

軟弱地盤上人工地盤の埋立履歴を考慮した変形解析

軟弱地盤 埋立て 地震応答

名古屋大学 正会員 酒井崇之

名古屋大学 国際会員 野田利弘

(財)地震予知総合研究振興会 国際会員 浅岡顕

1 はじめに

海上人工島や埋立地などの人工地盤は、長い年月かけて堆積した自然堆積地盤に比べ、軟弱であることが多い。近年、日本の重要な社会資本の多くは、軟弱地盤上に蓄積されており、沈下などの長期変形が問題となっていることが多い。また、軟弱地盤では、地震被害が懸念されるため、被害を最小限にとどめるために耐震性能を的確に照査することが不可欠である。本報告では、軟弱地盤上の空港滑走路を想定した人工地盤の施工履歴過程を再現し、地盤の変形挙動を追う。解析には土の構成式に骨格構造(構造・過圧密・異方性)とその働きを記述するSYSカムクレイモデル¹⁾を搭載した水～土連成有限変形解析コード(GEOASIA)²⁾を用いた。なお、地震応答解析については文献3)に譲る。

2 埋立履歴を考慮した地盤のモデル化

図-1は今回対象とした人工埋立地盤を示す。また、表-1は自然堆積地盤のN値、比体積、S波速度を示す。表-1に示すとおり、約20m程度N値ゼロ層が厚く堆積している。この粘土層は、護岸付近で高置換のSCP改良(置換率80%)が、埋立箇所ではSD改良がそれぞれ施されている。また、埋立地盤は多くの材料からなっており、非常に複雑な地盤となっている。

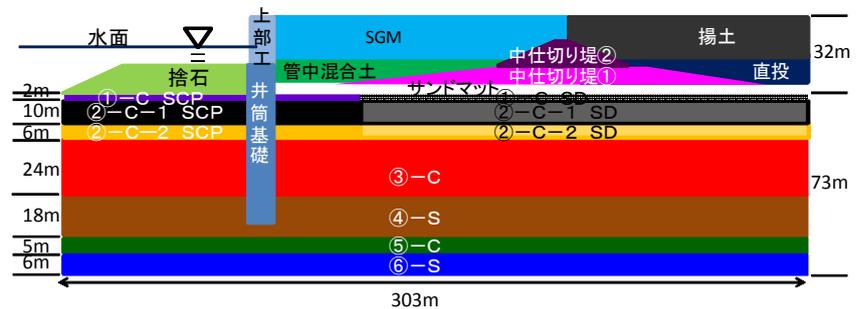


図-1 人工埋め立て地盤概略図

自然堆積地盤は、実際のボーリングデータを基に平面ひずみ条件でモデル化を行っている。地盤の材料定数および各種初期値のうち、粘土層については実際に行われた力学試験をSYSカムクレイモデルで再現して決定している。砂層については、力学試験がないことと、N値が50と大きいことから、定型的な密詰め砂の材料定数、初期値を用いている⁴⁾。なお、各層での比体積と構造の程度は均一と仮定し、土被り圧に応じて過圧密比を分布させた⁵⁾。

表-1 各層のデータ

層	N-値	比体積	S波速度
①-C	0	2.8	70
②-C-1	0	4.6	70
②-C-2	0	4.0	70
③-C	11	2.1	190
④-S	50		190
⑤-C	25	2.1	290
⑥-S	50		420

人工埋立部のうち、管中混合土の材料定数・初期値については、力学試験が存在するため、自然堆積地盤と同様に力学試験をSYSカムクレイモデルにより再現して決定している。また、SGM(軽量混合処理土)については、管中混合処理土の土粒子密度を小さくすることでモデル化している。他の材料については、力学試験がないため、典型的な砂の材料定数を用い、それぞれ密度を変化させることで材料の違いを表現している。SCP改良部については、SCPが高置換であることから、この領域を全て密詰め砂で置換している。(なお、比較のために行った低置換の場合は、砂杭を平面ひずみ条件で換算してモデル化した。)SD改良部については、無改良地盤に比べ透水係数を60倍にすることで再現している。なお、自然堆積地盤と同様に各層での比体積と構造の程度は均一と仮定し、土被り圧に応じて過圧密が分布している。また、井筒基礎およびコンクリート護岸の重量や剛性は、実在の構造物を参考に等価重量・等価剛性となるように決定している。

