

科学研究費基盤研究(B)報告書
平成 22 年度 ~ 24 年度

線状地下構造物に対する縦断方向の 耐震性能評価手法の開発とその設計への適用

平成 25 年 3 月

研究代表者 清野 純史
(京都大学地球環境学堂)

目 次

はじめに (清野純史)	i
第 1 章 耐震設計のための海溝型巨大地震の新しい震源モデル - SPGA モデル (野津 厚)	1
1.1 はじめに	1
1.2 海溝型巨大地震における強震動パルスの例	2
1.3 強震動パルスの再現を目的として作成された震源モデル	9
1.4 強震動パルス生成域のスケーリング	15
1.5 南海トラフの地震への SPGA モデルの適用	20
1.6 まとめ	30
第 2 章 斜め入射による正弦規則波が作用する地中構造物の周波数応答解析 (鈴木崇伸)	35
2.1 はじめに	35
2.2 地中構造物の入力地震動	35
2.3 正弦規則波の生成法	37
2.4 正弦規則波が作用する弾性支持されたはりの変形の定式化	40
2.5 構造が変化する地中構造物の解析例	42
2.6 斜め入射波による動的応答	46
2.7 斜め入射解析の応用	49
2.8 まとめ	52
第 3 章 地震時における斜面の簡易信頼性評価法に関する基礎的研究 (酒井久和)	53
3.1 はじめに	53
3.2 検討方法	53
3.3 分析結果	56
3.4 まとめ	58
第 4 章 土構造物の地震時変形量の定量評価のための SPH 法解析 (小野祐輔)	61
4.1 はじめに	61
4.2 SPH 法の概要	61
4.3 解析モデル	66
4.4 地震応答の SPH 解析	66
4.5 土構造物の崩壊挙動の SPH 解析	69
4.6 まとめ	74
第 5 章 断層変位を受ける地中構造物の耐震性と免震対策の適用性 (古川愛子/大塚久哲)	77
5.1 はじめに	77
5.2 解析概要	77
5.3 解析モデルの検討	79
5.4 解析結果	80

5.5	まとめ	83
第 6 章	地震時における不整形地盤中の埋設管長手方向の挙動について (清野純史)	85
6.1	はじめに	85
6.2	地盤モデルと解析手法	85
6.3	解析結果	87
6.4	地盤ひずみと埋設管被害	89
6.5	結論	93
第 7 章	橋梁の橋軸・橋軸直角方向の耐震性能の照査のための 2 方向入力地震動 (五十嵐晃)	95
7.1	はじめに	95
7.2	水平 2 方向入力による 1 質点系応答に関する予備的検討	96
7.3	相補直交成分波と 2 方向入力の作成法	101
7.4	水平 2 方向入力の作成例	104
7.5	まとめ	106
第 8 章	水道管の耐震設計における地盤の不均一度係数に関する検討 (宮島昌克/七郎丸一孝)	109
8.1	はじめに	109
8.2	不均一度係数	109
8.3	近年の地震における応答変位法による解析	111
8.4	微地形区分を考慮した検討	112
8.5	微地形境界部の被害率とその傾向	113
8.6	微地形区分境界における地盤ひずみの検討	117
8.7	まとめ	125
第 9 章	軟弱・基盤面不整形地盤の地震時のひずみと被害発生管路との関係 (鋤田泰子)	127
9.1	はじめに	127
9.2	浦河沖地震, 十勝沖地震における浦河町の管路被害	127
9.3	表面波探査での地盤構造の推定	129
9.4	地震応答解析による地盤ひずみ	132
9.5	結論	137
第 10 章	津波による地盤の液状化解析 (奥村与志弘)	139
10.1	はじめに	139
10.2	解析手法	140
10.3	津波氾濫時における地盤の応答特性	141
10.4	津波の浸水深と周期による感度分析	145
10.5	結論	147

はじめに

清野純史^{*1}

地下鉄，共同溝，地下通路，電力・ガス・上下水道・通信等のライフライン施設など，空間的な広がりを無視し得ない線状地下構造物の地震被害パターンについては徐々に明らかになってきてはいるが，これまでの性能評価のための耐震計算は主に横断面が対象であり，線状地下構造物の全体挙動を捉えなければならぬ縦断方向の耐震計算法は，入力地震動の設定やそれに基づく地震時挙動の解明，その耐震設計や地震対策に至るまで，物理的な根拠の下に適切に設定されるまでには至っていない．このような線的・面的な広がりを持つ地下構造物の縦断方向の耐震設計に関しては，1967年に建設省土木研究所で取りまとめられた「新耐震設計法(案)」が，埋設管や沈埋トンネルに対する耐震計算法を提示したのに端を発する．その後，ライフラインの耐震設計に大きな影響を与えた1978年の宮城県沖地震を経て，ガス等の埋設管や沈埋トンネル，共同溝などの長手方向の入力地震動の考え方や挙動解析が研究され始めた．しかし，1995年の兵庫県南部地震では地下鉄にも被害が生じ，2004年の新潟県中越地震では地下通路の被害も生じている．またマンホールや管渠の浮き上がりによる下水道被害やガス・上水道被害も1983年日本海中部地震や1993年釧路沖地震から2007年新潟県中越沖地震に至るまで数多く生じている．兵庫県南部地震の際の，いわば内陸型の短周期が卓越する地震動とは異なり，今後，南海トラフ沿いの大地震の発生を間近に控え，近代都市が有する地下構造物ネットワーク網が初めて長周期地震動の洗礼を受けることも十分考えられる．このためにも，特に波動の伝播の影響を受けやすい線状地下構造物縦断面に関する耐震設計法を，科学的な根拠の下に整備しておかなければならない．

線的・面的な広がりを持つ線状地下構造物の地震被害は，都市型災害の嚆矢とも言える1923年関東大震災以降枚挙に暇がないが，その構造を3次元的な広がりの中の点（横断方向）としてではなく，縦断方向の線や面あるいはボリュームとして捉え，その入力地震動から地震時挙動までを統一的に説明し，設計や地震対策へ結びつける体系は未だ十分とは言えない．

本研究では，地震動の空間変動が無視し得ないような構造物，すなわち地下鉄，地下自動車道，地下歩道，共同溝，地下河川，各種地下埋設管，地下街など線的・面的な広がりを持つ地下構造物を対象に，期間内に以下の4つのテーマに基づく包括的なアプローチを行うことを目標とした．

- (1) (入力)地震動の空間分布特性の解明
- (2) 地下構造物の縦断方向地震時挙動・耐震性能の把握
- (3) 入力地震動・構造物の応答を考慮した耐震設計の考え方
- (4) 地下構造物の縦断方向の地震対策

土木には多種多様な構造物が存在するが，地下構造物一つをとってみても鉄道・道路等の地下トンネルやガス・水道管路を始めとした各種埋設管など，目的に応じた様々な設計法や指針，ガイドラインが存在する．しかし，地震の揺れが同一とみなせる線的・面的な広がりのない施設と異なり，線状地下構造物はその入力地震動の設定から多くの不確定要素を含んだものとなっているため，応答解析やそれに基づく耐震性能評価が横断面のそれに比べて著しく精度の低いものとなっていることは否めない．地下構造物に対する現行の入力の考え方は，地表面の見かけの伝播速度と地盤の固有周期から波長を求め，応答スペクトル等を利用して算出した振幅を勘案して縦断方向入力としたり，あるいは観測波や合成波をある時間遅れを伴う位相差入力として用いたりするのが一般的であるが，実際の地震動の空間分布特性を適切にモデル化したものとは言い難い．近年飛躍的にその技術が高度化し，適用範囲が拡大している地震観測・微動観測を援用して，地震動の

^{*1} 研究代表者 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

空間分布特性を考慮に入れた入力地震動の設定を行おうとしている点は本研究の独創的な点の一つで、

応答解析についても、これまでばね-質点系モデルのような簡便法から非線形 3 次元 FEM に代表されるような詳細な数値解析法まで存在するが、特に地盤の強い非線形性に着目した地下構造物縦断面への影響評価や非線形 3 次元 FEM に新たに位相差入力を取り入れた複数の地中構造物の動的相互作用解析、地盤急変部の地中管路ひずみ解析結果の系統的整理に基づく縦断方向断面力の算定等は、これまでの応答変位法や梁-ばねモデルに基づく縦断方向耐震解析に、理論面からの新たな方向性と知見を与えると同時に、物理的な根拠に基づく耐震性能評価法を提示しようとしている。

既存の線状地下構造物の耐震性評価や地震対策も重要な課題である。線状地下構造物の液状化対策や構造物の変位吸収対策は、これまで地盤改良などの地盤側の対策とトンネルや管路の継ぎ手部分の改良に集約されていたが、地中管路の新型継手に関する研究や新たな免震手法の開発などを基に、既設構造物の補強や補修法をも提案しようとしている。

結果として、これまで各種土木構造物ごとに、理論的根拠が不十分なまま用いられてきた縦断方向入力地震動や対象波動を、物理的根拠を背景として当該地盤に則した形で明快に与えることができるとともに、与えられた設計入力地震動に対する詳細な応答解析法の実施とそれに基づく簡便法の提案がなされ、縦断方向の耐震安全性が飛躍的に向上するものと考えられる。

以上より、空間的な広がりを無視し得ない線状地下構造物は、縦断方向への入力地震動の設定やそれに基づく地震時挙動の解明、その耐震設計法や地震対策など多くの課題を抱えていることがわかる。本研究では、横断面に比して整備が遅れていた地下構造物の縦断方向の耐震性能評価と、物理的根拠を明確にした縦断方向の設計法について検討を行った。

本研究の研究代表者および研究分担者は以下の通りである。

研究代表者	清野純史	京都大学地球環境学堂	縦断方向耐震性の評価および総括
研究分担者	宮島昌克	金沢大学環境デザイン学系	ライフライン構造物の耐震設計
	鈴木崇伸	東洋大学理工学部	入力動設定のための簡易モデル
	酒井久和	法政大学デザイン工学部	地盤災害の信頼性評価
	五十嵐晃	京都大学工学研究科	構造物の応答性能の評価
	野津 厚	(独)港湾航空技術研究所	入力地震動の設定
	小野祐輔	鳥取大学工学部	新たな応答解析法
	鎌田泰子	神戸大学工学部	ライフライン構造物の被害解析
	古川愛子	京都大学地球環境学堂	地中構造物の断層変位
	奥村与志弘	京都大学地球環境学堂	津波による地盤の影響評価
	Freddy D.C.	京都大学工学研究科	地下構造物の耐震安全性評価

本研究は、平成 22 年度～24 年度の 3 年間にわたり、文部科学省・科学研究費基盤研究 (B) 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する次第です。

1. 耐震設計のための海溝型巨大地震の新しい震源モデル - SPGA モデル

野津 厚^{*1}

1.1 はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震 ($M_w 9.0$) は、今日のような密な強震観測網¹⁾²⁾が構築されて以来、初めて発生した M9 クラスの巨大地震である。この地震の発生により我々は M9 クラスの巨大地震による強震動の実態を初めて知ることになったと言える。今後、他の地域を対象として、同程度の規模の地震を想定した強震動評価を行う機会が増えるものと考えられるが、その際の震源のモデル化においては、東北地方太平洋沖地震の強震記録から得られる知見を反映させることが極めて重要と考えられる。その際、強震動予測の目的が耐震設計である場合には、対象とする構造物に影響を及ぼしやすい周波数帯域に着目することが重要であると考えられる。

港湾の分野では、岸壁に対して最も影響を及ぼしやすい周波数帯域は 0.3-1Hz であることが指摘されている^{例え³⁾}。建築の分野では、周期 1.2-1.5 秒 (周波数 0.67-0.83Hz) の弾性加速度応答スペクトルが建物被害率と良く対応することが境他⁴⁾により指摘されている。これらに加え、多くの高層建物の固有周波数が 0.2-1Hz の範囲に存在することを考えると、0.2-1Hz の周波数帯域は、工学上極めて重要性の高い周波数帯域であると言える⁵⁾。従って、本研究では主にこの周波数帯域における強震動の特性に着目した検討を行う。この帯域ではカバーできないような工学上重要な施設も存在するが、本研究の主眼は上記の帯域にある。

さて、東北地方太平洋沖地震の際、震源断層^{例え⁶⁾}に比較的近い宮城県から茨城県にかけての多くの地点で観測された 0.2-1Hz の帯域の速度波形は、1.2 で述べるように、明瞭なパルスによって特徴付けられている。これらのパルスの重要な点は、工学上重要な周波数帯域に表れているという点である。工学上重要な周波数帯域に表れるパルスを本稿では強震動パルスと呼ぶ。

過去において、1995年兵庫県南部地震⁷⁾⁸⁾や1994年ノースリッジ地震⁹⁾のような内陸地殻内地震の際、震源近傍で生じた強震動パルスが大被害をもたらしたことは広く知られている。そのため、現在、内陸地殻内地震を対象とした強震動予測においては、強震動パルスの生成に対する注意が十分に払われていると考えられる。それに対して、海溝型巨大地震がもたらす強震動パルスの重要性については、これまで十分に認識されているとは言えず、海溝型巨大地震を対象とした強震動予測においては、強震動パルスの生成を意識した震源のモデル化が行われているとは言えない。しかしながら、上述の通り、現実に海溝型巨大地震が強震動パルスを生成しており、その周期特性が、内陸地殻内地震がもたらす強震動パルスと大きくは異なることから (1.2 参照)、海溝型巨大地震がもたらす強震動パルスも構造物に大きな影響を及ぼす可能性がある。さらに、1.2 で述べるように、海溝型巨大地震による強震動パルスの生成は、東北地方太平洋沖地震だけに見られる現象ではない。今後、海溝型巨大地震に対する強震動予測、特に耐震設計を目的とする強震動予測を行う場合には、強震動パルスの生成を意識した震源のモデル化を行うことが極めて重要と考えられる。

そこで、本章においては、まず、海溝型巨大地震による強震動パルスの生成事例を示す。次に、海溝型巨大地震による強震動パルスの再現を目的として構築された既往の震源モデルを整理する (これらを SPGA モデルと呼ぶ)。さらに、断層面上で強震動パルスを生成したと考えられる領域 (強震動パルス生成域または SPGA と呼ぶ) の諸特性と地震規模との関係について検討する。最後に、南海トラフの地震への SPGA モデルの適用方法について検討を行う。

^{*1} 港湾空港技術研究所地震動研究チーム (〒239-0826 横須賀市長瀬 3-1-1)
E-mail: nozu@pari.go.jp

1.2 海溝型巨大地震における強震動パルスの例

本節においては、海溝型巨大地震による強震動パルスの生成事例を示す。最初に東北地方太平洋沖地震の例を示し、次に、密な強震観測網¹⁾²⁾によって初めて観測された海溝型巨大地震である 2003 年十勝沖地震 ($M_w7.9$) の例を示す。最後に、巨大地震と呼ぶにはやや規模が小さいが貴重な強震記録¹⁰⁾が得られている 1978 年宮城県沖地震 ($M_w7.6$) の例を示す。

1.2.1 2011 年東北地方太平洋沖地震

図 1.1 の黒線は、東北地方太平洋沖地震の際、宮城県から茨城県にかけての 5 つの観測点 (MYGH12, 仙台-G, FKS031, FKS011, IBR007) で観測された 0.2-1Hz の帯域の速度波形を示したものである。ここに仙台-G は港湾地域強震観測^{例えは¹¹⁾}の観測点である。また、KiK-net²⁾の観測点 (MYGH12) では地表と地中の記録が利用可能であるが、ここでは地表の記録を示している。これらの図からわかるように、これらの観測点における 0.2-1Hz の帯域の速度波形は、1 つまたは複数の明瞭なパルスによって特徴付けられている。

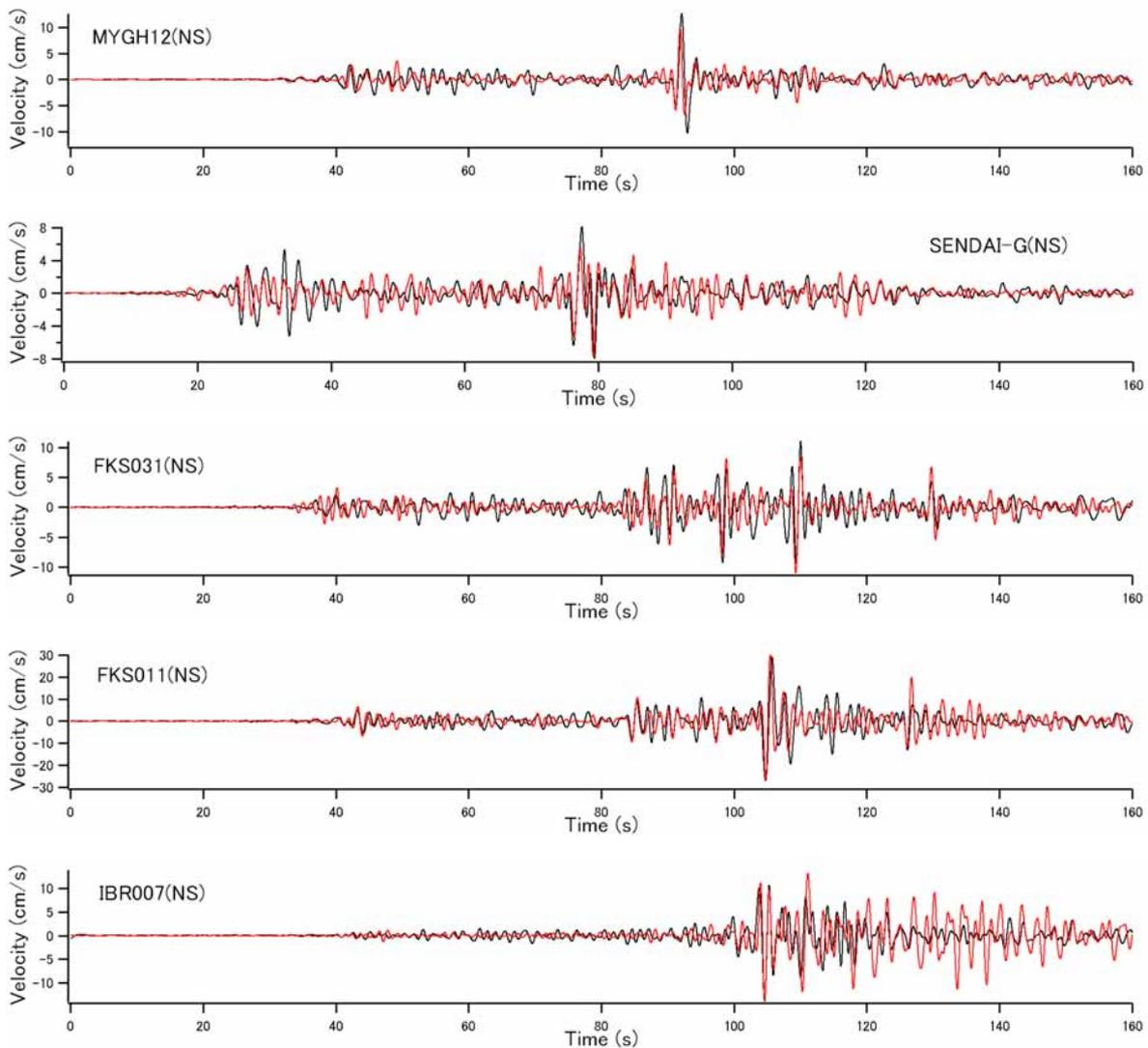


図 1.1 黒線は東北地方太平洋沖地震の際に観測された強震動パルスの例。赤線は SPGA モデルによるパルスの再現結果 (1.3 参照)。いずれも 0.2-1Hz の帯域の速度波形。

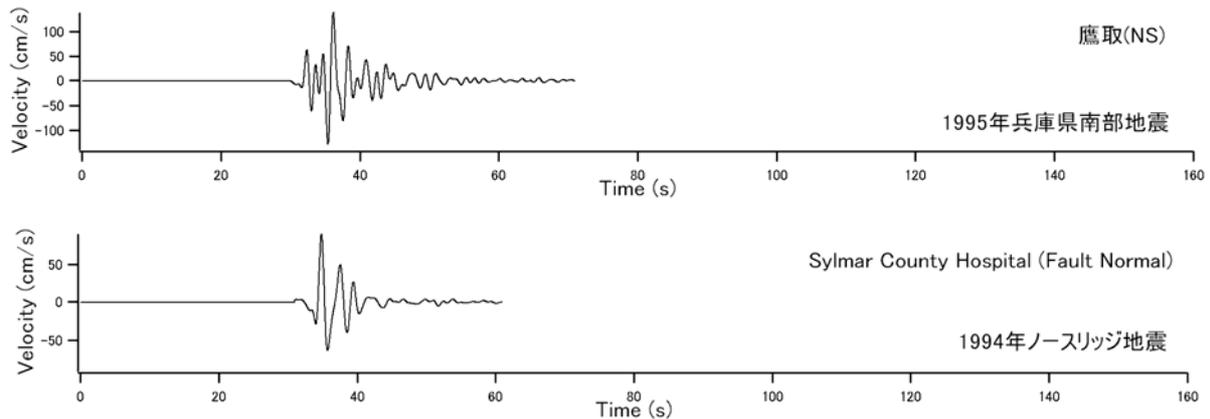


図 1.2 比較のために示す内陸地殻内地震による強震動パルスの例（0.2-1Hz の帯域の速度波形）

比較のため、図 1.2 には、内陸地殻内地震によって生成された強震動パルスの事例を示す。図 1.2（上）は 1995 年兵庫県南部地震の際、鷹取で観測された強震動パルス、図 1.2（下）は 1994 年ノースリッジ地震の際、Sylmar County Hospital で観測された強震動パルスである。これらはいずれも大きな被害に結びついたものとして知られている。図 1.1 と図 1.2 の比較からわかるように、パルスの形状や周期特性という点で、東北地方太平洋沖地震の際に観測された強震動パルスは、内陸地殻内地震による強震動パルスとの類似性が見られる。

野津¹²⁾¹³⁾は、東北地方太平洋沖地震の断層面上で強震動パルスを生成したと考えられる 9 つの領域を推定している（図 1.3）。これを本稿では後述のように強震動パルス生成域（Strong-motion Pulse Generation Area, SPGA）と呼ぶ。また、強震動パルス生成域からなる震源モデルを SPGA モデルと呼ぶ。

推定された SPGA のうち、宮城県沖、福島県沖、茨城県沖を代表する強震動生成域として SPGA4、SPGA7、SPGA8 を取り上げ、それらに起因する強震動パルスが伝播する様子を示したものが図 1.4～図 1.8 である。

まず、宮城県沖の SPGA4（図 1.4）からの強震動パルスの伝播の様子を示したものが図 1.5 である。図 1.5 の上段では、震央での破壊開始時刻の 95 秒後から 104 秒後にかけて、MYG011、MYG008、MYGH12、MYG001 の順に、南から北に、強震動パルスが到来している様子を見てとることができる。図 1.5 の下段では、震央での破壊開始時刻の 95 秒後から 108 秒後にかけて、MYG011、MYG012、MYG013 の順に、東から西に、強震動パルスが到来している様子を見てとることができる。特に MYG013 ではサイト増幅特性が大きい¹⁴⁾こともあり大振幅のパルスとなっている。これらの図から、強震動パルスが震源に起源を有するものであることは明確である。

同様に、福島県沖の SPGA7（図 1.6）からの強震動パルスの伝播の様子を示したものが図 1.7 である。さらに、茨城県沖の SPGA8（図 1.6）からの強震動パルスの伝播の様子を示したものが図 1.8 である。これらの図においても、強震動パルスが震源に起源を有するものであることが確認できる。

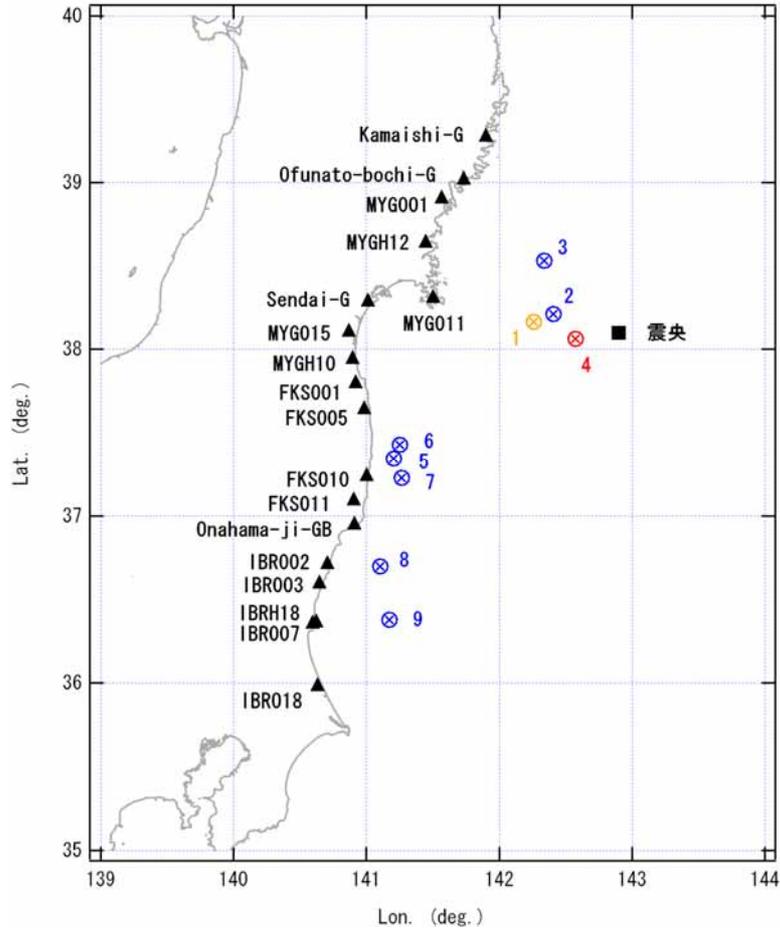


図 1.3 2011 年東北地方太平洋沖地震を対象とした SPGA モデル

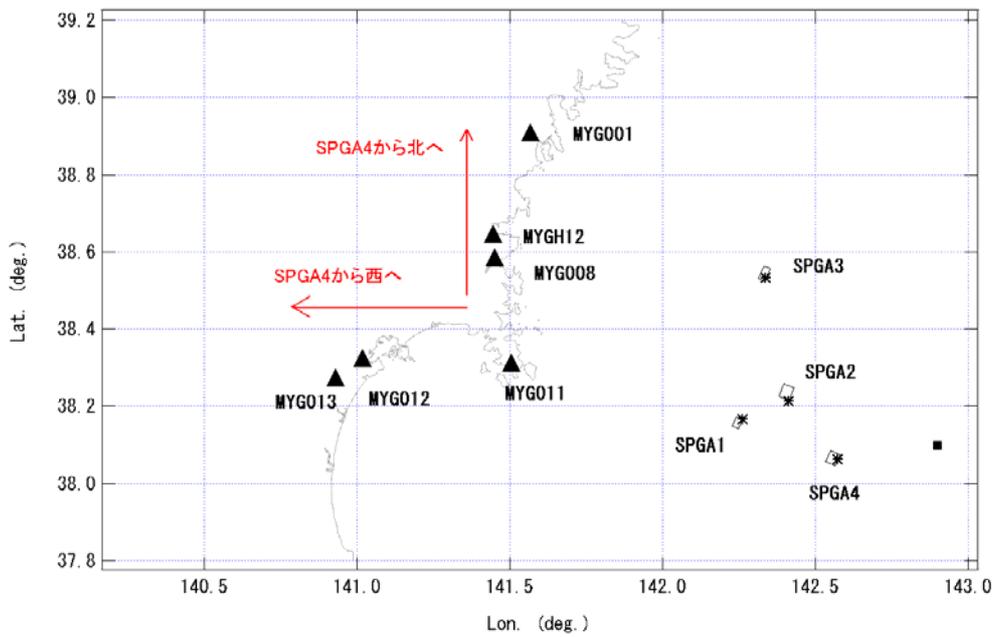


図 1.4 宮城県沖の 4 つの SPGA の位置 (は破壊開始点) および強震動パルスの伝播の様子を示す観測点

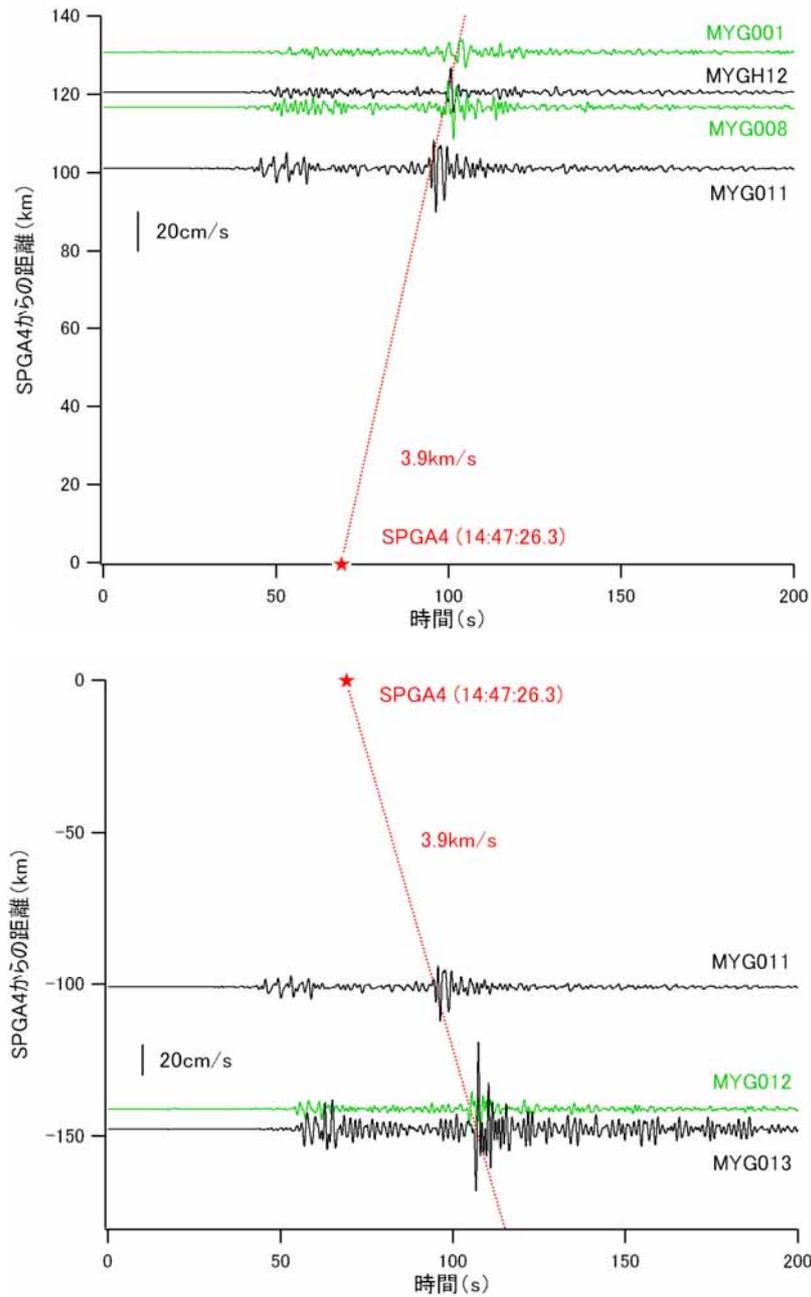


図 1.5 SPGA4 からの強震動パルスの伝播の様子．上は MYG011 から北へ，下は MYG011 から西へ，強震動パルスが伝播する様子をそれぞれ示している．図の縦軸は SPGA4 の破壊開始点から観測点までの直線距離，図の横軸は震央での破壊開始時刻を原点としている．波形は 0.2-1Hz の速度波形であり，原則として NS 成分であるが，NS 成分の振幅の小さい MYG011 だけは EW 成分を示している．赤の破線は S 波速度を 3.9km/s と仮定した場合の SPGA4 からの S 波の到来時刻を表す．

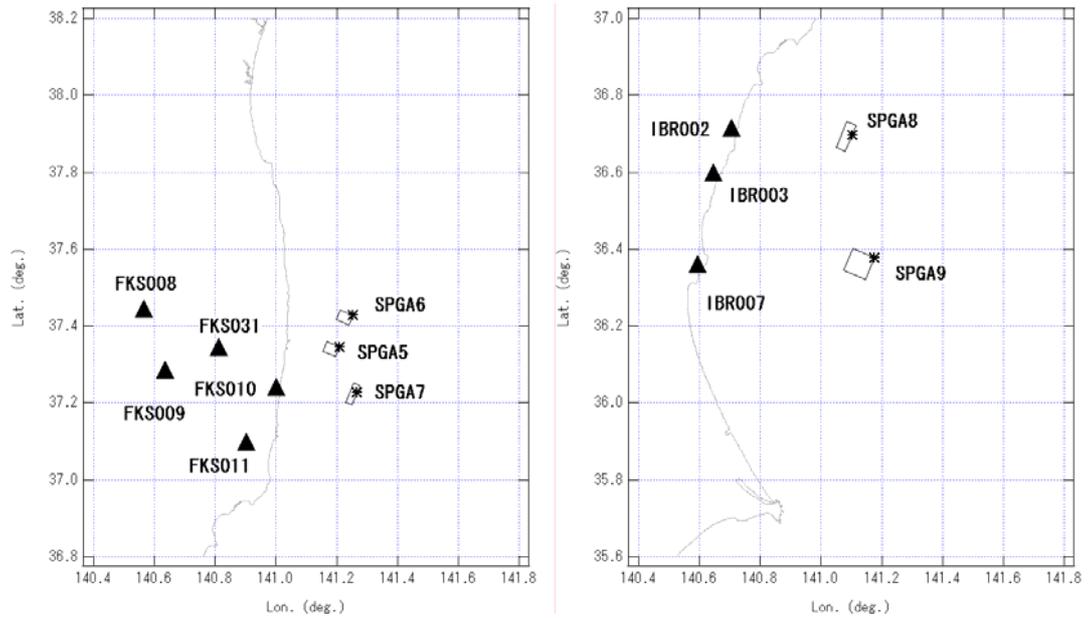


図 1.6 福島県沖および茨城県沖の SPGA の位置 (* は破壊開始点) および強震動パルスの伝播の様子を示す観測点

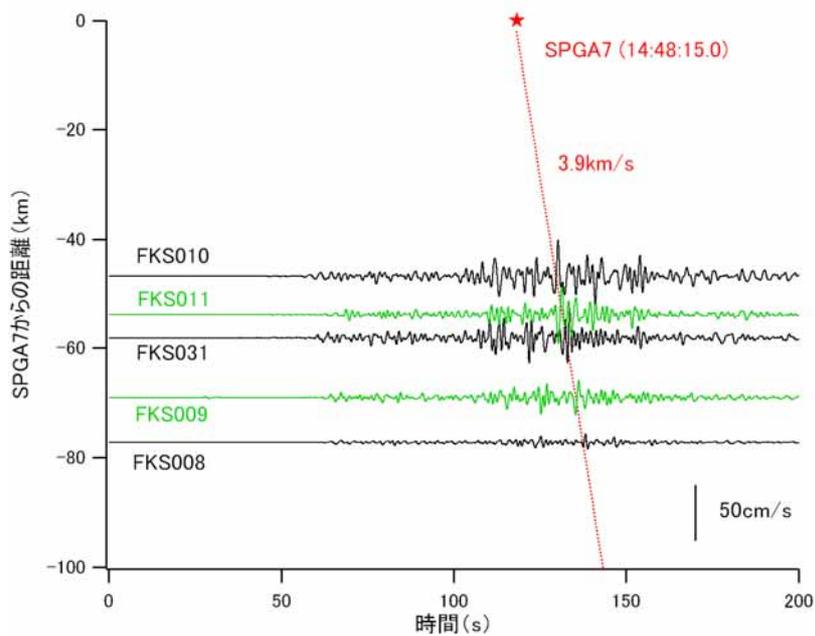


図 1.7 SPGA7 からの強震動パルスの伝播の様子 . 図の縦軸は SPGA7 の破壊開始点から観測点までの直線距離 , 図の横軸は震央での破壊開始時刻を原点としている . 波形は 0.2-1Hz の速度波形であり , 原則として NS 成分であるが , NS 成分の振幅の小さい FKS010 だけは EW 成分を示している . 赤の破線は S 波速度を 3.9km/s と仮定した場合の SPGA7 からの S 波の到来時刻を表す .

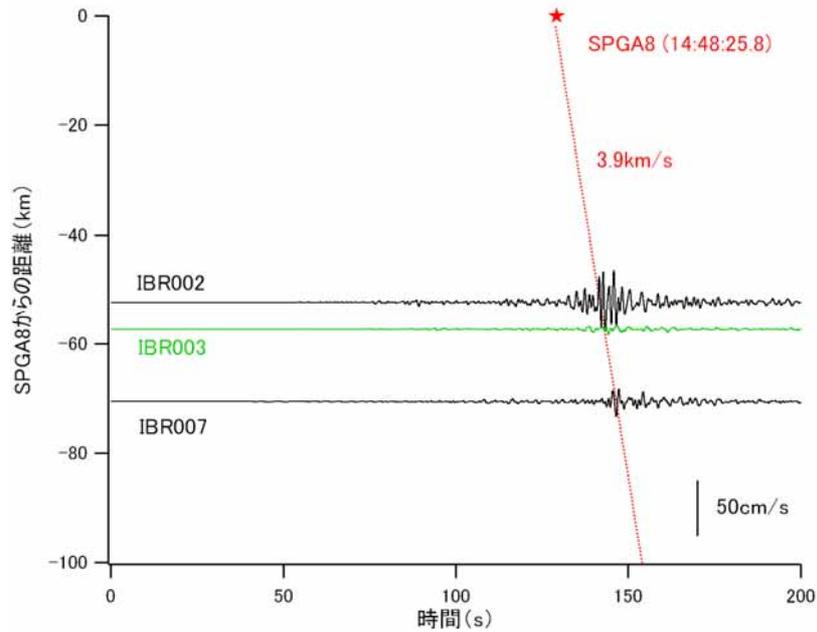


図 1.8 SPGA8 からの強震動パルスの伝播の様子 . 図の縦軸は SPGA8 の破壊開始点から観測点までの直線距離 , 図の横軸は震央での破壊開始時刻を原点としている . 波形は 0.2-1Hz の EW 成分の速度波形である . 赤の破線は S 波速度を 3.9km/s と仮定した場合の SPGA8 からの S 波の到来時刻を表す .

1.2.2 2003 年十勝沖地震

2003 年十勝沖地震は密な強震観測¹⁾²⁾によって初めて観測された海溝型巨大地震である . 図 1.9 の黒線は , 2003 年十勝沖地震の際 , 十勝支庁の 2 つの観測点 (TKCH07, TKCH02) で観測された 0.2-1Hz の帯域の速度波形を示したものである (いずれも地表の記録) . なお , 観測点の位置を図 1.10 に示す . ここでも , 速度波形には明瞭なパルスが認められる . また , パルスの形状や周期特性には , 内陸地殻内地震による強震動パルス (図 1.2) との類似性が見られる .

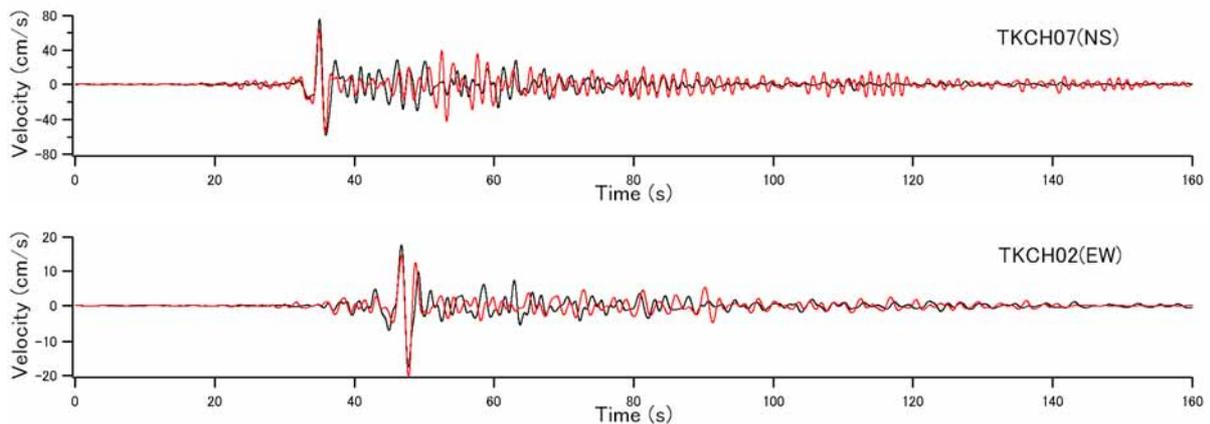


図 1.9 2003 年十勝沖地震の際に観測された強震動パルスの例 . 赤線は SPGA モデルによるパルスの再現結果 (1.3 参照) . いずれも 0.2-1Hz の帯域の速度波形 .

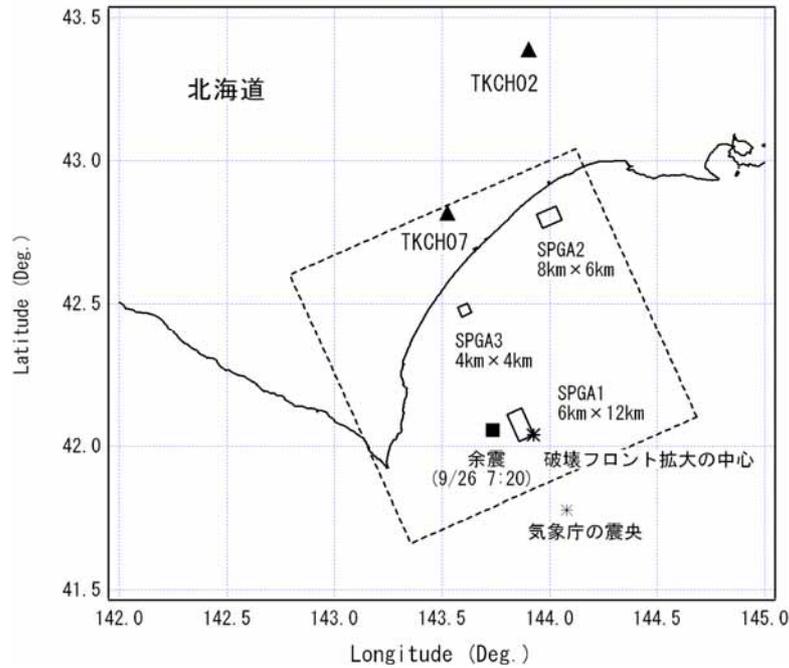


図 1.10 2003 年十勝沖地震を対象とした SPGA モデル¹⁵⁾と図 1.9 に強震動パルスの事例を示した観測点

1.2.3 1978 年宮城県沖地震

1978 年宮城県沖地震では、建設省土木研究所（当時）が石巻市の開北橋（地盤）において強震記録を取得している¹⁰⁾。開北橋の位置を図 1.11 に示す。図 1.12 の黒線は、この記録に対して、0.2-1Hz の帯域の速度波形を示したものである。ここでも、速度波形には明瞭なパルスが認められる。また、パルスの形状や周期特性には、内陸地殻内地震による強震動パルス（図 1.2）との類似性が見られる。

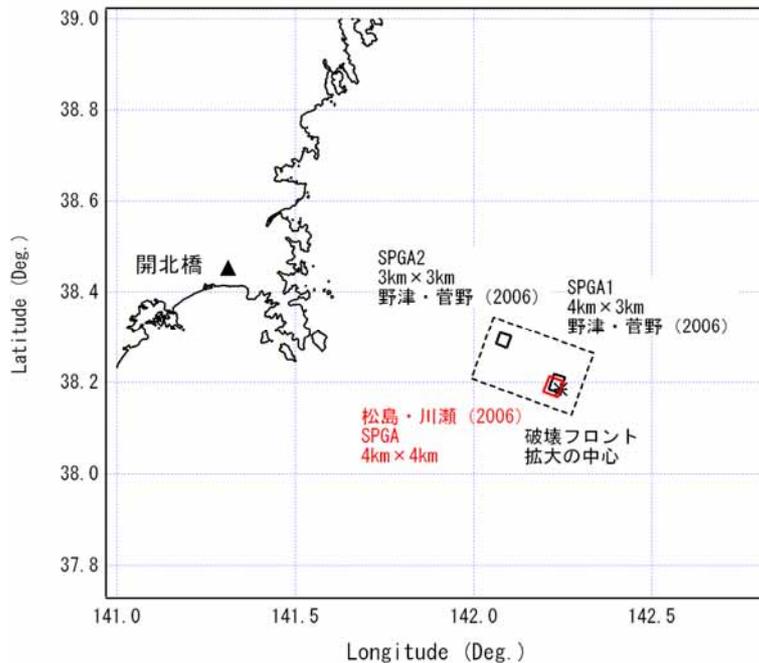


図 1.11 1978 年宮城県沖地震を対象とした SPGA モデルと開北橋の位置。SPGA モデルとしては野津・菅野のもの¹⁵⁾と松島・川瀬のもの¹⁶⁾を表示。

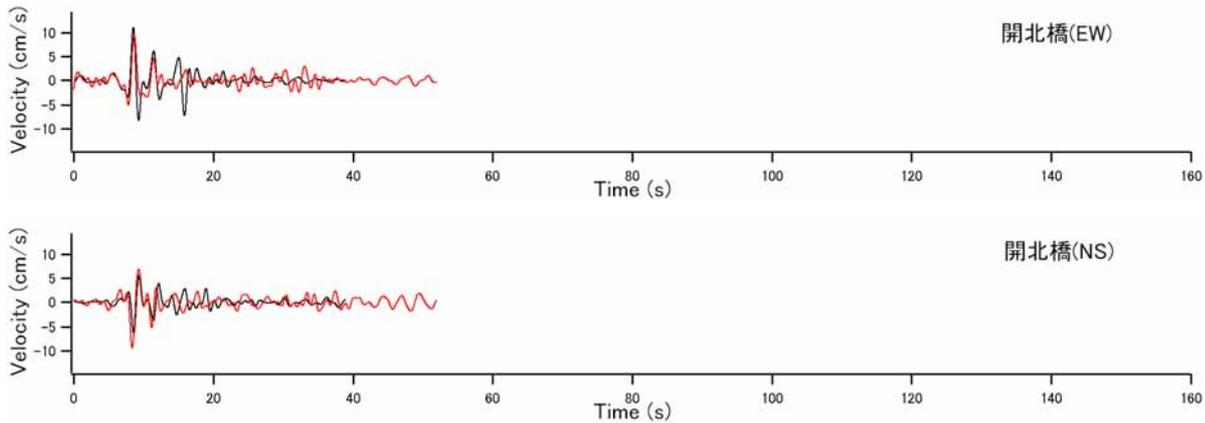


図 1.12 黒線は 1978 年宮城県沖地震の際に観測された強震動パルスの例．赤線は SPGA モデルによるパルスの再現結果（1.3 参照）．いずれも 0.2-1Hz の帯域の速度波形（横軸は図 1.1，図 1.2 等と揃えている）．

1.3 強震動パルスの再現を目的として作成された震源モデル

本節では，海溝型巨大地震による強震動パルスの再現を目的として作成された既存の震源モデルについて整理を行う．

1.3.1 整理の対象とする震源モデルとサブイベントの呼称

震源のモデル化において，ひとつの理想は，すべての周波数帯域の地震動を精度良く再現できることである．しかしながら，実際には，広帯域での地震動をまんべんなく再現することを目的として設定された震源モデルが，必ずしも強震動パルスの再現に適していない場合がある．一例として，内陸地殻内地震の例ではあるが，2005 年福岡県西方沖の地震 ($M_w6.5$) について，震央の南東側に位置するアスペリティについて複数の研究者が研究を行っているが，広帯域の地震動（具体的には速度および加速度の包絡形状）の再現を目的として設定された佐藤・川瀬¹⁷⁾の震源モデルでは長さ 10km，幅 10km，面積 100km²のアスペリティが設定されているのに対し，周期 1 秒前後の強震動パルスの再現を目的として設定された川瀬他¹⁸⁾および野津¹⁹⁾の震源モデルでは長さ 3~4km，幅 5km，面積 15~20km²のアスペリティが設定されている．同様のことは，海溝型巨大地震の震源モデルにもあてはまると考えられるため，ここでは，海溝型巨大地震による強震動パルスの再現を目的として作成された震源モデルについて整理を行う．ただし，海溝型巨大地震のみではデータ数が十分でないため，ここでは，巨大地震と呼ぶにはやや規模の小さい海溝型地震を含めて検討を行う．

表 1.1 に，強震動パルスの再現を目的として作成された海溝型巨大地震（および，それよりやや規模の小さい海溝型地震）の震源モデルを示す．

ここで，震源モデルを構成するサブイベントの呼称について，本研究での考え方を説明する．

松島・川瀬¹⁶⁾は，1978 年宮城県沖地震を対象とした研究を行い，一辺が 4km 程度の矩形の破壊領域を用いれば，開北橋等で観測されたパルス状の地震波の振幅と周期を精度よく再現できることを示した上で，この矩形領域が，この規模の地震に対して一般に仮定されるアスペリティよりもかなりサイズが小さいことから，この矩形領域はアスペリティそのものではなく，アスペリティ内部の不均質を表現するものであると考え，これをスーパーアスペリティと名付けた．2011 年東北地方太平洋沖地震を対象とした野津¹²⁾¹³⁾の研究では，強震動パルスを再現するため，一辺が数 km 程度の矩形の破壊領域を設定し，それらに対して，松島・川瀬¹⁶⁾に倣い，スーパーアスペリティという名称を与えている．

しかしながら，現時点では，「アスペリティ」という用語の用いられ方自体，転換期にある．「アスペリティ」とはもともと，常時は固着しており，地震時に大きくすべって，強い地震波を出す，という 3 つの条件を満たす断層面上の領域という意味であった．しかしながら，東北地方太平洋沖地震においては，地

震時に大きくすべった領域と強震動を生成した領域とが必ずしも一致しないことが明らかとなってきた。例えば⁶⁾、アスペリティという用語は地震時に大きくすべった領域に対して限定的に用いられるようになってきている。そのため、断層面上で強震動を生成した領域に対しては SMGA^{（例えば²⁰⁾）}という用語を割り当てることも多くなってきている。ただし SMGA 自体は東北地方太平洋沖地震を対象とした場合には一辺が数十 km 程度のものが設定されており⁶⁾²¹⁾²²⁾²³⁾²⁴⁾、強震動パルスを生成したと考えられる領域はこれよりかなり小さい。そこで、1.2 で述べたように、本研究では、断層面上で強震動パルスを生成したと考えられる領域を強震動パルス生成域 (Strong-motion Pulse Generation Area, SPGA) と定義する。従って、松島・川瀬¹⁶⁾や野津¹²⁾¹³⁾の研究でスーパーアスペリティと呼ばれていたものを本研究では SPGA と呼ぶ。また、1968 年十勝沖地震、1978 年宮城県沖地震、2003 年十勝沖地震、2005 年宮城県沖の地震を対象とする野津・菅野¹⁵⁾および港湾空港技術研究所地震動研究チーム²⁵⁾の研究では、やはり強震動パルスの再現を目的としてサブイベントが設定されている。それらは、文献の中ではアスペリティと呼ばれているが、上記の定義に照らし、本研究の中ではそれらを SPGA と呼ぶ。

表 1.1 強震動パルスの再現を目的として作成された海溝型巨大地震（および、それよりやや規模の小さい海溝型地震）の震源モデル

地震名	M ₀ [*] Nm	M _w	文献	文献中で の呼称	本研究で の呼称	kg/m ³	km/s	km/s	Vr	S _{SPGA} ^{**} km ²	M _{0SPGA} Nm	A _{SPGA} Nm/s ²
1968年 十勝沖地震	2.80E+21	8.2	野津・菅野(2006)	Asperity-1	SPGA1	3.1E+03	3.9	3.0	128	7.20E+19	1.47E+20	
				Asperity-2	SPGA2	3.1E+03	3.9	3.0	64	1.80E+19	7.36E+19	
				Asperity-3	SPGA3	3.1E+03	3.9	3.0	4	2.30E+18	1.50E+20	
1978年 宮城県沖地震	3.10E+20	7.6	松島・川瀬(2006) 野津・菅野(2006)	SA	SPGA	3.1E+03	3.9	3.0	16	1.20E+19	-	
				Asperity-1	SPGA1	3.1E+03	3.9	3.0	12	1.20E+19	2.62E+20	
				Asperity-2	SPGA2	3.1E+03	3.9	3.0	9	4.80E+18	1.40E+20	
2003年 十勝沖地震	8.21E+20	7.9	野津・菅野(2006)	Asperity-1	SPGA1	3.1E+03	3.9	3.0	72	4.20E+19	1.53E+20	
				Asperity-2	SPGA2	3.1E+03	3.9	3.0	48	2.10E+19	1.14E+20	
				Asperity-3	SPGA3	3.1E+03	3.9	3.0	16	2.40E+18	3.92E+19	
2005年 宮城県沖の地震	5.43E+19	7.1	港湾空港技術研究所 地震動研究チーム(2010)	Asperity-1	SPGA1	3.1E+03	3.9	3.0	10.5	5.00E+18	1.25E+20	
				Asperity-2	SPGA2	3.1E+03	3.9	3.0	5	2.00E+18	1.05E+20	
2011年 東北地方太平洋沖地震	3.80E+22	9.0	野津(2012a; 2012b)	SA1_1	SPGA1	3.1E+03	3.9	3.0	6	8.00E+18	3.49E+20	
				SA1_2	SPGA2	3.1E+03	3.9	3.0	12	8.00E+18	1.74E+20	
				SA1_3	SPGA3	3.1E+03	3.9	3.0	8	4.00E+18	1.31E+20	
				SA2	SPGA4	3.1E+03	3.9	3.0	10.5	2.10E+19	5.23E+20	
				SA3_1	SPGA5	3.1E+03	3.9	3.0	12	3.00E+18	6.54E+19	
				SA3_2	SPGA6	3.1E+03	3.9	3.0	12	3.00E+18	6.54E+19	
				SA3_3	SPGA7	3.1E+03	3.9	3.0	12	5.00E+18	1.09E+20	
				SA4	SPGA8	3.1E+03	3.9	3.0	24	9.00E+18	9.81E+19	
				SA5	SPGA9	3.1E+03	3.9	3.0	49	2.00E+19	1.07E+20	

*M₀は原則としてF-net。ただし、1968年十勝沖地震のM₀はKanamori(1971)、1978年宮城県沖地震のM₀はSeno et al.(1980)、2011年東北地方太平洋沖地震のM₀はKoketsu et al.(2011)

**S_{SPGA}の推定結果は、Vrの仮定に依存し、かなりの不確実性を伴うと考えられる。

1.3.2 各震源モデルで用いられている強震波形計算手法

1978 年宮城県沖地震を対象とした松島・川瀬¹⁶⁾の震源モデルを除き、それ以外のすべての震源モデルでは、経験的サイト増幅・位相特性を考慮した強震動評価手法¹⁵⁾²⁶⁾²⁷⁾²⁸⁾が用いられている。この方法は、本質的には、オメガスクエアモデル²⁹⁾に従う震源スペクトルと伝播経路特性、サイト増幅特性¹⁴⁾を考慮した中小地震波形を作成し、これを入倉他³⁰⁾の波形合成法に従って重ね合わせることにより、SPGA からの地震動を計算するものである。従って、合成の結果として得られる各 SPGA の震源スペクトルはオメガスクエアモデルに従うことになり、変位震源スペクトルの低周波側のフラットレベル（低周波レベル）と、加速度震源スペクトルの高周波側のフラットレベル（高周波レベル）が存在する。そこで、これらを、M_{0SPGA} および A_{SPGA} として表 1.1 に示している。波形合成法の詳細については上記の文献を参照されたい。

1978 年宮城県沖地震を対象とした松島・川瀬¹⁶⁾の震源モデルでは、波形合成に、水平成層構造の理論的グリーン関数が用いられている。従って、この場合、A_{SPGA} は不明であるため、表 1.1 には示していない。

1.3.3 各震源モデルによる強震動パルスの再現性

以下、個別の震源モデルによる強震動パルスの再現性について見ていく。

2011年東北地方太平洋沖地震を対象とした野津¹²⁾¹³⁾の震源モデルでは、宮城県沖から茨城県沖にかけて、一辺が数 km 程度の 9 つの SPGA が設定されており(図 1.3)、これにより、各地で観測された 0.2-1Hz の帯域の速度波形(パルス状のものを含む)が精度良く再現されている。代表例として、1.2.1 で言及した 5 地点における強震動パルスの再現結果を、図 1.1 に赤線で示している。これらのパルスは十分な精度で再現されていると考えられる。なお、IBR007 では後続位相が過大評価となっているが、これは表層地盤の非線形挙動を考慮していないことによる可能性がある。

2003年十勝沖地震を対象とした野津・菅野¹⁵⁾の震源モデルでは、波形インバージョン結果³¹⁾に基づき、襟裳岬東方沖、釧路沖、および十勝支庁の海岸線付近の深部の三箇所に SPGA が設定されており(図 1.10)、これにより、各地で観測された 0.2-1Hz の帯域の速度波形(パルス状のものを含む)が精度良く再現されている。代表例として、1.2.2 で言及した 2 地点における強震動パルスの再現結果を、図 1.9 に赤線で示している。これらのパルスは十分な精度で再現されていると考えられる。

1978年宮城県沖地震を対象とした野津・菅野¹⁵⁾の震源モデルでは、図 1.11 に示すように二箇所に SPGA が設定されており、これにより、開北橋で観測された 2 つの強震動パルスが精度良く再現されている(図 1.12)。なお、図 1.11 には松島・川瀬¹⁶⁾の震源モデルにおける SPGA の位置を同時に示しているが、これは野津・菅野¹⁵⁾の SPGA1 とほぼ同じ位置にあり、これらは互いに対応するものであると考えられる。松島・川瀬の震源モデルにおいても、開北橋で観測された 2 つの強震動パルスのうちの 1 つ目が精度良く再現されている。両者の SPGA のパラメータを比較すると、地震モーメントは同一となっており(表 1.1)、面積についても、松島・川瀬¹⁶⁾の SPGA が 16km^2 であるのに対し、野津・菅野¹⁵⁾の SPGA1 は 12km^2 となっており、大きくは異なる結果となっている。両者の波形計算手法が異なるにも関わらず、SPGA サイズの推定結果があまり異なるのは、SPGA 内部の破壊伝播に要する時間が強震動パルスの幅と関係しており、この関係自体は、波形の計算に用いる手法には依存しないためであると考えられる。また、両者が仮定している破壊伝播速度が同一であること(表 1.1)がこのような一致の前提になっているものと考えられる。いずれにしても、松島・川瀬の SPGA と野津・菅野の SPGA1 は同一のものと考えられるため、1.4 の検討において、1978年宮城県沖地震を対象とする場合には、専ら野津・菅野の SPGA について検討を行う。

この他、煩雑になるのでここには示していないが、1968年十勝沖地震($M_w 8.2$)については、野津・菅野¹⁵⁾が震源モデルを示している。この地震の際、八戸港および青森港で得られた強震記録は、いずれも堆積層の影響を大きく受けており、後続位相が発達しているため、いずれも、パルスだけが目立つような波形とはなっていない。しかし、上記の震源モデルにより、0.2-1Hz の帯域の波形(震源からの直達波を含む)が精度良く再現できているため、1.4 においては野津・菅野¹⁵⁾の震源モデルを解析対象に加える。また、2005年宮城県沖の地震については、港湾空港技術研究所地震動研究チーム²⁵⁾の震源モデルにより、開北橋で観測されたパルス状の波形が精度良く再現されているため、1.4 においてはこれを検討対象に加える。

1.3.4 SPGA モデルおよび SMGA モデルから計算される地震動の特徴

ここで、スケーリングの検討に移る前に、強震動パルスの再現を目的として設定された震源モデル(SPGA モデル)と、そのことを必ずしも意図していない震源モデル(SMGA モデル)による地震動計算結果を比較し、両者の結果が異なることを確認しておく。

東北地方太平洋沖地震の SPGA モデル(図 1.3)を構成する SPGA のうち、震央に最も近い SPGA4 は、地震モーメント、短周期レベル、放射エネルギーのいずれの点においても 9 つの SPGA の中で最大であり、宮城県の多くの地点で観測された 2 つめの波群は、ほぼ、SPGA4 により説明することができる¹²⁾¹³⁾。そこで、ここではこの SPGA4 を比較の対象とする。SPGA4 の面積は 10.5km^2 、地震モーメントは $2.1 \times 10^{19}\text{Nm}$ である(表 1.1)。

一方、文献³²⁾では、東北地方太平洋沖地震の震度の再現を目的として、岩手県沖から茨城県沖にかけて 4 つの SMGA を設定している。この中で、ここでは、宮城県沖の SPGA4 と比較することを目的として、宮城

県沖の SMGA を比較の対象とする。宮城県沖の SMGA の位置を図 1.13 に示す。面積は 3500km^2 である。地震モーメントについては、文献³²⁾では 3 通りのパラメータスタディーが行われているが、その中で、震度の再現性が最も良好であったとされるケースを取り上げ、その場合に対応する値をここでは用いた。その場合の宮城県沖の SMGA の地震モーメントは $2.1 \times 10^{21}\text{Nm}$ である。

佐藤²¹⁾は、東北地方太平洋沖地震の強震動の再現を目的として、宮城県沖から福島茨城県境付近にかけて 4 つの SMGA を配した震源モデルを提案している。この中で、ここでは、宮城県沖の SPGA4 に対応すると考えられる SMGA2 を比較の対象とした。SMGA2 の面積は 8100km^2 、地震モーメントは $7.73 \times 10^{21}\text{Nm}$ である。

Asano and Iwata²²⁾は、東北地方太平洋沖地震の強震動の再現を目的として、宮城県沖から福島県沖にかけて 4 つの SMGA を配した震源モデルを提案している。この中で、ここでは、宮城県沖の SPGA4 に対応すると考えられる SMGA2 を比較の対象とした。SMGA2 の面積は 1296km^2 、地震モーメントは $5.33 \times 10^{20}\text{Nm}$ である。

地震動の計算は、比較的震源に近く明瞭なパルスが観測されている Kik-net²⁾の MYGH12 を対象に実施した。計算方法としては、SPGA モデルの構築を行った際¹²⁾¹³⁾と同様、経験的サイト増幅・位相特性を考慮する方法²⁶⁾²⁷⁾²⁸⁾を用いた。

SPGA または SMGA の小断層への分割に関しては、分割数の影響を見るため、 $5 \times 5 \times 5$ の場合と $10 \times 10 \times 10$ の場合を検討した。経験的サイト増幅特性としては既往の研究¹⁴⁾で得られているものを用いた。位相特性としては、2005 年 12 月 17 日宮城県沖の地震 (M6.1) によるものを用いた。伝播経路の Q 値としては佐藤・巽³³⁾による東日本の海溝性地震の Q 値を用いた。位相特性と Q 値の条件は SPGA モデルの構築を行った際と同様である。

図 1.14 に、分割数が $5 \times 5 \times 5$ の場合について、SPGA モデルおよび SMGA モデルによる速度波形の計算結果と観測結果との比較を示す。図 1.15 に、分割数が $10 \times 10 \times 10$ の場合について、SPGA モデルおよび SMGA モデルによる速度波形の計算結果と観測結果との比較を示す。これらの図において、速度波形はいずれも 0.2-1Hz のバンドパスフィルタを適用したものである。

観測波(黒)には 90s 付近に明瞭なパルスが認められる。このパルスは、文献¹²⁾¹³⁾の震源モデルでは SPGA4 によりもたらされたものと解釈されており、ここでも、SPGA4 を考慮した計算結果は、当該パルスを良好に再現している。また、その再現性は分割数にはほとんど依存しないことがわかる。

一方、SMGA モデルによる結果を見ると、計算結果の速度波形は 1 つのパルスを構成しておらず、ばらけており、観測された波形を正確に再現しているとは言い難い。これは、SMGA モデルにおいては、広い領域からの地震波が時間差をおいて到来するため、1 つのまとまったパルスを構成しにくいためである。このような特徴は、震度の再現を目的として設定された文献³²⁾の SMGA のみならず、強震動の再現を目的として設定された文献²¹⁾²²⁾の SMGA にも見られる。

また、SMGA モデルのもう一つの特徴として、分割数が $5 \times 5 \times 5$ の場合と $10 \times 10 \times 10$ の場合で計算結果が一致していない。すなわち、SMGA モデルによる計算結果は分割数依存性が大きいと言える。SMGA モデルのこのような性格は、予測問題への適用において必ずしも好ましいものとは言えない。

さらに極端なケースとして、分割数を $100 \times 100 \times 100$ とした場合の結果を図 1.16 に示す。ただし、実用上は SPGA モデルも SMGA モデルもこのように分割数を大きくすることは想定しておらず、この計算はあくまでも思考実験のためのものである。図 1.16 からわかるように、分割数を大きくすることで、SMGA モデルの分割数依存性はより明瞭に表れる。特に、面積の大きい内閣府のモデル³²⁾と佐藤のモデル²¹⁾では、振幅が著しく小さくなる。

こうした SMGA モデルの分割数依存性の原因について考察を行う。野津³⁴⁾は入倉他の重ね合わせ方法³⁰⁾で得られる地震動の分割数依存性について数値実験を行っており、大地震(本研究で言うところの SPGA または SMGA)のコーナー周波数よりも高周波側で分割数依存性が見られることを示している(文献³⁴⁾の Fig.3)。また、同時に、分割数が大きいほど中間周波数帯域での落ち込みが顕著になることを示し、これは、分割数が大きい場合、理論地震動に従う周波数帯域(すなわち³⁾となる周波数帯域)が高周波側まで延び

るためであると考察している。入倉他の重ね合わせ方法では、コーナー周波数よりも高周波側の成分を計算しようとする場合には、分割数を大きくし過ぎないことが必要である。すなわち、有限要素法や差分法で期待されているような、分割を細かくするほど精度が向上し計算結果が収束する性質は、入倉他の重ね合わせ方法では、コーナー周波数よりも高周波側では期待できないことになる。すなわち、入倉他の重ね合わせ方法は、コーナー周波数よりも高周波側では不可避免的に分割数依存性を有する方法である。ところで、SMGAとSPGAを比較すると、SMGAは一辺が数十 km 程度であることから、コーナー周波数は低周波側となり、工学上重要な 0.2-1Hz 程度の帯域はコーナー周波数よりも高周波側、すなわち、入倉他の重ね合わせ方法で分割数依存性が表れる帯域となる。一方、SPGAは一辺が数 km 程度であることから、工学上重要な 0.2-1Hz 程度の帯域はコーナー周波数と同程度となり、分割数依存性が表れにくくなる。図 1.14 ~ 図 1.16 の比較で、SPGA の場合だけ分割数依存性が表れていないのはそのためである。特に、面積の大きい内閣府のモデル³²⁾と佐藤のモデル²¹⁾において、分割数を大きくしたときに振幅が著しく小さくなるのは、先に説明したように、分割数が大きい場合、理論地震動に従う周波数帯域（すなわち³⁾となる周波数帯域）が高周波側まで延びるためであると考えられる。

これらの結果から、工学上重要な 0.2-1Hz 程度の帯域において分割数によらない安定した結果を得るためには SPGA モデルが必要であることがわかる。

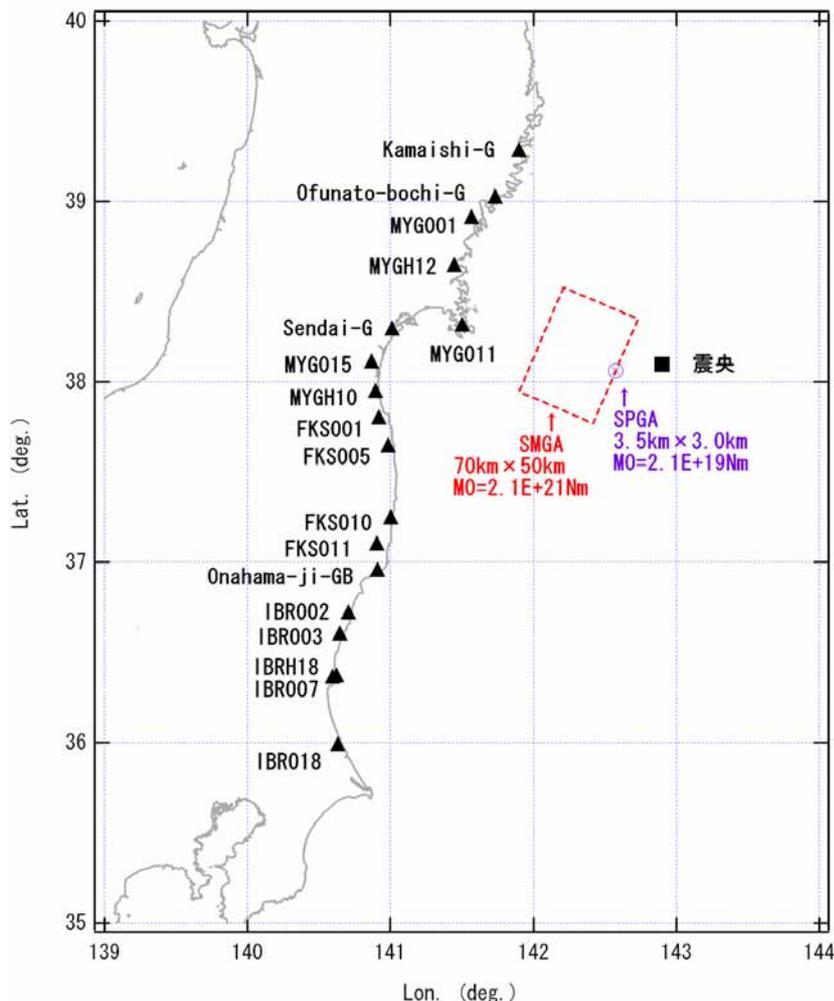


図 1.13 1.3.4 で対象とする SPGA と SMGA (SMGA の面積は文献 32)を参考に設定)

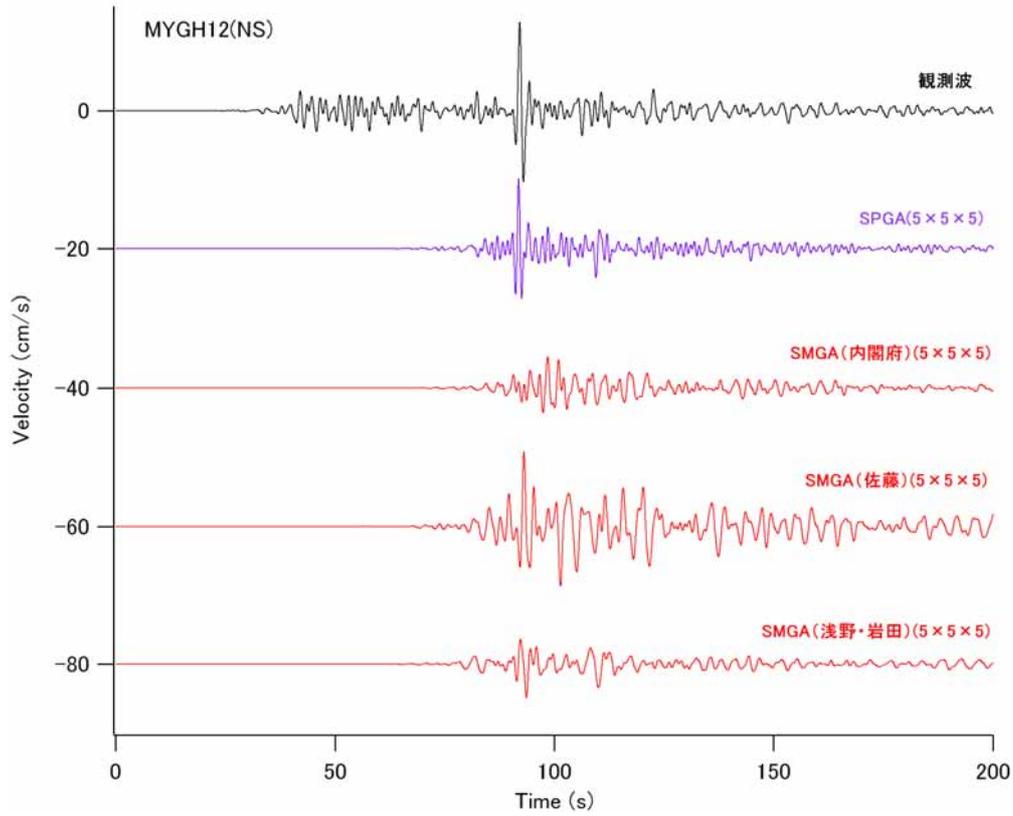


図 1.14 SPGA モデルと SMGA モデルによる速度波形の計算結果と観測結果の比較 (分割数 $5 \times 5 \times 5$)

