

盛土基礎地盤の耐震性に及ぼす地震動と盛土条件の影響 に関する解析学的研究

中村 真貴^{a)}・亀井 健史^{b)}・山田 剛広^{c)}

Numerical Studies on the Effects of Seismic Loading and Embankment Conditions on Seismic Performance of Embankment Foundations

Masaki NAKAMURA, Takeshi KAMEI, and Takahiro YAMADA

Abstract

Number of severe damages due to earthquakes have been occurred in Japan. Currently, much attention is being given to road embankments damage by big earthquakes. Consequently, the proper seismic design and improvement of embankments are needed to prevent catastrophic failure of embankment. This master thesis describes numerical studies on the effects of seismic loading and embankment conditions on seismic performance of embankment foundations. The deformation characteristics of embankment foundation caused by seismic loading were compute and compared. It was found that the relationship between seismic loading and embankment conditions were quantitatively shown and it also investigated the effect of embankment materials on seismic performance of embankment. Finally, this master thesis emphasizes to geotechnical engineers the necessity of integrated evaluation for the refinement of construction technology. It is, therefore, concluded that the numerical investigations may be utilized as a preliminary step in engineering practice.

Keywords: Seismic performance of embankment, FEM, Seismic loading, Embankment condition

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震(M7.3)の発生以降、2004年新潟県中越地震(M6.8)、2011年東北地方太平洋沖地震(M9.0)など大きな被害を伴う地震が発生している。さらに今後50年以内に南海トラフや相模トラフなどで、M7.0~8.0規模の地震が高確率で発生すると予測されている。しかしながら、我が国は国土が狭く、さらに経済成長に伴う人間活動の拡大により、平野部の軟弱地盤上にも構造物が建設されている。

現在、道路盛土や鉄道盛土だけではなく、都市域においても無数の既設造成盛土が存在し、地震により地すべりや沈下が生じ、家屋やライフラインにも多くの被害が発生するなど、土構造物の地震による被害事例も多い。また、2004年新潟県中越地震(M6.8)をはじめとして、最近の地震による道路盛土や河川堤防崩壊などの被害は、構造物自体の一時的な機能喪失に加え、道路の封鎖など社会的に大きな影響をもたらす。そして、盛土は経済性、材料の安定性や復旧性に優れた構造物ゆえに耐震性能が低い場合、既設

盛土の耐震性向上は重要な課題である。そのためにも、盛土の地震時応答を明らかにする必要がある。盛土の地震被害を未然に回避するためには、数値解析手法による変形解析を行い、その周辺地盤に及ぼす影響を定量的に予測する必要がある。このことは工学的に非常に有意である。

沢部や谷部を埋めた盛土は、地震時に大規模な被害を受けやすい傾向にあり、それらの主要因として浸透水等による盛土内の間隙水圧上昇などが考えられる。それらの対策として盛土内の水位を低下させることや、盛土法尻の安定性を高めることにより、大規模な崩壊を防ぐことができる¹⁾。また、鍋島ら²⁾は、盛土の法尻部分の補強により天端における応答加速度と沈下量が減少することを示している。そして、補強範囲を拡大することにより、さらなる耐震性の向上が認められることを示唆した。

盛土の変形解析において、有限要素法による変形解析が一般的に用いられる手法である。この有限要素解析により実地盤の変形挙動を精度よく予測するためには、信頼できる土の構成式、正確な土質定数、さらに初期条件と境界条件を設定する必要がある。亀井ら^{3,4)}は試験盛土基礎地盤の変形・破壊形状を土/水連成有限変形有限要素解析によってシミュレートした。土の構成モデルとして、Cam-clayモデルを用い、構成モデルに必要な一連の土質定数は、塑

a)資源環境科学専攻大学院生

b)土木環境工学科教授

c)土木環境工学専攻大学院生

性指数 PI から推定する簡易土質推定数定法を用いて決定した。その結果、高い精度で実地盤の変形挙動が予測可能であることを明らかにした。

地盤の空間的不均質性により、地震時における盛土の応答特性にばらつきが生じるため、基礎地盤から盛土天端にいたる伝搬過程において地震波が増幅される傾向にあり、盛土部の残留変位量が非常に大きくなる⁵⁾。また、降雨等による盛土表層のみならず盛土内の飽和度変化が粘着力の低下をもたらし、降雨後の盛土の耐震性低下につながる事が報告されている⁶⁾。

しかし、最も基本的な盛土材料や地盤材料が盛土の耐震性に及ぼす影響の評価を数値計算による解析から明らかにした研究はあまり報告されていない。良質な盛土材料を用いることや、十分な締固めを行うことで無補強盛土でも十分な支持力を有する研究⁷⁾も行なわれている。盛土材の条件により被害の程度が異なることから、盛土基礎地盤の耐震性評価の土台となる研究を行なうことは社会的意義のあることである。

盛土基礎地盤の耐震性に及ぼす要因として、地震動の条件、盛土材の条件が挙げられる。本研究は、地震動の条件として、単純にエネルギーの大きな地震（マグニチュードの大きな地震）、あるいは加速度・速度の大きな地震波が盛土基礎地盤に及ぼす影響について解析・検討する。また、表層地盤上に造成される盛土材の材料定数を変えて解析することにより、盛土材の条件が盛土基礎地盤の耐震性に及ぼす影響を明らかにすることを目的とする。

2. 土の構成モデル

本研究では、土の構成モデルとして弾完全塑性体・非関連流れ則 (MC-DP モデル)^{8), 9), 10)}を用いた。このモデルは、必要な物理変数（単位体積重量 γ 、弾性係数 E 、ポアソン比 ν 、粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ 、ダイレイタンシー角 ψ ）が少なく、非常に簡潔で数値計算における取り扱いが容易である。降伏基準に Mohr-Coulomb 式を、そして塑性ポテンシャルに Drucker-Prager 式を適用した。

