

第3海堡埋立砂の同定と原位置動的強度の推定

Identification and *in-situ* Dynamic Strength Properties of the 3rd Meiji Fortress Buried Sands

吉 津 考 浩 (よしづ たかひろ)

防衛大学校 第51理工学研究科前期課程

正 垣 孝 晴 (しょうがき たかはる)

防衛大学校 建設環境工学科

1. はじめに

江戸幕末の近代日本の黎明期、我が国は首都東京を防衛するために東京湾岸に24の要塞を建設した。そのうちの3つは、海上の人工島に砲台を備えた海上要塞(海堡(かいほ))である。図-1に示すように、第1海堡(水深5m)と第2海堡(同10m)は千葉県富津岬沖に、第3海堡は横須賀市観音崎沖の潮流の激しい浦賀水道内(同39m)に建設された。第3海堡は、明治25(1892)年から29年間に掛けて大正10(1921)年に完成したが、竣工2年後の関東大震災で施設の35%程度が水没して、その機能を停止した¹⁾。

本稿は、第3海堡埋立砂として用いられた走水・久里浜・富津の海岸砂¹⁾を採取し、粒度特性と最大・最小間隙比の測定を行い、同埋立砂の同定を行う。そして、三重管サンプラーで採取した第3海堡埋立て砂の乱さない試料に対する粒度分析と動的三軸試験結果²⁾に対して、原位置動的強度の推定法³⁾(以後、EF法と表記)を適用して、新潟空港⁴⁾と新潟女池小学校³⁾で得たチューブと凍結サンプリングの結果に加え、関西の港湾⁵⁾の結果を統合して、EF法の適用性を検討し、関東大震災による第3海堡埋立砂に対する液状化の可能性を検証する。

2. 第三海堡の地盤概要と埋立砂の同定

図-2と図-3は、第3海堡建設時の平面図とその推定断面図である。第3海堡(口絵写真-11(https://www.jiban.or.jp/index.php?option=com_content&view=article&id=1555%3A2009-01-07-08-26-28&catid=101%3A2008-09-18-06-24-51&Itemid=72)⁶⁾)の長・短軸の長さは、270mと167mであり、埋め立てられた容量(332万m³)は、東京ドームのその約2.7倍である。図-3に示すように人工島は、上総層群の上に捨石が敷設され、捨石部の内側に横須賀市走水、久比里(現在の久里浜)、富津の海岸から採取された砂¹⁾が埋め立てられている。図-1には、埋立砂の同定のために採取したこれらの採取地と、これらの地域に比較的近かった砂の堆積地として採取したたたら浜の採取位置を併せて示している。

埋立砂の施工は、今日のプレロード工法や平板載荷試験が、欧州からの輸入技術として既に当時の施工管理に使われている¹⁾。平板載荷試験では、砲台の重量と射撃時の衝撃の両荷重を考慮した地耐力の管理が行われていた。また、盛土の施工に対しては、まき出し厚(20cm)の仕様規定も行われていた。これらの地盤技術は、当時



図-1 第3海堡と埋立砂の同定で採取した位置

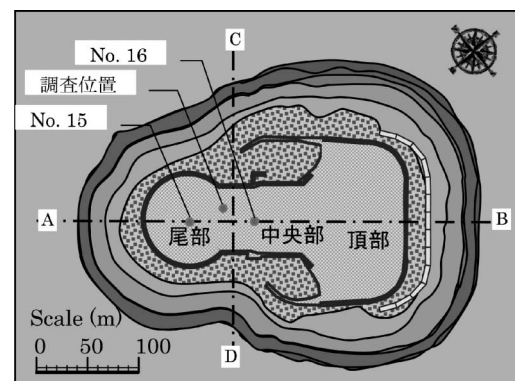


図-2 第3海堡の平面図(竣工時)