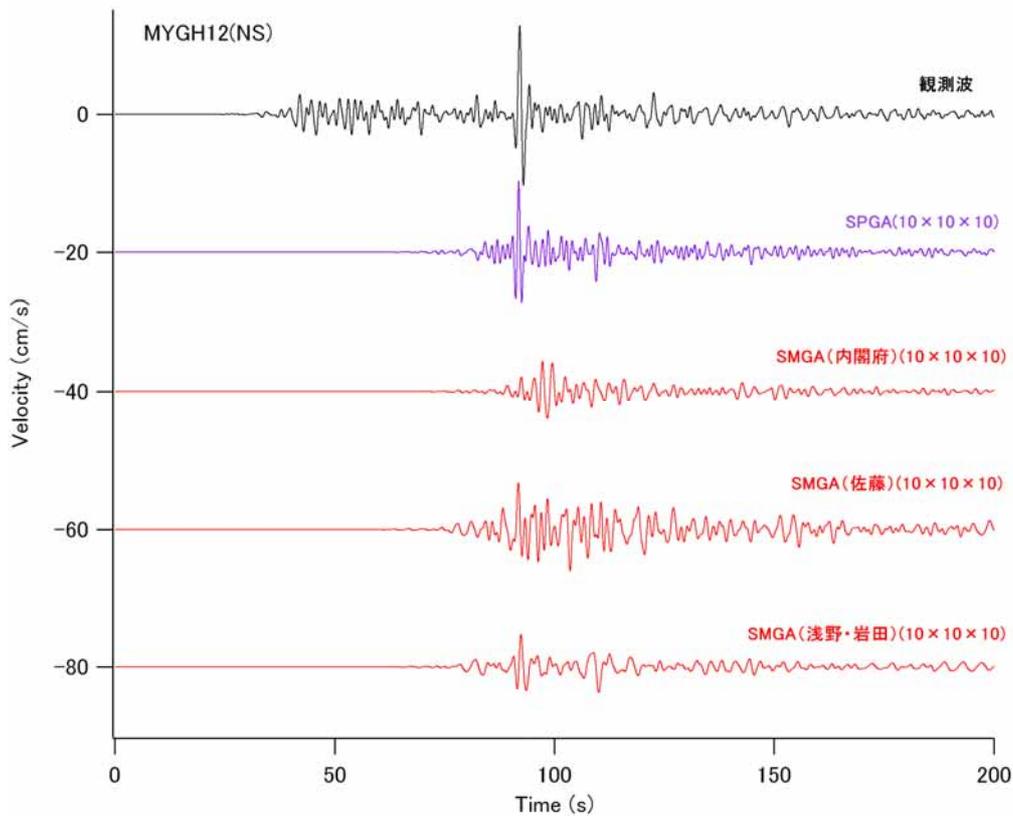


図 1.15 SPGA モデルと SMGA モデルによる速度波形の計算結果と観測結果の比較 (分割数 $10 \times 10 \times 10$)

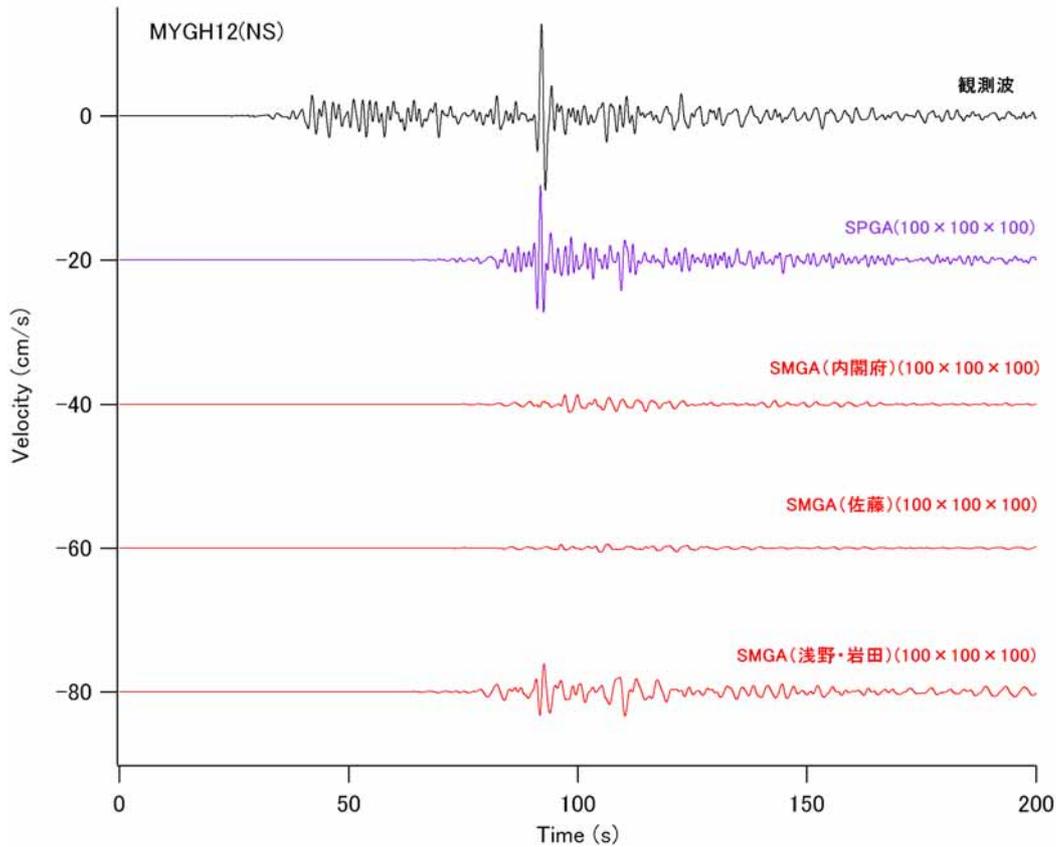


図 1.16 SPGA モデルと SMGA モデルによる速度波形の計算結果と観測結果の比較(分割数 $100 \times 100 \times 100$)

1.4 強震動パルス生成域のスケーリング

1.4.1 震源スペクトルの特性

1.3 で検討対象として選定した震源モデルにおいては、各々の SPGA から放射される地震波は入倉他³⁰⁾の方法で計算されているので、対応する震源スペクトルは、近似的にはオメガスクエアモデル²⁹⁾に従うことが期待される。そこで、表 1.1 に示すすべての SPGA に対して、変位、速度、加速度の震源スペクトルがオメガスクエアモデルに従うものと仮定して、それらをプロットしたものが図 1.17 である(ただし 1978 年宮城県沖地震に対しては文献 15)の SPGA)。また、図 1.18 は、地震間の比較をより行いやすくするため、各地震において最大(速度震源スペクトルのピーク値が最大)の SPGA を取りだして比較を行ったものである。なお、これらの図において、ハッチング部分は、本研究において主に着目する周波数帯域(0.2-1Hz)を示したものである。

図 1.17 および図 1.18 から先ずわかることは、いずれの SPGA に対しても、速度震源スペクトルのピークは 0.2-1Hz の範囲に存在しているということである。ただし、このこと自体は、時間領域において、0.2-1Hz の帯域の速度波形に表れているパルスを対象として解析を行っているためであり、当然とも言える。

次に、地震間の比較に移ると、非常に顕著な特徴として、2011 年東北地方太平洋沖地震の方が、1968 年十勝沖地震や 2003 年十勝沖地震と比較して、全体としての地震規模は大きいにも関わらず、速度震源スペクトルのピークがより高周波側に存在していることを指摘できる。また、このことに関連して、低周波側(0.2Hz ~ 0.3Hz)では、2011 年東北地方太平洋沖地震の方が、1968 年十勝沖地震や 2003 年十勝沖地震よりも震源スペクトルの値が小さい。このことは、「東北地方太平洋沖地震は短周期成分が卓越する地震であった」とする認識³⁵⁾³⁶⁾と整合するものである。東北地方太平洋沖地震は、その規模にも関わらず、固有周期が 4-5 秒程度の構造物にとって厳しい地震動成分をあまり出していなかったことになる。一方、岸壁に対して最も影響を

及ぼしやすいと考えられる周波数帯域 (0.3-1Hz) に着目すると、東北地方太平洋沖地震は 1968 年十勝沖地震や 2003 年十勝沖地震と同程度に厳しい震源特性を有していたと考えられる。

1.4.2 地震規模に対するスケーリング

次に、SPGA の低周波レベル M_{0SPGA} および高周波レベル A_{SPGA} と地震規模 M_w との関係を検討する。

図 1.19 (上) は、SPGA の低周波レベルと M_w との関係を示したものである。ここで黒丸は個々の SPGA の低周波レベル、赤丸は低周波レベルの総和 (単純なたし算) である。低周波レベルに関して一般的に想定されることの多いスケーリングは、全地震モーメント M_0 の 1 乗に比例するとするものである。図 1.19 (上) の右上がりの直線はこの関係を満たす直線であるが ($M_w = 7.9$ のデータを用いたフィッティング)、およそ $M_w=7.9$ を境としてそれより規模の大きい側では、SPGA の低周波レベルはこの関係に従わず、飽和する傾向が読みとれる。この関係は次式で表される。

$$\log_{10}(M_{0SPGA} \text{ の総和}) = 1.5 M_w + 8.0 \quad (M_w = 7.9) \quad (1.1)$$

$$\log_{10}(M_{0SPGA} \text{ の総和}) = 19.9 \quad (M_w = 7.9) \quad (1.2)$$

つまり、 $M_w=7.9$ を越えて地震規模が大きくなる場合、増加分のモーメントの大部分は強震動パルスの生成に寄与しないように見える。これは、増加分のモーメントがあまり大きくなり速度を伴わずに解放されるためであると考えられる。なお、 $M_w = 7.9$ では M_0 に対する M_{0SPGA} の割合は平均して 8% 程度である。

以上の低周波レベルに関する検討から、およそ $M_w=7.9$ を境として、それより規模の小さい側と大きい側で傾向が異なることがわかったので、以下においては主に $M_w = 7.9$ のデータに着目する。

図 1.19 (中) は、SPGA の高周波レベルと M_w との関係を示したものである。ここでも、黒丸は個々の SPGA の高周波レベル、赤丸は高周波レベルの総和 (自乗和平方根) である。図 1.19 (下) は SPGA の個数と M_w との関係を示したものである。SPGA の高周波レベルのイベント内平均値と、高周波レベルの総和との間には、個数 N を介して次の関係がある。

$$(A_{SPGA} \text{ の総和}) = N^{1/2} (A_{SPGA} \text{ の平均}) \quad (1.3)$$

以下においては、図 1.19 (中)(下) を併せて考察する。まず、高周波レベルの総和 ($M_w = 7.9$ のデータ) と、全地震モーメントの 0 乗、1/6 乗、1/3 乗、1/2 乗、2/3 乗、5/6 乗、1 乗との関係を検討し、最も残差が小さくなるものを選んだところ、1/3 乗が選択された。このときの回帰直線を図 4.3 (中) に赤で示す。また、これを式で表すと

$$\log_{10}(A_{SPGA} \text{ の総和}) = 0.5 M_w + 16.31 \quad (M_w = 7.9) \quad (1.4)$$

となる。一方、個々の SPGA の高周波レベル ($M_w = 7.9$ のデータ) と全地震モーメントとの関係を同様に検討したところ、最も残差が小さくなるのは 1/6 乗の場合であった。このときの回帰直線を図 1.19 (中) に黒で示す。さらに、SPGA の個数 ($M_w = 7.9$ のデータ) と全地震モーメントとの関係を同様に検討したところ、最も残差が小さくなるのは 1/3 乗の場合であった。このときの回帰直線を図 1.19 (下) に赤で示す。これらの関係を式(3)に代入すると、左辺、右辺とも、全地震モーメントの 1/3 乗に比例することになるので、矛盾はないことになる。高周波レベルの総和が全地震モーメントの 1/3 乗に比例する関係は、壇他³⁷⁾や佐藤³⁸⁾の示した関係とも整合する。

ここまで行ってきた低周波レベルおよび高周波レベルの総和に関する検討結果をもとに、予測問題においては、地震全体の規模が与えられれば、式 (1.2) および式 (1.4) によって、SPGA の低周波レベルと高周波レベルの総和を推定することができるものと考えられる ($M_w = 7.9$ の場合)。

ただし、強震動予測の実務においては、SPGA の低周波レベルと高周波レベルの総和がわかるだけでは不十分であり、個々の SPGA におけるそれらの値、または、全体に占める割合が必要となる。

そこで、表 1.1 に示す個々の SPGA の低周波レベルを、イベント内で大きい順にプロットしたものが図 1.20 である。また、個々の SPGA の低周波レベルが全体に占める割合を、イベント内で大きい順にプロットしたものが図 1.21 である。図 1.21 から、イベント内で第一位の SPGA の低周波レベルが全体に占める割合は、2011 年東北地方太平洋沖地震とその他の地震で傾向が異なることがわかるが、 M_w 7.9 の地震に対してあえて平均をとれば 0.56 となる。また、イベント内で第二位の SPGA の低周波レベルが全体に占める割合は地震間でのばらつきが比較的少なく、 M_w 7.9 の地震に対して平均をとれば 0.25 となる。残りの 0.19 が第三位以下の SPGA によって賅われていることになる。

同じように、表 1.1 に示す個々の SPGA の高周波レベルを、イベント内で大きい順にプロットしたものが図 1.22 である。また、個々の SPGA の高周波レベルが全体に占める割合を、イベント内で大きい順にプロットしたものが図 1.23 である。図 1.22 から、2011 年東北地方太平洋沖地震は、SPGA の個数が多いだけでなく、個々の SPGA が高周波成分を多く出していた地震であったことがわかる。図 1.23 から、イベント内で第一位の SPGA の高周波レベルが全体に占める割合は地震間でのばらつきが比較的少なく、 M_w 7.9 の地震に対して平均をとれば 0.74 となる。また、イベント内で第二位の SPGA の高周波レベルが全体に占める割合も地震間でのばらつきが比較的少なく、 M_w 7.9 の地震に対して平均をとれば 0.58 となる。残りの 0.35 が第三位以下の SPGA によって賅われていることになる。

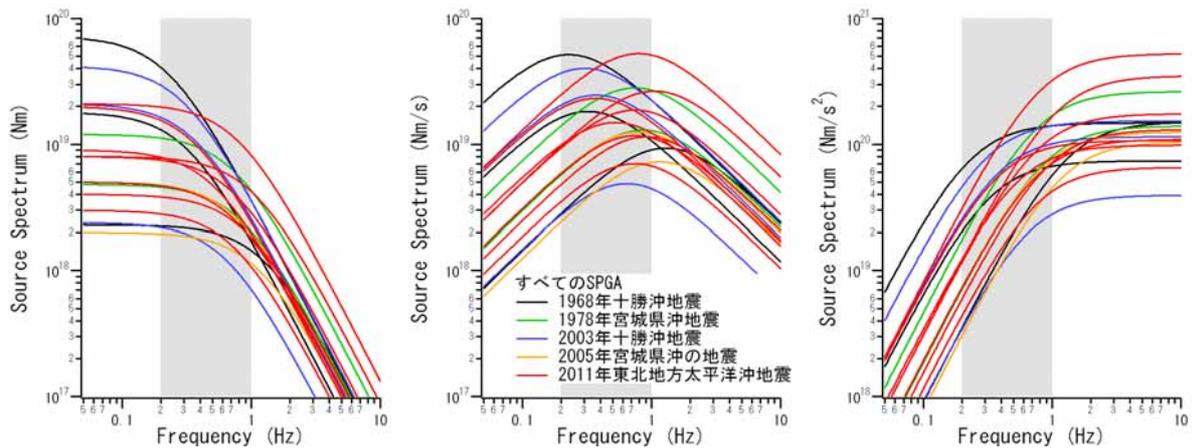


図 1.17 すべての SPGA に対応する震源スペクトルのプロット
(左から変位，速度，加速度の震源スペクトル)

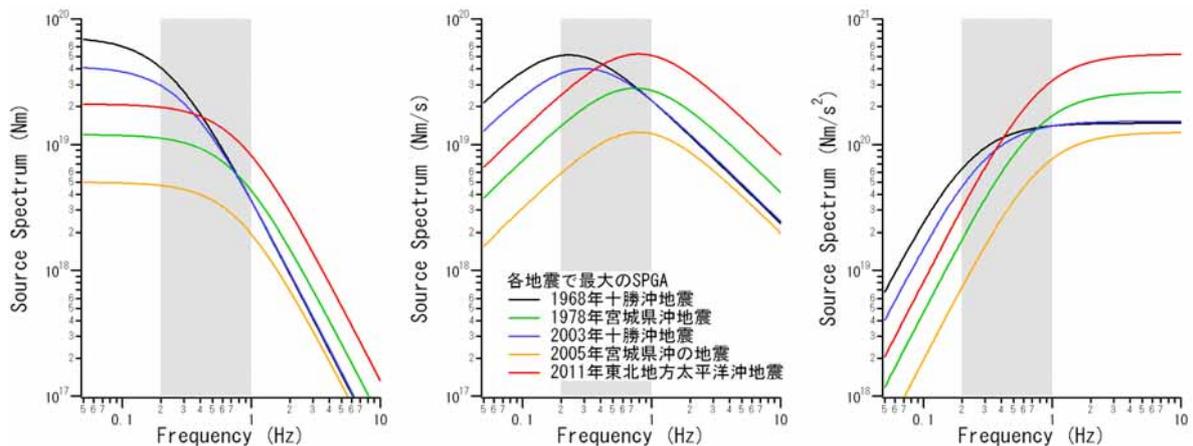


図1.18 各地震で最大のSPGAに対応する震源スペクトルのプロット
(左から変位，速度，加速度の震源スペクトル)

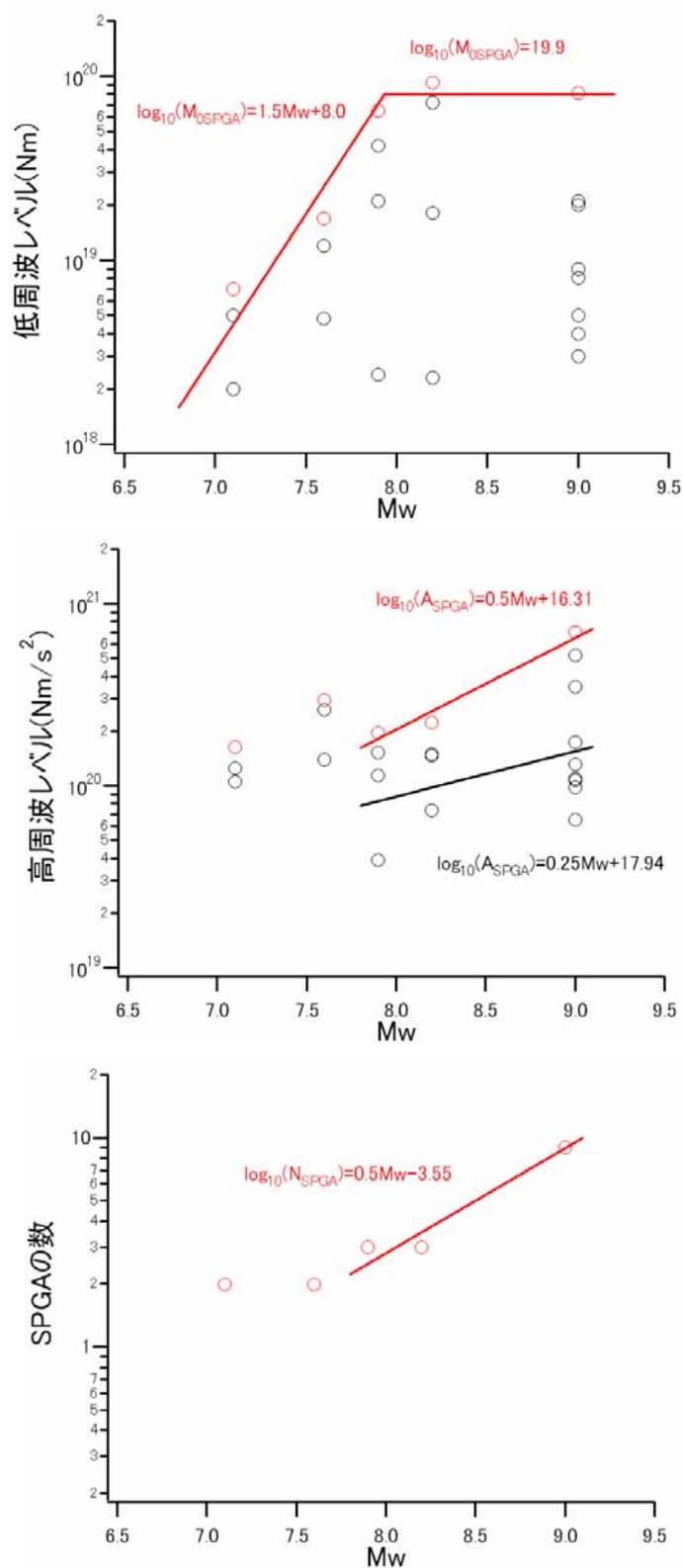


図 1.19 SPGA の低周波レベル，高周波レベルおよび SPGA の数と地震規模との関係
 (中段の図の二つの回帰直線は個々の A_{SPGA} と A_{SPGA} の総和に対応)

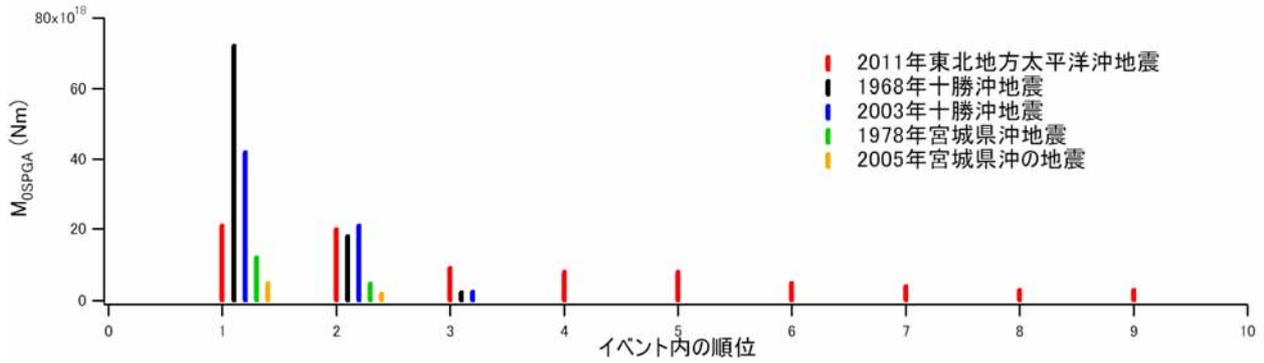


図 1.20 個々の SPGA の低周波レベル

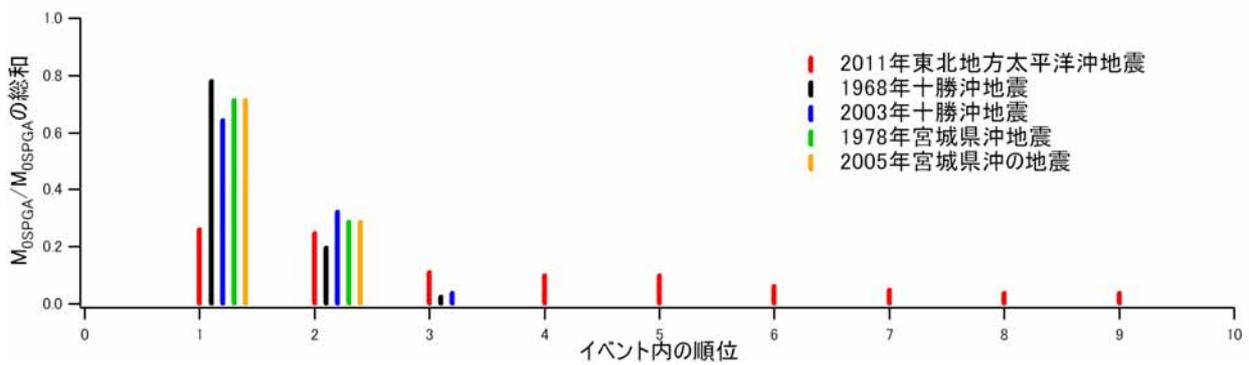


図 1.21 個々の SPGA の低周波レベルの全体に占める割合 (足すと 1 になる)

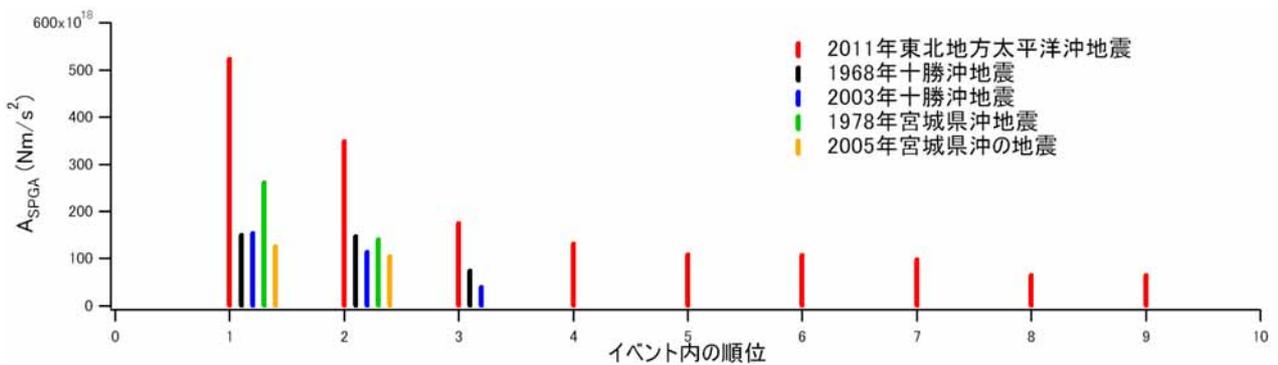


図 1.22 個々の SPGA の高周波レベル

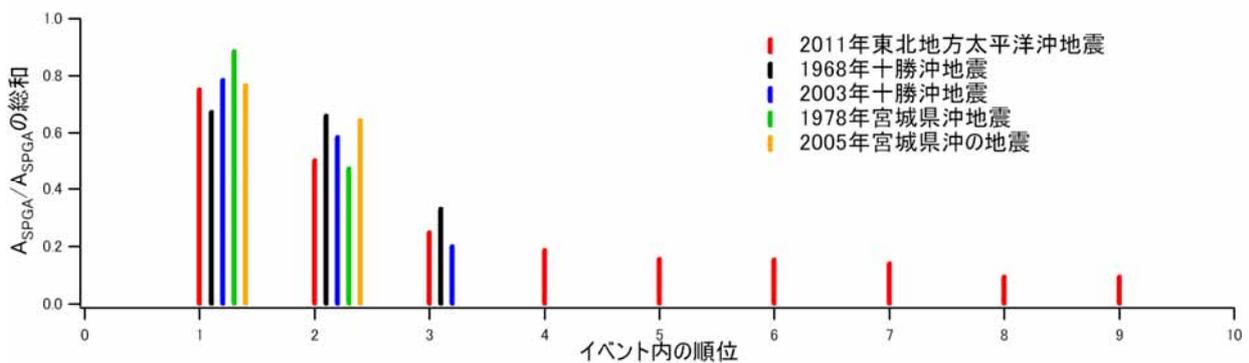


図 1.23 個々の SPGA の高周波レベルの全体に占める割合 (自乗して足すと 1 になる)

1.5 南海トラフの地震への SPGA モデルの適用

1.5.1 概要

ここまで見てきたように、SPGA モデルは、東北地方太平洋沖地震を含む海溝型巨大地震を対象として、地震動の波形やスペクトルを適切に再現することのできる震源モデルであると言える。しかしながら、巨大地震の発生が懸念される南海トラフを対象として、SPGA モデルを用いた強震動評価の結果は、これまで報告されていない。

そこで本節では、既往の巨大地震への高い適用性を示す SPGA モデルを用い、東海から九州の港湾を対象として、南海トラフの地震 ($M_w9.0$) に対する強震動評価を行い、その結果について報告する。本節の主眼は二点ある。一点目は、SPGA の位置について、事前の予測が困難であるとの立場から極めて多くのケースについて検討を行ったとしても、計算上の工夫を行えば、一般的に利用可能な計算機資源および現実的な計算時間の範囲内で強震動評価が実行可能であることを示すことである。もう一点目は、SPGA モデルを南海トラフの地震 ($M_w9.0$) に適用した場合にどのような結果が得られるか確認することである。

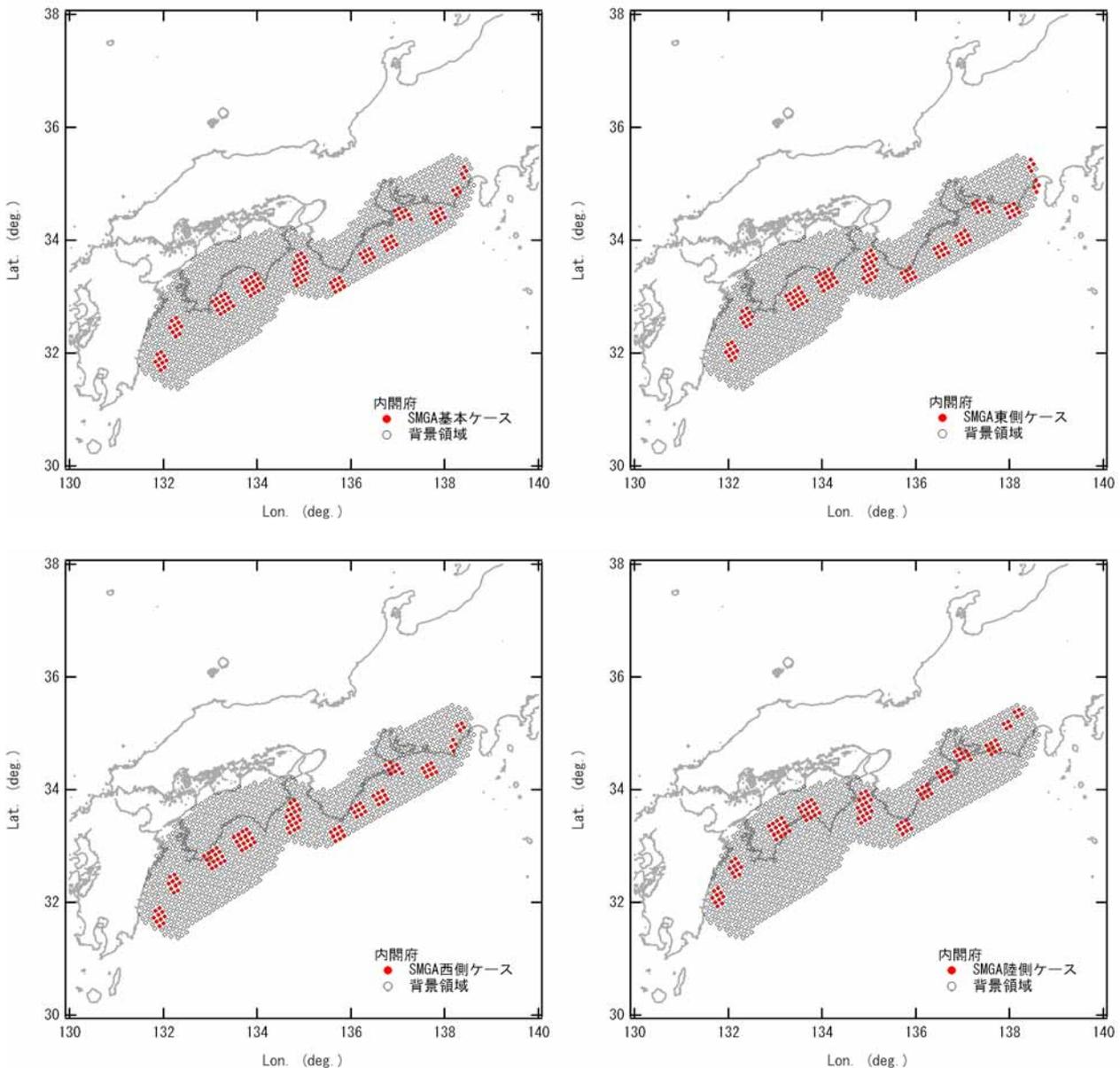


図 1.24 南海トラフの巨大地震モデル検討会³²⁾における SMGA の配置

1.5.2 対象とする地震

本節では、文献 32)と同様、南海トラフの地震 ($M_w9.0$) を対象とした。文献 32)では、南海トラフの地震 ($M_w9.0$) による震度分布を推定することを目的として、SMGA の組み合わせからなる震源モデルを提案している。このとき、図 1.24 に示すように、SMGA の配置は、基本ケース、東側ケース、西側ケース、陸側ケースの 4 通りが考えられている。いずれのケースも震源モデルは 12 個の SMGA から成り立っている。

本研究の趣旨は SPGA モデルによる強震動評価を行うことにあるので、上記の SMGA モデルの震源パラメーター（面積、地震モーメント等）を用いることはしない。しかし、以下に述べるように、SPGA の配置にあたっては、提案されている SMGA の位置を参考にしている。

1.5.3 SPGA のパラメーターとその配置

本研究では、海溝型巨大地震による強震動パルスの再現を目的として作成された既存の震源モデルについて整理を行い (1.3)、強震動パルス生成域 (SPGA) の諸特性と地震規模との関係について検討し、経験式の提案も行った (1.4)。一般に、地震全体の規模が与えられた場合には、SPGA のパラメーターを決定するためには、上記の経験式を利用することが考えられる。しかし、ここでは、対象とする地震の規模は $M_w9.0$ であり、東北地方太平洋沖地震と同規模であることから、個々の SPGA のパラメーター（面積、地震モーメント等）としては、東北地方太平洋沖地震の震源モデルにおける個々の SPGA のパラメーター（表 1.1）を用いることとした。

SPGA の位置については、予測が困難であるため、以下に述べるように、極めて多数のケースについて計算を行った。その際、一般的に利用可能な計算機資源および現実的な計算時間の範囲内で強震動評価が可能となるよう計算上の工夫を行った。

まず、文献 32)の SMGA の配置 (図 1.24) のうち、基本ケースを取り上げ、12 個の SMGA を順次 SPGA に置き換えていくことを考える。このとき、SPGA は、SMGA 上で最も対象地点に近い位置に配置した。ただし、基本ケースの SMGA は 12 個あるのに対し、東北地方太平洋沖地震の SPGA は 9 個であるため、9 個の SPGA を配置し終えた後、残り 3 個については、東北地方太平洋沖地震の最下位の SPGA (SPGA5 および SPGA6) と同じパラメーターの SPGA がさらに 3 個あるものと考え、配置を行った (ここでは放射エネルギーが最小のものを最下位の SPGA と呼んでいる)。本研究では、後述のように、多数の計算ケースによる地震動を (振幅の観点から) 順位付けし、90%非超過あるいは 50%非超過の地震動を算出することを念頭に置いているが、残り 3 個の SPGA を加えるかどうかは、下位の地震動のみに影響するため、90%非超過あるいは 50%非超過の地震動の抽出結果に対してはほとんど影響を及ぼさない。

この方法で SPGA を配置すると、配置の仕方は全部で $12!$ (階乗) 通り存在する。配置の仕方の一例として、図 1.25 には高知港にとって最も厳しくなるような SPGA の配置を示す。図の (a) は (放射エネルギーの観点から) 最大の SPGA であり、東北地方太平洋沖地震の SPGA4 に相当する。図の (b) は (放射エネルギーの観点から) 2 番目の SPGA であり、東北地方太平洋沖地震の SPGA1 に相当する。図の (c) は (放射エネルギーの観点から) 3 番目以下の SPGA である。このように (当然ではあるが) 最大の SPGA と 2 番目の SPGA がともに対象地点に近い場合に厳しい地震動となる。

ここまで、SMGA としては基本ケースを考えてきたが、同様の作業を東側ケース、西側ケース、陸側ケースに対しても実施すると、SPGA の配置の仕方は全部で $12! \times 4$ 通り存在する。なお、下位 4 つの SPGA のパラメーターは等しいので、実際に独立なものは $12! \times 4 \div 4!$ 通り存在することになる。

以上のように、SPGA の配置の仕方には極めて多くのものが存在するが、それらによる地震動を (振幅の観点から) 順位付けし、50%非超過、90%非超過等となる地震動を算出することを考える。

本節の後段の強震動評価においては、基本的に、東北地方太平洋沖地震等の地震動の再現に用いられたのと同じ、文献 26)27)28)の方法を用いている。しかしながら、すべての SPGA の配置に対して対象地点での地震動を上記の手法で計算することは、計算時間の観点から現実的でない。そこで、以下においては、対象地点の地震基盤における地震動を近似的に計算し、その振幅に応じて地震動の順位付けを行うことを考える。

このとき、地震動の順位付けは PSI 値³⁹⁾の大小によって行うこととした。PSI 値は岸壁の被害程度と良い対応を示す量であり、式(1.5)で定義される。

$$PSI = \left(\int_0^{\infty} (v(t))^2 dt \right)^{0.5} \quad (1.5)$$

ここに $v(t)$ は速度波形である。PSI 値は、平井・澤田⁴⁰⁾の定義する「入射エネルギー密度」とも密接な関係がある。「入射エネルギー密度」をインピーダンス(密度×S波速度)で除し、平方根をとったものが PSI 値である。また、Parseval の定理により、PSI 値は次式のように速度フーリエスペクトルから計算することもできる。

$$PSI = \left(\frac{1}{\pi} \int_0^{\infty} (V(\omega))^2 d\omega \right)^{0.5} \quad (1.6)$$

ここに、 $V(\omega)$ は速度フーリエスペクトルである。

以下、地震基盤における PSI 値の近似計算について説明する。

文献 26)27)28)の方法では、震源において ω^{-2} モデル²⁹⁾に従うグリーン関数を生成し、これを入倉他の方法³⁰⁾で重ね合わせることにより、SPGA からの地震動を生成する。ところが、もともと入倉他の方法は、グリーン関数が ω^{-2} モデルに従うとき、重ね合わせ後の地震動も近似的に ω^{-2} モデルに従うように配慮されている。従って、文献 26)27)28)の方法により計算される SPGA からの地震動は、震源において近似的に ω^{-2} モデルに従うと考えられる。

そこで、PSI 値の近似計算においては、SPGA からの地震動の震源スペクトルが完全に ω^{-2} モデルに従うと仮定する。このとき、速度の震源スペクトルは次式で表される。

$$V_s(\omega) = M_0 \omega / (1 + (\omega/\omega_c)^2) \quad (1.7)$$

ここに $V_s(\omega)$ は速度震源スペクトル、 M_0 は地震モーメント、 ω_c はコーナー周波数である。対象地点の地震基盤における速度フーリエスペクトルと速度震源スペクトルとの関係は次式で与えられる。

$$V(\omega) = C P(\omega) V_s(\omega) \quad (1.8)$$

ここに、 $P(\omega)$ は伝播経路特性であり、

$$P(\omega) = (1/r) \exp(-\omega r / 2Q\beta) \quad (1.9)$$

で与えられる。また、係数 C は

$$C = R_{\theta\phi} FS PRTITN / (4\pi\rho\beta^3) \quad (1.10)$$

で与えられる。ここに R はラディエーション係数であり本研究では全方位への平均値である 0.63 を用いる。 FS は自由地表面による増幅の効果(=2)である。 $PRTITN$ は地震動エネルギーの水平 2 成分への分配係数であり、本研究では 0.71 とする。

式(1.8)を式(1.6)に代入し、 $P(\omega)$ を 1Hz での値 P_0 で置き換えると、PSI 値は次式で近似される。

$$PSI = C P_0 \left(\frac{1}{\pi} \int_0^{\infty} (V_s(\omega))^2 d\omega \right)^{0.5} \quad (1.11)$$

式(1.11)の右辺に式(1.7)を代入し、積分を実行すると

$$PSI = (1/2) C P_0 M_0 \omega_c^{1.5} \quad (1.12)$$

が得られる。

そこで、個々の SPGA による地震基盤での PSI 値を式(1.12)で求め、最後に、12 個の SPGA に対する自乗平方根をとることで、ある一つの SPGA 配置に対する地震基盤での PSI 値を求める。

同様の作業をすべての SPGA 配置に対して繰り返すことで、50%非超過、90%非超過等に対応する SPGA 配置を求める。

いったん、50%非超過、90%非超過等となる SPGA 配置を求めた後に、サイト特性を考慮して対象地点での地震動を求めるには、文献 26)27)28)の方法を用いる。

なお、ここまでの過程における近似の精度について以下に検討する。

まず、個々の SPGA による地震基盤での PSI 値を式 (1.12) で求めることについては、震源スペクトルが完全に ω^{-2} モデルに従うと仮定しているため、グリーン関数の重ね合わせで計算される震源スペクトルの ω^{-2} モデルからの乖離が誤差要因となる。そこで、実際に、1.5.4 で述べる 18 地点、および、上記の方法で求められた 50%非超過となる SPGA 配置に対して、グリーン関数の重ね合わせで計算される個々の SPGA の PSI 値と、式 (1.12) で求まる個々の SPGA の PSI 値を比較したものが図 1.26 である。この結果から、個々の SPGA の PSI 値は式 (1.12) により一定の精度で計算できると考えられる。

次に、全ての SPGA からの地震動の PSI 値を、個々の SPGA からの地震動の PSI 値の自乗和平方根で求めることの妥当性について検討する。1.5.4 で述べる 18 地点、および、上記の方法で求められた 50%非超過となる SPGA 配置に対して、全ての SPGA からの地震動を厳密に計算してその PSI 値を求めた結果と、個々の SPGA からの地震動の PSI 値の自乗和平方根とを比較した結果を図 1.27 に示す。この結果から、この近似の精度は極めて良好であることがわかる。

以上のように、計算の過程における近似については一定の精度があるものと考えられる。また、これらの近似を用いることにより、効率的な計算が可能となる。実際、 $12! \times 4$ 通りの SPGA 配置から 50%非超過および 90%非超過となる配置を選定し、サイト特性を考慮した地震動を計算するまでに要する時間は、一般的なデスクトップパソコン (1.6GHz の CPU) で、1 地点あたり 16 分程度である。なお、前述のように、ここでは下位 4 つの SPGA のパラメータは等しいので、 $12! \times 4$ 通りの SPGA 配置の中には等しいものもあるが、上記の計算時間は $12! \times 4$ 通りの SPGA 配置を考慮した場合の計算時間である。また、上記の計算を一般的なデスクトップパソコンで行うため、メモリの節約についても工夫を行っている。例えば、 $12! \times 4$ 通りの SPGA 配置に対する地震基盤での PSI 値を全て記憶することはメモリの浪費につながるため、PSI 値を有限個の階級 ($1\text{cm/s}^{0.5}$ 刻み) に分け、各々の階級に含まれる PSI 値が最初に得られたときの SPGA 配置を記憶するようにしている。このようにすれば、階級の個数 (PSI=0 ~ $100\text{cm/s}^{0.5}$ まで考えたとしても高々 100) だけ SPGA 配置を記憶すれば良いことになる。

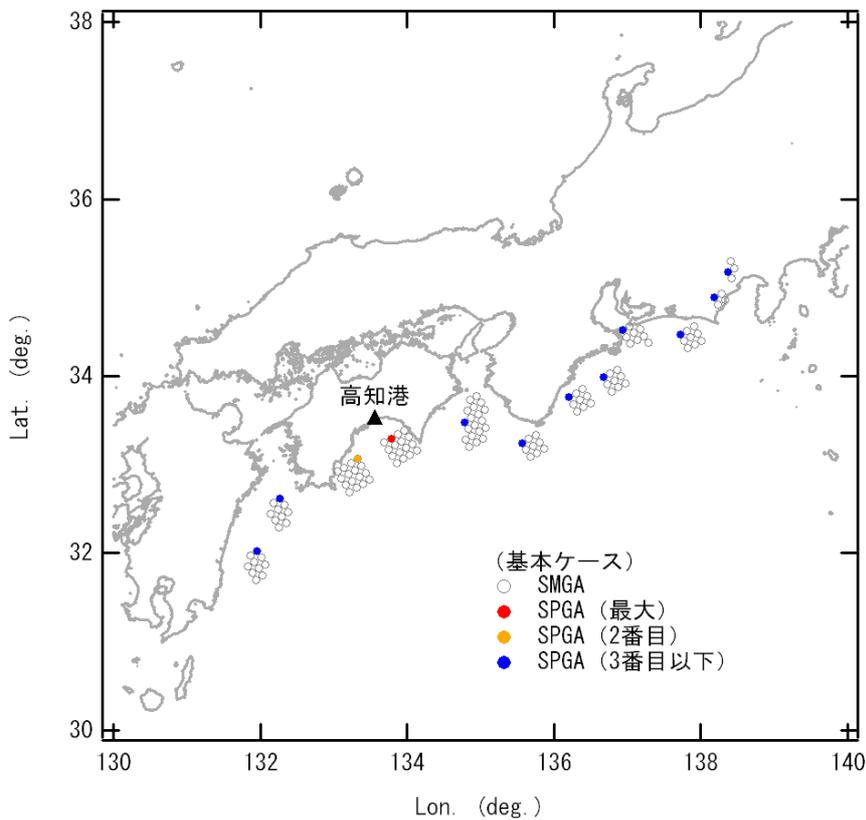


図 1.25 基本ケースの場合の SPGA の配置の一例 (高知港に対して厳しい場合)

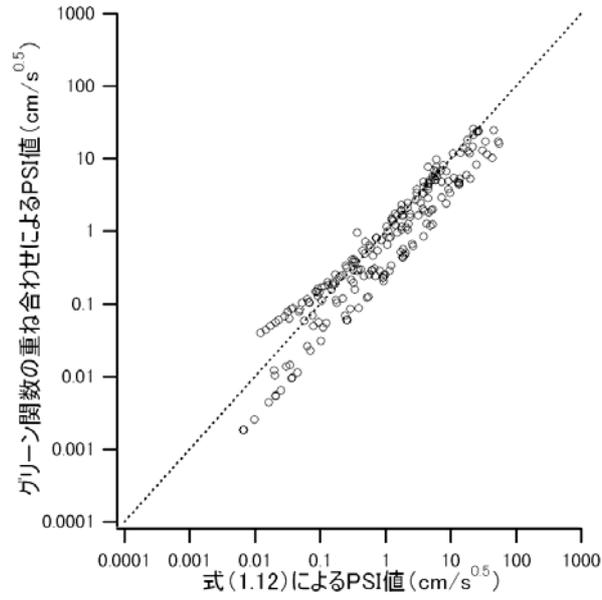


図 1.26 グリーン関数の重ね合わせで計算される個々の SPGA の PSI 値と、式 (1.12) で求まる PSI 値

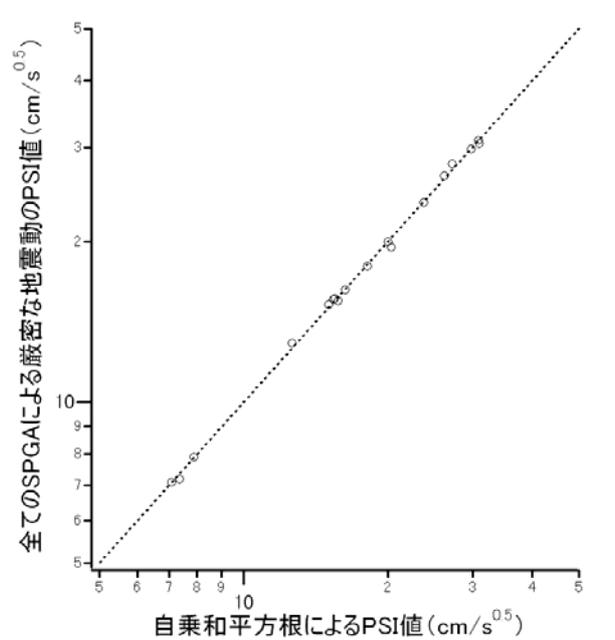


図 1.27 全ての SPGA による厳密な地震動の PSI 値と個々の SPGA からの地震動の PSI 値の自乗和平方根

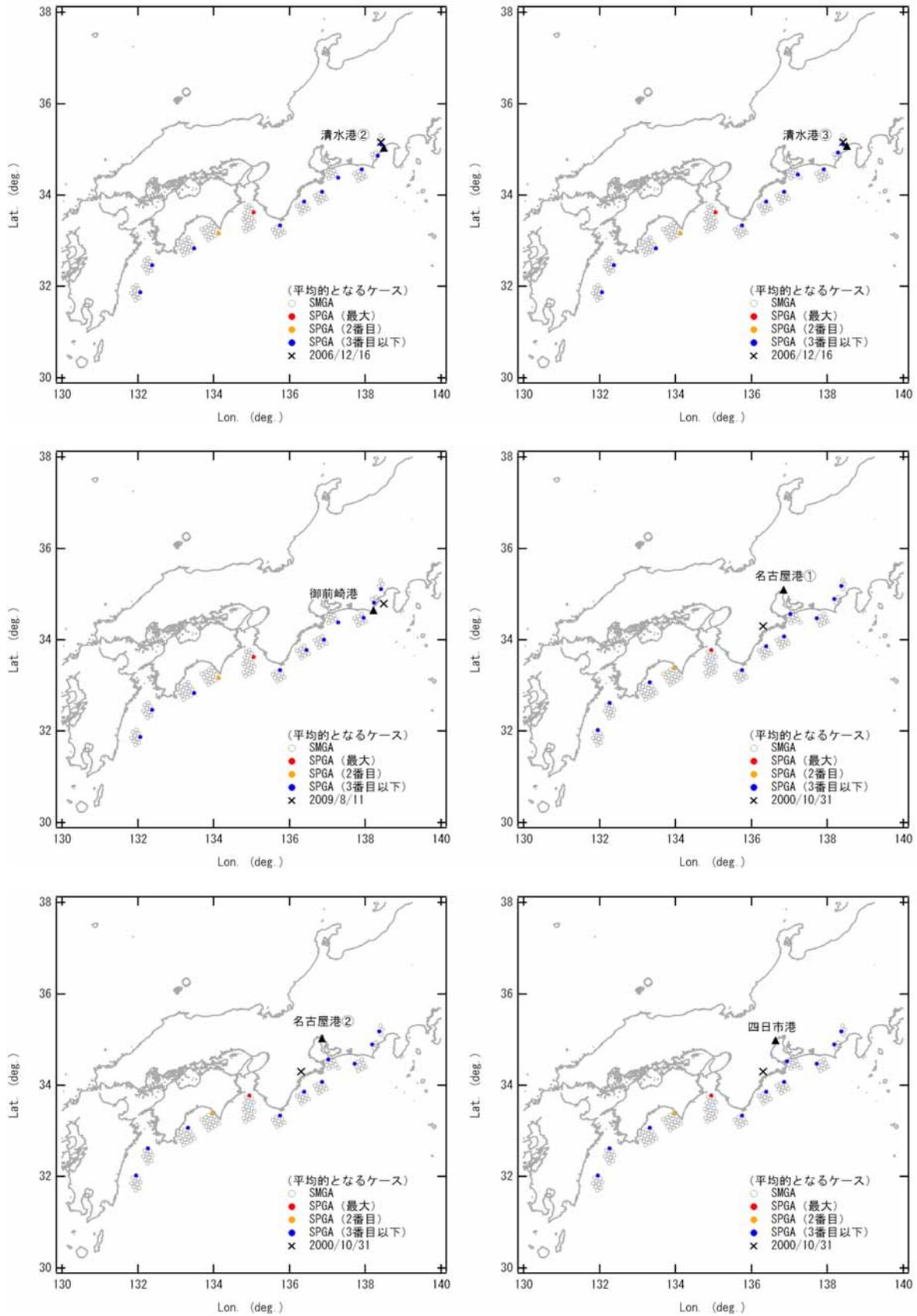


図 1.28 対象港湾(地点)および 50%非超過の地震動をもたらす SPGA 配置(×は採用した中小地震の震央)

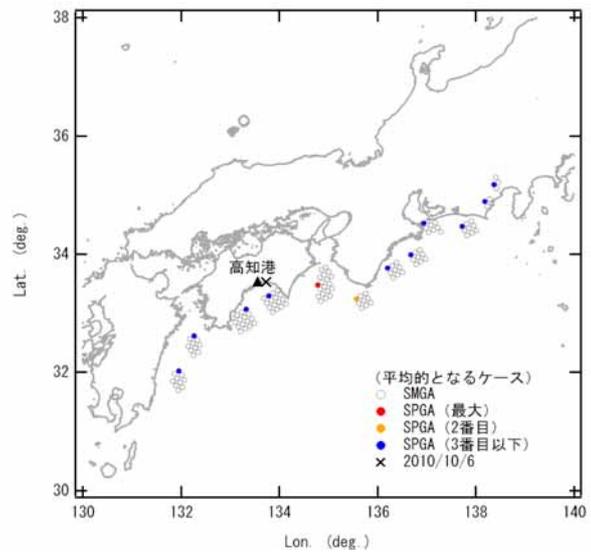
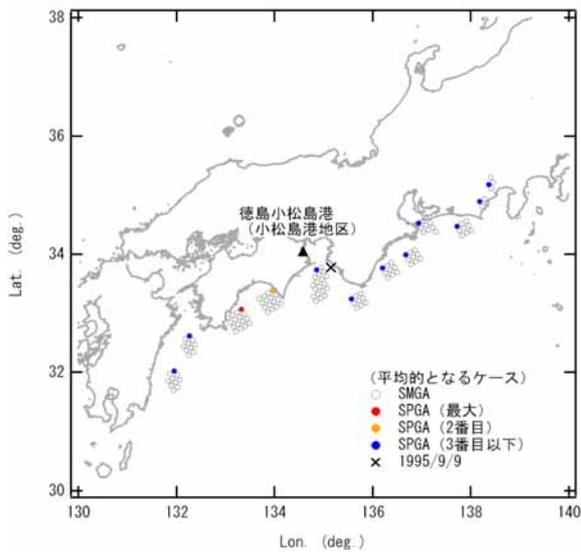
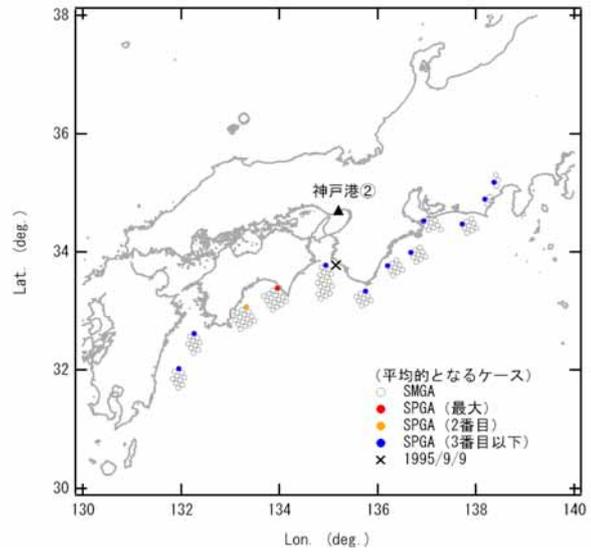
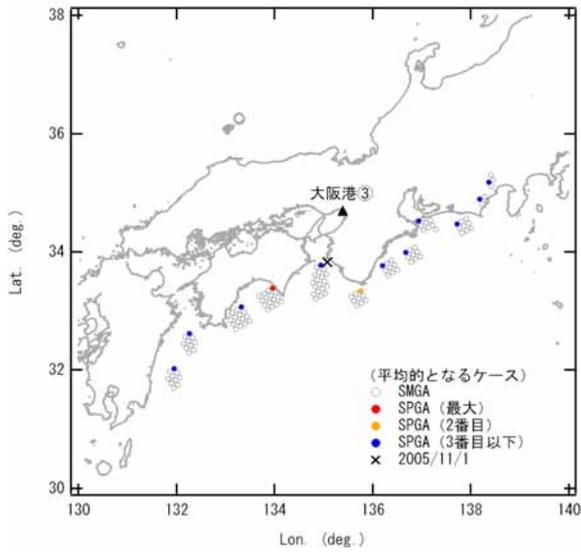
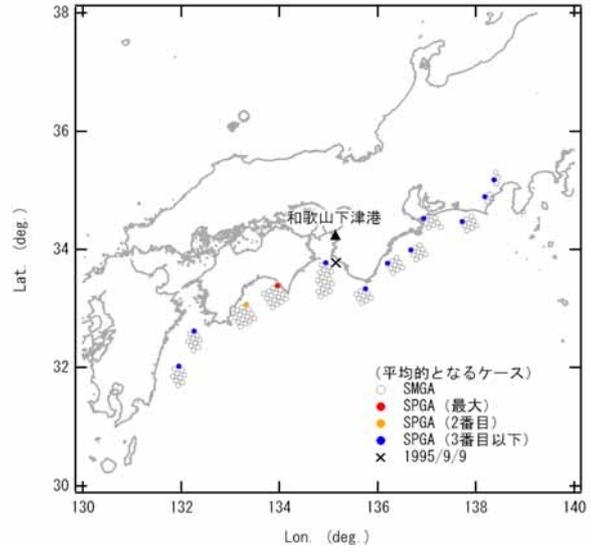
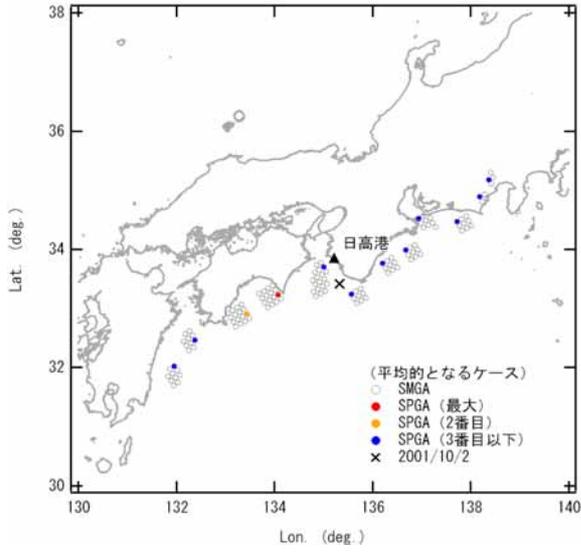


図 1.28 (つづき)

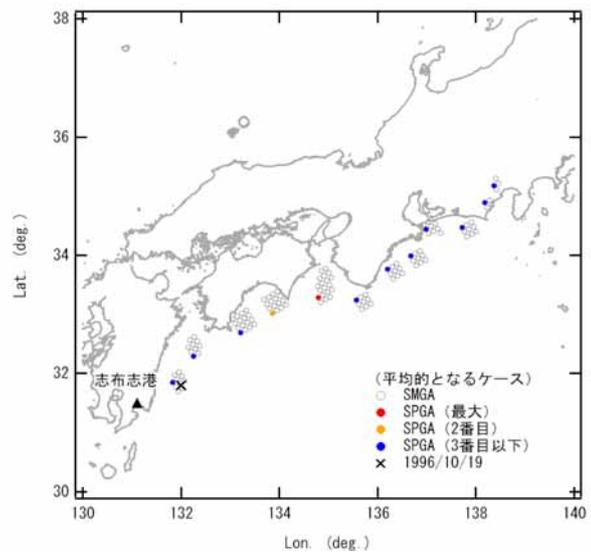
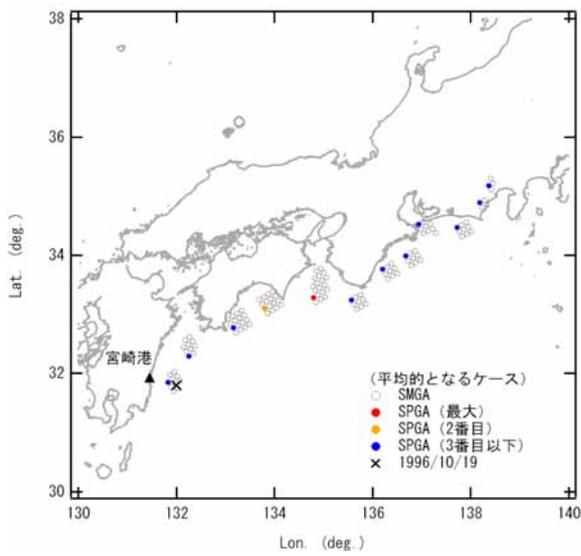
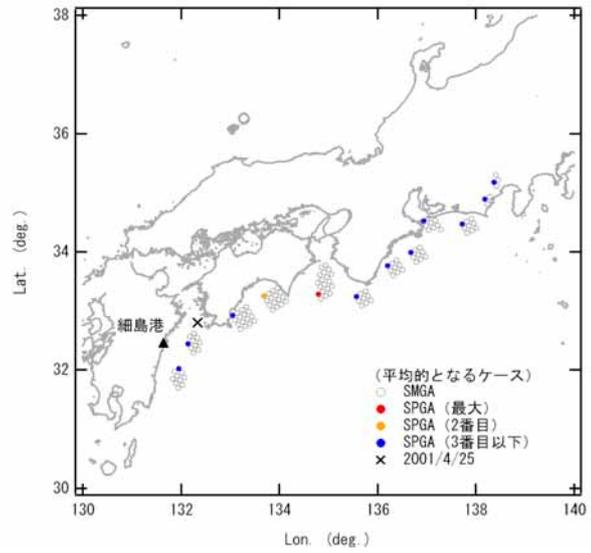
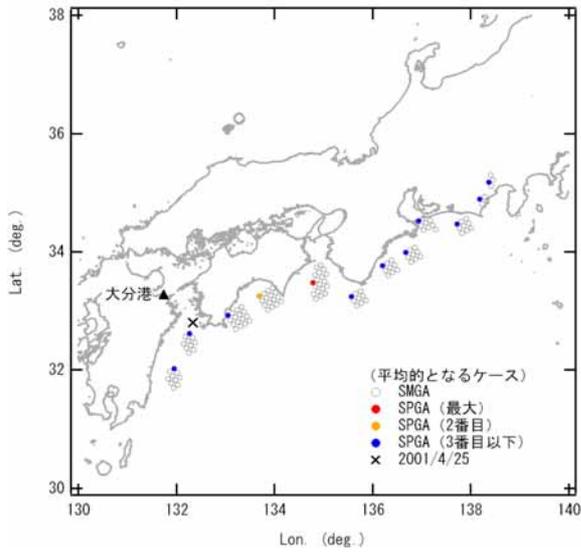
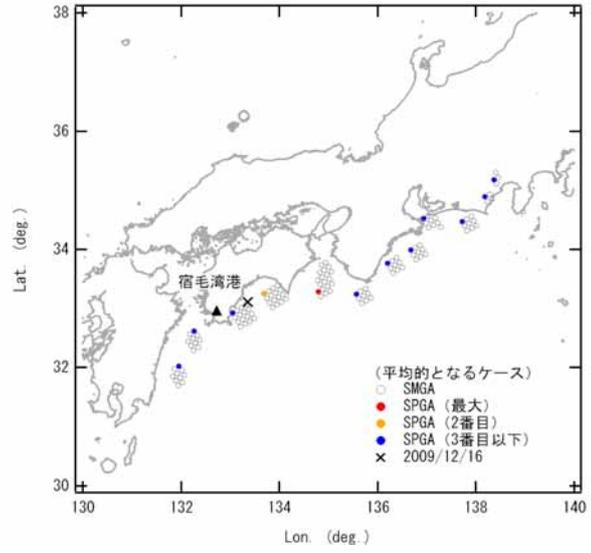
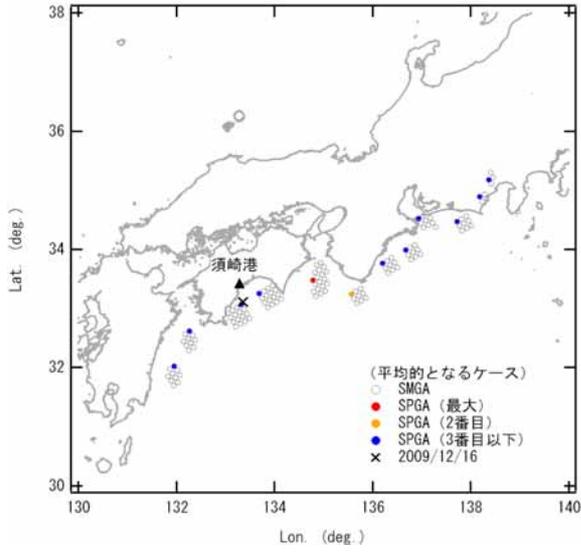


図 1.28 (つづき)

1.5.4 地震動算定条件

本研究で強震動評価の対象としたのは、東海から九州にかけての 16 港湾 18 地点である。それらを図 1.28 と表 1.2 に示す。各々の地点に対して、地震基盤での PSI 値が 50%非超過となる SPGA 配置を図 1.28 に示している。例えば高知港の場合、紀淡海峡付近に最大の SPGA が存在するケースが、50%非超過のケースとして選択された。

文献 26)27)28)の方法で地震動を計算するためには、サイト増幅特性と、グリーン関数の位相特性を決めるための中小地震観測記録が必要である。

表 1.2 地震動算定の対象地点，選択した中小地震，および伝播経路の Q 値
(地点番号は国総研港湾施設研究室⁴¹⁾による地点番号)

地点番号	港湾(ゾーン)	観測点	中小地震			伝播経路のQ値	
			発生日	震央	M		
9310	清水港	清水日の出-U	20061216	静岡県中部	4.0	17.8	佐藤・巽(2002)
9321	清水港	新興津-U2	20061216	静岡県中部	4.0	15.5	"
9314	御前崎港	御前崎-G	20090811	駿河湾南部	6.5	32.4	"
9308	名古屋港	名古屋空見-G	20001031	志摩半島	5.7	97.1	"
9320	名古屋港	AIC011	20001031	志摩半島	5.7	92.0	"
9312	四日市港	四日市-G	20001031	志摩半島	5.7	78.2	"
9406	日高港	WKYH10	20011002	紀伊半島南方沖	4.6	46.0	Petukhin et al.(2003)
9411	和歌山下津港	和歌山-G	19950909	紀伊水道南部	4.5	49.6	"
9414	大阪港	OSKH02	20051101	紀伊水道	4.3	97.0	"
9415	神戸港	神戸PI	19950909	紀伊水道南部	4.5	49.6	"
9613	徳島小松島港(小松島港地区)	小松島-G	19950909	紀伊水道南部	4.5	59.7	佐藤・巽(2002)
9611	高知港	高知-G	20101006	高知県中部	4.5	15.4	"
9609	須崎港	KOCH07	20091216	土佐湾	4.6	32.0	"
9610	宿毛湾港(池島地区)	KOC015	20091216	土佐湾	4.6	62.0	"
9727	大分港	大分-G	20010425	日向灘	5.8	74.6	"
9725	細島港	細島-G	20010425	日向灘	5.8	76.4	"
9726	宮崎港	宮崎-G	19961019	日向灘	6.9	53.4	"
9730	志布志港	志布志-G	19961019	日向灘	6.9	92.4	"

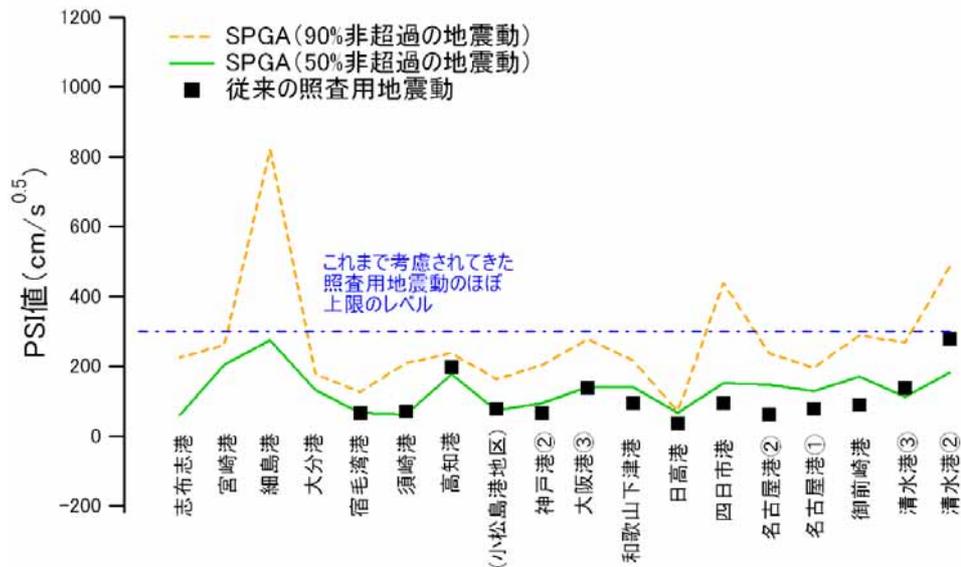


図 1.29 工学的基盤における 50%非超過および 90%非超過の地震動の PSI 値の計算結果

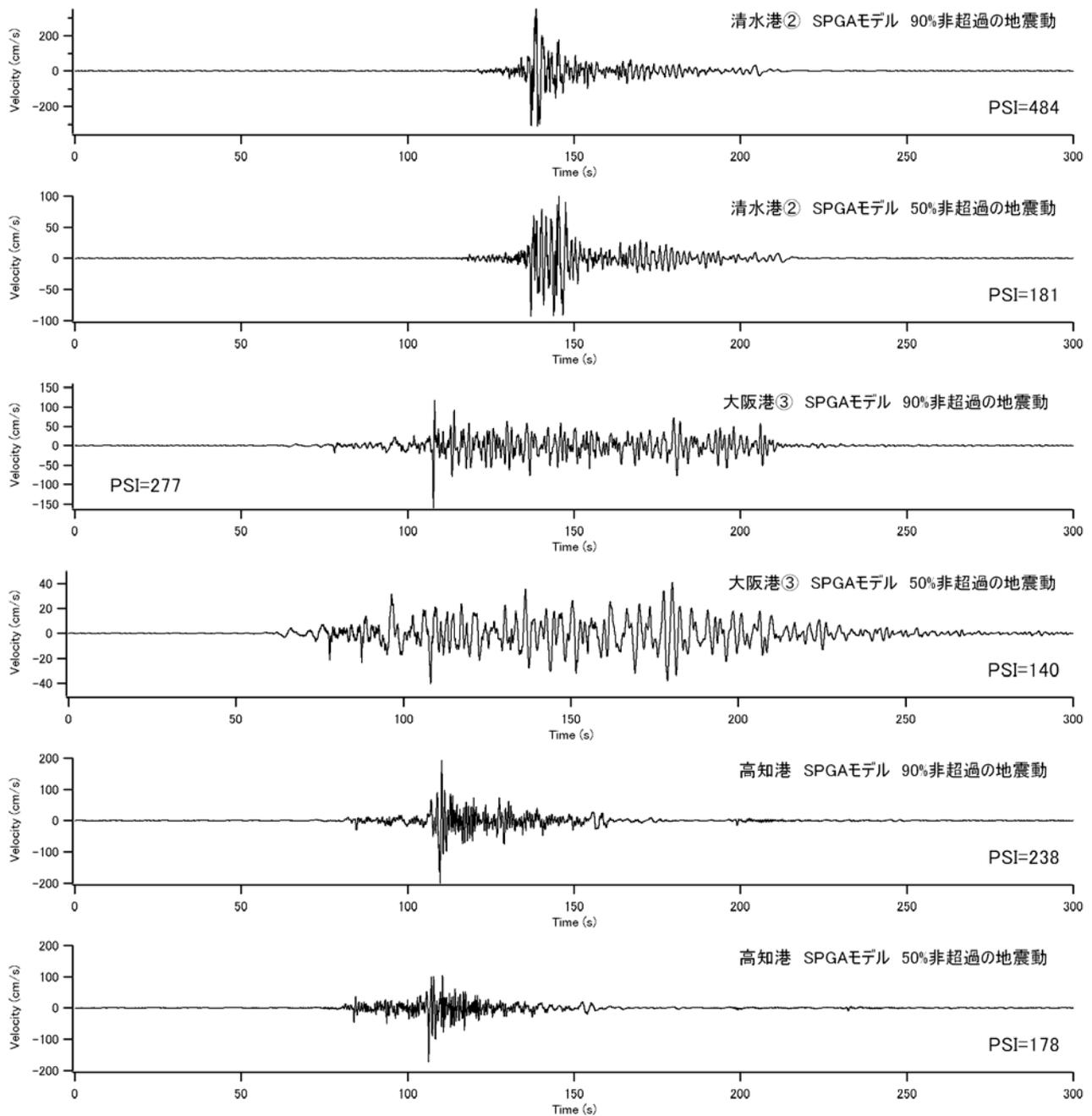


図 1.30 工学的基盤における速度波形の計算結果の例(清水港はSN成分,大阪港はEW成分,高知港はEW成分)

