

第31回  
沖縄地盤工学研究発表会  
講演論文集

Proceedings of the 31<sup>th</sup> Annual Meeting of  
Okinawa Geotechnical Society

20 January 2026 | Okinawa JAPAN



(主催) 沖縄地盤工学会研究会・地盤工学会九州支部

Proceedings of the 31th Annual Meeting of Okinawa Geotechnical Society  
Copyright © 2026 by Okinawa Geotechnical Society  
Published by Okinawa Geotechnical Society  
1 Senbaru, Nishihara, Okinawa, Japan  
<http://www.jiban.tec.u-ryukyu.ac.jp/>

All rights reserved. No part of this publication may be reproduced or transmitted in any form or by any means, electronic or mechanical, including photocopying and recording, or by any information storages and retrieval system, without the written permission from the publisher.

This work was supported by Japanese Geotechnical Society Kyushu Branch.

Printed in Japan

第31回  
沖縄地盤工学研究発表会  
講演論文集

Proceedings of the 31<sup>th</sup> Annual Meeting of  
Okinawa Geotechnical Society

# Program

|                        |  |          |
|------------------------|--|----------|
| 開会の挨拶                  |  |          |
| 13:00<br>－<br>13:05    | 伊東 孝（沖縄地盤工学研究発表会会長，琉球大学教授）   |          |
| 特別講演 1                 |  |          |
| 13:05<br>－<br>14:05    | 岡本 雅之（沖縄総合事務局）<br>沖縄の道路 ～強い沖縄経済の実現に向けて～  |          |
| 休憩                     |  |          |
| 一般セッション 座長：西村 伊吹（琉球大学） |  |          |
| 14:15<br>－<br>14:35    | 福田光治（KGIE）<br>フレーム Ncdc(10)による沖縄那覇港地先地盤特性の解釈   | p. 1-6   |
| 14:35<br>－<br>14:55    | 藤井本祐也（琉球大学工学部），西村伊吹，松原仁（琉球大学工学部/島嶼防災研究センター）<br>コンクリートスラッジから溶出する六価クロムの無害化技術に関する基礎的研究                                    | p. 7-9   |
| 14:55<br>－<br>15:15    | 小浪岳治，大城戸秀人（岡三リビング㈱），坂本茂（小岩金網㈱），松村一郎（㈱不動テトラ），浦井清次（トワロン㈱），有川太郎（中央大学・理工学部 都市環境学科）<br>海底地盤における可撓性を有する高耐久性石籠の性能－生物共生型築堤マッソー | p. 10-13 |
| 15:15<br>－<br>15:35    | 石垣幸整，山本彰（日特建設株式会社・技術開発本部）<br>与那国島における現場発生材（表土）を再利用した植生工の有効性と生産性向上に向けた植生工の改良と遠隔操作施工への取り組み                               | p. 14-21 |
| 15:35<br>－<br>15:55    | 岩崎凌子，林豪人，伊藤友哉，小浪岳治（岡三リビング株式会社）<br>アンカー補強土壁を対象とした目視による鋼材状態調査  | p. 22-24 |
| 15:55<br>－<br>16:15    | 五嶋大輝（琉球大学工学部），伊東孝（琉球大学工学部/島嶼防災研究センター）<br>沖縄地盤における常時微動調査  | p. 25-28 |
| 16:15<br>－<br>16:35    | 大角恒雄（国立研究開発法人防災科学技術研究所客員研究員），西村伊吹，松原仁（琉球大学工学部/島嶼防災研究センター）<br>2016 年熊本地震を経験した熊本城石垣の築造当時の耐震対策に関する一考察                     | p. 29-36 |
| 休憩                     |  |          |
| 特別講演 2                 |  |          |
| 16:45<br>－<br>17:45    | 福田 朝生（琉球大学准教授）<br>水土砂災害対策における固液連成運動の高精度 3 次元数値シミュレーションの活用  |          |
| 閉会の挨拶                  |  |          |
| 17:45<br>－<br>17:50    | 伊東 孝（沖縄地盤工学研究発表会会長，琉球大学教授）   |          |
| 17:50<br>－<br>19:30    | 懇親会  |          |



# フレーム Ncdc(10)による沖縄那覇港地先地盤特性の解釈

福田光治<sup>1</sup>

1 KGIE

## 概 要

物性の代表は粒度分布曲線で、その代表値として粒度評価径を指標として用いる。物性の比重と粒度評価径、状態量の間隙比を基礎に、支持力係数を介して不飽和土の強度を推定する Ncdc(10)にまとめたフレームを提案する。このフレームを、物性・状態量から支持力係数を介した強度評価と呼ぶことにする。標準貫入試験の N 値と内部摩擦角、相対密度、液状化強度などの関係性が個々の関係として蓄積されている。これに対し Ncdc(10)によるフレームは、N 値から得られる経験的な個々の関係を総括して対象にすることを目的にしている。個々の諸量の関係性の研究を経験的実証地盤工学とすれば、関係性を包括するフレームの存在と構造の構築を目指す方向も地盤工学の研究対象の一つと考えた。

キーワード：沖縄地盤、強度推定フレーム、N 値、内部摩擦角、間隙比

## 1. はじめに

物性・状態量から支持力係数を介して強度を評価するフレームを Ncdc(10)と呼び、そのフレームにより N 値の深度方向分布を解釈する。標準貫入試験結果の N 値深度方向分布を近似することにより得られる N 値と内部摩擦角、N 値と間隙比、N 値と液状化強度比の関係が経験的な知見に調和していることによって、Ncdc(10)フレームの適切性を評価する。

個々の諸量の間の関係性に着目する研究を経験的実証工学と考えている。一般的な地盤工学の研究スタイルである。この視座から個々の諸量の諸関係性を網羅する構造の在り方を探るのも研究方向になることを示す。

評価径で解釈することができる。

粘土  $d_c < 0.001 \text{ mm}$ , シルト  $0.001 < d_c < 0.01 \text{ mm}$ , 砂  $0.01 < d_c < 0.1 \text{ mm}$ , 礫  $0.1 \text{ mm} < d_c$  が土質分類に対応している。

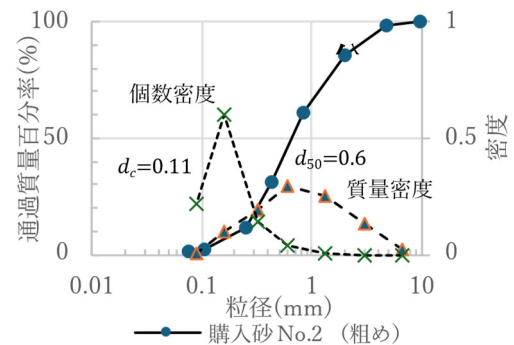


図-1 質量表示粒度分布と個数表示粒度分布

## 2. 物性パラメータ粒度評価径

透水やダイレイタンシーモデルは幾何学的形態で説明される。地盤工学の粒度分布曲線は質量表示になるので、これを幾何学的なイメージでの個数粒度分布に変換しなければならない。図-1 は地盤工学の一般的な粒度分布で、その質量密度関数を示している。尖頭粒径が  $d_{50}$  になる。これに対し球体モデルで近似化した個数表示の密度関数は細粒分側に大きく移動する。質量表示粒度分布曲線から個数表示粒度分布曲線の評価につながるのが粒度評価径と考えている<sup>1) 2)</sup>。

$$\sigma_c = 0.484 + 0.42 \times \ln(U_c) \quad (1)$$

$$d_c = 0.3d_{50} \exp(-0.5\sigma_c^2) \quad (2)$$

図-2 に示すように、日本統一分類法の大小関係は粒度

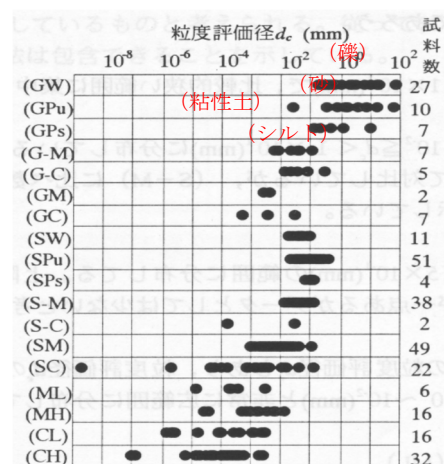


図-2 日本土質分類と粒度評価径

### 3. 粒度評価径による地盤構造

深度方向地盤構造を表現する時、粒度評価径は有効である。砂泥含有率を軸としてシーケンス層序学の研究が東京湾で進められている<sup>3)</sup>。粒度評価径は対数スケールで表現するが、図-3に示すように、類似した深度方向分布形態を得ることができる。

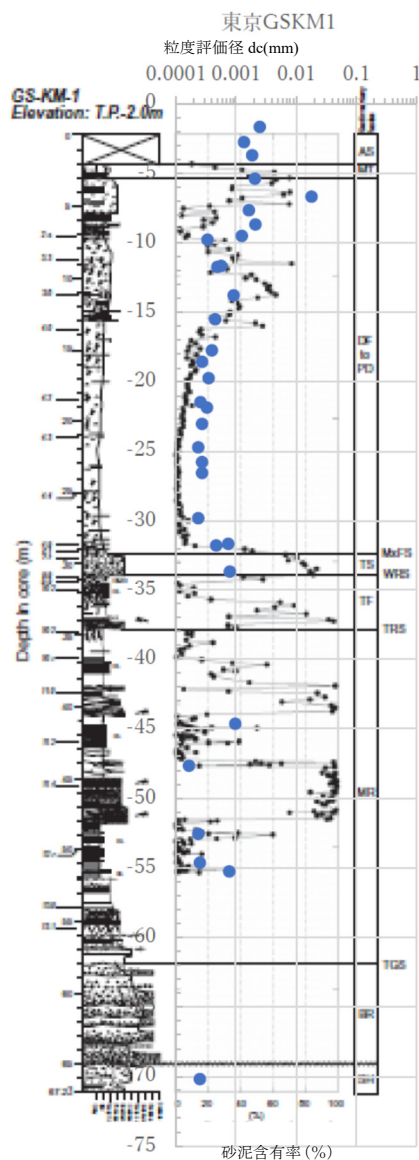


図-3 東京湾海底地盤表層地盤構造<sup>背景 3)</sup>

熊本港地先の海底表層地盤構造は海進・海退堆積環境を刻印している。底部の更新世島原海湾層から上方に細粒化し、標高-30m 付近から、今度は逆に粗粒化していく。アカホヤ火山灰の標高などから、海進・海退の影響を受けた堆積構造と判断した。同様な形態は東京湾でも見られる。標高-10m 以浅は陸上からの運搬土に被覆され、乱されている。東京湾のシーケンス地盤構造は、堆積環境により海進・海退の影響度が異なる。内陸側に発達する砂州などの標高と海進潮位の関係で堆積環境が

異なってくる。

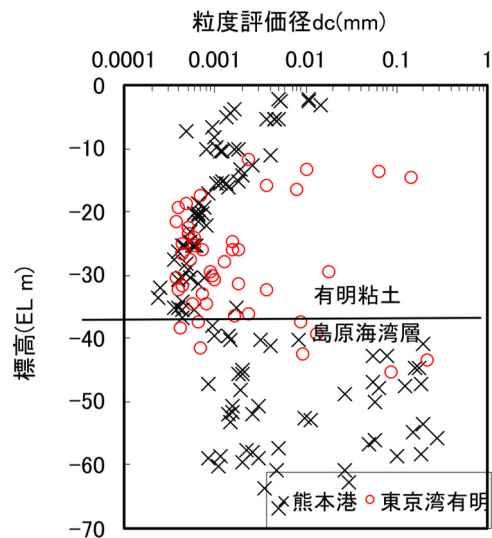


図-4 海進・海退による海底地盤の堆積構造

### 4. KuniJiban 那覇港地先データ

熊本港地先の参照粒度を基準にして KuniJiban の組成表から粒度分布を推定した。礫分、砂分、シルト分は両端が明示されるので、参照粒度を並行移動あるいは回転し、両端の開放領域は平行移動して粒度分布を推定した<sup>4)</sup>。

表-1 粒度組成表

| 構成土質 | 閾値粒径(mm)          |
|------|-------------------|
| 石分   | >475 $\mu$ m      |
| 礫分   | 475 $\mu$ m ~ 2   |
| 砂分   | 2 ~ 75 $\mu$ m    |
| シルト分 | 75 $\mu$ m ~ 0.05 |
| 粘土分  | <0.05             |

熊本港地先から出発し、時計回りに九州一円の海進・海退堆積構造形態を確認した。そのあと北に転戦し、北海道まで達した。さらに海進・海退の影響を受けていない内陸湖底の堆積構造を並置した。

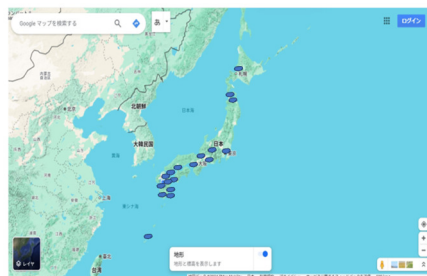


図-5 海進・海退地盤構造の点検

沖縄地先では那覇地先東西の海底地盤を対象にした。本論文で分析するのは那覇港地先の KuniJiban データである。

西部と東部に分けて表示した。東部のデータの深度は浅く、海進・海退の堆積形態を表現していない。しかし浅部の上に粗粒化する形態は熊本港地先堆積構造に類似している。一方西部のデータでは熊本港地先形態に概略類似しているが、乱れも見られる。



図-6 那覇港地先 KuniJiban データ

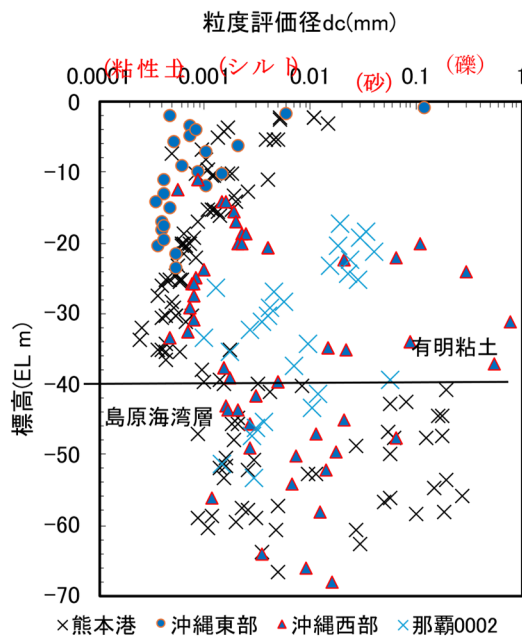


図-7 那覇港地先表層海底地盤構造

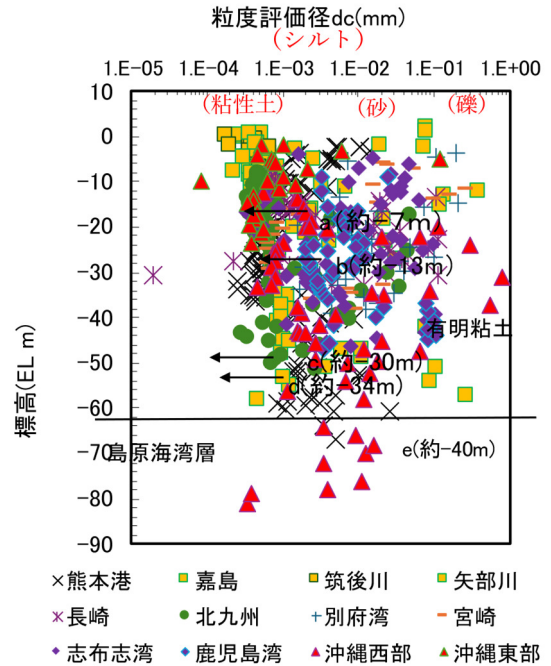


図-8 九州一円海進・海退海底地盤構造の影響

九州一円を整理すると、熊本地盤堆積構造に対して大きくことなる。内湾性の平穏な堆積環境では海進・海退の影響が卓越し、外洋性になると対馬海流や親潮などの潮流の影響で乱れが大きくなると考えられる。

## 5. Ncdc(10)フレームによる那覇港地先 N 値の解釈

物性・状態量から出発する Ncdc(10)を説明する。図-9 に Ncdc(10)の構造図を示す。図中の式(1), (2) は上記した。

## Ncdc (1 0) の手順

経験的実証地盤工学の整理方法に網をかけるNcdc (1 0) のフレーム

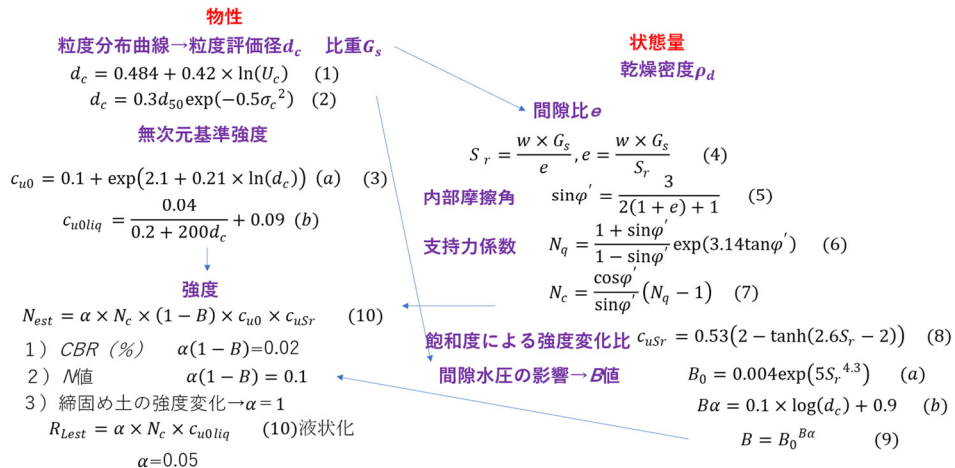


図-9 Ncdc(10)フレームの構造

式(3)(a)は平山<sup>5)</sup>や Robertson<sup>6)</sup>のコーン指数と N 値の関係から  $N = 1$  としたときの関係を粒度評価径で解釈した結果で、静的強度の無次元基準となる。

$$c_{u0} = 0.1 + \exp(2.1 + 0.21 \times \ln(d_c)) \quad (a) \quad (3)$$

液状化強度比は無次元強度で、式(3)b で示した。

塑性指数を含む液状化強度比<sup>7),8)</sup>を粒度評価径で解釈した式(3)b を設定した。

$$c_{uoliq} = \frac{0.04}{0.2 + 200d_c} + 0.09 \quad (b) \quad (3)$$

式(4)は地盤工学の基礎的諸量である。式(5)は最上の提案式<sup>9)</sup>を用いた。

$$S_r = \frac{w \times G_s}{e}, e = \frac{w \times G_s}{S_r} \quad (4)$$

$$\sin \phi' = \frac{3}{2(1+e)+1} \quad (5)$$

支持力係数は山口の教科書の表現式<sup>10)</sup>を用いた。

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \exp(3.14 \tan \phi') \quad (6)$$

$$N_c = \frac{\cos \phi'}{\sin \phi'} (N_q - 1) \quad (7)$$

Van Genuchten の関係と不飽和土強度に対する Fredlund を参考<sup>11)</sup>にして、それを統一的に表現したのが式(8)である。

$$c_{usr} = 0.53(2 - \tanh(2.6S_r - 2)) \quad (8)$$

土の三相モデル<sup>12)</sup>を作り、粒度評価径による推定式を整理した。そして Fredlund の実験式と比較し、概略類似した関係であることを確認したのが式(9)、(10)である。

$$B_0 = 0.004 \exp(5S_r^{4.3}) \quad (a), B\alpha = 0.1 \times \log(d_c) + 0.9 \quad (b)$$

$$B = B_0^{B\alpha} \quad (9)$$

$$N_{est} = \alpha \times N_c \times (1 - B) \times c_{u0} \times c_{usr} \quad (10)$$

## 6. Ncdc(10)による那覇港地先 N 値の解釈

Ncdc(10)で那覇港 N 値深度方向分布を近似した。図-10 の水平軸は対数で表示した。深度方向地盤特性と N 値の関係を明確にするためである。近似線を鎖線で示している。二つの鎖線があり、△は KuniJiban データの含水比をそのまま使い、×は N 値に近似するように含水比を調整している。N 値の深度方向分布は、粒度評価径で表現した深度方向地盤特性を反映していることがわかる。

図-11, 12 は、水平軸を N 値とした例である。KuniJiban データの試験資料がやや少なく、N 値試験深度に比べて荒くなっている。

## 7. 粒度評価径と含水比調整

KuniJiban 試験データは標準貫入試験試料が多い。こ

のため打撃に伴う圧縮、引き上げ時の落水などの可能性は否定できない。含水比を調整して Ncdc(10)近似した。

$$w_{na} = \frac{w_n N_{cdc}}{w_{ndata}} \quad (11)$$

含水比を大きくすると、N 値は減少する。式(11)で調整量を求め、粒度評価径に対して整理したのが図-13 である。概略的には、土質が細粒化すると調整量は増加する傾向を示している。