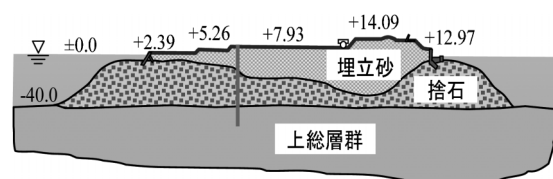


図-3 第3海堡の推定断面図(竣工時)

の米国が首都ワシントンを防護するため、Chesapeake (チェサピーク) 湾に海堡建設を計画した際の米国陸軍省の求め (明治40年) に応じて、その概要 (軍事機密に近い情報) が技術輸出 (A detailed report of the method of construction of the artificial islands in Tokyo bay) された程の、当時世界一級のものであった¹⁾。

関東大震災以降から2007年の第3海堡遺構の浚渫・撤去までに行われたボーリング位置を図-4²⁾に示す。また、地盤調査結果²⁾から推定した図-4のA-B線上の断面図を図-5に示す。口絵写真-12 (URL 同前, 以下同様) は、関東大震災直後の第3海堡の航空写真である。図-4のNo. 1と16近傍に相当する口絵写真-12の場所では、液状化に起因する噴砂の痕跡が確認できる。図-2と3の建設時の平面図と断面図を、図-5と口絵写真-12のそれらと比較すると、関東大震災に起因した埋立砂の液状化以外にも捨石部の大変形が人工島崩壊の一因であることが推察される。

図-4に示す調査位置から採取した試料の粒径加積曲線を図-6に示す。深度 z が2.5 m~27.5 mの異なる z から得た試料の結果²⁾に加え、豊浦砂 (▽)³⁾のそれを併せて示している。これらの砂は、日本港湾協会⁷⁾による「液状化の可能性がある」砂に分類されるが、特に $z=2.5$ m (+), 7.5 m (×), 10.5 m (○) の埋立砂は、同「特に液状化の可能性がある」砂であり、豊浦砂や新潟砂⁸⁾のそれらと同様である。 $z=17.5$, 22.5, 27.5 mの試料は、図-3と5に示す捨石 (泥岩塊) であり、液状化対象砂ではない。

第3海堡埋立砂とその同定に用いた供試土の粒度試験結果と粒径加積曲線を図-7と表-1に示す。また、同定に用いた砂を口絵写真-13に示す。走水1と2の採取位置は50 m程離れている。また、富津1は富津岬の先端、同2と3は1から富津岬の南岸部の東に、それぞれ1 kmと2 km離れた位置である。第3海堡のチューブサンプリングの砂が口絵写真-13にないのは、現存していないのが理由である。図-7の粒径加積曲線を見ると、第3海堡の $z=2.5$ mの砂は富津2、 $z=7.5$ mと10.5 mの砂は走水1と久里浜の砂と同様であることが分かる。粒径加積曲線が同様であることを反映して、表-1に示す平均粒径 D_{50} 、均等係数 U_c 、曲率係数 U'_c の値も同等である。走水2、たたら浜、富津1は貝殻の混入が多く、 D_{50} も0.1~0.2 mm程度大きい。粒度特性の観点からは、第3海堡の埋立砂は、2.5 mで富津2、 $z=7.5$ mと10.5 mの砂では、走水1と久里浜砂が用いられたと判断される。第3海堡の砂は、最大と最小間隙比 ($e_{\max}$ と $e_{\min}$) が求められていない。したがって、次章の動的強度の分析に用いる相対密度 D_r の値は、走水1の $e_{\max}$ と $e_{\min}$ を用いて検討する。

3. 第三海堡埋立砂の動的強度特性

図-8²⁾ (a), (b), (c) は、 $z=7.5$ m から三重管サンプラーで得た不攪乱砂に対する軸差応力 σ_d 、軸ひずみ ε_a 、過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_c$ と繰返し載荷回数 N_c の関係を