Mohr-Coulomb 式は、土を摩擦性材料とみなし、破壊が主にせん断で起こると考えたモデルであり、次式で表わされる。

$$\tau_f = c + \sigma_f \tan \phi \quad (1)$$

ここに、 τ_f はせん断強度、 σ_f は破壊面上の垂直応力である。主応力表示だと次式のような。

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2c \cdot \cos \phi + (\sigma_1 + \sigma_3) \cdot \sin \phi \quad (2)$$

ただし $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ 。ここに、 σ_1 は最大主応力、 σ_3 は

最小主応力である。応力不変量 I_1, J_2, J_3 では次式のように表記される。

$$f(I_1, J_2, J_3) = -I_1 \cdot \sin \phi + \frac{1}{2} \{3(1 - \sin \phi) \sin \Theta + \sqrt{3}(3 + \sin \phi) \cos \Theta\} \sqrt{J_2} - 3c \cdot \cos \phi \quad (3)$$

$$\Theta = \frac{1}{3} \cos^{-1} \left(-\frac{3\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{J_3}{(J_2)^{3/2}} \right) \quad (4)$$

塑性ポテンシャルは、降伏した材料の塑性ひずみ増分の方向を規定するスカラー関数である。この塑性ポテンシャルに Mohr-Coulomb 式を適用した場合を考えると、応力空間での形状が六角形となり、この六角形の頂点は微分係数が不定となる。すなわち、塑性ひずみの方向が不定となる特異点であり、このための特別な処理方法が必要となるが、計算結果が処理方法に依存するため、適切ではない。そこで特異点を持たない Drucker-Prager 式を塑性ポテンシャルに適用する。Drucker-Prager 式の降伏面は主応力空間では円錐形となり、特異点が存在しない。三次元応力状態における降伏条件として Drucker-Prager 式は次式で与えられる。

$$-\alpha \times I_1 + \sqrt{J_2} - \kappa = 0 \quad (5)$$

ここに、 α は材料定数、 κ はせん断降伏応力である。応力不変量表示では次式のようなになる。

$$g(J_1, J_2) = -\alpha \times I_1 + \sqrt{J_2} \quad (6)$$

$$\alpha = \frac{\tan \psi}{\sqrt{9 + 12 \times \tan^2 \psi}} \quad (7)$$

塑性ポテンシャルは応力に関する、微分係数が塑性ひずみ増分を求めるのに利用されるので、定数 κ は関与せず、また α はダイレイタンシー角 ψ によって求めることができる。

ここで、過去に起こった盛土の地震被害データ¹¹⁾と弾完全塑性体・非関連流れ則 (MC-DP モデル) を用いた有限要素法による解析結果との比較を行なった。図 1 は、震央距離に応じて天端 (図 3 参照) の沈下比 (沈下量/盛土高) が地盤の硬さによって異なることを示している。過去の盛土被害データは 1978 年 6 月 12 日に発生した宮城県沖地震 (M7.4) によるものである¹¹⁾。この宮城県沖地震とマグニチュードの大きさの似た岩手・宮城内陸地震 (M7.2)、鳥取県西部地震 (M7.3)、福岡県西方沖地震 (M7.0) の K-NET および KiK-net の地震動観測記録を用いて、1 種地盤、2 種地盤、3 種地盤、4 種地盤¹¹⁾ごとに解析を行った。用いた観測点は岩手・宮城内陸地震は

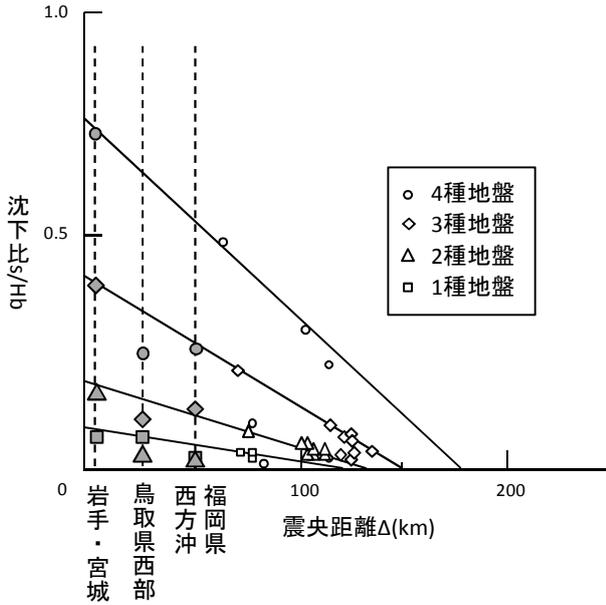


図1 過去の地震による盛土被害¹¹⁾と有限要素による解析結果との比較。

KiK-net 一関西 (IWTH25 : 震央距離 3km)、鳥取県西部地震は KiK-net 仁多 (SMNH02 : 震央距離 24.4km)、福岡県西方沖地震は K-NET 鎮西 (SAG001 : 震央距離 51km) である。1種地盤、2種地盤に関しては、震央距離に対する被害程度において、どの地震動に対してもよい対応性を示した。鳥取県西部地震と福岡県西方沖地震の3種地盤、4

