

平成 27 年度 TSUBAME 産業利用トライアルユース 成果報告書

利用課題名 極稀地震時における軟弱地盤上の高層建物に想定される被害の検討
英文: Study on damages of a high rise building on soft ground under large earthquake load

利用課題責任者
重野 喜政

所属
株式会社竹中工務店

URL
<http://www.takenaka.co.jp>

邦文抄録(300 字程度)

格子状地盤改良を併用するパイルド・ラフト基礎上に建つ高層免震建物のレベル2地震動に対する耐震性能を解析的に検討した。都内に建設された 12 階建て集合住宅を対象とし、詳細な 3 次元建物・地盤連成系有限要素モデルを用いてモデル化した。地盤には Mohr-Coulomb モデルに基づくマルチサーフェスモデルを用い、改良土には引張強度とせん断強度を考慮した非線形モデルを用いた。解析の結果、格子状改良体の一部に破壊が生じるが改良体の機能は保持され、杭の断面力は許容値以下になることがわかった。

英文抄録(100 words 程度)

Nonlinear seismic response analysis of a piled raft foundation with grid-form cement deep mixing walls (DMWs) under a large earthquake load is conducted to evaluate the seismic performance. A base-isolated building located in Tokyo is modeled as a detailed three dimensional finite element ground-structure interaction model. An elasto-plastic multi-surface model is used for the soil, and a nonlinear model with tensile and shear criteria is applied to the stabilized soil. According to the analysis, the bending moment of the piles is within the allowable criterion of the NM relation of the steel pipe-concrete composite pile. Consequently, it is found that the grid-form DMWs are very effective at reducing the sectional force of the piles.

Keywords: パイルド・ラフト、地盤改良、免震建物、地震応答解析

背景と目的

南海、東南海、東海地震や首都圏の直下型地震など、都市部において想定される極稀地震に対する被害予測が急務となっている。その1つとして、90 年代後半から多く建設されてきた臨海部の軟弱地盤上に建つ高層建物の被害予測がある。臨海部の軟弱地盤では、液状化などの地盤災害の発生が予測される。軟弱地盤上の建物は、このような地盤災害の影響を強く受ける。中でも、基礎構造が受ける影響は大きい。基礎構造が被害を受けた場合、修復が非常に困難であることから、設計時の十分な配慮や耐震補強など事前の備えが重要である。しかしながら、地盤の軟化現象を含めた建物の地震時挙動は複雑な現象であるため不明な点が多い。

そこで、本研究では、詳細な建物・地盤連成系モデ

ルを用いた数値解析により、特に新しい基礎構造である格子状地盤改良(DMWs)を併用したパイルド・ラフト基礎に注目して、極稀地震における高層建物の被害を明らかにすることを目指した。

実施した解析的検討の結果、極稀地震において、格子状地盤改良は部分的に引張破壊に至るものの、杭の曲げモーメントは、許容応力度内に収まり、基礎構造全体としては健全性が保たれることがわかった。

概要

東京の下町低地に建つパイルド・ラフト基礎に格子状地盤改良を併用した免震建物について、2011 年東北地方太平洋沖地震の観測記録に対する地震応答解析を行い、その良好な再現ができています。引き続き、大地震時における基礎構造の耐震性能を検討するとともに

に設計照査の高度化を図るため、レベル 2 告示波を用いた地震応答解析を実施した。本報告では、告示波レベル 2 神戸位相の検討結果について述べる。

建物は地上 12 階建て、RC 造の免震建物である。高さは 38.7m、1 階の平面は 33.25m × 30.05m である。格子状地盤改良を併用したパイル・ラフト基礎を採用している。図 1 に建物の立面図と基礎構造の平面図を示し、図 2 に解析モデルを示す。要素数は 213,622 であり、自由度は 656,543 である。上部構造と杭は、線形梁要素と線形シェル要素でモデル化し、減衰は 2%とする。免震層は、トリリニア型のばね要素でモデル化する。境界条件は図 2 に示す通りであり、EW、NS の 2 方向同時入力とする。また、図 3 にラフト下の解析メッシュの平面図を示す。解析プログラムは自社開発の MuDIAN を用いる。本プログラムは、ハイブリッド並列を施してあり、大きな自由度のモデルを高速に解析することができる。