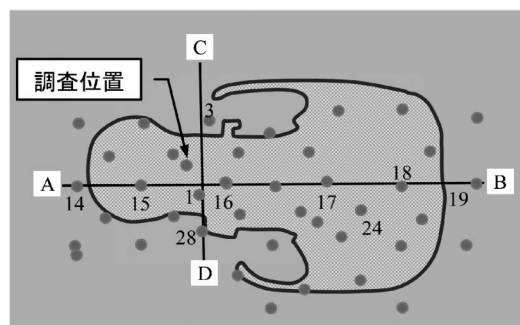


図-4 第3海堡のボーリング調査位置

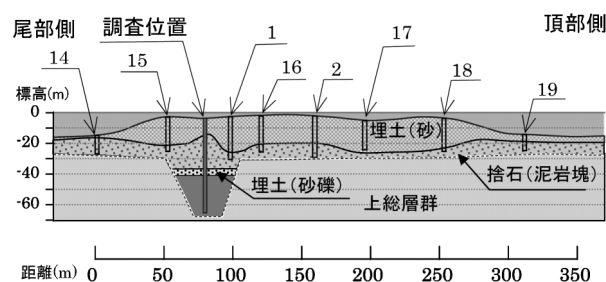


図-5 第3海堡遺構撤去前の断面図

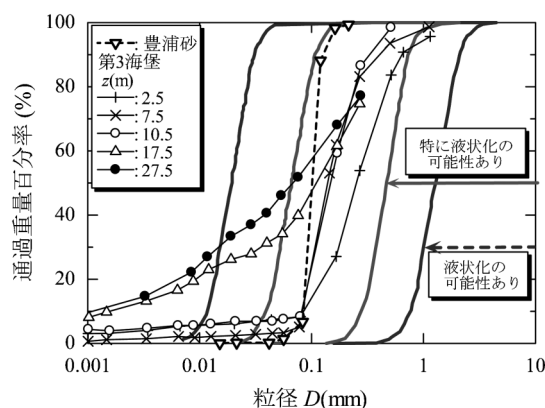


図-6 第3海堡埋立砂の粒径加積曲線

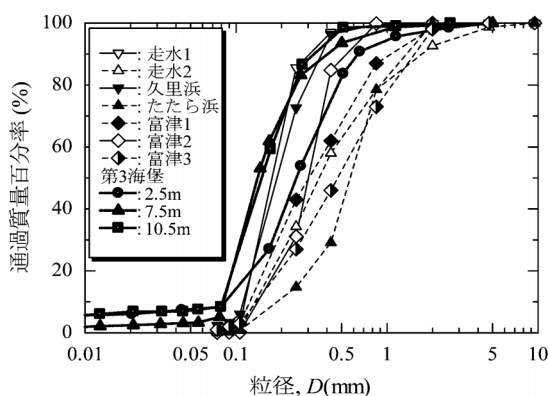
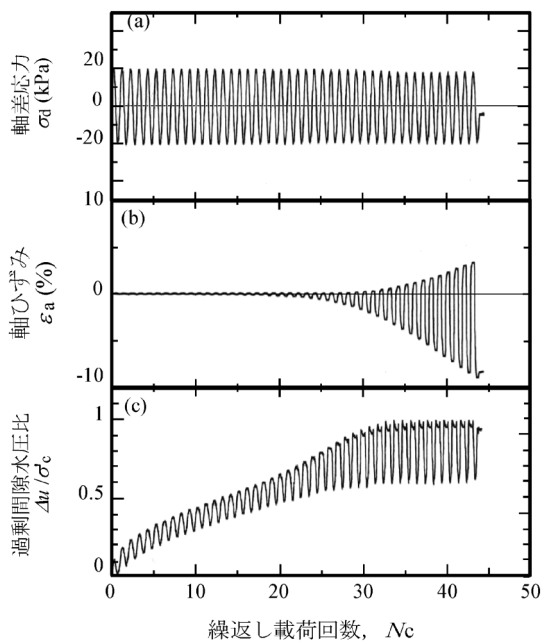
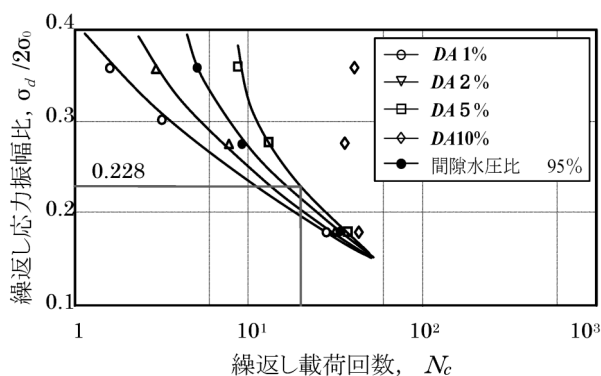


