3.3.10 地盤の三次元挙動評価技術の開発（その２）

目　次

(1) 業務の内容

(a) 業務題目　地盤の３次元挙動評価技術の開発（その２）

(b) 担当者

所　属	役　職	氏　名	メールアドレス
防災科学技術研究所 特定プロジェクトセンター 実大三次元震動破壊実験施設 利用ﾌﾟﾛｼﾞｪｸﾄ	プロジェクト ディレクター	佐藤　正義	m.sato@bosai.go.jp
清水建設技術研究所　社会基盤技術センター	主席研究員	社本　康広	shamoto@shimz.co.jp
Wayne State University （USA）	Associate Professor	香川　崇章	tkagawa@eng.wayne.edu

(c) 業務の目的

Ｅーディフェンスでの地盤－構造物系実験における二、三次元の地震入力に対する地盤と構造物の耐震性能の革新的評価のため、土の三次元応力ひずみ関係モデルを開発するとともに、FEM と DEM の両者を考慮できる地盤の三次元挙動評価技術の開発を行う。すなわち、土の応力ひずみ関係は応力場に依存した明確な誘導異方性を有しているが、従来から提案されている土の繰返変形モデルは、簡単のため等方仮定のもとで作成されており、誘導異方性の効果を考慮することができない。ここでは、応力場に依存した土の力学特性に与える誘導異方性の影響を評価するための検討を行う。

１）３次元応力場を再現した繰返し土要素の変形特性の評価
２）中間主応力の影響を受ける土の応力ひずみ関係の表現
３）土の３次元挙動を評価するための FEM と DEM による数値解析手法の開発

(d) ５ヵ年の年次実施計画

1)平成１４年度：

①中間主応力の異なる軸対称供試体の繰返し変形特性。
②応力場の異方性を表現できる２次元のハイブリッド要素モデルの提案と妥当性の評価。
③FEM用のパイロットプログラム作成とDEMによる数値解析手法の検討

2)平成１５年度：

① 提案した２次元のハイブリッド要素モデルを用いた地震応答解析手法の提案
② 上記の手法を用いて、建築物を有する地盤モデルに対して、ハイブリッド要素法と通常の等方応力要素を用いた数値解析を行い比較検討。
③ FEMのテストプログラムとDEMによる数値解析用パイロットプログラムの作成

3)平成１６年度：

① 構造物地盤系モデルの遠心模型実験の実施。

② 上記試験結果にシミュレーション解析の実施。

③ ２次元のハイブリッド要素モデルの有効応力モデルへの応用とこれを用いた数値解析事例の検討。

④ FEMとDEMによる数値解析用のプログラムの作成

4)平成１７年度：

① ３次元異方応力場を表現できるハイブリッド応力ひずみ関係モデルの提案。

② 要素試験結果を用いた上記モデルの妥当性の検証。

③ 等方応力モデルと提案した異方応力モデルの３次元FEM解析による比較。

④ FEMとDEMによる数値解析プログラムの実験との比較による検証と改良

5)平成１８年度：

① ３次元応力場での振動実験の解析

② 上記の実験結果に提案モデルの妥当性の検証。

③ 総合評価・改良を行う。

④ 全体のまとめを行う。

(f) 平成１５年度業務目的

① 地盤の応力場の異方性に伴う誘導異方性の効果を表現するために平成１４年度に提案した土質動力学モデルを用いた地震応答解析手法を提案する。

② 上記の解析手法を、関東平野に建設された直接基礎を有する地下２階、地上６階のコンクリート造の建物を想定し、異方体としての効果が、地盤や建屋に与える影響を検討する。

③ FEMのテストプログラムとDEMによる数値解析用パイロットプログラムの作成

(2) 平成１５年度の成果

(a) 業務の要約

平成１５年度は次の各項目を実施した。

1) 平成１４年度に提案した地盤の異方性を考慮した上で地盤の非線形な応力ひずみ関係を表現することのできる応力-ひずみ関係モデルを用いた地震応答解析手法を提案した。

2) 上記の解析手法を用いて、関東平野に建設された直接基礎を有する地下２階、地上６階のコンクリート造の建物を想定した地震応答解析を行った。この結果、異方モデルを用いた地盤の地震時応答は等方体モデルに比べ加速度応答が低下し、変位および基礎底面でのせん断応力が増加する。建屋の応答は、レベル１相当の地震では、応答加速度と層せん断力等の内部応力は、等方モデルと異方モデルで顕著な差異がない。しかしレベル２地震や水平上下同時入力の場合は、異方モデル地盤の方が建屋のロッキングの影響を強く受け、上層ほど層間変位が

大きいことが認められた。

3) 巨大地震が地盤や構造物に及ぼす影響を評価することを目的として、DEM を構成則として用いることのできる FEM をベースとした有効応力解析法の開発をめざしている。この解析法の特徴は、破壊あるいは破壊に近い状態での地盤・構造物の地震応答をより良く評価するために、大変形・大歪理論を用い、大歪解析に適した DEM を構成則の一つのオプションとして用いることである。14 年度には、土台となる大変形・大歪解析が可能な FEM コードの原型、及び、この FEM コードとともに用いることのできる DEM コードの原型を試作した。本年度はこれらの解析コードの改良と拡張を行った。

(b) 業務の実施方法

1) 非線形性を考慮した異方モデルとこれを用いた地震応答解析手法

平成１４年度に提案した地盤の異方性を考慮した上で地盤の非線形な応力ひずみ関係を表現することのできる応力-ひずみ関係モデルを用いた地震応答解析手法を提案する。

2) 地盤－建屋相互作用系の地震応答解析による検討

上記の解析手法を用いて、関東平野に建設された直接基礎を有する地下２階、地上６階のコンクリート造の建物を想定した地震応答解析を行い、地盤の異方性の影響を検討・把握する。

3) 有効応力解析のためのパイロットプログラム開発

平成１４年度にプロトタイプを開発したDEMを構成則として用いることのできるFEMをベースとした有効応力解析法の改良と拡張を行う。

(c) 業務の成果

1) 非線形性を考慮した異方モデルとこれを用いた地震応答解析手法

a) 非線形性を考慮したハイブリッド要素モデル

平成 14 年度の研究成果から明らかにされた主応力方向の違いによる応力場の誘導異方性の効果を表現するためには、本来異方体の影響を考慮した応力ひずみ関係モデルの構築が必要になる。しかしながらこの方法は、通常利用されている２、３次元 FEM 解析のような等方体の構成則を扱った解析手法と異なるため、応力ひずみ関係モデルに対応した数値解析システムを新たに構築しなければならないという問題が生じる。

上記の問題点を解決するために、平成 14 年度は２つの等方体要素を組み合わせて一つの異方体要素と考える手法を提案した。この考え方で弾性体を用いた場合の２次元ハイブリッド要素モデルは、次式のように表すことができる[1)]。

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E_o}\left\{\sigma_1 - \nu_o \cdot \sigma_2\right\} \tag{1}$$

$$\varepsilon_2 = \frac{1}{E_o}\left\{-\nu_o \cdot \sigma_1 + k \cdot \sigma_2\right\} \tag{2}$$

$$E_o = \alpha \cdot E_a + \beta \cdot E_b \tag{3}$$

$$\nu_o = \alpha \cdot \nu_a + \beta \cdot \nu_b \tag{4}$$

$$k = \left\{(\alpha - \beta)^2 + \alpha\beta\left(\sqrt{\frac{E_b}{E_a}}(1-\nu_a) + \sqrt{\frac{E_a}{E_b}}(1+\nu_b)\right)\left(\sqrt{\frac{E_b}{E_a}}(1-\nu_b) + \sqrt{\frac{E_a}{E_b}}(1+\nu_a)\right)\right\} \tag{5}$$

ここで、ε_1、ε_2 は主ひずみ、σ_1、σ_2 は主応力、E_o は２つの要素を合成した一つの要素と考えた場合の初期剛性、E_a、E_b、ν_a、ν_b は図１に示す２つの等方要素の剛性とポアソン比である。

式(１)～(５)から明らかなように、このモデルでは、通常の弾性体のモデルに対して、水平方向の剛性が 1/k に低下することと等価である。また要素 a,b のポアソン比を同一にしてもモデル上の制約にはならない。このような条件の場合、E_o、ν_o、k から E_b / E_a を以下のように求めることができる。

$$\frac{E_b}{E_a} = \left(\frac{\sqrt{t}}{2} + \frac{\sqrt{t-4}}{2}\right)^{-2}、\ t = \frac{1}{\alpha\beta}\left(1 + \frac{k-1}{1-\nu_o{}^2}\right) \tag{6}$$

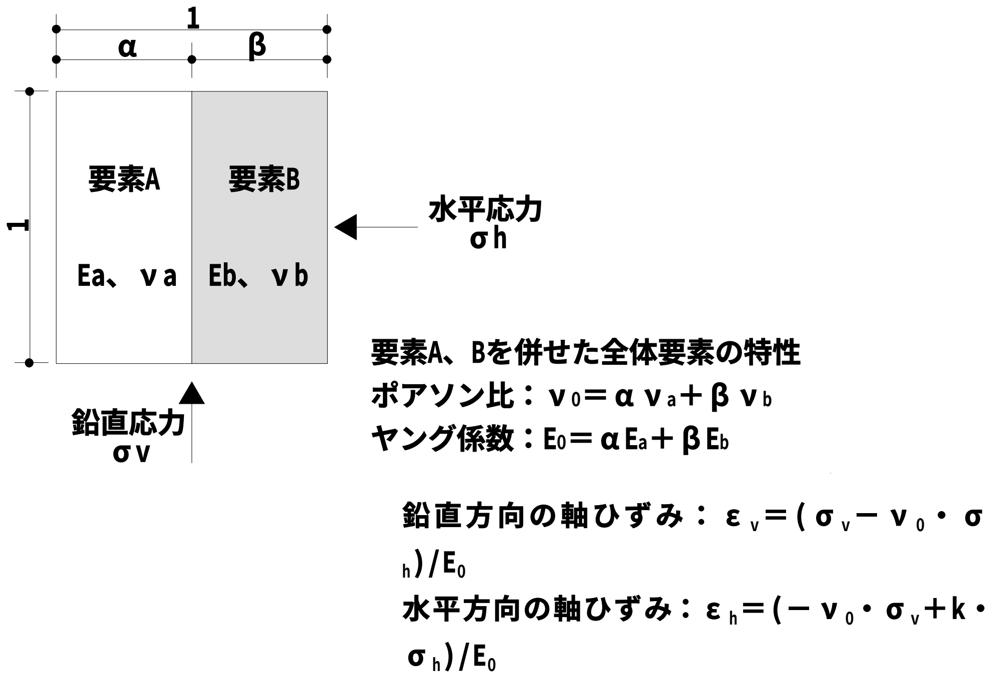


図１　二次元誘導異方モデル

地盤の繰返し変形特性を妥当に表現するために、上記に示した考え方を用いて、異方体としての効果を考慮した上で、修正 R-O モデルを二次元の場合に拡張したものを示す。修正 R-O モデルは、応力ひずみ関係を以下のように表すことができる。