種地盤における解析結果は実測値を過小評価している。これは、この2つの地震動が過去の地震動のマグニチュードより小さいためと考えられる。

3. 解析モデルと数値計算手法

解析対象とする盛土基礎地盤は図2に示すような両盛りの盛土を設定した。この盛土基礎地盤は高規格道路を想定したため、天端幅を8mとした。さらに、一般的な道路モデル想定しかつ盛土高が5m以下という条件から、法面勾配を1:1.5とした。盛土以下の基礎地盤として、層厚10mの粘土層を設定し、その下に基盤を仮定した。すなわち、洪積層の上に10mの沖積層が堆積したモデルとなっている。このモデルに対してメッシュ分割したものを図3に示す。図3に示した左右対称の有限メッシュを作成し、節点総数607、要素72となるメッシュ分割を行った。有限要素のメッシュサイズは盛土部材を4/3m×2m、表層地盤を2.5m×5m、基盤部材を4m×5mとした。基盤部分におけるメッシュサイズの大きさは、非常に硬い部材であり変形することがほとんどないと考えられるため、ほかの盛土、表層地盤部分より粗いメッシュサイズとなっている。また、このモデルの変形に対する境界条件は、図3に示すとおり、底面を2方向固定、側面をX軸方向固定とした。

弾完全塑性有限要素法の解析は、解析コード「Quake3d20.exe」^{8),9),10)}を用いた。弾完全塑性有限要素法の解析プログラムの概要を簡単に説明する。有限要素は20

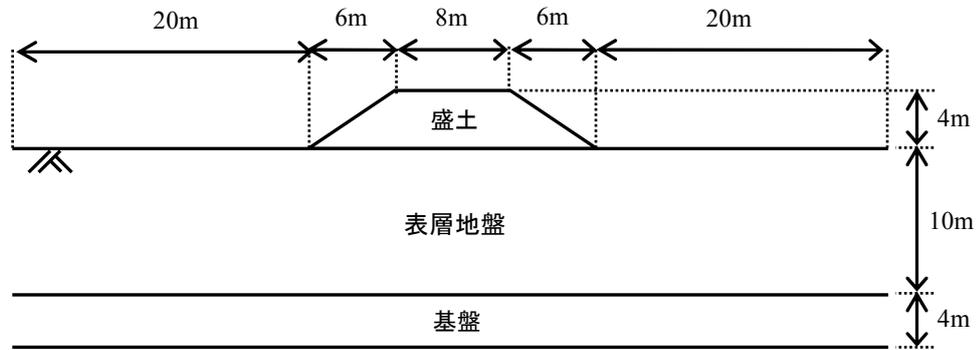


図2 盛土基礎地盤モデル。

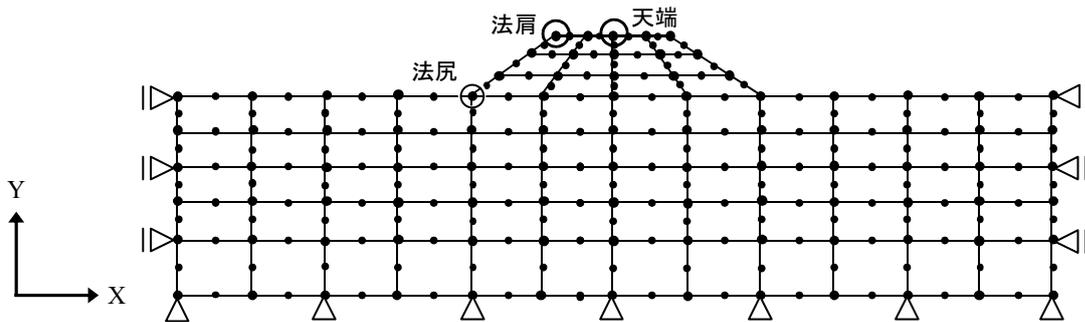


図3 解析に用いた有限要素メッシュと境界条件。

節点六面体アイソパラメトリック要素 (2×2×2Gauss求積) とし、入力地震波は基本入力の水平加速度 (E+F入力) で規定した。また、各時刻における弾塑性収束計算には、修正Newton-Raphson法を用いた。修正Newton-Raphson法は各反復過程における変位増分の計算に弾性係数マトリクスのみを使用し、計算時間がかかる逆行列の計算が一回で済むという利点がある。さらに、弾塑性係数マトリクスが非対称となる非関連流れ則を適用しても、要素レベルの応力計算のみに使用するので、計算時間や記憶容量にあまり影響しない。そして、時間積分にはNewmarkのβ法を用いた。また、粘性減衰はRayleigh減衰を仮定した。

本研究では、解析結果の考察を行なうにあたり、図3に示す盛土の天端、法肩、法尻における変形の鉛直変位量を目安とした。

4. 解析結果と考察

4.1 入力地震波が盛土の地震応答に及ぼす影響

3章で述べた盛土基礎地盤モデル (図2) において、異なる地震の観測加速度波形で解析を行なった。この解析から、地震波が盛土の地震応答に及ぼす影響を解析的に検討した。

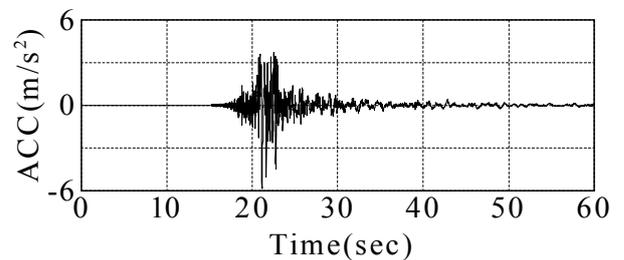
各部材の材料定数を表1に示す。盛土材は比較的単位体積重量を大きくし、地震波による変形量が大きくなるように設定した。さらに表層地盤においても同様の理由から、弾性係数を小さくし、軟弱な地盤を仮定した。そして、基盤となる洪積層は、弾性係数を大きくし、変形が生じないような材料定数とした。