粒度評価径が粗粒側になるほど含水比調整量が大きくなる傾向を示している。土質と調査方法に由来する可能性を示している。

図-14 は粒度評価径に対し推定 N 値を示している。那

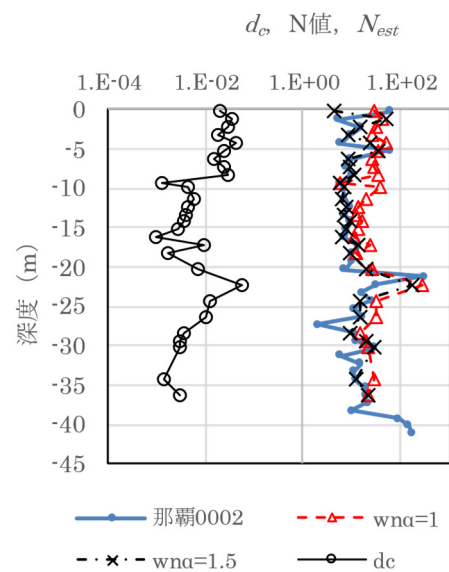


図-10 那覇港地先 0002 N 値深度方向近似

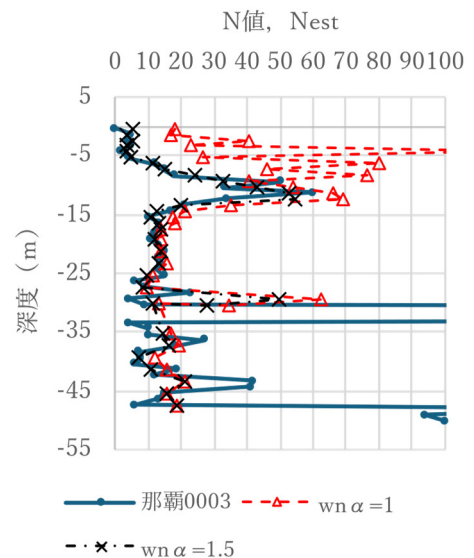


図-11 N 値深度方向近似 0003



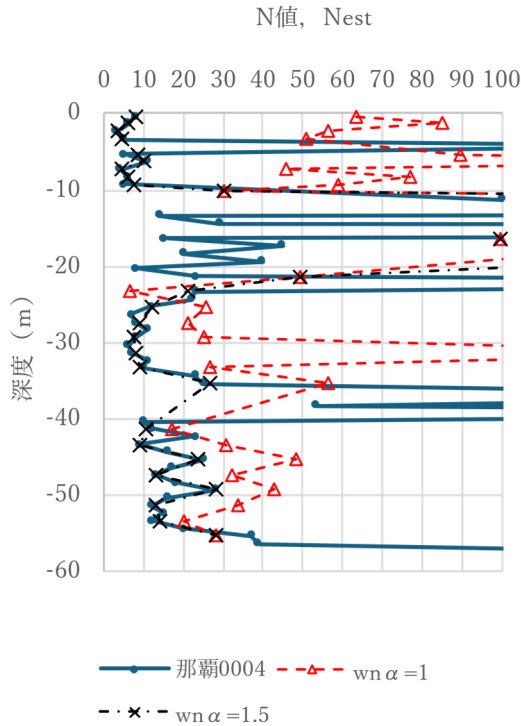


図-12 N 値深度方向近似 0004

覇港地先表層地盤はシルトと砂の土質特性を示し、粘性土がすくないことが分かる。

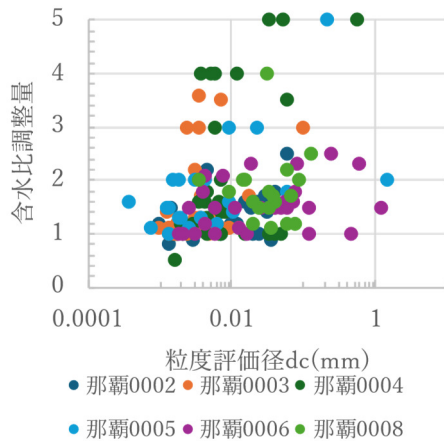


図-13 含水比の調整量

## 8. N 値と内部摩擦角

Ncdc(10)で N 値を近似し、その近似で得られた内部摩擦角と N 値の関係を整理したのが図-15 である。

N 値に近似するように求めた Ncdc(10)における N 値と内部摩擦角の関係は経験的傾向<sup>13)</sup>に沿っている。したがって N 値から内部摩擦角を推定するのではなく、Ncdc(10)のフレームを介して経験的実証地盤工学の経験則を反映していることを示している。

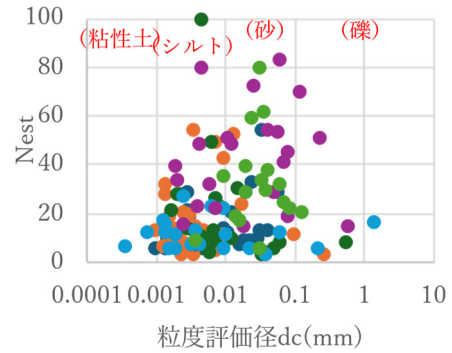


図-14 那覇港地先地盤特性

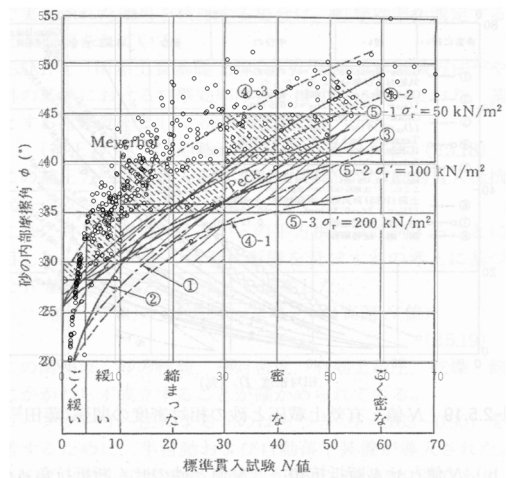


図-15 N 値と内部摩擦角 背景 13)

## 9. N 値と間隙比

N 値と相対密度を検討する。相対密度と間隙比の関係として考える。経験的実証地盤工学の知見は、相対密度と N 値の関係 Meyerhof の式が示されている<sup>13)</sup>。

$$\rho_d = \frac{G_s}{1 + e} = \rho_{dmax} D_r \quad (12)$$

$$D_r = 208 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v + 69}} \quad (13)$$

$$e = \frac{G_s}{\rho_{dmax} D_r} - 1 \quad (14)$$

Ncdc(10)で近似した N 値と間隙比の関係を図-16 に示す。

図の実線は式(15)である。-0.7 乗に比例する式の形態で、経験則に類似した式の形態になる。経験則には土被り圧による補正が含まれるが、式(15)は単純に N 値と間隙比の関係で表現される。

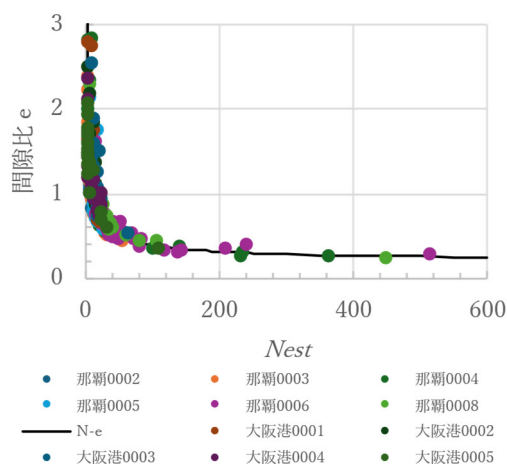


図-16 N 値と間隙比

$$e = 5(N)^{-0.7} + 0.2 \quad (15)$$

## 10. Ncdc(10)と液状化強度比

三軸試験液状化強度比のマニュアルでは細粒分含有率  $FC$ 、土被り圧で補正された  $N$  値の関係などが示されている<sup>14)</sup>。また関係式は砂質土、礫質土により異なり、シルトや粘性土の液状化強度比は明示されていない。

Ncdc(10)で  $N$  値を近似し、液状化強度を求めた。

$$N_{cdc}(10)liq = \alpha \times N_c \times c_{u0liq} \quad (16)$$

文献 14)は砂質土、礫質土が液状化検討対象土質であるから、粒度評価径  $0.01\text{mm}$  以下は粘性土、シルトと想定し、液状化強度比はゼロとして明示することにした。Ncdc(10)liq の変換係数は  $0.05$  とした。

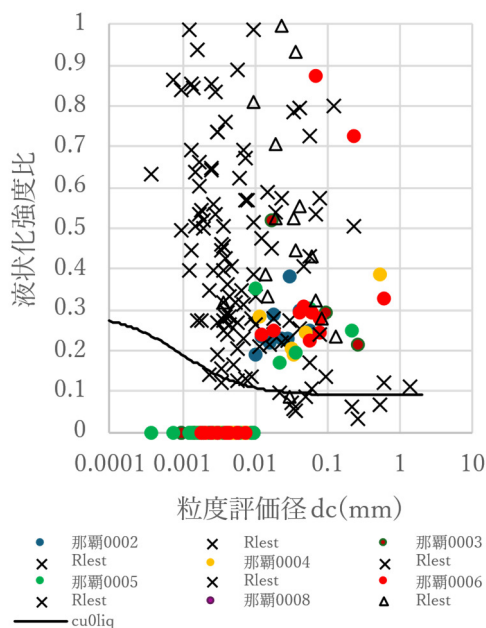


図-17 那覇港地先液状化強度比

図-17 は那覇港地先の近似結果から整理した液状化強度比である。●印は道路橋耐震での値、×印は Ncdc(10)liq による推定結果である。文献 14)の対象土質は砂質土、礫質土であるから粒度評価径  $0.01\text{mm}$  以下は検討除外域でゼロと表示している。一方 Ncdc(10)liq はシルト、粘性土の液状化強度比が計算できる。

那覇港地先で取り上げた土質はシルト、砂である。砂の中には液状化強度比  $0.1$  前後のリスクの高い土質が存在する。局所的な分布で浅層位置にあり、今後の詳細な液状化リスクの検討を課題とする必要がありそうである。

## 11. おわりに

Ncdc(10)のフレームで那覇港地先の  $N$  値を近似した。その結果経験的な関係として、個々に提示されている  $N$  値と内部摩擦角、 $N$  値と相対密度、 $N$  値を液状化強度比は統一的に解釈することができる。那覇港地先の KuniJiban を研究対象にしたが、概略的には Ncdc(10)のフレームが適用できることを示した。

### 参考文献

- 1) 福田光治・宇野尚雄：透水係数に關係する粒度分布と間隙指標，土木学会，土木学会論文集，No. 561/Ⅲ-38，pp. 193-204，1997.
- 2) 福田光治・宇野尚雄：福田光治・宇野尚雄：「粒度評価径」の提案とそれに基づく日本統一分類法の分析，土木学会，土木学会論文集，No. 582/Ⅲ-41，pp. 125-136，1997.
- 3) 田辺晋・石原与四郎・中島礼：東京低地北部における沖積層のシーケンス層序と古地理，地質調査研究報告，第 59 巻，第 11/12 号，pp. 509-547，2008.
- 4) 福田光治：KuniJiban 粒度組成を用いた粒度分布曲線の推定と精度，地盤工学会，第 14 回環境地盤工学シンポジウム発表論文集，pp.445-452，2021.
- 5) 平山英喜：杭の沈下解析法と構成式，地盤工学会，土と基礎，38-7 (390)，pp.51-56，1990.
- 6) P.K.Robertson：Interpretation of in-situ tests-some insights,J.K. Mitchell Lecture, Proceedings of ISC'4, Recife, Brazil,2012.
- 7) 中澤博志・原田健二：細粒分を含む砂質土の相対密度補正および液状化強度に関する検討，第 31 回土木学会地震工学研究発表会講演論文集，pp.1-10，2011.
- 8) 社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説,1999.
- 9) 最上武雄編著：土木学会監修 土質力学 第 8 章 粒状体の力学，技報堂，pp.979,986,1027-1029,1969.
- 10) 山口柏樹：土質力学 (全改訂)，技報堂出版，p.259，1986.
- 11) D.G.Fredlund，H.Rahardjo:SOIL MECHANICS FOR UNSATURATED SOILS，JOHN WILEY & SONS,INC,pp.178-216，1993.
- 12) 石原研而：土質動力学の基礎，鹿島出版会，pp. 50-69，1981.
- 13) 地盤工学会：地盤工学・実務シリーズ 6 地盤調査・土質試験結果の解釈と適用例，pp.319-373，2002
- 14) 日本道路協会：道路橋仕方書 (V 耐震設計編)・同解説，pp.120-125，2003.

## コンクリートスラッジから溶出する六価クロムの無害化技術に関する基礎的研究

藤井本祐也<sup>1</sup>, 西村伊吹<sup>1,2</sup>, 松原仁<sup>1,2</sup>

1 琉球大学・工学部

2 琉球大学・島嶼防災研究センター

### 概 要

本研究では、コンクリートスラッジ由来の六価クロムを対象に、電着法による除去・固定化の有効性を検証した。結果として、溶液中の六価クロムの初期濃度は 0.0594 ppm であったのに対し、24 時間後には約 0.03 ppm まで濃度が低下しており、基準値である 0.05 ppm を下回る結果となった。また、SEM-EDS による陰極表面の微細構造観察から、炭酸カルシウムの析出やクロムの吸着が確認された。これらの結果から、本研究で見られた六価クロムの濃度低下は、クロムが陰極表面に固定化されたためであると考えられる。以上のことから、本提案手法は六価クロムの無害化に有効である可能性が示された。

キーワード：コンクリートスラッジ、六価クロム、電着法

### 2. はじめに

コンクリートスラッジはコンクリートの製造過程で大量に発生する産業副産物であり、その多くが廃棄処理されているのが現状である<sup>1)</sup>。一方、地球温暖化の抑制対策として、CO<sub>2</sub>排出量の削減が求められており、コンクリートを製造する際に大量に CO<sub>2</sub>を排出する<sup>2)</sup>ことから、スラッジの再利用を含めた有効活用が求められている<sup>3)</sup>。

しかしながら、コンクリートスラッジは発がん性物質である六価クロムを含んでいる可能性があり、溶出による環境汚染や人体への悪影響が懸念されている<sup>4)</sup>。実際に、スラッジの再利用に関する研究が進められているものの、スラッジの細粒化に伴い、六価クロムが溶出することが報告されている<sup>5)</sup>。このため、コンクリートスラッジを地盤改良材として再利用するためには、六価クロムの溶出抑制および無害化が喫緊の課題である。

六価クロムの処理方法として、これまでに薬剤添加や吸着材の利用などが検討されてきたものの<sup>6)</sup>、処理コストの増大や二次廃棄物の発生といった課題が指摘されている<sup>7)</sup>。

そこで本研究では、低コストでかつ持続的に六価クロムの除去・無害化が可能な技術の開発を指向し、六価クロムの無害化に対する電着法の有効性について検証した。ここで、電着法とは、電気化学反応を利用して溶液中の成分を電極表面へ析出または吸着させる方法であり、六価クロムを析出・吸着させることができれば、外部薬剤を必要としないことから、二次廃棄物の抑制が期待される。

### 3. 実験および分析方法

#### 3.1 実験方法

本研究では、環境省告示第 46 号に準拠し、非金属製の 2 mm 目のふるいを通過したコンクリートスラッジを重量体積比が 10%になるように 1 L の水に混合し、6 時間連続で水平振とうを実施した。その後、孔径 0.45 μm のメンブレンフィルターを用いてろ過し、六価クロムを含むろ液を作成した。

次に、得られたろ液をガラス製ビーカーにそれぞれ 80 mL ずつ分注した。電極間の距離が 50 mm になるように炭素電極を固定し、溶液に浸漬させた。なお、通電条件は電圧 5 V 一定とし、通電時間は最大 24 時間とした。図-1 に実験の概要を示す。

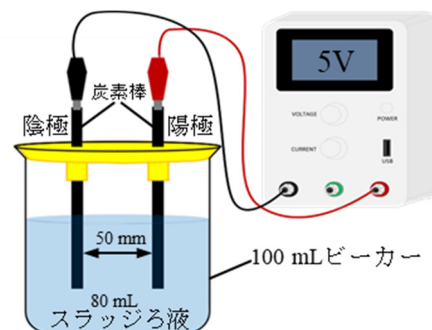


図-1 実験装置の概要

#### 3.2 分析方法

本研究では、実験中に電極が劣化する可能性を考慮し、デジタルマルチメーターを用いて電流値の経時変化を測

定した。

六価クロム濃度は、環境省告示第46号に準拠し、ICP発光分光分析装置を用いて6時間ごとに測定した。

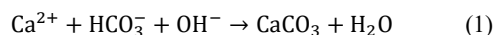
加えて、コンクリートスラッジは高アルカリ性であり、カルシウムイオンが多量に含まれていることから、通電に伴う電気分解反応により、溶液のpH変動や陰極表面で炭酸カルシウムの析出が生じる可能性がある。そこで、本実験では、六価クロム濃度の測定と同様に、カルシウムイオン濃度およびpHについても、6時間ごとにコンパクトメーターを用いて測定した。そして、実験終了後にSEM-EDSによる電極表面の微細構造観察を行った。

#### 4. 実験結果および考察

図-2に六価クロム濃度の経時変化を示す。同図より、実験初期には、環境基準を上回る六価クロム(0.0594 ppm)が溶液に含まれていることが確認された。また、通電を行っていない条件(Control: 0 V)では、濃度に若干の変動が見られるものの、実験期間を通じて初期濃度を下回ることにはなかった。一方、通電した条件(5 V)では、六価クロム濃度は実験開始後12時間にかけて急激に減少し、24時間後には、0.0309 ppmまで濃度が低下した。

図-3にカルシウムイオン濃度およびpHの経時変化を示す。同図より、Controlではカルシウムイオン濃度の顕著な

低下は認められず、pHについても初期値からほとんど変化しなかった。一方、5 Vを印加した条件では、カルシウムイオン濃度は、通電後12時間にかけて急激に低下し、24時間後には、およそ0 ppmとなった。また、通電に伴いpHは緩やかに低下したものの、24時間後においてもpHは約10と高アルカリ状態を維持していた。このpH低下は、陰極近傍で生成したOH<sup>-</sup>が、次式で示す炭酸カルシウムの析出反応により消費されたことに起因すると考えられる。



すなわち、電気分解反応によるアルカリ化よりも、カルシウムイオンおよび炭酸種を伴う析出反応が優勢となった結果、溶液のpHが低下したと推察される。

図-4に電流値の経時変化を示す。同図より、通電開始後6時間には、初期電流値の25%に相当する0.02 A未満まで低下し、18時間後には0 Aに近い値を示した。したがって、電流がほぼ流れなくなった18時間以降では、六価クロム濃度やカルシウムイオン濃度、pHの変化量も小さくなったと考えられる。

また、実験終了後の陰極表面には白色の析出物が付着していることから、SEM-EDSによる微細構造観察を行った。結果として、陰極表面に球状の白色の析出物が付着しており、元素マップからカルシウムや酸素が検出された(図-5)。これらの結果より、電極表面に析出した物質は非

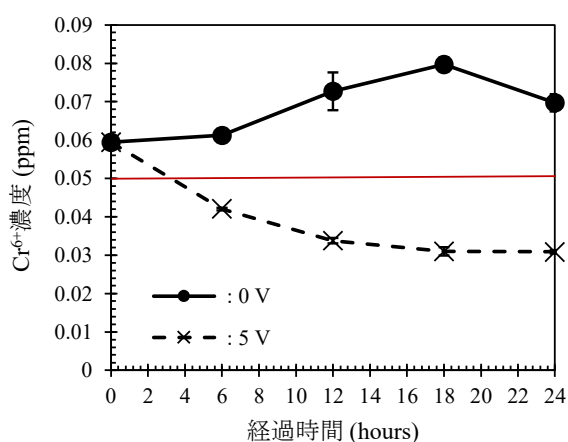


図-2 六価クロム濃度の経時変化

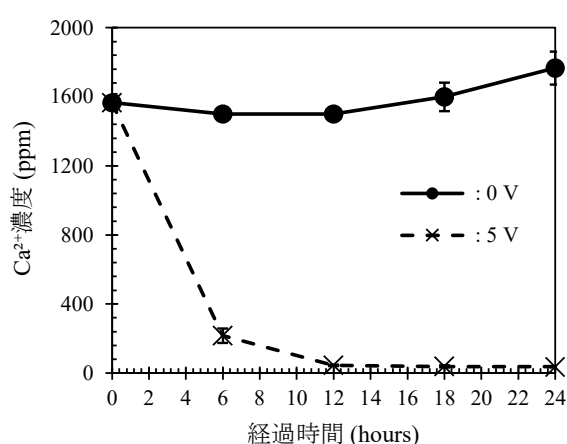


図-3 カルシウムイオン濃度の経時変化

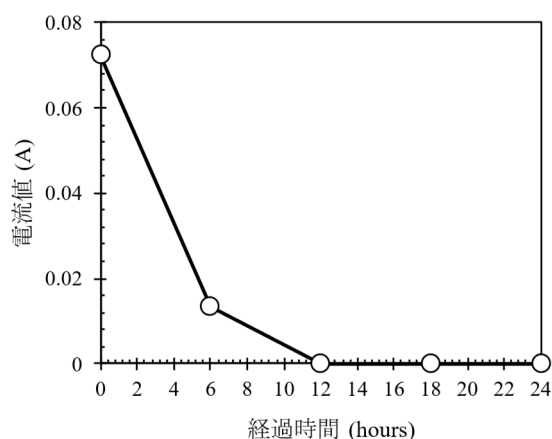


図-4 電流値の経時変化

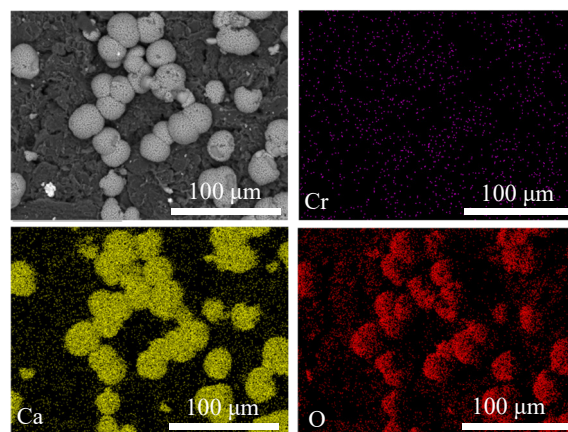


図-5 陰極表面の微細構造および元素マップ



品質の炭酸カルシウムである可能性が高い。さらに、実験後の陰極の元素マップにクロムが検出されたことから、六価クロムは通電により生じた電極表面電位および炭酸カルシウム析出物への電気吸着によって固定化された可能性が高い。一方、実験後の陽極には微細なひび割れが多数された。以上のことから、電極のひび割れや析出による表面被膜の形成により電流値が低下し、結果として、六価クロム濃度およびカルシウムイオン濃度の時間変化が小さくなった可能性がある。

