 で、 6.94×10^{-6} が生じた。図 6.10 に case22 の軸力分布を示す。サイホンの谷部で拘束されるために、軸ひずみは水平部、とくに傾斜部との接続よりの水平部に大きな軸ひずみが生じることがわかった。他の解析ケースにおいても類似した軸ひずみ分布になっていた。曲げモーメントやせん断力の応答と同じく、傾斜部の勾配が大きくなるほど、軸ひずみも大きくなり、傾斜部の勾配に対して敏感に応答することが確認できた。ただし、軸ひずみの値は小さいために、サイホンの挙動は曲げモーメントが支配的であると考えられる。



(a) case2

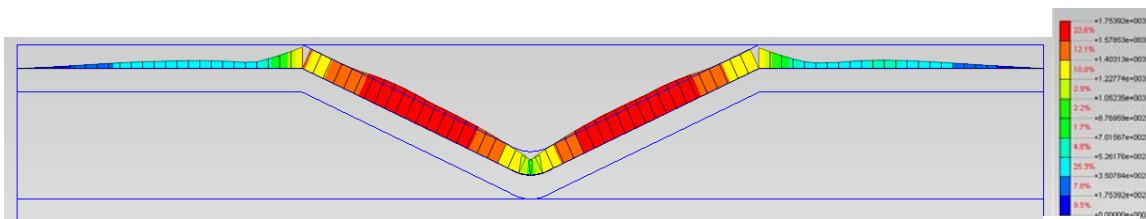
単位 kN



(b) case5

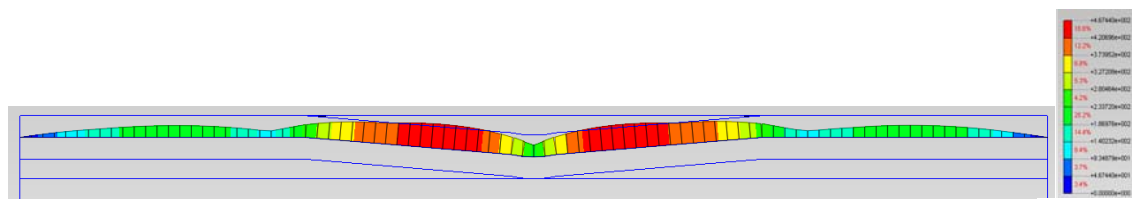
単位 kN

図 6.8 最大せん断力



(a) case1

単位 kNm



(b) case3

単位 kNm

図 6.9 最大曲げモーメント

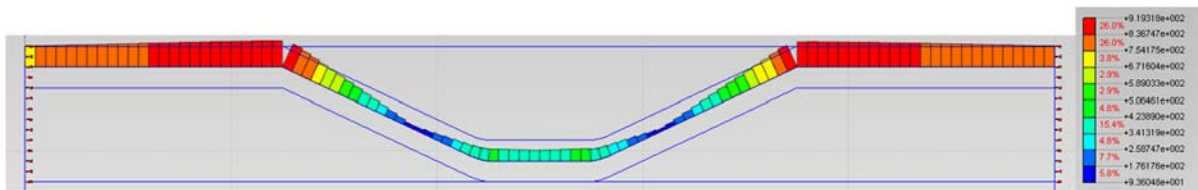


図 6.10 最大軸力 (case22)

単位 kN

6.4 優先順位決定指標の提案

6.4.1 検討方法

パラメータ解析によってサイホン縦断方向については、せん断力よりも曲げモーメントの方が耐震上不利となることがわかった。したがって、曲げモーメントの照査判定値を優先順位を決定する指標とし、パラメータ解析で検討した項目を用いて、式(6.2)に示す実験式を作成した。

$$Y = k \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot C_4 \quad (6.2)$$

ここに、 Y : 照査判定値, k : 基準となる照査判定値, C_1, C_2, C_3, C_4 : 断面, 勾配, 中央の形状, 盛土剛性に関する係数

本検討において、断面、勾配、中央の形状、盛土剛性はそれぞれ独立の変数であるので、円形・勾配 5°・中央平坦・盛土剛性高を基準属性とし、回帰分析ではダミー変数として与えた。対象属性の組み合わせによる曲げモーメントの照査判定値を目的変数として、対数場での数量化理論第 I 類による解析を行った。解析には、全 24 ケースの曲げモーメントの照査判定値を用いた。

6.4.2 回帰分析結果

表 6.5 に回帰分析によって得られた各係数を、表 6.6 にパラメータ解析による曲げの照査判定値と表 6.5 の係数より求めた照査判定値 Y の推定値の比較を示す。なお、本回帰分析における決定係数 R^2 は 0.966 であった。表-5 の各係数のレンジ幅をみると、傾斜部の勾配が最も大きく、次に断面と中央部の形状となる。表 6.6 より、判定値と推定値はほぼ一致しており、回帰式の当てはまりが良かった。各係数について見ると、断面形状は箱型の方が、また、傾斜部の勾配は大きい方が照査判定値の推定値を大きくする傾向にある。

表 6.5 回帰分析結果

k	断面	C_1	勾配	C_2
0.08	箱型	1.50	5°	1.00
	円形	1.00	15°	2.68
			25°	3.47
	形状	C_3	盛土剛性	C_4
	中央曲管	1.11	低	0.97
	中央平坦	1.00	高	1.00

表 6.6 照査判定値と推定値の比較

Case	判定値	推定値	Case	判定値	推定値
1	0.43	0.45	13	0.28	0.30
2	0.40	0.35	14	0.25	0.23
3	0.11	0.13	15	0.09	0.09
4	0.44	0.40	16	0.24	0.27
5	0.31	0.31	17	0.18	0.21
6	0.12	0.12	18	0.09	0.08
7	0.44	0.46	19	0.31	0.31
8	0.40	0.36	20	0.26	0.24
9	0.11	0.13	21	0.09	0.09
10	0.50	0.42	22	0.28	0.28
11	0.29	0.32	23	0.18	0.21
12	0.12	0.12	24	0.09	0.08

6.4.3 提案する優先順位決定指標

回帰分析結果をもとに、曲げモーメントの照査判定値を既存サイホンの耐震性能照査の優先順位を決定する指標（以下、決定指標）として提案する。ここで、各係数の値は小数第一位までとし、盛土剛性については、係数の差異がないので省略した。勾配については、勾配が大きくなるにつれ、係数も大きくなったこと

を考慮して、0°～10°未満については5°の場合の係数、10°～20°未満については15°の場合の係数、20°以上については、25°の場合の係数を用いることとした。以上より、決定指標の算出式は以下の通りとなる。

$$\beta = k \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \quad (6.3)$$

ここに、 β ：決定指標、 k ：0.08（暫定値）、 C_1 ：断面に基づく係数で、箱型：1.5、円形：1.0（構造物が口径3～4m・壁厚300mm程度で共通の場合）、 C_2 ：勾配に基づく係数で、0°～10°未満：1.0、10°～20°未満：2.7、20°以上：3.5、 C_3 ：中央部の形状に基づく係数で、中央部が曲管：1.1、中央部が平坦：1.0

なお、 k の値については、入力する地震動の大きさや周期特性、地盤条件や構造物の剛性によって異なると考えられるため、ここでは暫定値とした。

式(6.3)より、決定指標は0.08～0.46の間の数値となり、全係数の組み合わせの結果を考慮して、表6.7に示す通り、A、B、Cの3段階に分けて判定する。ここで、同表の判定について、A：優先順位の高い構造物、B：検討が必要であると思われるが、Aに比べると優先順位は低い構造物、C：優先順位の低い構造物、とした。

以上、サイホンの構造形式により、決定指標を算出し、表6.7に基づく判定を実施することにより、耐震性能照査の優先順位を決定した。

表 6.7 決定指標と優先順位

判定	A	B	C
決定指標 β	0.35以上	0.15～0.35	0.15未満

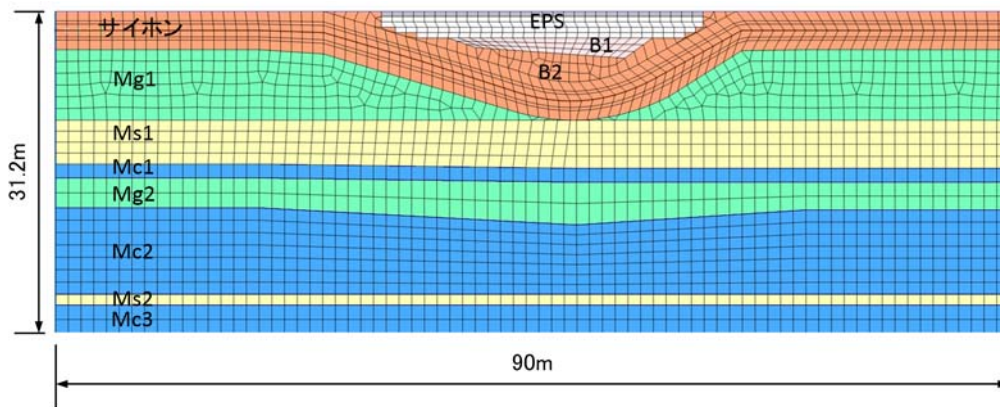
6.5 優先順位決定指標の適用

6.5.1 実在サイホン解析結果と決定指標の比較

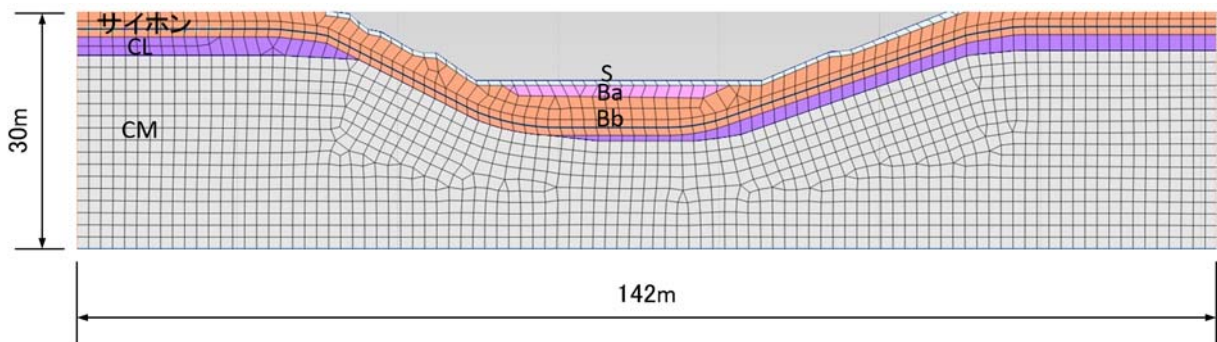
著者らは、本研究で示したパラメータ解析とは別に2つの実在サイホン（以下、Aサイホン、Bサイホンと呼ぶ）を対象に詳細にモデル化を行い、応答計算および耐震性能照査を実施した¹⁵⁾。Aサイホンは、水平長39.0m、実管長41.6mの箱型断面で、勾配は17.1°と28.1°で非対称の谷形状である。中央部の形状は曲管で、表層まで盛土がある。もう一方のBサイホンは、水平長80.0m、実管長84.0mで、円形断面、勾配は19.3°と27.3°で中央部の形状は平坦である。土被りは浅く、地表は谷地形をしている。解析で用いた有限要素モデルを図6.11に示す。

Aサイホン及びBサイホンの検討に用いた地盤条件を表6.8に示す。ひずみ依存特性は図6.4と同様とした。Aサイホンの入力地震動はパラメータ解析で用いた図6.6に示す波形と同じである。Bサイホンの入力地震動は図6.12に波形（最大加速度：184.8Gal）を用いた。また、サイホンの形状はAサイホンが箱型、Bサイホンが円形で、物理定数は表6.4と同じ値を用いた。さらに、Aサイホン及びBサイホンの地震応答解析結果を用いて式(1)により、曲げモーメントの照査判定値を算定した。

一方、前章にて提案した式(6.3)より両サイホンの決定指標 β を算定し、照査判定値との比較を行った。Aサイホンの決定指標には、変数は箱型・勾配25°・中央曲管、Bサイホンの決定指標には、円形・勾配25°・中央平坦とし、 k の値はいずれも0.08を適用して算出した。



(a) A サイホン



(b) B サイホン

図 6.11 実在サイホンの有限要素モデル

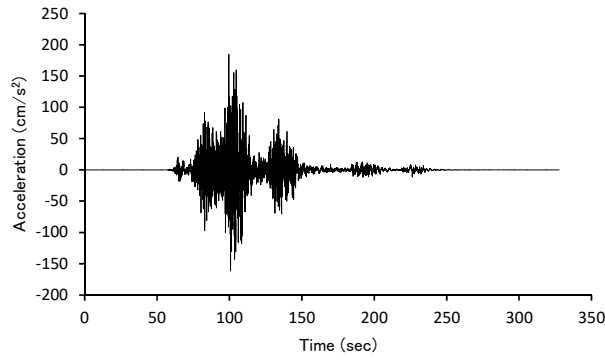
表 6.8 地盤物性値

(a) A サイホン

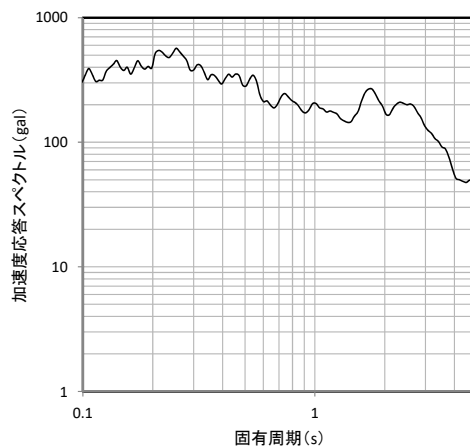
地質・岩盤区分	採用したひずみ依存特性	単位体積重量 γ (kN/m ³)	初期せん断剛性係数 G_0 (MN/m ²)	せん断波速度 V_s (m/s)	ポアソン比 ν	初期減衰定数 h_0 (%)
第1盛土層(B1)	砂	19.6	28.4	119	0.451	3
軽量盛土(EPS)	—	0.2	2.6	360	0.422	3
第2盛土層(B2)	砂	15.7	20.4	113	0.458	3
三豊第1礫質土層(Mg1)	礫	19.6	319.7	400	0.455	3
三豊第1砂質土層(Ms1)	砂	20.1	597.5	540	0.449	3
三豊第1粘性土層(Mc1)	粘土	20.1	597.5	540	0.449	3
三豊第2礫質土層(Mg2)	礫	21.1	662.5	555	0.453	3
三豊第2粘性土層(Mc2)	粘土	20.1	713.2	590	0.463	3
三豊第2砂質土層(Ms2)	砂	19.6	179.8	300	0.484	3
三豊第3粘性土層(Mc3)	粘土	19.6	179.8	300	0.484	3

(b) B サイホン

地質・岩盤区分	採用したひずみ依存特性	単位体積重量 γ (kN/m ³)	初期せん断剛性係数 G_0 (MN/m ²)	せん断波速度 V_s (m/s)	ポアソン比 ν	初期減衰定数 h_0 (%)
表土(S)	砂	20.6	10.3	70	0.440	3
造成盛土(Ba)	砂	20.6	10.3	70	0.440	3
埋土(Bb)	砂	22.6	180.6	280	0.464	3
CL級岩盤(CL)	礫	24.1	855.2	590	0.426	3
CM級岩盤(CM)	礫	26.5	4565.2	1300	0.446	3



(a) 時刻歴加速度波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 6.12 B サイホン入力地震動

表6.9にこれらを比較した結果を示す。同表より、Aサイホンは決定指標が0.45となり、A判定、Bサイホンは決定指標が0.27となり、B判定となった。これより、2つのサイホンについては、Aサイホンの方が耐震性能照査を行う優先順位が高いと判断できる。一方、決定指標と地震応答解析の照査判定値を比較すると、Aサイホンの決定指標は照査判定値を0.24ポイント下回り、Bサイホンの決定指標は照査判定値を0.10ポイント上回る結果となった。ただし、AサイホンとBサイホンのそれぞれの決定指標の大小が変わることはなかった。

両者が異なる値となった要因を考察する。Aサイホンについては、パラメータ解析の条件と異なる点は、地盤モデルとサイホンの傾斜部の勾配である。地盤モデルの最下層での増幅による入力地震動の影響は大きくないと考えられる。一方、傾斜部の最大勾配は28°程度で、パラメータ解析で検討した25°の勾配よりも大きい。勾配によって曲げモーメントが大きくなったと考えられる。次に、Bサイホンについては、地盤モデル、入力地震動、傾斜部の勾配がパラメータ解析の条件と異なる。傾斜部の勾配は27.3°なので、Aサイホンと同じく照査判定値を大きくする方向の要因と考えられる。その一方で、盛土層の下にCM級の岩盤が広く分布しており、サイホンに入力される地震動の増幅が低減されたために、傾斜部で大きくなったとしても全体としてBサイホンの応答が小さくなったと考えられる。入力地震動はパラメータ解析と異なっているが、構造物の応答に影響を与えるような差異はないと考えられる。

以上のことから、サイホンの勾配の設定や他の入力地震動への適用には今後さらに検討が必要である。その一方で、入力地震動に差異が無いような限られた地域にある複数のサイホンを相対的に評価をして、三段階程度の優先順位をつけるには本決定指標は利用できると考えられる。

表 6.9 照査判定値と決定指標の比較

	地震応答解析より求めた照査判定値(曲げ)	決定指標	判定
Aサイホン	0.69	0.45	A
Bサイホン	0.17	0.27	B

6.5.2 既存サイホンへの適用例

香川用水の全 44 箇所の既存サイホンに耐震性能照査のための優先順位決定指標を適用した。なお、決定指標算出の際において、各サイホンの断面形状を資料から確認できなかったため、安全側となるように中央部の形状に基づく係数は $C_3=1.1$ とした。香川用水全 44 サイホンのうち、A 判定が 14 箇所、B 判定が 27 箇所、C 判定が 3 箇所に選別できた。A 判定となったサイホンの特徴として、水路勾配が 20° を超えるサイホンが多かった。このうち、A 判定となったサイホンから優先して、詳細な耐震性能照査を実施することが、本研究で提案する既存サイホンの性能照査の手順となる。

6.6 まとめ

本研究では、耐震検討が十分にされていないサイホンに着目し、既存サイホンの耐震性能照査の第一段階として、性能照査の優先順位が高い構造物から順に動的解析による詳細な検討を実施することができるための指標を提案した。本研究による主要な結論は以下の通りである。

- (1) サイホン縦断方向の耐震性は、せん断力よりも曲げモーメントに対して厳しい条件となっており、また、躯体に生じる曲げモーメントは、サイホン傾斜部で大きくなった。
- (2) サイホンの傾斜部の勾配が大きくなるほど躯体に生じるせん断力及び曲げモーメントの耐震性照査値は、大きくなった。
- (3) 本研究で提案した決定指標を既存サイホンに適用したところ、詳細解析によって算出された照査判定値よりも最大 0.24 ポイントの誤差で評価することができた。入力地震動に大きな差異が無いような限られた地域にある複数のサイホンを対象に、相対的に評価をして、三段階程度の優先順位をつけるには本決定指標は利用できると考えられる。

今後の課題として、サイホンには構造目地が存在し、より詳細地震時挙動を再現するためにも、その影響を考慮する必要がある。また、優先順位決定指標の算出においては、レベル 2 地震動の一つとして入力地震動を用いて検討を行ったが、今回解析に用いた入力地震動の加速度が小さく、地盤のひずみも非線形化領域に達していない。地盤が非線形挙動を示すような規模の地震動を用いて検討を行うと、回帰分析の結果にも影響を与えられ、決定指標の適用には注意が必要である。今後は異なる規模の地震動や地盤条件について検討し、決定指標の汎用性の確認や精度の向上を図る必要がある。

謝辞：本研究の遂行にあたり、(独)水資源機構香川用水管理所には貴重なデータを提供して頂いた。ここに記して謝礼申し上げる。

参考文献

- 1) (社)農業村工学会：農業村工学ハンドブック改訂七版，2010。

- 2) 豊島弘三, 阿久津弘, 野呂敏文, 石堂隆憲: 日本海中部地震によるパイプラインの被災とその復旧, 農業土木学会誌, Vol.52, No.6, pp.23-28, 1984.
- 3) (社) 土木学会: 続・実務に役立つ耐震設計入門 (実務編), 2014.
- 4) 渡辺和明, 小池真史, 立石章, 高久雅喜, 本宮栄二, 道廣英司: 既設沈埋トンネルの耐震性能に関する検討, 地震工学研究発表会報告集, Vol.28, pp193-200, 2005.
- 5) 竹内幹雄, 高橋忠, 元山宏, 渡辺啓行: 地盤剛性急変部の線状地中構造物の地震時応力評価法, 土木学会論文集, No.422/1-14, pp. 323-332, 1990.
- 6) 橘義規, 大塚久哲, 宮森保紀, 矢野恵美子: 応答変位法を用いた沈埋トンネル縦断方向の耐震設計における地盤変位の評価法および杭・継手・地盤剛性の影響に関する考察, 構造工学論文集, Vol.51A, pp.549-559, 2005.
- 7) (社) 日本水道協会: 水道施設耐震工法指針・解説 2009年版, 2009.
- 8) (社) 土木学会: コンクリート標準示方書 [設計編] 2012年制定, 2013.
- 9) (独) 水資源機構: サイホン設計図面, 内部資料, 2016.
- 10) 伊藤忠テクノソリューションズ株式会社: Soil Plus Dynamic.
- 11) (社) 土木学会: 動的解析と耐震設計 第2巻 動的解析の方法, 1989.
- 12) (社) 土質工学会: わかりやすい土質力学原論 [第1回改訂版], 1992.
- 13) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2012.
- 14) 内閣府: 南海トラフの巨大地震モデル検討会, http://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/model/data_teikyou.html
(2016年11月1日閲覧)
- 15) 平山智章, 鋏田泰子, 有野治: 動的解析に基づく既存サイホン縦断方向の耐震性能照査, 平成29年度土木学会全国大会, 2017.

7. 地中埋設管路の新たな耐震性評価手法

酒井 久和*¹, 鋤田泰子*²

7.1 はじめに

近年、我が国は地震活動期にあり強震動を伴う地震が頻発し、社会インフラに多数の被害が発生している。特に水道管路は被害地震のたびに甚大な被害となり、復旧までに多大な日数を要している。例えば、1995年兵庫県南部地震の断水戸数は兵庫県内で約127万戸、大阪府内では約2万戸の合計約129万戸、2004年新潟県中越地震では40市町村（合併前）約13万戸、2011年東北地方太平洋沖地震では断水戸数は岩手県で約19万戸、宮城県で約64万戸、福島県で約42万戸、茨城県で約80万戸の被害を中心に19都道県264水道事業者で約257万戸、2016年年熊本地震では約44万6千戸の断水が発生し、兵庫県南部地震では約3ヶ月、新潟県中越地震は約1ヶ月、新潟県中越沖地震では約20日間、東北地方太平洋沖地震では約3週間、熊本地震では約3週間も断水の解消時間を要している^{1)~7)}等。

水道は快適な市民生活や都市活動を営む上で欠くことのできない重要なインフラ施設だと再認識され、災害時も可能な限り給水を維持するために、経年管の更新、耐震性の高い管路への布設替え、配水管のループ化など全国の事業者で積極的に耐震化の取り組みが行われている^{8),9)}。しかし、財政、人的資源の問題で、2018年3月末で水道施設のうち基幹的な管路の耐震適合性のある管の割合は約39.3%に留まっているのが現状である¹⁰⁾。

このような制約のなか、効率的に上水道管路の耐震化を進めるためには、事前に被害規模や発生場所を予測することが肝要であり、簡便で精度の良い被害予測手法の確立が望まれている。現行の埋設管路の簡易耐震性評価は、主に数種の地動の指標を用いて行われている。Jeon and O'Rourke¹¹⁾は、1994年のノースリッジ地震において、地中管路の被害と地表面最大加速度（PGA）、地表面最大速度（PGV）、SI値との関係を研究し、管の修繕率と材料、PGVに強い相関があることを示している。濱田ら¹²⁾は液状化による地盤変形に関する経験的評価法に基づき、液状化地盤地域の上下水道管の被害予測手法を提案している。国内の自治体、ライフライン組織などでは、PGA、PGV、SI値、液状化の程度や震度階とライフラインの被害予測手法を提示している。G&E Engineering Systems Inc.¹³⁾は、波動伝播による地動（PGAやPGV）と斜面崩壊や液状化に基づく永久変形に基づいて、機能や管材料ごとに水道管の被害評価手法を示している。東京都と日本水道協会では、PGVに基づいた上水道管の耐震設計法を採用し、他の多くの国内の自治体では、上下水道に対するPGAに基づく評価法¹⁴⁾を1995年の兵庫県南部地震の被害調査結果により修正した式を採用している。ガス協会では、数種の想定地震に対してPGVやSI値を用いてガス管路ネットワークの被害評価を行っている。

しかしながら、上記のような地震応答の最大値に基づく手法では地震動増幅の大きな沖積の水平整層地盤で大きな被害が想定されるが、実際には管の周辺地盤が液状化した場合、管が敷設された土構造物が崩壊した場合などを除くと、地形、地質境界部に埋設管の被害が集中している^{15),16)}。したがって、水道管などの地中の線状構造物では、地表の最大応答値よりも管周辺地盤の局所的な変化の影響をより強く受けるように考えられる。この点に関しては、O'Rourke et al.¹⁷⁾がPGV、見かけの伝播速度、せん断波の卓越周期から地盤ひずみの算定手法を示し、埋設管の耐震性評価を行っているが、将来の地震で広域にわたり、見かけの伝

*1 法政大学デザイン工学部都市環境デザイン工学科（〒162-0843 東京都新宿区市谷田町2-33）

E-mail: hisakai@hosei.ac.jp

*2 神戸大学大学院工学研究科市民工学専攻（〒657-8501 神戸市灘区六甲台町1）

E-mail: kuwata@kobe-u.ac.jp

播速度，せん断波の卓越周期を評価することには困難を伴う。Paolucci and Smerzini¹⁸⁾は密なアレー観測記録を用いて表層の面内ひずみの算定法を紹介している。この手法は，地震後に十分な観測網における記録を用い，ひずみ分布を評価するには有用であるが，将来の被害地震に対するライフラインのハザードマップなどには適用できない。

そこでSakai et al¹⁹⁾は，PGVの変化率（PGV Gradient）を用いて広域での水道管網の耐震性を評価する方法を提案している。しかし，この研究では既往の評価式²⁰⁾で考慮されている液状化の有無や管路の口径，材質などの特性が反映されていないため，本研究ではそれらを考慮した耐震性評価手法の構築を行う。さらに，得られた管路被害予測式を熊本地震の熊本市と益城町に適用し，実被害と予測被害を比較し，推定精度を評価する。

7.2 研究方法

7.2.1 液状化の影響

本研究では液状化に起因する被害管路については地震動に関係なく被害率が大きくなる恐れがあるため，液状化の影響の有無を区別して分析を行う。従前の液状化に対する被害予測式では，一般に管路被害が液状化に起因するとの判定は約 250m メッシュ内の噴砂の有無で判定されているが，メッシュサイズが大きく判定精度は必ずしも高くない。そのため，液状化が被害要因として比較的精度の良い 1995 年兵庫県南部地震²¹⁾，2011 年東北地方太平洋沖地震²⁴⁾，2016 年熊本地震の管路被害データを採用する。

兵庫県南部地震では神戸市を対象とする。一部液状化，液状化の基準は，日本水道協会の資料²²⁾に倣い，濱田らの航空写真による地盤変状調査結果²³⁾に基づき「顕著な液状化で，噴砂・地割れがほぼ全面的に見られるもの」を 100%，「まったく噴砂が見られないもの」を 0%，両者の中間を 50%と区分する。ただし，このデータも約 290m×230m のメッシュごとの判定であるため，液状化 50%のメッシュにおいて管路が液状化による被災か否かの精度は高くない。そのため，液状化 0%のデータのみ，液状化に起因しない管路データとして使用する。敷設延長は約 1,564km である。

東北地方太平洋沖地震では，液状化被害について調査精度の高い宮城県栗原市，塩竈市，大郷町，松島町，大崎市，美里町，茨城県潮来市，神栖市，鹿嶋市，香取市を対象とする。鎌田ら²⁴⁾は，液状化の被害が甚大であった自治体を対象にヒアリングを行い，上水道管路の被害実態と液状化の状況について調査を実施した。結果，地盤の沈下や浮上により，管路被害は管本体の水平あるいは鉛直方向への変異による継手部の脱管，あるいは折れ曲がりなどの変状が起ることを確かめている。また，鹿島地域は地震後の航空写真に基づき，道路状の噴砂範囲を重ね合わせて液状化範囲としている。敷設延長は約 3,853km である。

熊本地震では熊本市と益城町を対象とする。熊本市の被害写真を用いて，管本体の水平あるいは鉛直方向への変異による継手部の脱管，あるいは折れ曲がりの被害を調査し，液状化に起因する管路被害と通常の管路被害に分類する。益城町においては，被害写真が入手できなかったため，竹内の研究²⁵⁾を参考にして，村上²⁶⁾による液状化発生地区内にある被害箇所を液状化に起因する被害箇所とする。敷設延長は約 3,886km である。

7.2.2 強震データ

分析で使用する PGV 分布として，兵庫県南部地震は，松島・川瀬²⁷⁾がマルチアスペリティモデルで 3 次元地盤構造を考慮した解析結果を使用し，東北地方太平洋沖地震は松岡が算定した QuakeMap²⁸⁾を利用する。熊本地震は，庄司らが強震観測データと地盤増幅率に基づいて Simple Kriging 法により求めた値を採用する。また，PGVG 分布は下式により算定する。

$$PGVG = \frac{\partial PGV_{xy}}{\partial x} \hat{i} + \frac{\partial PGV_{xy}}{\partial y} \hat{j} \quad (7.1)$$