入力する地震動加速度波形は 2004 年新潟県中越地震 (M6.8)、2008 年岩手・宮城内陸地震 (M7.2)、2011 年東北地方太平洋沖地震 (M9.0) の3つの地震による K-NET および KiK-net の強震観測記録を用いた。入力加速度波形を図4に示す。強震観測記録として、新潟県中越地震は KiK-net 川西 (NIGH11)、岩手・宮城内陸地震は KiK-net 一関西 (IWITH25)、東北地方太平洋沖地震は K-NET 牡鹿 (MYG011) を用いた。強震観測点の地盤条件としては、硬質地盤を選択した。本研究では盛土基礎地盤モデルにおいて、表層地盤と基盤を含むモデル化を行なった (図1参照)。したがって、入力加速度としては硬質地盤の特性をもつ加速度を用いる必要がある。図4に示す、それぞれマグニチュードや最大加速度、地震動の継続時間が異なる

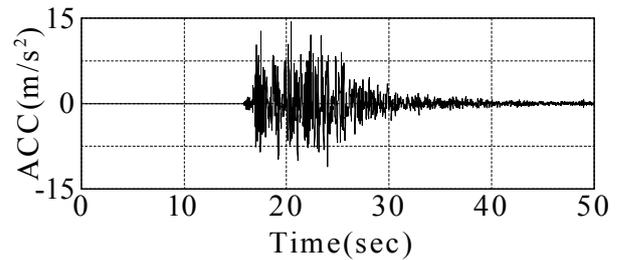
3つの地震動観測記録を用いて有限要素法による変形解析を行なうことにより、地震波の違いが盛土基礎地盤へ与える影響を検討した。

図5~7は、3つの地震による変形解析結果の経時変化を、図8~10は、盛土の天端、法肩、法面 (図3参照) の鉛直方向 (Y方向) の盛土の応答変位波形を示す。

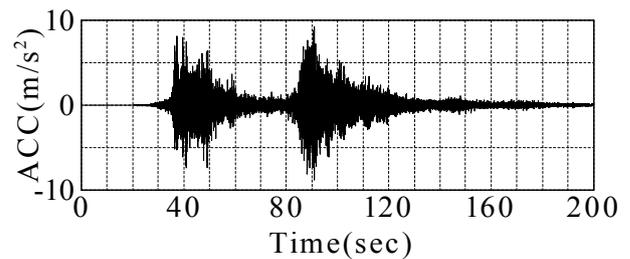
新潟県中越地震の場合は、20秒から25秒にかけて最大加速度が生じているため、天端で76cm、法肩で54cm沈降し、さらに天端・法肩の変位量が増すにつれて、法尻が約11cm隆起する。これはある曲面ですべりが生じ始め、それに伴い隆起したと考えられる。また25秒以降、加速度振幅は 1m/s^2 以下であるが、最大加速度の影響により、盛土の剛



(a) 新潟県中越地震



(b) 岩手・宮城内陸地震



(c) 東北地方太平洋沖地震

図4 入力加速度波形.

表1 土の構成モデルに用いた材料定数.

	弾性係数 E (MPa)	ポアソン比 ν	粘着力 c (kPa)	内部摩擦角 φ (deg)	ダイレイタンシー角 ψ (deg)	単位体積重量 γ (kN/m³)
盛土	30	0.4	20	15	15	18
表層地盤	70	0.4	12.5	0	0	15
基盤	1000	0.3	2	30	30	25

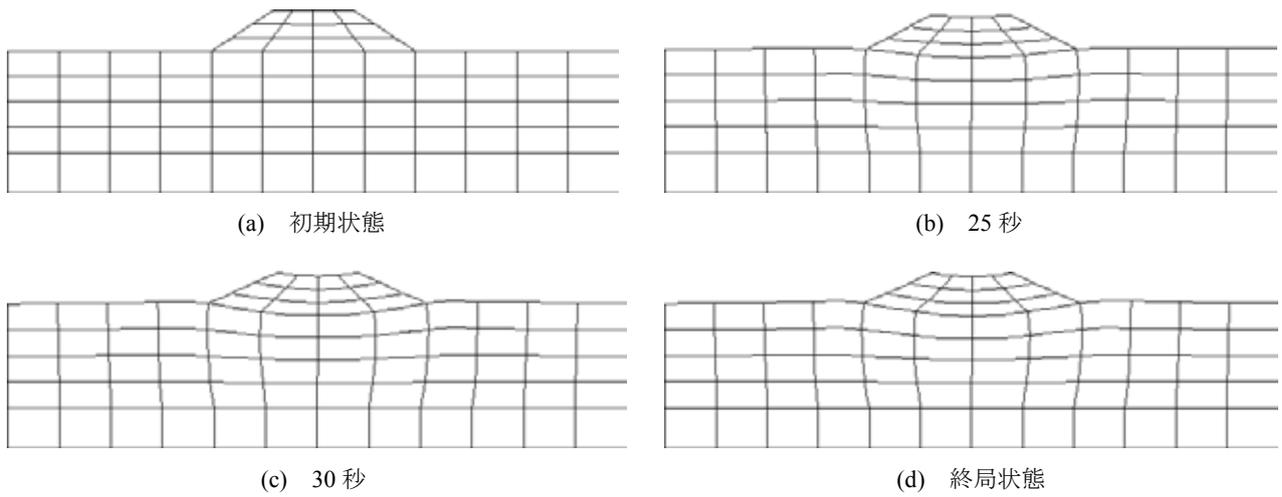


図5 解析モデルの変形の経時変化（新潟県中越地震の場合）.