## 5. まとめ

本研究では、コンクリートスラッジ由来の六価クロムを対象に、電着法による除去・固定化の有効性を検証した。得られた知見を以下に示す。

- (1) 六価クロム濃度は 24 時間で約 48%減少し、本実験条件では、基準値を下回ることが確認された。
- (2) 陰極では、電気化学反応により炭酸カルシウムが析出し、この反応により、溶液の pH が低下したと考えられる。
- (3) 微細構造観察の結果、陽極に多数のひび割れが確認された。これにより、通電が困難になり電流値が低下し

た可能性が考えられる。

一方、六価クロム濃度低下の要因として、六価クロムの三価クロムへの還元や、炭酸カルシウム析出によるクロム固定化の寄与については明らかになっていない。これらは今後の課題である。

## 参 考 文 献

- 1) 畑中重光, 鈴木一雄:コンクリートスラッジの有効利用研究委員会報告, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.1, pp.7-10, 1996.
- 2) Climate Change 2021: Mitigation of Climate Change, IPCC, 2021
- 3) 国土交通省: 第五次循環型社会形成推進基本計画~循環経済を国家戦略に~, 2024.
- 4) IARC: Chromium(VI) Compounds, <https://monographs.iarc.who.int/list-of-classifications/>
- 5) 森濱和正, 渡辺博志, 片平博, 新田弘之: コンクリート解体材からの6価クロム溶出の特性, 簡易試験および抑制に関する検討, コンクリート工学年次論文集, vol.32, No.1, pp.1505-1510, 2010
- 6) Babel, S., Kurniawan, T. A.: Low-cost adsorbents for heavy metals uptake from contaminated water, Journal of Hazardous Materials, 2003.
- 7) Barakat, M. A.: New trends in removing heavy metals from industrial wastewater, Arabian Journal of Chemistry, 2011.

# 海底地盤における可撓性を有する高耐久性石籠の性能 ー生物共生型築堤マットー

小浪岳治<sup>1</sup>, 大城戸秀人<sup>1</sup>, 坂本茂<sup>2</sup>, 松村一郎<sup>3</sup>, 浦井清次<sup>4</sup>, 有川太郎<sup>5</sup>

- 1 岡三リビック(株)
- 2 小岩金網(株)
- 3 (株)不動テトラ
- 4 トワロン(株)
- 5 中央大学・理工学部 都市環境学科

## 概 要

港湾分野においてはブルーカーボンによるCO<sub>2</sub>貯留効果を備えた防波堤に関する取り組みが推進されている。石籠は、鉄線で編んだ籠に碎石を充填した構造であるため、コンクリートブロックと比べて空隙率が大きく、藻場や漁礁として利用できるとともに、ブルーカーボンによるCO<sub>2</sub>貯留効果の向上が期待できる。一方で波浪が主要外力となる混成堤マウンドや海底地盤における被覆材として、石籠の被覆材としての耐波安定性に関する知見は十分ではない。本論文では石籠を構成する高耐久性線材について概説し、被覆材として石籠を用いた混成堤マウンドの水理模型実験による石籠の耐波安定性を評価した結果を示し、経済性も含めて石籠の被覆材としての適用可能性を報告する。

キーワード：海底地盤，混成堤，被覆材，耐久性，石籠

## 1. はじめに

近年、カーボンニュートラル達成に向けて多くの取り組みがなされており、港湾分野においてはブルーカーボンによるCO<sub>2</sub>貯留効果を備えた防波堤に関する取り組みが推進されている<sup>1)</sup>。混成堤のマウンド被覆材や海底地盤の洗掘対策としてコンクリートブロックが多く用いられてきているが、著者らはコンクリートブロックと比較して空隙率が大きく、藻場や漁礁として利用できるとともに、ブルーカーボンによるCO<sub>2</sub>貯留効果の向上が期待できる高耐久性線材により構成された石籠(2022年度グッドデザイン賞)に注目し、その被覆材としての適用可能性について検討を行ってきた<sup>2),3),4)</sup>。また、ケーソン背後の腹付工における被覆材としての石かごの耐津波安定性は、有川ら<sup>5)</sup>によって検討されており、越流時に石かごに作用する圧力の影響が小さく、被害が小さいことが示されている。多田ら<sup>6)</sup>はマウンド等の構造物の被覆材としての石籠を対象として、津波などによる強い流れに対する安定性を評価する水理模型実験に基づくイスバッシュ定数を算定して、厚型より薄形の方がイスバッシュ定数となることを報告している。

本論文では、まず石籠を構成する高耐久性の線材について、海底地盤において重視される耐腐食性と耐摩耗性に関

する試験結果を示す。つぎに混成堤マウンドを構成する碎石の最小粒径を指標として、水理模型実験による石籠の耐波安定性を評価した結果を示し、経済性を含めた石籠の適用可能性を報告する。

## 2. 高耐久性石籠

港湾分野において一般的な石籠は築堤マットと称され亜鉛めっき鉄線が用いられている。亜鉛めっきは海中において腐食と摩耗が問題視されることから、亜鉛めっき鉄線で構成される築堤マットは仮設構造に適用されることが多い。これに対して一定の耐用年数を期待する港湾構造物には高い耐久性が期待される。高耐久性石籠を構成する線材は低密度ポリエチレン樹脂で被覆された線材(iR被覆線材)であり、本節ではその耐腐食性と耐摩耗性に関する試験結果<sup>7)</sup>を示す。

### 2.1 耐腐食性

iR被覆線材の耐腐食性はJIS Z 237 塩水噴霧試験方法(中性塩水噴霧試験)により調べられており、その結果を図1に示す。3種亜鉛めっき鉄線は4,000時間経過時に破断が確認されたが、iR被覆線材は10,000時間経過後において変化が認められず高い耐腐食性が確認された。

| 経過時間     | iR 被覆鉄線 (茶色)<br>Φ3.2-2.6(GH3)   | 3種<br>亜鉛めっき鉄線<br>Φ3.2(GS3)  |
|----------|---|---|
| 0時間      |  <b>新品</b>   |  <b>新品</b> |
| 4,000時間  |  <b>変化なし</b> |  <b>破断</b> |
| 10,000時間 |  <b>変化なし</b> | iR被覆鉄線の評価画像は、内部確認のため暴露時間経過毎に被覆を剥離して撮影したもの   |

図1 iR被覆線の塩水噴霧試験結果

## 2.2 耐磨耗性

ir 被覆線材の耐磨耗性については、JIS H 8503 めっき耐  
磨耗性試験方法(7. 砂落し磨耗試験方法)により評価した。  
その結果を亜鉛めっき鉄線(S)3 種と比較して表 1 に示す。  
低密度 PE 被覆線の磨耗率は亜鉛めっき鉄線に対して 1/18  
であることがわかる。なお、環境適合性試験により、生態  
系を阻害するような物質を溶出ししないことも確認されて  
いる。

表 1 耐磨耗試驗結果

|       |                        |                         |
|-------|------------------------|-------------------------|
| 項目    | 亜鉛めっき鉄線<br>(S)3 種 φ6mm | iR 被覆線材<br>φ6mm(芯 φ4mm) |
| 試験前重量 | めっき部 283mg             | 被覆部 1,148mg             |
| 磨耗量   | 61mg                   | 14mg                    |
| 磨耗率   | 21.8%                  | 1.2%                    |
| 比率    | 1                      | 1/18                    |

これらの促進試験の結果から、iR 被覆線材の耐久性は、強い酸性を示す区間、塩分濃度が高い区間、腐植土で構成されている区間において 30 年間程度の耐久性を有することが報告されている<sup>7)</sup>。

### 3. 水理模型実験による石籠の安定性評価

本節では混成堤マウンドの被覆材としての石籠の耐波安定数  $N_s$  を求めることを目的とした水理模型実験について述べる。本研究において、ハドソン式における堤体設置位置での入射波の有義波高  $H_k$ （安定計算に用いる波高）は、石籠の移動量に着目して定義した被災率  $D$  により求めた。

### 3.1 実験条件

水理模型実験は縮尺 1/40 で実施し、諸条件はフルード則から決定した。図 2 は堤体部の模型断面図であり、マウンドには粒径 5~13mm の 6 号砕石を用いた。図 3 は石籠模型（長さ  $S=5\text{cm}$ 、幅  $W=7.5\text{cm}$ 、高さ  $H=2.5\text{cm}$ 、質量 149.93g）であり、長さ  $S$  をマウンドの法長方向とした。

石籠は相互の接触の不確実性を安全側に考慮して、石籠同士の間隔を 10～12mm として設置した。実験ケースを表 2 に示す。実験における有義波高  $H_{1/3}$  は、1.7cm 間隔で大きくし、石籠は積み直すことなく被害状況を確認した。

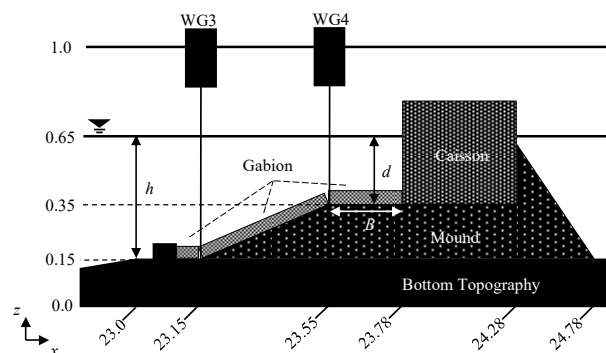
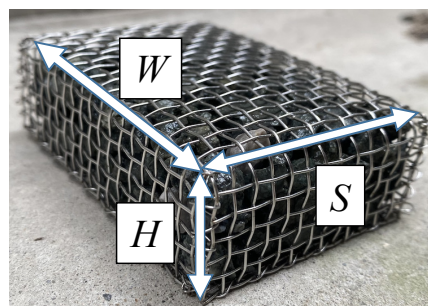
图 2 堤体模型断面图<sup>4)</sup>

図3 石籠模型<sup>4)</sup>

表2 実験ケース<sup>4)</sup>

| case | $d/h$ | 配列                 | $B$            | 造波条件   |  |
|------|-------|--------------------|----------------|--|--|
|      |       |                    |                | 有義波周期 $T_{1/3}$                                  | 有義波高 $H_{1/3}$                           |
| 1    | 0.6   | 格子                 | 23 cm (9.2 m)  | 1.34 s (8.5 s), 1.82 s (11.5 s), 2.29 s (14.5 s) | 1.7 cm (0.68 m)<br>~<br>13.6 cm (5.44 m) |
| 2    |       |                    | 40 cm (16 m)   |  |  |
| 3    |       |                    | 54 cm (21.6 m) |  |  |
| 4    |       | 千鳥<br>40 cm (16 m) |                |  |  |

### 3.2 実験結果

図4は有義波高毎の石籠の滑動状況であり、有義波高の増大にともなって石籠がマウンドの法長下方に滑動している様子がわかる。

式(1)のハドソン式における安定数  $N_s$  は、一般的に被災率  $D=1\%$  を指標とした有義波高  $H_{1/3}$  に基づいて求められるが、本研究においては石籠の滑動量を指標とした式(2)で算出される  $D'$  を定義し、ハドソン式に導入する安定数有義波高  $H_k$  を求めた。

$$M = \frac{\rho_r H_k^3}{N_s^3 (S_r - 1)^3} \quad \text{式(1)}$$

$$D' = \frac{\sum_{i=1}^{N_i} \sum_{j=1}^{N_j} K_{ij}}{N} \quad \text{式(2)}$$

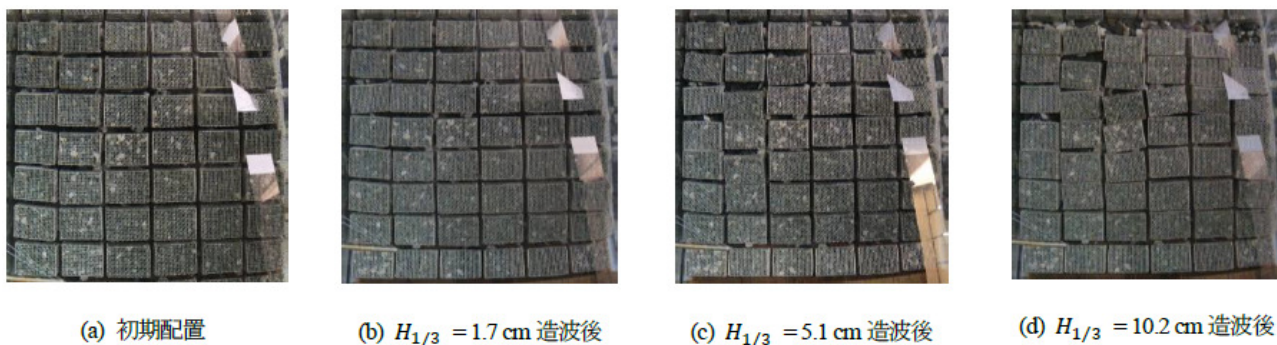


図4 石籠の滑動状況

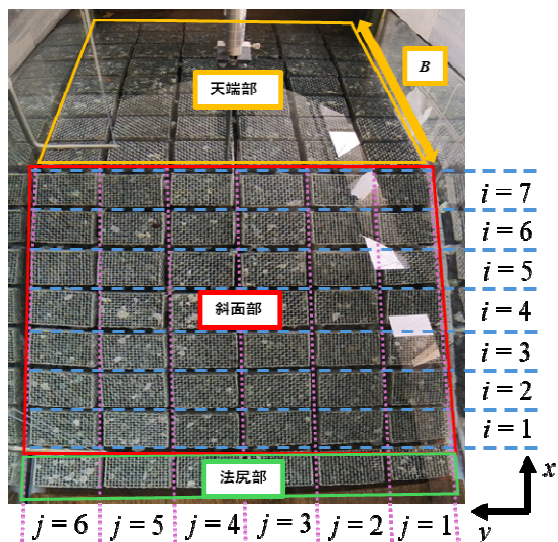


図5 石籠模型の  $i, j$ <sup>4)</sup>

ここで、 $i, j$  は図5に示した石籠模型の位置による各番号である。 $N$  は検査対象部の石籠模型総数、 $N_i, N_j$  は検査対象部のマウンド法長方向、奥行き方向の各石籠模型の数ある。 $K_{ij}$  は各石籠模型のマウンド法長方向長さ  $S$  を基準とした滑動量の倍数である。本研究では石籠模型のマウンド法長方向長さ  $S$  の0超過 $\sim 1/4$ 倍以下、 $1/4$ 倍超 $\sim 1/2$ 倍以下、 $1/2$ 倍超 $\sim 3/4$ 倍以下、 $3/4$ 倍超の場合に、それぞれ  $K_{ij}=1/4, 1/2, 3/4, 1$  とした。したがって、 $D'$  と  $S$  の積は石籠模型の平均的なマウンド法長方向の滑動量を表している。

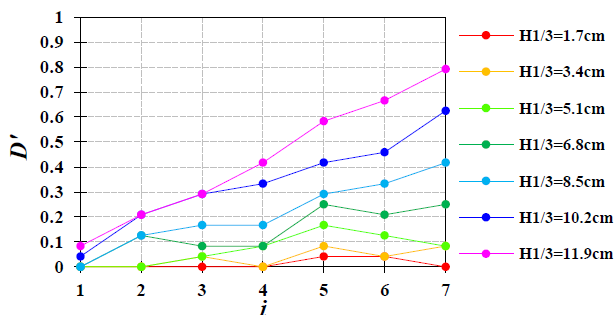


図6 配列模型業毎の  $D'$ <sup>4)</sup>

図6は case3,  $T_{1/3}=1.82s$ ,  $H_{1/3}=1.7\sim 11.9cm$  各造波後の実験条件における  $i=1\sim 7$  の配列模型行ごとの  $D'$  を示してい

る。作用する波高が大きくなるにともなう、石籠模型同士の間隔分の滑動が累積し、マウンド斜面天端  $i=7$  の  $D'$  が最大となっていることがわかる。

ここで、マウンド法面に敷設された石籠全体の耐波安定数  $N_s$  を求める図7の手順を考える。

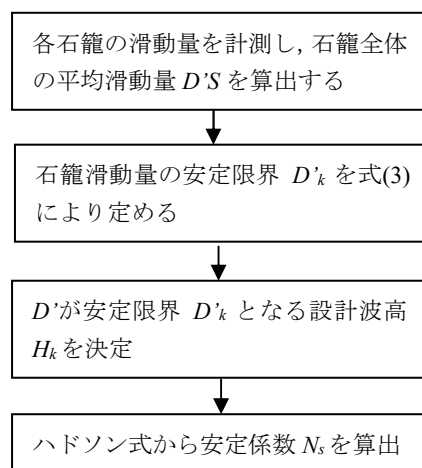


図7 耐波安定数  $N_s$  の算出手順

混成堤マウンドの被覆材としての石籠の役割は、波の作用による捨石の散乱や洗堀を防ぐことである。そこで石籠模型のマウンド法面下方への滑動量の安定限界  $D'_k$  は、マウンドを形成している砕石の粒径  $d_k$  との関係から定めることが提案されている<sup>4)</sup>。

$$D'_k = \frac{d_k}{S} \quad \text{式(3)}$$

ここで、 $S$  は石籠模型のマウンド法長方向の長さ(50mm)、 $d_k$  は石籠模型の滑動量の安定限界を定める砕石の粒径であり、本研究では砕石の最小粒径である  $d_k=5mm$  とする。したがって、ここでは  $D'_k=0.1$  となる。ハドソン式による安定数  $N_s$  は、 $D'=D'_k$  となる設計波高  $H_k$  に基づいて算出する。

図8は  $D'$  と有義波高  $H_{1/3}$  の関係を示しており、 $D'_k=0.1$  となる堤体設置位置での  $H_{1/3}$  は凡そ 4.5 $\sim$ 6.0 程度である。ここで得られた  $H_{1/3}$  を安定計算に用いる波高  $H_k$  として、式(1)から安定数  $N_s$  を算出した。

安定数  $N_s$  とマウンド肩幅  $B$  を堤体設置水深  $h$  における入射波の波長  $L_{1/3}$  で無次元化した  $B/L_{1/3}$  の関係を図9に示



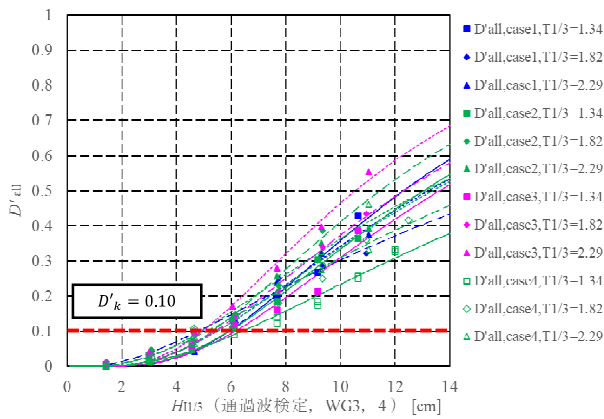
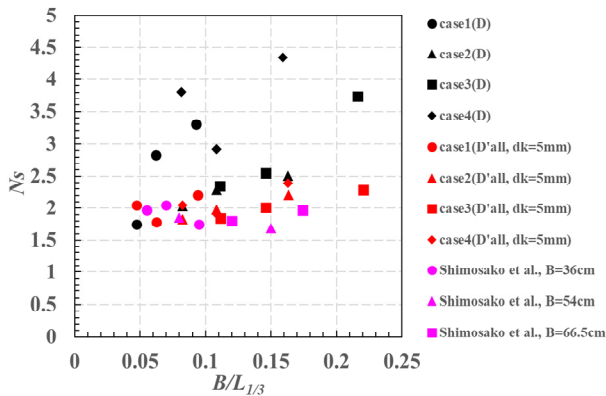
図8  $D'$ と  $H/3$  の関係図9  $D'k=0.1$  における  $N_s$  と  $B/L_{1/3}$  の関係