ここで、 PGV_{xy} は250mメッシュのグリッド x, y における最大地表面速度で、 i, j はそれぞれ東、北向きの単位ベクトルを表す。

7.2.3 分析方法

まず、液状化に起因する被害、起因しない被害に分類したうえで、管路延長が十分にあり、被害率が分析対象管路全体の被害率に近いダクタイル鋳鉄管（DIP：Ductile Iron Pipe）、口径 $\Phi 100-150\text{mm}$ を基準として、標準被害率 D_{R0} を求める。つぎに、数量化理論第一類による多変量解析により、口径・管種ごとの補正係数を算定する。ただし、標準被害率 D_{R0} および補正係数を用いた管路被害予測回帰式 D_{R0} はそれぞれ次式に基づくものとする。

$$D_{R0} = ax^b \quad (7.2)$$

$$D_R = C_{pi} y_{pi} \times C_{dj} y_{dj} \times D_{R0} \quad (7.3)$$

ここに、 x はPGVまたはPGVGでありメッシュ内では同一値をとる。 a, b は回帰係数、 C_{pi}, C_{dj} はそれぞれ管種、口径の補正係数、 y_{pi}, y_{dj} はそれぞれ、対応する管種・口径の場合に1、それ以外は0となる変数である。

7.3 回帰分析結果

7.3.1 標準被害率

管路被害が液状化の影響を受けたと考えられる場合と非液状化域など、液状化が管路被害に影響を及ぼしていないと考えられる場合について、標準被害率の回帰分析を行った。分析結果を下式に示す。ただし、回帰するにあたり、データごとの管路長の影響を評価するため、50kmごとに管路延長で重みを付け平均を行った。

液状化の影響なし

$$D_{R0} = 0.056PGV^{0.50} \quad (R^2=0.17) \quad (7.4)$$

$$D_{R0} = 1.45PGVG^{0.28} \quad (R^2=0.56) \quad (7.5)$$

液状化の影響あり

$$D_{R0} = 0.036PGV^{0.60} \quad (R^2=0.38) \quad (7.6)$$

$$D_{R0} = 1.25PGVG^{0.22} \quad (R^2=0.31) \quad (7.7)$$

ただし、 D_{R0} はDIP管、口径 $\Phi 100-150\text{mm}$ の標準被害率（件/km）である。

上記のように液状化の影響がない管路に関しては、PGV よりも PGV の空間的勾配である PGVG の方が遥かに管路被害と相関が高く、逆に液状化の影響があると考えられる管路については、サイトの地震強度である PGV が管路被害との相関が若干高い。

7.3.2 補正係数

各補正係数は、管種、口径に応じて設定した。管種についてはダクタイル鋳鉄管 DIP、鋳鉄管 CIP、石綿セメント管 ACP、硬質塩化ビニル管 VP、鋼管 SP、その他の 6 区分、口径についてはΦ100 未満、Φ100-150、Φ200-250、Φ300-450、Φ500 以上の 5 区分とした。対数場での数量化理論第一類による多変量解析を行った結果を鍬田・大野²⁹⁾の東北地方太平洋沖地震、水道技術センター²⁰⁾の補正係数とともに表 7.1 に、液状化の影響のある場合の補正係数を表 7.2 示す。

表 7.1 補正係数（液状化の影響なし）

	属性	分析結果	水道技術センター	鍬田・大野
管種	DIP	1.00	A 型(1.00), K 型(0.50), T 型(0.80)	1.00
	CIP	1.98	2.50	3.60
	ACP	1.19	7.50	2.80
	VP	0.92	TS 型(2.50), K 型(0.80)	1.60
	SP	1.02	溶接(2.50), 溶接以外(0.80)	5.00
口径 (mm)	100 未満	0.83	2.00	1.60
	100-150	1.00	1.00	1.00
	200-250	0.96	0.40	0.90
	300-450	0.85	0.20	0.90
	500 以上	0.45	0.10	0.50

表 7.2 補正係数（液状化の影響あり）

管種	DIP	CIP	ACP	VP	SP
	1.00	5.37	—	2.14	2.48
口径 (mm)	100 未満	100-150	200-250	300-450	500 以上
	3.20	1.00	0.58	0.52	—

表 7.1 において、管種の補正係数は、水道技術センターの値よりもかなり小さいが、水道技術センターの DIP は 3 つの型で分類されており、A 型を基準としていること、液状化による影響を受けた被害を排除したことを考慮すると定性的には整合していると考えられる。

7.4 管路被害評価式の妥当性検証

図 7.1 に熊本市における実被害分布図、図 7.2、図 7.3 に 7.3 節の被害評価式を用いて算出した熊本市における結果を示す。図 7.4 に益城町における実被害分布図、図 7.5、図 7.6 に PGV、PGVG を用いて算出した益城町における被害評価図を示す。

まず、熊本市については、図 7.1、図 7.2、図 7.3 より、図中の赤い楕円エリアでは実被害図と被害評価図で概ね一致しているが、PGV の方が過大評価されている。熊本市では DIP 管の約 2 割が耐震化されていた

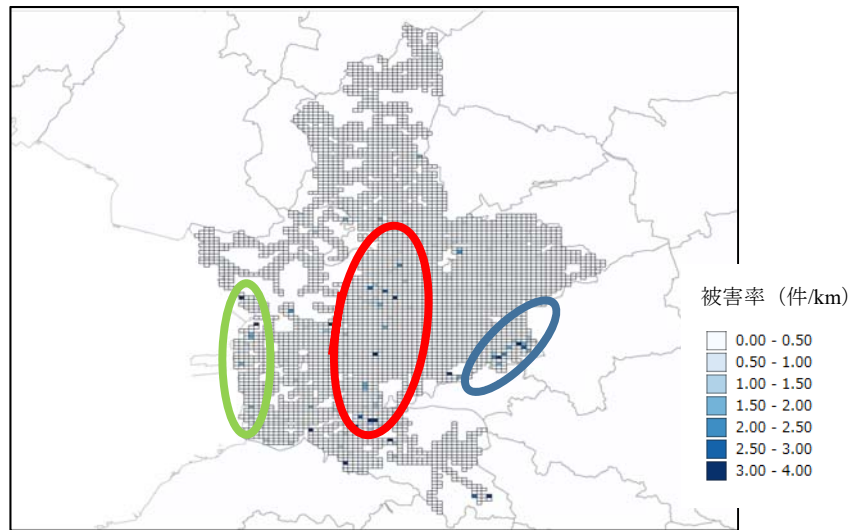


図 7.1 熊本市の実被害図

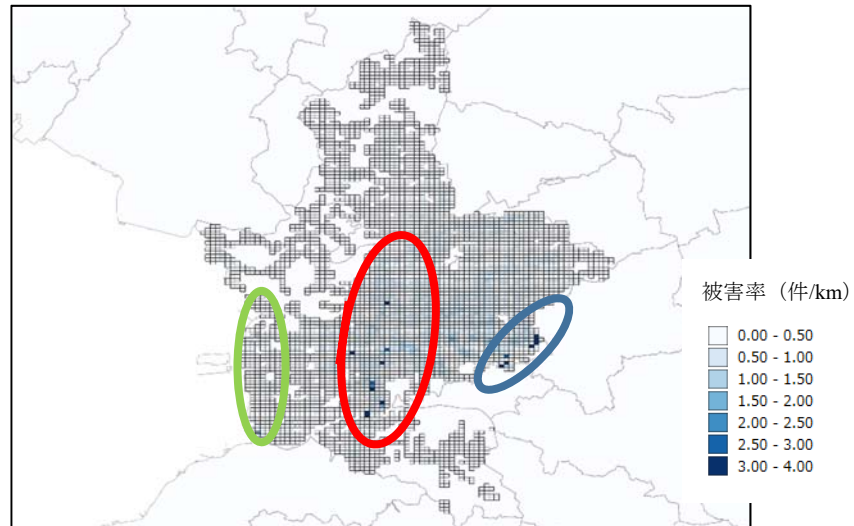


図 7.2 熊本市の被害評価図 (PGV)

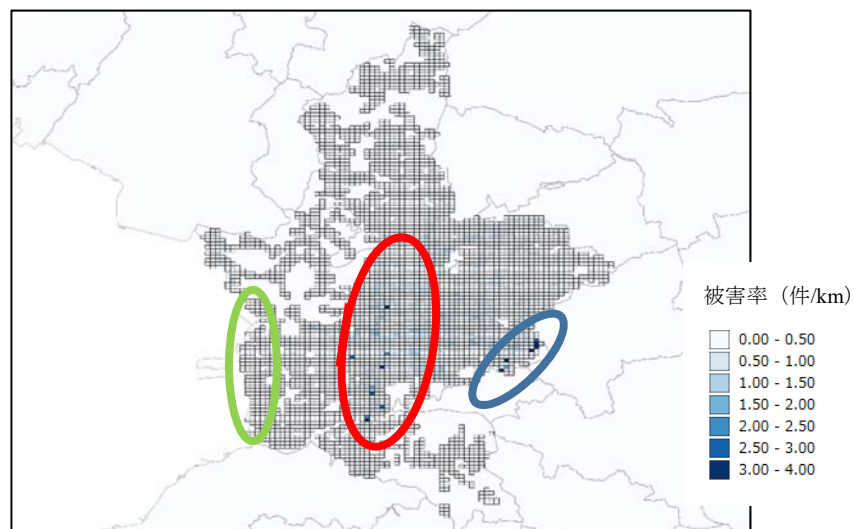


図 7.3 熊本市の被害評価図 (PGVG)

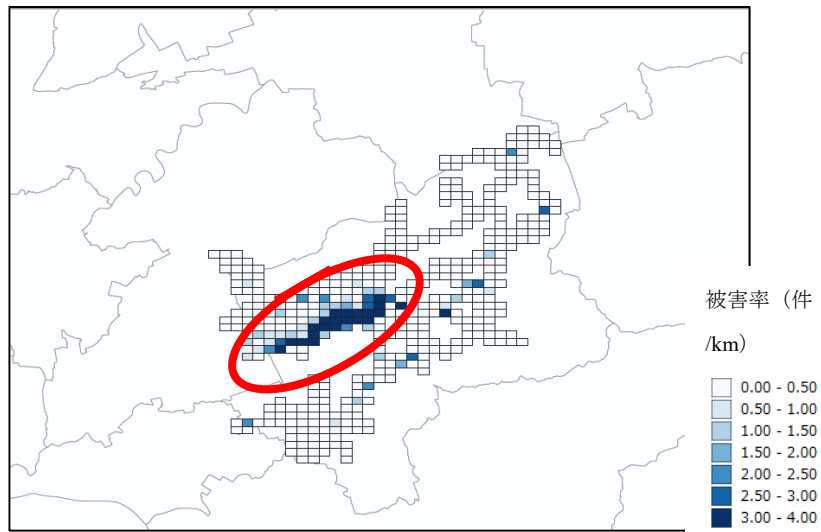


図 7.4 益城町の実被害分布図

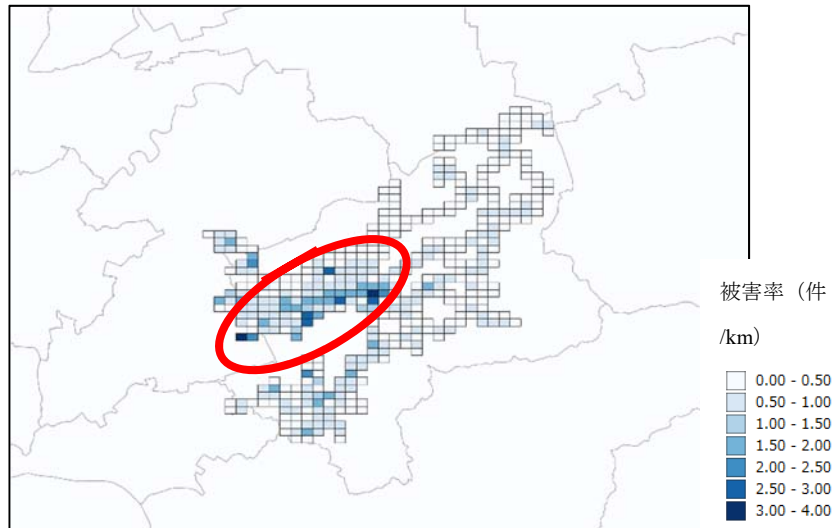


図 7.5 益城町の被害予測図 (PGV)

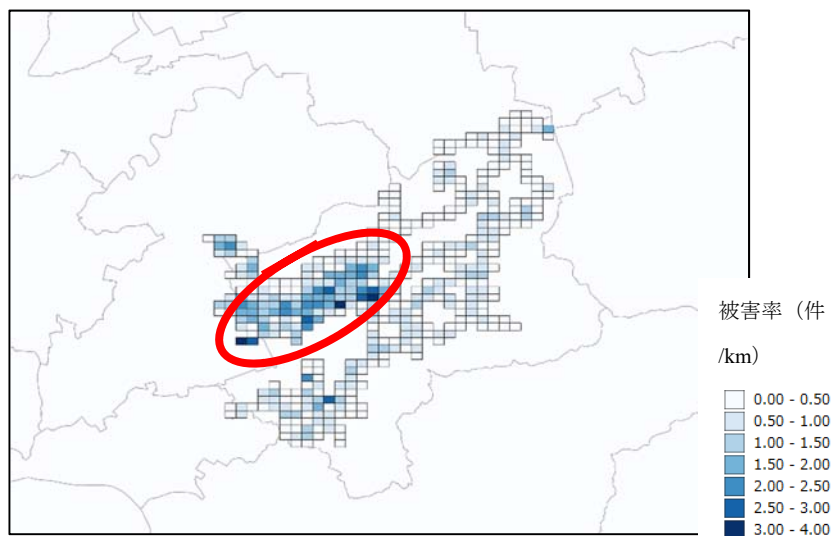


図 7.6 益城町の被害予測図 (PGVG)

が³⁰⁾、赤い楕円のエリア域は中心市街地のため、多くの管路が耐震化されている割合がより高いためであると考えられる。また、青い楕円のエリアにおいても、管路の実被害率の大きなメッシュを適正に評価しているが、逆に緑の楕円エリアでは実被害を過小評価している。

つぎに、益城町では、図 7.4、図 7.5、図 7.6 より、図中の赤い楕円のエリアは実被害図と被害予測図で、概ね一致しているものの、被害率は過大評価となっている。益城町では、地表断層変位や河川堤防の崩壊などが要因となった被害が発生していることから、兵庫県南部地震、東北地方太平洋沖地震の管路被害も含めた被害評価が小さく見積もられたためであると考えられる。

7.5 まとめ

本研究では、1995 年兵庫県南部地震、2011 年東北地方太平洋沖地震、2016 年熊本地震における上水道管路の地震被害に関して、液状化の影響を受けた被害と液状化の影響のない被害とに分類し、管路被害率の回帰分析を行った。その際、地表面最大速度 PGV だけでなく、PGV の空間勾配である PGV Gradient を地震強度指標として採用した。

検討の結果、液状化の影響を受けていない上水道管路の被害は PGV (相関係数 41%) よりも、PGV Gradient との相関 (相関係数 76%) が高いことが示された。一方、液状化が被害に影響したと考えられる場合には、PGV の方が 1 割ほど大きな相関係数となったが、被害との相関は 6 割程度に留まった。

さらに、熊本地震における熊本市、益城町に回帰式を適用した結果、おおよそ実被害と整合した評価が得られた。

謝辞

熊本市上下水道事業管理者には熊本市の管路データの提供を受け、上水道被害写真を閲覧させて頂いた。福岡大学 村上哲教授には熊本地震の液状化マップ、筑波大学庄司学教授には熊本地震、京都大学松島信一准教授には兵庫県南部地震、東京工業大学松岡昌志教授には東北地方太平洋沖地震の PGV 分布データを提供頂いた。香川大学梶谷義雄教授には、統計学の見地からご助言を頂いた。OYO International の長谷川浩一氏には、GIS やデータの取りまとめについてご指導頂いた。元法政大学学部生茂木さやか氏、横山貴大氏、小林磨央氏、元神戸大学学部生竹内一郎氏には、本研究成果に多大な貢献を頂いた。ここに各位に感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 兵庫県：阪神・淡路大震災の支援・復旧状況、https://web.pref.hyogo.lg.jp/kk41/pa17_000000002.html (2020.4.9 閲覧)
- 2) 厚生労働省健康局水道課、新潟県中越地震水道被害調査報告書、2005.
- 3) 国土交通省都市地域整備局下水道部緊急時水循環機能障害リスク検討委員会、第 1 回委員会資料、リスクの発生による影響の整理と対策の現状、水道関連、https://web.pref.hyogo.lg.jp/kk41/pa17_000000002.html (2020.4.9 閲覧)
- 4) 厚生労働省健康局水道課：新潟県中越沖地震水道施設被害等調査報告書、2007.
- 5) 厚生労働省健康局水道課、東日本大震災水道施設被害状況調査最終報告書、2013.
- 6) 日本ダクタイル鉄管協会：日本ダクタイル鉄管協会発行技術資料—地震と管路について— (2017.1.18 閲覧)
- 7) 厚生労働省健康局水道課：新潟県中越地震水道被害調査報告書、2005.
- 8) 厚生労働省：水道維持管理指針、2006.
- 9) 厚生労働省管路の耐震化に関する検討会：平成 25 年度管路の耐震化に関する検討会、管路の耐震化に関する検討報告書、https://web.pref.hyogo.lg.jp/kk41/pa17_000000002.html (2020.4.9 閲覧)
- 10) 厚生労働省：水道施設の耐震化の推進、<https://www.mhlw.go.jp/stf/seisakunitsuite/bunya/topics/bukyoku/kenkou/suido/taishin/index.html> (2020.4.9 閲覧)

- 11) S.Jeon, T.D.O'Rourke: Northridge Earthquake Effects on Pipelines and Residential buildings, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.95, Issue 1, pp.294-318, 2005.
- 12) Hamada, M., Isoyama, R. and Wakamatsu, K. : Liquefaction-Induced Ground Displacement and Its Related Damage to Lifeline Facilities, Japanese Geotechnical Society, Special Issue of Soils and Foundations, pp.197-205, 1996.
- 13) G&E Engineering Systems Inc.: Seismic Guidelines for Water Pipelines, G&E Report 80.01.01, Revision 0, March 2005.
- 14) 久保慶三郎, 片山恒雄, 佐藤暢彦: 地下埋設管震害の定量的解析, 日本地震工学シンポジウム講演集, Vol.4, pp.655-662, 1975.
- 15) 長谷川浩一, 酒井久和, 若松加寿江, 佐藤忠信: 2004年新潟県中越地震における水道管被害の空間分析, GIS—理論と応用, Vol.13, No.2, pp.41-45, 2005.
- 16) 地盤工学会: 2007年新潟県中越沖地震災害調査報告書, pp.5-9-1-5-9-9, 2009.
- 17) T. D.O'Rourke, Y.Wang, P.Shi: Advances in lifeline earthquake engineering, 13th World Conference on Earthquake Engineering, No.5003, 2004.
- 18) R.Paolucci, C.Smerzini: Earthquake-induced transient ground strains from dense seismic networks, Earthquake Spectra, Vol.24, Issue 2, pp.453-470, 2008.
- 19) H.Sakai, N.Pulido, K.Hasegawa, Y.Kuwata : A new approach for estimating seismic damage of buried water supply pipelines, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2017, Doi: 10.1002/eqe.2869
- 20) 水道技術センター: 平成 28 年熊本地震を踏まえた「地震による管路被害予測式」の見直しに関する検討報告書, 2016.
- 21) 鋤田泰子, 渡部龍正: 兵庫県南部地震における地震外力指標とライフライン被害との関係, 建設工学研究所論文報告集, Vol.54, pp.55-65, 2012.
- 22) 日本水道協会工務部: 阪神・淡路大震災における水道管路の被害と分析, 水道協会雑誌, Vol.65, No.2, pp.39-51, 1996.
- 23) H.Hamada, R.Isoyama, K.Wakamatsu: The Hyogoken-Nambu (Kobe) Earthquake, Liquefaction, Ground Displacement and Soil Condition in Hanshin Area, Association for Development of Earthquake Prediction, The School of Science and Engineering, Waseda University and Japan Engineering Consultants Co., Ltd., 1995.
- 24) 鋤田泰子, 宮本勝利, 佐藤清, 小西康彦, 飛田哲男, 砂坂善雄, 松橋学, 高橋達, 日置潤一: 液状化に起因する上水道管路の被害特性などに関する調査, 地震工学論文集, 第 34 巻, 2015.
- 25) 鋤田泰子, 竹内一朗: 熊本地震における益城町の水道管路被害とその要因に関する分析, 第 8 回インフラ・ライフライン減災対策シンポジウム, 新潟大学, 2018.
- 26) 村上哲: 液状化マップ (20160624 版)
- 27) 松島信一, 川瀬博: 1995 年兵庫県南部地震の複数アスペリティモデルの提案とそれによる強震動シミュレーション, 日本建築学会構造系論文集, Vol.65, No.534, pp.33-40, 2000.
- 28) 産業技術総合研究所: QuiQuake - 地震動マップ即時推定システム -, <https://gbank.gsj.jp/QuiQuake/> (2018.4.9 閲覧)
- 29) 鋤田泰子, 大野顕大: 東北地方太平洋沖地震における宮城県北西部の配水管路被害分析, 平成 24 年度土木学会関西支部年次学術講演会, 2013.
- 30) 熊本地震水道施設被害等現地調査団: 平成 28 年(2016 年)熊本地震水道施設被害等現地調査団報告書, 2017.

8. 上水道のマルチハザード対応

宮島 昌克*¹

8.1 はじめに

近年、地球温暖化に起因していると考えられる短時間集中豪雨が日本各地で発生し、土砂災害を中心に多くの被害が発生している。時間降雨量 50mm を超えるような豪雨が頻発するようになり、下水道の容量を大きく超え溢水するだけでなく、断水も頻発している。豪雨災害の際には、被災後の家屋、家財の洗浄に多くの水が必要となるので、断水が市民生活に及ぼす影響の重大さは地震災害よりも深刻な場合が少なくない。また、昨年 10 月に発生した台風 19 号豪雨災害の現地調査を行ったところ、基幹施設の水没、漂流物や土砂による道路閉塞、洗堀による埋設管の破損など、2011 年東日本大震災の際の津波被害と酷似していることが明らかとなった。このように豪雨災害と津波災害の被害様相が酷似している事例からもわかるように、1 つのハザードに対する対策が他のハザードに対する対策にもなりえる点を考究することが重要であると考えられる。2 つの自然営力(ハザード)が同時に発生する場合を一般的にマルチハザードと呼んでいるが、1 つハザードを経験して抵抗強度が低下したのちに他のハザードを経験する場合も重要であるので、このような場合もマルチハザードと考えることにする。「仙台防災枠組 2015-2030」¹⁾においても「災害リスク削減の取組は、効率的かつ効果的であるために、マルチハザード対応、分野横断的、包摂的、アクセス可能なものである必要がある。」と記されており、マルチハザードを考慮した対策を考えることが重要視されている。

そこで本研究では、上水道事業におけるマルチハザード対応の現状を明らかにすることを目的として、マルチハザードに関する災害対策計画の現状およびマルチハザード対応の課題について、水道事業体にアンケート調査を実施し、その結果を分析した。

8.2 自然災害による上水道の断水被害に関する分析

8.2.1 上水道のハザード別断水被害

それぞれのハザードにおける被害状況を明らかにするため、内閣府の被害状況一覧²⁾より 2007 年から 2017 年の 11 年間に於いて各災害)における断水が発生した災害の回数、断水戸数合計、平均断水戸数、平均断水期間を表 8.1 にまとめた。また、東日本大震災および 2016 年豪雪は断水発生戸数が例外的に著しく大きかったため、参考値として東日本大震災および 2016 年豪雪を除いた場合についても示している。なお、東日本大震災の断水戸数は 2,567,210 戸、2016 年豪雪は 534,169 戸である。

表 8.1 より、平均断水戸数では地震災害において非常に大きくなる傾向があることがわかる。また、平均断水期間も地震災害が最も長く、復旧に時間がかかることを示している。台風・大雨災害においては発災回数が非常に多く、断水戸数や断水期間も比較的大きい値を示している。気温低下・大雪災害について発災回数は比較的少ないものの、2016 年豪雪のように被害が大きくなる場合もある。噴火については、過去 11 年間に於いて断水発生回数が 1 回のみであり、被害は比較的小さかった。

*1 金沢大学理工研究域地球社会基盤学系 (〒920-1192 金沢市角間町)
E-mail: miyajima@se.kanazawa-u.ac.jp

表 8.1 過去 11 年間（2007 年～2017 年）における各災害の断水発生状況

	地震	台風 大雨	気温低下 大雪	噴火
断水が発生した災害の数[回]	9	48	6	1
断水戸数合計[戸]	3138775	600550	564902	399
平均断水戸数[戸/回]	348753	12511	94150	399
平均断水期間(最大)[日/回]	23	13	3	2
※参考値	東日本大震 災を除いた 場合		平成28年豪 雪を除いた 場合	
断水戸数合計[戸]	571565		30733	
平均断水戸数(最大)[戸/回]	71446		6147	

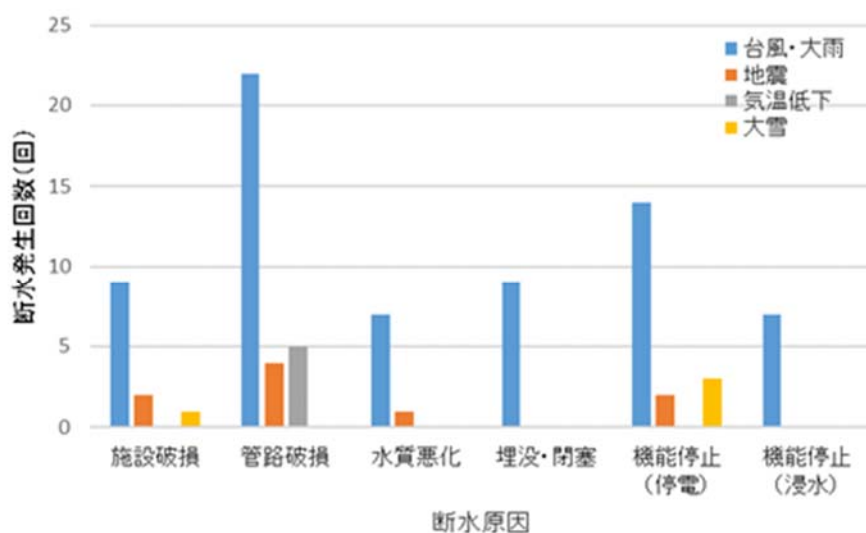


図 8.1 各ハザードによる断水原因別断水発生回数

8.2.2 上水道における各災害による断水状況の把握

各災害について地区毎の断水理由，断水戸数，最大断水期間のデータを抽出し，ハザードの種類，断水理由ごとにデータをまとめた。なお，データは内閣府の被害状況一覧²⁾を用いて 2013 年から 2017 年の 5 年間で対象として抽出した。ここで，断水理由を施設破損，管路破損，水質悪化，埋没・閉塞，施設の機能停止（停電），施設の機能停止（浸水）に大別して，それぞれのハザードについて断水理由別の断水発生回数を図 8.1 に示す。ただし，1 地区について断水理由が複数にわたっているものは省略している。

各ハザードによる断水原因別の断水発生回数は，台風・大雨災害において管路破損の断水原因となった回数が 22 回と最も頻繁に断水が発生し，次いで機能停止（停電），施設破損，埋没・閉塞，水質悪化，機能停止（浸水）の順で頻繁に断水が発生している。次に，地震災害においては管路破損による断水が最も多く発生し，次いで施設破損，機能停止（停電），水質悪化の順で頻繁に断水が発生している。気温低下については，管路，特に給水管の凍結による管路の破損によって断水が発生している。大雪については，機能停止（停電），施設破損によって断水被害が発生している。

表 8.2 アンケート調査の質問内容の概要

【1】 上水道事業に関する防災計画等の策定について
1) 策定されている施策の種類
2-1) 防災計画で策定されている自然災害の種類
2-2) 防災計画で想定されている被害（施設・設備，管路）
3-1) BCPで策定されている自然災害の種類
3-2) BCPで想定されている被害（施設・設備，管路）
【2】 上水道事業に関する複合災害の経験と対策について
1) 複合災害の経験有無
2) 経験したことのある複合災害の名称等
3) 複合災害の想定，防災対策の有無
4) 想定している複合災害の組み合わせ
5) 複合災害に関する防災計画の内容

8.3 全国水道事業体における災害対策計画の現状

8.3.1 アンケート調査の概要

あらゆる自然災害に対する上水道事業体の対策等を調査することを目的に「水道事業を対象とした自然災害とその対策に関するアンケート調査」を行った。本アンケート調査は、全国水道事業体の上水道危機管理担当部署を対象として、選定した 486 事業体に配布した。2019 年 7 月に郵送配布し、回答期限は約 3 週間とした。アンケートは郵送または電子メールによって、330 事業体から回収した。回収率は 67.9%である。質問内容の概略を表 8.2 に示す。

アンケートを回収した 330 事業体について末端給水事業を行う事業体の給水人口規模別区分は、①（30 万人以上）49 事業体、②（15 万人～30 万人）54 事業体、③（10 万人～15 万人）42 事業体、④（5 万人～10 万人）86 事業体、⑤（1 万人～5 万人）65 事業体である。また、その他に一部都道府県水道担当部署 や広域水道企業団などからも回答が得られた。