骨格曲線　$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G_o}\left(1+\alpha\left|\tau_{xy}\right|^{\beta}\right) \tag{7}$$

ブランチ曲線　$$\frac{\gamma_{xy}-\gamma_o}{2} = \frac{\tau_{xy}\pm\tau_o}{2G_o}\left(1+\alpha\left|\frac{\tau_{xy}\pm\tau_o}{2}\right|^{\beta}\right) \tag{8}$$

ここでα、βは基準せん断ひずみγ_{rf}（せん断剛性が 1/2 になるせん断ひずみ）と最大減衰定数$h_{\max}$の関数として次式のように表わすことができる。

$$\alpha = \left(\frac{2}{\gamma_{rf}G_o}\right) \tag{9}$$

$$\beta = \frac{2\pi h_{\max}}{2-\pi h_{\max}} \tag{10}$$

これを二次元の応力場に適用させるには、二次元平面ひずみ条件での応力とひずみ増分に関する剛性マトリックスを次式のように定義すればよい。

$$D=\begin{bmatrix} \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{E\nu}{1+\nu} & \\ \frac{E\nu}{1+\nu} & \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \\ & & G' \\ & & \end{bmatrix} \tag{11}$$

ここでνはポワソン比、G'は（3.13）式から時刻歴毎に求められるせん断応力増分とせん断ひずみ増分の比として表わすことができる。（3.16）式のパラメータは以下のような関係がある。

$$G'=\frac{\partial\tau_{xy}}{\partial\gamma_{xy}}、\quad E=2G'(1+\nu) \tag{12}$$

上記のモデル表現から明らかな通り、ここで示すモデルは等方体を現すモデルであるが、隣あった２つの要素の初期剛性を設定することによって直交異方性の効果を表現することが可能である。

b) 地震応答解析手法とハイブリッド要素モデルのパラメータ

図２は、提案したモデルを用いた地震応答解析のフローを示したものである。図中に等方体要素を用いた通常の地震応答解析の場合も併せて示すが、鉛直および水平方向の主応力から２つの要素の剛性を決定すること以外は、等方体の解析と同一である。

構造物を含む地盤モデルの自重解析を行い、土要素に生じた主応力から次式に基づいて地盤の等価剛性を算定する。この状態を初期値として、地震応答解析を行う。この仮定から明らかなように、異方モデルの平均剛性は、等方モデルと同一である。

$$\text{等方体の場合}\quad E_o=\left(\frac{\sigma_m}{\sigma_i}\right)^{0.5}\times E_i \tag{13}$$

$$\text{異方体の場合}\quad E_h=\left(\frac{\sigma_v}{\sigma_i}\right)^{0.5}\times E_i、\quad E_h=\left(\frac{\sigma_h}{\sigma_i}\right)^{0.5}\times E_i \tag{14}$$

修正 R-O モデルの場合、非線形性を表すパラメータとして、せん断剛性が初期せん断剛性の 1/2 になるせん断ひずみ規準せん断ひずみγ_{rf}と最大減衰定数$h_{\max}$がある。平成 14 年度の研究において、異方応力場においても剛性低下率や等価減衰のひずみ依存性は平均主応力に依存していることを明らかにした。したがって、異方モデルにおいても、規準せん断ひずみや最大減衰定数は、設定された剛性の値に依らず等方体の場合と同じ値となる。規準せん断ひずみは、平均拘束圧の関数として次式のように表すことができる。このことから、異方体の効果を表現する２つのハイブリッド要素は初期剛性以外は同一のパラメータで良いことが分かる。

$$\gamma_{rf}=\left(\frac{\sigma_m}{\sigma_i}\right)\times\gamma_{rfi} \tag{15}$$

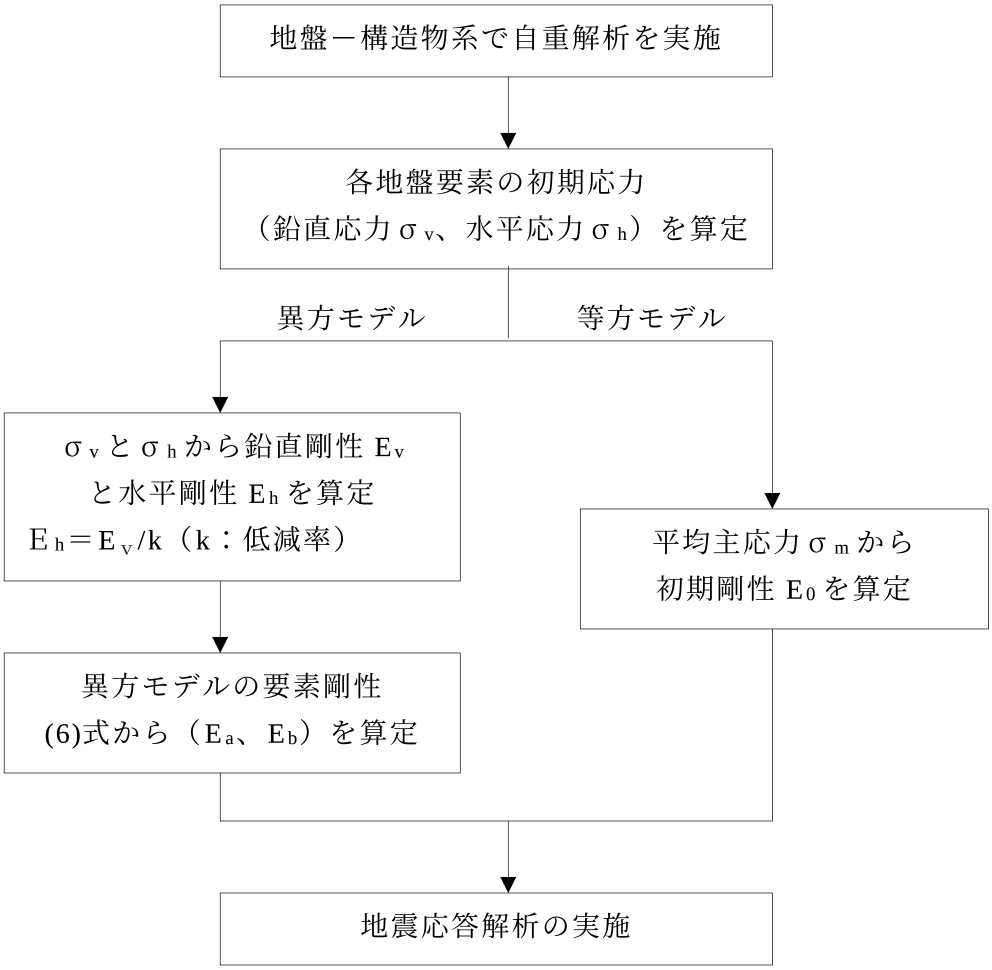


図２　異方モデルを用いた地震応答解析の手順

2) 地盤－建屋相互作用系の地震応答解析による検討

a) 解析モデルと解析条件

地盤－建屋相互作用系の解析モデルを図３および図４に示す。地盤は二次元平面ひずみ有限要素でモデル化し、建屋は線形多質点系モデルとする。図３は全ての地盤要素を等方体とし、図４は建屋周辺の地盤を二次元誘導異方モデルとしたものである。解析モデルの左右側方部は、繰返し境界とする。地震動の加振方向は、水平入力と水平・上下同時入力の２つのケースを考える。水平入力時のモデル底面部は、水平方向を粘性境界、上下および回転方向を固定境界とする。水平・上下同時入力の時は、水平および上下方向を粘性境界、回転方向を固定境界とする。

地盤および建屋の振動諸元、入力地震動、入力レベルおよび解析ケース等に関する条件を以下に記述する。

① 地盤条件

立地サイトは、関東平野の標準的な地盤を想定する。地盤条件は、日本建築学会「建築基礎構造設計例集 4.3 節」[2] に示されている事例を参考に設定する。当該地盤の概要を図５および表１に示す。地表から深度 9m までの地層は、関東ローム層および緩い砂層である。深度 9m から深度 25m までの地層が N 値 25～40 程度の比較的密な沖積砂層となる。深度 25m から深度 35m までの地層が N 値 10 以上の比較的硬質な粘性土層となり、深度 35m 以深は N 値 50 以上の硬質砂礫層である。建屋の基礎は、深度 9m 以深の比較的密な砂質土層に直接支持させる形式とする。

地盤要素のせん断応力－せん断ひずみ関係は、修正 Ramberg－Osgood モデル（以下、修正 R-O モデルと呼称する）[3)、4)] を用いる。修正 R-O モデルの応力ひずみ関係を図６に示す。修正 R-O モデルは、骨格曲線を指数関数で与え、履歴関数を Masing 則で与えられる。なお初期せん断弾性係数 G_0 および基準せん断ひずみ γ_{rf}（せん断剛性低下率 G/G_0＝0.5 の時のひずみ）は、平均有効拘束圧 σ'_m の 0.5 乗に比例させて設定した。

