

ISSN 2760-3334

前田建設 技術報告集

Maeda Corporation
Technical Report

VOL.60
2025



M A E D A

複写をご希望の方へ

前田建設工業株式会社は、複写複製および転載複製に係る著作権を学術著作権協会に委託しています。当該利用をご希望の方は、学術著作権協会（<https://www.jaacc.org/>）が提供している複製利用許諾システムもしくは転載許諾システムを通じて申請ください。

Maeda Corporation authorized Japan Academic Association for Copyright Clearance (JAC) to license our reproduction rights and reuse rights of copyrighted works. If you wish to obtain permissions of these rights in the countries or regions outside Japan, please refer to the homepage of JAC (<https://www.jaacc.org/en/>) and confirm appropriate organizations to request permission.

目次

No.	タイトル	執筆者	ページ
1	建設用 3D プリンティングにおける顔料を用いた積層体の色評価に関する研究	宮澤 友基 南 浩輔 梶田 秀幸	1
2	環境配慮型コンクリートの暑中環境下での高速道路構造物への適用事例	今井 嵩弓 針貝 貴浩 白根 勇二 小西 兼治 平野 貴也 島田 敏英	8
3	全自動鋼製支保工建込みシステムの現状	馬場 雄大 春田 克樹 今井 崇満 水谷 和彦	15
4	間隙水圧モニタリングによるフィルダム基礎岩盤の水理地質構造同定と ICT グラウチング現場品質管理システムの構築	古川 無何有 武田 智治 中島 秀樹 石黒 健 平田 昌史	23
5	シールドトンネル内部構造の PCa 化に向けた柱梁接合部の解析的検討および性能確認実物大試験	北川 空良 吉本 勝哉 鈴木 哲太郎 房 捷	36
6	品質確保と生産性向上を実現する PCa 床版接合工法の開発	針貝 貴浩 南 浩輔 今西 秀公 白根 勇二 舟橋 政司	43
7	実物大橋脚模型実験による突起付き H 形鋼のサイズアップによる変形性能向上効果の検証	昆 悠介 今西 秀公 米田 大樹	52
8	PCa 後打ち部をスラブ Con で一体打設した RC 梁の実験的研究 -高層 RC 集合住宅に適用する PCa 梁『Dolaccon・Beam 工法®』の開発-	茂木 順一 成瀬 忠 牛谷 和弥	59
9	α システムを使用した乱れ率の全数管理の事例	津田 啓史 岩谷 隆文 平田 昌史 石黒 健 澤田 慎太郎 鈴江 康人	66
10	次世代型 ICT 土工現場締固め品質管理システム「AtlasX」の開発	石黒 健 平田 昌史 津田 啓史 岩谷 隆文	74
11	遠心模型実験と不飽和 FEM 解析を用いた豪雨時における斜面安定性評価手法の検討	平田 昌史 丸山 憲治 石黒 健 大塚 悠大 高橋 めぐみ	94
12	豪雨～高潮～地震による複合災害を模擬した遠心模型実験	大塚 悠大 平田 昌史 丸山 憲治 石黒 健	111

13	飛来物衝突時の地盤挙動に関する遠心模型実験とその評価	丸山 憲治 平田 昌史 大塚 悠大 石黒 健一 天野 慎一	117
14	地下埋設管損傷による地盤陥没発生に関する遠心模型実験とその再現解析	平田 昌史 丸山 憲治 石黒 健一 大塚 悠大 山之口 寛	129
15	ミストブレンダー工法で製造したペントナイト混合土の試験施工	久慈 雅栄 福田 和人 仁平 義祐	139
16	PFOS 等汚染水浄化対策技術の開発	芳賀 直樹 林 夕紀子 森川 純 太田 匡哉 國井 聡	155
17	PFOS 等含有洗浄水の浄化と再利用手法の確立	國井 聡 太田 匡哉 林 夕紀子 森川 純 芳賀 直樹	163
18	江戸城外濠を対象とした水質浄化に関する取組み	須江 まゆ 山本 達生 安井 利彰 鈴木 善晴	172
19	自然エネルギーを最大限に活用した中規模オフィスビルの ZEB 化に関する研究	稲田 雄大 佐竹 晃 山口 福太郎 今林 憲一	179
20	高層 RC 集合住宅の遮音性能に関する標準化仕様の開発 —タワーパーキングと住戸間の遮音性能—	藤橋 克己	189
21	偏心およびセットバック形状を有する超高層建築物の空力特性に関する数値流体解析	長尾 悠生 田村 哲郎 河合 英徳 丸山 勇祐	195
22	効率的に開発案件を絞り込む風力発電適地抽出プログラムの開発	丸山 勇祐 長尾 悠生 齊藤 駿介 董 一卓 中川 尚大	201
23	水道管路マネジメント最適化モデル開発	鳥谷 一郎 久保 大輔 後藤 充志	207
	外部発表論文一覧		218

建設用3Dプリンティングにおける 顔料を用いた積層体の色評価に関する研究

宮 澤 友 基^{*1} 梶 田 秀 幸^{*1}
南 浩 輔^{*1}

要 旨

建設用3Dプリンティングは、省人化や無人化施工の実現性を高める手段として注目されている。また、自由度の高い造形や積層痕を内外装デザインの一つとして意図的に作り出すことができる。さらに、材料に顔料を組み合わせることで、造形物のデザイン性や用途の幅が広がり、よりデザインの自由度を向上させることが可能だと考えられる。しかし、積層痕を有する造形物（以下、積層体）を、目標の色調とするためには、試験練り等に加えてモックアップの作製ならびに発色の確認など多くの労力を要する。

本研究では、顔料を用いた積層体と保管や測定が容易な円柱供試体の材齢経過に伴う色の変化の関係性を把握するため、屋内環境下で材齢約1.8年まで色の測定を行った。その結果、材齢7日時点の積層体と円柱供試体の $\Delta L^*a^*b^*$ を測定することで、それ以降の色の変化を円柱供試体のみで確認できる可能性がある。また、材齢9か月時点では、屋外と屋内に暴露した積層体の $L^*a^*b^*$ 値の測定結果の差は極めて小さく、屋外に暴露された積層体においても円柱供試体による色の把握が可能と考えられる。

キーワード 3Dプリンティング・付加製造技術／カラーモルタル・コンクリート／顔料／色差

目 次

- | | |
|---------|-----------------|
| 1. はじめに | 4. 屋外暴露した顔料を用いた |
| 2. 実験概要 | 積層体との比較 |
| 3. 実験結果 | 5. まとめ |

A STUDY ON COLOR EVALUATION OF LAMINATED OBJECTS USING PIGMENTS IN 3D PRINTING FOR CONSTRUCTION

Yuki MIYAZAWA Hideyuki KAJITA
Kosuke MINAMI

Synopsis:

3D printing for construction is attracting attention as a means of increasing labor saving and automation, and allows flexible shapes and lamination marks to be incorporated into design. Adding pigments to materials can further improve the flexibility of design and application for molded objects. However, achieving the desired color in laminated objects requires considerable effort, such as test mixing, mockup creation, and color checking.

In this study, color measurements were conducted for up to 1.8 years indoors to clarify the relationship between color changes in pigmented laminated objects and easily handled cylindrical test pieces over time. The results suggest that by measuring the $\Delta L^*a^*b^*$ values of both at seven days, subsequent color changes can be monitored using only cylindrical test pieces. Furthermore, the color difference between laminated objects exposed outdoors and indoors for nine months was small, indicating that cylindrical test pieces can also be used to assess color changes in outdoor-exposed laminated objects.

* 1 本店 ICI テクノロジーセンター 建設材料グループ

1. はじめに

近年、海外のみならず本邦においても、建設分野における革新的な付加製造技術として、コンクリートやモルタルといったセメント系材料を用いた 3D プリンティング技術（以下、3DCP）が注目を集めている¹⁾。建設分野では、建設就労者が供給制約下で減少する中、生産性を維持・向上するため、建設工事の自動化・省人化に資する技術が強く求められる状況となっている。このような社会背景のもと、3DCP による施工は、従来の施工方法と比較して、PC 上で設計した 3D モデルから機械により直接構造物を出力することができ、省人化や無人化が可能となる。また、型枠不要の施工方法は、構造物として直線的な形状にとらわれることがなくなるため、意匠設計によるデザインの自由度向上や構造設計の合理化が期待される。さらに、一般的な 3DCP を用いた造形物は側面に積層痕が現れることから、この積層痕を内外装のデザインのひとつとして意図的に造形し、特徴的な仕上げとすることも試みられている²⁾。加えて、使用材料に着色用の顔料を組み合わせることでカラーコンクリート・モルタルとすることで、造形物のデザイン性や用途の幅が拡がり、よりデザインの自由度を向上させることが可能だと考えられる。

一方、積層痕を有する造形物（以下、積層体）に顔料を使用して、目標とする色調にするためには、事前の試験練りによる発色性の確認や、積層体表面の凹凸がある状態での色の測定のためのモックアップ作製、経時変化による色変化の確認など多くの労力を要することとなる。また、カラーコンクリートやモルタルの発色性に関する研究例³⁾はあるものの、3DCP 分野においては、材料特性や積層体の耐久性といった点に注目する研究⁴⁾

多く、3DCP の使用材料に顔料を用いたモルタルの発色性に関する報告は少ない。

著者らは既往の研究^{5),6)}において、3DCP を用いて作成した積層体と圧縮強度試験などで一般的に用いられる円柱供試体を日射や風雨の影響を受けない屋内環境に存置して材齢ごとに色を測定し、それぞれの色の経時変化の確認や、円柱供試体により積層体の色を推定する方法の検討などを実施してきた。本研究では、既往の研究⁶⁾からさらに材齢が経過した積層体と円柱供試体の色の経時変化やその色差を把握するため、材齢約 1.8 年まで色の測定を実施し、測定結果と積層体の色の管理方法について検討した。

さらに、屋外環境に暴露した積層体の色変化を把握するため、既往の研究⁵⁾で作製した積層体を屋外暴露し、色の測定を行った結果についても報告する。

2. 実験概要

本研究では、顔料の添加率や混合割合を変えたモルタルを用いた、凹凸面を有する積層体と平滑面を有する円柱供試体の材齢に伴う色の変化を含めて評価した。評価対象は、顔料未添加の灰色（ブレーン）、青色、緑色および青と緑の顔料を混合した青緑色とした。

2.1 使用材料および調査

使用材料を表-1 に示す。本試験では、既往の研究^{2),5),6)}で実績のある 3DCP 材料を改良し、発色性を高めたものを用いた。顔料は粉体系の 2 色を使用し、3DCP 材料を構成する結合材である白色ポルトランドセメント（WPC）に対して質量比で顔料添加率を設定し、外割で添加した。顔料の調査を表-2 に示す。練混ぜは 3DCP 材料および顔料を投入後 15 秒空練りし、練混ぜ水を投入した後、120 秒の本練りを行った。WPC に対する顔料添加率および混合割合は、単色で添加したフレッシュ状態のモルタルを目視で確認し、同程度の発色となるよう単色の添加率を青：8%、緑：5%とし、混合色である青緑は、青の混合割合を高めることで発色を調整した。

表-1 使用材料

材料	略称	備考
プレミックス材料	P	結合材種類： 白色ポルトランドセメント(WPC)
着色顔料	青	B 無機顔料, 密度:3.8g/cm ³
	緑	G 無機顔料, 密度:5.2g/cm ³
練混ぜ水	W	上水道水

表-2 顔料の調査

調査No.	調査記号	顔料添加率 (WPC×%)	顔料混合割合 (B:G)	目視による 発色
①	ブレーン	0	—	灰色
②	1%添(B:G=1:0)	1	1:0	青色
③	3%添(B:G=1:0)	3		
④	5%添(B:G=1:0)	5		
⑤	8%添(B:G=1:0)	8		
⑥	1%添(B:G=0:1)	1	0:1	緑色
⑦	3%添(B:G=0:1)	3		
⑧	5%添(B:G=0:1)	5		
⑨	3%添(B:G=2:1)	3	2:1	青緑色
⑩	5%添(B:G=2:1)	5		
⑪	8%添(B:G=2:1)	8		
⑫	8%添(B:G=3:1)	8	3:1	
⑬	8%添(B:G=4:1)	8	4:1	

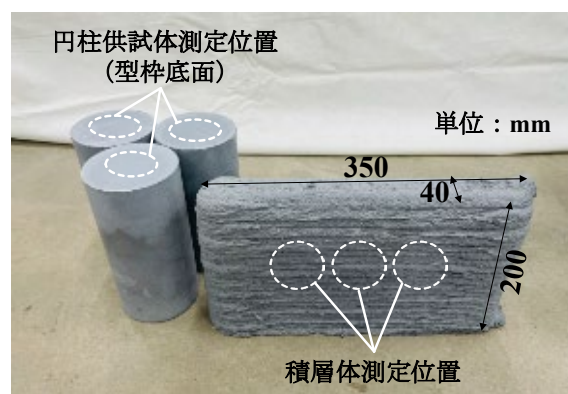


写真-1 作製した積層体および円柱供試体

2.2 試験体の作製

試験体は、各調合で積層体1体、円柱供試体（Φ100×200mm）3体を作製した。作製した積層体および円柱供試体を写真-1に示す。積層体の作製には著者らが開発したガントリー式3Dプリンタ²⁾を使用して造形した。円柱供試体はJIS A 1132（コンクリートの強度試験用供試体の作り方）に準拠して作製した。養生条件は、積層体は積層後翌日まで湿布養生とし、円柱供試体は翌日に脱型後、それぞれ20℃、60%RHの恒温恒湿環境下で気中養生とした。試験体の暴露環境として、材齢1～200日間は養生条件と同一の恒温恒湿環境のまま存置し、材齢201日以降は空調設備のない屋内環境に暴露した。

2.3 試験体の色彩の計測方法

本研究における色の評価は、JIS Z 8781-4（測色—第4部：CIE 1976 $L^*a^*b^*$ 色空間）に示される $L^*a^*b^*$ 色空間を用いることとした。測定には、色彩色差計（KONICA MINOLTA 製）を使用し、材齢1, 7, 28, 200, 400, 484, 546, 600および645日（約1.8年）における L^* 、 a^* および b^* を測定した。測定環境は20℃、60%RHの恒温恒湿環境下とし、材齢400日以降の測定についても少なくとも測定2日前に試験体を恒温恒湿室環境に移動してから測定を実施した。測定の様子を写真-2に、使用した色彩色差計の主な測定条件を表-3に示す。測定ヘッドは、比較的広い測定面積を平均して測定する場合に有効なΦ50mmの遮光筒を使用した。採用した理由は、本研究の積層体が積層痕を有し、その一部を特定して測定することが難しいためである。測定は写真-1に示す位置で行い、積層体は3箇所を1回ずつ計3回の測定とし、円柱供試体は型枠底面を1回ずつ計3体の測定結果の平均とした。

3. 実験結果

$L^*a^*b^*$ 色空間の立体イメージ⁷⁾を図-1に、 $L^*a^*b^*$ 色空間の値の表す意味を表-4に示す。 $L^*a^*b^*$ 色空間では、明度を L^* 、色彩と色相を示す色度を a^*b^* で表している。また、本研究では基準として積層体の $L^*a^*b^*$ 値から円柱供試体の値を差し引いた値を、それぞれ ΔL^* 、 Δa^* 、 Δb^* （以下、 $\Delta L^*a^*b^*$ ）とし、各値の正負の表す意味を表-5に示す。

ここで、色差を評価するうえで、各 $L^*a^*b^*$ 値はどの程度の差があると異なる色として認識できるか、事前の色見本および試験練り時の工学者判断を踏まえて定義した。すべての指標において、色差の絶対値が3.0未満の値は、差や変化がほとんどないとして評価した。

3.1 測色結果および材齢の影響

積層体および円柱供試体の $L^*a^*b^*$ 値の測定結果を図-2に示す。凡例では、積層体の結果を「調査記号_積」、円柱供試体の結果を「調査記号_円」とした。積層体および

円柱供試体の $L^*a^*b^*$ 値の差 $\Delta L^*a^*b^*$ の結果を表-6に、材齢7日の $\Delta L^*a^*b^*_7d$ を基点とした各材齢（T日）の $\Delta L^*a^*b^*_Td$ の差を図-3に示す。

(1) L^* （明度）について

図-2（上段）より、 L^* は、すべての水準で35～60の範囲となり、明るさが中間付近を示す結果となった。また、積層体（実線）の方が円柱供試体（破線）より値が小さい結果となった。これは、色自体が円柱供試体の方が明るいことが一因だと考えられる。また、測色において、円柱供試体の測定面は平滑であることに対し、積層体の測定面は3DCPの特徴である積層痕による凹凸が存在し、測定面と押し当てた遮光筒との間にわずかに隙間ができてしまった。これにより、外部からの光の入り込みや、外部への反射光の漏れが、積層体の測定結果に影響を与えた要因の一つではないかと考えられる。材齢546～600日にかけて L^* が減少する傾向がみられた。今回、測定材



写真-2 色測定の様子

表-3 色彩色差計の主な仕様

照明・受光工学系	大面積拡散照明 垂直受光方式
測定用光源	パルスキセノンランプ
測定径	Φ50mm
観察条件	CIE2°視野等色閑 数近似： (x2λ, yλ, zλ)
観察光源	D65

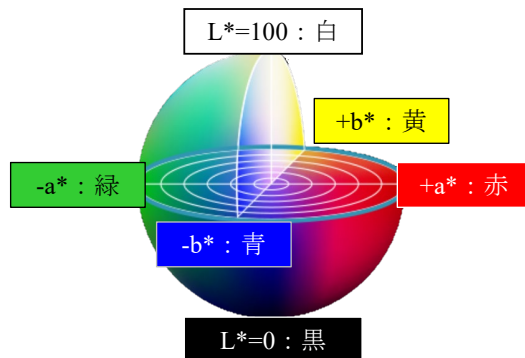


図-1 $L^*a^*b^*$ 色空間の立体イメージ

表-4 $L^*a^*b^*$ 色空間の値の表す意味

記号	属性	$L^*a^*b^*$ 値の表す意味	
L^*	明度	0：暗い(黒)	100：明るい(白)
a^*	色度	負の値：緑寄り	正の値：赤寄り
b^*		負の値：青寄り	正の値：黄寄り

表-5 $\Delta L^*a^*b^*$ における正負の表す意味

$L^*_n - L^*_m$	正の値	負の値
ΔL^*_{n-m}	積層体の方が明るい	積層体の方が暗い
Δa^*_{n-m}	積層体の方が赤寄り	積層体の方が緑寄り
Δb^*_{n-m}	積層体の方が黄寄り	積層体の方が青寄り

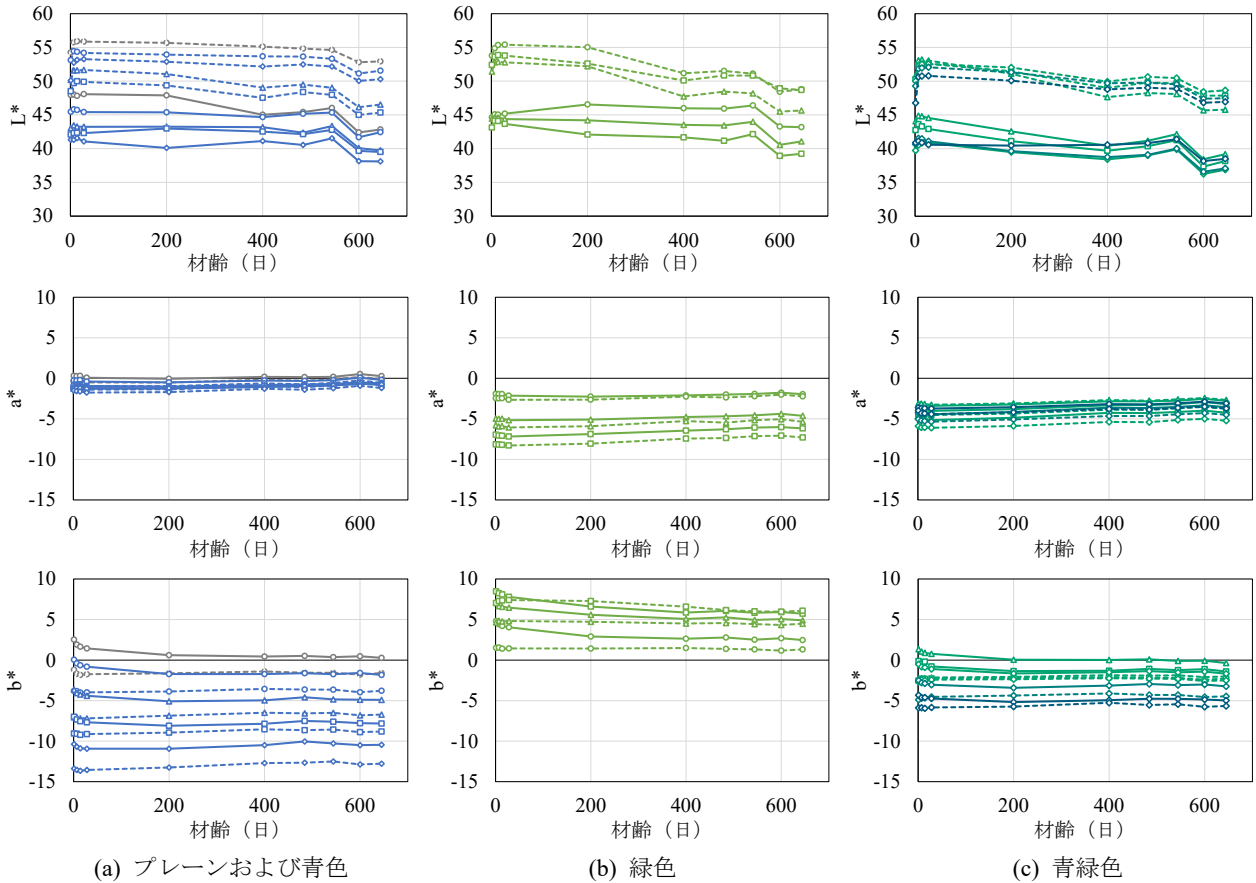
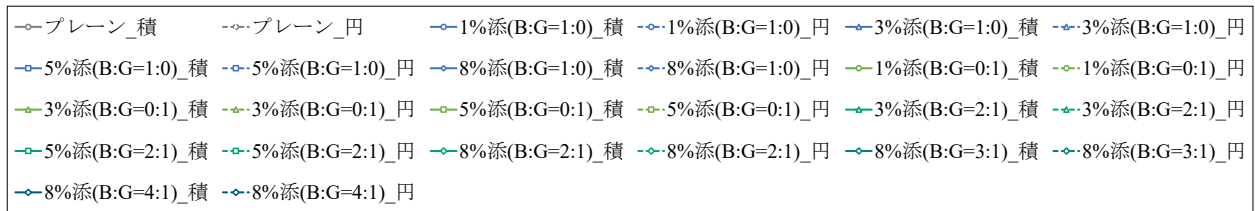


図-2 積層体および円柱供試体の $L^*a^*b^*$ 値

齢 200 日以降は空調設備のない屋内環境に暴露しており、屋内環境の湿度や 20℃, 60%RH 環境へ移動してから測定するまでの期間が L^* の測定結果に影響を及ぼしたと考えられる。既往の研究⁸⁾においても、吸湿過程における相対湿度が 85～100%、放湿過程における相対湿度が 55～100% の範囲において、相対湿度が大きくなるほど L^* の値が小さくなる傾向が大きいことが示されている。

図-2 (上段) より、材齢の影響として、積層体および円柱供試体において、(a) プレーンおよび青色の調合における L^* は、材齢 546 日までは大きい変化はみられなかった。(b) 緑色および (c) 青緑色の調合における L^* は、1% 添 (B:G=0:1) 積を除いた積層体および円柱供試体において材齢 7 日まででわずかに上昇し、7 日以降は 400 日まで減少する傾向であった。

図-2 (上段) および表-6 より、 ΔL^* は、材齢 1～7 日にかけてすべての調合で減少し、7 日以降はプレーンおよび 1% 添 (B:G=1:0) でわずかに減少、それ以外の調合でわずかに増加する傾向であり、400 日以降はすべての調合で大きな変化がない結果となった。図-3 に示す材齢 7 日の Δ

L^*_7d を起点とした各材齢の ΔL^*_Td との差は、緑の顔料を用いた 1% 添 (B:G=0:1) および 3% 添 (B:G=0:1) を除き、その差は 3.0 未満となった。したがって、積層体と円柱供試体の L^* に値の差はあるが、その差の増減傾向は材齢 7 日以降はほぼ同程度であった。

(2) a^* (緑赤の色度) について

図-2 (中段) より、 a^* は、緑の顔料を用いた緑色および青緑色の調合において、積層体 (実線) および円柱供試体 (破線) とともに、緑寄りを表す負の方向の結果となった。また、積層体より円柱供試体の値がわずかに小さく、緑寄りであった。(a) プレーンおよび青色の調合においては、積層体および円柱供試体ともに 0 付近であり、赤緑の要素がほとんどない結果となった。

材齢の影響として、積層体および円柱供試体において、すべての調合で a^* は材齢 1 日から値に大きな変化はなかった。

Δa^* は、すべての調合で 1.2 以下 (表-6 参照) であり、図-3 に示す材齢 7 日の Δa^*_7d を起点とした各材齢の Δ

表-6 積層体および円柱供試体の $L^*a^*b^*$ 値の差 $\Delta L^*a^*b^*$

色差	材齢 (日)	調合記号												
		プレーン	1%添 (B:G=1:0)	3%添 (B:G=1:0)	5%添 (B:G=1:0)	8%添 (B:G=1:0)	1%添 (B:G=0:1)	3%添 (B:G=0:1)	5%添 (B:G=0:1)	3%添 (B:G=2:1)	5%添 (B:G=2:1)	8%添 (B:G=2:1)	8%添 (B:G=3:1)	8%添 (B:G=4:1)
ΔL*	1	-6.31	-7.65	-7.15	-6.43	-8.79	-9.15	-6.96	-9.28	-6.75	-7.54	-10.30	-8.64	-5.90
	7	-7.77	-8.62	-8.15	-7.41	-11.44	-9.79	-8.19	-9.50	-8.21	-8.66	-11.72	-10.32	-9.51
	14	-8.09	-8.63	-8.33	-7.66	-11.61	-10.32	-8.25	-9.79	-8.40	-9.27	-11.62	-10.49	-9.88
	28	-7.78	-8.77	-8.44	-7.59	-12.20	-10.22	-8.41	-10.10	-8.51	-9.66	-11.69	-10.96	-10.21
	200	-7.79	-8.54	-7.82	-6.37	-12.77	-8.47	-8.01	-10.52	-8.53	-10.35	-12.54	-11.67	-9.63
	400	-10.09	-9.01	-5.86	-5.01	-11.04	-5.18	-4.19	-8.43	-7.23	-9.31	-11.50	-10.93	-8.22
	484	-9.41	-8.47	-7.13	-6.24	-11.93	-5.59	-5.03	-9.68	-7.06	-9.44	-11.63	-10.67	-8.19
	546	-8.59	-7.97	-5.68	-5.19	-10.66	-4.72	-4.20	-8.67	-5.96	-8.41	-10.56	-9.53	-7.47
	600	-10.41	-9.44	-6.06	-5.33	-11.90	-5.15	-4.94	-10.00	-7.24	-10.51	-12.16	-10.82	-8.64
	645	-10.12	-9.12	-6.80	-5.84	-12.19	-5.60	-4.58	-9.46	-6.59	-9.69	-11.74	-10.41	-8.44
Δa*	1	0.70	0.55	0.35	0.16	0.25	0.54	0.82	1.20	-0.05	0.58	0.96	0.80	0.38
	7	0.60	0.51	0.37	0.16	0.38	0.51	0.95	1.13	-0.11	0.48	1.04	0.84	0.61
	14	0.60	0.53	0.35	0.15	0.40	0.52	0.90	1.12	-0.07	0.51	0.98	0.87	0.64
	28	0.57	0.55	0.37	0.19	0.46	0.53	0.89	1.11	-0.14	0.51	0.96	0.91	0.69
	200	0.46	0.47	0.31	0.10	0.47	0.38	0.81	1.18	-0.15	0.54	1.02	0.93	0.63
	400	0.36	0.35	0.07	-0.11	0.23	0.16	0.51	0.99	-0.15	0.53	1.12	1.02	0.59
	484	0.45	0.42	0.26	0.17	0.45	0.36	0.79	1.08	-0.07	0.60	1.11	0.98	0.64
	546	0.31	0.32	0.10	0.01	0.37	0.29	0.61	1.06	-0.17	0.51	0.98	0.90	0.58
	600	0.34	0.33	0.01	-0.12	0.26	0.23	0.67	1.05	-0.10	0.61	1.02	0.95	0.63
	645	0.38	0.36	0.15	0.05	0.44	0.29	0.75	1.11	-0.12	0.57	0.98	0.94	0.63
Δb*	1	3.72	3.85	3.42	2.06	3.01	3.31	2.40	1.44	3.65	2.41	2.18	2.39	1.56
	7	3.59	3.43	3.01	1.75	2.85	2.87	1.83	0.97	3.26	1.86	1.59	1.93	1.26
	14	3.48	3.36	2.93	1.69	2.78	2.80	1.81	0.75	3.12	2.14	1.60	1.78	1.33
	28	3.17	3.15	2.78	1.45	2.62	2.61	1.64	0.39	2.93	1.49	1.30	1.50	1.10
	200	2.23	2.15	1.77	0.85	2.31	1.48	0.86	-0.67	2.12	0.83	0.71	0.95	0.56
	400	1.85	1.84	1.53	0.68	2.21	1.16	0.56	-0.72	1.87	0.80	0.75	0.97	0.32
	484	2.07	2.01	1.98	1.13	2.62	1.40	0.70	-0.08	2.02	1.08	0.91	1.34	0.77
	546	1.93	1.91	1.67	0.97	2.23	1.20	0.51	-0.18	1.77	0.97	0.81	1.21	0.66
	600	2.26	2.39	1.93	1.11	2.38	1.53	0.73	-0.04	2.03	1.31	1.17	1.55	0.91
	645	1.87	1.96	1.81	0.98	2.34	1.15	0.42	-0.36	1.65	0.89	0.82	1.22	0.68

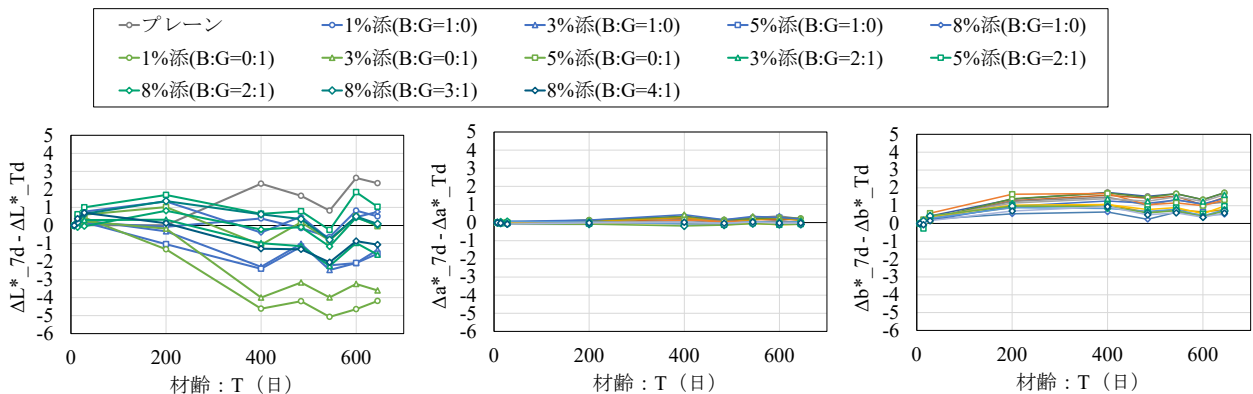


図-3 $\Delta L^*a^*b^*_{7d}$ を基点とした $\Delta L^*a^*b^*_{Td}$ の差

a^*_{Td} との差についてもほぼ 0 で変化がなかった。したがって、積層体と円柱供試体における a^* の差はほとんどなく、経時変化によっても Δa^* はほとんど変化しなかった。

(3) b^* (青黄の色素) について

図-2 (下段) より、 b^* は、青の顔料を用いた青色および青緑色の調合において、積層体 (実線) および円柱供試体 (破線) とともに、青寄りを表す負の方向の結果となった。プレーンにおいては 0 付近、緑の顔料を用いた緑色においては黄寄りを表す正の方向を示す結果となった。既往の研究³⁾においても、緑の顔料を用いたモルタルは黄寄りを示している。また、5%添(B:G=0:1)の材齢 200 日以降を除いて、積層体より円柱供試体の b^* が小さく、青寄りであった。

材齢の影響として、すべての調合において、円柱供試体の b^* にほとんど変化はなく、積層体の b^* は、材齢 200 日までは経時に伴ってわずかに減少し、それ以降はほと

んど変化がない傾向となった。

図-2 (下段) および表-6 より、 Δb^* は、顔料の違いによる明確な差はなかったが、プレーンおよび顔料添加率の小さい 1, 3% 添加の調合においてわずかに大きい傾向がみられた。また、材齢 200 日まで減少傾向となり、それ以降ほとんど変化はなかった。図-3 に示す材齢 7 日の Δb^*_{7d} を起点とした各材齢の Δb^*_{Td} との差は、すべての調合で 2.0 以下となった。したがって、積層体と円柱供試体における b^* の差の増減傾向は材齢 7 日以降ほぼ同程度であった。

3.2 顔料を用いた積層体における色の管理方法に関する検討

3.1 節より、積層体と円柱供試体において、 a^* の差はほとんどなく、 L^* と b^* は差があるものの、材齢 7 日以降の挙動は積層体および円柱供試体でほぼ同様であることがわかった。したがって、本研究の条件において、顔料を



写真-3 顔料を用いたグラデーションを有する 3DCP 壁



写真-4 材齢 9 か月が経過した 3DCP 壁の近影

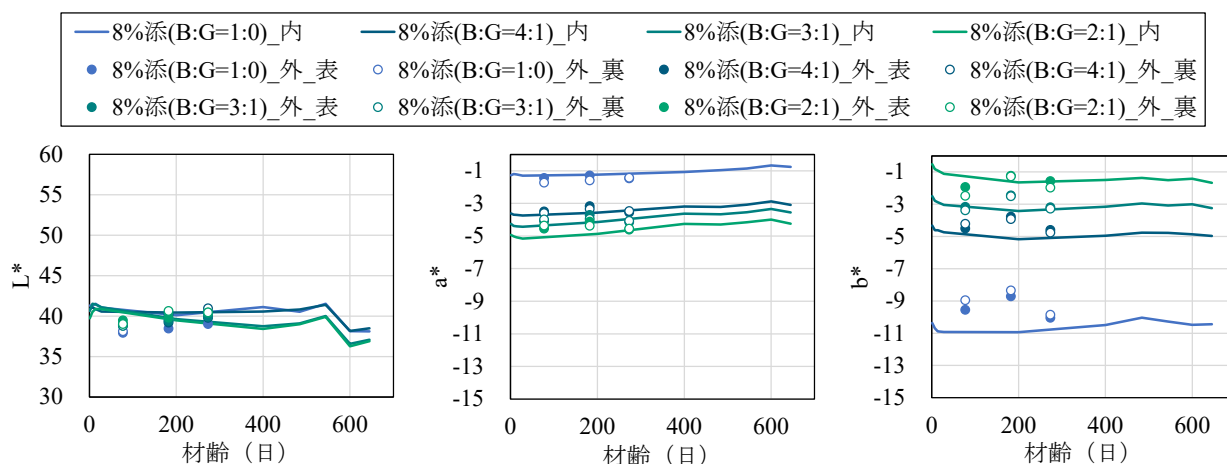


図-4 屋内と屋外それぞれに暴露した積層体における $L^*a^*b^*$ 値の比較

用いた積層体の色やその変化は、材齢7日時点の積層体と円柱供試体の $\Delta L^*a^*b^*$ を測定することで、それ以降は保管や測定が容易な円柱供試体のみで色の把握ができる可能性があることがわかった。また、より精度よく色の変化を把握することが求められる場合は、材齢200日まで積層体と円柱供試体の $\Delta L^*a^*b^*$ を確認しておく必要がある。

ただし、明度 L^* においては、前述した通り、測定結果に湿度や含水比が影響を及ぼすため、積層体および円柱供試体が暴露される環境条件に注意する必要がある。

ここで、円柱供試体による積層体の色の把握ができる可能性があることはわかったものの、円柱供試体を保管や測定する手間は残ってしまう。理想的な管理方法としては、顔料を使用した積層体の将来的な色を、例えば材齢28日の円柱供試体の色から推定できることである。そうすることで、積層体のモックアップ作製手間や、円柱供試体の保管および色測定も省くことができ、積層体に顔料を使用する際に必要な労力を少なくできると考えられる。今後も、屋内暴露した試験体の色測定を継続し、経時変化の傾向を把握することで、円柱供試体から積層体の色を推定する方法を検討していく。

4. 屋外暴露した顔料を用いた積層体との比較

2, 3 章では、日射や風雨、粉塵などの屋外環境条件を

排して実験を行ったが、実際に屋外環境に暴露した積層体の色変化を把握するために、青および緑の顔料を用いたグラデーションを持つ積層体を組み合わせた 3DCP 壁「WAV3D[®]」^{5),9)} を作製した。屋外に設置した 3DCP 壁を写真-3 に示す。本積層体は、顔料添加率を一律で 8% とし、青緑の顔料を $B:G=1:0 \sim 1:2$ の混合割合の範囲で設定した。屋外への設置は作製から 2.5 か月経過した時点で行った。色の測定は 2.3 節と同様に $L^*a^*b^*$ 色空間を用いて、設置場所にて材齢 2.5, 6 および 9 か月に晴れまたは曇りの日に測定を実施した。測定は、写真-3 に写っている面を表面（西面）、反対側を裏面（東面）とし、各積層体の面で 6 箇所を 1 回ずつ計 6 回の測定結果の平均とした。

屋内および屋外において共通の調査となる 8% 添 ($B:G=1:0$)、8% 添 ($B:G=4:1$)、8% 添 ($B:G=3:1$)、8% 添 ($B:G=2:1$) の 4 調査において、3 章で示した積層体（屋内暴露積層体）の測定結果を「調査記号_内」、3DCP 壁に用いた屋外暴露積層体を「調査記号_外_表または裏」とし、それぞれを比較した結果を図-4 に示す。各調査における $L^*a^*b^*$ 値の経時変化は 3 未満であった。屋内暴露積層体との差においても、8% 添 ($B:G=1:0$) の b^* で差が認められるが、すべての調査で 3 未満となりほぼ同様の $L^*a^*b^*$ 値を示す結果となった。 L^* においては、屋外暴露積層体は屋内暴露積層体と比較してわずかに増加する傾向となった。こ

れは、写真-4 に示す材齢 9 か月の測定時の 3DCP 壁の近影からもわかる通り、表面にわずかに白華が発生していることが原因だと考えられる。

材齢 9 か月時点では、屋内と屋外環境による $L^*a^*b^*$ 値の差はほとんど確認されなかったが、屋外環境においては白華の進行や日射による劣化、粉塵などの付着などによる色の変化が考えられるため、引き続き色の測定を継続し、屋外暴露した試験体の経過を確認していく予定である。

5. まとめ

3DCP において、顔料を添加した材料で作製した積層体を、日射や風雨の影響を受けない屋内環境で材齢ごとに色を材齢約 1.8 年まで測定し、それぞれの色の経時変化の確認や、円柱供試体による積層体の色の把握や管理方法について検討した。また、屋外環境に暴露した積層体との比較を実施し、それぞれの $L^*a^*b^*$ 値の差や色の変化を確認した。この結果、以下の知見を得た。

- (1) 明度を表す L^* は、円柱供試体より積層体の値が小さく、暗いことを示した。1%添(B:G=0:1) および 3%添(B:G=0:1)を除き、積層体と円柱供試体の L^* に値の差はあるが、その差の増減傾向は材齢 7 日以降ほぼ同程度であった。
- (2) L^* において、材齢 546~600 日にかけてすべての割合で 2~3 程度減少する傾向がみられ、これは存置環境の相対湿度や、測定前に異なる相対湿度の測定環境に試験体を移動するタイミングが測定結果に影響を及ぼしている。
- (3) 色度を表す a^*b^* において、 a^* は、積層体と円柱供試体に大きな差はなく、材齢による変化も非常に小さい。 b^* は、積層体において材齢 200 日までは材齢の経過に伴ってわずかに減少する傾向がみられ、円柱供試体は材齢による変化はほとんどなかった。積層体と円柱供試体における b^* の差の増減傾向は材齢 7 日以降ほぼ同程度であった。
- (4) 顔料を用いた積層体の色やその変化は、材齢 7 日時点の積層体および円柱供試体の $\Delta L^*a^*b^*$ を把握しておく必要はあるが、それ以降は保管や測定が容易な円柱供試体のみで色の把握ができる可能性がある。また、より精度よく色を把握することが求められる場合は材齢 200 日以降が望ましい。

- (5) 屋外環境に暴露した積層体は、材齢 9 か月時点では、屋内との $L^*a^*b^*$ 値の差はほとんどなかったが、明度に関しては、白華による L^* の増加傾向が認められた。

参考文献

- 1) 3D プリンティング技術の土木構造への適用に関する研究小委員会(364 委員会)成果報告書、土木学会、コンクリート技術シリーズ、序、I-1、II-1-9、2023.10
- 2) 宮澤友基、梶田秀幸：建設用 3D プリンティング材料における仕上げ材としての可能性に関する一考察、2022 年日本建築仕上学会大会研究発表論文集、pp.95-98、2022.10
- 3) 陣内浩、小山善行：顔料を用いた水結合材比の異なるモルタルに関する基礎的研究、日本建築学会構造系論文集 第 84 巻 第 765 号、pp.1367-1375、2019.11
- 4) 李晨、寺西浩司、丛启宾、梶田秀幸：積層条件が 3D プリントされたモルタル積層体の層間付着強度および耐久性に及ぼす影響、日本コンクリート工学年次論文集、Vol.46、No.1、pp.2065-2070、2024.6
- 5) 宮澤友基、梶田秀幸、南浩輔：建設用 3D プリンティング材料における着色顔料を用いた積層体の色調評価に関する検討、2024 年日本建築仕上学会大会研究発表論文集、pp.105-108、2024.10
- 6) 宮澤友基、梶田秀幸、南浩輔：建設用 3D プリンティングにおける顔料を用いた積層体の色推定に関する研究、2025 年日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)、pp.1553-1554、2025.9
- 7) コニカミノルタ株式会社：「色色雑学」、コニカミノルタ株式会社ホームページ(2025.8 取得、<https://www.konicaminolta.jp/instruments/knowledge/color/section2/2-02/>)
- 8) 劉靈芝、菅野拓、塚越雅幸、田中亨二：セメントペーストの表面明度に及ぼす水分環境変化の影響、日本建築学会構造系論文集 第 75 巻 第 655 号、pp.1595-1600、2010.9
- 9) 前田建設工業株式会社：ニュースリリース、3D プリンティングを用いた建設部材構築技術「WAV3D」の開発・国内初適用、2024.10(2025.8 取得、<https://www.maeda.co.jp/news/2024/10/16/5544.html>)

環境配慮型コンクリートの暑中環境下での 高速道路構造物への適用事例

今 井 嵩 弓^{*1} 針 貝 貴 浩^{*2}白 根 勇 二^{*1} 小 西 兼 治^{*3}平 野 貴 也^{*3} 島 田 敏 英^{*4}

要 旨

2050年のカーボンニュートラルの実現に向けて、国内では環境負荷低減に関する取組みが加速している。著者らは、建設工事のCO₂排出量削減に貢献するため、高速道路のコンクリート製防護柵に環境配慮型コンクリートを適用した。適用にあたっては、結合材の貯蔵設備の制約により製造工場が限定されること、粉体量の増加に伴いコンクリートの粘性が高くなること、経時的な流動性の低下が大きくなる場合があり、特に暑中環境下ではその傾向が顕著になることが懸念された。

そこで、製造可能な工場を選定し、各結合材をプレミックスすることとした。また、運搬時間や暑中環境下におけるフレッシュ性状の変化を考慮して目標スランプを見直すとともに、流動性の保持性が高い化学混和剤を選定した。この結果、良好な施工を実現し、施工後1年の表層品質に問題は無く、有害なひび割れが無いことを確認した。さらに、本施工をモデルにCO₂総排出量を算出し、材料の調達から施工を考慮しても、適用した環境配慮型コンクリートがCO₂排出量削減に対して有効であることを示した。

キーワード カーボンニュートラル／CO₂排出量削減／環境配慮型コンクリート／低炭素型／高炉スラグ微粉末／フライアッシュ／暑中／プレミックス

目 次

- | | |
|----------------------|-------------------|
| 1. はじめに | 4. 各課題への対策 |
| 2. 環境配慮型コンクリートの適用の概要 | 5. 環境配慮型コンクリートの施工 |
| 3. 実構造物への適用に対する課題の整理 | 6. まとめ |

STUDY ON APPLICATION OF ENVIROMENT FRIENDLY CONCRETE IN HOT WEATHER

Takayumi IMAI
Yuji SHIRANE
Takaya HIRANO

Takahiro HARIGAI
Kenji KONISHI
Toshihide SHIMADA

Synopsis:

The purpose of this study is to construct concrete fence using environment friendly concrete in hot weather. When applying environmentally friendly concrete, one issue is that the number of manufacturing plants is limited due to constraints on binder storage facilities. In addition, fluidity of environment friendly concrete can decrease over time because it has a high viscosity, there are concerns that this decrease in concrete fluidity will be particularly noticeable in hot weather.

To address these issues, the authors premixed the binder to make it easier to select manufacturing plant. In addition, taking into account the decrease in fluidity due to transportation time and hot weather, the target slump was reviewed and a chemical admixture with high fluidity retention properties was selected. As a result, the workability and quality of the surface layer after construction was good.