地盤の構成モデルには、石原・吉田モデルの応力ひずみ関係に Mohr-Coulomb モデルを取り入れた塩見らのマルチハードニングモデルを用いる。石原・吉田モデルは、 $G-\gamma$ 関係と $h-\gamma$ 関係を直接入力データとすることができる点に特徴があるが、マルチハードニングモデルも同様であり、 $G-\gamma$ 関係から求められる $\tau-\gamma$ 関係から接線剛性 G_T を求め、次式によりハードニング係数 H' を求める。

$$H' = \frac{G_T}{1 - G_T/G_0} \quad (1)$$

尚、ハードニング係数 H' は一般的な塑性係数の分子に表れる。

$$d\lambda = \frac{\frac{\partial f^T}{\partial \sigma} \mathbf{D}_e d\varepsilon}{H' + \frac{\partial f^T}{\partial \sigma} \mathbf{D}_e \frac{\partial f}{\partial \sigma}} \quad (2)$$

$G-\gamma$ 関係と $h-\gamma$ 関係には、原位置サンプルから求めた地盤ひずみ依存特性を用いる。強度は全層 C 材であるとし、 $C = 1/2 q_u$ もしくは $C = G_0 \gamma_{0.5}$ とした。

改良土には、しばしば Mohr-Coulomb モデルが用いられるが、このモデルは、引張強度を過剰評価する。強度を正しく評価するためには、引張強度を正しく評価する必要がある。そこで、本研究ではせん断強度の 2 つの破壊面を持つ林・日比野モデルを用いる。

