格子状地盤改良の格子間隔に対する地震時の沈下解析

SIMULATIONS OF SETTLEMENT ABOUT THE GRID SPAN OF GRID-FORM DEEP MIXING WALLS UNDER EARTHQUAKE

金田一広*, 津國正一**, 本多 剛*, 内田明彦*

*Kazuhiro KANEDA, Shoichi TSUKUNI, Tsuyoshi HONDA
and Akihiko UCHIDA*

For liquefaction countermeasure based on grid-form deep mixing walls, the grid interval has conventionally been designed using the excess pore water pressure ratio or the FL value, and conditions under which liquefaction does not occur in the ground within the grid. However, in the case of seismic motions with a long duration, such as that which occurred during the 2011 earthquake off the Pacific coast of Tohoku, used as a design seismic motion, the increase in the excess pore water pressure in the ground within the grid becomes greater than that for a seismic motion with a shorter duration and an equivalent acceleration level. Centrifuge model vibration testing and numerical simulations were conducted to obtain the knowledge required for a performance design focused on settlement occurring in the ground within the grid. The sands with different relative densities are usually in a structured, overconsolidated and anisotropic state. The Super/subloading Yield Surface Cam-clay model with rotational hardening (SYS Cam-clay model) is powerful for incorporating these features. We found that the numerical simulations reproduced the experimental data well. It is indicated that there is the possibility of settlement evaluations under earthquake.

Keywords : *Liquefaction, Grid-form deep mixing walls, Numerical simulation*

液状化, 格子状地盤改良, 数値解析

1. はじめに

2011年に発生した東北地方太平洋沖地震では、津波による甚大な人的被害と共に、浦安市や潮来市をはじめとする東京湾岸地域および利根川流域で、液状化による宅地の被害が発生した¹⁾。戸建住宅では、地震の揺れによる被害ではなく、地盤の液状化によって沈下し全壊ないし半壊になる被害が発生した。これは、東北地方太平洋沖地震の継続時間が長いことが原因の一つと考えられている。

さて、格子状に深層混合処理工法で地盤改良する耐液状化対策工法は、兵庫県南部地震と東北地方太平洋沖地震に対して、建物基礎の液状化対策として採用された事例で液状化防止効果が実証されている^{2),3)}。従来までに格子状地盤改良は古賀⁴⁾らによる1G場の実験や、高橋⁵⁾、入江ら⁶⁾による遠心模型実験による研究がなされている。いずれも地盤中の間隙水圧比に着目している。このような状況を踏まえて現在の格子状地盤改良の設計では、過剰間隙水圧比がFL値に着目し、液状化が発生しない格子間隔を用いてきている。しかし、継続時間が長い地震や極大地震などに対して液状化しない過剰間隙水圧比を設定するには、格子間隔が狭くなることが予想され経済的で

はない。また、今後はレベル2地震など極大地震に対して2次設計がなされることが予想される。間隙水圧比による手法に加えて地盤の沈下量に着目した評価手法の検討の必要性が出てきている。しかし、格子内地盤で発生する沈下量に着目した既往の研究がほとんどないのが現状である。そこで本研究では、格子内地盤の地表面沈下量に着目した遠心模型実験とそれを数値解析によって再現することを試みた。

遠心模型実験では異なる格子間隔が混在する格子状改良地盤モデルを作製し相対密度を変えた2種類の実験を行い地表面沈下、加速度および地盤の間隙水圧を測定した。一方、数値解析は2相系動的有限要素法を実施した。地震時の砂地盤の沈下は弾性成分よりダイレイタンスによる塑性圧縮が卓越する。そのため地盤の構成式には塑性変形によって塑性圧縮が表現できるSYSカムクレイモデルを導入した⁷⁾。

以下に本論文の構成を述べる。第2章では模型実験の概要と地盤の構成式の簡単な説明および解析モデルを示す。第3章では実験結果と解析結果の比較を示し、第4章でまとめを述べる。

* ㈱竹中工務店技術研究所 主任研究員・工博

** ㈱竹中土木技術・生産本部 部長・工修

Chief Researcher, Takenaka Research & Development Institute, Dr. Eng.
Senior Manager, Technology & Production Development Division, Takenaka Civil Engineering & Construction Co., Ltd., M. Eng.