埋立の各過程は、水～土二相系の弾塑性有限要素を一層ごとに追加し、井筒基礎及び、コンクリート護岸は一相系弾塑性有限要素を同様に追加して再現している。施工履歴は、各要素の追加の順番を実際施工の順序に則したものとし、要素追加後の載荷計算時間を実際の施工時間と同じに設定している。

図-2は解析全断面を示す。水面より上の地表面は水圧を常にゼロ(大気圧条件)、水面より下の地表面は静水圧分の水圧が作用した排水境界としている。地盤の左側面は排水境界とし、地盤の右側面と底面は非排水境界としている。

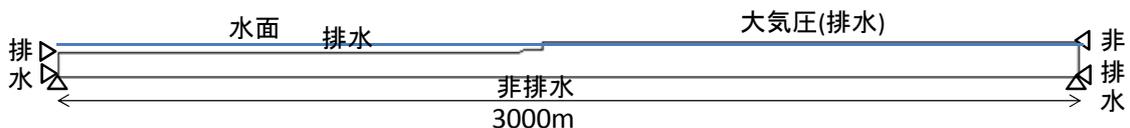


図-2 解析全断面

“Deformation analysis of a large manmade island on soft alluvial deposit inconsideration of the reclamation history”

Sakai, T., Noda, T.(Nagoya University), and Asaoka, A.(Association for the development of earthquake prediction)

3 自然堆積地盤，埋立地盤の変形挙動に埋め立てが及ぼす影響

図-3は，2時点のせん断ひずみ，平均有効応力，比体積のコンターを示す．施工によりSD改良を行った①-C，②-C-1，②-C-2層といった軟弱層でせん断ひずみが大きく発生している．特に②-C-1層では約30%のせん断ひずみが発生している．また，軟弱層では埋め立てにより，比体積が1以上減少している．一方，SCP改良部分は，せん断ひずみが発生しておらず，比体積変化もほとんど見られない．また，埋め立てにより，砂杭部分の平均有効応力が増大し，上載荷重を一部の砂杭が支えている．

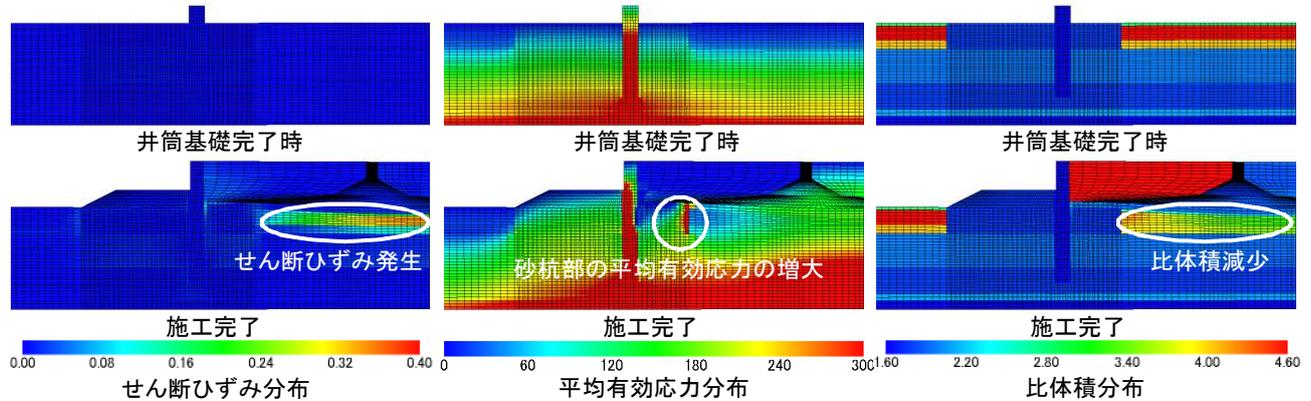


図-3 せん断ひずみ，平均有効応力，比体積の経時変化

図-4は中仕切り堤直下およびSCP打設箇所における時間-沈下関係を示す．なお，時間は施工開始時を0としている．施工完了時(施工開始約1000日)には，まだ沈下が終了していない．最終的には約6m沈下しており，沈下が完全に収束するのに施工完了から約2,000日要する．SCP打設箇所は，打設していない箇所に比べ，かなり沈下が抑止されている．