② 対象建屋

対象とする建物は一般的な事務所ビルを想定し、地下２階・地上６階建の鉄筋コンクリート造とする。対象建屋の平面および断面を図６に示す。平面形は、4×4 スパン（１スパン 6m、幅×奥行：24m×24m）の正方形とする。各階の高さは 3.5m とし、地上高さは 21m である。上部構造の構造形式は純フレームとし、1 階柱の断面寸法は 70cm×70cm とする。地上部の荷重は 1.5tf/m^2（＝15kN/m^2）とし、各階共通とする。基礎形式はべた基礎（直接基礎）とし、根入れ深さは 9m、地下外壁の厚さは 25cm とする。普通コンクリートの設計基準強度は 240kgf/cm^2（ヤング係数：2.3×10^{5}kgf/cm^2、せん断弾性係数は 9.86×10^{4}kgf/cm^2）とし、使用鉄筋は SD30 とする。

建屋は、１本棒の線形多質点系モデルとする。建屋の振動諸元を表３に示す。振動諸元は、長期荷重に対して各階の柱部材の断面寸法を決定し、それに基づき算定したものである。

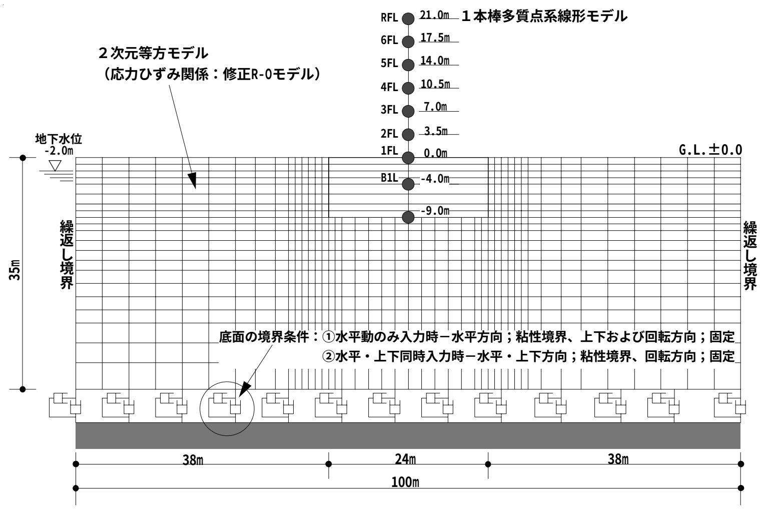


図３　地盤要素を等方体とした場合の２次元 FEM 地震応答解析モデル

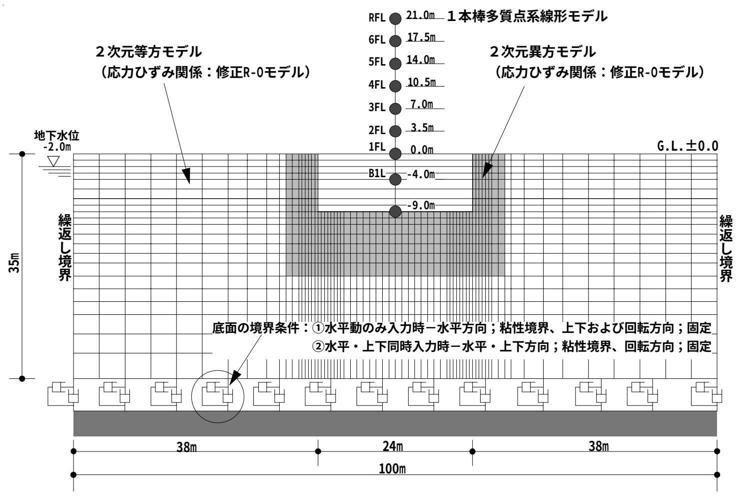


図４　地下部分の周辺地盤を異方モデルとした場合の２次元 FEM 地震応答解析モデル

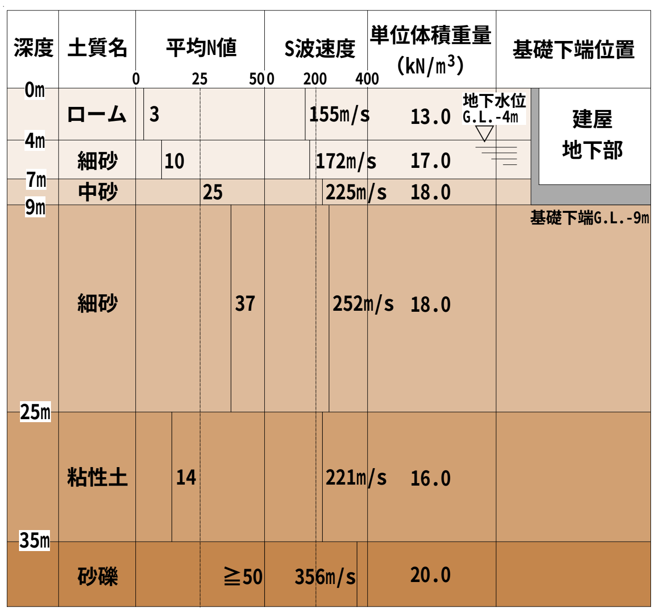
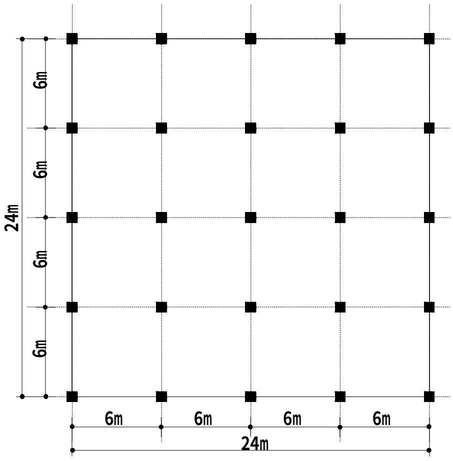
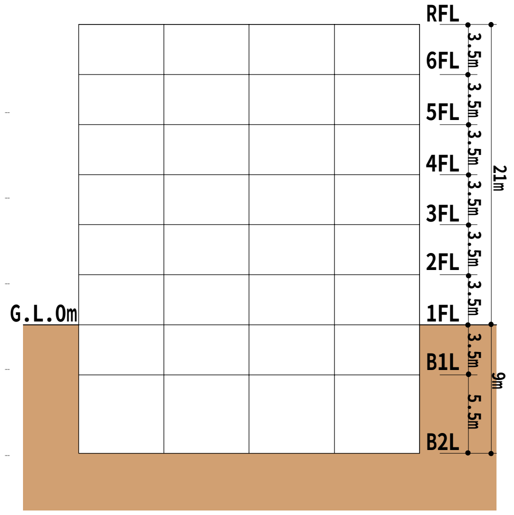


図５　想定地盤条件と基礎下端位置





1階平面図　　　　　　　　　　　断面図

図６　対象建屋の平面および断面の概要

表１　対象建屋の振動諸元

Node No.	階	レベル（m）	重量（tf）	ELEM No.	層高（m）	せん断断面積（m^2）	軸断面積（m^2）	断面２次ﾓｰﾒﾝﾄ（m^4）
8001	RFL	21.0	979.2	8001	3.5	5.06	5.06	360.1
8002	6FL	17.5	979.2	8002	3.5	5.06	5.06	360.1
8003	5FL	14.0	979.2	8003	3.5	6.25	6.25	450.1
8004	4FL	10.5	979.2	8004	3.5	6.25	6.25	450.1
8005	3FL	7.0	979.2	8005	3.5	7.56	7.56	544.7
8006	2FL	3.5	979.2	8006	3.5	10.6	10.6	760.9
8007	1FL	0.0	1080.0	8007	3.5	22.6	34.6	1895.0
8008	B1FL	-4.0	1195.2	8008	5.5	24.3	36.3	2016.6
8009	基礎下端	-9.0	1854.7	—	—	—	—	—

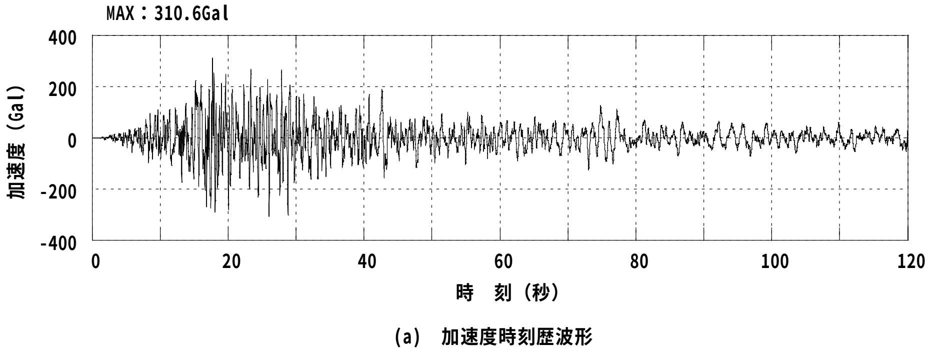
＊1：普通コンクリートの設計基準強度は、Fc＝210kgf/cm^2

＊2：ヤング係数は E＝2.3×10^6tf/m^2、せん断弾性係数は G＝9.86×10^5tf/m^2 とする。

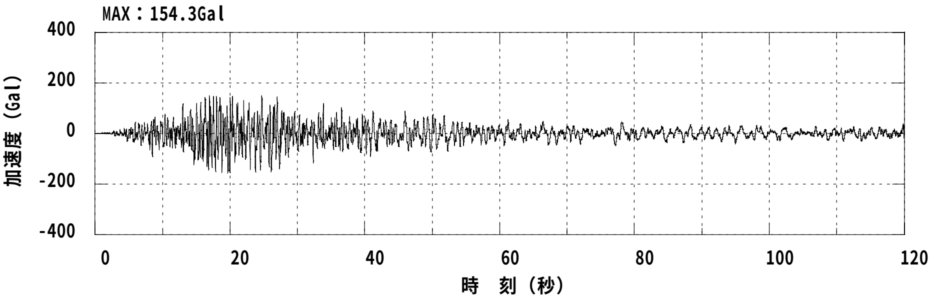
③ 入力地震動と入力レベル

入力地震動は、日本防災協会提案の東京臨海部レベル２模擬地震動（水平動：311Gal、上下動：154Gal、上下/水平の加速度比；0.495）[5] を用いる。入力地震動の時刻歴加速度波形と加速度応答スペクトル（減衰定数 0.05）を図７に示す。