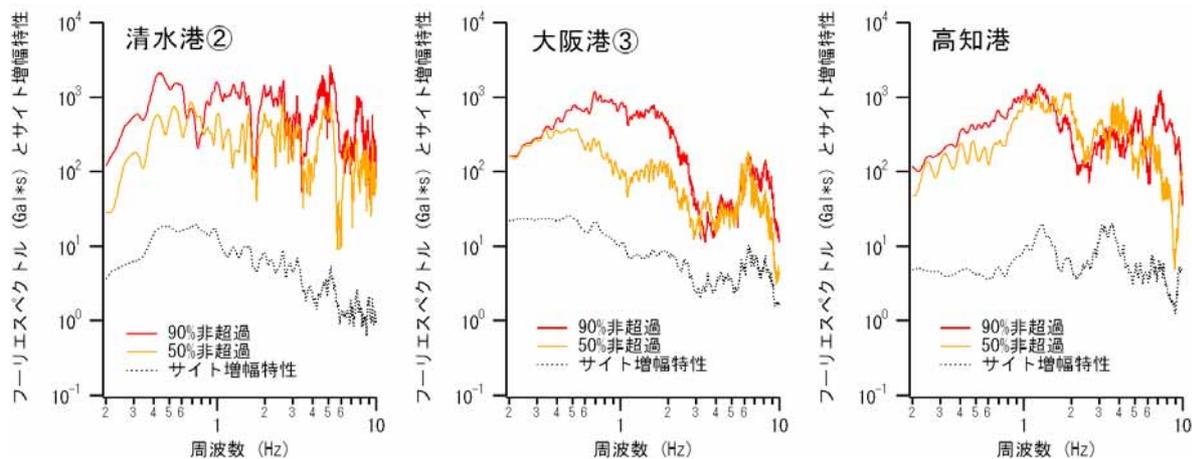


図 1.31 工学的基盤における加速度フーリエスペクトルの計算結果の例（サイト増幅特性との比較）
（清水港は SN 成分，大阪港は EW 成分，高知港は EW 成分）

ここで，サイト増幅特性としては，国土技術政策総合研究所港湾施設研究室⁴¹⁾によるものを用いた．これは，主にスペクトルインバージョンにより求められた地震基盤～地表のサイト増幅特性¹⁴⁾を，工学的基盤～地表の伝達関数で除することにより求められたものである．サイト増幅特性の評価に用いられた強震観測地点を表 1.2 に示す．伝達関数を求めるのに用いられた地盤モデルは港湾施設研究室のホームページ⁴¹⁾から公開されている．

グリーン関数の位相特性を決めるための中小地震は，可能な限り，対象とする地震と入射角および back azimuth という点で類似した地震を選ぶことが望ましい．ここでは対象とする地震の震源域が広いので，対象地点の地震動に対して最も影響が大きいと考えられる最寄りの SPGA に対して，入射角および backazimuth という点で類似した地震を選択した．その選択結果を表 1.2 に示す．また，選択された地震の震央を図 1.28 に示す．図 1.28 に示すように，名古屋港と四日市港では，利用可能な記録の制約から，最寄りの SPGA からやや離れた地震が選択されているが，大多数の地点に対しては，最寄りの SPGA 付近で発生した条件の良い地震を選ぶことができている．

選択した地震による対象地点の地表での観測記録を，線形の重複反射理論で工学的基盤に引き戻し，その位相特性を用いた．このとき用いる地盤モデルとしては，サイト増幅特性の算出に用いられた地盤モデルと同じもの⁴¹⁾を用いた．

伝播経路の Q 値については，対象地点毎に，表 1.2 に示すものを用いた．

1.5.5 地震動算定結果と考察

対象とした全地点における 50%非超過および 90%非超過の（工学的基盤における）地震動の PSI 値の分布を図 1.29 に示す．先ず，図 1.29 の は，東北地方太平洋沖地震発生以前の段階において，中央防災会議が示していた東南海・南海地震 ($M_w8.7$) の震源モデル⁴²⁾に基づいて，同じ地点で評価されていた地震動の PSI 値である．これらの地震動は，これまで，港湾施設の耐震性評価に利用されてきている．その値は，50～100 $\text{cm/s}^{0.5}$ の範囲にある場合が多く，大きい場合でも 清水港のゾーン を除けば 200 $\text{cm/s}^{0.5}$ を下回っている．それに対して，本研究で計算された 90%非超過の地震動は，18 地点のうち 13 地点で 200 $\text{cm/s}^{0.5}$ 以上となっており，さらに，3 地点では 300 $\text{cm/s}^{0.5}$ を上回るなど，はるかに大きい地震動となっている．

一方，本研究で計算された 50%非超過の地震動は，全体的に見ると，従来から港湾施設の耐震性評価に利用されてきた地震動と同程度の PSI 値となっている．その理由としては，中央防災会議が示していた東南海・南海地震 ($M_w8.7$) の震源モデル⁴²⁾が，宝永地震，安政東海地震，安政南海地震の震度分布を包絡するように設定されたもので，必ずしも $M_w8.7$ の平均に該当していない可能性と， $M_w8.7$ の地震と $M_w9.0$ の地震によ

る強震動に平均的には大差がない可能性の両者が考えられ、ここでの解析結果だけからでは、いずれが正しいか判断することは困難である。

計算された地震動の時刻歴波形（速度波形）の例を図 1.30 に示す。ここでは清水港ゾーン、大阪港ゾーン、高知港における 90%非超過と 50%非超過の速度波形を示している。いずれの地点においても、90%非超過の地震動は、大振幅のパルスによって特徴付けられている。大阪港ゾーンのように、堆積層の影響で後続位相の発達する地点においても、90%非超過の場合には、後続位相よりもパルスが卓越している。これは、90%非超過の地震動を選択した場合、対象地点に比較的近い所に（放射エネルギーの観点で）強力な SPGA が配置されたモデルが選択される傾向にあり、その場合、当該 SPGA からの強震動パルスが対象地点の速度波形において支配的となるためであると考えられる。

計算された地震動の加速度フーリエスペクトルの例を図 1.31 に示す。ここでは清水港ゾーン、大阪港ゾーン、高知港における例を示している。図 1.31 には比較のため、地震動の計算に用いたサイト増幅特性（地震基盤～工学的基盤）⁴¹⁾を併せて示している。各地点とも、サイト増幅特性の特徴が、地震動の計算結果に反映されていることがわかる。例えば、清水港ゾーンでの 0.5Hz 付近の卓越、大阪港ゾーンでの 0.2-2Hz の卓越、高知港での 1Hz 付近の卓越などが、地震動の計算結果に反映されている。

なお、地震動の大小の順位付けは本研究では PSI 値により行っているため、一部の周波数帯域では、90%非超過と 50%非超過の逆転も生じている。特定の周波数帯域での地震動の大小を重視する場合には、本研究の手法を一部修正して、特定の周波数帯域における振幅で順位付けすることも考えられる。

1.6 まとめ

港湾構造物をはじめ多くの構造物にとって 0.2-1Hz の周波数帯域における地震動の予測はたいへん重要である。東北地方太平洋沖地震の際、震源断層に比較的近い宮城県から茨城県にかけての多くの地点で観測された 0.2-1Hz の帯域の速度波形は明瞭なパルスによって特徴付けられている。これらの、工学上重要な周波数帯域に表れるパルスを本稿では強震動パルスと呼ぶ。過去において、1995 年兵庫県南部地震や 1994 年ノースリッジ地震のような内陸地殻内地震の際、震源近傍で生じた強震動パルスが大被害をもたらしたことは広く知られている。それに対し、海溝型巨大地震がもたらす強震動パルスの重要性については、これまで十分に認識されているとは言えない。しかしながら、現実に海溝型巨大地震が強震動パルスを生成しており、その周期特性が、内陸地殻内地震がもたらす強震動パルスと大きくは異なることから、海溝型巨大地震がもたらす強震動パルスも構造物に大きな影響を及ぼす可能性がある。今後、海溝型巨大地震に対する強震動予測、特に耐震設計を目的とする強震動予測を行う場合には、強震動パルスの生成を意識した震源のモデル化を行うことが極めて重要と考えられる。

そこで、本章においては、まず、海溝型巨大地震による強震動パルスの生成事例を紹介した。次に、海溝型巨大地震による強震動パルスの再現を目的として構築された既往の震源モデルを整理した。そして、断層面上で強震動パルスを生成したと考えられる領域（強震動パルス生成域と呼ぶ）の諸特性と地震規模との関係について検討し、地震動の予測のための震源パラメータの経験則を示した。

東北地方太平洋沖地震の発生を受け、南海トラフにおいても、従来よりも規模の大きい $M_w9.0$ 程度の巨大地震を想定し、強震動評価が行われるようになってきた。その場合に用いられる震源モデルは、既往の強震記録を通じて、巨大地震への適用性が検証されたものでなければならない。

本章の最後では、この SPGA モデルを用い、東海から九州の港湾を対象として、南海トラフの地震 ($M_w9.0$) に対する強震動評価を実施した。

SPGA モデルを用いた強震動評価においては、SPGA の位置の設定が一つの課題である。この点に関して、ここでは、事前の予測が困難であるとの立場から極めて多くのケースについて検討を行い、50%非超過、90%非超過等となる地震動を求めた。その際、一般的に利用可能な計算機資源および現実的な計算時間の範囲内で強震動評価が可能となるよう計算上の工夫を行った。

この方法を、東海から九州にかけての 16 港湾 18 地点に具体的に適用したところ、計算された 90%非超過の地震動は、従来から港湾施設の耐震性評価に利用されてきた地震動よりもはるかに大きい地震動となるこ

とがわかった。一方、計算された 50%非超過の地震動は、全体的に見ると、従来から港湾施設の耐震性評価に利用されてきた地震動と同程度の PSI 値となった。時刻歴波形の特徴としては、特に 90%非超過の速度波形が大振幅のパルスによって特徴付けられていることが挙げられる。

今後は、海溝型巨大地震による地震動の一つの大きな特徴が強震動パルスの生成であることを十分認識し、それに対する構造物の耐震性の検討を行っていくことが重要であると考えられる。

参考文献

- 1) Kinoshita, S. : Kyoshin Net (K-net), Seim. Res. Lett., Vol. 69, pp.309-332, 1998.
- 2) Aoi, S., K. Obara, S. Hori, K. Kasahara and Y. Okada: New strong-motion observation network: KiK-net, Eos Trans. Am. Geophys. Union, Vol.81, p.329, 2000.
- 3) 野津厚・井合進・一井康二・沼田淳紀：ケーソン式岸壁の変形に寄与する地震動の周波数成分，レベル 2 地震に対する土構造物の耐震設計シンポジウムおよび講習会テキスト，pp.311-318，2000。
- 4) 境有紀・額綱一起・神野達夫：建物被害率の予測を目的とした地震動の破壊力指標の提案，日本建築学会構造系論文集，No.555，pp.85-91，2002。
- 5) 野津厚：海溝型巨大地震による周期 1-5 秒の帯域の地震動の予測手法について，日本地震学会講演予稿集，B12-04，2010。
- 6) Kurahashi, S. and K. Irikura: Source model for generating strong ground motions during the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake, Earth Planets Space, Vol.63, pp.571-576, 2011.
- 7) 入倉孝次郎：阪神大震災を引き起こした強震動，京都大学防災研究所年報，No.39A，pp.229-245，1996。
- 8) 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，Vol.500，pp.29-36，1997。
- 9) Wald, D.J., T.H. Heaton and K.W. Hudnut: The slip history of the 1994 Northridge, California, earthquake determined from strong-motion, teleseismic, GPS, and leveling data, Bull. Seism. Soc. Am., Vol.86, pp.S49-S70, 1996.
- 10) 建設省土木研究所：土木構造物における加速度強震記録（No.2），土木研究所彙報，第 33 号，1978。
- 11) 野津厚・若井淳：港湾地域強震観測年報（2010），港湾空港技術研究所資料，No.1243，2011。
- 12) 野津厚：東北地方太平洋沖地震を対象とするスーパーアスペリティモデルの提案，日本地震工学会論文集，Vol.12，No.2，2012，pp.21-40。
- 13) 野津厚・若井淳：強震動を対象とした 2011 年東北地方太平洋沖地震の震源モデル，港湾空港技術研究所報告，Vol.51，No.1，2012，pp.23-53。
- 14) 野津厚・長尾毅・山田雅行：スペクトルインバージョンに基づく全国の強震観測地点におけるサイト増幅特性とこれを利用した強震動評価事例，日本地震工学会論文集，Vol.7，pp.215-234，2007。
- 15) 野津厚・菅野高弘：経験的サイト増幅・位相特性を考慮した強震動評価手法 - 内陸活断層地震および海溝型地震への適用性の検討 - ，港湾空港技術研究所資料，No.1120，2006。
- 16) 松島信一・川瀬博：海溝性地震におけるスーパーアスペリティモデルの提案，月刊地球号外，No.55，pp.98-102，2006。
- 17) 佐藤智美・川瀬博：経験的グリーン関数法に基づく 2005 年福岡県西方沖地震の特性化震源モデルの推定，第 12 回日本地震工学シンポジウム論文集，pp.170-173，2006。
- 18) 川瀬博・佐藤智美・包仁満都拉・梅田尚子：2005 年福岡県西方沖地震：強震動とその構造物破壊能および推定理論震源モデル，第 12 回日本地震工学シンポジウム論文集，pp.162-165，2006。
- 19) 野津厚：内陸地殻内地震によるやや短周期地震動の再現に適した震源のモデル化手法，港湾空港技術研究所報告，Vol.50，pp.133-195，2011。

- 20) Miyake, H., T. Iwata and K. Irikura: 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.
- 21) 佐藤智美: 経験的グリーン関数法に基づく 2011 年東北地方太平洋沖地震の震源モデル, 日本建築学会構造系論文集, No.675, 2012 年, pp.695-704 .
- 22) Asano, K. and Iwata, T.: Source model for strong ground motion generation in 0.1 – 10 Hz during the 2011 Tohoku earthquake, *Earth Planets Space*, Vol.64, pp.1111-1123, 2012 .
- 23) 川辺秀憲・釜江克宏・上林宏敏: 2011 年東北地方太平洋沖地震の震源モデル, 日本地震学会講演予稿集 ,B22-05, 2011.
- 24) Irikura, K. and S. Kurahashi: Strong ground motions during the 2011 Pacific coast of Tohoku, Japan, earthquake, http://www.kojiro-irikura.jp/pdf/One-year-after-the-2011-Tohoku_irikura_revised.pdf, 2012.
- 25) 港湾空港技術研究所地震動研究チーム: 2005 年 8 月 16 日宮城県沖の地震 (M7.2) の特性化震源モデル, http://www.pari.go.jp/bsh/jbn-kzo/jbn-bsi/taisin/sourcemodel/somodel_2005miyagikenoki.html, 2010 .
- 26) 古和田明・田居優・岩崎好規・入倉孝次郎: 経験的サイト増幅・位相特性を用いた水平動および上下動の強震動評価, 日本建築学会構造系論文集, Vol.514, pp.97-104, 1998 .
- 27) 野津厚・菅野高弘: 経験的サイト増幅・位相特性を考慮した強震動評価手法 - 因果性と多重非線形効果に着目した改良 -, 港湾空港技術研究所資料, No.1173, 2008 .
- 28) 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 - 因果性を満足する地震波の生成 -, 土木学会論文集 A, Vol.65, pp.808-813, 2009 .
- 29) Aki, K. : Scaling law of seismic spectrum, *J. Geophys. Res.*, Vol.72, pp.1217-1231, 1967.
- 30) 入倉孝次郎・香川敬生・関口春子: 経験的グリーン関数を用いた強震動予測方法の改良, 日本地震学会講演予稿集, No.2, B25, 1997 .
- 31) Nozu, A. and K. Irikura: Strong-motion generation areas of a great subduction-zone earthquake: waveform inversion with empirical Green's functions for the 2003 Tokachi-oki earthquake, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol.98, pp.180-197, 2008.
- 32) 南海トラフの巨大地震モデル検討会: 南海トラフの巨大地震による震度分布・津波高について(第一次報告), 2012 年, http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/nankai_trough/1st_report.pdf .
- 33) 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, 2002 年, pp.15-24 .
- 34) 野津厚: 円形クラックモデルの経験的グリーン関数法への応用, *地震 2*, Vol.56, 2004 年, pp.337-350 .
- 35) 大野晋: 2011 年東北地方太平洋沖地震で観測された強震動, 第 39 回地盤震動シンポジウム, 日本建築学会, pp.13-20, 2011 .
- 36) 境有紀・神田和紘: 東北地方太平洋沖地震で発生した地震動と建物被害, 第 39 回地盤震動シンポジウム, 日本建築学会, pp.51-56, 2011 .
- 37) 壇一男, 渡辺基史, 佐藤俊明, 石井透: 断層の非一様すべり破壊モデルから算定される短周期レベルと半経験的波形合成法による強震動予測のための震源断層のモデル化, 日本建築学会構造系論文集, No.545, pp.51-62, 2001 .
- 38) 佐藤智美: 逆断層と横ずれ断層の違いを考慮した日本の地殻内地震の短周期レベルのスケーリング則, 日本建築学会構造系論文集, No.651, pp.923-932, 2010 .
- 39) 野津厚・井合進: 岸壁の即時被害推定に用いる地震動指標に関する一考察, 第 28 回関東支部技術研究発表会講演概要集, 土木学会関東支部, 2001 年, pp.18-19 .
- 40) 平井俊之・澤田純男: 地震動のエネルギー指標に基づく地震動予測結果の妥当性評価, 日本地震工学会論文集, Vol.12, 2012 年, pp.31-42 .

- 41) 国土技術政策総合研究所港湾施設研究室：レベル 1 地震動について，
<http://www.y.sk.nilim.go.jp/kakubu/kouwan/sisetu/sisetu.html> .
- 42) 中央防災会議：東南海・南海地震等に関する専門調査会（第 7 回）図表集，2002 年 .

2. 斜め入射による正弦規則波が作用する地中構造物の周波数応答解析

鈴木 崇伸^{*1}

2.1 はじめに

地中構造物の耐震解析は横断面の変形と縦断方向の変形に分けて解析されることが多い。最近では3次元解析による解析も行われているが、次元を落とした近似解析が主流となっている。地中構造物の場合、周囲を地盤に拘束されているために固有振動は無視することができ、地盤変位に追従して変形するとされる。そこで地盤変位が最大となる状態を静的に再現して変形解析が行われている。

土木学会地震工学委員会では地下構造物の耐震性能照査と地震対策に関する研究小委員会を設置して近年の解析技術の動向と新しい課題をとりまとめている。その一つとして地下構造物の免震に関する報告もなされ、実現の可能性が示されている。可能性の根拠は地盤-構造物の動的解析結果であり、断面力などの応答値の低下により効果が期待されている。地盤の応答解析結果により得られる変位分布を強制変位としてはりに作用させる解析も示されているが、地盤の非線形性ならびに構造部位の非線形性はエネルギー吸収を伴う動的現象であり、地中構造物の耐震性能を考える場合には、動的な効果を適切に反映させる必要があると考える。

地中構造物は線状に連続する点が地上構造物とは異なっている。地上構造物の耐震設計は振動問題として定式化されるのに対して、地点により位相の異なる振動外力を受ける地中構造物は波動問題として定式化する必要がある。その際に地中構造物に沿った位相差の定式化が問題とされる。代表的な方法として正弦波状の地盤変位を強制変位として静的に作用させる応答変位法と、地盤と構造物を有限要素などでモデル化して振動計算を行う動的解析が挙げられる。近年では動的解析が容易に行えるようになり、入力地震動と地盤-構造物モデルにより応答計算結果が得られる環境にある。しかし、耐震設計を十分に行っていない既設構造物に関して動的解析により再評価を行うことは難しく、簡便で精度のよい評価法が望まれている。この解決策として静的な解析法である地盤応答法により斜め入射を行う方法も提案されている¹⁾。

本論文は水平2層地盤の表層中に設置された地中構造物の応答を周波数応答関数により計算する方法を提案している。対象地点の地盤データから2層地盤モデルを作成し、SH波とSV波を斜め入射することにより生じる表層の地盤変位を弾性支持されたはりに作用させる解析法を示している。水平成層地盤に斜め入射する地震動の計算は複素振幅に関する連立方程式の計算で求められる。さらに斜め入射により、地表に沿って一定の位相速度で進行する波動が得られるために弾性支持されたはりの方程式から周波数応答関数を計算できる。入力地震動のフーリエ変換に2層地盤の周波数応答関数とはりの周波数応答関数を乗じて応答を求める計算は動的解析に比べて単純であり、大量の既設構造物の耐震性能評価に向いていると考える。また周波数応答関数により増幅要因が示される点も対策の考案に有利となる。単純な正弦規則波を仮定した解析解は近似的に非線形性を考慮した形に変換が可能であり、最小限のパラメータから応答値を決める計算法は有用な手法となる。

2.2 地中構造物の入力地震動

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

(1) 既往の指針類の考え方²⁾

地中構造物の入力地震動は基本的に観測に基づく基盤の応答スペクトルあるいは基盤入力波で定義されている。地中構造物への作用を決めるにあたっては、モード解析が基本とされ、地盤震動の特性を考えた関数形が採用されている。たとえば簡便法の応答変位法では基盤の応答スペクトルに応じて地表層の増幅と振動モードを仮定して入力地震動が決められる。鉛直方向の振動モードは 1/4 波長の基本モードが採用され、水平方向のモードは表面波の観測データに基づく考え方と、地盤固有周期に対応する基盤と表層の波長の調和平均を用いる方法が用いられている。いずれも弾性波動の基本解が三角関数になることを応用しており、固有振動数や波長、波の速さなど波動の基本特性を近似してモデルを作っている。

縦断方向の地震動モデルとして簡便法³⁾では空間変化する三角関数が採用されている。振幅は地盤変位の最大値であり、波長は前述の仮定のもとに決められ、無限長のはりの解析解となっている。多くの設計指針で用いられている公式は、数学的な単純化を目的として作られた式であることに注意する必要がある。実際の構造物は有限の長さであり、地盤条件も構造条件も変化する。地盤震動解析を行えば、場所によって振動数や波長が変化する波動が地中構造物に作用する。はり解析の公式による計算結果を現実に近付けるためには、境界条件を反映した解や無限に繰り返す三角関数以外の解を利用する必要がある。

一方、動的解析では余計な仮定は省略することができ、地盤の水平・鉛直方向の不規則性をモデル化して基盤入力波を作用させる計算が行われる。解析結果を弾性波動解に近付けるために、入力方法と境界処理法に工夫が必要となるが、基盤から上方に入射する波動が支配方程式に従って変化する解析が行われる。動的解析では振動モードを意識することなく変形計算が行える。許容値に収める計算においては、注目部位の最大応答を見ることにより性能照査が行えるが、入力地震動など解析条件の変化による応答値の変化を予想することが難しく、解析ケース数が増大することになる。条件の変化に対応できる解析解はこの点において有用となる。

(2) 正弦規則波による入力

地震波は一般的に非定常で分散性の波動となる。平面波は波動方程式の基本解の一つであり、弾性波動の特性を分析する基本とされる。媒質が一様な空間を通過する平面波は分散することなく一定の速さとなる。無限あるいは半無限空間を伝わる際には、境界において反射・屈折しても平面波は保持される。特に自由表面で反射する平面波は、見かけ上自由表面に沿って進行する波動となる。自由表面を x 軸方向とし、自由表面に沿って進行する平面波は

$$f(t, x) = F(\omega) \exp(i\omega t - i\xi x) \quad (1)$$

と表すことができる。ただし振動数 ω 、波数 ξ 、振幅 F としている。本研究では振動数によって決まる振幅をもち、一定の速さである方向に進行する波を正弦規則波と呼ぶこととする。地表面に沿って見かけ上伝搬する波動を定式化して、地表に平行に設置された地中構造物に作用するモデルにより、地中構造物の応答を定式化する。

振幅 $F(\omega)$ は x 軸上のある点で定義される任意の地震動である。基盤から斜めに入射された入力地震動は水平成層地盤であれば、簡単な計算で地盤増幅の影響を反映した応答が計算できる。すなわち評価位置の変位波形が決まることになり、その変動は一定の速さで地表に沿って進行する。

前述の三角関数入力による応答は、ある時刻で静止させた波動を作用させる計算を行っていることになる。または定常波の最大振幅時の変形を計算しているとも考えられるが、移動することは考慮されていない。入力波動が移動する影響は位相に表れる。ある点がいつも同じ位相になるのではなく、時間により位相変化のある状態で応答を計算する必要がある。

振動解析においては振幅が 1、振動数が ω の定常振動を構造物に作用させて応答特性の分析が行われる。これと同様に振幅が 1 である正弦規則波を考えて、地中構造物の応答特性を分析することは有用であると考え

えられる。振動解析においてパラメータは振動数だけであるが、正弦規則波の場合には、周波数 ω と波数 k あるいは波長 L の 2 つとなる。波動伝播問題であるために、最も簡略化しても 2 つのパラメータが必要になる。

2.3 正弦規則波の生成法

斎藤⁴⁾の定式化を参考に 2 層地盤における平面波の斜め入射問題を定式化する。震源からある程度離れた地点では構造物に影響の大きな実体波は平面波で近似することができる。ここでは地震観測によって得られる水平動成分を S 波として入力することを前提とし、レイリー波は考えないこととする。また水平成層地盤の弾性波解析では入射角により全反射が生じるが、全反射の条件に至らない範囲で周波数応答解析法を検討する。

(1) SH 波入射による面外変位

SH 波を入力したときの表層地盤の変位を定式化する。図-1 に地盤モデルを示す。面内の方向を x, z とし、面外方向を y 方向とする。対応する変位成分は面内方向を u と w 、面外方向を v とする。地盤条件は単位質量を ρ 、P 波速度を α 、S 波速度を β とし、基盤層を添え字 0、表層を添え字 1 で表現する。

x 軸正方向に進行する SH 波の波動関数は A, B を層ごとの未定係数として

$$\begin{aligned} v_1(x, z, t) &= \exp[i\omega(px - t)] \{A_1 \exp[i\omega\eta_1(z - H)] + B_1 \exp[-i\omega\eta_1(z - H)]\} \\ v_0(x, z, t) &= \exp[i\omega(px - t)] \{A_0 \exp(i\omega\eta_0 z) + B_0 \exp(-i\omega\eta_0 z)\} \end{aligned} \quad (2a, 2b)$$

と表わせる。ただし波動の屈折を考慮して x 方向は波線パラメータ p を用いて表記し、 z 方向は波数 η を用いて表記している。入射角を φ_0 、出射角を φ_1 として、

$$p = \frac{\sin \varphi_0}{\beta_0} = \frac{\sin \varphi_1}{\beta_1} \quad (3a)$$

$$\eta_0 = \frac{\cos \varphi_0}{\beta_0} = \sqrt{\frac{1}{\beta_0^2} - p^2} \quad (3b)$$

$$\eta_1 = \frac{\cos \varphi_1}{\beta_1} = \sqrt{\frac{1}{\beta_1^2} - p^2} \quad (3c)$$

が成り立つものとする。層境界の $z=0$ で変位と応力が連続し、 $z=H$ で応力が 0、さらに $A_0 = 1$ として残りの 3 つ係数を計算すると波動関数が決められる。波動関数の係数は複素数となり、入射角 φ_0 、振動数 ω 、地盤条件によって変化する。入射波の振幅を 1 とし、角振動数 ω を変化させたときの振幅は伝達関数となる。すなわち、注目点を固定して

$$\begin{aligned} V_1(x, z, \omega) &= v_1(x, z, 0) = \\ &= \exp[i\omega px] \{A_1 \exp[i\omega\eta_1(z - H)] + B_1 \exp[-i\omega\eta_1(z - H)]\} \end{aligned} \quad (4)$$

と表わすことができ、 x 軸に沿って振幅と波数が一定の規則波が進行する。層境界からの距離 h における応答は、 $x=0, z=h$ として計算すれば x 軸方向には波数 $p\omega$ の周期関数となる。入力地震動 $U_g(\omega)$ に対する応答は

$$V(\omega) = V_1(0, h, \omega) \cdot U_g(\omega) \quad (5)$$

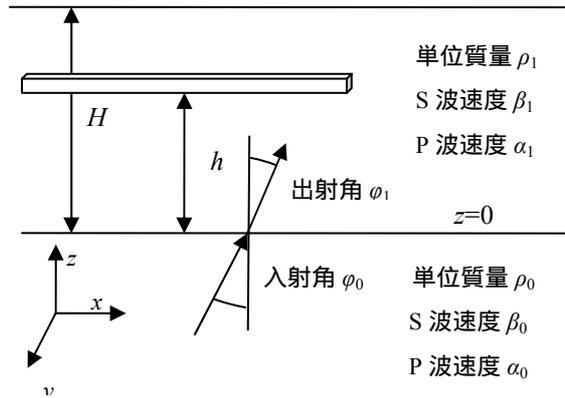


図-1 斜め入射による地中構造物の解析条件

で求められ、 $V_1(\omega)$ をフーリエ逆変換すれば地盤の応答波形が得られる。

(2)SV 波入射による面内変位

SV 波についても 2 種類の波動関数を用いて SH 波と同様に計算できる。式(2)と同じ表記法を用いて x 軸の正方向に進行する波動の成分の一般解は A, B, C, D を層ごとの未定係数として

$$\begin{aligned}
 u_0(x, z, t) &= \exp[i\omega(px - t)] \left\{ \begin{array}{l} p(A_0 \exp(i\xi_0 \omega z) + B_0 \exp(-i\xi_0 \omega z)) \\ + \eta_0(C_0 \exp(i\eta_0 \omega z) - D_0 \exp(-i\eta_0 \omega z)) \end{array} \right\} \\
 w_0(x, z, t) &= \exp[i\omega(px - t)] \left\{ \begin{array}{l} \xi_0(A_0 \exp(i\xi_0 \omega z) - B_0 \exp(-i\xi_0 \omega z)) \\ - p(C_0 \exp(i\eta_0 \omega z) + D_0 \exp(-i\eta_0 \omega z)) \end{array} \right\} \\
 u_1(x, z, t) &= \exp[i\omega(px - t)] \left\{ \begin{array}{l} p(A_1 \exp(i\xi_1 \omega z) + B_1 \exp(-i\xi_1 \omega z)) \\ + \eta_1(C_1 \exp(i\eta_1 \omega z) - D_1 \exp(-i\eta_1 \omega z)) \end{array} \right\} \\
 w_1(x, z, t) &= \exp[i\omega(px - t)] \left\{ \begin{array}{l} \xi_1(A_1 \exp(i\xi_1 \omega z) - B_1 \exp(-i\xi_1 \omega z)) \\ - p(C_1 \exp(i\eta_1 \omega z) + D_1 \exp(-i\eta_1 \omega z)) \end{array} \right\}
 \end{aligned}$$

(6a,6b,6c,6d)

となる。 z 軸に沿っては正負の方向に進行する成分があり、係数は合計 8 個ある。ただし波線パラメータの条件は

$$\begin{aligned}
 \xi_0 &= \sqrt{\frac{1}{\alpha_0^2} - p^2}, \quad \xi_1 = \sqrt{\frac{1}{\alpha_1^2} - p^2} \\
 \eta_0 &= \sqrt{\frac{1}{\beta_0^2} - p^2}, \quad \eta_1 = \sqrt{\frac{1}{\beta_1^2} - p^2}
 \end{aligned}$$

(7a,7b,7c,7d)

とする。2 層の境界において 2 成分の変位と σ_{zz}, τ_{xz} が連続となる。また地表において σ_{zz}, τ_{xz} が 0 となる。つり合い式が 6 個、未知数が 8 個であり、入力条件を 2 個追加すれば未定の係数が計算できる。

基盤中から境界に入射する SV 波だけを考えると， $A_0 = 0$ となる．さらに $C_0 = \beta_0$ にとると基盤中を斜めに上昇する振幅が 1 の SV 波の条件となる．入射角を設定すれば式(3a)から波線パラメータが決められ，残りの 6 個の未定係数が決められる．係数の計算結果は複素数となるが， ω を変化させて数値計算で未定係数を計算すれば伝達関数を計算できる． y 方向と同様に座標を固定して表わすと

$$\begin{aligned} U_1(x, z, \omega) &= u_1(x, z, 0) = \\ &\exp[ipax] \left\{ p(A_1 \exp(i\xi_1 \omega z) + B_1 \exp(-i\xi_1 \omega z)) \right. \\ &\quad \left. + \eta_1(C_1 \exp(i\eta_1 \omega z) - D_1 \exp(-i\eta_1 \omega z)) \right\} \\ W_1(x, z, \omega) &= w_1(x, z, 0) = \\ &\exp[ipax] \left\{ \xi_1(A_1 \exp(i\xi_1 \omega z) - B_1 \exp(-i\xi_1 \omega z)) \right. \\ &\quad \left. - p(C_1 \exp(i\eta_1 \omega z) + D_1 \exp(-i\eta_1 \omega z)) \right\} \end{aligned} \quad (8a, 8b)$$

となる．上下動と水平動は一定の位相差を保って進行する正弦規則波となる．入力地震動に対する表層内のある深さの応答は

$$\begin{aligned} U(\omega) &= U_1(0, h, \omega) \cdot U_g(\omega) \\ W(\omega) &= W_1(0, h, \omega) \cdot U_g(\omega) \end{aligned} \quad (9a, 9b)$$

で求められ，フーリエ逆変換すれば地盤の応答波形が同様に得られる．

地表に沿ったみかけの波長 L は

$$L = \frac{2\pi}{p\omega} = \frac{2\pi\beta_0}{\omega \sin \varphi_0} \quad (10)$$

となる．入射角が大きくなるにつれて波長が短くなり，また高振動数になるにつれて波長が短くなる．入射角と周波数によって見かけの波長が変化するため，ひずみと曲率も変動する．

(3) 計算例

以上の定式化に従って表層地盤の応答を計算する．対象地盤は $H=20[\text{m}]$ ， $\alpha_0 = 510[\text{m/s}]$ ， $\beta_0 = 300[\text{m/s}]$ ， $\alpha_1 = 170[\text{m/s}]$ ， $\beta_1 = 100[\text{m/s}]$ ， $\rho_0 = \rho_1 = 1800[\text{kg/m}^3]$ とする．せん断波の 1/4 波長則によれば地盤固有周期は $0.8[\text{sec}]$ となる．図-2 は基盤入射波の変位振幅を 1，入射角を $\varphi_0 = \pi/6[\text{rad}]$ ，角周波数 $\omega = 4\pi[\text{rad/s}]$ として，SH 波・SV 波入力をした時の地表に沿ったある時刻の変位形である．入力条件によって決まる振幅と波長の正弦波が x 軸正方向に進行する．2 方向の水平変位成分は同位相となるが，鉛直成分は入射角と周波数によって決まる位相差が生じる．

入射角と周波数による応答の変化を分析する．入射角 φ_0 を $\pi/12$ と $\pi/6$ として入射角を固定し，周波数を 0 から 10Hz まで変化させたときの地表の振幅変化を計算する．図-3 に周波数応答の計算結果を示す．入射角が小さいときには上下動は小さくなく，面内の水平変位 u と面外の水平変位 v は周期的におよそ同じ位置にピークを持つ形状となるのがわかる．入射角を大きくすると面内方向の応答が変化する．水平変位 u の振幅は減少するのに対し，鉛直変位 w の振幅は，周波数によっては水平変位よりも大きくなっている．

次に入射波形を仮定して時刻歴応答を計算する．入射波として周期 1 秒，振幅 1 の正弦波 3 波を考える．入力波形とフーリエスペクトルを図-4(a)と(b)に示す．入射角を $\varphi_0 = \pi/9$ として式(9a)と(9b)に従って周波数領域で応答を計算し，逆フーリエ変換で時刻歴に戻す計算を行ったのが図-4(c)である．重複反射により振幅が増大し，継続時間が長くなった地表の応答が計算できる．表層内のある深さを指定すれば，その位置の時刻歴波形が計算できる．SV 波入射の例を紹介したが，SH 波入射の場合も同じ手順で計算結果が得られる．

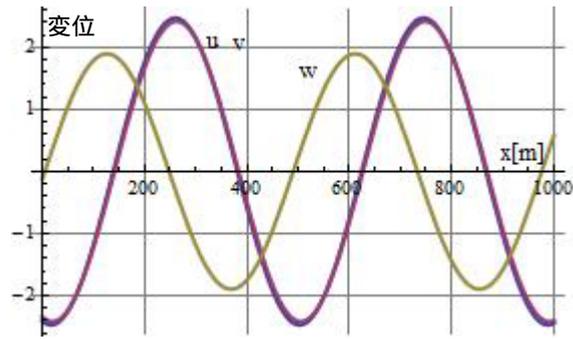
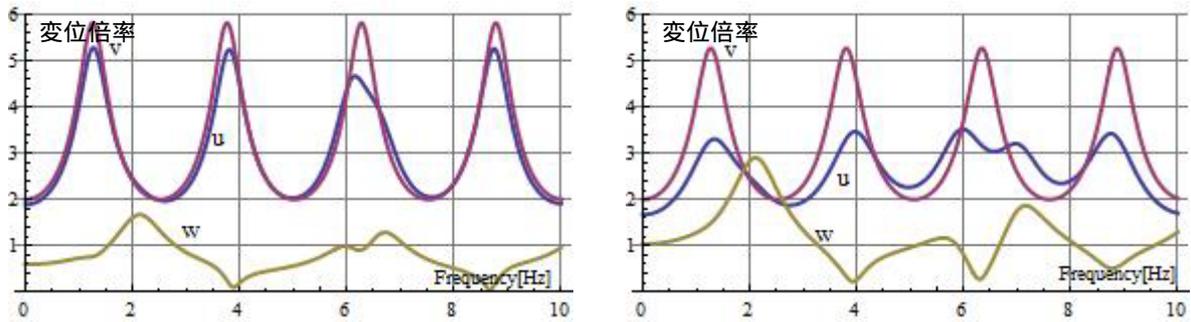


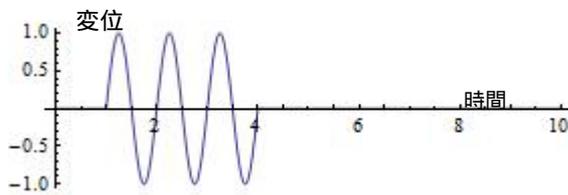
図-2 正弦波入力時の3成分の地盤変位形 ($\varphi_0 = \pi/6$, $\omega = 4\pi[\text{rad/s}]$)



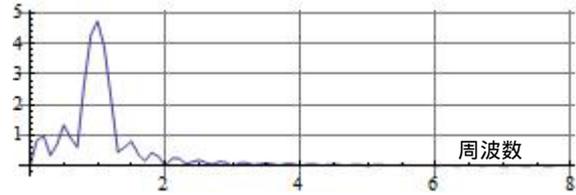
(a) $\varphi_0 = \pi/12$

(b) $\varphi_0 = \pi/6$

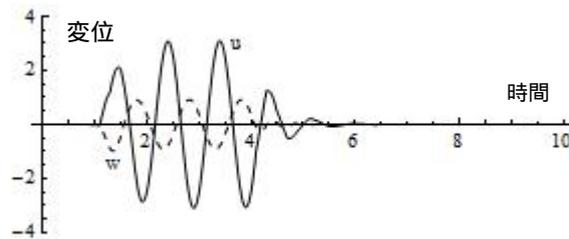
図-3 入射角を変化させたときの3成分の伝達関数



(a) 基盤入力波



(b) 基盤入力波のフーリエスペクトル



(c) x方向とz方向の応答変位 ($\varphi_0 = \pi/9$)

図-4 地表の応答変位の計算例

2.4 正弦規則波が作用する弾性支持されたはりの変形の定式化

基盤から表層に地震波を斜め入射すると地表に沿って進行する正弦規則波が計算される。この波動を利用して地中構造物の縦断方向の変形解析を行う手法を定式化する。周波数応答関数を定式化するため線形の弾性支持条件としてはりの解析解を計算する。

(1)軸変形⁵⁾

構造条件である剛性や地盤バネが変化する条件を，軸線に沿って区間分けを行い，区間内では一定であるとして定式化を行う．図-5 に模式図を示す．時間項を省略して区間ごとの方程式を整理する．区間 k の軸方向の変位を $u_k(x)$ ，軸剛性を EA_k ，軸方向のバネ係数を K_{tk} とする．支配方程式は

$$EA_k u_k'' - K_{tk} u_k = -K_{tk} e^{ip\omega x} \quad (11a)$$

であり，一般解と特解を合わせて表記すると

$$u_k(x) = C_{ak} \exp(ip\omega x) + E_k \exp(\lambda_{ak} x) + F_k \exp(-\lambda_{ak} x) \quad (11b)$$

となる．ただし

$$C_{ak} = \frac{\lambda_{ak}^2}{(p\omega)^2 + \lambda_{ak}^2} \quad (11c)$$

$$\lambda_{ak} = \sqrt{\frac{K_{tk}}{EA_k}} \quad (11d)$$

であり， E_k, F_k は境界条件によって決まる係数である．省略した時間項を掛け合わせれば，地盤変位に応じて波動が伝わることを表す三角関数項と，波動が伝わらない指数項の組み合わせとなっている．軸力は

$$N_k(x) = EA_k u_k'(x) \quad (11c)$$

となる．変位と軸力に関し，境界条件を 2 つ設定すれば未定係数を決められる．無限遠まで続く場合には発散項の係数を 0 とする．

(2)曲げ変形⁶⁾

曲げについても同様に考える．軸直角方向の変位を $y_k(x)$ ，曲げ剛性を EI_k ，軸直角方向のバネ係数を K_{nk} として支配方程式は

$$EI_k y_k'''' + K_{nk} y_k = K_{nk} e^{ip\omega x} \quad (12a)$$

となる．軸変形と同様に時間項は省略している．区間 k におけるたわみの解は

$$y_k(x) = C_{bk} \exp(ip\omega x) + A_k \exp(\lambda_{bk}(1+i)x) + B_k \exp(\lambda_{bk}(1-i)x) \\ + C_k \exp(\lambda_{bk}(-1+i)x) + D_k \exp(\lambda_{bk}(-1-i)x) \quad (12b)$$

となる．ただし

$$C_{bk} = \frac{4\lambda_{bk}^4}{(p\omega)^4 + 4\lambda_{bk}^4} \quad (12c)$$

$$\lambda_{bk} = \sqrt[4]{\frac{K_{nk}}{4EI_k}} \quad (12d)$$

とする．軸変形と同様に三角関数と指数関数の組み合わせとなっている．断面力は

$$M(x) = -EI_k y_k''(x) \quad (12e)$$

$$Q(x) = -EI_k y_k'''(x) \quad (12f)$$

4 つの境界条件を指定すれば未定係数を決められる．無限遠まで続く場合には，発散する項の係数を 0 にする．

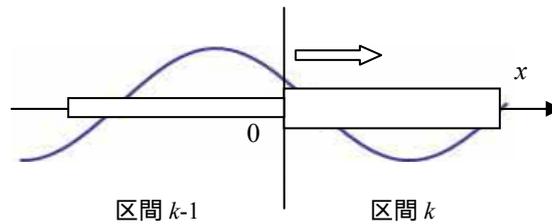


図-5 区間変化の模式図

表-1 代表的な境界条件

軸方向固定	$u_{k-1}(0) = u_k(0)$ $N_{k-1}(0) = N_k(0)$
軸方向自由	$N_{k-1}(0) = N_k(0) = 0$
曲げ固定	$y_{k-1}(0) = y_k(0)$ $y'_{k-1}(0) = y'_k(0)$ $M_{k-1}(0) = M_k(0)$ $Q_{k-1}(0) = Q_k(0)$
曲げヒンジ	$y_{k-1}(0) = y_k(0)$ $M_{k-1}(0) = M_k(0) = 0$ $Q_{k-1}(0) = Q_k(0)$
曲げ自由	$M_{k-1}(0) = M_k(0) = 0$ $Q_{k-1}(0) = Q_k(0) = 0$

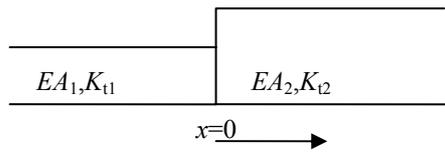
(3)境界条件

直線状につながる地中構造物の地震応答を計算するために境界条件を設定して各区間の応答を接続する。未定係数を用いて表わした方程式は、指数関数と三角関数を組み合わせた曲線群であり、境界条件に合う曲線を決める計算となる。地中構造物の存在によって正弦規則波は変化しないと仮定する。応答の基礎となる地盤変位は区間によって位相が変化して地中構造物に作用する。境界条件を与える位置を $x=a$ とすると、区間の開始位置の位相は $\exp(-ip\omega a)$ となる。境界を $x=0$ として主な境界条件を式で書けば表-1 となる。はりが無限遠まで続く場合には発散する項の係数を 0 とするが、それ以外は通常のはり計算と同様の境界条件となる。

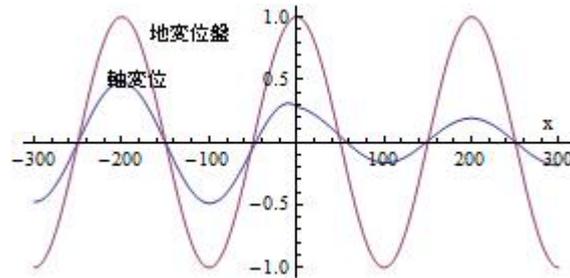
2.5 構造が変化する地中構造物の解析例

(1) 構造変化部の軸応答

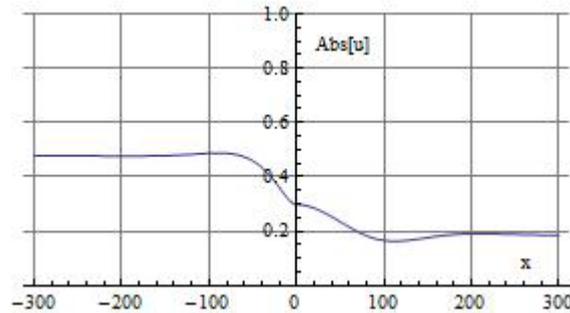
軸剛性 EA が変化するときのばね支持されたはりの変形を計算する $x=0$ で構造条件が変化する問題を考える。はりがあることにより、波動場を伝わる波は変化しないものとする。 $x<0$ の領域を 1, $x>0$ の領域を 2 とする。無



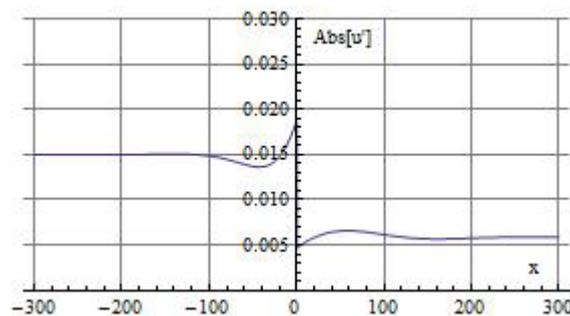
(a)軸剛性が変化するモデル



(b)変位形の計算結果



(c)最大変位振幅の分布



(d)最大ひずみ振幅の分布

図-6 軸剛性が変化するはりの解析例 ($\lambda_1 = 0.03$ [1/m], $\lambda_2 = 0.015$ [1/m], $EA_1:EA_2 = 1:2$, $p\omega = 2\pi/200$ [1/m])

限遠で発散しない条件から, $F_2=0$, $E_1=0$ となる. $x=0$ で変位と軸力が連続する条件を用いて E_1 と F_2 が計算できる.

x 軸にそった振幅の変化を調べる. E_1 と F_2 を方程式に代入し,実数部分を表示することにより波形が得られ,絶対値を表示することで振幅の分布が得られる.波数 $p\omega$ を一定とした場合, λ の大きい領域でひずみが増大する.図-6に $U_0 = 1$ としたときの変位振幅分布とひずみ振幅分布の計算例を示す.計算条件は $\lambda_1 = 0.03$ [1/m], $\lambda_2 = 0.015$ [1/m], $EA_1:EA_2 = 1:2$, $p\omega = 2\pi/200$ としている.変位分布は $x=0$ で地盤変位が腹になる条件を表示している.結果によれば $x=0$ の剛性の低い側でひずみが増大するのがわかる.地中構造物の剛性変化部では応

答が大きくなるのが解析的に評価できる。

軸変形の問題においては解析解の表記が簡単になる。上述の問題で $EA_2/EA_1 = \gamma$ とすると

$$|u'_1(0)| = \frac{p\omega(\lambda_1 + \lambda_2)}{\gamma\lambda_1 + \lambda_2} \sqrt{C_{a1}C_{a2}} \quad (13a)$$

$$|u'_2(0)| = \gamma|u'_1(0)| \quad (13b)$$

となる。剛性が変わる時のひずみの増幅を解析的に追跡することも可能である。

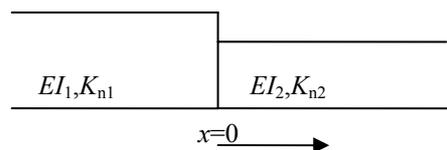
(2) 構造変化部の曲げ応答

2種類の断面の地中構造物が $x=0$ において接合されている問題を計算してみる。 $x<0$ を区間1, $x>0$ を区間2とし, 構造条件は $EI_1 : EI_2 = 3 : 1$, $\lambda_{b1} = 0.015(1/m)$, $\lambda_{b2} = 0.02(1/m)$ とする。この構造系に波長 200m の正弦規則波を入力して, 接合部付近の応答を計算する。この例題では, 左右の無限遠で発散する項を無視して, 一般解の4つの未定係数について4元連立方程式を解くことになる。

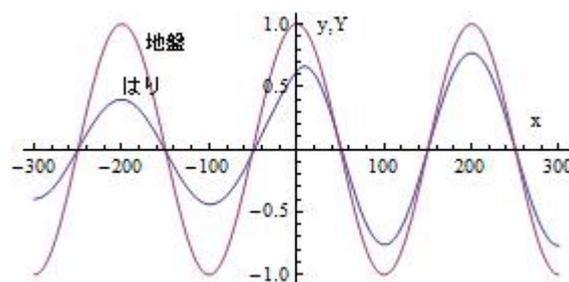
図-7(a)に解析モデル, (b)以降に計算結果を示す。図-7(b)は $x=0$ が腹になる時の地盤変位とたわみを示している。方程式を解いた結果の実数部分をプロットしている。曲げ剛性が大きく, 固有波数が小さい $x<0$ においてたわみが小さくなり, $x>0$ において大きくなっている。

図-7(c)はたわみ曲線の絶対値を計算した結果であり, 各部の振幅となっている。接合部分から離れると一定値に収束する。指数関数が一定値に向けて減衰させる効果を持つ。接合部分ではゆるやかに変動しながら両側に接続している。

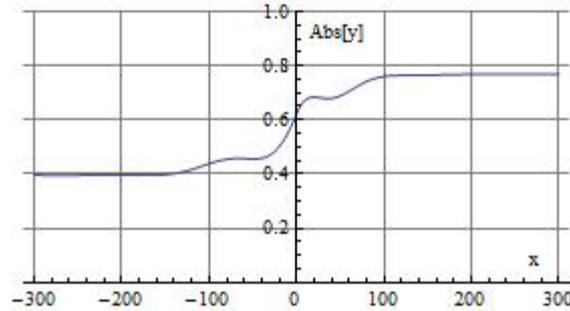
図-7(d)は曲率を計算した結果である。曲げ剛性が急変する条件で計算しているために, $x=0$ で不連続になっている。構造変化部の曲げ剛性の小さい側では曲率が急増している。振幅のグラフではゆるやかな変動に見えた波長の短い変動が, 微分することによって顕著になった結果である。こうした境界部での変化は弾性支持したはりの一般解の影響によるものである。



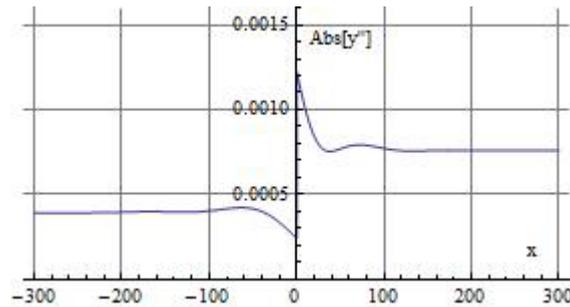
(a) 曲げ剛性が変化するモデル



(b) たわみの計算結果



(c)たわみ振幅の最大値の分布



(d)曲率の最大値の分布

図-7 曲げ剛性が変化するはりの解析例 ($\lambda_{b1} = 0.015[1/m]$, $\lambda_{b2} = 0.02[1/m]$, $EI_1 : EI_2 = 3 : 1$, $p\omega = 2\pi/200 [1/m]$)

2.6 斜め入射波による動的応答

(1)無限長のはりの応答

SH 波あるいは SV 波の斜め入射の場合には、水平軸に沿った波形は波長 L が $2\pi\beta_0 / \omega \sin \varphi_0$ の正弦規則波となり、基盤のせん断波速度と入射角で決まる位相速度 $\beta_0 / \sin \varphi_0$ で進行する。角振動数 ω の正弦規則波について x 成分を例にして式にすると

$$u(x,t) = U(\omega) \exp[i\omega(px-t)] \quad (14)$$

となる。 $U(\omega)$ は $x=0$ における複素数で表された振幅であり、振幅と位相が角振動数によって変化する規則波となる。 y 方向の変位と z 軸方向の変位についても同様に正弦規則波を定義できる。

正弦規則波が進行する場合には、弾性支持されたはりの解析解を用いて軸変位とたわみの計算ができる。はりを $z=h$ の位置に水平に置き、地盤バネで支持された条件とする。地盤変位 U により軸変形が生じ、地盤変位 V により z 軸周りの曲げ変形が生じ、 W により y 軸周りの曲げ変形が生じる。ある位置の 3 成分の地盤変位は複素数で表されるが、 z を固定すると x 軸に沿っては一定の振幅と波長で変化する関数となる。

はりが一様かつ無限長である場合には、周期境界条件により簡単に計算が行える。計算式の導入は 4 章に示しているが、成分ごとに添え字を付けた計算式を示す。

$$U_s(\omega) = C_a U(\omega) \quad (15a)$$

$$C_a = \frac{\lambda_a^2}{(\omega p)^2 + \lambda_a^2} \quad (15b)$$

$$\lambda_a = \sqrt{K_t / EA} \quad (15c)$$

$$V_s(\omega) = C_{bz}V(\omega) \quad (16a)$$

$$C_{bz} = \frac{4\lambda_{bz}^4}{(\omega p)^4 + 4\lambda_{bz}^4} \quad (16b)$$

$$\lambda_{bz} = \sqrt[4]{K_{ny}/4EI_z} \quad (16c)$$

$$W_s(\omega) = C_{by}W(\omega) \quad (17a)$$

$$C_{by} = \frac{4\lambda_{by}^4}{(\omega p)^4 + 4\lambda_{by}^4} \quad (17b)$$

$$\lambda_{by} = \sqrt[4]{K_{nz}/4EI_y} \quad (17c)$$

となる． C_a ， C_{by} ， C_{bz} は実数の係数であるが入力振動数，基盤の S 波速度，入射角によって変化する．周波数領域で計算した複素振幅を逆フーリエ変換すれば時刻歴に変換できる．

断面力は変位応答計算の結果から求められる．微小変形を前提として注目する個所の断面力の振幅が計算できる．

$$\frac{N}{EA} = \varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} = ip\omega U_s(\omega) \quad (18a)$$

$$\frac{M_y}{EI_y} = \kappa_y = -\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = (p\omega)^2 W_s(\omega) \quad (18b)$$

$$\frac{M_z}{EI_z} = \kappa_z = -\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} = (p\omega)^2 V_s(\omega) \quad (18c)$$

が計算式である．断面力の複素振幅を逆フーリエ変換すれば時刻歴に変換できる．

(2)一様なはりの解析例

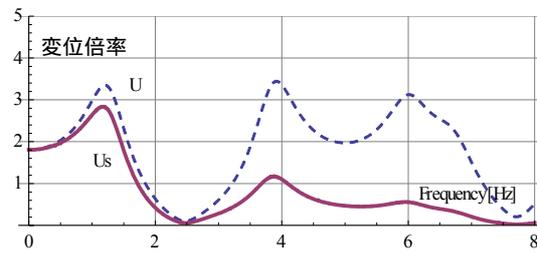
$U_g(\omega) = 1$ として伝達関数を計算した結果を図-8 に示す．入射角は $\varphi_0 = \pi/9$ とし，地盤条件は図-3 の計算例と同じとしている．表層厚 $H=20$ [m] に対して地中構造物は $h = 10$ [m] に設定している．構造条件は式(15c)で定義される $\lambda_a = 0.02$ [1/m]，式(16c)と式(17c)で定義される $\lambda_{bz} = \lambda_{by} = 0.02$ [1/m] としている．提示した計算式に従って各軸の変位応答と，軸ひずみおよび曲率の伝達関数が計算できる．

同図(a)，(b)，(c)は地盤変位と構造物変位の周波数応答を比較している．計算では地盤の減衰は考慮していないため，地盤応答は高周波数でも大きくなっているが，構造物変位は軸方向も軸直角方向も高周波数で低減する特性となっており，地盤応答の減衰はあまり影響しない結果となる．表層の増幅の影響が x 軸変位と y 軸変位では約 1.2Hz， z 軸では約 2Hz に現れる．設定した構造条件ではこの振動数付近ではおおむね地盤に追従した動きになる．地中構造物の剛性が大きくなれば追従しない結果となる．

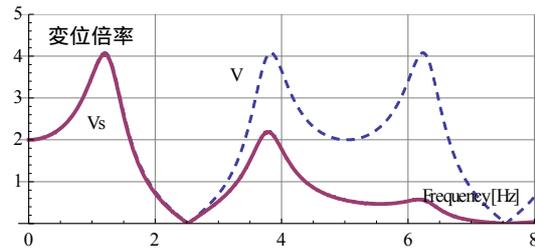
同図(d)は x 軸変位によって生じる軸歪みの周波数応答を示している．軸変位の応答に $p\omega$ がかかる形となるため，軸応答に比べて高周波成分でも応答するようになる．同図(e)は y 軸回りと z 軸回りの曲率の周波数応答を示している．曲率も軸ひずみと同様に高周波数成分が応答するようになる．

入力地震動を単振動と仮定すれば，図-8 で示した結果において周波数を指定した応答値に入力変位を乗じると応答値が計算できる．また実際の地震動を入力する場合には，地震動の時系列データをフーリエ変換した $U_g(\omega)$ と周波数応答で計算した $U_s(\omega)$ ， $V_s(\omega)$ ， $W_s(\omega)$ を計算し，逆フーリエ変換をすれば構造変位波形が計算できる．

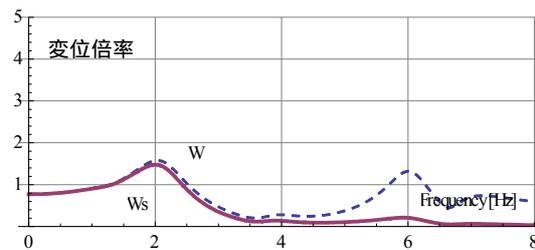
入射角がパラメータとなるが、地盤条件と構造条件を与えれば、入力地震動に対する応答波形が計算できる。この点において水平成層地盤を前提とした簡易な解析手法といえる。



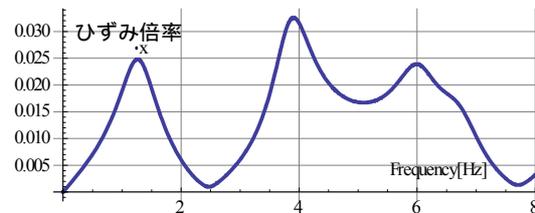
(a)x 軸変位の周波数応答



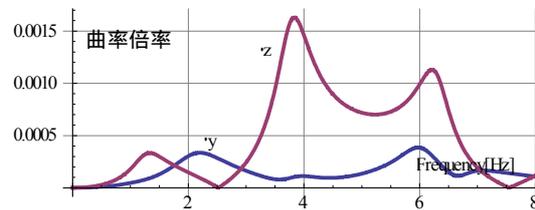
(b)y 軸変位の周波数応答



(c)z 軸変位の周波数応答



(d)軸ひずみの周波数応答



(e)曲率の周波数応答

図-8 周波数応答関数の計算例 ($\varphi_0 = \pi/9$, $\lambda_a = 0.02[1/m]$, $\lambda_{bz} = \lambda_{by} = 0.02[1/m]$)

(3)入射角の影響

2層地盤の条件とはりに関する構造条件、さらに SH 波あるいは SV 波の入射角を与えることで軸ひずみと

曲率が計算できることを示した．ここで入射角について考察する．斜め入射の入射角は震源の方向や基盤層の傾きなどが影響するために一意的に決めるのが難しい．全反射とならない範囲で入射角を変化させたときの軸ひずみや曲率の変化を分析して応答が大きくなる条件を検討する．

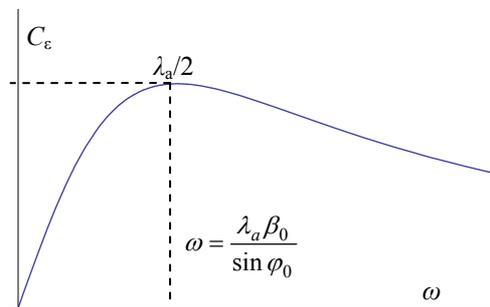
位相変化を無視することとし，軸ひずみの周波数応答の振幅を考えると

$$|\varepsilon_x| = \omega p U_s(\omega) = \omega p C_a U(\omega) \quad (19a)$$

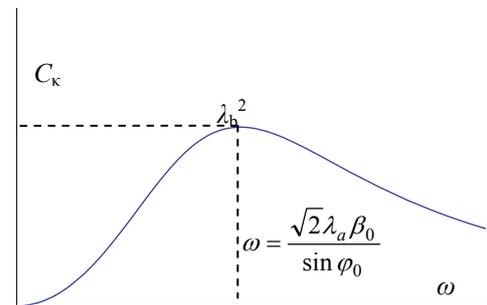
が得られる．ここで

$$C_\varepsilon = \omega p C_a = \frac{\omega p \lambda_a^2}{(\omega p)^2 + \lambda_a^2} \quad (19b)$$

と定義すると， C_ε は構造条件と波線パラメータ p によって決まる軸ひずみの周波数応答関数となる．図-9(a)に



(a) 軸ひずみ C_ε



(b) 曲率 C_κ

図 9 軸ひずみと曲率の周波数応答関数

C_ε の関数形を示す．周波数の増加に対して単峰型の変化となり， $\omega p = \lambda_a$ のときに最大値 $\lambda_a/2$ となることがわかる．すなわち軸ひずみが大きくなる角周波数は

$$\omega = \frac{\lambda_a \beta_0}{\sin \varphi_0} \quad (19c)$$

であり，この角周波数が地盤の卓越振動に近いときに大きな軸ひずみが生じることになる．地盤条件と構造条件によって軸応答が最大となる入射角が決められる．

曲げ応答についても同様の分析が行える．地盤に対する曲率の周波数応答関数 C_κ は

$$C_\kappa = (\omega p)^2 C_b = \frac{4(\omega p)^2 \lambda_b^4}{(\omega p)^4 + 4\lambda_b^4} \quad (20a)$$

と定義できる．図-9(b)に C_κ の関数形を示す．この関数は $\omega p = \sqrt{2}\lambda_b$ の条件で最大値 λ_b^2 となることがわかる．

曲率が大きくなる角周波数の条件は

$$\omega = \frac{\sqrt{2}\lambda_b\beta_0}{\sin\varphi_0} \quad (20b)$$

となる。

2.4 で述べた斜め入射の場合の地盤の周波数応答に本章で導入した構造物の周波数応答関数を乗じることにより、地中構造物の変位や軸ひずみ、曲率が簡単に計算できる。

2.7 斜め入射解析の応用

(1)境界条件の導入

4章で説明したように、正弦規則波を入力として境界条件を設定した場合の解が計算できる。境界条件を設定することにより、無限に続く水平成層地盤を前提とするが、地中構造物は有限の範囲に存在する実在に近いモデルとできる。境界条件により位相差が生じ、地盤と地中構造物は同調して動かなくなる。

正弦規則波が入力されるはり解析によれば、地中構造物の応答は複素数で求めることができる。x方向の運動についてある深さでの地盤変位は式(14)で与えられる。地盤変位は正弦規則波であり、時間項を省略して地盤変位の振幅を反映した軸変位の支配方程式を表すと

$$EAu_s'' - K_t u_s = -K_t |U(\omega)| e^{ipax} \quad (21a)$$

となり、方程式の解は

$$u_s(x) = |U(\omega)| \{C_a \exp(ipax) + E \exp(\lambda_a x) + F \exp(-\lambda_a x)\} \quad (21b)$$

となる。式(11b)に振幅を追加した式となる。未定係数 E, F は境界条件によって決まる複素数であり、周波数の関数となる。構造条件が位置によって変化する場合には、同様の解を設定して変位と応力の連続を満たすように係数を決めていく。境界条件を満足する係数が決まれば、xの値に対する軸変位 u_s が複素数で計算できる。実数部をとれば時間変化する変位分布となり、絶対値をとれば位置による振幅の変化を知ることができる。xを固定することにより求められる係数を C_U^* とすれば

$$U_s(\omega) = C_U^* |U(\omega)| \quad (21c)$$

で表わすことができる。周期境界を仮定すれば C_U^* は前述した C_a となるが C_U^* は一般に複素数となる。またひずみの応答係数を C_ε^* とすれば

$$U_s'(\omega) = C_\varepsilon^* |U(\omega)| \quad (21d)$$

となる。次に y 軸周りの曲げ変形について z 方向を例に説明する。

$$EIw_s'''' + K_n w_s = K_n |W(\omega)| e^{ipax} \quad (22a)$$

$$w_s(x) = |W(\omega)| \left\{ \begin{array}{l} C_b \exp(ipax) \\ + A \exp(\lambda_b(1+i)x) + B \exp(\lambda_b(1-i)x) \\ + C \exp(\lambda_b(-1+i)x) + D \exp(\lambda_b(-1-i)x) \end{array} \right\} \quad (22b)$$

となる。未定係数 A, B, C, D は境界条件によって決まる複素数であり、周波数の関数となる。境界条件を満足する係数が決まれば x の値に対する z 方向変位 w_s が複素数で計算できる。x 方向変位と同様に係数を C_W^* とすれば

$$W_s(\omega) = C_W^* |W(\omega)| \quad (22c)$$

となる．曲率の応答係数を C_{ε}^* とすれば

$$W_s''(\omega) = C_{\varepsilon}^* |W(\omega)| \quad (22d)$$

となる．境界条件を反映した周波数応答を逆フーリエ変換すれば時刻歴応答が求められ，最大応答から構造物の耐震評価が行える．

(2)立坑部の解析例

例題として SV 波が斜め入射するときに，剛体として地盤につれて移動する立坑部分に接続された地中構造物を解析的に分析する．

地中構造物は $x > 0$ の領域にあるものとし， $x = 0$ の境界条件を軸方向は地盤変位と同じとする．

$$u_s = U \quad (23a)$$

また軸直角方向は地盤変位に追随して動く固定条件とする．地盤変位につれてロッキング振動する条件も解析的に扱えるが，たわみ角を 0 として方程式を解いた例を示す．この境界条件は地盤に追随して動く剛体に接続されたはりの運動を近似している．

$$w_s = W, \quad \frac{dw_s}{dx} = 0 \quad (23b, 23c)$$

はり変位の未定係数は 6 個であるが，発散項の未定係数を 0 として残りの 3 個の未定係数が計算できる． $x = 0$ におけるひずみと曲率の応答係数を示すと

$$C_{\varepsilon}^* = \frac{\lambda_a p \omega}{i \lambda_a - p \omega} \quad (24a)$$

$$C_{\kappa}^* = \frac{2 \lambda_b^2 p \omega (p \omega - 2i \lambda_b)}{2 \lambda_b^2 - p^2 \omega^2 + 2i \lambda_b p \omega} \quad (24b)$$

となる．式(19b)と(20a)では実数であった係数が複素数として計算される．複素数になるのは境界条件の影響により位相がずれることを表している．

諸数値を設定して行った計算の例を示す．2 層地盤の条件は 3 章と 6 章で計算例を示した条件と同じとし，地中構造物は 2.6 の例題と同様に $h = 10$ [m] の位置に置く．構造条件ははりの微分方程式の特性値入力で定義し， $\lambda_a = 0.02$ [1/m]， $\lambda_b = 0.02$ [1/m] と仮定する．地震動は図-4(a)に示した周期 1 秒の正弦波 3 波とし，式(24a)で示した軸歪みの周波数応答と，式(24b)で示した y 軸回りの曲率の周波数応答を計算する．斜め入射角 $\varphi_0 = \pi/9$ としたときの計算結果を図-11，図-12 に示している．

図-4(b)に示した入力地震動の周波数特性と図-8(a)と図-8(c)に示した地盤の周波数特性，さらに図-11(a)と図-12(a)に示した構造物の応答特性により，立坑際の動的解析結果が求められる．周期 1 秒，振幅 1 の入力に対して軸ひずみの最大は約 0.02，曲率の最大は約 0.0006 [1/m] となる．正弦波の振幅を 1 とした結果であるが，線形解析なので変位振幅から軸力と曲げモーメントが得られる．

入力地震動として実際の波形を用いれば同様の計算により，立坑際の軸歪みあるいは曲率の時刻歴が計算できる．さらに固定条件を緩和する継手の条件をバネなどで近似して設定すれば，耐震対策の効果も算定できることになる．フーリエ変換と周波数応答関数の掛け算だけの計算であるが，2 層地盤の地盤条件とはりの始点・終点などの構造条件を取り入れた応答計算結果を得ることができる．