* 1 本店 ICI テクノロジーセンター 施工革新グループ

* 2 本店 土木設計部 構造設計グループ

* 3 北陸支店 今庄・武生高架橋（その2）作業所

* 4 中日本高速道路(株) 金沢支社福井保全・サービスセンター

1. はじめに

2020 年 10 月に日本政府が 2050 年までにカーボンニュートラルの実現を目指すことを宣言¹⁾して以降、国内ではカーボンニュートラルに向けた様々な取組みが加速している。建設部門における CO₂ 排出量は、建設機械から直接排出される CO₂ だけでなく、コンクリートや鉄筋などの建設資材の製造や運搬の過程から間接的に排出される CO₂ が含まれ、全産業の約 1 割を占める²⁾ため、CO₂ 総排出量の削減に向けた具体的な取組みが期待されている。

コンクリートの分野では、原料の焼成により多くの CO₂ を排出するセメントを産業副産物である高炉スラグ微粉末やフライアッシュなどの混和材に置換した低炭素型のコンクリートが開発されてきた。例えば、土木研究所からは、鉄筋コンクリートおよび無筋コンクリートでは高炉スラグ微粉末やフライアッシュ等を含めた混和材の置換率を高炉セメント C 種の上限値以上（70%以上）とすることによって、材料製造時の CO₂ 排出量の大幅な削減を可能とした結合材を「低炭素型セメント結合材」と整理し（図-1.1 参照）、低炭素型セメント結合材を使用したコンクリートの実用化を目的として、品質評価方法や設計施工法を示したガイドラインを公表した³⁾。

また、NEXCO 中日本では、「環境配慮型コンクリート設計・施工管理要領（低炭素型コンクリート編）」（以下、NEXCO 指針という）を制定した⁴⁾。NEXCO 指針では、セメントの大半またはすべてを混和材に置換した環境配慮型コンクリートを「低炭素型」に分類し、普通ポルトランドセメントを使用したコンクリートに比べ CO₂ 排出量削減率が 40%以上のものを対象としている。

このような背景の下、著者らは北陸自動車道の床版取替工事において、導入推進を目的に NEXCO 指針に従いコンクリート製防護柵に低炭素型の環境配慮型コンクリートを適用することとした。施工時期は 2024 年 7 月の暑期中で、場所打ちコンクリートとして施工した。

本稿では、暑中環境下での環境配慮型コンクリートの高速道路構造物への適用事例を報告するとともに、適用にあたっての課題と対策、工事における CO₂ 排出量削減効果について報告する。

2. 環境配慮型コンクリートの適用の概要

2.1 環境配慮型コンクリートの特性

コンクリート製防護柵には、既往の研究⁵⁾において前田建設工業らが開発した「スーパーグリーンコンクリート」（以下、SG コンクリートという）を使用した。図-2.1 に SG コンクリートの概念図を示す。SG コンクリートは、結合材に占めるポルトランドセメントの割合を JIS R 5211 に規定される高炉セメント C 種よりも小さい下限値 30% より下回るものとしており、材料由来の CO₂ 排出量の大幅な削減を可能としている。SG コンクリートは水和発熱量が小さいため、温度ひび割れ低減効果が高く、マスコ

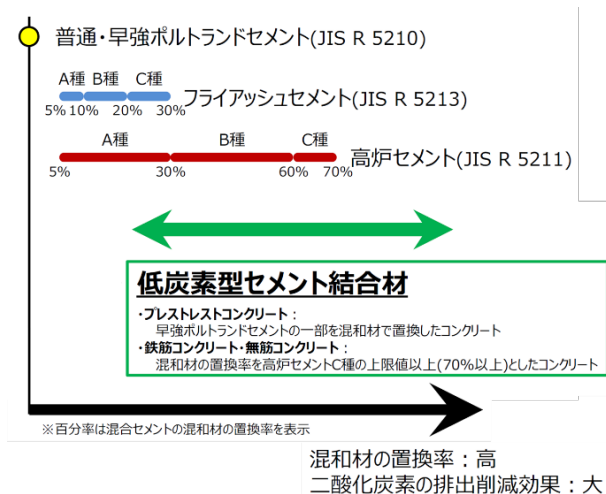


図-1.1 低炭素型セメント結合材の位置付け¹⁾

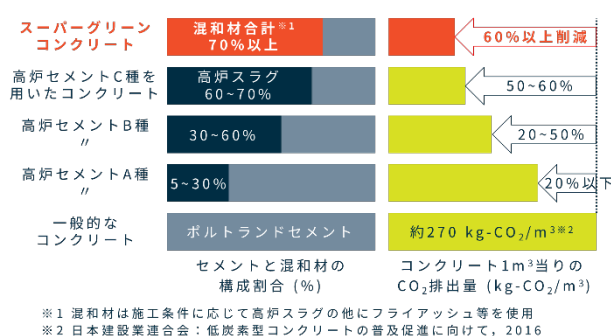


図-2.1 SG コンクリートの概念図

ンクリートへの使用にも適している。加えて、普通ポルトランドセメントを使用した一般的なコンクリートと比べてアルカリシリカ反応や塩化物イオンの浸透に対する抑制効果を有する。一方、コンクリート中のアルカリ量が少ないため、中性化に対する抵抗性は同程度の水結合材比の一般的なコンクリートと比較して劣る傾向にある。

本検討で対象とした工事で適用した環境配慮型コンクリートは、工事現場から比較的近い位置に高炉スラグ微粉末 4000 およびフライアッシュ II 種の製造工場があったことから、結合材の一部にそれらを使用した 3 成分系とした。セメントには早強ポルトランドセメントを使用し、その割合は結合材全体の 25% とした。

2.2 環境配慮型コンクリートの適用工事

表-2.1 に、環境配慮型コンクリートの適用工事の概要を示す。本検討で対象とした工事は、高速道路の床版取替工事であり、環境配慮型コンクリートは本工事のうち阿久和川橋のコンクリート製防護柵に適用した。

図-2.2 に、阿久和川橋の標準断面図を示す。コンクリート製防護柵は長さ 25m の壁部材で、中央分離帯側と側道側の 2 か所あり、コンクリート総量は 19.2m³であった。阿久和川橋は、冬季に凍結防止剤を散布するため、従来のコンクリートを使用した詳細設計においてエポキシ樹

脂塗装鉄筋を使用することとなっていた。環境配慮型コンクリートを適用するにあたり、凍結防止剤による鋼材腐食に対する照査を行ったところ、普通鉄筋では照査を満足しないことが明らかとなり、当初設計と同様にエポキシ樹脂塗装鉄筋を使用することとした。

3. 実構造物への適用に対する課題の整理

3.1 製造における課題

環境配慮型コンクリートでは、結合材にレディーミクストコンクリート工場が日常の製造で使用していない混和材を用いる場合が多くある。また、コンクリート1m³あたりの各結合材の使用量が計量器の精度に対して少なく、計量誤差を生じる場合もあり、製造設備の制約を受けることが懸念される。そのため、製造工場の選定が重要で、混和材を貯蔵するサイロの確保と計量精度の確保が課題として挙げられた。

3.2 施工における課題

環境配慮型コンクリートの施工にあたっては、コンクリート製防護柵に充填不良やコールドジョイントが生じないように、施工性を確保することが重要であった。環境配慮型コンクリートのように混和材を大量に使用したコンクリートは、一般的なコンクリートと比較して所要の強度を得るための水結合材比が小さくなるため、フレッシュコンクリートの粘性が高くなる傾向があり⁴⁾、型枠への充填性の低下が懸念された。また、コンクリート製防護柵の施工時期が7月の暑中期であったため、当日の天候によっては気温の上昇によるスランプの低下が想定以上に大きくなることが懸念された。

4. 各課題への対策

4.1 製造の課題への対策

本工事の近隣では、結合材を貯蔵できる空きサイロを保有したレディーミクストコンクリート工場を選定することができなかった。そのため、約30km離れたプレキャストコンクリート製品工場で環境配慮型コンクリートを製造し、現場まで運搬することとした。ただし、同工場は空きサイロを保有していたものの、指定する3種類の結合材の全てを保有することが困難であったため、各結合材をプレミックス材として使用することとした。

プレミックス材の製造は、特殊セメントの製造を行っているプレミックス材製造工場で行った。図-4.1に、プレミックス材の製造プロセスを示す。製造方法はバッチ生産方式で高速せん断ミキサを使用し、1バッチあたりの製造数量を2,000kgとして、合計7バッチを連続で製造した。製造されたプレミックス材は、バッチ毎にフレコンパックに梱包した後セメントバラ車に積み替えコンクリートの製造工場へ納入した。表-4.1に、プレミックス材の品質管理項目を示す。プレミックス材の品質管理はJIS

表-2.1 環境配慮型コンクリート適用部材の概要

項目	内容
工事名称	北陸自動車道（特定更新等） 今庄IC～武生IC 間床版取替工事 （その2）
施工対象	阿久和川橋（上り線） 橋長：25.0m
適用部材	コンクリート製防護柵 数量：19.2 m ³
設計基準強度	30 N/mm ²
施工時期	2024年7月
施工方法	場所打ちコンクリート （コンクリートポンプ車）
コンクリート種類	環境配慮型コンクリート 結合材：3成分 ・早強ポルトランドセメント ・高炉スラグ微粉末 4000 ・フライアッシュⅡ種

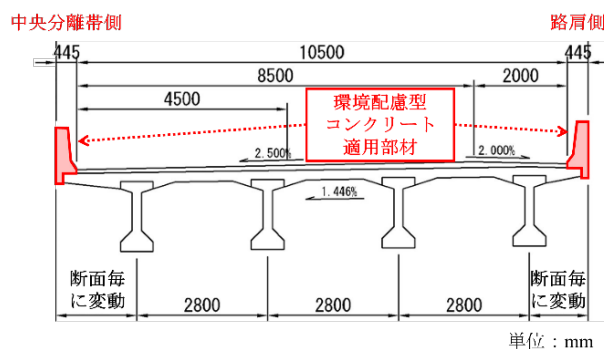


図-2.2 阿久和川橋の標準断面図

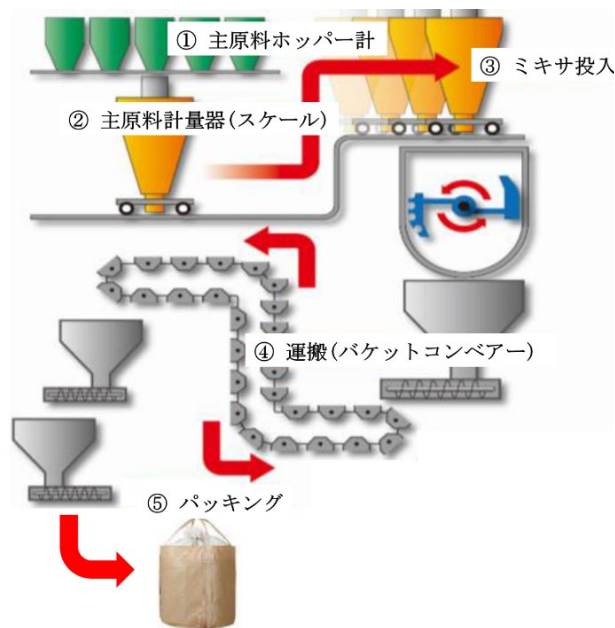


図-4.1 プレミックス材の製造プロセス

R5210に規定されるセメントの品質規格を参考にセメント圧縮強さ、凝結時間および密度について実施した。

表-4.2 に、プレミックス材製造時のバッチ間の品質変動を示す。圧縮強さの変動係数は 2.7~3.6%，凝結時間の変動係数は 3.5~5.6%であり、いずれも品質変動は小さいといえる。図-4.2 に、プレミックス材の圧縮強さの試験結果を示す。図-4.3 に、凝結時間の試験結果を示す。各図中の個別計量の試験結果は、プレミックスせずに各結合材を個別に計量して練り混ぜた試料のものである。図-4.2および図-4.3より、プレミックス材の圧縮強さおよび凝結時間は、バッチ間の差はほとんどなく、個別計量の試料の結果と比較しても差は認められない。したがって、今回適用したプレミックス材の製造方法は、妥当な製造方法と判断した。なお、図-4.2 および図-4.3 の破線は、適用したプレミックス材と混和材置換率が近い高炉セメント C 種の JIS 規格値を参考までに示している。プレミックス材の圧縮強さおよび凝結時間は、高炉セメント C 種の JIS 規格値の範囲内で、比較的似た傾向であった。

4.2 施工の課題への対策

表-4.3 に、当初計画されていたコンクリートと環境配慮型コンクリートの仕様を示す。前述のとおり、環境配慮型コンクリートは粘性が高くなる傾向にあること、暑中環境下においてスランプの低下が顕著になる可能性があったことから、当初計画では荷卸し時のスランプの目標値は $12 \pm 2.5\text{cm}$ であったが、 $18 \pm 2.5\text{cm}$ に変更した。また、運搬時間や暑中環境下の施工となることを考慮し、流動性の保持性が高い高性能 AE 減水剤を選定することとした。さらに、施工当日の天候によっては、大幅な気温上昇により想定外のスランプ低下が懸念されたことから、練混ぜ時の計量値の確認とフレッシュ性状の確認を行うことを前提に、必要に応じて練混ぜ時に用いる高性能 AE 減水剤を現場でアジテータ車へ後添加して流動性の回復を図る計画とした。これは、環境配慮という主旨からも適切に品質管理されたコンクリートの廃棄量を削減する目的で採用した対策である。

コンクリートの経時変化の確認、出荷時のフレッシュ性状の目標値の決定、高性能 AE 減水剤の後添加量の目安を確認することを目的に、施工の約 1 か月前に実機試験を実施した。練上がりから荷卸しまでの時間は、前述したプレキャスト製品工場から工事現場までの運搬時間と、荷卸し時の品質管理に要する時間を考慮し、60 分に設定した。また、コンクリートは 1 バッチの容量を 1.05m^3 として 2 バッチ分製造し、1 台のアジテータ者に積載して試験を行った。表-4.3 に、荷卸し時（経過 60 分）の目標スランプと目標空気量を示す。表-4.4 に、実機試験時のフレッシュ性状試験の結果を示す。試験時の気温は $22 \sim 23^\circ\text{C}$ で暑中環境ではなかったが、練上がりから 60 分後のスランプの低下は 2.0cm 、空気量の低下は 0.2% に留まり、

表-4.1 プレミックス材の品質管理項目

試験項目	試験方法	備考
強さ試験	JIS R 5210	全 7 バッチで実施
凝結試験		
密度		1,4,7 バッチ目で実施

表-4.2 プレミックス材製造時のバッチ間の品質変動

品質項目		平均	標準偏差	変動係数 (%)
圧縮強さ (N/mm ²)	3d	11.3	0.3	2.7
	7d	22.4	0.8	3.6
	28d	47.9	1.7	3.5
凝結 (min)	始発	301	17	5.6
	終結	372	13	3.5
密度 (g/cm ³)	No.1,4,7 バッチ	2.76	0.02	0.7

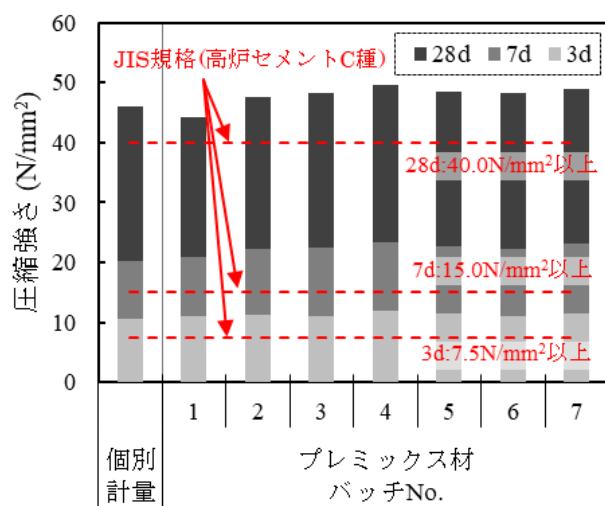


図-4.2 圧縮強さの試験結果

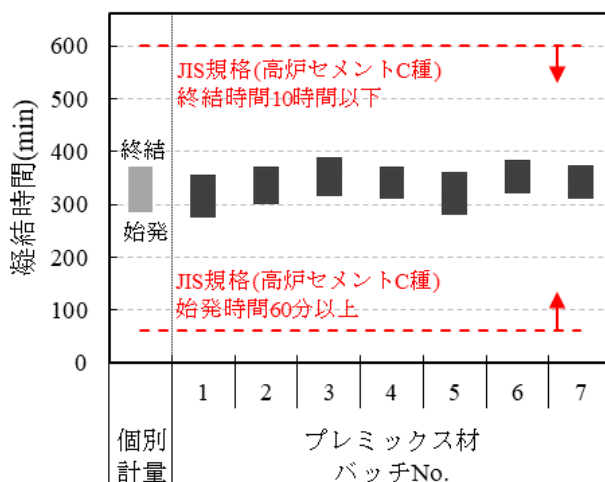


図-4.3 凝結時間の試験結果

60 分経過後でも目標とするフレッシュ性状を得られることを確認した。そのため、練上がり時の目標スランプは $21 \pm 2.5 \text{ cm}$ 、目標空気量は $4.5 \pm 1.5 \%$ に設定することにした。さらに、単位結合材量に対して高性能 AE 減水剤を 0.05% の割合で後添加することでスランプが 2.5cm 回復することを確認した。なお、圧縮強度はベースコンクリートと高性能 AE 減水剤を後添加したコンクリートを比較しても大きな差はなかった。

5. 環境配慮型コンクリートの施工

5.1 施工状況

表-5.1 に、施工時のフレッシュ性状試験の結果を示す。出荷から受入れまでの所要時間は出荷時の品質確認を行ったため 50 分程度で、受入れ場所の環境は、外気温が 33°C 、コンクリート温度が $30 \sim 33^\circ\text{C}$ であったが、受入れ時のスランプは目標値内に収まり、良好な流動性を保持していた。このため、高性能 AE 減水剤の後添加によるスランプ回復は行わなかった。

写真-5.1 に、施工中における筒先のコンクリートの性状と仕上げ状況を示す。筒先においても適切なワーカビリティを保ち、良好な打込みと締固め作業を行うことができた。粘性も過度とならず仕上げ作業も容易であった。

5.2 施工後調査の結果

写真-5.2 に、コンクリート製防護柵の完成状況を示す。コンクリート表面は空気泡が少なく、ブリーディングによる色むらなども見られず、良好な充填性を確保できた。また、コンクリート表面にひび割れは生じていたものの、有害なひび割れは確認されなかった。

打込みから 3 か月および 12 か月後にコンクリート製防護柵（側道側）の任意の 7 箇所（車道側 3 点、外側 4 点）で表層透気試験（トレント法）を実施した。測定箇所は、ひび割れや表面気泡、段差などがなく、それらの変状から 150mm 以上離れた位置とした。表層透気試験から得られる透気係数の評価方法は、文献⁷⁾を参考に $0.001 \sim 100 \times 10^{-16} \text{ m}^2$ 間を優～極劣の 5 段階に分けて評価した。

図-5.1 にコンクリート製防護柵の表層透気試験の結果を示す。透気係数は、施工後 3 か月の時点で概ね $0.01 \sim 0.1 \times 10^{-16} \text{ m}^2$ の「良」評価、施工後 12 か月の時点で $0.1 \sim 1 \times 10^{-16} \text{ m}^2$ の「一般」評価となり、環境配慮型コンクリートで施工したコンクリート製防護柵の表層品質に問題がないことが確認された。

5.3 CO₂ 排出量削減効果

環境配慮型コンクリートを適用したプレキャスト床版取替工事の CO₂ 排出量の削減効果を評価するため、文献³⁾を参考に、資材の数量、運搬距離、および施工に係る数量に CO₂ 排出原単位を乗じて積算する積み上げ法により、施工段階の CO₂ 総排出量を算定した。コンクリート 1 m^3 当

表-4.3 コンクリートの種類と仕様

項目	当初計画の コンクリート	環境配慮型 コンクリート
呼び強度	30	30
結合材種類	H	プレミックス材
粗骨材最大寸法	20mm	20mm
荷卸し時の 目標スランプ	$12 \pm 2.5 \text{ cm}$	$18 \pm 2.5 \text{ cm}$
荷卸し時の 目標空気量	$4.5 \pm 1.5 \%$	$4.5 \pm 1.5 \%$

表-4.4 実機試験時のフレッシュ性状試験の結果

測定時期	SL	Air	CT	AT
	(cm)	(%)	($^\circ\text{C}$)	($^\circ\text{C}$)
1 バッチ目	22.0	4.6	24.0	22.0
2 バッチ目(0 分)	22.0	4.8	25.0	22.0
30 分後	20.0	5.1	26.0	22.0
60 分後	20.0	4.6	27.0	23.0
90 分後	18.5	4.2	27.0	23.0
後添加後	21.0	3.5	27.0	23.0

※ SL：スランプ，Air：空気量

CT：コンクリート温度，AT：外気温

表-5.1 施工時のフレッシュ性状試験の結果

台数	時刻 (h:mm)	SL (cm)	Air (%)	CT ($^\circ\text{C}$)	AT ($^\circ\text{C}$)
1	出荷 9:15	20.0	4.5	29.0	28.0
	受入 10:06	18.0	4.4	31.0	33.0
2	出荷 9:45	19.5	4.5	29.0	27.0
	受入 10:33	18.5	4.3	30.0	33.0
3	出荷 10:15	17.5	5.3	30.0	28.0
	受入 11:07	15.5	4.9	32.0	33.0
4	出荷 10:45	20.5	5.2	29.0	28.0
	受入 11:32	17.0	4.8	33.0	33.0
5	出荷 11:15	20.0	5.0	29.0	28.0
	受入 12:00	19.5	4.7	33.0	33.0



(a) 筒先の性状

(b) 仕上げの状況

写真-5.1 環境配慮型コンクリートの施工状況



写真-5.2 コンクリート製防護柵の完成状況

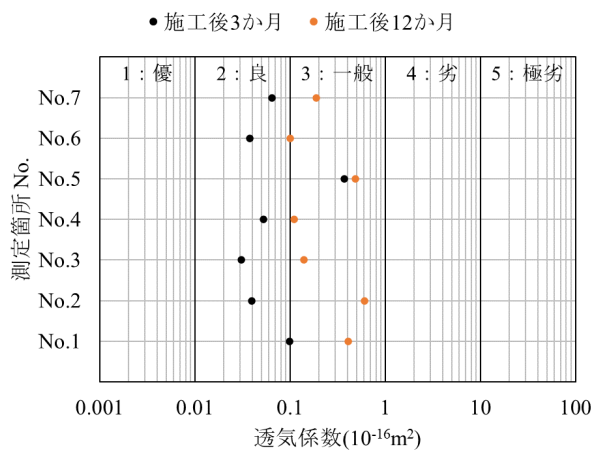


図-5.1 表層透気試験の結果

りの CO₂ 排出量は、コンクリートの配合の各材料の単位量に CO₂ 排出原単位を乗じたものの総和とした。

表-5.2 に検討ケースとコンクリートの種類を示す。Case1 は、実際の施工に適用した環境配慮型コンクリートで、結合材の割合は、早強ポルトランドセメントを 25% とし、高炉スラグ微粉末とフライアッシュをブレミックスしたものである。Case2 は、一般的な施工を仮定した普通コンクリートで、早強ポルトランドセメントのみを使用したものである。

表-5.3 に、各分類に係る CO₂ 排出原単位の一覧を示す。資材に係る CO₂ 排出量は、コンクリートに使用する材料の他に、補強材としてエポキシ樹脂塗装鉄筋も考慮した。運搬に係る CO₂ 排出量は、各資材の生産地から施工場所までの運搬の他に、環境配慮型コンクリートのブレミックス材の製造工場とコンクリートの製造工場の経路による運搬も考慮した。コンクリート製造工場から工事現場までの運搬距離は、Case2 では近隣の JIS 認証工場での製造と仮定し 10km としたが、Case1 では前述のとおりプレキャストコンクリート製品工場からの 30km とした。また、ブレミックス材の製造に係る CO₂ 排出量は、材料購入後の混合であったため、施工に係る CO₂ 排出量に加算した。

図-5.2 に、コンクリート 1m³ 当りの CO₂ 排出量を示す。Case1 の環境配慮型コンクリートは、Case2 の普通コンク

表-5.2 検討ケースとコンクリートの種類

検討ケース	コンクリートの種類
Case1	環境配慮型コンクリート (結合材はブレミックス材を使用)
Case2	普通コンクリート (早強ポルトランドセメントを使用)

表-5.3 CO₂ 排出原単位の一覧

分類	項目	CO ₂ 排出原単位 (kg-CO ₂ /**)		引用
		数値	(**)	
資材	ポルトランドセメント	788.6	t	8)
	高炉スラグ微粉末	26.5	t	9)
	フライアッシュ	19.6	t	
	骨材	3.7	t	
	地下水	0.245	t	10)
	化学混和剤	350	t	11)
運搬	エポキシ樹脂塗装鉄筋※1	469	t	12)
	トラック	積載量 17t	0.0750	
		積載量 10t	0.102	
	アジテータ車	1.66	km・台	
施工	コンクリート製造※2	0.319	m ³	
	コンクリートポンプ車	0.419	m ³	
	高周波発電機	2.98	h・台	

※1 鉄筋 1t 当りに塗布されるエポキシ樹脂 (塗膜厚: 200 μm) の重量にエポキシ樹脂単体の CO₂ 排出原単位¹³⁾を乗じ、鉄筋の原単位に加算した。

※2 Case1 の原単位を示す。Case2 の練混ぜ時間は Case1 の 2 倍 (90 秒) としたため、CO₂ 排出原単位は Case1 の 2 倍とした。

リートと比較してその削減率は 65.1%であった。表-5.4 に、施工段階における CO₂ 総排出量を示す。コンクリートに係る CO₂ 排出量は、Case2 の 5.203t に対して Case1 は 1.816t となり、資材全体ではこれらの値にエポキシ樹脂塗装鉄筋の製造過程で排出される CO₂ 排出量 1.411t が加えた値となる。Case1 の運搬に係る CO₂ 排出量は、ブレミックス材の運搬による CO₂ 排出が加算されたことにより Case2 と比べて多くなった。Case1 および Case2 の施工に係る CO₂ 排出量は、いずれも 0.02t 程度であり CO₂ 総排出量に対する割合は小さく、Case1 および Case2 の間にも大きな差はなかった。これは、本算定において考慮した施工に係る CO₂ 排出量が、他の段階における CO₂ 排出量と比べて小さかったためである。

また、Case2 に対する Case1 の施工段階の CO₂ 総排出量の削減率は 40.6%となり、運搬および施工を考慮しても環境配慮型コンクリートの適用が施工段階の CO₂ 総排出量の低減に対して効果的であることが明らかであった。

6. まとめ

本稿は、暑中環境下において環境配慮型コンクリートを実構造物に適用するための検討内容と、実際に施工した結果について述べた。以下に本検討で得られた知見を示す。

- ・ 複数の結合材を使用したプレミックス材が適切に混合されているかを確認した結果、バッチ混合方式で製造したプレミックス材の圧縮強さ、凝結時間および密度は、バッチ毎のばらつきは認められず安定した品質であることが確認された。
- ・ 環境配慮型コンクリートの施工上の課題を整理し、不具合が生じないように、運搬時間や暑中環境下におけるフレッシュ性状の変化に対する対策を検討した。適切なスランプを設定するとともに、流動性の保持性が高い高性能 AE 減水剤を選定することで、コンクリート製防護柵の施工では良好な充填性を確保することができた。
- ・ 想定以上に気温が上昇しスランプの低下が大きい場合に、廃棄コンクリート削減の目的を含め、高性能 AE 減水剤の後添加を行うことを検討し、実機試験においてその有効性を確認した。
- ・ 施工後の表面観察では、コンクリートの表面気泡は少なく、ブリーディングによる色むらも認められなかった。また、施工後3か月および12か月の時点で実施した表層透気試験の結果、良好な表層品質を形成していることを確認した。
- ・ 環境配慮型コンクリートを適用した本工事におけるCO₂排出量の削減効果について、資材、運搬および施工を考慮して評価した結果、プレミックス材の運搬やコンクリートの製造によるCO₂排出量の増加を考慮しても、施工段階のCO₂総排出量の削減に効果があることを明らかにした。

参考文献

- 1) 内閣府 HP：第二百三回国会における菅内閣総理大臣所信表明演説，2020.10
- 2) 土木研究所，プレストレスト・コンクリート建設業協会，大林組，大成建設，前田建設工業，戸田建設，西松建設，鐵鋼スラグ協会，電源開発：低炭素型セメント結合材の利用技術に関する共同研究報告書（I），第471号，2016.1
- 3) 国土技術政策総合研究所，土木学会：社会資本のライフサイクルをとらえた環境評価技術の開発に関する報告，2012.2
- 4) 中日本高速道路：環境配慮型コンクリート設計・施工管理要領（低炭素型コンクリート編），2023.11
- 5) 土木研究所，大成建設，前田建設工業：低炭素型セメント結合材の利用技術に関する共同研究報告書（IV），第474号，2016.1

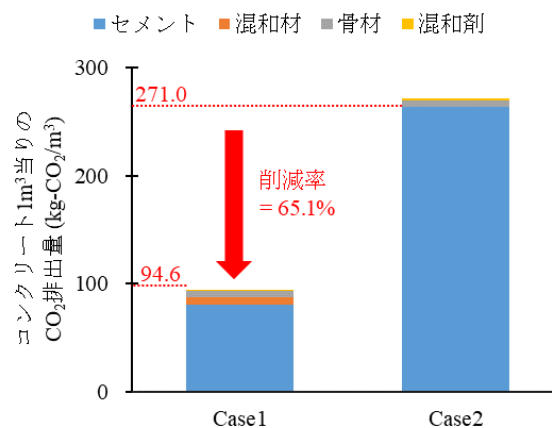


図-5.2 コンクリート 1m³ 当りの CO₂ 排出量

表-5.4 施工段階における CO₂ 排出量

項目		CO ₂ 排出量 ^{※1} (t-CO ₂)	
		Case1	Case2
資材	コンクリート	1.816 [43.5%]	5.203 [74.0%]
	エポキシ樹脂 塗装鉄筋	1.441 [34.5%]	1.441 [20.5%]
運搬		0.898 [21.5%]	0.371 [5.3%]
施工		0.024 [0.6%]	0.017 [0.2%]
CO ₂ 総排出量		4.180	7.032
Case2 に対する CO ₂ 総排出量の削減率 ^{※2}		40.6%	

※1 [] 内の数値は、同一ケースの CO₂ 総排出量に対する割合(項目/CO₂ 総排出量×100)を示す

※2 (Case2-Case1)/Case2×100

- 6) 土木学会：混和材を大量に使用したコンクリート構造物の設計・施工指針（案），コンクリートライブラリー，No.152，2018.9
- 7) 半井健一郎，Roberto J. TORRENT：表層透気試験（トレント法）の実務展開，コンクリート工学，Vol.52，No.7，2014.7
- 8) セメント協会：セメントの LCI データの概要，2023.2
- 9) 土木学会：コンクリート技術シリーズ62 コンクリートの環境負荷評価（その2），2004.9
- 10) 東京都水道局：環境報告書2023，2023.11
- 11) 日本コンクリート工学会：コンクリートセクターにおける地球温暖化物質・廃棄物の最小化に関する検討委員会報告書，2010.7
- 12) 日本コンクリート工学会：セメント・コンクリートの環境影響評価に関する研究委員会報告書，2024.9
- 13) 産業技術総合研究所：カーボンフットプリント制度試行事業用 CO₂換算量共通原単位データベース，2009.8

全自動鋼製支保工建込みロボットの開発と機能拡張

馬 場 雄 大^{*1} 春 田 克 樹^{*1}
今 井 崇 満^{*1} 水 谷 和 彦^{*2}

要 旨

当社は、山岳トンネル工事における安全性向上および省人化・省力化を目的として、これまでに「鋼製支保工建込みロボット」を開発してきた¹⁾。この技術は、マシンガイダンス技術であり、操作の訓練や熟練技術が必要であった。その課題を解決するためマシンコントロール技術である「全自動鋼製支保工建込みロボット」（以下、全自動ロボット）を開発した²⁾。しかし、全自動ロボットによる鋼製支保工の全自動建込みにおいて、現場の条件によっては、建込みできない事象が認められた。そこで、筆者らは「自動動作（マシンコントロール）」と「手動動作（マシンガイダンス）」を切り替え可能なシステムへ改良を加えた。現場条件によって自動動作が難しい工程では手動動作を採用し、熟練技術が求められる工程については自動動作を活用することで、現場条件に左右されない効率的な建込み作業を実現した。

キーワード 山岳トンネル／鋼製支保工／支保工建込み／自動化／効率化

目 次

- | | |
|---------------|------------------|
| 1. はじめに | 5. 改良システムでの建込み検証 |
| 2. 全自動ロボット | 6. まとめ |
| 3. 全自動ロボットの課題 | 7. おわりに |
| 4. 課題の解決方法 | |

DEVELOPMENT AND FUNCTIONAL ENHANCEMENT OF A FULLY AUTOMATED STEEL SUPPORT INSTALLATION ROBOT FOR MOUNTAIN TUNNELS

Yudai BABA
Takamitsu IMAI

Katsuki HARUTA
Kazuhiko MIZUTANI

Synopsis:

Our company has developed a “Steel Support Installation Robot” to enhance safety and reduce labor requirements in mountain tunnel construction. This technology utilized machine guidance, necessitating operator training and skilled expertise. To address these challenges, we developed a “Fully Automated Steel Support Installation Robot” (hereafter referred to as the robot), employing machine control technology. However, during fully automated installation of steel support frames using the robot, instances where installation was impossible depending on site conditions were observed. Therefore, the authors improved the system to enable switching between “automatic operation (machine control)” and “manual operation (machine guidance)”. By adopting manual operation for processes where automatic operation is difficult due to site conditions and utilizing automatic operation for processes requiring skilled techniques, efficient installation work unaffected by site conditions was achieved.

* 1 本店 土木事業本部 土木技術部 トンネルグループ

* 2 本店 土木事業本部 土木技術部 新技術推進グループ

1. はじめに

山岳トンネル工事において、掘削最前線となる切羽は岩盤が露出状態となるため、岩石の剥離や落下による肌落ち災害のリスクが存在する。特に、鋼製支保工（以下、支保工）の建込み作業は切羽直下に人が立入ることから、肌落ちによる重大災害へ直結する危険性が高い。このため、施工者は切羽監視員の配置や鏡吹付けなど、肌落ち防止のための各種対策を講じ、災害の未然防止に努めている。しかし、これらの対策のみでは肌落ち災害を完全に防ぐことは難しく、現在も肌落ち災害が発生しているのが現状である。したがって、切羽への立ち入り作業自体を不要とすることが、より一層の安全確保に向けて重要な課題となっている。一方で、今後は生産年齢人口の減少が予測されており、熟練作業からの技能継承が十分に行えないといった課題も顕在化している。

こうした状況を踏まえ、当社では支保工建込み作業における切羽への立ち入りを不要とすることを目的に「鋼製支保工建込みロボット」を開発してきた。この技術は、マシンガイダンス技術であり、操作の訓練や熟練技術が必要であった。そこで、熟練技術者でなくても建込み作業が可能となるよう、支保工を自動的に設計位置へ配置し、天端部の締結もワンタッチで行えるマシンコントロール技術「全自動鋼製支保工建込みロボット」（以下、全自動ロボット）を開発した²⁾。しかし、全自動ロボットによる支保工の全自動建込みでは、現場条件によっては、すべての作業工程を自動化することが難しい場合があった。このため、建込み作業の一部においては、現場の状況に応じて手動動作による対応が必要となることが課題として挙げられた。そこで、次のステップとして、建込

み動作中に「自動動作（マシンコントロール）」と「手動動作（マシンガイダンス）」を切り替え可能なシステムへの改良を実施した。これにより、現場条件によって自動動作が難しい工程では手動動作を、また熟練技術が必要とされる作業は自動動作によって補うことで、現場条件に左右されない効率的かつ安全な支保工建込みを実現した。

2. 全自動ロボット

全自動ロボットは、ボタン操作ひとつで支保工を把持した状態から、設計位置への建込みまでの一連の動作を自動で実行するものである。以下に、本全自動ロボットの主な構成要素を示す（図-1）。

(1) 支保工位置追尾システム

エレクター体型吹付け機および支保工の空間位置を高精度に把握するため、エレクター体型吹付け機にはマシン姿勢測定用ミラー、支保工には位置測定用ミラーをそれぞれ設置（写真-1）。エレクター体型吹付け機を切羽近傍に設置した後、切羽後方のトンネル壁面に配した自動追尾型トータルステーション（以下、TS）がマシン姿勢測定用ミラーを自動視準し、エレクター体型吹付け機の機体中心座標を三次元的に算出する。算出された中心座標は全自動ロボットの制御コンピュータに即時転送され、エレクター体型吹付け機のブーム位置等の精緻な制御に活用される。また、支保工の位置計測に際しては、TS が支保工天端および脚部に設置したプリズムミラー（以下、ミラー）を順次自動追尾することで、支保工の座標情報をリアルタイムに取得する。

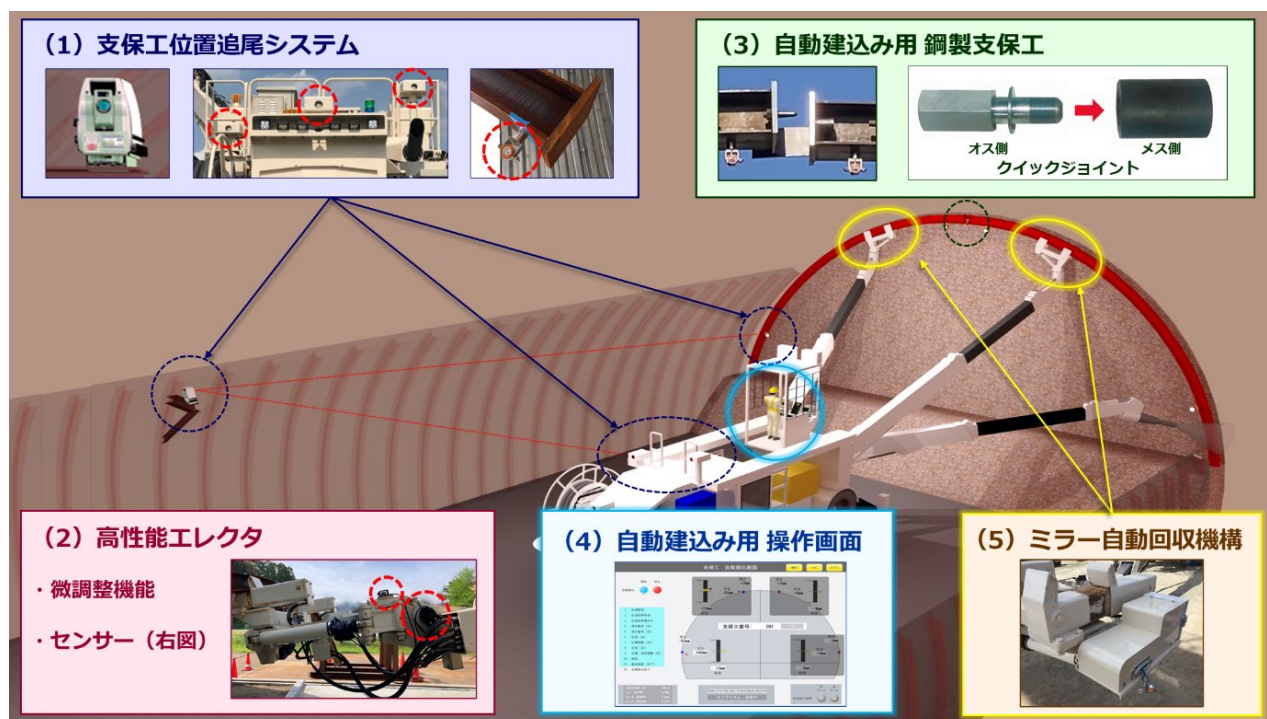


図-1 全自動ロボット概要図



写真-1 支保工位置追尾システムのミラー設置位置

(2) 高性能エレクタ

各種センサがブームおよび機体に搭載されており、これによりブームの位置と姿勢をリアルタイムに計測可能である。さらに、微調整機能を備えており、支保工を切羽直下へ誘導する作業は通常速度で行い、天端継手や位置合わせなどの精度が要求される工程では微速による微調整が可能となっている（写真-2）。



写真-2 高性能エレクタ

(3) 自動建込み用鋼製支保工

全自動ロボットに用いる支保工は、作業員が切羽直下に立ち入ることなく建込み作業を完結できる設計とし、以下に示す4つの仕様を有している。

① 天端部の継手

従来、支保工天端部の継手にはボルト・ナットによる締結方式が採用されており、切羽作業員がエレクター一体型吹付け機に設置された高所作業用ゲージに搭乗し、支保工天端部へ接近した上で、素掘り面直下において手作業による締結を行う必要があった。本全自動ロボットの

開発にあたり、天端部継手の遠隔締結を実現するため、継手部にワンタッチ締結が可能なクイックジョイント（以下、QJ）を新たに採用した（写真-3）。QJのメス側内部にはテーパ形状を有し、内部にはクサビ状のネジコマおよびバネが配置されている。ボルト先端を押し込む力によって、メス側ネジコマがボルトのねじ山を乗り越えることで、無回転での迅速な締結が可能となっている。



写真-3 クイックジョイント

② 奥行の目安（写真-4）

全自動ロボットにおける天端部の締結作業には、高精度な測量精度が要求される。特に、支保工の建込み時に発生する揺動に起因する締結精度の低下を防止する目的で、天端部に当て板を設置した。当該当て板はテーパ部および直線部から構成されており、支保工を当て板に押し当てつつスライドさせることにより、QJのピン先端が確実にメス側へ誘導されるよう設計されている。これにより、当て板を活用しつつ、支保工の精度の高い締結動作を実現している。

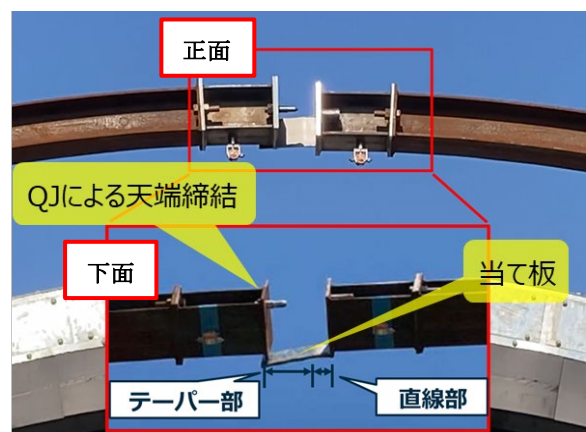


写真-4 天端部の継手構造

③ 金網の設置（写真-5）

従来、金網の設置作業は切羽作業員が切羽直下に立ち入った上で、素掘り面を覆うように実施されており、極

めて危険性の高い作業であった。これに対し、全自動ロボットでは、金網をあらかじめ支保工に設置した状態で建込みを行うことにより、作業員が切羽直下へ立ち入ることなく金網の設置が可能となり、作業時の安全性が向上した。



写真-5 金網の設置

④ 支保工の転倒防止（写真-6）

従来、支保工の転倒防止対策としては、つなぎ材が用いられ、吹付けコンクリートの施工までの間、支保工の仮支持を目的として設置されていた。本開発においては、支保工に頭付きアンカーを事前に取り付け、エレクター一体型吹付け機で支保工を把持した状態で吹付けコンクリートを施工し、脚部を固定したうえで、頭付きアンカーと一体化した構造とし、その後エレクタを外すことで、つなぎ材の設置作業を不要とした。この頭付きアンカーと吹付けコンクリートの一体的な連結構造により、支保工の転倒防止対策としている。



写真-6 支保工の転倒防止

(4) 自動建込み用操作画面

自動建込み用操作画面を図-2 に示す。

① 自動建込み開始ボタン

青色のボタンは建込み開始ボタン、赤色のボタンは停止ボタンとして機能する。建込み開始ボタンを押下する

ことで、自動建込みが開始され、終了までの一連の作業が自動的に実施される。

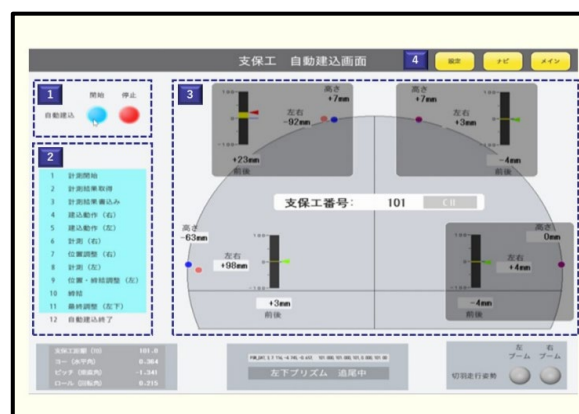


図-2 自動建込み用操作画面

② 動作ステップ表示

自動建込みにおける各動作ステップを表示する機能であり、各動作が完了すると青色でハッチング表示されるため、建込み作業の進捗状況を逐次把握することが可能である。

③ 建込み状況の表示

支保工の建込み位置を可視化する機能を有し、画面上の赤丸が実測位置、青丸が設計位置を示す。また、実測位置と設計位置の差異は数値として併せて表示される。測定の進捗状況はハッチングの有無で示され、ハッチングがない部分は追尾測量中であることを表す。例えば、図-2 では、左支保工脚部を追尾測量しつつ、支保工を設計位置へ移動させている状態である。支保工の位置情報は、追尾測量結果に基づきシステム内で逐次演算され、実測値と設計値との差異がリアルタイムで画面上に表示される。

(5) ミラー自動回収機構（写真-7）

本機構の運用に際しては、エレクター一体型吹付け機により支保工を把持した状態で、ウィンチからけん引ロープを展開し、支保工の天端および脚部にミラーを設置する。支保工の建込み完了後、運転席に設置されたリモコンを用いてウィンチを操作し、各ミラーを回収した後、



写真-7 ミラー自動回収機構

することがあった。

全自動ロボットにおける課題として，建込み動作中の「自動動作の停止」が挙げられる．主な要因は以下の通りである．

金網施工区間において、支保工を切羽まで自動で移動する過程で、金網が地山や既に建て込まれた支保工に接触し、自動動作が停止する事象が頻発した。この際、接触の衝撃により支保工に取り付けたミラーが落下し、ミラーの再取り付けや再測定作業が発生するなど、復旧に数分の時間を要する場合もあった（写真-8）。

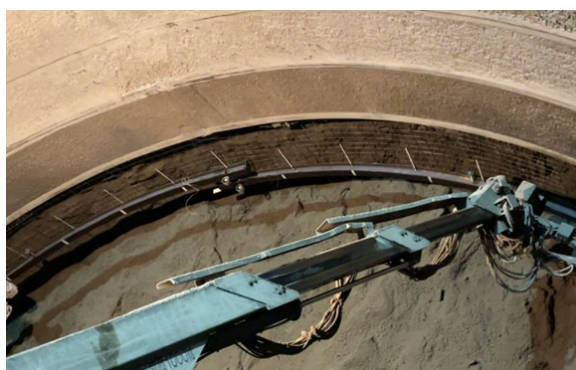


写真-8 金網事前設置時の建込状況

ベンチカット工法を適用した掘削現場では、支保工を切羽まで誘導する際、脚部がベンチ部分と接触しやすくなり、自動動作の停止が発生した（写真-9）。この場合も、位置調整や障害物の除去などの復旧作業に時間を要



写真-9 脚部接触状況

これらの要因によって自動動作の停止が生じた場合、支保工に取り付けたミラーの再取り付けや再測定、位置調整などの復旧作業が必要となり、1回の接触につき数分以上の追加作業時間を要した。

支保工建込みの各方式の比較を表-1 に示す。当社は、これまでに支保工建込み手法として、3 つの方式を採用していた。1 つ目は、通常のエレクター型体型吹付け機と定規を用いた「通常の建込み」である。TS からレーザーを照射し、作業員が直接定規を合わせて建込み位置を決定するため、切羽への立ち入りが不可欠であった。2 つ目は、鋼製支保工建込みロボットを用いた「ナビゲーション建込み」である³⁾。支保工に取り付けたミラーをレーザーで照射し、建込み目標位置を可視化しながら手動で建込み作業を行う。本方式では切羽への立ち入りは不要となるが、ナビゲーション画面を用いた操作には高度な熟練技

使用機体	通常のエレクト一体型吹付け機	鋼製支保工建込みロボット	全自動鋼製支保工建込みロボット	
名称	通常の建込み	ナビゲーション建込み	ハイブリット建込み	フルオート建込み
システム	—	ナビゲーション	ナビゲーション+全自動制御	全自動制御
動作	TS からのレーザー表示を基に、手動操作で建込み。	支保工ミラーを TS で測定し、手動で建込み目標位置まで移動・締結。	支保工ミラーを TS で測定し、 手動 でおおまかな建込み目標位置まで移動し、 自動 で調整・締結。	支保工ミラーを TS で測定し、 自動 で建込み目標位置まで移動させ、 自動 で調整・締結。
評価	切羽立入ゼロ × 熟練技術不要度 × 施工時間 ○	切羽立入ゼロ ◎ 熟練技術不要度 △ 施工時間 ◎	切羽立入ゼロ ◎ 熟練技術不要度 ◎ 施工時間 ◎	切羽立入ゼロ ◎ 熟練技術不要度 ◎ 施工時間 ○

術が求められた。3つ目は、全自動ロボットを用いた「フルオート建込み」である。建込み作業を完全自動制御で行う方式であるが、前述の課題により、実施工においては接触部分のベンチや地山部分を削る作業が必要となり、場合によっては余掘りが発生することがあった。

そこで、今回新たに「ハイブリット建込み」方式を提案した。本方式では、機械が苦手とする切羽への支保工誘導動作を手動動作とし、熟練技術を必要とする精度の高い建込みの位置決めや締結動作については自動動作で実施することで、「自動動作（マシンコントロール）」と「手動動作（マシンガイダンス）」を切り替え可能なシステムへと改良した。これに伴い、「フルオート建込み」の利点を維持しつつ、従来方式の課題を克服することを可能とした。ハイブリット建込み手順を写真-10、11、12で示す。