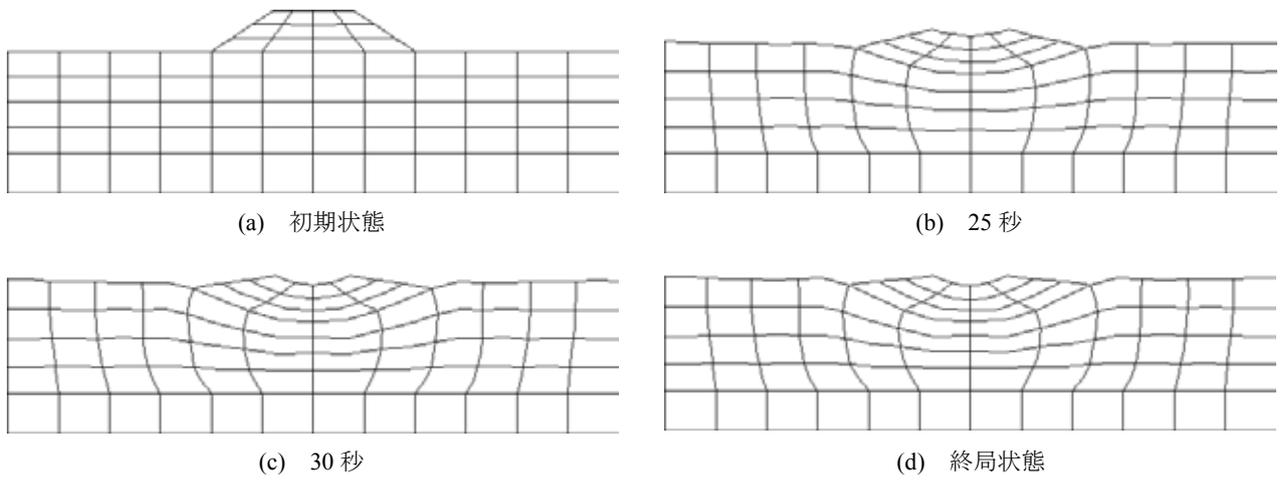


図6 解析モデルの変形の経時変化（岩手・宮城内陸地震の場合）.

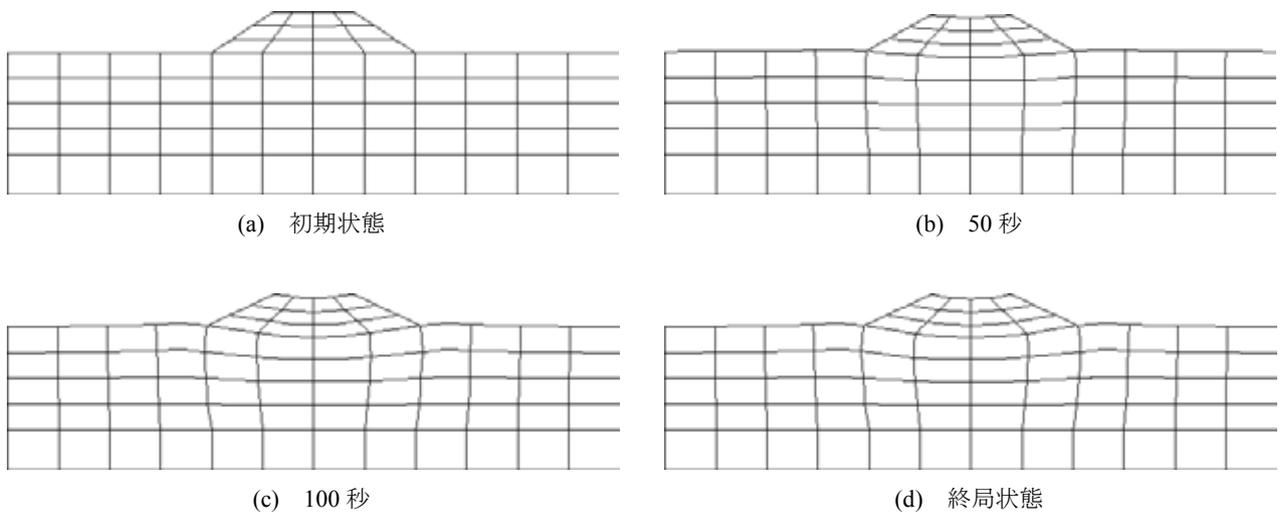


図7 解析モデルの変形の経時変化（東北地方太平洋沖地震の場合）.