表3 被覆工の経済性比較

| 被覆材        | コンクリート被覆      | 石籠          | 大型石籠        |
|------------|---------------|-------------|-------------|
| 幅×長さ×高さ(m) | 2.3×2.3×1.081 | 2.0×3.0×1.0 | 2.0×6.0×0.6 |
| 重量(t)      | 9.039         | 9.6         | 11.52       |
| 材料単価(円/個)  | 146,016       | 219,713     | 372,287     |
| 据付単価(円/個)  | 67,677        | 67,677      | 67,677      |
| 100㎡必要数(個) | 18.1          | 16.6        | 8.3         |
| 100㎡材料費(円) | 2,642,890     | 3,647,236   | 3,089,982   |
| 100㎡据付日(円) | 1,224,954     | 1,123,438   | 561,719     |
| 101㎡直工費(円) | 3,867,843     | 4,770,674   | 3,651,701   |
| 直工費比       | 1.00          | 1.23        | 0.94        |

す。なお、下迫ら<sup>8)</sup>によって、混成堤マウンドにおける被覆材として有望であることが示された、袋型根固め材の  $D = 0\%$  における  $N_s$  についても図9に示している。袋型根固め材と比較すると、 $D'k=0.1$  を安定限界とした場合に同程度の  $N_s$  となり、被害が生じやすい実験条件下で実施した本研究結果においては、石籠は被覆材としての適用可能性を有していると考えられる。ここで示した実験に基づいた安定数  $N_s$  の実務設計への適用において、設計波高、被害の検査対象部、配列した模型同士の間隔、マウンド碎石の粒径に依存する値であることに留意が必要である。

#### 4. 経済性

石籠を被覆材として適用する場合の経済性を2025年度の単価設定において試算し、コンクリート被覆材と比較した結果を表3に示す。コンクリート被覆材と同等重量の石籠は割栗石の充填を含めた材料費の影響で比較的高価となる。コンクリート被覆材と比較して重量を大きく、かつ平面積を広くした石籠は、同面積に敷設する個数を減じることができ比較的安価となる。

#### 5. まとめ

本研究の成果を以下にまとめる。

- ・3種亜鉛めっき鉄線と比較したiR被覆鉄線の耐腐食性2.5倍以上、耐摩耗性18倍であることが確認できた。
- ・マウンド法面の全ての石籠模型の平均的な法長方向滑動量がマウンド碎石の最小粒径分  $d_k$  となった際を安定限界とした石籠の安定数  $N_s$  は、袋型根固め材の  $N_s$  と同程度であり、石籠は混成堤マウンドにおける被覆材としての適用可能性を有していると考えられる。
- ・石籠は平面的に広くした場合に同面積に敷設する個数を減じることができ比較的安価となる。

#### 参考文献

- 1) 水木健太郎, 阿部寿, 酒向章哲: コンブ漁場におけるブルーカーボン貯留評価の試み, 第66回(2022年度)北海道開発技術研究発表会発表論文集, pp.281-284, 2022.
- 2) 清水優李, 青田徹, 坂本茂, 小浪岳治, 大城戸秀人, 有川太郎: 混成堤の港外側マウンド被覆材としての石かごの安定性能の評価, 土木学会論文集特集号(海洋開発), 第79巻, 18号, 23-18152, 2023.
- 3) 清水優李, 青田徹, 坂本茂, 小浪岳治, 大城戸秀人, 浦井清次, 榎本容太, 有川太郎: 混成堤のマウンド被覆材として千鳥状に配列した石かごの安定性の検討, 土木学会論文集特集号(海洋開発), 第80巻, 18号, 24-18163, 2024.
- 4) 清水優李, 青田徹, 坂本茂, 小浪岳治, 大城戸秀人, 浦井清次, 榎本容太, 有川太郎: 混成堤マウンド被覆材としての石かごの安定限界と被害率に関する基礎的検討, 土木学会論文集特集号(海洋開発), 第81巻, 18号, 25-18086, 2025.
- 5) 有川太郎, 岡田克寛, 下迫健一郎: 防波堤の腹付け被覆ブロックの安定性, 土木学会論文集B2(海岸工学), 第70巻, 第2号, p.1941-1945, 2014.
- 6) 多田毅, 宮田喜壽, 藤本和隆, 大城戸秀人: 鉄線籠マットレスの耐津波安定性に関する実験, 土木学会論文集B3(海岸開発), 第72巻, 第2号, p.1527-1532, 2016.
- 7) (一財)土木研究センター: 建設技術審査証明報告書 第1001号 鉄線籠方護岸用被覆鉄線「iR被覆鉄線」, 2025.
- 8) 下迫健一郎, 久保田真一, 松本朗, 半沢稔, 篠村幸廣, 尾池宜佳, 池谷毅, 秋山真吾: 袋型根固め材を用いた混成堤マウンドの耐波安定性と耐久性, 港湾空港技術研究所報告, 第43巻第1号, pp.49-83, 2004.

# 与那国島における現場発生材（表土）を再利用した植生工の有効性と 生産性向上に向けた植生工の改良と遠隔操作施工への取り組み

石垣幸整<sup>1</sup>，山本彰<sup>1</sup>

1 日特建設株式会社・技術開発本部

## 概 要

本報告は離島の生態系保全・産業廃棄物縮減という課題に対し、森林表土利用工である「カエルドグリーン工法」の有効性を与那国島で検証した。追跡調査の結果、3ヶ月の施工適期を経れば十分な植生が成立することや、与那国島の厳しい気象条件に耐えうる耐侵食性を有していることを確認した。表土の再利用量は約1,470m<sup>3</sup>となった他、一般工法と比較し資材運搬量を約74%削減できることも確認した。また、生産性向上という課題に対し、吹付ロボットとの併用により施工面積を約3倍に向上できることを実験にて確認した。さらに新たな取り組みである植生工の遠隔操作施工やLIDARを用いたリアルタイム吹付厚計測についても試験・実証結果に基づき紹介する。

キーワード：植生工，森林表土利用工，生産性向上，LIDAR，遠隔操作施工

## 1. はじめに

与那国の様な離島での工事を実施する場合、様々な地理的・物流的な制約条件が生じる。その中で貴重な生態系保全や島外に搬出できない産業廃棄物の縮減は大きな課題の一つである。与那国島は日本最西端の離島であり、台湾から約111kmと非常に近接した場所に位置している。その地理的特性から生物地理学的にも非常に重要なエリアに属しており、郷土種の保全や珊瑚礁をはじめとする海洋生態系の保護が求められる。さらに、与那国島は台風の進路に入りやすく、強風や豪雨が想定される。そのため、法面侵食防止だけでなく赤土流出防止対策としても、植生工には高い耐侵食性能が必要となる。

一般的に、切土や盛土の侵食防止を目的とする植生工には、「外来草本」や日本由来の植物種子を中国などの他国で生育させ、その種子を輸入した「外国産在来種」が使用されている。しかし、これらは周辺生態系に与える影響が大きく、与那国島の様に固有の生態系が形成されている地域には適さない。特に、現地に生息する郷土種（工事周辺地域もしくは日本固有の植物）と交雑し、遺伝的多様性に影響を与える可能性のある外国産在来種の影響は大きいと考えられており、近年、使用を控える方向性が示されている<sup>1)2)</sup>。こうした場合、郷土種を購入する、もしくは工事周辺区域から種子を採取するなどの方法が検討されるが、コストや調達量の面から適用が困難となるケースが多い。

森林表土利用工は土工事で活用が難しい表土を植生工の生育基盤材として活用し、表土に含まれる埋土種子によ

り緑化を図る工法である。そのため、現場発生材の再利用という観点だけでなく、必ずしも種子を調達する必要が無いため、生物多様性の面でも離島での植生工として適している。与那国島においては、こうした状況を踏まえ、植生基材吹付工である「カエルドグリーン工法」が森林表土利用工として施工された。一般的な森林表土利用工は生育基盤中に混合できる表土量は体積比で10～20%程度であるが、「カエルドグリーン工法」は60～80%程度と非常に高い。さらに、生育基盤を団粒化させて耐侵食性能を向上させており、与那国島に求められる植生工としての性能は一般的な植生基材吹付工や森林表土利用工よりも優れている。そこで、本報告は与那国島の施工結果や経過観察結果<sup>3)</sup>から、「カエルドグリーン工法」の有効性や課題などに対する検討結果を提示する。

また、与那国島の様な離島においては前述の生態系保全や産業廃棄物の縮減といった環境面の課題に加え、働き手の確保、作業員宿舎の確保といった課題も大きなものとなる。これらの課題に対応するためには、単位施工量あたりの必要作業員数を減らすなどの生産性向上のほか、現場以外の場所から吹付機器を操作する遠隔操作施工が有効になると考えられる。本報告では植生工の大容量施工や遠隔操作施工の取り組みについても紹介する。

## 2. 与那国島での表土活用事例

### 2.1 施工地概要

施工は2014年から2018年まで断続的に実施され、カエルドグリーン工法の総施工面積は約96,000m<sup>2</sup>となった。与那国島は亜熱帯海洋性気候に属しており、温暖多雨で気

表 1 施工地概要

|        |                         |                   |
|--------|-------------------------|-------------------|
| 場所     | 沖縄県八重山郡与那国町             |                   |
| 年間降水量  | 2232.8 mm               | (2006～2015 年の平均値) |
| 年間平均気温 | 24.1 °C                 | (2006～2015 年の平均値) |
| 年間平均風速 | 5.6 m/s                 | (2006～2015 年の平均値) |
| 地質     | 八重山層群, 琉球層群             |                   |
| 周辺植生   | 草地 (イネ科草本類), アダン林       |                   |
| 施工面積   | 約 49,000 m <sup>2</sup> |                   |
| 法面勾配   | 盛土部: 1:2.0 切土部: 1:1.2   |                   |
| 施工時期   | 2014 年 11 月～2016 年 3 月  |                   |

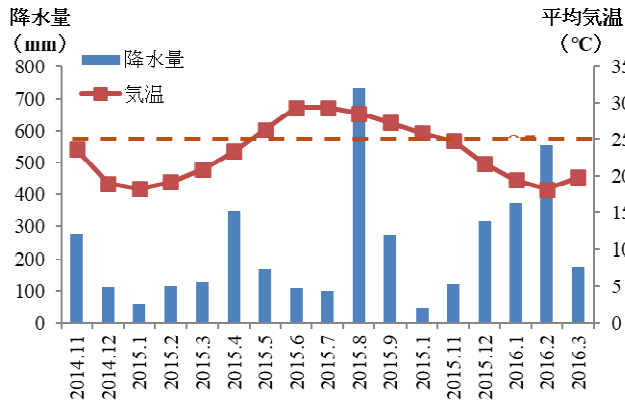


図 1 施工時期月別降水量合計値と月別平均気温

温の較差が小さいことが特徴である。施工箇所は 1:2.0 の盛土部と 1:1.2 の切土部であり、日中に法面が日陰となるような条件ではなかった。周辺植生はイネ科草本植物からなる草地とアダン林であった。表 1 は与那国島の施工当時の気象や施工条件などを示したものである。図 1 に施工時期の月別降水量の合計と月別平均気温<sup>4)</sup>を示した。一般的に、平均気温からみた植生工の施工適期は春夏期では日平均気温が 10～25°C、秋期では 15～25°Cとされている。与那国島は気象条件から、植生工の施工適期は 11 月～4 月であることが読み取れる。

## 2.2 施工方法

### 2.2.1 表土採取

表土は 2014 年 11 月から 2015 年 3 月の間にバックホウで採取した。採取深さは 30～50cm である。採取したすき取り土は、国頭マージ、沖積土壌を主体としたものでリター層の厚さは概ね 5cm 未満であった。一般的な森林表土利用工は表層 10cm 程度をすき取ることが多いが、重機によるすき取りが困難なことから人力施工もしくは施工能力が大きく低下する結果となり、表土採取コストが増加する傾向にある。カエルドグリーン工法は表土を含む掘削土を生育基盤材として活用できることから、表土採取コストを抑制できる。

### 2.2.2 使用機械

図 2, 3 は使用した吹付および生育基盤製造プラントである。生育基盤製造プラントは必要な 1 日あたりの製造量にあわせて選定することが可能で、与那国島においてはミキサー容量が 0.5m<sup>3</sup> と 1.0m<sup>3</sup> のプラントを用いて施工した。

### 2.2.3 生育基盤の製造と吹付

生育基盤の配合は事前配合試験を実施して決定する。図 4 は吹付状況、表 2 は生育基盤の配合を示したものである。改良土は団粒剤や保水剤などを用いて表土を含む掘削土を改良したものである。1m<sup>3</sup>あたりの生育基盤に使用する表土量は 0.7m<sup>3</sup> (ほぐし土量) となった。吹付はロータリー式吹付機を用いて、人力による施工を行った。吹付けた生育基盤の土壌硬度 (山中式土壌硬度計) が 20mm 前後となるように調整し、施工直後の降雨による侵食を受けないよう管理した。

## 2.3 緑化性能の検証

### 2.3.1 調査目的と方法

表土を活用したカエルドグリーン工法の施工適期や緑化性能を検証するため、植生調査を実施した。試験施工箇所 2 箇所及び任意に選定した 25 箇所における法面全体の植被率の他、施工地全体を踏査し、出現種を調査した。なお、本調査は 2014 年 11 月～2016 年 3 月までの施工箇所約 49,000m<sup>2</sup> に対して実施したものである。

図 2 0.5m<sup>3</sup>の吹付・生育基盤製造プラント図 3 1.0m<sup>3</sup>の生育基盤製造プラント

図 4 吹付状況 (分離型吹付プラント)

表 2 生育基盤材の配合 (1m<sup>3</sup>あたり)

| 改良土                | 有機質系<br>基盤材        | 高度化成<br>肥料 | 緩効性<br>肥料 | 接合剤<br>(粉体) |
|--------------------|--------------------|------------|-----------|-------------|
| 0.8 m <sup>3</sup> | 0.4 m <sup>3</sup> | 4 kg       | 4 kg      | 1 kg        |

※改良土には結合阻害材 0.3m<sup>3</sup> 含む



### 2.3.2 植被率

施工面に対し植物が占める面積を示した植被率は植生の成績判定をする目安として使用されており、道路土工指針の森林表土利用工の判定の目安では、施工適期を3ヶ月経過した時点での植被率が10%以上となることが1つの判定指標として示されている<sup>5)</sup>。

2014年11月に実施した試験施工の植被率の推移を図5に示す。施工後3ヶ月の植被率は切土部で90%、盛土部で70%以上となり、森林表土利用工判定の目安を満足することが確認された。図6は試験施工および本施工時の植被率と施工時期との関係を施工月別の植被率を用いて作成したものである。本施工では3ヶ月経過しても植被率が比較的低い箇所も見受けられたが、施工後8~10ヶ月経過した2016年3月時点では全ての調査箇所で50%以上の植被率となり、良好な植生となった。図7、8は調査地の全景を示したものである。図6より、2015年11月時点では、6~7月に施工した箇所は5月に施工した箇所と比較し、植被率が大幅に低くなっている。これは夏期の高温が発芽や生育に影響を及ぼしたと考えられる。また、2016年3月時点では、施工時期にかかわらず、植被率が改善している。これは6~7月に施工した調査区が施工適期を経たことによるものであり、3ヶ月以上の施工適期を経れば十分な植生が成立するものと考えられる。

### 2.3.3 出現種

表3は調査の結果確認した出現種を示したものである。種子を混合しない森林表土利用工において、生育する植物の種類や、種数は生物多様性の回復度合いを示す一つの指標となる。調査の結果、全体で35種類もの植物が出現し、

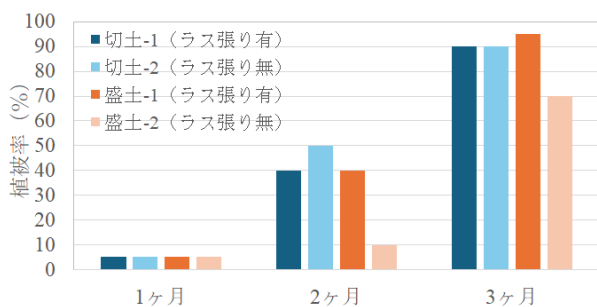


図5 試験施工の植被率の推移

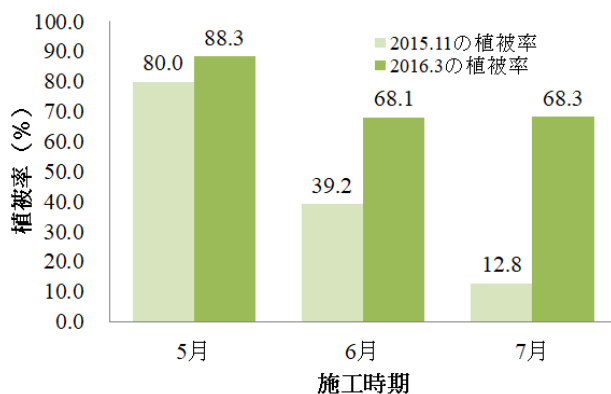


図6 植被率と施工時期との関係



図7 本施工の調査区の全景1



図8 本施工の調査区の全景2

表3 出現種の一覧

| 区別               | 種数 | 種名  |
|------------------|----|---|
| 一年生草本<br>(越年草含む) | 18 | アキノノゲシ、イヌビユ、エビスグサ、オオバコ、オニタラビコ、オヒシバ、キツネアザミ、コメツブウマゴヤシ、タカサブロウ、タチアワユキセンダングサ、タネツケバナ、ツユクサ、テリミノイヌホウズキ、ハイニシキソウ、ハルノノゲシ、ペニバナボロギク、メヒシバ、ルリハコベ |
| 多年生草本            | 14 | イリオモテアザミ、カタバミ、ギシギシ、ギョウギシバ、クマツヅラ、クワズイモ、コウライシバ、シマツユクサ、シマノキツネボタン、スキキ、チドメグサ、ツボクサ、ヒメキランソウ、ワルナスビ  |
| 木本               | 3  | アダン、ギンネム、ハマゴウ   |

多様な植生となっていることが確認された。また、調査区の多くは施工地周辺と同様にメヒシバやギョウギシバなどのイネ科草本類が優占しており、周辺植生へ早期に近づいていることが確認された。

### 2.4 耐侵食性能の検証

図9 試験施工時の時間降水量と日降水量は試験施工箇所の時間降水量の最大値と日降水量の履歴を示したものである<sup>4)</sup>。なお、30日経過後の植被率は5%であり、耐侵食性能には影響を及ぼしていない。期間中の時間降水量の最大値は76mm、日降水量の最大値は89.5mmを示したが、生育基盤の補修が必要となるような侵食は確認されなかった。

本施工時期である2015年の8月~9月には二つの台風(13号、21号)が到来した。施工地周辺の時間降水量の



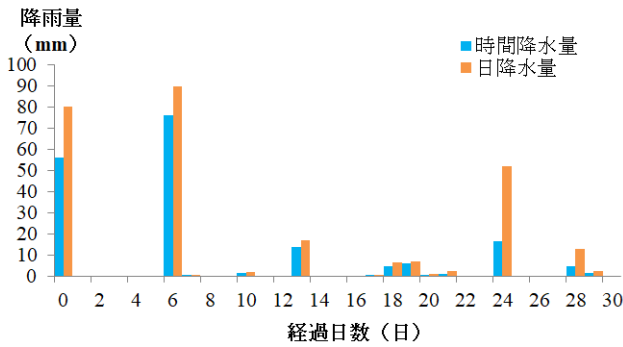


図 9 試験施工時の時間降水量と日降水量

表 4 表土の累計使用量

| 施工体積 (A)               | 施工体積 1m <sup>3</sup> 当たりの<br>ほぐし土量 (B) | 使用量<br>(A×B)           |
|------------------------|--|------------------------|
| 約 2,100 m <sup>3</sup> | 約 0.7 m <sup>3</sup>                   | 約 1,470 m <sup>3</sup> |

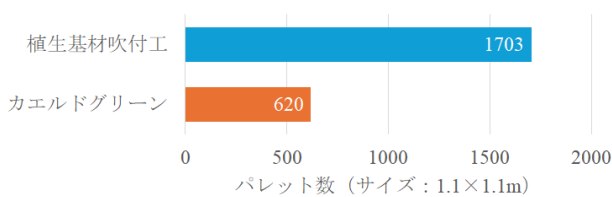


図 10 運搬パレット数量の比較

最大は 49mm, 日降水量合計の最大は 302.5mm, 最大瞬間風速の最大は 63.8m を記録した。カエルドグリーン工法の被害は降雨や強風による生育基盤の侵食・剥離であったが、そのほとんどは植被率が低く生育基盤が植物で覆われていない箇所に被害が集中した。試験施工時の時間降水量の最大値よりも低かったにもかかわらず、侵食が生じたのは日降水量による影響が大きく、生育基盤の含水比が長時間の降雨により上昇したためだと考えられる。前述した台風以外の降雨では生育基盤の侵食や剥離は確認されず、与那国島の気象条件に対してもカエルドグリーン工法の生育基盤は十分な耐侵食性を有していたと考えられる。