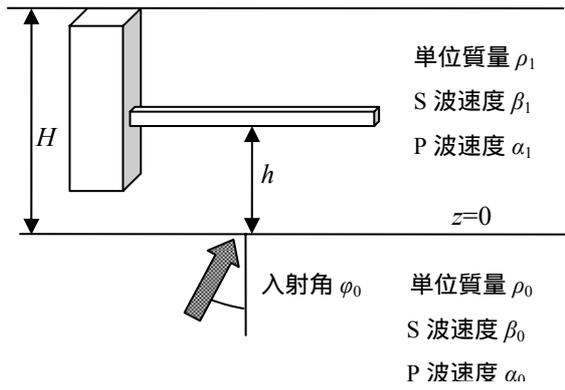


図-10 立坑のある解析モデル

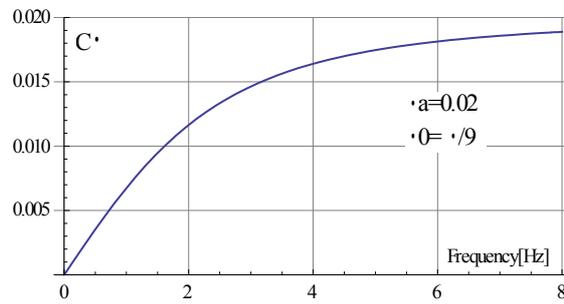


図-11(a)立坑際の軸ひずみの周波数応答

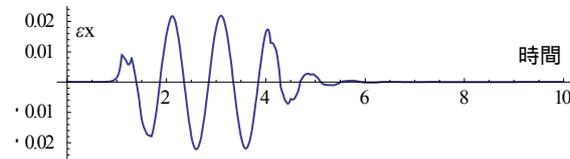


図-11(b)正弦波入力時の立坑際の軸ひずみの時間変化

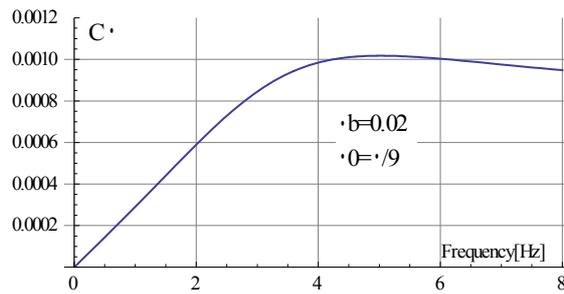


図-12(a)立坑際の曲率の周波数応答

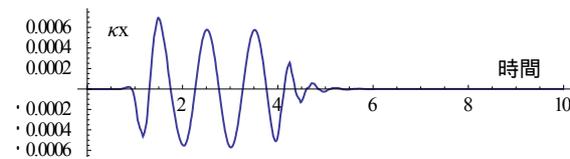


図-12(b)正弦波入力時の立坑際の曲率の時間変化

2.8 まとめ

本論文は水平成層地盤に斜め入射される平面波の特性を応用して、地表に水平に置かれる地中構造物の応答を周波数領域で計算する手法を述べている。水平成層地盤モデルは1地点の地盤条件から設定可能であり、入射角を設定することで入力地震動を地表に沿って伝搬する正弦進行波に変換できる。複素振幅として計算される波動解を弾性支持されたはりの方程式と組み合わせることにより、地中構造物の地震時変形を3種類の周波数軸上の関数の掛け算で計算できる。すなわち入力地震のフーリエ変換、斜め入射による周波数応答、境界条件を考慮したはりの周波数応答という因子の掛け合わせとなる。地震応答を基本因子に分解することにより、解析条件による応答の変化を分析することができる。

新設構造物の設計においてはボーリングデータを複数個用いて地盤モデルを作成し、地中構造物をできるだけ正確に近似するモデルを採用する動的解析が行われている。一方大量建設時代につくられた既設構造物ではこのような検討は難しいのが現状であり、簡便な評価計算が求められる。無限長さのはりの解析解を利用する方法もあるが、入力地震動を設定した結果が望ましいと考える。今回の手法は周波数応答解析を利用して応答計算の簡便化を図る試みを提案しており、等価線形解析により非線形化の影響を取り入れることにより、より実用的な解析に発展させられる。地盤解析では2次元あるいは3次元の動的解析が可能であっても1次元の応答計算が多用されるのと同様に、線状構造物の1次元解析は有用であると考えられる。

本論文では、斜め入射の解析で問題とされる全反射の問題が起こらない範囲で考察を進め、いくつかの例題を示している。今後の研究で実在する構造物の評価を行うとともに、より現実に近づけるために等価線形解析を取り入れて、地盤バネの非線形化、構造部位の非線形化の影響を表現できる実用的な1次元解析法の研究を行う予定である。

参考文献

- 1) 土木学会トンネル工学委員会：開削トンネルの耐震設計，1998．
- 2) 土木学会地震工学委員会：地下構造物の耐震性能照査と地震対策ガイドライン(案)，2011．
- 3) 例えば日本道路協会：共同溝設計指針(案)，1981．
- 4) 斎藤正徳：地震波動論，東京大学出版会，2009．
- 5) 鈴木崇伸：応答変位法による地中構造物の軸変形解析に関する一考察，土木学会論文集 A1(構造・地震工学)，Vol.65，No.4，I_263-272，2009．
- 6) 鈴木崇伸：応答変位法による地中構造物の曲げ解析に関する一考察，土木学会論文集 A1(構造・地震工学)，Vol.68，No.4，I_807-816，2012．

3. 地震時における斜面の簡易信頼性評価法に関する基礎的研究

酒井 久和^{*1}

3.1 はじめに

被害地震が発生するたびに、道路などのライフラインが被害を受けているが、2011年東北地方太平洋沖地震、2004年新潟県中越地震では、多大な損傷を受けた東北自動車道、関越自動車道が、早期に復旧したことが遠方からの緊急車両の流入に大いに役立った。しかし、2011年東北地方太平洋沖地震では、津波や地盤沈下が主要因として道路が被災し、2004年の新潟県中越地震、2007年能登半島地震、2008年岩手・宮城内陸地震などの近年の被害地震では、橋梁被害、斜面崩壊、道路盛土被害により道路ネットワークが途絶し、孤立集落が発生した。これらの地震による道路ネットワークの途絶は、医療、救出、緊急物資などの緊急車両の通行が制限され、地震により被災した住民がさらに厳しい状況下におかれることとなった。そのため、各種自治体では道路ネットワークを確保するために道路の耐震補強などの地震対策を強化している^{例えば1),2),3)}。

しかし、今日の限られた予算内で道路の地震対策を行うには限界があり、現在の多くの自治体で採用されている重要路線の耐震化の他に、被災確率の小さなルートを重点的に補強することが効果的であると考えられる。そのためには、想定地震において、道路の被災確率を把握する必要がある。

広域な道路盛土、斜面などの危険度を研究した事例は少なくない。本研究では、それらのうち、斜面を対象に地震時の被災確率を評価するが、広域的に入手容易なデータに基づいて斜面の地震時の危険性を評価する手法も数種提案されている。松岡、翠川⁴⁾は、1974年伊豆半島沖地震、1978年伊豆大島近海地震、1978年宮城県沖地震、1984年長野県西部地震、1987年千葉県東方沖地震の5地震の被害データに基づいて、斜面崩壊に大きな影響を与えるものとして、最大地動速度、地盤の傾斜度、地形分類、堆積物の4要因(アイテム)を抽出し、重回帰分析により3段階の危険度を提案している。内田ら⁵⁾は、国土地理院の高密度な数値標高モデル(DEM: Digital Elevation Model)を用いて、地震時の斜面崩壊の危険度を1995年兵庫県南部地震の際の六甲山全山の被害と、斜面勾配、平均曲率、最大加速度データとの関係から線形判別関数を用いた簡易手法を提案している。さらに、小山内ら⁶⁾は2004年新潟県中越地震、長谷川ら⁷⁾は2007年新潟県中越沖地震に適用し、内田らの手法の有用性を示している。しかし、内田らの線形判別関数では、そもそも判別値が正の値で崩壊、負で非崩壊と判別されるもので、崩壊斜面の9割は崩壊と判定されるものの、地震時の斜面崩壊率が小さいために、崩壊と判定されているものの中での非崩壊の斜面は5割余り存在し、全体の的中率は49%に留まっている。また、判別式から直接的に崩壊率が得られるのではなく、判別値と既往地震の被害率の関係から斜面の被害を求めることになるため、斜面のフラジリティ評価関数は階段状の不連続性を示すことになる。そこで本研究では、斜面の崩壊、非崩壊の2値の質的な目的変数を、被災確率としての量的変数として予測するロジスティックモデルで評価する。

3.2 検討方法

3.2.1 検討データ

本研究では、内田らの兵庫県南部地震における六甲山全斜面の地形、地表面最大加速度(PGA)データおよび崩壊ポリゴンデータ^{5),8)}を基に研究を進める。ただし、内田らの平均曲率データには、99%が0.03~0.03の範囲内にあるにもかかわらず、1.00の値を示す特異なデータが存在していたため信頼性の観点から除去し

^{*1} 広島工業大学工学部建築工学科(〒731-5193 広島市佐伯区三宅2-2-1)
E-mail: h-sakai@cc.it-hiroshima.ac.jp

た．まず，崩壊ポリゴンデータから MapInfo を用いて崩壊，非崩壊メッシュの判別を行う．この際，メッシュに崩壊領域が含まれたものを崩壊メッシュと判定する．次に，全斜面の地形データには自然斜面と補強斜面のデータの両方が含まれているため，自然斜面の崩壊確率を求めるのに不要な補強斜面を抽出する．具体的には，兵庫県神戸県民局神戸土木事務所公園砂防課の神戸市の六甲全山（灘区，東灘区，中央区，長田区，須磨区，兵庫区，北区一部，垂水区一部）における斜面補強工事記録⁹⁾，同課の阪神・淡路大震災被害箇所図¹⁰⁾，地盤工学会の阪神淡路大震災調査報告¹¹⁾，Googlemap の衛星写真に基づいて補強エリアを特定し，全斜面データから除外する．ちなみに 10m×10m の全約 170 万メッシュのうち，崩壊メッシュは約 1 万 5 千，崩壊メッシュは補強メッシュは 2,111 であった．（図 3.1 参照）

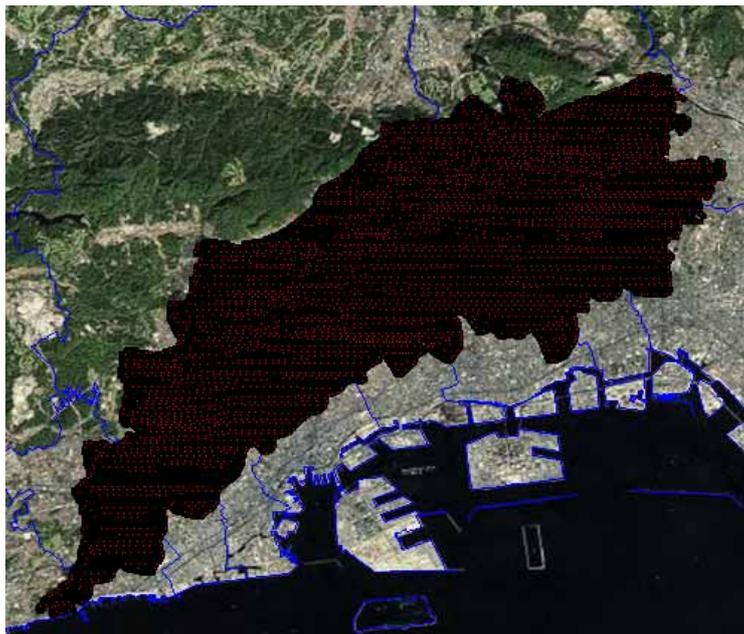


図 3.1 検討対象領域（六甲全山）

地震動データの PGA の平面分布を図 3.2 に示す．この地震動は，Fukushima and Irikura の断層モデル¹²⁾に福島，田中の距離減衰式¹³⁾，司，翠川の破壊伝播効果¹⁴⁾，翠川地盤の増幅効果¹⁵⁾を考慮されたものである．図 3.2 より，六甲全山では PGA は約 200～400Gal の範囲内で北西方向に PGA が小さくなる傾向があり，東側の東灘区，芦屋市，西宮市の山間部で大きな PGA が作用していることが示されている．

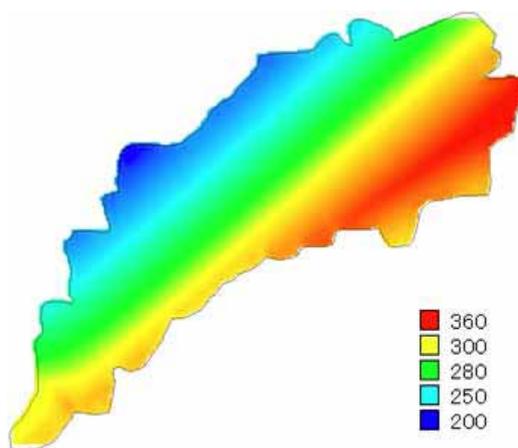


図 3.2 六甲全山の PGA (Gal)

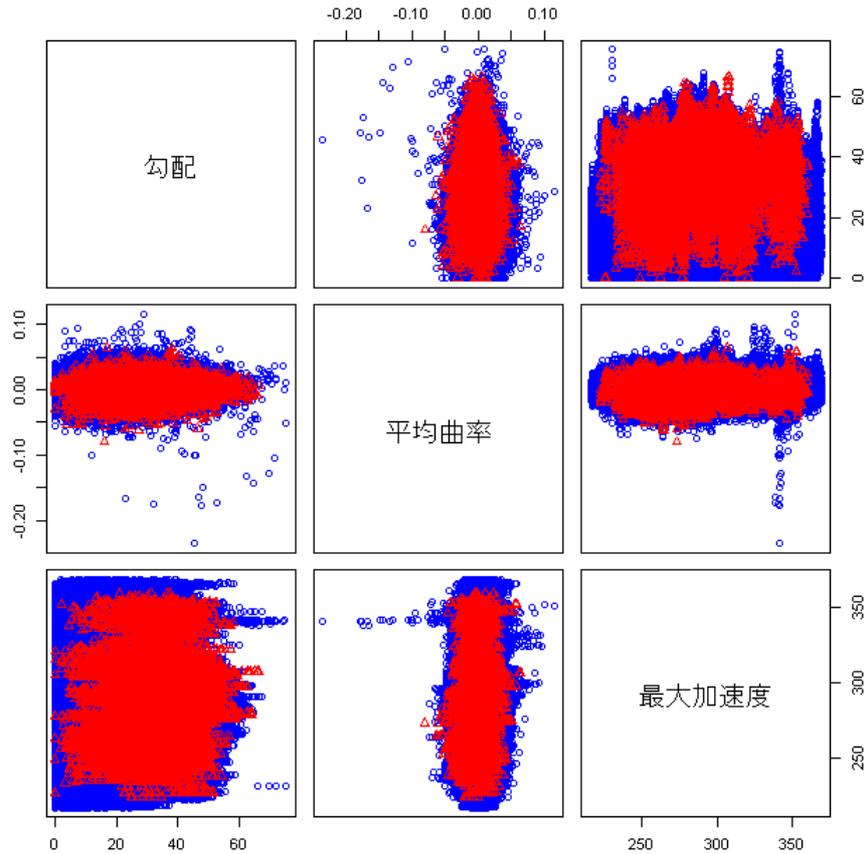


図 3.3 説明変数データの散布図（○：非崩壊，△：崩壊）

検討データ（斜面勾配，平均曲率，PGA）の散布図を図 3.3 に示す．図 3.3 より，一見すると崩壊データが斜面勾配が小さく，PGA が小さい領域でも分布しており，逆に勾配が大きく，PGA が大きい領域でも非崩壊のデータが存在することが分かる．これは本データに斜面の地盤状態や集水地形状況など，斜面崩壊に影響が大きいと考えられている要素が含まれていないこと，PGA が簡易な距離減衰式で算定されていることに起因すると考えられる．しかしながら，本研究では，広域な斜面崩壊分布を求めるにあたっては，前述のように容易に入手可能なデータをもとにすることが実用面で重要であると考え，上記の 3 つの説明変数を採用する．

3.2.1 ロジスティック回帰分析

本研究のロジスティック回帰分析では，斜面の崩壊率を斜面勾配，平均曲率，PGA の説明変数群で評価する．評価式を式(3.1)に示す．ロジスティック回帰分析の詳細については，文献16)を参照されたい．

$$p(x) = \frac{1}{1 + \exp\{-(b_0 + b_1x_1 + \dots + b_nx_n)\}} \quad (3.1)$$

ここに， $p(x)$ は，崩壊確率， b_n は偏回帰係数， x_n は説明変数を意味する．

説明変数として，内田らが地形要因の分析を経て採用した斜面勾配，平均曲率，PGA だけでなく，平均曲率を除いたケースについても分析を行う．ただし，統計解析には，統計ソフトウェア R^{17),18)}を使用した．分析ケースを表 3.1 に示す．

表 3.1 回帰分析ケースにおける説明変数

	勾配	平均曲率	PGA
Case1			
Case2		-	

3.3 分析結果

3.3.1 Case1

内田らの提案手法で採用された説明変数（勾配，平均曲率，PGA）を用いて，ロジスティック回帰分析を行う．得られた箱ひげ図，ロジット値と斜面崩壊率の関係，有意水準を図 3.4，図 3.5，表 3.2 に示す．ただし，図 3.5 中の赤三角の実際の斜面の崩壊率は，ロジット値を大小順に並べ替えた後 500 等分し，その範囲内での崩壊斜面数と全斜面数との比であり，その際のロジット値はその範囲内での平均値である．

図 3.4 より非崩壊のデータで崩壊データよりもロジット値が大きな外れ値は存在するが，非崩壊の第 3 四分位点が崩壊の中央値より小さく，両者の箱の重なりも小さい．すなわち非崩壊のデータの少なくとも 3/4 は崩壊データの中央値よりも小さなロジット値を示しており，崩壊，非崩壊データのロジット値の分布が大きく異なっている．また，図 3.5 より，斜面崩壊のロジスティックモデルによる推定式（図中の青丸が各データの算定値）が，実際の被害率と比較して非常に高精度であることが分かる．ただし，ロジット値を小さい方から 200 分割したデータの最大の崩壊率は約 1 割であり，また，プロット図 3.4 の非崩壊，崩壊データの外れ値から分かるように，図 3.5 のロジスティック値の相対的に大きな -1 以上の領域は，全て非崩壊のデータとなっている．偏回帰係数については，表 3.2 より斜面勾配と PGA の係数が正の値となっており，実現象と整合した符号となっている．平均曲率の偏回帰係数は負であるが，これは水平，鉛直方向とも凸型の斜面である方が崩壊率が高いことを意味する．

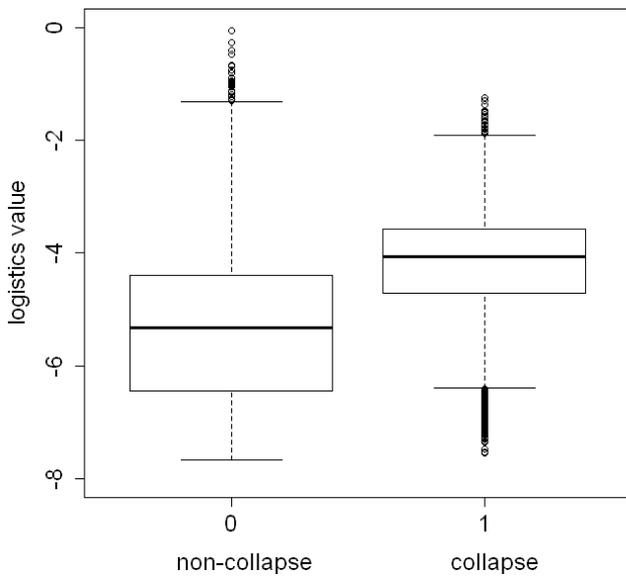


図 3.4 箱ひげ図 (Case1)

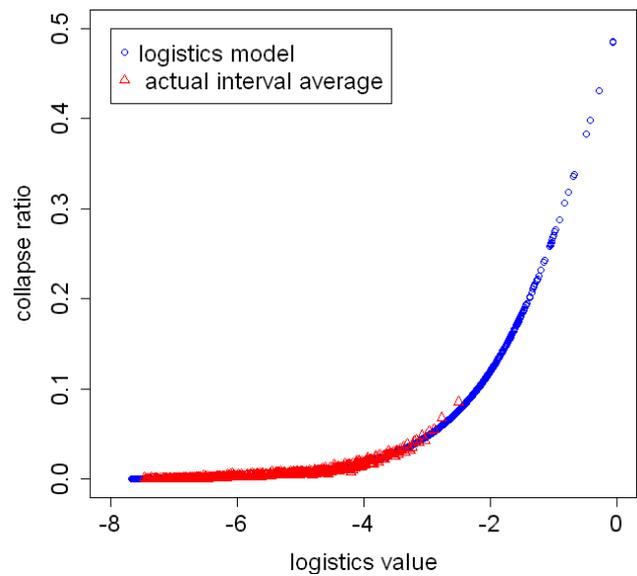


図 3.5 ロジット値と斜面崩壊率の関係 (Case1)

表 3.2 ロジスティックモデルの偏回帰係数と有意水準 (Case1)

	係数	有意水準
定数	-7.90	2e-16
勾配	0.090	2e-16
平均曲率	-6.70	1.25e-15
PGA	0.0019	1.01e-11

3.3.2 Case2

平均曲率は地形の凹凸の指標として用いられ、DEMを使用して容易に算定は可能であるが、自治体^{例えば19),20)}で広く使用されている危険個所のカルテには定量的な診断項目に含まれていない。そのため、地震時の斜面崩壊に最も影響の強い要因として、斜面勾配とPGAを用いて回帰分析を行う。得られた回帰分析結果と偏回帰係数、有意水準を

図3.6, 図3.7, 表3.3に示す。

図3.6より、非崩壊と崩壊のデータの分布状況は、Case1と同様に非崩壊の第3四分位が崩壊の中央値より小さく、両者の箱の重なりも小さい。また、図3.7においても、Case1と同傾向はほとんど変わらず、ロジスティックモデルの推定式は実崩壊確率とよく整合している。その他、ロジスティック値を200分割したデータの最大の崩壊率が1割程度であり、ロジスティック値が-1以上領域は非崩壊データが占めることなど、Case1と同傾向が見られる。また、表3.3より、勾配、PGA、定数の偏回帰係数がCase1と同値であり、これらのロジスティック値に対する影響度が平均局率を説明変数として採用しない場合と変わらないことが分かる。

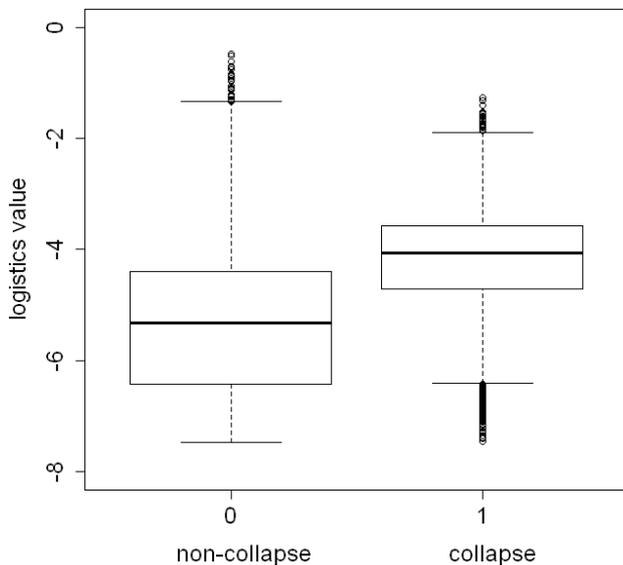


図 3.6 箱ひげ図 (Case2)

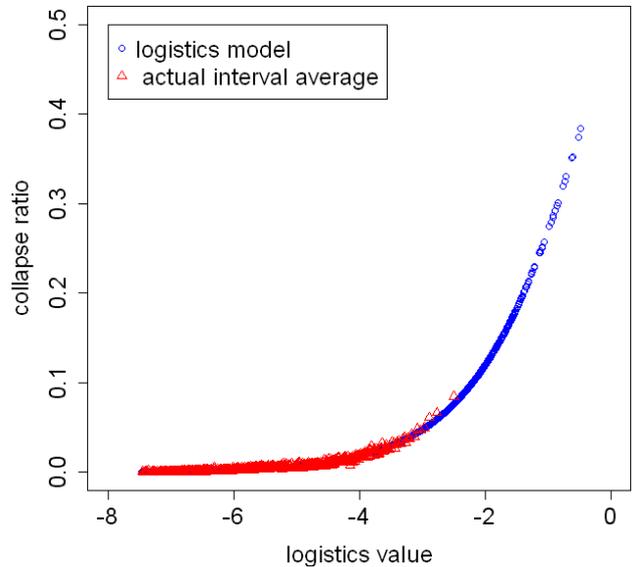


図 3.7 ロジット値と斜面崩壊率の関係 (Case2)

表 3.3 ロジスティックモデルの偏回帰係数と有意水準 (Case2)

	係数	有意水準
定数	-7.89	2e-16

勾配	0.090	2e-16
PGA	0.0019	1.3e-11

前述のように，Case1とCase2の分析結果を比較して，説明変数として平均曲率採用することによる効果が顕著に見られないことから，本研究では少ない説明変数のケース，Case2（斜面勾配，PGA）を推奨する．

ここで，本推定手法の適用性を検証する目的で，Case2のリスク評価式により求められた崩壊確率を基に分布図を作成し，兵庫県南部地震の斜面崩壊領域と照らし合わせて，評価式の妥当性を確認する．斜面崩壊確率分布マップと崩壊領域をプロットし図3.8に示す．

図より，崩壊を示す領域がロジスティックモデルによる崩壊確率の小さいエリアにはほとんど見られず，崩壊確率の大きな暖色系のエリアに分布していることから 推定結果が実被害と整合していると考えられる．ただし，図中の緑と寒色系のエリアについては，地震動指標が主に距離減衰式に基づいて求められていることから，1%未満の精度を議論できないことを記しておく．

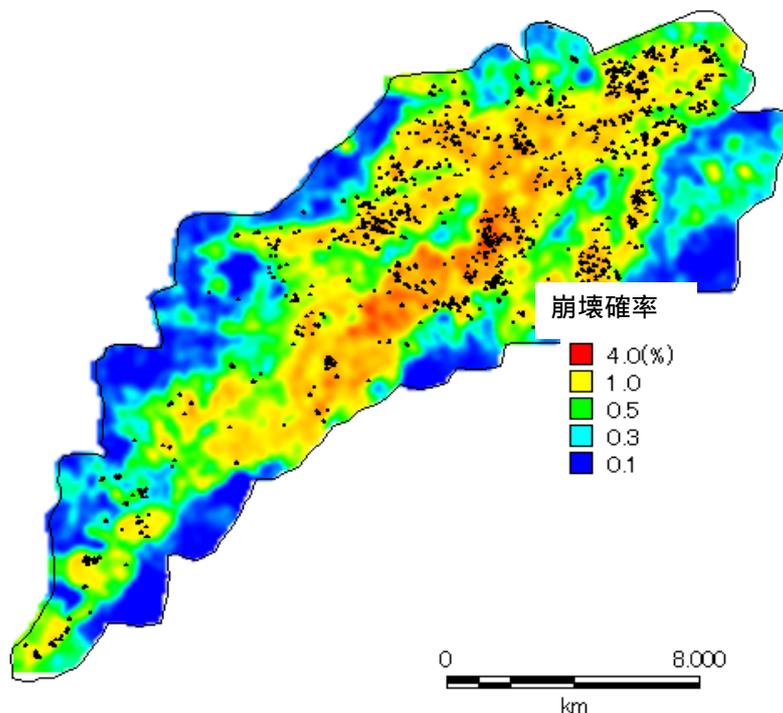


図 3.8 回帰分析の崩壊確率と崩壊箇所図 (Case2)

3.4 まとめ

本研究では，六甲山全地形データ，崩壊領域ポリゴンデータ（多角形の面データ）を基に，斜面崩壊，非崩壊を判別し，ロジスティックモデルを用いて，兵庫県南部地震における六甲全山の自然斜面崩壊リスク評価方法の検討を行った．その結果，容易が入手可能な地形データとして斜面勾配と地表面最大加速度（PGA）を用いた下記の評価式により 兵庫県南部地震の崩壊エリアと整合した結果が得られることが確かめられた．

$$p = \frac{1}{1 + \exp\{-(-7.89 + 0.09Ang + 0.0019PGA)\}} \quad (3.2)$$

ここに， p ：崩壊確率

Ang : 斜面の勾配(deg.)

PGA : 地表面加速度 (Gal)

今後、他の地域や地震被害についても本手法の妥当性を検証し、想定地震に対する斜面の崩壊確率算定手法として、実問題に適用したいと考える。

謝辞

本研究で使用した地形データ、斜面の崩壊データ等は、近畿地方整備局六甲砂防事務所、国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター砂防研究室から提供を受けた。ここに関係各位に謝意を表す。

参考文献

- 1) 鹿児島県：孤立化集落対策マニュアル，2007.
- 2) 青森県県土整備部：防災公共について，2011.
- 3) 愛媛県土木部：社会資本総合整備計画，2012.
- 4) 松岡昌志，翠川三郎：国土数値情報を利用した地震時斜面崩壊危険度予測，日本建築学会構造系論文集，No.474，pp.59-66，1995.
- 5) 内田太郎，片岡正次郎，岩男忠明，松尾修，寺田秀樹，中野泰雄，杉浦信男，小山内信智：地震による斜面崩壊危険度評価手法に関する研究，国総研資料，No.204，2004.
- 6) 小山内信智，内田太郎，野呂智之，山本悟，小野田敏，高山陶子，戸村健太郎：既往崩壊事例から作成した地震時斜面崩壊発生危険度評価手法の新潟県中越地震への適用，砂防学会誌，Vol.59，pp.60-65，2007．
- 7) Hasegawa S., Dahal R.K., Nishimura T., Nonomura A., Yamanaka M.: DEM-Based Analysis of Earthquake-Induced Shallow Landslide Susceptibility, *Geotechnical and Geological Engineering*, pp.419-430, Vol.27, Issue 3, 2009.
- 8) 国土交通省近畿地方整備局六甲砂防事務所：六甲山系の斜面崩壊地判読図，1995～1999.
- 9) 兵庫県神戸県民局神戸土木事務所公園砂防課，神戸市斜面補強工事記録
- 10) 兵庫県神戸県民局神戸土木事務所公園砂防課，阪神・淡路大震災被災箇所図，1997.3.
- 11) 地盤工学会：阪神淡路大震災被害報告書，1997.12.
- 12) Fukushima, Y. and K. Irikura : Attenuation characteristics of peak ground motions in the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake, *Journal of Physics of the Earth*, No.45, pp.135-146, 1997.
- 13) 福島美光，田中貞二：新しいデータベースを用いた最大加速度の距離減衰式の改訂，地震学会 1992 年秋季大会講演予稿集，p.116，1992．
- 14) 司宏俊，翠川三郎：統計的グリーン関数法に基づく地震動最大振幅に対する破壊伝播効果による方位依存性の評価，日本建築学会構造系論文集，No.546，pp.47-53，2001.
- 15) Midorikawa,S. : A Study of Site Amplification Effects on Ground Motions in Santiago Chile, *Tectonophysics*, Vol. 218, No. 1-3, pp. 273-280, 1993.
- 16) 丹後俊郎，山岡和枝，高木晴良：ロジスティック回帰分析 SAS を利用した統計解析の実例，朝倉書店，1996.
- 17) 青木繁信：R による統計解析，オーム社，2009.
- 18) 山田剛史，杉澤武俊，村井潤一郎：R による優しい統計学，オーム社，2008.
- 19) 埼玉県：埼玉県地震被害想定調査報告書，2011.
- 20) 福岡県：福岡県地震に関する防災アセスメント調査報告書，2012.

4. 土構造物の地震時変形量の定量評価のための SPH 法解析

小野 祐輔^{*1}

4.1 はじめに

地震時には、盛土・切土などの崩壊による交通遮断や土砂災害に起因する建物の倒壊など、土構造物の崩壊による被害が多くみられる。こうした被害を抑制するにあたり、地震時の土構造物の挙動を数値解析により予測することの意義は大きい。土構造物の地震時挙動に用いる数値解析法としては、古くから有限要素法が利用されてきた¹⁻⁶⁾。しかし、有限要素法ではメッシュを利用するため、対象が大きく変形する場合にはメッシュが歪み、精度の大幅な低下が生じる、あるいは解析の続行が困難になるという問題がある。そのため、土構造物が崩壊を起こすかどうかの検討や、その安全率の計算には十分な実績を持っているが、最終的な変形状態や被害の及ぶ範囲を予測するためには、不十分である。そこで、本研究では、有限要素法に代わる数値解析手法として、Smoothed Particle Hydrodynamics(SPH)法を用いた土構造物の地震時動的挙動解析を行い、その適用性を検証する。

SPH法は、粒子法と呼ばれる数値解析法の一つであり、連続体を多数の粒子の集合とみなしてタイムステップごとに近似式から各物理量を計算する解析法である。大変形問題に適した解析法として、おもに流体解析の分野で用いられているが、その利点から構造解析をはじめとした他の様々な分野への応用も進められている。

SPH法は、圧縮性流体に対する解析手法として1970年代後半に Lucy⁷⁾、Gingold and Monaghan⁸⁾によって提案され、当初は宇宙物理学の分野で用いられた。ラグランジアン座標系で記述された運動方程式から計算を行うこと、メッシュ作成が不要であることから、大変形問題に適した解析手法であるというメリットを持っており、その後、一般の流体解析に対しても適用されるようになった⁹⁾。近年では、弾塑性体の大変形解析^{10),11)}への適用が進められ、一般的な構造解析手法として発展してきている。

一方、土構造物の大変形問題への適用としては、小野ら^{12),13)}、Bui et al.¹⁴⁾、Nail et al.^{15),16)}らの研究が挙げられる。小野ら^{12),13)}は地盤材料の構成則として広く用いられているMohr - Coulomb型破壊基準とDrucker - Prager型塑性ポテンシャルをSPH法に導入した盛土の大変形解析を行った。Bui et al.¹⁴⁾はDrucker - Prager型の破壊基準と塑性ポテンシャルを導入したSPH解析により、砂質土を対象とした模型実験結果を精度よく再現できること、及び地盤構造物の許容支持力の評価に対してもSPH法が適用可能であることを示した。Nail et al.^{15),16)}は液状化状態となった地盤を粘性流体として取り扱ったSPH解析により、地盤流動によって埋設物に作用する荷重の評価を行うことに成功している。

本研究では、まず SPH 法による地震応答解析手法について、有限要素法に匹敵する解析精度を実現する新たな計算式の提案と、レイリー減衰の導入法を示す。その後、土構造物の崩壊挙動の再現解析を行い、SPH 法特有のパラメータである解析に用いる粒子密度の影響が、解析結果に及ぼす影響を調べる。さらに、レイリー減衰を用いた解析が、土構造物の崩壊過程に与える影響についても考察を行う。

4.2 SPH 法の概要

4.2.1 SPH 法の基本理論

^{*1} 鳥取大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻 (〒685-8552 鳥取市湖山町南 4-101)
E-mail: ysk@cv.tottori-u.ac.jp

SPH法では、連続体を対象として、多数の粒子の集合とみなした近似的な計算を行う。SPH法においては、カーネル近似と粒子近似という二種類の近似計算が行われる。カーネル近似は次式で与えられる¹⁷⁾。

$$f(\mathbf{x}) = \int f(\mathbf{x}') W(|\mathbf{x} - \mathbf{x}'|, h) d\mathbf{x}' \quad (4.1)$$

ここで W はカーネル関数と呼ばれる重み関数であり、 \mathbf{x} は座標値を表す。 h は粒子間の相互作用を特徴づけるパラメータであり、平滑化距離と呼ばれる。カーネル関数には、全領域で積分した値が1になること、および $h \rightarrow 0$ の極限がディラックのデルタ関数となることが要求される。また、式(4.1)において関数 W をディラックのデルタ関数に置き換えたものは、デルタ関数の合積に関する恒等式であり、カーネル近似はこの恒等式を近似したものと解釈することができる。

次に、式(4.1)の積分を次式のように粒子近似と呼ばれる手法で離散化する¹⁷⁾。

$$f(\mathbf{x}^i) = \sum_{j=1}^N \frac{m^j}{\rho^j} f(\mathbf{x}^j) W(|\mathbf{x}^j - \mathbf{x}^i|, h) \quad (4.2)$$

ここで離散化された点 \mathbf{x}^i を SPH 粒子と呼ぶ。 N は粒子 i からカーネル関数の値が非零となる距離内に存在する粒子の数である。SPH 粒子は、質量 m^i 、密度 ρ^i 、受け持つ体積 m^i/ρ^i 、その座標値 \mathbf{x}^i での関数の値 $f(\mathbf{x}^i)$ を有しているが、明確な形状は持たない。すなわち、SPH 法における粒子とは、有限要素法におけるガウス点と節点を合わせたものに相当する概念であり、個別要素法における粒子とは全く異なるものである。

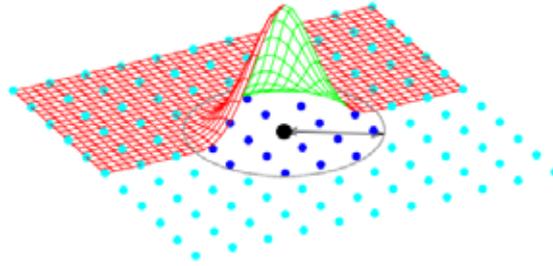


図-4.1 SPH 粒子とカーネル関数

実際に SPH 法を弾性体や弾塑性体の解析に適用する際には、関数 $f(\mathbf{x}^i)$ そのものではなく、その微分形 $\partial f(\mathbf{x}^i)/\partial x_\alpha$ が必要になる。その SPH 近似は次式で与えられる¹⁷⁾。

$$\frac{\partial f(\mathbf{x}^i)}{\partial x_\alpha} = - \sum_{j=1}^N \frac{m^j}{\rho^j} f(\mathbf{x}^j) \frac{\partial W^{ij}}{\partial x_\alpha} \quad (4.3)$$

あるいは、これと数学的に等価な

$$\frac{\partial f(\mathbf{x}^i)}{\partial x_\alpha} = \frac{1}{\rho^i} \sum_{j=1}^N m^j \{f(\mathbf{x}^j) - f(\mathbf{x}^i)\} \frac{\partial W^{ij}}{\partial x_\alpha} \quad (4.4)$$

または、

$$\frac{\partial f(\mathbf{x}^i)}{\partial x_\alpha} = \rho^i \sum_{j=1}^N m^j \left\{ \frac{f(\mathbf{x}^j)}{(\rho^j)^2} + \frac{f(\mathbf{x}^i)}{(\rho^i)^2} \right\} \frac{\partial W^{ij}}{\partial x_\alpha} \quad (4.5)$$

が用いられる¹⁷⁾。ここで、

$$W^{ij} = W(|\mathbf{x}^j - \mathbf{x}^i|, h) \quad (4.6)$$

である。

カーネル関数 W として様々なものが提案されているが、本論文における数値解析例では、適用例の多い3次スプライン関数¹⁷⁾によるものを用いる。この場合、着目した点から平滑距離 h 以内でカーネル関数は非零となり、それ以遠では零となる。すなわち、図-4.1の中央の黒い粒子について、ある物理量 f を評価する場合、この粒子から一定の距離内にある粒子（図中の青い粒子）の持つ値の重み付き平均を、カーネル関数の値を重みとして求めることに相当する。水色の粒子の位置では、カーネル関数の値が零であり、計算に含まれない。

平滑化距離 h は解析者が指定するパラメータであり、 h を小さくとった場合、SPH 近似の計算に用いられる粒子数が減るため、計算精度の低下が起こる。一方、大きくとれば有限要素法における要素サイズを大きくすると同様に、空間的な解像度が低下することで、計算精度が悪化する。さらに、岩本・小野¹⁹⁾が指摘したように、二次元解析で通常良く用いられる初期粒子間隔の1.25倍程度を h とした際にも、 h の値によって計算精度が変化し、その結果、弾性波の伝播問題においては、弾性波の伝播速度が再現できないという問題が生じる。

この問題に対して、岩本・小野¹⁹⁾は Chen ら²⁰⁾によって提案された Corrective Smoothed Particle Method (CSPM) 法を適用し、解析精度の h への依存性を大幅に改善できることを示している。そこで、本論文でもオリジナルな SPH 法の定式化に代えて CSPM 法による計算を行うことにする。CSPM 法において式(4.2)、(4.3)はそれぞれ以下のように置き換えられる。

$$f(\mathbf{x}^i) = \frac{\sum_{j=1}^N \frac{m^j}{\rho^j} f(\mathbf{x}^j) W^{ij}}{\sum_{j=1}^N \frac{m^j}{\rho^j} W^{ij}} \quad (4.7)$$

$$\frac{\partial f(\mathbf{x}^i)}{\partial x_\alpha} \cdot \sum_{j=1}^N \frac{m^j}{\rho^j} (x_\alpha^j - x_\alpha^i) \frac{\partial W^{ij}}{\partial x_\beta} = \sum_{j=1}^N \frac{m^j}{\rho^j} \left\{ f(\mathbf{x}^j) - f(\mathbf{x}^i) \right\} \frac{\partial W^{ij}}{\partial x_\beta} \quad (4.8)$$

CSPM法によれば、物質の境界付近における粒子の不足による計算精度の低減効果を抑制することができる²⁰⁾。

4.2.2 運動方程式の離散化

弾性体や弾塑性体の運動方程式は次式で表される。

$$a_\alpha = \frac{1}{\rho} \frac{\partial \sigma_{\alpha\beta}}{\partial x_\beta} + b_\alpha \quad (4.9)$$

ここで a_α は α 方向の加速度、 $\sigma_{\alpha\beta}$ は応力テンソル、 b_α は α 方向の物体力を表す。この式に対して式(4.5)を用い、さらに物体力 b_α を左辺に移行することにより、次式を得る。

$$a_\alpha^i - b_\alpha = \sum_{j=1}^N m^j \left\{ \frac{\sigma_{\alpha\beta}^i}{(\rho^i)^2} + \frac{\sigma_{\alpha\beta}^j}{(\rho^j)^2} \right\} \frac{\partial W^{ij}}{\partial x_\beta} \quad (4.10)$$

SPH 法による解析では、この様に応力から粒子の加速度を計算する際に、式 (4.3) や (4.4) ではなく式 (4.5) を用いることが一般的である。これは、粒子の運動量が精度良く保存される¹⁸⁾ためである。式(4.10)を用いて解析を行った場合、先に述べた様に物質境界付近での粒子数不足による精度の低下が起こる。そこで、次のようにして CSPM 法を適用する。

まず、同一の地盤材料では密度 ρ が一定であるとして、式 (4.4)、(4.5) 及び式 (4.8) から、

$$\frac{\partial f(\mathbf{x}^i)}{\partial x_\alpha} \cdot \sum_{j=1}^N \frac{m^j}{\rho^j} (x_\alpha^j - x_\alpha^i) \frac{\partial W^{ij}}{\partial x_\beta} = \rho^i \sum_{j=1}^N m^j \left\{ \frac{f(\mathbf{x}^j)}{(\rho^j)^2} + \frac{f(\mathbf{x}^i)}{(\rho^i)^2} \right\} \frac{\partial W_{ij}}{\partial x_\alpha} \quad (4.11)$$

を得る．これを式(4.9)に代入することにより，

$$(a_\alpha^i - b_\alpha) \cdot \sum_{j=1}^N \frac{m_j}{\rho_j} (x_\alpha^j - x_\alpha^i) \frac{\partial W^{ij}}{\partial x_\beta} = \sum_{j=1}^N m_j \left\{ \frac{\sigma_{\alpha\beta}^i}{(\rho^i)^2} + \frac{\sigma_{\alpha\beta}^j}{(\rho^j)^2} \right\} \frac{\partial W^{ij}}{\partial x_\beta} \quad (4.12)$$

を得る．

4.2.3 弾塑性構成式による応力増分の計算

SPH法における弾塑性解析では，有限要素法において応力増分を求める一般的な方法である弾塑性マトリクス法が適用できる¹⁰⁾¹¹⁾¹²⁾¹³⁾¹⁴⁾．

ひずみ速度テンソルは，速度の勾配から次のように求められる．

$$\dot{\varepsilon}_{\alpha\beta} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial v_\alpha}{\partial x_\beta} + \frac{\partial v_\beta}{\partial x_\alpha} \right) \quad (4.13)$$

ひずみ速度に1ステップの時間 dt をかけることでひずみ増分を求める．

$$d\varepsilon_{\alpha\beta} = \dot{\varepsilon}_{\alpha\beta} dt \quad (4.14)$$

ひずみ増分 $d\varepsilon_{\alpha\beta}$ と応力増分 $d\sigma_{\alpha\beta}$ の関係は，

$$d\sigma_{\alpha\beta} = D_{\alpha\beta\gamma\eta}^{ep} d\varepsilon_{\gamma\eta} \quad (4.15)$$

と与えられる． $D_{\alpha\beta\gamma\eta}^{ep}$ は弾塑性マトリクスである．

本論文では，式(4.13)中の $\partial v_\alpha / \partial x_\beta$ を，岩本・小野¹⁹⁾にしたがって式(4.8)を適用し，次のように計算する．

$$\frac{\partial v_\alpha^j}{\partial x_\alpha} \sum_{j=1}^N \frac{m_j}{\rho_j} (x_\alpha^j - x_\alpha^i) \frac{\partial W^{ij}}{\partial x_\beta} = \sum_{j=1}^N \frac{m_j}{\rho_j} (v_\alpha^j - v_\alpha^i) \frac{\partial W^{ij}}{\partial x_\beta} \quad (4.16)$$

4.2.4 運動方程式の時間積分

SPH法では，各タイムステップ毎に運動方程式(9)により粒子の加速度を求め，速度，粒子座標を更新していく．時刻 t における粒子の加速度を $a_\alpha(t)$ ，速度を $v_\alpha(t)$ ，座標を $u_\alpha(t)$ と表したとき，次の時刻ステップ $t+\Delta t$ における粒子速度 $v_\alpha(t+\Delta t)$ ，粒子位置 $u_\alpha(t+\Delta t)$ を次のように計算する．

$$v_\alpha(t+\Delta t) = v_\alpha(t) + a_\alpha(t) \cdot \Delta t \quad (4.17)$$

$$u_\alpha(t+\Delta t) = u_\alpha(t) + v_\alpha(t) \cdot \Delta t \quad (4.18)$$

4.2.5 Jaumann 応力速度の導入

大変形解析においては対象物体に生じる剛体回転が無視できない場合がある．Cauchy 応力を単純に時間微分した応力速度は客観性を持たないため，座標軸の回転により応力値が見かけ上変化するという問題が生じる．そこで，Gray ら²¹⁾は，この見かけ上の応力の変化を取り除くために Jaumann 応力速度を導入した．Jaumann 応力速度を $\hat{\sigma}_{\alpha\beta}$ と表記すると，次式によって計算できる．

$$\hat{\sigma}_{\alpha\beta} = \dot{\sigma}_{\alpha\beta} - \omega_{\alpha\gamma} \sigma_{\gamma\beta} + \sigma_{\alpha\gamma} \omega_{\gamma\beta} \quad (4.19)$$

ここに， $\dot{\sigma}_{\alpha\beta}$ は Cauchy 応力増分であり， $\omega_{\alpha\beta}$ はスピンテンソルであり，次式のように定義される．

$$\omega_{\alpha\beta} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial v_\alpha}{\partial x_\beta} - \frac{\partial v_\beta}{\partial x_\alpha} \right) \quad (4.20)$$

4.2.6 レイリー減衰の導入

地震工学の分野において広く用いられている有限要素法による地震応答解析では、レイリー減衰が使われることがほとんどである。有限要素法において、レイリー減衰マトリクス $[C]$ は、係数 α_R および β_R を用いて次のように定義されている。

$$[C] = \alpha_R [M] + \beta_R [K] \quad (4.21)$$

ここで、 $[M]$ は質量マトリクス、 $[K]$ は剛性マトリクスである。有限要素法において、質量マトリクスには整合質量マトリクスと集中質量マトリクスがある。集中質量マトリクスは、マトリクスの対角成分が正の値を持ち、非対角成分はすべて零である。対角成分の値は、対応する節点に割り振られた質量であるので、SPH法における粒子の持つ質量に相当するとみなすことができる。

有限要素法において、式(4.21)の減衰マトリクスは、節点速度ベクトルに作用させる。すなわち、時刻 t における節点速度ベクトルを $\{v_t\}$ とすると、レイリー減衰による減衰力ベクトルは、次のように表される。

$$[C]\{v_t\} = \alpha_R [M]\{v_t\} + \beta_R [K]\{v_t\} \quad (4.22)$$

ここで、式(4.22)の右辺第二項は、

$$[K]\{v_t\} \approx [K] \frac{\{u_t\} - \{u_{t-\Delta t}\}}{\Delta t} = \frac{\{f_t\} - \{f_{t-\Delta t}\}}{\Delta t} \quad (4.23)$$

のように近似的に表すことができる。 $\{u_t\}$ 、 $\{f_t\}$ はそれぞれ時刻 t における節点変位ベクトル、復元力ベクトルで、 Δt は時間増分である。これより、式(4.21)の右辺第二項は、要素の応力状態から得られる節点力の時間増分に係数 β_R を乗じたものと解釈することができる。

結局、SPH法にレイリー減衰を導入するためには、式(9)の運動方程式の右辺に、

$$\alpha_R v_\alpha + \beta_R \frac{\Delta g_\alpha}{\Delta t} \quad (4.24)$$

を追加すればよい。ただし、この場合、式(4.21)における剛性マトリクス $[K]$ は、解析対象の物体が材料非線形性を有する際には接線剛性マトリクスに相当する。

表-4.1 地盤材料の物性値

密度 ρ	1.61 ton/m ³
粘着力(ピーク) C_p	143.3 kN/m ²
内部摩擦角(ピーク) ϕ_p	5.9°
粘着力(残留) C_r	17.5 kN/m ²
内部摩擦角(残留) ϕ_r	5.9°
弾性係数 E	389000 kN/m ²
ポアソン比 ν	0.466

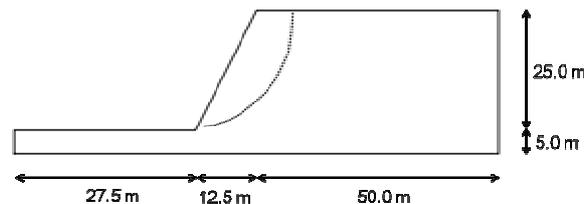


図-4.2 対象実験で用いられた斜面モデル²²⁾

4.3 解析モデル

本研究では、大津ら²²⁾の遠心場振動実験で用いられた泥岩切土斜面を対象として解析を実施する。この実験で用いられた斜面モデルを図-4.2に示す。また、材料の物性値を表-4.1に示す。ここで示した値はいずれも実規模換算値である。実験では、図-4.2中に示した破線部に滑り線が発生し、斜面が崩壊したことが報告されている²²⁾。

SPH解析では、粒子密度の異なる4種類のモデルを用いる。図-4.3に初期状態のSPH粒子の配置を示す。SPH粒子は規則的に格子状に並んでいる。SPH粒子の間隔 dp と各モデルで用いるSPH粒子の総数 np は図中に示した通りである。境界条件は、底面を固定、側面を水平方向のみ固定し、上下方向は自由とする。また、特に断らない限り、平滑化距離は $h=2.6 dp$ 、レイリー減衰は、有限要素法で求めた一次モード、二次モードの振動数に対して同じ値となるように与える。式(4.17)および(4.18)の数値積分で用いる時間刻みは、最も粒子間隔の小さいケースでも安定した解析結果が得られることを確認することで、試行錯誤的に 1.0×10^{-5} sと設定した。

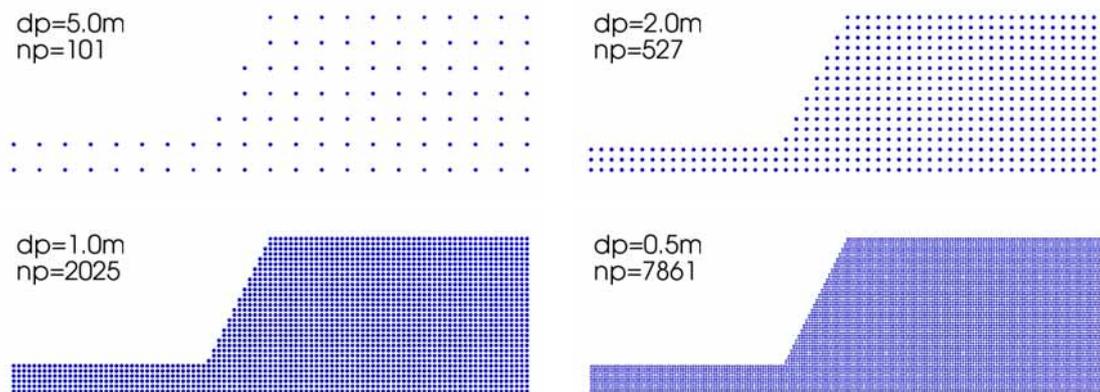


図-4.3 SPH粒子の配置

4.4 地震応答のSPH解析

4.4.1 レイリー減衰の導入

式(4.24)によってレイリー減衰が適切に導入されることの検証を目的として、有限要素法による解析結果との比較を示す。有限要素法による解析に用いた解析モデルを図-4.4に示す。節点は1.25 m間隔で均等に配置されており、SPH解析における $dp=1.0$ mのモデルに相当する分割が行われている。

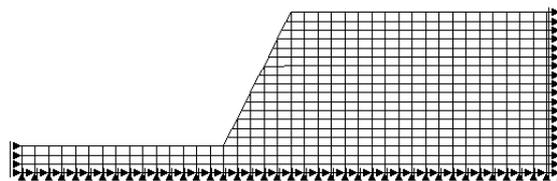


図-4.4 有限要素解析で用いたメッシュ(465要素)

入力地震動として、図-4.5に示した1995年兵庫県南部地震の際に記録された神戸海洋気象台記録のNS成分を用いる。斜面は全て弾性体とし、材料定数は表-1に示した弾性係数 \square とポアソン比 ν 、密度 ρ を用

いる．レイリー減衰は、有限要素法によるモード解析を行い、1次モードと2次モードに対して減衰定数が5%になるように与える．

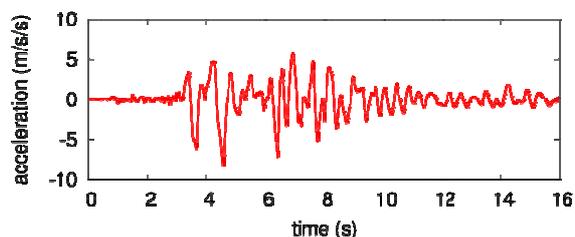


図-4.5 神戸海洋気象台記録 (NS 成分)

また、SPH法による解析では大変形問題を対象とするため、毎時間ステップ毎の粒子の移動を考慮して、粒子同士の相互作用関係が更新される．しかしながら、ここでは有限要素法による地震応答解析と比較するため、微小変形を仮定して粒子配置は初期状態を保つようにした．すなわち、粒子同士の相互作用関係は初期状態から変化しない．

解析から得られた法肩部における加速度応答を図-4.6に示す． $dp = 5.0$ mでは、有限要素法による結果と大きく異なっているものの、他のモデルではいずれも良い一致を示している．このことから、SPH法においても式(4.24)によってレイリー減衰が適切に導入されたことが確認できる．

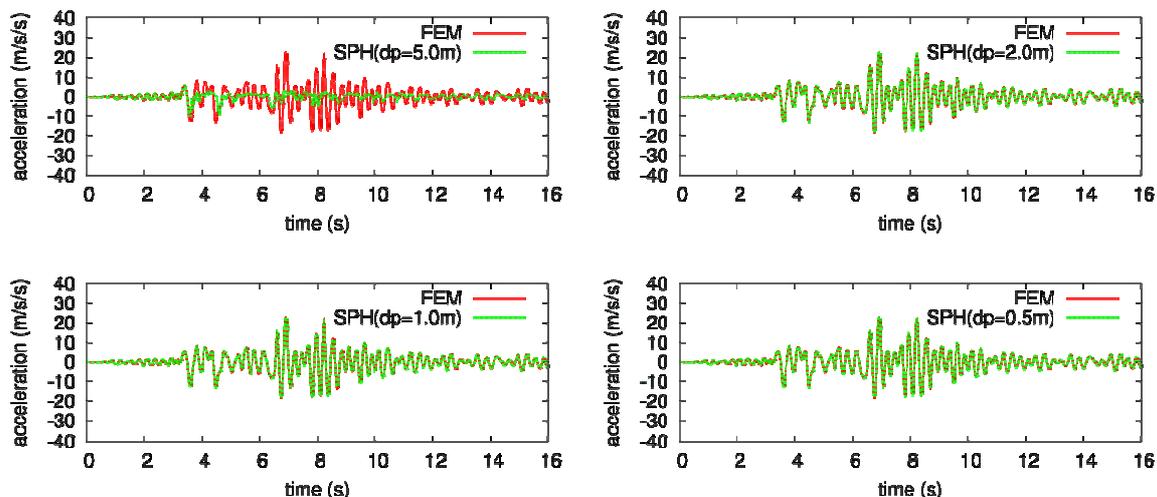


図-4.6 法肩部の加速度応答の比較

4.4.2 粒子密度の違いによる解析結果の比較

図-4.6よりSPH法による解析に用いた粒子密度の影響を考察する． $dp = 5.0$ mのケースでは、有限要素法解析と大きく異なっており、解析に用いる粒子密度が不足していることが分かる．一方、 dp が2.0, 1.0, 0.5 mの場合には、いずれも有限要素法と良く一致した結果が得られている．

次に、SPH法を用いた地震応答解析における周波数特性を見る．図-4.7は、図-4.6に示した加速度応答のフーリエスペクトルを描いたものである．ここで、解析に用いた入力地震動のデジタルデータの時間ステップ幅が0.02秒であることから、ナイキスト振動数である25 Hzよりも小さい振動数の範囲に着目する．

有限要素法と $dp = 0.5$ m, 1.0 mのケースでは、それぞれのフーリエスペクトルすべての振動数域で良い一致を示している．一方、 $dp = 2.0$ mでは、10 Hz付近より高い振動数域で違いが見られる． $dp = 5.0$ mのケー

スでは、すべての振動数域で両者は一致していない。これらの結果から、本論文で解析を行うケースでは、 dp を 1.0 m より小さくすることで、比較対象とした有限要素法と同等の解析精度を得られることが分かる。

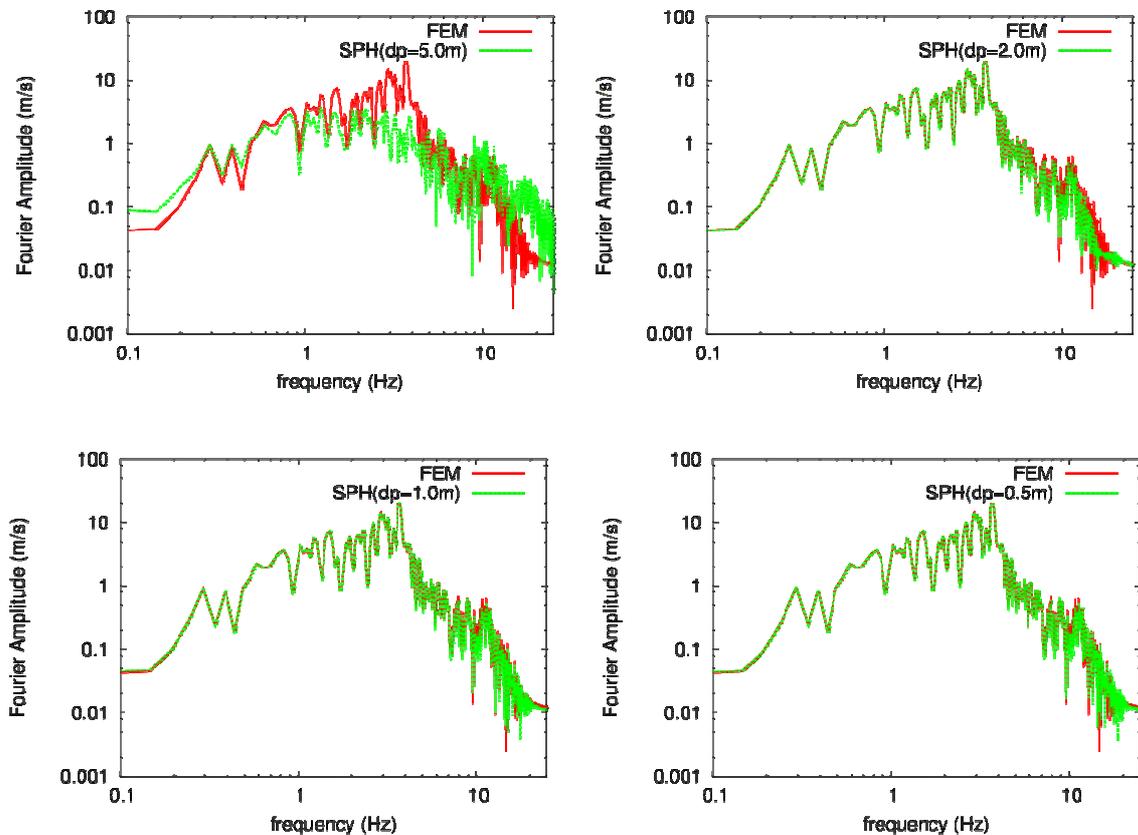


図-4.7 法肩部の応答のフーリエスペクトルの比較

4.4.3 平滑化距離の違いによる解析結果の比較

有限要素法では、解析における空間的な解像度は、要素のサイズによってほぼ支配される。一方、SPH法では、粒子密度に加えて、平滑化距離によっても空間的な解析の解像度が変化する。

平滑化距離の違いが、地震応答解析に及ぼす影響を確認するために、 $dp = 1.0$ m の解析モデルに対して、平滑化距離を二倍の $h = 5.2 dp$ にした解析を実行した。得られた斜面法肩の加速度応答のフーリエスペクトルをこれまでに示した $h = 2.6 dp$ のケースと比較したものを図-4.8 に示す。図-4.8 では、0.5 Hz から 3.0 Hz までの振動数域では、両者は良い一致を示している。高振動数側については、 h を $5.2 dp$ としたケースでは、空間的に広い範囲で平滑化が行われるため、波長の短い波動の再現性が低下していると説明できる。一方、低振動数側の違いを生じる原因として、SPH法の欠点の一つである境界の影響による精度低下が及ぶ範囲が広がることが考えられるが、現時点では明らかでない。今後、詳細な検討が必要である。

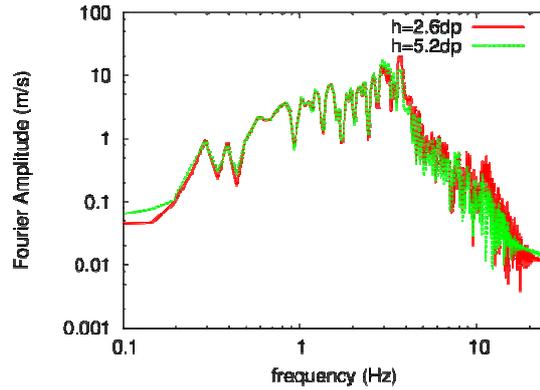


図-4.8 平滑化距離によるフーリエスペクトルの比較

4.4.4 式(4.12)による解析精度向上の検証

本論文では、式(4.10)に代えて式(4.12)を用いることを提案している。図-4.9は、式(4.10)を用いて解析を行った結果と、式(4.12)を用いた場合の結果を比較したものである。ひずみ速度の計算には、いずれも式(4.16)を用いている。すなわち、前者はひずみ速度の計算のみにCSPM法を適用した解析であるのに対し、後者はひずみ速度と粒子加速度の計算においてCSPM法を適用した解析となる。粒子加速度の計算に式(4.4)が用いられないことから、式(4.8)による検討は行っていない。図中、有限要素法による結果は赤い実線、式(4.10)による結果は青い破線、式(4.12)による結果は緑の波線で示されている。この図において、式(4.12)による結果の方が、有限要素法による結果とより良い一致を示しており、提案する計算法の有効性が確認できる。

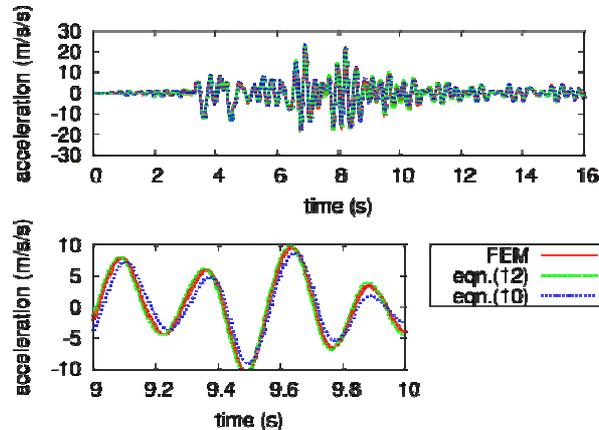


図-4.9 式(4.10)と式(4.12)を用いた解析結果の比較

4.5 土構造物の崩壊挙動のSPH解析

4.5.1 解析対象とした実験の概要

大津らの実験²²⁾で用いられた泥岩切土斜面モデルを対象として、SPH法による斜面の崩壊挙動の再現を試みる。大津らの実験²²⁾は50 Gの遠心場で行われ、実験に用いられた供試体は図-4.2に示した斜面モデルの50分の1の縮尺模型である。入力地震波は、実規模換算で1.2 Hz、主要動部が20波の正弦波であり、最大振幅100 galから段階的に100 galずつ上昇させ、最大で600 galまでの水平加振が行われた。鉛直方向には加振されていない。その結果、300 gal加振時までは斜面に大きな変状は生じず、400 gal、500 gal加振時に徐々に

に各点における変位が発生し、600 gal 加振時において、図-4.2 中に破線で示した滑り線が発生し、完全な崩落に至ったことが報告されている²²⁾。

4.5.2 解析条件

解析には図-4.2 で示した四つの粒子密度の異なるモデルを用いる。平滑化距離は $h = 2.6 dp$ とする。ひずみ速度および加速度の SPH 法に基づく計算には、式(4.12)および(4.16)をそれぞれ用いる。レイリー減衰は、一次モード、二次モードに同じ減衰定数を与える。減衰の違いが解析結果に及ぼす影響を考察するため、2%、5%、10%の三つの値を用いて解析を行う。

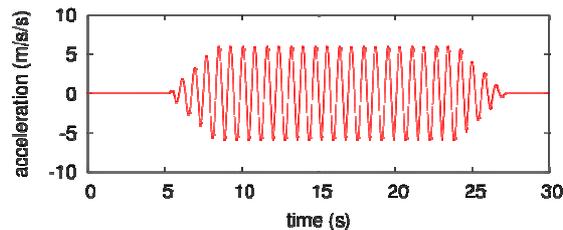


図-4.10 入力加速度（水平方向）

各粒子の構成則は、Drucker - Prager モデルと関連流れ則とする。内部摩擦角、粘着力は、始めて破壊状態に達するまでは表-4.1 に示したピーク強度、それ以後は残留強度の値を用いる。

入力として与える地震動の加速度時刻歴波形を図-4.10 に示す。大津らの実験²²⁾では最大振幅 100 gal から段階的に 100 gal ずつ上昇させ、最大で 600 gal までの加振が行われたが、解析では水平 600 gal 加振のみを対象とする。

4.5.3 自重解析による初期応力状態の設定

斜面の崩壊過程を再現するためには、重力場における地震動が作用する以前の応力状態を適切に設定する必要がある。本研究では、解析モデルに自重のみが作用する状態の解析を行い、地震動を作用させる前の初期応力状態を設定する。解析においては弾塑性構成則を用いるため、重力加速度を作用させた際に生じる振動により、粒子の塑性化が発生する恐れがある。そこで、図-4.11に示すように、作用させる重力を漸増させて解析を行う。

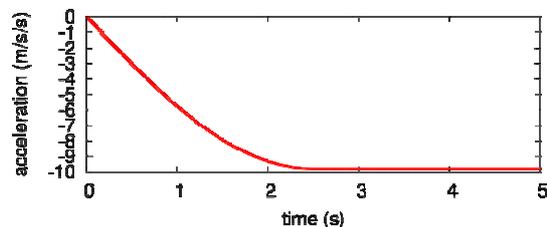


図-4.11 重力の漸増载荷の時刻歴

自重解析に要する時間を減らすため、レイリー減衰に代えて、Buiら²³⁾が提案した減衰項を運動方程式に与えた。すなわち、式(4.9)を次式のように書き換える。

$$a_\alpha = \frac{1}{\rho} \frac{\partial \sigma_{\alpha\beta}}{\partial x_\beta} + b_\alpha - \frac{\xi}{\Delta t} v_\alpha \quad (4.25)$$

ここで、 ξ は減衰の強さのパラメータ、 Δt は時間増分である。Buiら²³⁾は ξ の値として、0.002から0.005を用いることを推奨している。本研究では $\xi=0.003$ とした。

図-4.12に斜面法肩部の鉛直方向速度の時刻歴を示した。粒子密度の異なるいずれの解析モデルでも、減衰項が十分な効果を発揮しており、解析終了時において粒子の振動が生じていないことが確認できる。

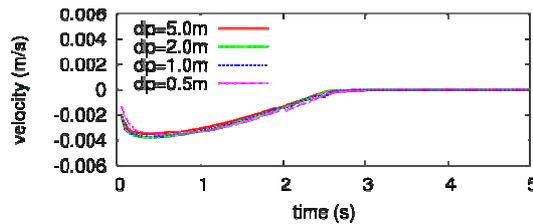


図-4.12 自重解析時の法肩の鉛直方向速度の時刻歴

一方、図-4.13は、自重解析が終了した時点での鉛直方向の軸応力 σ_{yy} の分布を示したものである。いずれの解析モデルの結果も互いに良く似ており、初期応力状態について粒子密度による大きな違いはない。地表面から底面にかけて滑らかに応力の値が大きくなっており、安定した解析結果が得られている。

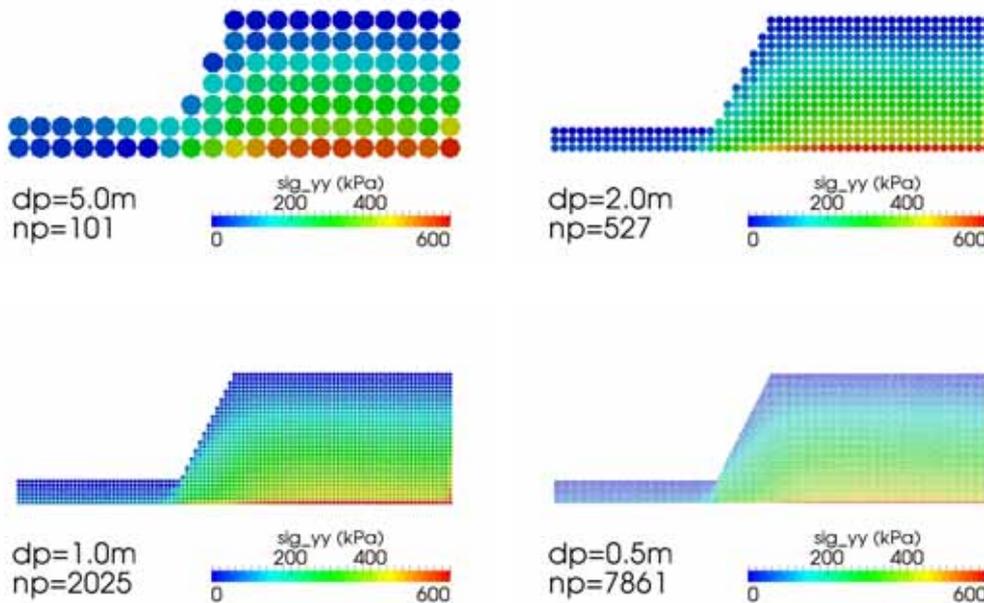
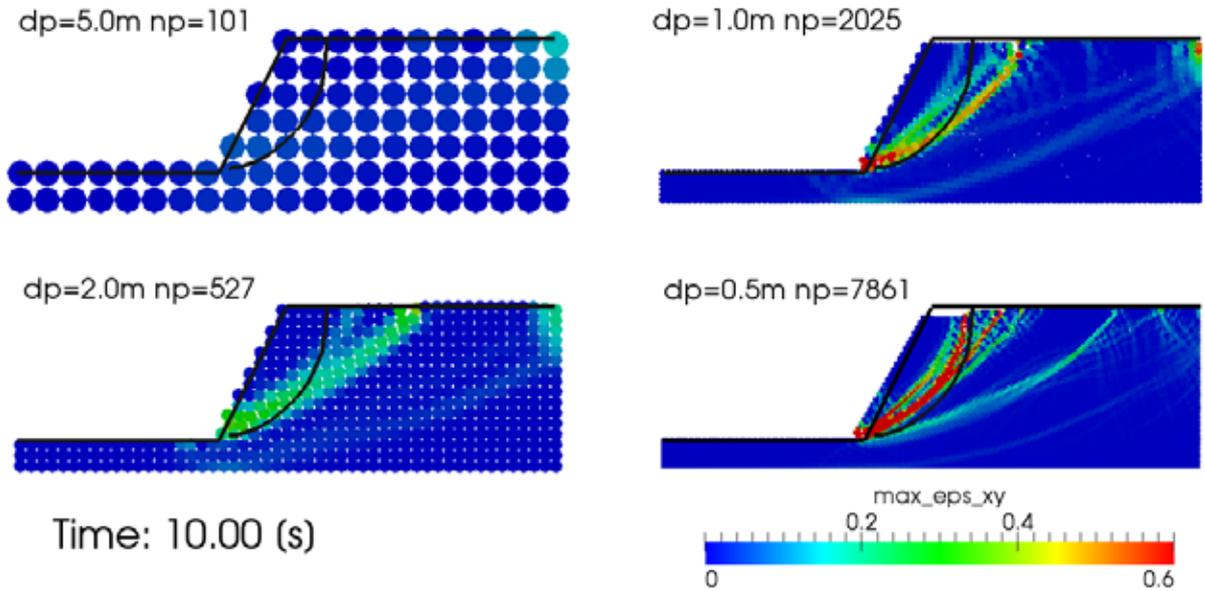