2. 遠心模型実験および数値解析の概要

(1) 遠心模型実験の概要^{8,9)}

図1に60G場で行った遠心模型振動実験の模型地盤の平面図と断面図を示す。せん断土槽(幅800mm×奥行き530mm×高さ230mm)内に設計基準強度 $f_c=1.5(\text{N/mm}^2)$ の改良体剛性 (GA) に相当する改良壁厚 $t=0.9\text{m}$ (以降、実大スケール換算で表示)のエポキシ製の格子状改良地盤模型を、砂礫層に1m根入れして設置した。格子状改良地盤の天端は、地下水位と同じ地表面から1m下(GL-1m)とした。格子状改良地盤の格子間隔(改良壁の中心間隔で表示する)は、 $4\text{m}\times 5.25\text{m}(\text{Da})$, $8\text{m}\times 5.25\text{m}(\text{Db})$, $8\text{m}\times 10.5\text{m}(\text{Dc})$, $12\text{m}\times 10.5\text{m}(\text{Dd})$ の4種類とした。地盤は砂礫で作成した厚さ2mの支持層の上に、相対密度 $\text{Dr}=50$, 80%の豊浦砂で厚さ12mの砂層を作成した。地盤の作製方法について述べる。 $\text{Dr}=50\%$ は高さ40cmで3mmのスリット、 $\text{Dr}=80\%$ は高さ62cmで2.5mmスリットを装着した巻出し装置により空中落下によって地盤を作成している。模型スケールで1cmの層厚で密度の管理を実施している。地下水位はGL-1mとしたので、液化化層の厚さは11mとなる。模型地盤の飽和に用いた間隙流体は、相似則で実大スケールの透水係数よりも少し小さな透水係数にするために、シリコンオイル(50CS)を用いて地盤を飽和させた。異なる格子間隔の各格子内中央地盤と、格子状改良地盤外の周辺地盤で、過剰間隙水圧・水平応答加速度と地表面沈下量の計測を、図1に示す各計測点で行なった。入力地震動には、東北地方太平洋沖地震時にK-NET浦安で観測された地震波のEW成分(図2(a))を用いて、200秒間加振した。この地震波の最大加速度は157galで、地表面にある観測地点は地震時に液化化が発生していない。また、振動台で観測された加速度時刻歴を図2(b)に示す。若干最大加速度が小さくなっている。

● 間隙水圧計 ■ 加速度計 ↓ 変位計

図1 遠心模型地盤の平面図と断面図

(単位 mm, 括弧内は実スケール換算値)

(a) 入力に用いたK-NET浦安観測波(EW成分)

(b) 振動台で観測された加速度

図2 入力加速度の比較

(2) 地盤の構成式

地盤の構成式は名古屋大学地盤力学研究室が開発した土骨格構造の働きを記述できるSYSカムクレイモデル⁷⁾を用いた。詳細は参考文献⁷⁾に譲るが、ここでは塑性ポテンシャルと発展側のみ示す。異方性を考慮した骨格構造のない正規降伏面、骨格構造を考慮した上負荷面、および過圧密を考慮した下負荷面により構成される。図3及び次式に塑性ポテンシャルを示す。

$$\text{MD} \ln \frac{\tilde{p}'}{\tilde{p}'_0} + \text{MD} \ln \frac{M^2 + \eta^{*2}}{M^2} + \text{MD} \ln R^* - \text{MD} \ln R + \varepsilon_p^p = 0 \quad (1)$$

ここで、 $\tilde{p}'$, $\tilde{p}'_0$ は正規降伏面の平均有効応力、初期の平均有効応力、 M は限界状態定数、 $\eta^* = \sqrt{3/2} \hat{\eta} \cdot \hat{\eta}$, $\hat{\eta} = \eta - \beta$, $\eta = S/p'$ で、 S

は偏差応力テンソル、 β は回転硬化テンソル、 $D = (\tilde{\lambda} - \tilde{\kappa}) / (1 + e_0) / M$ は