## 2.5 現場発生材（表土を含む掘削土）の使用量の検証

表 4 は 2015 年 5 月から 2016 年 3 月までの表土の累計使用量を示したものである。生育基盤中 1m<sup>3</sup> あたり約 0.7m<sup>3</sup> のほぐし土量を使用したため、約 1,470m<sup>3</sup> の現場内再利用が可能となり、島外搬出に要する産廃処理費用を大きく低減できた。この数値は実測ではなく計算上のものであるが、吹付ロス量まで考慮すれば少なくとも表 4 で示した数値を再利用できたと考えられる。また、図 10 は島内に海上運搬する必要のある材料使用量（パレット数量）を一般的な植生基材吹付工と比較したものである。計算上の算出数値ではあるが、カエルドグリーン工法は植生基材吹付工と比較し約 74% の低減が可能であることを確認できた。気象条件や運搬船により大きく左右される海上運搬量を低減することは、円滑な工事の進捗に貢献すると考えられる。

## 2.6 表土活用の留意点と課題

### 2.6.1 表土採取と保管

表土は表層数 cm～10cm 程度の層であり、植物の種子を含む未分解の落ち葉などの有機物や腐植の多い鈣質土壌である。有機物が含まれているため、植生工の生育基盤として非常に優れている一方、盛土などの土工事には不適である。バックホウを用いて表土を含む掘削土を採取する方式は経済的な観点などから、大規模な造成工事に適している。ただし、保管用地の確保や採取工程が本工事の工程と密接に関係することから、設計段階から十分に検討する必要がある。

### 2.6.2 篩い分けによる異物除去

バックホウによる表土を含む掘削土の採取において、掘削土に多量の礫が含まれている場合、篩い分けが必要となる。これは掘削土を生育基盤として活用するためにはミキサーを使用した改良工程が必要であり、礫がミキサーの攪拌に支障をきたすためである。また、吹付工として使用するためには 20～30mm 以内の篩い分けが必要となる。

与那国島では礫の含有量が少なく、改良前の篩い分け作業は必要とはならなかった。また、カエルドグリーン工法は 300mm 程度の人頭大の礫が含まれている場合には、スケルトンバケットによる篩い分けが必要となるが、改良前の 20～30mm の篩い分けのために、篩い分け機、破碎機などの大型機械設備を別途設ける必要は無い。これは、改良工程で表土を含む掘削土をスラリー化した後に篩い分けをする工程を含んでいるためである。この工程により、混入した 20～30mm 以上の礫は振動篩い機により分別され、生育基盤材に含まれることなく分別される。

### 2.6.3 森林表土利用工の植被率

道路工指針の森林表土利用工の成績判定の目安<sup>5)</sup>では、施工後 3 ヶ月の植被率 10% を一つの指標としている。これは、外来種よりも緩慢な埋土種子の発芽特性や、購入種子を用いた一般的な植生工よりも、種子の混入量が少なくなることなどが大きく考慮されている。与那国の様な離島工事においては、生育基盤材が侵食されることにより、赤土の流出が大きな問題となる。施工適期での施工が第 1 手段として求められるが、工程管理上、困難なことが多い。植被率が低い状態が長期間続いた場合、そのリスクが大きくなるため、補足的な追加種子混合による早期の植被率向



図 11 浸水させたカエルドグリーンの生育基盤



図 12 施工1ヶ月後の植生（2023年5月30日撮影）

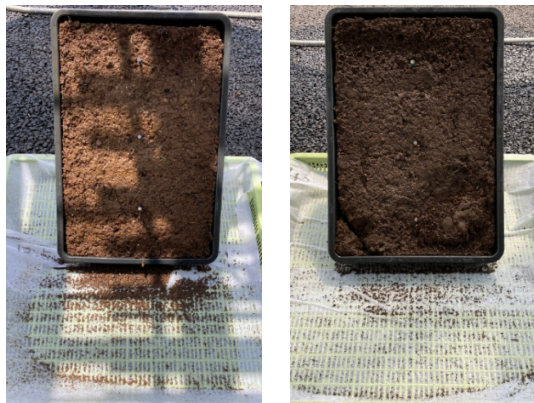


図 13 降雨試験実施状況

上や、カエルドグリーン工法のように耐侵食性に優れた基盤を用いるなどの対策を検討する必要がある。図 11 は吹付けたカエルドグリーン工法の生育基盤と地山を浸水させ、比較したものである。生育基盤は団粒化作用により土粒子が溶け出さないことが確認できる。

### 3. カエルドグリーン工法の改良

#### 3.1 木材チップの活用

離島における建設工事で大きな課題となる産業廃棄物の抑制や物流制約条件の緩和を目的として、木材チップの活用について検討した。有機質系基盤材（バーク堆肥）と結合阻害材（ココヤシとピートモスの混合物）の代替品として木材チップ（二次破碎）を活用することで、産業廃棄物と島外からの材料搬入量を抑制できる。図 12 は実機により施工された 1 ヶ月後の植生状況を示したものである。植被率は 80%程度を示し、木材チップに代替した試験区は標準配合区よりも良好な結果を示した。また、実容積法により孔隙率を測定した結果、標準配合区は 78.0%，木材チップ配合区は 86.8%を示した。このことから、木材チップ配合による孔隙率の増加が初期生育に大きな影響を及ぼした可能性が高い。なお、2 ヶ月後の植被率では標準区と大きな差は生じなかったが、初期生育の速さは初期の侵食防止に寄与すると考えられる。

#### 3.2 長期保存した生育基盤材の品質確認

表土を活用するカエルドグリーン工法は表土の保管用地の確保や採取工程の検討が必要となる。柔軟な設計検討を可能にするため、製造した生育基盤材の長期保存性（2023 年 3～5 月の 2 ヶ月間）を侵食量により評価した。侵食量は降雨試験機（DIK-6000）を用いて、検測ピンによる残尺測定および流出した基盤の乾燥重量を測定した。供

試体の採取はブルーシート養生にて 2 ヶ月間保存したものを、実機の吹付にて採取した。図 13 は降雨試験状況を示したものである。試験の結果、保存期間の有無に関わらず、検測ピンによる侵食量は確認されなかった。また、流出量は保存期間無しで 50.8g、2 ヶ月間保存した区で 8.7g となり、長期保存による侵食量の増加は確認されなかった。長期保存した場合、接合剤の効果が失われることが懸念されたが、保存期間無しと同等の耐侵食性能を有することを確認できた。

#### 3.3 大容量化

一般的な植生基材吹付工で用いられる吹付けシステムはモルタル吹付工に適用するものとして日本に導入されたもので、それ以来人力作業が標準となっている。図 14 は吹付プラントを示したものである。安全性や生産性向上のため、トンネル吹付工事や諸外国での吹付工事においては、ロボット施工が導入されているが、植生基材吹付工においては、未だ人力作業が主流であり機械化施工が進んでいない。これは、日本特有の狭隘であり種々の形状となる施工条件が一つの要因となっていることが考えられる。冒頭で述べたように、働き手の確保、作業環境・生産性の向上は建設業が直面している喫緊の課題であり、植生工においても取り組むべき課題である。カエルドグリーン工法ではのり面省力化吹付工法「スロープセイバー」と組み合わせることで大容量化を進めている。「スロープセイバー」は機械化施工により、法面吹付工事の生産性向上を目的と



図 14 一般的な吹付プラント



図 15 スロープセイバー概要（植生工）





図 16 スロープセイバー吹付状況

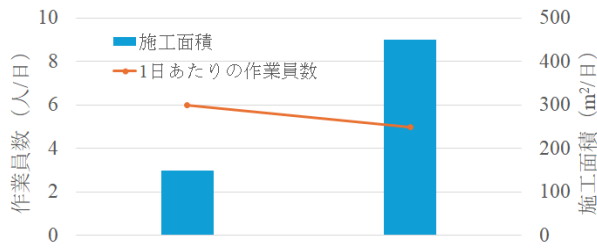


図 17 スロープセイバーの生産性向上効果

して開発された工法である<sup>6)7)</sup>。図 15 に工法概要を示す。2 段法面まで施工可能な C-17 型と 1 段法面までの施工が可能な C-08 型の吹付アタッチメントを有し、材料供給は大容量施工に対応するため、ロータリー式吹付機と強制 2 軸ミキサーを用いたプラントを使用する。また、ベースマシンは 0.8m³ のバックホウを標準としている。人力法面吹付作業が不要となるため、材料吐出量を大幅に増加させることが可能となる。開発当初は大容量コンクリートポンプを用いたモルタル吹付への適用を図っていたが、近年では植生基材吹付工の大容量化による生産性向上にも取り組んでおり、人力吹付けの約 2 倍の吐出量を実現している<sup>8)</sup>。

図 16 はカエルドグリーン工法に「スロープセイバー」を適用したものである。試験の結果、約 3～5 倍の吐出量で施工できることを確認している。図 17 はその生産性向上効果を示したものであり、1 日当たりの作業員数がほぼ同等でありながら、吐出量が大きく増加することから 1 日当たりの施工面積は約 3 倍になることが期待できる。

#### 4. 遠隔操作施工への取り組み

##### 4.1 遠隔操作システムの実証施工

災害現場での施工や多様な働き方を進めるため、スロープセイバーの遠隔操作化に取り組んでいる。与那国島のような離島での施工においても、技能者の確保や宿舎必要人員数の削減のような観点で有用なものだと考えている。遠隔操作システムは ARAV(株)の Model V を用いて構築しており、運転席に後付け可能なシステムを採用することで、汎用性を高めている。図 18 は運転席にその操作治具を取り付けたものであり、遠隔操縦はジョイスティックの他、ゲームコントローラの使用も可能となっている。図 19 は福島ロボットテストフィールド（以下、福島 RTF）で実施した実証試験の施工状況を示したものである。図 20 に人力吹付とゲームコントローラ操作を用いた目視内遠隔操作

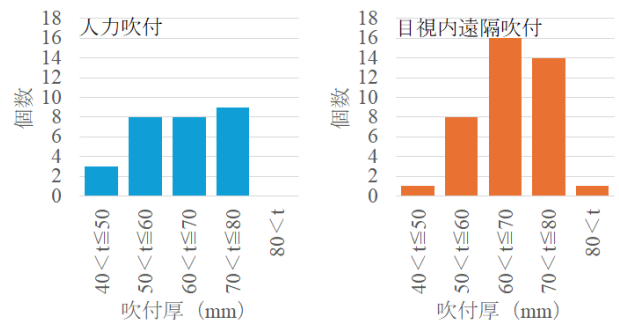
との吹付厚さとの比較を示す(LIDAR によるリアルタイム吹付厚計測結果)。平均吹付厚さはほぼ同等となり、人力吹付とほぼ同様に吹付可能であることを確認できた。掘削・積み込み作業のような一般的な土工の遠隔操作と異なり、スロープセイバーを用いた法面吹付作業は単位時間あたりのレバー操作回数が比較的少なく、迅速な操作も必要とならない。そのため、吹付ロボットの操作自体は比較的容易なものである。ただし、吹付厚さは 30～100mm 程度の厚さとなるため、直接目視できない遠隔地からの操作においては、吹付に適したアタッチメント動作と LIDAR を用いた繊細な管理が必要となると考えている。離島においては通信環境の構築が重要となるが、近年では Starlink などの衛星通信システムの導入が容易になってきており、今後は通信速度、安定性の向上が課題になると考えている。福島 RTF の実機試験やこれまでの知見から、スロープセイバーの吹付作業においては 200～300ms 以下の遅延であ



図 18 遠隔操作バックホウの運転席



図 19 福島 RTF での実証試験状況



|          | 人力吹付 | 目視内遠隔操作 |
|----------|------|---------|
| データ数     | 28   | 40      |
| 平均値 (mm) | 54   | 57      |
| 最大値 (mm) | 69   | 79      |
| 最小値 (mm) | 40   | 40      |

図 20 人力吹付と目視内遠隔操作との比較

れば、十分に作業可能だと判断しており、操作環境の容易さに大きな影響を与える映像伝送の安定化手法を今後検討していく予定である。

#### 4.2 リアルタイム吹付厚計測システム

法面吹付工事において吹付厚さは重要な管理項目である。出来形計測としてだけでなく、施工中の適正な吹付厚さの管理、材料ロス率の低減という観点からも最も重要な管理項目となる。一般的に、施工中の管理は検測ピンやスパーサーなどを用いた定性的な管理を用いており、所定の厚さ以上であることを目視で確認することに留まっている。スロープセイバーのような機械施工においては、安全上の観点から作業者が吹付箇所の近傍で目視確認することは困難である。そこで、スロープセイバーでは LIDAR を用いたリアルタイム吹付厚計測システム（GREEN×LIDAR）を採用している。図 21 はシステム概要、図 22 は計測画面の一例を示したものである。LIDAR は三脚などに静置設置する。吹付中に LIDAR の点群データを処理することで、吹付厚をリアルタイムでヒートマッ



図 21 システム概要

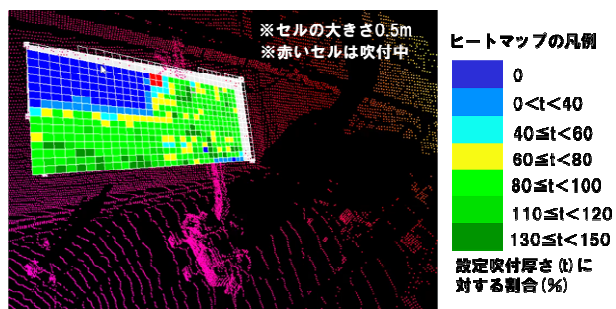


図 22 計測画面の一例

表 5 TLS と LIDAR の諸元

|                     | TLS                         | LIDAR   |
|---------------------|-----------------------------|---|
| 機種名                 | Faro focus premium350       | OS1-128   |
| 最大測定距離              | 350m                        | 120 m   |
| 測定精度<br>(Precision) | 2 mm @10 m,<br>3.5 mm @25 m | 0.25-2 m: ±3 cm<br>2-20 m: ±1.5 cm<br>20-60 m: ±10 cm |
| 測定精度<br>(Accuracy)  | ±1 mm (10～25 m)             | Lambertian: 5 cm 以内<br>Retroreflectors: 10 cm 以内      |
| 垂直解像度               | 0.009°                      | 0.35° ～2.8°   |
| 点群取得数/秒             | 2,000,000                   | 2,621,440   |

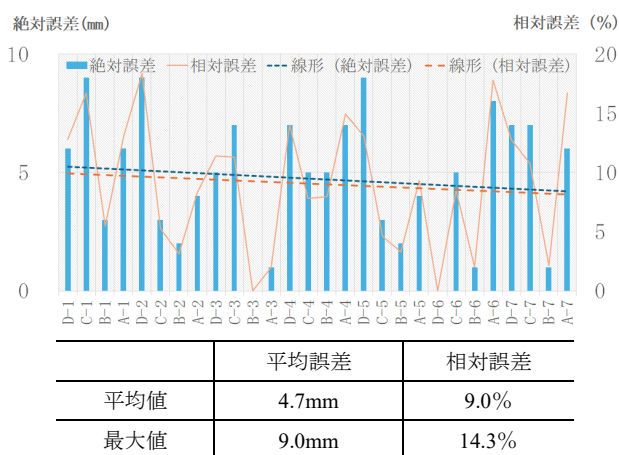


図 23 TLS と LIDAR による植生基材吹付工の吹付厚の比較

表 6 計測条件

|                         |                                    |
|-------------------------|------------------------------------|
| 測定距離                    | 25～30m                             |
| 法面の角度                   | 30°                                |
| 目標吹付厚                   | 50mm                               |
| 測定面積                    | 28m <sup>2</sup>                   |
| 1m <sup>2</sup> あたりの点群数 | TLS : 3,694～8,627<br>LIDAR : 10～20 |

プ表示することを可能にしている。ヒートマップは 0.5～1.0m 四方の大きさに設定したセル内の点群データを平均化して色別に表示している。等厚の発泡ポリスチレン板の厚さを計測した実験環境下ではあるが、30m の計測距離において計測精度±3mm 以下を実現しており、レーザースキャナ（TLS）との差も殆ど無いことを確認できた<sup>9)</sup>。表 5 TLS と LIDAR の諸元に使用した TLS と LIDAR の諸元を表 5 に示す。

図 23 は TLS との植生基材吹付工の計測データ（目標吹付厚 5cm）の比較を示したもので、TLS に対する絶対誤差と相対誤差を示した。計測値は 1m<sup>2</sup>あたりの点群の平均値であり、図 23 の横軸は左から計測距離に近い順に並んでいる。表 6 は計測条件を示したものである。測定精度や点群数に大きな違いがあるにもかかわらず、30m 程度までの計測距離であれば、平均絶対誤差は 5mm 以内に収まっており、距離が離れるにつれて誤差が大きくなる傾向も見られない。また、最大絶対誤差も 10mm 以内を示した。

等厚の発泡ポリスチレン板や植生基材吹付工の計測結果より、計測精度や点群数の大きく異なる TLS と LIDAR との差が大きく生じていないことから、点群数を平均化しセル毎の計測値として管理することの有効性が確認できたと考えている。また、LIDAR を静止設置する必要性があるため、実施工の計測にあたってはその計測範囲が施工性に大きな影響を及ぼす。法面の凹凸の大小など計測条件に左右されるが、これまでの実験結果や実現現場での計測結果より、本システムの現状の実用的な計測距離は 20～30m 程度だと考えている。これはスロープセイバーの 1 日当たりの施工可能面積を 1～2 回程度の設置でカバーできる範囲であり、十分に実用的なものだと考えている。

## 5. おわりに

表土利用を用いた植生工は生態系保全や産業廃棄物縮減を目指すうえで有用な手法であるだけでなく、周辺住民の工事に対する理解を得るうえでも効果的なアプローチとなり得る。特に離島においては独特の生態系が形成されており、外部からの資材搬入や廃棄物処理にかかる制約も大きいことから、環境へのインパクトを最小化するために、より積極的な表土利用が求められるといえる。

本報告で紹介した「カエルドグリーン工法」は森林表土利用工の一手法として、活用できる表土の量や種類が多いことに加え、団粒化による高い耐侵食性能を発揮する点が大きな特徴である。そのため、基地造成工事に限らず、ダム建設工事など大規模工事での実績が着実に増えている。一方、現場発生材を広範に再利用するためには、表土だけでなく伐採木の扱いにも視野に入れる必要があり、今後の工事現場のニーズとしても極めて重要な課題となる。特に離島での施工では、島外からの資材搬入を極力抑えることが費用面・環境面の両面で望ましい。「カエルドグリーン工法」では表土と木材チップを組み合わせた生育基盤を使用することにより、現在の材料運搬量をさらに 20%程度削減することを目指して検討している。こうした取り組みは、離島が抱える資源や廃棄物処理の課題解決にも直結すると期待される。

また、冒頭でも述べたように、機械化施工による大容量施工や遠隔操作施工への取り組みは、生産性の向上や多様な働き方の実現による労働力確保という観点で、離島における工事にきわめて有効な手段の一つだと考えられる。今後は、これらの新技術を組み合わせることで、限られた人員でも大規模かつ迅速に施工できる体制の構築が期待できる。ただし、安全性や施工精度の確保を含め、実用化に

向けては解決すべき課題がまだ多いことも事実である。実機を用いた検証や、ICT をさらに活用した施工管理の高度化など、一つ一つの課題に対応するための研究開発が継続的に求められる。

今後は、表土利用に関連する施工技術や ICT 活用技術がより一層発展し、離島をはじめとする全国各地の施工現場に普及することで、環境保全と社会インフラ整備が持続的に両立されることを期待する。

## 参 考 文 献

- 1) 日本緑化工学会：生物多様性に配慮した緑化植物の取り扱い方に関するガイドライン2023，日本緑化工学会誌，48(4)，pp557-575，2023.
- 2) 全国特定法面保護協会：のり面緑化工の手引き(改訂版)，p148，2024
- 3) 石垣幸整，堀江直樹：与那国島におけるすき取り土を使用した森林表土利用工の施工事例，日本緑化工学会，42(1)，pp137-140，2016.
- 4) 気象庁：“過去の気象データ検索”，気象庁ホームページ，<https://www.data.jma.go.jp/obd/stats/etrn/index.php>(参照：2014年11月～2016年3月 所野).
- 5) 日本道路協会：道路土工一切土工・斜面安定工指針，pp265，2009.
- 6) 石垣幸整：モルタル吹付工における LIDAR を用いたリアルタイム吹付厚計測技術とその事例紹介，基礎工，51巻8号，総合土木研究所，pp.86-90，2023.
- 7) 石垣幸整・中西貴大：法面吹付ロボットの開発と LIDAR によるリアルタイム吹付厚計測-モルタル吹付工の生産性向上に向けた取り組み-，建設ロボットシンポジウム論文集21巻，建設ロボット研究連絡協議会，O4-1.
- 8) 石垣幸整，蔵谷樹：生産性向上を目的とした大容量植生基材吹付工法の開発，日本緑化工学会誌，50(1)，pp.87-90，2024
- 9) 蔵谷樹，石垣幸整，藤田哲：植生基材吹付工における LIDAR を用いた吹付厚のリアルタイム計測精度の検証，日本緑化工学会誌，50(1)，pp.99-102，2024