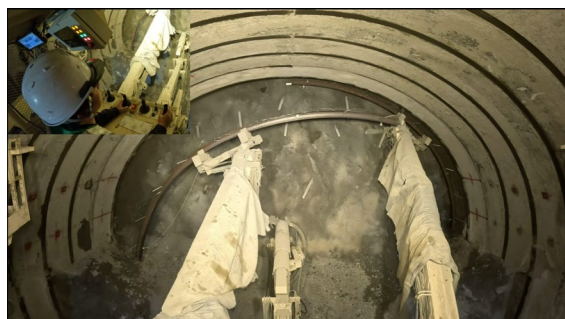


写真-10 右支保工 切羽へ誘導（手動）

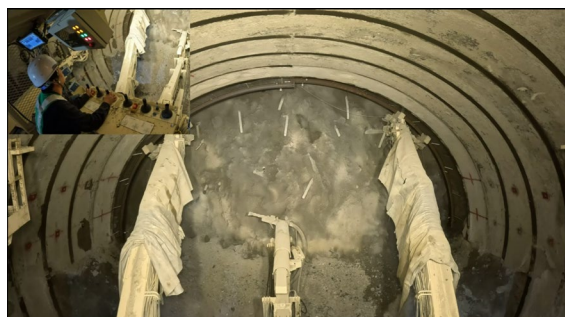


写真-11 支保工 切羽へ誘導（手動）

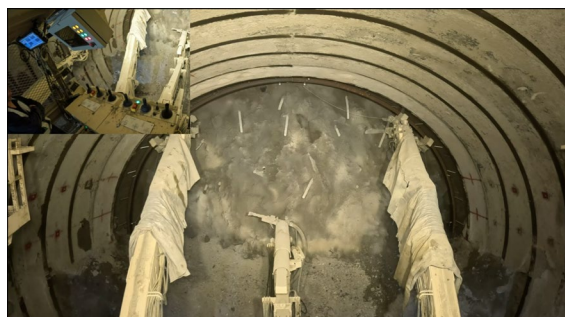
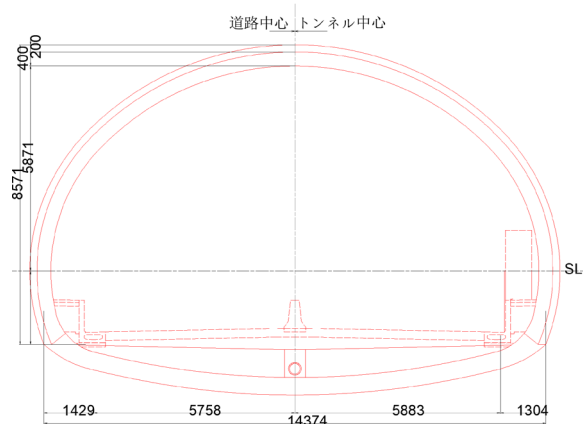


写真-12 天端締結 座標位置合わせ（自動）

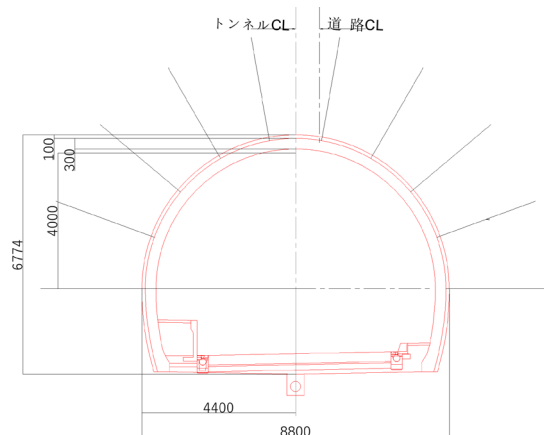
5. 改良システムでの建込み検証

(1) 概要

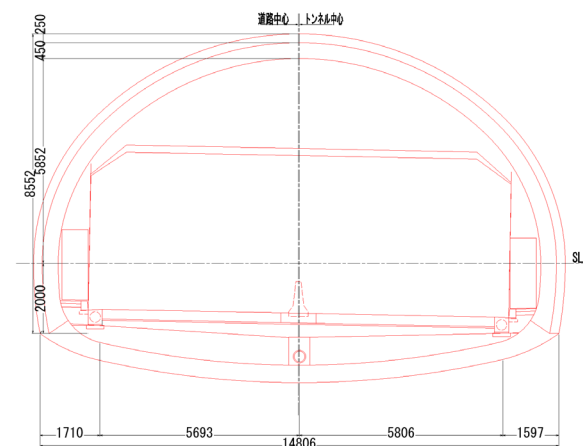
本検証は、2025年時点で全国4現場において実施した。各現場は通常断面（内空幅 8.8～11.2m）から大断面（内空幅 14.0m 程度）まで多様な条件を含み、いずれもベンチカット工法を採用している。各現場の標準断面図一例を図示する（図-3、図-4）。



現場 A DI パターン

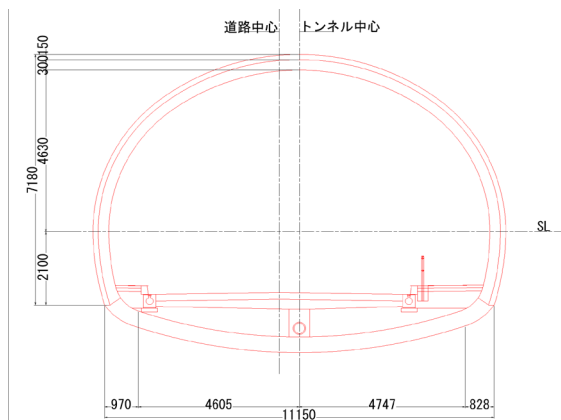


現場 B CI パターン



現場 C DI パターン

図-3 導入現場標準断面図例



現場 D DⅢパターン

図-4 導入現場標準断面図例

(2) 試験内容

各現場において、ハイブリット建込みによる建込み手順の有効性検証を実施した。主な評価項目は、①建込み作業に要する時間、②断面サイズによる建込み成功頻度への影響、③事前金網設置時の自動動作停止発生の有無、④フルオート建込み手順との比較による作業時間の定量的評価である。

(3) 試験結果

試験結果を表-2 に示す。

表-2 試験結果

現場	建込み方式	金網有無	平均建込み時間(分)	自動動作停止回数
A	フルオート	有	15.0	3
A	ハイブリット	有	8.2	0
B	フルオート	無	9.0	0
B	ハイブリット	無	7.5	0
C	ハイブリット	有	7.0	0
C	ナビゲーション	有	6.8	-
D	フルオート	有	13.2	2
D	ハイブリット	有	7.6	0

① 建込み作業に要する時間

通常断面および 100m² クラスの大断面現場において、ハイブリット建込みでは断面サイズに関わらず建込み時間が平均7分程度で安定し、作業時間の増加はみられなかった。

② 断面サイズによる建込み成功頻度への影響

断面の大小による作業効率の差は見られず、ハイブリット建込み手順は断面サイズを問わず安定した建込み精度を発揮した。

③ 事前金網設置時の自動動作停止発生の有無

従来「自動動作の停止」の主因となっていた事前金網設置についても、ハイブリット建込みを適用することで建込み動作中の停止は発生しなかった。

④ フルオート建込み手順との比較による作業時間の定量的評価

ハイブリット建込みでは、フルオート建込みと比較して建込み時間が最大 50%短縮され、作業効率の向上が定量的に確認された。

6. まとめ

本開発では、鋼製支保工建込み作業において自動動作と手動動作を柔軟に切り替え可能なハイブリット建込み手順の現場適用性を検証した。通常の建込み方法では、天端ボルトの締結や皿板の設置、タイロッドの取付けや金網の設置作業を含むと切羽付近での作業に通常 30 分を要したため、フルオート建込みでは、金網の事前設置や皿板の設置作業を除去することによって切羽への立入ゼロを実現かつ切羽付近での建込み作業時間を縮小していた。しかし、現場特有の条件下で「自動動作の停止」が頻発し、切羽付近での建込み作業時間が最大 15 分程度に達する事例も確認されていた。一方、ハイブリット建込みを導入することで、オペレータが状況に応じて手動制御を介入させることが可能となり、自動動作の停止発生をゼロに抑えることができた。これにより、1 基あたりの建込み作業時間は 7~8 分と大幅に短縮され、建込み作業の確実性と効率性が著しく向上した。また、断面サイズや現場条件に関わらず安定した施工品質が得られることも確認できた。

7. おわりに

今回の検証を通じて、手動動作と自動動作の切替えを可能とするハイブリット建込み手順は、現場ごとの多様な条件や作業者の熟練度に柔軟に対応できる運用性の高さを有することが示された。作業者は自身の経験や現場状況に応じて操作方法を選択でき、熟練技術が求められる工程や危険性の高い作業を自動化に委ねることで、切羽への立入をなくし、作業の安全性・効率性が向上するとともに、作業負担も軽減される。本手法は、今後ますます深刻化が懸念される建設現場における熟練作業不足への対応策としても有効であると考えられる。今後はさらなる現場での適用拡大と、システム改良を進めたい。

参考文献

- 1) 水谷和彦, 坂下誠, 能代泰範, 宮原宏史: 鋼製支保工建込みロボットの開発, 前田技術研究所報, vol. 59, 2018
- 2) 五味春香, 水谷和彦, 小笠原祐介, 鈴木麟太郎, 坂下誠, 浅井秀明: 全自動鋼製支保工建込みシステムの開発, 土木建設技術発表会概要集(CD-ROM),

pp.183-189, 2023 年 03 月 30 日

- 3) 春田克樹, 水谷和彦, 馬場雄大: 鋼製支保工建込ロ

ボットを用いた効率的な施工手順の提案, 土木建設
技術発表会 2024, III-05

間隙水圧モニタリングによるフィルダム基礎岩盤の水理地質構造同定と ICT グ라우チング現場品質管理システムの構築

古 川 無何有*¹ 武 田 智 治*¹
中 島 秀 樹*² 石 黒 健*³
平 田 昌 史*³

要 旨

複雑な層序と透水特性を有するフィルダム基礎岩盤の水理地質構造の同定、カーテングラウチングの現場品質管理および原位置カーテングラウチングの遮水性能評価を試みた鵜川ダムの現場事例を報告する。岩盤内に間隙水圧計を設置し、岩盤内水位を人為的に変動させた際、およびカーテングラウチング施工時の水押し（地中加圧）時の実測応答と FEM による再現解析により、基礎岩盤の地層の層序や透水性の識別、グルーピングを試みた。同じ岩盤間隙水圧計をカーテングラウチング施工時および完成後の品質（遮水性能）の現地確認に応用した。現場品質管理業務の効率化と生産性向上、DX 化を達成すべく、クラウド型グラウチング品質管理システム「Grout Twin」を現場に構築、運用した結果も併せ報告する。

キーワード ロックフィルダム／基礎岩盤／水理地質構造／カーテングラウチング／FEM解析／
間隙水圧モニタリング／クラウド型現場品質管理システム

目 次

- | | |
|--|---|
| 1. はじめに | 4. クラウド型現場グラウチング品質管理
システム「Grout Twin」の構築 |
| 2. 鵜川ダムの概要と基礎岩盤の水理地
質構造 | 5. 原位置カーテングラウチングの遮水性評価と
試験湛水に向けての諸準備 |
| 3. 間隙水圧モニタリングによるフィルダ
ム基礎岩盤の水理地質構造同定 | 6. おわりに |

IDENTIFYING THE HYDROGEOLOGICAL STRUCTURE OF ROCK FOUNDATION FOR FILL DAM BY PORE WATER PRESSURE MONITORING AND ESTABLISHING THE ICT GROUTING SITE QUALITY CONTROL SYSTEM

Mukau FURUKAWA Tomoharu TAKEDA
Hideki NAKAJIMA Takeshi ISHIGURO
Masafumi HIRATA

Synopsis:

An attempt for identifying the complex hydrogeological structure of rock foundation for fill dam by installing the pore water pressure gauge in rock layer, measuring its behavior during artificial change of underground water level with support of FEM analysis is reported. For evaluating the quality of curtain grouting and its in-situ impermeability before test reservoiring using installed pore water pressure gauge, ICT grouting site quality control system enabling the three-dimensional visualization including the relationship between pore water pressure behavior and grouting execution history is also introduced.

* 1 北陸支店 鵜川ダム作業所 * 2 中部支店 鳥羽河内作業所
* 3 本店 ICI テクノロジーセンター 地盤グループ

1. はじめに

ダム施工においては、湛水時に基礎岩盤中を迂回して浸透する漏水の量を低減するためにカーテングラウチングが構築される。その設計に際しては、基礎岩盤の水理地質構造（層序と透水性）に関する情報が必要となるが、通常は調査数量に制限を受ける事前の調査ボーリングとルジオンテストの結果が用いられる。一方、ダム基礎岩盤の水理地質構造は空間的に複雑な様相を呈することが多く、例えば、カーテングラウチングの検討を行う際の浸透流解析のモデル化やカーテン深度の決定等を困難なものとしている。

今後試験湛水を迎える鶴川ダム建設工事（新潟県柏崎市）では、基礎岩盤内の各層に予め間隙水圧計を設置し、人為的に岩盤内水位（水頭）を変動させた際、およびグラウチング施工時の水押し（加圧）時の基礎岩盤内各層の間隙水圧応答を実測することで、その水理地質構造の同定、すなわち地層の層序や透水性の識別、グルーピングを試みた。さらに、同じ岩盤間隙水圧計をカーテングラウチング施工時および完成後の品質（遮水性能）の現地確認に応用することを試み、同時に現場品質管理作業の効率化と生産性向上、DX化を達成すべく、クラウド型グラウチング品質管理システム「Grout Twin」を構築、運用している。

図-1 に本研究開発のフレームワークと論文構成を示す。以下、①鶴川ダムの概要と基礎岩盤の水理地質構造特性 ②間隙水圧モニタリングによるフィルダム基礎岩盤の水理地質構造の同定 ③クラウド型現場グラウチング品質管理システム「Grout Twin」の構築 ④原位置カーテングラウチングの遮水性評価と試験湛水に向けての諸準備、の順に実施結果を報告する。

2. 鶴川ダムの概要と基礎岩盤の水理地質構造特性

鶴川ダムは新潟県柏崎市で建造中の中央コア型ロック



図-1 研究開発のフレームワークと論文構成

フィルダム（堤高 55m）であり、2023 年度に堤体の盛立てを完了している。図-2 に鶴川ダム堤体の標準断面（Y+50 断面）における地質図を、図-3 にダム軸縦断面図と地質図を示す。図中には、基礎岩盤内への間隙水圧計の設置状況を併記した（間隙水圧計の色は、後出の表-1 中のグルーピングに対応させた）。

鶴川ダムの基礎岩盤は、図に示す如く複雑な地層構造を呈しており、表層付近の安山岩（An 層：オレンジ色や赤・ピンク色）、凝灰岩（Tb 層：緑色）、深部玄武岩（Anb 層：茶色）などが複雑に入り組んでいる（図中の地質凡例参照）。さらに、緑色の凝灰岩層（Tb 層）は、その上部および中間部に介在する 2 つの天然水平低透水層（青色網掛け部以降、低透水層と略称）により凝灰岩上部層と下部層の 2 種類に層別される。図-4 に、事前の調査ボーリングにより得られた地層毎の Lu 値の深度方向分布を示す。図中、低透水層に該当する 3 つの地層データを青破線で囲んだ。図より、表層付近の An 層下位に分布する凝灰岩層（Tb 層）は、深部においても Lu 値の低減傾向が見られず高透水性を示しており、止水設計上の大きな課題となった。そこで、Tb 層を被覆する低透水層を有効活用してカーテングラウチングの合理化を図ることが議論されたが、ここで重要となったのは、低透水層の遮水性の面的、空間的な安定性が確保されるか否か、これを如何にして現地確認すればよいか、という技術的課題であった。図-4 中に示すように、本地点の基礎岩盤の Lu 値のばらつきは低透水層も含めて非常に大きく、その空間的な不均一性を、数量に制限のある事前の調査ボーリングのデータのみで評価することには限界があった。このため、基礎岩盤内に間隙水圧計を多点的に配置し、岩盤内の水位や水圧を強制的に変動させた際の間隙水圧応答を実測することによりその評価を試みた。間隙水圧計の実測応答が、空間的な不均一性を包含した基礎岩盤の巨視的、等価な透水特性を反映したものとみなすとの実務的なアプローチである。

なお鶴川ダムでは、堤体コア材の現場品質管理に飽和度管理が導入されており、ダムの概要や堤体の材料特性を、飽和度管理の実施状況とともに既報告^{1)~3)}に取りまとめている。飽和度管理では、従来の現場透水試験に加え、自動走査式 RI 密度水分計（SRID）と GNSS を組み合わせた迅速・面的管理手法を導入しており、堤体物性情報の統計的な集積を進めている³⁾。湛水時のフィルダム浸透挙動の評価には堤体と基礎岩盤の両方の物性情報が必要となり、この際、上記の堤体物性情報に加え、基礎岩盤の物性情報、すなわち水理地質構造を精緻に評価する事は非常に重要な意味を持つ。

3. 間隙水圧モニタリングによるフィルダム基礎岩盤の水理地質構造の同定

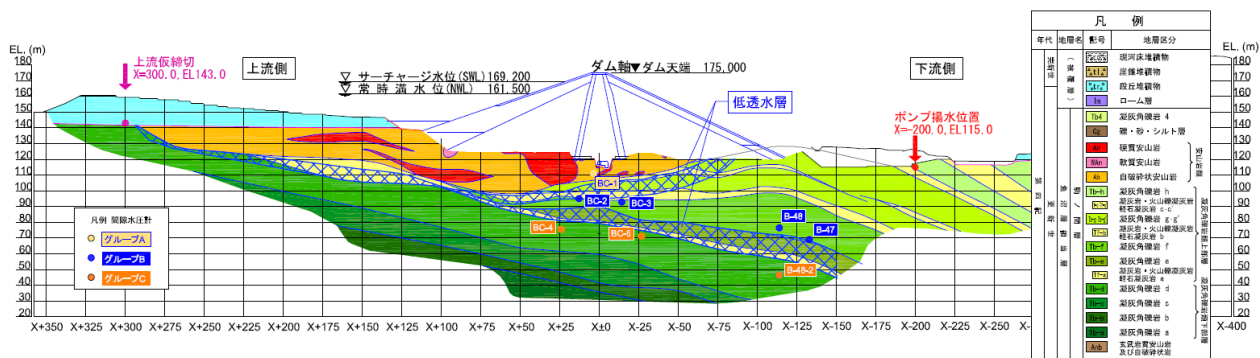


図-2 鵜川ダム標準断面（Y+50 断面）の地質図および岩盤間隙水圧計の設置状況

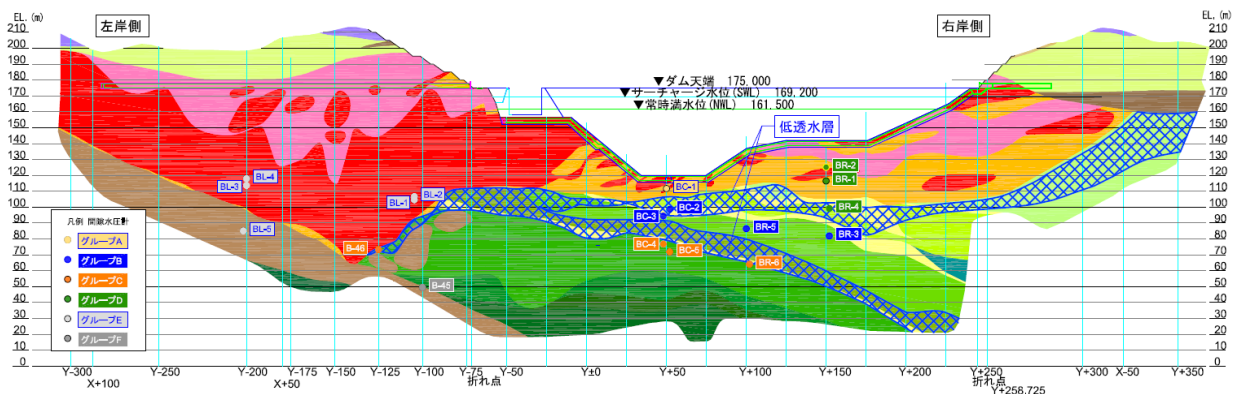


図-3 ダム軸縦断面図と地質図および岩盤間隙水圧計の設置状況

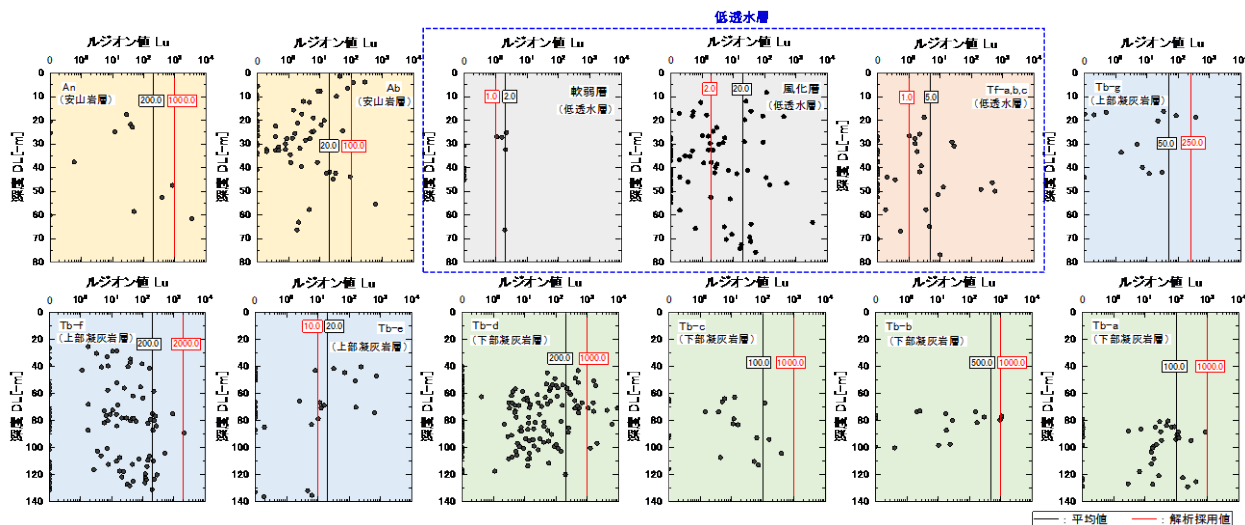


図-4 基礎岩盤のルジオンテスト結果

3.1 地下水位変動時の間隙水圧応答を用いた同定

図-2 中に示した位置（下流側減勢工付近）で、ポンプ揚水による強制的な水位変動を基礎岩盤内に加えた。水位変動は、2019 年 12 月にポンプ揚水を止め、約 6m の水位上昇（EL.115.0～EL.121.0 まで）の後、2020 年 3 月まで約 3 か月間これを維持し、その後、ポンプ揚水を再開し、前年の水位まで低下させた（図-5 参照）。揚水ポンプは、EL.115.0 盤から 0.5m 掘削した窠場に設置しており、容量 120m³/hr を 2 台使用し、揚水量は 120～240m³/hr の範囲にあった。この位置には凝灰岩上部層が露頭しており、図-5

には凝灰岩上部層の代表として間隙水圧計 BC-2 の時刻歴変化を示している。凝灰岩上部層は高透水性の地層であるため（図-4 や後述の図-10 中に示した FEM 試解析結果の Lu 値、透水係数一覧を参照），図中に併記したポンプ揚水停止→揚水再開のアクションに即時的に対応する形で間隙水圧が綺麗に反応していることが分かる。岩盤間隙水圧の値は降雨の影響を強く受けたため、以下の図では図中の①～③時点（降雨量ゼロの日、図-5 下図の矢印参照）での間隙水圧値を採用した。図-6 は、図-5 中の③の時点（水位再低下開始の 10 日後、かつ降雨量ゼロ）での各計

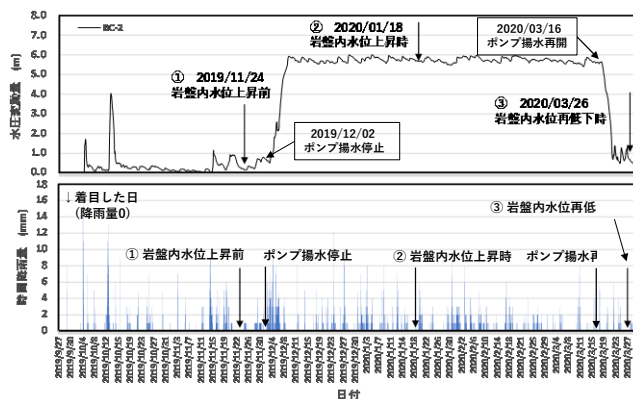


図-5 岩盤内水圧(BC-2)の変動履歴と着目ポイント

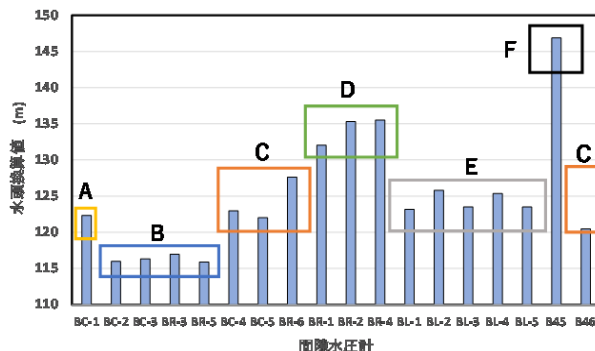


図-6 岩盤内水頭値の比較 (再低下後定常状態)

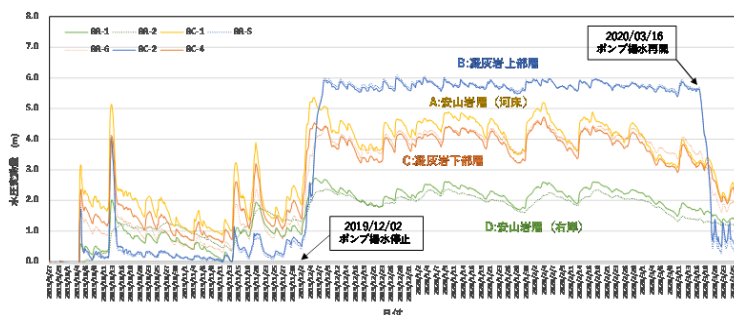
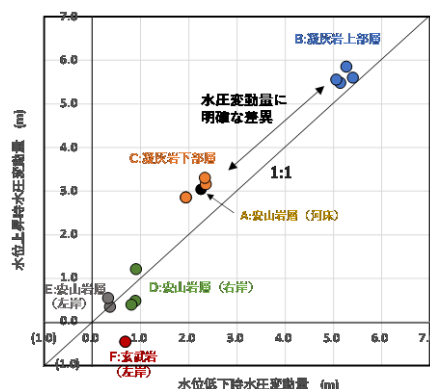
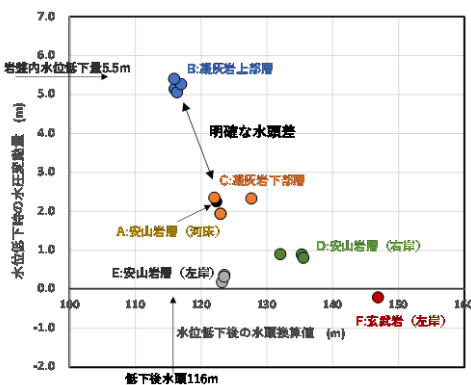


図-7 岩盤内水位変動時の間隙水圧変動量の時刻歴変化

表-1 間隙水圧応答による地層グルーピング

グループ	該当する間隙水圧計	該当する主な地層
A	BC-1	安山岩層 (河床部)
B	BC-2, BC-3, BR-3, BR-5, B-47, B-48	凝灰岩上部層 (河床・右岸・下流)
C	BC-4, BC-5, BR-6, B-46, B-48-2	凝灰岩下部層 (河床・右岸・左岸)
D	BR-1, BR-2, BR-4	安山岩層 (右岸)
E	BL-1, BL-2, BL-3, BL-4, BL-5*	安山岩層 (左岸)
F	B-45	玄武岩 (左岸)

*BL-5は、図-3では玄武岩層の中に設置されているが、間隙水圧挙動からグループEに配置



(b) 水位低下後水頭値と水圧変動量の関係

図-8 岩盤内水位変動量と間隙水圧変動量の関係

器の水頭換算値を示している。これより、水頭値は図中に示すA～Fの5つのグループに層別され、例えば同じ河床部のA(表層安山岩)、B(凝灰岩上部)、C(凝灰岩下部)を比較すると明瞭な水頭値ギャップを確認することができる。これはAとB、BとCの間に低透水層が連続して存在することを示唆する。図-6の水頭値には計器設置深度の影響も含まれるため、次の図-7、図-8を用いて別の観点で整理した。図-7は、図-5と同じ期間での各層間隙水圧計の時刻歴変化を重ね書きしたものであるが、この非定常応答においても地層A～Dで明瞭な差異を確認できる。同一地層内での間隙水圧応答はほぼ一致しており、各地層内の透水性は比較的均一であること、これらの層の境界部に低透水層が面的・空間的にも安定的に存在していることが確認できる。図中のグループDは水圧変動量が最も低い、低透水層の存在に加え、右岸側と河床部と

いう計器設置場所の違いの影響が含まれているものと想定される。また、左岸側のグループE、Fの間隙水圧計は図-8(a)(b)中に示すように変動量が非常に小さく、A～Dとは異なるメカニズムを有するものと想定されたため図-7中には併記していない。図-8(a)と図-8(b)は、水位低下時(図-5の②-③)および水位上昇時(②-①)の水圧変動量の関係、および水位低下後水頭値③と水位低下時の水圧変動量(②-③)の関係を一例として示しているが、図-7と同様、水圧変動量から見ても、AとB、BとCの間には間隙水圧応答のギャップがあり、2つの低透水層の連続性を示唆している。青のB凝灰岩上部層内で強制的な水位変動を加えているため、グループBの間隙水圧応答は図-2中に併記したポンプ位置での低下後水頭(図-8(b)の横軸矢印)、水位低下量(同図の縦軸矢印)とほぼ1:1に対応するが、低透水層を挟んだA上部安山岩層やC凝

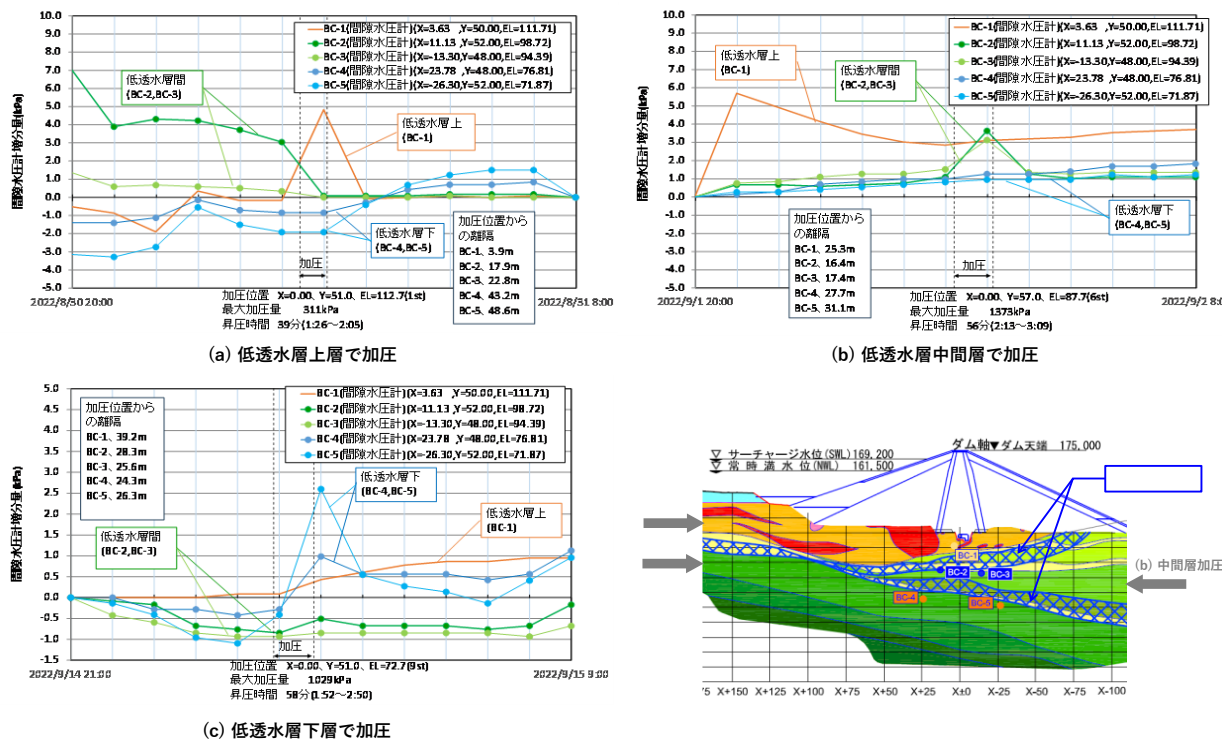


図-9 グラウチング施工時（水押し時）の岩盤間隙水圧計の応答例（低透水層上層/中間層/下層での加圧別）

灰岩下部層では、その影響を受けて間隙水圧の応答が鈍化していることが良く分かる。表-1 には、以上の検討結果に基づき、基礎岩盤の地層毎のグルーピングと該当する間隙水圧計の関係を整理した。2つの低透水層の連続性確認が目的であったため、ここまで、主として表-1中のグループA, B, C（河床部）の挙動の違いに着目した。一方、グループD, E, Fは右岸および左岸側に設置した計器に相当し、これらは図-6の水頭値や水圧変動応答共に河床部とは異なる応答を示したため、表-1では別グループに分類した。右岸及び左岸側は河床部とは水理地質構造が異なり（天然水平低透水層の分布や岩盤内水位の違いなど）、後述するようにカーテングラウチング長の設定に際しても異なる考え方が採用されている。B-45は玄武岩に分類され、図-6の水頭値も他と異なることから別とした。グループBのB-47, B-48、グループCのB48-2は、下流側層序の確認のために後日追加設置した間隙水圧計であり、図-5の水位変動履歴以降に別途短期間の水位変動を行ってデータ確認とグルーピングを行ったため、図-6～図-8には記載していない。

以上の検討結果より、これまでの調査数量に制限のある事前ボーリング調査結果のみでは評価が難しかったフィルダム基礎岩盤の複雑な水理地質構造、地層の層序や透水性の違い、天然水平低透水層の連続性やその遮水性能の安定性などを、岩盤内に設置した間隙水圧計の岩盤内での強制的な水位変動時の実測挙動データに基づき、定量的に判断・同定できることが分かった。

3.2 グラウチング施工時の間隙水圧応答を用いた同定

岩盤内での強制的な水位変動に加え、もう一つ、岩盤内間隙水圧応答の違いを抽出した事例を図-9に示す。この図は、グラウチング施工時の最初の水押し（ルジオンテスト）を行った際の岩盤間隙水圧計の応答例を示している。2層からなる低透水層の(a)上層（安山岩層）、(b)中間層（凝灰岩上部層）、(c)下層（凝灰岩下部層）内で加圧した際の間隙水圧応答を見ると、強制的な水位変動の場合と同様に、加圧した層内の特定の間隙水圧計だけが大きく反応し、低透水層を挟んだそれ以外の層では有意な反応が見られていない（これら加圧層以外の計器に見られる不規則な挙動には、降雨やグラウチング同時施工の影響など複数の要因が関与していると考えられ、明確な解釈は難しい）。加圧層内計器の反応の大きさは加圧量、および加圧点と間隙水圧計の離隔に依存しており、これらの現場条件を図中に併記した。図-5や図-7に示した広範囲な岩盤内水位変動時とは若干異なり、水押し時の加圧と連動してピーク値に至り、水押し終了と共に急速に減衰する、短時間内での間隙水圧応答となっている。

本結果もまた、低透水層の安定した連続性（遮水性能）を裏付けるものであり、3.1で示した岩盤内水位の強制的な変動に加え、ルジオンテストの水押し時の地中加圧時データを、基礎岩盤の水理地質構造の同定に利用可能であることが分かった。

材料名	岩区分	岩級区分	ルジオン値 Lu	透水係数 k [cm/s]
WAn	安山岩類	CL~CM	1000.0	1.00E-02
An	安山岩類	CM	1000.0	1.00E-02
Ab	安山岩類	CL	100.0	1.00E-03
Tf-c	凝灰角礫岩類	D~CL	1.0	1.00E-05
Tb-g	凝灰角礫岩類	CL	250.0	2.50E-03
Tf-b	凝灰角礫岩類	CL	1.0	1.00E-05
Tb-f	凝灰角礫岩類	CL~CM	2000.0	2.00E-02
Tb-e	凝灰角礫岩類	CL	10.0	1.00E-04
Tf-a	凝灰角礫岩類	CL	1.0	1.00E-05
Tb-d	凝灰角礫岩類	CL~CM	1000.0	1.00E-02
Tb-c	凝灰角礫岩類	CL	1000.0	1.00E-02
Tb-b	凝灰角礫岩類	CL~CM	1000.0	1.00E-02
Tb-a	凝灰角礫岩類	CL~CM	1000.0	1.00E-02
軟弱層	-	-	1.0	1.00E-05
風化ゾーン	-	-	2.0	2.00E-05

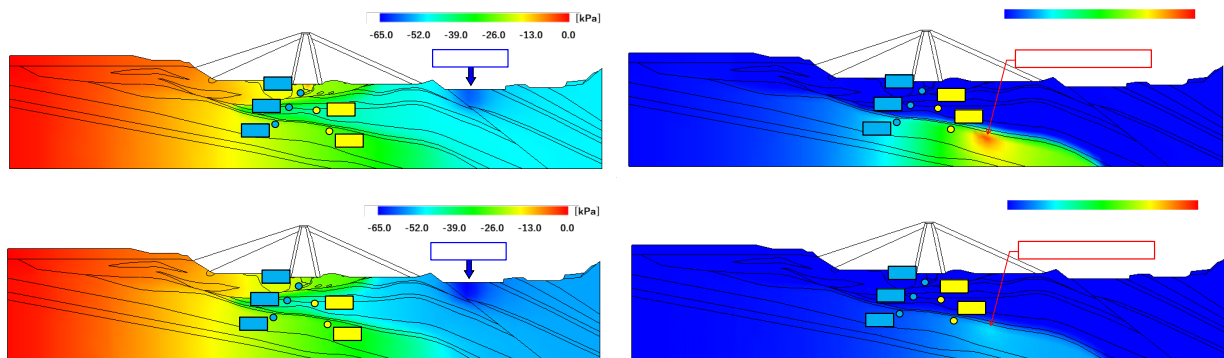
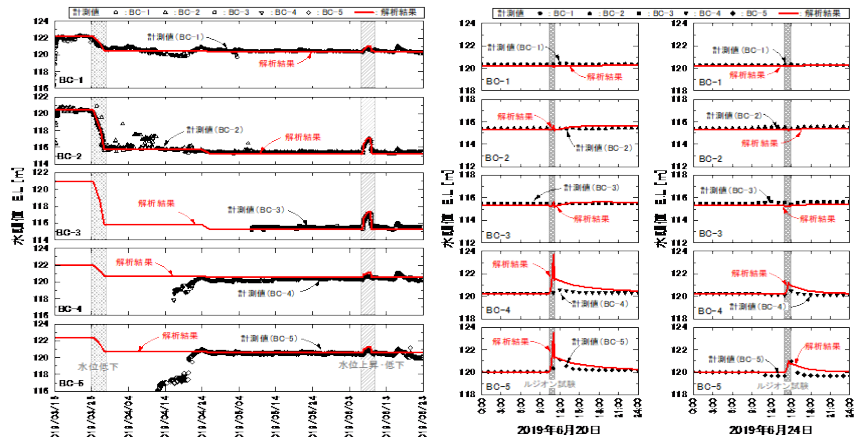


図-10 FEM 非定常浸透流解析例 (a), (b): 岩盤内水位低下時 (c), (d): ルジオンテスト (水押し) 時

3.3 FEM による再現解析と止水処理計画への展開

以上で示した強制的な岩盤内水位変動およびルジオンテスト時の水押し加圧を対象として、2次元 FEM 非定常飽和浸透流解析 (DACSAR) を実施した結果の一例を図-10(a)～図 10(d)に示す。解析では、図中に水位変動位置、ルジオン試験位置と記載した座標に相当する節点に、実際の水頭変化 (上昇, 低下, 加圧降圧) の経時的变化を与えて計算を行った。図-10(a)の解析では、図-5 に示した水位変動期間の 9 か月前に最初のポンプ揚水 (図-10(a)の左のハッチ部) を行った 2019 年 3 月～9 月までの間隙水圧挙動を対象とし、その後半の 2019 年 6 月中旬に試行的に行った短期的な水位変動履歴 (図-10(a)の右のハッチ部) も併せて解析で再現した。図-10(a)の水位変動時解析では、低透水層を挟んでの間隙水圧応答の違いが解析でも再現されている。図-10(a)の水位低下後の定常状態での水頭値の違いに対する試解析により各層の透水係数の比率を、同じく水位変動中やルジオンテスト時の非定常応答に対する試解析により絶対値を試算し、表中の Lu 値を同定した。Lu 値の同定に際しては、図-4 中に示す各岩盤層でのルジオンテスト結果の上下限範囲内で値を試行錯誤的に変え、非定常、定常挙動の両者を最も良好に再現可能な Lu 値として表中の値を得た。図-4 中に示すように、本地点の基礎岩盤の Lu 値のばらつきは低透水層も

含めて非常に大きく、図中に黒線で示した実測平均値は、事前調査ボーリングの実施場所の選定やその数に依存して変化する。FEM 解析では、このような岩盤層や低透水層の Lu 値の空間的な不均一性を巨視的、等価な一定の Lu 値に置き換えており、図中に赤線で示した解析採用値と黒線の実測平均値は必ずしも一致しない。

図-10(c), (d)の水押し時の再現解析結果からは、凝灰岩下部層内で加圧した時の間隙水圧の反応が、低透水層の遮水性によって、その上の凝灰岩上部層や表層安山岩層に及んでいないことが、実測および解析の両方で確認できる。また、ルジオンテスト時の加圧量の異なる 2 ケースを比較して示したが、その違いの影響も明瞭である。図-10(b), (d)中の間隙水圧コンターを見ると、低透水層の影響により水位低下や地中加圧を行った層内のみで間隙水圧の変動が生じ、低透水層を挟んだ他の層へはその影響が及んでいない状況を確認できる。なお、低透水層の連続性が確保されない条件での再現解析も別途実施したが、間隙水圧応答は全く異なるものとなった。このようにして同定した基礎岩盤の層序、透水係数値と、冒頭で述べた飽和度管理により求めた堤体コアの透水係数値を反映させて堤体～基礎岩盤を含む FEM モデルを構築し、土/水連成 FEM 解析コード DACSAR による築堤～湛水解析⁴⁾を実施した。また同じ FEM モデルを用いて、図-11 に示

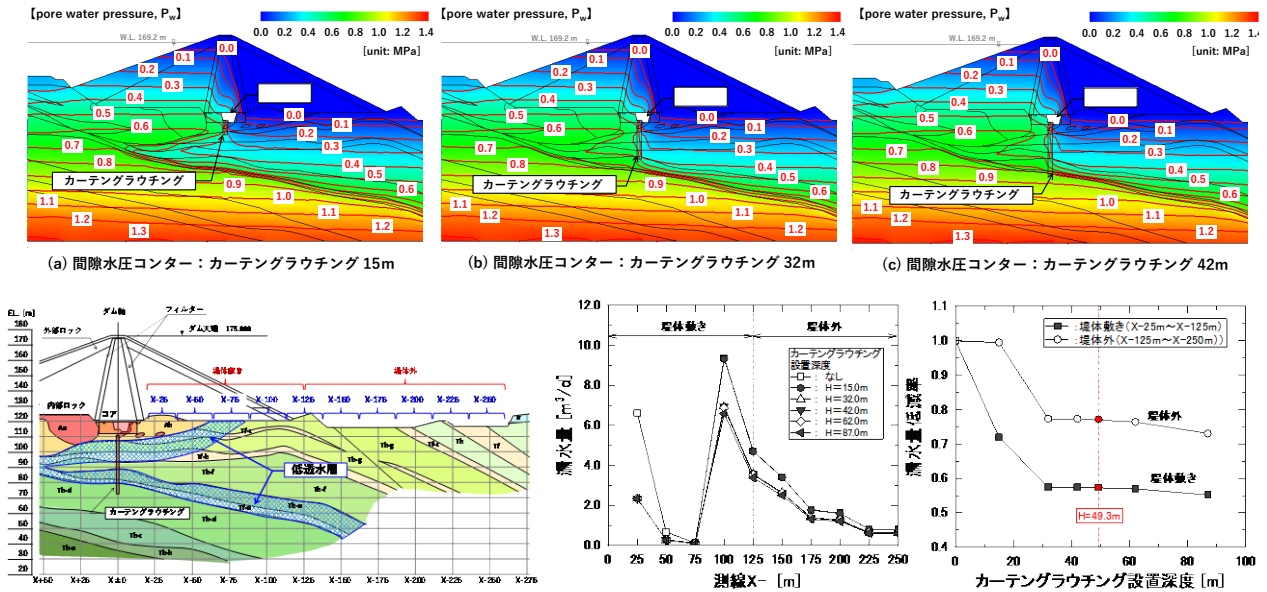


図-11 カーテングラウチング長を変えたパラメトリックスタディの結果

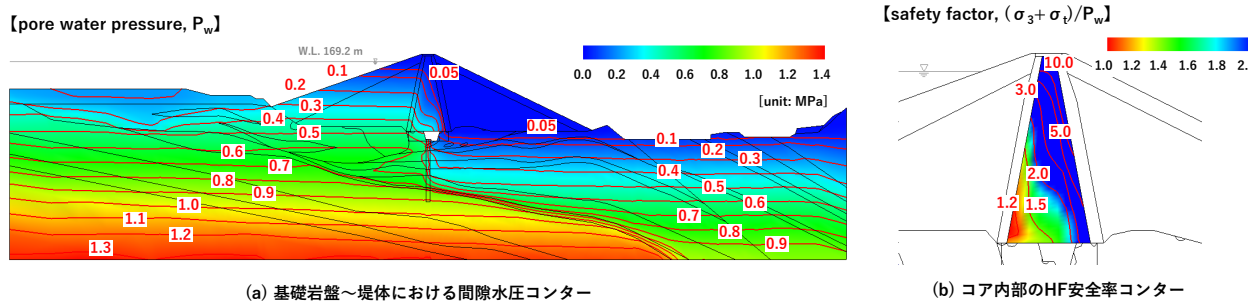


図-12 湛水完了時の堤体～基礎岩盤間隙水圧コンターおよびコアゾーンの HF 安全率コンター

ようなカーテングラウチング長を変化させた試験解析（パラメトリックスタディ）を実施し、基礎岩盤廻りの漏水量を低減するうえで最も効果的かつ経済的な設置深度（漏水量～カーテングラウチング長関係において漏水量低減効果が頭打ちとなるカーテン長に相当）を調べた。なおカーテングラウチングは、河床部深部の規定孔 2 次孔間隔が 3.0m であることを勘案し、グラウチング注入の影響幅を 3m と仮定して、設計 Lu 値（設置深度 25m までは 5Lu、以深は 10Lu、1Lu=1.0×10⁻⁵cm/sec で透水係数に換算）に相当する透水係数を、その領域の岩盤要素に与える事で表現した。なお、基礎岩盤廻りの漏水量は、図-11(d)に示した岩盤表面の要素境界からの浸出量を出力している。図-11(f)に示した解析結果より求めた漏水量低減率から、カーテングラウト長が下層部の天然水平低透水層以深まで必要（42m 以上）であるとの本検討結果も参照し、カーテン設置深度は 49.3m（Y+50 断面）と最終決定された。図-12 には、そのカーテングラウチング設置深度での湛水完了時の間隙水圧コンターを示しており、堤体コアゾーンと基礎岩盤カーテングラウチングによる相乗的な遮水効果が見て取れる。右図には、この際のコアゾーンの水利的安定性を示す HF（ハイドロリックフラクチュ