8.3.2 水道事業体の災害対策計画の策定状況について

a) 策定されている計画施策の種類

回収した全国 330 水道事業体における上水道に関する自然災害対策についての計画施策については、各市町村等の地域防災計画を利用している事業体が 281（85.2%）、水道事業体・水道課独自で防災計画を策定している事業体が 171（51.8%）、BCP（事業継続計画）等のマニュアルを策定している事業体が 186（56.4%）であった。また、その他の施策を策定していると回答した事業体が 22（6.7%）であり、BCP 等を現在策定中が 5 事業体、相互応援に関する協定書等が 2 事業体などであった。ここで、各市町村等の地域防災計画または水道事業体独自の防災計画のどちらか一方でも利用している事業体は 313（94.8%）であり、ほとんどの水道事業体で防災計画は存在していることが分かる。一方で BCP（事業継続計画）等を策定している事業体は 186（56.4%）であり、全体の半分程度となっている。

また、特に BCP 等のマニュアルを策定している事業体について、給水人口規模区分別にそれぞれの策定割合を図 8.2 に示す。30 万人以上の大規模な事業体では 89.8%が策定しているが、15 万人～30 万人では 64.8%、

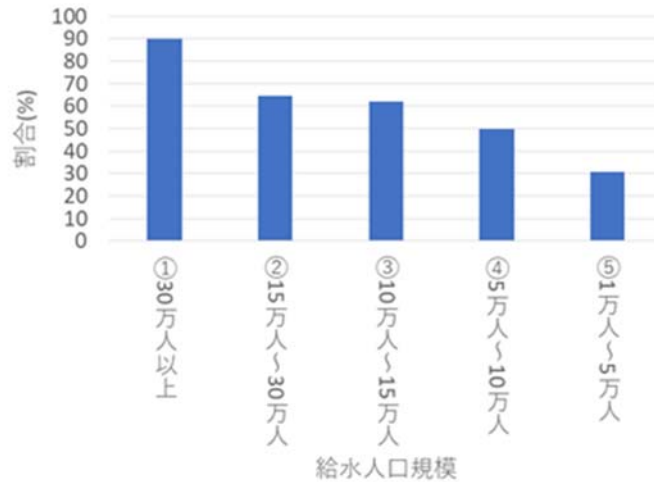


図 8.2 給水人口区分別のBCP等のマニュアルを策定している事業者の割合



図 8.3 防災計画で対象としている自然災害種別

そして 1 万人～5 万人では 30.8%となっており，明らかに給水人口規模が小さい事業者では BCP 等のマニュアルを策定できていない事業者が多いことが分かる。

b) 防災計画で策定されている自然災害と想定被害

アンケートを回収した全国 330 水道事業者のうち，各市町村等の地域防災計画または水道事業者独自の防災計画のどちらか一方でも利用している 313 事業者において防災計画で策定されている自然災害種別と想定被害についての回答が得られた。

まず，防災計画で対象としている自然災害種別について図 8.3 に示す。噴火対策，豪雪対策については地域差があると考えられるため，該当地域でない事業者も示している。防災計画で震災対策を対象としている事業者は 312 (99.7%) であり，ほとんどの事業者で対象とされていた。風水害対策を対象としている事業者は 277 (88.5%) であった。噴火対策，豪雪対策は該当地域ではないとされている事業者を含めても 5 割～6 割程度であった。その他については 56 事業者で回答があり，渇水対策 21 事業者，津波対策 13 事業者，原子力災害対策 13 事業者などであった。

【1】2-2)防災計画等の策定にあたって、想定している被害をお教えください。【施設・設備】（複数回答、n=313）

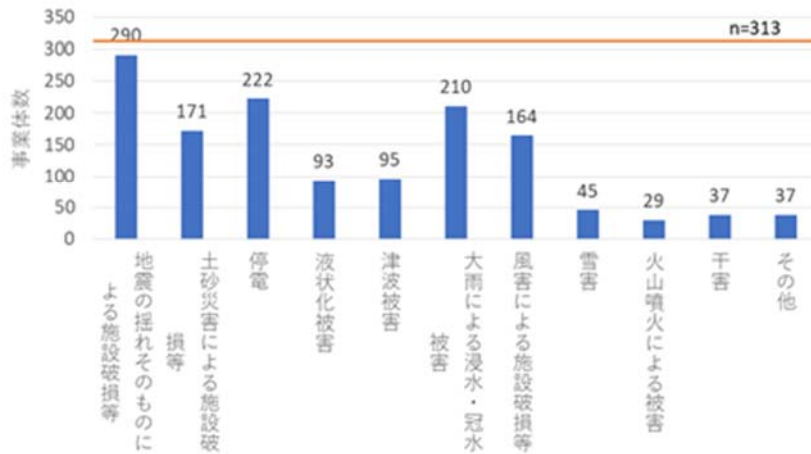


図 8.4 防災計画で想定している被害【施設・設備】

【1】2-2)防災計画等の策定にあたって、想定している被害をお教えください。【管路】（複数回答、n=313）



図 8.5 防災計画で想定している被害【管路】

次に、回答で得られた防災計画において想定している被害について示す。ここでは、想定被害を施設・設備、管路に分類してそれぞれ図 8.4、8.5 に示す。施設・設備被害については、地震の揺れそのものによる施設破損の想定が 290 事業体と最も多く、次いで停電や大雨による浸水・冠水被害を想定している事業体が多い。その他については、水質異常が 10 事業体、個別の被害想定なしが 6 事業体件などの回答があった。管路被害についても地震の揺れそのものによる管路破損の想定が 293 事業体と最も多かった。その他については、個別の被害想定なしが 10 事業体などであった。

c) 防災計画で策定されている自然災害と想定被害

アンケートを回収した全国 330 水道事業体のうち、BCP 等のマニュアルを策定している 186 事業体において BCP で策定されている自然災害種別と想定被害についての回答が得られた。

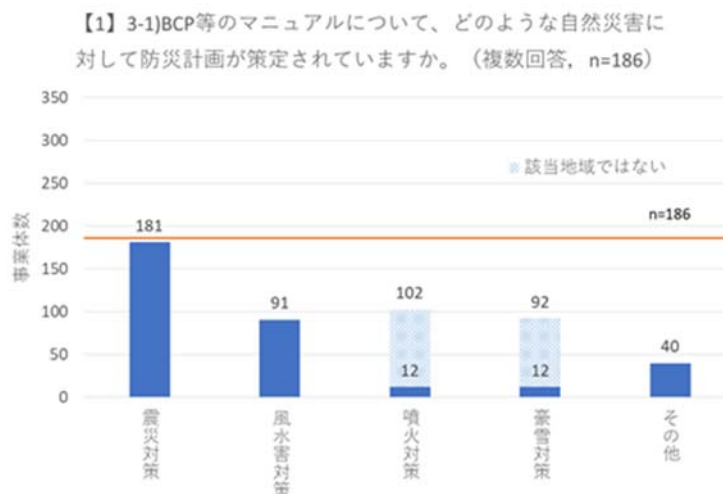


図 8.6 BCP で対象としている自然災害種別



図 8.7 BCP で想定している被害【施設・設備】

まず、BCP等のマニュアルで対象としている自然災害種別について図 8.6 に示す。同様に噴火対策、豪雪対策については該当地域でない事業体も示している。防災計画で震災対策を対象としている事業体は 181 (97.3%) であり、ほとんどの事業体で対象とされていた。風水害対策を対象としている事業体は 91 (48.9%) であり、図 8.3 の防災計画の場合と異なり、割合が小さいことが分かる。ここで、特に BCP において水道事業体は地震災害を他の災害種別よりも重要視していることが考えられる。また、噴火対策、豪雪対策は該当地域ではないとされている事業体も含めると 5 割～6 割程度であった。その他については 40 事業体で回答があり、濁水対策 19 事業体、津波対策 5 事業体、特定の災害種別を想定していない 6 事業体などであった。

次に、BCP において想定している被害について示す。ここでは、想定被害を施設・設備、管路に分類してそれぞれ図 8.7、8.8 にそれぞれ示す。施設・設備被害については、地震の揺れそのものによる施設破損の想

【1】 3-2)防災計画等の策定にあたって、想定している被害をお教えください。【管路】（複数回答、n=186）

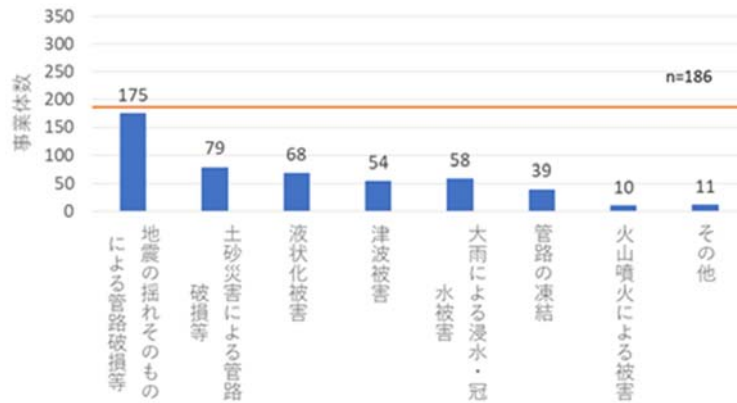


図 8.8 BCP で想定している被害【管路】

定が 172 事業体と最も多く、次いで停電を想定している事業体が多いことが分かる。その他については、水質異常が 3 事業体、個別の被害想定なしが 8 事業体件などの回答があった。管路被害についても地震の揺れそのものによる管路破損の想定が 175 事業体と最も多かった。その他については、個別の被害想定なしが 13 事業体などであり、個別の被害想定はしていない事業体も多く見られた。

8.3.3 水道事業体の複合災害経験と対策について

a) 水道事業体の複合災害経験について

本アンケートにおいて、複合災害を中央防災会議の防災基本計画³⁾から、「同時又は連続して 2 以上の災害が発生し、それらの影響が複合化することにより、被害が深刻化し、災害対応が困難になる事象」と定義している。

アンケートを回収した全国 330 水道事業体のうち、管轄地域において水道事業に影響を及ぼすような複合災害を経験したことがあると回答した事業体は 41 (12.4%) であった。その複合災害としては 2011 年東日本大震災、2004 年新潟県中越地震、2018 年 7 月豪雨などが挙げられている。

b) 水道事業体の複合災害対策の策定状況

水道事業体の複合災害対策の策定状況について、「①複合災害を想定しており、防災対策も計画している」事業体は 79 (24.5%)、「②複合災害を想定しているが、防災対策は計画していない」事業体は 57 (17.7%)、「③複合災害を想定しておらず、防災対策も計画していない」事業体は 186 (57.8%) であった。

ここで、複合災害を想定している (①+②) 136 事業体について、その想定している災害事象の組み合わせのうち、代表的なものを表 8.3 に整理した。本アンケートでは地震災害、津波災害、水害 (津波以外)、土砂災害、風害、豪雪害、火山災害およびその他自由記述の災害種別から複数選択可能ですべての想定している組み合わせについて回答を得ている。なお、表 8.3 の事業体数について、(a)~(h) のそれぞれの組み合わせを含む組み合わせの数を示している。(c) の組み合わせについては(a)および(b)の内訳を示している。

表 8.3 より、水害と風害、土砂災害の組み合わせ、地震災害と津波災害について 50 事業体以上が想定しているとしていた。次いで地震災害と土砂災害、水害の組み合わせを想定している事業体が多かった。また、具体的な組み合わせを想定していない事業体も 39 あった。ここで想定している組み合わせの特徴として、特に(a)、(b)、(e)、(f)のようにあるハザードが他のハザードを誘発するような災害事象の組み合わせが多かった。

表 8.3 複合災害について想定している災害事象の組み合わせ

災害事象の組み合わせ			事業体数
(a)	水害	風害	59
(b)	水害	土砂災害	52
(c)	水害	風害 土砂災害	内(33)
(d)	水害	豪雪害	6
(e)	地震災害	津波災害	61
(f)	地震災害	土砂災害	43
(g)	地震災害	水害	36
(h)	地震災害	豪雪害	9
(i)	地震災害	地震災害	2
(j)	風害	豪雪害	2

c) 水道事業体の複合災害対策の内容について

水道事業体の複合災害対策の内容に関して、防災計画等における対策の計画について「①複合災害を想定しており、防災対策も計画している」79 事業体のうち、ハードそのものを強化するような「施設や管路の強化」を定めている事業体は 65 (82.3%)、「管路の 2 系統化などのバックアップ対策」を計画している事業体は 35 (44.3%)、「応急給水の充実などのソフト対策」を計画している事業体は 61 (77.2%) であった。

また、さらに具体的な複合災害対策についても自由記述として 18 事業体から回答が得られた。複合災害対策として、関係機関との連携強化、受援体制の充実といった協力・連絡体制の整備、訓練の実施、飲料水の確保や応急給水拠点の整備といった応急給水の確保、市民への呼びかけ、基幹管路等の耐震化および設備の強化、配水管路のブロック化や送水ルート of 2 条化といったリスクの分散、災害対応用資材整備計画、施設や管路の耐寒化など、通常の複合災害でない災害対策の延長として計画策定されていると考えられる。また、各種災害対策に準ずる、個別の各災害への対策を複合的に実施する、といった各種災害対策の複合化するという回答も 2 事業体から得られた。

8.4 水道事業体の災害対策計画の課題と考察

水道事業体の災害対策計画の現状に関する課題として、BCP 等のマニュアルを特に給水人口規模が小さい事業体では策定していない場合が多いことなどが挙げられる。さらに、災害対策計画に関して「震災対策」についてはほとんどの事業体で対象としていたが、特に BCP 等のマニュアルでは風水害対策などの他の災害種別について対象としている事業体は半数程度にとどまっている。台風・大雨による断水被害は地震と比べて断水戸数や断水期間は小さい場合が多いが頻度が高く、平成 30 年 7 月豪雨のように大規模な被害となることもある。また、気温低下・大雪についても被害が大きくなることがある。水道事業は特に早期復旧が重要な事業であり、あらゆる災害に対応できる BCP 等のマニュアルの策定を行う必要があると考えられる。

また、水道事業体の防災計画等で想定している被害について、例えば停電被害や土砂災害による施設破損、管路破損などについて、被害経験があるにも関わらず被害を想定していない事業体も存在している。現実的な問題として、人員不足や予算不足を感じていると記述した事業体も存在しており、そのような状況に対応した対策についても考える必要がある。

複合的な災害については、4割程度の事業体しか想定していなかった。また、その想定している災害事象の組み合わせはあるハザードが他のハザードを誘発するような災害事象の組み合わせが多かった。つまり、地震災害が発生して土砂災害が発生するといったカスケード的なものを想定しており、地震災害と豪雪害といったそれぞれ性質的に独立した災害事象の組み合わせを想定している事業体は比較的少なかった。複合的な災害は被害が大規模となり、さらに復旧期間が長くなる傾向がある。そのために、早期復旧・被害軽減を十分に考慮した計画、マニュアルを作成する必要がある。また、複合的な対策については複数の災害種別への対策を合わせて行うほか、より効率的に、複数の災害事象に効果が得られるようなマルチハザード的な対策を考慮するべきである。

8.4 まとめ

近年の水道事業体では特に地震災害への対策が考えられ、緊急時の応急給水や協力体制の整備、耐震管の布設などが進められつつある。しかし、本アンケート調査より、水道事業体の災害対策計画について、特に給水人口規模が小さい事業体ではBCPを策定できていない場合が多いこと、震災対策と比較すると風水害対策や他の災害対策および複合災害への想定をしている事業体が少ないことなどの課題が明らかとなった。今後予想されるさまざまな大規模な災害に対して被害軽減・早期復旧を可能にするためには様々な被害の想定と対応策を考えておく必要がある。

今後の研究課題としては、各ハザードによるリスクの分析と視覚化、水道事業体のさまざまな災害および複合災害への取り組み、複数のハザードに対応できるようなマルチハザード対策の立案などが考えられる。

謝辞：アンケート調査にご協力してくださった各水道事業体の方々に心から感謝いたします。

参考文献

- 1) 仙台防災枠組 2015-2030, 2019/11/3 アクセス, <https://www.mofa.go.jp/mofaj/files/000081166.pdf>
- 2) 内閣府：災害状況一覧, 2019/9/15 アクセス, <http://www.bousai.go.jp/updates/index.html>
- 3) 中央防災会議：防災基本計画（平成30年6月）。

9. ライフラインの劣化に伴う機能低下度の定量化

鈴木 崇伸*¹

9.1 はじめに

日本の都市ライフラインの多くは 1970 年代から 1980 年代に建設され、21 世紀になってから建設量は減少し、維持管理が重視されるようになってきている。さらに人口が減少する局面を迎え、防災対策も新しい観点で見直しが必要とされる。第一に設備の老朽化が顕著になりつつあることに対処する必要がある。設備の建設のピークは日本の高度経済成長期であり、半世紀近くが経過した現在でも、多くの設備が更改されることなく使用されている。経済が拡大するならば古いライフライン施設のリプレースが進むであろうが、その見込みは小さく、現在の設備を使えるだけ使うことになる。第二に既存不適格の問題があり、高度経済成長期の設備は大きな地震の経験がない時代の設計であり、十分な地震力を考えていない設計となっている。1978 年の宮城県沖地震、1995 年の兵庫県南部地震を契機に耐震設計の考え方が大幅に変更されているが、それらに対応していない大量の設備が残されており、前述の理由でリプレースが進む見込みは小さいといえる。

設備の老朽化は統計的に評価することになるが、社会インフラの総点検は 21 世紀になって制度化されており、評価尺度が明確になっていない現状がある。健全でないのは明らかなので「要経過観察」として状態監視を行い、事後保全を行いながら徐々に予防保全に置き換える模索が行われている。また都市インフラの既存不適格は明らかな事実であるが、設備量の多さから対応策は打ち出されていない。しかしながら不十分な地震力を見込んで設計した設備でも一定の耐力は有しており、重要度が低い場合には許容される場合もある。既設の都市インフラでは要求性能の再設定が望まれ、ケースバイケースの対応となる。

老朽化と既存不適格の課題に対して、継続的な「要経過観察」が対処法を見つける有効な手段となる。老朽化の進行を定期的に調査するとともに、大きな地震が起きた時には被災地域の全数調査を行い、地震耐力の評価を行う必要がある。経年により地震耐力は徐々に低下していくと考えられるが、低下度合いを定量化したうえで対処法を考案する必要がある。目標年を決めて中長期的な視野で最善策を模索していく必要がある。

3 年間の研究では、NTT と協同して地下インフラの劣化の影響を明確にする研究を行った。NTT の地下設備は 1960 年代から 1980 年代に建設のピークがあり、21 世紀になって以降はほとんど建設されていない。水道や電力も同様の状況にあり、劣化に伴う機能低下度の定量化は喫緊の課題となっている。地下設備の中でも通信ケーブルを収容する管路に注目して研究を進めた。

*¹ 東洋大学理工学部都市環境デザイン学科（〒350-8585 埼玉県川越市鯨井 2100）
E-mail: tsuzuki@toyo.jp

今回報告するのはねじ鋼管、硬質ビニル管の地震被害率と経年の影響を分析した結果を報告する。

9.2 被害率分析

日本電信電話株式会社（以下 NTT）は日本全国で総延長約 62 万 km という膨大な量の通信埋設管を有しており、管路にケーブルを敷設することにより通信サービスを提供している。NTT の地下管路に利用される管種は主に硬質ビニル管、鋼管、鋳鉄管の 3 種類に分類される。また管路設備が建設された年代により、継手構造が異なっている 1)。現在は差込継手式の硬質ビニル管を標準設備としているが、NTT の地下管路の大半が建設された 1960 年～80 年代はねじ継手式の鋼管と、接着継手式の硬質ビニル管（V 管）を標準設備として採用していた。このため伸縮機能を有していない耐震性の低い設備が多数存在しており、過去の地震において鋼管ねじ継手と硬質ビニル管接着継手の被災が多数確認されている。これらの旧規格設備を耐震性の高い設備に更新していくことが望ましいが、設備量が膨大であることから一挙に更改することは困難である。そこで NTT では設備や設置環境の特性を踏まえて脆弱な設備を抽出する被災予測技術を開発し、耐震対策の優先順位付けを試みている。

NTT の点検データを用いて被害率の傾向分析を行った。表 9.1 は被害データの内訳を整理している。1995 年兵庫県南部地震、2004 年新潟県中越地震、2007 年新潟県中越沖地震、2011 年東北地方太平洋沖地震、2016 年熊本地震では、地下設備の被害が甚大であったため震度 6 以上となった行政区の管路点検が行われた。マンドレルと呼ばれる試験器具を空き管路に挿入して通過できるかを試験した結果となっている。不通過であった場合に管路被害ありと判定する。点検数は東北地方太平洋沖地震が圧倒的に多く、全体の 5 割以上となっている。また鋼管と V 管の設備量は同程度であるが、点検は鋼管で多く行われている。点検の結果として鋼管の被害率は平均で約 4.1%、V 管の被害率は 6.1%となっている。

表 9.1 被害分析に用いたデータの概要

地震	鋼管点検数	鋼管被害数	V 管点検数	V 管被害数
1995 兵庫県南部地震	2607	647	283	43
2004 新潟県中越地震	1698	41	206	12
2007 新潟県中越沖地震	711	89	41	4
2011 東北地方太平洋沖地震	15156	95	327	51
2016 熊本地震	3659	107	2106	72
計	23831	979	2963	182

図 9.1 に使用データの点検時点の経過年の分布を示す。2011 年と 2016 年のデータが多いため、およそ設備全体の経年状況に対応している。30 年から 50 年経過した設備が大半を占めていることが確認でき、1985 年の NTT 民営化前の設備を点検していることになる。

点検箇所ごとに地震動を推定してロジスティック回帰分析を行った結果を図 9.2 に示す。地震動尺として地表最大速度 (PGV) を採用している。点線は全データの回帰結果、赤線は鋼管の回帰結果、緑線は V 管の回帰結果である。鋼管は PGV が 150cm/s 程度で被害率が 4 割程度であり、PGV が 200cm/s 以上では被害率が 8 割以上となっている。一方 V 管はゆるやかな立ち上がりであり、また PGV が小さくても被害があるため 0 にならない。揺れの大きさ以外の要因が大きいことが示唆される。

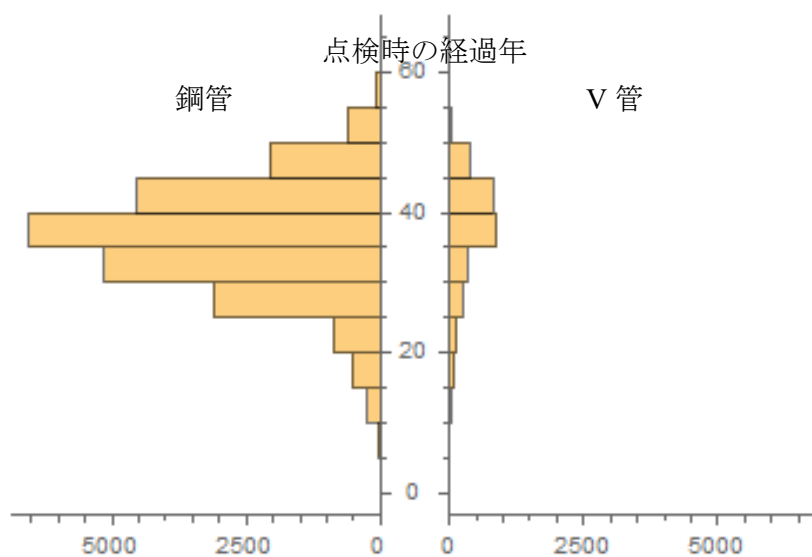


図 9.1 点検データの経過年の分布

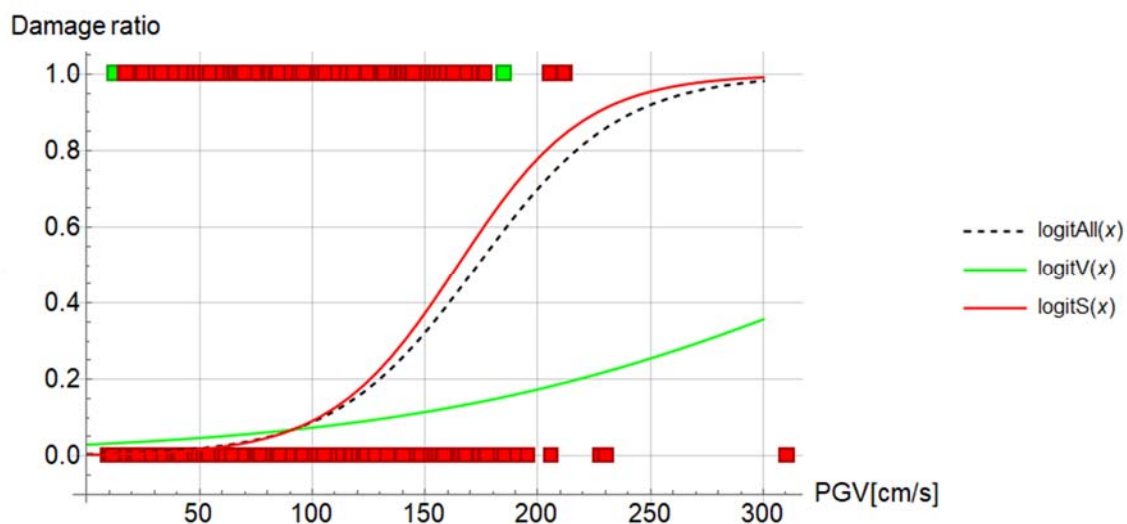


図 9.2 最大速度 (PGV) と地震時被害率の関係

9.3 鋼管の劣化

管路の約半数は炭素鋼で出来ており、外面はポリエチレン被覆、内面は合成樹脂塗料による防食がなされているものの、建設後長時間が経過していることから腐食による問題が今後増加する可能性が高い。腐食によって発生する問題としては錆コブによるケーブルの敷設障害、管路耐震性能の低下などがあり、いずれも均一腐食によるものであると考えられている。これらから通信用の鋼管においては、ケーブル引き通しや耐震性能に直接関係する内面の長期的な均一腐食速度を把握する必要がある。これまでも様々な環境下の設備に対して腐食速度が研究されている。たとえば土壌中の鋼管杭の腐食挙動は長期試験の結果が報告されており、鋼管の質量減少から求めた20年間の腐食速度の総平均は0.009 mm/y程度であった。また海水中で常時浸漬状態の鋼の腐食速度が調べられており、10年間の試験から得られた速度が0.08 mm/y、30年間の試験で得られた速度が0.04 mm/yとなっていると報告されている。

今回対象とする通信用鋼管の内面はマンホールに接続されており、マンホール内の環境に大きく左右されると考えられる。マンホール内部の湿度は多くの場合90%であり、温度は埋設深さにも依るが、岐阜県内のマンホールにおいて夏場は30°C付近まで上昇し、冬期は10°C程度になるという事例があり、外気温の変動にある程度追従すると考えられる。またマンホール内は水分が流入していることがあり、そのままダクトから管路内に流入する場合もある。上記のようなコンクリートに囲まれた浅層の地下設備であるマンホール内環境下での鋼管の均一腐食速度は定まっていない。そこで本検討では、マンホール内の滞留水中での腐食速度を把握するために、事例としてNTTアクセスサービスシステム研究所内のマンホールに供試体を浸漬し、その重量減少を4年に亘り定期的に計測した。またその一つについて腐食生成物を分析し、腐食速度のモデルを検討した上で腐食速度を推定した。

図9.3に実験状況の写真を示している。左は輪切りにした管路の試験体であり、右の写真はマンホール内に試験体を沈めた状況を示している。一定期間経過した試験体を取り出し、腐食深さを計測していく。図9.4に腐食深さと経年の関係を示す。4年間の実験ではあるが、およそ0.02mm/y程度の速度となることが確認された。鋼管杭の実験結果よりも大きく、海水中の実験

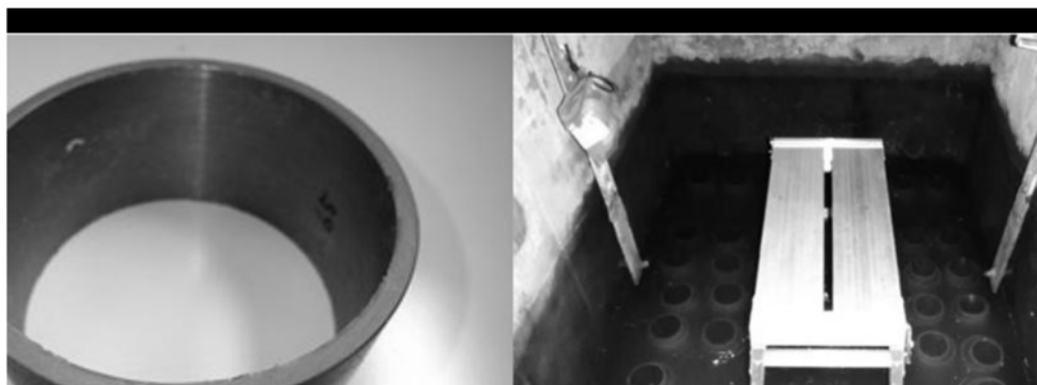


図9.3 実験供試体（左側）と実験の様子（右側）

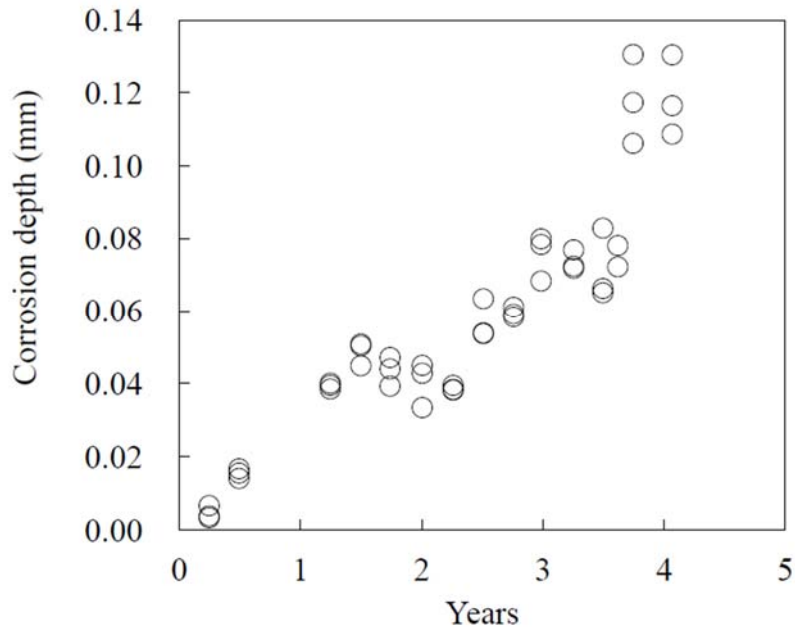


図 9.4 経過年数と腐食量の関係

結果よりも小さい値となっている。杭の埋設条件に比べれば高温になりやすい条件であり、これまでの知見と整合する結果になっている。鋼管の板厚は約 4mm であり、20 年経過で断面積が 1 割減少することが確認された。