# アンカー補強土壁を対象とした目視による鋼材状態調査

岩崎凌子<sup>1</sup>，林豪人<sup>1</sup>，伊藤友哉<sup>1</sup>，小浪岳治<sup>1</sup>

1 岡三リビック株式会社

## 概 要

一般に補強土壁は、その安全性に大きな影響を及ぼす補強材や連結部材が土中に存在し、外観からの視認は困難である。従来は壁面を研る方法や補強土壁の天端を掘削する方法等、重機等を用いて補強材および連結部材を壁面材から分離又は採取し、健全性を調査していた。より多くの補強土壁の補強材および連結部材を効率よく調査するために、より簡易的に調査を実施し、その結果から詳細な調査の必要性を判断することが望ましい。そこで、筆者らはアンカー補強土壁の壁面材を横削孔し、ファイバースコープカメラを使用した新たな鋼製の補強材および連結部材の確認手法を考案した。本稿では沖縄県内のアンカー補強土壁を含めた6地点の鋼材状態調査の結果を報告する。

キーワード：補強土壁，維持管理，目視点検

## 1. はじめに

国土交通省は、平成29年8月に「道路土工構造物点検要領」を制定（令和5年3月改定）<sup>1)</sup>し、補強土壁を含む道路土工構造物の点検方法を整備した。補強土壁の点検は外観の近接目視を基本としているが、アンカー補強土壁をはじめとする補強土壁は安全性に大きな影響を及ぼす補強材や連結部材が土中に存在し、外観からの視認は困難である。補強材や連結部材の健全性を把握しようとした場合、従来は壁面を研る方法や補強土壁の天端を掘削する方法で補強材および連結部材を壁面材から分離又は採取し調査していた<sup>2)</sup>。それらの方法では、重機等が必要となり、調査が大がかりとなってしまう。より多くの補強土壁の補強材及び連結部材を効率よく調査するために、事前に簡易的な調査を実施し、その結果から詳細な調査の必要性を判断することが重要だと考えられる。

そこで、筆者らは壁面材をその表面から横削孔しファイバースコープカメラを使用して、アンカー補強土壁の鋼製の補強材および連結部材（以下、「鋼材」）の腐食状況を直接確認する新たな手法を考案した。この手法の有効性を確

認するため、施工から26年および36年が経過した2地点のアンカー補強土壁を対象に鋼材の腐食状況の調査を実施した。その結果、この新しい目視確認手法が有効性であることを確認した<sup>3)</sup>。さらに、鋼材の腐食に関するデータを蓄積するため、沖縄県内の1地点を含む、施工後24年から41年が経過した3地点のアンカー補強土壁を対象として鋼材の目視調査を実施した<sup>4)</sup>。

本論文では、先述した5地点に新たに調査した1地点を加えた、合計6地点の調査結果について報告する。

## 2. 調査対象

調査対象は表-1に示す6地点のアンカー補強土壁とした。なお、経過年数は施工完了から調査実施当時までの年数である。図-1に鋼材観測時の断面図を示す。写真-1に沖縄県内の調査対象Cの外観を示す。調査対象Cの観測箇所は図-2に示す補強土壁正面展開図のNo.1の壁面材の背面に取り付けられている鋼材とした。また、調査箇所はそれぞれの補強土壁において、1～3箇所とした。

表-1 調査対象の概要

| 調査対象                 | A <sup>3)4)</sup>    | B <sup>3)4)</sup>    | C(沖縄県内) <sup>4)</sup> | D <sup>4)</sup>      | E <sup>4)</sup>      | F                    |
|----------------------|----------------------|----------------------|-----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| 施工年/経過年数<br>(調査年)    | 1996年/26年<br>(2022年) | 1986年/36年<br>(2022年) | 1999年/24年<br>(2023年)  | 1986年/37年<br>(2023年) | 1984年/41年<br>(2025年) | 1990年/35年<br>(2025年) |
| 最高壁高/延長              | 4.0m/約20m            | 10.0m/約42m           | 6.5m/約32m             | 6.0m/約18m            | 8.4m/約50m            | 8.2m/約80m            |
| 壁面材厚さ<br>(鉄筋コンクリート)  | 115mm                | 180mm                | 115mm                 | 180mm                | 180mm                | 180mm                |
| 塩害地域区分<br>(海岸線からの距離) | C<br>(200m以上)        | C<br>(100m～200m)     | A<br>(100m以内)         | C<br>(200m以上)        | C<br>(200m以上)        | C<br>(200m以上)        |



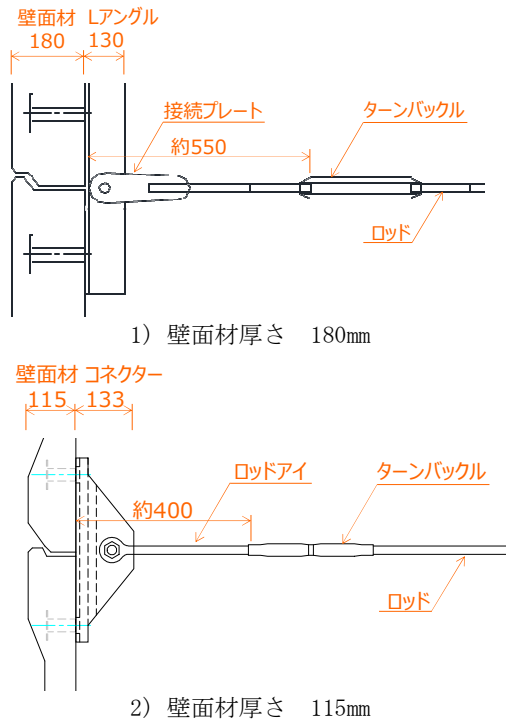


図-1 鋼材観測箇所断面図



写真-1 対象補強土壁の外観(調査対象 C)

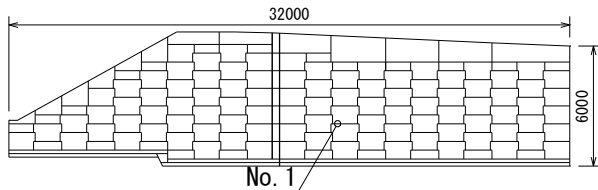


図-2 調査対象 C の観測箇所

### 3. 調査方法

本調査では、目視による鋼材の腐食状況調査と周囲の盛土材を採取して行う腐食環境調査の 2 種類の調査を実施した。鋼材の腐食状況調査は、(1) コアカッター用いた壁面材の削孔、(2) 鋼材周辺の盛土材の排出、(3) 鋼材の洗浄、(4) ファイバースコープカメラによる鋼材の目視観察、(5) 鋼材周辺への盛土材の充填、(6) 壁面材の修復の順に実施した。各工程の様子を図-3 に示す。腐食環境調査は、鋼材観察のために排出した盛土材の一部をサンプリングし、盛土材の室内土質試験および化学分析試験を行い、鋼材の腐食を促進しやすい盛土か否かを判別した。



図-3 鋼材調査の工程

#### 4. 調査結果

ファイバースコープカメラで撮影した鋼材の腐食状況の代表例を図-4に示す。調査を実施した6地点すべての補強土壁において、観測した鋼材には局所的な赤錆の付着が確認された。腐食の程度としては、鋼材の表面に薄層の錆が付着している可能性が高く、鋼材の強度や品質に直ちに悪影響を及ぼすほどの腐食状態ではないと判断される。

(一社)日本橋梁建設協会が定める「さびの評点<sup>5)</sup>」に基づき評価すると、最も良好な状態である評点5に分類できる。補強材やボルトの表面の錆は、重力方向に対して上側の部分に付着している傾向が認められた。これは、補強土壁の天端から地盤中へ浸透した雨水や融雪水が浸透する際、鋼材の上側の方が水分の影響を受けやすいためと考えられる。調査を実施した6地点の補強土壁の経過年数は24年から41年と最大で17年の差があるが、鋼材の腐食の程度に明確な違いは確認されなかった。また、調査した沖縄県内の補強土壁は、海岸線から100m以内に位置し、塩害による影響度合いが激しい環境条件であるが、その場合でも他の地点と比較して大きな腐食の差は認められず、6地点全体で同程度の腐食レベルであった。

腐食環境調査の結果を表-2に示す。いずれの盛土材も最新版マニュアル<sup>6)</sup>の規定値の範囲内であり、腐食を進行させやすい環境下ではないことが確認された。

#### 5. まとめ

ファイバースコープカメラを使用した鋼材腐食調査手法を用いて6地点の補強土壁の鋼材腐食調査を実施した。調査結果を以下にまとめる。

- ・鋼材の強度や品質が低下するような著しい腐食は確認されなかった。
- ・補強土壁の施工からの経過年数および塩害の影響による鋼材の腐食の程度に明確な違いは認められなかった。
- ・鋼材周囲の盛土は腐食の進行を促進させるような性質でないことを確認した。

今後も様々な現場条件下での鋼材腐食調査を行い、鋼製補強材を用いた補強土壁の鋼材腐食に関するデータの蓄積を行うことが望ましい。

#### 参 考 文 献

- 1) 国土交通省道路局：道路土工構造物点検要領 令和5年3月改定，2023.
- 2) 中村真司，小浪岳治，林豪人，藤原優，横田聖哉：多数アンカー式補強土壁の鋼材腐食調査，平成29年度土木学会全国大会第72回年次学術講演会，pp. 917-918, 2017.
- 3) 伊藤友哉，林豪人，小浪岳治：簡易的手法を用いたアンカー補強土壁の鋼材腐食調査，令和5年度土木学会全国大会第78回年次学術講演会，pp. III-445, 2023.
- 4) 岩崎凌子，林豪人，小浪岳治：5地点で実施したアンカー補強土壁の目視による鋼材腐食調査，第60回地盤工学研究発表会，No. 23-5-3-07, 2025.
- 5) (一社)日本橋梁建設協会：さび評点の目安，<https://www.jasbc.or.jp/sabi/meyasu.html> (2025年12月9日閲覧可)
- 6) (一財)土木研究センター：多数アンカー式補強土工法設計・施工マニュアル第4版，2014.

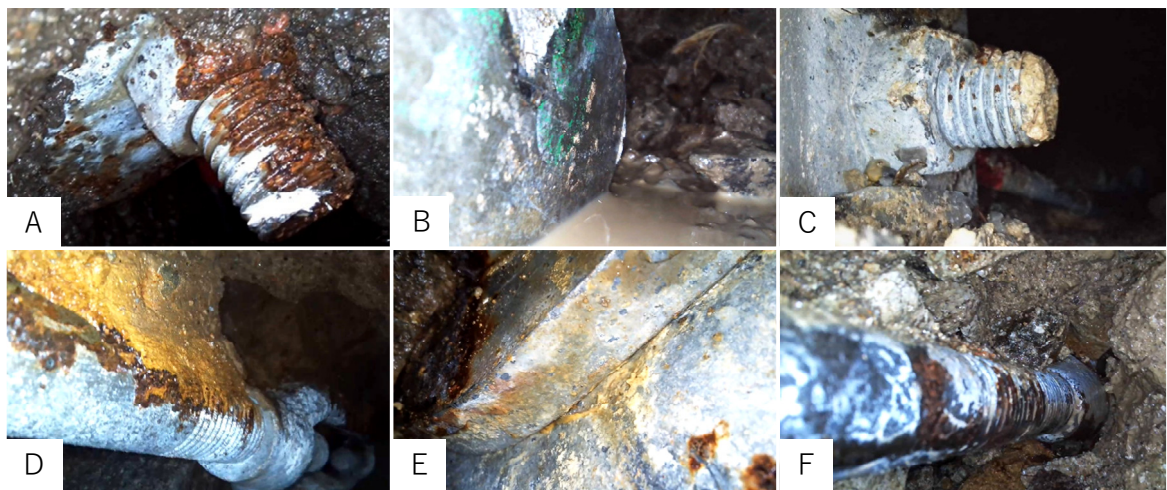


図-4 鋼材の腐食状況観測結果

表-2 鋼材周囲の盛土材採取による腐食環境調査結果

| 調査対象                              | 規定値    | A       | B-1     | B-2     | B-3    | C      | D       | E      | F-1    | F-2     |
|-----------------------------------|--------|---------|---------|---------|--------|--------|---------|--------|--------|---------|
| 最大粒径                              | 250以下  | 37.5    | 37.5    | 19      | 75     | 37.5   | 9.5     | —      | 37.5   | 53      |
| 土質分類(記号)                          | ※      | (GS-F)  | (GFS)   | (SFG)   | (G-FS) | (GFS)  | (CsS-G) | —      | (SFG)  | (GFS)   |
| 自然含水比(%)                          | —      | 16.2    | 23.7    | 23.5    | 12.7   | 3.3    | 91.6    | —      | —      | —       |
| pH値                               | 5~12   | 7.6     | 8.1     | 8.5     | 9.1    | 9.7    | 7.5     | 5.8    | 7.3    | 7.8     |
| 電気比抵抗( $\Omega \cdot \text{cm}$ ) | 1000以上 | 37000   | 10000   | 19000   | 9400   | 21000  | 11000   | 22000  | 38000  | 35000   |
| 塩化物含有量(%)                         | 0.02以下 | 0.01未満  | 0.01未満  | 0.01未満  | 0.01未満 | 0.01未満 | 0.01未満  | 0.01未満 | 0.01未満 | 0.01未満  |
| 硫化物含有量(%)                         | 0.03以下 | 0.001未満 | 0.001未満 | 0.001未満 | 0.004  | 0.001  | 0.003   | 0.001  | 0.002  | 0.001未満 |

※道路土工－擁壁工指針(平成24年度版)，p. 247参照



## 沖縄地盤における常時微動調査

五嶋大輝<sup>1</sup>伊東孝<sup>2</sup>

1 琉球大学・工学部社会基盤デザインコース

2 琉球大学・工学部/島嶼防災研究センター

### 概 要

沖縄における地震災害リスクの把握、対策行っていく上で、沖縄の主要地盤の地盤振動特性の把握は重要な要素の一つである。簡易的に、様々な振動特性に関する知見が得ることができる常時微動に着目し、試験的に、沖縄の主要地盤である琉球石灰岩、島尻層群泥岩を主として、H/V スペクトルの卓越振動数による各地盤の傾向を調査した。石灰岩層では極めて高い卓越振動数が見られ、泥岩層では石灰岩層よりも低い卓越振動数が得られた。これらにより沖縄の主要地盤における大まかな振動傾向の把握ができたため、さらなる測定によるデータ収集を行い、活用に繋がれることが確認できた。

キーワード：沖縄地盤、常時微動、H/V スペクトル

### 1. はじめに

私たちは様々な自然災害の脅威に晒されており、被害軽減を目的として、日常的に災害の予測や対策が講じられている。これらの取り組みの一環として、地震災害については、常時微動計測により、地盤の固有振動数などの地盤振動特性を評価できることが示されている。

本研究では、沖縄における地震災害リスクを的確に把握し、その成果を将来的に一般市民へ還元することを目的とする。基礎的検討として、沖縄を代表する地盤を対象に、沖縄本島南部で試験的に常時微動計測を実施し、H/V スペクトル比に着目し、地盤振動特性の傾向の調査を行った。

### 2. 沖縄の地盤特性

琉球列島の島々は、サンゴ礁の隆起や堆積、島尻層の堆積作用、火山活動などが複合して形成された。特に沖縄本島周辺では、地表を覆う琉球石灰岩とその下位に分布する島尻層群という地層の組み合わせが地盤問題の主要因となる。宮古・八重山ではさらに堆積岩や古い島尻層相が加わり、地盤は地域ごとに別の個性を持つ。

図-1 に示すように沖縄本島の地質は、北部は付加体堆積物で古い地層であり、南部に若い地層が分布している。

南部に分布する琉球石灰岩は、更新世のサンゴ礁由来の石灰質堆積物が固結した地層であり、多孔質かつ溶食作用を強く受ける。その結果、地盤内部には空洞や鍾乳洞が形成されやすく、地表付近ではドリリー・陥没といった現象が発生する。さらに空洞分布は局所的かつ不均質であり、調査結果の外挿が難しい。この特性は建設時の支持層評価

や基礎形式の選定に直結しており、未だに石灰岩下部層の島尻層群に支持層を求めている。



図 1 沖縄本島の地質概略<sup>1)</sup>



写真 1 多孔質な琉球石灰岩

島尻層群の泥岩は、沖縄本島中南部に広く分布する新第三紀（新生代第三紀）の地層で、地盤工学的に非常に特徴的な性質を持っている。主な特性は以下の通りである。物理的・力学的特性として、未風化の状態では比較的固結しており、N 値 50 以上を示す場合が多く、良好な支持層としてみなされ、主に緑色または青色を帯びた均質な泥岩を主体とする。

しかし、掘削や風化により吸水し、急激に強度を低下させる特徴があり、吸水と乾燥を繰り返すことで崩壊（スレーキング）し、急速に粘性土化が進行する。応力解放や吸水により膨張する性質があり、これが強度低下や法面保護工の損傷に関わることが多い。断層や地質弱面に沿ってすべりやすい性質があり、豪雨時には地すべりや斜面崩壊を多発させるリスクを抱えている。

### 3. 計測箇所と方法

#### 3.1 計測地域

沖縄における主要な地盤としては、サンゴなどの生物遺骸が堆積して形成された多孔質の石灰岩である琉球石灰岩と、島尻層群に属する泥岩が挙げられる。本研究では、これら2種類の地盤を主な対象とし、参考として、近年那覇空港周辺などで分布が拡大している埋立地に加え、各地に点在する盛土地盤についても試験的に常時微動計測を実施しデータの収集を行った。各計測地点を図2に示す。

琉球石灰岩分布域では、露頭した石灰岩が多くみられる宜野湾市の嘉数高台公園、八重瀬町のヌヌマチガマで計測を行った。ヌヌマチガマは「ガマ」と呼ばれる自然洞窟であり、本研究では洞窟入口部上方で計測を実施したため、地下空洞の影響を含む条件となっている。

泥岩分布域では、中頭郡中城村当間地区の公園と、同じく中頭郡の西原町小橋川に位置する小丘麓で測定を行った。埋立地については、与那原町の海岸沿いの空き地を測定箇所とした。盛土については那覇市内に点在する盛土地盤上に存在する公園2箇所を対象としており、それぞれ石灰岩層の段丘上に存在するものと、泥岩層上に存在するものを選定した。以上のもとで常時微動計測を実施した。

#### 3.2 計測・分析方法

常時微動計測は加速度計を用いて実施し、地表に加速度計を水平2方向に2基、鉛直方向に1基の計3基を直接設置し、コンピュータでデータを取得する。写真3は計測風景である。1地点あたり100秒間の計測を5回行った。サンプリング周波数は1000 Hzとした。得られた時刻歴データから、水平2成分および鉛直成分のフーリエスペクトルを算出し、水平2成分のフーリエスペクトルを鉛直成分のフーリエスペクトルで除することにより、H/V スペクトルを求めた。得られた各回の H/V スペクトルについて、スペクトル形状および卓越振動数に着目し、各測定地点における地盤振動特性の傾向を検討した。



写真2 風化の進んだ島尻層群泥岩

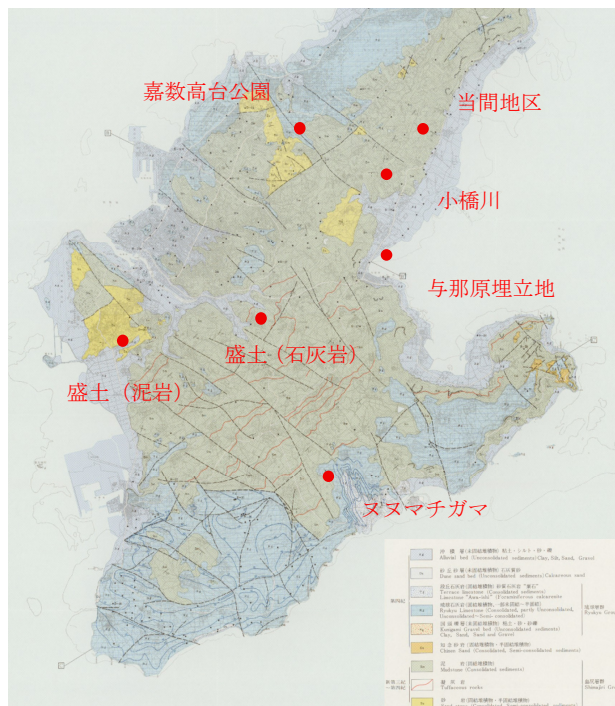


図2 計測地点



写真3 嘉数高台公園での計測風景



## 4. 計測結果

### 4.1 琉球石灰岩の H/V スペクトル傾向

図 3 に嘉数高台公園、図 4 にヌヌマチガマにおける代表的な H/V スペクトルを示す。図 3 より、嘉数高台公園では 30 Hz 付近にピークが認められるほか、1 Hz 以下の低周波数帯でスペクトルの増大が見られる。ただし、これ以外では明瞭なピークが確認できず、卓越振動数の特定は困難である。

一方、図 4 に示すヌヌマチガマでは、25 Hz 付近に明瞭なピークが確認された。同地点は嘉数高台公園と同じ琉球石灰岩分布域であるが、自然洞窟上部という地盤条件の違いにより、やや低い卓越振動数を示したと考えられる。