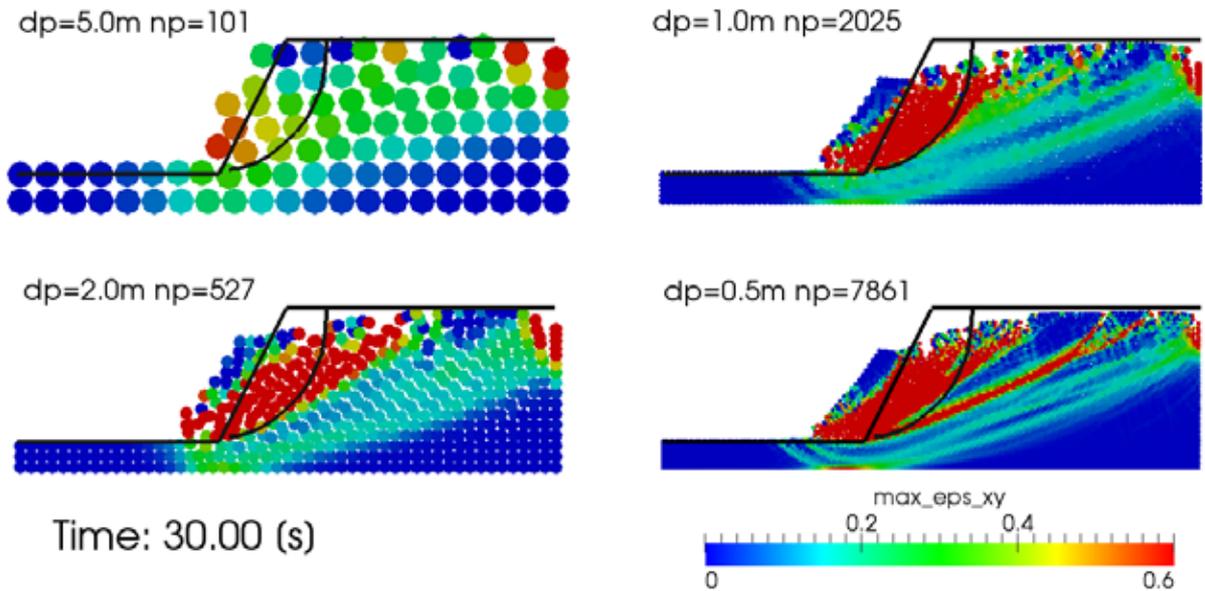
図-4.13 初期応力状態の粒子密度による比較

4.5.4 粒子密度の違いによる解析結果の比較

図-4.10に示した水平方向の入力地震動を作用させた解析によって得られた斜面変形の進行の様子を図-4.14に示す．図-4.14には粒子密度の異なる解析モデルによる結果を並べて示している．同図には，初期状態での地表面の形状と実験²²⁾で生じた滑り線の位置を黒実線で示している．



(a) 加振開始 10.0 秒後



(b) 加振開始 30.0 秒後 (最終変形状態)

図-4.14 斜面の変形状況の粒子密度による比較

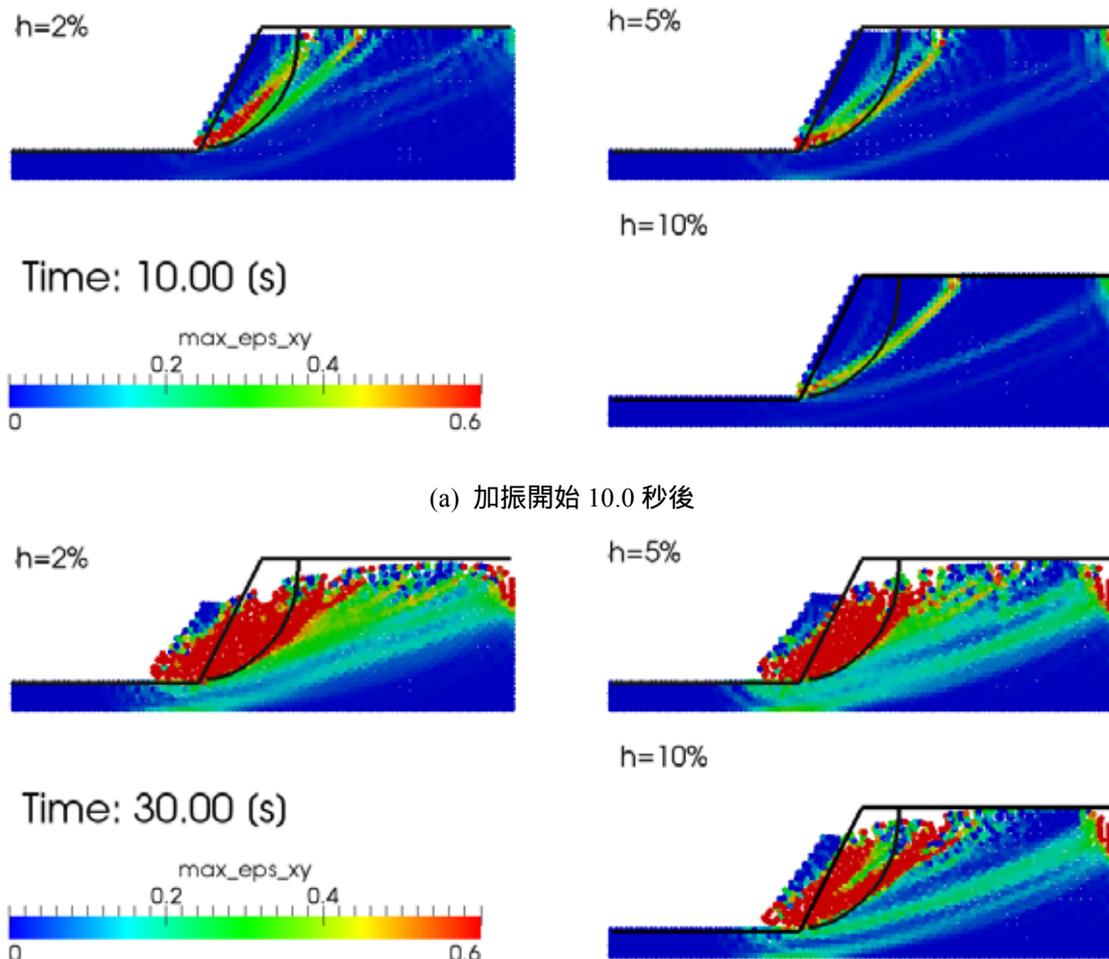
図-4.14(a)に示した加振開始から 10 秒経過した時点では， dp を 0.5 m とした解析において，実験による滑り線と良く似た位置に，せん断ひずみの最も大きな領域が現れている．一方， dp が 1.0 m 及び 2.0 m のケースでは，せん断ひずみが最大となる領域は，天端付近で実験よりも深い位置に現れている．また， $dp = 5.0$ m のケースでは，明瞭な滑り線を見出すことができない．

加振開始から 30 秒が経過した時点，すなわち加振終了後について見ると，図-4.14(b)に示したように $dp = 0.5, 1.0, 2.0$ m のケースでは，ほぼ同一の形状となっている．図中，せん断ひずみが 60%を越える領域は，

$dp = 1.0 \text{ m}$, 2.0 m のケースではほぼ一致した箇所に現れている。しかし、 dp が 0.5 m のケースでは、より深い位置にもせん断ひずみが 60% を越える滑り線が現れ、解析モデル天端の右側境界付近まで伸びている。一方、 $dp = 5.0 \text{ m}$ のケースでは、法尻に見られるせん断ひずみが 60% を越える領域が天端まで到達しておらず、他のケースとは明確な違いがある。

これらの結果から、SPH 法を用いた斜面の崩壊解析では、設定した粒子密度によって、解析結果が影響を受けることが分かる。 $dp = 2.0 \text{ m}$ と 1.0 m のケースで良く似た結果が得られたのに対し、より粒子密度を大きくした $dp = 0.5 \text{ m}$ のケースでは、別の滑り線も現れており、わずかな解析条件の違いによって、まったく異なる崩壊挙動が得られることも考えられる。

崩壊の形態について解析結果と実験結果を比較すると、実験では図-4.2 で破線で示した位置で、法肩部を含む土塊が滑り落ちるように崩落したことが報告されている²²⁾。これに対し、解析結果では斜面全体が潰れるように崩壊しており、実験結果を完全に再現するは至っていない。今後は、解析に用いる構成則の特性との関連を併せて、SPH 法特有の各種パラメータの再検討が必要である。



(b) 加振開始 30.0 秒後 (最終変形状態)
 図-4.15 レイリー減衰の大きさによる比較

4.5.5 減衰の違いによる解析結果の比較

レイリー減衰を 2%, 5%, 10% と与えた場合の解析結果を図-4.15 に示す。図-4.15(a) では、与えた減衰が大きくなるほどせん断ひずみが大きくなる領域の局所化が認められる。図-4.15(b) からは、与えた減衰が小

さいほど斜面の変形が大きくなるという当然の結果に加えて、せん断ひずみの大きくなる領域の分布が異なることが観察される。このように、レイリー減衰によって、異なる斜面の崩壊過程が得られるため、複数の値を用いてパラメトリックな検討を行うなど、解析結果の解釈には十分な注意が払われる必要がある。

4.6 まとめ

本研究では、SPH法を崩壊のような大変形を含む斜面の地震応答解析に適用することを目的として、いくつかの提案と検証を行った。本研究によって得られた主な成果は以下の通りである。これらの知見は、斜面だけでなく、SPH法を用いた他の構造物や地盤の地震応答解析にも適用できるものである。

- 1) SPH法による斜面の地震応答解析において、応力から粒子の加速度を求めるための計算式を新たに提案し、従来のもより高い精度で応答が求められることを示した。
- 2) SPH法による地震応答解析にレイリー減衰を導入し、有限要素法による解析結果との比較により、その妥当性を確認した。本研究で導入したレイリー減衰は、有限要素法においては接線剛性マトリクスと集中質量マトリクスを利用したものと同等である。
- 3) SPH法による斜面の地震応答解析では、平滑化距離の値によって精度が変化した。
- 4) 解析に用いるSPH粒子の密度によって、滑り面の発達過程に違いが現れることを示した。さらに、レイリー減衰の大きさによって、滑り面の発生過程にも違いが生じることを示した。
- 5) 3)の結果は、斜面の最終的な変形状態にも影響を与えるため、解析結果の解釈と利用については十分な注意が必要であることを指摘した。
- 6) 既往の模型実験を対象とした再現解析を行ったが、実験で生じた斜面の崩壊挙動を完全に再現することはできなかった。

参考文献

- 1) Toki, K., Miura, H. and Oguni, Y.: Dynamic slope stability analyses with a non-linear finite element method, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.13, pp.151-171, 1985.
- 2) 鷓飼恵三, 井田寿朗, 若井明彦: 動的弾塑性 F E M解析による地震時斜面のすべり解析, 日本地すべり学会誌, Vol.32, No.1, pp.8-11, 1995.
- 3) 鷓飼恵三, 井田寿朗, 若井明彦: 地震時の斜面の安定性に及ぼす 3次元効果, 土木学会論文集 III, No.554/No.37, pp.119-128, 1996.
- 4) Zheng, H., Liu, D.F. and Li, C.G: Slope stability analysis based on elasto-plastic finite element method, *International Journal of Numerical Methods in Engineering*, Vol.64, pp.1871-1888, 2005.
- 5) 秦吉弥, 一井康二, 土田孝, 李黎明, 加納誠二, 山下典彦: 地震時の斜面の変形量評価における解析手法および入力地震動の選定, 日本地すべり学会誌, Vol. 45, No. 1, pp.64-71, 2008.
- 6) 若井明彦, 田中頼博, 阿部真郎, 吉松弘行, 山邊康晴, 渡邊泰介: 中山間地の地震時斜面崩壊リスクを評価するための有限要素法に基づく広域被害予測システム, 日本地すべり学会誌, Vol.45, No.3, pp.21-32, 2008.
- 7) Lucy, L.B.: A numerical approach to the testing of the fission hypothesis, *The Astronomical Journal*, Vol.82, No.12, pp.1013-1024, 1977.
- 8) Gingold, R.A. and Monaghan, J.J.: Smoothed particle hydrodynamics: theory and application to nonspherical stars, *Monthly Notes of Royal Astronomical Society*, Vol.181, pp.375-389, 1977.
- 9) Monaghan, J.J.: Simulating Free Surface Flows with SPH, *Journal of Computational Physics*, Vol.110, pp.399-406, 1994.
- 10) 酒井謙, 岡本哲: 河島庸一, 粒子法による大変形弾塑性解析, 計算力学講演会講演論文集, pp.765-766, 2004.
- 11) 酒井謙, 山下彰彦: SPH理論に基づく粒子法による構造解析の基礎的検討, 日本機械学会論文集(A編)67巻 659号, pp. 7-16, 2001.
- 12) 小野祐輔, 西田真悟, 清野純史: SPH法による土構造物の弾塑性解析, 応用力学論文集, Vol.9, pp.717-723, 2006.
- 13) 小野祐輔, 西田真悟, 清野純史: SPH法による盛土破壊シミュレーションとそのCG化, 地域安全学会論文集, Vol.8, 2006.

- 14) Bui,H., Fukugawa,R., Sako,K., Ohno, S.:Lagrangian meshfree particles method(SPH) for large deformation and failure flows of geomaterial using elastic-plastic soil constitutive model, *International Journal for numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.32, pp.1537-1570, 2008.
- 15) Naili,M., Matsushima,T., and Yamada, Y.:Numerical simulation of liquefaction induced lateral ground flow around pile foundations using smoothed particle hydrodynamics, *Proc. of 12th Japan Earthquake Engineering Symposium*, 2006.
- 16) Naili,M., Mtsushima,T. and Yamada,Y.:A 2D smoothed particle hydrodynamics method for liquefaction induced lateral spreading analysis, *Journal of Applied Mechanics*, Vol.8, pp.591-599, 2005.
- 17) Liu, G.R. and Liu, M.B.:Smoothed Particle Hydrodynamics, *World Scientifice Publishing*, 2003.
- 18) Monaghan,J.J.: An introduction to SPH, *Computer Physics Communications*, Vol.48, pp.89-86, 1988.
- 19) 岩本哲也 , 小野祐輔: 弾性波伝播問題に対する粒子法の適用性, *応用力学論文集*, Vol.12, 2009.
- 20) Chen, J.K., Beraun, J.E. and Jih, C.J.:Completeness of corrective smoothed particle method for linear elastodynamics, *Computational Mechanics*, Vol.24, pp.273-285, 1999.
- 21) Gray, J.P., Monaghan, J.J. and Swift, R.P.:SPH elastic dynamics, *Computer Methods in Applied Mechanics and . Engineering*, Vol.190, No.49, pp.6641-6662, 2001.
- 22) 大津仁志 , 曾良岡宏 , 北爪貴史 , 佐藤正行 , 中瀬仁 , 伊藤浩二 : 地盤材料の異なる斜面の地震時崩壊機構と変位量評価の適用性に関する相違 , 降雨と地震に対する斜面崩壊機構と安定性評価に関するシンポジウム論文集 , 2009 .
- 23) Bui, H., Fukagawa, R. and Sako, K.: A study of the matter of SPH application to saturated soil problems, *Proc. of 5th International SPHERIC workshop*, pp.354-361, 2010.

5. 断層変位を受ける地中構造物の耐震性と免震対策の適用性

古川 愛子^{*1}, 大塚 久哲^{*2}

5.1 はじめに

1999年に発生したトルコ・コジャエリ地震や台湾・集集地震では、水平方向に4~5m程度、および鉛直方向に最大9~10m程度に達する断層変位が地表面に出現し、断層による永久変位が原因となって橋梁・ダム・地中送水管などの多くの構造物に被害が生じた¹⁾²⁾。これを受けて、断層変位を受ける橋梁の耐震性および対策に関する研究は幾つか行われている³⁾。

一方、地中構造物に対しては、地盤の揺れや変位に対する耐震設計および耐震補強には多くの研究成果が得られている⁴⁾。しかし、断層運動による地盤のずれが地中構造物に及ぼす影響に対する研究はほとんどない。活断層が多数存在する日本では、既知断層を横切らないように建設できたとしても、地中構造物が未知の潜伏断層を横切る可能性は高い。

したがって、断層変位に対して地中線状構造物の安全性を確保するための検討、すなわち、想定される地盤のずれに対して構造物がどのような状態となるのかを推定し、また、考えられる対策の効果を評価することは重要である。

そこで、本研究では、断層変位により構造物にどのような影響が生じるのかを詳細に分析することを目的として、地盤-地中構造物-断層系の詳細な3次元有限要素解析を実施した。本研究ではさらに、有効な断層変位対策についても検討した。地盤の揺れや変位に対しては低剛性の免震層が開発されており、地中構造物への有効性が確認されている。傾斜角90°の水平横ずれ断層を対象にした免震層の断層変位への適用性については西山らの研究があり、免震層の効果が確認されている⁵⁾。そして、免震層が厚いほど断面力の低減効果が高いことが示されている。しかし、3次元解析では地盤と免震層を非線形として扱っている研究はないため、本研究では、正断層・逆断層などの縦ずれ断層に対して、地盤の非線形性を考慮し3次元有限要素解析により免震層の適用性を検討する。解析のパラメーターとしては断層の傾斜角、免震層の長さおよび厚さを考慮した。

5.2 解析概要

5.2.1 解析モデル

解析対象モデルは1995年阪神・淡路大震災で被災した神戸市営地下鉄を参考とし、解析モデルを図5.1のように設定した。鉄筋コンクリート製の1層2径間である。地盤はその周辺の表層地盤とし、モデルの軸方向の長さは400m~2000m、幅160m、深さ方向の長さ30mとしている。

モデル両端で断層変位の影響が収束するようなモデルの長さが必要であり、モデルの軸方向長さを断層面の傾斜角90°のケースで400m、60°と30°のケースで2000mとした。

地中構造物は線形材質のシェル要素、地盤は非線形特性を有するソリッド要素でモデル化した。地盤の非線形性は修正R-Oモデルで表現している。地中構造物の断面内要素数はZ方向に4個、X方向に16個である。断層のモデル化として断層面は不連続となるため、断層境界面における上盤側と下盤側の重複節点に断

^{*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: furukawa.aiko.3w@kyoto-u.ac.jp

^{*2} 九州大学大学院工学研究院建設デザイン部門 (〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744)

E-mail: otsuka@doc.kyushu-u.ac.jp

層面平行方向のジョイント要素を配置した。ただし、地中構造物部は連続であるためジョイント要素は配置していない。

解析は Pushover 解析を実行し、断層変位は断層面に沿って 0.5m とし、200 ステップに分割して変位を漸増させている。今回は縦ずれ断層を解析の対象としており上昇する地盤の底面に断層面に平行なばねを挿入し、そこに外力を加えることで断層変位を模擬している。ばね定数を $K=5000000\text{kN/m}$ 、変位を 0.5m とすると、外力を式(1)で与えることで断層面に沿って断層変位 0.5m を模擬できる(図 5.2)。

$$P = 5000000 \times 0.5 (\text{kN}) \quad (5.1)$$

ばね定数 K の値は地盤の剛性よりも大きい値を設定しているだけであり、 K の値が解析結果に影響を及ぼすことがないことは確認している。

免震材としてはポリビニルアルコール系ポリマー材(ポリマー材)を想定している。ポリマー材は変形性、耐久性に優れていることが確認されているため、断層変位による地中構造物への影響を低減できると期待される。免震層は地中構造物の全周に配置し、軸方向には断層面を中心に対称に設置している。ポリマー材も地盤同様に非線形特性を示すため、修正 R-O モデルで表現している。表 5.1 はトンネル・地盤・免震材の物性値を示す。また、修正 R-O モデルのせん断弾性係数と減衰定数のひずみ依存性から算出した地盤と免震材の骨格曲線を図 5.3 に示す。地盤はせん断ひずみが 0.001、免震材は 0.01 でせん断剛性が 1/2 まで低下する。

5.2.2 解析ケース

初めに断層面のモデル化の有無による解析結果の比較を行う。断層のタイプは縦ずれ逆・正断層とし、それぞれ傾斜角 $30^\circ, 60^\circ, 90^\circ$ に対して解析を行い、結果の比較を行う。

各断層面の傾斜角に対する免震層の有効性について検討するため、免震層の長さは断層面を中心に 10, 20, 50, 100, 200m の 5 ケース、免震層の厚さは 25, 50, 100cm の 3 ケースを検討する。全解析ケースを表 5.2 に示す。

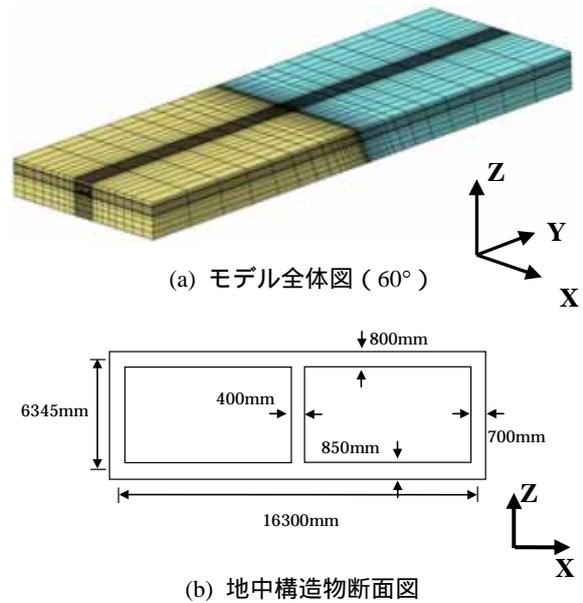


図 5.1 解析モデル

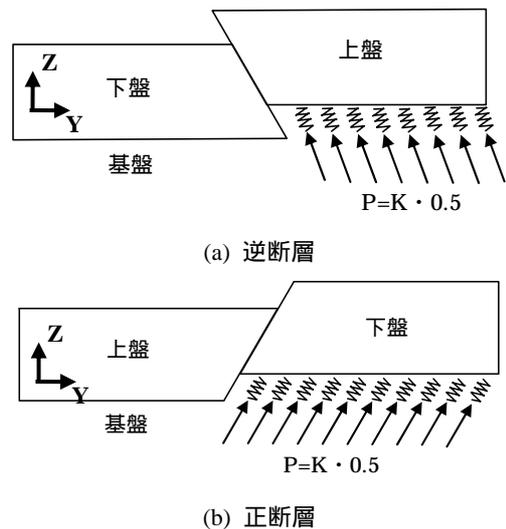


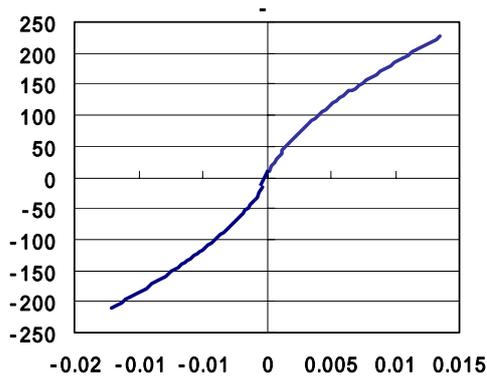
図 5.2 断層変位の与え方

表 5.1 物性値

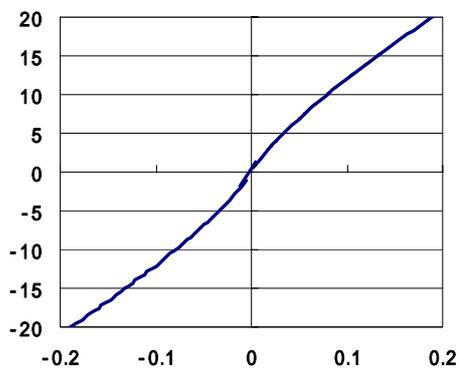
	V_s (m/s)	E (kN/m^2)		(kN/m^3)
トンネル	2302	30500000	0.2	23.5
地盤	200	218938	0.49	18
免震材	19	1088	0.49	10

表 5.2 解析ケース

case	断層面のモデル化	傾斜角	免震層の厚さ(cm)
1~5	あり	逆断層 $30^\circ, 60^\circ, 90^\circ$ 正断層 $30^\circ, 60^\circ$	なし
6~10	なし	逆断層 $30^\circ, 60^\circ, 90^\circ$ 正断層 $30^\circ, 60^\circ$	
11~13		逆断層 30°	25,50,100
14~16	あり	逆断層 60°	25,50,100
17~19		90°	25,50,100

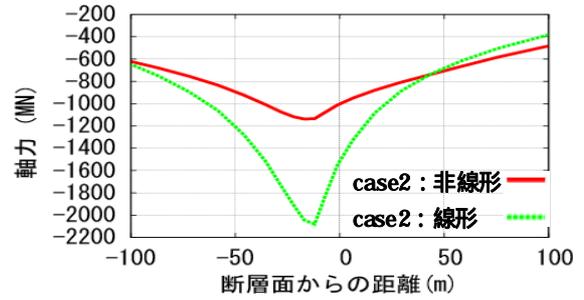


(a) 地盤

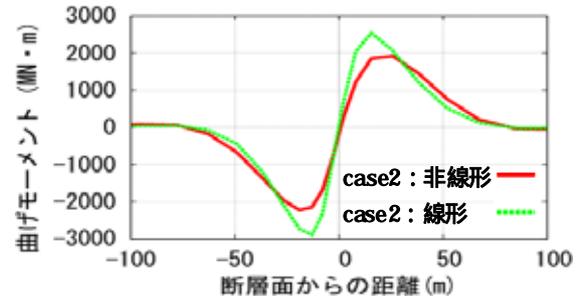


(b) 免震材

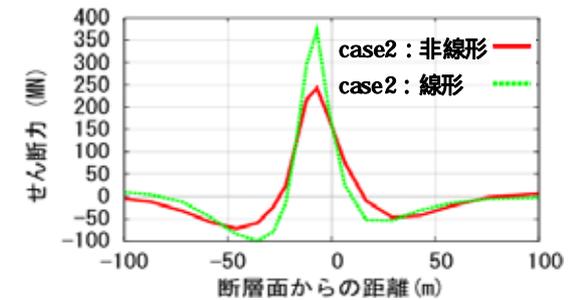
図 5.3 修正 R-O モデルの骨格曲線



(a) 軸力



(b) 曲げモーメント



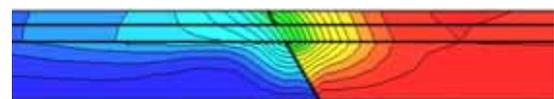
(c) せん断力

図 5.4 地盤の非線形・線形の影響の比較

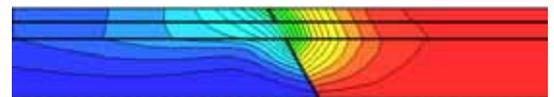
5.3 解析モデルの検討

5.3.1 地盤の線形と非線形の比較

地盤は非線形材料である．せん断ひずみが非常に小さい領域から非線形性を示すため，初期剛性の存在も実際は分からない．既往の研究において，3 次元の解析では地盤を線形として扱っているものが多いが，非線形解析とどの程度結果が異なるかを比較する．図 5.4 に case2 について地盤を非線形材料として扱う場合と線形材料として扱う場合の断面力の比較を示す．断面力は各要素の応力を積分して算出し，曲げモーメントは上床版の引張を正としている．また，断層面からの距離は上昇する側の地盤の方向を正としている．いずれの断面力においても地盤の非線形を考慮した場合のほうが小さくなっており，線形の場合は断面力を過大評価する傾向がある．これは，地盤の非線形性により，剛性の低下が生じるためであると考えられる．既往の研究によると，地盤の剛性が小さいほど断面力が小さくなるのが分かっており，また，軸力には触れられていなかったが，曲げモーメントよりもせん断力が顕著に小さくなることも分かっている．図 5.5 に変位図を示す．図は縦断面中央部であり，構造物の中柱とその上下の地盤の変位である．非線形性を考慮した場合の方が変形が緩やかになっていることが分かる．これ以降は地盤を非線形材料とみなした場合の結果を示す．



(a) 非線形



(b) 線形

図 5.5 地盤の非線形・線形が変位に与える影響

5.3.2 断層面のモデル化の有無の比較

断層のモデルを作成する際に断層面を前述の通りにジョイント要素でモデル化するケースを断層面のモデル化あり、断層面を設けず、下盤と上盤で節点を共有させるケースを断層面のモデル化なしとする。断層面の摩擦や断層破砕帯の存在から、断層面のモデル化は困難を極めるため、このような両極端な2ケースを比較する。

地中構造物に作用する軸力、曲げモーメント、せん断力分布の比較を図 5.6 に示す。3つの傾斜角で断層面のモデル化の有無の比較を行っているが、ここでは逆断層 60°のケース (case2, 7) の断面力の比較のみを示す。軸力とせん断力は case7 の方が小さくなっている。一方、曲げモーメントは正負で違いはあるが、絶対値としてはほぼ同じ結果となっている。

断層面のモデル化の有無の違いが地盤の変位に与える影響を図 5.7 に示す。case7 では Y 方向の変位は断層面近傍の地中構造物下部で大きく変化している。トンネルの変位は上盤側では大きな違いは見られないが、下盤側では case7 の方が変位が緩やかになっている。地中構造物の Z 方向の変位は断層面部分に着目すると僅かではあるが、case7 の方が変位が緩やかになっている。しかし、断層面から下盤方向に数 m の場所では case7 の方が変位勾配が急になっている。

安全側で評価することが重要であると考えられるため、以後の解析結果は断層面のモデル化ありで比較検討を行っていく。

5.4 解析結果

5.4.1 断層面の傾斜角による地中構造物の断面力の比較

断層面の傾斜角が地中構造物の応答特性に及ぼす影響を比較するため、case1 ~ 5 の比較を行う。

各ケースの軸力、曲げモーメント、せん断力分布の比較を図 5.8 に示す。軸力は逆断層の場合は圧縮力、正断層の場合は引張力。Case3 の軸力が他のケースに比べ極端に小さいのは断層面では軸方向に変位しないためである。いずれの傾斜角においても、断層面近傍で最大・最小値が生じており、傾斜角の小さいケースほど最大軸力が大きい。これは、今回

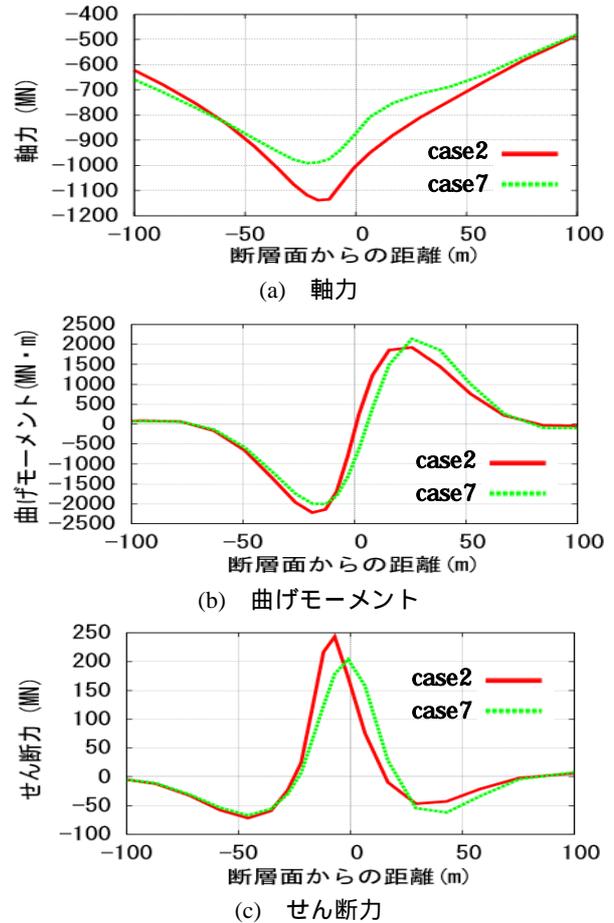
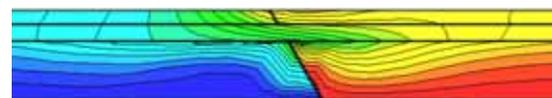
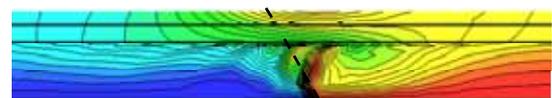


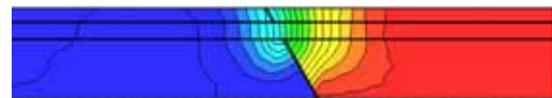
図 5.6 断層面のモデル化の有無による断面力の比較



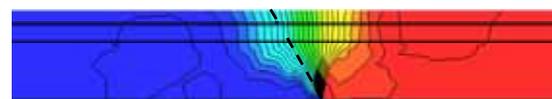
(a) 断層面のモデル化あり



(b) 断層面のモデル化なし
(1) Y 方向



(a) 断層面のモデル化あり



(b) 断層面のモデル化なし
(2) Z 方向

図 5.7 変位図

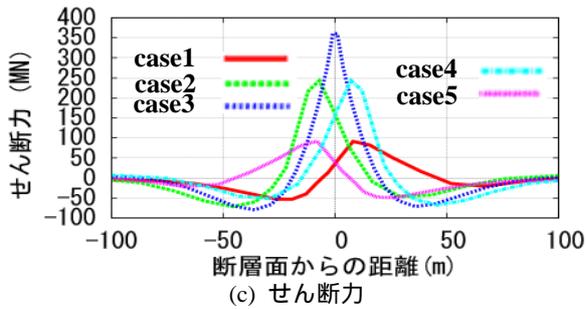
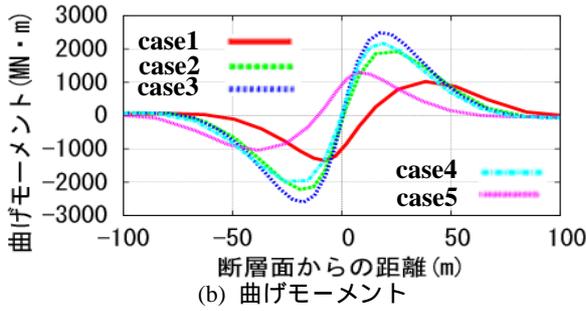
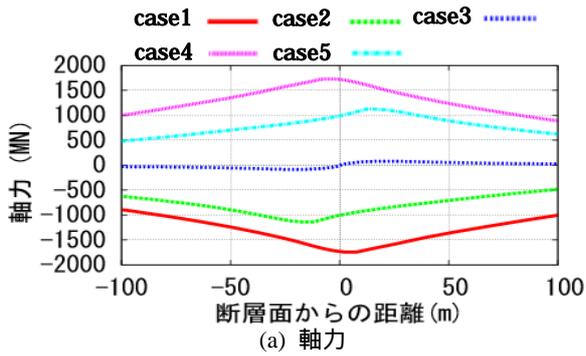


図 5.8 断層面の傾斜角の違いによる断面力の比較

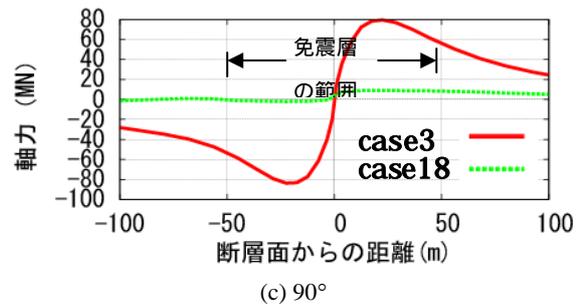
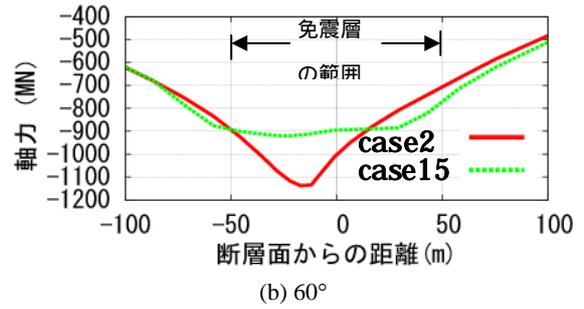
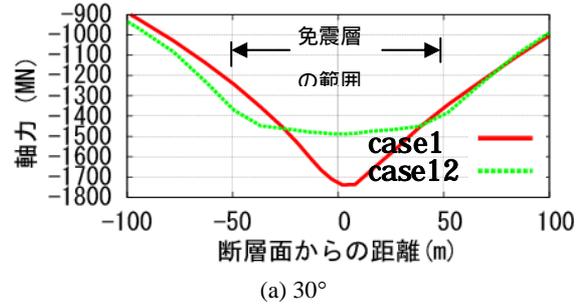


図 5.9 免震層の効果（軸力）

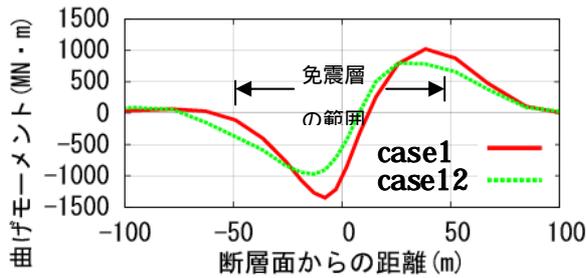
の解析では断層変位は断層面に沿って 0.5m としており、傾斜角の小さいケースほど軸方向の変位が大きい
ためである。一方、曲げモーメント、せん断力は傾斜角が大きいケースほど大きくなっており、これは傾斜
角が大きいケースほど軸直角方向の変位が大きいためである。いずれの傾斜角においても曲げモーメント、
せん断力が主に生じている範囲は断層面を中心に片側約 75m となっており、それより遠方ではほぼ零である。
一方、軸力が生じている範囲は、グラフには示していないが断層面の傾斜角が小さいケースほど広く、case 1、
4 では片側約 800m となっていた。

逆断層と正断層を比較すると、軸力は正負の違いはあるが絶対値はほぼ同じ値をとっている。また、曲げ
モーメントも正負の違いはあるが、分布の傾向としては原点対象となっており、絶対値はほぼ同じ値をとっ
ている。そして、せん断力は断層面を中心に左右対称となっている。以上のことから逆断層、正断層のいづ
れかを検討することで、もう一方の結果も推定できると考えられるため、以後の解析では逆断層の結果のみ
を示す。

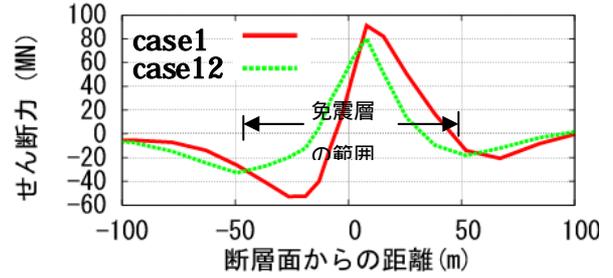
5.4.2 免震層の効果

(1) 断面力の分布

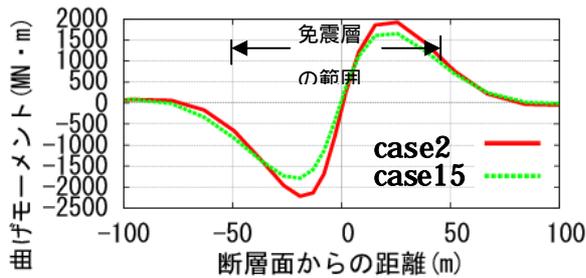
免震層は地盤変位に対し使用されているが、ここでは断層変位対策への適用性について検討する。初めに、
免震層の効果について示すため、免震層の長さ 100m の場合の case 12、15、18 の断面力分布を図 5.9~ 図 5.11
に示す。断層は逆断層である。免震層によりいずれの傾斜角であっても軸力の低減が見られる。Case 1、2 で



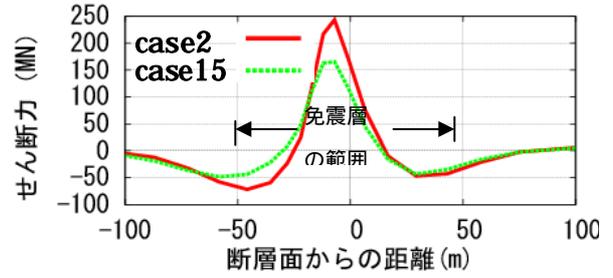
(a) 30°



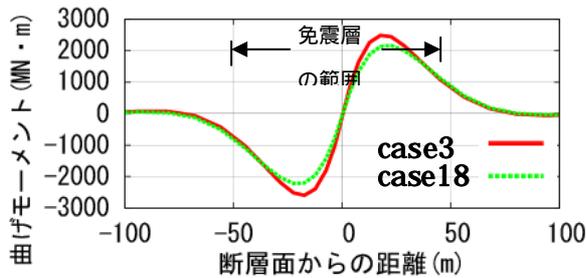
(a) 30°



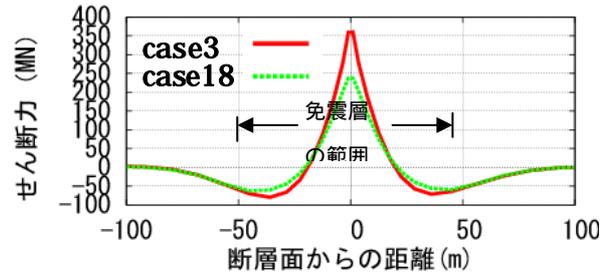
(b) 60°



(b) 60°



(c) 90°



(c) 90°

図 5.10 免震層の効果 (曲げモーメント)

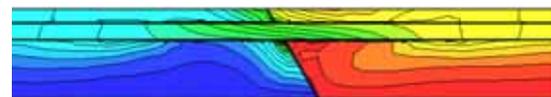
図 5.11 免震層の効果 (せん断力)

は、モデルの端から断層面に近づくにつれ軸力が増加し、断層面近傍で最大値をとる。しかし、免震層を設けることで、モデル端から免震層設置前までは同様に軸力が増加しているが、免震層を設置している部分からは軸力がほぼ横ばいになっている。Case3 では、元々軸力はほとんど生じていなかったが、免震層を設置することにより更に軸力の低下が確認できる。

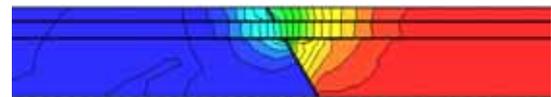
曲げモーメント・せん断力ともに、いずれの傾斜角においても低減が見られる。

免震層による断面力の低減の理由を変位図より考察

する (図 5.12)。免震層なしのケースは図 5.7-(1)-(a)、図 5.7-(2)-(a)に既に示している。Y 方向変位の勾配は軸力、Z 方向変位の勾配は曲げモーメント、せん断力に関係すると考えられる。Y 方向変位は下盤側では免震層の有無の違いはほとんどないが、上盤側では免震層ありのほうが勾配が小さいことが分かる。構造物とその周辺地盤の変位が連続でないように見えるのは免震層が大きく変形していることが原因であると考えられ、免震層が変形することで、構造物へ伝わる断層変位の影響を低減させていると考えられる。Z 方向のトンネ



(a) Y 方向



(b) Z 方向

図 5.12 逆断層 60°、免震層の厚さ 50cm、長さ 100m の変位図

ルの変位は下盤側，上盤側ともに免震層ありのケースの方が勾配が小さくなっている．正断層のケースを割愛しているが，各断面力の低減の傾向は逆断層のそれに近い．

(2) 免震層の厚さと長さの影響

免震層の長さや厚さが地中構造物の応答特性に及ぼす影響の比較を行うため，case11～15の比較を行う．

免震層による各断面力の分布の変化は先に示したため，ここでは最大，もしくは最小断面力の低減率に着目する（図 5.13）．軸力はいずれの傾斜角においても免震層の長さによる低減率の差はほとんどないことが分かる．しかし，免震層の長さは軸力の低減に大きく関係し，免震層が長いほど低減率は大きくなっている．本研究では，免震層の長さは 200m までとしたが，断面の傾斜角 30°と 60°のケースでは軸力の生じている範囲が広く，30°のケースでは約 1600m の範囲であったため，免震層を長くすることにより更なる軸力の低減が期待できると考えられる．断面の傾斜角 90°のケースでは免震層の長さが約 50m で軸力が 10% 程度まで大幅に低減し，その後は横ばいとなっている．

曲げモーメントの低減率はいずれの傾斜角も同様の傾向を示しており，免震層の長さが 100m 以上になると横ばいになる．これは曲げモーメントの生じている範囲が断面を中心として約 150m と狭いことが原因であると考えられる．免震層の厚さの影響も生じており，免震層が厚いケースほど低減率が大きくなる．そのため，曲げモーメントの低減には免震層の長さより厚さを増やすほうがよいと考えられる．

せん断力の低減率は曲げモーメントの低減率と類似した結果となっているが，断面の傾斜角 30°では免震層の長さが 100m 以上で低減率が逆に減少している．しかし，厚さに関しては，曲げモーメント同様，免震層が厚いケースほど低減率が大きくなる．

5.5 まとめ

地中構造物の解析を行うとき，地盤を線形材料として扱うと断面力を過大評価するため，非線形性を考慮する必要があることが分かった．

断面のモデル化の際，断層破砕帯や摩擦の存在から適切な物性値を設定することは困難である．そこで，

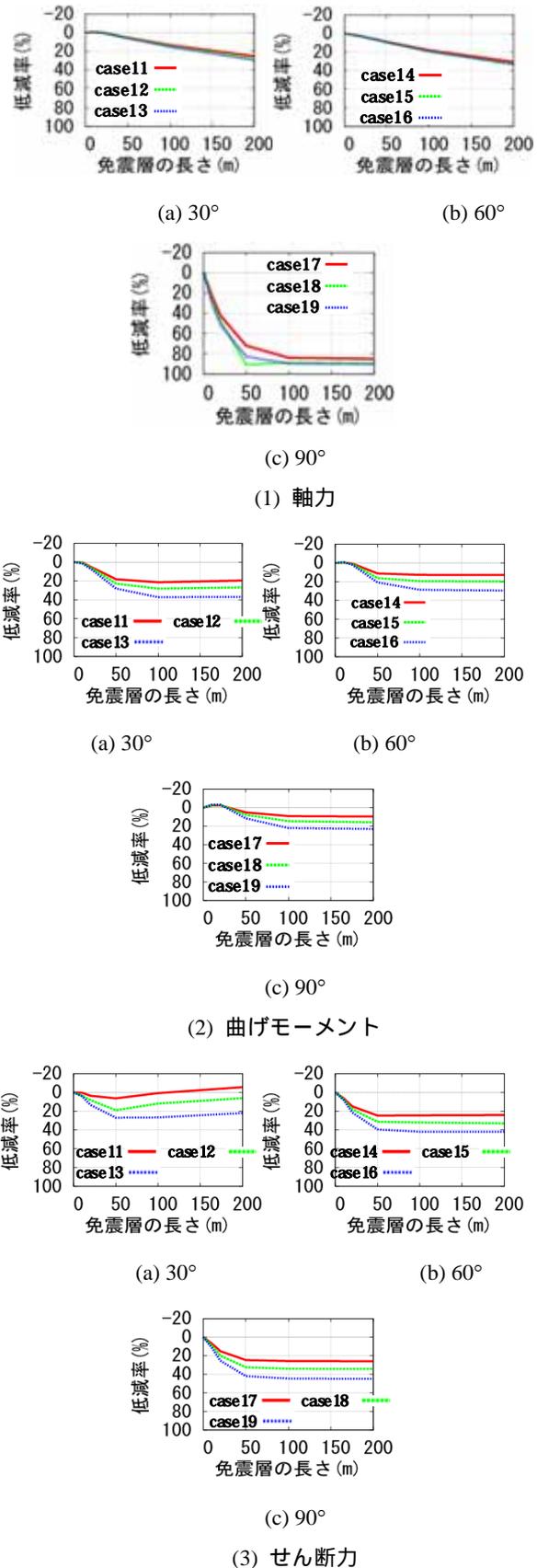


図 5.13 免震層の厚さと長さによる断面力の低減率

断層面をジョイント要素でモデル化する場合、しない場合の両極端なケースを比較した結果、断層面のモデル化ありの方が地中構造物に生じる影響が大きいことが分かった。

正断層、逆断層の断層面の各傾斜角ごとの比較を行った。逆断層では圧縮が卓越し、正断層では引張が卓越する。断層面の傾斜角が小さい場合、地中構造物の軸方向の変位が大きいため、軸力が大きく生じる。一方、断層面の傾斜角が大きい場合は地中構造物の曲げモーメントとせん断力が大きく生じる。断層面の傾斜角が90°のケースでは軸力はほとんど生じていない。曲げモーメントとせん断力が生じている範囲は傾斜角による違いはほとんどなく、断層面を中心に片側約75mであった。しかし、軸力の生じている範囲は断層面の傾斜角が小さいものほど広く、30°のケースで断層面を中心に片側約800mであった。

免震層を設けることにより、断面力は低減することが確認できた。軸力の場合は免震層の厚さより長さを長くすることにより低減効果に期待でき、傾斜角の小さいケースほどその効果は大きい。曲げモーメントとせん断力の場合は免震層の長さがある一定の長さを超えると低減率が横ばいになるため、長さより厚さを変える方が低減効果を期待できる。

断層面の傾斜角により断面力の低減効果に差は生じるが、どの断面力の低減を期待するかにより免震層の適切な厚さと長さを検討する必要がある。

参考文献

- 1) 能島暢呂：1999年トルコ・コジャエリ地震の被害調査報告，土木計画学シンポジウム，2000.7
- 2) 九州大学建設振動工学研究室編：921 集集地震（台湾）被害調査報告書，2002.2
- 3) 日本コンクリート工学協会・九州支部：断層変位を受けるコンクリート系橋梁の耐震安全に関する研究専門委員会報告書，2002.11
- 4) 大塚久哲監修：最新地中・基礎構造の耐震設計，九州大学出版会，2001.11
- 5) 西山誠治，川満逸雄：地下構造物の断層変位対策としての免震構造の適用性，第27回土木学会地震工学研究発表論文集，2003

6. 地震時における不整形地盤中の埋設管長手方向の挙動について

清野純史^{*1}

6.1 はじめに

2007年7月16日、新潟県中越沖を震源とするM_j6.8の地震が発生した。最大震度は6強であり、ガス導管の長柱座屈による被害が15箇所¹⁾発生した。ガス導管の被害状況の一例を写真6.1に示す。

本研究ではガス導管の長手方向の被害に及ぼす不整形地盤の影響を検討するために、地震時における埋設管位置での管軸方向の地盤ひずみが不整形地盤によってどのような影響を受けるのかを、新潟県柏崎市の地盤を対象とした地盤応答解析によって明らかにすることを目的とする。

6.2 地盤モデルと解析手法

6.2.1 解析に用いる地盤モデル

解析の対象地域は新潟県柏崎市である。これは、新潟県中越沖地震では全体の死者15名、重軽傷者2,345名であったのに対し、柏崎市が死者14名、重軽傷者1,664名（新潟県庁の調査より）と最も被害を受けた地域であり、またガス導管の被害も全体の27箇所に対して19箇所と最も多い地域であったからである。新潟県地盤図²⁾より抜粋した断面線位置図を図6.1に示す。



写真6.1 ガス導管の被害状況¹⁾

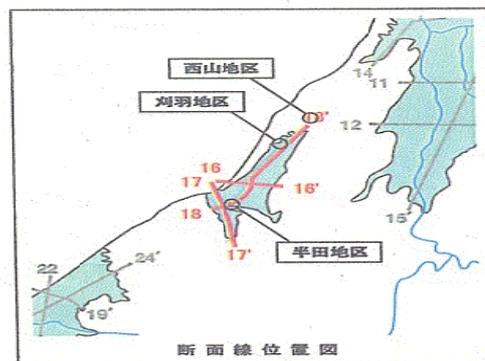


図6.1 断面線位置図²⁾

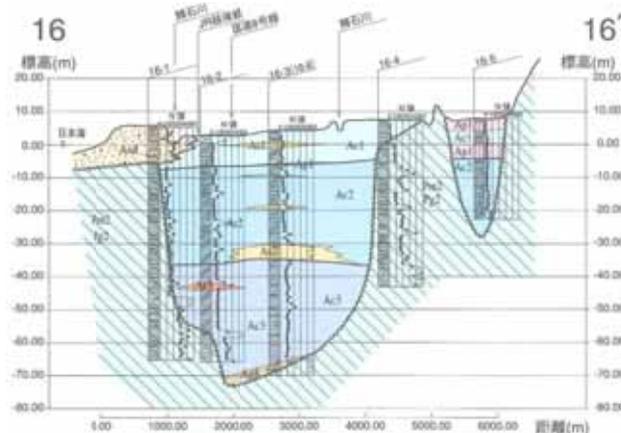


図6.2 16-16'断面図²⁾

^{*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@quake.kuciv.kyoto-u.ac.jp

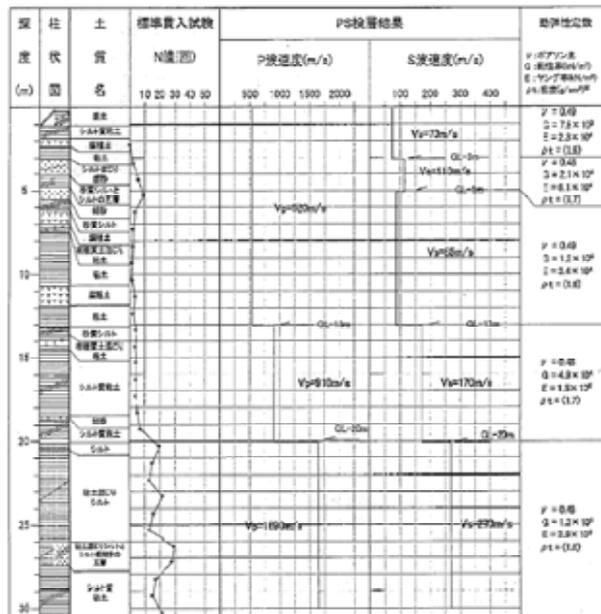


図 6.3 半田地区でのボーリング調査及び PS 検層結果の総合柱状図²⁾

図 6.1 の断面線位置図における 16 - 16'断面を図 2 に示す。この断面図における地盤は、大きく沖積層と基盤層の二つに分けられる。ここで、柏崎市内の半田地区におけるボーリング及び PS 検層結果の総合柱状図²⁾を図 6.3 に示す。柱状図における P 波速度及び S 波速度は堆積層の粘性土層 Ac1, Ac2, Ac3 でそれぞれ計算されているが、本研究では、堆積層での P 波速度及び S 波速度は層厚による重み付けを行ない、それぞれ 657m/s, 115m/s とした。

以上より、図 6.2, 図 6.3 を基に作成した地盤解析モデルを図 6.4 に示す。

モデル断面の長さは 5,120m とし、不整形境界部分は正弦曲線の組み合わせで表現した。最深部は 1,900m の地点で-72m である。地盤は 2 層地盤（堆積層とその下の半無限地盤）とし、それぞれの物性値としての P 波速度, S 波速度, 密度は、堆積層で 657m/s, 115m/s, 1.7ton/m³, 基盤層で 1,690m/s, 270m/s, 1.8ton/m³ とした。

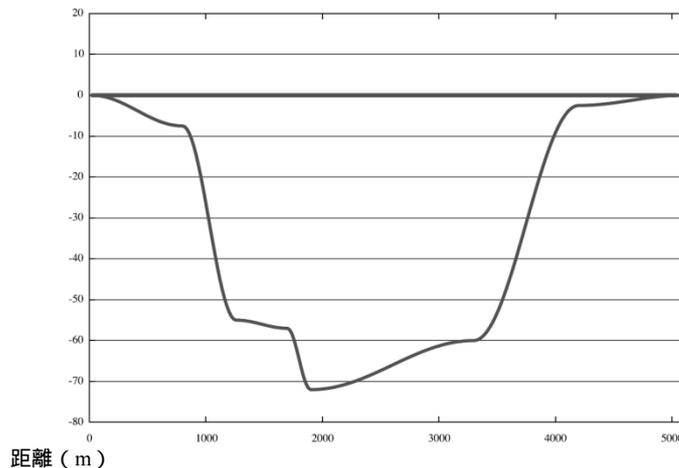


図 6.4 解析モデル

6.2.2 解析手法

本研究での地盤応答解析には Aki and Larner 法³⁾（以下 AL 法）を用いた。

AL 法とは、対象とする地盤の水平方向の不規則構造に周期性を持たせることによって Fourier 級数展開の形に置き換え、これを不規則境界面の変位、応力の連続条件に適合させるように近似的に解を評価する方法である。AL 法は基本的に境界形状の設定のみで領域全体を解析できるため、FEM や FDM などを用いた不整形地盤の解析に比べ、大規模な不整形地盤の応答解析に容易に適用できる。

まず、堆積層と基盤で構成された不整形境界を持つ 2 層地盤に平面 SH 波が入射する問題を考える。第 1 層(堆積層)の変位、および第 2 層(基盤)の変位は次式で表さる。

$$u_1(x, z) = \int_{-\infty}^{\infty} \{A_1(k) \exp(i k x) + B_1(k) \exp(-i k x)\} \exp(i k z) dk \quad (6.1)$$

$$u_2(x, z) = \exp\{i(k_0 x - \omega z)\} + \int_{-\infty}^{\infty} A_2(k) \exp\{i(kx + \omega z)\} dk \quad (6.2)$$

ここに、 k はそれぞれ x , z 方向の波数、 A_1 , B_1 , A_2 は求めるべき散乱係数である。

x 方向の周期性の仮定、境界面の変位、応力の連続条件より散乱係数を求め、それらを(6.1), (6.2)式に代入することにより、任意座標における応答倍率を求めることができる。

次に 2 次元の不整形地盤に対する P-SV 波入射問題を考える。P-SV 波入射は面内振動問題であり、以下の wave potential を用いて、その変位場を表示することができる。

$$\begin{aligned} \phi(x, z, k) = & A_1^0(k_0) \exp\{i(k_0 x - \omega z)\} \\ & + \int_{-\infty}^{\infty} A_1(k) \exp\{i(kx + \omega z)\} dk \end{aligned} \quad (6.3)$$

$$\phi(x, z, k) = \int_{-\infty}^{\infty} \{A_2(k) \exp\{i(kx + \omega z)\}\} dk \quad (6.4)$$

ここで両式共に $\exp(-i\omega t)$ が省略されている。 x 及び z 方向の変位 U_x , U_z は次式で表される。

$$U_x = \frac{\partial}{\partial x} - \frac{\partial}{\partial z} \quad U_z = \frac{\partial}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x} \quad (6.5)$$

SH波問題と同様にして散乱係数を求め、(6.3), (6.4), (6.5)式より地表面における応答倍率を求めることができる。

6.3 解析結果

6.3.1 SH 波解析

a) 応答倍率

入射波は単位振幅の正弦波とし、鉛直入射するものとする。入射 SH 波の周波数を 0.1Hz, 0.2Hz, 0.5Hz, 0.8Hz, 1.0Hz, 2.0Hz, 3.0Hz としてそれぞれ応答倍率を算出した。その結果を図 6.5 に示す。

図 6.5 において、低周波では中央、すなわち堆積層が厚い地点で大きな値をとり、周波数が増大するにつれて応答倍率は大きくなる。さらに高周波になると応答倍率は両端で大きくなることがわかった。これは、各地点の振動特性は 1 次近似的にはその点直下の層厚でその概略が把握できるため、層厚の厚い中央部の卓越振動数は低く、層厚の薄い盆地両端部の卓越振動数は高くなる。そのため低周波では中央部、高周波では両端部の振幅が大きくなることになる。

次に解析モデルの左端から 500m, 1,000m, 1,500m, 1,800m, 3,000m, 3,800m 地点における周波数応答を図 6.6 に示す。

図 6.6 では、500m 地点では堆積層が薄いので、高周波になるにつれて応答倍率が大きくなっていることがわかる。1,000m 地点と 3,800m 地点ではほぼ同じ傾向を示しており、周波数が 1.1Hz 付近で最も大きくなっている。残りの 1,500m 地点、1,800m 地点、3,000m 地点でもほぼ同じ傾向を示しており、周波数 0.5Hz 付近で最も大きくなっている。入射波の卓越周波数が 0.5Hz の場合は 1,500m 地点、1,800m 地点、3,000m 地点の堆積層が深い地点で振動は増幅し、1.0Hz の場合は 1,000m 地点と 3,800m 地点の比較的深い地点で増幅する。すなわち、各地点における 1 次固有周波数は堆積層が深くなるにつれて小さくなっていることがわかる。

b) 地盤のせん断ひずみ

各周波数について深さ 2m における地盤のせん断ひずみ γ_{xy} を求めた。その結果を図 6.7 に示す。

図 6.7 より、入射波の周波数が大きくなるにつれてせん断ひずみは大きくなっており、また境界面の変化が大きい地点、すなわち不整形境界の勾配が大きな地点でひずみが大きくなっていることがわかる。

6.3.2 P-SV 波解析

a) 応答倍率

P-SV波解析での応答倍率は、P波入射に対して地表面における x 軸方向の変位応答倍率 U_x 、および z 軸方向の変位応答倍率 U_z 、SV波入射に対して地表面における x 軸方向の変位応答倍率 U_x 、および z 軸方向の変位応答倍率 U_z を求めた。その結果を図 6.8 に示す。

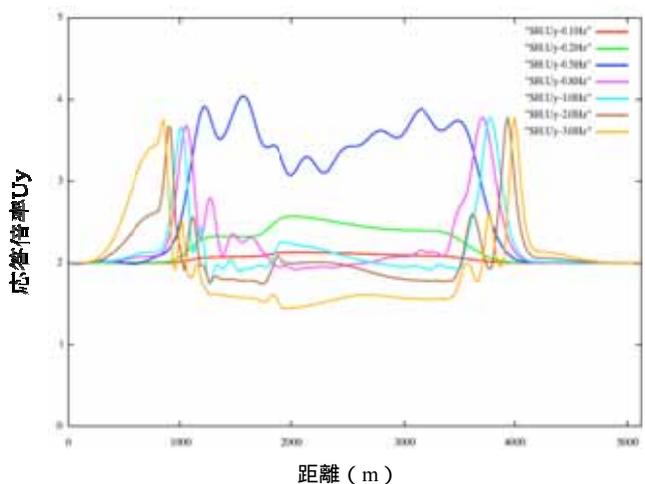


図 6.5 SH 波入射による各周波数ごとの地表面の応答倍率

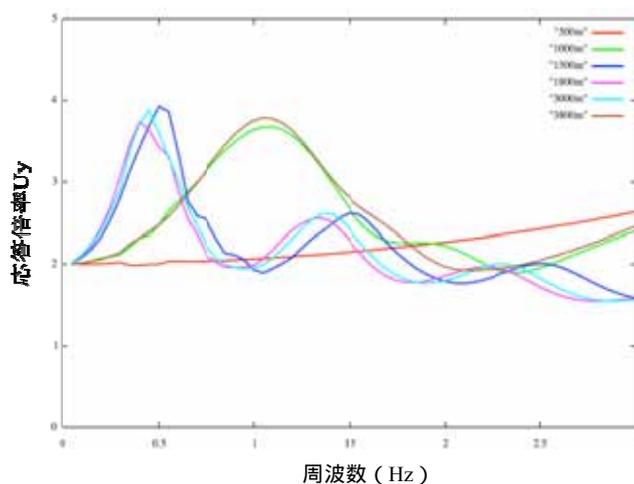


図 6.6 当該地点の周波数応答(SH 波入射)

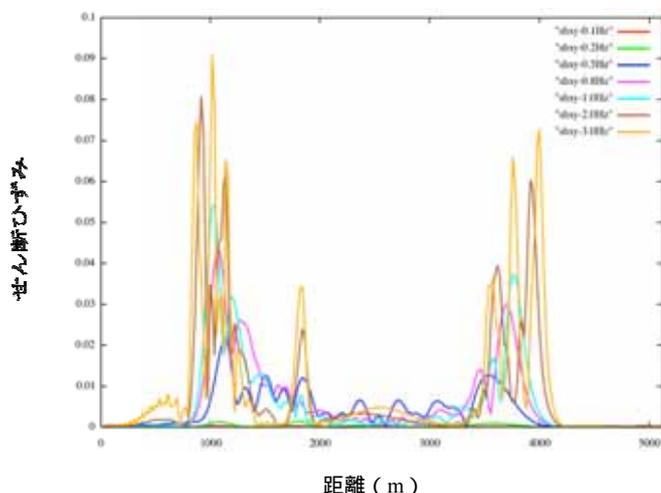


図 6.7 Z=2mにおける地盤のせん断ひずみ_{xy}

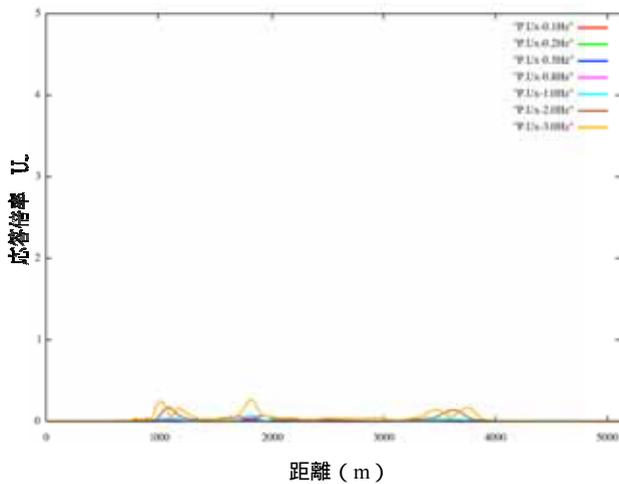
(a)のP波入射時の U_x は成層構造ではどの地点においても0になるが、本解析モデルは不整形であるため、不整形境界面の影響を受けてx軸方向にも小さいながらも応答が見られる。ひずみは境界面の変化が大きい地点（境界面の勾配が大きいところ）で振幅が大きいことがわかる。(b)の U_z は堆積層が浅い(0~1,000m、4,000m~5,120m)の地点ではどの周波数においてもほぼ2倍である。1,000m~4,000mの堆積層が深い地点では、入射波の周波数が0.1Hz、0.2Hzのときはほぼ2倍である。0.5Hz、0.8Hz、1.0Hzになると周波数の増加に伴って少しずつ応答が大きくなり、2.0Hz、3.0Hzになると4倍を越える応答となる。(c)のSV波入射時の U_x はSH波入射時の応答倍率 U_y とほとんど同じ結果となった。0.5Hz以上の倍率が相対的に大きくなるのは0.1Hzや0.2Hzの低周波入力が、領域内の地盤の卓越周波数と異なる帯域にあるためである。(d)のSV波入射時の U_z も成層構造ではどの地点においても倍率は0となるが、不整形境界の影響を受けて応答倍率が発生している。特に入射波の周波数が0.8Hz、1.0Hzのときに大きく、P波入射時の応答倍率 U_x と同様に境界面の変化が大きい地点で応答が大きくなることがわかった。

b) 地盤の軸ひずみ

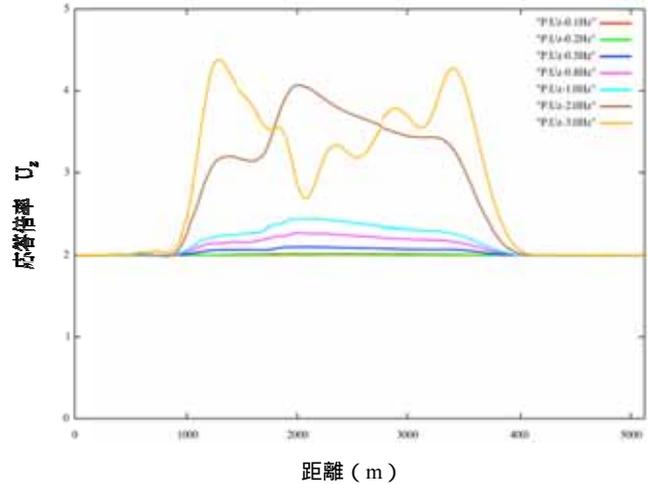
P-SV波解析ではP波入射時の深さ2mにおける軸ひずみ ϵ_{xx} および ϵ_{zz} 、S波入射時の深さ2mにおける軸ひずみ ϵ_{xx} および ϵ_{zz} を求めた。その結果をそれぞれ図6.9 (a)~(d)に示す。

図 6.9 (a)は P 波入射時の x 方向のひずみであるので ϵ_{xx} の値は当然小さいが、境界面の変化の大きい地点で相対的に大きなひずみが発生している。図 6.9 (b)は P 波入射時の軸ひずみ ϵ_{zz} であり、入射波の周波数が

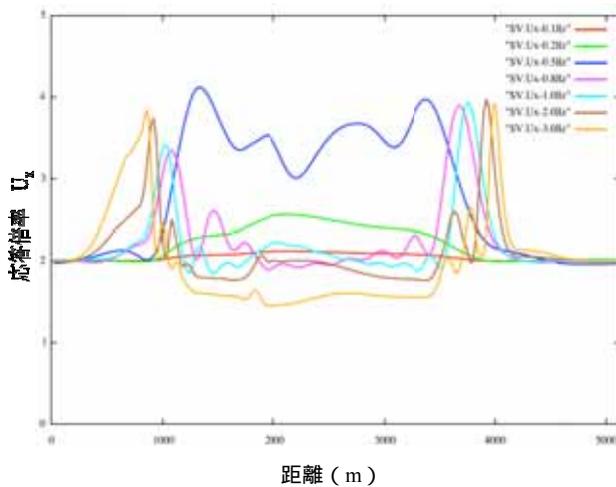
低い (0.1, 0.2, 0.5, 0.8, 1.0Hz) 場合, 軸ひずみはどの地点でも小さいが, 周波数が 2.0Hz, 3.0Hz と大きくなると大きくなっていることがわかる. 図 6.9 (c)は深さ 2m における SV 波入射時の軸ひずみ ε_{xx} であり, 2.0Hz, 3.0Hz など比較的高い周波数においては軸ひずみは両端で大きく, また 0.1Hz, 0.2Hz, 0.5Hz など比較的低周波数側では盆地中心部でひずみが大きくなっている. 図 6.9 (d)は深さ 2m における SV 波入射時の z 方向軸ひずみ ε_{zz} を示したものであり, SV 波入射時の x 方向軸ひずみ ε_{xx} に比べた絶対振幅は小さいが, 境界面の勾配の大きい地点で相対的に大きなひずみ振幅が生じていることがわかる.