埋設条件による差異を詳細に分析していく必要があるが、管路内が水で満たされている条件では腐食が一定速度で進むため、板厚が減少し、対荷力が徐々に低下していく。今後限界状態を設定して管路の寿命予測を可能にする研究を進める予定である。

9.4 V 管の劣化

硬質ビニルは劣化しにくい材料として水道管材に採用され、その後通信管路として仕様化された経緯がある。1985 年以前は接着継手を用いた接続方式となっており、それ以降はゴム輪で伸縮できるように改良した継手に変更されている。しかしながら前述のように建設のピーク時には接着継手が用いられており、劣化の影響や地震力が十分見込まれていない影響が懸念されている。

そこで硬質ビニル管接着継手に対し、耐震性能の定量評価のための特性把握を目的として継手破壊試験及び材料試験、接着剤の化学分析を行った。管路の取り換え工事が行われるのに合わせて、撤去された V 管の継手部分を切り出してサンプルを収集して、継手の強度試験を行うとともに化学試験も行った。化学試験に関して硬質ビニルの材料劣化は管体部ならびに接着部ともに見られず、有機材料の水和反応はゆっくりと進行していることが確認された。

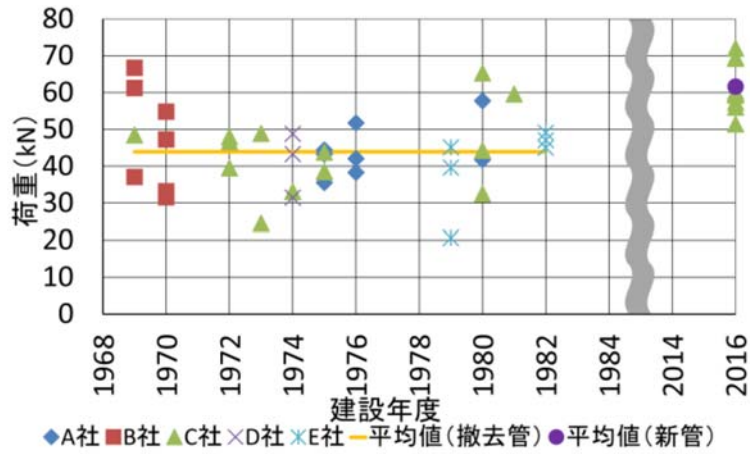


図 9.5 建設年度と最大荷重の関係（単純引張試験）

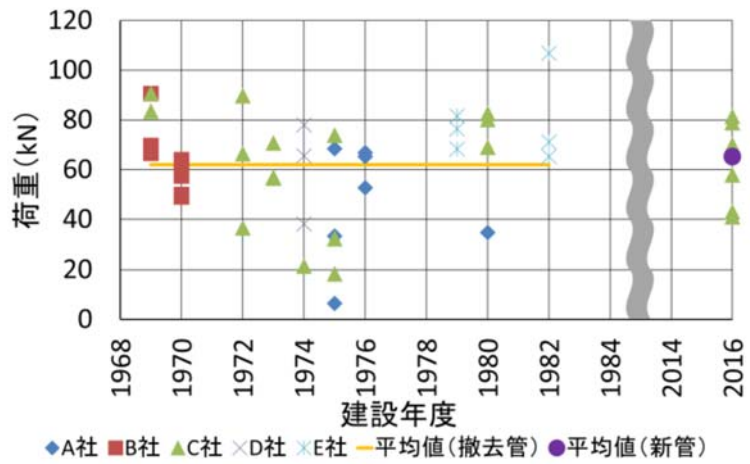


図 9.6 建設年度と最大荷重の関係（単純圧縮試験）

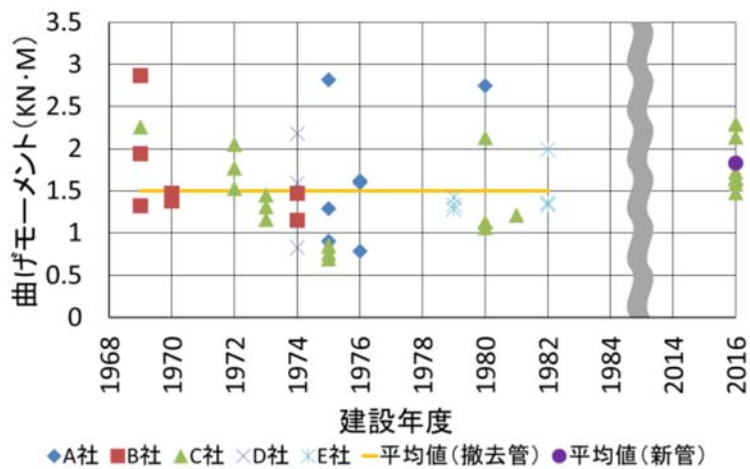


図 9.7 建設年度と最大荷重の関係（単純曲げ試験）

継手試験の結果を図 9.5 から図 9.7 に示す。図 9.5 は引張試験、図 9.6 は圧縮試験、図 9.7 は曲げ試験の結果を示している。図中 2016 の結果は標準的な接着方法で作成した新品の試験結果となっている。集められたサンプルは 1969 年から 1982 年までとなっており、引張強度は 20kN から 70kN、圧縮強度は 10kN から 90kN、曲げ強度は 0.5kNm から 3kNm にばらつく結果となった。13 年のレンジであるが古いものほど強度が小さくなる傾向はみられなかった。

試験の結果より、建設年度やメーカーの違いで破壊荷重に相関関係がないことが確認された。また、材料及び接着剤の劣化も極めて少ないことから、接着継手の持つ強度に大きく影響を及ぼす要素としては、接着剤の量、接着長といった接着方法の良否が関係していることが明らかとなった。また撤去管では接着剤の塗りムラが散見されており、強く接着されている箇所とそうでない箇所が点在している場合に、継手が小片に分裂していると推定したが、原因は明らかではない。経年の影響は小さいが、施工管理が十分でなく、継手の強度が大きくばらつくため、地震時の耐荷力も変動が大きいことが確認された。今後地震被害の要因分析を行っていく予定である。

9.5 小まとめ

通信用の地下管路を対象として、管路の経年劣化と耐荷力の関連の調査分析を行った。地震被害率からみると震度 6 以上の地区において鋼管で 4%、V 管で 6%程度の被害が発生している。揺れの尺度と対比すると、鋼管は振幅が大きいほど被害になりやすく、地動速度で 150cm/s 以上では壊滅的な被害となることが確認された。一方 V 管は速度が大きくなっても被害とならないケースが多く、振幅に関係のない要因が関係していることが示唆された。

鋼管に関して継手の強度試験に加えて、鋼板の腐食速度を確認する実験を行った。実験の結果 50 年で 25%、100 年で 50%の断面減少が予測される。劣化が徐々に進行する鋼管の場合、断面減少率から限界値を決めて、必要に応じて補強・廃棄を進めていく必要があることが明確になった。

一方硬質ビニル管は明確な経年劣化は見受けられず、材料としては健全であることが確認された。しかしながら施工の影響で継手の強度が大きくばらついていることが判明した。施工の影響を定量評価するのは極めて難しい問題であるが、管路の線形や設置環境など関連しそうな要因を調査して、要経過観察の調査項目を整備していく必要がある。

参考文献

- 1) 伊藤 陽, 奥津 大, 末富岩雄, 塚本博之, 鈴木崇伸: 通信用硬質塩化ビニル管と鋼管の被害分析, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学) 76(4), 2020.
- 2) 若竹雅人, 伊藤 陽, 鈴木崇伸: 通信用鋼管ねじ継手に対する種々の実験による破壊条件に関する検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学) 73(4) I_847-I_858, 2017 年.
- 3) 伊藤 陽, 藤本憲宏, 岡村 陽介, 齋藤博之, 鈴木 崇伸: 地下に建設されたマンホール環境における鋼管内面腐食速度モデル (材料と環境 2019 講演大会論文), 材料と環境 = Corrosion engineering of Japan 68(11) 321-325, 2019 年 11 月.

4) 金次 良, 奥津 大, 片桐 信, 鈴木崇伸 : 既設硬質ビニル管の接着継手に関する検証, 2018 年度土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM), 2018.

10. PFS 工法の動的挙動に関する遠心模型実験と数値解析モデルの妥当性

飛田哲男*1

10.1. はじめに

広い範囲に厚い軟弱粘土層が堆積している地盤において盛土を構築する際に、盛土の沈下とそれに伴う周辺地盤の引き込み沈下が生じることがある。そのような地盤の変形を抑制するために、図 10.1(a)に示すような盛土法尻部に支持層まで到達する鋼矢板を施工し、①応力の水平成分の遮断効果と②沈下抑制効果を期待するという「全着底鋼矢板工法(Grounding sheet pile method, 以下 GSP)」が用いられる。しかし、深い支持層に到達する長尺の鋼矢板は施工性、経済性に劣る。そこで、着底鋼矢板と軟弱層内までの打設に留めるフローティング鋼矢板を組み合わせることによって、対策効果を確保しつつ、施工性、経済性を向上させた PFS 工法¹⁾がある。近年では熊本平野などで PFS 工法を耐震対策目的で用いている地点があるが、その動的挙動は未だ不明点が多い。そこで本研究では、PFS 工法の動的挙動把握を目的として、遠心模型実験および有効応力解析を実施し検討する。以下、断りが無い限り数値は実スケールとする。

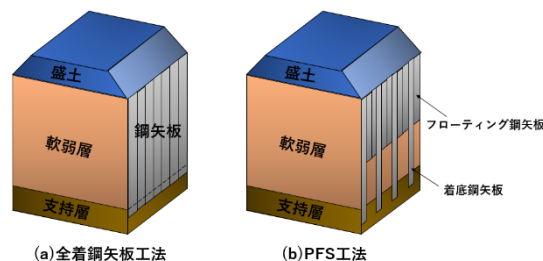


図 10.1 (a)全着底鋼矢板工法と(b)PFS 工法の概要¹⁾

10.2 疑似過圧密粘性土の物理特性について

粘性土地盤を対象とした遠心模型実験では、液性限界を超える含水比に調整した粉末粘土をスラリー化させることによって、土槽内に粘性土を流し込む。その後、粘土表面に予圧密荷重を作用させることによって、所定の強度を有する模型地盤を作成することが多い。しかし、後述する遠心模型実験では、模型地盤の作成に先立って土槽内に鋼矢板模型を設置することから、先述した方法では、予圧密荷重が地盤全体に均等に作用せず、強度が不均一な模型地盤になってしまう。そこで、来島ら(2018)²⁾を参考に、重量比で水/石膏=0.4 となる材料 A、カオリン粘土/水=0.8 となる材料 B を混合することによって、所定の強度を持つ疑似過圧密粘性土を作成する手法を用いた。使用した石膏およびカオリン粘土は、下村石膏(株)のゾーストーン BHS と BASF 社の ASP200 である。本研究では、一軸圧縮強度が 20~30kPa の範囲に収まるように、重量比で材料 A : 材料 B = 0.1 : 0.9 となる配合比で混合した。この疑似過圧密粘性土に対して行った液性限界・塑性限界試験から得られた塑性図(図 10.2)に着目すると、疑似過圧密粘性土の土質分類は CH と MH の中間に位置することがわかる。また、同図には材料として用いたカオリン粘土についてもプロットしているが、疑似過圧密粘性土と同様に CH と MH の中間に分類できることから、疑似過圧密粘性土はカオリン粘土と同様の物理特性を持つと推測される。次に、疑似過圧密粘性土の圧密曲線(図 10.3)に着目すると、石膏を添加したことにより、カオリン粘土が圧密降伏応力 $p'_v=113\text{kPa}$ を示すように過圧密化したことがわかる。また、同図には来島ら(2018)²⁾による一軸圧縮強度を持つ疑似過圧密粘性土の圧密曲線を示しているが、本研究と比べ、低位の特性を有していることがわかる。この理由としては、用いた石膏は同じであることため、材料として用いたカオリン粘土の生産元の違いに起因すると考えられる。このことから、本手法では、用いる粘性土を変更することにより、強度をそのままに、構造の高張りのみを調整できることがわかる。

*1 関西大学環境都市工学部 (〒564-8680 大阪府吹田市山手町 3-3-35)

Email: tobita@kansai-u.ac.jp

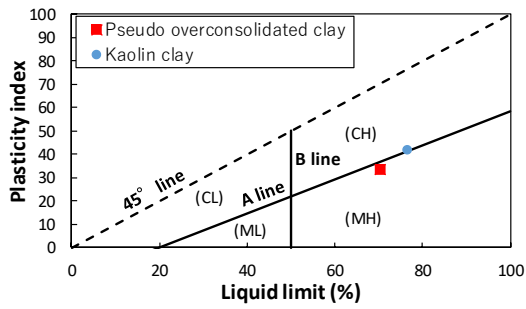


図 10.2 塑性図

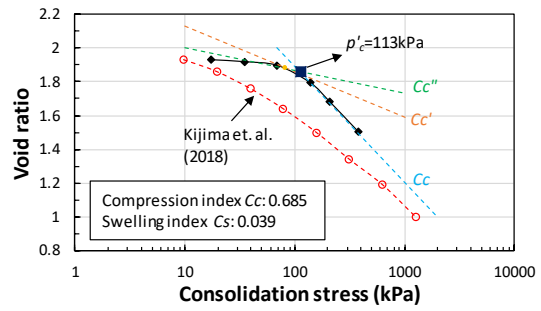


図 10.3 圧密曲線

10.3 遠心模型実験

10.3.1 実験の概要

実験ケースは、無対策地盤(No countermeasure,以下, NOC), 全着底鋼矢板工法(GSP), PFS 工法(PFS)の 3 ケースである。実験土槽には、模型スケールで幅 450mm, 高さ 395mm, 奥行き 200mm の剛土槽を用いる。一例として、図 10.4 に PFS の実験模型を示す。本実験では、同図に示すように盛土の半断面を実験対象としており、層厚 10m の粘性土層に、土層左端から 7.5m の位置に T 字型の鋼矢板模型を設置する。GSP ではこの鋼矢板模型の代わりに長方形の鋼矢板を設置しており、NOC では矢板は設置しない。矢板模型は、土槽底部に設置される底板に垂直に溶接してある。板厚は、鋼矢板模型の曲げ剛性 EI が U 字型鋼矢板 3 型³⁾と一致するよう決定した。粘性土地盤は、先述したように鋼矢板を設置することから予圧密による作成が難しいため、来島ら(2018)²⁾の手法で、一軸圧縮強度が 20~30kPa とする疑似過圧密粘性土地盤とした³⁾。実験の再現性を確保するため、盛土荷重として 10kPa の分布荷重を与える鉄板を載荷する。地表面には変位マーカーとして画びょうを設置する(図 10.5)。計測項目は、地盤内での加速度 4 点 (Acc1~4)、間隙水圧 4 点 (P1~4) と地表面の沈下量および側方変位である。これらに加えて、鋼矢板工法のケース(GSP, PFS)では、鋼矢板の 5 断面で裏表合わせて計 10 点のひずみ(SG1~10)と鋼矢板天端の側方変位を計測する。実験の順序は、矢板-地盤模型作成後、盛土を模擬する鉄板を地表面の所定の位置(図 10.4)に置き、50G の遠心場で 1 時間圧密を行う。その後、遠心装置を停止し 1G 場で地表面の高さ等を計測した後、再度 50G 場に戻してから後述する入力波形で加振する。その後、過剰間隙水圧を消散させるため 1 時間圧密を行う。用いた加振波形は、実スケールで約 36 秒間の継続時間を持ち、前後に 8 秒間のテーパ部を有する加速度約 0.5m/s², 振動数約 1.5Hz の正弦波である(図 10.6)。

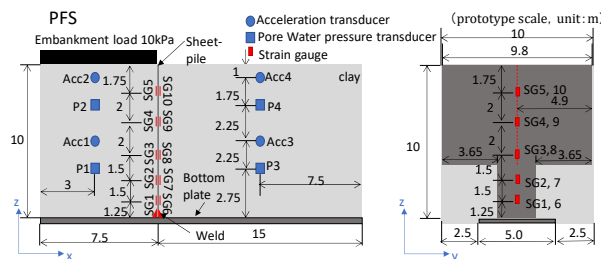


図 10.4 実験模型の概要 (PFS)

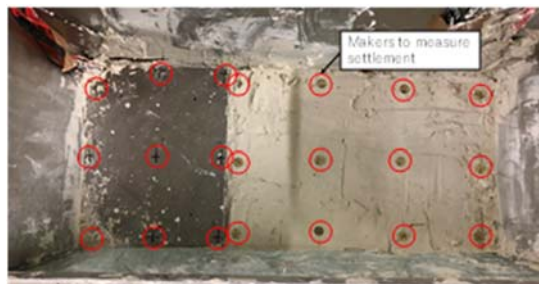


図 10.5 地表面のマーカー

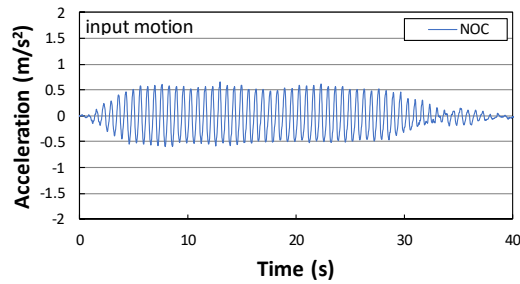


図 10.6 入力地震動(NOC)

10.3.2 実験結果

図 10.7 に示す加速度時刻歴より、PFS の自由地盤浅層(Acc4)の応答加速度が他のケースに比べて約 1.5 倍と大きかったことを除けば、全ケースのすべての測点で約 1m/s^2 の応答加速度振幅となった。このことから、鋼矢板の存在は、周辺地盤の地震動の増幅や減衰には大きく影響しないものと推察される。ここで、PFS の自由地盤部の地表面付近の加速度振幅(Acc4)が他のケースより大きくなった理由は、入力加速度振幅が他ケースよりも約 1.4 倍ほど大きかったことに起因すると考えられる。次に、過剰間隙水圧比(図 10.8)に着目すると、盛土直下にある P1, P2 では過剰間隙水圧比は極めて小さい。一方、自由地盤部では無対策地盤において最大 0.4 程度(P4)の水圧比となっていることがわかる。また、矢板を設置した場合の水圧比に着目すると、GSP, PFS のいずれも無対策よりも小さくなっており、矢板の設置が過剰間隙水圧の上昇を抑えているといえる。これは矢板による地盤の拘束効果によりせん断変形が抑制されたためであると考えられる。

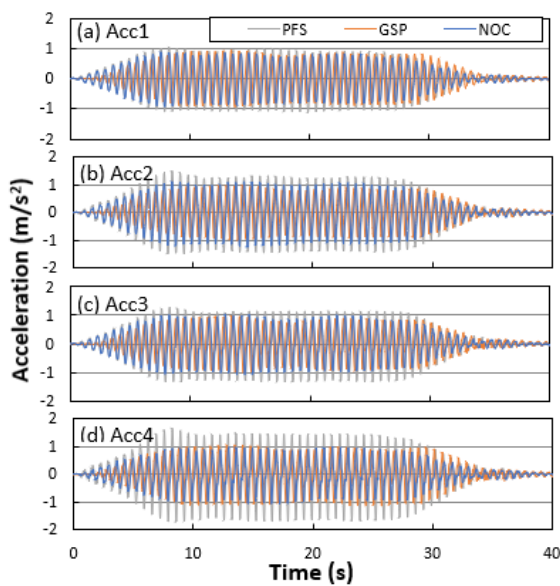


図 10.7 応答加速度時刻歴
(a)Acc1, (b)Acc2, (c)Acc3, (d)Acc4

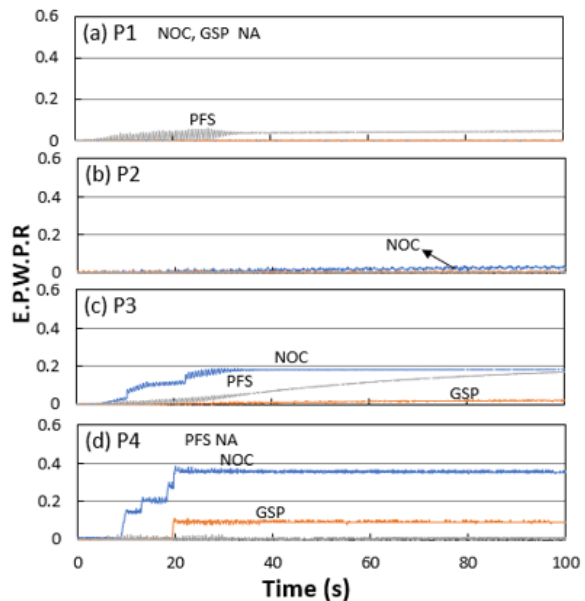


図 10.8 過剰間隙水圧比時刻歴
(a)P1, (b)P2, (c)P3, (d)P4

次に、地表面の沈下量(図 10.3)に着目すると、圧密後、加振 1 時間後、どちらにおいても盛土直下の沈下量が最も大きく、その順序は大きいものから NOC (無対策), GSP (着底矢板), PFS (部分浮き矢板) となっており、鋼矢板工法によって盛土の沈下を抑制できることがわかる。しかし、自由地盤部における沈下量は、PFS の方が他のケースに比べて小さく、GSP よりも対策効果が高いという予想に反する結果となった。この原因としては、例えば、図 10.8(d)に示すように、GSP の過剰間隙水圧比(P4)が PFS よりも大きくなるなど、模型地盤の圧密係数等の地盤条件の違い(ばらつき)に起因するものが考えられる。また、圧密後、加振 1 時間後における鋼矢板天端の側方変位の平均値(表 10.1)を比較すると、PFS では盛土の沈下量が少ないにも関わらず側方変位が大きい。これは、図 1 に示すよう

にPFSではT字型の模型を用いていることから、フローティング鋼矢板（浮き矢板）以下では鋼矢板の幅が小さいため、発揮される曲げ剛性が小さいことが考えられる。他の要因としては、作成した模型地盤の圧密特性とせん断変形特性が実験ケースごとに異なっていた可能性が示唆される。

最後に、図 10.10 に示す圧密後、加振後の曲げモーメントより、GSP、PFS ともに曲げモーメントが降伏モーメントに達していないことから、本実験の変形は弾性領域であったことがわかる。また、曲げモーメントの分布形状は、同図(a)より、GSP では圧密後、加振後ともに弓形の分布となった。一方、PFS では様相が異なり、断面が急変するフローティング鋼矢板下端に曲げが集中している。また、その PFS 矢板の曲げモーメント分布形状は、上部のフローティング鋼矢板では下に凸、下部では上に凸な曲線分布となっており、断面急変部でモーメント分布の曲率が変化している。ただし、曲げモーメント算出に用いた鋼矢板のひずみの値にノイズの影響が見られたため、同分布にもその影響が表れている可能性があることに留意する必要がある。

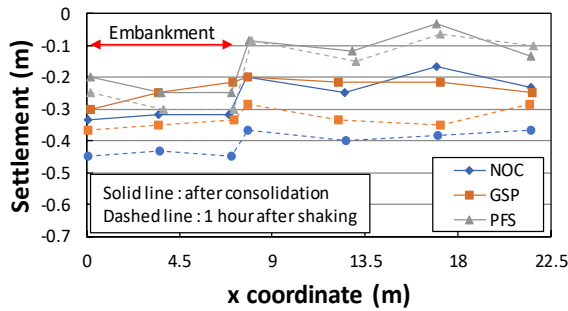


図 10.9 実験ケースごとの地表面沈下量

表 10.1 鋼矢板天端の側方変位と盛土沈下量の平均値

Case	Lateral displacement		Settlement	
	GSP	PFS	GSP	PFS
After consolidation	0.01	0.03	-0.26	-0.23
1 hour after shaking	0.07	0.09	-0.35	-0.28

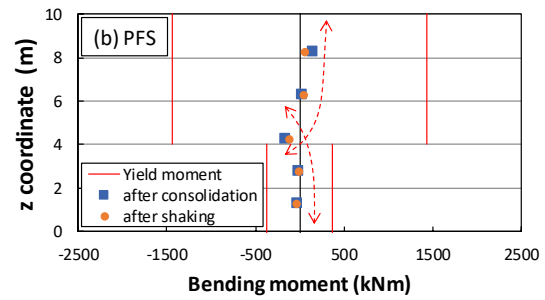
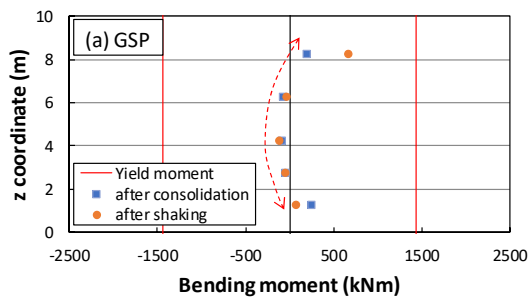


図 10.10 実験の曲げモーメント:(a)GSP,(b)PFS

10.4 有効応力解析

2次元有効応力解析プログラム FLIP⁴⁾を用いて粘性土地盤における PFS 矢板の地震時応答解析を行った。ここで 2次元解析を行った理由としては、粘性土における解析は圧密解析を必要とするため3次元解析で行うと膨大な時間を必要とするためである。また、3次元構造を有する PFS 矢板を平面ひずみ条件下で表現する合理的方法を提示することができれば設計実務において有用であると思われる。

本研究では、多重せん断ばね機構を基本とする構成則である Cookie モデル⁵⁾により粘性土地盤をモデル化している。このモデルは、粘性土の過圧密、 K_0 圧密、2次圧密挙動、せん断ひずみ速度依存性といった特徴を砂質土の構成則であるカクテルグラスモデルに反映したものであり、粘性土の圧密沈下から繰返し挙動までを再現することができる。Cookie モデルのパラメータ(表 10.2)は、主に 10.2 節で示した液塑性限界試験や圧密試験をはじめとする室内試験の結果に基づいている。ただし、パラメータ q_p , q_t については、井上(2019)⁶⁾で示された本研究で用いた疑似過圧密粘性土に対して行った急速一面せん断試験結果のうち、圧密応力 80kPa 時のせん断応力-せん断ひずみ関係を再現できるように決定している(図 10.11)。なお、表 10.2 に示したパラメータの他に、Cookie モデルでは過圧密度を指定するためのパラメータ r_{p0} があるが、これには、メッシュをいくつか分割した上で、それぞれに自重解析から得られる上載圧に対応する値を設定した。

表 10.2 Cookie モデルのパラメータ一覧

基準拘束圧	17.5	拘束圧依存係数	0.5
基準初期せん断弾性係数(kPa)	9920.0	基準初期体積弾性係数(kPa)	35429.2
体積弾性係数低減係数	0.0048	質量密度	1.55
内部摩擦角	38.2	変相角	38.2
透水係数	2.78×10^{-8}	間隙率	0.657
λ	0.943	r_d	1.0
r_{dc}	142.8	q_2	10
q_4	2.0	r_{so}	0.5
r_{skt}	1.0×10^6	q_{so}	0.04
α_c	9.03×10^{-3}	v_{dkc}	6.97×10^{-10}

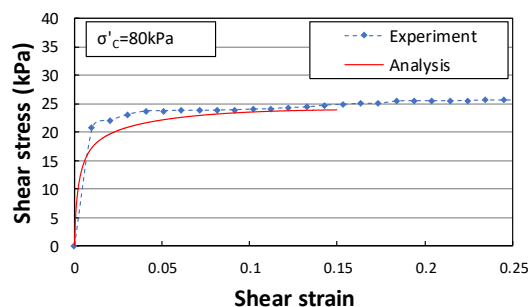


図 10.11 一面せん断試験シミュレーション結果

10.4.1 遠心模型実験の NOC（無対策）、GSP（着底矢板）に対する解析

ここで、解析パラメータの妥当性検証のために、図 10.12 に示す遠心模型実験実験の土層と同様の寸法を持つ解析メッシュを用いて、遠心模型実験の NOC（無対策）および GSP（全着底矢板）に対する解析を行う。使用した解析メッシュは、縦横共に 0.5m である。土層は完全飽和であり、境界条件は、側方が鉛直ローラー、底面が固定境界であり、地表面を排水境界としている。全着底鋼矢板工法では、奥行き方向に一樣であるため平面ひずみ条件が達成されることから、図 10.13(a)に示すように、鋼矢板を線形梁要素によってモデル化しており、鋼矢板によって分離されている両側の地盤要素と鋼矢板要素をジョイント要素によって結合している。ただし、鋼矢板下端については解析の安定性の都合上、地盤節点と鋼矢板節点は結合している。また、はり要素のパラメータには、実験で用いた鋼矢板模型の物性値を入力している。一方、ジョイント要素には、地盤と構造物間の直応力の伝達を行うための垂直剛性 K_n 、地盤と構造物間のすべりを再現するための接線剛性 K_s という 2 つの剛性パラメータがあり、加えて、地盤と構造物間のせん断強度を指定するための内部摩擦角 ϕ と粘着力 c がある。垂直剛性 K_n には $1.5 \times 10^9 \text{ kN/m}^2$ となるべく大きな値を設定し、接線剛性 K_s には、遠心模型実験 NOC と GSP の沈下量の比率を解析で再現できるように $1.0 \times 10^{11} \text{ kN/m}^3$ を用いた。一方、地盤と鋼矢板間のせん断強度は、非排水せん断強度相当が働くとは仮定して、内部摩擦角 ϕ は用いず、粘着力 $c=12.5 \text{ kPa}$ のみを設定した。