以上より、琉球石灰岩地盤では概ね 30 Hz 前後に H/V スペクトルの卓越振動数を有する傾向が示された。

### 4.2 島尻層群泥岩層の H/V スペクトル傾向

図 5 に当間地区、図 6 に小橋川における代表的な H/V スペクトルを示す。図 5 より、当間地区では 7 Hz 付近に明瞭なピークが確認されたが、0.3 Hz 付近にもピークが認められ、複数の卓越振動数を有する可能性が示唆される。図 6 より、同様の泥岩地盤を持つ小橋川では、当間地区に近い 6~7Hz 付近にピークを確認することができ、低周波帯においては、当間地区に比べて、ややピークが不明瞭であるが、一部では 2~3Hz にピークが確認されるため、低周波におけるピークについても検討である。

以上より、島尻層群泥岩地盤では 7 Hz 前後に卓越振動数を示すとともに、0.3 Hz 程度の低周波数帯にもピークを有する可能性があると考えられる。

### 4.3 埋立地の H/V スペクトル傾向

図 7 に、与那原地点での代表的な H/V スペクトルを示す。図 7 より、4Hz 付近にピークが確認された。また、前述の当間地区と同様に、2Hz 付近でややスペクトルの緩やかな増大が認められる。以上の結果から、軟弱な埋立地では、同じく軟弱な泥岩層と近い周波数のピークが H/V スペクトルのピークが現れる傾向が示された。加えて、軟弱な地盤では 1Hz 以下の周波数においてもピークが出る可能性が考えられる。

### 4.4 盛土地盤の H/V スペクトル傾向

以下、図 8、9 に那覇市内の盛土地盤における代表的な H/V スペクトルに示す。8 は石灰岩地盤地盤上の盛土地盤であり、図 9 は泥岩上の盛土地盤である。図 8、図 9 両者より、共に似通った形状をとる結果となった。しかし、低周波帯ではピークが不明瞭であり、見られたピークも 30~40Hz 間と極めて高いものであり、琉球石灰岩層以上の卓越振動数を示した。これらは、市街地で計測を行ったことにより、雑多な振動を含むものとなった影響が考えられる。そのため今一度、計測条件等の見直しのもと再計測の必要があると考えられる。

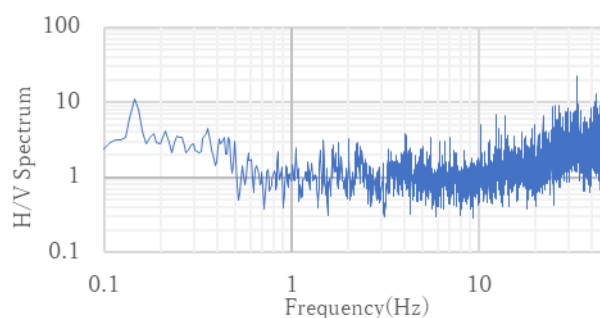


図 3 嘉数高台公園 H/V スペクトル

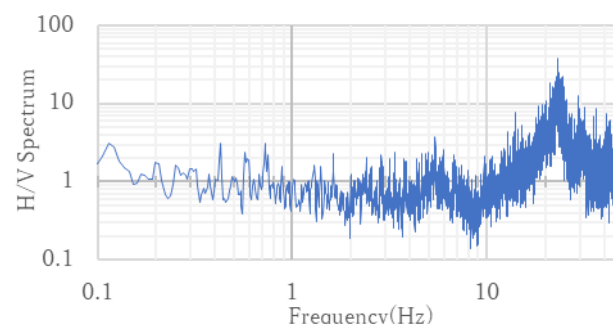


図 4 ヌヌマチガマ H/V スペクトル

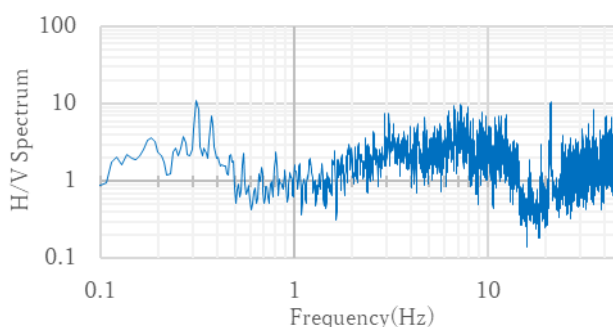


図 5 当間地区 H/V スペクトル

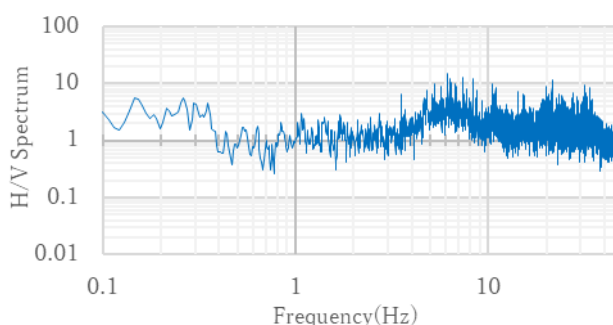


図 6 小橋川 H/V スペクトル

## 5. まとめ

沖縄南部を中心に、沖縄の主要地盤における常時微動計測を行い、H/V スペクトルを求め振動特性の傾向を検討した。結果及び考察は以下のとおりである。

- 1) 琉球石灰岩層では 30Hz 付近で卓越振動数が確認された。
- 2) 島尻層群泥岩層では 7Hz 付近に卓越振動数が確認され、琉球石灰岩地盤と比較して低い値を示した。これは、地盤の軟弱性による影響と考えられる。
- 3) 埋立地では、4 Hz 付近に卓越振動数が確認され、対象とした地盤の中で最も低い値を示した。また、軟弱地盤では 1 Hz 以下の低周波数帯においてピークが現れる可能性が示唆された。
- 4) 盛土地盤においては、石灰岩層と泥岩層上の盛土地盤においてもグラフ形状に差異が見られない事、卓越振動数が 30~40Hz となる結果となったが、計測結果の有意性に異義が残る。

本研究により、沖縄の主要地盤において、地盤の硬軟に応じた卓越振動数の違いが確認された。一方で、1 Hz 以下の低周波数帯では卓越振動数の判別が不明瞭となる場合も認められたことや、盛土地盤のように不明瞭なデータが取れていたことなど、計測方法に改善の余地があり、今後の計測条件の改善を行い、さらなる検討が必要である。

### 参 考 文 献

- 1) 琉球弧の地質とその成り立ち、新城竜一、ペドロジスト 60 巻 1 号、2016
- 2) 1/50,000 土地分類基本調査（表層地質図）「那覇・沖縄市南部・糸満・久高島」沖縄県（1982）（国土交通省）（[https://nlftp.mlit.go.jp/kokjo/inspect/landclassification/land/hyousou\\_chisitsu.html](https://nlftp.mlit.go.jp/kokjo/inspect/landclassification/land/hyousou_chisitsu.html)）を加工して作成

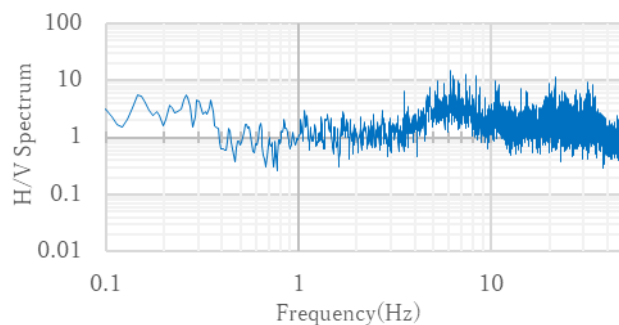


図 7 与那原埋立地 H/V スペクトル

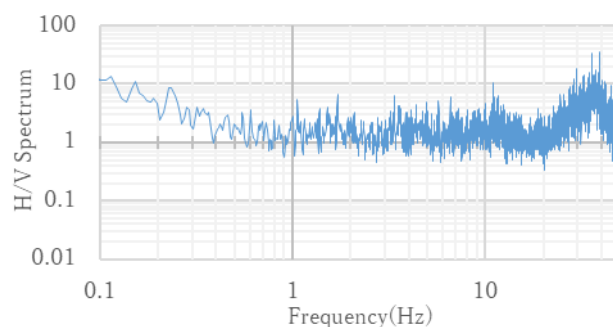


図 8 那覇盛土（石灰岩上）の H/V スペクトル

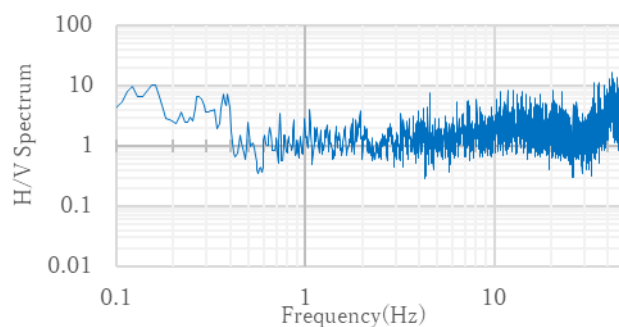


図 9 那覇盛土（泥岩上）の H/V スペクトル

# 2016年熊本地震を経験した熊本城石垣の 築造当時の耐震対策に関する一考察

大角 恒雄<sup>1</sup>・西村伊吹<sup>2,3</sup>・松原 仁<sup>2,3</sup>

<sup>1</sup> 国立研究開発法人防災科学技術研究所客員研究員（〒305-0006 茨城県つくば市天王台3-1）

<sup>2</sup> 国立大学法人琉球大学, <sup>3</sup> 琉球大学 島嶼防災研究センター

平成28年(2016)熊本地震における熊本城石垣の崩落に関して、明治22年(1889)明治熊本地震の谷積み石垣による修復石垣と加藤時代の成層積み石垣では地震時崩壊が異なる傾向を示した。また、小天守台石垣は沈下し天守と剥離を生じ、天守台石垣の一部が崩壊しているが、宇土櫓は外見の大きな損傷はないように見られるが、宇土櫓は「部分的な修復では直せない」と判断され、解体修理が行われている。この当該地盤は「元地形の復元図」から切土・盛土の構成が想像できる。固い切土上の柔らかい盛土は地震動を増幅させるため影響等が考えられるが、加藤時代の石垣の耐震対策を熊本城調査研究センターの調査資料と実験的検証を実施し、整理した。

**Key Words :** 2016 Kumamoto Earthquake, Uto-yagura, Cut and fill earth, plinth stone Earthquake Resilience

## 1. はじめに

平成28年(2016) 4月14日21時26分の前震M6.5の地震と4月16日1時25分の本震M7.3（以下、平成熊本地震）で熊本城に被害が生じた。熊本城調査研究センターによる被害概要は、前震では重要文化財建物10棟、復元建造物7棟、石垣の崩落箇所6ヶ所であるが、宇土櫓は1601年から1607年にかけて建設された現存の重要文化財である。

熊本城を襲った歴史地震としては、寛永二年（1625）七月二十一日熊本地方を震源とするM5~6の寛永熊本地震が発生し、その後の寛永九年（1632）の頻発地震に関する記載が熊本市による特別史跡熊本城跡総括報告書資料編（熊本市2019）に示されている。同報告書のpp.32には、細川家による永青文庫蔵書の記録の解釈が示されている。また、明治22年（1889）7月28日23時45分熊本地方を震源とするM6.3の明治熊本地震が発生した。本地震は金峰山南東麓附近を震源としたことから、金峰山地震（きんぼうざんじしん）とも言われている。この地震でも、熊本城の石垣が大きく崩れるなど熊本市を中心に大きな被害が発生し

た（熊本市／熊本日日新聞社2021）。

宇土櫓は昭和2年（1927）に、熊本城址保存会を中心とする募金により修理工事が実施されている。当初、櫓全ての解体は行わない予定であったが、白蟻による被害が大きかったため全解体修理となった。五階櫓の基礎をコンクリート造とし、開口部と内部に鉄骨ブレースを設置することで、耐力とねばり強さを向上する耐震補強がなされていた。一方、続櫓は耐震補強がなされていなかったため、続櫓のみ倒壊したとみられることが分かっている。

平成28年（2016）の本震と4000回を超える余震によって、RCの大天守・小天守は瓦・鯨に損傷を受けているにもかかわらず、宇土櫓は瓦・鯨が損傷を受けていない。大天守・小天守はRC造外観復元構造物に対し、宇土櫓は現存する木造櫓である。この差異は大きいと考える。しかしながら、この宇土櫓は地震によって構造的にねじれが発生し、令和5年（2023）から解体がすすめられ、復旧は2032年度予定である。宇土櫓のねじれに関して、熊本城調査研究センターでは、以下の3項目を挙げている。1) 続櫓・地下階構造による拘束、2) 櫓の基礎部の切土・盛土の影響、3) 櫓のスレーブによ

る補強（偏心）が考えられる。2) は平成 2 年（1990）の修理報告書（熊本市 1990）pp.19 に示されている「元地形の復元図」から切土・盛土の構成が想像できる(図-1)。固い切土上の柔らかい盛土は地震動を増幅させるため、地震動の増幅が考えられる（大角・他 1998）が、熊本市 1990 の修理報告書 pp.69 の傾斜状況図にも偏心の状況があり、上層階まで傾斜があるので、3) による偏心よりも 1) の続櫓・地下階構造の拘束によって、常時の風による変形が引き金となり、残留変形が地震による変形に影響したことが想像できる。

宇土櫓外見の大きな損傷はないように見られるが、内部の被害状況は、被害は下の階ほど大きい。床の不陸は一階が最大で 265 mm で、五階は 81 mm 一階の床にビー玉を置くと勢いよく転がり出す程で、熊本城調査研究センターによる修理方針は、令和元年度（2019）建築ワーキングと令和元年度石垣・構造合同ワーキングにより、宇土櫓五階櫓の修理方針を検討し、「部分的な修復では直せない」と判断した。この宇土櫓解体は、令和 6 年（2024）5 月から月 1 回（第 2 日曜日）の一般公開が行われている。

なお、文化庁の方針としては、石垣の復元に際して原則として建設当時の工法を用いることが基本とされているが、安全性の観点から一部に現代の工法も採用されている。本研究では、古代工法と現代工法における耐震対策の共通点についても整理を試みる。

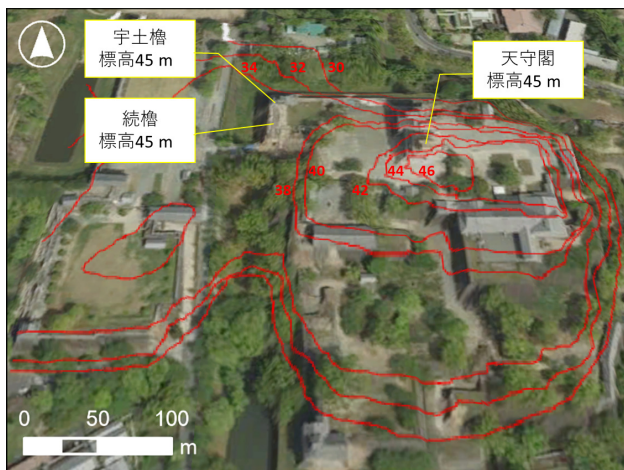


図-1 天守・宇土櫓と元地形の復元図（赤：熊本市 1990 の修理報告書に基づく）

## 2. 明治熊本地震と平成熊本地震の石垣被害

熊本城調査研究センターによる調査が進み、明治熊本地震後に陸軍が修復した熊本城の石垣が、平成熊本地震において崩壊した箇所集中していることが分かった。図-1 に「震災ニ関スル諸報告」第六師團軍醫部（熊本）／明治 22 年（宮内庁宮内公文書館所蔵）<sup>1)</sup>、震災ニ関スル諸報告<sup>2)</sup> 陸軍第六師團監督部他作成の石垣被害箇所が示されており、図-2 に明治熊本地震で崩壊した旧熊本城飯田丸五階櫓石垣を示す<sup>3)</sup>。



図-2 明治熊本地震で崩壊した旧熊本城飯田丸五階櫓石垣<sup>3)</sup>

第六師団が作成した『震災ニ関スル諸報告』（宮内公文書館蔵）<sup>2)</sup>によると、石垣の崩落が 42 ヶ所、孕み出しが 20 ヶ所、崖崩落が 7 ヶ所あり、石垣の被害面積は 8,842 m<sup>2</sup> にも及んだが、陸軍によって修復されたところ<sup>4)</sup>。

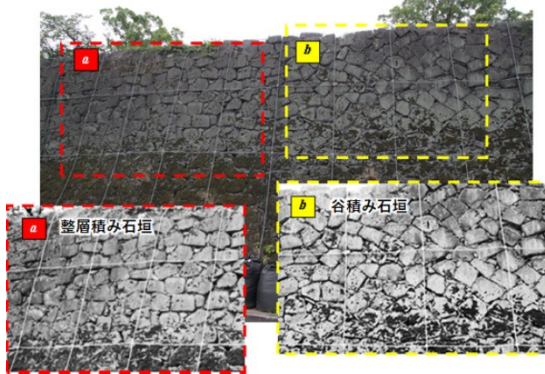
熊本城総合事務所の解説版によると、豊前・豊後に向かう街道に接しており、防衛上重要な場所であり、江戸の絵図によると、二の丸御門は全長 27 メートルで、百間石垣の上には堀が建てられている。明治熊本地震（1889）では、二の丸御門周辺の石垣も崩落したが、陸軍によって修復されたところ。

図-3 に百間石垣と呼ばれる二の丸御門跡周辺の明治熊本地震の修復石垣を示す。細川時代に水平に積まれた整層積み石垣に対し、陸軍によって修復された石垣は、斜めに積まれた谷積み石垣である。嘉村哲也(2018)<sup>5)</sup>によると、『明治 22 年の地震被害箇所と平成 28 年の地震被害箇所は 77%ほど重複する』と記載されている。二の丸御門跡周辺の百間石垣の水平に積まれた整層積みと斜めに積まれた谷積みを図-4 に示す。





図-3 二の丸御門跡（右）と周辺の百間石垣（左）：平成熊本地震における被害状況（2017 年 6 月 19 日大角恒雄撮影）



a : 1611-1624 年の加藤時代の石垣（整層積み石垣；1 層ごとに端から端まで横方向に見地が通る積み方）

b : 明治熊本地震の修復石垣（谷積み石垣；横方向に目地が通らず石材を斜めに落とし込んだような積み方）：定義は『復興熊本城 vol.6 石垣被害調査研究編』（2022）に基づく

図-4 二の丸御門跡周辺の百間石垣（2017 年 6 月 19 日大角恒雄撮影）

### 3. 平成熊本地震の北大手門（加藤神社境内） 石垣被害状況

北大手門（加藤神社境内）崩落パターン解析が文化遺産の世界『熊本地震による熊本城の被害と復旧－崩落石材回収工事からみた崩落パターン解析－熊本市』<sup>9)</sup>の「崩落前の加藤神社境内石垣（H99 面）」に示されている。同報告書によると、《加藤神社境内に崩落した北大手門櫓台石垣の石材回収作業を平成 28 年（2016）12 月 1 日から 12 月 27 日まで行った。6 面の石垣が崩落しており、約三百石の石材を回収した。この 6 面のうちの一つである H99 面は、高さ 4 m、8 m の石垣で、明治 22 年（1889）の金峰山地震で孕み出し、積み直した箇所である。H99 面石垣において、現地で平成 23 年（2011）撮影の地震前の写真と崩落石材を対照した結果、9 割以上の石材の元位置が確認できた》と記している。

本城調査研究センターの説明では、《崩落範囲最下部より 4 段目にあった石材（緑色の石材部分）を崩落石材の外縁部で確認した。4 段目より下位の石材は石垣直下に正面を下にしたうつ伏せ状態で転落し、その上を裏栗石が覆った。栗石の上には、上から 1～3 段目の石材が石積みの上下位

置を保ったまま崩落したと推測される（図-5）》と崩壊パターンを説明している。上部 3 層の「整層積み」に対し、下層の「谷積み」が崩壊したことにより、引きずられて上部三層の整層積みが崩壊したパターンである（図-6）。なお、H99 面は『復興熊本城 vol.6』<sup>9)</sup>によると、崩壊に該当する箇所では、上部が比較的的水平に目地が通る積み方に見えるが、築石通しが外側輪郭で接点を多く持ち、築石同士の間には間詰石と呼ぶ小さな石が入らない積み方から同時期の施工であると考えられる。

「整層積み」に「谷積み」で修理することで修理境が生まれてそこで地震被害が拡大しているとみている。実際に修理境で変状が大きく出ている傾向がある。明治に壊された石垣を昭和に積み直している西出丸西側の石垣があるが、修理境が地上に露出している部分で崩落・孕み出しが生じているが、地上露出部分がすべて「谷積み」で修理されている箇所は変状がほとんど存在しない。熊本市熊本日新聞社『復興熊本城 vol. 6』（2022）<sup>9)</sup>では、《西大手門から戌亥櫓関の石垣は、明治時代初めに鎮台により地表面付近まで撤去され、昭和 45 年（1970）から 49 年にかけて復元整備されている。平成 28 年熊本地震によって戌亥櫓から 5 m 程度南側で石垣が崩壊している。ここは江戸時代の