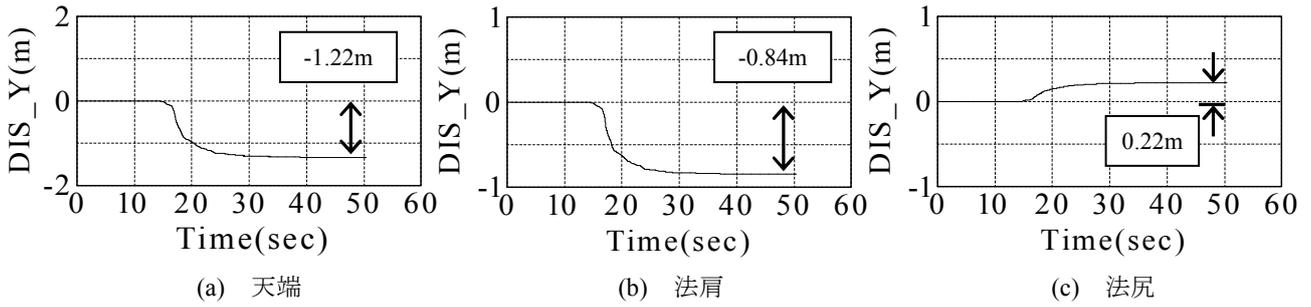


図8 鉛直方向の盛土応答変位波形（新潟県中越地震の場合）。

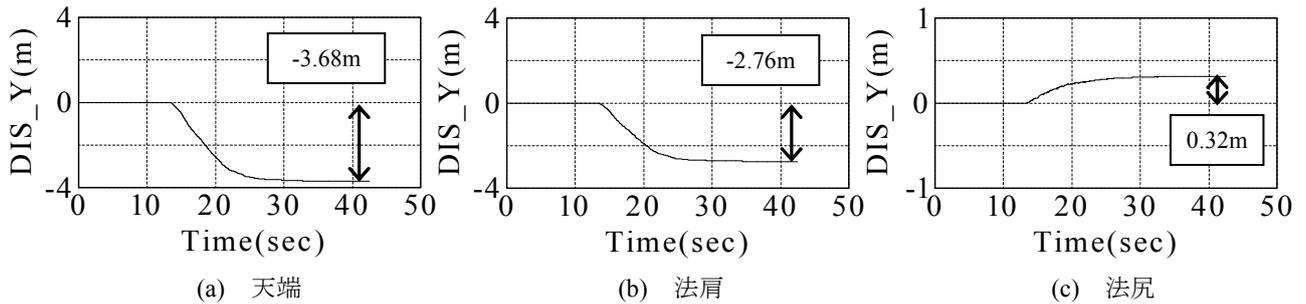


図9 鉛直方向の盛土応答変位波形（岩手・宮城内陸地震の場合）。

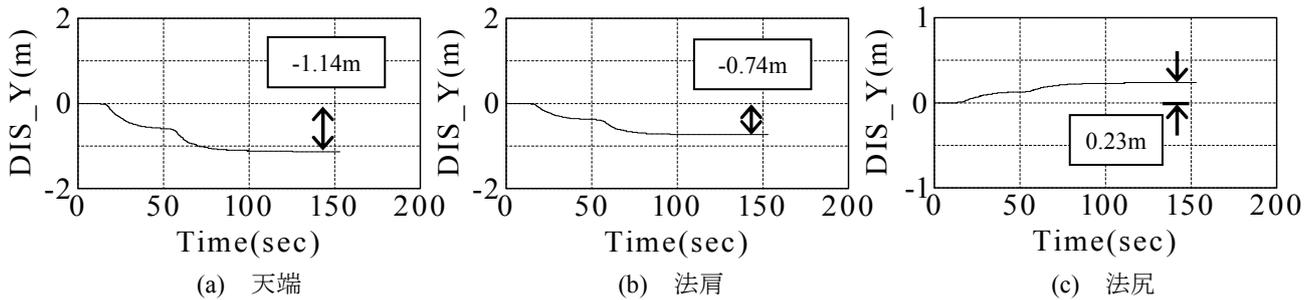


図10 鉛直方向の盛土応答変位波形（東北地方太平洋沖地震の場合）。

性が低下したため各地点での変位量が増加したと考えられる。図8より、30秒でほぼ終局状態となり、天端が1.22m、法肩が0.84m沈下し、法尻が0.22m隆起している。

岩手・宮城内陸地震の場合は、20秒で最大加速度が発生するため天端・法肩において一気に変化が生じる。さらに、大きな加速度を継続して入力されているため、30秒までの盛土の変位量の推移が激しくなり、終局状態では、天端が3.68m、法肩が2.76m沈下し、法尻が0.32m隆起している（図9）。

東北地方太平洋沖地震の場合は、35～40秒の間において一度目の加速度のピークが発生する。そのため、50秒程度で変形が一旦は終局する。さらに、90秒で最大加速度が生じ、各地点の変位量は2倍近くの変形となる。天端、法肩、法尻のどの地点でも二段階の変化の推移が見られたことを図10は示唆している。また、終局状態では天端が1.14m、法肩が0.74m沈下し、法尻が0.23m隆起している。

入力地震動の最大加速度が大きくなるにつれて、変位量

は大きくなる傾向にある。しかし、東北地方太平洋沖地震と新潟県中越地震の入力加速度とその解析結果を比較すると、加速度は東北地方太平洋沖地震のほうが大きい、各地点の変位量は新潟県中越地震のほうが大きい。この要因としては、共振作用の影響が考えられる。表層地盤の材料定数より、本研究で設定した盛土基礎地盤モデルの表層地盤の固有周期が約0.4秒程度となる。そして、新潟中越地震の加速度応答スペクトルは、0.1秒から0.45秒では約 10m/s^2 程度となり、東北地方太平洋沖地震の加速度応答スペクトルは、0.1秒でピークに達し、表層地盤の固有周期付近では約 5m/s^2 となる。そのため、本研究の盛土基礎地盤モデルは、新潟中越地震の加速度波形と共振を起こすと考えられる。今後の課題として、固有値解析などにより、盛土基礎地盤モデルの表層地盤の固有周期と、入力加速度波形の周期成分の関係を解析的により明確にする必要がある。

4.2 盛土条件が盛土の地震応答に及ぼす影響

つぎに、盛土材の材料定数をかえて解析を行った。弾性係数 E 、粘着力 c 、単位体積重量 γ の値を変更することで、盛土材料が盛土の地震応答に及ぼす影響を解析的に検討した。また、解析に用いる地震波は東北地方太平洋沖地震の観測加速度波形 (図 4(c)) とした。そして、表層地盤、基盤の材料定数、並びに盛土材のポアソン比 ν 、内部摩擦角 ϕ 、ダイレイタンス角 ψ は表 1 の値を設定した。

まず盛土材の弾性係数 E についての解析・検討を行なった。弾性係数は応力度/ひずみ度で表される値で、変形のしにくさを表す。一般に硬いものほど弾性係数が大きくなるので、盛土材の弾性係数を $E=30, 60, 90, 120\text{MPa}$ の 4 つの場合について検討した。図 11 は盛土材の弾性係数 $E=60, 90\text{MPa}$ の場合の盛土基礎地盤モデルの変形の終局状態を示す。図 14 はそれぞれ 4 つの弾性係数 E と、その場合の盛土の天端、法肩、法尻における沈下量の関係を表す。図 14 から、盛土材の弾性係数 E の向上による各地点の変位量の変化は認められなかった。したがって、盛土材の弾性係数 E は地震時における盛土の鉛直変位量にあまり影響しないものと考えられる。