解析順序は、以下の通りである。初めに、盛土荷重を除いて、重力加速度 $g=9.8 \text{ m/s}^2$ で自重解析を行う。この際、ジョイント要素の接線剛性は 0 としている。次に、遠心模型実験において遠心力が模型スケールで 1 分間に 1G から 50G まで到達したと想定して、盛土の範囲のみに 2,500 分間にわたって漸増させながら 10kPa 作用させた後、2,500 時間圧密解析を行う。その後、実験と同じく、前後に 8 秒間のテーパ部を有する継続時間 36 秒の加速度振幅 0.5 m/s^2 の正弦波を入力し地震応答解析を 46 秒行う。ここで、地震動の継続時間より 10 秒長く解析を行ったのは、続く圧密解析の安定性を確保するためである。その後、再度 2,500 時間圧密解析を行った。しかし、遠心模型実験を考慮すると、本来は自重解析の際に、重力加速度と盛土荷重の 1/50 のみを作用させ、続く解析で残りの重力加速度と盛土荷重を作用させるべきである。しかし、そのような解析手順を踏まなかった理由としては、解析が不安定となり、計算が収束しなくなるためである。このことから、本解析には遠心加速度の影響は含まれていない。解析結果のうち、Acc1 の位置の応答加速度振幅(図 10.14)に着目すると、実験とは異なり、応答加速度の増幅は見られなかった。しかし、NOC と GSP を比較すると、実験と同じく加速度波形に差は見られない。これは、Acc2-4 でも同様の傾向であり、実験の傾向と調和的である。次に、実験の圧密後、加振 1 時間後に対応する時間の地表面の沈下量(表 10.3)に着目すると、NOC の沈下量は、解析の圧密後を除いて、実験、解析どちらも同時刻の GSP の約 1.25 倍であり、沈下の傾向についても一致している。また、自由地盤の沈下量が NOC と GSP で同程度となっている点についても解析と実験とで一致している。ここで、解析と実験の沈下量の差を取ると、加振 1 時間後の NOC の自由地盤を除いて、すべての時刻、場所で約 0.1m の差となる。これは、遠心加速度を考慮していないことにより、地表面全体の沈下量が解析で過小評価されたためである。以上より、解析では、遠心加速度による沈下量は考慮できていないが、実験時の加振

時および加振後の沈下傾向をおおよそ再現できていると言える。この他にも、GSPの鋼矢板天端の側方変位量は加振1時間後で解析、実験ともに約0.07mとよく一致している。以上のことから、本研究で用いたパラメータは遠心模型実験の傾向をおおむね再現出来ていると考えられる。

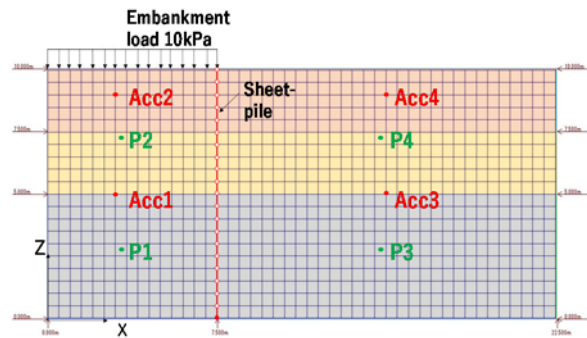


図 10.12 圧密—地震応答複合解析用メッシュ

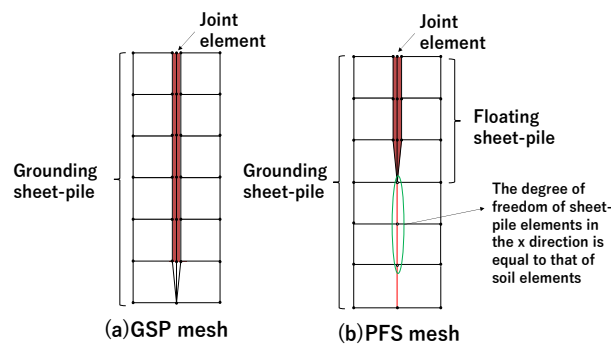


図 10.13 GSP (全着底矢板) と PFS に対する要素、節点の設定方法

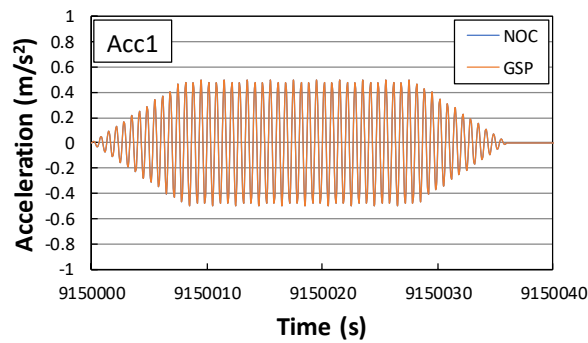


図 10.14 再現解析における Acc1 の応答加速度

表 10.3 実験と解析それぞれの盛土と自由地盤の平均沈下量

Settlement (Experiment, unit: m)				
Case	NOC		GSP	
Place	Embankment	Free field	Embankment	Free field
After consolidation	-0.32	-0.21	-0.26	-0.22
1 hour after shaking	-0.44	-0.38	-0.35	-0.31
Settlement (Analysis, unit: m)				
Case	NOC		GSP	
Place	Embankment	Free field	Embankment	Free field
After consolidation	-0.24	-0.09	-0.16	-0.09
1 hour after shaking	-0.33	-0.19	-0.26	-0.2

10.4.2 平面ひずみ条件でのPFS解析モデル

先に述べたように、提案するPFS工法の解析モデルは、図10.13(b)に示すものである。まず、フローティング鋼矢板間では、奥行き方向に一樣に鋼矢板が続くため、全着底鋼矢板工法と同様のモデル化を行っている。しかし、フローティング鋼矢板以深においては、鋼矢板がない箇所の間隙水の移動が生じる。これを考慮するため、鋼矢板の両側にある地盤節点を結合しており、そのうえで2重節点となった地盤節点と鋼矢板節点の間をジョイント要素で結合している。しかし、これでは直応力の伝達がうまく行われなため、鋼矢板節点と地盤節点の水平方向の自由度を同一化させた。ただし、全着底鋼矢板工法と同様に、鋼矢板下端については、地盤節点と鋼矢板節点を結合している。一方、はり要素とジョイント要素のパラメータは、フローティング部には、GSP（全着底）と同じものを用いている。それ以深の鋼矢板については、梁要素の断面積 A および断面二次モーメント I 、ジョイント要素の接線剛性 K_s を、式(1)に示す鋼矢板の奥行き W_{sp} に対するPFS矢板の着底部分の幅 W_{GSP} の割合を示す「着底比 d 」によって減じて用いた。

$$d = W_{GSP}/W_{sp} \quad (1)$$

$$\begin{Bmatrix} A' \\ I' \\ K'_s \end{Bmatrix} = d \times \begin{Bmatrix} A \\ I \\ K_s \end{Bmatrix} \quad (2)$$

ここで、 A' 、 I' 、 K'_s は、PFS矢板の下部のはり要素の入力パラメータである。

10.4.3 圧密解析

まず、地震応答解析を行わず5,000時間の圧密解析のみを行い、着底比の影響について考察する。図10.15に示すように、P2(図10.12)では、初期には鋼矢板の周辺摩擦のために着底比 d が大きいほど鋼矢板が受け持つ盛土荷重が大きくなるため、発生する過剰間隙水圧比は小さくなる。また、過剰間隙水圧の消散速度に着目すると、着底比 d が小さいケースほど消散速度が速い。これは着底比が小さいほど水平方向の水圧消散が促進されるためである。一方、荷重作用位置の沈下量(図10.16)に着目すると、着底比 (=着底鋼矢板の奥行き幅) が大きくなるほど沈下量が減少しており、既往の研究^{例えば、7)}とも調和的である。以上のことから本解析モデルはPFS矢板を設置した地盤の圧密時の挙動を適切に再現できていると言える。

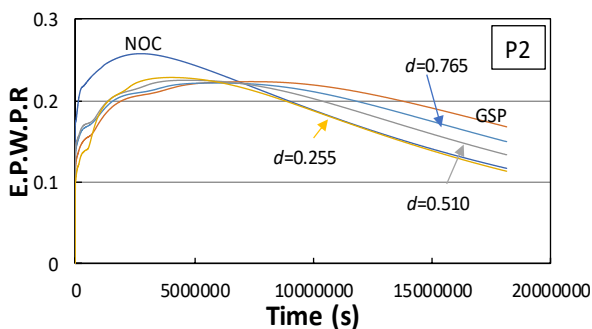


図 10.15 圧密解析における P2 位置の過剰間隙水圧比

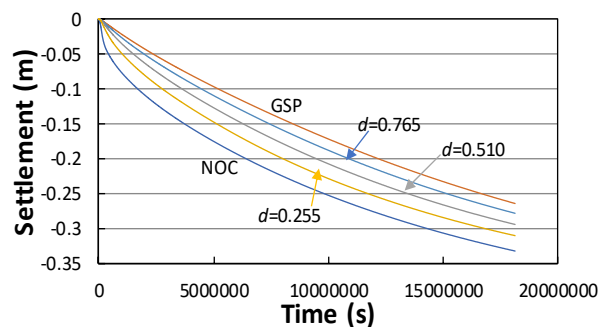


図 10.16 圧密解析における盛土荷重作用位置の沈下曲線

10.4.4 圧密-地震応答複合解析による各対策工の比較

続いて、10.1 節で述べた解析順序で圧密-地震応答複合解析を行った。ここでは、各対策工の圧密-地震複合挙動について把握するために、NOC(無対策地盤)、GSP(全着底鋼矢板工法)、PFS1(フローティング鋼矢板長 6m, $d=0.510$)、PFS2(フローティング鋼矢板長 6m, $d=0.255$)の4ケースおこなった。ただし、今回用いた入力波の加速度振幅最大値は 2.0m/s^2 である。ここで地震動の加速度振幅を大きくした理由は、地震時に生じる地盤変状を大きくし、解析結果を定

量的に比較するためである。

得られた応答加速度のうち Acc2(図 10.17)に着目すると、NOC（無対策）では加速度が大きく減衰しているが、鋼矢板工法ではその傾向はなく、加速度波形は鋼矢板工法間で一致している。これは圧密解析の際に生じた地盤の状態の差が入力地震動の加速度振幅を大きくしたことによって表れたものと考えられる。

図 10.18 に示す水圧計 P2 設置位置における過剰間隙水圧比の時刻歴より、図 10.17 の加速度振幅と同じく、圧密による地盤応力状態の差のために、無対策地盤で鋼矢板工法よりも大きな過剰間隙水圧が発生している。一方、GSP（全着底）と PFS1、PFS2 を比べると、着底比が小さいものほど過剰間隙水圧比が小さい。これは、着底比が小さいほど盛土直下の過剰間隙水圧の消散が早く、地盤の剛性回復が早いためである。

最後に、盛土位置の沈下速度(図 10.19)に着目すると、盛土荷重載荷完了時の沈下速度が NOC（無対策）、PFS2、PFS1、GSP（全着底）の順で大きくなっており、時間とともに GSP（全着底）の沈下速度に漸近していく。加振時を見ると、NOC（無対策）のみ沈下速度が増加しており、他のケースではそのような傾向は見られない。このことから、鋼矢板工法は盛土築造時や地震時などの地盤に外力が作用するときの盛土の沈下速度の急増を抑制できることがわかる。

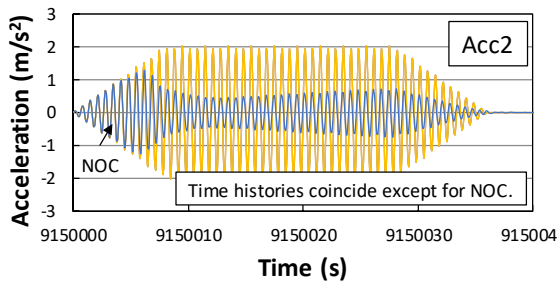


図 10.17 圧密-地震複合解析における応答加速度(Acc2)

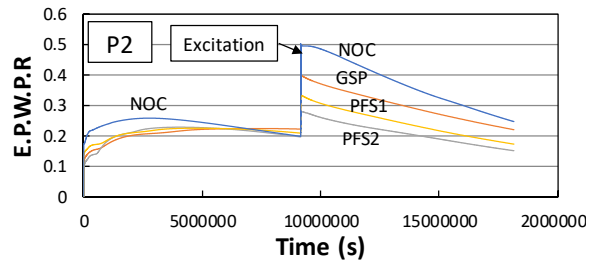


図 10.18 圧密-地震複合解析での過剰間隙水圧比(P2)

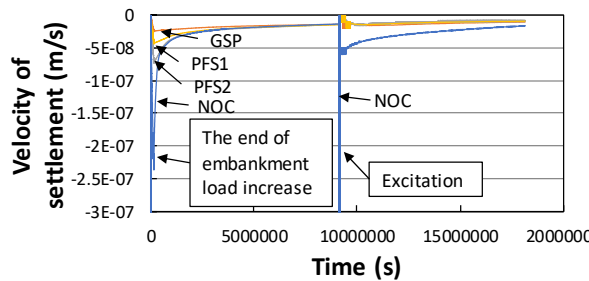


図 10.19 圧密-地震複合解析における盛土位置の沈下速度

10.4.5 地震応答解析による各対策工の比較

10.4.4 節の圧密-地震複合解析では圧密解析を地震応答解析の前に行っているため、応答加速度や過剰間隙水圧比にケース間の違いが見られた。本節では、各対策工の純粋な動的挙動の比較を行うために地震応答解析のみを行った。用いた解析メッシュは高さ 0.5m の盛土の下に、厚さ 30m の完全飽和状態の粘性土層がある解析メッシュである。ただし、今回は鋼矢板間の幅が 4m(図 10.20(a))と 10m(図 10.20(b))の 2 種類の条件を取り扱った。解析ケースは、無対策地盤(NOC)、全着底鋼矢板工法(GSP)、着底比 $d=0.5$ でフローティング鋼矢板長がそれぞれ 13m (PFS1)と 17m (PFS2) の PFS 工法である。解析順序としては、盛土も含めて自重解析を行った後、2016 年熊本地震で観測された地震動 (KiK-net, KMMH16)⁷⁾を入力した。ただし、自重解析の際には、ジョイント要素の接線剛性は考慮していない。

図 10.20(a)の解析メッシュを用いた解析から得られた応答加速度 (図 10.13(a)) と過剰間隙水圧比 (図 10.13(b)) より、加速度波形に大きな非線形性が表れてるにも関わらずケースごとに大きな差は見られなかった。これは図 10.20(b)のメッシュでも同じ傾向にあり、このことから、図 10.17、図 10.18 で見られた応答加速度や地震時の過剰間隙水圧比の発生量の違いは、盛土築造時に鋼矢板が盛土荷重を分担することによって発揮されると考えられる。

最後に、地表面の沈下量(図 10.23(a))に着目すると、鋼矢板工法のケースの盛土中央の沈下量($x=30\text{m}$)が NOC (無対策) に比べて 6~7%減少しており、鋼矢板によって沈下量を抑制できていることがわかる。一方、矢板間距離を 10m に広げた場合、鋼矢板工法の盛土中央の沈下量(図 10.23(b))が NOC (無対策) のものから 8~11%増加している。これは、矢板間距離が伸びたことによって、鋼矢板と地盤間で発揮される摩擦力によって沈下を抑制できなくなったためであると考えられる。このことから、鋼矢板による沈下抑制には鋼矢板間の距離が重要であることがわかる。また、図 10.23 より、鋼矢板工法間の沈下量を比較すると、いずれも盛土近傍では NOC (無対策) よりも沈下量は抑制されていることがわかる。

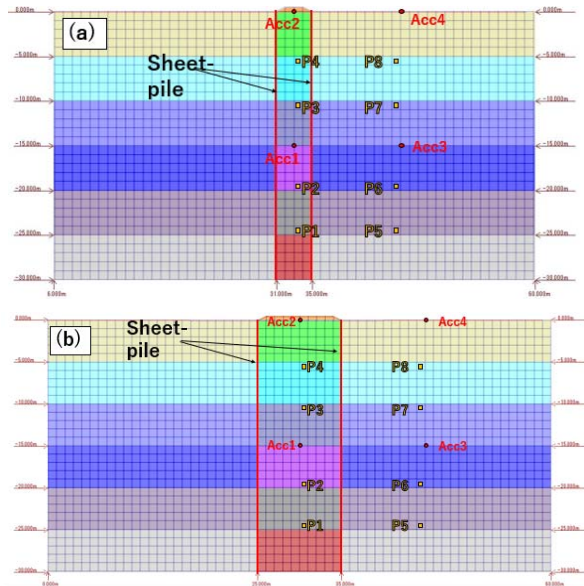


図 10.20 地震応答解析で用いたメッシュ
鋼矢板間の幅: (a)4m, (b)10m

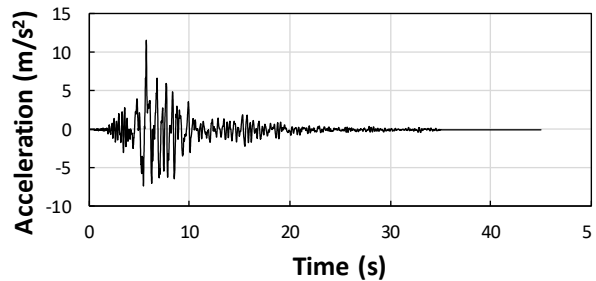


図 10.21 2016年熊本地震地震動(KiK-net, KMMH16)⁷⁾

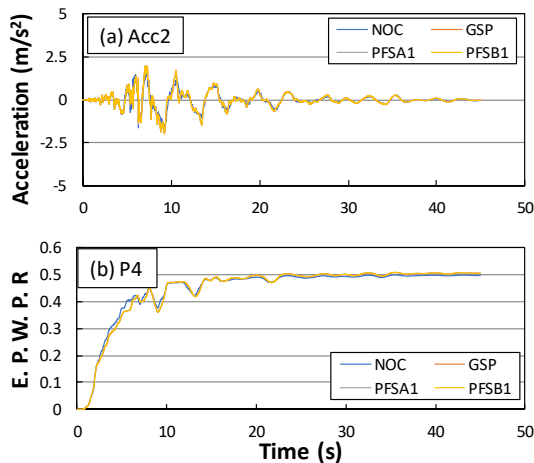


図 10.22 地震応答解析での加速度および過剰間隙水圧比
(a)加速度(Acc2), (b)過剰間隙水圧(P4)

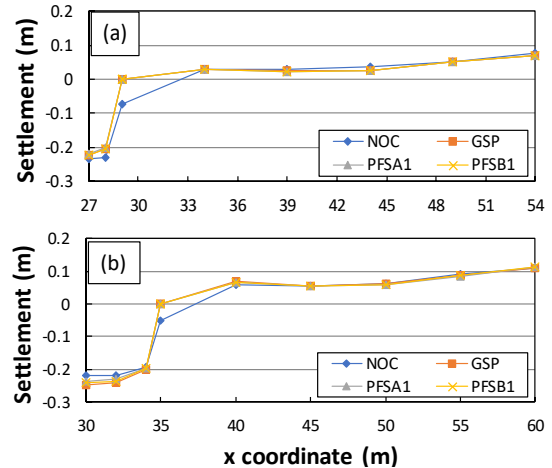


図 10.23 地表面の沈下量:
(a)矢板間距離 4m, (b)矢板間距離 10m

10.5 まとめ

本研究では、新形式鋼矢板工法である PFS(Partial Floating Sheet pile) (部分浮き矢板) 工法の耐震性を検討するため遠心模型実験と有効応力解析を実施した。遠心実験は、50分の1スケール(50gの遠心場)とし粘性土地盤中に盛土半断面モデルを構築した。入力加速度は、最大振幅約 2m/s^2 の正弦波を用いた。実験ケースは、無対策、全着底鋼矢板

工法, PFS 矢板工法の 3 ケースである. 計測は, 地中加速度, 間隙水圧, 地表変位 (沈下, 側方), 矢板のひずみである. 数値解析は, カクテルグラスモデルを土の構成則とする有効応力解析法 (FLIP) を用いた. まず, 遠心模型実験に対する再現解析を行い解析パラメータと妥当性を検証したのち, 全断面モデルに対し, 浮き部分の矢板長さや矢板の間隔を変化させたパラメータスタディーを行った.

本研究より得られた知見は以下の通りである. 1) 鋼矢板工法はせん断変形による盛土の沈下速度の急増を抑制することによって地盤変状抑制効果を発揮する. 2) 鋼矢板工法が地盤の加速度応答特性, 過剰間隙水圧の上がり方に与える影響は小さい. しかし, 3) 盛土築造の際に盛土荷重の一部を鋼矢板の周辺摩擦で受け持つことによって地盤が安定化され, 地震時の過剰間隙水圧の発生や加速度の減衰を抑制することができる. 4) 沈下抑制効果を発揮するためには鋼矢板間の距離が重要である.

本研究に引き続き, 2018 年熊本地震時に報告された, 粘土砂互層地盤における PFS 矢板の耐震性についてその変形特性等, 詳細に検討する必要がある.

謝辞

本研究は, JSPS 科研費基盤研究(A)(17H01287, 代表: 清野純史), JSPS 科研費基盤研究(A)(17H00846, 代表: 飛田哲男)ならびに IPA-TC3 (PHS 工法研究会) の助成を受けたものです.

参考文献

- 1) PFS 工法研究会: PFS 工法 部分フローティング鋼矢板工法 技術資料, 2005.
- 2) 来島尚樹, 肥前大樹, 真鍋壮汰, 上野勝利: 遠心模型実験のための人口粘土材料の特性, 第 53 回地盤工学研究発表会 概要集, pp.1041-1042, 2018.
- 3) JFESP@JFE の鋼矢板-JFE スチール. (www.jfe-steel.co.jp/products/katakou/catalog/dlj-501.pdf) <閲覧日: 2019/1/8>
- 4) Iai, S., Matsunaga, Y., and Kameoka, T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Soils and Foundations*, Vol. 32, No. 2, pp.1-15, 1992.
- 5) 井合進, 上田恭平: ひずみ空間多重せん断モデルによる粘性土の力学挙動の表現, 京都大学防災研究所年報, 第 59 号, pp.92-114, 2016.
- 6) 井上尚央也: 粘土砂互層における地震動時の PFS 工法の有効性に関する研究, 関西大学環境都市工学部卒業論文, 2019.
- 7) 江口稔: 軟弱地盤対策工としての新形式鋼矢板工法の開発に関する研究, 熊本大学修士論文, 2002.
- 8) 防災科学技術研究所 強震観測網(K-NET,KiK-net). (<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>) <閲覧日: 2019/1/8>

11. 無筋コンクリート鉄道橋脚の数値解析手法の開発

古川 愛子*1

11.1 はじめに

1914年に鉄道において初めて鉄筋コンクリートの設計施工基準が規定され¹⁾、鉄筋コンクリート橋梁が全国に普及し始めるようになったが、それまでは、レンガや石積みの橋脚とともに無筋コンクリート橋脚も多く造られた。現在でも、無筋コンクリート橋脚を有する橋梁が在来線において供用されている。近年の地震において、無筋コンクリート橋脚の被害が報告されている^{2),3),4)}。橋脚の典型的な被害形態は、写真11.1⁴⁾のような、打継目での水平ずれと、打継目下側のコンクリート端部の破壊である。水平ずれが過大であったり、打継目下側コンクリート端部の破壊が大きければ、落橋を引き起こす恐れがあり、甚大な被害が予想される。来たる大地震に備え、無筋コンクリート橋脚の地震時安全性を評価し、必要な地震対策を施すことは喫緊の課題である。



写真11.1 2004年新潟県中越地震で被災した魚野川橋梁14P橋脚⁴⁾

しかしながら、無筋コンクリート橋脚の地震時安全性に関する研究事例^{5), 6)}は未だ少ない。これに対して、西日本旅客鉄道(株)は、2015年1月に無筋コンクリート橋脚の縮小模型の振動台実験を実施し、動的挙動の計測および分析が行われた^{7), 8)}。一方、解析的手法による研究事例は未だ不十分であり、無筋コンクリート橋脚の地震時挙動の再現に適した解析手法は確立されていない。

建造物の地震時挙動の代表的な解析手法として、有限要素法(FEM)⁹⁾と個別要素法(DEM)¹⁰⁾が挙げられる。有限要素法は、連続体モデルに基づく境界値問題を数値的に解く手法であり、打継目に水平ずれが生じたりコンクリートが剥落する無筋コンクリート橋脚の地震時被害を再現するには不適であると考えられる。一方の個別要素法は、離散体力学に基づく解析手法の1つである。対象の建造物を剛体要素の集合体としてモデル化し、要素間の相互作用力をばねとダッシュポットで表現する。要素間の破壊をばねの切断または軟化で簡易にモデル化できるため、破壊や崩壊現象の解析に適した手法である。従来のDEMには剛体要素をつなぐばね定数を理論的に導き出すことができないという欠点があった。この欠点を改良した改良版個別要素法(Refined DEM)¹¹⁾では、要素表面をセグメントに分割し、セグメント毎にばねを配置することによって、ばね定数を材料特性から理論的に導くことができるようになった。

以上のことから筆者らは、改良版個別要素法を用いた数値解析によって、無筋コンクリート橋脚の地震時被災メカニズムを解明することを目的に研究を行っている。最初の取り組みとして、2004年新潟県中越地震で被災した魚野川橋梁14P橋脚の地震時挙動のシミュレーションを実施した¹²⁾。その結果、打継目の水平ずれは、実際は30~40cm程度であったのに対し、解析では9cm程度と過小評価となった。水平ずれの過小評価の原因を解明した結果¹²⁾、ばねを要素の頂点と辺に配置したために、要素間の引っ掛かりによって滑動が抑制され、見かけの摩擦係数を過大評価していることがわかった。そこで、ばねの配置を見直し、ばねを要素の頂点と辺には設置せず面のみに設置するように変更した。これにより、摩擦係数を理論通りに表現できるようになった。次にこのばね配置モデルを用いて、無筋コンクリート橋脚の振動台実験の再現解析を行ったところ、滑動が主体でロッキングがほとんど生じない入力地震動600~800galのケースについては、水平ずれを

*1 京都大学工学研究科都市社会工学専攻(〒615-8540 京都市西京区京大大学桂)
E-mail: furukawa.aiko.3w@kyoto-u.ac.jp

良好な精度で再現することができたが、ロッキングによる回転角を大幅に過小評価し、ロッキングが顕著に表れた入力地震動1000galと1200galのケースについては振動台実験の挙動を再現するのに課題を残した¹³⁾。

そこで本研究では、ばねの配置モデルを再度見直し、摩擦係数だけでなく、剛体のロッキング挙動を理論通りに再現できるような、新しいばね配置モデルを提案する。さらに、解析モデルの要素分割方法を見直すことで、振動台実験の1000galと1200galのケースの再現精度を向上することを目的とする。

11.2 改良版個別要素法¹¹⁾

11.2.1 概要

改良版個別要素法は、構造物を剛体ブロック要素の集合体としてモデル化する。従来の剛体ブロックを用いた個別要素法では、ばね定数を理論的に決定することが困難である。これに対し改良版個別要素法では要素表面をセグメントに離散化して(図 11.1 (a))、それぞれのセグメントの代表点にばね・ダッシュポットを設置(図 11.1 (b))した。各ばねは受け持つ面積(セグメントの面積)を有することになり、セグメント毎の力のつり合い式から、ばね定数を物性値から理論的に決定できるようになったことが改良点である¹¹⁾。弾性挙動は要素間に設置する復元ばね(図 11.1 (c))によって表現する。もともと一体となって連続している要素間に設置するばねを復元ばねと定義し、復元ばねによって連結することで一体となって挙動するようにしている。破壊現象は復元ばねの切断によってモデル化している。もともと連続していない要素同士が接触する場合や、復元ばねで連結されていた要素間が、破壊後に再接触する場合に要素間に設置するばね・ダッシュポットを接触ばね・接触ダッシュポットと定義する(図 11.1 (d))。復元ばねと接触ばねのばね定数の算定式は同じであるが、上記のように区別している。接触ダッシュポットは衝突によるエネルギーを消散させるためのものであり、接触ばねと並列に設置する。

11.2.2 解析パラメータ

a) 要素のばね定数

要素間のばねには復元ばねと接触ばねの2タイプが存在するが同じばね定数としている。ばねは要素表面に対して、法線方向(n)と接線方向(s)の両方に取り付けられる。法線、接線方向の単位面積あたりのばね定数は次式で表される。

$$\bar{k}_n = \frac{E}{(1-\nu^2)\ell} \quad \bar{k}_s = \frac{E}{2(1+\nu)\ell} \quad (11.1)$$