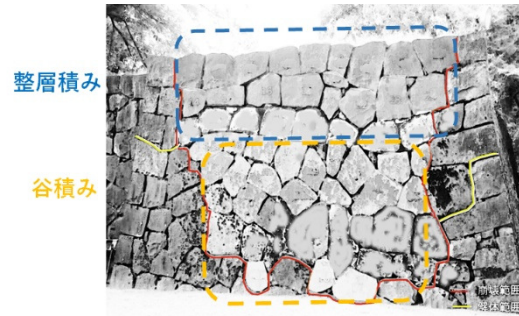
図-5 崩落前の加藤神社境内石垣（H99 面）<sup>6)</sup>

図-6 H99 面の整層積みと谷積み部分

石垣と昭和時代の石垣の境目に該当する。また、昭和時代の崩壊を免れた箇所も石垣下部に生じた大きな膨らみの有無で差がある箇所は江戸時代構築石垣の上に、昭和に石垣が復元された箇所にあたる。この箇所では石垣下部に集中してひび割れが確認できる。一方で地表面付近まで昭和に復元された箇所は大きな膨らみはないが、石垣上部までの広範囲で石材のひび割れを確認できる。ひび割れが認められる石材はほとんどが昭和に復元された石垣で、積み方が落とし積み（谷積み）で石材同士が石垣表面で接点を多く持つことが要因ではないかと考えられる。このように、石垣の崩壊や変状は、その修理霊境や修理石垣そのものに発生しやすいことが分かってきた》との記載である。熊本城調査研究センターの調査より、石垣の崩壊は石垣の積み方「横方向に目地が通らず石材を斜めに落とし込んだような積まれた石垣（谷積み）」と「一段ごとに端から端まで横方向に目地が通る水平に積まれた石垣（整層積み）」の複合が崩壊する危険性が高いようである。また、陸軍による石垣の修復は、ほぼ同じ大きさの矩形の石を谷積みとし、間詰め材を用いていない。「谷積み」が強固であっても応力が集中して、「整層積み」を崩壊することは考えられる。「整層積み」と「谷積み」の接し方（境界条件）で崩壊が異なるようである。「谷積み」は外力を分散させる機能が備わっている一方で、「整層積み」は外力を分散させる機構がないので応力が集中し、崩壊し易くなっていることが考えられる。

#### 4. 石垣の整層積みと谷積みの実験的考察

##### (1) 実験方法

石材の積み方と構造崩壊の関係性を評価するには、整層積みや谷積みを再現して振動実験を行うことが理想である。しかし、石積みを実寸で再現するには大規模な装置が必要となる。そこで本研究では、その第一段階として 3D プリンターを用いて石積み構造をモデル化し、せん断試験を通じて構造形状と変位（垂直およびせん断）の関係を評価した。

使用した 3D プリンターは Qidi 製 x-smart3、フィラメントには同社製の PETG 樹脂を用いた。直径 5 cm、高さ 2 cm の供試体を 4 種類作成し（図-8）、以下のように構成した。

- ・図-7 (a)：図-5 に示した石積みの一部（29 番～37 番付近）を抜粋して構成。下層が谷積み、上層が整層積みを模擬。

- ・図-7 (b)～(d)：せん断面および石積みの形状が及ぼす影響を比較するために、異なる石積み形状を

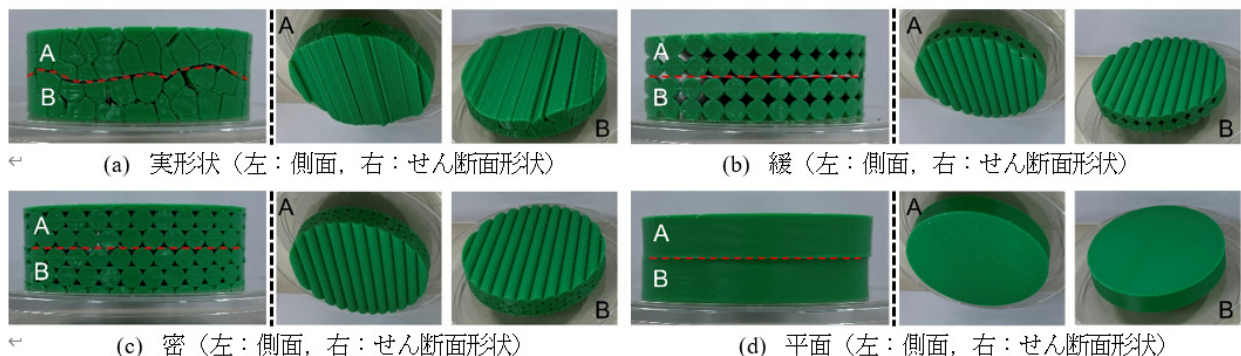


図-7 せん断モデル（赤点線：せん断面）



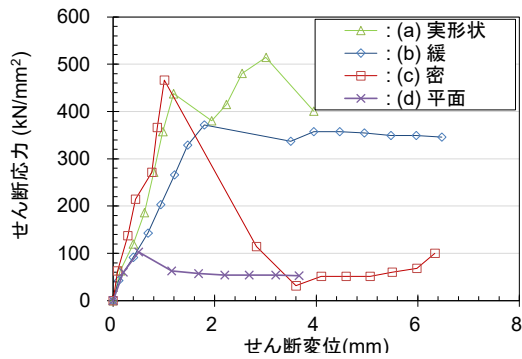


図-8 せん断応力-せん断変位の関係

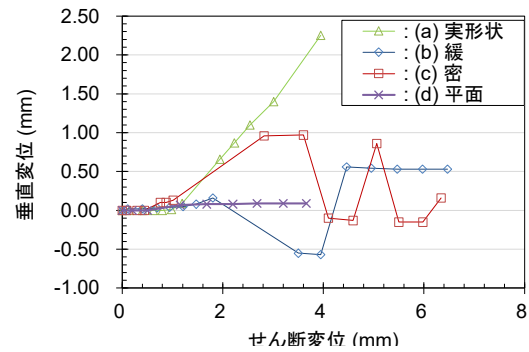


図-9 垂直変位-せん断変位の関係

持つモデル（密、緩、平面）を作成。なお、密および緩構造はせん断試験時に想定されるダイレイタンシーが試験時に測定できるかの検証も含む。

せん断試験は JGS0561 に基づき実施した。具体的には、圧密応力  $200 \text{ kN/m}^2$  の定圧条件、変位速度は  $1 \text{ mm/min}$  とし、せん断応力の算出には校正係数 2.8602 を用いた。試験体は円柱状であるため、水平端部の境界条件に関する問題は生じない。

## (2) 実験結果

実験結果を図-8 及び図-9 に示す。図-8 はせん断応力とせん断変位の関係、図-9 は垂直変位とせん断変位の関係を示す。

図-8 から、せん断応力はせん断変位が約  $1 \text{ mm}$  に達するまで線形に増加していることが確認された。また、変位  $1 \text{ mm}$  時点のせん断応力は、実形状モデルおよび密な構造のモデルで大きく、平面構造のモデルで最も小さい。これは、せん断形状の違いにより摩擦やせん断抵抗性に差が生じたためと考えられる。 $1 \text{ mm}$  を超える変位域では、密構造モデルにおいてせん断応力が低下し、緩い構造や平面構造ではおおむね一定の応力を示した。一方、実形状モデルでは変位の進行に伴い、せん断応力が増減を繰り返す挙動がみられた。

図-9 に示す垂直変位とせん断変位の関係では、平面モデルにおいて垂直変位がほとんど生じず、単純なせん断変形が支配的であることが分かる。対して、密な構造モデルおよび緩い構造モデルでは、せん断変位とともに正・負両方向のダイレイタンシー（体積変化）が複数回確認された。特に、実形状モデル（図-7(a)）では、正のダイレイタンシー（体積変化）を伴いながらせん断応力が単調に増加しており、谷積み部におけるかみ合わせが外力に対する抵抗として機能し、垂直方向への応力伝達を促進していることが示唆される。一方、

平面構造モデル（図-7(d)）では、せん断応力および垂直変位が小さい段階で大きなせん断変位が生じており、構造の弱さが明らかである。

これらの結果から、谷積みと整層積みが混在する石垣構造において全体がせん断外力を受けた場合、谷積み部で集中した応力が上部の整層積みに伝播し、整層積み部分が優先的に破壊される可能性が高いと考えられる。今後は、両構造が混在するモデルを用いたさらなる詳細検討が必要である。

## 5. 石垣被害状況と石垣の対策

図-10 に加藤神社から撮影した宇土櫓台石垣（左）を示す。この石垣は地震後に石垣の中央部分が丸みを帯びて張り出す「孕み」が随所にみられる。また、小天宇台西側の石垣（右）には、孕み部分が影として現れている。宇土櫓は RC の天守に比べ、瓦の崩落等は少ないが、地震によって構造的にねじれが発生し、令和 5 年（2023）から解体がすすめられ（図-11）、解体前最後の報道陣への内部公開が 2023 年 10 月 17 日に実施された。復旧は 2032 年度予定である。なお、令和 6 年（2024）5 月から月 1 回（第 2 日曜日）の一般公開が行われている。現在は工事が一段落しており、一般公開は終了している。

宇土櫓のねじれに関して、1) 続櫓・地階層による拘束、2) 櫓の基礎部の切土・盛土の影響、3) 櫓のスレーブによる補強（偏心）が考えられる。2) は平成 2 年の修理報告書<sup>9)</sup>に示されている「元地形の復元図」から切土・盛土の構成が想像できる（図-1）。また、小天宇は大天宇の北側にあり、大天宇が元地形の頂部付近であるのに対し、片側盛土の地形で、小天宇は後述の硬質の切土上の盛土で地震動の増幅が考えられる。



図-10 宇土櫓と結合された続櫓のみ倒壊  
(加藤神社から大角恒雄 2016 年 7 月 19 日撮影)



図-11 解体が進む宇土櫓五階部分

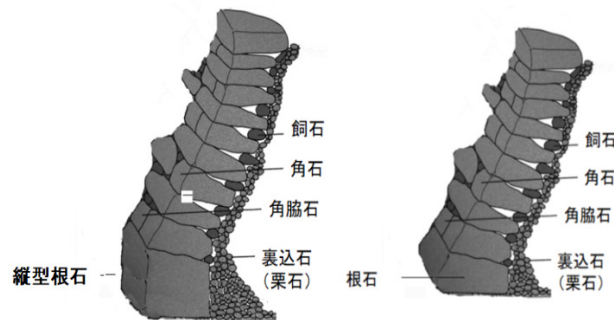


図-12 石垣の構造：通常の根石（右）と発掘された縦型根石（左）のイメージ

固い切土上の柔らかい盛土は地震動を増幅させるため<sup>7)</sup>、地震動の増幅が考えられるが、平成 2 年の修理報告書<sup>8)</sup>の傾斜状況図にも偏心の状況があり、上層階まで傾斜があるので、3) による偏心よりも 1) の続櫓の拘束によって、常時の風による変形が地震に大きく影響したことが想像できる。

さらに宇土櫓の西側の石垣には、脚部の地盤に埋まっている“根石（ねいし）”（図-12（右）の最下層）が、石垣を支えていた。この石垣の一番下の“根石”とは、根切り（地面を一段掘りこむこと）後に据えられ、その前面は土や石で埋め戻されるので、石垣修復に伴う調査で判明したもので、通常は見るできない石垣の最下層に位置する。詳細は、熊本城調査研究センターによる令和 4 年（2022）に実施された宇土櫓続櫓下石垣（図-13）の復旧方法を検討調査において、石垣下部の根石まで掘削した状況（図-14,15）を報告している<sup>9) 10) 11)</sup>。同報告には、《現地表面下約 5.0 m の地点で根石を検出した。

土層断面の観察により、根切りによって地山を掘り込んで平坦面を造成した後に根石が据えられていることを確認した。根石は上部の石材よりも大きな石材が使用されており、角度が立った状態で据えられていた。埋没していた宇土櫓下石垣の

様相を観察すると、石垣の下部では、上部と比較してより大きな石材が多く使用されていた。また、石垣の勾配は一定ではなく、2ヶ所の変化点を確認した。宇土櫓下石垣の高さはこれまで約 21.0 m と言われてきたが、根石を検出したことによって、本来は約 25.0 m の高さがあったことが判明した》と記載されている。また、基本的に根石は石垣底部に用いられることはあるが、今回発掘された宇土櫓西側の石垣では、根石を縦に設置し、勾配も直に近い急角度の形で設置している（図-12（左）の最下層）。

熊本城敷地内には、この熊本市教育委員会文化財課が平成 11 年(1999)5 月 10 日～平成 18 年(2006)3 月 31 日に実施した本丸御殿復元整備工事の大天守南東側（図-16）に位置する石垣<sup>12)</sup>に根石が検出されている。令和 6 年（2024）の備前堀東側石垣修復調査<sup>13)</sup>においても根石が確認されているので、旧石垣の普請の丁寧さが伺える。斜面の地震時挙動において、脚部にひずみが集中し、それが地震動で振動を与え続けると、ひずみが斜面の表面に沿って頂部方向に上昇する。斜面が脚部から崩壊していく現象と調和し、脚部の重要性が根石の重要性和共通することとなる。



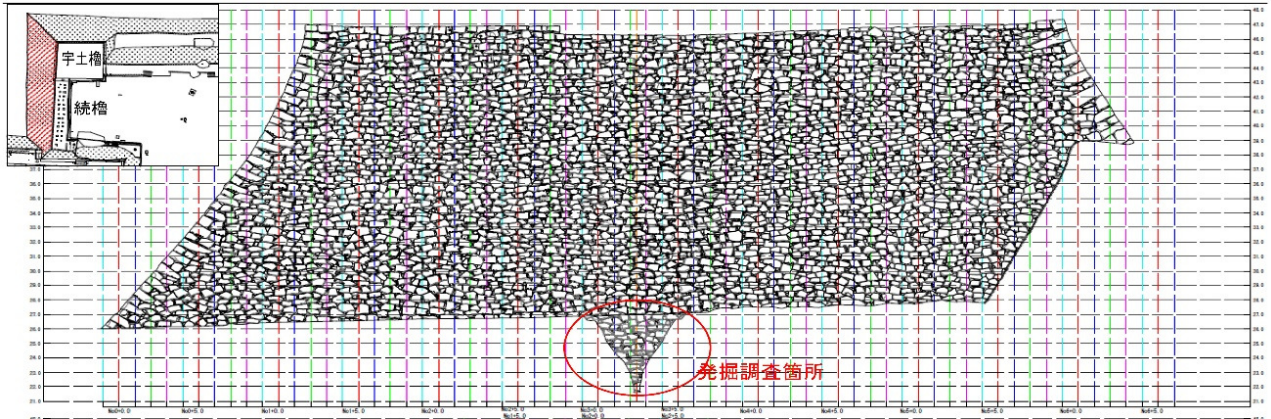


図-13 石垣の構造：宇土櫓下空堀の発掘調査<sup>9)</sup>（根石部分を強調加筆）



図-14 根石検出状況（宇土櫓南西側：熊本城調査研究センター 2022 年 6 月 23 日撮影）

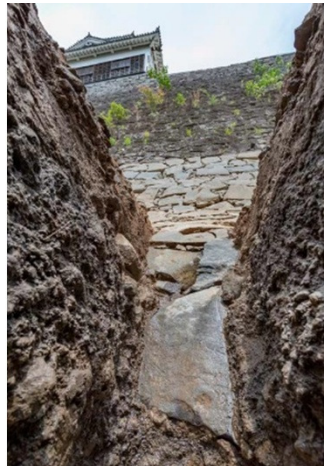


図-15 宇土櫓下空堀調査区完掘状況（宇土櫓西側から：熊本城調査研究センター 2022 年 6 月 17 日撮影）

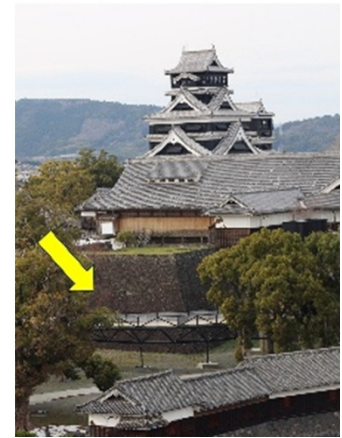


図-16 本丸南側石大天守垣；矢印は本丸西側石垣（大角恒雄 2022 年 3 月 22 日撮影）

## 6. まとめ

- 1) 加藤神社境内北大手門の石垣崩壊パターンについて検討した結果，上部 3 層の「整層積み」に対し，下層の「谷積み」が先に崩壊し，それに伴って上部の整層積みも引きずられるように崩壊したことが確認された。
- 2) 崩壊の要因として，「整層積み」と「谷積み」の接合部（境界条件）が重要であることが示唆された。「谷積み」は外力を分散させる構造的特性を持つ一方，「整層積み」は外力の分散機構を欠き，応力が集中しやすいため，崩壊に至りやすい可能性がある。
- 3) 石垣の崩壊箇所が集中した「谷積み」と「整層積み」の実験により，谷積みと整層積みが混在した石積み構造では，せん断外力に対して谷積み部が応力を集中して受け，それが整層積み部に伝播することで，整層積み部が優

- 先的に破壊される可能性が示された。構造全体の安定性を評価するためには，両者の組み合わせに着目したさらなる研究が必要である。
- 4) 宇土櫓のねじれについては，櫓の基礎部における切土・盛土の地形的影響が関係していると考えられる。「元地形の復元図」によれば，片側が盛土で構成されており，宇土櫓及び小天守は硬質な切土上の盛土上に建てられているため，地震動の増幅が生じた可能性がある。
- 5) 根石は通常，石垣の最下部に使用されることが多いが，今回発掘された宇土櫓西側の石垣では，根石が縦に設置され，勾配もほぼ垂直に近い急角度で用いられていた。同様の使用例は，本丸御殿復元整備工事において大天守南東側の石垣からも検出されており，また備前堀東側石垣の修復調査でも確認されている。



これらの事例から、旧石垣における普請の丁寧さがうかがえる。地震時における斜面の挙動として、脚部にひずみが集中し、それが繰り返しの振動によって頂部方向へと上昇し、最終的に脚部から崩壊する現象が知られており、このことは脚部の重要性、及びそれを支える根石の意義を裏付けるものである。

謝辞：本報告書の内容について熊本城調査研究センターのご指導と写真の提供していただきました。

## 参考文献

- 1) 国立科学博物館地震資料室  
[https://www.kahaku.go.jp/research/db/science\\_engineering/namazu/index.html](https://www.kahaku.go.jp/research/db/science_engineering/namazu/index.html)
- 2) 震災ニ関スル諸報告 陸軍第六師団監督部他作成, 49p., 明治 22 年宮内庁宮内公文書館  
<https://shoryobu.kunaicho.go.jp/Kobunsho/Viewer/4000502720000/ffab76cd560b4b1fb8004f9b662aa926>
- 3) 科博 NEWS 展示「1889 年明治熊本地震一百三十年前に始まった地震被害調査」  
[https://www.kahaku.go.jp/event/2019/07/meiji\\_kumamoto/meiji\\_kumamoto.pdf](https://www.kahaku.go.jp/event/2019/07/meiji_kumamoto/meiji_kumamoto.pdf)
- 4) 木下泰葉(2020)：明治熊本地震における熊本城の被害, 歴史地震, pp. 15-30.
- 5) 嘉村哲也, 熊本地震による熊本城の被害と復旧, 熊本市役所 熊本城総合事務所 熊本城調査研究センター 文化遺産の世界, VOL.32, 2018 年 6 月 22 日.  
[https://www.isan-no-sekai.jp/feature/201711\\_09](https://www.isan-no-sekai.jp/feature/201711_09)
- 6) 復興熊本城 vol.6 石垣被害調査研究編, 熊日出版, 64p., 2022 年 12 月 20 日.
- 7) 大角恒雄 (分担)：「切土法面の調査・設計から施工まで」地盤工学・実務者シリーズ 5, 地盤工学会 1998
- 8) 重要文化財熊本城宇土櫓保存修理工事報告書, 熊本市, 1990.
- 9) 宇土櫓西面石垣 H443 履歴・被害状況把握図 [報告 (再提示)] 令和 4 年(2022)6 月 3 日委員会資料を修正  
熊本市 2022 「第 7 章付論 第 1 節 熊本城の石垣の変遷」『特別史跡熊本城跡総括報告書 調査研究編』第 2 分冊刊行後に詳細把握資料 1-2-2  
[https://www.city.kumamoto.jp/kiji00361086/3\\_61086\\_423207\\_up\\_ltn7tduk.pdf](https://www.city.kumamoto.jp/kiji00361086/3_61086_423207_up_ltn7tduk.pdf)
- 10) 国指定重要文化財熊本城宇土櫓続櫓台石垣復旧に伴う宇土櫓下空堀確認調査, 熊本城調査研

究センター年報 9, 熊本市熊本城調査研究センター, pp.26-29, 131p., 2023

<https://sitereports.nabunken.go.jp/139843>

- 11) パンフレット熊本城～復興に向けて～令和 4 年度秋冬号

<https://sitereports.nabunken.go.jp/131035>

- 12) 熊本城発掘調査報告書 2 一本丸御殿の調査一第 1 分冊, pp.212, 2016 年 3 月

<https://sitereports.nabunken.go.jp/115379>

- 13) 特別史跡熊本城跡 備前堀発掘調査現地説明会資料, 熊本市文化市民局熊本城総合事務所, 熊本城調査研究センター, 2024

<https://sitereports.nabunken.go.jp/138511>