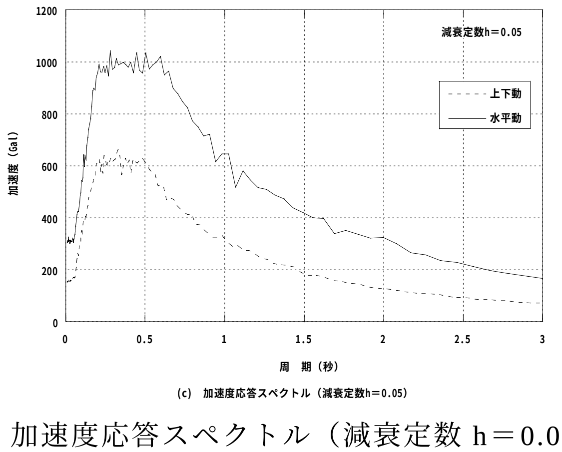
入力レベルは、地盤の地震時応答が比較的小さなひずみで、建屋の応答が弾性範囲内になる中地震相当のレベル１と地盤の非線形性が顕著になる大地震相当のレベル２を設定する。レベル１の水平地震動の入力レベルは、地表面の最大加速度が 70～100gal 程度（震度階 IV）となる最大加速度（60gal）とし、深度 35m の砂礫層に入力する。レベル２は、原波形を深度 35m の砂礫層に入力する。この場合の地表面の最大水平加速度は、380～420gal 程度（震度階 VII）である。上下地震動の入力レベルは、上下/水平の加速度比に基づき最大加速度を設定して深度 35m の砂礫層に入力する。



(a)　模擬水平動の時刻歴加速度波形



(b)　模擬上下動の時刻歴加速度波形



(c)　加速度応答スペクトル（減衰定数 h＝0.05）

図７　東京臨海部レベル２模擬地震動

④ 解析ケース

解析ケースは、入力方向（水平のみ、上下水平）、入力レベル（地表面 80gal、臨海波原波形＝限界地震）および地盤要素の異方性の有無を考慮した８ケースについて行う。

b) 応答解析結果

① 水平入力時の応答結果

・レベル１地震の結果

地盤の深度方向に関する最大応答分布を図８に、建屋の最大応答分布を図９に示す。

建屋から遠く離れた自由地盤の最大応答は、地盤要素全てを等方体にした場合と建屋周辺地盤を異方体とした場合においてほとんど差異はない。しかし、建屋周辺地盤の最大応答は両者で若干の相違が見られ、異方モデルの加速度は等方モデルに比べて小さく、逆に変位は等方モデルより大きい。また、異方モデルのせん断応力は、建屋下部地盤において等方モデルより大きいことがわかる。このような傾向は、異方モデルの水平剛性が等方モデルのそれに比べて小さいことが原因と考えられる。

建屋の最大応答に関しては、相対変位を除き等方モデルと異方モデルの相違は小さい。相対変位は異方モデルの方が大きく、これは基礎部の変位が大きいことに起因している。しかし、層間変位は、両者でほとんど違いが見られない。

地下外壁に作用する地盤の水平応力および基礎底面に作用するせん断力は、異方モデルの方が等方モデルより大きい。これは、異方モデルを用いた場合の建屋地下部の層せん断力が等方モデルの場合より若干大きいことと一致している。

・レベル２地震の結果

地盤の深度方向に関する最大応答分布を図 10 に、建屋の最大応答分布を図 11 に示す。

建屋から遠く離れた自由地盤の最大応答は、地盤要素全てを等方体にした場合と建屋周辺地盤を異方体とした場合でほとんど差異はない。しかし、建屋周辺地盤の最大応答は両者で若干の相違が見られ、異方モデルの加速度は等方モデルに比べて小さく、逆に変位は等方モデルより大きい。また、異方モデルのせん断応力は、建屋下部地盤において等方モデルより大きい。これらの傾向は、レベル１の結果と同様である。

建屋の最大応答に関しては、異方モデルの加速度が等方モデルより若干小さく、相対変位は大きい。変位は上層ほど差異が大きく、異方モデルの層間変位が等方モデルのそれより大きいことがわかる。これは、建屋周辺を異方モデルとした地盤要素の非線形性が、等方体要素に比べてより顕著であるため、地盤の軟化に伴い建屋のロッキングが助長されたことが原因であると考えられる。

地下外壁に作用する地盤の水平応力は、異方モデルの方が等方モデルより大きいが、地盤が非線形性を強めるとほぼ弾性程度のレベル１の結果ほど差異は生じてないことがわかる。また、建屋地下部の層せん断力が両者でほぼ同程度である。これらの傾向は、地盤の異方性の違いよりも非線形性による履歴減衰の効果の方が地震時応答に与える影響が大きいことを示唆している。

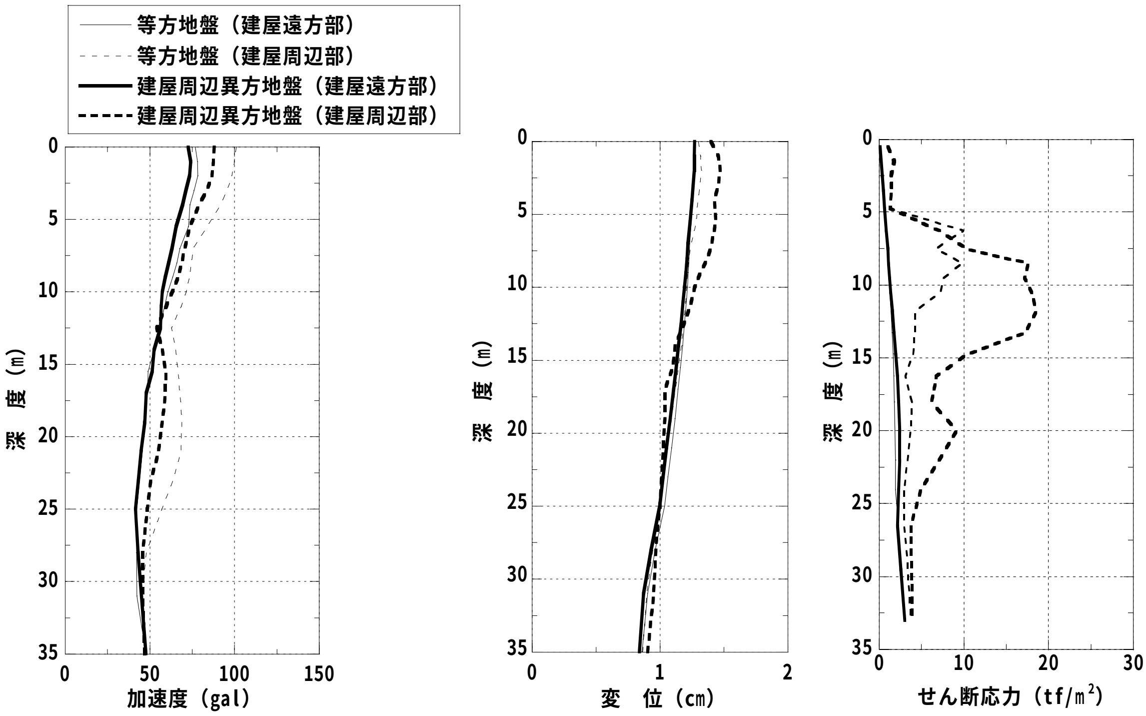
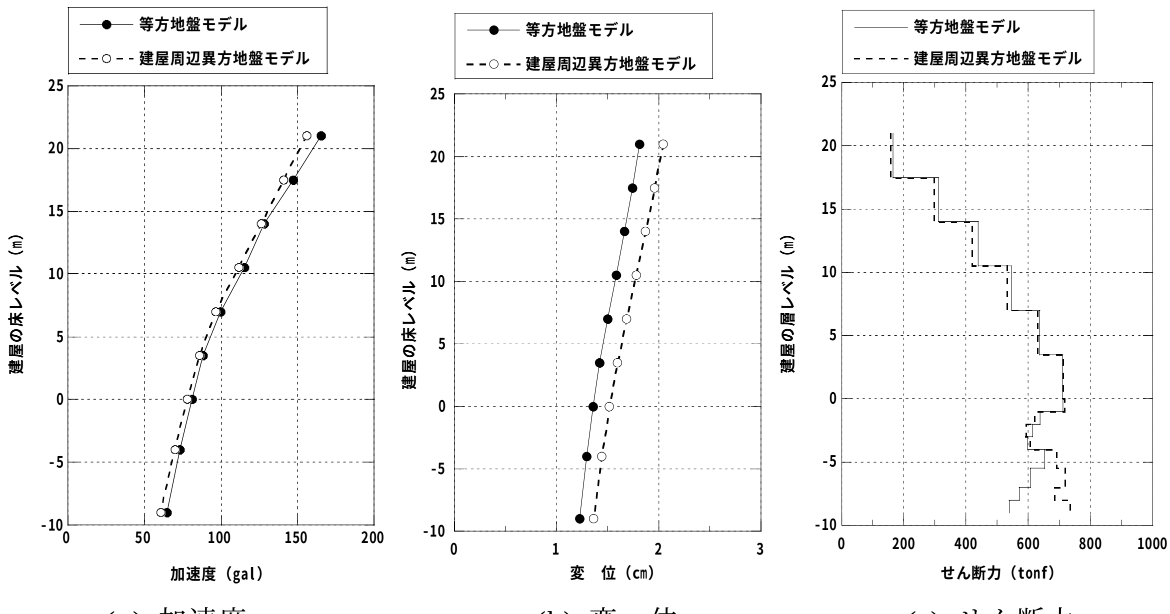