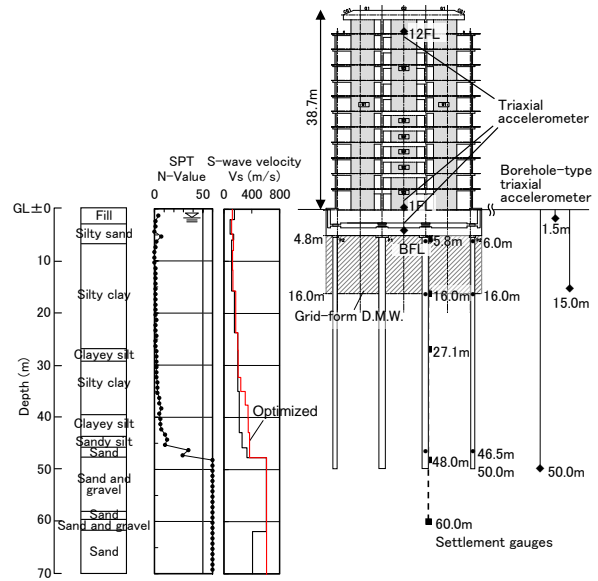


図 1 建屋立面図、地盤分布図及び基礎構造平面図

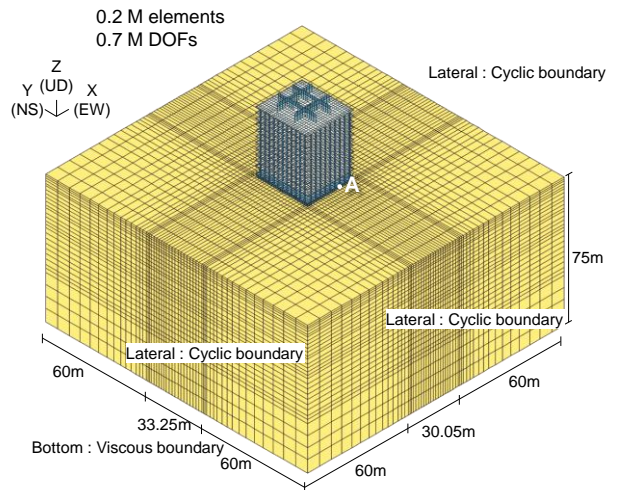


図 2 解析メッシュ

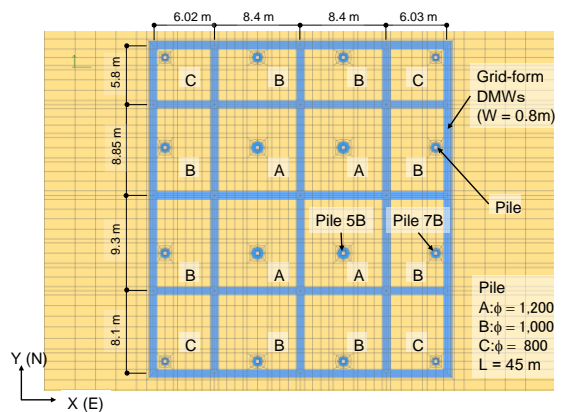


図 3 ラフト下における解析メッシュ平面図

引張強度は、最大主応力によって評価でき、最大主応力は、偏差応力の第 2 不変量 J_2 と平均応力 σ_m 及び Lorde 角による 1 次関数によって次式で表される。

$$\sigma_t = \sigma_1 = \frac{2(J'_2)^{\frac{1}{2}}}{\sqrt{3}} \sin\left(\theta + \frac{2\pi}{3}\right) + \sigma_m \quad (3)$$

また、せん断強度を示す Mohr-Coulomb モデルの破壊規準摩擦角 ϕ と粘着力 c を用いて同様に不変量の 1 次関数で表される。

$$\sigma_m \sin \phi + (J'_2)^{\frac{1}{2}} \left(\cos \theta - \frac{1}{\sqrt{3}} \sin \theta \sin \phi \right) = c \cos \phi \quad (4)$$

これらの破壊規準を図示すると図 4 のようになる。2 つの破壊規準の内、低い方の値を採ることにより、破壊強度を正しく捉えることができる。尚、林・日比野モデルは破壊規準への接近度を用いて破壊規準内の非線形性を示すこともできる。

改良土の物性は、原位置サンプルの 28 日強度試験結果 $q_0=3.8\text{MPa}$ に基づき、引張破壊強度 σ_t は $0.2q_0=0.76\text{MPa}$ 、粘着力 c は $0.3q_0=1.14\text{MPa}$ 、初期せん断剛性は 1300MPa とする。摩擦角は 30 度と仮定する。格子状地盤改良の初期応力は、ラフトとの接触圧の観測値である 300kPa とする。

入力地震波は、図 5 に示す告示波レベル 2 神戸位相を用い、EW 成分と NS 成分を同時入力する。

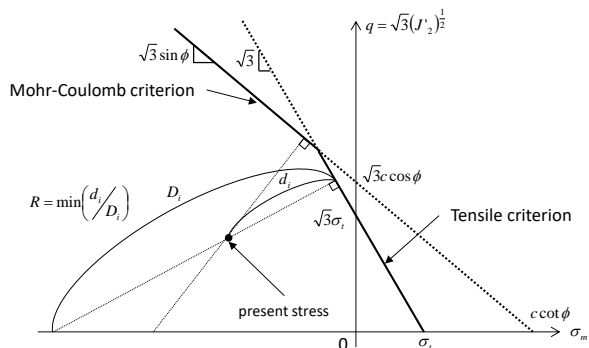


図 4 林・日比野モデルの破壊規準

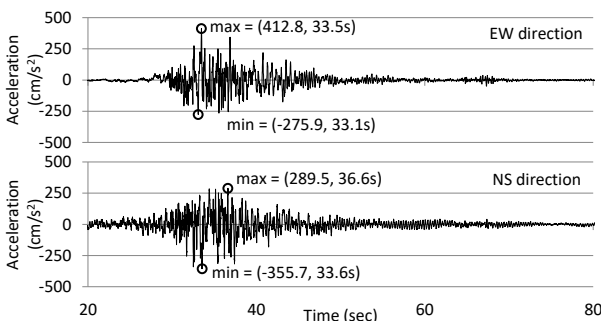


図 5 告示波レベル 2 神戸位相 (2E)