つぎに、盛土材の粘着力 c についての解析・検討を行なった。Mohr-Coulomb 式によれば、粘着力 c が大きくなれ

ば、土のせん断強さが増加する。よって、盛土材の粘着力を $c=20, 30, 40, 50\text{kPa}$ の 4 つの場合について解析を行い、盛土材のせん断強さが盛土の耐震性に及ぼす影響について検討した。図 12 は盛土材の粘着力 $c=30, 40\text{kPa}$ の時の盛土基礎地盤モデルの変形の終局状態を示す。盛土材の粘着力 c を向上させると、盛土の天端、法肩、法尻の変位量が減少していくことが図 15 から読み取れる。これは、盛土のせん断強さの向上によるものと考えられる。天端における粘着力 c が $c=20\text{kPa}$ の場合と $c=50\text{kPa}$ の場合の変位量が 0.65m 、法肩では 0.372m 、法尻では 0.16m 減少したことから、盛土の粘着力 c を増加させることは、盛土の耐震性向上に対して有効である。

最後に盛土材の単位体積重量 γ についての解析・検討を行なった。地盤上における盛土や構造物の単位体積重量が小さければ、地盤にかかる力が減少することが容易に考えられる。したがって盛土材の単位体積重量の値を $\gamma=16, 14, 12, 10\text{kN/m}^3$ と小さくすることで、盛土材の単位体積重量 γ が盛土の耐震性に及ぼす影響について検討した。図 13 は単位体積重量 $\gamma=14, 10\text{kN/m}^3$ の場合の盛土基礎地盤モデルの変形の終局状態を示す。盛土の単位体積重量 γ の軽量化に伴い変位量が減少することを図 16 は示している。天端における単位体積重量 $\gamma=18\text{kN/m}^3$ の場合と $\gamma=10$

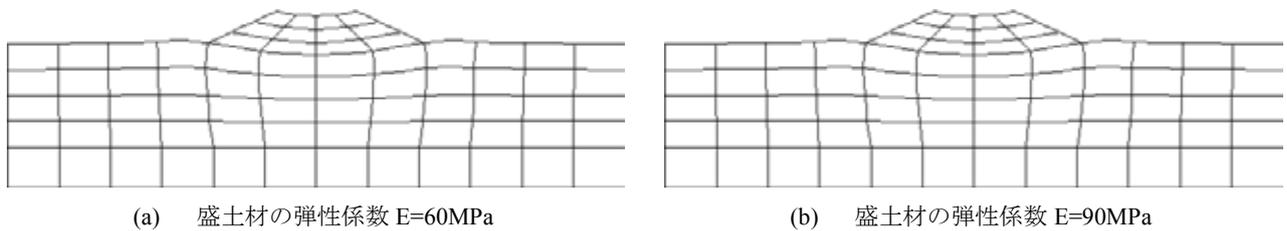


図 11 盛土材の弾性係数 E を変えた場合の変形の終局状態。

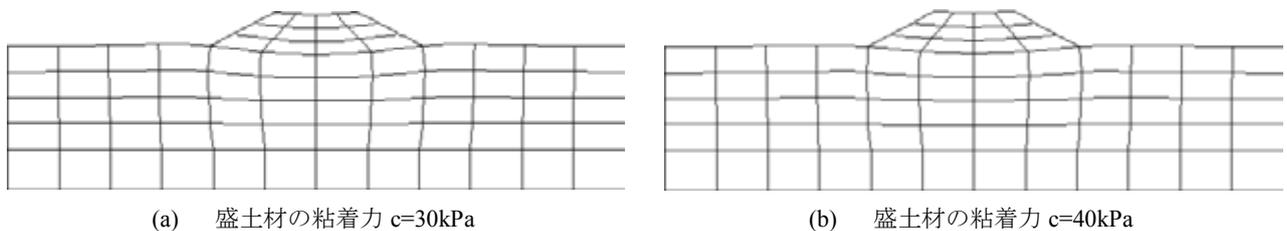


図 12 盛土材の粘着力 c を変えた場合の変形の終局状態。

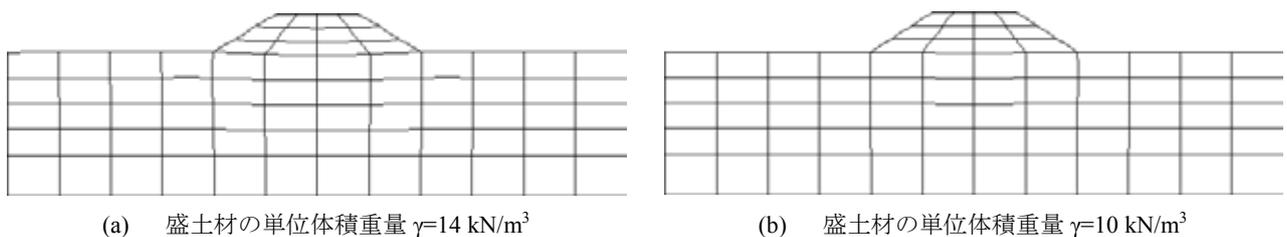


図 13 盛土材の単位体積重量 γ を変えた場合の変形の終局状態。

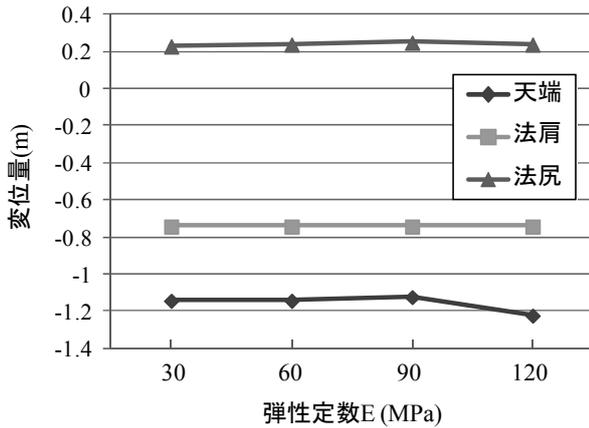


図 14 盛土材の弾性定数 E を変えた場合の盛土の変位量.