図８　水平入力動の加振による地盤の深度方向に関する最大応答分布



(a) 加速度　　(b) 変　位　　(c) せん断力

図９　建屋の最大応答分布（水平入力、レベル１、case1-1 および case1-2）

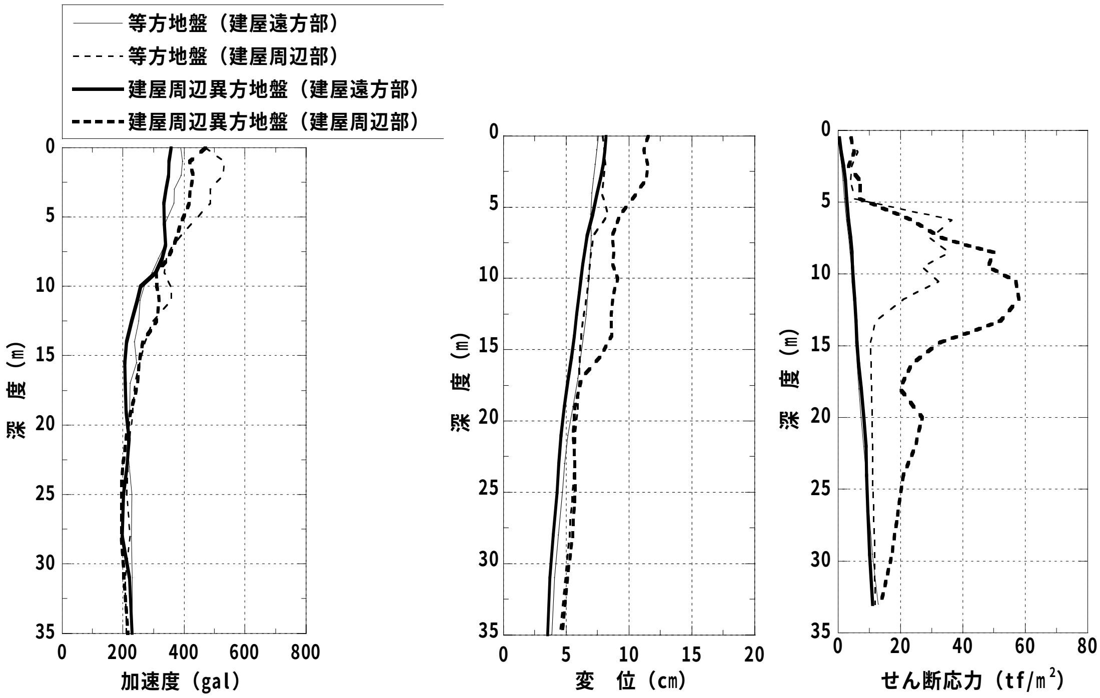
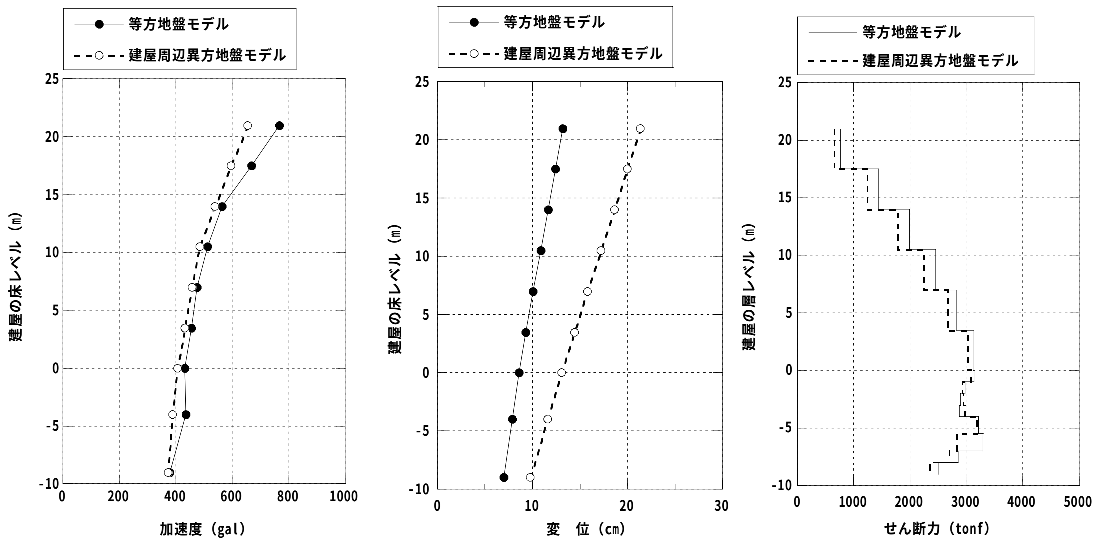


図 10　限界地震に対する地盤の深度方向に関する最大応答分布



(a) 加速度　　(b) 変　位　　(c) せん断力

図 11　限界地震動に対する建屋の最大応答分布

② 水平・上下同時入力時の応答結果

水平上下動入力に対する解析結果の内で、紙数の関係から限界地震に対する解析結果について以下に示す。地盤の深度方向に関する最大応答分布を図 12 に、建屋の最大応答分布を図 13 に示す

地盤の水平および上下加速度は、建屋遠方および建屋周辺の違いや異方性の有無による大小関係の顕著な相違は見られない。水平変位は、建屋周辺の地盤において異方モデルの結果が等方モデルより大きい。せん断応力は、建屋下部地盤において異方モデルの結果が等方モデルの結果より大きいことがわかる。

建屋の最大応答に関しては、水平変位を除き等方モデルと異方モデルの相違は小さい。水平変位は上層ほど差異が大きく、異方モデルの層間変位が等方モデルのそれより大きいことがわかる。これは、建屋周辺部を異方モデルとした地盤要素の非線形性が、等方体の要素に比べてより顕著であるため、地盤の軟化に伴い建屋のロッキングが助長されたことが原因であると考えられる。

地下外壁に作用する地盤の水平応力は、異方モデルの方が等方モデルより大きいが、地盤が非線形性を強めるとほぼ弾性程度の応答になるレベル１の結果ほど差異は生じていない。これは、地盤の異方性の違いよりも非線形性による履歴減衰の効果の方が地震時応答に与える影響が大きいことを示唆している。

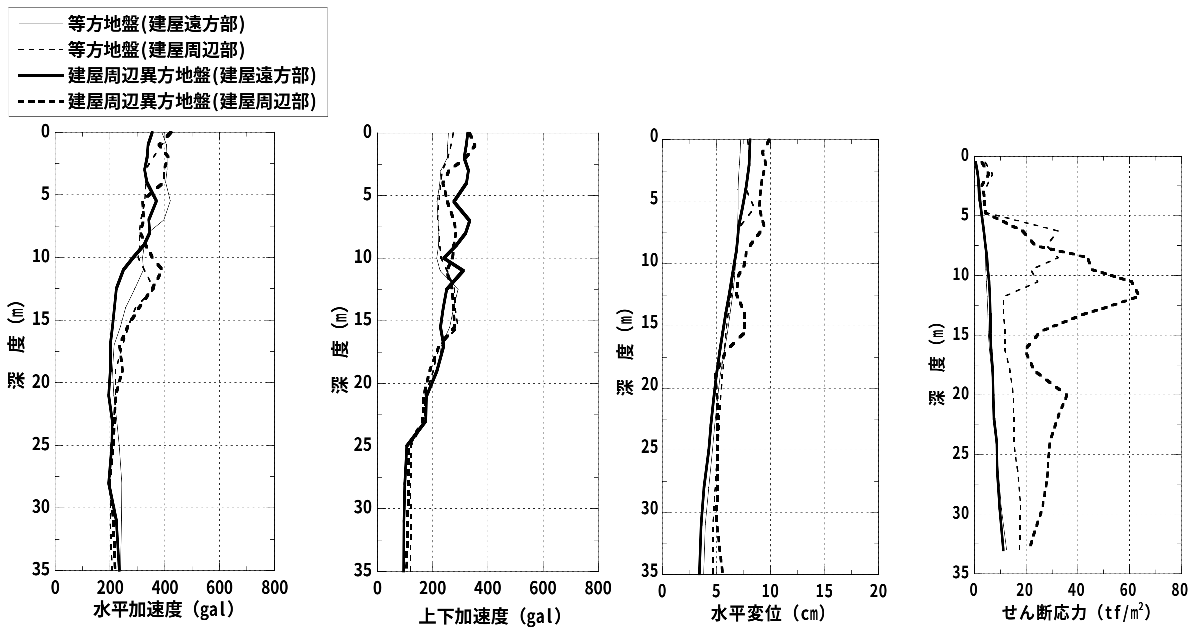
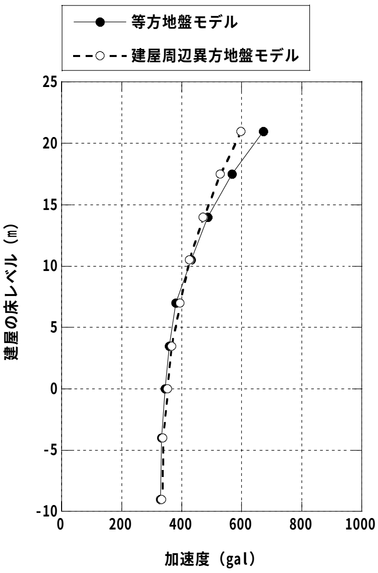
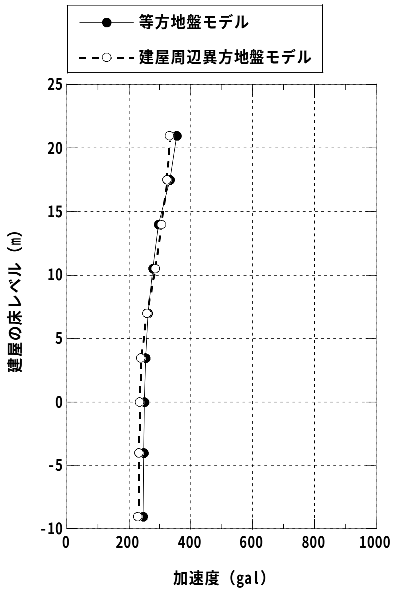