図-7 第3海堡埋立砂とその同定に用いた供試土の粒径加積曲線

示している。繰返し応力振幅比は0.181に設定されている。せん断中の σ_d の制御や測定精度はJGSの基準内であり、試験は適正に行われていることが分かる。軸ひずみは $N_c=18$ 回程度から漸増し、36回で両振幅ひずみ5%に達している。図-8を含む他の供試体の結果を集約

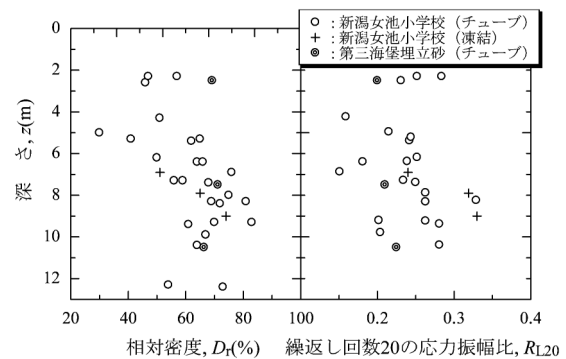
表—1 供試土の粒度特性

供試土	土粒子密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$	10%粒径 $D_{10}(\text{mm})$	30%粒径 $D_{30}(\text{mm})$	50%粒径 $D_{50}(\text{mm})$	60%粒径 $D_{60}(\text{mm})$	最大粒径 $D_{\max}(\text{mm})$	均等係数 U_c	曲率係数 U'_c	最小間隙比 $e_{\min}$	最大間隙比 $e_{\max}$
第3海堡(2.5m)	2.724	0.127	0.265	0.394	0.482	9.5	3.8	1.1	-	-
第3海堡(7.5m)	2.736	0.122	0.165	0.212	0.243	4.75	2	0.92	-	-
第3海堡(10.5m)	2.727	0.115	0.166	0.22	0.254	4.75	2.2	0.94	-	-
走水1	2.874	0.114	0.139	0.167	0.187	4.75	1.6	0.91	0.592	0.946
走水2	2.727	0.12	0.225	0.345	0.449	9.5	3.7	0.9	-	-
久里浜	2.776	0.114	0.144	0.181	0.206	4.75	1.8	0.88	0.634	0.977
たたら浜	2.8	0.184	0.435	0.566	0.646	4.75	3.5	1.6	-	-
富津1	2.725	0.118	0.183	0.287	0.447	4.75	3.8	0.63	-	-
富津2	2.71	0.243	0.251	0.306	0.331	4.75	1.4	0.78	0.674	1.016
富津3	2.731	0.132	0.273	0.469	0.572	4.75	4.3	0.99	-	-

図—8 第3海堡埋立砂の繰返し3軸試験結果²⁾ ($z=7.5$ m)図—9 第3海堡埋立砂の液状化曲線²⁾ ($z=7.5$ m)

して図—9²⁾に $z=7.5$ mの応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$ と N_c の関係を示す。 $N_c=20$ に対応する $\sigma_d/2\sigma'_c$ を R_{L20} として、この図から読み取ると0.228となり、同様に $z=2.5$ mと10.5 mの値は、0.196と0.238²⁾であった。

図—10は、新潟女池小学校⁸⁾で得た R_{L20} の z 分布に第3海堡の結果を併せてプロットしている。 $D_r=66.4\sim$



図—10 相対密度と液状化強度の深度分布 (測定値)