ャリング）安全率^{3)～6)}のコンター（文献³⁾の結果を基に、湛水後のコア材の推定現場引張強度 σ_t を考慮）を参考に例示した。HF 安全率に直結する湛水時のコアゾーン間隙水圧分布は、コアの透水係数だけでなく、基礎岩盤の水利地質構造やカーテングラウチングの影響を受けて変化するため、堤体の安定性評価に際しても、これら基礎岩盤の特性や現場条件を精緻に再現する事が重要と考える。

以上、3.1 および 3.2 で示した岩盤間隙水圧計の実測データを対象とした FEM 再現解析や試験解析により、基礎岩盤各層の層序や透水性の同定が可能となること、これを反映させたダム堤体～基礎岩盤モデルを用いることで、様々な止水処理計画（カーテングラウチング長や漏水量低減効果、堤体の湛水時挙動や水利的安定性の評価など）に、これを応用可能であることがわかった。

4. クラウド型現場グラウチング品質管理システム「Grout Twin」の構築

以上の河床部に関する検討結果も勘案し、鶴川ダムでは最終的に図-13 に示すカーテングラウチング計画が策定され、グラウチング施工が進められている。なお、左岸側

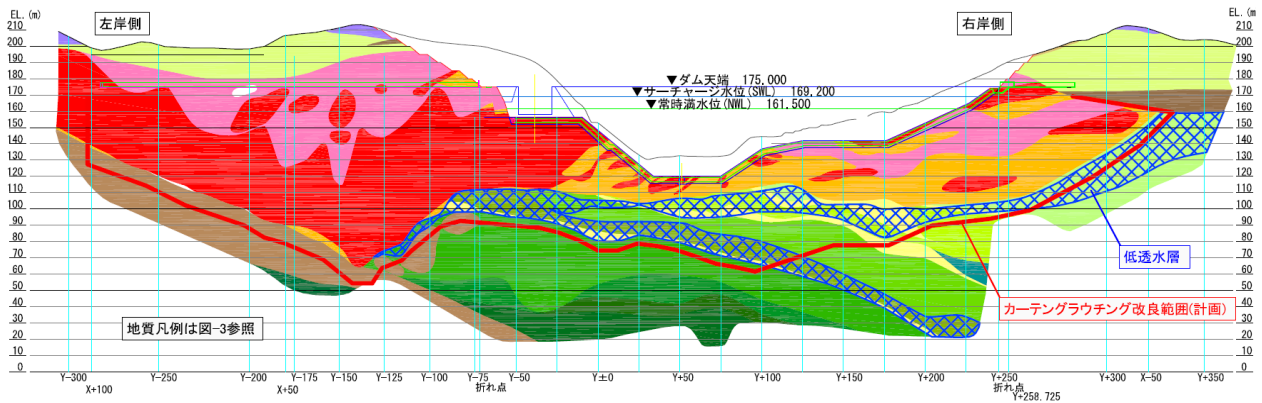


図-13 カーテングラウチング計画図

には河床部や右岸側のような低透水層は確認されておらず、カーテングラウチング長の検討に際しては河床部の浸透流速との比較や地下水位とサーチャージ水位との関係等を勘案し、図のように定められた。

4.1 カーテン遮水効果の原位置確認に関する一試案

図-9 では、ルジオンテスト時の水押しを岩盤内での強制加圧と見なし、その時の岩盤間隙水圧計の応答の違いから、基礎岩盤中に水平方向に分布している天然低透水層の遮水性能やその空間的な連続性（安定性）の確認を試みた。この考え方は、そのまま鉛直方向のカーテングラウチングにも応用可能ではないかと考えた。図-14 にその概念図を示す（図-14(a) はカーテングラウチングを地中横から、図-14(b) はその施工状況を上から見た図であることに留意）。図-14(a) は、カーテングラウチングの施工が全て完了した後を想定している。湛水圧の加わらない下流側岩盤内にチェック用の加圧孔（試験湛水時の管理用に計画されている下流側間隙水圧計の埋設孔等）を利用する事を想定）を設け、先端部で貯水圧相当の水圧を加える。この際の上下流間隙水圧計の応答の違いが、湛水完了時におけるカーテングラウチングの巨視的な遮水性能を直接指し示すものと考えられる（ただし地中の点加圧は湛水時の静水圧による水圧負荷条件とは異なるため、あくまで目安値と考えている）。試験湛水を開始する前に貯水位（40m）相当の水圧を基礎岩盤内に仮想的に加え、カーテングラウチングの遮水性能を事前確認するための一つのアイデアとして示してみた。さらに、カーテングラウチングの施工が進むと上流側仮締切り内の水位が自然に上昇する（図-2 中に仮締切り天端位置と標高を矢印で記載。河床部との水位差は約 13m）。この際の上下流岩盤間隙水圧計の値のギャップもまた、カーテングラウチングの遮水性能を原位置で確認するための貴重な参考データとなり、引き続き試験湛水時の計測管理へと移行することができる。

一方、図-14(b) はカーテングラウチング施工中の現場品質管理への応用の可能性を検討したものである。グラウ

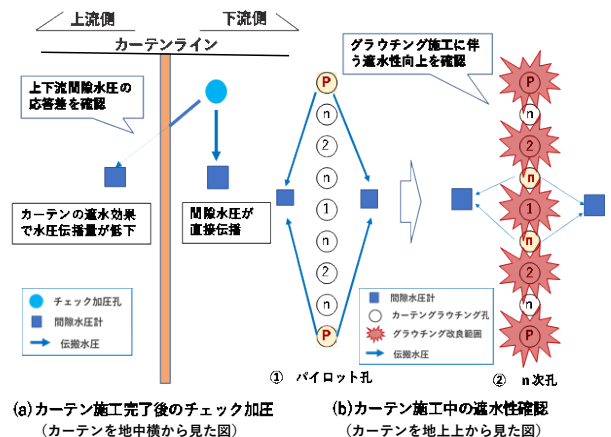
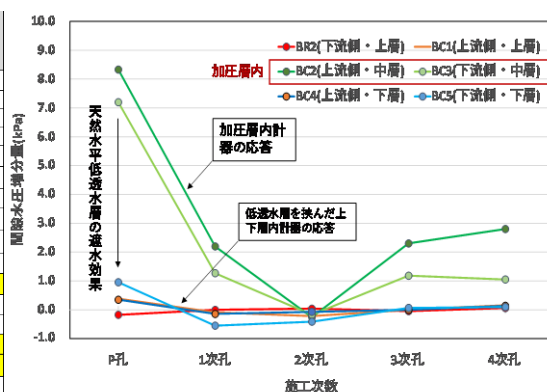


図-14 カーテン遮水効果確認方法の概念図

チング施工は、中央内挿法によって行われる。最初のパイロット孔（P 孔）では、カーテン構築前であるため水押し加圧時の周辺の間隙水圧計の応答は大きい。1 次→2 次→n 次孔と施工次数が増えるにつれ、周辺にはセメントミルクが岩盤亀裂中に浸透した遮水領域が次第に形成、相互連結されるため、同一の間隙水圧計において施工進捗と共に連続的に間隙水圧を計測しておけば、施工次数の増加に伴い次第に間隙水圧応答が低下していくことが予想される。この際、グラウチングのセメントミルクが岩盤内の間隙水圧計に回ると、固結後に計器の動作が不良となる可能性がある。本ダムではそのような状況は見られていないが、留意が必要と考える。図-15(a), (b) は、河床部でのカーテングラウチング試験施工時にこの間隙水圧応答の低下を実際に確認した例であり、凝灰岩上部層内で水押し加圧した際の間隙水圧応答を、施工次数に対して整理したものである。図-15(a) には、図-15(b) の作成に用いたデータの加圧時条件、計器 BC-2, BC-3 の反応値や加圧点からの離隔等を一覧にして示し、図-15(b) では表中の反応値の平均値をプロットした。P 孔では、加圧した凝灰岩上部層内に設置された間隙水圧計 BC2 と BC3 で大きな間隙水圧増分が観測され、低透水層の上の安山岩層、下の凝灰岩下部層の計器ではやはり顕著な反応が見られていない。P 孔ではカーテングラウチングはまだ形成され

施工日	BL	孔番	次数	ST	離隔 (m) BC-2	離隔 (m) BC-3	反応値 (kPa) BC-2	反応値 (kPa) BC-3	Lu値	水押開始 時間 (時分)	水押終了 時間 (時分)	注入 時間 (時分)	加圧値 (MPa)	同時 施工
2021/09/24	K11	P01		5	22.61	28.61	14.037	12.190	39.61	14.14	15.22	3.24	0.141	無し
2021/10/02	K12	P01		5	29.11	35.36	2.921	2.702	19.86	16.33	17.27	5.14	0.395	無し
2021/10/07	K11	101	1	5	25.36	31.60	2.199	1.270	10.16	16.41	17.32	2.33	0.730	無し
2021/10/16	K11	201		5	23.84	29.99	0.294	0.169	1.57	14.50	15.27	1.57	0.730	無し
2021/10/19	K11	202	2	5	27.13	33.40	-0.701	-0.508	17.58	10.34	11.19	2.59	0.339	無し
2021/11/05	K11	303		5	26.22	32.48	-0.592	-0.254	4.13	16.16	16.44	1.56	0.705	無し
2021/11/06	K11	304	3	5	28.10	34.36	3.298	2.371	6.48	22.10	23.06	2.07	0.908	無し
2021/11/06	K11	301		5	23.18	29.27	3.592	1.101	0.43	2.51	3.49	2.20	1.083	無し
2021/11/08	K11	302		5	24.56	30.77	2.980	1.524	2.91	14.29	15.14	1.21	1.198	無し
2021/11/20	K11	402		5	23.50	29.83	9.471	2.710	2.16	3.13	3.58	1.56	1.078	無し
2021/11/22	K11	406		5	26.67	32.93	1.778	0.553	1.14	21.44	22.35	1.45	1.191	有り
2021/11/23	K11	404		5	24.95	31.18	1.184	0.678	1.33	14.27	15.25	2.49	1.209	無し
2021/11/25	K11	408	4	5	26.60	34.86	0.338	0.085	2.59	16.59	17.43	2.23	0.711	無し
2021/11/25	K11	405		5	25.78	32.03	1.099	0.762	1.62	21.27	22.13	2.06	1.202	有り
2021/12/02	K11	401		5	22.88	28.93	3.298	1.270	0.70	22.26	23.14	2.13	1.189	有り
2021/12/02	K11	403		5	24.19	30.38	2.452	1.270	1.85	15.15	16.12	2.30	1.200	無し

(a) 施工状況の一覧



(b) 施工次数と間隙水圧計の増分

図-15 カーテングラウチング施工次数と岩盤間隙水圧応答の関係図

ておらず、これは前述の低透水層の遮水効果と考えられる(図-15(b)中左側の縦の矢印)。このように、低透水層の連続性についても、グラウチング施工加圧時の間隙水圧計データを利用し、現在の施工進捗中も継続的な確認を進めている。一方、同じデータをグラウチング施工時の挙動として見直すと、1次孔、2次孔と施工次数が増えるにつれ、同じ凝灰岩上部層内での間隙水圧応答は次第に減少し、前出の図-14(b)に示すような遮水領域(カーテン)の形成効果が表れている。なお、3次孔と4次孔では再び間隙水圧応答が増加しているが、これは、図-15(a)中に示すように加圧値が他よりも大きい傾向にあることや、同じ間隙水圧計周辺で複数の同時施工(地中加圧)が行われた結果と考えられる。

以上、3章で述べた基礎岩盤の水理地質構造の同定に加え、岩盤間隙水圧計の更なる利用方法について検討を行った。従来の品質管理では困難であった施工完了後のカーテングラウチングの巨視的な原位置遮水性能の評価、カーテングラウチング遮水性能の形成状況に対する施工中のリアルタイム監視、の2つの観点から試案を示した。

4.2 現場グラウチング品質管理システムの構築

カーテングラウチング施工時の岩盤内間隙水圧応答の分析を精緻に行うためには、グラウチングの施工(加圧)位置と間隙水圧計設置位置の三次元的な離隔、施工次数、加圧値、複数並列施工の有無の影響などの諸条件を全て横並びにして整理・分析する必要がある。そのためには間隙水圧計データとグラウチング施工データを同一のDBに格納、事後に抽出・分析するシステムが必要となる。クラウド型現場グラウチング品質管理システム「Grout Twin」は、このような現場の要請により構築されたものである。なお、カーテングラウチングの施工は2023年度から本格化しており、本システムを用いて図-15(b)のような実現象の確認と分析を継続的に行っている。

図-16に、グラウチング施工データと岩盤間隙水圧計データ回収の自動化およびクラウド一元管理の状況を示す。図-16の上半分に示すように、当初グラウチングデータに

ついては現場有線を用いて事務所に送信、これをPDFファイルとして格納し、間隙水圧計データは手動で回収してエクセルファイルとして別保存する形を取った。このため、グラウチング施工加圧時の間隙水圧データを照合するために、両データを一旦印刷し、職員が目読みすることでデータの対応性を確認していた。この作業には極めて多くの労力と時間を要したため、これを図-16の下半分に示すような自動回収、一元的なDB蓄積に変更した。現場内にWi-Fi環境を構築し、グラウチングデータと間隙水圧計データをリアルタイムに自動送信、クラウド上のDBに格納した。図-17には「Grout Twin」の操作画面を示しているが、画面上で間隙水圧計の応答イベントを抽出し、計器が反応した時刻を選択すると、グラウチング施工履歴が間隙水圧計との距離が近い順番に自動的にリストアップされる。直観的かつ簡単なマウス操作のみでグラウチング施工と間隙水圧計の関連性を自動抽出し、施工位置と間隙水圧計の位置関係(離隔)をその場で確認できる。図-18は、岩盤内間隙水圧応答の三次元可視化例を示す。円柱の直径は間隙水圧応答の大きさ、高さは間隙水圧計と加圧点との離隔距離を表している。円柱が大きい、すなわち計器と加圧点の距離が離れているにもかかわらず間隙水圧応答が大きく、かつ上下流共に円柱が大きくなっているような場所は、カーテングラウチングの上下流で連続した水みち、すなわち水理的弱部が基礎岩盤内に残存していることを表している。現在、グラウチングの施工次数が増えると、次第に「大きな円柱」の出現比率が減少する傾向を確認しながら施工を継続している。このような三次元可視化により、例えば、 $n+1$ 次孔施工時の間隙水圧応答から1つ前の n 次孔の空間的なグラウチング効果を確認し、 $n+2$ 次孔の適切な施工配置を検討する、追加グラウチングを実施すべき点を空間的に特定し水理的弱部の残存箇所を集中的に遮水する、最終的なグラウチングの打止めを判断する等、現場でより適切で効果的かつ効率的なグラウチング施工方法を摸索・提案するための補助的手段になり得るのではないかと考えている。

以上、3章および4.1で述べた岩盤間隙水圧の様々な現

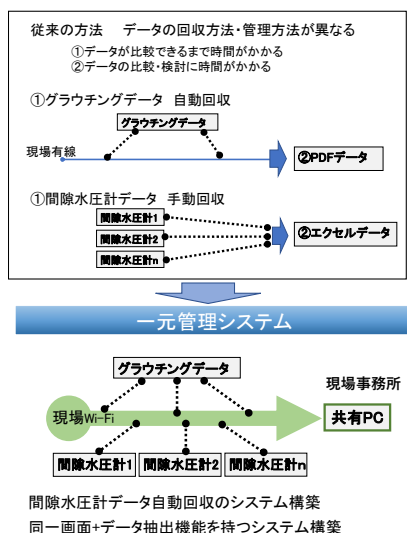


図-16 データ回収の自動化と一元管理



図-17 「Grout Twin」の操作画面

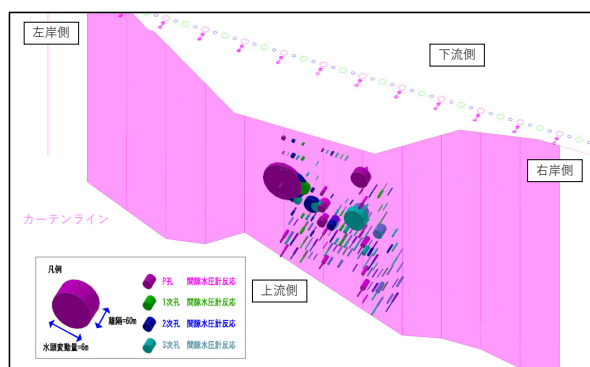


図-18 岩盤間隙水圧応答の三次元可視化例

場利用を可能とする現場グラウチング品質管理システムを紹介した。これにより、従来は実施困難であった現場データの自動取得と分析処理、データの三次元可視化等により、最適なグラウチング施工を模索するなど、現場実務の大幅な効率化と DX 化、現場施工の最適化を図ることが可能になるものと考えられる。

5. 原位置カーテングラウチングの遮水性評価と試験湛水に向けての諸準備

鵜川ダムでは、今後試験湛水が予定されている。これに先立ち、試験湛水に向けての事前準備として、以下に示すような一連の検討を試みた。

- ① 原位置カーテングラウチングの現状データ（上流側仮締切り水位の上昇）を用いた遮水性の評価
- ② 下流側チェック孔を利用した湛水压相当荷重下での岩盤内加圧（図-14(a)）の事前 FEM 解析
- ③ 堤体/基礎岩盤の湛水時管理用チャートの作成

5.1 原位置カーテングラウチングの遮水性評価

図-19～図-21 に、①の結果を示す。堤体の盛立て完了後、上流側仮締切り内の水位が 133.3m 付近まで上昇しており、下流側と約 13m の水頭差が生じている（図-19 中の解析

入力水位を参照）。これに対応して岩盤間隙水圧計の BC-2（上流側）と BC-3（下流側）にも水頭差が発生しており、カーテングラウチングによる遮水効果が実測値に現れている。図-19 および図-20 は、これを再現した FEM 解析結果を示しており、カーテングラウチングの透水係数を設計値（この深度では $Lu=5$ 、透水係数換算で $5 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ ）の 1/10 倍、1 倍、10 倍の 3 種類に変えた試験解析を実施し、間隙水圧の時系列変化とコンターを求めた。図-21 は、本解析結果と岩盤間隙水圧計 BC-2 および BC-3 の実測値（降雨時を除いた平均値）を比較しているが、計器 BC-2 の実測データは、原位置カーテングラウチングの透水係数が設計値に近い値となっていることを表している。このように、岩盤間隙水圧計は試験湛水に先立ちカーテングラウチングの原位置遮水性能の評価に利用することができる。

図-22 に②の結果を示す。図-22(a)には、試験湛水前下流側チェック孔（BC-3 付近の管理用計器の埋設孔を想定）より凝灰岩上部層内で加圧を行う（図-14(a)）ことを想定した FEM 解析結果を、基礎岩盤内の間隙水圧コンターとして示している（カーテングラウチングの有無や透水係数（ Lu 値）を変えて試算）。解析で加えた圧力 0.41MPa は湛水完了時の水頭差に相当し、ルジオンテスト水押し時の最小圧力に近い。図より、カーテングラウチングが地中鉛直方向に構築された結果、下流側からの加圧時に、その上下流で岩盤内間隙水圧の値にギャップが生ずること、カーテングラウチングの透水係数の違いによりその状況が次第に変化することを確認できる。①の仮締切り水頭差を利用した透水係数同定に加え、このようなチェック加圧を行い岩盤内間隙水圧を実測することで、湛水压相当の水頭差に対するカーテングラウチングの遮水性能を再確認したうえで試験湛水に臨むことも可能となる。この際の三次元可視化結果（図-18）の中に「大きな円柱がない（水理的弱部が存在しない）こと」を確認で

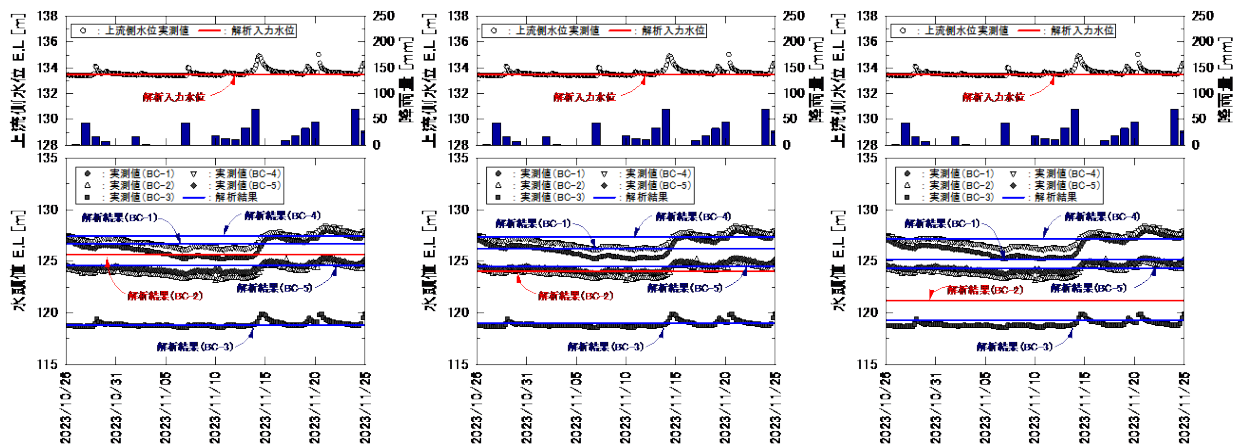


図-19 上流側仮締切りによる実測水頭差と解析結果の比較（左より設計値の0.1倍/1倍/10倍）

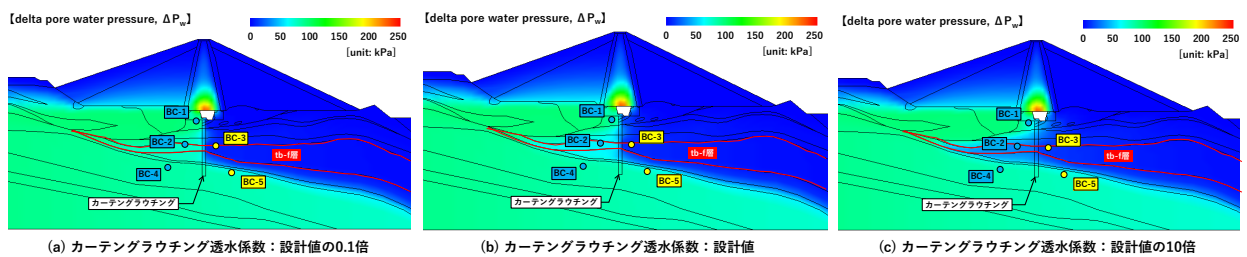


図-20 間隙水圧コンターの比較（左より設計値の0.1倍/1倍/10倍）

きれば、より安心して試験湛水に進むことができよう。図-22(b)には、カーテンの透水係数（ L_u 値）と上下流側間隙水圧計の応答値の関係を整理して示した。このような図を事前に準備することにより、カーテングラウチングの巨視的な透水係数（遮水性能）を岩盤間隙水圧計の実測値に基づき同定し、実際の湛水圧に対応する巨視的な遮水性能を定量的に評価することも可能になるのではないかと考えている。

以上、4.1で試案を示したカーテングラウチングの原位置遮水性能の巨視的把握手法について、上流側仮締切りによる岩盤間隙水圧計の水頭差の実データに基づく評価、および下流側からのチェック加圧を想定した数値解析事例を示した。これにより、従来は試験湛水を実施しなければ判断できなかったカーテングラウチングの現場遮水性能について、事前に確認、あるいは対策をとることができる。次の5.2に示す試験湛水時の管理用チャートを併せ作成しておけば、定量的な指標に基づいて試験湛水中の監視を行うことも可能となる。

5.2 湛水管理用チャートの作成

図-23に、以上のFEM解析結果を利用した湛水管理用チャートの一例を示す。解析で用いたカーテングラウチングの透水係数は、図-21に示す解析結果から実測値を再現可能な値を採用しているが、これに加え、図-22に示す下流側チェック加圧時の解析結果と実測値の比較なども行い、試験湛水までにその評価精度を高めることも可能と

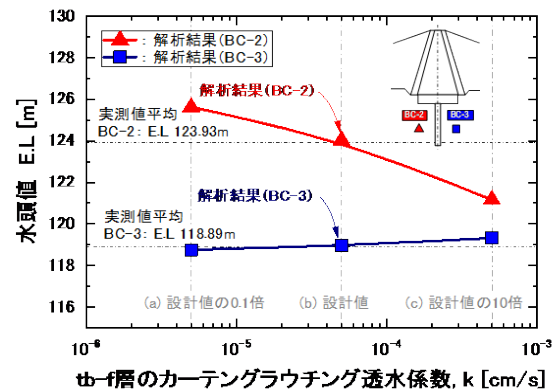
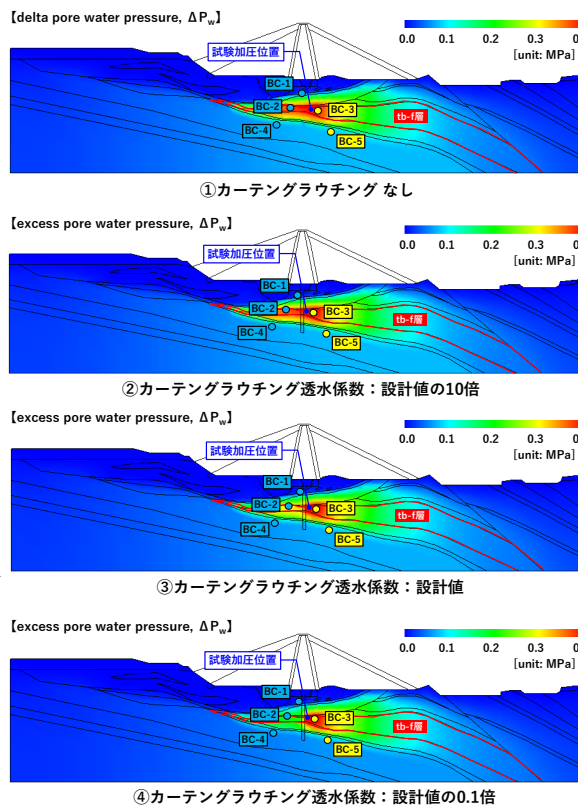


図-21 FEM解析による透水係数と水頭差の関係

なる。図-23(a)はカーテングラウチング上下流の岩盤間隙水圧計の予測値と湛水位の関係を、図-23(b)は堤体からの漏水量の予測値を示している。鶴川ダムの試験湛水は、現時点では湛水位を段階的に上昇させる計画となっており、図-23(b)中の水位保持期間はこれに相当する。試験湛水においては、岩盤間隙水圧計や漏水量の実測値がこれらの付近を推移することを適宜確認しながら貯水位を上げていくことが可能となる。

5.3 チェック加圧の実施結果

図-22のFEM解析では、下流側間隙水圧計であるBC-3付近の凝灰岩上部層内に湛水圧相当の水圧を与え、上流側間隙水圧計BC-2の応答を計算した。図-22で示したように、カーテングラウチングの遮水性能が安定したものであれ



(a) カーテングラウチング透水係数を変えた過剰間隙水圧コンタ

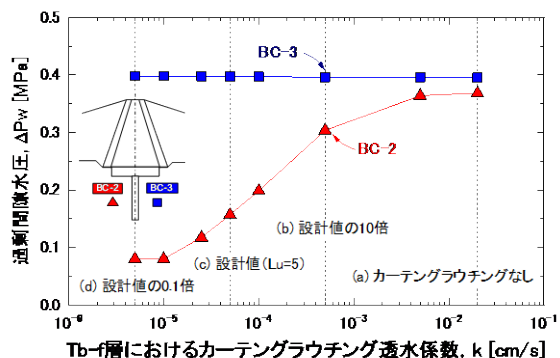
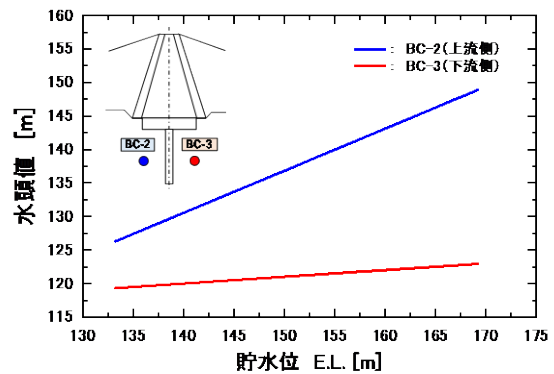


図-22 下流側チェック孔での加圧時解析結果

ば、下流側で発生した間隙水圧はカーテングラウチングにより遮断され、上流側間隙水圧計に伝達されにくくなる。このチェック加圧を、2025年6月に実施した。図-24(a)に示す通り、チェック加圧はカーテンライン下流側に配置する浸透流観測孔の削孔完了孔（計器設置前）を利用して行われた（図-22の事前FEM解析とは加圧する地層や深度が異なる）。図中に示すように、この加圧位置の周辺にはダム完成後の堤体の安全性を検証する観測設備の一つである間隙水圧計P1～P4がカーテングラウチングの上下流別に設置されており、今回のチェック加圧によりカーテングラウチングや天然水平低透水層の原位置遮水性能の確認に利用できるものと考えた。チェック加圧は、図中に「加圧位置」と記載した浸透流観測孔内の1m～10m区間に0.41Mpa（水圧40m相当）の圧力の水押しを約1時間加



(a) 岩盤基礎の湛水管理用チャート

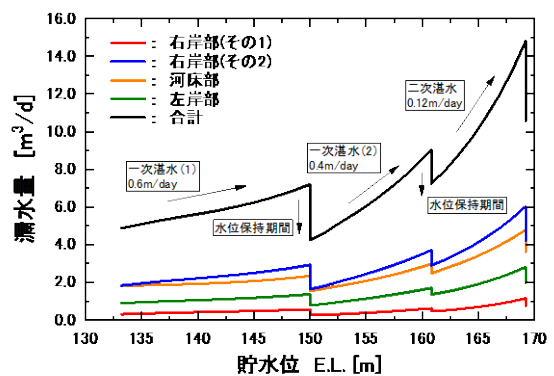
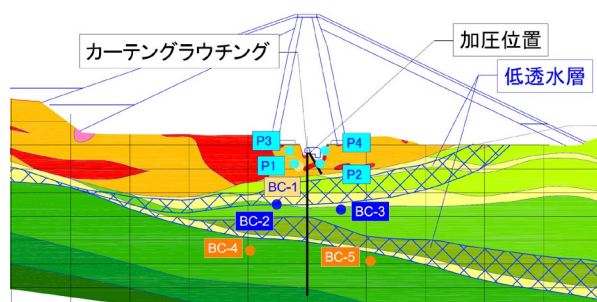


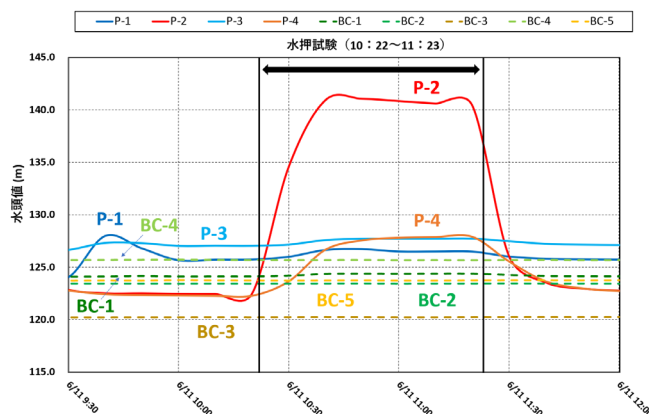
図-23 FEM解析による湛水管理用チャートの一例

えた。図-24(b)に、その際の周辺間隙水圧計の応答を示す。図より、加圧時に敏感な応答を示しているのはP-2、P-4の2計器であり、これらはカーテングラウチングの下流側、かつ天然水平低透水層の上方に位置する。P-4はP-2に比べて応答値が小さいが、P-4の位置にはブランケットグラウチングが施されており（コア敷き7m範囲を改良目標値10Luで施工済）、その影響を受けたものと考えられる。一方、カーテングラウチングの上流側に設置されたP-1、P-3は下流側での加圧に対して応答を示しておらず、カーテングラウチングの高い遮水性能を裏付けている。同じ下流側でもBC-3やBC-5もまた、全く応答していない。これにより、加圧点との間に存在する天然水平低透水層の安定した遮水性能を再び確認することができた。カーテングラウチングの上流側、かつ天然水平低透水層の下に設置されているBC-2やBC-4もまた応答は見られず、カーテングラウチングと天然水平低透水層の遮水効果が相乗して現れたものと考えられる。

以上の結果は、フィルダム基礎岩盤の湛水管理用計器を利用したチェック加圧により、カーテングラウチングや天然低透水層の原位置における巨視的な遮水性能を、湛水前に事前に確認可能であることを示すものである。



(a)チェック加圧位置と間隙水圧計配置



(b)チェック加圧時の間隙水圧計の実測応答

図 24 チェック加圧の条件と実測間隙水圧応答

6. おわりに

フィルダム基礎岩盤の複雑な水理地質構造の同定、天然水平低透水層を利用したカーテングラウチング合理化の検証、カーテングラウチングの施工時品質確認、完成したカーテングラウチングの巨視的な原位置遮水性能の評価、試験湛水管理等の技術的な諸課題は、フィルダムの設計・施工・施工管理上重要でありながら、合理的・定量的な評価がなかなか難しい現状にある。本文で紹介した基礎岩盤間隙水圧計データを用いた幾つかの試みが、これら諸課題の解決の一助となれば幸いと考える。なお紙面の関係から、FEM 解析のモデル化や解析条件の設定法（例えば、ルジオンテストの三次元的な点加圧を二次元モデルでどう表現するかなど）に関する詳細な説明を加える事ができなかった。ダム基礎岩盤の水理地質構造に対する解析的アプローチの詳細については、その解析手法や解析条件の設定方法の詳細を別報⁷⁾にて報告している。

謝辞：本研究開発を進めるにあたり、新潟県柏崎地域振興局地域整備部 片山幸也氏、奥泉楓氏より多大なるご支援を頂いた。また、一般財団法人ダム技術センター山口嘉一理事より、本研究開発や現場適用方法に関して貴重なご意見を多数頂戴した。前田建設工業土木技術本部佐藤健一氏、新屋敷隆氏、小熊登氏からは、岩盤間隙水圧計の現場適用に際して様々な助言を頂いた。末尾ながら記して謝意を表する次第である。

なお本著作物は、ダム工学 2025 年第 35 巻 1 号に掲載された論文をベースに、最新の現場計測結果 (5.3 チェック加圧の実施結果) を追記したものである。5.3 以外の元論文の著作権は一般社団法人ダム工学会に帰属し、ダム工学会の承認を頂いたうえで掲載するものである。

参考文献

- 1) 石黒健,和田豊,貫井明,中島秀樹,武田智治,龍岡文夫：鵜川ダム建設工事におけるコア材の飽和度管理を重視した現場締固め管理,土木建設技術発表会 2019, VI-9, 2019.
- 2) 石黒健,中島秀樹,武田智治,川村亘輝,和田豊,貫井明,龍岡文夫：鵜川ダムコア材の飽和度管理を重視した締固め管理基準の策定と効率の現場管理の試み,地盤工学会 土の締固め合理化に関するシンポジウム, No.1-2, 2022.
- 3) 石黒健,平田昌史,中島秀樹,武田智治,川村亘輝,片山幸也,貫井明,龍岡文夫：フィルダムコア材の現場転圧面の諸物性と設計余裕度に関する検討,第 58 回地盤工学研究発表会, No.11-2-5-02, 2023.
- 4) 平田昌史,石黒 健,中島秀樹,武田智治,片山幸也,貫井明,龍岡文夫：基礎岩盤を考慮したロックフィルダムの築堤・湛水 FEM 解析,第 58 回地盤工学研究発表会, No.11-2-5-01, 2023.
- 5) 森吉昭,内田善久,鶴田滋,高橋章,石黒健,太田秀樹：中央土質遮水壁型ロックフィルダムの湛水時安定性評価,土木学会論文集, No.764/III-67, pp.69-84, 2004.
- 6) 山口嘉一,富田尚樹,水原道法：水圧破碎に着目したロックフィルダムのコア幅設計に関する研究,第 50 回地盤工学シンポジウム論文集, 2005.
- 7) 平田昌史,石黒健,古川無何有,武田智治,中島秀樹,奥泉楓：基礎岩盤の水理地質構造を考慮したロックフィルダム築堤・湛水時 FEM 解析,土木学会論文集投稿中.

シールドトンネル内部構造のPCa化に向けた柱梁接合部の 解析的検討および性能確認実物大試験

北 川 空 良^{*1} 吉 本 勝 哉^{*2}鈴 木 哲太郎^{*3} 房 捷^{*4}

要 旨

シールドトンネルの内部構造物の構築は、狭隘な空間での施工となる場合が多いことから、施工方法の合理化を図るため、床版・縦梁一体部材と柱部材からなるプレキャスト（以下、PCa）構造での施工が検討された。施工手順は、柱の建込み後、床版・縦梁一体部材を線路方向に横スライドし縦梁主筋を接続させ、柱主筋は床版の上部からあと挿入して床版・縦梁一体部材に定着させる計画である。しかし、柱主筋をあと挿入することから、鉄道標準で定める標準フックによる柱主筋の定着ができない。標準フックの代替として機械式定着工法の適用を検討し、3次元FEM解析および実物大試験によりその定着性能を評価することとした。3次元FEM解析の結果、L形柱梁接合部のかぶり小さい突出梁部のコンクリートの損傷による機械式定着板の機能低下が生じる可能性が示唆された。実物大実験では、曲げ降伏耐力および曲げ耐力の実測値は設計計算値を上回り、設計計算値に対して本構造が問題のないことを確認した。

キーワード 柱梁接合部／正負交番載荷／機械式定着／プレキャスト／仕口部

目 次

- | | |
|-------------|------------|
| 1. はじめに | 4. 実物大試験結果 |
| 2. 実験概要 | 5. 結論 |
| 3. 3次元FEM解析 | |

ANALYTICAL STUDY AND EXPERIMENTAL VERIFICATION OF COLUMN-BEAM CONNECTIONS FOR PCA IMPLEMENTATION IN SHIELD TUNNEL STRUCTURE

Sora KITAGAWA
Tetsutaro SUZUKI

Katsuya YOSHIMOTO
Fang JIE

Synopsis:

In order to streamline the construction method of the internal structures of a narrow shield tunnel, construction using a PCa structure made up of a combined floor slab and column-beam was considered. The construction procedure involves sliding the combined floor slab and vertical beam member horizontally in the direction of the tracks after erecting the columns, connecting the main reinforcement of the vertical beams, and then inserting the main reinforcement of the columns from above the floor slab to secure it to the combined floor slab and vertical beam member. However, since the main reinforcement of the columns is inserted later, it is not possible to secure it using the standard hooks defined by railway standards. As an alternative to the standard hooks, the application of a mechanical anchoring method was considered, and its anchoring performance was evaluated through 3D FEM analysis and full-scale testing. The results of the 3D FEM analysis suggested that there is a possibility of reduced functionality of the mechanical anchoring plate due to damage to the concrete in the small cover of the L-shaped column-beam connection's protruding beam part. In full-scale experiments, the measured values of flexural strength and the actual flexural strength exceeded the calculated values.

* 1 本店 土木事業本部構造設計グループ
* 3 東京土木支店 梶ヶ谷シールド作業所

* 2 本店 土木事業本部土木設計部シールドグループ
* 4 本店 ICI テクノロジーセンター土木構造グループ

1. はじめに

近年、国土交通省が建設現場での生産性向上、工期短縮を目的とし、PCa 部材を利用した施工を奨励している。当社では施工予定の狭隘なシールドトンネルの内部構造物の施工方法の合理化を図るため、床版・縦梁一体部材と柱部材からなる PCa 構造での施工が検討された。施工手順は、柱の建込み後、床版・縦梁一体部材を線路方向に横スライドし縦梁主筋を接続させ、柱主筋は床版の上部からあと挿入して床版・縦梁一体部材に定着させる計画とした（図 1-1、図 1-2）。しかし、柱主筋をあと挿入することから、鉄道標準¹⁾で定める標準フックによる柱主筋の定着ができないことが課題となった。そこで、柱軸方向鉄筋の定着に一般的に用いられる半円形フックの代わりに、機械式定着工法を用いることが検討された。土木学会²⁾³⁾や、鉄道¹⁾、道路⁴⁾、建築⁵⁾の技術基準においては、軸方向鉄筋に機械式定着工法を適用する場合、マッシブなコンクリートへの定着、あるいは実験による検証等が基本となっている。

そこで、本研究では、柱と梁の接合部における軸方向鉄筋に、機械式定着工法を用いた実物大供試体を用い、正負交番荷重試験を実施し、その定着性能を評価した。また、実物大試験にむけた事前解析として、3 次元 FEM 解析により本構造の成立性について検証した。

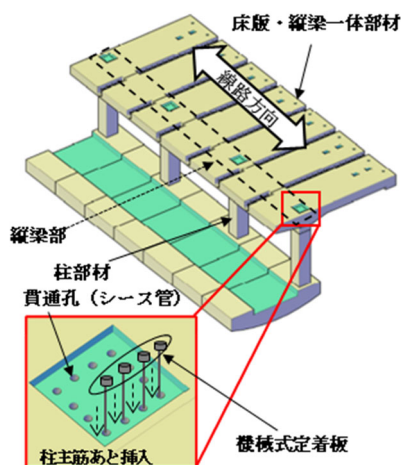


図 1-1 PCa 内部構造図

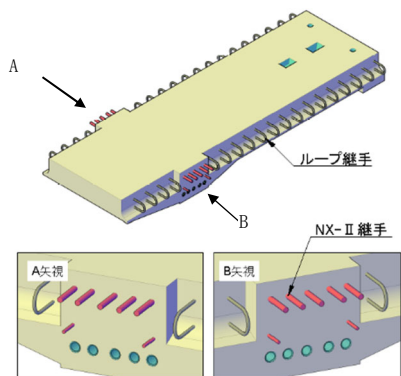


図 1-2 PCa 床版の概要図

2. 実験概要

2.1 実物大供試体

表 2-1 にコンクリートの物性値、表 2-2 に鉄筋の物性値、図 2-1 に中間柱供試体の概要、図 2-2 に端部柱供試体の概要を示す。中間柱供試体は、実構造物のうち柱を中心に線路方向に 2.0m 範囲、線路直角方向に 1.5m 範囲を抽出し、線路直角方向の両端にスタブ（荷重時の固定部）を設けた。端部柱供試体は、実構造物のうち端部から線路方向に 1.24m 範囲、線路直角方向に 2.0m 範囲を抽出し、線路方向の端にスタブ（荷重時の固定部）を設けた。なお、両供試体ともに、天地を反転した形状とし、柱部は 500mm×500mm、柱梁接合部厚さは 530mm とした。

柱主筋は SD490 を、それ以外の鉄筋には SD345 を使用した。また、柱主筋端部には直径 70mm、厚さ 24mm の機械式定着板を採用した。供試体製作は実施工を再現し、床版・縦梁一体部材と柱部材を別々に打設して組立てた後、シース管に柱主筋をあと挿入し、機械式継手内およびシース管内をグラウト材で充填した。

表 2-1 コンクリートの仕様および強度試験結果

仕様			性状		荷重試験日の圧縮強度
セメントの種類	水結合材比	粗骨材の最大寸法	スランプ	空気量	
(-)	(%)	(mm)	(cm)	(%)	(N/mm ²)
BB	36	20	19.0	1.9	73

表 2-2 鉄筋の仕様および強度試験結果

径	規格	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	主な用途
		規格 490-625	規格 620 以上	
D29	SD490	571	766	柱主筋
D13	SD345	395	575	床版せん断補強筋等
D16	SD345	398	580	縦梁せん断補強筋、床版配力筋等
D19	SD345	400	585	床版主筋等
D22	SD345	394	578	柱帯筋等
D29	SD345	408	598	縦梁主筋、床版主筋
D32	SD345	392	586	縦梁主筋

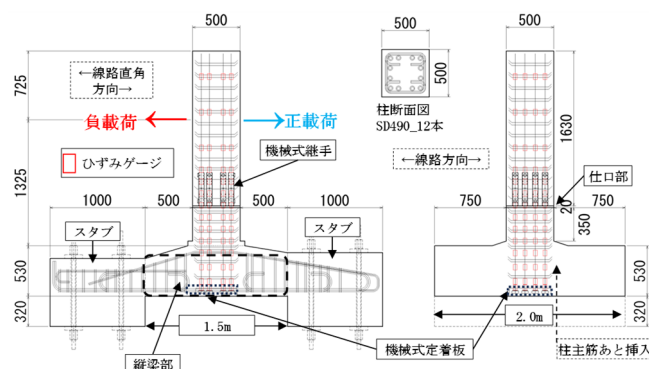


図 2-1 中間柱供試体

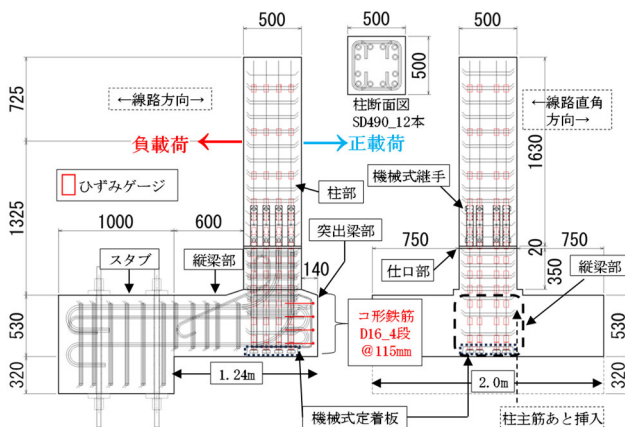


図 2-2 端部柱供試体

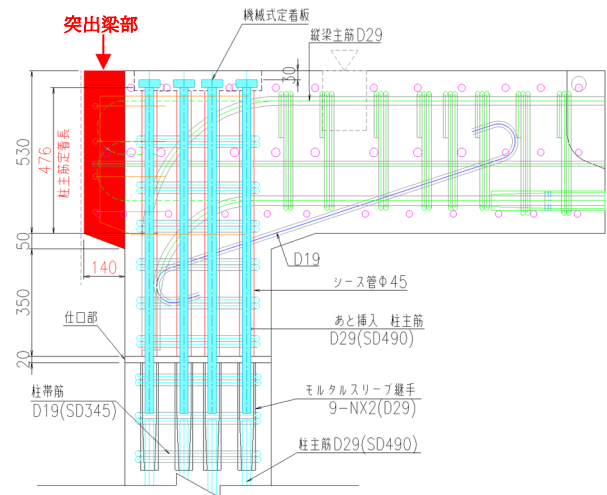


図 2-4 端部柱供試体の突出梁部

2.2 本構造の課題

1) 柱主筋への機械式定着工法の適用について

図 2-3 に本構造の柱梁接合部を示す。前述したように、鉄道標準¹⁾において、柱主筋の定着は、必要定着長を確保した上で端部に標準フックを設けることが原則であるが、本構造の柱主筋はあと挿入となることから、標準フックの代替として機械式定着工法を適用する。このことから、柱主筋の定着性能が十分に得られず、柱部材の耐力が低下すること、また、柱部材の寸法に対して柱と縦梁の接合部寸法が相対的に小さいことに起因し、柱や縦梁より先行して柱梁接合部が脆性的な破壊を生じることが懸念される⁹⁾。