ダイレイタンス一定数 ($\tilde{\lambda}$: 圧縮指数, $\tilde{\kappa}$: 膨潤指数, e_0 : 初期間隙比)を示す。また、 R^* は構造の程度を示し正規降伏面と上負荷面の比($0 \leq R^* \leq 1$)で定義され0に近いと高位な構造、1に近いと繰返しや骨格構造のない低位な構造を示す。例えば、砂の場合ゆるい砂では高位な構造、密な砂は低位な構造として表現する。 R は過圧密比の逆数で、上負荷面と下負荷面の比($0 \leq R \leq 1$)で定義され0に近いと過圧密比が大きい状態、1に近いと正規圧密状態を示す。 ε_p^p は塑性体積ひずみ(圧縮を正)を示す。塑性変形とともに下記に示す発展則によって上負荷面は正規降伏面に漸近し低位な構造へ、下負荷面は上負荷面に漸近し正規圧密状態へ推移する。

$$\dot{R}^* = U^* \|\dot{\varepsilon}_p^p\|, \quad \dot{R} = U \|\dot{\varepsilon}_p^p\| \quad (2), (3)$$

$$\dot{\beta} = \frac{b_r}{D} \sqrt{\frac{2}{3}} \|\dot{\varepsilon}_s^p\| \left(m_b \frac{\hat{\eta}}{\|\hat{\eta}\|} - \beta \right) \quad (4)$$

ここで U^* , U は非負の関数、 β , $\dot{\varepsilon}_s^p$, b_r , m_b は回転硬化変数、

塑性ひずみ速度、塑性せん断ひずみ速度、回転硬化指数、回転硬化限界定数である。関連流れ則を仮定し、Pragerの適応条件を満足するように弾塑性構成式を構築する。

図3 3つの塑性ポテンシャル(SYSカムクレイモデル)

(3) 塑性圧縮のメカニズム

一般にカムクレイモデルのような $e \sim \log p'$ 関係から導かれる構成式ではダイレイタンシー $D = (\tilde{\lambda} - \tilde{\kappa}) / (1 + e_0) / M$ に基づく土の圧縮が基本となる。しかし、砂質地盤では液状化時に間隙比で0.1以上の圧縮が発生し、砂質土の $\tilde{\lambda}, \tilde{\kappa}$ は粘性土に比べて小さく、ダイレイタンシーだけではこのような大きな圧縮を表現することができない。そこで、本研究では土骨格構造、すなわち土のかさばりを考慮した構成式を用いている。高位な構造(R^* が0に近い)は低位な構造(R^* が1に近い)に比べ間隙比が大きいが耐力も大きくなる特徴がある。また、式(1)の物質時間微分をとり整理すると下記ようになる。

$$\dot{\epsilon}_v^p = \dot{f} + \frac{\tilde{\lambda} - \tilde{\kappa}}{1 + e_0} \left(\frac{\dot{R}^*}{R^*} - \frac{\dot{R}}{R} \right), \quad \dot{f} = MD \ln \frac{\tilde{p}'}{\tilde{p}'_0} + MD \ln \frac{M^2 + \eta^{*2}}{M^2} \quad \dots\dots\dots (5)$$

この式から塑性変形が進展し構造の劣化($\dot{R}^* > 0$)が進むと体積圧縮が発生することが分かる。その圧縮量は初期の構造の程度による。一方、過圧密の解消($\dot{R}^* < 0$)が進むと体積膨張が発生する。砂質土の場合は構造劣化のスピードが過圧密の解消より勝るので塑性圧縮が卓越する。これらの詳細なメカニズムは参考文献に譲る¹⁰⁾。

(4) 解析メッシュ

図4に解析メッシュを示す。実スケールで実験と同様に格子間隔を設定している。液状化層は11mとし、液状化層上部に1mの非液状化層を設けた。実験ではゴムメンブレンを介してせん断土槽で加振しており、解析では砂地盤の外側に土とせん断土槽のz方向がフリー(x,y方向は土と固定)なゴムメンブレンに相当する厚さ10cmの層を設け、動的解析では鋼の質量(7.8g/cm³)をせん断土槽を模擬するように節点に与えた。地盤の地下水位はGL-1mとした。表1に設定した材料定数を示す。弾塑性パラメータは過去の論文^{たとえば} ⑧を参考に典型的なものを本論文では採用した。初期の構造の程度と間隙比に関しては、実験の沈下量を説明できるような値を設定した。相対密度の違いは構造の程度および初期の間隙比で変化させ、その他の弾塑性パラメータや発展則パラメータは同じものである。基盤層と非液状化層は間隙比が小さい密な地盤とし、改良体は2相系弾性体とした。図5にこの構成モデルを用いて相対密度50%(以下Dr50などと表記する)の拘束圧100kPaにおける動的変形試験のシミュレーション結果を示す。 G_0 は下記の式より計算される。

$$G = \frac{3(1-\nu)}{2(1+\nu)} K, \quad K = \frac{1+e}{\kappa} p' \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここで ν はポアソン比で、 $e=0.82$, $\kappa=0.005$, $\nu=0.1$, $p'=100\text{kN/m}^2$ とし $G_0=39,709\text{kN/m}^2$ である。解析で用いた入力地震動は振動台で観測されたものを入力した。図6に実験で入力した加速度と実験時