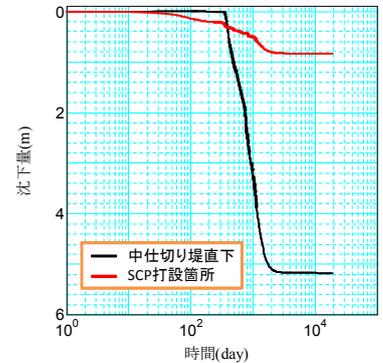


図-4 時間沈下関係

図-5は各時間における地表面の沈下形状を示す．護岸部ではほとんど沈下が見られない．これは，硬い砂層まで井筒基礎を根入れしており，さらに護岸の周辺はSCP改良を施しているためである．一方で，護岸から離れるに従い，沈下量が増す．埋立箇所については，施工中は中仕切り堤の重量が大きいので，中仕切り堤直下が最も沈下しているが，時間が経過するに従い，ある程度一様に沈下していく．

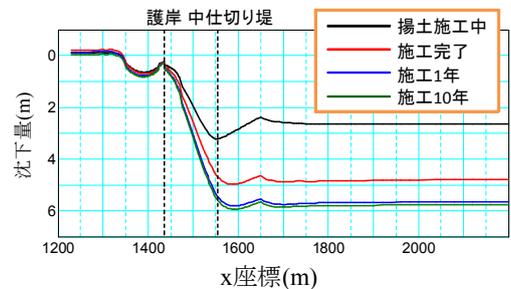


図-5 地表面の沈下形状

図-6，図-7に各時間における護岸および中仕切り堤下部の水平変位分布を示す．護岸では，施工完了時に約1.0m水平変位が発生する．しかし，その後はほとんど水平変位に変化は見られない．なお，別途実施した低置換SCPの場合（橙色の線）よりも水平変位が約3割抑止されている．中仕切り堤下部では護岸よりも変位が小さく，施工終了時に50cm水平に変位する．その後変位がほとんど変わらず，低置換に比べ変位が抑止されているといった護岸と同様の傾向を示した．以上より高置換SCPは側方変位の抑制に有効である．

4 まとめ

本報告では埋立過程を再現して，人工地盤をモデル化した．埋立過程において，高置換SCP改良は，その下部の軟弱地盤の圧密沈下や，中仕切り堤下部を含む側方変形の抑制に有効である．

なお，本研究は，科学研究費補助金（基盤研究(S)：課題番号21226012）の助成を受けた．

参考文献 1)Asaoka et al.(2002): An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, S & F, 42(5), 47-57. 2)Asaoka, A. and Noda, T.(2007): All Soils All States All Round Geo-analysis Integration, International Workshop on Constitutive Modelling - Development, Implementation, Evaluation, and Application, Hong Kong, China, 11-27. 3)野田他(2011): 軟弱地盤上の大型人工埋立地盤の地震中・地震後応答解析, 第46回地盤工学研究発表会概要集(本誌). 4)Nakano, M., Noda, T., Asaoka A. and Nakai, K. (2003): Compaction behavior of sand with degradation of structure and overconsolidation, Proceedings of Sino-Japanese Symposium on Geotechnical Engineering, Beijing (China), pp.455-462. 5) Noda, T., Asaoka, A., Nakano, M., Eiji, Y. and Mutsumi, T. (2005): Progressive consolidation settlement of naturally deposited clayey soil under embankment loading, Soils and Foundations, 45(5), 39-51.

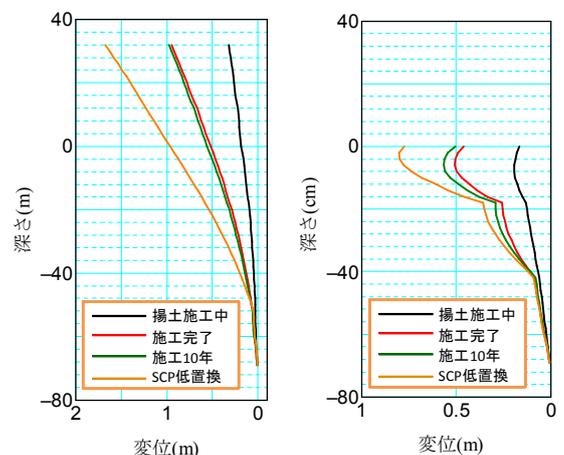


図-6 護岸の水平変位分布 図-7 中仕切り堤下部の水平変位分布