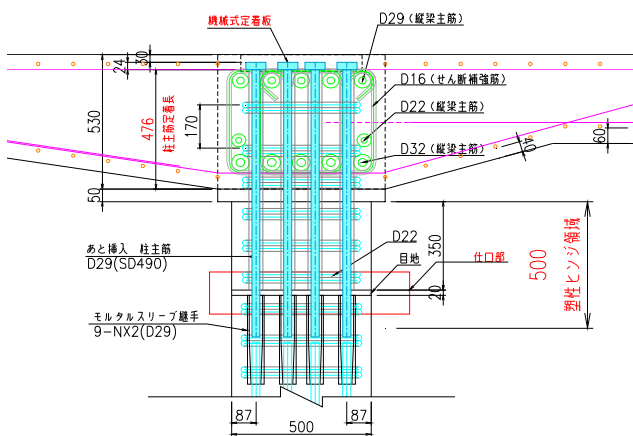


図 2-3 柱梁接合部

2) 突出梁部への機械式定着工法の適用について

図 2-4 に端部柱供試体の突出梁部を示す。端部柱供試体のような L 形柱梁接合部の突出梁部は、外側柱主筋のかぶりが高くなることから（突出長 140mm）、かぶりコンクリートの損傷による機械式定着板の機能低下が懸念される⁷⁾。

3) 塑性ヒンジ領域に柱部材の接合面（仕口部）を設けることについて

本構造では、図 2-3 に示すように施工上、柱部材および床版・縦梁一体部材の接合面（以下、仕口部）を塑性ヒンジ領域内（ハンチ端から 500mm (1D) 以内）に設けている。これにより、設計応答値に至る前に仕口部で過大な目開き等が発生し、構造上の弱点となることが懸念される。なお、実験により、仕口部に生じるひび割れ幅、および、柱帯筋のひずみを計測し、過大なひび割れ、および、ひずみが生じていないことを確認した。なお、鉄道標準¹⁾より、ひび割れ幅の計算値 w_d は、式(1)より算出する。

$$w_d = 1.1k_1k_2k_3k_4\{4c + 0.7(c_s - \phi)\}\sigma_{se}/E_s \quad (1)$$

ここで、 k_1 は鋼材の表面形状の影響を表す係数で、本実験のように異形鉄筋の場合は一般に 1.0、 k_2 はコンクリートの品質の影響を表す係数で、式(2)による。 k_3 は引張鉄筋の段数の影響を表す係数で式(3)による。 k_4 は曲げひび割れの変動を表す係数で一般に 0.85、 c は引張鋼材のかぶり (mm)、 c_s は引張鋼材の中心間隔 (mm)、 ϕ は引張鋼材の直径 (mm)、 E_s は鉄筋のヤング係数、 σ_{se} は柱主筋の仕口部位置で生じる鉄筋の引張応力度 (N/mm^2) である。

$$k_2 = \frac{15}{f'_{ck} + 20} + 0.7 \quad (2)$$

ここで、 f'_{ck} はコンクリートの設計圧縮強度 (N/mm^2) である。

$$k_3 = \frac{5(n+2)}{7n+8} \quad (3)$$

ここで、 n は引張鋼材の段数である。

仕口部位置の柱帯筋ひずみ ϵ_{wrd} は、式(4)より算出する。

$$\sigma_{wrd} = \frac{(V_{rd} + k_r \cdot V_{cd})s}{A_w \cdot z \cdot (\sin \theta \cdot \cos \theta)} \cdot \frac{V_{rd}}{V_{rd} + V_{cd}} \quad (4)$$

ここで、 V_{rd} は変動作用による設計せん断力、 k_r は変動作用の頻度の影響を考慮する係数で一般に 0.5、 V_{cd} はせん断補強材を用いない棒部材の設計せん断耐力、 s はせん断補強筋の配置間隔、 A_w は区間 s におけるせん断補強筋の総断面積、 θ はせん断補強筋が部材軸となす角、 z は圧縮応力の合力の載荷位置から引張鋼材の図心までの距離で、一般に有効高さを 1.15 で除したものである。

2.3 載荷方法（正負交番載荷）

図 2-5 に載荷装置図を示す。供用時に作用する荷重を想定し、供試体の柱部下端から $L_a=1.325m$ の位置に水平方向荷重を作用させる。柱に軸方向力は作用させないものとする。また、載荷方向は、ジャッキが伸長する方向を正、ジャッキが縮小する方向を負とした。

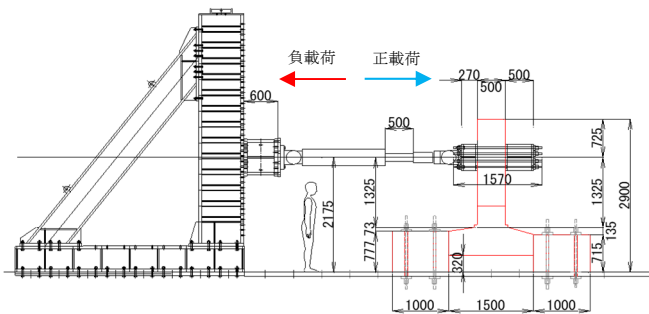


図 2-5 載荷装置（中間柱供試体）

正負交番載荷の制御は、載荷位置の水平変位 $\pm 1 \delta_y$ （柱が降伏した際の水平変位）を基準とする。また、 $\pm 1 \delta_y$ までの載荷パターンは、 $1 \delta_y$ 相当の荷重（推定値）を 1/4 刻み（ $0.25 \delta_y$, $0.50 \delta_y$, $0.75 \delta_y$, $1 \delta_y$ ）で変位振幅を正負 3 回ずつ作用させた。載荷制御は荷重制御とした。また $\pm 1 \delta_y$ 以降の載荷パターンは、降伏変位 $1 \delta_y$ を $\pm n \delta_y$ ($n=1,2,3,\dots$) とした変位振幅を正負 3 回ずつ作用させた。載荷制御は変位制御とした。なお、 $\pm 1 \delta_y$ の設定は、柱主筋（SD490）のひずみが初めて降伏した時点である。

中間柱は、正方向と負方向とで剛性が同じであるため、正方向載荷で設定した $1 \delta_y$ と同値を負方向の降伏変位とした。端部柱は、正方向と負方向とで剛性が異なるため、それぞれの載荷方向で柱主筋が降伏ひずみに達した時点を確認して、それを降伏変位とした。

3. 3次元 FEM 解析

3.1 解析による検証

実験の事前検証として、供試体による載荷試験を模擬

した 3 次元 FEM 解析を実施した。事前解析の目的は、部材耐力が設計計算値（鉄道標準¹⁾に準拠して算定した耐力）と同等以上であること、柱梁接合部周辺における先行破壊等の想定外挙動の有無を検証することである。解析は、分散ひび割れ非線形有限要素法（コード名：COM3）を用い、各モデル（中間柱、端部柱）に対して終局状態まで単調載荷した。

図 3-1 に各モデルの M- ϕ 関係の解析結果を示す。FEM 解析により算定した耐力は、設計計算値以上となることを確認した。

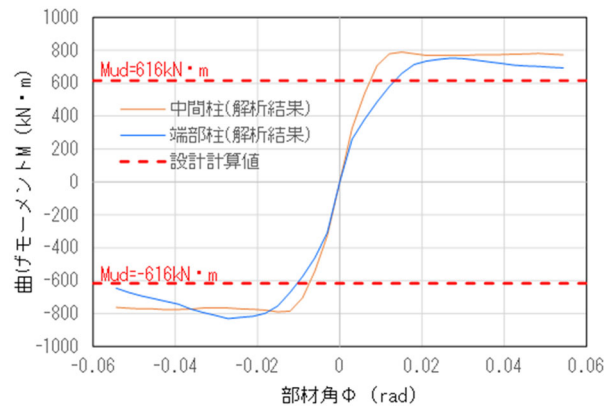


図 3-1 M- ϕ 関係グラフ

また、図 3-2 に示すように、端部柱の負側載荷時（突出梁部側の柱主筋が引張となる載荷方向）において、突出梁部における外側柱主筋定着部のかぶりコンクリートのひずみが先行して増大する結果を示した。したがって、突出梁部の先行ひび割れによる機械式定着板の機能低下を防ぐために、当該箇所のひずみ増大が先行しなくなるまで鉄筋量を増加させた。この解析により、端部柱供試体の突出梁部には、115mm ピッチで D16 鉄筋を 4 本追加した。

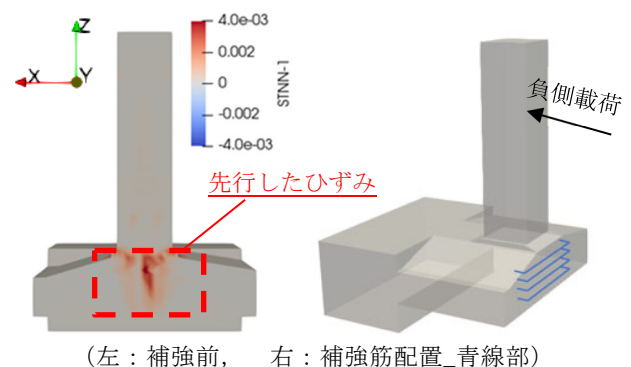


図 3-2 端部柱供試体解析結果

4. 実物大試験結果

4.1 中間柱供試体

図 4-1 に供試体の荷重-変位関係を示す。図中点線は、鉄道標準¹⁾より算出した柱の荷重-変位算定値を示す。な

お、図中実測 Y 点は、荷重-変位関係線の勾配変化点とした。実験結果より、曲げ降伏荷重が正載荷、負載荷ともに約 $\pm 600\text{kN}$ 、ピーク荷重が $+3\delta_y$ で 645kN 、 $-2\delta_y$ で 679kN であり、曲げ降伏耐力および曲げ耐力は、実測値が計算値を上回った。 $+3\delta_y$ および $-2\delta_y$ で曲げ耐力に達したのち、正載荷で $+6\delta_y$ 、負載荷で $-5\delta_y$ まで降伏荷重である $\pm 600\text{kN}$ 付近を維持した。また、機械式定着板が有効に機能し、 $1\delta_y$ 時点で柱主筋の拔出量は 0.1mm 程度であり、柱脚部で降伏した。このことから、破壊モードは、設計想定通り、柱脚部の曲げ破壊（写真 4-1）によるものと判断でき、柱梁接合部の脆性的な破壊は生じなかった。

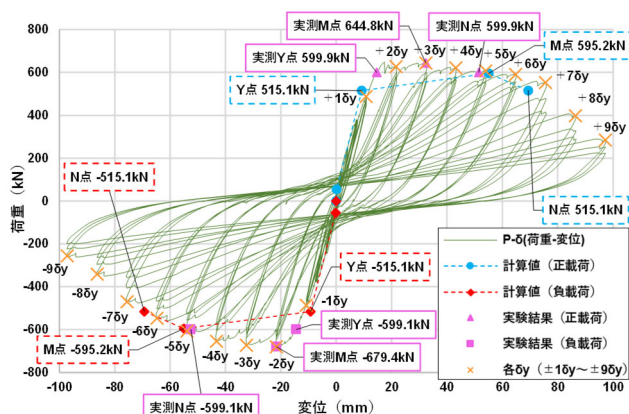


図 4-1 荷重-変位図（中間柱供試体）

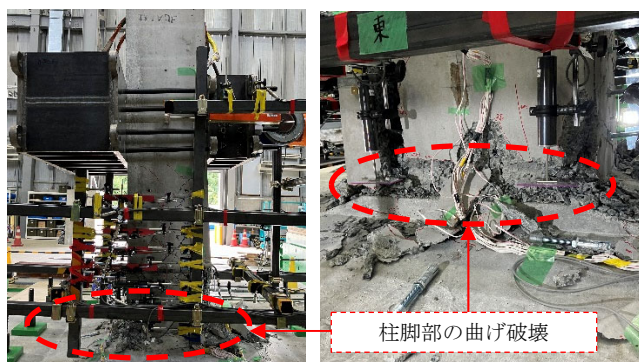


写真 4-1 破壊状況

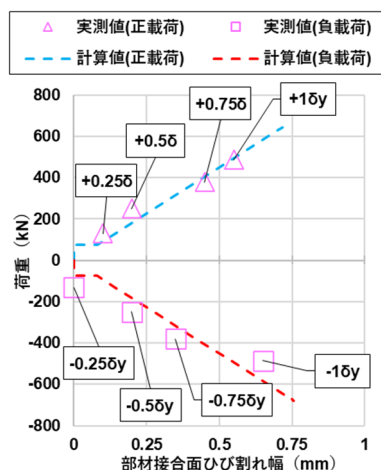


図 4-2 仕口部ひび割れ幅（中間柱供試体）

図 4-2 に仕口部に発生した曲げひび割れ幅の実測値と計算値の比較、写真 4-2 に $1\delta_y$ 終了時の仕口部の状況を示す。本構造は損傷レベル 1 で設計されているため、実測値と計算値の比較は $\pm 1\delta_y$ までの範囲で実施した。図より、 $\pm 0.25\delta_y$ から $\pm 1\delta_y$ まで、実測値と計算値は同等程度であった。

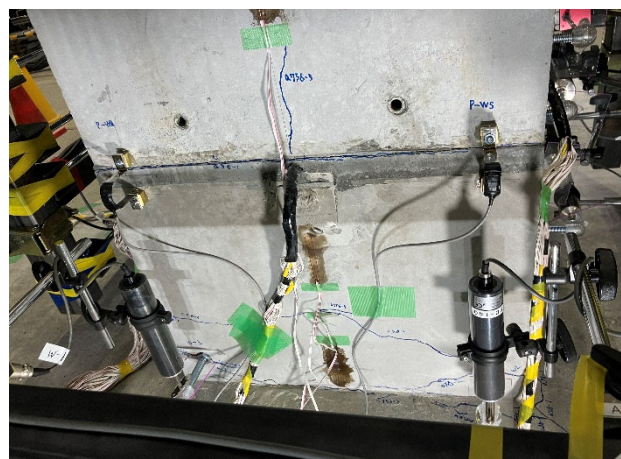


写真 4-2 $1\delta_y$ の仕口部の状況

図 4-3 に実測 Y 点までの、仕口部位置の柱帯筋ひずみの実測値と計算値を示す。帯筋ひずみは、計算値と概ね同等程度であり、降伏ひずみ (1725μ) に達していなかった。なお最終的に、供試体が破壊に至るまで、柱が仕口部から横ずれするような変形は確認されなかった。

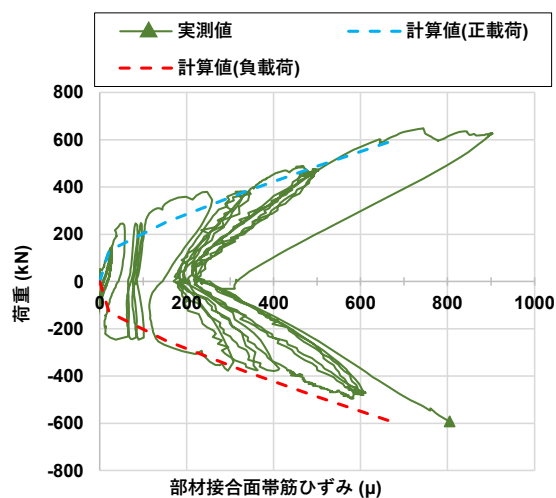


図 4-3 仕口部帯筋ひずみ（中間柱供試体）

4.2 端部柱供試体

図 4-4 に供試体の荷重-変位関係を示す。なお、図中の凡例は、4.1 中間柱供試体と同様である。図 4-4 より、曲げ降伏荷重は、正載荷時 545kN 、負載荷時 596kN 、ピーク荷重は、正載荷時 622kN 、負載荷時 735kN であり、曲げ降伏耐力および曲げ耐力は、実測値が計算値を上回った。突出梁部は、 $0.75\delta_y$ 時点で表面にひび割れ

($w=0.05\text{mm}$)が発生したが、 $1\delta_y$ までひび割れ幅は増大せず、負荷荷時における引張側の機械式定着板の拔出量は $1\delta_y$ 時点で 0.1mm 程度であり顕著な拔出は発生しなかった(写真4-3)。このことから、突出梁部の鉄筋の補強効果によりかぶりコンクリートの損傷が抑制されたことで機械式定着が有効に機能したと考えられる。また、先行して柱梁接合部の脆性的な破壊は発生せず、ピーク荷重前に柱主筋が降伏したことから、破壊モードは設計想定通りに柱脚部の曲げ破壊となることを確認した。

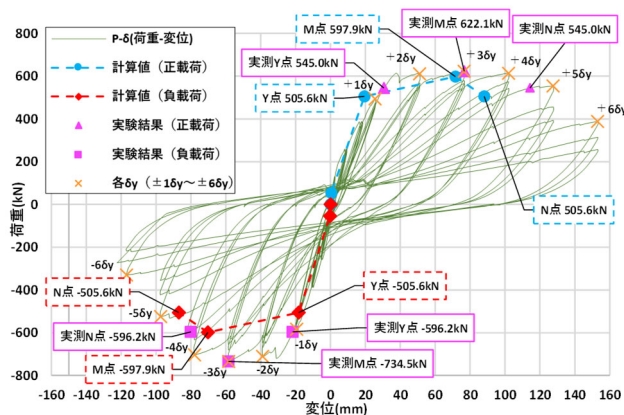


図4-4 荷重-変位図(端部柱供試体)

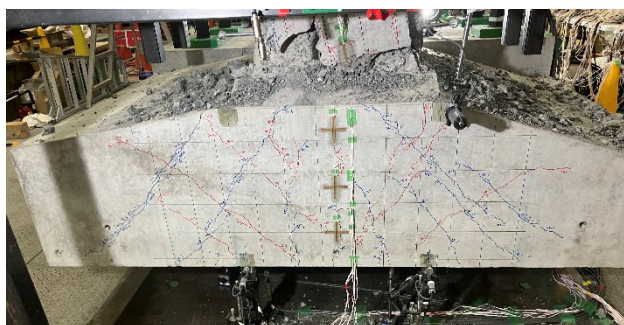


写真4-3 突出梁部の外観(試験終了時)

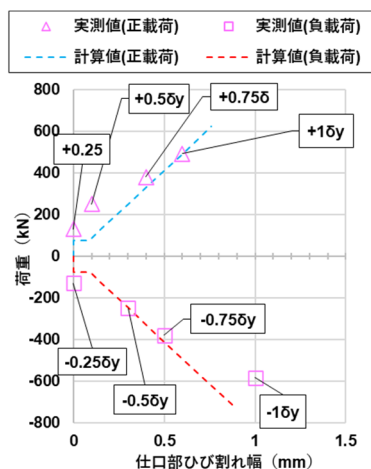


図4-5 仕口部のひび割れ幅(端部柱供試体)

図4-5に仕口部に発生した曲げひび割れ幅および計算値の比較を示す。なお、本構造は損傷レベル1で設計さ

れているため、実測値と計算値の比較は $\pm 1\delta_y$ までの範囲で実施した。図より、 $\pm 0.25\delta_y$ から $\pm 1\delta_y$ までの実測ひび割れ幅は、概ね計算値と同等程度であった。

図4-6に実測Y点までの、仕口部の柱帯筋ひずみの実測値と計算値を示す。帯筋ひずみは、計算値の曲げ降伏耐力相当荷重の $\pm 505.6\text{kN}$ まで計算値と同等程度であり、降伏ひずみ(1725μ)に達していなかった。最終的に、供試体が破壊に至るまで、柱が仕口部から横ずれするような変形は確認されなかった。

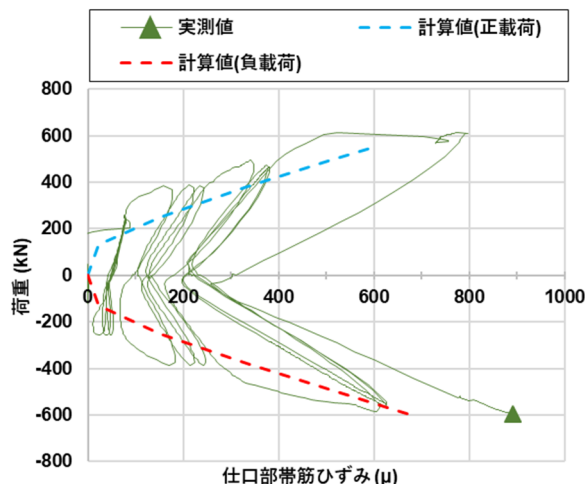


図4-6 仕口部帯筋ひずみ(端部柱供試体)

5. 結論

本研究では、実物大柱梁接合部を用いた3次元FEM解析および正負交番荷重試験による実物大試験を行い、柱軸方向鉄筋への機械式定着工法の定着性能を検証した。以下、本研究によって得られた知見を示す。

- (1) 3次元FEM解析により、部材耐力は設計計算値と同等以上であることを確認した。
- (2) 端部柱供試体の3次元FEM解析により、突出梁部の先行ひび割れを防止するために補強鉄筋を追加する必要があることがわかった。
- (3) 曲げ降伏耐力および曲げ耐力の実測値は、設計計算値を上回った。
- (4) 破壊モードは、柱脚部の曲げ破壊となり、柱主筋の拔出しや柱梁接合部における脆性的な破壊は発生しなかった。
- (5) 仕口部のひび割れ幅および帯筋ひずみは、設計計算値と同等程度であり、仕口部の先行破壊は生じなかった。
- (6) 端部柱供試体において、突出梁部のコ形鉄筋による適切な補強により、L形柱梁接合部の外側主筋に機械式定着工法を適用できることを確認した。
- (7) 本実験により、本構造形式の柱梁接合部は、構造計算値と同等程度の性能を有することが確認された。

謝辞：本研究は，東海旅客鉄道株式会社のご支援のもと実施されました．ここに深く感謝の意を表します．また，研究の遂行にあたり，鉄道総合技術研究所の皆様には貴重なご意見を賜りましたことを，併せて御礼申し上げます．

参考文献

- 1) （公財）鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，丸善，2004
- 2) （公社）土木学会：2017 年制定コンクリート標準示方書【設計編】，丸善，2017
- 3) （公社）土木学会：コンクリートライブラリー128 鉄筋定着・継手指針 [2007 年版]，丸善，2007
- 4) （公社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋・コンクリート部材編，丸善，2017
- 5) （財）日本建築総合試験所：機械式鉄筋定着工法設計指針（2010 年改訂），機械式鉄筋定着工法研究委員会，2010
- 6) 古屋 卓稔，渡辺 健，田所 敏弥，服部 尚道：ラーメン高架橋の柱梁接合部の配筋・定着方式が柱の部材性能に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.39，No.2，2017
- 7) 中田 裕喜，西村 脩平，田所 敏弥，幸良 淳志：ラーメン高架橋の柱梁接合部における機械式定着工法の適用法，鉄道総研報告，Vol34，No.6，2020

品質確保と生産性向上を実現するPCa床版接合工法の開発

針 貝 貴 浩^{*1} 南 浩 輔^{*2}
 今 西 秀 公^{*1} 白 根 勇 二^{*2}
 舟 橋 政 司^{*2}

要 旨

本研究は、プレキャスト床版接合部の品質と生産性の向上を目的に、先端にナット状の定着金物を設けた機械式定着工法と間詰め材として高強度合成繊維モルタルを組み合わせた新たなプレキャスト床版接合工法の開発を行ったものである。本論文では、接合部を模擬した試験体を用いた定着部の引抜試験および接合部を配置した梁の曲げ疲労試験を実施し、配筋ピッチ、継手ラップ長および配力筋の有無が曲げ耐力に及ぼす影響を整理した。さらに、接合部を配置した床版試験体を用いた輪荷重走行試験（NEXCO442試験に準拠）を実施し、接合部の疲労耐久性の評価を行った。その結果、本接合工法が100年相当（輪荷重250kN×10万回）を上回る性能を有することを確認した。また、各試験で得られた知見に基づいて施工フローを整理し、本接合工法の標準、設計および施工上の留意点を示した。

キーワード 床版継手／機械式定着工法／高強度合成繊維モルタル／輪荷重走行試験／疲労耐久性

目 次

- | | |
|------------|----------------------|
| 1. はじめに | 5. 輪荷重走行試験 |
| 2. 接合構造の概要 | 6. 接合工法の標準および施工上の留意点 |
| 3. 間詰め材 | 7. まとめ |
| 4. 要素試験 | |

DEVELOPMENT OF NEW PRECAST PC SLAB JOINING METHOD FOR IMPROVING QUALITY AND PRODUCTIVITY DURING SLAB REPLACEMENT

Takahiro HARIGAI Kousuke MINAMI
Hidekimi IMANISHI Yuji SHIRANE
Masashi FUNAHASHI

Synopsis:

This study aimed to improve the quality and productivity of longitudinal RC joints in deck replacement works by developing a new precast deck joint method that combines a mechanical anchorage system featuring nut-shaped anchorage hardware at the rebar ends with high-strength synthetic fiber mortar as a joint filler. In this paper, pull-out tests of the anchorage and flexural fatigue tests of beams with the joint were conducted using specimens simulating the joints. The effects of reinforcement spacing, lap splice length, and the presence of shear reinforcement on flexural strength were examined. Furthermore, wheel load running tests were performed on deck slab specimens with the joints to evaluate the fatigue durability of the joints.

* 1 本店 土木設計部

* 2 本店 ICI 総合センター

1. はじめに

道路構造物の中で自動車荷重が直接作用する道路橋床版は、車両の大型化や交通量の増加に伴って劣化が進行し、多くの損傷が発生している。このような状況の中、高速道路各社を中心に疲労耐久性に優れたプレキャストプレストレストコンクリート床版（以下、PCa床版）への更新工事が数多く行われている。PCa床版は品質や工期の面で優れている一方で、床版間の接合部については型枠の設置や鉄筋の組立て、間詰め材の打込み、養生など、多くの作業を現場で行う必要があり、省力化や工期短縮、耐久性の向上などの面でさらなる改善が期待されている。そこで著者らは、これら課題を解決すべく橋軸方向 RC 接合部を対象に機械式定着工法と高強度合成繊維モルタルを組み合わせた新たな PCa 床版接合工法（ESCON TP ジョイント）を開発した（表-1）。本接合工法は従来技術と比較して、間詰め幅を半分以下に縮小することが可能である。また、高強度の間詰め材を使用することによる間詰め部の耐久性向上、さらには接合構造が簡素化することにより工期短縮や橋軸直角方向鉄筋の配筋作業が容易になることが効果として挙げられる。本論文では開発において実施した各種試験の内容と結果および本接合工法の標準的な施工フローと施工上の留意点について報告する。

2. 接合構造の概要

接合部は、異形鉄筋の先端にテーパネジ加工を施し、ナット状の定着金物（以下、TP ナット¹⁾（写真-1）を設けた機械式定着工法と間詰め材として高強度合成繊維モルタル（以下、PVA-VFC（写真-2））を組み合わせた構造（図-1）である。TP ナットによる支圧効果と PVA-VFC の優れた強度特性による確実な応力伝達により、従来のループ継手工法に比べて間詰め幅を大幅に縮小することができるため、間詰め材の打込み作業の省力化に貢献する。また、従来工法であるループ継手工法では、接合部の橋軸直角方向に対して一般に6本の鉄筋をループの中に配置する必要があるため施工効率の低下の要因となっていたが、本接合工法では定着鉄筋（以下、TP ナット鉄筋）の外側に上下1本ずつ計2本を配置する容易な構造である。さらに、下側の鉄筋を工場等であらかじめ PCa 床版に結束した状態とすることで、橋軸方向に PCa 床版を架設する際の、現場での鉄筋組立作業を上側の1本のみに省力化することができる。

3. 間詰め材

接合部の間詰め材には、高強度繊維補強セメント系複合材料（以下、VFC）の一種である PVA-VFC を用いた。VFC は、優れた強度特性を有するとともに有害因子の侵入に対する抵抗性が高い材料で、2024 年 9 月に土木学会より設計・施工指針²⁾が発刊され、今後の活用が期待される材料である。本研究では、補強繊維として PVA 繊維

表-1 従来技術と ESCON TP ジョイントの比較

従来技術（ループ継手）	ESCON TPジョイント
継手部概要	
間詰め幅	300～400mm
材 料 (強度)	無収縮モルタル (50N/mm ²)
間詰め材の 耐久性	—
施 工 性	
工 期	—
橋軸直角 鉄筋配筋	煩雑 (側面から挿入)
	容易



写真-1 TP ナット



写真-2 PVA-VFC

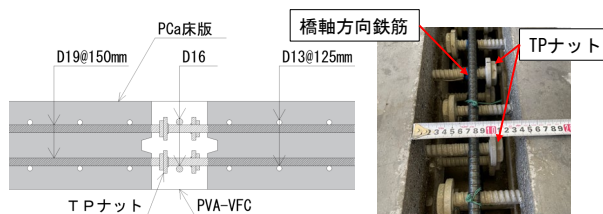
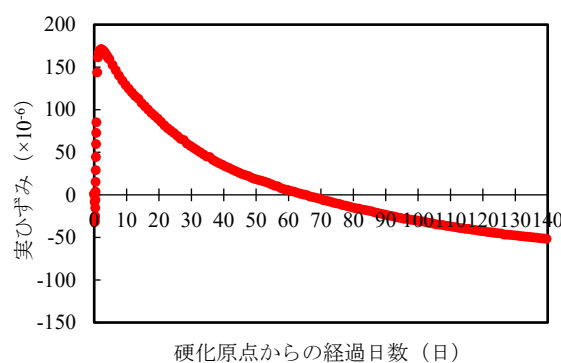


図-1 接合構造概要図



硬化原点からの経過日数（日）

図-2 PVA-VFC の自己収縮ひずみ

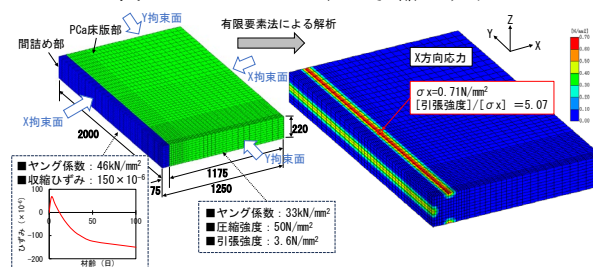


図-3 有限要素法による解析の概要

を用い、圧縮強度の特性値が 100N/mm^2 となる PVA-VFC を間詰め材として用いた。VFC は一般にセメント量が多く、かつ水セメント比が小さいことから自己収縮が大きい材料である。このため外部拘束環境下ではひび割れの発生が懸念される。そこで、PVA-VFC では収縮低減剤および膨張材を添加することで収縮の抑制を図っている。

図-2 に「(仮称) 高流動コンクリートの自己収縮試験方法」³⁾ に準じ、 20°C 一定封かん養生下での測定結果を示す。測定は 20°C 養生下で実施し、140 日時点で計測された収縮ひずみは 50×10^{-6} 程度であった。なお、140 日経過時点において「24 時間でのひずみの変化量がその時のひずみの 1% 以下」³⁾ であることから、自己収縮はほぼ収束していると判断した。

さらに、図-3 に間詰め材の収縮が PCa 床版に及ぼす影響を評価するために実施した解析の結果を示す。解析には 3 次元温度応力解析プログラム ASTEA MACS (計算力学研究センター) を用いた。メッシュモデルは接合構造を模擬し、厚さ 220mm の PCa 床版要素の中央部に幅 150mm の間詰め材を配置した。また、間詰め材の収縮ひずみは図-2 の結果より安全を考慮して 150×10^{-6} とした。その結果、PCa 床版に発生する引張応力は最大 0.71N/mm^2 であり、引張応力と PCa 床版の引張強度の比は 5.07 となった。このことから、PVA-VFC を間詰め材に使用するこ

とで、収縮によるひび割れ発生リスクが低く、有害因子の侵入の恐れがほとんどない品質の高い接合部の形成が可能となる。

4. 要素試験

4.1 定着試験

(1) 試験体

PCa 床版接合部を模擬した試験体を用いた定着部の引抜試験 (定着試験) により、接合部の定着性能を評価した。図-4 に定着試験用試験体の配筋例を示す。試験体は、TP ナット鉄筋をあき重ね継手の状態に配置し、その隙間を PVA-VFC で充填することにより接合部を一体化させた構造である。表-2 に定着試験の検討ケースを示す。検討ケースは、鉄筋ピッチ、継手ラップ長、配力筋の設置の有無およびエポキシ樹脂塗装の有無の組合せにより合計 11 ケースとした。TP ナットを取り付ける鉄筋には D19-SD345 (降伏強度 414N/mm^2 , 引張強度 584N/mm^2) を使用し、取り付ける TP ナットの外径は鉄筋径の 3 倍の 57mm とした。配力筋は D16-SD345 を使用した。

(2) 試験方法

写真-3 に定着試験の状況を示す。試験は片側 2 本の鉄

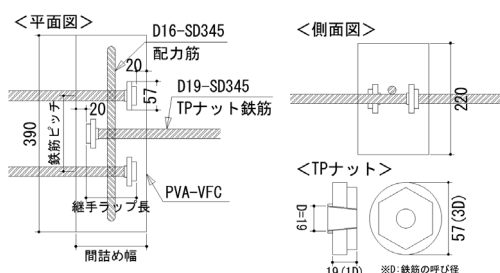


図-4 定着試験用試験体の配筋例

表-2 定着試験 試験ケース

Case	試験体仕様						PVA-VFC
	鉄筋ピッチ (mm)	TPナット (mm)	間詰め幅 (mm)	継手ラップ長 (mm)	せん断 補強筋	エポキシ樹脂 塗装鉄筋	圧縮強度 (N/mm ²)
1	@125	φ57	120	80	なし	—	86.7
2	@125	φ57	120	80	あり	—	86.7
3	@125	φ57	130	90	なし	—	101.3
4	@125	φ57	130	90	あり	●	96.6
5	@125	φ57	150	110	なし	—	101.3
6	@125	φ57	150	110	あり	—	89.6
7	@125	φ57	150	110	あり	●	96.6
8	@150	φ57	120	80	なし	—	88.0
9	@150	φ57	120	80	あり	—	89.6
10	@150	φ57	140	100	あり	●	90.8
11	@150	φ57	150	110	あり	●	90.8

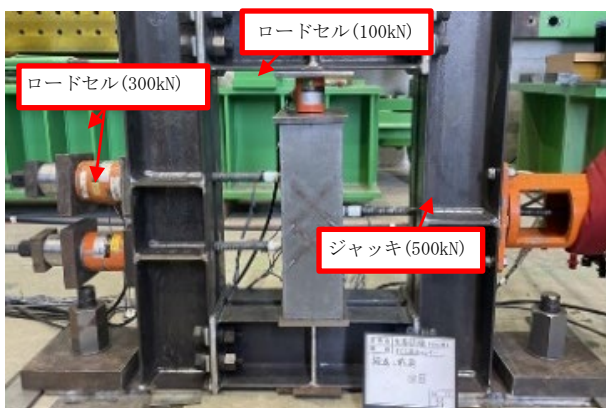


写真-3 定着試験の状況

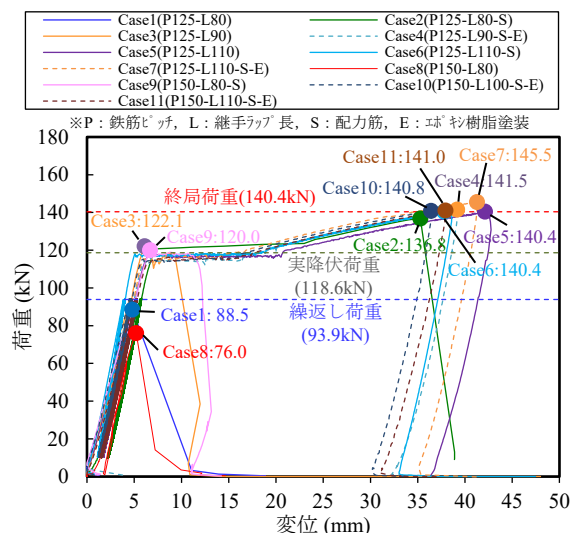


図-5 定着試験 荷重-変位関係

筋を架台に固定した状態で、もう一方の鉄筋にセンターホールジャッキを用いて引張力を与えることで定着性能を評価した。荷重は鉄筋の降伏強度の規格値（345N/mm²）の95%に相当する荷重 93.9kN（以下、繰返し荷重）で20回繰返し荷重した後、鉄筋の引張強度の規格値（490N/mm²）に達する荷重 140.4kN（以下、終局荷重）まで単調荷重とした。ここでは、鉄筋の引張強度の規格値に達した状態を終局状態とした。荷重はセンターホールジャッキに設置したロードセルにより測定し、変位はジャッキのストロークにより測定した。また、試験体の製作誤差等により荷重中に偏心が生じた場合を考慮し、試験体上下面を鉛直方向に拘束した状態で荷重を行った。

(3) 試験結果

図-5 に定着試験における各ケースの荷重－変位関係、写真-4 に破壊形態の例を示す。試験体の破壊形態は、大きく3パターンに分類された。1つ目は、繰返し荷重に到達する前に PVA-VFC がコーン状に破壊して定着鉄筋が抜け出すことで終局に至った「コーン破壊」（Case1, 8）である。2つ目は、繰返し荷重まで到達したが、終局荷重に到達する前に PVA-VFC がコーン状に破壊して定着鉄筋が抜け出すことで終局に至った「降伏後コーン破壊」（Case2, 3, 9）である。3つ目は、定着鉄筋が抜け出すことなく終局荷重まで到達した「終局荷重到達」（Case4, 5, 6, 7, 10, 11）である。

定着試験の結果より、鉄筋ピッチが小さいほど、また継手ラップ長が長いほど、さらに配力筋を配置することによって、最大荷重が増加する傾向が認められた。これは、配力筋による鉄筋同士の拘束と、千鳥に配置された隣接する TP ナット同士による圧縮ストラットの形成（図-6）が寄与したものと考えられる。図-7 に最大荷重と圧縮ストラットの体積の関係を示す。圧縮ストラットの体積は、千鳥配筋の TP ナットから放射状に広がった応力同士が重なる部分を3次元 CAD 上で抽出し、その体積を算出したものである。なお、TP ナットからの応力伝達角度は、道路橋示方書⁴⁾の PC 定着部からの応力伝達角度を参考に 33° とした。この結果より、各 Case の圧縮ストラットの体積と最大荷重は、終局荷重に至るまでは線形関係を示した。また、Case8 と Case9 および Case1 と Case2 の結果より、圧縮ストラットの体積が同じケースでも、配力筋を配置することで最大荷重が 55%程度増大することが確認された。この関係から、近似式より「配力筋：あり」では圧縮ストラットの体積を 38.7cm³ 以上、「配力筋：なし」では圧縮ストラットの体積を 84.8cm³ 以上とすることで、終局荷重以上の引張耐力を確保できることが示唆された。なお、今回の試験範囲ではエポキシ樹脂塗装の有無が接合部の耐力に及ぼす影響について、明確な差異は確認されなかった。

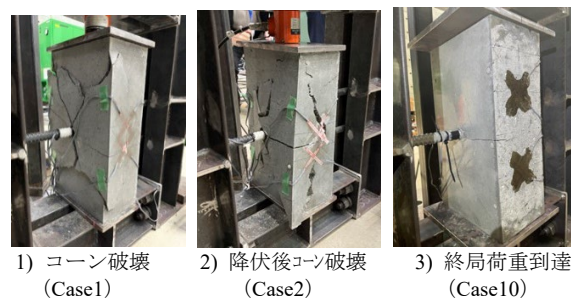


写真-4 定着試験 破壊形態の例

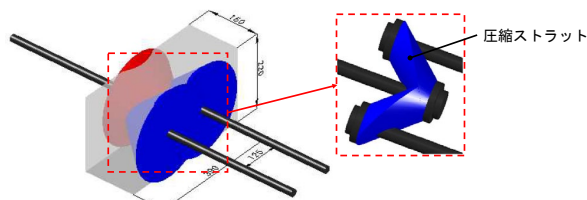


図-6 圧縮ストラットの形成

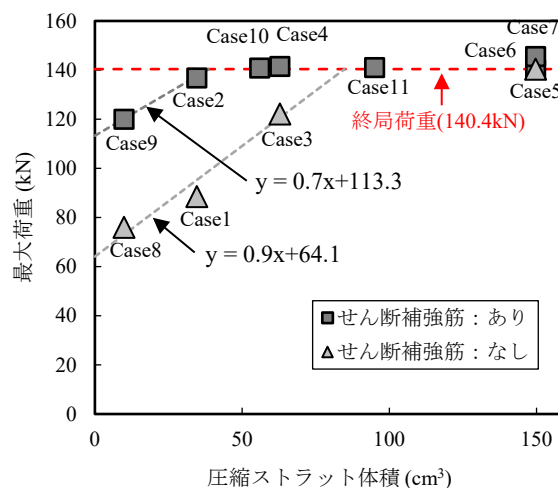


図-7 最大荷重－圧縮ストラット体積関係

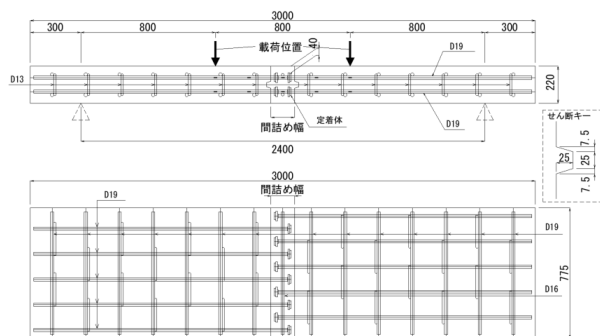


図-8 梁の繰返し曲げ試験 試験体概要図



写真-5 試験体設置状況

4.2 梁の繰返し曲げ試験

(1) 試験体

定着試験の結果より、終局荷重に到達した仕様の中で最も圧縮ストラットの体積が小さい Case10（継手ラップ長 100mm）および比較としてさらに継手ラップ長を小さくした Case9（継手ラップ長 80mm）を対象に梁の繰返し曲げ試験を実施し、曲げに対する疲労耐久性および曲げ耐力を確認した。図-8 に試験体の概要を示す。試験体は、長さ 3,000mm、幅 775mm、厚さ 220mm であり、中央に接合部を配置した構造である。TP ナット鉄筋は上下 2 段で配筋し、さらに外側に配力筋を 1 本ずつ計 2 本配置した。また、接合部の床版側には深さ 25mm のせん断キーを設けた。写真-5 に試験装置と試験体設置状況を示す。載荷は、支間長 2,400mm の 3 等分点載荷とし、せん断スパン長は 800mm である。試験開始時における床版コンクリートおよび PVA-VFC の圧縮強度は表-3 に示すとおりである。

(2) 試験方法

梁の繰返し曲げ試験では、輪荷重走行試験における試験条件（支間距離 2,500mm、載荷荷重 250kN）と同等の性能評価を行うため、試験体に発生する曲げモーメントが同等となるよう荷重条件を設定した。道路橋示方書⁴⁾より、床版支間の方向が車両進行方向に直角の場合における支間直角方向の最大曲げモーメントは、 $+(0.10L + 0.07)P$ （ここに、 L ：支間距離、 P ：載荷荷重）より算出される。この算出式より、後述する輪荷重走行試験の条件下で発生する最大曲げモーメントは 72.5kNm となる。本試験では、この最大曲げモーメントに基づいて等曲げ区間で発生する最大曲げモーメントが 70kNm になるよう、せん断スパン長 800mm および試験体の幅 775mm を考慮して、最大荷重を 135kN、最小荷重を 30kN に設定することとした。

表-4 に繰返し曲げ試験の載荷および測定スケジュールを示す。載荷荷重 45、90、135kN で予備載荷を行った後、繰返し載荷を行い、載荷回数が 100 回、1,000 回、1 万回、10 万回、50 万回の時点で 135kN の静的載荷を行い各段階の荷重－変位関係を確認した。また、繰返し載荷回数が 10 万回完了時点で試験体上面の接合部を含む範囲に水を張り、その状態を 6 時間保持した後に試験体下面からの水漏れの有無を確認した。さらに、50 万回の繰返し載荷を行った後、試験体が終局状態を迎えるまで静的載荷を行う曲げ破壊試験を実施した。

(3) 試験結果

図-9 に継手ラップ長 80mm および 100mm の荷重－変位関係、写真-6 および写真-7 に曲げ破壊後の試験体背面の状態と切断面を示す。繰返し載荷回数 50 万回までの残留変位は継手ラップ長 80mm の方が継手ラップ長 100mm よりも若干大きくなったが、試験体の剛性に大きな違いは認められなかった。また、曲げ破壊試験では、継手ラップ長 80mm の試験体が 225kN で降伏を迎え、その直後に

表-3 圧縮強度測定結果

継手ラップ長 80mm		継手ラップ長 100mm	
床版 (σ_{28})	PVA-VFC (σ_{14})	床版 (σ_{28})	PVA-VFC (σ_{14})
76.2N/mm ²	105N/mm ²	68.3N/mm ²	118N/mm ²

表-4 載荷・測定スケジュール

番号	繰返し数 (回)	周波数 (Hz)	載荷重幅 (kN)	摘要
1	1~3 回 1~3 回 1 回	—	45 90 135	予備載荷
2	1~100 回	1.0	30~135	静的載荷 3 回
3	1~900 回	1.5	30~135	〃
4	1~9,000 回	1.5	30~135	〃
5	1~90,000 回	1.5	30~135	〃
6	水張試験	—	—	6 時間保持
7	1~400,000 回	1.5	30~135	静的載荷 1 回
8	曲げ破壊試験	—	—	静的載荷

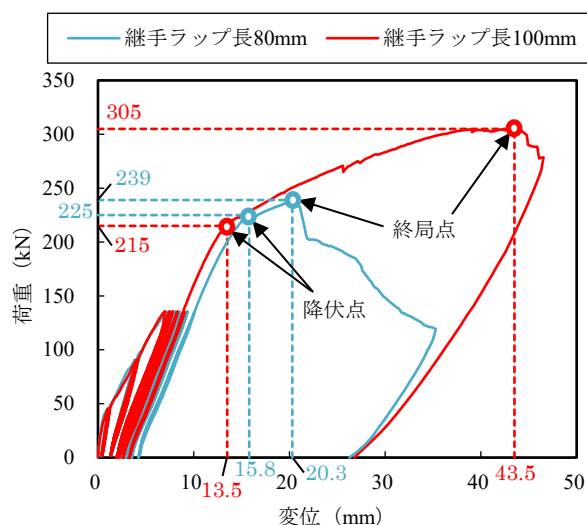


図-9 梁の繰返し載荷試験 荷重－変位曲線

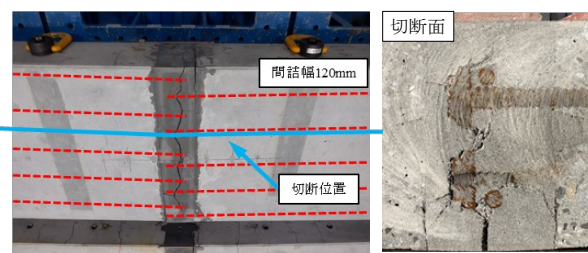


写真-6 曲げ破壊試験後の試験体背面状態と切断面（継手ラップ長 80mm）

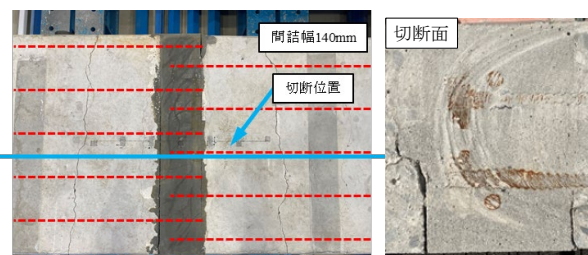


写真-7 曲げ破壊試験後の試験体背面状態と切断面（継手ラップ長 100mm）

最大荷重 239kN で接合部のコーン破壊により終局状態となった。この傾向は、図-5 の Case9 と同様である。一方、継手ラップ長 100mm の試験体は 215kN で降伏を迎え、その後最大荷重 305kN で床版本体コンクリート上面の圧壊により終局状態となった。なお、継手ラップ長 80mm および 100mm の試験体は、いずれも繰返し载荷回数 10 万回後の水張試験において、試験体下面からの水漏れは認められなかった。