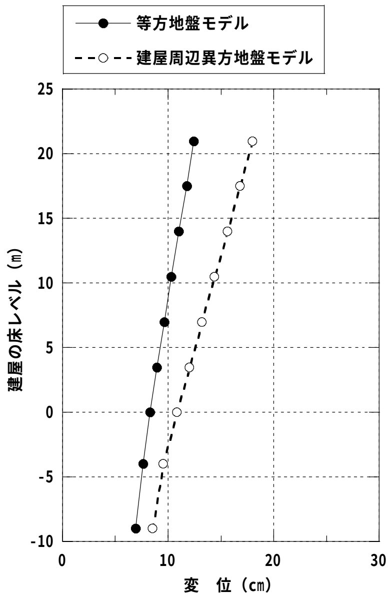
図 12 水平上下入力に対する地盤の深度方向に関する最大応答分布



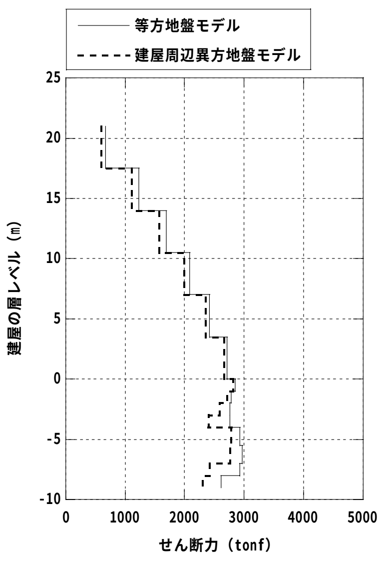
(a)　水平加速度



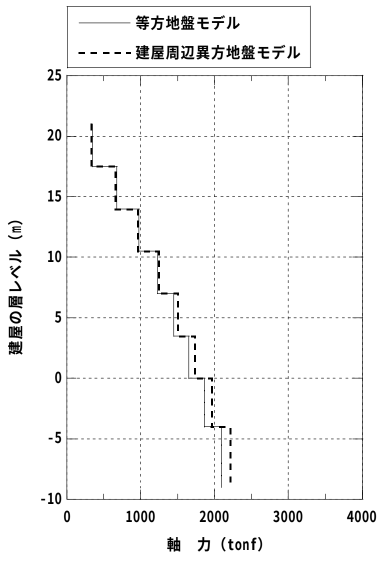
(b)　上下加速度



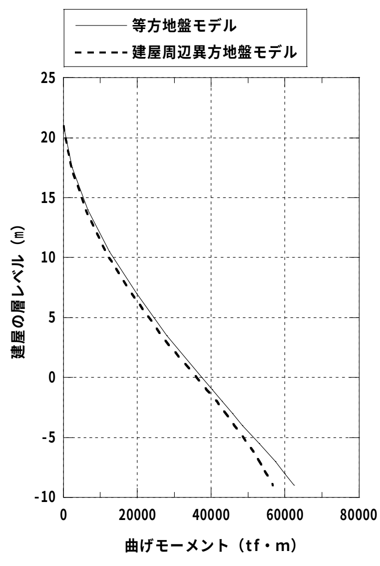
(c)　水平変位



(d)　せん断力



(e)軸力



(f)　曲げモーメント

図 12　水平上下入力に対する建屋の最大応答分布

3) 有効応力解析のためのパイロットプログラム開発

巨大地震が地盤や構造物に及ぼす影響を評価することを目的として、DEM を構成則として用いることのできる FEM をベースとした有効応力解析法の開発を始めた。この解析法の特徴は、破壊あるいは破壊に近い状態での地盤・構造物の地震応答をより良く評価するために、大変形・大歪理論を用い、大歪解析に適した DEM を構成則の一つのオプションとして用いることである。

14 年度には、土台となる大変形・大歪解析が可能な FEM コードの原型を試作した。また、この FEM コードとともに用いることのできる DEM コードの原型をも試作した。15 年度はこれらの解析コードの改良と拡張を主な作業として行った。

a) ＦＥＭを土台とする有効応力解析・並列処理用のパイロットプログラムの検討

15年度は、前年度にその土台となるコードを作成した、有効応力解析・並列処理用のＦＥＭコードのパイロットプログラムの完成に向けてその改良と拡張を行った。実際行った作業として、以下の項目があげられる。

- DEM に基づく構成則や、ユーザーが提供する構成則モデルが２次元および３次元大変形・大歪解析で使えるようプログラム構造に改良を加えた。
- また、基本的な構成則としての von Mises 及び Drucker-Prager 弾塑性モデルが２次元および３次元大変形・大歪解析で使えるようにした。さらに、液状化現象の解析を可能とするために、高度な弾塑性モデルの導入作業中である。
- 大変形・大歪における有効応力解析の理論と数値解法を検討した。
- 反復法に基づく並列処理用 SOLVER を試作した。

下表はパイロットプログラムの現段階での主な特徴である。現段階で、二次元（2-D）及び三次元（3-D）の大変形・大歪解析が可能であるが、構成則は簡単なものに限られている。

定式化	等方線形	von Mises 弾塑性モデル	Drucker-Prager 弾塑性モデル	DEM モデル	ユーザーモデル
微小歪	2-D、3-D	2-D、3-D	2-D、3-D	導入可	導入可
TL 法	2-D、3-D	2-D、3-D	2-D、3-D	導入可	導入可
UL 法	2-D、3-D				

b) ＦＥＭを土台とする有効応力解析理論の検討

試作した大変形・大歪 FEM 解析コードに、間隙水の挙動を取り扱える機能を導入するために、その土台となる理論式をまとめ、数値解析法を検討した。以下の理論に基づいて、FEM 解析コード PILOT を改造中である。

① 支配方程式

間隙水の挙動を含めた動的解析を行うためには、以下の３式が必要である。

$$\mathbf{L}\boldsymbol{\sigma}+\rho\mathbf{g}=\rho\ddot{\mathbf{u}}+\rho_F\ddot{\mathbf{w}} \tag{1)}$$

$$\nabla p+\rho_F\mathbf{g}=\mathbf{k}^{-1}\dot{\mathbf{w}}+\rho_F\ddot{\mathbf{u}}+\frac{\rho_F}{n}\ddot{\mathbf{w}} \tag{2)}$$

$$\nabla^T\dot{\mathbf{w}}=-\mathbf{m}^T\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}+\left(\frac{1-n}{K_S}+\frac{n}{K_F}\right)\dot{p}+\frac{1}{3K_S}\mathbf{m}^T\dot{\overline{\boldsymbol{\sigma}}} \tag{3)}$$

１）式から３）式で以下の定義が用いられている。

$$\mathbf{L}=\begin{bmatrix}\frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial z} & 0\\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} & 0 & \frac{\partial}{\partial z}\\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial y}\end{bmatrix} \tag{4a)}$$

$\boldsymbol{\sigma}^T=(\sigma_{xx}\ \sigma_{yy}\ \sigma_{zz}\ \tau_{xy}\ \tau_{xz}\ \tau_{yz})$ = 全応力 4b)

ρ = 間隙水を含めた土の平均密度 4c)

ρ_F = 間隙水の平均密度

$\mathbf{g}^T=(g_x\ g_y\ g_z)$ = 重力による力ベクトル 4d)

$\mathbf{u}^T=(u_x\ u_y\ u_z)$ = 土粒子の平均的な変位ベクトル 4e)

$\mathbf{w}^T=(w_x\ w_y\ w_z)$ = 間隙水の土粒子変位に対する平均的な相対変位ベクトル 4f)

$$\nabla^T=\left(\frac{\partial}{\partial x}\ \frac{\partial}{\partial y}\ \frac{\partial}{\partial z}\right) \tag{4g)}$$

n = 間隙比 4h)

$\mathbf{k}=\begin{bmatrix}k_x & 0 & 0\\ 0 & k_y & 0\\ 0 & 0 & k_z\end{bmatrix}$ = 透水係数行列 4i)

$\boldsymbol{\varepsilon}^T=(\varepsilon_{xx}\ \varepsilon_{yy}\ \varepsilon_{zz}\ \varepsilon_{xy}\ \varepsilon_{xz}\ \varepsilon_{yz})$ = 大歪み効果を含めた歪みベクトル 4j)

$\mathbf{m}^T=(1\,1\,1\,0\,0\,0)$ 4k)

K_S and K_F = 土粒子および間隙水の平均体積膨張係数 4l)

$\overline{\boldsymbol{\sigma}}^T=(\overline{\sigma}_{xx}\ \overline{\sigma}_{yy}\ \overline{\sigma}_{zz}\ \tau_{xy}\ \tau_{xz}\ \tau_{yz})$ = 有効応力、ただし、$\boldsymbol{\sigma}=\overline{\boldsymbol{\sigma}}+\mathbf{m}p$ 4m)

ここに、１）式から３）式の他に、土粒子構造に対する構成則が５）式のように必要である。

$$d\bar{\boldsymbol{\sigma}} = \mathbf{D}(\,d\boldsymbol{\varepsilon} - \frac{1}{K_S}\mathbf{m}dp\,) \qquad 5)$$

ここに、**D** = 応力・歪行列である。

② 支配方程式の整理

１）式は全応力を用いて表されているが、全応力と有効応力の関係式$\boldsymbol{\sigma} = \bar{\boldsymbol{\sigma}} + \mathbf{m}p$を用いることにより、以下のように書き換えることができる。

$$-\rho\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{L}\bar{\boldsymbol{\sigma}} = -\rho\mathbf{g} - \mathbf{L}\mathbf{m}p + \rho_F\ddot{\mathbf{w}} \qquad 6)$$