71.2%は、新潟女池と同等な値であるが $R_{L20}=0.196\sim 0.238$ は、同じ深度で新潟女池の値の下限值に近い。この新潟砂は、新潟地震(1964年)で液状化し、壊滅的な被害を与えたことで知られているが、第3海堡の埋立砂は動的強度特性の観点でも液状化の対象砂であることが分かる。

4. 原位置動的強度推定法の第三海堡埋立砂に対する適用性

表—2³⁾は、原位置の e , D_r , R_{L20} , G_0 の推定式とその相関係数である。これらの相関式の右辺に測定値を代入して求めた値(表—2の相関式の左辺)を測定値に乘することで、それぞれの原位置の値が推定できる(EF法)。すなわち、表—2の相関式の左辺(Re , RD_r , RR_{L20} , RG_0)は、測定値から原位置の e , D_r , R_{L20} , G_0 を求めるための補正係数である。これらの回帰式は相関係数が0.95以上と高いことから、データに対する回帰式の説明性も高い。

図—11は、新潟女池小学校校庭³⁾、新潟空港⁴⁾、関西のある港湾⁵⁾、第3海堡で得た液状化強度 R_{L20} (m)と D_r (m)の関係を示している。ここにmは、測定値を意味する。新潟空港(+)と女池小学校(x)のプロットに対する回帰直線近傍に、関西のある港湾(◎)と第3海堡(▲)のプロットは位置している。地盤工学会で規定された試料採取法と試験方法(性能規定)の結果であるが、試料採取時の密度増加で、 R_{L20} と D_r が大きく評価されていることが、これまでの検討⁸⁾で分かっている。

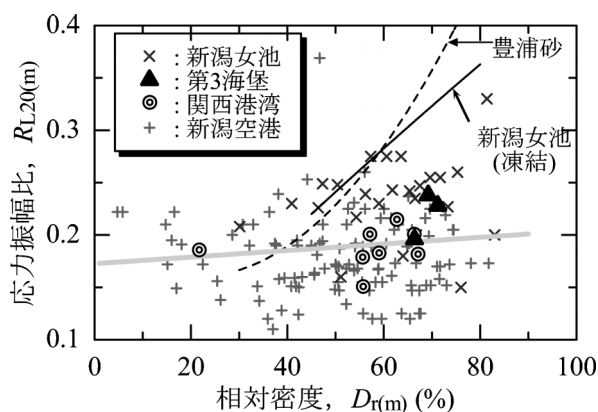
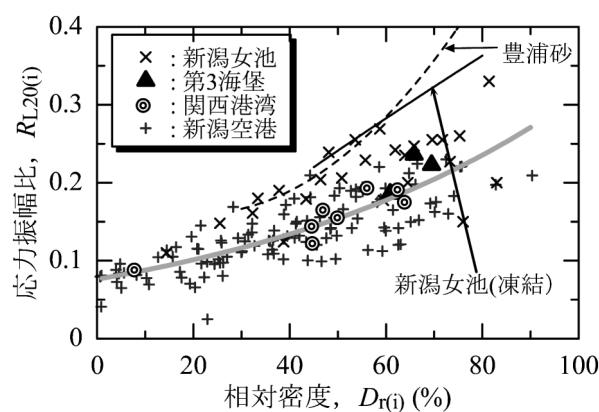
図—12は、この密度増加の影響を排除するため、EF

表—2 原位置 e , D_r , R_{L20} , G_0 の推定式

式	相関式	相関係数
(1)	$Re=1.214-0.00205D_r-0.0000147D_r^2$	0.963
(2)	$RD_r=0.076+0.013D_r-0.0000051D_r^2$	0.991
(3)	$RR_{L20}=e^{(0.01579D_r-1.101)}$	0.948
(4)	$RG_0=0.209\ln D_r+0.114$	0.991

表—3 第3海堡埋立砂の e , D_r , R_{L20} の測定値と原位置の推定値

深 度	測定値			原位置の推定値		
z (m)	e (m)	D_r (m)(%)	R_{L20} (m)	e (i)	D_r (i)(%)	R_{L20} (i)
2.5	0.701	69.2	0.238	0.708	65.8	0.236
7.5	0.694	71.2	0.228	0.694	71.2	0.228
10.5	0.711	66.4	0.196	0.720	60.8	0.186