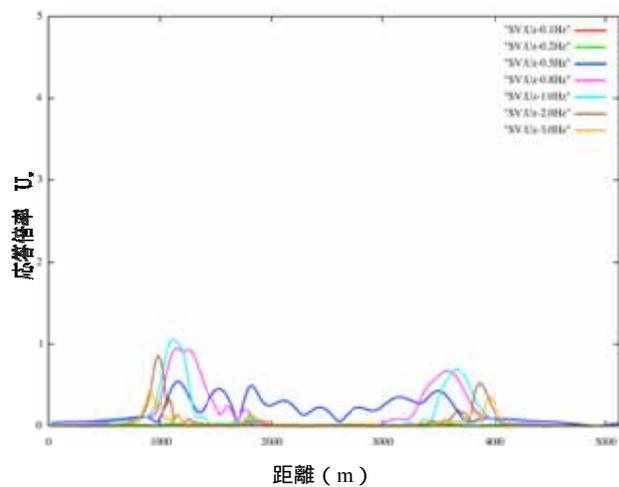
(a) 応答倍率 U_x (P波入射)



(b) 応答倍率 U_z (P波入射)



(c) 応答倍率 U_x (SV波入射)



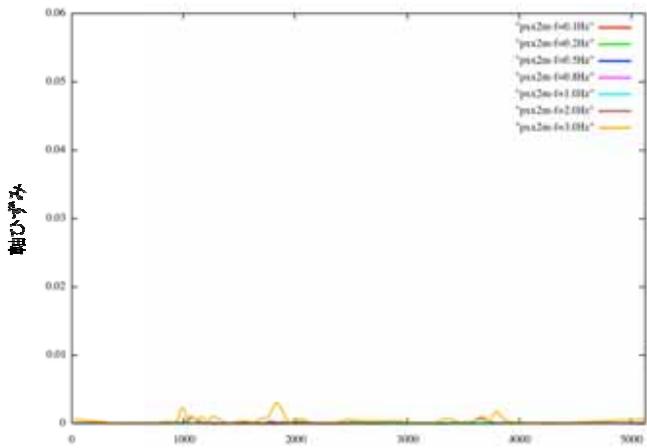
(d) 応答倍率 U_z (SV波入射)

図6.8 P-SV波入射に対する応答倍率

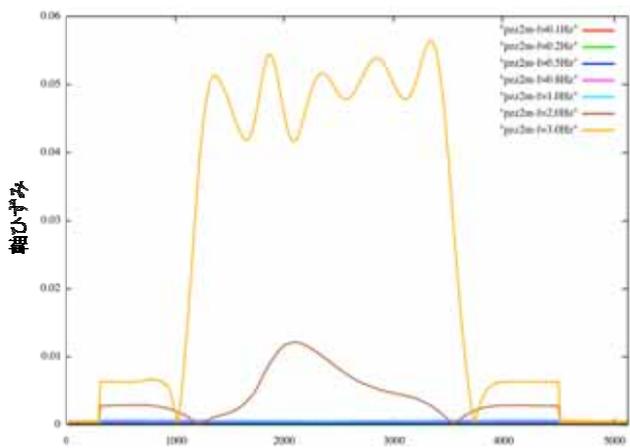
6.4 地盤ひずみと埋設管被害

これまでの解析では, 単位振幅の調和波入力 (P 波解析では振幅 1m とした進行方向に振動する波) に対する地表面の応答倍率と, 深さ 2m における地盤の軸ひずみを求めた.

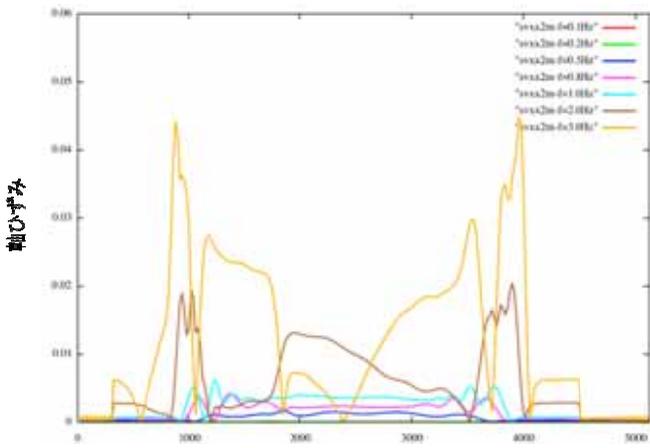
実際の中・低圧ガス導管などの埋設管も地下 1~2m に埋設されているのが一般的である. 今回は埋設管が地下 2m にあるものと想定して, 地下 2m における x 方向のひずみの分布を求めた. また, 実際の埋設管の変形との関係を検討するため, 入力波は実観測波を用いることにする.



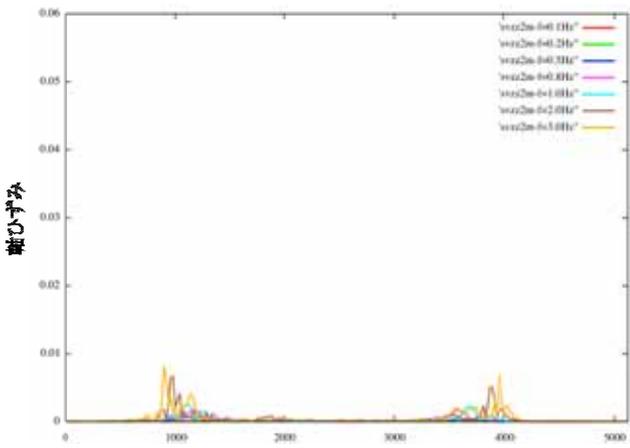
(a) 深さ2mにおける軸ひずみ ε_{xx} (P波入射)



(b) 深さ2mにおける軸ひずみ ε_{zz} (P波入射)



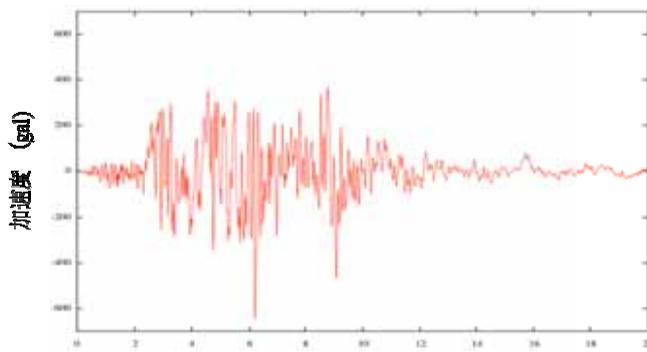
(c) 深さ2mにおける軸ひずみ ε_{xx} (SV波入射)



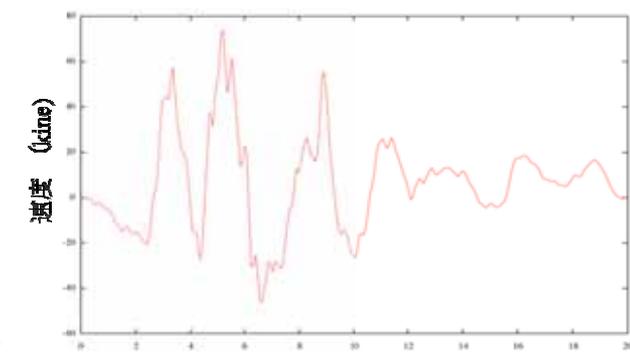
(d) 深さ2mにおける軸ひずみ ε_{zz} (SV波入射)

図6.9 P-SV波入射に対する地盤の軸ひずみ

□



(a) 加速度時波形 (柏崎)



(b) 積分して得られた速度波形

図6.10 実観測波時刻歴

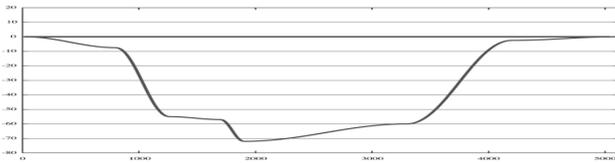


図 6.11 実観測波速度時刻歴入力による地下 2m における速度波形

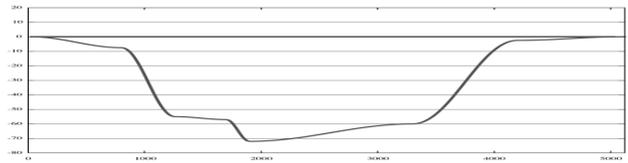


図 6.12 実観測波入力による地下 2m におけるひずみ波形

図 6.10 (a)は新潟県中越沖地震で柏崎刈羽原子力発電所の地下 99.4m で観測された加速度時刻歴の 20 秒間をとりだしたもので、最大加速度は 647(gal)である。解析モデルの堆積層最深部は地下 72m であり、それと同等以深の同じ地盤条件で観測されたものと判断し、この加速度時刻歴を入力波形として用いた。

この加速度時刻歴を積分して求めた速度時刻歴を図 6.10 (b)に示す。最大速度は 52.8(kine)である。図 6.10 (b)の速度時刻歴を入力波とし、この入力波に応答倍率を掛けることによって得られた地下 2m における速度波形を図 11 に示す。

図 6.11 の速度波形を各地点における見かけの伝播速度で割って求めたひずみ波形を図 6.12 に示す。見かけの伝播速度とは各地点の波形のピーク位相を連ねた傾きから算出した速度で、図 6.11 のそれぞれの波形の傾きを読み取った値である。この見かけの伝播速度が速い所は境界面の変化の小さい所に対応し、その速度は約 10,000m/s、遅い所は境界面が急激に変化する所にほぼ対応し、その速度は約 1,000m/s である。

地盤のひずみ ε_{xx} は x 方向の変位を x で偏微分したものであるから、次式で表現できる。

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial u}{\partial x} = \frac{\partial u}{\partial t} \times \frac{\partial t}{\partial x} = \frac{\frac{\partial u}{\partial t}}{\frac{\partial x}{\partial t}} = \frac{V}{v} \quad (6.6)$$

ここに V は地盤の速度、 v は各地点における波の見かけの伝播速度であり、前述のように各地点のピーク位相を連ねた傾きから算出した速度である。したがって、地下 2m における速度応答波形を見かけの伝播速度で割るとひずみ波形を求めることができる。ひずみは、波数領域での変位微分から求めることもできるが、座屈の発生は数百メートルオーダーの圧縮領域が必要とされることから、その領域を大局的にとらえるために、ここでは式(6.6)から見かけの伝播速度を介して軸ひずみを求めた。

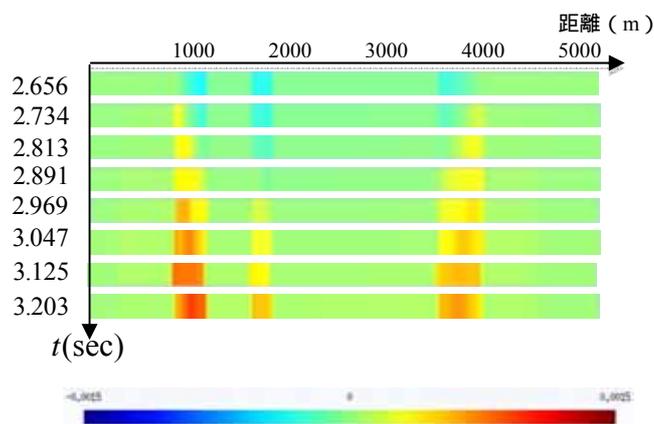
地下 2m の 0m ~ 5,120m の各地点では時間ごとにひずみが増加している。その中でひずみの変化が顕著な時間帯を取り出したものが図 6.13 である。時間間隔は 1 ステップが 0.078sec であり、合計 256 ステップで 20sec までを計算している。取り出した時間帯は(a)が 34 ステップ ~ 41 ステップ、(b)が 75 ステップ ~ 82 ステップである。

両図ともひずみが正のときは埋設管に対して引張応力が作用し、またひずみが負のときは圧縮応力が作

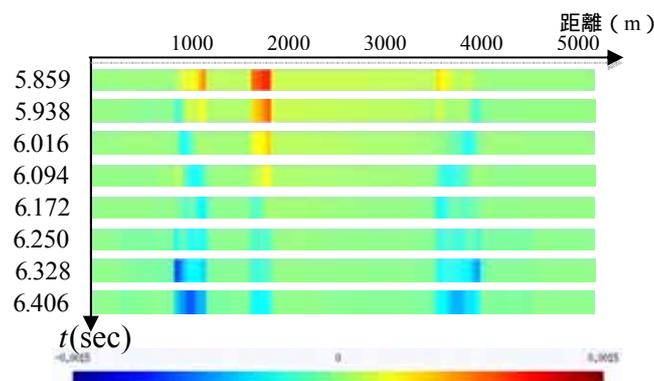
用する。(a)において、2.656sec のとき埋設管の 800~1,200m、1,700m~1,900m、3,500m~4,000m 地点では圧縮応力が作用し、残りの部分は小さな圧縮応力が働いており全体として圧縮場となっている。また 2.734sec~2.891sec のステップを見ると引張応力が発生する様子がわかる。

2.969sec, 3.047sec, 3.125sec, 3.203sec と時間ごとに引張応力が大きくなっていき、全体として引張場となっている。(b)については 5.859sec~6.406sec まで引張場から徐々に圧縮場に変化している様子がわかる。図 6.13 の(a)と(b)を見てわかるように 800~1,200m、1,700m~1,900m、3,500m~4,000m 地点でひずみが大きく変化している。これらは不整形境界面の勾配が大きいところに対応しているため、不整形地盤による影響が強く現れているものと考えられる。

ここで各地点において 0s~20s の間で圧縮を引き起こすひずみ、すなわち負のひずみで絶対値が最大のものをプロットしたものが図 6.14 である。



(a) 2.625sec ~ 3.203sec



(b) 5.859sec ~ 6.406sec

図 6.13 ひずみの変化

また小口径管の長柱座屈変形の要因検討¹⁾では極めて長い延長距離を持つ直線状の配管系で、口径が小さくかつ、埋設管周囲の地盤ばねが柔らかければ長柱座屈の可能性が出ることが試算されている。

図 6.14 が示す通り、1,200m 地点付近でひずみが 0.12%を上回っており、1,900m 地点付近で 0.11%を上回っている。表 1 の結果を見ると、ばね定数の設定によっては口径 50A の座屈時ガス管ひずみは 0.12%となっており、1,200m 地点付近で座屈が起きる可能性があると考えられる。地盤ひずみそのままの形で埋設管に作用するわけではないが、埋設管に長柱座屈が発生するひずみと同等以上の軸ひずみが発生しており、実埋設管の長柱座屈の原因を考える上で有用な情報を与えている。

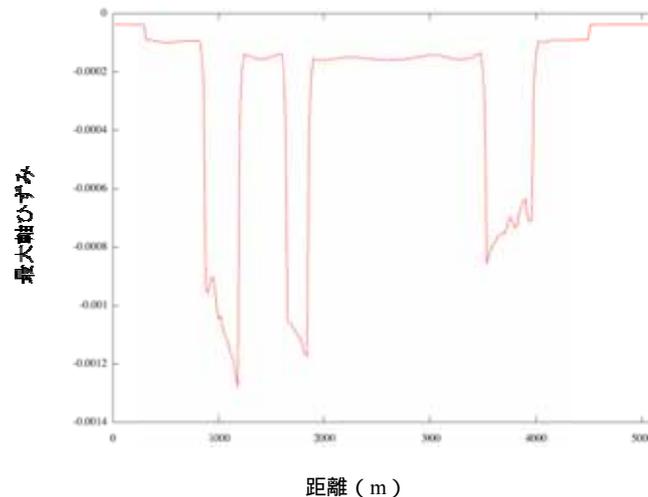


図 6.14 圧縮ひずみの最大値

表 6.1 長柱座屈の試算結果

口径	地盤ばね	座屈荷重(kN)	座屈区間長(m)	直線配管延長(m)	座屈時のガス管ひずみ(%)
100A	通常	2101	2.1	780	0.66
80A	通常	1219	1.8	581	0.53
50A	通常	522	1.5	366	0.37
	通常の1/2	369	1.7	259	0.27
	通常の1/10	165	2.6	116	0.12

6.5 結論

本研究では、新潟県中越沖地震で起きた柏崎市の埋設管の座屈被害が不整形地盤による影響によって発生したものとして地盤応答解析を行なった。本研究で行なったこと及び得られた成果は以下の通りである。

SH波解析において、単位振幅の正弦波が鉛直入射したときの応答倍率は、1,500m, 1,800m, 3,000m地点のような堆積層が深い地点では入射波の周波数が0.5Hz付近で応答が大きくなるが、堆積層が浅い地点では高周波で応答のピークが現れる。また、地盤のせん断ひずみは不整形境界面の急変部で大きくなる。

P-SV波解析においては、成層地盤の鉛直入射では現れないP波入射時の U_x とSV波入射時の U_z は不整形境界の影響を受けて応答が発生することを確認した。P波入射時の地盤の軸ひずみ ε_{xx} は高周波かつ堆積層が深いところで大きくなり、SV波入射時の軸ひずみ ε_{zz} はSH波解析で求めたせん断ひずみと同様、不整形境界面の急変部で大きくなるのがわかった。

実観測地震波を入力波として、地下2mにおけるひずみの時刻歴波形を求めた。そこから各時間ステップ毎に地下2mのひずみの分布を表示し、軸ひずみの変化の様子を調べた。地盤の最大軸ひずみは、長柱座屈が起こると考えられる軸ひずみを上回る場合もあり、地盤ひずみそのままの形で埋設管に作用するわけではないにしろ、長柱座屈が起こる可能性があることが確認された。

今後の課題としては、まず今回の解析ではすべて地震波の入射を鉛直としていたが、地盤の震動特性をさらに詳細に検討するためには入射角を与えた解析を行なう必要がある。また入力した地震動とモデル地点との対応、入力波の種類(P波 or S波, 実体波 or 表面波など)等は実被害を説明する上ではまだ十分とは言えず、さらに詳細な解析・検討が必要である。

参考文献

- 1) 総合資源エネルギー調査会, 都市熱エネルギー部会ガス安全小委員会, 新潟県中越沖地震における都市ガス事業・施設に関する検討会 : 新潟県中越沖地震における都市ガス事業・施設に関する検討会報告書, 2008年5月
- 2) 新潟県地質調査業協会 : 新潟県地盤図および新潟県地盤図説明書, 2002年11月
- 3) Aki, K. and K. L. Larner : Surface Motion of a Layered Medium Having an Irregular Interface Due to Incident Plane SH Waves, Jour. of Geophys. Res., Vol. 75, No. 5, 1970.

7.橋梁の橋軸・橋軸直角方向の耐震性能の照査のための2方向入力地震動

五十嵐 晃^{*1}

7.1 はじめに

橋梁をはじめとする構造物に作用する地震動は、本質的に水平面の2次元と鉛直方向を合わせた3次元的な現象であり、構造物の耐震性能に関わる構造物の動的応答もまた3次元的である。橋梁の耐震設計の場合、3次元的な地震動のうち最も重要な地震作用に対応するものとして、耐震性能に特に顕著な影響を及ぼす水平成分がまず考慮される。さらに、我が国における道路橋示方書¹⁾に代表されるように、一般橋の耐震性能照査における考え方では、考慮される水平地震力を橋軸方向・橋軸直角方向の各々の1方向に独立に橋に作用させ、耐震性能を満足することを照査する方法が採用されている。

その一方で、構造物に2方向に同時に地震動が作用した場合の弾塑性挙動は、特に上述の耐震設計および照査法との関係からも重要性が高い課題として検討されている。例えば、矩形断面RC橋脚に2方向に同時載荷を行った場合、損傷が1方向載荷よりも大きくなることが報告されている²⁾。2方向地震力による橋脚の動的な弾塑性応答や損傷に関しても、ハイブリッド実験による2方向地震力の影響の検討³⁾⁴⁾や、三次元大型振動台実験⁵⁾による鉛直地震力と合わせて2方向地震力が作用する条件でのRC橋脚に関する研究が行われている。

このように、構造物の地震時挙動という観点からは、2方向入力の構造物への影響は1方向入力とは異なる(大きくなる)ことが推察され、実験的にも検証されているものの、耐震設計体系の中で1方向入力が基本として用いられている背景の一つとして、設計における照査用の入力が地震応答スペクトルとして与えられる際の一つの解釈が考えられる。例えば日本建築学会の免震構造設計指針⁶⁾の中では、力学的方向性を持たない履歴ダンパーを有する免震建物の2方向地震動の作用に対する挙動の検討が述べられており、1940年El Centro記録を入力として用い、強軸方向(加速度の2方向合成最大値を与える方向)の成分のみの1方向入力と、弱軸方向を含む2方向入力による応答変位を比較すると、1方向入力と比べて16%程度の増加、応答速度換算で26%程度の増加が見られるが、これはそれまでの既往研究で予測されている増加レベルであり、1方向入力であっても2方向の効果が見込まれて含まれていれば、安全率に含めて考えれば良いとしている。道路橋示方書¹⁾における設計地震動スペクトルの大きさは、既往記録と距離減衰、または既往最大値を包絡する考え方に基づいて設定されており、1方向入力として用いる場合に上記のような考え方を援用すれば、2方向入力の効果を考えても、一般橋の設計や照査において橋軸および橋軸直角方向にその地震力を個別に作用させる設計法全体で、ある安全率を持って橋梁の安全性が確保された大きさになっている、と解釈できる。

しかしながら、特に耐震性能の照査においてレベルのみでなく、多次元性を持つ2方向入力地震動を考慮する必要性が提起される背景として、第一に曲線橋などの橋梁の設計および耐震性能照査の問題が挙げられる。一般に橋長が長くなるほど山間部地形、河川などによる地理的な平面線形の制約のため曲線橋となることが多くなるが、特に直線橋で近似することが適切でない曲線橋の耐震性能の動的照査を時刻歴応答解析により行う場合の方法として、1方向の照査用地震動を様々な角度で入力して応答解析を行う方法が一般的に用いられている。このような構造物は線形問題としても複雑な振動モードを持つ上、レベル2地震時の弾塑

^{*1} 京都大学工学研究科社会基盤工学専攻(〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)
E-mail: igarashi.akira.7m@kyoto-u.ac.jp

性挙動や幾何学的非線形性を含めた複合非線形性と合わせて考えた場合，3次元性を持つ実際の地震動に対する応答が，1方向入力のみによる照査では適切に評価されない可能性がある．すなわち評価の信頼性に関する問題である．また，第二に指摘できるのは，免制震技術を用いた橋梁の照査の問題である．橋梁のレベル2地震動に対する目標耐震性能を経済的に確保する技術として，主に耐震補強に用いられている制震ダンパーの適用や，多径間連続橋に免震支承と併せて制震ダンパーを適用する免制震橋梁が近年は広がりを見せているが¹²⁾など，このような免制震橋梁が特に前述の曲線橋に適用された場合には，免震支承の2方向変形・復元力特性，制震ダンパーの非線形性に加え，方向性を持つシリンダ型制震ダンパーの水平面内の回転挙動などが生じ，上述の1方向入力による評価の信頼性の評価は，より複雑な問題となる．

したがって，水平2方向に対する構造系の非線形挙動は未だに解明の途上にあり，水平2方向解析において信頼性の高い解析モデルの開発が必要とされる一方で，橋梁の時刻歴応答解析による動的耐震性能照査を行う際に，入力として規定された照査用スペクトルに適合し，特性が明確な2次元性を持つ2方向入力地震動波形を検討することが有効と考えられる．本論文では，そのような2方向入力地震動を作成する1つの方法として，相補直交成分波と呼ぶ概念を用いる考え方を提案する．作成された2方向入力地震動を，非線形時刻歴応答解析に適用することで，2方向性を考慮した耐震性能照査を行うことを目的としている．なお，与えられたスペクトルに適合する2方向地震動波形を求める手法は，一様ハザードスペクトルへの適合地震動の算出を前提とした既往研究がある．例えば，Gavin・Dickinson⁷⁾は，地震動の統計的なモデル化に基づき，2方向応答スペクトルに基づく地震動を乱数や速度パルスを用いて生成する手法を報告している．Grant⁸⁾は，地震動の強軸方向・弱軸方向の向きおよびスペクトル強度に適合する2方向地震動を，ウェーブレットの重ね合わせにより作成する方法を示している．本研究で提案する方法は，これらの研究で用いられる方法よりも簡便であり，かつ照査用スペクトルの強度の設定や1方向入力による照査との整合性を保持することで，我が国における道路橋の実務設計のプロセスへの将来的な適用性が高い方法にすることを目標として検討を行っているところに特徴がある．

7.2 水平2方向入力による1質点系応答に関する予備的検討

7.2.1 2方向応答スペクトル

様々な固有周期 T を持つ等方な2次元線形弾性1質点振動子(図7.1)を考える．時間を t ，水平面は図に示すように x - y 座標で定義するものとし，また与えられた2方向入力加速度 $a_x(t)$ ， $a_y(t)$ に対する，固有周期 T の2次元1質点系の水平2次元応答値の x 方向成分， y 方向成分をそれぞれ $d_x(T, t)$ ， $d_y(T, t)$ とする．減衰比 h は，これ以降の議論を含めて一定値0.05とする．この応答の動径方向最大値(2方向成分合成最大値)と固有周期 T の関係として，次式のように $S_{Rd}(T)$ を定義する．

$$S_{Rd}(T) = \max_t \sqrt{d_x(T, t)^2 + d_y(T, t)^2} \quad (7.1)$$

この $S_{Rd}(T)$ を，2方向応答スペクトル (biaxial response spectrum⁷⁾)と呼ぶ．これは x 方向， y 方向それぞれの1方向での弾性応答スペクトル

$$S_{jd}(T) = \max_t |d_j(T, t)|, \quad j = x, y \quad (7.2)$$

を2方向入力の場合に拡張したものである．

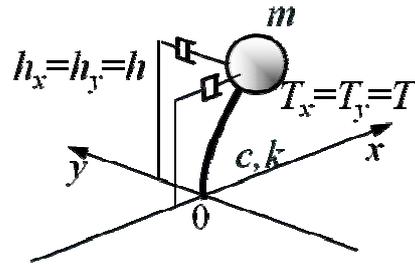


図 7.1 2次元線形弾性1質点振動子

一般的な弾性応答スペクトルと、2方向応答スペクトル $S_{Rd}(T)$ の間に成立する関係を述べておく。図-2a に示すように x 軸より反時計回りに角度 θ をなす方位軸を設定し、与えられた2方向地震動の当該方位軸の成分 $a_\theta(t)$ を、次式で定義する。

$$a_\theta(t) = a_x(t) \cos \theta + a_y(t) \sin \theta \quad (7.3)$$

この θ 方位成分の1方向入力 $a_\theta(t)$ に対する弾性応答スペクトル $S_{\theta d}(T)$ は、固有周期 T の線形弾性一自由度振動系の単位衝撃応答関数 $g_T(t)$ と入力 $a_\theta(t)$ のたたみ込み積分を用いて次式で表現される。

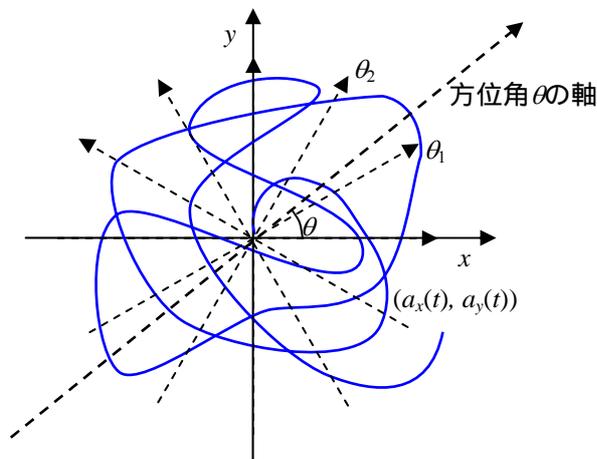
$$\begin{aligned} S_{\theta d}(T) &= \max_t \left| \int_0^t g_T(t-\tau) a_\theta(\tau) d\tau \right| \\ &= \max_t \left| \cos \theta \int_0^t g_T(t-\tau) a_x(\tau) d\tau + \sin \theta \int_0^t g_T(t-\tau) a_y(\tau) d\tau \right| \end{aligned} \quad (7.4)$$

図-2b に示すように、弾性応答スペクトル $S_{\theta d}(T)$ を方位軸の角度 θ を変化させながら算出し、重ね書きした時の包絡線 $S_{env}(T)$ を考えると、これは個々の固有周期 T に対して弾性応答スペクトルの値が最大となる方位角度 θ での値を算出したものであり、 $\max_\theta S_{\theta d}(T)$ と表されることから、

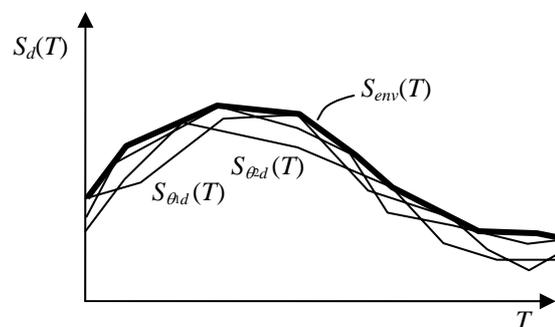
$$S_{env}(T) = \max_\theta \max_t \left| \cos \theta \int_0^t g_T(t-\tau) a_x(\tau) d\tau + \sin \theta \int_0^t g_T(t-\tau) a_y(\tau) d\tau \right| \quad (7.5)$$

となる。

さて、一般に2つの値 p, q が θ に依らない場合、次の等式が成立する。



(a) 2方向地震動の加速度軌跡と軸方向



(b) 重ね書きされた弾性応答スペクトルの包絡線による表示

図-2 2方向入力の方位角を回転させた軸方向成分に対する応答最大値で作成される応答スペクトル

$$\max_{\theta} |p \cos \theta + q \sin \theta| = \sqrt{p^2 + q^2} \quad (7.6)$$

式(6)が成立することは、2つの2次元ベクトル

$$\mathbf{e} = \begin{Bmatrix} \cos \theta \\ \sin \theta \end{Bmatrix}, \quad \mathbf{f} = \begin{Bmatrix} p \\ q \end{Bmatrix} \quad (7.7)$$

に関するコーシー・シュワルツの不等式

$$|\mathbf{e}^T \mathbf{f}| \leq \|\mathbf{e}\| \cdot \|\mathbf{f}\| \quad (7.8)$$

と、ベクトル \mathbf{e} と \mathbf{f} が一次従属となる場合には式(8)の等号が成り立つことを利用して容易に証明される。そこで、

$$\begin{aligned} p &= \int_0^t g_T(t-\tau) a_x(\tau) d\tau \\ q &= \int_0^t g_T(t-\tau) a_y(\tau) d\tau \end{aligned} \quad (7.9)$$

と置いて式(7.6)に代入した式をさらに式(7.5)に代入すれば、次式が得られる。

$$\begin{aligned} S_{env}(T) &= \max_{\theta} \max_t \left| \cos \theta \int_0^t g_T(t-\tau) a_x(\tau) d\tau + \sin \theta \int_0^t g_T(t-\tau) a_y(\tau) d\tau \right| \\ &= \max_t \sqrt{\left(\int_0^t g_T(t-\tau) a_x(\tau) d\tau \right)^2 + \left(\int_0^t g_T(t-\tau) a_y(\tau) d\tau \right)^2} \end{aligned} \quad (7.10)$$

式(10)の最後で導かれた式は、固有周期 T を持つ等方な1質点振動子の時間領域における応答合成値の絶対最大値を意味しており、2方向応答スペクトル $S_{Rd}(T)$ の定義式(1)と同じものである。よって、2方向応答スペクトル $S_{Rd}(T)$ は、方位角を回転させて得られる軸成分入力に対する応答最大値で作成された応答スペクトルと等価な意味を持っている。

7.2.2 2方向入力の目標特性

設計あるいは照査用地震動として、応答スペクトル $S(T)$ が与えられることを前提とする。通常、設計あるいは照査用の地震スペクトルは1方向入力を前提として設定されることから、1方向で耐震性能照査を行うための入力波形は、

1a. 1方向入力地震動 $a(t)$ の応答スペクトル $S_d(T)$ が、照査用スペクトル $S(T)$ に適合していることを目標として作成される。道路橋示方書においては、そのような地震動波形が既往の地震動記録波形に振幅調整を行った形で提供されており、これを標準波と呼ぶこととする。

次に、照査用の2方向入力を考える場合、少なくとも1方向入力との強度（弾性スペクトル値）に整合性があることが最低限の条件であり、これに加えて2次元性を持つ（方向を回転した1方向入力にならない）ことを想定する。1つの考え方として、具体的に次の2つの条件が考えられる。

2a. 2方向入力地震動の各々の直交成分 $a_x(t)$, $a_y(t)$ の応答スペクトル $S_{xd}(T)$, $S_{yd}(T)$ が、照査用スペクトル $S(T)$ に適合している

2b. 2方向入力地震動 $\{a_x(t), a_y(t)\}^T$ の2方向応答スペクトル $S_{Rd}(T)$ が照査用スペクトル $S(T)$ に適合している

ある特定の方向軸での1方向入力を水平面上で考えると、この入力では方位軸を回転していくと、入力の直交方向軸に対しては入力の強さがゼロとなる。それに対して条件2a及び2bを満たすような性質を持つ2方向入力地震動は、構造物の2方向合成変位などの応答値の照査については、弾性応答を考える限り1方向入力と同等の強さを持ち、かつ方位軸の回転に対して入力の強さがゼロあるいは著しく低下することがないという意味で、2次元性の最も強い入力であると言える。別の表現をすれば、(1)節で導入した $S_{\theta d}(T)$ が方位角 θ に依存して大きく変動せず、どの方向でも指定されたスペクトル $S(T)$ に近い強さを持つ性質があると期待され、全ての方向軸への入力がほぼ一様に同時に行われる最も厳しい条件での耐震性の確認を行うことができることがメリットとして期待される。実際の地震動は、方向性の強いものから弱いものまで様々であり、その中でこれらの条件は設計および照査のための2方向入力の理想化と単純化を行なうための仮定として意味付けられる。

7.2.3 道示標準波の組み合わせ2方向入力の問題点

2方向入力の例として考えられるのは、目標とする照査用スペクトルに対応する2つの異なる標準波を x 方向、 y 方向の成分として組み合わせたものである。このような2方向入力は前節で述べた望ましい性質を満足するかどうかを検討する。

道路橋示方書におけるレベル2タイプ地震動の種地盤用のスペクトルを目標とし、対応する標準波 -1と -2(それぞれ、兵庫県南部地震JR鷹取記録のNS成分とEW成分を振幅調整したもの)の組合せ、および同じく種地盤用のスペクトルを目標とし、標準波 -2と -3(同地震のポートアイランド記録NS成分とEW成分の振幅調整波)の組合せの2ケースについて、水平面内の加速度軌跡を図7.3に示す。横軸をEW成分、縦軸をNS成分として表示している。

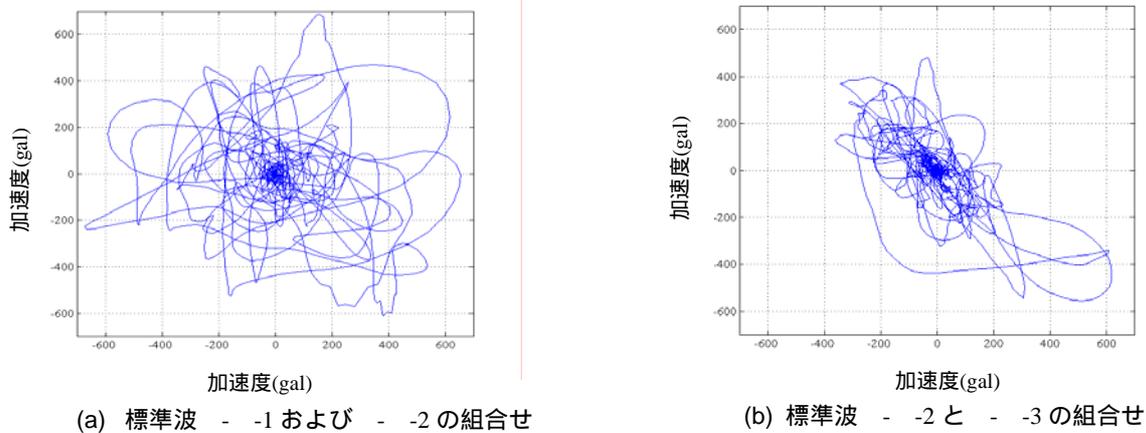


図 7.3 標準波の組み合わせによる2方向入力の加速度軌跡

いずれのケースも、標準波を用いているため性質2a. は自動的に満足している。2方向応答スペクトルと、目標スペクトルの適合度を判断するため、2方向応答倍率 $r_d(T)$ を次式で定義し、算出する。

$$r_d(T) = \frac{S_{Rd}(T)}{\max(S_{xd}(T), S_{yd}(T))} \quad (7.11)$$

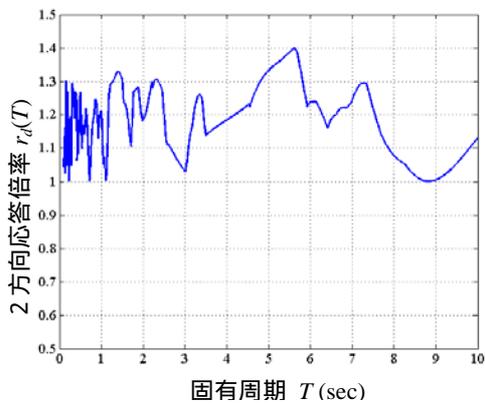
2方向応答倍率 $r_d(T)$ は、1方向入力で評価される最大応答と比較して、2方向入力とした場合に最大応答(2方向合成値)が大きくなる度合いを評価するものであり、定義より1以上の値となる。2方向応答スペクトルが目標スペクトルに適合していれば(性質2b.)、 $r_d(T)$ は1に等しくなる。

図7.4に2方向応答倍率 $r_d(T)$ を周期 T の関数として示したものを示す。目標値の1よりも大きいことと、固有周期 T に依存して大きく値が変動していることがわかる。この結果より、2つの道路橋示方書標準波を2方向成分として組み合わせた2方向入力の問題は、次の2点であることが理解される。

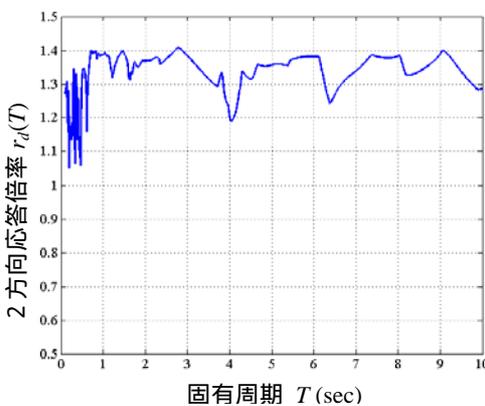
- ・ 2方向応答倍率 $r_d(T)$ の値が1より大きく、照査用スペクトルの設定で意図されているよりも“強い”入力となっており、1方向入力との強度の整合性が保たれていない。構造物が、照査用スペクトルに対応して要求されている耐震性能をこのような2方向入力に対して満足するためには、本来の要求より高い耐震性能を持っていなければならないことになる。
- ・ 2方向応答倍率 $r_d(T)$ の値は、周期 T に依存して変動する。弾性1自由度系あるいは等方な1質点系が対象であれば、2方向入力の全体振幅を調整することで強度を一致させることは可能であるが、構造物の固有周期によって目標スペクトルと比べた作用の強さが変動するので、固有周期の変化としても特性付けられる弾塑性系や、複数のモード固有周期を持つ多自由度系が対象の場合には、全体振幅を調整しても強度を1方向入力と全て一致させることは不可能である。

7.2.4 円形軌跡の2方向同時入力の検討

2方向応答倍率 $r_d(T)$ を可能な限り小さく、一定値1に近づけるための条件について考察する。上述の(3)節の計算結果より、2方向入力の軌跡に特定の方向性がある場合に2方向応答倍率 $r_d(T)$ が大きくなる傾向があることが推察される。また、(2)節で提示した条件2a, 2b.は、入力に方向性がないことを示唆している性質とも推測できる。そこで、加速度軌跡が方向性のない円形の軌跡となる場合の2方向応答倍率 $r_d(T)$ を試算す

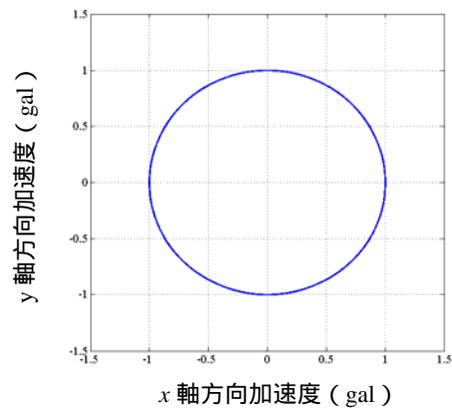


(a) 標準波 - 1 と - 2 の組合せ

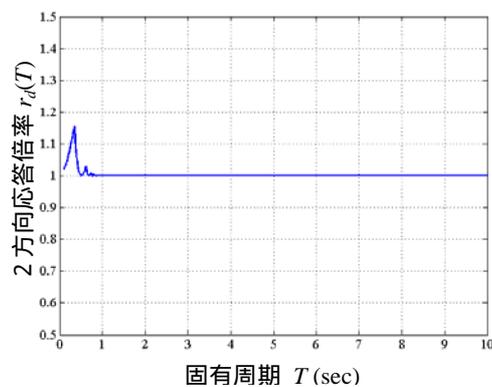


(b) 標準波 - 1 と - 2 の組合せ

図 7.4 2方向応答倍率



(a) 加速度軌跡



(b) 2方向応答倍率

図 7.5 加速度軌跡が円形となる場合

る。

x 軸方向の入力加速度および y 軸方向の入力加速度をそれぞれ

$$\begin{aligned} a_x(t) &= A \cos \omega t \\ a_y(t) &= A \sin \omega t \end{aligned} \quad (7.12)$$

とした。ここに、加速度振幅 A は1 gal, 円振動数 ω は 6.28 rad/sec, 振動子の減衰定数は5%とした。

図7.5aに加速度の軌跡を, 図7.5bに2方向応答倍率を計算した結果を示す。 $T < 0.5$ secの範囲で静止初期条件からの過渡応答の影響による変動が見られるが, 2方向応答倍率はほとんどの周期 T の範囲で1.0に近い値を示し, 目標とする特性を持つ入力の特徴を持つことが示されている。

7.3 相補直交成分波と2方向入力の作成法

7.3.1 複素偏極解析

様々な固有周期 T を持つ等方な2次元線形弾性1質点振動子軌跡を, 軌跡の方向性に基づく成分に分離することで分析を行う, 偏極フィルタ(polarization filter)と呼ばれる手法⁹⁾がある。Vidale¹⁰⁾は, 偏極フィルタを楕円形の軌跡の成分を扱えるように拡張し, 直線あるいは楕円形の軌跡を分離した上で方向性を定量的に算出する方法を提案した。これを, 複素偏極解析 (complex polarization analysis) と呼ぶ。

以下に, 鉛直成分を無視し水平2方向成分のみを対象として計算する前提に基づき, 複素偏極解析による計算手順を整理して示す。地震動による水平面内の粒子運動を想定する地盤上(内)のある点について, 水平面上に x - y 空間直交座標を考え, その点の軌跡の2次元の成分をそれぞれ $x(t)$, $y(t)$ とする。また, それぞれの成分に対応する解析信号 $u(t)$, $v(t)$ を, 式(7.13)で定義する。

$$\begin{cases} u(t) = x(t) + iH[x(t)] \\ v(t) = y(t) + iH[y(t)] \end{cases} \quad (7.13)$$

ここに, i は虚数単位であり, $H[\cdot]$ は次式で定義されるヒルベルト変換を表す。

$$H[x(t)] = \int_{-\infty}^{\infty} \frac{x(u)}{\pi(t-u)} du \quad (7.14)$$

各時刻 t において, $u(t)$, $v(t)$ を基に式(7.15)により行列 $C(t)$ を計算する。

$$C(t) = \begin{bmatrix} uu^* & uv^* \\ vu^* & vv^* \end{bmatrix}_t \quad (7.15)$$

上付の*は複素共役を示す。この行列 $C(t)$ は, 偏極フィルタにおける粒子運動の共分散行列に対応する行列であり, 時刻 t 前後の時間に渡り各要素の移動平均を取ること適切な平滑化を行ったものを用いることができる。この行列の固有値 λ_1 , λ_2 および固有ベクトル χ_1 , χ_2 を求める。

$$(C(t) - \lambda_j \mathbf{I})\chi_j = 0 \quad (j=1,2) \quad (7.16)$$

$C(t)$ は定義よりエルミート対称行列であり, 固有値 λ_1 , λ_2 は非負の実数である。最大固有値 λ_1 に対する固有ベクトル χ_1 を

$$\chi_1(t) = \begin{Bmatrix} x_1(t) \\ y_1(t) \end{Bmatrix} \quad (7.17)$$

と表す．固有ベクトル χ_1 はノルムが1となるよう正規化されているものとする．したがって，一般に複素数である χ_1 の各成分 $x_1(t), y_1(t)$ は，次式を満たす．

$$\|\chi_1(t)\| = \sqrt{x_1^*(t)x_1(t) + y_1^*(t)y_1(t)} = 1 \quad (7.18)$$

時刻 t において，粒子が x - y 平面での直線運動を行っている場合（直線偏極）， $x_1(t)$ と $y_1(t)$ は複素平面上で原点を通る一つの直線上に位置し，また円運動を行っている場合（楕円偏極において半径が一定）は， $x_0(t)$ と $y_0(t)$ がともに複素平面上の原点を中心とする一つの円上にあり，かつ原点から見て互いに直交する位置にある．いずれのケースに近いかを判定するため，さらに次の計算を行う．複素平面上で固有ベクトル $\chi_0(t)$ を回転させ， $\chi_0(t)$ の実部の値が最大となるような場合の実部ベクトルのノルムを $X(t)$ とする．

$$X(t) = \max_{\alpha} \sqrt{\{\operatorname{Re}(x_1(t)e^{i\alpha})\}^2 + \{\operatorname{Re}(y_1(t)e^{i\alpha})\}^2} \quad (7.19)$$

$X(t)$ に基づき次式の楕円偏極指標 $P_E(t)$ を算出する．

$$P_E(t) = \frac{\sqrt{1 - X(t)^2}}{X(t)} \quad (7.20)$$

$P_E(t)$ は，粒子運動の楕円偏極成分における扁平度を0と1の間の範囲の実数値で表現したものになっており， $P_E(t)=0$ は直線運動に， $P_E(t)=1$ は円運動に対応している．2方向地震動の加速度軌跡にこの計算を適用し P_E の値の時間変化を得ることで，各時刻における粒子加速度の，直線運動と円運動の間での特性の時間的変動を評価することができる．

7.3.2 相補直交成分波

前節での考察より，2方向応答倍率が $r_d(T)=1$ となるような2方向入力，加速度軌跡が円運動の性質を持つ，という仮説が考えられる．前述のように軌跡が各時刻において円運動となる条件は複素偏極解析により定量化できるので，これらに関連付けることで2方向入力を決定することを考える．すなわち，2方向応答倍率が弾性応答周期 T に依らず一定値1となる2方向入力は，次の考え方で得られると推定する．

2方向入力加速度の x 方向成分 $a_x(t)$ ， y 方向成分をそれぞれ $a_x(t)$ ， $a_y(t)$ とし，これらが前節の粒子軌跡に対応して，式(13)～(20)において

$$x(t) = a_x(t), \quad y(t) = a_y(t) \quad (7.21)$$

と見なして扱われるものとする． $a_x(t)$ が予め与えられた場合に， $a_y(t)$ を

$$P_E(t) = 1 \quad (7.22)$$

を満たすように定める問題を考える．このような性質を満たす $a_y(t)$ を， $a_x(t)$ の相補直交成分波と呼ぶこととする．

相補直交成分波を算出する方法を次に述べる．まず，式(15)における行列 $C(t)$ の算定において，移動平均等を行わない時刻 t における値のみを式(15)に適用した結果で近似できるものと仮定する．すると，

$$C(t) = \begin{Bmatrix} u(t) \\ v(t) \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} u^*(t) & v^*(t) \end{Bmatrix} \quad (7.23)$$

と表わされることから，この時の固有ベクトル χ_1 は

$$\chi_1(t) = \beta \begin{Bmatrix} u(t) \\ v(t) \end{Bmatrix} \quad \text{ここに } \beta = \frac{1}{\sqrt{|u|^2 + |v|^2}} \quad (7.24)$$

となることは自明である．

次に，式(7.22)を満たすための条件は， $X(t)$ の定義式(7.20)より

$$X(t) = \frac{1}{\sqrt{2}} \quad (7.25)$$

であり，これは

$$v(t) = \pm i u(t) \quad (7.26)$$

の時に成立することは，式(19)に $x_1(t) = \beta u(t)$ ， $y_1(t) = \beta v(t)$ を代入することにより確かめることができる．式(7.26)に， $u(t)$ と $v(t)$ の定義である式(7.13)および式(7.21)を代入すると，

$$a_y(t) + i H[a_y(t)] = \pm H[a_x(t)] \mp i a_x(t) \quad (7.27)$$

であり（複号同順），この式は

$$a_y(t) = \pm H[a_x(t)] \quad (7.28)$$

の時に成立する．式(7.28)の正負の符号のいずれを用いても式(7.22)を満たすが，特にここで正符号を採用したものを，相補直交成分波と定義することとする．すなわち，相補直交成分波 $a_y(t)$ は $a_x(t)$ のヒルベルト変換にほかならない．ヒルベルト変換は数値計算の手法も確立しており，極めて簡便に計算することができる．

7.3.3 標準波 - 相補直交成分波による2方向入力

こうして導入した相補直交成分波の考え方をを用いて，7.2.1節で示した性質2a.および2b.を満たす2方向地震動を近似的に作成する方法として，以下の手法が考えられる．

与えられた照査用スペクトル $S(T)$ に対して，適合した地震動波形 $a_x(t)$ を算出する．道路橋示方書の場合はその例が標準波として与えられるので，これをそのまま用いることができる．次に，ヒルベルト変換を用いて標準波 $a_x(t)$ の相補直交成分波 $H[a_x(t)]$ を算出する．これら $a_x(t)$ および $a_y(t) = H[a_x(t)]$ を2方向入力地震動の2成分として用いる．

なお，ヒルベルト変換は振動数成分の振幅は不変で，位相を一様に $\pi/2$ 加える線形変換である¹¹⁾ことから，この場合標準波 $a_x(t)$ とその相補直交成分波 $a_y(t)$ のフーリエ振幅スペクトルは同一である．この性質は，標準波と相補直交成分波の弾性応答スペクトルが理論的に一致することまでは意味しないが，概ね同様の値の傾向を持つことが期待される．この仮定が十分な精度で成立とした場合， $a_y(t)$ は照査スペクトルに適合する条件が近似的に満足されることになる．これは，耐震設計照査で用いられる1方向入力が実際の地震動作用の単純化モデルであるのと同様の意味で，実際の地震動の2方向入力としての理想化モデルで

あると考えることができる。

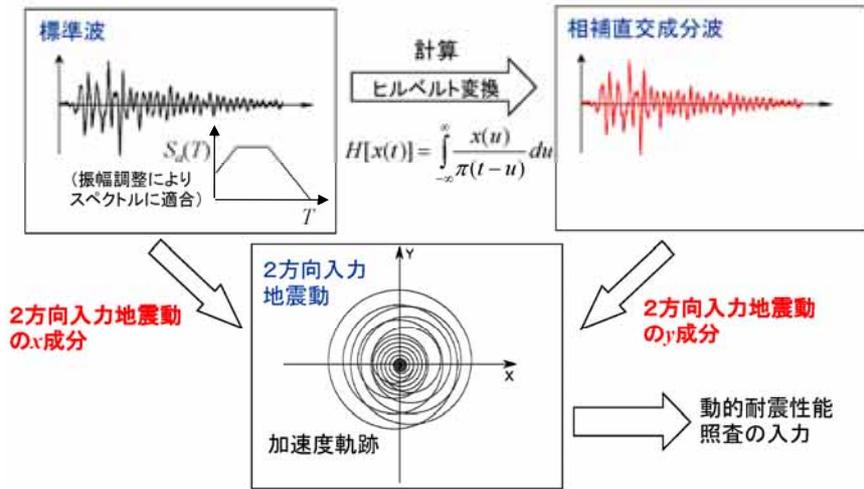


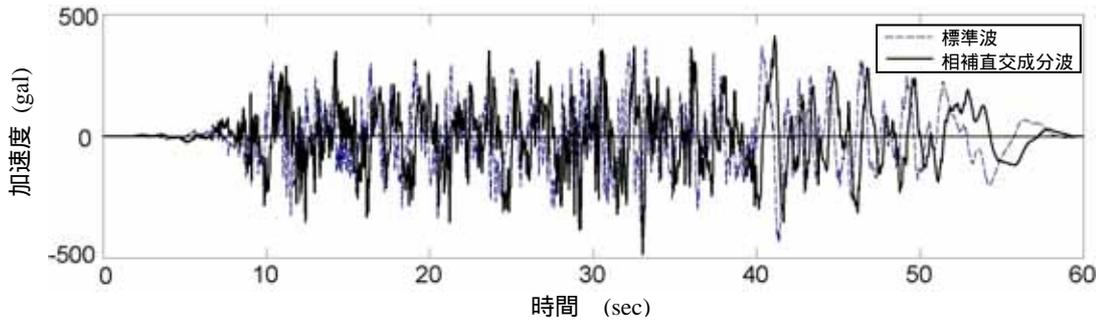
図 7.6 標準波 - 相補直交成分波による 2 方向入力地震動作成の概念図

7.4 水平 2 方向入力の作成例

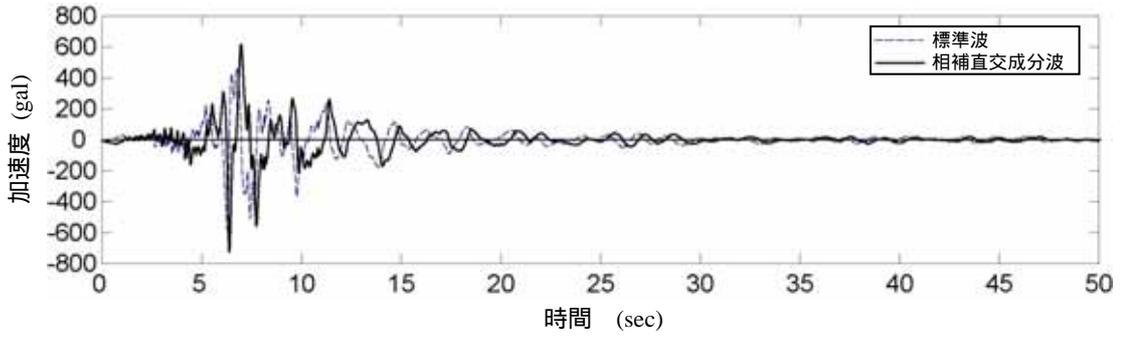
計算例として、道路橋示方書におけるレベル2タイプI地震動のIII種地盤用の加速度波形1(標準波I- -1)、およびタイプIIの地震動のIII種地盤用の加速度波形1(標準波 - -1)の2つの標準波を用いた2方向入力の例を示す。図7.7に、それぞれの標準波と、算出された相補直交成分波の加速度波形を示す。また、図7.8に、標準波をx軸方向成分、その相補直交成分波をy軸方向成分とした場合の加速度軌跡を示す。加速度軌跡は予測される通り、軌跡曲線を個々の位置ごとに局所的に見れば円形に類似した形状であり、全体的には方向性が小さい入力であることが確認できるが、必ずしも全ての方向について合成加速度の大きさが一様であるわけではない。

標準波と相補直交成分波の応答スペクトルを比較したものを図7.9に示す。いずれのケースにおいても、タイプII地震動のケースの短周期領域において若干の相違は認められるものの、両者の応答スペクトルは特に0.5sec以上の周期では全般的にほぼ同様の大きさとなり、相補直交成分波と標準波の応答スペクトルはほぼ等しいという仮説は成立すると見なして良いものと考えられる。さらに、2方向応答倍率 $r_d(T)$ を計算した結果を図7.10に示す。2方向応答倍率の値は1に極めて近く、1からの差は最大で5~9%程度に留まり、良好な特性を有していることを示している。

こうして得られた2方向入力に対する2次元弾性1質点系の2次元応答を計算した。代表的な結果として、固有周期 $T=1.5\text{sec}$ の等方1質点系に、上述の2種類の標準波に基づく2方向入力を与え、変位応答軌跡をプロットしたものを図7.11に示す。標準波による1方向入力で得られる最大応答値を図中の緑線の円の半径で示している。入力地震動の方向性が小さく、2方向応答の合成最大応答値と1方向入力の最大応答値が概ね等しいことから、目標とした性質に近い特性を有すると考えられる。

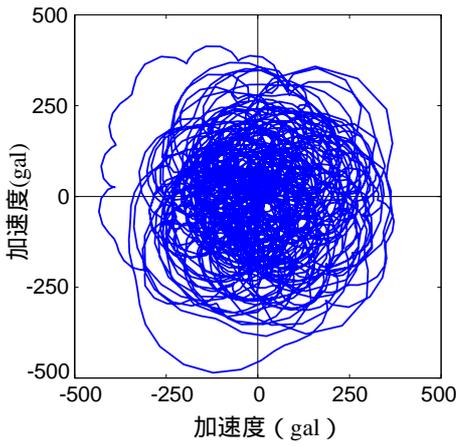


(a) 標準波 I-III-1

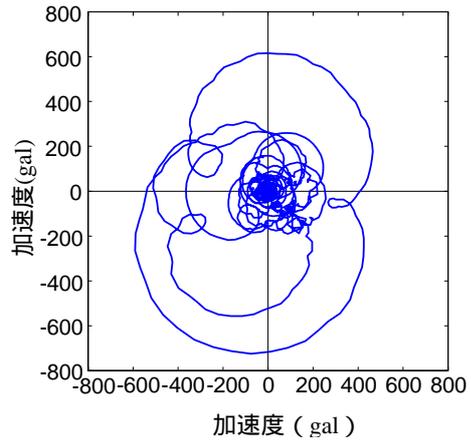


(b) 標準波 II-III-1

図 7.7 標準波と相補直交成分波の加速度時刻歴波形

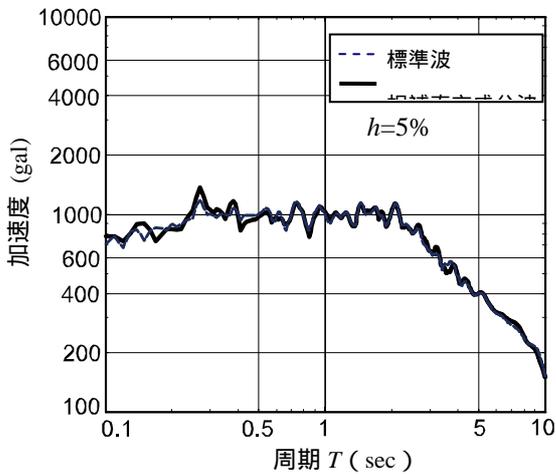


(a) 標準波 I-III-1

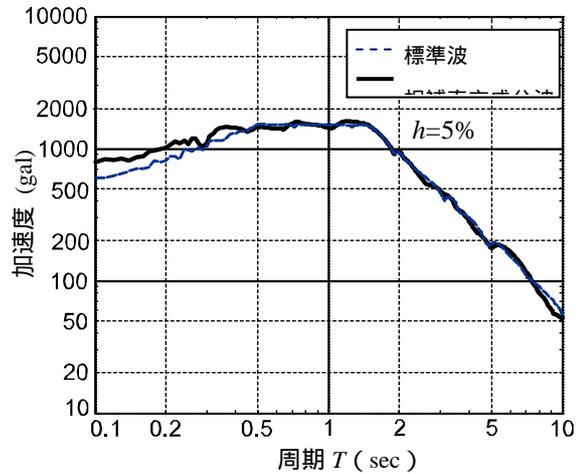


(b) 標準波 II-III-1

図 7.8 標準波 - 相補直交成分波による 2 方向地震動の加速度軌跡



(a) 標準波 I-III-1



(b) 標準波 II-III-1

図 7.9 標準波と相補直交成分波の応答スペクトルの比較

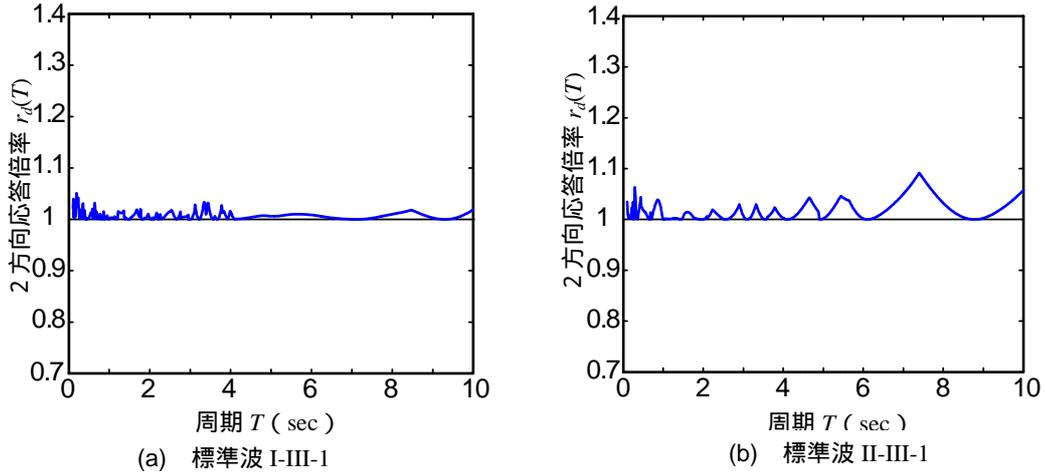


図 7.10 作成された 2 方向入力 の 2 方向 応答 倍

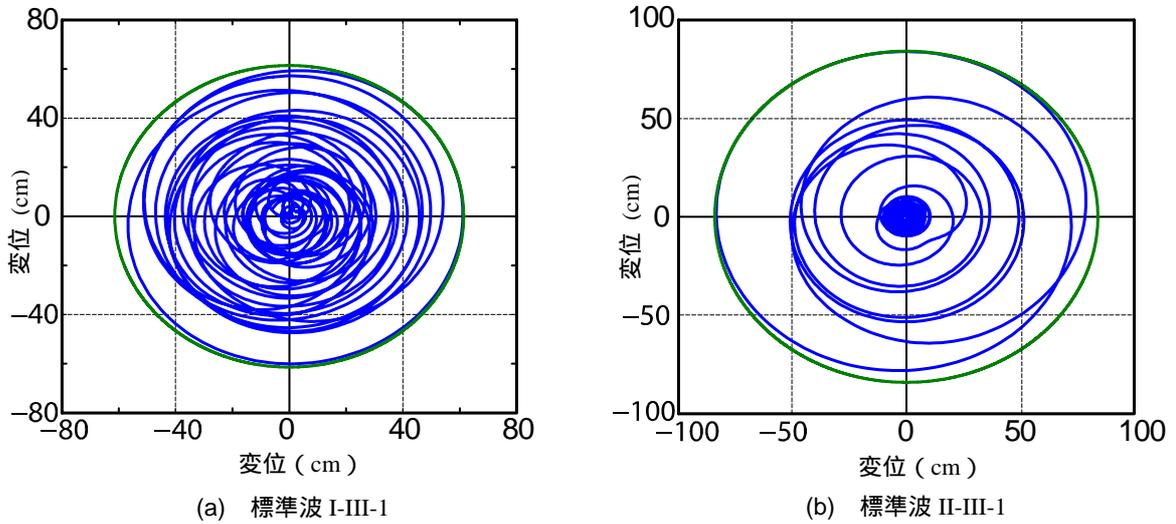


図 7.11 標準波 - 相補直交成分波による 2 方向地震動に対する等方 1 質点系($T=1.5\text{sec}$)の変位 応答 軌跡

7.5 まとめ

橋梁の時刻歴応答解析による 2 方向性を考慮した耐震性能照査を行うためには、規定された照査用スペクトルに適合し、特性が明確な 2 次元性を持つ 2 方向入力地震動時刻歴波形を用いることが望ましいと考えられる。そこで、このような 2 方向入力地震動を作成する 1 つの方法として、相補直交成分波と呼ぶ概念を用いる考え方を提案した。まず、与えられた照査用スペクトルに対して、適合した地震動波形を算出するが、道路橋示方書等の場合はこれが標準波として与えられるので、それをそのまま用いることができる。次に、ヒルベルト変換を適用して標準波の相補直交成分波を算出する。これら標準波および相補直交成分波を 2 方向入力地震動の 2 成分として用いる方法である。

この方法は、固有周期に関わらず 2 方向弾性応答の大きさが 1 方向入力の場合の応答の大きさと一致するような 2 方向入力は、加速度軌跡が円運動の性質を持つ、という仮説に基づき導かれるものである。この手法に関して検討を行なった結果、2 方向入力地震動として望ましい条件は、各々の直交成分が照査用スペクトルに適合していることと、2 方向入力地震動の 2 方向応答倍率が周期に関わらず一定値 1 となる強度を持

つことの2つであると考えられる。道路橋示方書で規定する標準波を用いてこの方法で作成した2方向入力
は、これらの条件を十分な精度で満たしていることを示した。

橋梁モデルを設定し、得られた2方向入力地震動を用いて応答計算を行うことにより、標準波の1方向入
力により評価される最大応答値と、作成した2方向入力より得られる最大応答評価値の関係についても簡易
的に検討しているが、タイプI地震動・タイプII地震動など地震動特性による相違や構造物の応答値の種類に
よる入力の2次元性の影響が現れやすさの相違が示されており、実際の橋梁の動的応答特性をより詳細に反
映したモデルに基づく、2方向入力を用いた構造物の耐震性能照査への適用性の検証が今後の課題である。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，丸善，2002。
- 2) 早川涼二，川島一彦，渡邊学歩：水平二方向地震力を受ける単柱式 RC 橋脚の耐震性，土木学会論文集 No.759/I-67，
pp.79-98, 2004.
- 3) 益子直人，睦好宏史，William Tanzo，町田篤彦：仮動的実験を用いた二方向地震力を受ける RC 橋脚の弾塑性
応答性状に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.16, No.2, pp.1271-1276, 1994.
- 4) 後藤芳顯，小山亮介，藤井雄介，小畑誠：2方向地震動を受ける矩形断面鋼製橋脚の動特性と耐震照査法にお
ける限界値，土木学会論文集 A，Vol.65, No.1, pp.61-80, 2009.
- 5) Kawashima, K., Sasaki, T., Kajiwara, K., Ukon, H., Unjoh, S., Sakai, J., Takahashi, Y., Kosa, K., Yabe, M.: Seismic
performance of a flexural failure type reinforced concrete bridge column based on E-defense excitation, 土木学会論文
集 A，Vol. 65, No.2, pp.267-285, 2009.
- 6) 日本建築学会：免震構造設計指針，丸善，1996。
- 7) Gavin, H.P. and Dickinson, B.W.: Generation of uniform-hazard earthquake ground motion, ASCE Journal of Structural
Engineering, Vol.137, No.3, pp.423-432, 2011.
- 8) Grant, D.N.: Response spectral matching of two horizontal ground-motion components, ASCE Journal of Structural
Engineering, Vol.137, No.3, pp.289-297, 2011.
- 9) Montalbetti, J.R. and Kanasewich, E.R.: Enhancement of teleseismic body phases with a polarization filter, Geophys J. R.
Astr. Soc., Vol.21, pp.119-129, 1970.
- 10) Vidale, J.E.: Complex polarization analysis of particle motion, Bull. Seism. Soc. Am., Vol.76, No.5, pp.1393-1405, 1986.
- 11) Bendat, J.S. and Piersol, A.G.: Random Data -Analysis & Measurement Procedures, 3rd ed., Wiley-Interscience, 2000.
- 12) 松田哲夫，鶴飼恵三，和田吉憲，宇野裕恵，松田 宏：免制震すべりシステムを適用した橋梁における支承部
デバイス機能に関する一考察，第 14 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，土木
学会，pp.199-206, 2011.

8. 水道管の耐震設計における地盤の不均一度係数に関する検討

宮島 昌克^{*1}, 七郎丸 一孝^{*2}

8.1 はじめに

近年,埋設管に関する研究や過去の地震被害等から,地盤の不均一性(地盤構成や硬軟の変化域)が高い地域に管路被害が集中することがわかってきている.このことから,地盤の不均一性を考慮した埋設管の耐震検討を行うことが重要であるといえる.表8.1は地中構造物の耐震設計における不均一地盤に対する考え方を比較したものであり,地中構造物では各基準において不均一地盤の定義,対策が定められており,それぞれ異なっている¹⁾.ここでは水道管について検討する.水道施設耐震工法指針・解説2009年度版²⁾(以下,水道施設耐震工法指針)の不均一地盤における設計方法は,原則として動的解析により地盤の変位を算定し検討することとしている.しかし,平面的に広くネットワークを形成している水道管路等では,比較的容易な応答変位法等による静的解析に,不均一度係数を考慮した設計が時間およびコスト面からも重要視されているのが現状である.

水道施設における不均一度係数は,水道施設耐震工法指針において設定されている.これは1978年宮城県沖地震のガス管被害を基に西尾の研究³⁾で設定されたものを用いており,近年の地震に対する適合性を検証する必要がある.また,平成16年新潟県中越地震および平成19年新潟県中越沖地震における管路被害位置について,微地形分類図と被害位置を重ねると,微地形境界部付近に管路被害が集中していることがわかる⁴⁾.そこで,より具体的に不均一度合いを判断するための方法のひとつとして,設計者が容易に入手できる微地形分類図等を用いて,微地形区分の境界部と境界以外の不均一度係数を検討する.

8.2 不均一度係数

8.2.1 水道管路の耐震設計

水道施設耐震工法指針に水道管路の耐震設計計算が記載されている.その中で不均一度係数は管路方向の基準地盤歪みを求める際に用いられる.