また、2)式は、以下のように整理できる。

$$\frac{\rho_F}{n}\ddot{\mathbf{w}} + \mathbf{k}^{-1}\dot{\mathbf{w}} = \rho_F\mathbf{g} + \mathbf{L}\mathbf{m}p - \rho_F\ddot{\mathbf{u}} \qquad 7)$$

3) 式については、時間について積分することによって、以下のように書き換えられる。

$$(\frac{1-n}{K_S} + \frac{n}{K_F})\,p = \nabla^T\mathbf{w} + \mathbf{m}^T\boldsymbol{\varepsilon} - \frac{1}{3K_S}\mathbf{m}^T\bar{\boldsymbol{\sigma}} + C(x,y,z)$$

上式の右辺第４項は、時間によらない積分定数であるが、静止状態を初期条件と考えると零でなければならないことがわかる。ここで、以下の定義を用いると、

$$K_{SF} = \frac{K_F}{(1-n)\dfrac{K_F}{K_S} + n}$$

3) 式は、以下のように書き換えられる。

$$p = K_{SF}\nabla^T\mathbf{w} + K_{SF}\mathbf{m}^T\boldsymbol{\varepsilon} - \frac{K_{SF}}{3K_S}\mathbf{m}^T\bar{\boldsymbol{\sigma}} \qquad 8)$$

以上の結果として、支配方程式は下式に帰する。

$$-\rho\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{L}\bar{\boldsymbol{\sigma}} = -\rho\mathbf{g} - \mathbf{L}\mathbf{m}p + \rho_F\ddot{\mathbf{w}} \qquad \mathbf{9a)}$$

$$\frac{\rho_F}{n}\ddot{\mathbf{w}} + \mathbf{k}^{-1}\dot{\mathbf{w}} = \rho_F\,\mathbf{g} + \mathbf{Lm}p - \rho_F\,\ddot{\mathbf{u}} \tag{9b}$$

$$p = K_{SF}\nabla^T\mathbf{w} + K_{SF}\mathbf{m}^T\boldsymbol{\varepsilon} - \frac{K_{SF}}{3K_S}\mathbf{m}^T\bar{\boldsymbol{\sigma}};\ K_{SF} = \frac{K_F}{(1-n)\frac{K_F}{K_S} + n} \tag{9c}$$

$$d\bar{\boldsymbol{\sigma}} = \mathbf{D}(\,d\boldsymbol{\varepsilon} - \frac{1}{K_S}\mathbf{m}dp\,) \tag{9d}$$

さらに、土粒子の体積変化が無視できるものとすれば、K_S に関する項を考えなくてよい。

③ 方程式の離散化

以上で整理した支配方程式を、有限要素法を前提として離散化することにする。そこで、u, w, p の要素内の変化を以下のように近似することにする。

$$u = \mathbf{N}\,\mathbf{u}^e = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & 0 & & N_n & 0 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & \cdots & 0 & N_n & 0 \\ 0 & 0 & N_1 & & 0 & 0 & N_n \end{bmatrix}\mathbf{u}^e$$

$$w = \mathbf{N}_F\,\mathbf{w}^e = \begin{bmatrix} N_{F,1} & 0 & 0 & & N_{F,n} & 0 & 0 \\ 0 & N_{F,1} & 0 & \cdots & 0 & N_{F,n} & 0 \\ 0 & 0 & N_{F,1} & & 0 & 0 & N_{F,n} \end{bmatrix}\mathbf{w}^e$$

$$p = \mathbf{N}_P\,\mathbf{p}^e = \begin{bmatrix} N_{P,1} & \cdot & \cdot & \cdot & N_{P,l} \end{bmatrix}\mathbf{p}^e$$

以上の近似式を用いると、9) 式は以下のように離散化できる。

$$\mathbf{M}^e\ddot{\mathbf{u}}^e + \left(\mathbf{K}_L^e + \mathbf{K}_{NL}^e\right)\mathbf{u}^e = -\mathbf{f}^e - \mathbf{Q}^e\mathbf{p}^e + \overline{\mathbf{M}}^e\ddot{\mathbf{w}}^e \tag{10a}$$

$$\mathbf{M}_F^e\ddot{\mathbf{w}}^e + \mathbf{C}_F^e\dot{\mathbf{w}}^e = \mathbf{f}_F^e + \mathbf{Q}_F^e\mathbf{p}^e - \overline{\mathbf{M}}^{e^T}\ddot{\mathbf{u}}^e \tag{10b}$$

$$\mathbf{S}^e\mathbf{p}^e = \mathbf{H}^e\mathbf{w}^e + \mathbf{R}^e\mathbf{u}^e \quad \text{or} \quad \mathbf{p}^e = (\mathbf{S}^e)^{-1}\mathbf{H}^e\mathbf{w}^e + (\mathbf{S}^e)^{-1}\mathbf{R}^e\mathbf{u}^e \tag{10c}$$

上式における行列・ベクトルの定義は以下のとおりである。

$$\mathbf{M}^e = \int_V \rho\mathbf{N}^T\mathbf{N}dV \quad (3n \times 3n) \tag{11a}$$

$$\overline{\mathbf{M}}^{e} = \int_V \rho_F \, \mathbf{N}^T \mathbf{N}_F \, dV \quad (3n \text{ x } 3m) \tag{11b}$$

$$\mathbf{M}_F{}^{e} = \int_V \frac{\rho_F}{n} \mathbf{N}_F{}^T \mathbf{N}_F \, dV \quad (3m \text{ x } 3m) \tag{11c}$$

$$\mathbf{f}^{e} = \int_V \rho \mathbf{N}^T \mathbf{g} \, dV \quad (3n \text{ x } 1) \tag{11d}$$

$$\mathbf{f}_F{}^{e} = \int_V \rho_F \, \mathbf{N}_F{}^T \mathbf{g} \, dV \quad (3m \text{ x } 1) \tag{11e}$$

$$\mathbf{C}_F^{e} = \int_V \mathbf{N}_F{}^T \mathbf{k}^{-1} \mathbf{N}_F \, dV \quad (3m \text{ x } 3m) \tag{11f}$$

$$\begin{aligned}\mathbf{Q}^{e} &= \int_V \mathbf{N}^T \nabla \mathbf{N}_P \, dV = \int_V \mathbf{N}^T \begin{bmatrix} \dfrac{\partial}{\partial x} \\ \dfrac{\partial}{\partial y} \\ \dfrac{\partial}{\partial z} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} N_{P,1} & \cdot & \cdot & \cdot & N_{P,l} \end{bmatrix} dV \\ &= \int_V \mathbf{N}^T \begin{bmatrix} \dfrac{\partial N_{P,1}}{\partial x} & \dfrac{\partial N_{P,2}}{\partial x} & & \dfrac{\partial N_{P,l}}{\partial x} \\ \dfrac{\partial N_{P,1}}{\partial y} & \dfrac{\partial N_{P,2}}{\partial y} & \cdots & \dfrac{\partial N_{P,l}}{\partial y} \\ \dfrac{\partial N_{P,1}}{\partial z} & \dfrac{\partial N_{P,2}}{\partial z} & & \dfrac{\partial N_{P,l}}{\partial z} \end{bmatrix} dV \quad (3n \text{ x } l)\end{aligned} \tag{11g}$$

$$\mathbf{Q}_F^e = \int_V \mathbf{N}_F{}^T \nabla \mathbf{N}_P \, dV = \int_V \mathbf{N}_F{}^T \begin{bmatrix} \dfrac{\partial}{\partial x} \\ \dfrac{\partial}{\partial y} \\ \dfrac{\partial}{\partial z} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} N_{P,1} & \cdot & \cdot & \cdot & N_{P,l} \end{bmatrix} dV$$

$$= \int_V \mathbf{N}_F{}^T \begin{bmatrix} \dfrac{\partial N_{P,1}}{\partial x} & \dfrac{\partial N_{P,2}}{\partial x} & & \dfrac{\partial N_{P,l}}{\partial x} \\ \dfrac{\partial N_{P,1}}{\partial y} & \dfrac{\partial N_{P,2}}{\partial y} & \cdots & \dfrac{\partial N_{P,l}}{\partial y} \\ \dfrac{\partial N_{P,1}}{\partial z} & \dfrac{\partial N_{P,2}}{\partial z} & & \dfrac{\partial N_{P,l}}{\partial z} \end{bmatrix} dV \quad (3m \times l) \tag{11h}$$

$$\mathbf{S}^e = \int_V \mathbf{N}_P{}^T \mathbf{N}_P \, dV \quad (l \times l) \tag{11i}$$

$$\mathbf{H}^e = \int_V K_{SF} \mathbf{N}_P{}^T \nabla^T \mathbf{N}_F \, dV = \int_V K_{SF} \mathbf{N}_P{}^T \begin{bmatrix} \dfrac{\partial}{\partial x} & \dfrac{\partial}{\partial y} & \dfrac{\partial}{\partial z} \end{bmatrix} \mathbf{N}_F$$

$$= \int_V K_{SF} \mathbf{N}_P{}^T \begin{bmatrix} \dfrac{\partial N_{F,1}}{\partial x} & \dfrac{\partial N_{F,1}}{\partial y} & \dfrac{\partial N_{F,1}}{\partial z} & \cdots & \dfrac{\partial N_{F,m}}{\partial x} & \dfrac{\partial N_{F,m}}{\partial y} & \dfrac{\partial N_{F,m}}{\partial z} \end{bmatrix} \quad (l \times m) \tag{11j}$$

$$\mathbf{R}^e = \int_V K_{SF} \mathbf{N}_P{}^T \mathbf{m}^T \mathbf{B} \, dV \quad (l \times 3n) \tag{11k}$$