以上の結果より、本研究では曲げに対する疲労耐久性および終局時の安全性の観点から、継手ラップ長 100mm の仕様を選定し輪荷重走行試験を実施することとした。

5. 輪荷重走行試験

5.1 試験体および試験方法

輪荷重走行試験は、NEXCO 試験法 442-2020「プレキャスト PC 床版接合部の疲労耐久性試験方法」⁵⁾に準拠するとともに既往の検討⁹⁾を参考に実施した。

図-10 に試験体の概要を示す。試験体は長さ 4,500mm、幅 2,800mm（床版支間 2,500mm）、厚さ 220mm（ハンチ部は 270mm）であり、中央に梁の繰返し曲げ試験で選定した接合構造を配置した。床版には PC 鋼材（ $\phi 23\text{mm}$ 、SBPR B 種（ポストテンション方式））を中央に 1 段 225～300mm 間隔で配置し、311.6kN のプレストレスを導入した。また、試験体下面の床版本体と間詰め材の界面にはパイ型変位計を設置し、輪荷重の繰返し载荷に伴う界面の開き量を測定した。さらに、床版下面には変位計を 15 点設置し輪荷重作用時の床版挙動を確認した。なお、試験開始時の床版コンクリートの圧縮強度は 75.3N/mm^2 、PVA-VFC の圧縮強度は 101N/mm^2 であった。

写真-8 に輪荷重走行試験時の状況、図-11 に輪荷重走行試験の载荷プログラムを示す。予備载荷として 500 回（ $150\text{kN} \times 250$ 回、 $200\text{kN} \times 250$ 回）の走行を行い、その後試験法 442 に従い 100 年相当の輪荷重（ $250\text{kN} \times 10$ 万回）を与えてから水張り試験を行った。さらにその後、輪荷重を最大 400kN まで段階的に増加させ、合計 38 万回の輪荷重を与えてから再度水張り試験を実施した。

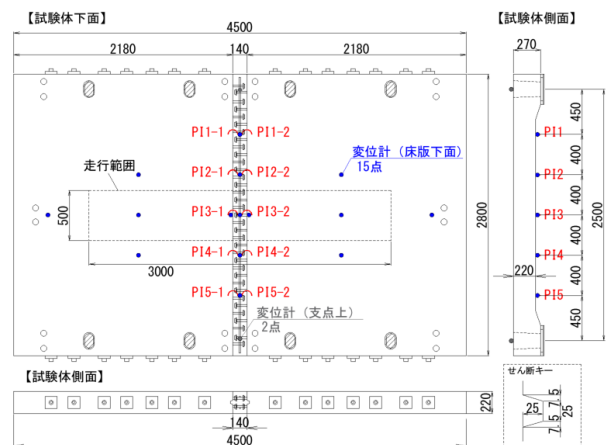


図-10 輪荷重走行試験 試験体概要図



写真-8 輪荷重走行試験の状況

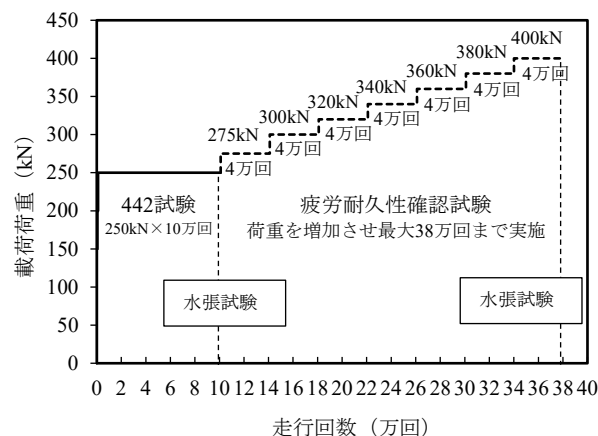


図-11 輪荷重走行試験 载荷プログラム

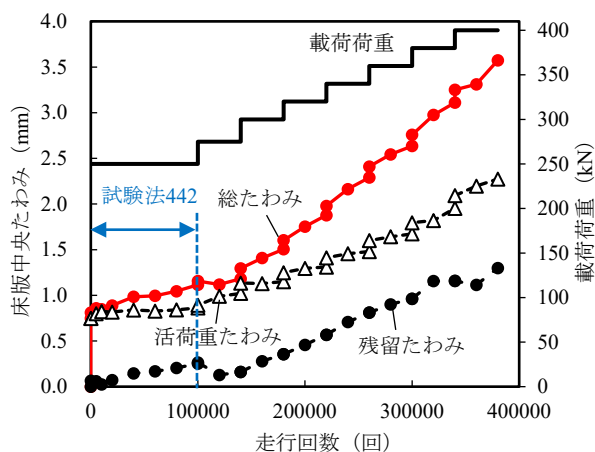


図-12 試験体中央たわみ量の推移

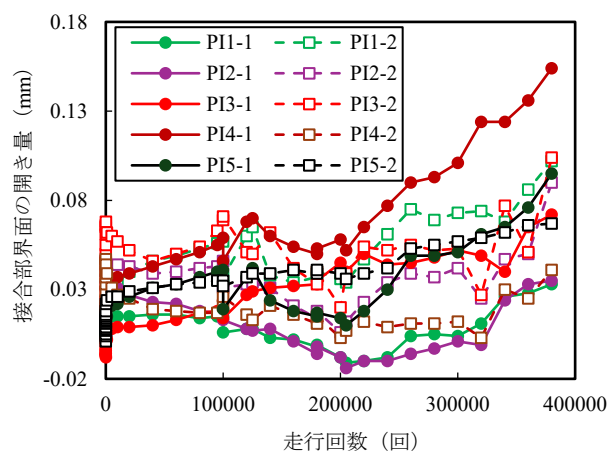


図-13 接合部界面の開き量の推移

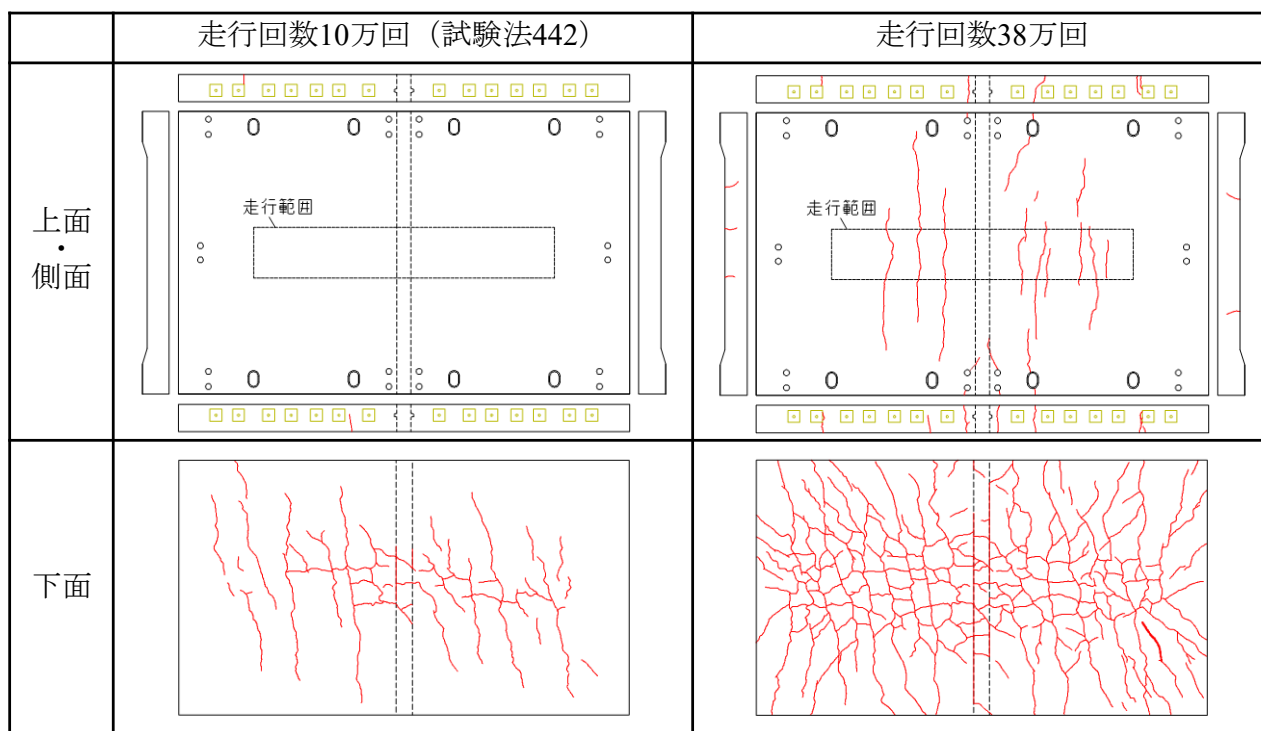


図-14 走行回数 10 万回および 38 万回時点のひび割れ図

5.2 試験結果

図-12 に試験体中央のたわみ量の推移を示す。たわみ量は試験体中央の変位量から支点の変位量を差し引いた値である。250kN×10 万回までの範囲では活荷重たわみは初回以降ほとんど変化が無いが、残留たわみは走行回数の増加に伴って徐々に増加する傾向が認められた。一方、250kN×10 万回以降は輪荷重の増加に伴って活荷重たわみと残留たわみの両方が増加する傾向を示したが、終局の目安となるようなたわみ量の急激な増加は認められなかった。

図-13 に接合部界面の開き量の推移を示す。開き量の最大値は 10 万回走行時点で 0.07mm、38 万回走行時点で 0.16mm であり、一般に長期の耐久性に対して有害なひび割れ幅とされる 0.20mm より小さい値である。また、試験の荷重条件（250～400kN）が床版の設計荷重 100kN より大きいことを考慮すると、一般的な供用環境下において生じる界面の開き量は極めて小さいと考えられる。

図-14 に走行回数 10 万回および 38 万回時点のひび割れ図を示す。走行回数 10 万回では試験体下面にのみひび割れが確認された。その後、走行回数 38 万回時点では試験体下面のひび割れが網目状に分散して広がり、試験体上面にもひび割れが確認された。ただし、上面のひび割れのほとんどは床版部で発生しており、接合部上面には有害と考えられるひび割れは認められなかった。また、250kN×10 万回および合計 38 万回の走行完了時点において実施した水張試験では、いずれも試験体下面からの漏水は認められなかった。

以上より、本接合工法は、繰返し輪荷重に対して高い疲労耐久性を有しており、PCa 床版の性能や耐久性上の

弱点にはならないと考えられる。

6. 接合工法の標準および施工上の留意点

PCa 床版接合部に要求される性能を確保できるよう、各試験で得られた知見をもとに整理した ESCON TP ジョイントの施工フローを図-15 に、接合部の標準的な配置および寸法を図-16 に示す。ESCON TP ジョイントの設計および施工の標準および留意点として、TP ナット鉄筋の継手ラップ長は 100mm 以上確保することで所要の性能を確保することができる。また、床版側面にはせん断キーを設けることを標準とする。間詰め材に使用する PVA-VFC は、固化材、膨張材などの混和材料、細骨材、PVA 繊維等から構成される自己収縮ひずみを抑制した高強度合成繊維モルタル（PVA-VFC）となっている。環境条件の変化によるフレッシュ性状の制御や、道路勾配に対応したチクソトロピー性の調整も可能としている。PVA-VFC の製造は、あらかじめ粉体材料をプレミックス化することで計量手間や練混ぜ時間の短縮を実現するとともに、狭隘な作業環境でも設置可能な製造設備とした。製造時の留意点として PVA-VFC は高粘性材料のため、練混ぜ量が多すぎると練混ぜ時のミキサへの負荷が大きくなり、十分な練混ぜができない場合がある。過去の施工では練混ぜ量をミキサの公称容量に対して 60～80%程度とすることが多いが、使用実績の少ないミキサを用いる場合は事前に試験練りを行い練混ぜ量や練混ぜ時間などを決定することが望ましい。打込みはバケットなどによる流し込みを基本とし、間詰め部に充填不良やコールドジョイントが生じないように連続して打ち込む。必要に応じてバイブレータを使用してもよい。打込み後は速やかにシート等で

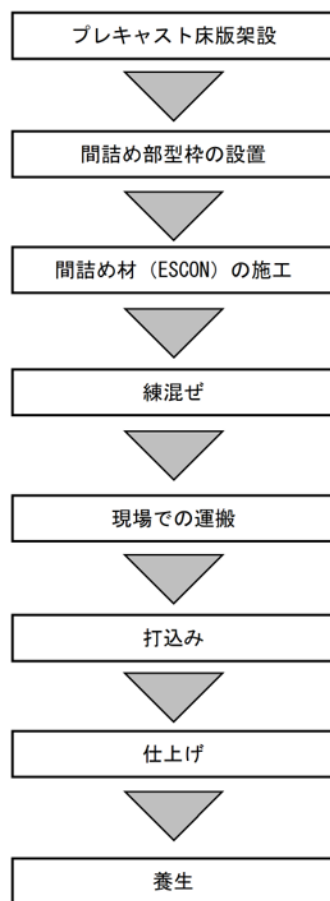
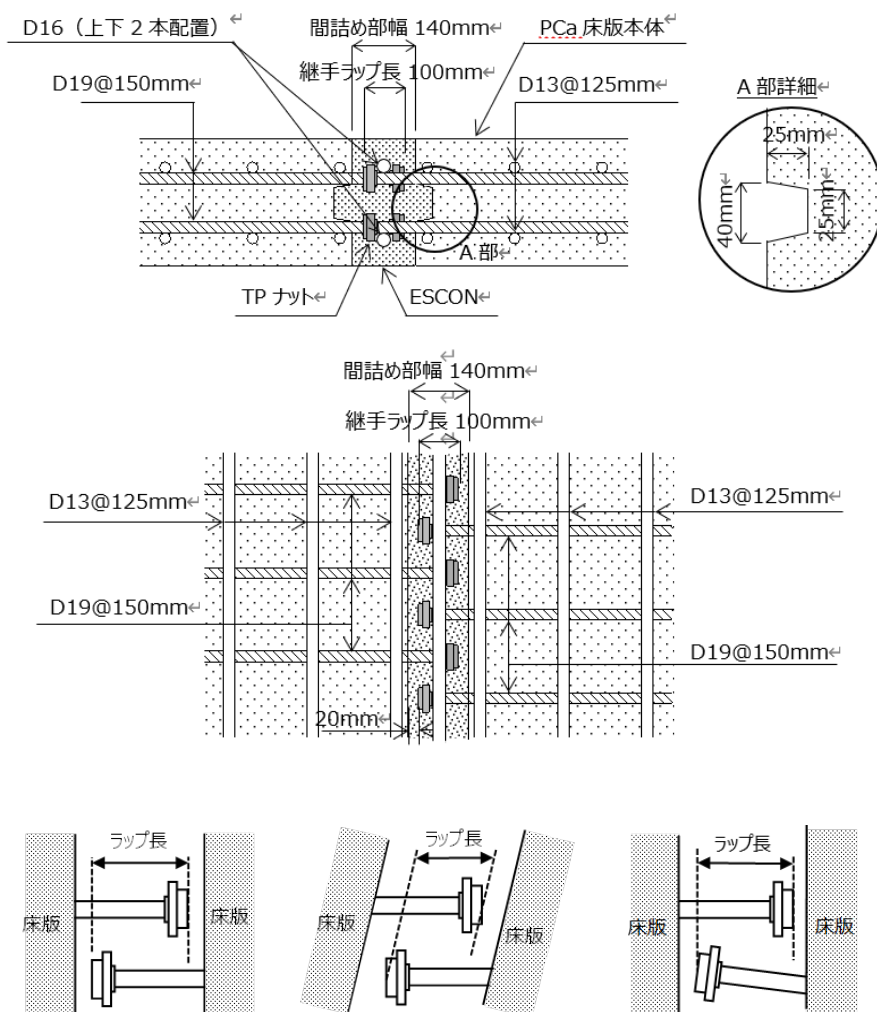


図-15 施工フロー

表面を覆い、湿潤状態を保つことが重要となる。強度発現は雰囲気温度の影響を受けるため、寒中期の施工など環境条件に応じて保温や給熱を実施し、養生温度の管理を行う必要がある。



a) ラップ長

b) 斜角がある場合の
ラップ長

c) 曲率（回転角）がある
場合のラップ長

図-16 接合部の標準的な配置および寸法（上：断面図，下：平面図）

7. まとめ

本研究ではPCa床版間の橋軸方向RC接合部を対象に、機械式定着工法と高強度合成繊維モルタルを組み合わせた床版接合工法の検討を行い、以下の知見を得た。

- 1) 間詰め材として収縮低減剤および膨張材を添加した高強度合成繊維モルタルを用いることで、収縮量を低減し有害なひび割れの発生リスクを抑制することが確認された。
- 2) 定着試験より、接合部の鉄筋ピッチが小さいほど、また継手のラップ長が長いほど、さらに配力筋を配置することによって、接合部の引張耐力が増加する傾向が認められた。
- 3) 梁の繰返し曲げ試験より、継手ラップ長を100mm（間詰め幅140mm）以上とすることで、繰返し载荷に対する疲労耐久性を確保し、かつ終局状態において脆性的な破壊を生じないことが確認された。
- 4) 継手ラップ長100mm（間詰め幅140mm）の試験体を

用いた輪荷重走行試験より、100年相当（輪荷重250kN×10万回）を上回る疲労耐久性が確認された。

- 5) 本接合工法を用いることで、従来のループ継手工法と同等以上の曲げ耐力と疲労耐久性を確保し、かつ間詰め幅の縮減や配筋作業の削減が可能となるため、PCa床版取替工事における橋軸方向RC接合部の品質と生産性の両面で向上を図ることができる。
- 6) PCa床版接合部に要求される性能を確実に確保することを目的として、本接合部工法の標準的な配置や寸法、設計および施工上の留意点を示した。

謝辞：本稿は、株式会社エスイー、佐藤工業株式会社、飛鳥建設株式会社、前田建設工業株式会社による共同研究の成果を収めた既報⁷⁾に施工マニュアルに関する内容を追加したものである。本研究の遂行に際し、関係各位には多大なご助言、ご協力を頂きました。ここに改めて感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土木研究センター：建技審証第 1010 号「TP ナット鉄筋」，2021.2
- 2) 土木学会：高強度繊維補強セメント系複合材料の設計・施工指針（案），コンクリートライブラリー 166，2024
- 3) 日本コンクリート工学協会：超流動コンクリート研究委員会報告書（Ⅱ），pp.209-210，1994
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 Ⅲ，2012
- 5) 東日本高速道路株式会社，中日本高速道路株式会社，西日本高速道路株式会社：NEXCO 試験方法 第 4 編 構造関係試験方法，2020
- 6) 後藤 俊吾，長谷 俊彦，本間 淳史，平野 勝彦：PC 床版の疲労耐久性評価方法の提案，構造工学論文集 Vol.66A，2020.3
- 7) 針貝貴浩，野澤忠明，勝見哲史，須山淳也：床版取替時の品質と生産性の向上に向けた新たな接合工法の開発，コンクリート工学年次論文集，Vol.47，No.2，pp.475-480，2025

実物大橋脚模型実験による突起付きH形鋼の サイズアップによる変形性能向上効果の検証

昆 悠 介 ^{*1} 今 西 秀 公 ^{*2}
米 田 大 樹 ^{*3}

要 旨

本研究では、実物大の橋脚模型に対して正負交番載荷実験を行い、突起付きH形鋼のサイズアップによる変形性能向上効果を検証した。実験結果から、試験体は突起付きH形鋼の降伏後も高い荷重を維持し、従来の設計上の終局変位を超えても降伏時の荷重を維持することが確認された。道路橋示方書から算出される塑性ヒンジ長と本実験結果は概ね一致しており、設計における上限鉄筋径を上回る範囲においても、塑性ヒンジ長が拡大することが確認された。主鋼材の破断面は柱基部より上ではなく、基部より下に100～150mm程度で観察された。

キーワード 橋脚／急速施工法／プレキャスト／鉄骨／ストライプH／REED工法

目 次

- | | |
|---------|---------|
| 1. はじめに | 3. 実験結果 |
| 2. 実験概要 | 4. まとめ |

VERIFICATION OF DEFORMATION PERFORMANCE IMPROVEMENT FOR STEEL-CONCRETE COMPOSITE BRIDGE PIER BY UPSIZING EMBOSSED H-SECTION STEEL

Yusuke KON
Taiju YONEDA

Hidekimi IMANISHI

Synopsis:

In this study, cyclic loading tests were conducted on full-scale pier specimens to verify the improvement in deformation performance resulting from upsizing embossed H-section steel members. The experimental results showed that the specimens maintained high load capacity even after the embossed H-section steel yielded, and sustained the yield load even beyond the conventional ultimate displacement specified in design standards. The plastic hinge length calculated from the Specifications for Highway Bridges generally agreed with the experimental results, and it was confirmed that the plastic hinge length increased even in the range exceeding the maximum reinforcing bar diameter specified in the design. Fracture surfaces of the main steel members were observed approximately 100 to 150 mm below the base of the column, rather than above it.

*1 本店 土木事業本部 土木設計部 構造設計グループ
*3 本店 I C I テクノロジーセンター 土木構造グループ

*2 本店 土木事業本部 土木設計部

1. はじめに

少子高齢化による担い手不足および収税減の中で、省人化および工期短縮に寄与する急速施工法が社会から求められている。鉄筋コンクリート（RC）橋脚の主鉄筋を突起付き H 形鋼「ストライプ H」に置き換え、プレキャスト埋設型枠「SEED フォーム」を使用した「REED 工法（以下、本工法）」は、鉄骨構造による高い変形性能、耐久性、鉄筋・型枠工の省人化、プレキャスト化による工期短縮に寄与する工法である。本工法は、1995 年以降 78 件の施工実績がある。本工法は、突起付き H 形鋼およびプレキャスト埋設型枠を使用することから（図-1）、従来工法よりも高コストとなる。

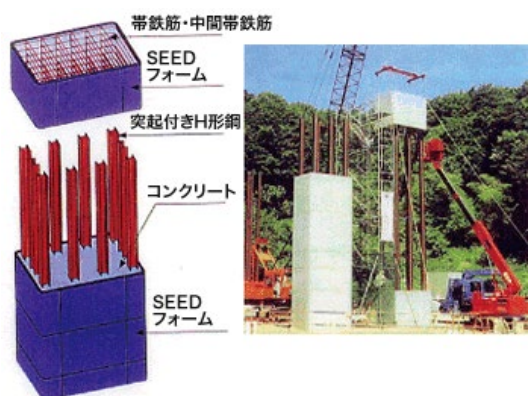


図-1 本研究の対象とする REED 工法の概要

平成 24 年（2012 年）改訂以降の道路橋示方書¹⁾（以下、道示）は、橋脚の主鉄筋径が大きくなるほど塑性ヒンジ長および終局変位も拡大する設計式となった。本工法においては、従来、突起付き H 形鋼のサイズが 100×100mm までの実験のみであったため、200×200mm を使用しても塑性ヒンジ長の算出に用いる設計上の上限鉄筋径を 100×100mm に制限されていた。突起付き H 形鋼のサイズアップは、本工法の従来の鋼材量を削減した場合でも、耐震性能上要求される変形性能を確保できる可能性がある。

これまでに、著者らは、突起付き H 形鋼のサイズアップによる変形性能向上効果の検証を目的として、縮小模型による橋脚の正負交番載荷実験を行っている²⁾。主鋼材として 175×175mm を 4 本使用した場合と、100×100mm を 10 本使用した場合を比較した。両試験体とも、道示¹⁾の設計式で塑性ヒンジ長の拡大を考慮した終局変位を上回る結果が得られている。終局変位の設計式については、2.4 節にて詳述する。

星隈ら³⁾は、RC 橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響を検討し、縮小模型と実大模型で、終局時における履歴吸収エネルギーは縮小模型の方が相対的に大きくなることを示している。これまで本工法は、実物大試験体の実験例がなく、終局時の破壊性状が縮小模型と同様であ

るか不明であった。本稿では、200×200mm の突起付き H 形鋼を使用した実物大規模の橋脚模型を製作し、正負交番載荷実験を実施した結果について報告する。

2. 実験概要

2.1 橋脚の実物大模型

実物大橋脚模型試験体 1 体の正負交番載荷実験を実施した。試験体概要を表-1 に、試験体図を図-2 に示す。突起付き H 形鋼は 200×200mm を 6 本使用した。柱断面は幅 2.4m×奥行 2.4m の矩形中実である。プレキャスト埋設型枠は使用せず、鉄骨コンクリート複合構造（以下、SC 構造）とした。主鋼材比は 1.03%、横拘束鉄筋（帯鉄筋）の体積比は 0.32%とした。突起付き H 形鋼は、市販されている呼称寸法 200×200mm のストライプ H を使用した。突起の寸法および断面形状を図-3 に示す。ウェブ高さ×フランジ幅×ウェブ厚さ×非突起部フランジ厚さは H212×208×12×18 である。フーチング高さは主鋼材の必要定着長⁴⁾から算出し、2.3m とした。

模型試験体に用いたコンクリート、鉄骨及び鉄筋の材料特性と材料強度は表-2～表-4 に示す通りである。

表-1 試験体概要

実験 供試 体名	構造 形式	断面 形状	断面寸法 (m)	SEED フォーム	主鋼 材比 (%)	ρ_s^{*1} (%)
200 ×200	SC	矩形 中実	幅 2.4 奥行 2.4	無	1.03	0.32

*1 横拘束鉄筋の体積比

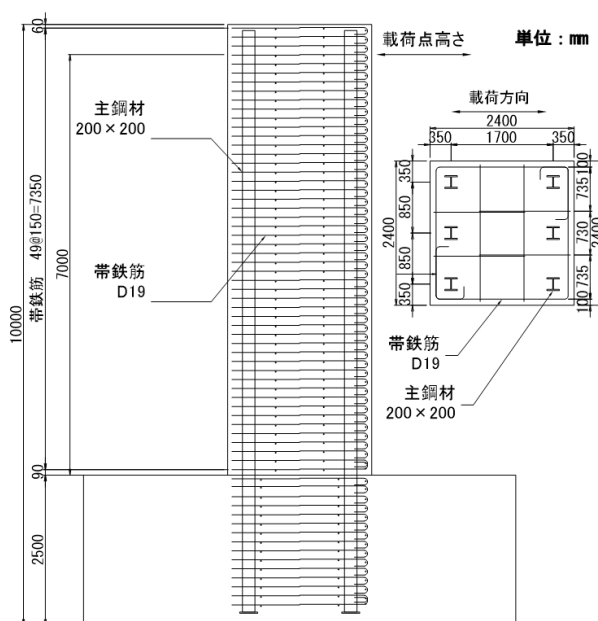


図-2 試験体図

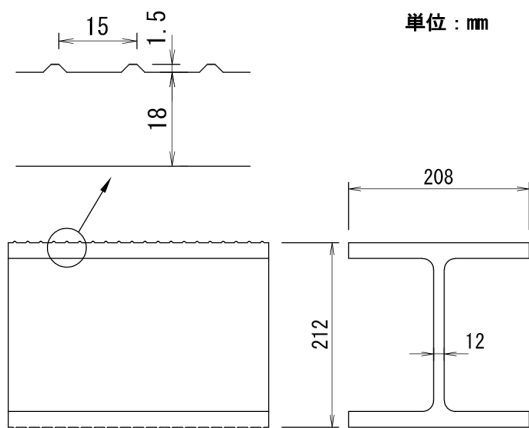


図-3 本実験で使した突起付き H 形鋼

表-2 コンクリートの配合

セメント (kg/m ³)	水 (kg/m ³)	細骨材 (kg/m ³)	粗骨材 (kg/m ³)	W/C (%)	細骨材率 (%)
307	178	834	961	58.0	47.1

表-3 コンクリート強度

柱部 (N/mm ²)	フーチング (N/mm ²)
35.8	35.0

表-4 鉄骨および鉄筋強度

	規格	弾性係数 (N/mm ²)	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
突起付き H 形鋼	200 ×200	1.99×10^5	401.4	518.3
帯鉄筋	D16	1.69×10^5	396.5	575.9

2.2 荷重方法

荷重装置図を図-4 に示す。荷重点高さは荷重ジャッキの性能により 7m とした。せん断支間比は 2.9 となる。荷重点高さはジャッキの性能から決定したが、試験体の破壊形態は曲げ破壊となることから実験結果には問題ないと考えられる。

荷重方法は、柱上部に取り付けた水平加力ジャッキ（最大荷重±2500kN、ストローク±600mm）を 2 台並列に設置して正負交番荷重を行った。終局まで荷重できるストロークを確保するため、着脱可能なストローク延長治具を水平ジャッキ先端に取り付けた。これにより、ジャッキとストローク延長治具分を合わせて±1200mmのストロークを確保している。なお、軸力は、荷重装置の都合上、導入が困難であったため、荷重していない。

荷重サイクルは、土木研究所ガイドライン⁵⁾に記載の内陸直下型地震による地震動に対する検証を対象とした荷重パターンとした。初降伏（実験値）までは予備荷重

として、実物大橋脚模型試験体に用いた材料の強度試験結果の値を用いて求めた橋脚の初降伏耐力以下の範囲内で、荷重制御により水平力を漸増させた。降伏以降は変位制御により、降伏変位の整数倍毎に正負交番に荷重した。降伏変位は、最外縁鋼材のひずみが降伏ひずみに達する時の荷重点水平変位とした。実験は、1 サイクル目の荷重で水平力が最大水平荷重の 80%以下に低下するまで荷重を行った。

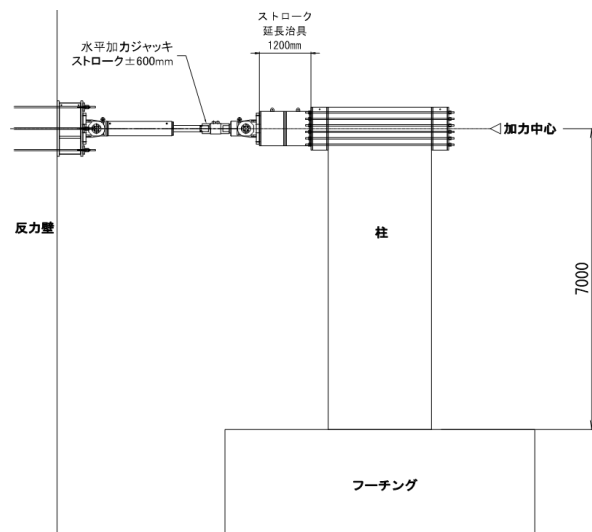


図-4 荷重装置図

2.3 計測方法

変位計側面図を図-5 に示す。変位計は、荷重点以外に柱コンクリートの荷重方向に対して両側面に 300mm ピッチで設置した。柱基部にずれ及び伸び出し変位を計測するための変位計についても設置した。ひずみゲージは、主鋼材及び横拘束鉄筋の各所に貼付け、塑性化範囲を確認した。

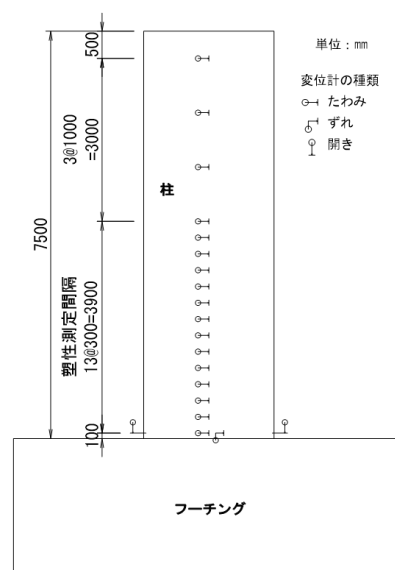


図-5 変位計側面図

2.4 道示における終局変位の計算式について

平成 29 年道示¹⁾では、塑性ヒンジ長 L_p は軸方向鉄筋径 ϕ' をパラメータとする関数で表現される。

$$L_p = 9.5\sigma_{sy}^{1/6}\beta_n^{-1/3}\phi' \quad [1]$$

ただし、 $L_p \leq 0.15h$

ここに、

σ_{sy} ：軸方向鉄筋の降伏強度 (N/mm²)

β_n ：軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗を表すばね定数 (N/mm²) で、道示 V 式 (8.5.5) より算出する。

ϕ' ：塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長が最も大きいコンクリート部分に配置される軸方向鉄筋の直径 (mm)

h ：橋脚基部から水平力作用位置までの高さ

塑性ヒンジ長を求めるための鉄筋径は、実験で確認された範囲として 40mm に限定されている。しかし、SC 構造橋脚は、それ自身が剛性の大きい突起付き H 形鋼であり、さらなる「極太の軸方向鉄筋」に相当するものと考えられる。ここで、鋼材（軸方向鉄筋）の座屈はその断面二次モーメントに依存するので、突起付き H 形鋼を「断面二次モーメントが等価な断面を有する軸方向鉄筋」に置換して、道示¹⁾の考え方と同様に実験の範囲で上限が設けられている。このことは、これまでの、梁の曲げ試験や模型試験体の正負交番載荷実験結果より、SC 構造の鋼材降伏以降の挙動は、RC 構造として計算した値と一致することが確かめられている⁹⁾。

$$\phi' = \phi_{eq} \quad [2]$$

$$\pi \cdot \phi_{eq}^4 / 64 = I_{SH} \quad [3]$$

ここに、

ϕ' ：塑性ヒンジ長の算出に用いる軸方向鉄筋径 (mm)

ϕ_{eq} ：等価鉄筋径 (mm) (ただし $\phi_{eq} \leq 100$)

I_{SH} ：突起付き H 形鋼の断面二次モーメント (mm⁴)

式[1]～式[3]で算出した塑性ヒンジ長を用いて、実験供試体の限界状態 2 及び限界状態 3 に相当する変位 δ_{ls3} を計算し、これを実験値の終局変位（降伏時荷重を下回らない限界の変位と定義）と対比させた。なお、 δ_{ls3} の計算は以下の方法によった¹⁾。終局変位は塑性ヒンジ長と比例関係にある。

$$\delta_{ls3} = k_3\{\delta_y + (\phi_{ls3} - \phi_y)L_p(h - L_p/2)\} \quad [4]$$

ここに、

k_3 ：補正係数 1.3

δ_{ls3} ：限界状態 2 及び限界状態 3 に相当する変位(計算値)

δ_y ：降伏変位(実験値)

ϕ_{ls3} ：基部断面における限界状態 2 及び限界状態 3 に相当する曲率(計算値)※

h ：柱状体の基部から載荷中心までの距離

※最外縁の軸方向引張主鋼材位置において軸方向主鋼

材の引張ひずみが RC 橋脚の限界状態 2 又は限界状態 3 に相当する引張ひずみに達するとき又は最外縁の軸方向圧縮主鋼材位置においてコンクリートの圧縮ひずみが限界圧縮ひずみに達するときのいずれか先に生じるときの曲率

本実験の柱断面について、材料試験の物性を用いて、道示¹⁾に基づき、降伏耐力、降伏変位及び終局変位を算出した結果を表－5 に示す。H100 相当の等価鉄筋径を ϕ_{H100} とした。あわせて、上限鉄筋径の制限を設けず、H200 相当の等価鉄筋径 ϕ_{H200} を適用した場合の算出結果も示す。また、塑性ヒンジ長は橋脚基部から水平力作用位置までの高さ h の 0.15 倍が上限であるが、どちらの上限鉄筋径の場合もこの上限は考慮していない。

表－5 降伏耐力、降伏変位及び終局変位

	$\phi_{eq} = \phi_{H100} = 100\text{mm}$		$\phi_{eq} = \phi_{H200} = 153\text{mm}$	
塑性ヒンジ長(mm)	1189		1819	
	変位 (mm)	荷重 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)
降伏時	40.00	3700	40.00	3700
終局時	299.1	3700	411.5	3700

3. 実験結果

3.1 荷重－変位関係

図－6 に試験体の水平荷重と載荷点における水平変位の関係を示す。正側は、 $2\delta_y$ の 1 回目に最大荷重 3700kN に達した。この試験体における、道示¹⁾に基づく斜引張破壊に対するせん断力の計算値は 7409kN と、最大荷重の約 2 倍であり、曲げ破壊型であると言える。 $2\delta_y$ の 2 回目以降は、 $14\delta_y$ (511.2mm) に至るまで 3300～3500kN の間で荷重を維持し、 $16\delta_y$ 載荷時に数回の大きな音がして荷重が 1200kN 程度まで低下した。3.5 節で詳述するが、大きな音の原因は突起付き H 形鋼が破断したことによるものと考えられる。 $2\delta_y$ の 1 回目の正側載荷とその後の負側載荷で耐力低下した理由については、塑性変形をともなう繰り返し載荷によって、コンクリート面の負担圧縮力の減少および、ひび割れ面のせん断剛性も低下することが知られており、このことが影響したものと考えられる。負側については、降伏から $12\delta_y$ (462.8mm) まで荷重を維持し続けた。 $14\delta_y$ 載荷時に大きな音とともに、荷重が 2900kN 程度まで低下した。水平変位が上限鉄筋径を H200 相当の太径鉄筋とした見なした場合の道示式の計算上の終局変位を超えても、降伏時の耐力の 80%以上を維持し続けた。また、履歴曲線は紡錘形となっており、塑性変形によるエネルギー吸収能力が発揮されていることが示されている。

図－7 に水平荷重と載荷点水平変位の包絡線を示す。実

線は包絡線を、点線は道示式の計算値である。最大荷重は、実験値と計算値で概ね一致した。水平変位について、正側は実験値が計算値を上回り、負側は実験値と計算値は同程度となった。

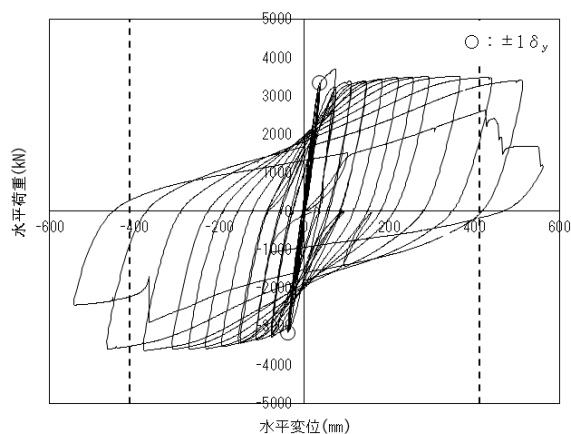


図-6 水平荷重一載荷点水平変位の履歴曲線

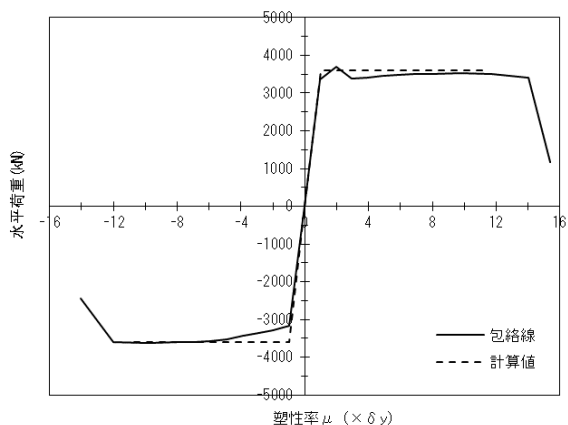


図-7 水平荷重一載荷点水平変位の包絡線

3.2 ひび割れ性状

図-8 に柱正面のひび割れの進展状況を示す。柱正面とは、反力壁側と反対側の面を表す。1δ_y時に1d程度(dは柱断面の有効高さ)までの範囲を中心に水平ひび割れが発生した。また、柱高さ3～5mの範囲にも微細な水平ひび割れが発生した。ひび割れ間隔は200～400mm程度であった。

図-9 に柱側面のひび割れの進展状況を示す。柱側面から見て右側が柱正面側にあたる。柱側面のコンクリートには、基部から5m程度まで斜めひび割れが進展した。4δ_y以降は柱正面及び柱側面ともに、ひび割れ範囲は拡大しているものの、1d以下の範囲に集中してひび割れの発生及び進展が見られた。

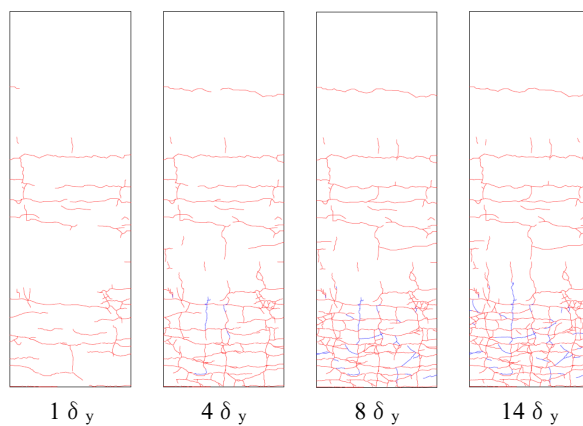


図-8 ひび割れ図(柱正面)

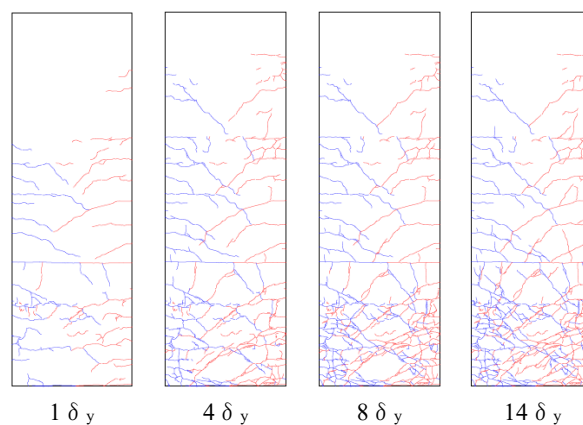


図-9 ひび割れ図(柱側面)

3.3 等価粘性減衰定数

図-10 に等価粘性減衰定数 h_{eq} とじん性率の関係を示す。ここで、 h_{eq} は図-11 に示す通り算定した。 ΔW は1サイクルの損失エネルギーを、 W は等価剛性による弾性ひずみエネルギーであり、図-11 に示す $1/4 \cdot \pi \cdot \Delta W / W$ として求める等価粘性減衰定数は、構造物の履歴減衰(復元力一変位曲線の履歴により吸収されるエネルギー)を表す指標であり、地震エネルギーの吸収能力の指標として用いられる。6δ_yまでは h_{eq} は徐々に増加し、6δ_yから14δ_yまでは横ばいとなり、16δ_y時には大きく低下した。

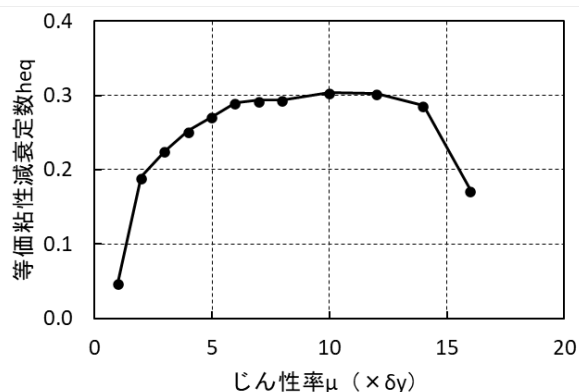


図-10 等価粘性減衰定数とじん性率の関係

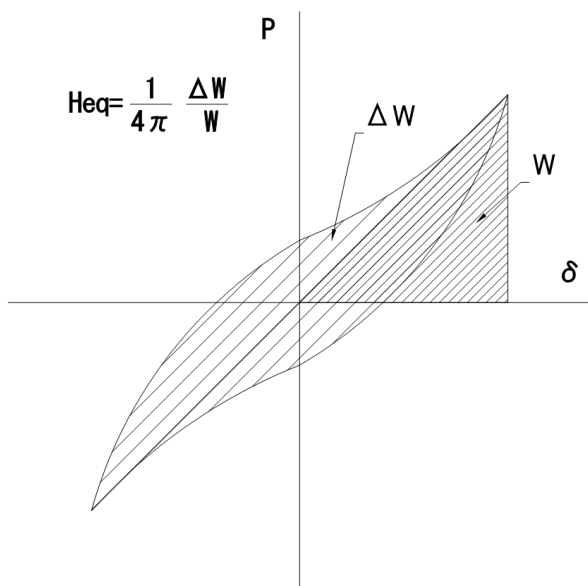


図-11 等価粘性減衰定数の定義

3.4 塑性ヒンジ長の評価

図-12 に 1, 4, 8, 14 δ_y の正側ピーク時の柱側面の各高さの水平変位を示す。1 δ_y ではほぼ直線に変形しており、4 δ_y では基部に 10mm~20mm 程度のずれや斜めのひび割れが確認された。8 δ_y では高さ 1m 以下の範囲で塑性変形がみられ、終局に至る直前の 14 δ_y では図中の点線で示した高さ 1.7m 以下は破壊の進行で変位計が外れて計測が不可能となった。変位計が外れた区間は破壊が進行しているため、塑性ヒンジ区間とみなすことができる。表-5 において、道示 [1] から算出される塑性ヒンジ長は上限鉄筋径を $\phi_{eq} = \phi_{H200}$ とした場合で 1819mm であり、本実験結果と概ね一致する結果と考えられる。

図-13 に 1, 4, 8, 14 δ_y の正側ピーク時の引張側主鋼材の各高さにおけるひずみを示す。1 δ_y で基部のひずみが降伏に達し、4, 8 δ_y と载荷が進むにつれて降伏ひずみを超える範囲が拡大した。14 δ_y では基部から 1.8m の高さで約 18000 μ のひずみが確認された。高さ 2.7m においても降伏ひずみを若干超えており、塑性化範囲は 2m 超まで達している可能性がある。表-5 において、道示 [1] から算出される塑性ヒンジ長は上限鉄筋径を $\phi_{eq} = \phi_{H200}$ とした場合で 1819.1mm であり、主鋼材ひずみの計測結果から、塑性化範囲は計算値を上回る結果となった。

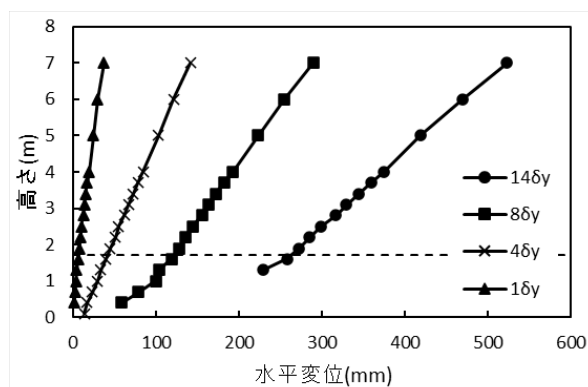


図-12 正側ピーク時の各高さの水平変位

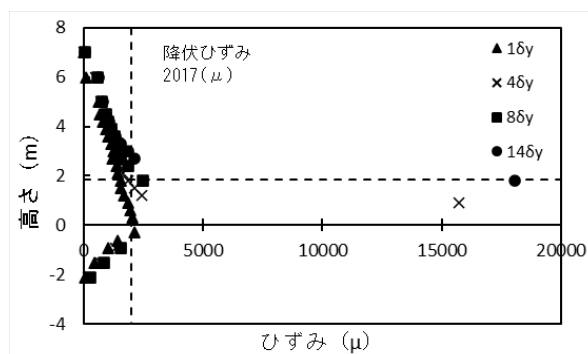


図-13 正側ピーク時の引張主鋼材の各高さのひずみ

3.5 破断箇所について

実験後、柱基部をワイヤーソーにて切断し、破断箇所の観察を行った。写真-1 に主鋼材の基部より上の変形状況を、写真-2 に主鋼材の破断面を示す。基部から上では破断は確認されず、基部より下に 100~150mm の位置で鋼材に破断が確認された。基部から上においては、塑性ヒンジ区間において座屈による変形が見られた。同様の位置での破断は、6 本のうち 3 本の鋼材において確認された。基部から下で破断した理由については、以下のように推察される。正負交番载荷によって、基部付近の横拘束鉄筋の内部のコンクリートが次第に破壊する。その後、基部より下の底版内の横拘束鉄筋内部のコンクリートも底版上面から 100~150mm 程度まで破壊に至る。このことにより、柱の固定端が底版内に 100~150mm 程度移動したものと考えられる。ただし、破断位置の詳細なメカニズムの検討については、今後の課題としたい。

また、载荷の最終局面で大きな音がした回数と、破断した箇所数及び荷重が急激な低下した箇所数一致しており、耐荷力も負側 14 δ_y 载荷時には最大荷重の 2/3 程度に、正側 16 δ_y 载荷時には 1/3 程度まで低下したことから、本試験体は主鋼材の曲げ引張破壊により終局に至ったものと考えられる。



写真-1 主鋼材の基部より上の変形状況



写真-2 主鋼材の破断面（基部のワイヤーソー切断面より 100～150mm 下の破断面）

4. まとめ

本研究では、実物大試験による突起付き H 形鋼のサイズアップによる変形性能向上効果の検証を目的に、200×200mm の突起付き H 形鋼を使用した実物大規模の橋脚模型を製作し、正負交番載荷実験を実施した。以下に本研究で得られた知見をまとめる。

- 1) 水平荷重－載荷点水平変位履歴曲線から、試験体は最大荷重を超えた後も高い耐力を維持し、計算上の終局変位を超えても降伏時の耐力の 80%以上を保持することが確認された。また、終局変位まで履歴曲線は紡錘形を示しており、塑性変形によるエネルギー吸収能力が発揮されていることが示された。
- 2) 柱のひび割れ進展状況から、 $1\delta_y$ 時点で水平ひび割れが発生し、その間隔は 200～400mm 程度であった。また、側面のコンクリートには基部から 2d 程度まで斜めひび割れが進展した。 $4\delta_y$ 以降、ひび割れ範

囲は拡大したが、 $1d$ 以下の範囲に集中して発生及び進展が見られた。ひび割れは基部から $1d$ 以下の範囲に集中していた。

- 3) 等価粘性減衰定数は、 $6\delta_y$ までは h_{eq} は徐々に増加し、 $6\delta_y$ から $14\delta_y$ までは横ばいとなり、 $16\delta_y$ 時には大きく低下した。
- 4) 塑性ヒンジ区間の評価について、1, 4, 8, $14\delta_y$ の正側ピーク時の柱側面の各高さの水平変位と、主鋼材のひずみ分布から、載荷が進むにつれて降伏ひずみを超える範囲が拡大し、終局時には基部から上に 2m 超の高さまで塑性化が確認された。実験で計測された塑性化範囲と、計算上の塑性化範囲は概ね一致する結果となった。
- 5) 主鋼材の破断面の観察結果から、基部より下に 100～150mm 程度のところで破断面が観察された。破断が見つかった主鋼材の本数と、実験時に破壊音および荷重の急激な低下が観察された回数は一致していた。破断位置の詳細なメカニズムの検討については、今後の課題としたい。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2017.11
- 2) 昆悠介，今西秀公，米田大樹：突起付き H 形鋼のサイズアップによる変形性能向上効果の検証，土木学会全国大会 第 79 回年次学術講演会，2024.9
- 3) 星隈順一，運上茂樹，長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響に関する研究，土木学会論文集，No.669/V-50，pp.215-232，2001.2
- 4) 公益社団法人土木学会：コンクリートライブラリー 90 複合構造物設計・施工指針(案)，1997.10
- 5) 独立行政法人土木研究所：橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン(案)(橋脚の正負交番載荷実験及び振動台実験方法)，2006.8
- 6) 原夏生，河野一徳，篠田佳男，横沢和夫，町田篤彦：突起付き H 形鋼とプレキャスト型枠を用いた鉄骨コンクリート複合構造橋脚の構造性能に関する研究，土木学会論文集，No.662/V-49，pp.149-168，2000.11
- 7) 三島徹也，原夏生，前川宏一：交番載荷による RC ひびわれ面でのせん断剛性低下のメカニズム，土木学会論文集，No.442/V-16，pp.191-200，1992.2

PCa後打ち部をスラブConで一体打設したRC梁の実験的研究 -高層RC集合住宅に適用するPCa梁『Dolacon・Beam工法®』の開発-

茂 木 順 一 *¹ 成 瀬 忠 *¹
牛 谷 和 弥 *¹

要 旨

鉄筋コンクリート（以下，RC）造の高層建築物の梁は一般的にハーフプレキャスト（以下，PCa）梁が用いられている。PCa梁は梁の後打ち部とスラブの現場後打ち部のコンクリート強度が異なるため，梁とスラブの間に止め型枠を設置し，コンクリートの打分けを行っているのが現状である。この打分け作業は工期を要し，材料および労務費の増加に繋がっている。そこで，梁の後打ち部をスラブコンクリートで一体打設した梁「Dolacon・Beam工法®」を開発した。従来行っていたコンクリート打分け作業が不要となることで，施工効率を向上させることができ，工期短縮およびコスト削減が可能となる。

本報では，梁断面の上下を異なる強度のコンクリートで構成されるRC梁の構造実験を実施し，部材性能，曲げおよびせん断耐力の評価方法を確立したので報告する。

キーワード PCa梁／異種強度コンクリート／損傷抑制／部材耐力／変形性能

目 次

- | | |
|----------|----------------|
| 1. はじめに | 5. 許容応力度時の損傷評価 |
| 2. 実験概要 | 6. まとめ |
| 3. 実験結果 | 7. おわりに |
| 4. 耐力の評価 | |

AN EXPERIMENTAL STUDY ON RC BEAMS WITH PCA BEAM PARTIALLY INTEGRATED WITH SLAB CONCRETE -DEVELOPMENT OF PCA BEAMS “DOLACON BEAM METHOD” FOR HIGH-RISE RC APARTMENT BUILDING-

Junichi MOGI
Kazuya USHITANI

Tadashi NARUSE

Synopsis:

Half-precast beams are generally used in high-rise reinforced concrete buildings. Because the strength of the half-precast beam and the slab concrete differ, formwork is installed between them to allow separate concrete pouring. This process is time-consuming and increases material and labor costs. Therefore, we developed the "Dolacon Beam Method," in which part of the precast beam is integrated with the concrete slab. By eliminating the need for previously required formwork and separate pouring, construction efficiency can be improved, and both construction time and costs can be reduced.