基準地盤歪みは一樣地盤(水平方向に地層の変化がない地盤)を地震波動が伝播することを想定しているが,実際に一樣地盤はほとんど存在せず,多くは地層が変化している不均一な地盤である.このような場合は,動的解析等による高度解析を行い,動的変形特性を明らかにし耐震解析を行う必要がある.しかし,水道や下水道等のライフライン施設は,比較的口径が小さく,延長が長いため,全ての不均一地盤において動的解析を行うことは合理的ではない.そのため,設計位置における地盤の不均一さを考慮し,基準地盤歪みを補正する必要がある.具体的には式(8.1)にあるように,管路方向の基準地盤歪みに地盤の不均一度係数を乗ずることで,地盤の不均一さを考慮している.

$$\varepsilon_G = \eta \times \frac{\pi U_k}{L} \quad (8.1)$$

^{*1} 金沢大学理工研究域環境デザイン学系(〒920-1192 金沢市角間町)

E-mail:miyajima@se.kanazawa-u.ac.jp

^{*2} 金沢大学大学院自然科学研究科環境科学専攻博士後期課程(〒920-1192 金沢市角間町)

E-mail:shichiroumaru_kazutaka@kokudonet.co.jp

表 8.1 各基準による地中構造物の不均一地盤に対する取り組み¹⁾

管路種類	基準名	発行者・基準年	不均一地盤に対する取り組み	
			地盤急変部の定義	特性値設定
水道管	水道施設耐震工法指針・解説	(社)日本水道協会・2009	地震動による地盤変位は、動的解析によって用いることを原則としている。水道指針に示される兵庫県南部地震の速度応答スペクトルを用いて、静的解析で地盤の変位、歪みを算定する場合は、地盤の不均一係数を乗じること地盤歪み増幅を考慮する。	不均一度係数を設定
共同溝	共同溝設計指針・同解説	(社)日本道路協会・1986	地盤の固有周期が単調に変化し、かつ200m以内で地盤の固有周期が0.3秒以上となる地盤	地盤条件急変部では割増係数によって断面力を割増す。 $\beta = 1.2\sqrt{\Delta T - 0.3 + 1.0}$ ΔT : 地盤の固有周期の差
下水道管	下水道施設の耐震対策指針と解説	(社)日本下水道協会・2006		ガス導管耐震設計指針からの引用。ただし、増加がわずかであり、地震時の抜け出し量が許容値に対して僅差となった場合のみ考慮する
ガス管	ガス導管耐震設計指針	(社)日本ガス協会・1983	基盤の傾斜角が5%以上の地盤	基盤傾斜地盤のひずみ算定式を導入した。ただし、この式は地盤の水平方向の連成効果は無視し、成層地盤を離散化して得たもの

ここで、 ε_G : 基準地盤歪み (管軸方向)

η : 地盤の不均一度係数

U_K : 管軸上の地盤の水平変位振幅(m)

L : 波長(m)

8.2.2 現在の不均一度係数について

表 8.2 の不均一度係数は、水道施設耐震工法指針において設定されており、水道管の耐震設計時に管軸方向の地盤の不均一性を反映させるため、地盤条件に応じて地盤歪みを補正することが目的である。また、地盤の不均一度係数は 2009 年度版の水道施設耐震工法指針から初めて設定された値であり、西尾の地盤分類の例³⁾を参考に、非常に均一な地盤における σ とその他地盤における σ の比を不均一度係数としている。洪積地盤や均一な沖積地盤では不均一度の程度を均一 (係数 1.0) とし、層厚の変化がやや激しい沖積地盤等では不均一 (係数 1.4) 、河川流域、おぼれ谷等の非常に不均一な沖積地盤では極めて不均一 (係数 2.0) を適用

表 8.2 不均一度係数²⁾

不均一の程度	不均一度係数	地盤条件
均一	1.0	洪積地盤, 均一な沖積地盤
不均一	1.4	層厚の変化がやや激しい沖積地盤, 普通の丘陵宅造地
極めて不均一	2.0	河川流域, おぼれ谷などの非常に不均一な沖積地盤, 大規模な切土・盛土の造成地

している。これらは1978年宮城県沖地震のガス管被害に基づいたものであるため、近年の地震による管路被害との適合性を確認する必要がある。また、不均一度係数は3段階にのみ分類され、設計者の選定によっては、検討結果が大きく左右することとなる。したがって、近年の地震による水道管の被害データと地盤データを用いた解析を行い、現在の不均一度係数に関する検討を行う。

8.3 近年の地震における応答変位法による解析

8.3.1 解析方法

水道管路の耐震設計時には、水道施設耐震工法指針に示される速度スペクトルを用いて、応答変位法によって不均一度係数を見込んで耐震性を検討する。そこで、地震被害が発生した箇所において、設計時に考慮される水道施設耐震工法指針の地震動を用いた地盤ひずみと実被害との差異を確認することとした。

本研究では解析の対象地域を平成16年新潟県中越地震における新潟県小千谷市、長岡市、平成19年新潟県中越沖地震の新潟県柏崎市、刈羽村とする。これらの4つの地域は、近年の地震である2つの地震によって、ライフライン等の水道管の被害が多く発生したことから、本解析の対象地域とした。なお、本研究に用いた地震被害データは(財)水道技術研究センターが厚生労働科学研究費「施設更新の優先度を考慮した地震による被害管路の予測等」⁵⁾で収集、整理したものであり、平成16年新潟県中越地震における小千谷市、長岡市および平成19年新潟県中越沖地震の柏崎市、刈羽村を対象に、被害が継手形式ごとに分類されているものである。

8.3.2 応答変位法による地盤ひずみ

検討対象管路および計算条件は以下のとおりである、

対象管路は平成16年新潟県中越地震および平成19年新潟県中越沖地震によって被害があった管路のうちダクタイル鋳鉄管A形継手(以下、DCIP-A形)とする。

地盤条件の検討には、ほくりく地盤情報システム⁶⁾に登録されたボーリングデータを使用する。

耐震計算手法は、水道施設耐震工法指針の地盤ひずみの算定方法と同様である。

図8.1に被害のあった位置において、ボーリングデータから求めた表層地盤の固有周期と表層地盤の変位量から式(1)を用いて地盤ひずみを算定した結果を示す。

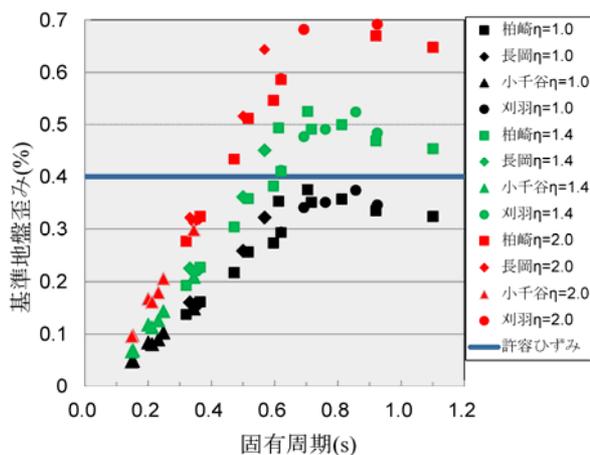


図8.1 被害位置における固有周期と歪みの関係

水道施設耐震工法指針に示されている速度応答スペクトルを用いて不均一度係数を $\eta = 1.0$ とし、地盤ひずみを算定した結果、全箇所 DCIP - A 形の許容ひずみである 0.4% ⁷⁾以下となり、被害が発生しないという結果となった。不均一度係数 $\eta = 1.4$ を選択したと仮定すれば、固有周期 0.6 秒以上の地域では許容ひずみを超える。不均一度係数 $\eta = 2.0$ を選定したと仮定すれば、固有周期 0.4 秒以上では許容ひずみを超え被害が発生するが、それ以下の固有周期では、許容ひずみ以下で被害が発生しないこととなる。これらは、応答変位法に不均一度係数を考慮する検討では、実被害と差が生じており耐震性を過大評価する恐れがあることを示している。

8.4 微地形区分を考慮した検討

地震による水道管路等の継手被害は、地震時の地盤変形が大きい不均一な位置で発生することが多く、地盤条件との関係が深い。そこで、地盤条件を簡易に判別する方法として、設計者が容易に入手できる微地形分類図を用いて微地形区分ごとの不均一性を検討した。平成 18 年「管路の耐震化に関する検討会報告書」⁸⁾においても、微地形分類図を耐震性の判断材料にしており、GIS 等でも利用可能であるので活用範囲は広い。

微地形分類図については、防災科学技術研究所 J-SHIS 表層地盤⁹⁾を使用した。本データは微地形分類図のなかで最も小さいメッシュサイズで整理されており、ホームページからダウンロード可能であり汎用性が高く、全国的に統一の指標で評価できる。

近年の地震被害と不均一度係数について以下の検討対象管路および計算条件において検討した。

対象管路は平成 19 年新潟県中越沖地震によって被害があった柏崎市の管路のうち DCIP - A 形とする。

管径は、本地区の代表値として 150mm を選定した。1 本当り長さを 5.0m とし、 $L = 5.0\text{m}$ とする。DCIP - A 形 150mm の許容変位量¹⁰⁾は $\approx 23\text{mm}$ である。

地盤のばらつき指標である σ について、上記の条件で柏崎市の各微地形ごとの被害率から式(5)、(6)、(7)により算定する。

新潟県中越沖地震による最大加速度¹¹⁾は柏崎市中央町(市街地)において 793.5gal、柏崎市西山町池浦(旧刈羽郡西山町)において 1018.9gal であり、柏崎市内において 2 割程度の差があるが、微地形ごとの σ の比較にあたっては、管路の多くが市街地に埋設されており、最大加速度を 793.5gal で一定として検討する。

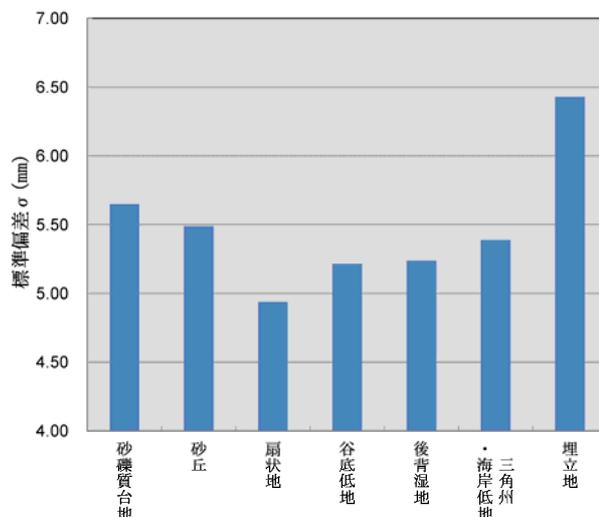


図8.2 微地形区分ごとの σ

柏崎市の微地形ごとの被害率から σ を算定した結果、図8.2で示すように表8.2による“均一から不均一”地盤と想定される砂礫質台地に対して“不均一から極めて不均一”地盤と想定される扇状地の方が σ は小さく、不均一度係数も小さくなることが判断される。これらは、斜面崩壊や旧地形による影響等、他の要因もあると想定されるが、隣接する周辺地盤の微地形や基盤の不整形性等による影響も要因であると考えられる。したがって、微地形等の地盤条件のみでなく、管路位置と隣接する微地形との関係や地盤の固有周期等を踏まえて検討することが望ましいと考えられる。

8.5 微地形境界部の被害率とその傾向

8.5.1 微地形境界部の設定

新潟県中越地震および新潟県中越沖地震における管路被害位置について、図8.3および図8.4に示すように微地形分類図と管路被害位置を重ねると微地形境界付近に管路被害が集中していることがわかる。このため、微地形の境界部に着目し、地形境界部を図8.5に示すように、1つのメッシュに対してその周囲8メッシュのうち、1メッシュでも異なる微地形の場合は微地形境界部として設定した。

8.5.2 微地形境界部と境界以外の被害率の比較

小千谷市、長岡市、柏崎市および刈谷村における管路被害のうち、DCIP-A形とダクトイル鑄鉄管K形継手（以下、DCIP-K形）について、GISを用いて微地形境界および境界以外に仕分けし、図8.6に示すように被害率を算定した。この結果、小千谷市の被害率は、境界部0.3(件/km)に対して、境界以外は0.3(件/km)とほぼ同等であるが、それ以外の地域では境界部の被害率が高くなる傾向があることが明らかとなった。

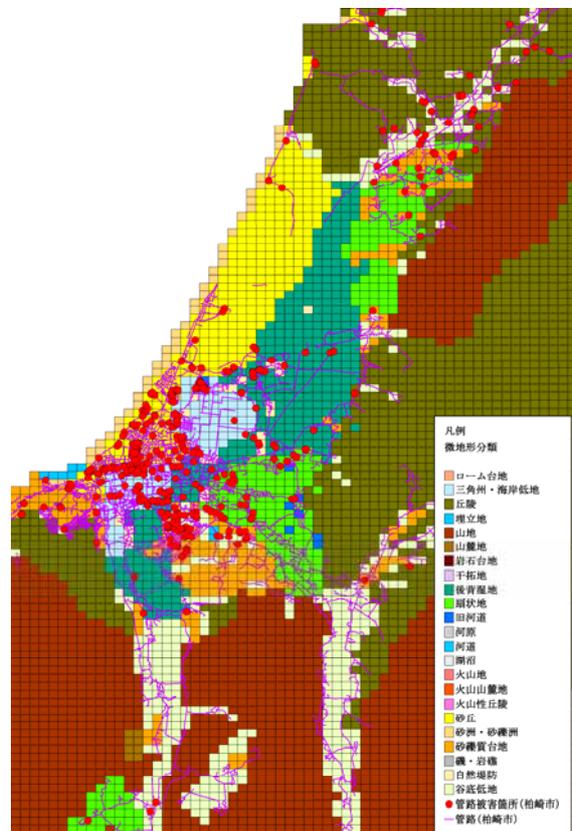
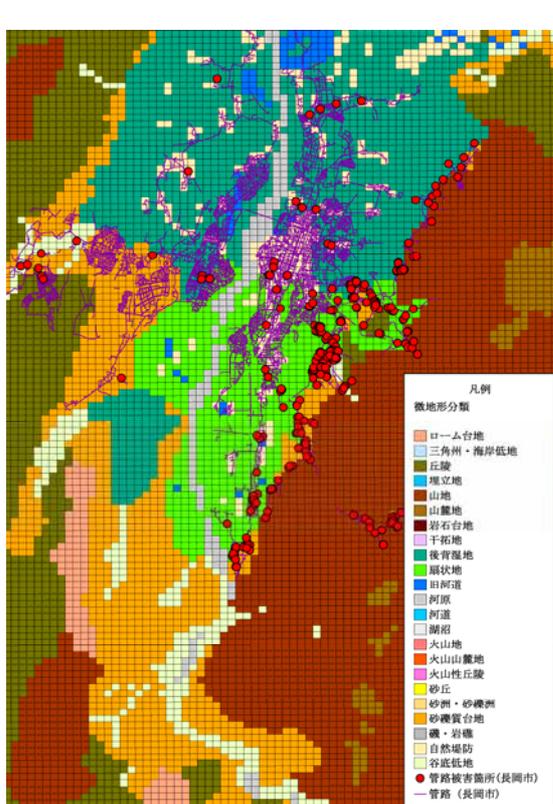


図 8.3 長岡市の被害位置と微地形分類図



図 8.5 微地形境界部の定義

図 8.4 柏崎市の被害位置と微地形分類図

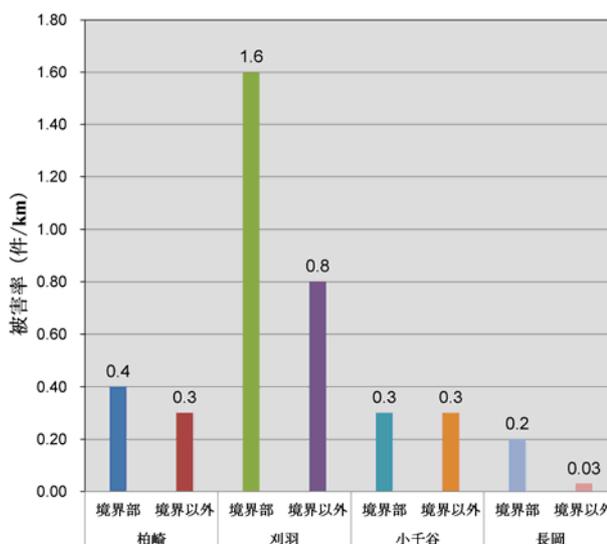


図 8.6 地域別微地形境界と境界以外の被害率比較

表8.4 地域別管路延長

対象地震	地域名	管路延長 (km)			
		DCIP-A		DCIP-K	
		境界部	境界以外	境界部	境界以外
中越地震	小千谷	150.699	57.330	7.473	2.878
	長岡	153.225	80.686	232.725	111.911
中越沖地震	柏崎	107.571	26.820	187.743	37.490
	刈羽	3.705	0.877	26.544	10.196

8.5.3 微地形ごとの境界部と境界以外の被害率

地域ごとに微地形境界部と境界以外の被害率を比較した結果、境界部が高くなる傾向があるため、ここでは各微地形ごとの境界部と境界以外の被害率を比較する。管路延長が短いと被害率の信頼性に欠けることとなるため、対象とした地域は、表 8.4 に示すように新潟県中越地震、新潟県中越沖地震において DCIP-A 形および DCIP-K 形の管路延長が長い長岡市と柏崎市とした。

長岡市および柏崎市の境界および境界以外の被害率を DCIP-A 形および DCIP-K 形に分けて、微地形ごとに算定した。その結果、長岡市では表 8.5 に示すように DCIP-A 形、DCIP-K 形ともに微地形に関係なく境界部での被害率が高いことがわかる。一方、柏崎市でも表 8.6 に示すように「砂丘」と「扇状地」を除き、微地形境界部での被害率が高くなり、境界部で被害率が高くなる傾向があることが明らかである。「砂丘」等では境界部の方が被害率が低くなったが、柏崎市では平成 19 年（2007 年）新潟県中越沖地震水道施設被害等調査報告書（平成 20 年 3 月）¹²⁾より、砂丘、谷底平野等で液状化に伴う被害が発生しているとの報告があり、微地形境界以外の「砂丘」等で被害率が高くなった要因であると考えられる。

表 8.5 長岡市における微地形分類ごとの境界部と境界
以外の被害率

微地形名称	被害率 (件/km)					
	DCIP-A形		DCIP-K形		総計	
	境界	境界 以外	境界	境界 以外	境界	境界 以外
河原	0.000	—	—	—	0.000	—
丘陵	0.110	0.000	1.642	0.000	0.877	0.000
旧河道	0.000	—	0.000	—	0.000	—
後背湿地	0.045	0.000	0.075	0.000	0.064	0.000
砂礫質台地	0.081	0.000	0.256	0.000	0.173	0.000
山地	0.556	0.000	1.072	0.762	1.000	0.715
山麓地	—	—	2.161	—	2.161	—
自然堤防	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
扇状地	0.113	0.000	0.108	0.059	0.110	0.034
谷底低地	0.000	0.000	1.993	—	0.000	0.000

表 8.6 柏崎市における微地形分類ごとの境界部と
境界以外の被害率

微地形名称	被害率 (件/km)					
	DCIP-A形		DCIP-K形		総計	
	境界	境界 以外	境界	境界 以外	境界	境界 以外
丘陵	0.000	0.000	0.223	0.000	0.178	0.000
旧河道	0.000	—	1.579	—	1.013	—
後背湿地	0.521	0.000	0.459	0.157	0.483	0.089
砂丘	0.472	1.004	1.005	1.066	0.631	1.027
砂洲・砂礫洲	0.000	—	0.000	—	0.000	—
砂礫質台地	0.883	0.000	0.377	0.000	0.575	0.000
三角洲・海岸低地	0.561	0.371	0.622	0.000	0.596	0.193
山地	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
山麓地	—	—	0.000	—	0.000	—
自然堤防	0.000	—	0.499	—	0.360	—
扇状地	0.147	0.302	0.312	0.212	0.269	0.236
谷底低地	0.463	0.000	0.345	0.000	0.379	0.000
埋立地	2.288	—	0.000	—	1.499	—

8.5.4 微地形境界と境界以外の不均一度係数

地域別および微地形分類ごとに被害率を比較しても微地形境界部の被害率が高くなる傾向があることから、微地形境界部と境界以外の不均一度係数を検討した。

不均一度係数の検討にあたっては、丘陵、砂礫質台地および山地等の境界部以外の均一で良質な地盤では、被害率が小さくなり、また、柏崎市では管路延長が1.0km未満と短い微地形区分があり、1箇所被害で被害率が2.288(件/km)と高くなる微地形もある。厚生労働省の「管路の耐震化に関する検討会報告書」⁸⁾では、微地形を良い地盤と悪い地盤にわけて扱っているため本研究においても微地形を2種類程度に集約することとした。微地形の区分方法は、表8.7に示すように「K形継手等を有するダクタイル鋳鉄管の耐震適合性地盤判定支援ハンドブック」¹³⁾に示される耐震適合性の有無と同様に、良い地盤「区分」¹⁾と悪い地盤「区分」²⁾に分けた。これよりDCIP-K形では良い地盤で被害が少なく、悪い地盤で被害が多くなる傾向があるため、不均一性の影響が大きく示されると考えた。

検討方法を以下に記す。

不均一度係数の算定にあたっては、西尾の方法³⁾と同様に地域および継手別に標準偏差 σ を算定する。ただし、西尾の検討では、継手の抜け出しに対する検討であることから、被害率は継手の抜け出しのみを対象とした。

管径を150mm、1本当りの長さを5.0mで $L=5.0$ mとした。許容変位量は150mmの継手の抜け出し量の許容値¹⁰⁾であり、DCIP-A形では $\delta=23$ mm、DCIP-K形では $\delta=25$ mmである。

微地形境界部と境界以外における σ の比(境界部/境界以外)を検討した結果、表8.8に示すように良い地盤の「区分」¹⁾では、柏崎市、長岡市における継手別の範囲は1.1~1.4で、地域別平均値が1.15~1.25の範囲であった。悪い地盤「区分」²⁾では、各地域の継手別の範囲が1.0~1.1であり、地域別平均値も1.00~1.10の範囲であった。

これより、微地形境界部と境界以外の不均一度合いの傾向を把握することができ、良い地盤「区分」¹⁾の方が悪い地盤「区分」²⁾より境界と境界以外における σ の比が大きく、地盤の不均一性による影響度合いが

大きいことを示している。

表 8.7 微地形の区分（「K形継手等を有するダクタイ
ル鉄管の耐震適合性地盤判定支援ハンドブ
ック」¹³⁾に追記）

No	微地形分類	判定	検討区分
1	山地	耐震適合性あり	区分①
2	山麓地	耐震適合性あり	区分①
3	丘陵	耐震適合性あり	区分①
4	火山地	耐震適合性あり	区分①
5	火山山麓地	耐震適合性あり	区分①
6	火山性丘陵	耐震適合性あり	区分①
7	岩石台地	耐震適合性あり	区分①
8	砂礫質台地	耐震適合性あり	区分①
9	ローム台地	耐震適合性あり	区分①
10	谷底低地	耐震適合性なし	区分②
11	扇状地	耐震適合性なし	区分②
12	自然堤防	耐震適合性なし	区分②
13	後背湿地	耐震適合性なし	区分②
14	旧河道	耐震適合性なし	区分②
15	三角州・海岸低地	耐震適合性なし	区分②
16	砂州・砂礫州	耐震適合性なし	区分②
17	砂丘	耐震適合性なし	区分②
18	砂州・砂丘間低地	耐震適合性なし	区分②
19	干拓地	耐震適合性なし	区分②
20	埋立地	耐震適合性なし	区分②
21	磯・岩礁	耐震適合性なし	区分②
22	河原	耐震適合性なし	区分②
23	河道	耐震適合性なし	区分②
24	湖沼	耐震適合性なし	区分②

また、表8.8における最も地盤の良い『良い地盤「区分」境界以外』の標準偏差 σ と『良い地盤「区分」境界以外』、『悪い地盤「区分」境界』、『悪い地盤「区分」境界以外』の各 σ について、最大加速度を同一と設定した地域および継手別に式(8.2)から比を算定し、不均一度係数 η を求めた結果を表8.9に示す。

$$= \frac{\text{標準偏差}}{\text{良い地盤「区分」境界以外}} \quad (8.2)$$

各地域、継手別に求めた地盤の不均一度係数 η の結果を平均した結果、表8.9に示すように『良い地盤「区分」境界』における不均一度係数が $\eta=1.05 \sim 1.40$ の範囲で、平均値が1.2と最も大きくなった。良い地盤の微地形境界部の方が周辺微地形との固有周期等の変化が大きいため、不均一度合いが大きくなる傾向があるものと考えられる。

また、長岡市では、DCIP-K形における『良い地盤「区分」境界以外』の「山地」の被害率が0.76(件/km)であり、他の悪い地盤「区分」の微地形の被害率(0.20(件/km)未満)より高いため、不均一度係数が1.00未満になっている。したがって、不均一度係数の数値の大小については、今後も多くのデータの収集、解析が必要である。しかし、微地形の種類と境界か境界以外かを確認すれば、境界部での不均一度合いを判断することが可能で、設計時にも留意することができる。

なお、本検討では、標準偏差を正規分布を用いて被害率から逆算しているため、管路被害がない0.00(件/km)については、管路被害率の最も小さくなった長岡市のDCIP-K形における境界以外の被害率0.014(件/km)より小さい0.01(件/km)として検討した。

表 8.8 微地形境界と境界以外の標準偏差 σ の比（地域および継手別）

微地形区分	地域名	継手	被害率（件/km）		標準偏差 σ		境界/境界以外 (①/②)	境界/境界以外	
			境界	境界以外	①境界	②境界以外		地域別 平均値	範囲
良い地盤 「区分①」	柏崎	A形	0.060	0.010	5.480	4.010	1.37	1.23	1.1~1.4
		K形	0.225	0.092	5.430	5.050	1.08		
	長岡	A形	0.112	0.010	4.710	4.010	1.17	1.15	
		K形	0.407	0.094	5.730	5.050	1.13		
悪い地盤 「区分②」	柏崎	A形	0.387	0.387	5.250	5.250	1.00	1.01	1.0~1.1
		K形	0.380	0.301	5.690	5.570	1.02		
	長岡	A形	0.034	0.010	4.330	4.010	1.08	1.06	
		K形	0.027	0.014	4.630	4.450	1.04		

表 8.9 各地盤の不均一度係数

地域名	継手	標準偏差 σ				不均一度係数 η			
		悪い地盤「区分②」		良い地盤「区分①」		悪い地盤「区分②」		良い地盤「区分①」	
		A:境界	B:境界以外	C:境界	D:境界以外	A:境界 (A/D)	B:境界以外 (B/D)	C:境界 (C/D)	D:境界以外 (D/D)
柏崎	A形	5.250	5.250	5.480	4.010	1.31	1.31	1.37	1.00
	K形	5.690	5.570	5.430	5.050	1.13	1.10	1.08	1.00
長岡	A形	4.330	4.010	4.710	4.010	1.08	1.00	1.17	1.00
	K形	4.630	4.450	5.730	5.050	0.92	0.88	1.13	1.00
範囲		—	—	—	—	0.90~1.35	0.85~1.35	1.05~1.40	1.00
平均値		—	—	—	—	1.1	1.1	1.2	1.0

8.6 微地形区分境界における地盤ひずみの検討

8.6.1 検討概要

管路被害率を基に、微地形区分における良い地盤と悪い地盤の境界部と境界以外の不均一性の検討を行った結果、良い地盤の微地形境界部で地盤の不均一性が高いことが明らかとなった。不均一度係数は静的解析による地盤歪みに乗じて実際の地盤歪みを推定するため、動的解析による地盤歪みと静的解析による地盤歪みを比較し、微地形の種類や境界条件による違いを確認することとした。ここでは、近年の地震で多くの管路被害が発生した平成16年新潟県中越地震における小千谷市、長岡市と平成19年新潟県中越沖地震における柏崎市、刈羽村を対象とし、ダクタイル鋳鉄管の被害位置において地盤モデルを構築し、水道施設耐震工法指針と同方法で1次元の応答変位法による解析と2次元動的解析を行う。

解析位置を微地形区分と管路被害位置を考慮し抽出し、微地形分類図は防災科学技術研究所 J-SHIS 表層地盤⁹⁾を使用した。また、管路被害データは前述と同様に（財）水道技術研究センターが厚生労働科学研究費補金「施設更新の優先度を考慮した地震による被害管路の予測等」で収集、整理したものである。

本研究における解析位置は小千谷市(図 8.7)、長岡市(図 8.8)、柏崎市(図 8.9)、図 8.10 および刈羽村(8.10)において、管路被害があり周辺に基盤面が明確であるボーリングデータがある箇所とし、微地形の種類、境界条件を踏まえ表 8.10 のとおり 12 ケース抽出した。なお、ボーリングデータは前述と同様に、ほくりく地盤情報システム⁸⁾を用いて抽出した。

表 8.10 解析位置一覧

Case	微地形区分	境界条件	地域名	微地形名称	解析ボーリングデータ
1-1	悪い地盤	境界	柏崎	後背湿地	56380436003
1-2			刈羽	谷底低地	56381542001
1-3			刈羽	砂丘	E-h-3
2-1	良い地盤	境界	小千谷	砂礫質台地	Y-a-17
2-2			長岡	砂礫質台地	V-c-17
2-3			柏崎	砂礫質台地	柏崎NO3
3-1	悪い地盤	境界	柏崎	三角州・海岸低地	No123+05
3-2			柏崎	扇状地	F-H-26
3-3			刈羽	後背湿地	D-I-80
4-1	良い地盤	境界以外	小千谷	砂礫質台地	Y-a-6
4-2			小千谷	砂礫質台地	55387653001
4-3			小千谷	砂礫質台地	Y-a-21

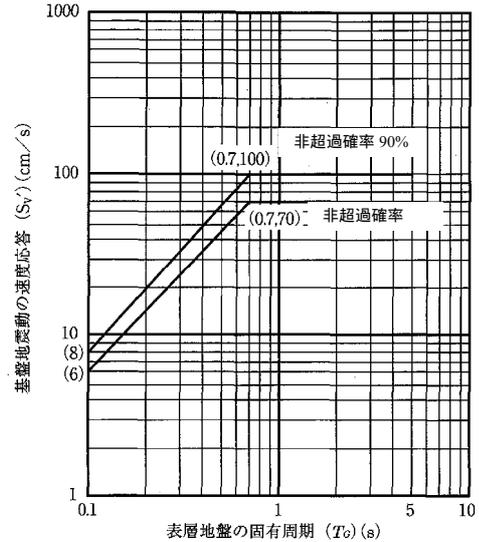


図 8.11 水道施設耐震工法指針における設計用速度応

8.6.2 静的解析による検討

水道施設耐震工法指針の応答変位法による解析では、表層地盤の変位量から地盤歪みを式(8.1)のとおり求める。静的解析によって既設埋設管の耐震性照査や、新設の埋設管の耐震設計を行う場合は、設計位置近傍のボーリングデータを用いて、応答変位法によって基準地盤歪みを算定する。本研究においても、管路被害位置の近傍で同じ種類の微地形区分にあるボーリングデータを用いて、基準地盤歪みを算定する。

応答変位法による地盤歪み算定時の解析条件は以下のとおりである。

析位置は、図8.7から図8.10における管路被害近傍のボーリング位置で、表8.10に示すように管路被害位置と同じ種類の微地形区分にあるものとした。境界条件が境界以外の場合においては、管路被害位置に近く基盤面が明確なボーリングデータを選定した。

ボーリングデータを用いて、水道施設耐震工法指針に示される方法でN値よりせん断波速度 V_s を推定し、固有周期を算定した。

路の設置深さは1.5mとした。

耐震計算手法は、水道施設耐震工法指針の基準地盤歪みの算定方法と同様であり、速度応答スペクトルも図8.11の水道施設耐震工法指針に示されるものを用いた。

表8.11にボーリングデータから算定した固有周期と応答変位法により求めた基準地盤歪みの解析結果を示す。実際の設計には、これらの値に不均一度係数を乗じて、設計上の基準地盤歪みとする。

これらの結果より、CASE4-1のように良い地盤の微地形区分内であっても種地盤となり、当然ではあるが微地形区分だけで地盤構成や固有周期を特定することができないことを示している。しかし、その他の多くでは、悪い地盤では種地盤となり、良い地盤では種地盤または種地盤となっている。したがって、悪い地盤の地盤歪みは、地盤が軟らかく固有周期も大きいことから、地盤歪みは大きく、良い地盤では固有周期も小さく、地盤歪みも小さくなる結果となった。

表 8.11 応答変位法による地盤歪み

CASE	微地形分類	表層地盤の固有周期 (s)	固有周期に対応する地盤種別	高層地盤の速度応答スペクトル (cm/s)	管軸位置の地盤の水平振幅 (レベル2) (mm)	波長 (m)	基準地盤歪み (レベル2) (%)
1-1	後背湿地	1.056	Ⅲ	100	213.6	210.5	0.319
1-2	谷底低地	1.032	Ⅲ	100	208.7	200.3	0.327
1-3	砂丘	1.688	Ⅲ	100	341.8	332.7	0.536
2-1	砂礫質台地	0.268	Ⅱ	28	14.7	52.6	0.088
2-2	砂礫質台地	0.304	Ⅱ	32	19.3	60.8	0.099
2-3	砂礫質台地	0.340	Ⅱ	45	30.4	65.9	0.157
3-1	三角洲・海岸低地	1.944	Ⅲ	100	393.7	385.1	0.321
3-2	扇状地	1.500	Ⅲ	100	303.7	310.2	0.308
3-3	後背湿地	1.044	Ⅲ	100	211.1	200.6	0.331
4-1	砂礫質台地	0.836	Ⅲ	100	168.6	141.1	0.375
4-2	砂礫質台地	0.176	I	18	5.9	33.8	0.055
4-3	砂礫質台地	0.092	I	8	1.1	18.1	0.019

8.6.3 動的解析による検討

微地形境界部で管路被害率が高くなることに着目し、250mメッシュの微地形分類図を活用することを前提とし、微地形の種類、境界条件を踏まえ、図8.7から図8.10におけるCASE1-1からCASE4-3の位置において、微地形区分内のボーリングと隣接する微地形区分のボーリングによる2地点の標高、地層から土質断面図を作成しモデル化した。土質断面図は、2点のボーリングから同地層を直線で補間しており、2点のボーリング間における地層の変化は考慮していない。

モデル例として、CASE1-1、CASE2-1、CASE3-1、CASE4-1における断面図を図8.12から図8.15に示す。モデル幅は傾斜部およびその周辺に境界の影響がなく極力大きな幅を確保し、ボーリング間距離に水平な100mの幅を両側に加えた。物性値における単位体積重量は設計要領「道路編」¹⁴⁾を参照し、ポアソン比は0.45とした。せん断波速度 V_s は、N値から水道施設耐震工法指針を参考に推定した。

なお、このモデル図は2地点のボーリングデータから同じ地層を直線で結んだモデルであり、実際の地盤ではより複雑な地形、地層となる可能性があることから、実際よりも小さな地盤歪みを考えていることになる。

解析条件は以下のとおりである。

析手法は2次元線形有限要素法とした。

数値解析法はNewmark β 法 ($\beta = 1/4$) による直接積分法とした。

析時間0.005sec、応答解析時間30sec、計6000ステップとした。

界条件として、側方境界は鉛直方向を固定、水平方向を自由とし、底面境界(工学的基盤面)は固定とした。

入力地震動は道路橋示方書耐震設計編¹⁵⁾に示されるType211(図8.16参照)とした。

メッシュ幅は水平方向2mまたは3m、鉛直方向を1mまたは2mを標準とした。

析プログラムは、汎用ソフトであるSoilPlus¹⁶⁾を用いた。

CASE1-1からCASE4-3の12とおりの地盤、境界条件に対して動的解析を行い、管路被害に影響を及ぼす軸方向の地盤歪みを解析した。軸方向の地盤歪み分布図のうち、結果の例としてCASE1-1、CASE2-1、CASE3-1、CASE4-1の歪み分布を図8.17から図8.20に示す。この結果より、ボーリング位置付近で歪みが大きくなっているのは、2点のボーリング間は傾斜地盤であるが、ボーリング位置からは両端は、地形を水平にモデル化しており、ボーリング位置で地形に変化があるためである。

応答変位法で算定した地盤歪みは、例えば図8.21に示される微地形区分A内のボーリングデータで地盤歪みを算定した場合は、微地形区分A内における地盤歪みの代表値を示していることとなる。応答変位法で求めた地盤歪みと動的解析の結果を比較するため、動的解析による地盤歪みは、微地形区分A内における地盤歪

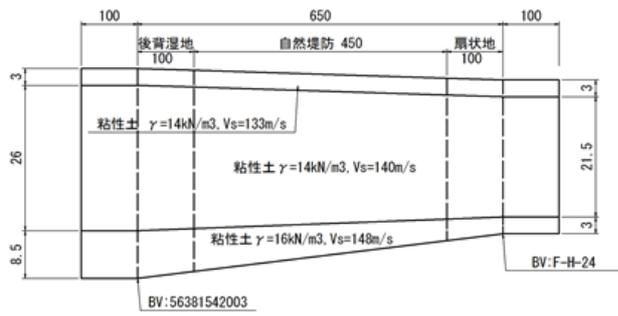


図 8.12 CASE1-1 の解析断面図(単位:m)

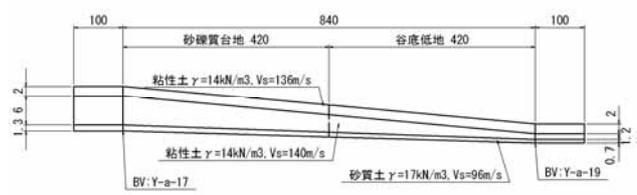


図 8.13 CASE2-1 の解析断面図(単位:m)

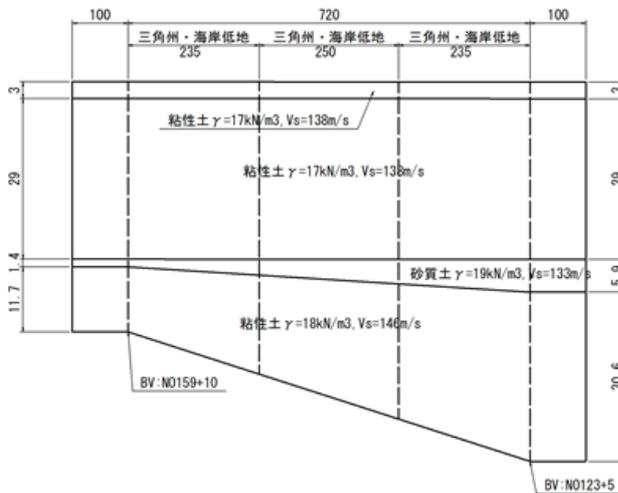


図 8.14 CASE3-1 の解析断面図(単位:m)

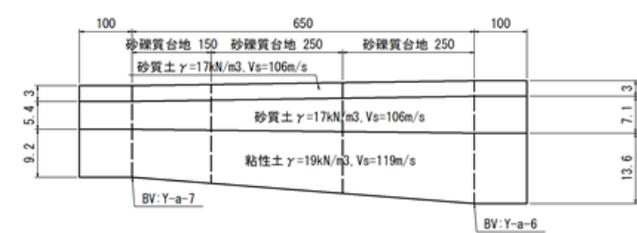


図 8.15 CASE4-1 の解析断面図(単位:m)

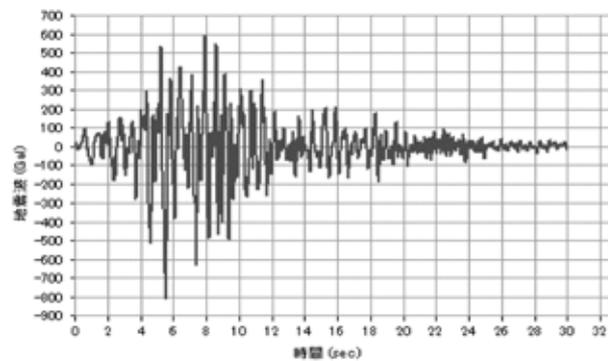


図 8.16 加速度波形

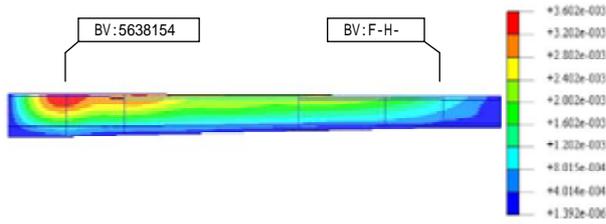


図 8.17 CASE1-1 軸方向地盤歪み分布

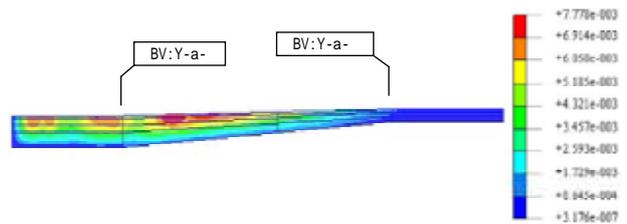


図 8.18 CASE2-1 軸方向地盤歪み分布

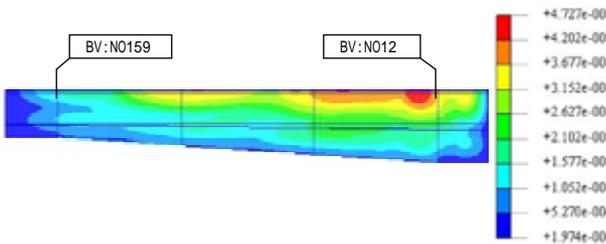


図 8.19 CASE3-1 軸方向地盤歪み分布

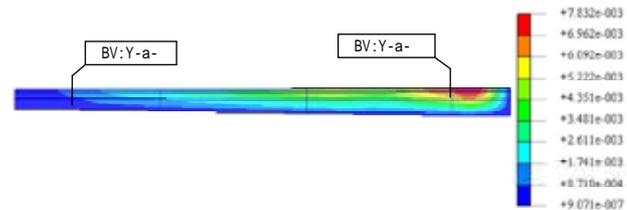


図 8.20 CASE4-1 軸方向地盤歪み分布

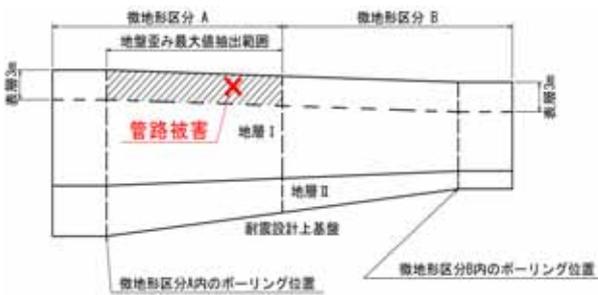


図 8.21 動的解析地盤歪み抽出範囲

表 8.12 動的解析による軸方向地盤歪み

case	微地形区分	境界条件	微地形名称	表層3m以浅微地形内の軸方向地盤歪み最大値 (%)	軸方向地盤歪み最大値の算術平均値 (%)
1-1	悪い地盤	境界	後背湿地	0.360	0.468
1-2			谷底低地	0.776	
1-3			砂丘	0.269	
2-1	良い地盤	境界	砂礫質台地	0.121	0.346
2-2			砂礫質台地	0.343	
2-3			砂礫質台地	0.574	
3-1	悪い地盤	境界	三角洲・海岸低地	0.473	0.460
3-2			扇状地	0.595	
3-3			後背湿地	0.311	
4-1	良い地盤	境界以外	砂礫質台地	0.705	0.273
4-2			砂礫質台地	0.075	
4-3			砂礫質台地	0.038	

みの最大値を抽出した。また、一般的に水道管路の埋設深さは3m以浅程度であることから、地表から3m以内の最大値とした。

表8.12に示すように、動的解析により、管路被害があった微地形区分における表層3m以浅の最大軸方向歪みを抽出した結果、最大軸方向地盤歪みの平均値が示すように悪い地盤の方が地盤歪みは大きくなり、また、境界部の方が地盤歪みは大きくなる傾向はあった。しかし、各CASEによっては異なる傾向もあり、微地形の種類や境界条件だけでなく、地形、地盤の急変の度合いが地盤歪みに影響を及ぼしていると考えられる。

8.6.4 静的解析と動的解析の対比

水道施設耐震工法指針では、静的解析時には応答変位法で求めた地盤歪みに不均一度係数を乗じることで基準地盤歪みとしていることから、表8.13に示すように各CASEごとに静的解析による地盤歪みと動的解析による地盤歪みの比Cを式(8.3)のとおり設定した。なお、地盤歪み比Cは、微地形の種類や境界条件等による違いの傾向を定性的に把握することを目的とし、水道施設耐震工法指針等に示される設計時に用いられる速度応答スペクトルと地震波による地盤歪みを対比しているため、不均一度係数としての定量的な評価はできない。

表 8.13 静的解析と動的解析による地盤歪みの対比

CASE		1-1	1-2	1-3	2-1	2-2	2-3	3-1	3-2	3-3	4-1	4-2	4-3
微地形分類		後背湿地	谷底低地	砂丘	砂礫質台地	砂礫質台地	砂礫質台地	三角州・海岸低地	扇状地	後背湿地	砂礫質台地	砂礫質台地	砂礫質台地
		悪い地盤 境界部			良い地盤 境界部			悪い地盤 境界以外			良い地盤 境界以外		
静的	表層地盤の固有周期 (s)	1.056	1.032	1.688	0.268	0.304	0.340	1.944	1.500	1.044	0.836	0.176	0.092
	地盤の固有周期に対応する地盤種別	III	III	III	II	II	II	III	III	III	III	I	I
	基地地震動の速度応答スペクトル (cm/s)	100	100	100	28	32	45	100	100	100	100	18	8
	管軸位置の地盤の水平振幅 (レベル2) (mm)	213.6	208.7	341.8	14.7	19.3	30.4	393.7	303.7	211.1	168.6	5.9	1.1
	波長 (m)	210.5	200.3	332.7	52.6	60.8	65.9	385.1	310.2	200.6	141.1	33.8	18.1
	①基準地盤歪み ϵ_G (レベル2) (%)	0.319	0.327	0.536	0.088	0.099	0.157	0.321	0.308	0.331	0.375	0.055	0.019
動的	②表層3.0m以浅 同微地形内最大ひずみ ϵ_G' (%)	0.360	0.776	0.269	0.121	0.343	0.574	0.473	0.595	0.311	0.705	0.075	0.038
地盤歪み比 (②動的 ϵ_G' / ①静的 ϵ_G) C		1.13	2.37	0.50	1.38	3.46	3.66	1.47	1.93	0.94	1.88	1.36	2.00
地盤歪み比C範囲		0.50~1.13			1.00~3.66			0.94~1.93			1.36~2.00		
地盤歪み比C平均値		1.33			2.83			1.45			1.75		

$$C = \frac{G'}{G} \quad (8.3)$$

ここで、 C ：地盤歪み比

ϵ_G' ：被害地点近傍のボーリングデータがある微地形区分内の最大地盤歪み（動的解析）

ϵ_G ：被害地点近傍のボーリングデータを用いた地盤歪み（静的解析）

各CASEの解析結果を基に、良い地盤および悪い地盤等の地盤条件と境界条件ごとに地盤歪み比 C を整理した。その結果、地盤歪み比 C の平均値は、表8.13に示すように悪い地盤に比べ良い地盤の方が大きくなり、良い地盤の微地形境界部が最も大きくなった。良い地盤における動的解析による地盤歪みは、悪い地盤より小さいが、地盤歪み比 C は、大きくなる傾向があることがわかった。また、境界条件による違いについて、良い地盤では境界部の方が地盤歪み比 C は大きくなったが、悪い地盤では境界以外の方が大きく、境界条件による違いは明確ではない。図8.14、図8.15に示すCASE3-1、CASE4-1の断面図でわかるように、微地形境界以外でも隣接する微地形との基盤までの深さは異なり不均一な地盤であるといえる。したがって、地盤の固有周期等の動特性の変化を踏まえた検討が必要と考えられる。

動的解析の土質断面図に用いた隣接した微地形区分にある2地点のボーリングデータより表層地盤の固有周期を算定した。算定の方法は、水道施設耐震工法指針に示される方法とし、 N 値からせん断波速度 V_s を推定し、固有周期を求めた。また、地盤の動特性の変化が不均一度係数に影響を与えるものと考えられるため、固有周期の距離当たりの変化を求め、その結果を表8.14に示す。これらより、固有周期の変化と地盤歪み比 C の関係について、良い地盤と悪い地盤にわけて整理した結果が図8.22である。

この結果、良い地盤、悪い地盤とも周辺地盤に対して固有周期の距離当たりの変化が大きくなるほど地盤歪み比 C が大きくなることが明らかとなった。また、固有周期が同程度変化した場合、良い地盤の方が、悪い地盤より地盤歪み比 C が大きくなることがわかった。

静的解析時には図8.11の水道施設耐震工法指針に示される速度応答スペクトルを用いており、良い地盤の場合は基準地盤歪みが小さくなり、動的解析による歪みとの比が大きくなったものと思われる。通常の設計においても水道施設耐震工法指針による速度応答スペクトルを用いるため、同様の結果となることが想定される。

表 8.14 固有周期の変化と静的解析，動的解析による地盤歪み比

CASE	1-1	1-2	1-3	2-1	2-2	2-3	3-1	3-2	3-3	4-1	4-2	4-3
微地形分類	後背湿地	谷底低地	砂丘	砂礫質台地	砂礫質台地	砂礫質台地	三角州・海岸低地	扇状地	後背湿地	砂礫質台地	砂礫質台地	砂礫質台地
	悪い地盤 境界部			良い地盤 境界部			悪い地盤 境界以外			良い地盤 境界以外		
①表層地盤の固有周期 (s)	1.056	1.032	1.688	0.268	0.304	0.340	1.944	1.500	1.044	0.836	0.176	0.092
地盤歪み比 (動的 ε_d / 静的 ε_s) C	1.13	2.37	0.50	1.38	3.46	3.66	1.47	1.93	0.94	1.88	1.36	2.00
隣接微地形	ボーリング間距離 (m)	650	610	700	840	670	800	720	500	600	650	500
	ボーリング名称	F-h-24	D-l-1	E-h-4	56381542001	V-c-12	F-h-59	N0159+10	F-H-26 (F-H-46)	D-h-1	Y-a-7	55387653002
	微地形分類	自然堤防	砂礫質台地	後背湿地	谷底低地	扇状地	後背湿地	三角州・海岸低地	扇状地	後背湿地	砂礫質台地	砂礫質台地
	②表層地盤の固有周期 (s)	0.780	0.412	1.292	0.112	0.804	1.268	1.296	0.760	0.808	0.628	0.296
	地盤の固有周期に対応する地盤種別	Ⅲ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅰ	Ⅲ	Ⅲ	Ⅲ	Ⅲ	Ⅲ	Ⅲ	Ⅱ
固有周期差 (①-②) (s)	0.276	0.620	0.396	0.156	0.500	0.928	0.648	0.740	0.236	0.208	0.120	
固有周期変化率 (1km当たり固有周期差) (s/km)	0.425	1.016	0.566	0.186	0.746	1.160	0.900	1.480	0.393	0.320	0.240	

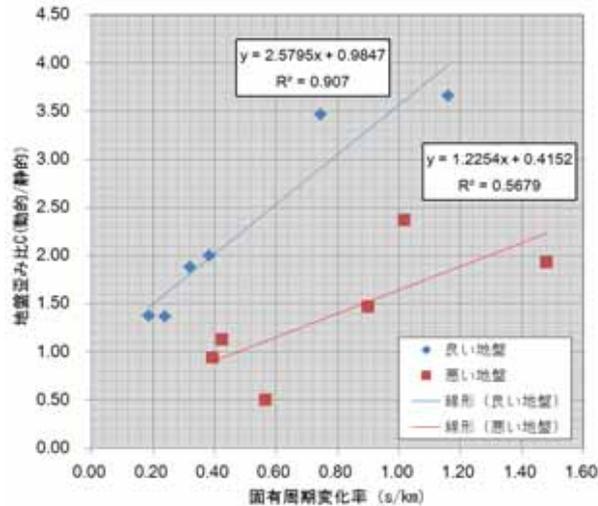


図 8.22 固有周期の変化と地盤歪み比 C の関係

水道施設耐震工法指針において，静的解析により基準地盤歪みを求める際は，表8.2に示すように平坦ではない地形を除き，洪積地盤における不均一度係数は1.0としている．しかし，洪積地盤等の良い地盤では固有周期等の地盤の動特性の変化に対して，地盤歪み比Cが大きくなる．したがって，水道管路の埋設位置における地盤だけで判断するのではなく，微地形分類図における微地形境界部および既往のボーリングデータ等から固有周期の変化が大きい位置等では，「不均一」または「極めて不均一」の係数を採用する必要がある．また，悪い地盤においても固有周期が大きく変化するほど，地盤歪み比Cが大きくなっているため，定性的であるが不均一度係数が大きくなるといえる．表8.14より微地形境界部の場合，固有周期の変化が大きいのとは言い難いが，一般に微地形境界部は地形等が変化していることが多いため，固有周期等の変化も大きくなり，微地形境界部での管路被害も多くなるものと思われる．

8.7 まとめ

本章では、埋設管のひとつである水道管を対象に耐震検討を行う上での地盤の不均一度係数について検討することを目的として、近年の地震である平成16年新潟県中越地震と平成19年新潟県中越沖地震における被害事例から、現行の不均一度係数の検証を行うとともに、微地形区分の境界部に着目した検討を行った。この結果、次の事項が明らかになった。

- (1) 現行の水道施設耐震工法指針における不均一度係数では、不均一度係数の選択によっては、計算結果が許容ひずみ以下となり実被害と差があり、耐震性を過大評価し危険側に判定することもある。
- (2) 地盤変形等の影響を考慮するため、地盤条件等の情報を簡易に取り込むことができる微地形分類図を用いて微地形区分ごとの不均一度を検討した結果、微地形分類だけでは不均一度係数の設定が困難であることが明らかとなった。
- (3) 微地形分類図を用いて、1つのメッシュに対して周囲8メッシュに異なる微地形がある場合を微地形境界部とした場合、境界部と境界以外の被害率を比較した結果、微地形境界部の被害率が高くなる傾向があることが明らかとなった。そのため、微地形の境界部であるか、境界以外であるかを把握することで、地盤の不均一性を判断するひとつの指標となることがわかった。
- (4) 微地形境界部と境界以外の比を算定した結果、良い地盤「区分」では1.1~1.4程度で、悪い地盤「区分」では1.0~1.1程度であった。いずれも、良い地盤の比の方が大きくなることがわかった。また、各地盤の不均一度係数について、長岡市および柏崎市で算定し、平均した結果、『良い地盤「区分」境界』の不均一度係数が最も大きくなり、良い地盤の境界部において不均一度合いが大きくなる傾向があることが明らかとなった。
- (5) 良い地盤、悪い地盤の微地形境界部および境界以外における地盤歪み比 C の平均値では、良い地盤の境界部が最も大きくなり、良い地盤の境界部で不均一度係数が大きくなる傾向があることが明らかとなった。
- (6) 地盤の急変度合いを示す固有周期の変化率と地盤歪み比 C との関係を検討した結果、固有周期の変化が大きい場合は地盤歪み比 C が大きくなることが明らかとなった。
- (7) 良い地盤と悪い地盤の地盤歪み比 C を比較した結果、固有周期が同程度変化した場合、良い地盤の方が地盤歪み比 C が大きくなることがわかった。したがって、静的解析で求まる地盤歪みについて、良い地盤では地盤の不均一に伴い固有周期が変化すると、地盤歪みが大きく変化するといえる。
- (8) 洪積地盤等の良い地盤では、固有周期等の地盤の動特性の変化に対して地盤歪み比 C が大きくなるため、微地形分類図による微地形境界部や固有周期の変化が大きい位置では、不均一または極めて不均一の係数を採用する必要がある。
- (9) 悪い地盤においても固有周期が大きく変化するほど、地盤歪み比 C が大きくなり、定性的であるが不均一度係数も大きくなる。

これまで地形分類図および微地形分類図の境界条件に着目して不均一度係数を検討した研究はないが、本研究において、微地形の種類に応じて固有周期の変化と地盤歪み比 C の関係を示すことで、不均一度係数を設定する際のひとつの指標が得られたと考えている。しかしながら、本研究では静的解析の速度応答スペクトルおよび動的解析における地震波は、設計時に用いられる一般的に公開されているものであり、また、動的解析における地盤断面図も2地点のボーリングデータを基に地層線を直線的に推定しているため、不均一度係数として定量的に評価されていない。そのため、今後は、現地に対応した地盤モデルを構築し、定量的に不均一度係数を明らかにしていく必要があると考えている。

参考文献

- 1) 鈴木猛康：ローカルサイトエフェクトを考慮した設計の現状と今後の方向性，第 26 回地震工学研究発表会論文集，パネルディスカッション，pp.71-74，2001．
- 2) 社団法人日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説 2009 年度版，総論，p.75，2009．
- 3) 西尾宣明：埋設管の地震時被害率予測法に関する一提案，土木学会論文報告集，No.316 号，pp.1-9，1981．
- 4) 長谷川浩一・酒井久和・若松加寿江・佐藤忠信：GIS を用いた新潟県中越地震における水道管の被害分析，GIS - 理論と応用，Vol.13，No.2，pp.41-49，2005．
- 5) 財団法人水道技術研究センター：地震による水道管路被害予測の手引き，2011
- 6) ほくりく地盤情報システム，
<http://www.jiban.usr.wakwak.ne.jp/>(2010年12月20日閲覧)．
- 7) 社団法人日本水道協会：1995年兵庫県南部地震による水道管路の被害と分析，pp.170-174，1996．
- 8) 厚生労働省：平成18年管路の耐震化に関する検討会報告書，2007．
- 9) 防災科学技術研究所 HP：J-SHIS 表層地盤微地形区分，<http://www.j-shis.bosai.go.jp/> (2009年7月20日閲覧)．
- 10) ダクタイル管路の耐震設計について，日本ダクタイル協会，pp.14，1997．
- 11) 気象庁，
http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/kyoshin/jishin/070716_chuetsu-oki/index2.html(2011年8月1日閲覧)
- 12) 厚生労働省：平成19年(2007年)新潟県中越沖地震水道施設被害等調査報告書，p.37，2007
- 13) 財団法人水道技術センター：K形継手等を有するダクタイル鋳鉄管の耐震適合性地盤判定支援ハンドブック pp.5-11，2011．
- 14) 国土交通省北陸地方整備局：設計要領[道路編]，2006．
- 15) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2002．
- 16) 地盤・浸透・耐震統合解析システムSoilPlus，伊藤忠テクノソリューションズ株式会社，2007．

9. 軟弱・基盤面不整形地盤の地震時のひずみと被害発生管路との関係

鎌田 泰子^{*1}

9.1 はじめに

日本の北部、特に北海道では、有機物質が分解より早い速度で生産されて植物遺体が分離不完全なまま堆積・形成された泥炭地が広がっている。泥炭は、石炭の成長過程の最初の段階にあるものと考えられ、炭素の含有率が低く、含水量も多い。北海道では、石狩平野や道北の留萌支庁、道東の釧路、根室支庁に泥炭が広く堆積している¹⁾。泥炭地では水はけが悪いだけでなく、軟弱な地盤であるため、地震時には、宅地の不等沈下などが引き起こされ住宅や地中管路に被害が出やすい。林ら²⁾による泥炭の動的変形特性に関する研究では、等価せん断剛性比とせん断ひずみの関係は、有効拘束圧ならびに過圧密比の違いに関係なく、ほぼ同じ非線形性があることが示されている。さらに、せん断ひずみが0.1%以下では、ほぼ一定の等価せん断剛性比や減衰率を示すが、1%を超えると急激に等価せん断剛性比が低下し、減衰率が大きくなることも示されている。北海道で、頻繁に地震が発生していることを勘案すると、泥炭地盤によって増幅された地盤震動が住宅や地中管路に与える影響を検討していくことは重要である。しかし、泥炭地でも宅地造成が進み、軟弱な泥炭地盤の堆積分布やその地盤震動特性は十分に明らかにされていないのが現状である。

本研究では北海道浦河郡浦河町を対象にして、この地域の泥炭地盤の震動特性を分析し、地震時に管路に与える影響について検討する。浦河町では、1982年浦河沖地震や2003年十勝沖地震で建物被害だけでなく水道管路にも被害が発生している。これらの管路被害分布を把握するとともに、表面波探査によって地盤構造とせん断波速度を推定することにより、簡易手法によって地盤ひずみを算定し、泥炭地盤の震動特性を分析してきた³⁾。本研究では、より詳細に泥炭地盤での地盤ひずみを評価するために、有限要素法で表層の地盤応答を解析し、管路被害と比較することで、泥炭地盤の地盤震動特性を明らかにする。

9.2 浦河沖地震、十勝沖地震における浦河町の管路被害

9.2.1 1982年浦河沖地震における水道管路被害

浦河沖地震は、昭和57年(1982年)3月21日午前11時32分に北海道日高支庁浦河町の南西20km沖合(北緯42度1分、東経142度6分)、深さ10kmで発生した地殻内地震で、マグニチュードは7.3であった。

浦河沖地震時の浦河町の水道施設は、町の大部分の地域を受け持つ1つの上水道と3つの簡易水道があった。上水道の管路の70%弱が塩化ビニル管であり、20%強が石綿管であった。それ以外に、铸铁管と鋼管が敷設されていた。

地震による管路被害は上水道に集中しており、被害箇所数は上水道で152カ所、簡易水道全部で9カ所であった。上水道管路被害の内訳は、給水管107カ所、配水管43カ所、送水管2カ所であった⁴⁾。上水道の管種管径別の被害に着目すると、75mm以下のものが圧倒的に多く138カ所ある。被害の特徴として、給水管も含めて塩化ビニル管に104カ所と多数の被害が生じた。配水管では石綿管の被害が甚大で、計23カ所発生した。昭和37年頃に埋設された石綿配水管は地盤変状に追従できずに直管部やカラージョイント部で破損した。

図-9.1は高田・上野⁴⁾の送水管・配水管路網・被害箇所の図をGISでデジタル化し、標高分布⁵⁾と北方建築総合研究所⁶⁾が示す泥炭地盤分布を重ねて示したものである。図-9.1の範囲は浦河町の市街地であり、上水道の管路網分布の大部分である。図の左側から向別川、ウロコベシ川、乳呑川が流れており、向別川と乳呑

^{*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

川の河口には泥炭地盤が広がる。全被害 152 カ所中 86 カ所（配水管では全 43 カ所中 19 カ所）の被害が発生した浦河町東部の東町（乳呑川の河口周辺）は、両側泥岩に囲まれた泥炭地および河川氾濫原で、道路の亀裂沈下が至る所で見られ、水道管被害の大部分の原因は地盤変状によるものと考えられる。また、泥炭がない浦河町中部の旭町（ウロコベシ川の河口周辺）でも多くの被害が見られる。西部の堺町での被害は全て石綿管によるものであり、泥炭による軟弱地盤と脆弱管路が大きな被害要因と考えられる。

浦河沖地震における管路被害率を表-9.1 に示す。管路被害率の算出は図-9.1 に示した市街地の範囲のみで算出した。表中の泥炭地は図-9.1 の泥炭地の範囲を示す。泥炭以外の地盤に対する泥炭地盤の管路被害率の比は 2.2 倍であり、管種によっても塩化ビニル管でその比は 1.9 倍と高く、石綿管で 2.4 倍になっている。泥炭地盤とその他の地盤では管種ごとに被害率の多寡に差があるが、総じて泥炭地盤での被害率が高く、泥炭地盤が被害を増大させる要因になっていると考えられる。

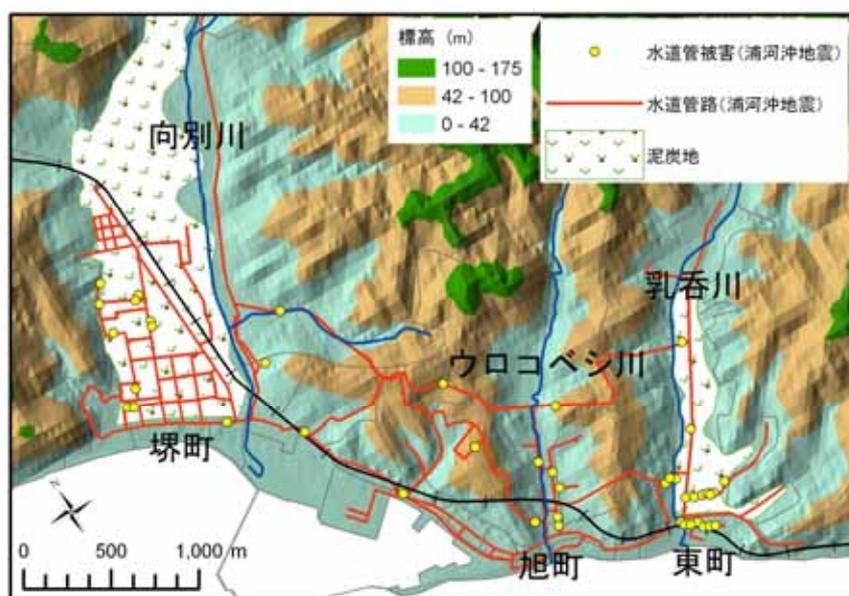


図-9.1 浦河沖地震時の送水管・配水管被害⁴⁾

表-9.1 浦河沖地震時の管路被害率

	管路延長(km)	被害件数	被害率(件/km)
泥炭地	11.1	18	1.62
それ以外の地盤	34.2	25	0.73
	45.3	43	0.95

9.2.2 2003 年十勝沖地震における水道管路被害

2003 年十勝沖地震は、平成 15 年（2003 年）9 月 26 日午前 4 時 50 分に北海道襟裳岬東南東沖 80km、深さ 45km（北緯 41 度 46.7 分、東経 144 度 4.7 分）で発生したプレート境界地震で、マグニチュードは 8.0 であった。

十勝沖地震時の浦河町の水道施設は、以前よりも拡張された上水道の他に、町東部の日高幌別川周辺の東部簡易水道および 2 つの専用水道から構成されていた。簡易水道、専用水道に被害はなかった。上水道の送水管、配水管の被害は 22 カ所であった。そのうち、塩化ビニル管の被害は 9 カ所で、継手の抜け出しに関連する被害が多かった。一方、給水管の被害は 89 カ所であった。給水管には塩化ビニル管およびポリエチレン管が使用され、昭和 30 年から 40 年に敷設されたものが多い。

図-9.2 に十勝沖地震時の配水管路網と配水管被害箇所⁷⁾、建物被害分布⁶⁾を併せて示す。また、浦河沖地震の場合の分析と同様に、十勝沖地震時の図-9.2 の範囲の管路被害率を表-2 に示す。1982 年浦河沖地震時に比べ、2003 年十勝沖地震では管路被害が少なかった。その理由として、地震動はともに震度 6 と震度 6 弱では変わらないと考えられるが、浦河沖地震時に泥炭層に存在する脆弱な老朽管が更新され、管路の耐震性が向上していたことが挙げられる。上水道・簡易水道の配水管総延長は浦河沖地震時に 123km であったのに対し、十勝沖地震時では 147km に拡張され、浦河沖地震時に 20%あった脆弱な石綿管がダクタイル鋳鉄管に更新された。

泥炭地盤とそれ以外の地盤で被害率を比較すると、泥炭地盤での被害率が高く、その比は 1.7 倍である。管種ごとにみてもいずれの管種でも泥炭地盤の被害率の方が高い。したがって、管種によって全体の被害率は減少しているが、地盤種別によって相対的な被害率の比はほとんど変わらない。また、図-9.1、図-9.2 の被害分布からも分かるように泥炭地盤の中央ではなく、泥炭地盤と他の地盤の境界周辺に被害が分布している。

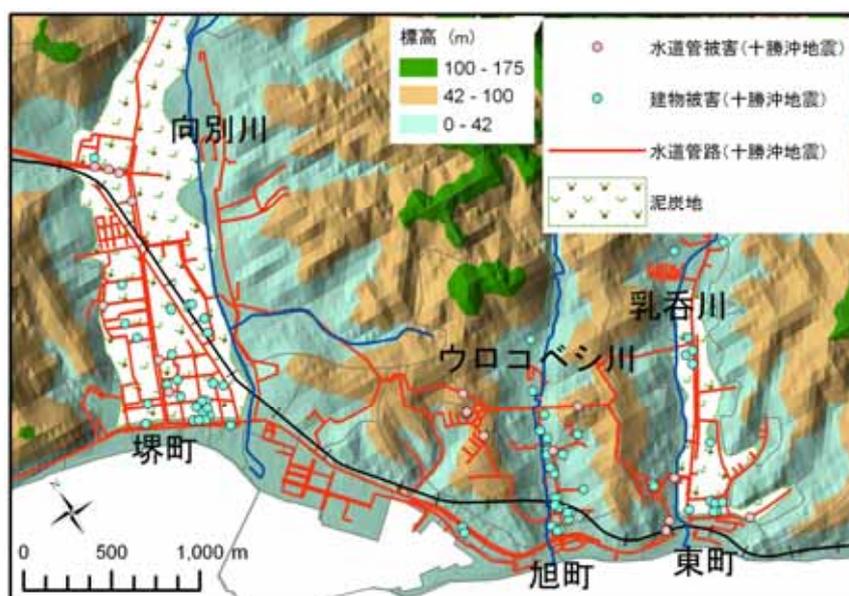


図-9.2 十勝沖地震時の水道管・構造物被害

表-9.2 十勝沖地震時の管路被害率

	管路延長(km)	被害件数	被害率(件/km)
泥炭地	19.5	8	0.42
それ以外の地盤	38.3	9	0.24
	57.8	17	0.29

9.3 表面波探査での地盤構造の推定

9.3.1 表面波探査の概要

浦河町は表層に泥炭が堆積している場所があり、泥炭地盤の震動特性を明らかにするためには、泥炭地盤の S 波速度とその堆積分布を把握する必要がある。ボーリング資料による地点ごとの分布だけではなく、空間的に捉えるため浦河町で表面波探査を行った。

表面波探査は地盤を伝わる表面波（レイリー波）を測定、解析することで深度 20m 程度までの浅い地盤の S 波速度構造を求める地盤探査技術である。近年では、表面波探査による地盤調査の応用、普及を目的として、複雑な地盤への適用性についても研究されている^{8),9)}。本研究で使用する機器は、応用地質株式会社の

McSEIS-SXW(MODEL-1127)である．高精度表面波解析プログラム（Seislmager/SW）と高精度屈折法地震探査解析プログラム(Seislmager/2D lite)を内蔵した地盤探査装置である．特長としてCMP解析により，短い測線でも水平方向の解析精度が優れ，二次元のS波速度構造が求められる．

観測では，受信機（ジオフォン）は4.5Hz速度地震計を用い，100Hzでサンプリングした．人工震源は10kgのカケヤで自由落下により発生させた．測線長は2m間隔で設置した受信器24チャンネルを固定展開させ，46mと一律に設定した．

解析では，得られた測定波形からレイリー波の伝播速度とS波速度の関係を直接的に求めることはできないので，測定波形間の相関解析を行う．S波速度分布の解析は，モデル速度構造について分散曲線を計算し，測定した分散曲線と計算した分散曲線が一致するように非線形最小2乗法を用いてモデルを繰り返し修正することで速度構造を求める1次元の逆解析である．2次元におけるS波速度構造を得るために速度測線に沿って連続的な探査を実施し，1次元の速度分布を連ねてS波速度断面図を作成している．

9.3.2 屈折法による補完

本研究で表面波探査を行う地域は泥炭が多く地盤が軟弱で，S波速度が遅いと考えられる．そのため，測線長が設定されると低周波数域の分解能が低く，深い地盤のS波速度構造を適切に捉えることが難しくなる．そこで，表面波探査において副次的に観測されるP波の屈折波の走時を利用して，屈折法により地表から第二層までの深度を算出し，表面波探査の解析結果の信頼性を確かめる．屈折法では水平の二層からなる地盤構造を仮定し，スネルの法則に基づき基振点からの直達波と屈折波が同時に到達するまでの走時の条件から第二層までの深さを得ることができる．

9.3.3 表面波探査の実施場所とその結果

表面波探査の実施場所の選定は，浦河沖地震および十勝沖地震において管路被害が多い地域を中心に行った．管路被害が多い浦河町の西部で測線L1～L6の6カ所，東部で測線L7，L8の2カ所，泥炭層は見られないが多くの住宅被害があった中部で測線L9，L10の2カ所を設定した．また，(独)防災科学技術研究所の強震ネットワークK-NETの地震計設置箇所にも測線L11を設定した．図-9.3ha11 測線の位置を示す．測線の方向は，谷筋に直交するように設けた．