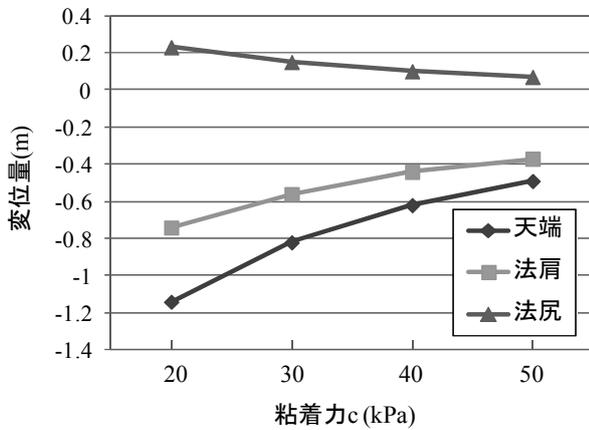


図 15 盛土材の粘着力 c を変えた場合の盛土の変位量.

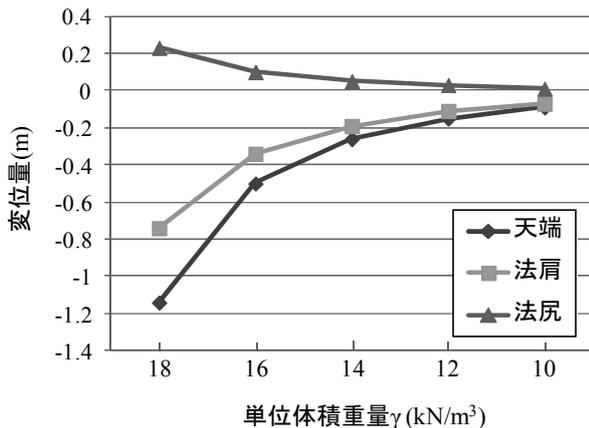


図 16 盛土材の単位体積重量 γ を変えた場合の盛土の変位量.

kN/m^3 の場合の変位量が 1.05m、法肩では 0.668m、法尻では 0.22m 減少した。

盛土材の条件 (弾性係数 E、粘着力 c、単位体積重量 γ) が盛土の耐震性に与える影響について、単位体積重量 γ の変更による効果が最も顕著に表れた。これは、盛土材の

単位体積重量 γ を小さくすることで、盛土の耐震性を向上させることができることを示唆している。しかし、軽量盛土として、気泡混合盛土が使われるが、地震による水平荷重を受けた場合、この盛土にせん断応力が発生するとともに、斜め引っ張り応力が発生するため、実施工時には十分な配慮が必要となる。

5. まとめ

本研究では、有限要素法により盛土基礎地盤の変形解析を行った。その結果、マグニチュードや最大加速度、地震波の継続時間の違いが盛土の変形挙動に与える影響を有限要素法による解析により明らかにした。また、単位体積重量 γ が小さく、粘着力 c の大きい材料を盛土材として使用することで、盛土の耐震性を向上させることができることを示唆した。

参考文献

- 1) 佐々木 哲也: 道路盛土の耐震性向上の考え方, ベース設計資料, No.148 土木編, pp.48-51, 2011.
- 2) 鍋島 康之, 田中 雄太, 豊田 新悟: 法尻補強した道路盛土の振動台実験, 明石工業高等専門学校研究紀要, No.50, pp.35-40, 2007.
- 3) 亀井 健史, 珠玖 隆行, 志比 利秀: Cam-clay 有限変形解析によるマレーシア軟弱海成粘土地盤上に建設された試験盛土の力学的挙動の評価, 地盤工学ジャーナル, Vol.1, No.3, pp.71-83, 2006.
- 4) Kamei, T., Shuku, T. and Shibi, T.: Simplified Deformation Analysis of Embankment Foundation Using Soil Parameters Estimated by Plasticity Index, The 20th International Offshore and Polar Engineering Conference, 2, pp.551-558, 2010.
- 5) 田中 博文, 沖村 孝, 鳥居 宣之: 盛土の地震応答特性評価に地盤の空間的不均質性及び影響, 土木学会地震工学論文集, No.28, pp.1-8, CD-ROM, 2005.
- 6) 秦 吉弥, 一井 康二, 土田 孝, 加納 誠二: 降雨による盛土の耐震性低下に関する一考察, 土木学会論文集, Vol.65, No.2, pp.401-411, 2009.
- 7) 篠田 昌弘, 米澤 豊司, 丸山 修, 小島 謙一: ライフサイクルコストを用いた地震時の補強盛土の経済的評価, 土木学会論文集 C, Vol.65, No.2, pp.506-517, 2009.
- 8) 地盤工学会: 地盤技術者のための FEM シリーズ①はじめて学ぶ有限要素法, 地盤工学会, 206p., 2003.
- 9) 地盤工学会: 地盤技術者のための FEM シリーズ②弾塑性有限要素法がわかる, 地盤工学会, 296p., 2003.
- 10) 地盤工学会: 地盤技術者のための FEM シリーズ③弾塑性有限要素法をつかう, 地盤工学会, 314p., 2003.
- 11) 池田 俊雄: 地震時変状盛土の地盤条件に関する報告書, 長岡技術科学大学, 60p., 1986.