In this paper, we report the results of structural experiments that confirmed the component performance, as well as the bending and shear strength, of RC beams composed of concretes with different strengths.

* 1 ICI 総合センター 建築構造・耐火グループ

1. はじめに

筆者らは高層 RC 建築物の施工合理化を目的とした技術開発を行っている．一般的に高層 RC 建築物の梁にはハーフプレキャスト（以下，PCa）梁が用いられているが，梁後打ち部とスラブはコンクリート強度が異なるため，梁とスラブの間に止め型枠を設置し，コンクリートの打分けを行っている．この打分け作業は工期を要し，さらに材料および労務費の増加に繋がっている．そこで，梁後打ち部をスラブコンクリートで一体打設した梁とする「Dolacon・Beam 工法®」（図-1）を開発した．本報では梁断面の上下を異なる強度のコンクリートで構成される RC 梁の構造性能の把握を目的とした構造実験の結果，耐力および損傷評価について報告する．本工法はこれらの結果を基に 2025 年 8 月に(一財)日本建築総合試験所による建築技術性能証明（GBRC 性能証明 第 25-21 号）を取得した．

2. 実験概要

2.1 試験体の概要

試験体は高層 RC 住宅に用いられる PCa 梁部材を想定した．縮小率を約 1/2 で設計し，梁断面寸法は幅 300mm，

せい 450mm で内法スパン 2,300mm ($M/Q \cdot D=2.56$) とした．試験体は曲げ破壊型 4 体(No.6,7,8,9)，せん断破壊型 1 体(No.10)，付着割裂破壊型 1 体(No.11)の計 6 体である．表-1 に試験体の諸元，図-2 に試験体形状を示す．

実験因子は，梁後打ち部とスラブのコンクリート打分けの有無，スラブの有無，コンクリート強度，主筋およびせん断補強筋の鋼種である．No.6 はコンクリートの設計基準強度 $F_c=60N/mm^2$ で一体打設した梁試験体である．主筋は 6-D22(USD590)，せん断補強筋は溶接閉鎖型の 4-MD6@50(MK785)とした．No.7 は No.6 に対して幅 100mm(片側)，厚さ 130mm のスラブ (D6@100(SD295)ダ

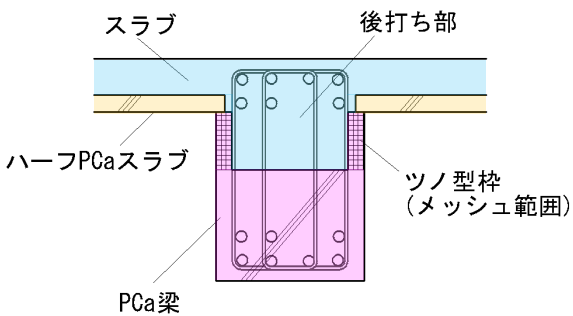


図-1 Dolacon・Beam 工法®

表-1 試験体諸元

試験体名		No.6 (一体打:梁単体)	No.7 (一体打:基準)	No.8 (打分け:低強度)	No.9 (打分け:高強度)	No.10 (打分け:せん断)	No.11 (打分け:付着割裂)
想定破壊形式						せん断	付着割裂
打分け高さ (mm)	後打ち部	—				225	
	PCa部					225	
F_c (N/mm^2)	後打ち部	60				30	
	PCa部					60	
スラブ	幅×厚さ(mm)	—				100 (片側) × 130	
	配筋	—				D6@100ダブル	
	鋼種					SD295	
主筋	配筋(ρ_t)	6-D22(2.0%)				8-D22(2.7%)	
	鋼種	USD590				USD685	
せん断補強筋	配筋(ρ_w)	4-MD6@50(0.85%)				2-D6@100(0.21%)	2-MD6@100(0.21%)
	鋼種	MK785				SD295	MK785
打継補強筋	配筋(ρ_w)	—				2-D10@50(0.95%)	2-D10@100(0.47%)
	鋼種					SD295	
鉛直コッター	高さ×幅×深さ(mm)	—				65×260×16	

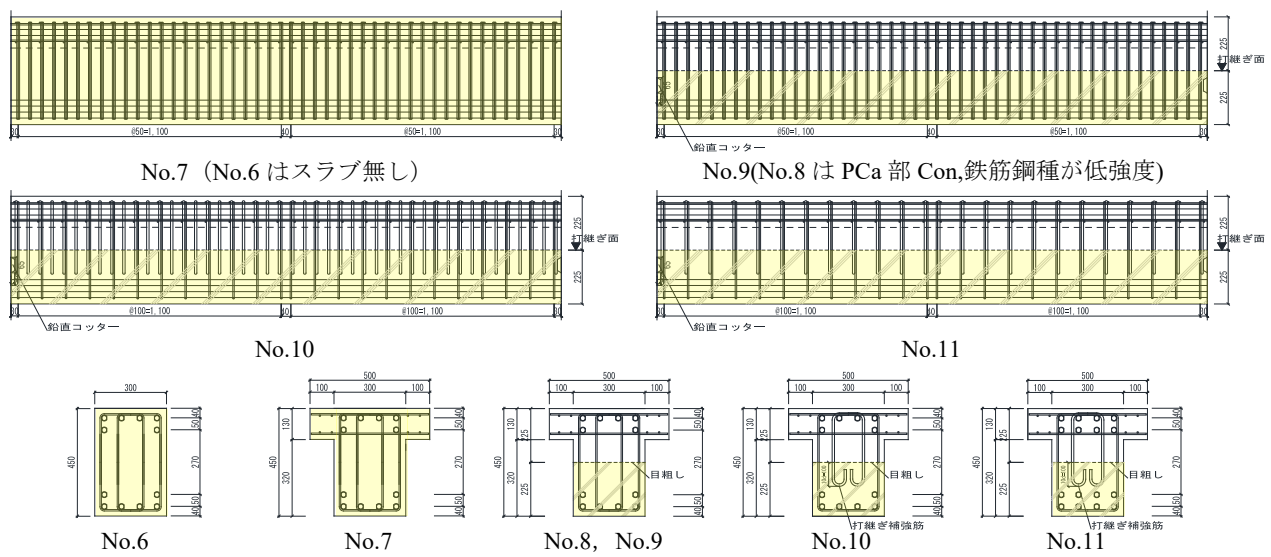


図-2 試験体形状

ブル)を取付けた試験体であり、本実験の基準試験体とした。No.8 はの材料を低強度とした試験体である。コンクリートは梁 PCa 部を $F_c=42\text{N/mm}^2$ 、後打ち部を $F_c=30\text{N/mm}^2$ とし、主筋は 6-D22(SD390)、せん断補強筋は 4-D6@50(SD295)とした。No.9 は材料を高強度とした試験体であり、PCa 部を $F_c=60\text{N/mm}^2$ 、後打ち部を $F_c=30\text{N/mm}^2$ とした。主筋は 6-D22(USD590)、せん断補強筋は 4-MD6@50(MK785)とした。No.10 はせん断破壊を想定した試験体であり、No.9 に対して主筋は 6-D22(USD685)、せん断補強筋は 4-D6@100(SD295)とした。また、打継補強筋として、中子筋と同幅で水平接合面より PCa 部側に 10d (d:鉄筋径)の定着長さ、かつ 180°フックを設けた U 型筋 (2-D10@50(SD295))を配置した。No.11 は付着割裂破壊を想定した試験体であり、No.9 に対して主筋は 8-D22(USD685)、せん断補強筋は 4-MD6@100(MK785)とした。また、打継補強筋として No.10 と同形状の U 型筋 (2-D10@100(SD295))を配置した。なお、No.8~No.11 の PCa 鉛直打継ぎ面には PCa 側に凹形となる鉛直コッターを設けた。また、水平打継ぎ面は櫛引による目粗し処理とした。

2.2 材料特性

表-2 に鉄筋の引張試験結果を示す。鉄筋は主筋に D22(USD685,USD590,SD390)、せん断補強筋に MD6(MK785)および D6(SD295)を使用した。スラブ筋に D6(SD295)、打継ぎ補強筋は D10(SD295)を使用した。また、表-3 にコンクリートの材料試験結果を示す。コンクリートは $F_c=60\text{N/mm}^2$ 、 $F_c=42\text{N/mm}^2$ および $F_c=30\text{N/mm}^2$ とした。

表-2 鉄筋の引張試験結果

使用箇所	使用試験体	鉄筋径(鋼種)	降伏点 σ_{sy} (N/mm ²)	引張強度 σ_{su} (N/mm ²)	降伏ひずみ度 ϵ_{sy} ($\times 10^{-6}$)	ヤング係数 E_s (kN/mm ²)
主筋	No.10,11	D22 (USD685)	696	881	3890	193
	No.6,7,9	D22 (USD590)	608	808	3680	195
	No.8	D22 (SD390)	433	601	2380	191
せん断補強筋	No.6,7,9,11	MD6 (MK785)	932*	1135	7110	182
	No.8,10	D6 (SD295)	353*	522	3910	189
スラブ筋	No.7,8,9,10,11	D6 (SD295)	365*	569	3980	173
打継ぎ補強筋	No.10,11	D10 (SD295)	351	496	2530	180

*降伏点は0.2%offset法による

表-3 コンクリートの材料試験結果

使用試験体	使用箇所	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	圧縮強度時 ひずみ度 ϵ_{cu} ($\times 10^{-6}$)	ヤング係数 E_c (kN/mm ²)	割裂強度 σ_t (N/mm ²)
No.6	一体	85.3	2660	40.0	3.88
No.7	一体	86.7	2790	39.3	3.86
No.8	後打ち部	39.4	2300	27.4	2.71
	PCa部	50.4	2700	32.2	3.24
No.9	後打ち部	39.3	2350	28.3	2.66
	PCa部	89.3	2900	41.1	4.13
No.10	後打ち部	40.0	2210	29.8	2.54
	PCa部	90.0	2760	41.5	3.69
No.11	後打ち部	40.4	2280	29.2	2.75
	PCa部	91.6	2840	41.3	3.96

2.3 実験方法

図-3 に加力装置を示す。加力は梁の正負交番繰返し逆対称曲げとした。左右のスタブの載荷点からそれぞれ 2500kN 油圧ジャッキで上下逆方向の変位を与え、両側のスタブの回転角が等しくなるように変位制御した。

加力サイクルは部材変形角 $R=\pm 1.25, \pm 2.5, \pm 3.3 \times 10^{-3}\text{rad}$ で各 1 サイクル、 $R=\pm 5, \pm 7.5, \pm 10, \pm 15, \pm 20, \pm 30, \pm 40 \times 10^{-3}\text{rad}$ で各 2 サイクル、 $\pm 50 \times 10^{-3}\text{rad}$ で 1 サイクルとした。最後に $R=\pm 70 \times 10^{-3}\text{rad}$ を 1 サイクル行うものとした。

3. 実験結果

3.1 試験体の破壊および履歴性状

写真-1 に各試験体の最終破壊状況、図-4 に各試験体の梁せん断力(Q)一部材変形角(R)関係を示す。図中には曲げひび割れ、せん断ひび割れ、主筋の降伏および最大耐力をプロットした。また、4 章で述べる曲げ耐力計算値(Q_{mu})、せん断耐力計算値(Q_{su})および付着割裂破壊を考慮したせん断耐力計算値(Q_{BU1})を示す。

(1) 曲げ破壊型 (No. 6, No. 7, No. 8, No. 9)

各試験体ともに $R=+0.5 \times 10^{-3}\text{rad}$ 付近で梁端部に曲げひび割れが発生、 $R=+1.5 \times 10^{-3}\text{rad}$ 付近でせん断ひび割れが発生した。材料を低強度とした No.8 は $R=+7.5 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時、No.6, No.7, No.9 は $R=+15.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時に 1 段筋および 2 段筋が引張降伏し、 $R=+20.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ 付近でスラブおよび梁下端部に圧壊が生じた。No.6 は $R=+50.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時に最大耐力 539kN に達し、 $R=+70.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ まで最大耐力の 93%の耐力を保持していた。No.7 は $R=+40.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時に最大耐力 556kN に達し、若干のスラブの効果が見られた。 $R=+70.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ まで最大耐力の 91%の耐力を保持していた。No.8 は $R=+40.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時に最大耐力 383kN に達し、 $R=+70.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ まで最大耐力の 93%の耐力を保持していた。No.9 は $R=+50.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時に最大耐力 543kN に達し、 $R=+70.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ まで最大耐力の 99%の耐力を保持していた。その後は梁端部上下のかぶりコンクリートの剥落が顕著となり、徐々に耐力低下を示した。曲げ破壊型 (No.6~No.9) の破壊状況および履

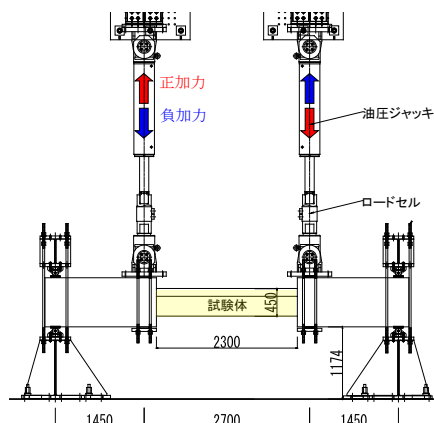


図-3 加力装置

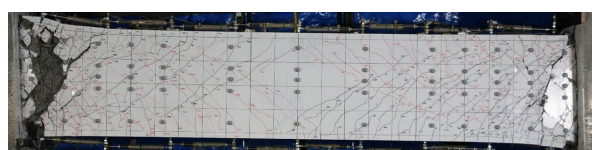
歴性状はコンクリート打分けの有無による有意な差は見られなかった。

(2) せん断破壊型 (No. 10)

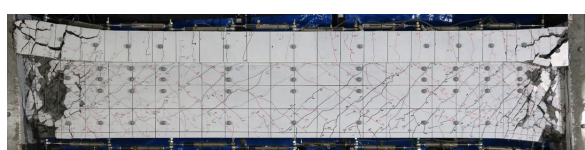
$R=+0.6 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時に梁端部の後打ち部および PCa 部に曲げひび割れが発生し、 $R=+3.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時にせん断ひび割れが発生した。その後、 $R=+8.6 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時にせん断補強筋が降伏したが耐力は上昇し、 $R=+15.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時に最大耐力 471kN に達した。 $R=+20.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時に 1 段筋が降伏した。その後はせん断ひび割れとコンクリートの圧壊の進展により耐力低下し、 $R=+50.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時の耐力は最大耐力の 61% となった。スラブがある梁上側ではせん断ひび割れが少なく、梁下側にせん断ひび割れが集中していた。また付着割裂も顕著で複合的な破壊となった。

(3) 付着割裂破壊型 (No. 11)

$R=+0.6 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時に梁の曲げひび割れ、 $R=+1.8 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時にせん断ひび割れが発生した。 $R=+10.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時に梁中央部の下端筋位置、側面および下面に付着割裂ひび割れが発生し、 $R=+15.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時に最大耐力 582kN に達した。その後、梁中央部の付着割裂ひび割れが徐々に梁端部まで進展し、 $R=+30.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時に 1 段筋が降伏した。その後は付着割裂ひび割れによるかぶりコンクリートの剥落が顕著となり、徐々に耐力低下し、 $R=+70.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時の耐力は最大耐力の 57% となった。破壊形式は下端筋での付着割裂破壊であった。コンクリート強度が低い上端筋で付着割裂破壊する想定だったが、上端筋位置では破壊せず、コンクリート強度が高い下端筋で破壊した。



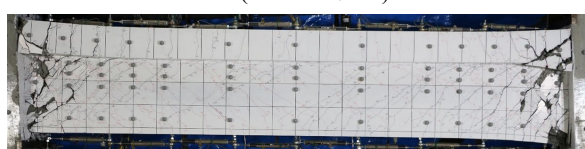
No.6(Fc60)



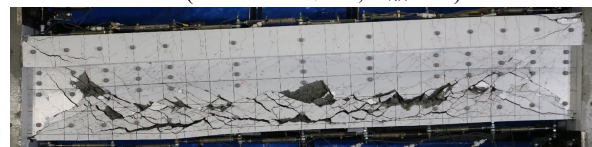
No.7(Fc60+スラブ)



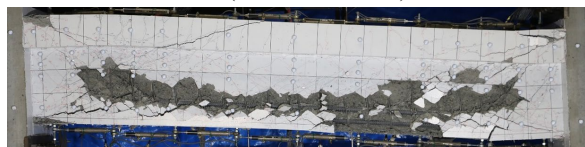
No.8(Fc30/42+スラブ, 主筋 390)



No.9(Fc30/60+スラブ)



No.10(せん断 : Fc30/60+スラブ)



No.11(付着割裂 : Fc30/60+スラブ)

写真-1 最終破壊状況

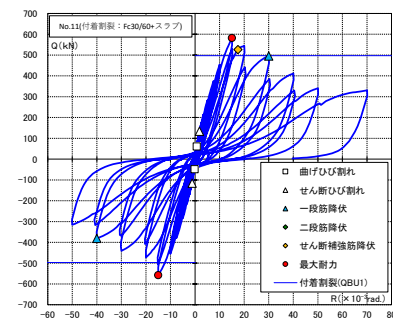
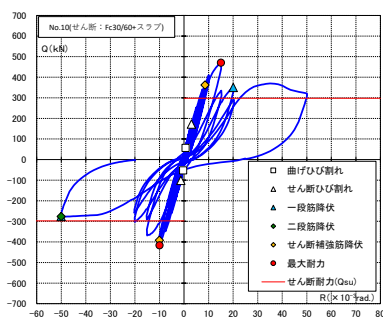
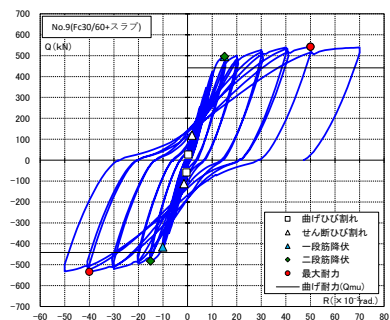
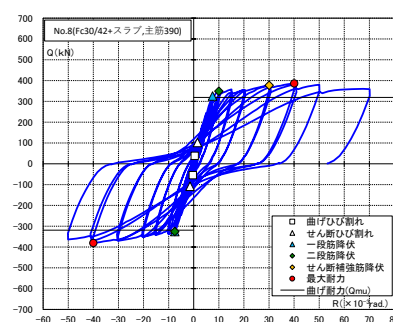
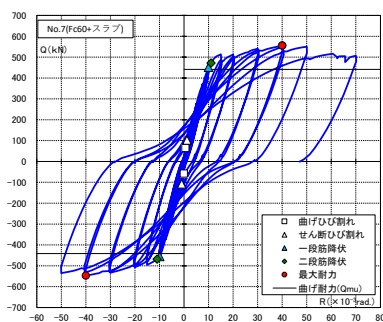
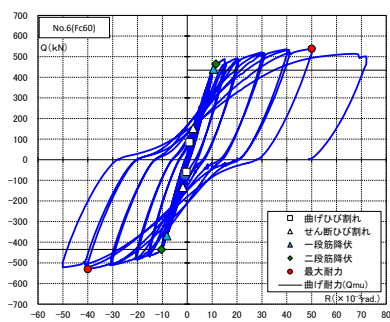
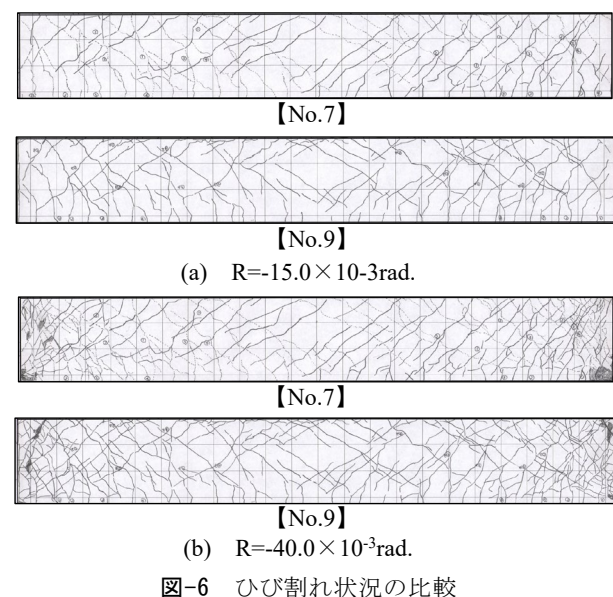
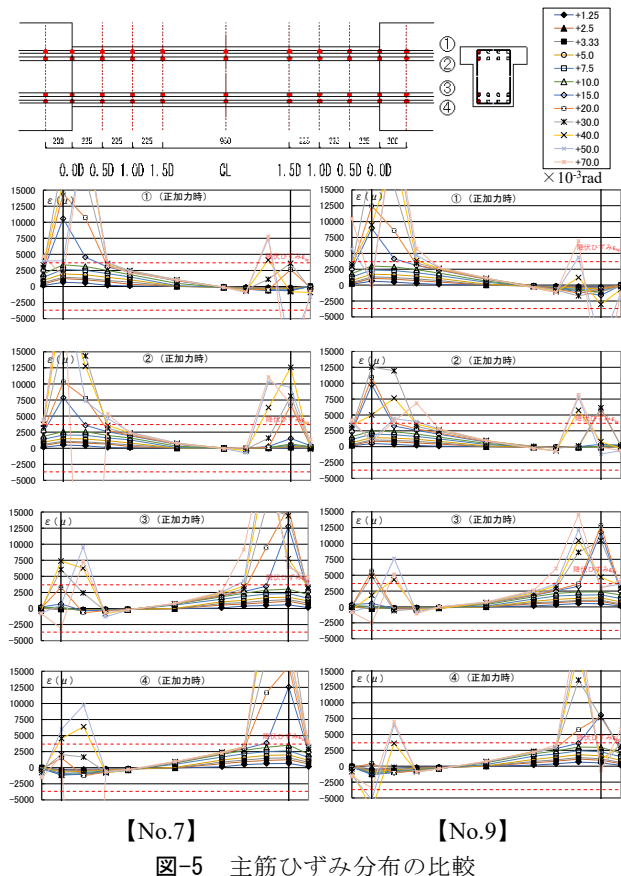


図-4 梁せん断力(Q)一部位変形角(R)関係

3.2 コンクリート打分けの有無による比較

図-5 に No.7 (一体打ち) と No.9 (打分け) の正加力時のピークサイクルの主筋ひずみ分布, 図-6 にひび割れ状況を比較して示す. 両者ともに概ね同様の分布を示しており, $R=15.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時に梁端部から $0.5D$ (D : 梁せい) 区間で上端筋および下端筋が降伏に至った. また, 上端1段筋で No.9 の後打ち部が圧縮側になる右端の鉄筋のひずみが No.7 より若干大きくなっていた. これはコンクリート強度が低いと相対的に鉄筋の負担が増大していると考えられる. ひび割れ状況には大きな差異は見られなかった.



4. 耐力の評価

表-4 に各試験体の実験の最大荷重と各耐力の計算値の比較を示す. 実験値は正加力の最大値とし, 実/計のハッチングは最終破壊モードを示す. 以下に各耐力の評価方法を示す. なお, 前式で記載がある共通の記号説明は省略する.

(1) 曲げ耐力

梁の曲げ耐力 M_u はスラブ筋を考慮した曲げ略算式¹⁾ (式[1]) によって評価した. 曲げ破壊型 (No.6~No.9) の実験値は計算値に対して 1.21~1.26 倍であり, 安全側に評価されている.

$$M_u = 0.9a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad [1]$$

a_t : 引張鉄筋断面積 (mm^2)

σ_y : 引張鉄筋の降伏強度 (N/mm^2)

d : 梁の有効せい (mm)

(2) せん断耐力

梁のせん断耐力算定に用いるコンクリート強度はスラブを除く梁断面の異種コンクリート強度を面積比で換算した強度 F_{ce} (式[2]) を用いる. せん断耐力はせん断補強筋が JIS 筋の場合は荒川 mean 式¹⁾ (式[3]), 高強度せん断補強筋の場合は終局強度型設計指針式²⁾を修正した修正塑性式 (式[4]) によって評価した. せん断破壊型 (No.10) は JIS 筋(SD295)を用いているため式[3]で算定すると, 実験値は計算値に対して 1.57 倍となり安全側に評価できている.

$$F_{ce} = \frac{F_{ce1} \cdot b \cdot d_1 + F_{ce2} \cdot b \cdot d_2}{b \cdot D} \quad [2]$$

F_{ce} : コンクリートの面積比換算強度 (N/mm^2)

F_{ce1} : PCa 部コンクリート強度 (N/mm^2)

F_{ce2} : 後打ち部コンクリート強度 (N/mm^2)

b : 梁幅 (mm)

D : 梁せい (mm)

d_1 : PCa 部高さ (mm)

d_2 : 後打ち部高さ (mm)

表-4 実験最大荷重と計算耐力の比較

		No.6	No.7	No.8	No.9	No.10	No.11
コンクリート	後打ち部			39.4	39.3	40.0	40.4
	PCa部	85.3	86.7	50.4	89.3	90.0	91.6
	面積比換算 F_{ce} ^[2]			44.9	64.3	65.0	66.0
破壊モード		曲げ	曲げ	曲げ	曲げ	せん断	付着剥離
計算値	実験値	Q_{exp}	539	556	386	543	471
	曲げ 略算式 ^{[1)*}	Q_{cal}	435	442	319	442	504
	せん断 荒川mean式 ^{[3)}	Q_{cal}	526	530	322	469	300
	修正塑性式 ^{[4)}	Q_{cal}	847	849	362	823	244
	付着 修正塑性式 ^{[5)}	Q_{cal}	895	902	598	597	444
実/計	曲げ 略算式	Q_{exp}/Q_{cal}	1.24	1.26	1.21	1.23	0.94
	せん断 荒川mean式	Q_{exp}/Q_{cal}	1.02	1.05	1.20	1.16	1.57
	修正塑性式	Q_{exp}/Q_{cal}	0.64	0.65	1.07	0.66	1.93
	付着 修正塑性式	Q_{exp}/Q_{cal}	0.60	0.62	0.65	0.91	1.06

*せん断力表示 (単位:kN)

p_t : 引張鉄筋比 (%)
 M/Qd : せん断スパン比 ($1 \leq M/Qd \leq 3$)
 p_w : せん断補強筋比
 σ_{wy} : せん断補強筋の降伏点 (N/mm²)
 j : 梁の応力中心間距離 (mm)

$$k_1 = \frac{\sqrt{\left(\frac{L}{D}\right)^2 + 1} - \frac{L}{D}}{2}$$

$$k_3 = \frac{2\tau_b \Sigma \varphi}{bvF_c} \leq 1.0$$

$$\tau_b = \alpha_{bu} \cdot k_0 \left(0.0961b_i + 0.134 + \frac{7.8A_{st}\hbar}{SNd_b} \right) \sqrt{F_c}$$

τ_b	: 付着割裂強度 (N/mm ²)
α_{bu}	: 1 段筋は 1.0, 2 段筋は 0.6 とする
k_θ	: 上端筋は 1.0, 下端筋は 1.1 とする
$\Sigma\phi$	: 引張鉄筋の周長和 (mm)
F_c	: 主筋近傍のコンクリート強度 (N/mm ²)

$$Q_{SH1} = b j_t p_w \sigma_{wv} + k_1 (1 - k_2) b D v F_{ce} \quad [4]$$

$$k_1 = \frac{\sqrt{\left(\frac{L}{D}\right)^2 + 1} - \frac{L}{D}}{2}$$

$$k_2 = \frac{2p_w \sigma_{wy}}{\nu F_{ce}} \leq 1.0$$

$$v = 0.7 \left(0.7 - \frac{F_{ce}}{200} \right)$$

j_i : 主筋の重心間距離 (mm)
 v : コンクリート圧縮強度の有効係数
 L : 部材の内法長さ (mm)

梁主筋の付着割裂破壊によるせん断耐力 Q_{BU1} は修正塑性式(式[5])によって評価した。なお、算定に用いるコンクリート強度 F_c はその鉄筋周囲のコンクリート強度としている。また、式中の付着割裂強度 τ_b の原式^{2) 3) 4)}は1段筋のみを対象としているため、2段筋には文献⁵⁾の1段目以外の鉄筋に対する低減を準用し、係数 α_{bu} を乗じることとした。さら下端筋の上端筋に対する付着強度比 k_0 は原式では 1.22 としてるが、文献⁴⁾よりコンクリート強度の増大につれて 1.0 に近付くことから、本工法のコンクリート強度の上限である 60N/mm^2 の値 1.1 とした。その結果、表-4 より、付着割裂破壊型 (No.11) の実験値は計算値に対して、1.17 倍であり安全側に評価されている。

$$Q_{BU1} = j_t \tau_b \sum \varphi + k_1(1 - k_3) b D v F_c \quad [5]$$

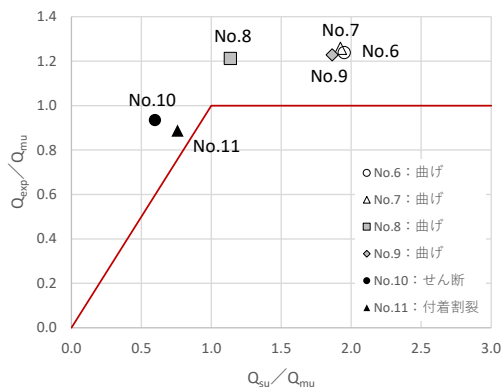


図-7 せん断余裕度(O_{su}/O_{mu})と破壊モード

図-7 に式[1]～[5]による曲げ耐力(Q_{mu})とせん断耐力(Q_{su})によるせん断余裕度(Q_{su}/Q_{mu})と破壊モードの関係を示す。JIS 筋を用いている No.10 は式[3]，それ以外の試験体は式[4]を用いた。曲げ破壊型の No.6～No.9 は $Q_{exp}/Q_{mu} > 1.0$ であり，式[1]～[5]で評価した耐力で $Q_{su}/Q_{mu} > 1.0$ を確保しているため，破壊モードは良く推定されていることが分かる。

せん断ひび割れ幅の判定基準は文献⁶⁾により下記の値とした。ただし、実験値は試験体の縮小率 1/2 であるため、ひび割れ幅を 0.15mm 以下と読み替えて実験結果を検証した。

長期許容耐力時：0.3mm 以下
短期許容耐力後の長期許容耐力時：0.3mm 以下

実験でのひび割れ幅の計測はサイクルピーク時と除荷時のみを計測しているが、短期荷重の損傷評価は地震後の長期荷重作用下でのひび割れ幅であるため、文献⁷⁾を参考に短期許容耐力時から長期許容耐力時まで除荷した時のひび割れ幅を推定した。図-8 にせん断力(Q)とせん断ひび割れ幅(W_{cr})関係のモデルを示す。

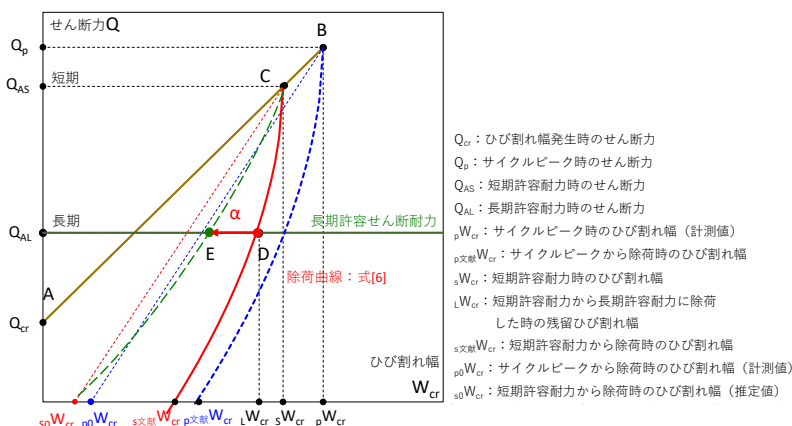


図-8 せん断力-ひび割れ幅モデル

せん断ひび割れ発生 Q_{cr} (A 点) からサイクルピーク Q_p (B 点) までのせん断ひび割れ幅はせん断力に比例することから、まず直線 AB 上に短期許容耐力時 Q_{AS} (C 点) があると仮定して短期許容耐力時 Q_{AS} のひび割れ幅 sW_{cr} を算出する。次に sW_{cr} を式[6] に代入すると C 点からの除荷曲線 (赤線) を仮定でき、短期許容耐力時 Q_{AS} (C 点) から長期許容耐力時 Q_{AL} (D 点) まで除荷した時のひび割れ幅 LW_{cr} および除荷時のひび割れ幅 $s_{文献}W_{cr}$ が分かる。同様に計測したサイクルピーク Q_p (B 点) からの除荷曲線 (青線) を仮定すると、除荷時のひび割れ幅 $p_{文献}W_{cr}$ は、除荷時の計測値 p_0W_{cr} と乖離があった。そこで、サイクルピーク Q_p (B 点) から除荷時の計測値 p_0W_{cr} を結ぶ線分と平行に短期許容耐力時 Q_{AS} (C 点) から引き、短期許容耐力から除荷時のひび割れ幅を s_0W_{cr} と仮定した。この時、除荷時のひび割れ幅 $s_{文献}W_{cr}$ を s_0W_{cr} と一致させる補正係数 α をひび割れ幅 LW_{cr} に乗じて、短期許容耐力時 (C 点) から長期許容耐力時 (E 点) まで除荷した時のひび割れ幅を推定した。

$$\frac{Q}{pQ} = 1 - 1.54 \left(\frac{W_{cr}}{pW_{cr}} \right)^{0.546} \quad [6]$$

Q : せん断力

pQ : 各サイクル時のせん断力

W_{cr} : 最大ひび割れが計測される位置でのひび割れ幅

pW_{cr} : 各サイクルピーク時の最大ひび割れ幅

$$\alpha = \alpha_0 + \frac{1-\alpha_0}{Q_p} \times Q_{AL} \quad [7]$$

$$\alpha_0 = \frac{p_0W_{cr}}{pW_{cr}} \times \frac{sW_{cr}}{s_{文献}W_{cr}} \quad [8]$$

表-5 に短期許容せん断耐力後の長期許容せん断耐力時せん断ひび割れ幅を示す。短期許容せん断耐力後に長期許容せん断耐力まで除荷した時の残留せん断ひび割れ幅は No.9 を除く 5 体は 0.00~0.15mm となり制限値以内であった。No.9 は打分け試験体 4 体の平均値および、標準偏差を用いて 95%信頼区間を算出すると異常値と考えられる。ひび割れ幅が過大となった要因としては施工上の締固め不足と推測される。

表-5 短期許容せん断耐力後の長期せん断耐力時
せん断ひび割れ幅

			No.6	No.7	No.8	No.9	No.10	No.11
実測値	サイクルピーク時	Q_p (kN)	432	455	245	423	191	175
		pW_{cr} (mm)	0.25	0.35	0.25	0.35	0.10	0.15
	除荷時	W_{c0} (mm)	0.06	0.06	0.10	0.15	0.04	0.04
推定値	短期許容せん断耐力時	sW_{cr} (mm)	0.21	0.28	0.19	0.28	0.00	0.11
	長期許容せん断耐力時	$\alpha \times LW_{cr}$ (mm)	0.13	0.15	0.15	0.20	0.00	0.09

6. まとめ

梁断面上下が異種強度コンクリートで構成される RC 梁の曲げ実験により以下のことが分かった。

- (1) コンクリート強度打分けの有無による曲げ耐力および変形性能に有意な差は見られなかった。
- (2) 曲げ破壊型試験体の最大耐力は式[1]で精度良く評価することができた。
- (3) せん断破壊型試験体の最大耐力はコンクリート強度を面積比換算強度とした式[3]および式[4]により安全側に評価することができた。
- (4) 付着割裂破壊型試験体の最大耐力は式[5]により安全側に評価することができた。
- (5) 本工法は短期設計荷重時に許容せん断耐力以下となるように設計するで、せん断ひび割れ幅は制限値以内とすることができ、梁は補修せずに継続使用できることを確認した。

7. おわりに

高層 RC 住宅に適用する PCa 梁部材『Dolacon・Beam 工法®』の開発として本実験を行った。Dolacon・Beam 工法®は、RC ラーメン構造の梁部材のみを対象とし、保有水平耐力計算にて設計される梁の設計および施工に適用する工法である。本実験から得られた結果をもとに 2025 年 8 月に(一財)日本建築総合試験所の建築技術性能証明 (GBRC 性能証明 第 25-21 号) を取得している。

参考文献

- 1) 2020 年度版 建築物の構造関係技術基準解説書
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990
- 3) 藤井 栄, 森田 司朗：異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究：第 1 報付着割裂破壊を支配する要因についての実験結果, 日本建築学会論文報告集, No.319, pp.47-55, 1982.9
- 4) 藤井 栄, 森田 司朗：異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究：第 2 報 付着割裂強度算定式の提案, 日本建築学会論文報告集, No.324, pp.45-53, 1983.2
- 5) 角 徹三, 張 建東, 飯塚 信一, 山田 守：高強度コンクリートレベルをも包含する RC 部材の付着割裂強度算定式の提案, コンクリート工学論文集, Vol.3, No.1, pp.97-108, 1992.1
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2024
- 7) 河南 孝典, 磯 雅人, 丸田 誠, 越路 正人：SD490 のせん断補強筋を用いた RC 梁部材のせん断ひび割れ開閉挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, 2014

αシステムを使用した乱れ率の全数管理の事例

津 田 啓 史^{*1} 岩 谷 隆 文^{*1}
 平 田 昌 史^{*2} 石 黒 健^{*2}
 澤 田 慎太郎^{*3} 鈴 江 康 人^{*3}

要 旨

土堰堤の迅速かつ着実な施工が求められる現場において、50cm仕上りの厚層施工によって施工効率の向上を図った。厚層施工時に、当社保有の盛土締固め管理技術「AtlasX」のうち、加速度応答法（加速度から地盤の剛性を推定する技術）の1つ「αシステム」を適用し、以下2つの品質管理を実施した。①厚層施工の品質管理：厚層施工では下部の品質確保が重要であるため、通常の転圧回数管理に加え、加速度応答値「乱れ率」の層平均値の目安値を設け、全面の剛性を管理した。②相対的弱部の品質管理：αシステムで得た乱れ率のヒートマップから、相対的弱部（周囲よりも乱れ率が小さい箇所）を選定し、RIの計測を実施した。弱部の品質を確認することで、施工面全面としての品質を担保し、管理の合理化を行った。αシステムを導入することで、三次元的な品質情報が取得できるため、その利活用方法の検討も行った。

キーワード 加速度応答法／盛土／振動ローラ／計測技術／品質管理

目 次

- | | |
|--------------|-----------------|
| 1. はじめに | 5. 本施工の計測結果 |
| 2. 工事概要 | 6. 三次元的な品質情報の活用 |
| 3. 試験施工 | 7. おわりに |
| 4. 施工管理方法の決定 | |

CASE STUDY OF TOTAL QUALITY MANAGEMENT USING THE ALPHA SYSTEM

Hiroshi TSUDA	Takafumi IWATANI
Masafumi HIRATA	Takeshi ISHIGURO
Shintaro SAWADA	Yasuhito SUZUE

Synopsis:

In a site where rapid and reliable construction of earthen embankments is required, we aimed to improve construction efficiency by applying a finished thick layer of 50cm. During the thick layer construction, we implemented two quality management utilizing our technology 'α System', which is one of the acceleration response methods (a technique for estimating the ground rigidity from acceleration). 1) Quality management of thick layer construction: Since ensuring the quality of the lower part is important in thick layer construction, in addition to the usual management (count the number of compactions), we set a guideline value for the average layer value of the acceleration response value "disturbance rate" to manage the rigidity of the entire surface. 2) Quality management of relatively weak points: From the heat map of the disturbance rate obtained with the α system, we selected relatively weak points (points with a lower disturbance rate than around the areas) and implemented RI measurements. By introducing the α system, it becomes possible to obtain three-dimensional quality information, and we also examined how to utilize this information.