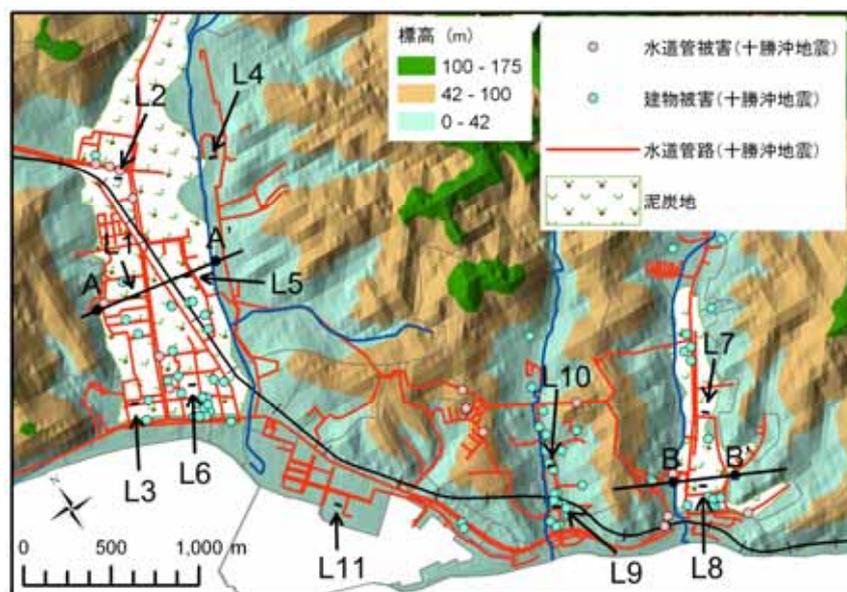


図-9.3 表面波探査実施場所

図-9.4 に表面波探査で得られた各測線の S 波速度構造を示す。測線 L1, L2, L5, L8 は泥炭地中央にある測線であり、表層の 5~10m は 50~100m/s と非常に遅い S 波速度の地盤が堆積している。図中の破線は屈折法により推定された第二層の深さを示しているが、これらの泥炭地盤では第二層が非常に深くある、または泥炭層の下層の S 波速度とコントラストが明瞭でないために得られない測線もあった。表面波探査結果の確認として用いた屈折法は、実験環境から測線長が限られている他、泥炭層の下層にも S 波速度が遅い地盤があるため、泥炭層と下層の S 波速度のコントラストが明瞭でない場合には、第二層を推定できない。しかし、それ以外の地盤にある測線では S 波速度が変化するとともに屈折法で評価された第二層が示されていることが確認できた。また、測線の周辺のボーリング資料 10) と比較すると、泥炭層と下層の層境界と屈折法の第二層とはほぼ整合しており、ある条件のもとでは妥当な結果が得られたといえる。

以上の表面波探査の結果から、表層の泥炭層の S 波速度は、西部では 50~100m/s、東部では 110m/s であり、中部の表層地盤は 150m/s である。また泥炭層より下層の地盤も 110~150m/s 程度の非常に遅い S 波速度の層が堆積していることが調査により明らかになった。

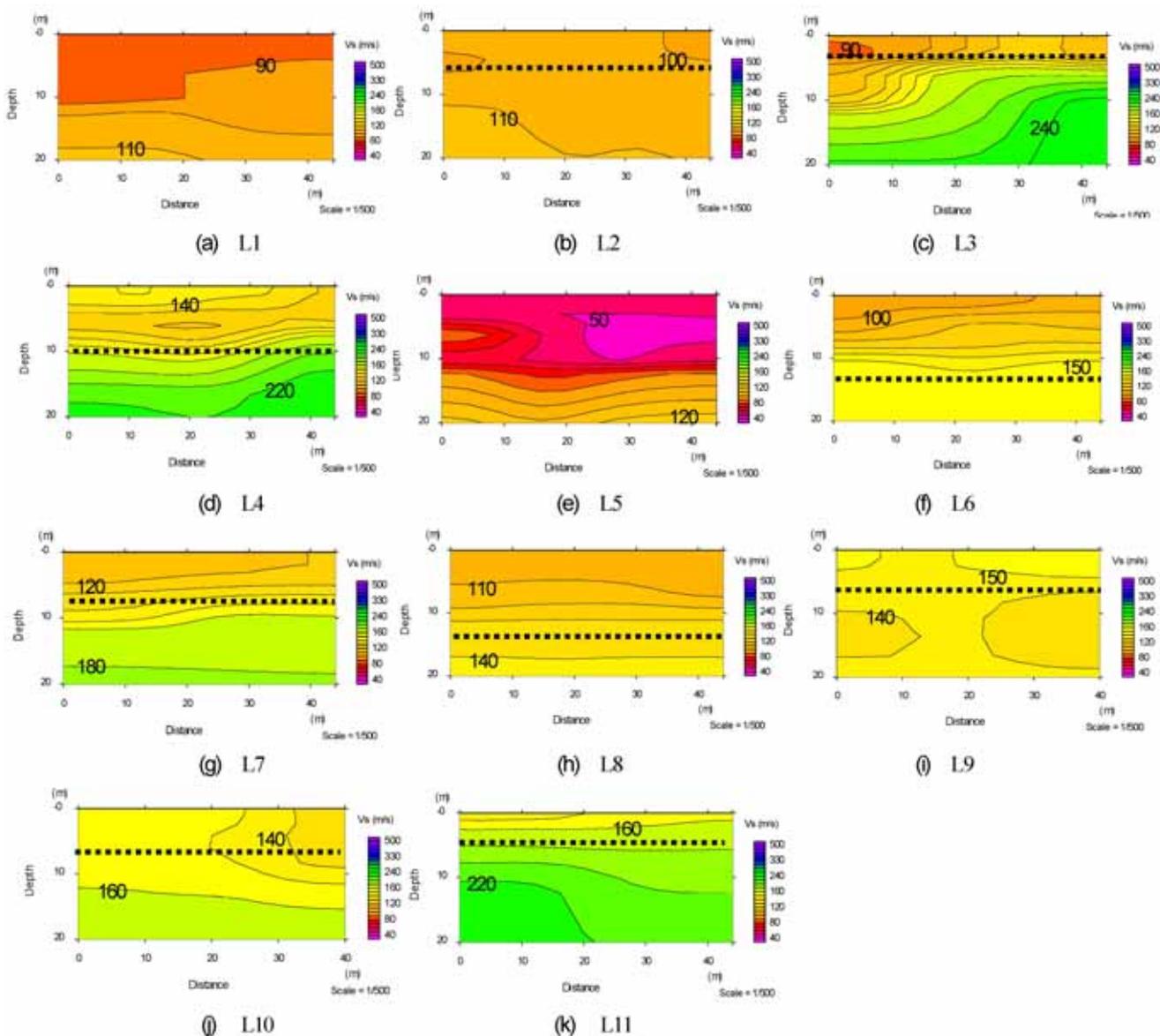


図-9.4 各測線の S 波速度構造（破線は屈折法による第二層の推定位置，図中の S 波速度(m/s)）

9.4 地震応答解析による地盤ひずみ

9.4.1 解析断面の設定

管路被害と比較するために、泥炭層を含む断面において地震応答解析によって地盤ひずみを算出する。管路被害や泥炭の分布状況から、西部と東部の谷筋直角方向に2つ断面を設定する。表面波探査の測線を通る断面を考え、表面波探査結果、断面上のボーリング資料¹⁰⁾と泥炭層・軟弱層の地盤図を用いて、表層厚および基盤形状などの地盤構造を推定する。断面の位置は図-9.3中に示す西部のA-A断面と東部のB-B断面とした。図-9.5に西部・東部断面の地層構造を示す。地表面、表層のS波速度が遅い泥炭地盤の底部の位置、基盤($V_s=300\text{m/s}$ 相当)の位置を示す。基盤層に関しては、表面波探査の結果と断面上のボーリング資料、泥炭層・軟弱層の地盤図をもとに設定した。地盤図の西部中央では軟弱層厚が浅いが、周辺のボーリング図を優先させて基盤を決定した。浦河町西部では泥炭層の深さにはばらつきがあるものの深いところで6m近くになる。一方、東部では表層の泥炭層は4m程度である。また西部では6カ所での表面波探査の結果において、50~100m/sとばらつきがあるものの非常に遅いS波速度の地盤が表層にあり、東部は西部に比べて表層地盤のS波速度は速く、110m/s程度である。さらに図-9.5から明らかなように1km以内の狭い範囲で工学的基盤面が20~30mと非常に深い、いわゆる基盤面が不整形な地盤をしている。また、表層の泥炭層の下層地盤のS波速度も150m/s程度でそれほど速いとはいえない。つまり浦河の地盤は、不整形地盤の影響と軟弱地盤の増幅の影響をともに受ける環境を有している。

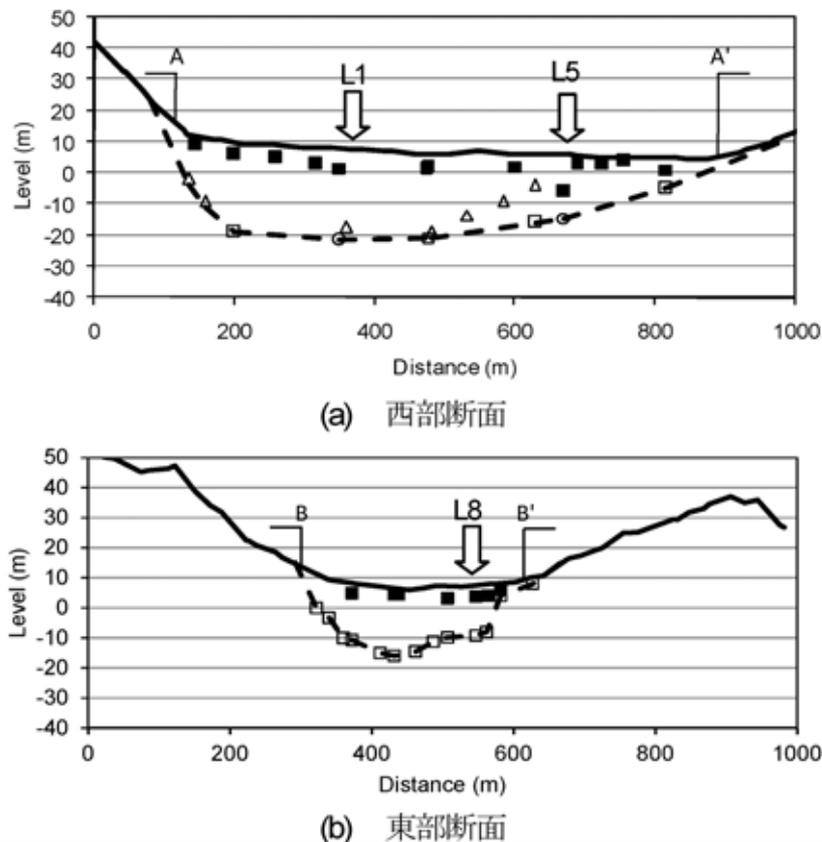


図-9.5 断面図（注：実線：地表面推定線、破線：基盤面推定線、 \square ：泥炭層底部(ボーリング資料)、 \triangle ：基盤面(表面波探査)、 \circ ：基盤面(地盤図)、 \square ：基盤面(ボーリング資料)）

9.4.2 解析モデル

本研究では2次元SH波動場を対象として地盤応答解析を行う。P波速度を推定しP-SV波動場での検討も今後必要となるが、本研究では、まず前述のS波速度の利用と一般的な地盤の震動特性を明らかにすること

に着目した。本研究での解析手法は層境界の形状を表現するために有限要素法(FEM)¹¹⁾を用いる。ただし、本解析では地盤の非線形性は考慮しておらず、線形計算である。

図-9.5の断面を考慮して、西部のA-A断面(図-9.6)と東部のB-B断面(図-9.7)に示すように3層でモデル化する。層構成は表層から第1層を泥炭層、第2層を粘土層、第3層目を岩盤とする。解析では、不整形地盤の影響と泥炭の軟弱層の影響を区別できるように、表層の第1層が第2層と同じものを検討する。表-9.3に本研究の解析ケースを示し、解析ケースで用いる地盤諸元を表-9.4に示す。S波速度、密度はボーリングデータ、表面波探査の結果に基づき設定した。

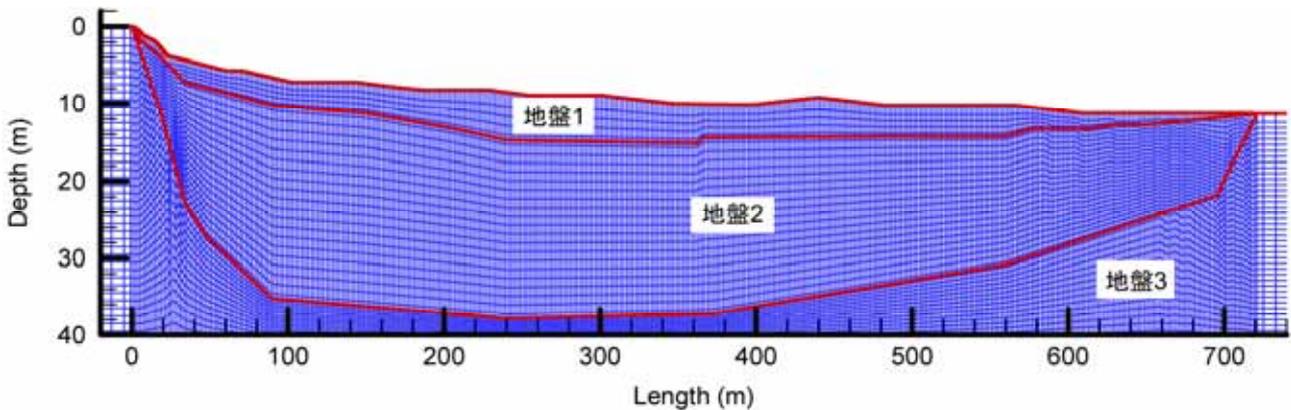


図-9.6 西部断面(A-A断面)のFEMモデル

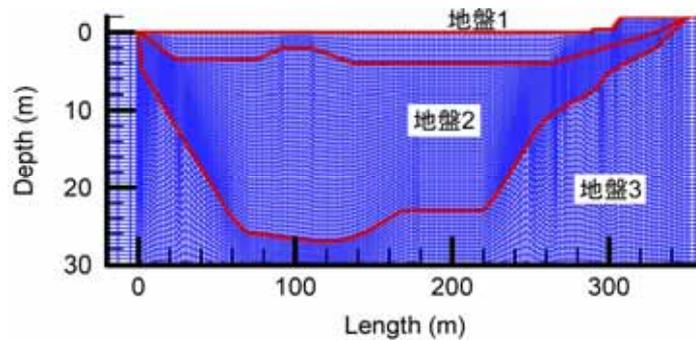


図-9.7 東部断面(B-B断面)のFEMモデル

表-9.3 解析ケース

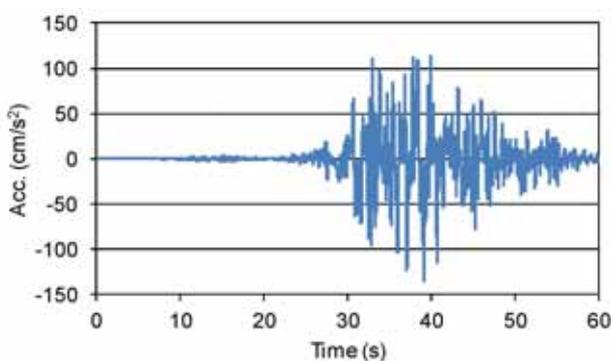
ケース	断面	地盤モデル		
		地盤1	地盤2	地盤3
CASE 1	A-A'	a	b	c
CASE 2	A-A'	b	b	c
CASE 3	B-B'	d	e	f
CASE 4	B-B'	e	e	f

表-9.4 地盤モデルの諸元

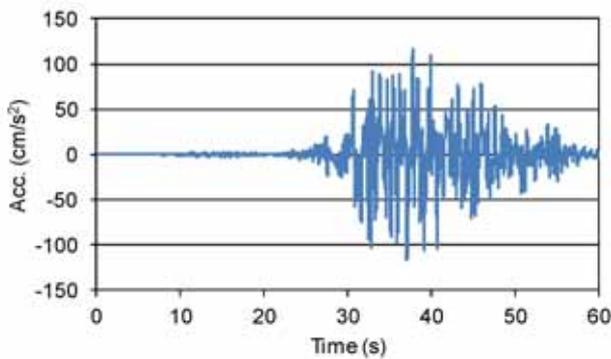
地盤モデル	a	b	c	d	e	f
Vs(m/s)	80	150	300	110	150	300
$\rho(\text{kg/m}^3)$	1,500	1,800	2,000	1,600	1,800	2,000

地盤の要素は4節点のアイソパラメトリック要素を用いて、層境界地点では層境界深さに応じて鉛直方向の要素幅を変化させて設定した。断面両端では鉛直方向の要素幅が小さくなるため、要素幅を0.5mとした。本要素配置では、実体波に関して6Hzまでの周波数成分の精度が保証される。分析対象の断面長さは西部のA-A断面で720m、東部B-B断面で350mとし、解析対象範囲は断面両端の反射波の影響を考慮して、分析対象のそれぞれ1,800mずつ水平方向に延長させた範囲とした。また、入力波については、西部は深さ42m、東部は32mに設定した弾性基盤から鉛直に平面波として入射させる。なお、本解析では地盤の減衰を考慮し、1次固有周期(1Hz)、2次固有周期(3.5Hz)についての減衰定数が3%²⁾となるようなRayleigh減衰を与える。

入力波には各断面に直交する成分の地震波形を入力するため、2003年十勝沖地震のK-NET浦河の地震波形から表層面で断面線と直交する成分の波をそれぞれ抽出し、地盤が線形であると仮定してK-NET浦河の地盤特性から、 $V_s=300\text{m/s}$ の基盤面に引き戻した波を入力波(図-9.8)とした。また、図-9.9に各断面の入力波の加速度フーリエスペクトルを示す。図-9.9から入力波は1~2sで卓越している。

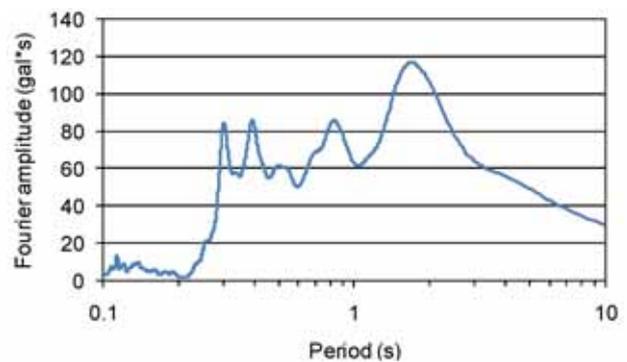


(a) 西部断面 (A-A断面)

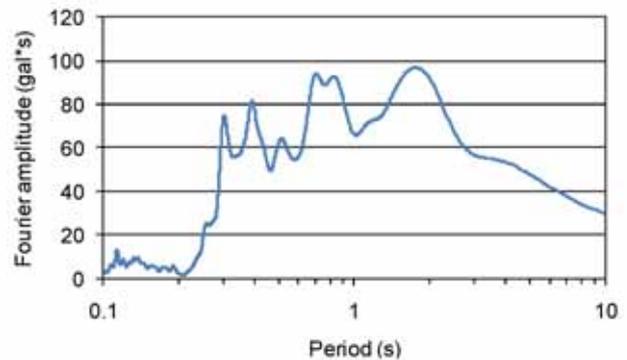


(b) 東部断面 (B-B断面)

図-9.8 入力波形



(a) 西部断面 (A-A断面)



(b) 東部断面 (B-B断面)

図-9.9 各断面の入力波の加速度フーリエスペクトル

9.4.3 地盤ひずみ計算結果

図-9.10、図-9.11に西部断面の地盤ひずみ分布を、図-9.12、図-9.13に東部断面の地盤ひずみ分布を示す。西部・東部断面ともに、基盤の勾配が急な部分で地盤ひずみも大きくなる。また、東部断面の方が、ひずみが大きくなっていることがわかる。ひずみは、西部・東部ともに最大0.03%程度であり、泥炭はせん断ひずみが0.1%以下では、ほぼ一定の等価せん断剛性比や減衰率を示すことから、地盤は線形領域にあると判断できる。入力地震動が本研究で用いたものより大きくなれば、線形解析以外の検討も必要になる。

解析において発生した地表面でのせん断ひずみの最大値を図-9.14に示す。A-A断面ではA点側でひずみが大きくなりA点側に行くにつれて小さくなる。B-B断面ではM字のようにひずみのピークが二つ現れる結果となった。CASE2とCASE4は表層の泥炭層の影響を除いた不整形地盤による地盤震動特性を示した

ものになる．ひずみのピークは工学的基盤の傾斜勾配が大きい所で強く出ている．この二者の比較では，CASE4の方が0.02%程度の大きいひずみが算出され，狭隘な谷筋に深く堆積した不整形地盤による影響が大きいといえる．西部では不整形地盤によるひずみは東部と比べて大きくない．しかし，CASE1とCASE2の比較より軟弱な泥炭地盤によってひずみが2倍程度増大している．これは，東部と比べて泥炭地盤のS波速度が遅いことと泥炭層が厚いことが原因と考えられる．一方，東部は不整形の影響が強く，泥炭層の影響はあまり見られない．以上の結果から，表層の地盤ひずみに影響を与えているのは，主に西部は泥炭層と不整形地盤，東部は基盤の不整形地盤によるものと考えられる．

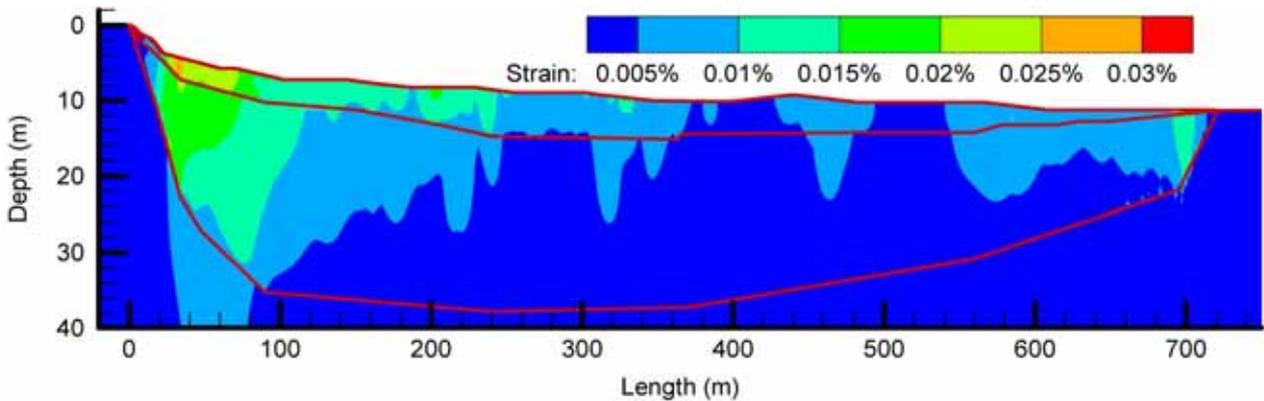


図-9.10 西部断面 (A-A 断面) の CASE1(泥炭考慮, 表層 $V_s=80\text{m/s}$)のひずみ分布図

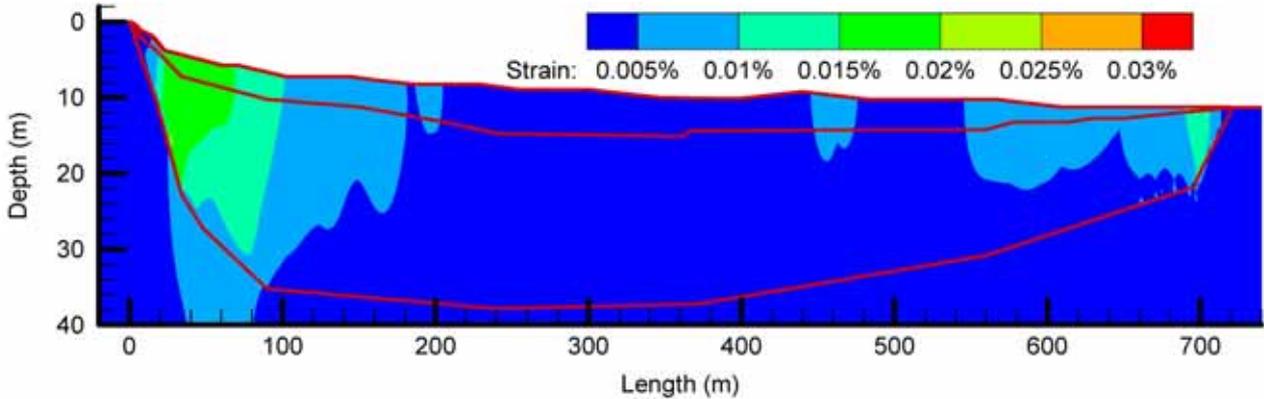


図-9.11 西部断面 (A-A 断面) の CASE2(泥炭なし, 表層 $V_s=150\text{m/s}$)のひずみ分布図

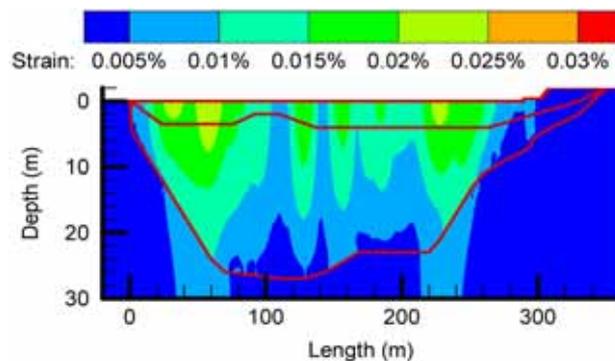


図-9.12 東部断面 (B-B 断面) の CASE3(泥炭考慮, 表層 $V_s=110\text{m/s}$)のひずみ分布図

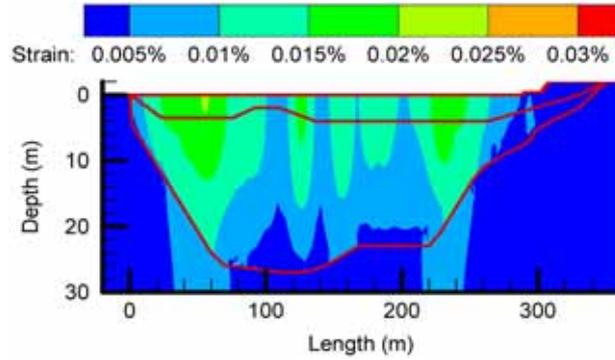


図-9.13 東部断面 (B-B 断面) の CASE4(泥炭なし, 表層 $V_s=150\text{m/s}$) のひずみ分布図

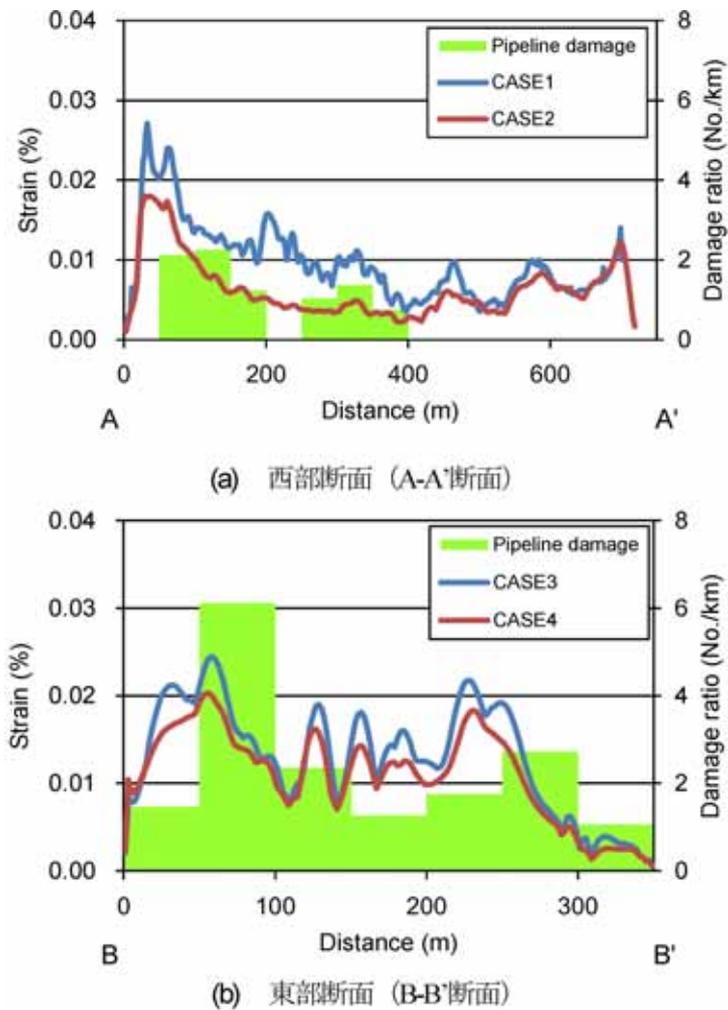


図-9.14 地表面のせん断ひずみと管路被害率

9.4.4 地盤ひずみと管路被害との関係

解析で得られた地盤ひずみと2.で分析した管路被害率の関係を図-9.14 に併せて示す。管路被害率は、1982年浦河沖地震と2003年十勝沖地震の水道管路の被害総数を管路の延長総数で除した被害率(件/km)を用いる。また、被害率の算出範囲は各断面線から断面の奥行き方向と手前方向の両側250mずつ周囲500mの領域を断面線方向に50mずつ移動させ、100m幅で評価をした。断面の奥行き500mの範囲には、地形の大きな変化がないため、奥行き方向の地盤ひずみの変化はないと仮定している。ただし、各領域で断面線が泥炭

にあるが領域内にそれ以外の地盤を含む場合はその範囲を除外し、泥炭地盤のみの被害率が反映されるようにした。断面の範囲では、ダクティル鑄鉄管と塩化ビニル管が同程度埋設され、管種の違いは大きくない。

管路被害でピークが現れている場所では解析結果の地盤ひずみも高く、これらの傾向は対応していることが分かる。また、東部の管路被害率は西部のものよりも高い。各対象範囲の管路延長は 1.5～4km で、管路被害率の絶対量で比較するには統計的に十分な量ではないが、被害率の大きな場所では、東部断面の 300～350m 付近を除いて地盤ひずみが大きくなっている。実際に管路被害では、管軸方向の抜けだけでなく、曲げによる継手からの漏水被害が発生しており、本研究で検討している震動モードとも符合する。管路被害分析において、泥炭層が被害を増大すると考えられたが、さらに基盤構造の変化によって引き起こされたひずみによって被害が増大し管路被害が集中した。

本研究の結果から、地震時の浦河町の地盤応答には不整形地盤だけでなく、泥炭地盤による影響を無視できないことが分かった。北海道の泥炭地域では表層泥炭層の S 波速度や深さが明らかになっていない地域が多く、今後の調査分析によって整理されるとともに、地震時にひずみが大きくなる地域については地中構造物への対策を講じていく必要がある。

9.5 結論

本研究では、北海道の浦河町を対象に表面波探査結果とボーリング資料に基づき地盤の地震応答解析によって地震時の地盤ひずみを計算し、泥炭地盤の影響や不整形地盤による影響を解析的に検討した。さらに管路に与える影響を過去の地震における管路被害分布から分析した。以下に本研究で得られた知見を述べる。

- ・ 浦河町における 1982 年浦河沖地震、2003 年十勝沖地震の水道管被害から、泥炭地盤の方が他の地盤よりも 2 倍近く被害が大きくなることがわかった。
- ・ 泥炭を含む地盤で表面波探査を行った結果、軟弱な泥炭地盤の S 波速度が $V_s=50 \sim 110\text{m/s}$ 程度にあることが示され、泥炭地盤の下層の地盤も 150m/s と比較的遅いことがわかった。
- ・ 表面波探査の屈折法を補完的に用いることで第二層までの深さの信頼性を確認することができた。また、この結果はボーリング資料の地質境界と整合的であった。
- ・ 浦河町の地盤断面の地震応答解析の結果、西部・東部ともに最大 0.03% 程度のひずみが算出された。ひずみに影響を与えているのは、主に西部は泥炭層と基盤面の不整形構造、東部は基盤面の不整形構造によるものと考えられる。軟弱な泥炭層の S 波速度や深さは地盤応答に大きく影響し、無視できないことがわかった。
- ・ 解析で得られた地盤ひずみと過去の地震による管路被害の分布はほぼ整合的であり、基盤の不整形が管路被害の分布に影響していることがわかった。

参考文献

- (1) 北海道大学理学部地質学鉱物学教室：1968 年十勝沖地震調査報告、北海道災害地の地質学的調査、pp.103-104、1969
- (2) 林宏親、西本聡、梶取真一：泥炭の動的変形特性に関する検討、地盤工学会北海道支部技術報告書第 50 号、pp.79-84、2010
- (3) 渡部龍正、西勇哉、楢田泰子：北海道浦河町の泥炭地盤における震動特性と過去の管路被害との関係、土木学会関西支部講演概要集、I-8、2011
- (4) 高田至郎、上野淳一：1982 年浦河沖地震における水道管の被害と復旧、建設工学研究所報告集、第 24 号 pp.83-102、1983
- (5) 国土地理院：数値地図 25000 (空間データ基盤)
- (6) 北海道立北方建築総合研究所：平成 15 年(2003 年)十勝沖地震災害調査報告、2004

- (7) Ueno, J., Takada, S., Kuwata, Y. : Performance of water supply system during 2003 Tokachi-oki earthquake ,Proceedings of the Third Taiwan-Japan Workshop on Lifeline Performance and Disaster Mitigation ,Report Number: NCREE-04-006 , Taipei , pp. 79-86 , 2004
- (8) 鈴木晴彦, 林宏一, 中山文也, 石田章司, 中山修: 人口震源を用いた表面波探査の土木調査への適用, 物理探査学会第 105 回学術講演会論文集, pp.9-12, 2001
- (9) 鍬田泰子, 斎藤栄, 武市淳, 宮田隆夫, 洪景鵬, 付小方: 地表断層近傍の表面波探査による地盤構造 -中国汶川地震の事例-, 建設工学研究所報告集第 51 号, pp.117-130, 2009
- (10) 北海道立寒地建築研究所: 浦河町, 静内町および三石町の地盤資料, 1983
- (11) 後藤浩之, 澤田純男, 小林望, 山田浩二: K-NET 穴水観測点周辺地盤の地震応答解析, 土木学会地震工学論文集 第 30 卷, pp.1-5, 2009

10. 津波による地盤の液状化解析

奥村 与志弘^{*1}

10.1 はじめに

平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震（災害名は、東日本大震災）は、最大震度 7 の揺れに加え、最大で 40m を超える高さの津波（遡上高）を引き起こした。中でも、震源域に近い岩手県、宮城県、福島県の津波被害は甚大であり、宮城県女川町では、鉄筋コンクリート構造物が杭基礎ごと引き抜かれ流されるという、世界でも過去に例のない被災形態が確認された。

鉄筋コンクリート構造物は、2m 程度の浸水深で全壊・流出する可能性がある木造家屋に比べれば津波に対して強い。高台まで避難するのに十分な時間的猶予がないと想定される地域の市民にとっては、こうした構造物が早期に「タテへの避難」を行う唯一の手段となる。そのため、こうした構造物は、将来の津波災害に備え、緊急の津波避難場所に指定される場合がある。また、指定がなくても結果的に市民の緊急避難場所となるケースも少なくない。西日本に甚大な被害をもたらすと想定されている東海・東南海・南海地震津波は、今世紀前半の発生が確実視されており、安全な津波緊急避難によって人的被害を軽減するために、女川町における鉄筋コンクリート構造物の被害発生メカニズムは早急に解明されなければならない。

鉄筋コンクリート構造物が杭基礎ごと引き抜かれるという被害は、津波による地盤洗掘や地震動による液状化など複数の要因が複合的に作用して発生したと考えられる。著者らは、それらの要因の 1 つと考えられる、津波による地盤の液状化に注目する。

津波による地盤の液状化は、飽和地盤内の間隙水の圧縮性が原因で、間隙水の水圧変動が地盤上の水圧変動と完全には一致しないために有効応力が増減し、生じると考えられる（図 10.1）。しかし、実現象の中で津波によって地盤が液状化したことを確認することは難しい。陸域における地震動による地盤の液状化とは異なり、地表面が津波によって掻き乱されるため、噴砂などの痕跡が残らないからである。そのため、これまで津波による地盤の液状化について検討した例は少ない。

そのような中、加藤ら¹⁾は、実験によって津波来襲時に地盤が液状化する可能性を示唆する結果を示した。孤立波による円柱周辺地盤の洗掘に着目した大型模型実験を実施し、円柱周辺の地盤内の鉛直有効応力がゼロになり、地盤の流動性が高まる実験結果が得られている。さらに Tonkin et al.²⁾は、加藤ら¹⁾の実験結果を基に、有効応力の低下と洗掘との関係について定量的な議論を行っている。ただし、これらの研究は地盤の洗掘に注目しており、津波による地盤の液状化現象については、十分にその特徴を整理されてはいない。

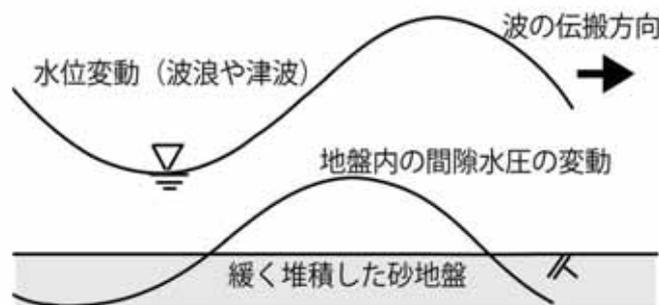


図 10.1 波浪作用下の海底地盤

^{*1} 京都大学工学研究科都市社会工学専攻（〒615-8540 京都市西京区京都市大学桂）
E-mail: okumura.yoshihiro.8x@kyoto-u.ac.jp

一方で、津波による地盤の液状化と類似の現象として、波浪による海底地盤の液状化があり、例えば、北海道奔幌戸漁港の事例（岡ら³⁾）が知られている。発生メカニズムは、津波による地盤の液状化と同様、間隙水の水压変動と地盤上の水压変動が完全に一致しないことによって有効応力が低下して生じると考えられている。

Sassa et al.⁴⁾は、厳しい波浪負荷を受けた海底砂質地盤が液状化し、液状化領域が地盤深部へと伝搬していく現象（液状化フロントの進展）を理論的に再現した。具体的には、完全液状化土を非粘性の高密度完全流体と見なすことにより、外部流体域と液状化領域を二層流体モデルとして表現し、さらにその下方にある未液状化領域を弾塑性地盤としてモデル化した。なお、液状化フロントは移動境界として取り扱っている。Liu, Z., et al.⁵⁾は、さらにこのモデルを発展させ、液状化土の粘性効果を考慮した二層流体モデルとすることによって、液状化フロントの進展をさらに精度よく再現した。しかしながら、これらはいずれも周期が数秒程度の波浪を対象としており、周期が数十分程度の津波が来襲した場合に、地盤がどのような応答をするのかを理解するためには、別途検討が必要である。

そこで、これまで著者らは、地表面付近の流れに伴うせん断応力は考慮せず、地盤上の水压変動のみに着目して、波浪よりも長周期の津波負荷が作用した場合の砂質地盤の液状化について、数値解析を用いて、その特徴を整理してきた^{6) 7) 8)}。本研究では、(1) 津波来襲時の地盤上の水压変動のみを外力として、津波による砂質地盤の液状化シミュレーションを実施し、時々刻々と変化する砂質地盤の応答特性を明らかにする。(2) また、津波の浸水深や周期を変数に感度分析を行い、地盤内の有効応力に顕著な影響を与える津波の条件とはどのようなものなのかを明らかにする。(3) さらに、それらの解析結果を用いて、津波による地盤内の有効応力への影響はどの程度の深さにまで及ぶのかについても考察する。ただし、数値解析は、簡易のため1次元問題を取り扱う。

10.2 解析手法

波浪による地盤の液状化は、間隙水の圧縮性が原因で、地盤上の水压変化に間隙水压が連動しないために起こる現象である。津波の場合も同様であると考えられるため、本研究では間隙水の圧縮性を考慮できる砂の弾塑性構成式を組み込んだ液状化解析コード LIQCA2D(液状化解析手法 LIQCA 開発グループ⁹⁾)を用いて解析を実施した。LIQCA2DはBiot¹⁰⁾の飽和多孔質体理論に基づいた *u-p* formulation を用いており、支配方程式を以下に示す。なお、津波来襲に伴う地盤上の水压変動は、10章3節では強制入力した sin 波を陸上に遡上させ、代表地点における浸水深の時刻歴を用いて作成した。10章4節では単純に様々な sin 波の時刻歴を用いて作成した。津波氾濫計算は、非線形長波理論を staggerd 格子を用いた leap-frog スキームで解いた。

(1) 混合体の応力

多孔質体理論において全応力と有効応力の関係は、間隙水压を用いて以下のように表現できる。

$$\sigma_{ij} = \sigma'_{ij} - p\delta_{ij} \quad (10.1)$$

ここに、 σ_{ij} は全応力テンソル、 σ'_{ij} は有効応力テンソル、 p は間隙水压、 δ_{ij} はクロネッカーのデルタである。

(2) 固相および液相の構成式

砂の構成式にはOkaら¹¹⁾の繰返し弾塑性モデルを用いている。固相の応力とひずみの関係は、弾塑性モデルにおいて、次式の有効応力増分テンソルと固相のひずみ増分テンソルの関係で定義される。

$$d\sigma'_{ij} = D_{ijkl}^{EP} d\varepsilon_{kl}^s \quad (10.2)$$

ここに、 $d\sigma'_{ij}$ は有効応力増分テンソル、 D_{ijkl}^{EP} は弾塑性テンソル、 $d\varepsilon_{kl}^s$ は固相のひずみ増分テンソルである。液相については粘性抵抗を考慮しないとし、次式のように定義する。

$$p = -K^f \varepsilon_{ii}^f \quad (10.3)$$

ここに、 K^f は間隙流体の体積弾性係数、 ε_{ij}^s は液相のひずみテンソルである。

(3) 運動方程式および連続式

運動方程式および連続式は、運動量保存則および質量保存則からそれぞれ以下のように表せる。

$$\text{運動方程式} \quad \rho \ddot{u}_{ij}^s = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho b_i \quad (10.4)$$

$$\text{連続式} \quad \frac{k}{\gamma_w} \left(-\rho^f \ddot{\varepsilon}_{ii}^s - \frac{\partial^2 p}{\partial x_i^2} \right) + \varepsilon_{ii}^s + \frac{n}{K^f} \dot{p} = 0 \quad (10.5)$$

ここに、ドット($\dot{\cdot}$)は物質時間微分を表し、 ρ は混合体の密度、 u_{ij}^s は固相の変位ベクトル、 b_i は物体力である。また、 k は透水係数、 γ_w は間隙水の単位体積重量、 ρ^f は液相の密度、 ε_{ii}^s は固相の体積ひずみテンソル、 n は間隙率である。

(4) 水の体積弾性係数と飽和度の関係

間隙流体の圧縮性を考慮するために、以下に示すOkusaの提案式⁵⁾における飽和度と水の体積弾性係数の関係を用いる。本研究では飽和度98%時の水の体積弾性係数の値として、 $K^f = 5880$ (kPa)を用いた。

$$m_w = m_{w0} S_r + \frac{1 - S_r}{P_{mg}} = \frac{1}{K^f} \quad (10.6)$$

ここに、 m_w は気泡の存在を加味した水の見かけの圧縮率、 m_{w0} は飽和度100%時の水の圧縮率、 S_r は飽和度、 P_{mg} は絶対圧力で表した間隙水圧である。

10.3 津波氾濫時における地盤の応答特性

10.3.1 はじめに

波浪によって海底地盤が液状化する現象は、海底なので現象が目に見えないということ、海底なので被害を受ける構造物が少ないということ、この2点が理由で地震による液状化に比べると知名度は低い。しかし、北海道奔幌戸漁港において、防波堤が最大で1.4m沈下した際に、防波堤の基礎地盤（沖積砂質層）が波浪によって液状化したことが被害の主要因であると岡ら³⁾が結論付けた例にあるように、波浪による海底地盤の液状化は、海洋構造物の基礎の支持力、洗屈などと密接に関係して、その発生は稀ではないと考えられる。

一方で、本研究では、津波による地盤の液状化に着目する。津波が波浪と大きく異なるのは、津波の周期は数十分と非常に長く、陸上を遡上して氾濫流となることである。そのため、津波による地盤の液状化は、海域に限らず、緩い砂層を有する陸域でも発生する可能性がある。過去の津波災害で盛土堤防が大規模に決壊した例があるが（図10.2）、津波によって地盤が液状化するのであれば、それが津波来襲時の様々な地盤被害に影響している可能性がある。



図10.2 1960年チリ津波による盛土堤防の決壊の様子（北海道厚岸郡浜中町）

そこで本章では、津波による地盤上の水圧変動に対して、地盤がどのような応答をするのかを明らかにする。ここでは、津波による砂質地盤の液状化シミュレーションを実施し、時々刻々と変化する地盤内の挙動を分析する方法をとる。そして、津波によって地盤が液状化する可能性があるのかを検討する。

具体的な手法としては、津波による海底面での水圧変化のみを入力条件として（つまり、せん断応力は考慮しない）、10章2節で説明した間隙水の圧縮性を考慮できる砂の弾塑性構成式を組み込んだ液状化解析を実施する。ちなみに、北海道奔幌戸漁港の事例は、岡ら³⁾が、周期5sec、波長35m、波高2mの重複波を想定した弾塑性有限要素法を用いた液状化解析によって1.4mの地盤の沈下は概ね説明できたと述べている。彼らの解析では、重複波が5回連続して作用した段階で、防波堤の基盤および消波ブロックの基部を含む広い範囲で、液状化するのに十分なだけ間隙水圧が増大している。この波浪に比べると津波は周期が数十分と非常に長く、本章ではまずこの周期の長さに注目し、津波が繰返すことの影響は次章で検討することとする。

10.3.2 解析条件

本章では、地盤や津波はまったくの仮想モデルとするのではなく、和歌山県御坊市の代表地点における実地盤を模擬した地盤モデルと同市に來襲することが想定される東海・東南海・南海地震津波の規模を考慮した津波波形を用いる。

すなわち、地盤モデルは、図10.3に示すような深度2.5mまでがN1（有効上載圧100kPaに対するN値）が5の緩い砂層で、それ以深が不透水の粘土層とする。ただし、津波による地盤の液状化における地盤強度の影響を検討するため、N1=10、15とした条件の計算についても実施する。砂層の解析パラメータの設定は、道路橋示方書¹³⁾および鉄道構造物等設計標準・同解説から液状化強度曲線を推定し、要素シミュレーションを実施することにより液状化強度曲線にフィッティングするパラメータを求めた。推定した液状化強度曲線にて実施した要素シミュレーション結果およびパラメータ一覧を図10.4と表10.1に示す。

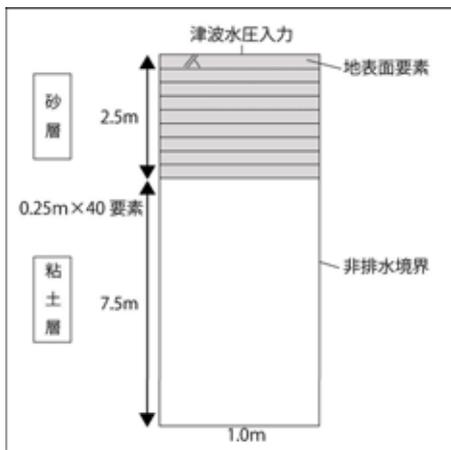


図10.3 10章3節で用いる地盤モデル

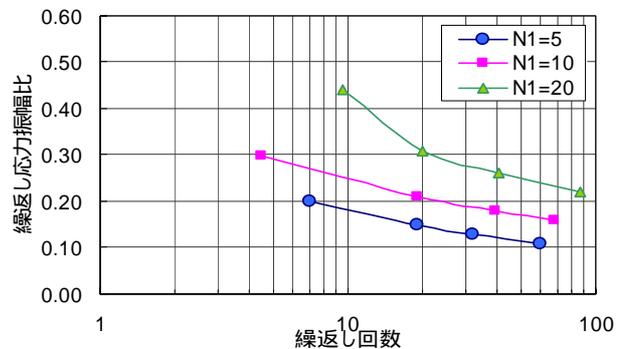


図10.4 要素シミュレーション結果

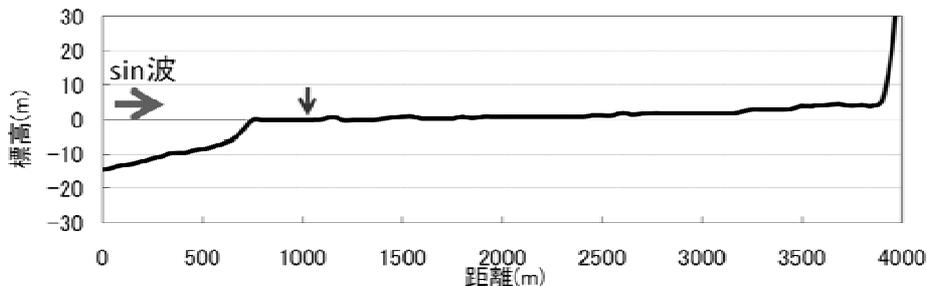


図10.5 御坊市の断面 2次元モデル地形

一方，津波の波形は，振幅5.0m，周期20分のsin波を図10.5に示すモデル地形（同市の代表的な地形断面）の海側境界から入力し，同図における1,000m地点の津波氾濫流の水位変化（図10.6）を用いる．ただし，防潮施設はないものとする．sin波の振幅は，和歌山県¹⁴が想定している津波（東海地震，東南海地震，南海地震の同時発生シナリオ）が御坊市で5.0mを超えていることを考慮して設定した．入力波形は，水位が上昇し始めて約3分で最大値5.8mに達し，その後6分程度で最大値の半分程度の水位まで低下した後は，緩やかに水位が低下している．なお，本研究では地下水位は地表面，水の体積弾性係数 $K_f=5880(\text{kPa})$ ，透水係数を $1.0 \times 10^{-5}(\text{m/s})$ とした．解析時間は5000秒である．

表10.1 砂層の解析パラメーター一覧

材料パラメータ	N1=5	N1=10	N1=20
初期間隙比 e_0	0.800	0.800	0.800
圧縮係数 λ	0.025	0.025	0.025
膨潤指数 κ	0.0025	0.0025	0.0025
初期せん断係数比 G_0/σ'_{m0}	374.0	594.0	943.0
透水係数 k (m/s)	1.0×10^{-5}	1.0×10^{-5}	1.0×10^{-5}
密度 ρ (t/m^3)	2.0	2.0	2.0
変相応力比 M_m^*	0.91	0.91	0.91
破壊応力比 M_f^*	1.13	1.13	1.34
硬化関数中のパラメータ B_0^*	2000	2500	5000
硬化関数中のパラメータ B_1^*	110	59	46
硬化関数中のパラメータ C_f	0	0	0
水の体積弾性係数 K_f (kPa)	5880	5880	5880
擬似過圧密比 OCR^*	1.0	1.2	1.5
ダイレイタンス係数 D_0^*, n	1.0, 2.0	1.0, 3.0	1.0, 3.0
塑性基準ひずみ $Y_{ref}^{P^*}$	0.0035	0.0035	0.0035
弾性基準ひずみ $Y_{ref}^{E^*}$	0.005	0.005	0.005

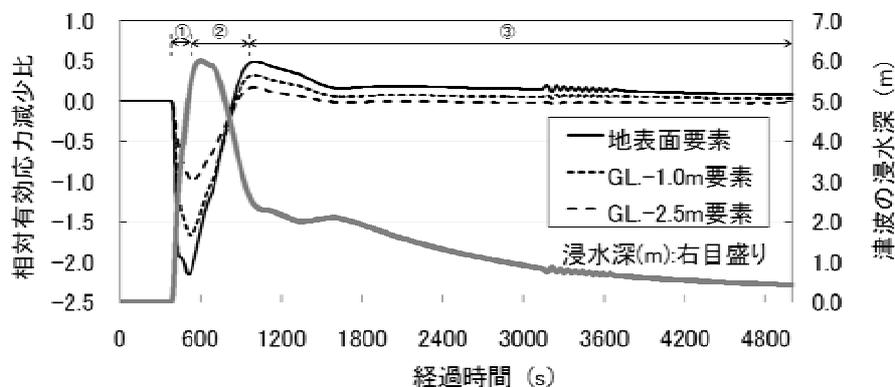


図 10.6 N1=5 地盤での相対有効応力減少比

10.3.3 解析結果

津波による砂質地盤の液状化シミュレーションの結果、 $N1=5.0$ 地盤における地表面要素、GL-1.0m、GL-2.5m位置の要素の相対有効応力減少比（ESDR）の時刻歴を得た（図10.6）。

$$ESDR = (\sigma'_m - \sigma'_{m0}) / \sigma'_{m0} \quad (10.6)$$

ここに、 σ'_m は現在の平均有効応力で、 σ'_{m0} は初期平均有効応力である。相対有効応力減少比は、平均有効応力に変化がなければ0.0、平均有効応力がゼロになれば1.0（つまり、完全な液状化）、平均有効応力が増加すればマイナス値となる。従って、ここでは、津波による浸水深の上下によって相対有効応力減少比が1.0に達するのか、また、その影響は津波がどのような状況にあるときに大きくなるのか、さらに、どのくらいの深さにまで達するのかが注目される。

まず、津波による地盤上の水圧変動に対する地盤の応答特性を図10.6を用いて分析する。地盤の応答は、津波の水位の変化に合わせて、以下に示す3段階に分けて捉えることができる。すなわち、(1)第一段階は、浸水深の増加に伴い有効応力が増加する段階である。全応力は水位上昇に伴って増加するが、間隙水の圧縮性により全応力の増分の間隙水圧への伝搬が遅れ、その分が有効応力の増分となって表れている。(2)第二段階は、浸水深の減少に伴い有効応力が減少する段階である。水の圧縮性により地盤面での水位の低下が瞬時に地盤内に伝播せず、間隙水圧の低下の遅れに伴う上向き浸透流によって有効応力が減少する。この段階で地表面要素の有効応力は初期有効応力に比して半分程度にまで低下しているが液状化するまでではない。深い要素ほど有効応力の低下は小さいが、GL-2.5m要素でも有効応力の低下がみられる。この段階は、図10.6の であり、引潮時である。(3)第三段階は、急激な水位低下に伴って減少した有効応力が回復に向かう段階である。ここでも間隙水の圧縮性により、有効応力は瞬時に初期有効応力に戻らないことが分かる。

次に、津波によって地盤が液状化する可能性について検討する。図10.6からは、最も影響が顕著に表れる地表面要素でさえ相対有効応力減少比は1.0に達せず、この解析条件では液状化は起きていないことが分かる。しかし、有効応力の減少率は大きく、地表面要素では対初期値で約5割低下している。また、その影響は深くなるにつれて小さくなるものの、GL-1.0m要素でも4割程度低下している。この結果から、地盤は津波によって深度1.0mを超えるオーダーで劣化することを示唆している。なお、地表面の水圧変動に伴う地中の間隙水圧の変動は、砂層の下に不透水層である粘土層があるため、津波の影響が深度2.5m地点で制約される。しかし、このような境界がなければ、その影響は深さ方向にさらに拡大すると考えられる。

最後に、 $N1=10$ 地盤と $N1=20$ 地盤における計算結果として、地表面、GL-1.0m、GL-2.5mの各要素における相対有効応力減少比の最大値を表-2に示す。 $N1=10$ の場合は、 $N1=5$ の場合と比べて大きな変化はないが、 $N1=20$ のケースでは全体的に地盤の劣化の程度が小さく、地盤強度の高さが津波による地盤劣化を抑制していると言える。

従って、本解析条件においては、津波によって地盤が液状化するまでには至らなかったが、入力する津波の条件によっては、少なくとも $N1=10$ よりも強度の低い地盤においては、深度1.0mを超えるオーダーで大きく地盤が劣化し液状化する可能性があることが分かった。

表10.2 $N1$ 値の異なる地盤での相対有効応力減少比の最大値

材料パラメータ	$N1=5$	$N1=10$	$N1=20$
地表面要素	0.44	0.44	0.29
GL-1.0m 要素	0.36	0.33	0.22
GL-2.5m 要素	0.23	0.20	0.15

10.3.4 まとめ

本章では、和歌山県御坊市の代表地点における実地盤を模擬した地盤モデルと同市に來襲することが想定される東海・東南海・南海地震津波の規模を考慮した津波波形を用いて、津波による地盤上の水圧変動に対して、地盤がどのような応答をするのか、また、津波によって地盤が液状化する可能性があるのかを検討した。

その結果、市街地に津波が押し寄せ浸水深が上昇している段階では有効応力は増大し地盤は強くなり、逆に、市街地から津波が引き浸水深が低下している段階で有効応力が減少し地盤が弱くなることが分かった。このことは、津波による盛土堤防の決壊や盛土道路などの地盤被害は、押し波時よりも引き波時に発生しやすいということを示唆している。

また、本解析条件下において地盤の液状化は発生しなかった。しかし、地盤の地表面要素で有効応力が対初期値で約44%低下するなどの地盤劣化が確認され、また、GL-1.0m要素でも同36%低下と、その影響は深さ約1.0mの地点にまで達していることが分かった。そして、こうした現象は地盤強度が高くなるほど抑制される傾向にあるものの、 $N1=10$ の場合は、 $N1=5$ の場合と同程度の影響が現れることが分かった。

津波來襲時の水中の気泡の多さを踏まえ、水の圧縮率はさらに大きくなる可能性があることや、津波氾濫流に含まれる土砂を考慮すると、海底面上に作用する圧力が静水圧以上に大きくなる可能性があることを踏まえれば、本解析結果以上に大きな地盤の劣化が発生する可能性がある。従って、入力する津波の条件によっては、少なくとも $N1=10$ よりも強度の低い地盤においては、深度1.0mを超えるオーダーで大きく地盤が劣化し液状化する可能性がある。

10.4 津波の浸水深と周期による感度分析

10.4.1 はじめに

本章では、津波の浸水深や周期を変数に感度分析を行い、地盤内の有効応力に顕著な影響を与える津波の条件を検討する。さらに、それらの解析結果を用いて、津波の浸水深と地盤の劣化が生じる影響範囲の関係について考察する。

10.4.2 解析条件

地盤条件については、概ね前章と同一のパラメータを用いるが、地盤モデルは深度10mまで $N1=5.0$ の様な砂層とする(図10.7)。一方、津波条件については、簡単のためにモデル地盤上の水位をsin波状に上下させることとする。本章では、津波の浸水深 H 、周期 T を変数に感度分析を行う。また、津波の連続性の影響についても検討する。

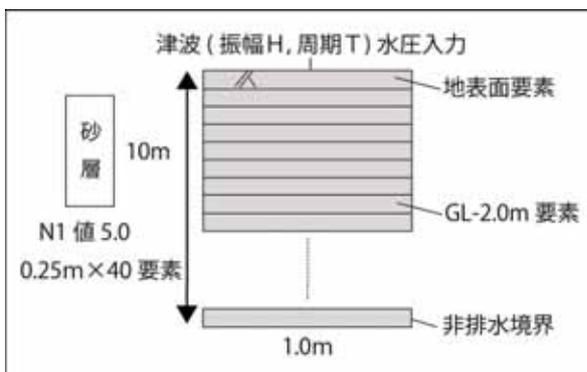


図10.7 第10章4節で用いる地盤モデル

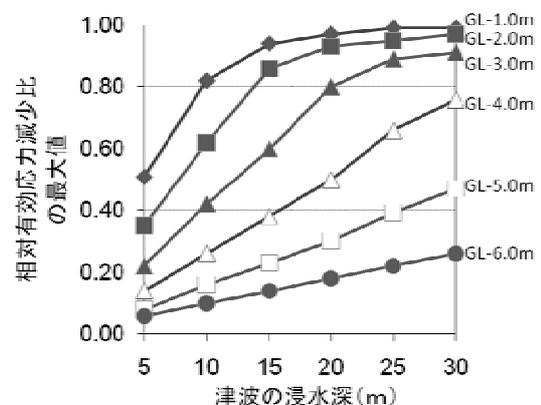


図10.8 相対有効応力減少比の最大値と津波の浸水深の関係 (T=20min, N1=5.0)

津波による砂質地盤の液状化解析は次の14通りの津波波形を用いて実施した。すなわち、まずはsin波の正の半周期分の波形として、いずれも周期20minで浸水深が5.0, 10.0, 15.0, 20.0, 25.0, 30.0mの6通り、いずれも浸水深が5.0mで周期が5, 10, 20, 30, 40, 50, 60minの7通り、次に周期20minで浸水深が5mのsin波の正の半周期分が連続する波形の1通りである。

10.4.3 感度分析の結果

(1) 津波の浸水深

図 10.8 は、GL-1.0m, GL-2.0m, GL-3.0m, GL-4.0m, GL-5.0m, GL-6.0m の各要素における相対有効応力減少比の最大値と津波の浸水深の関係をまとめたものである。この図から、相対有効応力減少比の最大値は、地盤の深さによらず、津波の浸水深に比例して増大することが分かった(ただし、相対有効応力減少比の最大値が 0.8 以上になると浸水深増による増加傾向は鈍化する傾向がみられる)。その増加傾向は、地下の浅い要素ほど顕著であり、例えば、GL-4.0 要素と GL-6.0 要素における比例係数の値を比較すると、それぞれ 0.025, 0.008 と 3 倍以上の差があることが分かった。換言すると、地下深くの要素であるほど、入力する津波の浸水深を変えても、相対有効応力減少比の最大値は大きく変化しない。

(2) 津波の周期

図 10.9 は、GL-2.0m 要素における相対有効応力減少比の最大値と津波の周期の関係をまとめたものである。ただし、津波の浸水深 H は 5m である。この図から、周期による影響は浸水深に比べると小さいこと、津波の周期が増加するほど相対有効応力減少比の最大値は増加するものの、周期 20min を上限にほぼ頭打ちになることが分かる。周期が短い(10 分未満)と、間隙水圧が十分に上がらない状態で水位が低下し始めるため、地盤劣化の程度は小さくなることが分かった。

(3) 津波の連続性

図 10.10 は、繰返し来襲する津波に対する地盤の応答の様子である。周期が長い津波が繰返し来襲する場合でも、波浪の場合と同様に、地盤の劣化の程度は次第に大きくなることが分かる。周期の長い津波でも、次の津波の来襲までに有効応力が回復しないため、水位低下時の地盤の劣化が着実に蓄積していると考えられる。これは津波を 1 波だけ陸上に遡上させた前章の検討の中で、津波水位低下後も有効応力の低下が長時間持続されていることと一致する。ただし、繰返し来襲する津波の間隔が非常に長くなれば、地盤の劣化の蓄積効果は小さくなると思われる。

(4) まとめ

津波の周期を変化させない条件の下では、大きな浸水深の津波ほど、地下深くまで津波により地盤が劣化する特徴があることが分かった。しかし、どれくらいの深さにまでその影響を与えることができるのかは、与えられた津波周期と地盤の特徴によって決定められる「限界」があると考えられる。

図 10.8 を基に、津波による地盤の劣化を生じさせるのに必要な津波の浸水深 (m) と地盤の深さの関係について、グラフを作成した(図 10.11)。ただし、ここでは相対有効応力減少比が 0.80 よりも大きくなった状態を「地盤が劣化した」と呼ぶことにする。

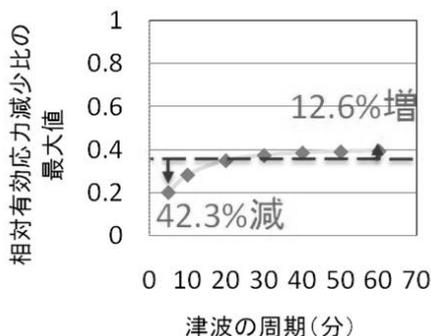


図10.9 第4章で用いる地盤モデル

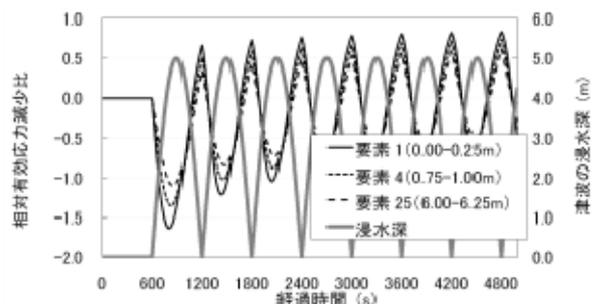


図10.10 繰返し来襲する津波に対する地盤応答(H=5min, GL-2.0m要素)

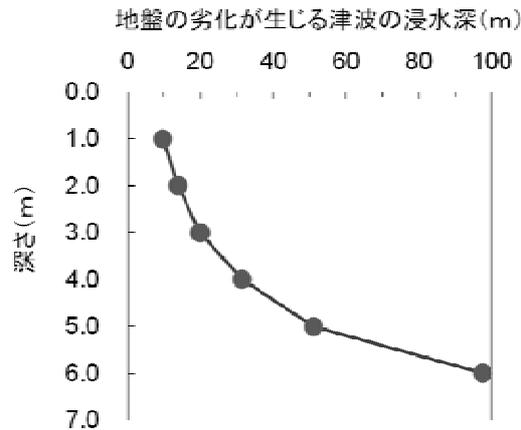


図10.11 津波による地盤の劣化を生じさせるのに必要な津波の浸水深 (m) と地盤の深さの関係 (T=20min, N1=5.0)

地盤の深さが深くなるほど、その地点の地盤まで劣化させるのに必要な津波の浸水深は、著しく大きくなるのが分かる。また、津波の周期を 20min よりも短くすると地盤の劣化は発生しにくくなるので、図 10.11 のグラフは右上へスライドすると考えられる。

10.5 結論

波浪よりも周期が長い津波来襲時の水圧変動が地盤に与える影響を明らかにするため、将来の東海・東南海・南海地震による津波の規模を考慮した砂質地盤の液状化シミュレーションを実施した。また、津波の浸水深や周期を変数に感度分析を行い、地盤内の有効応力に顕著な影響を与える津波の条件を明らかにした。さらに、それらの解析結果を用いて、津波来襲時における津波の浸水深と地盤の劣化が生じる影響範囲の関係について考察した。本研究における主要な結論を以下に列挙する。

(1) 津波来襲時の地盤の応答特性を明らかにした。すなわち、津波水位の上昇時には地盤の有効応力は増大し、一方で津波水位の降下時に地盤の有効応力は減少する。さらに、水位低下後も有効応力の低下が長時間持続することが分かった。間隙水の圧縮性により、地盤上の水圧変動が間隙水圧に連動しないためにこうした有効応力の増減が生じ、地盤の劣化を生むと考えられる。

(2) 津波によって地表面付近における有効応力が初期値に対して約 44% 低下するなどの地盤劣化が確認され、深さ方向にもその影響が伝搬していることが分かった。

(3) 地盤強度 $N1=5, 10, 20$ と大きくなるほど津波による地盤の応答は小さくなる。しかし、深さ 2.5m よりも地盤の浅い部分に関しては、 $N1=10$ の場合と $N1=5$ の場合とで相対有効応力減少比の最大値はほぼ同程度であった。従って、本解析条件では、 $N1=10$ 以下の地盤においては、深度 1.0m を超えるオーダーで大きく地盤が劣化する可能性があることが分かった。

(4) 本解析は 1 次元であったが、2 次元解析ではより不安定になることが知られており (加藤¹⁵⁾、今後 2 次元解析を行う必要がある。さらに、津波来襲時の水中の気泡の多さを踏まえると、水の圧縮率はさらに大きくなる可能性がある。また、津波氾濫流に含まれる土砂を踏まえると、海底面上に作用する圧力が静水圧以上に大きくなる可能性もある。これらの点を踏まえれば、津波による地盤の劣化は本解析結果以上に大きくなり、地盤によっては液状化が生じる可能性もある。

(5) 津波の振幅 (5~30m) に対してはほぼ比例の関係で地盤が劣化すること、津波の周期 (5~60 分) に対しては周期が長くなるにつれて地盤の劣化も大きくなるが周期 20 分程度で頭打ちになることが分かった。さらに、繰返し津波が来襲すると地盤の劣化の程度が次第に大きくなることが分かった。ただ

し、相対有効応力減少比の最大値が 0.8 以上になると、浸水深がさらに大きくなることによる相対有効応力減少比の最大値の増加傾向は鈍化する。

(6) 津波の浸水深の増加に伴う相対有効応力減少比の増加傾向は、地下の浅い地盤要素ほど顕著であることが分かった。地下深くの要素であるほど、入力する津波の浸水深を変えても、相対有効応力減少比の最大値は大きく変化しない。

(7) 浸水深が大きい津波ほど、地下深くまで地盤を劣化させる傾向がある一方で、どのくらいの深さにまでその影響が及ぶのかには限界があると考えられる。津波による地盤劣化の地下の深さ方向への拡大は、津波の浸水深を大きくしても地下 3m, 4m 以深で鈍化することが分かった。

本研究は、あくまで基礎的な検討として限定的な条件下で実施したものであるが、今後、実際に東海・東南海・南海地震によって、海岸堤防や河川堤防がどの程度決壊するのかを広域的に予測するためには、地震による液状化についても複合的に評価しなければならない。

さらに、今後、津波の水位変動を模擬した砂質地盤の模型実験を実施し、本研究で用いた数値解析モデルと比較することで、より解析モデルの精度を高めていく必要がある。

参考文献

- 1) 加藤史訓, 佐藤慎司, Harry, Y.: 津波による円柱周辺地盤の動的挙動に関する大型模型実験, 海岸工学論文集, 第 46 巻, pp.956-960, 1999.
- 2) Tonkin, S., Yeh, H., Kato, F. and Sato, S.: Tsunami scour around a cylinder, Journal of Fluid Mechanics, vol.496, pp.165-192, 2003.
- 3) 岡二三生, 大楨正紀, 鎌田彰, 八嶋厚, 三浦均也: 波浪による防波堤の沈下のケーススタディー—北海道東部, 奔幌戸漁港における現地調査結果—土質工学シンポジウム平成 6 年度発表論文集, Vol.39, pp.219-226, 1994.
- 4) Sassa, S., Sekiguchi, H. and Miyamoto, J.: Analysis of progressive liquefaction as a moving boundary problem, Geotechnique, 51(10), pp.847-857, 2001.
- 5) Liu, Z., Jeng, D. S., Chan, A. H. C. and Luan, M.: Wave-induced progressive liquefaction in a poro-elastoplastic seabed: A two-layered model, Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech., 33, pp.591-610, 2009.
- 6) 加藤亮輔, 奥村与志弘, 岡二三生: 液状化を考慮した津波による地盤の劣化解析, 第 45 回地盤工学研究発表会平成 22 年度発表講演集, pp.1523-1524, 2010.
- 7) 奥村与志弘, 加藤亮輔, 岡二三生: 様々な津波波形による液状化を考慮した地盤の劣化解析, 第 13 回日本地震工学シンポジウム, pp.843-850, 2010.
- 8) 奥村与志弘, 加藤良輔, 岡二三生: 津波による砂質地盤の液状化シミュレーション, 第 55 回日本学会材料工学連合講演会講演論文集, 104, pp.7-8, 2011.
- 9) 液状化解析手法 LIQCA 開発グループ(代表京都大学 岡二三生): LIQCA2D09 (2009 年公開版 <http://nakisuna2.kuciv.kyoto-u.ac.jp/liqca.htm>), 2009.
- 10) Biot, M.A.: Theory of propagation of elastic waves in a fluid-saturated porous solid, Journal of the Acoustical Society of America, Vol.28, No.2, pp.168-191, 1956.
- 11) Oka, F., Yashima, A., Tateishi, A., Taguchi, Y. and Yamashita, S.: A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plastic-strain dependence of the shear modulus, Geotechnique, Vol. 49, No. 5, pp. 661-680, 1999.
- 12) Okusa, S.: Wave-induced stresses in unsaturated submarine sediments, Geotechnique, Vol.32, No.3, pp.235-247, 1976.
- 13) 社団法人日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 耐震設計編, pp.120-125, 2002.
- 14) 和歌山県: 津波避難困難地域の公開について, 和歌山県の施策と案内, 和歌山県のウェブサイト(<http://www.pref.wakayama.lg.jp/index.html>)所収, 2007.
- 15) 加藤満, 多次元液状化解析法とその応用に関する研究, 岐阜大学工学博士申請論文, 1995.