結果および考察

格子状地盤改良(DMWs)の効果を調べるため、格子状地盤改良のない場合の解析も行い比較検討した。

NS 方向の最大加速度分布を図 6 に示す。地上部は建物中央、地盤は A 点(図 2)の応答である。また、別途土柱モデルの解析も実施し、その応答を遠方地盤として示した。遠方地盤における地表面の最大加速度は 396cm/s^2 である。格子状地盤改良がある場合は、ラフト下端で 262cm/s^2 で、1F では 144cm/s^2 である。免震装置により 55% 低減されている。格子状地盤改良がない場合は、ラフト下端で 330cm/s^2 、1F で 127cm/s^2 である。ラフトの応答は、格子状地盤改良がある方が小さく、改良壁による入力損失が見られる。

最大相対変位分布(基準深度 GL-50m)を図 7 に示す。地上部は建物中央、地盤は A 点(図 2)の応答である。格子状地盤改良がある場合、ピーク値は -13.5cm 及び 10.6cm である。一方、格子状地盤改良がない場合は -16.5cm 及び 15.4cm である。さらにモデル境界では両者の変位に差がない。以上から、格子状地盤改良により地盤の変位が抑えられていることがわかる。

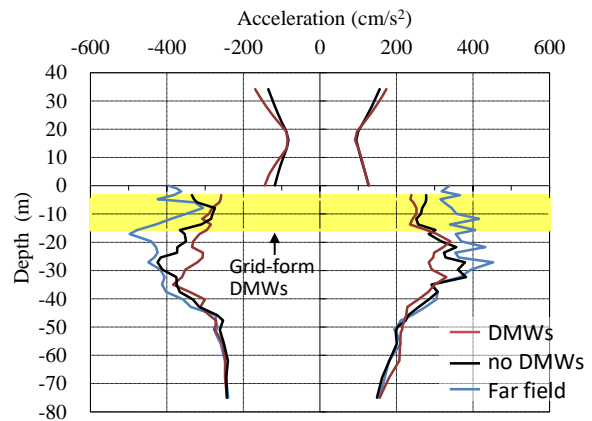


図 6 土柱モデル、建物中央及び A 点地盤における最大加速度分布(NS 方向)

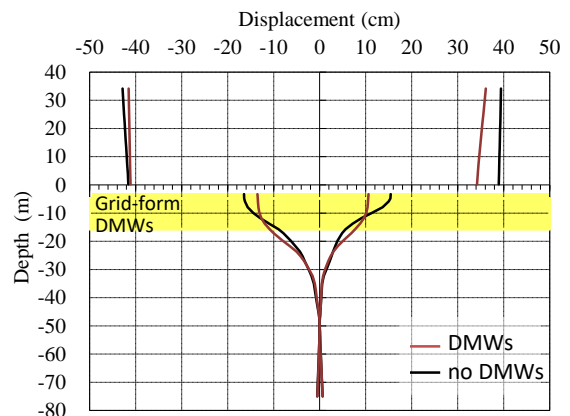


図 7 建物中央と A 点地盤における最大相対変位分布 (NS 方向)

図 8 に杭 5B(図 3)の曲げモーメント最大値分布図を示す。格子状地盤改良がある場合には、改良壁に囲われた地盤の変形が小さくなり、その結果杭頭のモーメントが小さくなる。ただし、改良壁下端では、地盤との変形が大きくなることにより曲率が大きくなり、曲げモーメントが大きくなる。一方、格子状地盤改良がない場合、杭頭曲げモーメントが非常に大きく、特に正側で大きい。これは、杭頭付近における地盤の変形が大きく、また、変形のピーク分布も非対称となるからである。