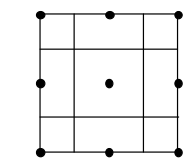
ここに、 E は要素の弾性係数、 ν はポアソン比、 ℓ は要素重心から表面までの距離である。

b) 要素間のばね定数

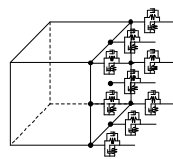
2つの要素A,Bが連続または接触しているとする。要素A,Bの弾性係数を E_A, E_B 、ポアソン比を ν_A, ν_B 、重心から表面までの距離を ℓ_A, ℓ_B で表す。ここでは、式(1)で求めたばねが直列につながっていると想定し、要素間の単位面積あたりのばね定数は次式で与えることとする。

$$k_n = \frac{1}{\frac{\ell_A}{E_A/(1-\nu_A^2)} + \frac{\ell_B}{E_B/(1-\nu_B^2)}} \quad (11.2)$$

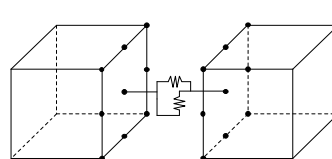
$$k_s = \frac{1}{\frac{\ell_A}{E_A/2(1+\nu_A)} + \frac{\ell_B}{E_B/2(1+\nu_B)}} \quad (11.3)$$



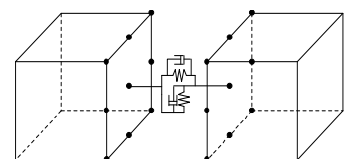
(a) 要素表面の離散化



(b) 複数のばね



(c) 復元ばね



(d) 接触ばね・ダッシュポット

図 11.1 改良版個別要素法の概要

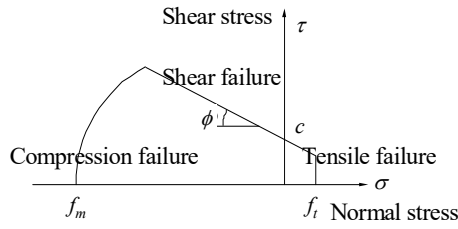


図 11.2 破壊判定

c) 減衰係数

復元ばねで結ばれていない要素 A と B が接触・再接触した際は，要素間には接触ばねに加えて接触ダッシュポットが設置される．減衰定数を h とし，単位接触面積あたりの減衰係数は次のように表わされるとする．

$$c_n = 2h\sqrt{m_{ave}k_n} \quad c_s = 2h\sqrt{m_{ave}k_s} \quad m_{ave} = \rho_A l_A + \rho_B l_B \quad (11.4)$$

ここに， m_{ave} は単位接触面積あたりの要素 A, B の質量の和， ρ_A, ρ_B は要素 A, B の質量密度である．

11.2.3 破壊判定

復元ばねの法線・接線方向の伸びを (u_n, u_s) とすると，法線・接線方向の応力 (σ, τ) は次式で表される．

$$\sigma = k_n u_n \quad \tau = k_s u_s \quad (11.5)$$

法線方向の応力は引張を正とする．復元ばねに発生する応力が弾性限界に達すると，復元ばねを切断することで破壊現象を表す．弾性限界は図 11.2 に示す引張破壊，せん断破壊，圧縮破壊の基準により表現する．

a) 引張破壊

法線方向応力が引張強度 (f_t) を超えたとき，引張破壊が生じる．降伏関数は次式で与えられる．

$$f_1(\sigma) = |\tau| + \sigma \tan \phi - c \quad (11.6)$$

b) せん断破壊

せん断破壊の判定はクーロン摩擦の包絡線を用いる．粘着力 c ，内部摩擦角 ϕ より降伏関数を次式で表す．

$$f_2(\sigma) = |\tau| + \sigma \tan \phi - c \quad (11.7)$$

c) 圧縮破壊

圧縮破壊の判定は既往の研究¹⁴⁾に従い楕円形モデルを用いる． f_m を圧縮強度とし降伏関数を次式で与える．

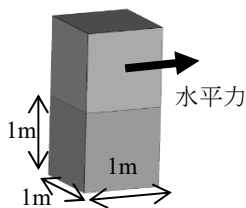
$$f_3(\sigma) = \sigma^2 + C_s \tau^2 - f_m^2 \quad (11.8)$$

過去の研究より構造物の材料パラメータは $C_s = 9$ が用いられている¹⁴⁾．圧縮破壊が発生すれば，式(11.8)が 0 となるように復元力に制約を与えた．

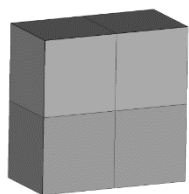
11.2.4 接触力

復元ばねは前節で定義した破壊が発生すれば消失する．接触・再接触の際は，接触ばねと接触ダッシュポットが発生する．この接触ばねは，接触しているときだけ発生するものであるため，圧縮力のみ受け持つ．また，接線方向の接触力は摩擦限界によって制限されているとし，内部摩擦角を ϕ とすると次式となる．

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (11.9)$$



(a) 1要素



(b) 2要素

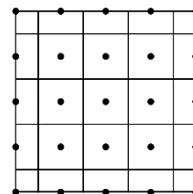


図 11.4 ばね配置モデル A

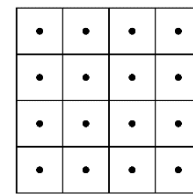


図 11.5 ばね配置モデル B

図 11.3 摩擦係数の再現性検証のための解析モデル

(黒点がばね設置点)

(黒点がばね設置点)

11.2.5 運動方程式

要素の運動は、重心の並進運動の運動方程式と重心回りの回転運動を表す Euler の運動方程式を解くことによって求めた。

11.3 ばねの配置が摩擦係数およびロッキング挙動に及ぼす影響

11.3.1 摩擦係数の再現性向上のためのばね配置の見直し¹³⁾

著者らの既往研究で、摩擦係数を理論通り再現できているかの検証をするために、図 11.3 (a)に示す幅 1m × 奥行き 1m × 高さ 1m の立方体のコンクリートを 1 要素とし、これを上下方向に 2 段に重ねたモデルを考えた。下側要素は固定、上側要素は可動とし、上側要素の重心に水平力を与えた。水平力を漸増させて、滑動が起こる最小の水平力を求めた。比較モデルとして、図 11.3 (b)に示す 2 要素モデル、同様に 3 要素、4 要素としたモデルも考えた。滑動を開始する水平力を上側要素の重量で割ることで、見かけの摩擦係数を求めた。

図 11.4 に示す従来のばね配置モデル (ばね配置モデル A) を用いた場合、滑動面を 1 要素でモデル化したときは入力した通りの摩擦係数を再現できたが、滑動面を複数の要素で分割したときは要素数が増えるにつれて見かけの摩擦係数が増加し、滑動量を過小評価する傾向が確認された。この原因は、ばね配置モデル A では、頂点・辺にばねを設置しているために、頂点や辺同士が接触する際に引っ掛かりが生じ、見かけの摩擦係数を増加させていることがわかった。この問題を解決するために、図 11.5 のように頂点と辺にばねを配置しないばね配置モデル B を提案した。要素間の引っ掛かりが解消され、要素数に関係なく設定した通りの摩擦係数を再現できるようになった。

11.3.2 ロッキング挙動の再現性の検証

a) 剛体のロッキングの運動方程式

ばね配置モデル B では摩擦係数を理論通り再現できるようになったが、剛体のロッキング挙動を理論通り再現できるかどうかを検証できていなかった。そこで、剛体のロッキングの運動方程式である Housner の式¹⁵⁾を数値的に解くことによって得られる解 (ここでは理論解と考える) と改良版個別要素法による数値解を比較することにより検証を行う。Housner の式では、直方体剛体を仮定し、床と剛体間の摩擦係数は十分に大きく、剛体は滑動せずロッキングのみ起こすと仮定している。図 11.6 のように重心に水平加速度 a が加わるときの剛体の O 点回りの回転の運動方程式は次式で表される。

$$I_0 \ddot{\theta} = -WR \sin(\alpha - \theta) + WR a/g \quad (11.12)$$

ここに、 I_0 は O 点回りの慣性モーメント、 θ は物体が傾いたときに物体が鉛直方向となす角、 W は物体の重量、 R は O 点と重心の距離、 α は O 点と重心を結ぶ線が鉛直方向となす角、 g は重力加速度である。

b) 解析条件

Housner の数値解と、ばね配置モデル B を用いた数値解を比較する。要素重心に図 11.7 に示す台形状の加速度時刻歴を与えた。加速度を与えたのは 0.01 秒間であるが、2 秒間の解析を実施した。Housner の式を解く際は、幅 1m、高さ 10m の長方形断面の剛体を仮定した。加速度が入力されて剛体が O 点回りに傾いた後、加速度の入力が完了して剛体は元の位置に戻る。この際、剛体は底面と完全弾性衝突を起こすと仮定し、O 点回りの角速度を引き継ぎ反対側の頂点 O' まわりのロッキングに移行すると仮定した (図 11.6)。

改良版個別要素法を用いて解く際は、幅 1m、奥行き 1m、高さ 10m の直方体剛体を仮定し、1 分割モデルと 4 分割モデル (x 軸と z 軸方向に 2 分割ずつ) の 2 モデルを用意した (図 11.8)。解析諸元を表 11.1 に示す。ヤング率が大きいほどロッキングの周期が短くなるが、ある程度大きな値であればロッキングの周期が一定値に収束すること、ヤング率を大きくしすぎると計算時間間隔を小さく設定する必要が生じることから、収束の得られたヤング率 $1.0 \times 10^{15} \text{N/m}^2$ を用いた。ポアソン比は 0.0 を用いた。Housner の式では、台と剛体間

の摩擦係数は十分に大きく剛体は滑動しないと仮定していることから、摩擦係数には滑動の生じない大きな値 (1.0×10^{30}) を入力した。要素間強度には、破壊の生じない大きな値 (1.0×10^{30}) を入力することで、4分割モデルでは要素間で破壊が生じず、ばねが切れない設定とした。また、Housner の式では減衰を考慮していないこと、台と剛体間の接触を完全弾性衝突と仮定したことから、改良版個別要素法におけるダッシュポットの減衰係数は 0.0 を仮定した。

c) 解析結果

回転角時刻歴の比較を図 11.9 に示す。ばね配置モデル B を用いた 1 分割モデルの改良版個別要素解は、Housner の式¹⁵⁾の数値解（理論解）に比べて回転角の振幅が大きく、周期が長くなることが確認された。

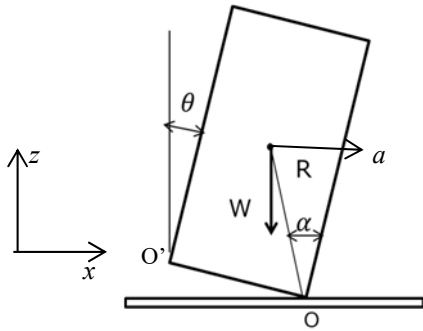


図 11.6 剛体のロッキング運動

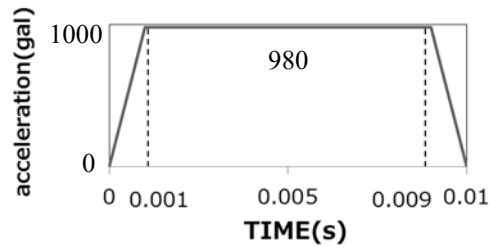


図 11.7 水平加速度

表11.1 ロッキング現象の数値解析に用いた解析定数

(a) 物性値

物性値	値
密度(kg/m ³)	1.0×10^3
ヤング率(N/m ²)	1.0×10^{15}
ポアソン比	0.0

(b) 要素間強度

強度	要素間	要素と台の間
引張強度 f_t (N/m ²)	1.0×10^{30}	0
粘着力 c (N/m ²)	1.0×10^{30}	0
摩擦係数	0	1.0×10^{30}
圧縮強度 f_m (N/m ²)	1.0×10^{30}	1.0×10^{30}

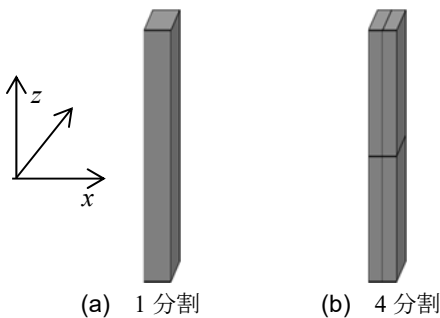


図 11.8 ロッキング検証用解析モデル

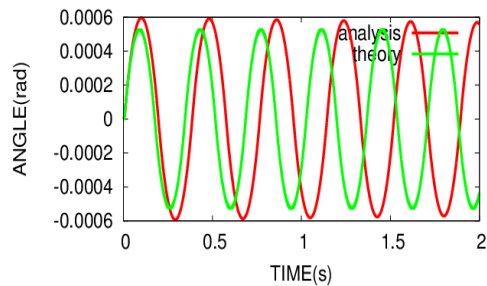


図 11.9 回転角時刻歴の比較（赤：改良版個別要素法（ばね配置モデル B, 1 分割モデル）、緑：Housner の式）

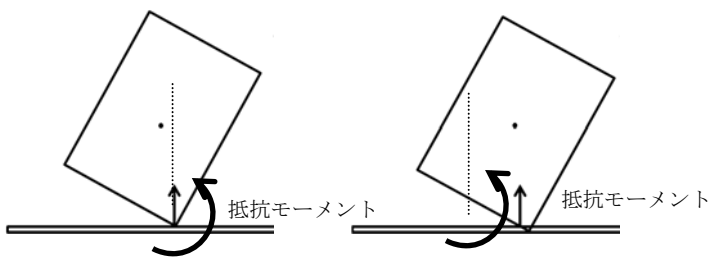


図 11.10 抵抗モーメント

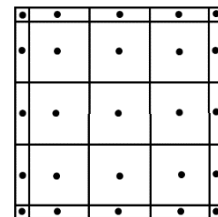


図 11.11 提案する新しいばね配置モデル C（黒点がばねを設置する箇所）

d) ばね配置モデル B の数値解が理論解と異なる理由

解析結果から、ばね配置モデル B では回転角が理論解に比べて振幅が大きく、周期が長くなることが分かった。この原因は、頂点および辺上のばねをはずして、面の中だけにばねを配置したことによって、抵抗モーメントを過小評価してしまったことが原因であることがわかった。つまり、図 11.10 に示すように本来頂点に働く反力が、ばね配置モデル B では頂点に最も近い面上のばねの設置点、すなわち頂点より内側に働くので、ロッキングに対する抵抗モーメントが過小評価されてしまったためであると考えられる。

e) 新しいばね配置モデルの提案

この問題を解決する 1 つの方法として、図 11.11 に示す新しいばね配置モデル C を提案する。ばね配置モデル B において等間隔に配置していたばねを不等間隔にして、頂点と辺の付近にばねを設置するようにした。本研究では、辺の長さを 1 としたときに、両端から 0.002 の長さだけ離れたところでセグメントを分割することとした。そして、内側の 0.996×0.996 の部分を等間隔で分割した。ばねはセグメントの中心に設置するため、両端から 0.001 のところにばねがあり、抵抗モーメントの過小評価を抑えられると考えた。なお、0.001 よりさらに細かくしても結果は大きく変わらなかったため、本研究では 0.001 を採用した。

f) 提案したばね配置モデル C を用いた解析結果

ばね配置モデル C の妥当性を検証するために、前述の解析を行った。解析結果を図 11.12 に示す。ばね配置モデル C では抵抗モーメントの過小評価が改善され、1 分割のときも 4 分割のときも、回転角の振幅も周期も理論値に一致することが確認できた。

また、見かけの摩擦係数を正しく表現できているか別途検証を行ったが、頂点および辺上にばねを設置していないため、頂点・辺同士の引っ掛かりが生じず、摩擦係数を理論通りに再現できていることを確認した。

以上のように、ばね配置モデル C を用いることで、摩擦係数も、剛体のロッキング挙動も理論通りに再現できることを確認することができた。

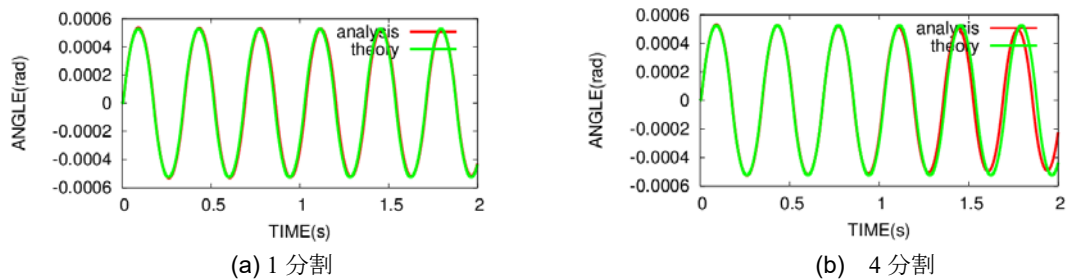


図 11.12 回転角時刻歴の比較 (赤：改良版個別要素法 (ばね配置モデル C)，緑：Housner の運動方程式)

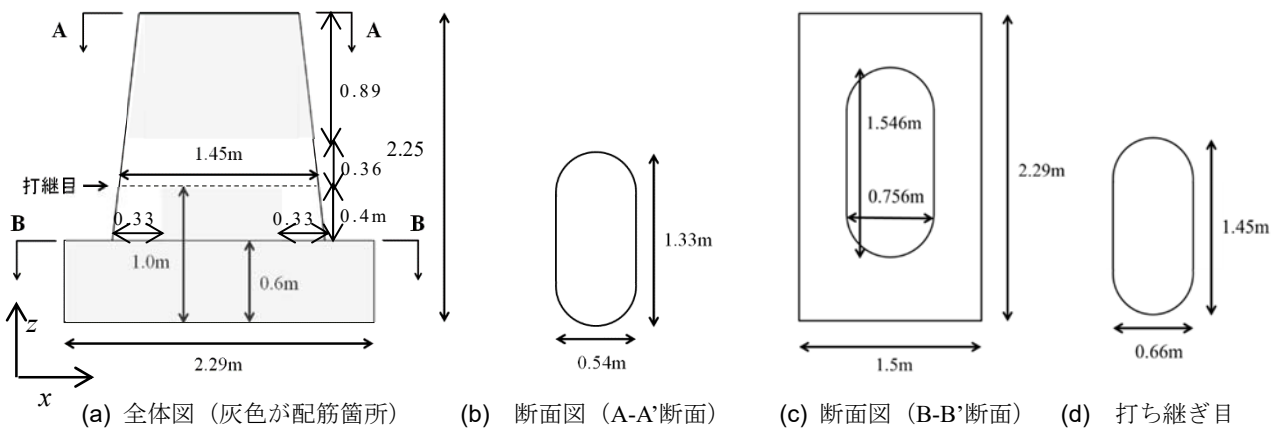


図11.13 供試体断面図⁷⁾

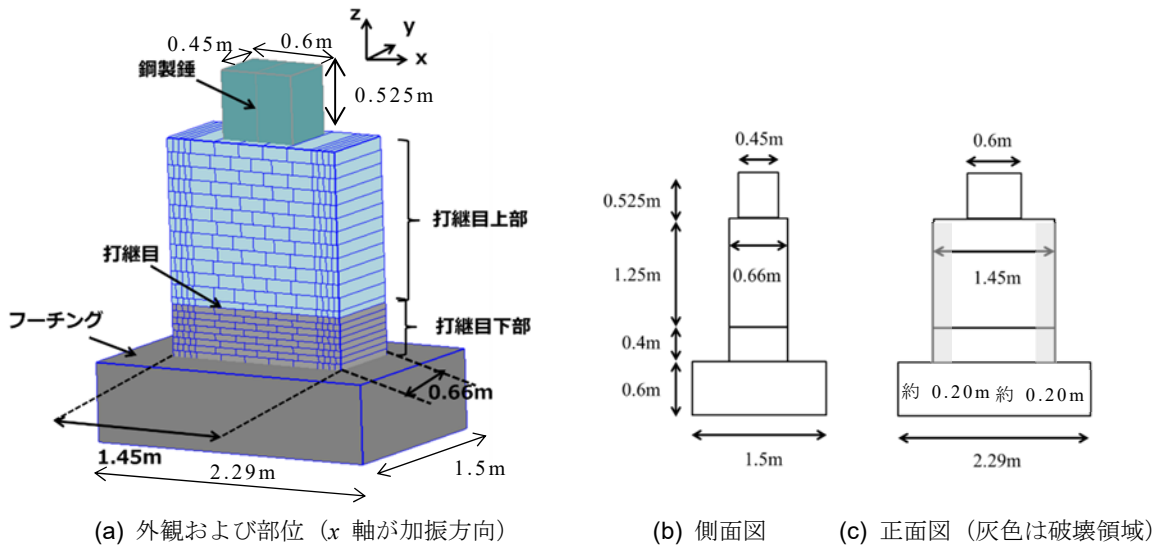


図11.14 解析モデル



図11.15 要素境界での縦割れ

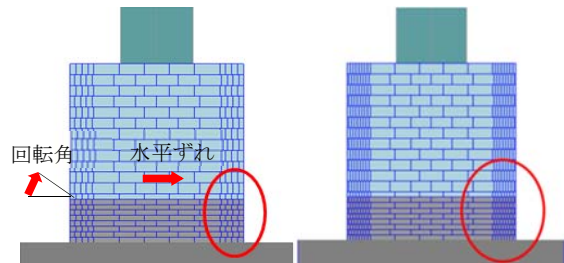


図11.16 破壊領域の要素サイズの異なる2モデル

11.4 無筋コンクリート橋脚の振動台実験の再現解析

11.4.1 概要

2015年1月に西日本旅客鉄道(株)によって行われた無筋コンクリート橋脚の縮小模型の振動台実験^{7),8)}の再現解析を行い、実験結果と解析結果の比較を通して、改良版個別要素法で再現性を確認する。

11.4.2 供試体の概要^{7),8)}

振動台実験の供試体は、一般的な鉄道無筋コンクリート橋脚の1/2.5サイズの供試体である。供試体の寸法は図11.13に示すとおりであり、フーチング底面から1.0mの高さに打継目を有し、上端に近づくほど断面積が小さくなる先細りの形状をしている。断面形状は、長方形の両側に半円がくっついた形となっている。供試体は打ち継ぎ目周辺の破壊が発生し易い部分は無筋であるが、破壊が発生せず実験に影響がないと考えられる範囲には鉄筋が配筋されている。図11.13(a)に鉄筋が配置されている部分を灰色で示す。打継目下側では、打継目より高さ0.4mの部分のうち、加振するx軸方向の両端0.33mの部分は無筋で、それ以外は鉄筋が配置されている。打継目上側では、打継目より高さ0.36mまでは無筋であり、これより上は鉄筋が配置されている。

11.4.3 解析モデル

a) 寸法

解析モデルを図11.14に示す。x軸を加振方向とし、y軸を加振直角方向、z軸を上下方向とする。フーチングは幅2.29m、奥行き1.5m、高さ0.6mの直方体である。橋脚は幅1.45m、奥行き0.66m、高さ1.65mで0.4mの高さ

に打継目を有する。実際の供試体の橋脚部分は、上端に近づくほど断面積が小さくなる先細りの形状をしていたが、簡単のため解析モデルでは先細りを表現していない。また、実際の打継目の断面は、直方体の両側に半円がついた形状であるが、半円形状はモデル化せず、幅1.45m、奥行き0.66mの長方形断面とした。加振はx方向の1方向のみであるから、y方向の要素分割は行わなかった。本研究では、簡単のため供試体の先細り形状を考慮せず、断面の半円形状も考慮していないが、これらを考慮したモデルで解析を行っても、解析結果の傾向に違いはないことを確認している。

振動台実験では桁荷重を考慮するため供試体上部に鋼製錘がH鋼を用いて設置されていた。したがって、同じ重量および同じ重心高さを持つように密度を調整した錘を解析モデル上部に設置した。鋼製錘は幅0.6m、奥行き0.45m、高さ0.525mの直方体要素とした。

b) 要素分割

試験体は直方体要素の集合としてモデル化しており、**図11.14 (a)**に要素の境界を青線で示す。著者らによる既往論文¹³⁾では、**図11.15**のような解析モデルを採用したが、要素境界が縦方向に1直線に並んでいるため、縦割れが生じた。この現象を解消するために、縦方向に要素境界が一直線にならないように、段違いになるように分割することとした。

コンクリートに破壊が生じる可能性のある領域（破壊領域）を、実験で破壊の生じた領域より大きい幅20cm程度と仮定し、破壊領域を荒く分割したモデルと細かく分割したモデルの2通りを考慮した。両端の幅20cm程度の破壊領域を除いては、破壊が発生しないように十分に大きな強度を設定した。

破壊を考慮した領域の要素分割について、**図11.16**のような要素分割が粗いモデルと細かいモデルを用いた。粗いモデルは、奇数段の破壊領域は幅20cmで、幅5cmの要素4つで分割した。高さ方向に互い違いとするため偶数段の破壊領域は幅18.75cmとし、両端の要素の幅を3.75cm、それ以外は幅5cmの要素3つとした。要素の高さは、打継目下部で5cm、上部で10cmとした。総要素数は341となった。細かいモデルは、奇数段の破壊領域は幅20cmで、幅2.5cmの要素8つで分割した。高さ方向に互い違いとするために偶数段の破壊領域は18.75cmとし、両端の要素の幅を1.25cm、それ以外は幅2.5cmの要素7つとした。要素の高さは粗いモデルと同じである。総要素数は533となった。

11.4.3 解析諸元

解析諸元を表 11.2 (a)に示す。コンクリートの物性値は、供試体と同時に打設されたコンクリートコアの要素試験によって得られた値⁷⁾である。鋼製錘の密度は、桁荷重を考慮するために供試体上部に載せられた鋼製錘やH鋼等の総重量と同じ重量を持つように調整された密度であり、ヤング率とポアソン比は一般的な値を用いた¹⁶⁾。打継目を除いてコンクリートは一体となっている。破壊を考慮した領域のコンクリートの要素間強度を表 11.2 (b)に示す。圧縮強度はコンクリートコアの圧縮試験による値である⁷⁾。コンクリートの引張強度は圧縮強度の1/10の値を、せん断強度は圧縮強度の1/4の値を用いた¹⁷⁾。

打継目の強度を表 11.2 (c)に示す。打継目上側と下側のコンクリートは別々に打設され、打継目は表面仕上げをされていることから、引張強度を0とした。圧縮強度は、前述のコンクリートコアの圧縮試験による値を用いた。せん断強度は供試体を用いた摩擦試験の結果⁷⁾を用いることとした。鉛直応力が0の場合にせん断応力も0となるように、粘着力 c を0と仮定して、 $\tau = \mu\sigma$ により近似して決定された摩擦係数を用いた。

表 11-2 供試体の物性値

(a)物性値

物性値	コンクリート	鋼製錘
密度 (kg/m ³)	2.3×10 ³	5.714×10 ³
ヤング率 (N/m ²)	2.2×10 ¹⁰	2.0×10 ¹¹
ポアソン比	0.20	0.30

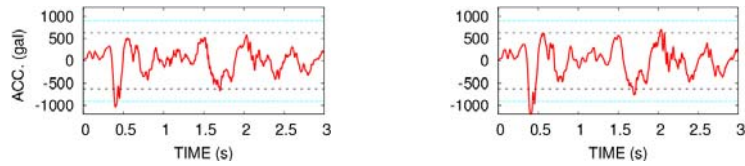
(b) 破壊を考慮した領域のコンクリートの要素間強度

強度	値
引張強度 (N/m ²)	2.784×10 ⁶
粘着力 (N/m ²)	6.96×10 ⁶
摩擦係数	0
圧縮強度 (N/m ²)	2.784×10 ⁷

(c) 打ち継ぎ目の要素間強度

強度	値
引張強度 (N/m ²)	0
粘着力 c (N/m ²)	0
摩擦係数 μ	0.64
圧縮強度 (N/m ²)	2.784×10 ⁷

計算時間間隔は 5.0×10^{-6} 秒とした。



(a) 1000gal (解析入力波形) (b) 1200gal (解析入力波形)

図11.17 振動台の加速度波形⁷⁾ (黒色点線は滑動を起こす加速度, 水色点線はロッキングを起こす加速度を示す.)