に振動台で計測した水平方向加速度の加速度応答スペクトルの比較を示す。なお、図2に示すように地震動は150秒を超えるとほとんど加速度応答が見られないため解析では加速度は150秒まで与え、その後加速度入力をせずに300秒まで圧密解析を実行した。解析では入力加速度0.01秒間隔で行い、計算時間ステップは0.001秒とし、線形補完した。また、有限要素の刻み幅は1m間隔とし、初期のVsは150m/s程度であり有効周波数帯は12Hz程度としている。

格子付近の詳細
図4 解析メッシュ

表1 材料定数

<弾塑性パラメータ>	基盤	液状化層	非液状化層
圧縮指数 λ		0.05	
膨潤指数 κ		0.005	
限界状態定数 M		0.6	
NCL intercept N (at $p'=98\text{ kPa}$)		1.79	
ポアソン比 ν		0.1	
<発展則パラメータ>			
正規圧密粘土化指数 m		0.1	
構造劣化指数 a		2.2	
構造劣化指数 b, c		1.0	
回転硬化指数 b_r		3.0	
回転硬化限界指数 m_b		1.0	
<初期条件>			
初期異方性 ζ_0	1.0	Dr50% 0.5454	Dr80% 0.5454
静止土圧係数 K_0	1.0	0.6	0.6
構造の程度 R^*	1.0	0.2	0.5
間隙比 e	0.76	0.82	0.63
土粒子密度 ρ (g/cm ³)	2.656		
透水係数 k (m/sec)	5.0×10^{-4}	1.0×10^{-4}	0.8×10^{-4}

改良体

ヤング率E (kPa)	2.15×10^6
ポアソン比 ν	0.15
土の密度 ρ (t/m ³)	2.65
透水係数 k (m/sec)	1.0×10^{-12}

図5 動的変形試験のシミュレーション結果

図6 加速度応答スペクトルの比較

図7 沈下量の時刻歴（実験結果，解析結果）

3. 実験結果と解析結果の比較

(1) 沈下量の比較

図7に上から周辺地盤De(図1を参照)、格子が狭いものから順に(Da,Db,Dc,Dd)地表面沈下量の実験結果と解析結果を示す。Dr50に着目すると、周辺地盤であるDeで実験では400mm,解析では300mmとなる大きな沈下が発生した。もちろん、周辺地盤は完全な自由地盤ではなく格子壁とせん断土槽の壁の影響を受けていると考えられるが、解析でも実験の沈下量程ではないが大きな沈下を表現することができている。DaからDdへ格子間隔が広がるほど沈下量が大きくなるが、格子内地盤で最も沈下量が多い格子間隔Ddの実験での沈下量は140mm程度で、周辺地盤の沈下量の35%ほどしか発生していない。また、最も沈下量が少ない格子間隔Daの実験での沈下量は50mm程度で、周辺地盤の沈下量の13%にすぎない。解析も概ね実験の沈下量を再現できているといえる。次にDr80ではDr50に比べ沈下量がかなり小さくなっている。Dr50の時と同様に格子間隔が広がるほど沈下量が増えるが、それでも格子間隔が一番広いDdの実験での沈下量は50mm程度で周辺地盤の220mmの22%程の沈下量にとどまっている。また、数値解析においても周辺地盤は実験と差がみられるが格子内の沈下量は再現できているといえる。