ただし、歪行列 **B** は必要に応じて大歪みの影響を含むものとする。

④ 数値解法の手順

数値解を得るために、離散化された支配方程式を以下のように整理することにする。

$$\mathbf{M}^e \ddot{\mathbf{u}}^e + \mathbf{K}^e \mathbf{u}^e = -\mathbf{f}^e + \mathbf{r}_S^e \tag{12a}$$

$$\mathbf{M}_F^e \ddot{\mathbf{w}}^e + \mathbf{C}_F^e \dot{\mathbf{w}}^e = \mathbf{f}_F^e + \mathbf{r}_F^e \tag{12b}$$

$$\mathbf{p}^e = (\mathbf{S}^e)^{-1} \left[\mathbf{H}^e \mathbf{w}^e + \mathbf{R}^e \mathbf{u}^e \right] \tag{12c}$$

ここに、以下の定義が用いられている。

$$\mathbf{K}^e = \mathbf{K}_L^e + \mathbf{K}_{NL}^e \tag{13a}$$

$$\mathbf{r}_S^e = -\mathbf{Q}^e \mathbf{p}^e + \overline{\mathbf{M}}^e \ddot{\mathbf{w}}^e \tag{13b}$$

$$\mathbf{r}_F^e = \mathbf{Q}_F^e \mathbf{p}^e - \overline{\mathbf{M}}^{eT} \ddot{\mathbf{u}}^e \tag{13c}$$

12a) 式で、$\mathbf{M}^e$ は定数行列であるが、$\mathbf{K}^e$ は土の構成則の非線形性に依存する。12b) 式では、 $\mathbf{M}_F^e$ は定数行列であるが、$\mathbf{C}_F^e$ は透水係数の変化に左右される。

PILOT は既に 12a) 式を解くように作られている。したがって、12b) 式を解く機能を追加することにより 12) 式を解くことができる。ここに、$\mathbf{r}_S^e$ と $\mathbf{r}_F^e$ が $\mathbf{u}^e$、$\mathbf{w}^e$、$\mathbf{p}^e$ 間の相互作用を表しているので、equilibrium iteration の過程でこれらのベクトルを更新することにより各時刻における動的応答を求めることができる。すなわち、

ステップ１　$\mathbf{f} = \sum \mathbf{f}^e$ と $\mathbf{f}_F = \sum \mathbf{f}_F^e$ を評価する。

ステップ２　$\mathbf{r}_S = \sum \mathbf{r}_S^e$ と $\mathbf{r}_F = \sum \mathbf{r}_F^e$ を最新の $\ddot{\mathbf{u}}^e$、$\ddot{\mathbf{w}}^e$、$\mathbf{p}^e$ を用いて評価する。

ステップ３　$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = -\mathbf{f} + \mathbf{r}_S$ を解く。

ステップ４　$\mathbf{M}_F \ddot{\mathbf{w}} + \mathbf{C}_F \dot{\mathbf{w}} = \mathbf{f}_F + \mathbf{r}_F$ を解く。

ステップ５　収束するまで、ステップ２へ戻って反復。

以上の反復計算では、ステップ２と３は back substitution を必要とするだけである。

c）個別要素法理論における数値解析法の検討

１５年度は、１４年度に試作した個別要素法解析コードの改良を引き続き行った。主な作業は、複雑な形状をした粒を取り扱えるように改造することであった。様々な個別要素法解析コードが存在するが、これらは球をベースとしたものである。したがって、砂のような複雑な粒形を持つものの集合体のモデルとしては程遠い。反面、幾何学的に複雑な粒形を個別要素法で扱うとなると、必要な計算時間が膨大なものとなる。そこで、このプロジェクトでは、一個以上の球からなる球の集合体（クラスタ）を用いて、砂のような複雑な粒形がその応力・歪み特性に及ぼす影響を検討することにした。

そこで、二つのクラスタに属する二球が接触する場合について、二球間に働く接点力について纏めた。これに基づいて、１４年度に試作した個別要素法解析コードを改造中である。

14年度に試作したDEMコードは主に球を前提としたものであるが、これを用いて繰り返し単純せん断試験の数値シミュレーションをおこなった。その結果分かったことは以下の通りである。

- 球の集合体は、球の回転が顕著に起こることにより、集合体としてのせん断剛性は同じ密度をもつ砂のそれよりかなり低くなる。
- 球の集合体が示す履歴減衰は、歪みが10%程度になると50－60%と大きくなる。

すなわち、球は回転しすぎるので、球のように完全に対称な形状でなくもう少し複雑な形状の粒形をもちいることが必要であること。また、14年度に試作したDEMコードでは、大歪みでの履歴減衰が過大評価されることがわかった。そこで、後者の問題の原因を明らかにするためにガラスビーズとOttawa砂を用いた繰り返し三軸試験を実施した。試験は、歪み振幅が約0.1%程度で行った。ガラスビーズはほぼ球状の粒からなっており、Ottawa砂もほぼこれに近い粒形のものを用いた。繰り返し三軸試験から分かったことは、ガラスビーズもOttawa砂もほぼ同程度の履歴減衰を示し、歪み振幅が約0.1%の時に、10－15%であり、一般的な砂の履歴減衰の値に近い。したがって、数値シミュレーションで得られた大きな履歴減衰値は、DEMコードの理論に問題があるように推測される。例えば、接点での接触面内に働く力の履歴に対しては単なるMasing Rule を用いているので、履歴減衰が過大評価されている筈である。これらの点について現在検討中である。

(d) 結論ならびに今後の課題

地盤要素を等方体とした場合と提案した二次元誘導異方モデルを用いた場合について、二次元 FEM 地盤－建屋相互作用系の非線形地震応答解析を行い、応力場に依存した地盤の異方性の効果が建屋の地震時応答に与える影響と提案の誘導異方モデルの妥当性を検討した。立地サイトは関東平野の標準的な地盤を想定し、対象の建屋は地下２階地上６階建ての RC 造純フレーム構造を設定した。

巨大地震が地盤や構造物に及ぼす影響を評価することを目的として、DEM を構成則として用いることのできる FEM をベースとした有効応力解析法の開発を始めた。

以下に本研究から得られた主な知見を記述する。

a) 異方モデルを用いた場合の結果について、建屋周辺における地盤の地震時応答は、等方体の結果に比べて加速度が低減し、変位および基礎下のせん断応力が大きくなった。また、建屋基礎底面での地盤のせん断変形が大きく、基礎底面に生じるせん断力（滑動力に相当）が等方体の結果に比べて大きい。

b) 地盤を異方モデルとした場合と等方モデルの場合を比較すると、建屋の応答加速度および層せん断力等の内部応力については、両者で顕著な差異が見られなかった。しかし、地盤を異方モデルとした場合の建屋の水平変位および層間変位は、大地震時を想定したレベル２や水平上下同時入力の場合において上層ほど等方モデルの結果に比べて大きく、建屋のロッキングの影響が認められた。

c) 14 年度には、土台となる大変形・大歪解析が可能な FEM コードの原型を試作した。また、この FEM コードとともに用いることのできる DEM コードの原型をも試作した。15 年度はこれらの解析コードの改良と拡張を主な作業として行った。

d）個別要素法解析コードの検討を引き続き行った。複雑な形状をした粒を取り扱えるように改造することであり、球は回転しすぎるので、球のように完全に対称な形状でなくもう少し複雑な形状の粒形をもちいることが必要であることがわかった。

(e) 引用文献

1）佐藤正義、社本康広：ハイブリッドな有限要素を用いた異方応力ひずみ関係モデル、第 38 回地盤工学研究発表会、pp.1821-1822、2003.7
2）日本建築学会：建築基礎構造設計例集、pp.132-143、1995.2
3）龍岡文夫、足立紀尚：土木学会編　新体系土木工学 18 土の力学（III）、pp.244-250、1990
4）社本康広、時松孝次、有泉浩蔵：一次元有効応力解析の実地盤に対する適用性、日本建築学会構造系論文報告集、第 433 号、pp.113-119、1992.3
5）（財）日本建築防災協会：臨海部における大規模建築物群の総合的な構造安全に関する調査・検討のうち動的設計用入力地震動の設定に関する検討、1992.3.

(f) 成果の論文発表・口頭発表等

著者	題名	発表先	発表年月日
佐藤正義 社本康広	ハイブリッドな有限要素を用いた異方応力ひずみ関係ﾓﾃﾞﾙ	第 38 回地盤工学研究発表会，主催：地盤工学会	2004 年 7 月
A.Abe, J.F.Meneses M.Sato F.Kuwabara	Web-Based Visualization of Liquefied Sand-Pile Interaction in Near-Full Scale Testing,	Proceedings of The 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering & The 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering	2004.1
M. Sato, M. Mohajeri A. Abe	Large Scale Shake Table Test on Lateral Spreading of Liquefied Sand Behind a Sheet Pile Wall Model	13th World Conference on Earthquake Engineering (13WCEE), Vancouver, BC Canada　(投稿中)	2004.8
A. Abe, J. F. Meneses, M. Sato M. Mohajer	Near-Full Scale Testing and Analysis of Saturated Sand-Pile Interaction Under Earthquake Condition	13WCEE(投稿中)	2004.8
M.Mohajeri, Y.Kobayashi K.Kawaguchi M. Sato	Numerical Study on Lateral Spreading of Liquefied Ground Behind a Sheet Pile Model in a Large Scale Shake Table Test	13WCEE(投稿中)	2004.8

(g) 特許出願，ソフトウエア開発，仕様・標準等の策定

1)特許出願

なし

2)ソフトウエア開発

なし

3) 仕様・標準等の策定

なし

(3) 平成 16 年度業務計画案

応力場に依存した地盤の異方性を考慮できる地震応答解析手法の確立をはかるために、平成14、15年度に行った解析手法の妥当性の検証を行う。このために構造物地盤系モデルの遠心模型実験を行い、得られた実験結果に対して提案した地震応答解析手法を用いたシミュレーションを行う。また提案モデルを有効応力解析手法へ適用できるように拡張し、液状化を伴う地震応答について、地盤の異方性の影響を検討するためにシミュレーション解析を行う。

また、破壊あるいは破壊に近い状態での地盤・構造物の地震応答をより良く評価するため、DEMを構成則として用いることのできるFEMをベースとした有効応力解析法の開発としてのプログラム作成を行う。