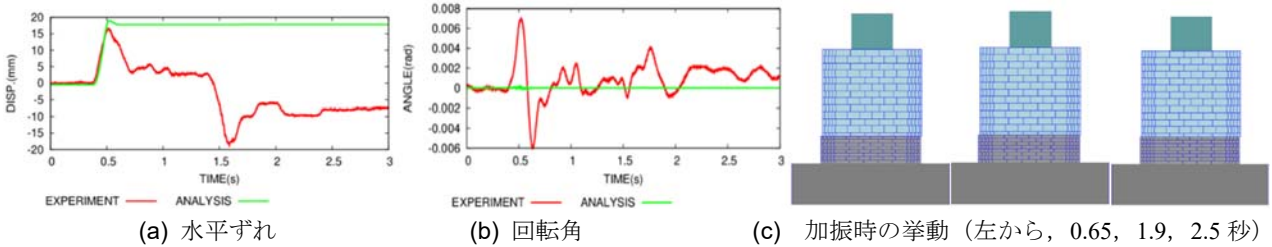


図 11.18 要素分割が粗いモデルの解析結果(1000gal)

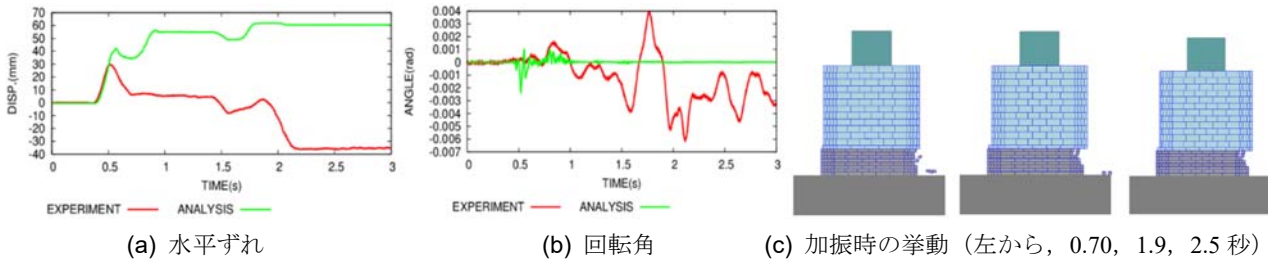


図 11.19 要素分割が粗いモデルの解析結果(1200gal)

11.4.4 入力加速度

振動台実験では、鉄道構造物等設計標準¹⁸⁾の L2 地震動スペクトル II (G2) の地表面地震動に相似則を適用した波形が入力された⁷⁾。具体的には、時間軸が $1/\sqrt{2.5}$ 倍に圧縮された。最大加速度は振幅調整された。

本研究では、滑動とロッキングおよび破壊が生じる 1000gal と 1200 gal のケースを対象とした。数値解析では、振動台上の加速度計で計測された加速度波形⁷⁾を入力した。計算時間短縮のため、供試体が滑動を開始し応答が落ち着くまでの 1.895 秒~14.895 秒の 3 秒間のみ入力した。図 11.17 (a)(b)が入力した加速度波形である。同図の黒い点線は、滑動の生じる最小の加速度を示したものであり、水色の点線は、ロッキングの生じる最小の加速度を示したものである。

11.4.8 解析結果 (要素分割が粗いモデル)

要素分割が粗いモデルの 1000gal と 1200gal に対する解析結果を、図 11.18 と図 11.19 にそれぞれ示す。

1000gal のときは、およそ 0.38 秒で正方向に滑動し始め、残留変位が正方向に生じる。打継目下部の剥離は生じず、ロッキング挙動もほとんど見られなかった。1200gal のときも、およそ 0.38 秒で正方向に滑動し始め、残留変位が正方向に生じた。また、0.5 秒付近でわずかなロッキング挙動が見られ、それと同時に打継目下部が正側において破壊した。しかし正方向に滑動する際に、打継目上部が負側においてごくわずかに破壊が生じた。水平ずれは、いずれの加速度でも、実験において正側で最大値となるまでは解析で概ね再現できているが、その後の負側への滑動を再現することができなかった。

1000gal のときに打継目下部の破壊が生じなかったのは、打継目の滑動量約 2cm に対して、打継目下部の両端の要素サイズが 3.75cm となっていて滑動量より大きいということが考えられる。これに対して、

1200gal の解析では、滑動量が約 4cm であり要素サイズ 3.75cm の方が小さいので、解析で剥離が再現できたと考えられる。以上のことから、滑動量よりも小さい要素サイズを用いる必要のあることがわかる。

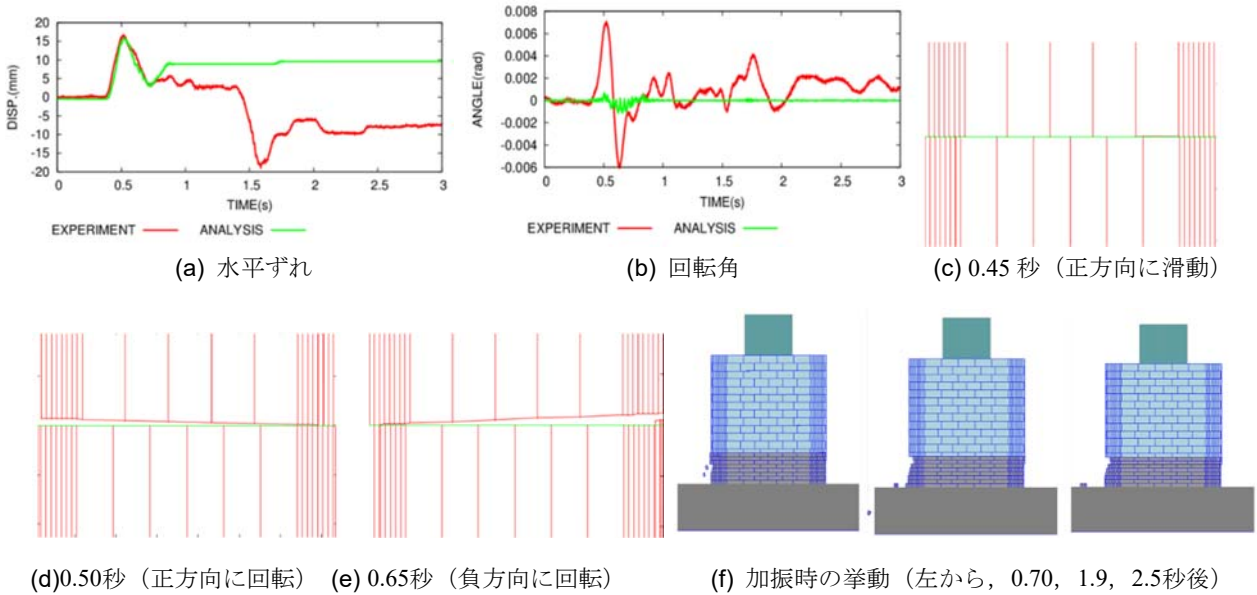


図 11.20 要素分割が細かいモデルの解析結果(1000gal)

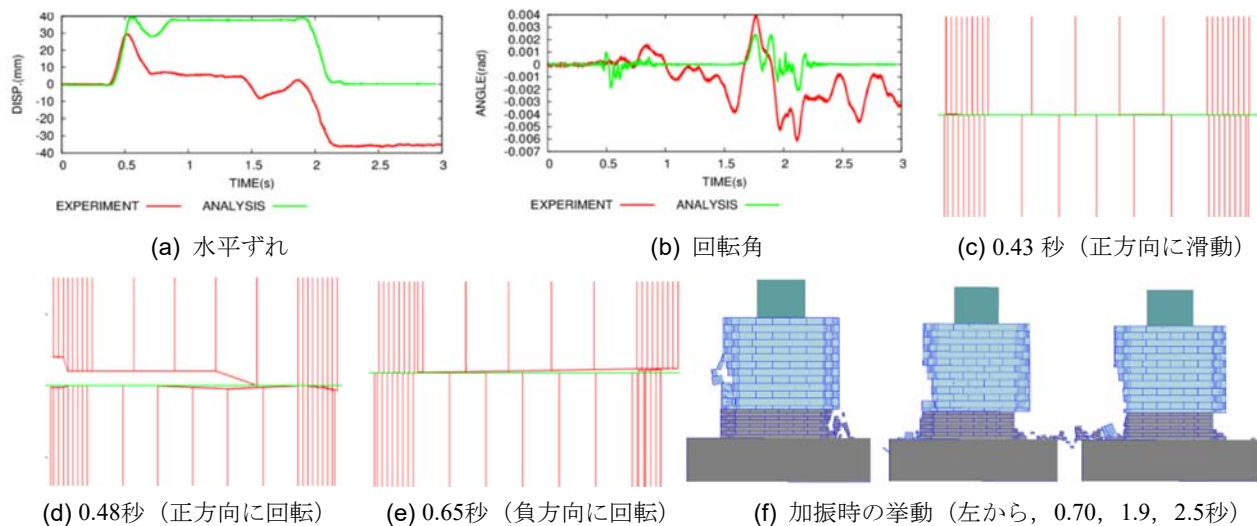


図 11.21 要素分割が細かいモデルの解析結果(1200gal)

回転角については、1000gal のケースでは実験結果を過小評価となったが、1200gal では同じオーダーとなった。この理由として、ばね配置モデルの改善に加えて、1200gal では要素サイズが滑動量より小さいため打継目下側の正側の破壊を再現できたため、回転し易くなったものと思われる。回転角の再現性向上のためには、ばね配置モデルの見直しだけでなく、破壊を再現できる要素サイズであることが重要である。

11.4.9 解析結果（要素分割が細かいモデル）

次に、1000gal のときも打継目下部が破壊するように、打継目下部の両端の要素サイズを1.25cmとした要素分割が細かいモデルの解析結果を図11.20と図11.21に示す。同図(c)(d)(e)の右側の図は、打継目上下の要素の状況を拡大したものである。

1000galのときは、正方向に滑動を始めたのち、振動台実験ほど激しいロッキングではないが、約0.6秒付近でわずかに正方向にロッキングを示し、それと同時に打継目下部の正側に破壊が生じた。その後、負方向に滑動し、0.65秒で負方向にロッキングを示し、打継目下側の負側で破壊が生じた。これは、振動台実験の破壊順序に一致した解析結果となっている。しかしその後、負方向に滑動することはなかった。水平ずれを途中までは再現できたが、破壊状況の再現性が十分でない、それ以降の解析結果に影響を与えるため、変位波形を完全に再現することはできなかった。

1200galの解析でも同様に、まず正方向に滑動を始め、約0.6秒付近でわずかにロッキングが生じ打継目下側の正側に破壊が生じた。しかし、このときに打継目上部の負側にも破壊が生じた。その後、負方向に滑動し、約1.70秒付近でロッキングを示し、打継目下側の負側で破壊が生じた。打継目上側が負側で破壊したことを除けば、破壊の順序は実験結果に一致した。打継目上側が破壊する理由として考えられるのは、正方向に滑動する時に、打継目上側は図11.21 (d)のように正方向に回転した後、打継目下側が正側で破壊し、破壊した要素が落下する過程で図11.21 (e)のように打継目上側を持ち上げ、負方向に回転させてしまうためである。これにより、打継目上下が負側で接触し、正側に滑動する際に摩擦によって打継目上側が負側で破壊してしまうことがわかった。

要素分割が細かいモデルの1000galでは、打継目下側の両端の要素幅を小さくすることで、打継目下部が剥離し実験結果に近づいた。ただし、1200galの解析に関しては、打継目上下の破壊が大きすぎたので今後の検討課題としたい。また、回転角の再現性に課題を残している。これは、打継目下側が破壊する際に打継目上側を持ち上げることに起因すると考えられる。

11.5 まとめ

本研究では、改良版個別要素法の既往のばね配置モデルがロッキング挙動の回転角を過小評価する原因を明らかにし、これを改善する新しいばね配置モデルを提案した。剛体の回転運動の理論式と比較することで、新しいばね配置モデルの妥当性を検証した。さらに、このばねモデルを用いて無筋コンクリート橋脚の振動台実験の再現解析を行った。得られた知見を以下に示す。

- (1) ばね配置モデルBでは、摩擦係数は理論通り再現できるが、剛体のロッキングの回転角の再現性に課題があった。これは、ばねの配置による抵抗モーメントの過小評価が原因であることがわかった。
- (2) ばね配置モデルBでは要素の面上に等間隔にばねを配置していたのに対し、ばね配置モデルCでは不等間隔とし、頂点に近い位置にもばねを設置するようにした。これにより、抵抗モーメントの過小評価が解消され、摩擦係数と、剛体のロッキングの回転角を理論通りに再現できるようになった。
- (3) 振動台実験の再現解析において、要素境界が高さ方向に一直線となるモデルでは、その要素境界に沿って縦の亀裂が生じることがわかった。そこで、要素の境界を段違いにすることで一直線の亀裂が生じることが解消された。
- (4) 打継目下部でコンクリートが剥離する1000gal、1200galの解析では、要素サイズを滑動量より小さくすることで打継目下部の剥離をメカニズム通りに再現できるようになった。しかし、1200galの解析では打継目上部にも破壊が生じた。

今後の課題は以下の通りである。打継目下側の破壊を良好に再現することができたが、打継目上部にも破壊が生じたため、この点も改善することが必要である。この問題を解消するためにも、要素サイズを見直し、打継目上側の持ち上がりを抑制する必要がある。これが、回転角の再現性向上につながると考えられる。

謝辞

西日本旅客鉄道(株)による振動台実験結果を使用させて頂きました。

参考文献

- 1) 山田正隆：鉄筋混凝土橋梁設計心得，土木建築工学社，土木建築工学，1巻7,8号，1914.
- 2) 伯野元彦，藤野陽三，片田敏行，松原勝己：1978年宮城県沖地震被害調査報告－土木関係を主として－，東京大学地震研究所彙報，Vol. 54, pp. 351-398, 1979.
- 3) 盛川仁，福島康宏：2004年新潟県中越地震による土木構造物等の被害，地震工学研究レポート，東京工業大学都市地震工学センター，No. 92, pp. 43-56, 2004.
- 4) 九州工業大学災害調査団：平成16年新潟県中越地震－第二次被害調査速報版－，<http://www.civil.kyutech.ac.jp/pub/kosa/ijikenHP/tyuuetujisin20041025.pdf> (2016年9月4日閲覧)
- 5) 杉崎向秀，小林薫：打継目を有する無筋コンクリートをRC巻き補強した橋脚の正負水平交番載荷実験，コンクリート工学年次論文集，Vol. 29, No. 3, pp. 1093-1098, 2007.
- 6) Choi, E., Rhee, I., Park, J. and Cho, B.S.: Seismic retrofit of plain concrete piers of railroad bridges using composite of FRP-steel plates, *Composites Part B: Engineering*, Vol. 42, No. 5, pp. 993-1336, 2011.
- 7) 鉄道総合技術研究所：西日本旅客鉄道株式会社委託 受託業務報告書 無筋橋脚耐震対策確認試験，2015.
- 8) 坂岡和寛，大坪正行，和田一範，小山倫史：無筋橋脚の打継目移動制限装置による地震対策工法の実験的研究，第37回土木学会地震工学研究発表会講演論文集，Paper No. A21-1102, 2017.
- 9) Zienkiewicz, O. C. and Taylor, R. L.: *The Finite Element Method*, 5th edition, Vol. 1, 2, 3, Butterworth Heinemann, 2000.
- 10) Cundall, P. A.: Formulation of a three-dimensional distinct element model—Part I. A scheme to detect and represent contacts in system composed of many polyhedral blocks, *Int. J. Rock Mech. Min. Sei. & Geomech.*, Vol. 25, No. 3, pp. 107-116, 1988.
- 11) Furukawa, A., Kiyono, J. and Toki, K.: Proposal of a numerical simulation method for elastic, failure and collapse behaviors of structures and its application to seismic response analysis of masonry walls, *Journal of Disaster Research*, Vol. 6, No. 1, 2011.
- 12) 古川愛子，水上輝，清野純史：鉄道無筋コンクリート橋脚の地震時被災メカニズム分析と耐震対策に関する検討，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol. 72, No. 4 (地震工学論文集 35巻)，pp. I_33-I_43, 2016.
- 13) 古川愛子，好川浩輝，清野純史，改良版個別要素法を用いた無筋コンクリート橋脚の振動台実験の再現解析，第36回土木学会地震工学研究発表会講演論文集，Paper No. C23-892, 2016.
- 14) Lourenco, P. B.: Analysis of masonry structures with interface elements, theory and applications, Delft University of Technology, Faculty of Civil Eng., TU-DELFT report no. 03-21-22-0-01, 1994.
- 15) Housner, G. W.: The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 53, No. 2, pp. 403-417, 1963.
- 16) (財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物，丸善，2009.
- 17) (財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，丸善，2004.
- 18) (財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，丸善，2012.

12. 地震時の高速道路ソフト対策立案のための車両シミュレーション

清野 純史*¹

12.1 はじめに

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震によって、太平洋沿岸の国道45号線は被災・寸断された。その一方で、東北自動車道や三陸沿岸道路等の高速道路が迂回路や緊急物資輸送路として大きな役割を果たしたことは記憶に新しい。災害時における高速道路ネットワークが果たす役割の重要性を再認識できる事実であった。

これまで日本で発生した地震においては、高速道路上での車両密度があまり高くなかったことから、多重衝突等の大事故は確認されていない。しかし、今後高確率で発生するとされる南海トラフ巨大地震などの大地震が首都圏及び大都市近郊の車両密度の高い高速道路付近で発生すると、多重衝突のような大事故や道路側壁等との接触が発生する可能性が十分考えられる。復旧・復興物資の輸送ルート等としての高速道路の役割を考えると、このような多重衝突が被災時の初期対応の遅れを引き起こしかねない。そのため、地震時に高速道路上で発生する事象を予測し、その対策を講じておく必要があると考えられる。

高速道路上の走行車両は、前方及び後方を走行する車両との相対関係、すなわち変位差・速度差を調整する追従走行を行うことで交通流全体の安定性を維持している。しかし、この追従走行をモデル化した検討によると、地震時には急なブレーキ操作が主要因となり、車両衝突が発生する可能性があることが指摘されている¹⁾²⁾。先述の高速道路が緊急時に果たす役割を考慮すると、地震時に生じるであろう衝突等の被害を予め把握し、運転者や車両に対する適切なソフト対策を考えておくことは南海トラフ巨大地震の発生が予測される中、急務となっている。

そこで本研究では、ハンドルを操作するドライバーの予測を組み込んだ新たなハンドル操作モデルと、車両対車両・車両対構造物の衝突モデルを提案し、地震時に高速道路を走行する車群の挙動解析を行うことによって、衝突発生後の車両挙動解明に資する基礎資料の構築を図る。

12.2 車両挙動解析手法

12.2.1 車両モデル

本研究では、主に自動車工学の分野で使用される図12.1に示すモデル³⁾⁴⁾⁵⁾を用いて解析を行った。車両の前後方向をx軸、左右方向をy軸、上下方向をz軸とし、それぞれの座標軸における並進と回転を考慮した6自由度車両モデルである。図12.1右において下のバネはタイヤの剛性を、上のバネはサスペンションのバネをそれぞれ表している。また、上の質点1は車体本体質量を表し、下の質点2はタイヤの質量を表している。

なお、各車両の運動方程式は次式で表される。式(12.1)、(12.2)は車両水平方向、式(12.3)、(12.4)は垂直方向の運動方程式を示す。

$$\begin{aligned} m(\ddot{u} - vr + \ddot{X}_g \cos \psi + \ddot{Y}_g \sin \psi) \\ = \sum_i \sum_j (F_{xij} \cos \delta_{tij} - F_{yij} \sin \delta_{tij}) + F_{xin} \end{aligned} \quad (12.1)$$

*¹ 京都大学工学研究科都市社会工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)
E-mail: kiyono.junji.5x@kyoto-u.ac.jp

$$m(\dot{v} + ur - \ddot{X}_g \sin \psi + \ddot{Y}_g \cos \psi) = \sum_i \sum_j (F_{xij} \sin \delta_{tij} + F_{yij} \cos \delta_{tij}) + F_{yin} \quad (12.2)$$

$$m_1(\ddot{\zeta}_{i1} + \ddot{z}_{in}) + c_{i1}\dot{\zeta}_{i1} + c_{i2}(\dot{\zeta}_{i1} - \dot{\zeta}_{i2}) + k_{i1}\zeta_{i1} + k_{i2}(\zeta_{i1} - \zeta_{i2}) = 0 \quad (i = 1 \sim 4) \quad (12.3)$$

$$m_2(\ddot{\zeta}_{g2} + \ddot{z}_{in}) + \sum_{i=1}^4 c_{i2}(\dot{\zeta}_{i2} - \dot{\zeta}_{i1}) + \sum_{i=1}^4 k_{i2}(\zeta_{i2} - \zeta_{i1}) = 0 \quad (12.4)$$

式(12.1), (12.2)について, u は x 軸方向速度, v は y 軸方向速度, ρ はヨー角速度, m は車両の慣性質量, δ は前輪操舵角 (ハンドル操舵角) を表す. d^2X_g/dt^2 , d^2Y_g/dt^2 はそれぞれ地震動により入力される絶対座標系 X, Y 方向の加速度であり, ψ は車体ヨー角を表す. また, F_{xij} はタイヤに作用する駆動・制動力, F_{yij} はタイヤに作用する横力である. インデックスの i はタイヤの前後輪を, j は左右を表す. F_{Xin} , F_{Yin} はそれぞれ車体に加わる衝突などによる外力を表す. 式(12.3), (12.4)について, z_m は路面からの上下動変位入力であり, ζ_{ij} はタイヤ位置 i ($1 \sim 4$) における質点 j ($1 \sim 2$) の地面に対する相対変位を表す. c_{ij} , k_{ij} はそれぞれ, タイヤ位置 i におけるタイヤ ($j=1$) もしくはサスペンション ($j=2$) のバネ定数, 減衰係数を表す.

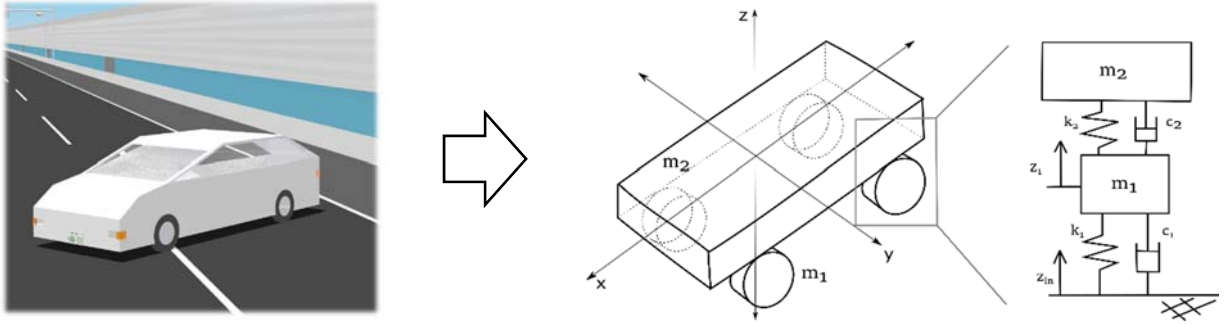


図 12.1 車両モデル

12.2.2 地震時走行モデル

ドライビングシュミレータによる実験(以下 DS 実験とする)の結果を基に, 地震時車両走行モデルが提案されている⁶⁾. このモデルは, 追従走行のための力に地震時の減速力, すなわちブレーキによる力を加えることで地震時の車両走行を表現した. このモデルにおいて計算される加速度 $d^2X_i/dt^2(t)$ に車両質量を乗じ, 式(12.1), (12.2)の制動・駆動力として用いる. 同モデル式を以下に示す.

$$m_i \cdot \ddot{x}_i(t) = (1 - \alpha)(F_{i1} + F_{i2}) + \alpha F_{i3} \quad (12.5)$$

$$F_{i1} = a_1(|\dot{x}_i(t)| - a_2)(|\dot{x}_i(t)| - a_3)\dot{x}_i(t) \quad (12.6)$$

$$F_{i2} = \sum b_i(r_{ij}) \frac{x_{ij}}{r_{ij}} + \sum c_i(r_{ij}) \frac{v_j - v_i}{M_c} \quad (12.7)$$

$$F_{i3} = \frac{a}{\sqrt{2\pi\sigma^2}} \exp\left(-\frac{(t - \mu)^2}{2\sigma^2}\right) \quad (12.8)$$

$$x_{ij} = x_j(t) - x_i(t) \quad (12.9)$$

$$r_{ij} = |x_{ij}| \quad (12.10)$$

インデックスの i は対象車両を, j は車両 i に対する先行車両もしくは追従車両を示す. F_{i1} は速度が a_2 に収束するような 3 次関数として表現され, 自律的な前方推進力を表す. 岩橋¹⁾馬淵²⁾の研究を基に $a_1=0.1$, a_2 は走行車線における車両の平均速度, a_3 は最高速度とする.

F_{i2} 中の第 1 項は個体間誘引力, 第 2 項は成群力を表し, 他車との相互作用を表現している. $b_i(r_{ij})$, $c_i(r_{ij})$ は個体間の距離に依存する関数であり, F_{i2} は他車からの作用の和により決定される. F_{i3} は地震時の減速力を表し, 正規分布によってモデル化される. 式中 a は最大ブレーキ強さであり, 各車両の加速度時刻歴における最大の負の加速度を表す. DS 実験から得られた震度別の累積分布関数により, 確率的に各車両に割り当てる¹⁾²⁾. また, 式(12.5)中の重み係数 α は各ドライバの運転がどの程度緊急時のものに傾いているのかを表し, α や F_{i3} 中の μ, σ については同じく実験より得られた確率分布に基づいて各車両に与える.

12.2.3 ハンドル操作モデル

本研究では, 路面からタイヤに伝達される地震動の影響を考慮するハンドル操作モデルを検討する. 一般には, 路面状態によらず, 変位および車体ヨー角を外部入力により強制的に与えるモデルが最も簡易的なモデルであると考えられる. しかし, 地震時において, 路面からタイヤに伝達される力は車両の走行に多大な影響を及ぼす. ゆえに, その力によって変化する車両挙動を捉えることは, 地震時の影響を調べる上で特に優先されるべき事項である.

実際の車両の運転では, ハンドル操作によりタイヤが傾き, タイヤに作用する力の方向が変化し, その力により車両の進行方向が決まる. また, その力は路面や車体状態によって変化する. このハンドル操作の一連の過程をモデル化することにより地震動の影響を考慮できると考えられる. そこで本研究では, 天野⁷⁾による緊急時のハンドル操作に関する研究を参考にハンドル操作モデルを作成した. モデル作成にあたり, 以下の仮定を設定した.

- ① 将来の車両挙動を予測し, 目標とする車体挙動との差を小さくするようハンドルを操作する
 - ② 過去の運転経験により, ハンドル操舵角と車両挙動の関係をモデルとして有する
 - ③ 0.8 秒後(予測時間)の車両挙動を予測し, 0.5 秒(操舵周期)ごとにハンドルを操作する
- 仮定②について操舵角と車両挙動の関係を次式で表す.

$$\delta(t) = K\theta'(t) + T\theta''(t) \quad (12.11)$$

$$\theta'(t) = \theta_p(t + T_e) - \theta_n(t) \quad (12.12)$$

ここで δ : ハンドル操舵角, θ_p : 目標ヨー角, θ_n : ヨー角, T_e : 予測時間, K, T : 定数とする. θ' は車両のヨー角と目標ヨー角との差を表し, これをもとに操舵角を決定する. 目標軌道 y_p は三角関数によって近似し, 進行直角方向の進路変更距離を A , 初速度 v_0 , 進行方向変位 x , ハンドル操作時間 T_h として式(12.13)で表現する. さらに目標ヨー角は式(12.14)より求められる. また, 目標とする軌道の概略図を図 12.2 に示す.

$$y_p(t) = \frac{A}{2} \left(1 - \cos \left(\frac{\pi x(t)}{v_0 T_h} \right) \right) \quad (12.13)$$

$$\theta_p(t) = \tan^{-1} \left\{ \frac{\pi A}{2 v_0 T_h} \sin \left(\frac{\pi x(t)}{v_0 T_h} \right) \right\} \quad (12.14)$$

式(12.11)における K, T はドライバが車両ごとに保有しているパラメータであり、次式を最小にするよう決定した。ここで、 $y_n(t)$ を時刻 t における車両の y 座標、 R を重み定数、 T_g を操舵周期とする。

$$J = R \sum_t \Delta\delta(t)^2 + \sum_t y'(t)^2 \quad (12.15)$$

$$\Delta\delta(t) = \delta(t) - \delta(t - T_g), y'(t) = y_p(t) - y_n(t) \quad (12.16)$$

式(12.15)の第一項は操作毎の修正操舵量の二乗和を、第二項は目標軌道と実際の車両挙動の差の二乗和を表し、 J を最小にすることにより、仮定①の条件を満たすように評価式を設定した。ハンドル操作において一般的かつ左右両方向のハンドル操舵が含まれる車線変更時をモデルケースとして採用し、その試行を繰り返すことにより、 J を最小にする K, T をドライバが有する通常時のパラメータとして予め決定した。なお、解析時に入力するパラメータは進路変更距離 A とハンドル操作時間 T_h である。

仮定③における予測時間 T_e については天野ら⁷⁾の検討をもとに決定している。操舵周期 T_g について、本研究ではDS実験⁸⁾においてハンドル操作を行った車両のヨー角時刻歴をもとに、それぞれの車両のハンドル操作時間をハンドル操作回数で除し、その平均値から算出した。

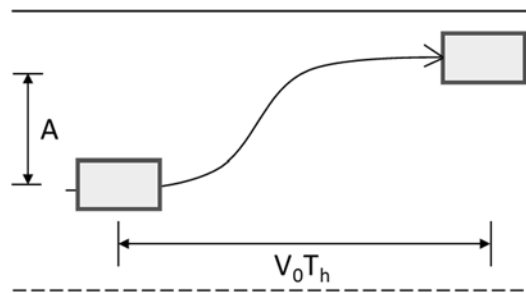


図 12.2 車両軌道概略図

12.2.3 車両の衝突モデル

車両同士及び車両と構造物との衝突を検討する際には、車両と構造物の外縁部の位置関係が重要となる。そこで、本研究では図 12.3 に示すモデルを用いる。このモデルは車両を上から見たものであり、車両の頂点を円、頂点以外の前面・後面・側面を線として表している。複数台の車両の挙動を考える場合は、車ごとにこのモデルが接触しているかどうかを判定する。また、構造物は道路側壁を想定するため、直線によってモデル化する。

車両同士の衝突においては、まず最短距離にある双方の車両の頂点を探索し、頂点（円の中心）と頂点、あるいは頂点と側面との距離を算出する。接触判定は、それぞれが2つの車両の頂点の円の半径の和、あるいは頂点と側面までの距離よりも短い場合に接触が生じたものと判断し、衝突の判定を行った。

衝突判定がなされた場合、要素間の衝突力計算に移行する。接触力を法線方向に作用する抗力 $[F_y]_t$ と接線方向に作用するせん断力 $[F_x]_t$ とに分解して考える。