図 8 過剰間隙水圧比の時刻歴（実験結果，解析結果）

図 9 構造 R^* , 過圧密 R および比体積 $v/(1+e)$ の計算結果の分布図

(2) 過剰間隙水圧の比較

図8にGL-2mの過剰間隙水圧比の実験結果と解析結果を示す(図中の記号は図1を参照)。なおDr50に関して実験時の計測器の不良で計測できなかったPa(50-a),Pd(50-d)およびPe(50-e)に関してはGL-6mの結果で数値解析の比較をする。相対密度50%の周辺地盤の地表面近くの過剰間隙水圧比(50-e)が1となりそれに伴って図7では沈下が発生しているが、一番狭い間隔(50-a)では過剰間隙水圧比が1未満となり液状化していないことが分かる。80%の地盤の周辺地盤(80-e)は過剰間隙水圧比が1に近づくが沈下量としては小さかった。格子間隔が一番狭いPaについてはDr50,80(50-a,80-a)とも、PbについてはDr80(80-b)で実験に比べ解析は過剰間隙水圧が小さい結果となった。これは実験時の地盤の作製や格子の剛性の影響があると考えている。全体的に初期の立ち上がりに実験と解析に違いがみられるものの概ね解析は実験を再現できている。なお、過剰間隙水圧の立ち上がりや沈下の発生時間に解析と実験で違いがみられるが、これは構造の劣化パラメータや透水係数などを含めて今後の課題としたい。

(3) 地盤内の挙動

次に沈下と構造の程度、過圧密の関係について調べる。図9に図4に示すAおよびB断面で整理した地盤の側面における R^* , R および比体積($v=1+e$)の計算結果の分布図を示す。Dr50では50秒(加振中)では構造の程度 R^* は周辺地盤で1に近づいているが格子内ではまだ初期の0.2のままである。150秒(加振終了時)では R^* は周辺地盤ではほとんど1に近づき格子間隔が広がるほど地表面で構造劣化($R^* \rightarrow 1$)が進んでいる。過圧密比の逆数である R は加振

が進み構造劣化が進むと同時に値が小さくなる。これは図10に概念図を示すように有効応力が増加せずに構造の劣化が進むと間隙が圧縮するため過圧密比が大きくなっていくことが示されている。また比体積の分布をみると構造劣化が進むところで比体積が小さくなり土骨格が圧縮していることが分かる。これは図7の沈下量の時刻歴を見ると50秒までは沈下量が少ないがその後沈下量が増えていくことに対応する。また、300秒後ではわずかに構造劣化が進む。Dr80の場合は初期地盤として構造の程度 R^* がDr50に比べ大きくまた過圧密の逆数である R が小さいため加振とともに周辺地盤は構造の劣化が進み圧縮が進むがDr50ほど顕著ではなく沈下量が小さいことが分かる。密度の違う砂地盤で発生する沈下量の違いはこのように構造の劣化や、過圧密の程度によって統一的に表現することができる。今回の解析のように液状化地盤では液状化中あるいは液状化後に地盤が圧縮・沈下するが、乾燥砂や排水条件で見られる地盤の締固めも同様なメカニズムで説明できる⁸⁾。

図10 土の圧縮の概念図

図11 応答加速度の時刻歴（実験結果、解析結果）

(4) 水平加速度の比較

図 11 に GL-2m での周辺地盤 De と格子間隔が一番小さい Da の加速度時刻歴について実験と解析結果を示す。Dr50 の周辺地盤について実験は主要動が始まる 60 秒付近で最大加速度となり、その後は図 2 の入力地震動と比べて応答が落ちていることから液状化が発生していると考えられる。数値解析も実験結果ほどではないが全体的に加速度応答が小さくなっており液状化している。Da については最大加速度は小さいが全体的に周辺地盤より大きくなり、実験結果より解析結果はさらに大きくなった。Dr80 については Dr50 に比べ液状化による応答の低下は小さく、解析結果は実験結果より応答が若干大きくなる傾向にあった。加速度応答については地盤と格子とのすべりなどの境界条件を含めさらに検討する必要があると考えている。

4. まとめ

格子状地盤改良の地震時の沈下や過剰間隙水圧について遠心模型実験を実施し、数値解析で再現を行った。

遠心模型実験では格子面積が小さくなると地表面沈下量も小さくなり、一番広い間隔のケースでは相対密度 50% の地盤に関しては周辺地盤に比べ 35%、80% の地盤は 22% ほどの沈下が低減されることが示された。相対密度 50% の周辺地盤の地表面近くの過剰間隙水圧比が 1 となり沈下が発生しているが、一番狭い間隔では過剰間隙水圧比が 1 未満となり液状化していないことが示された。相対密度 80% の地盤でも 1 に近づくと沈下量としては小さかった。