図—11 R_{L20} と D_r の関係 (測定値)図—12 R_{L20} と D_r の関係 (推定値)

法³⁾を用いて地盤内の原位置の $R_{L20}(i)$ と $D_r(i)$ を推定した結果である。ここに、 i は原位置を意味する。図—12の $R_{L20}(i)$ は $D_r(i)$ とともに大きくなり、材料学的に整合するのみならず、新潟空港 (+) と女池小学校 (x) から得た帰帰曲線近傍に、関西のある港湾⁵⁾ (◎) と第3海堡 (▲) のプロットが位置し、異なる4堆積地の結果も統一的に説明できている。

表—3は、第3海堡埋立砂の D_r と R_{L20} にEF法を適用する前後の値を示している。第3海堡の測定値は推定した D_r よりも平均4.5%程度過大で、 R_{L20} では同0.006程度過小な値である。すなわち、測定値は $D_r < 70\%$ の領域で危険側の設計値を与えることがわかる。関東大震災による第3海堡の崩壊の原因が液状化であることは、口絵写真—12に示す航空写真等からも認識できるが、埋立砂に対する動的試験等から定量的に検討され、明らかにされたことはなかった。“液状化”という用語は、地盤技術者以外にも、今日広く市民レベルで知られるようになっている。新潟地震以降に獲得した砂の液状化に対する今日の地盤工学の常識が、明治のこの時期には存在しなかったことになる。

5. おわりに

本稿の主要な結論は以下のとおりである。

- 1) 第3海堡の埋立砂は、粒径加積曲線と粒度特性の観点から $z=2.5$ m は富津2, $z=7.5$ m と10.5 m の砂では、走水1と久里浜砂が用いられたと判断された。
- 2) 第3海堡埋立砂の液状化強度 $R_{L20}=0.196\sim0.238$ は、同じ深度で新潟女池の値の下限値に近く、動的強度特性の観点でも液状化の対象砂であることが分かった。

- 3) 第3海堡の測定値は推定した D_r よりも平均4.5%程度過大で、 R_{L20} では同0.006程度過小な値であった。EF法は、新潟女池、新潟空港、関西のある港湾、第3海堡の埋立砂の D_r と R_{L20} が地盤特性に応じて、統一的に説明できることが分かった。

第3海堡の動的三軸試験結果は文献2による。データの使用をお認め頂いた国土交通省東京湾口航路事務所に深甚の謝意を表する。

本稿は、地盤工学会関東支部「江戸期以降の土木史跡の地盤工学的分析・評価に関する研究委員会」の活動の一環として作成した。

参 考 文 献

- 1) 国土交通省東京湾口航路事務所：東京湾第3海堡建設史，2000。
- 2) 国土交通省東京湾口航路事務所：東京湾航路（浦賀水道航路土質調査報告書，2002。
- 3) Shogaki, T. and Sato, M.: Estimating *in-situ* dynamic strength properties of sand deposits, The 14th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Hong-Kong, CD-R, 2011。
- 4) 正垣孝晴・古川 健・佐藤 葵・菅野高弘：密度変化を考慮した原位置の動的強度推定法の新潟砂への適用性，第55回地盤工学シンポジウム，pp. 213～222, 2010。
- 5) 吉津考浩・正垣孝晴：液状化対象砂に対する原位置動的強度の評価法の適用性，第9回地盤工学会関東支部発表会，CD-R, 2012。
- 6) 国土交通省東京湾口航路事務所：東京湾第3海堡パンフレット，2007。
- 7) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1989。
- 8) Shogaki, T., Sakamoto, S., Nakano, Y. and Shibata, A.: Applicability of the small diameter sampler for Niigata sand deposits, Soils and Foundations, 46(1), 1-14, 2006。

(原稿受理 2014.1.17)