車両は、衝突初期においては剛性を保つが、やがて変形を許容することにより衝撃を吸収するという特徴をもつ。しかし、車両の衝突解析に際し、解析間隔を微小に設定するとダッシュポットによるエネルギー吸収が解析間隔に依存し極大となってしまうことが分かった。そこで本研究では、古川ら⁹⁾の検討をもとに、ダッシュポットを用いず、非線形非弾性ばねのみを用い、この車体の圧縮軟化によるエネルギー吸収のモデル化を行った。法線方向ばねの特性は車両衝突に関する実験結果¹⁰⁾を基に、ばね係数・最大荷重・圧縮軟化

後の一定荷重を車両対車両衝突，車両対壁面衝突それぞれについて決定した．接線方向のばね係数については，道路部はコンクリート，車両は鉄と仮定し，それぞれのポアソン比¹¹⁾から決定した．

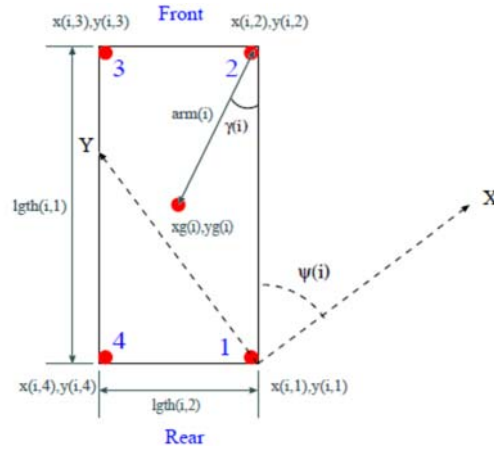


図 12.3 衝突判定モデル

$$K_s = K_n / 2(1 + \nu) \quad (12.17)$$

決定したばね特性を用いて，法線・接線方向の衝突力計算を次のように行う．なお，以下の定式化では法線方向を y 方向，接線方向を x 方向とする．

法線方向の衝突力計算について述べる．法線方向ばねによって微小時間増分 Δt 間の法線方向の相対変位増分 Δu_y に比例した抗力増分を Δe_y とする． Δe_y および時刻 t において法線方向の弾性抗力は，次式のようになる．

$$\Delta e_y = K_n \cdot \Delta u_y \quad (12.18)$$

$$[e_y]_t = [e_y]_{t-\Delta t} + \Delta e_y \quad (12.19)$$

ただし，圧縮方向を正とし， K_n は上記で決定した変位の関数である．ここで，要素間の引っ張り力を認めないため，次の制約を受ける．

$$[e_y]_t < 0 \text{ のとき} \quad [e_y]_t = 0 \quad (12.20)$$

ダッシュポットを設置しないため，時刻 t における法線方向の衝突力は，次式で表される．

$$[F_y]_t = [e_y]_t \quad (12.21)$$

接線方向についても同様に，微小時間増分 Δt 間の垂直方向の相対変位増分 Δu_x に比例した抗力増分を Δe_x とする． Δe_x および時刻 t において接線方向に作用する弾性抗力は，次式のようになる．

$$\Delta e_x = K_s \cdot \Delta u_x \quad (12.22)$$

$$[e_x]_t = [e_x]_{t-\Delta t} + \Delta e_x \quad (12.23)$$

ただし、圧縮方向を正とし、 K_s は上記で決定した変位の関数である。上記の2式は、以下の制約を受ける。

$$[e_x]_t < 0 \text{ のとき } [e_x]_t = 0 \quad (12.24)$$

$$[e_x]_t > \mu[e_y]_t \text{ のとき } [e_x]_t = \mu[e_y]_t \times \text{Sign}([e_x]_t) \quad (12.25)$$

μ は動摩擦係数、 $\text{Sign}(z)$ は変数 z の正負を表す。式(12.27)は非接触条件を、条件式(12.28)は摩擦力の限界をそれぞれ示している。以上より、時刻 t における接線方向の衝突力は、次式で表される。

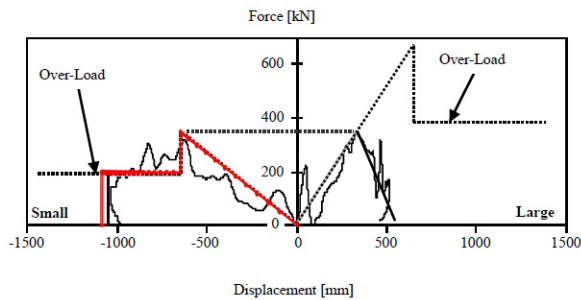
$$[F_x]_t = [e_x]_t \quad (12.26)$$

12.3 衝突モデルとハンドル操作の妥当性

既往の地震時走行モデルに加え、新たに統合した衝突モデルとハンドル操作モデルについてその妥当性の検討を行う。走行モデルについては、村上らによって行われた DS 実験との比較によって既に妥当性の検証がなされている¹⁾²⁾。

12.2 で述べた衝突モデルを実装し、牧田らの衝突実験¹⁰⁾の結果とそれを再現した解析結果を比較したものが

図 12.4、図 12.5 である。実験は小型車両と大型車両を正面衝突させたものであり、今回の解析で用いる車両は車体サイズと重量がこの小型車両に近いので、小型車両の結果を用いる。また、引用した実験結果より作成した概形を黒実線、本研究における解析結



果を実験結果のグラフに赤実線で重ね合わせて記入している。

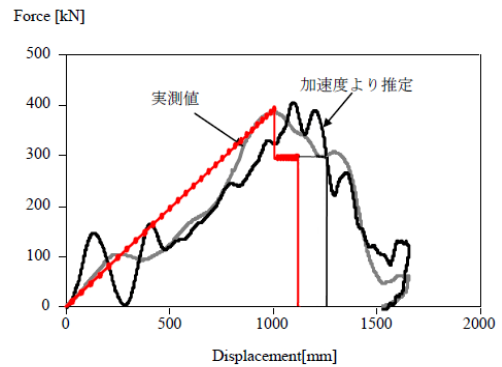


図 12.4 対車両正面衝突実験結果¹⁰⁾と解析結果の比較
(荷重～変位関係：赤実線が解析結果)

図 12.5 対壁面正面衝突実験結果¹⁰⁾と解析結果の比較
(赤実線が解析結果)

対車両衝突について、弾性変形時の傾きを $K_n = 5.4 \times 10^2$ [kN/m]、最大荷重を350[kN]、最大荷重を迎えた後の一定荷重を200[kN]と仮定した。

図 12.4 の実験と解析結果の比較により、一定荷重を経た後、荷重変化が負となる変位は実験が1100mm程度に対し、解析結果が1050mmとなりほぼ一致した。

また、対壁面衝突については、弾性変形時の傾きを $K_n = 4.0 \times 10^2$ [kN/m]、最大荷重を400kN、最大荷重を迎えた後の一定荷重を300kNと仮定した。

図 12.4 の実験と解析結果の比較により、一定荷重を経た後、荷重変化が負となる変位は実験が1300mm程度に対し、解析結果が1100mmとなり概ね一致した。

さらに、衝突現象把握の応用例として、阪神高速道路60km/h制限地点の側壁を対象に、設定耐力と解析によって求められる衝撃度を比較した。

阪神高速道路の対象側壁は、車両質量25t、衝突速度50km/h、衝突角度15° という衝突条件のもと、強度(衝撃度)160kJ以上となるよう定められている¹³⁾。また、この場合の衝撃度は I_s : 衝撃度[kJ]、 m : 車両質量[t]、 V : 衝突速度[km/h]、 θ : 衝突角度[deg]として算定式が与えられている。

表 12.1 衝撃度解析結果

	衝突角度[deg]	衝撃度[kJ]
解析結果	15	115
	20	220
	30	449

$$I_s = \frac{1}{2} m \left(\frac{V}{3.6} \sin \theta \right)^2 \quad (12.27)$$

この式は、側壁直角方向の運動エネルギーがすべて側壁に与えられたものと解釈することができ、側壁水平方向成分は考慮されていない。これに対し、本研究では、側壁の各方向成分に車両がなす仕事を求めることにより衝撃度を推定し、この耐力基準と比較する。

表 12.1 に算出した衝撃度を示す。設定荷重は衝突角度15° の条件の下で定められており、解析においても衝突角度が15° の場合は強度以下となり、本解析結果からも通常想定されている衝突角以下であれば規格に整合している値が得られることが確認できた。

しかし、衝突角度が15° よりわずかに大きい20° では側壁に220kJの衝撃度が与えられ、設定耐力を38%程度上回り、危険であるという結果が得られた。他車と接触後、あるいは地震時のハンドル操作時には、衝突角度が想定する15° 以上になる可能性がある。ゆえに12.4で述べるような車群解析を通して、実際にこのような危険な衝突が発生するのかを十分に検討しておく必要がある。

次に、人間～自動車系として作成したハンドル操作モデルが DS 実験における被験者の運転特性を表現できているかを検証した。

DS 実験結果において、進路変更前後で車体ヨー角変化が小さく、本モデルとの比較が可能な2ケースを用いて解析結果を比較する。1ケース目は進路変更距離が1.16m、操作時間5.0 sec、2ケース目は進路変更距離が0.43m、操作時間が3.4 secであり、これらをパラメータ A, T_h [式(12.13)]として解析に用いた。解析結果と実験結果を、初期位置を原点として y 方向変位の時刻歴について比較したものを図 12.6 に示す。

図より、進路変更は三角関数によってほぼ近似が可能で、また、操作時間に対するy変位が対応していることが確認できる。また、12.2において予測時間を0.8秒、操舵周期を0.5秒として仮定したが、この仮定のもとでドライバのハンドル操作も再現できていることがわかる。

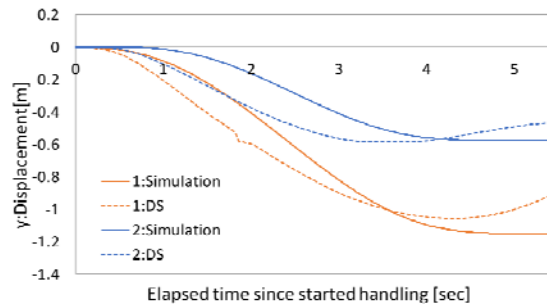


図 12.6 y 方向変位の時刻歴

12.4 地震時の車群挙動解析

本節では、走行車線を走行する車両5台を対象とし、地震時における車群の衝突確率について検討する。作成モデルを用いて、次のケースについて解析を行い、衝突確率を導出するとともに、個々の車両挙動について考察を加える。12.4.2では進路を保つよう直進走行を行う場合、12.4.3では路肩への退避行動を伴う場合の検討を行う。

12.4.1 解析条件

ここでは、各ケースに共通する解析条件を述べる。初速度、初期車間距離は交通工学ハンドブック¹⁴⁾を参考に決定した表12.2に示す平均、標準偏差の正規乱数で車両ごとに与え、速度と車頭時間を基に決定した。解析において想定する座標系と車両配置は、図に示した通りである。入力地震動は、兵庫県南部地震の加速度データを用いており、計測震度換算で震度6.6相当の地震動である。本研究では、全長1330m、橋の中央径間部の長さが580mの左右対称な斜張橋を道路モデルとして使用する。この橋梁において15mごとに設定した各ノードの加速度応答を地震動応答解析により求めた。ノード間に車両がある場合、各ノードの加速度応答の振幅を車両位置に応じてラグランジュ補間し、変化させながら入力している⁸⁾。橋梁の左端ノードの加速度応答は図12.8に示す通りである。なお、このノードをx軸の原点と定めており、それよりx座標が小さい点に関しては補完を行わず、左端の地震動をそのまま入力している。

各車両の初速度、初期車間距離及びブレーキ強さの初期条件を一つのケースにつき100パターン作成し、それぞれについて解析を行った。地震に対する退避行動およびハンドル操作は、村上ら⁶⁾の検討により50galを超えた時点より作用させる。なお、衝突確率については、100パターンの解析における衝突回数をcar1とcar2、car2とcar3など車両間で衝突が起こり得る組み合わせの総数とそれぞれの車両と側壁の衝突総数の和で除して求めた。

表 12.2 交通流のパラメータ

走行車線平均速度	80km/h
走行車線速度標準偏差	10km/h
走行車線平均車頭時間	1.5 秒
走行車線車頭時間標準偏差	0.5 秒

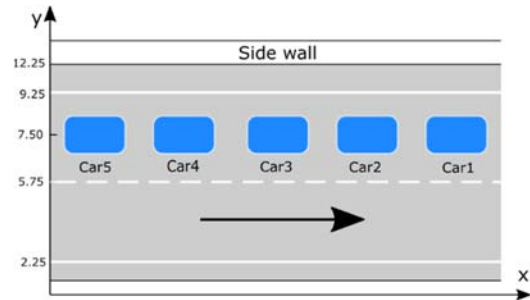


図 12.7 車群解析における車両配置と座標設定

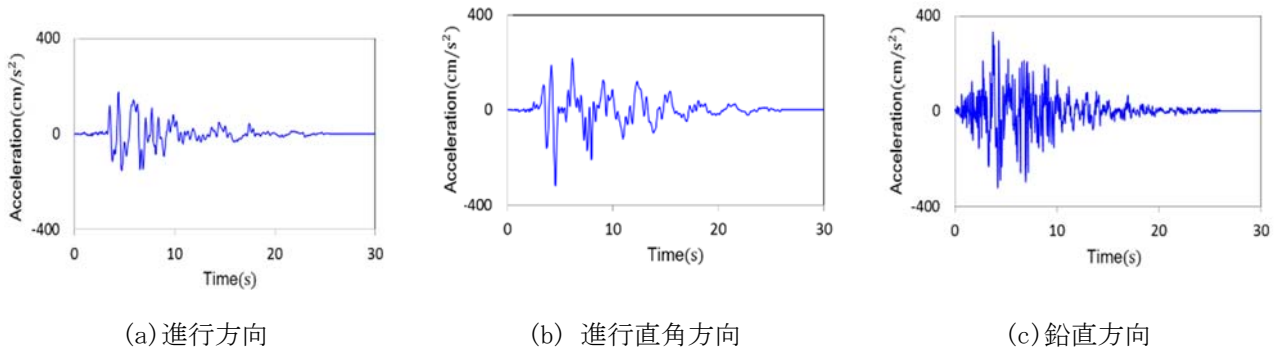


図 12.8 入力地震動(計測震度 6.6)

12.4.2 進路を保つ場合の車群挙動解析

進路を保つ場合、すなわちハンドル操作モデルにおいて $A = 0\text{m}$ とした場合の車群挙動解析について述べる。
エラー! 参照元が見つかりません。に 5 台のそれぞれの車両挙動を xy 座標によって示した。図より、ハンドル操作により事故の原因となり得る y 方向変位が抑えられることが分かる。全衝突確率は 3.1%，車両同士の衝突確率は 2.7%，道路側壁と車両の衝突がみられるのは 0.4% であった。また、3 台以上の車両が関係する多重衝突は 0.78% であった。

進路を保つ場合、単独での道路側壁への衝突はなく、車両と衝突したのち側壁に衝突するケースに限られた。その中には、壁面との衝突後走行車線に留まり、異なる車両に衝突するケースもあった。ハンドル操作を行うことで横方向の変位が抑えられるものの、前方車両の急ブレーキが原因となる衝突で占められる結果となった。

12.4.3 路肩退避を行う場合

ここでは、後方からの追突を避けるため路肩への退避を行う場合について述べる。この行動は各高速道路において推奨されるものであり、本研究ではまず、対象とする全車が同等の行動を示す場合について検討する。車線から車体が出完全に出るためには、 $A = 2.5\text{m}$ 以上である必要がある。そこで、 $A = 1.5\text{m}$ 、 2.5m 、 3.5m の各場合について解析をおこなった。 $A = 2.5\text{m}$ の場合で、衝突が発生しないケースの車群挙動を図 12.10 に、道路側壁及び他車両との衝突が発生したケースを例として 図 12.8 に示す。衝突するケースは、car2 に car3 が後方から衝突、その後 car2 は道路側壁へ衝突し、car3 は追い越し車線へと進入する挙動を示した。

$A = 1.5\text{m}$ 、 2.5m 、 3.5m の 3 ケースと前項の直進を保つ場合 ($A = 0\text{m}$) について、衝突の種類別の衝突確率を図 9.12 に、3 車両以上が衝突に関わる多重衝突が発生する確率を図 12.12 に示す。 $A = 3.5\text{m}$ のとき、他のケースと比べ側壁への衝突が 2% 程度増加する。これは、他車両との衝突を避けて路肩へ避難しようとする

る場合、地震動の揺れによりハンドル操作が乱れ、側壁へ衝突してしまうことが原因だと考えられる。また、その結果として、追越車線へ進入する挙動が多くみられた。これは実際の高速道路であると更なる被害を引き起こしうるもので、追越車線の車両を考慮した解析により、詳細に検討すべきである。

A = 2.5m以下の場合、車両が単独で側壁に衝突することはなく、側壁への衝突は他車両と衝突後に発生するものに限られた。したがって、今回の条件下において、2.5m程度の進路変更では、地震動により単独の側壁衝突が発生することはないと考えられる。

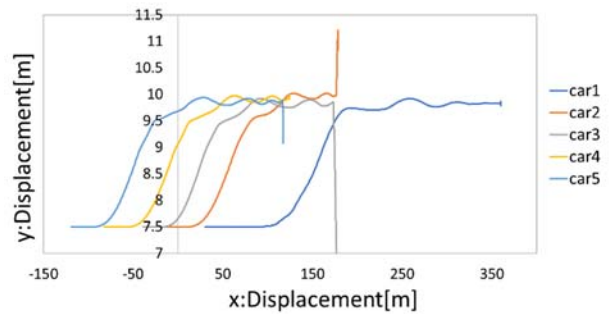
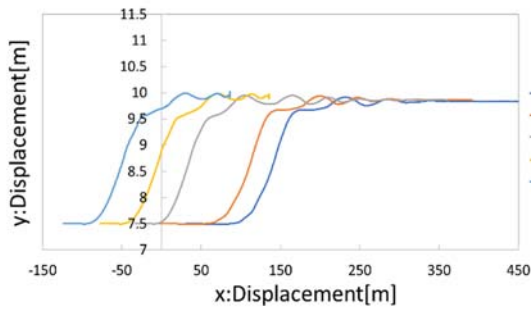


図 12.7 非衝突時の車群軌道(路肩退避, A = 2.5m) 図 12.8 衝突時の車群軌道(路肩退避, A = 2.5m)

また 図 12.10 に示すように、全てのケースで多重衝突が1%程度発生することが分かった。前方車両や側壁に衝突した車両に、後方から追突する挙動がみられた。A = 3.5mの場合、先述の通り、側壁への衝突後に追越車線へ進入する挙動を示した。走行車線に留まらないため、多重衝突が発生する確率は最も小さくなっている。

図 12.11 に一例として衝突時の様子のスナップショットを示す。

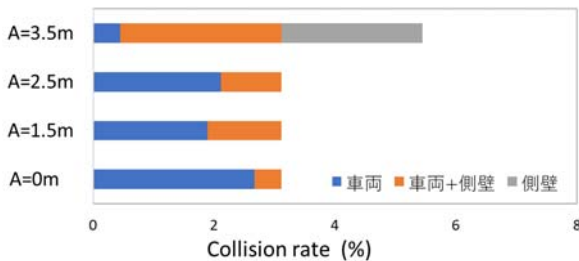


図 9.12 ハンドル操作時の衝突確率

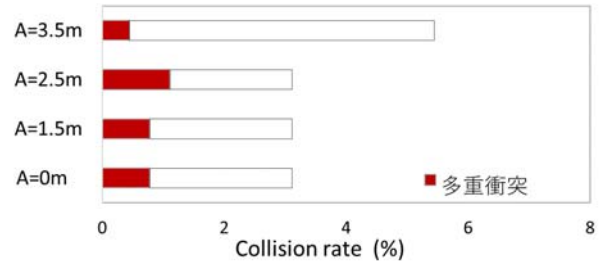


図 12.10 ハンドル操作時の多重衝突確率

12.4.4 解析結果の比較

解析結果より、 $A = 3.5\text{m}$ では、 $A = 0\text{m}\sim 2.5\text{m}$ の場合に比べ、単独での側壁への衝突が発生することから、全体の衝突確率が最も大きくなった。後方からの衝突を避けるためには、車両と高速道路の構成上 $A = 2.5\text{m}$ 以上の進路変更距離が必要であるが、地震の揺れの影響を受け、側壁へ衝突する危険性があることが分かった。

また、全ケースにおいて車両が関わる衝突確率は等しいという結果が得られた。本解析において同じ初期条件 100 パターンをすべてのケースで用いていることから、今回の場合は、退避行動は衝突回数減少にほとんど寄与せず、車両同士の衝突は初期速度及びブレーキ強さに依存して発生することが分かる。

今回用いたモデルでは入力地震動が50 galを超えると全ての車両が路肩への退避行動を行うため、急ブレーキによる衝突を避ける効果は大きくない。しかし、追従車が退避行動を行わず、直進しながらブレーキ

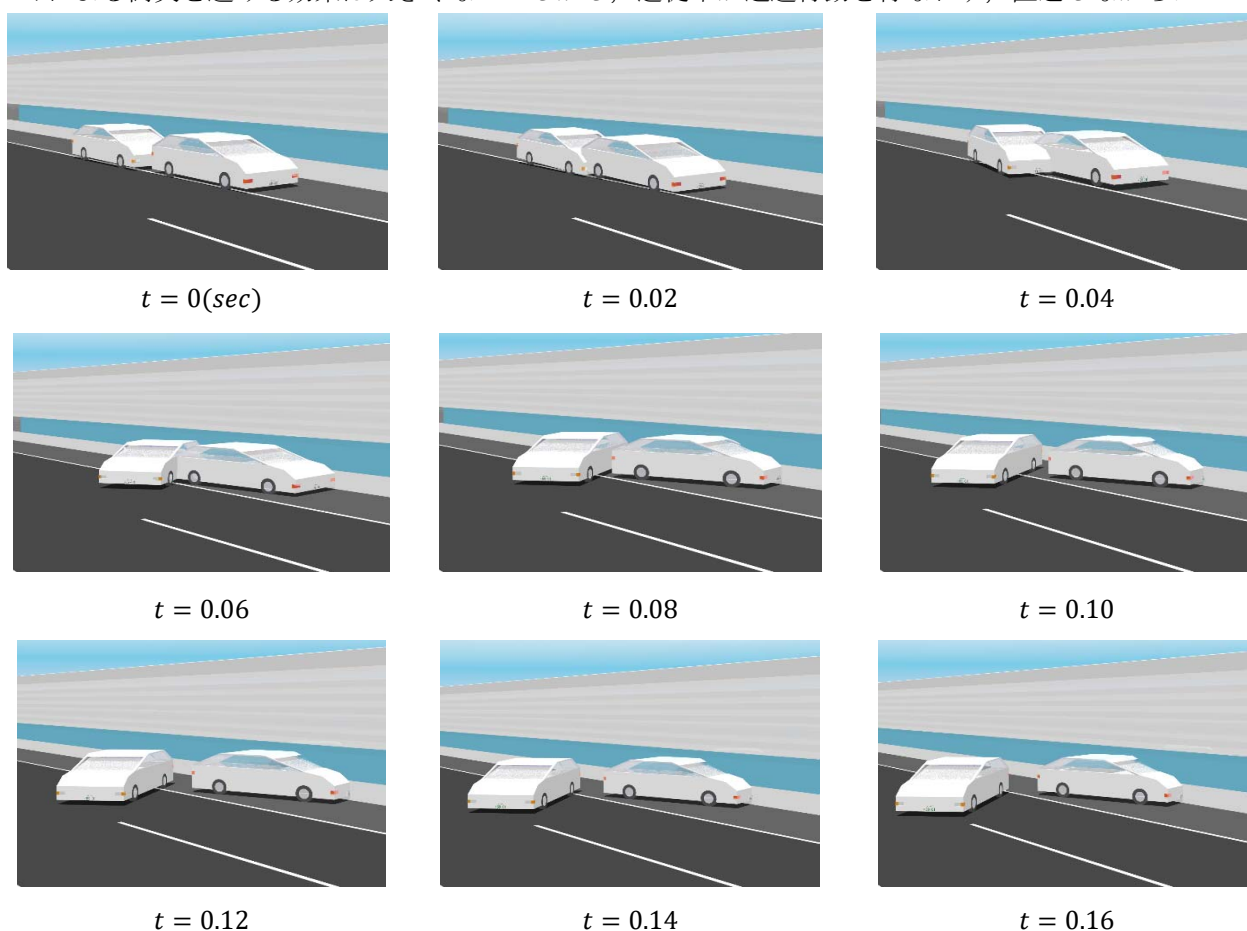


図 12.11 衝突時の様子(速度 20m/s, 衝突角度 15°)

操作をすることも考えられ、衝突が回避される可能性がある。実際、2018年6月に発生した大阪北部地震の高速道路上の映像を確認すると、本解析条件より震度が小さいことを鑑みても路肩への退避を行うドライバーは少なかった。したがって、今後は退避行動を行う車両と行わない車両を確率的に混在させ、また退避行動を行う場合はその進路変更距離を確率的に変化させたケースについても検討していくべきである。

今回用いた地震時車両走行モデルにおいて、退避行動とは無関係に多重衝突が発生することがわかった。先述の通り、車両や側壁との衝突後、追越車線へ進入した車両が追越車線の車両と衝突し、さらに後続の車両がそれらに衝突することも考えられるため、追越車線を車両が走行する場合はより多くの多重衝突が発生

する可能性がある。したがって、路肩への退避行動と多重衝突事故の多寡の関係については複数車線の車群解析を通して論ずるべきだと考え、今後の課題とする。

12.5 結論

高速道路が緊急時に果たす役割を考慮すると、地震時に生じるであろう衝突等の被害を予め把握し、運転者や車両に対する適切なソフト対策を考えておくことは南海トラフ巨大地震の発生が予測される中、急務となっている。本研究ではハンドル操作モデルと衝突モデルを新たに作成し、岩橋¹⁾・馬淵²⁾によって開発された地震時車両走行モデルと統合することで地震時の高速道路を走行する車両挙動について解析を行った。

本研究の結論は以下に示す通りである。

- (1) 人間の予測機構とハンドル操舵から進行方向の変化に至るまでの力の伝達をモデルとして組み込んだ人間～自動車系としてハンドル操作をモデル化した。また、DS 実験結果との比較により妥当性を検証した。このモデルにより、地震時にハンドル操作が受ける影響を考慮できるようになった。
- (2) 対車両・対側壁への衝突モデルを作成し、衝突実験結果を基に妥当性を検証した。この衝突モデルにより、地震発生時の車両同士の衝突及び側壁との衝突発生後の高速道路上の状態をより詳細に把握することが可能となった。
- (3) 直進を維持するハンドル操作を行う車群解析では、前方車両の急ブレーキが原因となって衝突が生じた。車両同士の衝突後、道路側壁への衝突がみられるとともに、他車両へ衝突する多重衝突が発生する可能性も無視し得ないことがわかった。
- (4) 路肩への退避行動を行う車群解析では、 $A = 3.5\text{m}$ において単独で側壁に衝突する可能性があり、扱った条件下で地震時に路肩に退避するのは危険が伴うことが分かった。側壁との接触を避けた $A = 2.5\text{m}$ 以下の場合、直進を維持する場合と同等の結果を示し、退避行動が衝突確率を減少させる効果は認められなかった。

謝辞

本研究の遂行と取りまとめにご協力いただいた京都大学工学研究科の2019年度修士課程2年馬淵亮太郎君と修士課程1年福永健二君、および阪神高速道路株式会社の篠原聖二氏と井藤貴文氏に厚く御礼申し上げる次第である。

参考文献

- 1) 清野純史, 馬淵亮太郎, 岩橋卓也: ブレーキ操作に着目した地震時の車両挙動について, 東濃地震科学研究所報告, 防災研究委員会2017年度報告書, No. 41, pp. 59-68, 2017.
- 2) 馬淵亮太郎, 清野純史, 篠原聖二, 中田悠貴: ドライビングシミュレータによる地震時のブレーキ操作を取り入れた車両挙動解析, 土木学会第73回年次学術講演会, I587, pp. 1173-1174, 2018.
- 3) 丸山喜久, 山崎文雄, 山之内宏安: 高速道路走行中車両の地震応答解析, 土木学会論文集, No696/I-58, pp. 249-260, 2002. 1.
- 4) 安部正人: 自動車の運動と制御, 山海堂, 1991.
- 5) 社会法人自動車技術会: 自動車技術ハンドブック, 基礎・理論編, 1990.
- 6) 村上凌一, 清野純史, Rishi Ram Parajuli: 地震時における高速道路走行中の車両の追従挙動について, 第70回土木学会関西支部年次学術講演会, I57, pp. 113-114, 2015.

- 7) 天野也寸志, 羽田昌敏, 土居俊一: 通常走行から緊急時に至るドライバの運転動作モデル, 豊田中央研究所 R & D レビュー, Vol. 33, No. 1, pp. 23-30, 1998.
- 8) Rishi Ram Parajuli: Dynamic Behavior of Vehicles during an Earthquake, 京都大学博士論文, 工博第 4283 号, 2017.
- 9) 古川愛子, 後藤雅登, 清野純史, 中瀬仁: 鋼製飛翔体の中速度衝突を受けるコンクリート版の衝撃応答解析に対する改良版個別要素法の適用性, 地域安全学会論文集, No. 33, pp. 275-282, 2018.
- 10) 牧田匡史: 車両対車両の前面衝突時における車両前部構造の相互作用に関する研究, 東京都市大学博士論文, 第 82 号, 2014.
- 11) 土木学会コンクリート委員会: コンクリート標準示方書設計編, 土木学会, 1996.
- 12) 土木研究所, (財)土木研究センター: 急カーブ用防護柵の構造形式および支柱補強に関する共同研究報告書, 共同研究報告書第 41 号, 1990.
- 13) 社団法人日本道路協会: 防護柵の設置基準・同解説, 2008.
- 14) 社団法人交通工学研究会: 交通工学ハンドブック, 1984.