地盤の構成式として SYS カムクレイモデルを導入し、地震時の沈下評価を行った。このモデルは土の骨格構造（構造、過圧密、異方性）の働きを記述する弾塑性構成式で相対密度は構造の程度 R^* によって評価できる。数値解析結果は沈下量、過剰間隙水圧比および加速度応答に関しておおむね実験結果を再現することができた。土骨格の圧縮は構造の劣化と過圧密の蓄積によって表現できることを示した。

極大地震などの耐震評価として地盤の変形を評価する手法が必要になると考えられる。今後はさらに実験との比較を行い、本手法の適用性の検討を進めるとともに改良壁厚の影響などについて検討をしていく予定である。

参考文献

- 1) 地盤工学会編：地震時における地盤災害の課題と対策－2011 年東日本大震災の教訓と提言－(第一次)，2011.
- 2) 内田明彦，小田島暢之，山下清：東北地方太平洋沖地震における格子状地盤改良を施した建物基礎の挙動，日本建築学会技術報告集，Vol.19，No.42，pp.481-484，2013.
- 3) 鈴木吉夫，斎藤聡，鬼丸貞友，木村玄，内田明彦，奥村良介：深層混合処理工法を用いた格子状地盤改良による液状化対策工，土と基礎，Vol.44，No.3，pp.46-48，1996.
- 4) 古賀泰之，松尾修，榎田実，伊藤浩二，鈴木吉夫：深層混合処理工法による砂地盤の液状化対策に関する模型振動実験(その 2)－格子状改良地盤の液状化抑制効果について－，土質工学研究発表会，pp.1019-1020，1998.
- 5) 高橋英紀，山脇秀仁，北詰昌樹，石橋信司：深層混合処理による液状化抑制効果の検討及び改良深度縮減した新しい格子配置の提案，港湾空港技術研究所報告，第 45 巻，第 2 号，2006.
- 6) 入江潤，鈴木吉夫，馬場崎亮一：深層混合処理工法を用いた格子状改良地盤による液状化対策－遠心模型振動実験による液状化抑制効果の検証その 1－，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 I，pp.783-784，1997.

- 7) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, Soils and Foundations, Vol.42, No.5, pp. 47-57, 2002.
- 8) 金田一広，内田明彦，津國正一：格子状地盤改良の格子間隔の違いによる沈下評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 I，pp.667-668，2014.
- 9) 津國正一，小西一生，内田明彦：格子状地盤改良内で発生する沈下量に着目した遠心模型振動実験，土木学会論文集部門 C（地圏工学），Vol.70，No.3，pp.301-312，2014.
- 10) Asaoka, A. : Consolidation of clay and compaction of sand -An elasto-plastic description-, Keynote lecture, Proc. of 12th Asian Regional Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Leung et al. Singapore, Aug., Vol.2, pp.1157-1195, 2003.

SIMULATIONS OF SETTLEMENT ABOUT THE GRID SPAN OF GRID-FORM DEEP MIXING WALLS UNDER EARTHQUAKE

Kazuhiro KANEDA^{}, Shoichi TSUKUNI^{**}, Tsuyoshi HONDA^{*}
and Akihiko UCHIDA^{*}*

^{*} Chief Researcher, Takenaka Research & Development Institute, Dr. Eng.

^{**} Senior Manager, Technology & Production Development Division, Takenaka Civil Engineering & Construction Co., Ltd., M. Eng.

For liquefaction countermeasure based on grid-form deep mixing walls, the grid interval has conventionally been designed using the excess pore water pressure ratio or the FL value, and conditions under which liquefaction does not occur in the ground within the grid. However, in the case of seismic motions with a long duration, such as that which occurred during the 2011 earthquake off the Pacific coast of Tohoku, used as a design seismic motion, the increase in the excess pore water pressure in the ground within the grid becomes greater than that for a seismic motion with a shorter duration and an equivalent acceleration level. Centrifuge model vibration testing and numerical simulations were conducted to obtain the knowledge required for a performance design focused on settlement occurring in the ground within the grid. The sands with different relative densities are usually in a structured, overconsolidated and anisotropic state. The Super/subloading Yield Surface Cam-clay model with rotational hardening (SYS Cam-clay model) is powerful for incorporating these features. We found that the numerical simulations reproduced the experimental data well. It is indicated that there is the possibility of settlement evaluations under earthquake.

(2014年3月10日原稿受理, 2014年8月22日採用決定)