図 9 に改良壁の引張強度に対する最大主応力値の比の最大値コンター図を示す。比が 0.95 以上となるメッシュに色付けしており、この部分が引張破壊領域とみなすことができる。破壊領域は、下部に限られ、改良壁の曲げ変形により引張破壊している。しかしながら、ほとんどの部分は破壊に至っておらず健全である。特に上部は、ラフトにより変形が拘束されており、破壊に至らない。さらに、せん断については、破壊強度に至っているところはほとんどなく、せん断破壊はみられない。

図 10 に杭の上部 12m にあたる SC パイル部分の NM 相関図を示す。曲げモーメントは、SC パイル部分の NS 成分と EW 成分のノルムの最大値である。軸力は、静的な実測値と、解析による最大増分の和である。格子状地盤改良のない場合は杭の最大曲げモーメントが終局値を超えているが、格子状地盤改良のある場合には許容値以内に収まっている。このことから、格子状改良壁は、レベル 2 地震動において、その一部が破壊状態に達したとしても、杭の断面力を許容値以下に抑えることができるといえる。

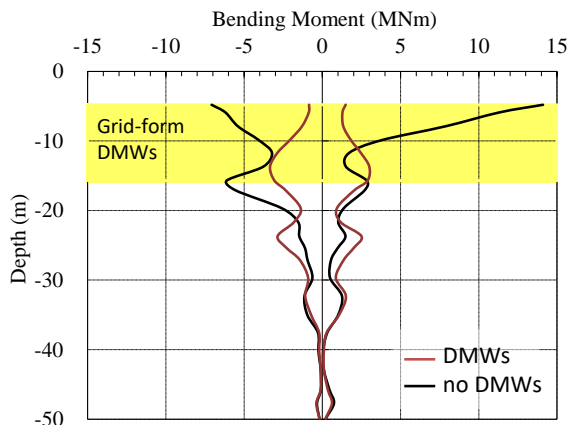


図 8 杭 5B の最大曲げモーメント分布(NS 方向)

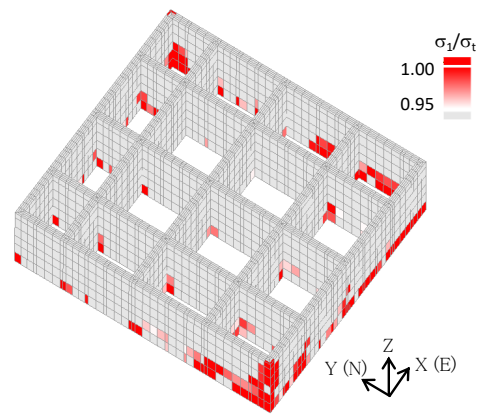


図 9 格子状地盤改良の引張破壊領域

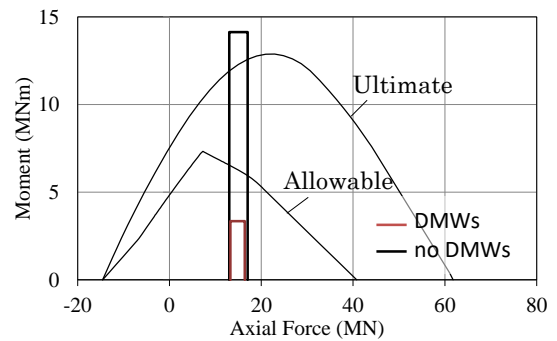


図 10 杭 5B の SC 杭部分における NM 相関図

まとめ、今後の課題

格子状地盤改良を併用した免震建物を対象とし、告示波レベル 2 神戸位相を入力地震波とした地震応答解析を実施した。解析の結果、改良壁は部分的には引張破壊に至るものの、レベル 2 地震であっても杭の断面力を許容応力値内に抑えることができることが分かった。今回の解析では、改良土の破壊後の軟化及び、液状化の発生を考慮しておらず、今後はそれらの検討が必要である。