* 1 本店 土木事業本部 土木技術部 一般土木グループ * 2 本店 ICI テクノロジーセンター 地盤グループ
 * 3 東北支店 原町火力作業所（当時）

1. はじめに

当社は、盛土の締固め管理技術「AtlasX（アトラスエックス）」を保有している。AtlasXでは、3種類のIoT機器「 α システム」「自走式散乱型 RI ロボット」「3D レーザースキャナ」を任意に組み合わせた計測と、クラウドシステム「データ統合解析システム」によるデータの一元管理を行う。このうち、 α システムは振動ローラの加速度応答が転圧の進行に応じて変化する現象を利用した技術で、加速度応答値から地盤剛性値を求め、転圧の進行を判定する「振動ローラ加速度応答法」の1つである。4t～20t級の振動ローラに加速度計と解析装置を設置し（図-1）、取得した波形をFFT解析・計算することによって、転圧の進行に伴う加速度応答の変化を定量化した独自指標「乱れ率」を施工時にリアルタイムに算出する。さらに、建山・藤山による理論式¹⁾を採用し、乱れ率から地盤剛性値（地盤変形係数）の独自指標「 E_{roller} 」を計算することで、盛土の性能に直結する物理的指標を提示することも可能である。また、 α システムと転圧管理システムを連携することで、 α システムで得た値とGNSS位置情報を紐づけ、国交省工事などで採用されている0.5m×0.5mメッシュでの面的管理ができる（図-2）。

α システムの特長として、従来の計測手法と比較して多点のデータが取得できるため、品質管理の高度化が可能である。また、計測の時間や人員が不要（施工時のオペレータのみ必要）のため、計測の省力化が可能である。

本報では、 α システムを現場に適用し、施工効率の向上・管理の合理化を行った事例を報告する。

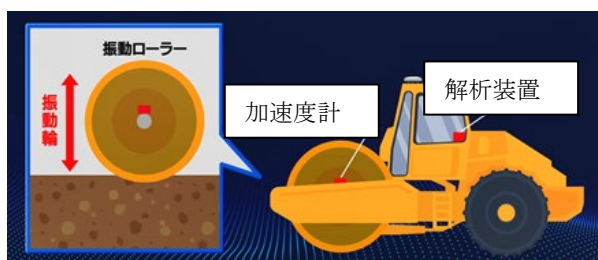


図-1 α システムの概略図



図-2 α システムの管理状況

2. 工事概要

本工事は、火力発電所から排出される石炭灰の埋立処分場の築堤工事である。石炭灰を埋め立てる外周に土堰堤を構築する（図-3）。発電所からの石炭灰の排出速度に応じて、迅速な土堰堤の施工が求められた。そこで、大型振動ローラを使用して厚層（50cm 仕上がり）で施工することで、通常施工（30cm 仕上がり）より4割の工程短縮を図った²⁾。一般的に、振動ローラの転圧効果は深度方向に対して低下するため、厚層施工では層下部の品質の確保が重要である。そのため、通常の転圧回数管理に加え、 α システムで取得される乱れ率を活用した面的管理を実施することとした。盛土の要求品質は締固め度 $D_c=85\%$ 以上（層平均値）である。土堰堤は現地発生土を使用し、ブルドーザおよび10t振動ローラを使用して、図-4中の赤枠部を造成した。盛土には採取場所の異なる現地発生土（盛土材A・盛土材B）を使用した。施工初期は盛土材Aを使用し、盛土材Aが無くなり次第、使用材料を盛土材Bに切り替えて施工を行った。両者の物性値を表-1、粒度分布を図-5、締固め曲線を図-6に示す。盛土材A・Bともシルト分が主体の粘性土である。盛土材Aは自然含水比と最適含水比が近く、締固めしやすい土といえる。盛土材Bの自然含水比は最適含水比よりも10%程度湿潤側にある材料であった。

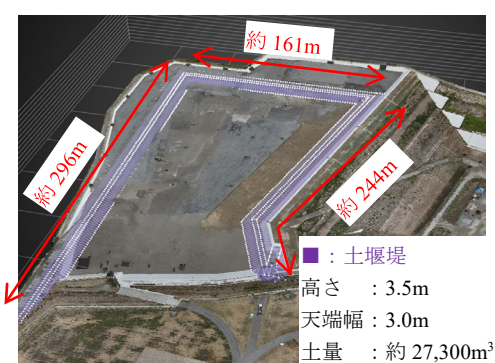


図-3 石炭灰埋立地

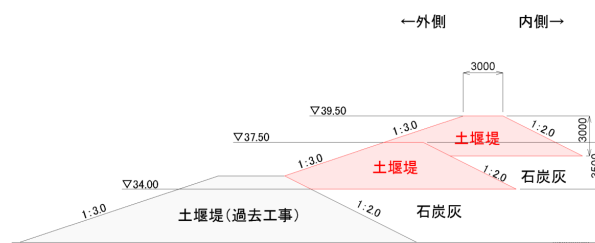


図-4 土堰堤の構造と施工仕様

表-1 使用材料の物性値

物性値	盛土材A	盛土材B
土粒子密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$	2.502	2.475
自然含水比 $w_n(\%)$	45.5	55.1
最大粒径 $D_{\max}(\text{mm})$	53	19
細粒分含有率 $F_c(\%)$	60.6	76.5
平均粒径 $D_{50}(\text{mm})$	0.064	0.047
最大乾燥密度 $\rho_{d\max}(\text{mm})$	1.102	1.024
最適含水比 $w_{\text{opt}}(\%)$	45.0	44.5
地盤材料の分類	砂礫質細粒土	礫まじり砂質細粒土

※締固め試験はB法で実施

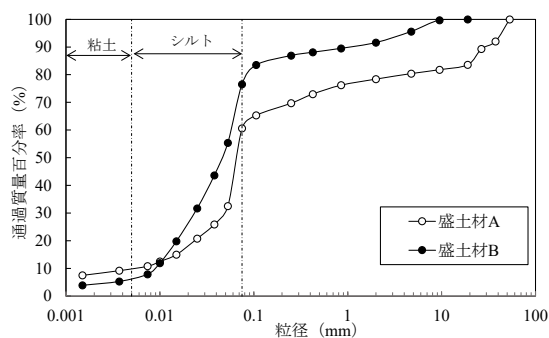


図-5 粒度分布

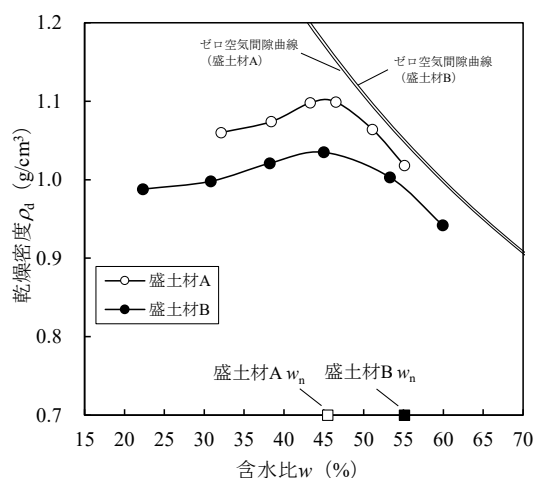


図-6 締固め曲線

3. 試験施工

3.1 試験施工概要

本施工での10t級振動ローラの転圧回数と管理方法の決定のため、試験施工を実施した。試験盛土の形状を図-7に示す。試験盛土は振動ローラ2レーン分程度の5m幅、乗り入れ部の斜路込みで延長39mとして使用材料ごとに構築した。基盤層(1層目)を30cm仕上がりで入念に締め固めて構築したあと、試験層(2層目)を50cm仕上がり目標で撒き出した。計測項目を表-2に示す。RIにより乾燥密度および含水比の計測、レベルにより沈下量の計測、 α システムにより乱れ率の計測を実施した。RIで計測可能な深度は30cmであり、施工表面から計測した際に

50cm厚の試験層下部の品質が確認できない。そこで、転圧終了後に施工面を20cm掘り下げた地点でRIを実施することで、試験層の下部の品質を確認した。掘り下げる作業があるため、ヤードを区分して転圧回数 $N=4, 6, 10$ の3エリアを設定し、転圧完了後にそれぞれのエリアで3か所ずつ20cm掘り下げて下部の密度を計測した。転圧回数ごとの沈下量や締固め度の変化を同一地点の計測値で比較確認することを目的として、 $N=10$ エリアにて転圧回数 $N=0$ (撒き出し後)、2, 4, 6, 8, 10で計測を実施した。また、前述のとおり α システムでは乱れ率と、乱れ率から換算した E_{roller} が得られる。どちらであっても管理指標とすることができるが、今回は乱れ率を日常管理に活用する計画とした。

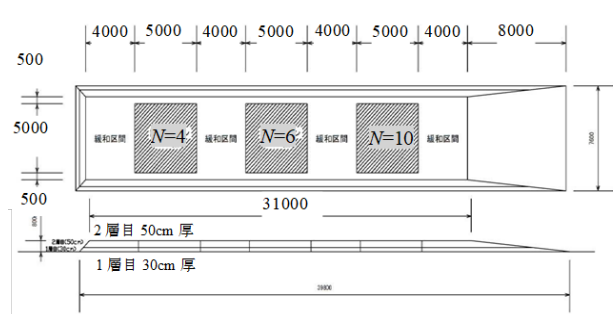


図-7 試験盛土の形状

表-2 計測項目

計測機器	計測項目	計測点数	備考
RI	乾燥密度	3点×3エリア	20cm 下げ
	含水比		面も計測
レベル	標高		—
α システム	乱れ率	転圧面全体	平均値

3.2 試験施工結果

転圧回数と締固め度の関係を図-8・図-9に示す。盛土材A・Bとも、 $N=0$ 時点でブルドーザの転圧効果により目標の $D_c=85\%$ を達成している。 $N=2$ で増加したのち、以降は漸増している。 $N=4, 6, 10$ のいずれのエリアにおいても、20cm掘り下げた地点の品質を達成した。また、 $N=6$ 以降は試験盛土の表面に過転圧によるひび割れが観察された。

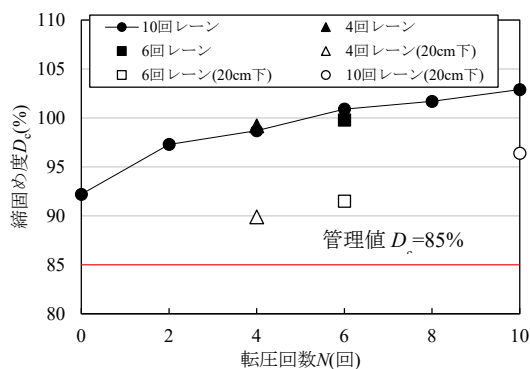


図-8 転圧回数と D_c の関係 (盛土材 A)

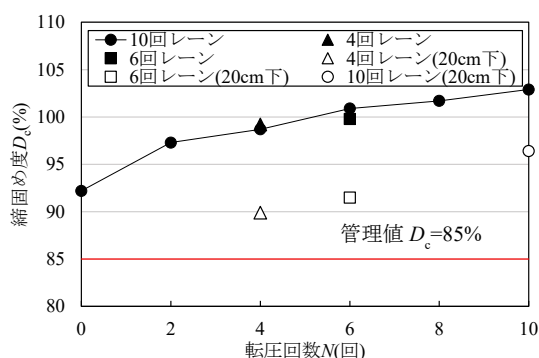


図-9 転圧回数と D_c の関係 (盛土材 B)

転圧回数と乱れ率 (平均値) の関係を図-10 に示す。
 $N=2$ 以降の乱れ率は、A は 0.10~0.11 程度、B は 0.086~0.099 程度と、転圧回数に対してほぼ変化しなかった。本盛土材は自然含水比が高く、転圧早期にゼロ空隙曲線に近づき、転圧が収れんしたとみられる。振動ローラの加速度応答値は、飽和度 $S_r=80\%$ 程度になると一定値に収れんする (顕著に増加しない) 傾向がある³⁾。今回の試験盛土も 2 回転圧以降は $S_r=80\%$ を超えており (図-11・図-12)、乱れ率が転圧回数に対してほとんど変化しない結果となった。

要求品質である締固め度 $D_c=85\%$ を達成したこと、乱れ率や飽和度から転圧が収れんしていると判断できることから、本施工での規定転圧回数を 2 回に決定した。

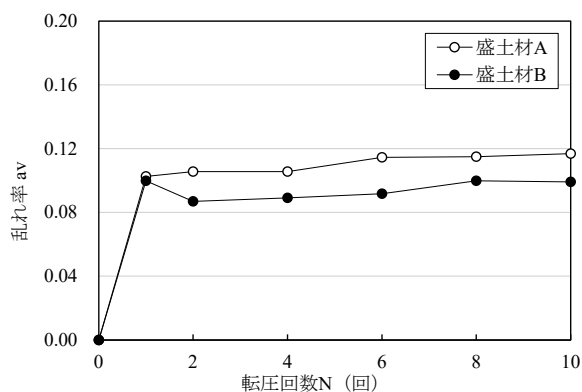


図-10 転圧回数と乱れ率の関係

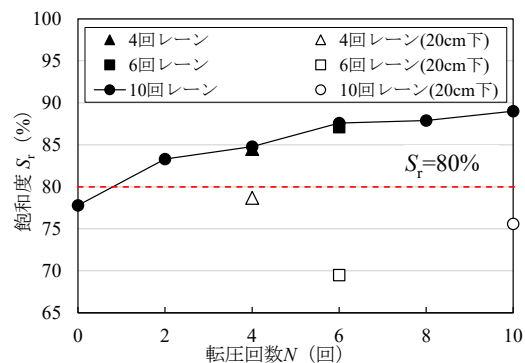


図-11 転圧回数と飽和度の関係 (盛土材 A)

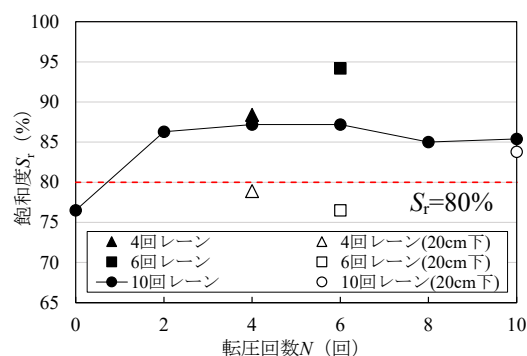


図-12 転圧回数と飽和度の関係 (盛土材 B)

厚層施工のため、層下部においても $D_c=85\%$ を達成する自主管理値を設定した。RI で計測されるのは 30cm 深度までの平均の密度であるため、転圧表面で計測したときは 15cm の密度、20cm 掘り下げた面で計測したときは 35cm の密度として、計測深度と D_c の関係を整理した (図-13・図-14)。試験盛土の $N=4, 6, 10$ エリアでの計測値のうち、最も安全側になる傾きから、RI の自主管理値 (層平均値) を盛土材 A は $D_c=94.3\%$ 、盛土材 B は $D_c=96.7\%$ として日常管理を実施した。

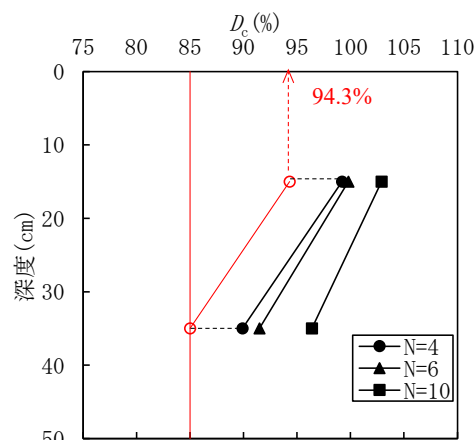


図-13 深度と D_c の関係 (盛土材 A)

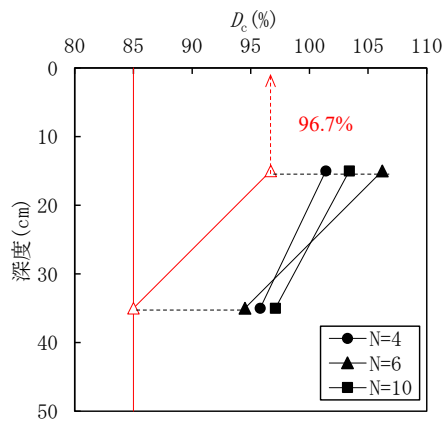


図-14 深度と D_c の関係 (盛土材 B)

4 施工管理方法の決定

転圧回数の決定と締固め度の自主管理値を設定したが、RI の計測値は個々の計測値が離散（点）的である。そこで、より高度な品質管理を目的として、 α システムによる面的な品質管理を実施した。管理フローを図-15 に示す。この品質管理手法の要点は以下の 2 つである。

4.1 乱れ率の層平均の管理

1 項目は、乱れ率の層平均値を用いた品質管理を行うことである。1 層の施工完了後、乱れ率の層平均値を計算する。試験施工の結果から、乱れ率の日常管理の目安値を盛土材 A では 0.100、盛土材 B では 0.086 とし、各層の平均値を管理する。乱れ率の平均値が目安値を下回った場合はデータの検証を行い、乱れ率の低い箇所の置換え処理や再転圧など、適切な処置を行う。例えば降雨の翌日は含水比が高く、乱れ率が小さくなることが予想される。試験施工時には、雨天の影響によって局所的に含水比が高まった箇所において、乱れ率は 0.077、締固め度は 69.3%、ウェービングが生じており、転圧効果の低下が観察された(図-16)。施工初期は盛土材 A を使用したため、乱れ率の管理目安値を 0.100 として、盛土材 B に切り替わり次第、管理目安値を 0.086 として施工した。

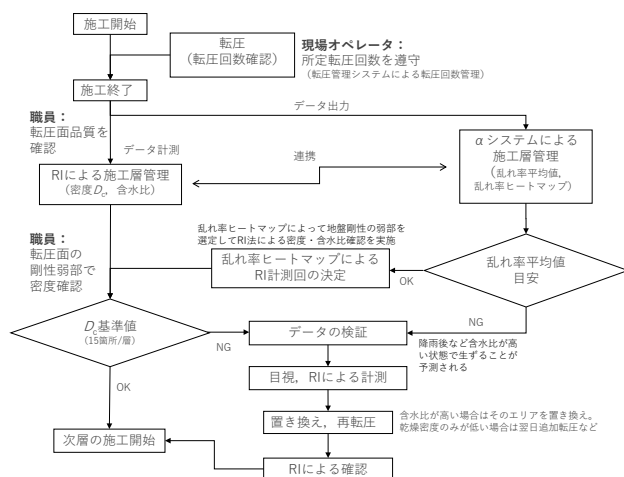


図-15 α システムを活用した品質管理フロー



図-16 試験施工時の高含水比箇所

4.2 相対的弱部の品質管理

2 つ目は、 α システムと RI を組み合わせることで相対的弱部（周囲よりも乱れ率が小さい箇所）の品質管理を行うことである。管理状況を図-17 に示す。各層の施工完了後、事務所にて乱れ率のヒートマップを確認し、相対的弱部を選定する。選定した箇所の座標を確認した後、事務所から現場に連絡し、選定した弱部を含む複数地点で RI の計測を実施する。通常の品質管理では施工面積に応じた点数を任意の地点で計測するが、 α システムを活用することによって、地盤剛性が相対的に低い箇所における締固め度が確認できる。地盤剛性が低い地点で要求品質（締固め度）を達成していれば、それ以外の地点、即ち施工層全面で品質を達成したといえる。同様の考え方はドイツの道路土工品質管理要領のうち「M3 手法」で導入されており、加速度応答法を用いた弱部の抽出によって、品質管理の合理化を図っている⁴⁾。 α システムと組み合わせる RI の計測を実施し、締固め度が管理値未満の場合は、現地の目視確認（ウェービングや過転圧の有無など）を行い、高含水比の場合は置き換え、転圧不足の場合は再転圧など、適切な処置を行う。



① 現場事務所における乱れ率の確認 ② 相対的弱部における現地RI計測

図-17 乱れ率の確認と弱部での RI 計測状況

5 本施工の計測結果

本施工での RI の計測結果を図-18 に示す。試験施工時のウェービング発生箇所(図-16)の計測値は、締固め曲線から大きく外れている。本施工の RI 計測値は締固め曲線の近傍に位置していることから、本施工においては盛土材料のばらつきは少なく、想定した通りの転圧が行われたことが分かる。また、 α システムで得た乱れ率のヒートマップから選定した、相対的弱部での RI 計測値を図中の着色したプロットで示した。相対的弱部での RI 計測値

は高含水比・低乾燥密度の箇所に分布しており、効率的に弱部を選定して RI の計測を実施できたことが分かる。続いて、含水比と乱れ率の関係を図-19 に示す。含水比が高くなると乱れ率が低くなる傾向がみられる一方で、同じ含水比であっても乱れ率が倍半分以上異なる地点があった。このことから、含水比だけでなく締固め密度も乱れ率に影響していると考えられる。龍岡⁵⁾は、締め固めた土の剛性や強度が締固め時の乾燥密度と飽和度の両者の影響を受けて変化することを明らかにしている。そこで、本施工で取得した全 RI データ ($n=220$) に対して、締固め度と飽和度のヒストグラムを作成した。締固め度のヒストグラムを図-20、飽和度のヒストグラムを図-21 に示す。それぞれのヒストグラムに、相対的弱部での計測データをオレンジ色で併記した。2つのヒストグラムを確認すると、相対的弱部での計測結果は低締固め度・高飽和度に分布している。龍岡の指摘通り、乾燥密度と飽和度の両者の影響を受けて、図-22 中の低乱れ率部が形成されたと考えられる。今回は実現には至らなかったが、RI の計測データを蓄積し、弱部の締固め度が管理値に対して十分に余裕があることを確認できれば、計測点数を減じて品質管理の効率化も可能と考えられる。

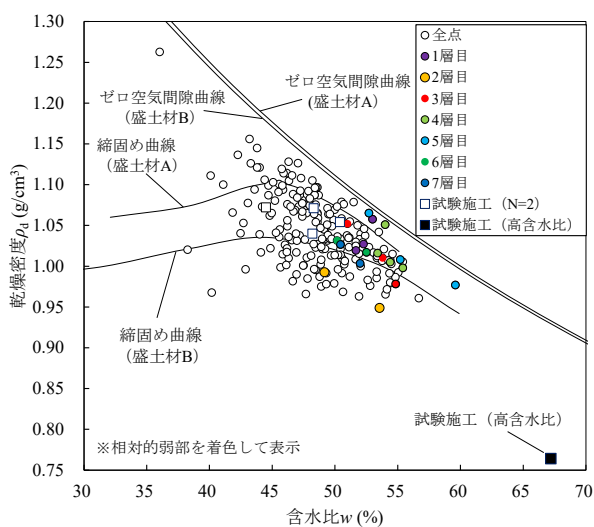


図-18 RI の現場計測結果

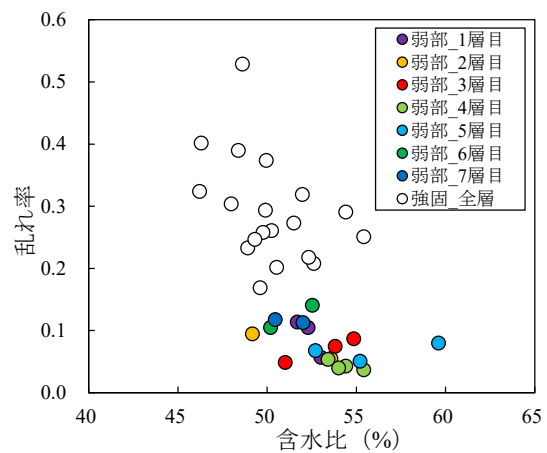


図-19 含水比と乱れ率の関係

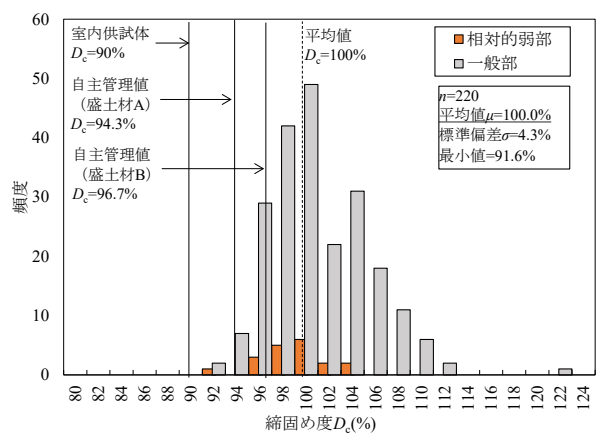


図-20 締固め度のヒストグラム

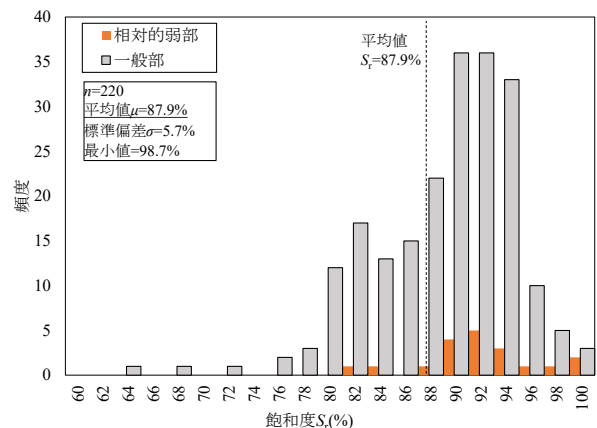


図-21 飽和度のヒストグラム

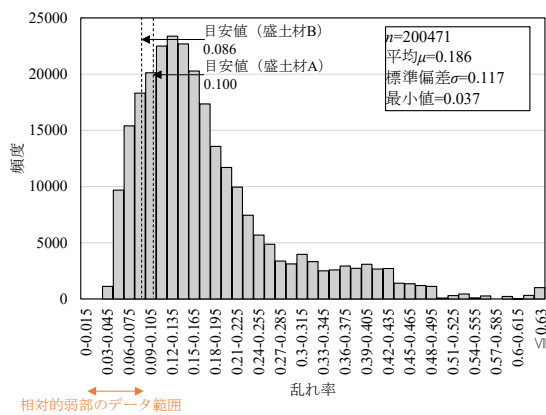


図-22 乱れ率のヒストグラム

6 三次元的な品質情報の活用

α システムによる面的管理によって、図-22 のような統計情報が得られることに加えて、積層方向も含めた三次元的な品質情報を取得できる。この利活用方法を 2 つ述べる。

6.1 すべり安定性の評価

活用方法の 1 つ目は、すべり安定性の評価である。本施工と同じ盛土材を使用して供試体を作製し、三軸圧縮試験を実施した。試験結果を図-23 に示す。三軸試験では締固め度 90%、飽和度 100%の供試体を使用した。試験によって得た粘着力（有効応力）とせん断抵抗角（有効応力）から、堤体外側の 1:3 斜面のすべりへの安定性を計算したところ、安全率が 1.629 と、十分に安全側であった。なお、堤体内側の 1:2 斜面は石炭灰を埋め立てるため検討対象から除外した。実際の現場の盛土（図-20）は供試体よりも締固め密度が大きく（締固め度が 95%~100%程度で管理基準を満たす）、不飽和土であるためサクションによって強度が大きい。また、低乱れ率部は全面を占めることはなく、点在している（図-24）。施工面全面が供試体と同等の品質、即ち相対的弱部以下の品質と仮定しても、すべりに対して安定であることが確認された。そのなかでも、どの地点が相対的にすべりやすいか、 α システムの活用によってリアルタイムに確認することができる。

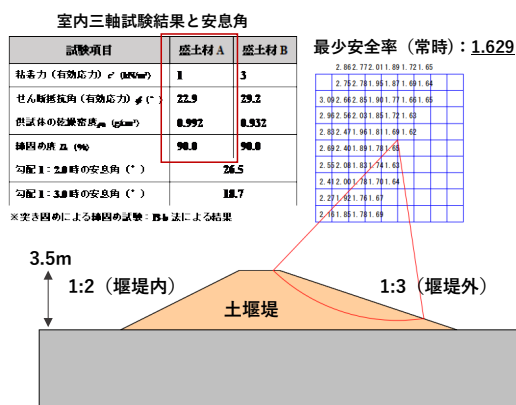


図-23 飽和三軸試験結果を用いた円弧すべり計算結果

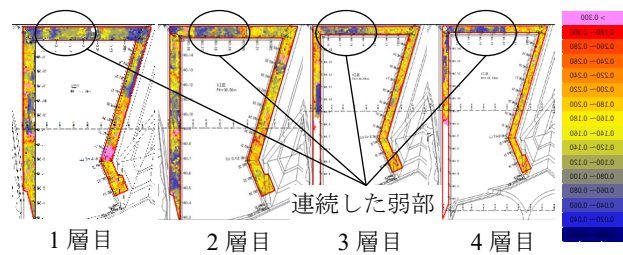


図-24 乱れ率ヒートマップ（1～4層目）

6.2 相対的弱部の連続性の確認

活用方法の 2 つ目は、相対的弱部の 3 次元的な連続性の確認である。図-24 中の黒丸を付した箇所では、締固め度の基準値を満足しており、前節で述べたとおり斜面のすべりへの安定性にも問題ない。その一方で、乱れ率のヒートマップ上では積層方向にも弱部が連続する箇所であり、相対的には最も安定性の低い箇所である。今回の結果を踏まえて、施工者がヒートマップを随時確認し、弱部が平面的・立体的に連続しないような適切な処置（例えば施工含水比の調節など）を行えば、より高品質な盛土を構築できる。また、施工時に得られた空間的な品質データを盛土の維持管理部門に継承・利活用することによって、維持管理箇所の選択と集中が行えるため、維持管理業務の効率化も実現できる。

7 おわりに

本報では、施工効率が求められる現場において厚層施工を実施し、品質管理に α システムを適用した事例を紹介した。厚層施工は施工速度が向上する一方で、転圧効果が層下部まで十分に発揮されない場合がある。当現場においては締固め度の自主管理値の設定に加えて、 α システムの乱れ率の面的管理を行うことで、厚層施工の品質を確保し、施工効率の向上を実現した。また、乱れ率のヒートマップ上の弱部において RI の計測を実施し、締固め度を確認することで、施工層全面の品質を担保し、品質管理の合理化も実現した。さらに、施工時だけでなく維持管理時にも施工データの利活用の可能性が示唆された。今後も本技術を様々な現場に展開し、より品質の良い盛土の施工につなげていきたい。

謝辞：本報の作成にあたり、原町火力割田造成作業所の職員および東北電力の皆様にも多大なご協力をいただきました。感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 藤山哲雄，建山和由：振動ローラの加速度応答を利用した転圧地盤の剛性評価手法，土木学会論文集 No.652/Ⅲ-51，pp.115-123，2000。
- 2) 佐近翔，米谷明紀，木村浩二，永井志功：原町火力発電所割田石炭灰埋立地における ICT 土工管理システムを用いた工事工程短縮計画について，土木学会

東北支部技術発表会，2022.

- 3) 石黒ら：ICT 土工現場締固め品質管理手法「次世代 α システム」の開発－国土交通省 PRISM 大石龍門実証工事の実施概要－，土木学会土木建設技術発表会，2022.
- 4) 橋本毅：ドイツにおける ICT を利用した締固め管理技術，建設の施工企画，pp.29-33，2010.
- 5) 龍岡文夫：土の締固め管理－現状・新たな展望・展開－1 章 土の締固めの目的・意義・方法，総合土木研究，2022.

次世代型 ICT 土工現場締固め品質管理システム「AtlasX」の開発

石 黒 健^{*1} 平 田 昌 史^{*1}
津 田 啓 史^{*2} 岩 谷 隆 文^{*2}

要 旨

次世代型の ICT 土工現場締固め品質管理システム「AtlasX」の開発経緯と現場実証事例を報告する。本システムは、当社開発技術である α システム（振動ローラ加速度応答法）を中心に据え、その周辺に転圧地盤の各種物性値を面的・多点的、リアルタイムに取得するための最新の IoT 機器をサブシステムとして配置したものである。取得したデータはクラウド型データ蓄積・処理システムで一元管理と分析、可視化が行われ、結果、現場土工品質管理の高度化と精緻化、土構造物の要求性能に対する複眼的な確認が可能となる。IoT 機器やロボット、クラウドシステム等の利活用により、現場管理業務の本格的な DX 化（生産性向上、業務改革、他部門・他部署とのデータ連携）の実現を目指す。以下では、AtlasX の開発概要、各 IoT 機器の開発結果、国土交通省と共同で行った幾つかの現場実証実験の事例を報告する。

キーワード 現場締固め品質管理／ICT土工／振動ローラ加速度応答法／自走式散乱型RIロボット／高精度レーザースキャナ／ブル撒き出し画像／クラウド型データ蓄積・処理システム

目 次

- | | |
|----------------|---------------------|
| 1. はじめに | 4. 現場実証事例 |
| 2. AtlasXの開発経緯 | 5. 現場管理業務の生産性向上とDX化 |
| 3. AtlasXの技術概要 | |

DEVELOPMENT OF THE NEXT-GENERATION TYPE ICT FIELD COMPACTION QUALITY CONTROL SYSTEM "AtlasX"

Takeshi ISHIGURO Masafumi HIRATA
Hiroshi TSUDA Takafumi IWATANI

Synopsis:

Results on the development and example of the field verification of "AtlasX", next-generation type ICT field compaction quality control system are reported. "AtlasX" consists of α -system (vibration roller acceleration response method) as main technology, and three kinds of IoT measuring devices as its sub-system to obtain the several physical and mechanical properties of compacted ground. With use of the cloud-based data storage, visualizing, processing system, "AtlasX" can improve and refine the current field compaction quality control method and check the required performance of earth structures from multiple angles. Furthermore, it can realize the authentic DX, digital transformation (improving productivity, Business Process Reengineering of field management operations and utilization of obtained data between several different departments). In this paper, results of the development of IoT measuring devices and example results of several field verification on "AtlasX", mainly with the Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism are reported.

* 1 本店 ICI テクノロジーセンター 地盤グループ

* 2 本店 土木技術部

1. はじめに

道路・鉄道・フィルダム・河川堤防・宅地造成等の大型土工現場においては、各土構造物に要求される性能（締固め状態や強度・剛性・遮水性等の工学的性質）を現地確認するための現場品質管理が必ず行われる。現場品質管理手法は、近年各種計測装置の簡便化や省力化が進んでいるとはいえ、未だ相応の労力とコストを必要とする。このため、広大なエリアを対象とする大型土工現場の現場締固め品質管理は離散的な「点」の管理とならざるを得ず、またそのデータ処理は「事後」となるため施工中のリアルタイム管理を行えない。さらに、取得された品質管理データは竣工後、現場毎に発注者へ報告・提出されるものの、取得データの DB 蓄積や一元管理、維持管理など他部署を含む多様な利用者によるデータ共有・連携等の「データ活用」も実務レベルでは実現できておらず、本格的な現場管理業務の DX 化への大きな障壁（隘路）となっている。

本論文で紹介する「AtlasX」は、このような現状の打破を目途する次世代型の ICT 土工現場締固め品質管理システムである。本システムは、振動ローラ加速度応答法¹⁾を中心に据え、その周辺に転圧地盤の物性値を取得するための最新の IoT 機器をサブシステムとして配置し、土構造物の要求性能を複眼的にチェックする事で要求性能の確認及び現場土工品質管理の高度化と精緻化を目指す。さらに前述の DX 化を実現するためのクラウド型データ蓄積・処理システムを構築している。以下では、本システムの開発経緯、技術概要、各 IoT 機器の詳細を示した後、国土交通省と共同で実施した幾つかの現場実証事例を報告する。

なお、AtlasX は株式会社大林組との共同開発技術である。

2. AtlasX の開発経緯

AtlasX が目指している現場土工品質管理の高度化と精緻化の方向性を図-1 に示す。紙面の関係から詳細は文献²⁾に譲るが、目指す方向性は以下 3 点に集約される。なお、この方向性は高速道路総合技術研究所（以降、ネクスコ総研と略称）との共同研究の成果²⁾として整理したものである。

- A. 確実な現場転圧の担保：ICT 土工導入後も現場締固め品質管理のハードルを決して下げないこと
- B. 現場土工品質管理の高度化と効率化：現場管理業務

の飛躍的な生産性向上を達成すること

C. 現場品質管理データの有効利用（性能設計や維持管理への貢献）：本格的な業務の DX 化を実現すること
上記 A、すなわち盛土の要求品質を確実に担保する、という観点からは、

- A-1. 転圧エネルギー（FCEL）が一定となるように現場施工を管理
- A-2. 土工材料の種類や含水比変動など現場性状の把握・区分とその記録
- A-3. 締固めの最適状態（現場で用いている重機が最大限の締固め能力を発揮している事）の担保

が必要となる。これを達成するために、AtlasX では従来の振動ローラ加速度応答法（ α システム）¹⁾に新たに 2 つの IoT 機器、高精度 3D レーザスキャナ（以降、3DLS と略称）と自走式散乱型 RI ロボット（以降、RI ロボットと略称）を追加、組み合わせた。さらに、プロトレベルではあるが、撒き出し用ブルに設置した固定カメラにより、盛土材料の撒き出し面画像を位置情報と共に取得、保存し、材料トレーサビリティを確保するシステムも試作、検証済である。

A-1 は撒き出し厚と転圧回数を一定に管理する事で達成される。現行の ICT 土工指針は既にこれを基準化しているが、締固め品質管理の観点から見れば必要条件であって十分条件ではない。AtlasX では、3DLS の導入により撒き出し厚や締固め層厚をより高精度・面的・統計的に把握し、A-1 をさらに精緻化することが可能となる。

A-2 は従来の透過型 RI 法による乾燥密度・含水比計測（15 点法）や材料情報の目視記録に相当し、AtlasX では RI ロボットとブル撒き出し画像取得システムが、これを面的・統計的管理に発展させる。RI ロボットには中性子（含水比計測）またはガンマ線（湿潤密度計測）の線源を搭載しており、2 台の RI ロボットが転圧面を自動走行することで、従来の乾燥密度と含水比（あるいは飽和度と空気間隙率）の点管理が面管理へと変わる。従来の α システムでは地盤剛性 E_{roller} の変化を用いて材料変動を判定しようと試みていた²⁾が、含水比が変動するだけでも E_{roller} が変わってしまうため、変動要因を特定する事ができなかった。AtlasX は、RI ロボットにより取得される含水比等原因系の転圧面情報が新たに加わることで、現場転圧状態をより

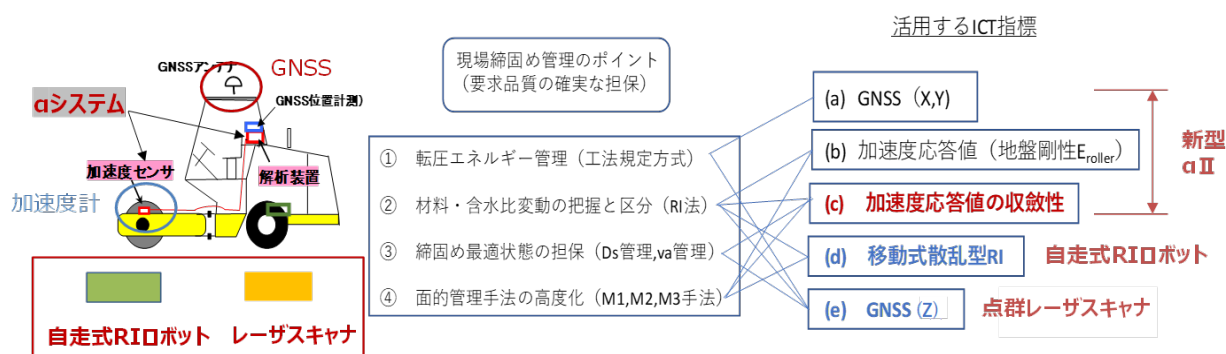


図-1 AtlasX が目指す現場土工品質管理の方向性（ネクスコ総研共同研究²⁾）

表-1 AtlasX の3つのIoTコンポーネントとその役割及び相互補完

	ICT情報取得の目的	新型αシステム	3Dレーザースキャナ*	自走式散乱型RIロボット（中性子型・γ線型）*	従来手法（レベル測量・透過型RI）
試験施工	撒き出し厚の決定	○乱れ率による定量的判断	○点群データによる転圧収れん・圧縮率の高精度・統計的判断	○面的データによる面的・統計的判断	△（離散的点情報）
	転圧回数の決定				
本施工（転圧中リアルタイム監視）	転圧回数の監視	○転圧回数管理システムによるオペ側リアルタイム確認			○転圧回数管理システムによるオペ確認
	転圧収れんの監視	○乱れ率による定量的確認			
	過転圧の監視	○乱れ率の低下をリアルタイム監視			
	材料変動の監視	○乱れ率変動により定量的かつ場所特定確認			
	転圧の均一性監視	○E _{roller} による相対的弱部抽出			
施工（品質）管理（転圧後）	撒き出し・締固め層厚の現地確認		○点群データによる高精度・統計的把握		
	転圧均一性の面的確認	○E _{roller} 分布による判定	○圧縮率による判定（弱部の原因）	○密度・含水比分布（弱部の原因）	
	密度・含水比分布の確認	△乱れ率による間接推定	△圧縮率による間接的推定	○密度・含水比分布の直接把握	△（離散的点情報）
	地盤剛性情報の取得	○E _{roller} 分布による判定			

リアルに把握できるようになる。3DLSでは撒き出し厚と転圧時沈下量から締固めによる圧縮率(3.3の式(2)参照)を面的に算出する事が可能となる。圧縮率は転圧による密度増加率に対応する指標となるため、RIロボットによる乾燥密度の値と併せ、締固めによる転圧面の密度増加やその面的分布（転圧不均一性）を精緻に捉えることも可能となる。

A-3では、現場締固めに用いている転圧機械と材料、撒き出し厚の組合せにおいて達成しうる最適状態（現場締固め機械により空気間隙を極力減らした状態）に到達している事を現地確認する。従来管理では試験施工時のレベル沈下量の収れんやD_c管理、透過型RI法による空気間隙率（v_a）管理等がこれに相当する。AtlasXでは、振動ローラ加速度応答値（地盤剛性E_{roller}）の収れん³⁾に加え、3DLSによる転圧収れん確認（試験盛土時に確認）やRIロボットによる転圧面v_a（あるいは飽和度S_r）の面的計測などが、より緻密かつ面的な転圧収れん管理を可能とする。

以上、AtlasXでは、αシステム（地盤剛性E_{roller}）、3DLS（撒き出し厚・締固め層厚と転圧時沈下・圧縮率）、RIロボット（乾燥密度と含水比）の3種類のIoT機器が転圧地盤の品質を高精度・面的に取得するだけでなく、これら情報間の相互補完によって現場品質管理を結果系から原因系に発展させることが可能となる。これにより、αシステム

が志向してきた面的管理手法（図-1中のM3法⁴⁾）すなわち加速度応答値の最弱部（低剛性部）の抽出に関しても、高含水比・低乾燥密度・低圧縮率といった多面的な転圧情報が紐づけられ、現場の転圧状況の把握や施工法の最適化が可能となる。表-1に、AtlasXの上記3つのIoTコンポーネントがもたらす転圧面情報や3者が織りなす相乗効果を整理した。なお、3DLSとRIロボットは振動ローラ以外の無振動転圧機械や狭隙部用の小型転圧機械等により転圧された地盤にも適用可能であり、AtlasXは、もはや振動ローラの使用を前提とはしていない。

B.の生産性向上に関しては、説明は不要であろう。IoT機器の導入は、従来の離散的な点管理、事後確認、相応の労力とコストといった幾つかの現場課題を解決する。後述する国土交通省PRISM実証工事では、これらIoT機器の導入により、従来手法よりも低コストで100倍～1000倍の多点的・統計的データの取得が可能となる事を確認済である（5章参照）。C.のデータの保管と有効活用に関しては、クラウド型データ処理システムの導入が、現場品質管理業務の本格的なDX化（業務改革とデータの利活用）を可能とする。

3. AtlasXの技術概要

AtlasXの3つの構成要素（IoT機器）と、取得データを統



図-2 AtlasX の3つのIoT機器とクラウドデータ処理システムの概要

合するクラウドシステムの全体概要を図-2 に示す。以下では、各 IoT 機器の開発概要、特に計測精度や現場適用性の確認を目的とした技術的検証の結果を中心に報告する。

3.1 新型 α システム（振動ローラ加速度応答法）

α システム（振動ローラ加速度応答法）¹⁾は、転圧地盤の剛性 E_{roller} を位置情報、転圧回数判定情報と共に自動取得する手法として数多くの適用実績を有する。AtlasX では、データ処理システムの OS 更新と解析精度（倍精度）の向上、GNSS 内蔵によるコストダウン、耐久性向上とコンパクト化を加えた新型 α システムを開発、導入した（以降、これを α システムと称する）。以下では、各計測パラメータの影響、計測限界、計測精度等に関する 2 つの検証事例を報告する。前者は、4t 振動ローラの推奨検査加振条件や地盤剛性の計測限界に関するものであり、後者は、同一転圧地盤において既存の地盤剛性評価指標（小型 FWD など）との比較を試みた事例である。

(1) 4t 振動ローラの推奨検査加振条件と適用限界

道路の路床・路盤の施工後には、定格重量の重機を全面で走行させ、たわみを目視により観察し、施工の良否

表-2 現地検証実験における計測条件

項目	水準数	条件
起振力	2	起振力 Hi, 起振力 Lo
走行方法	2	前進, 後進
走行速度	2	時速 5km, 3km

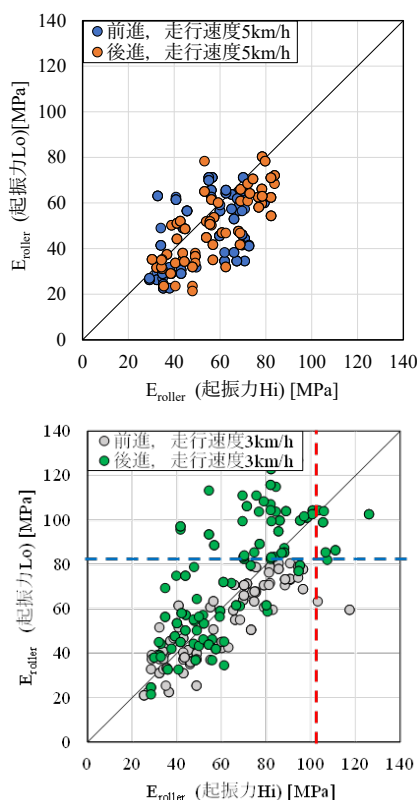


図-3 地盤変形係数 E_{roller} に及ぼす各加振条件の影響

を判断するプルーフローリングが行われる。プルーフローリングは、検査員の目視により品質を判断するため、その基準が検査員の経験に依ること、主観的かつ定性的な評価となることに加え、全面に渡っての検査には多大な労力と時間を要するなどの課題がある。これらの課題に対し、AtlasX では、舗装工事において路床や路盤の施工完了時に α システムを検査加振として適用し、舗装基盤の健全性やその後の耐用年数を推定する取り組みを、国土交通省の新技术公募²⁾の中で試行した³⁾。本節では、4t 級小型振動ローラを用いた検査加振の推奨条件と検査走行による路盤の路面性状への影響、計測可能な剛性の限界値に関する検討結果を報告する。まず、4t 級小型振動ローラによる検査加振の適用において、最適な計測条件を検討した。4t 級小型振動ローラの作業条件のうち、振動ローラ加速度応答法に影響を及ぼす要因は、起振力、振動ローラの走行方法（前進または後進）、走行速度の 3 つと想定された。4t 級小型振動ローラには、通常、起振力が大きい Hi（以下、起振力 Hi）と小さい Lo のモード（以下、起振力 Lo）が選択できるため、起振力に関しては、起振力 Hi、起振力 Lo の 2 条件を検討した。さらに走行方法を前後進の 2 条件、走行速度は、5km/h 程度と 3km/h 程度の 2 条件の計 8 条件（表-2）として、路盤（材料は RC40）を対象に振動ローラ加速度応答法の計測を実施した。振動ローラ加速度応答法により求まる地盤剛性 E_{roller} に及ぼす各種条件の影響を図-3 に示す。なお、各種計測では同一箇所を走行した。図より、走行速度 5km/h（図-3(a)）では、起振力、走行方法に関わらず、概ね 30~80MPa に分布しており、走行速度 3km/h（図-3(b)）では、前進かつ起振力 Hi で 20~100MPa、前進かつ起振力 Lo で 20~80MPa、後進は起振力に関わらず 20~120MPa に分布している。一方、走行速度に着目すると、本検討の範囲内では走行速度 5km/h の検出可能範囲の上限は 80MPa で、走行速度 3km/h の検出可能範囲の上限は前進で 100MPa、後進で 120MPa と考えられる。従って、走行速度 3km/h の方が広い範囲の剛性を評価でき、検出能力が高い。また、安全面からも走行速度は遅い方が良く、走行速度の推奨は 3km/h とした。走行方法に着目すると、推奨の走行速度 3km/h（図-3(b)）では、後進の方が分布範囲は大きいものの、ばらつきが大きい。一方で、前進では起振力 Hi と起振力 Lo で 1:1 近くに対応している。また、安全面からも視界良好な前進の方が良く、走行方法の推奨を前進とした。起振力に着目すると、推奨の走行速度 3km/h かつ前進（図-3(b)）に絞ってデータを見ると、検出可能範囲の上限が起振力 Lo で 80MPa（図中青破線）、起振力 Hi で 100MPa（図中赤破線）となっており、検査能力の観点からも起振力 Hi の方が良いと考えられる。下部路盤面全域で別途計測した結果が同様の傾向であったことも鑑み、起振力モードの推奨は起振力 Hi とした。

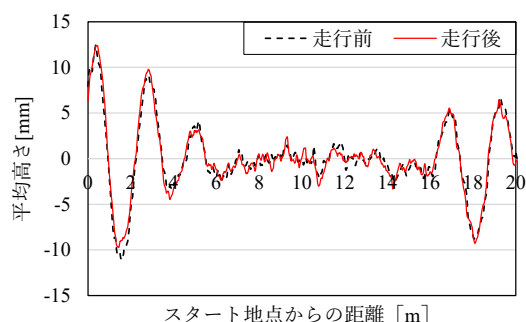


図-4 検査走行前後でのプロファイル試験結果の比較

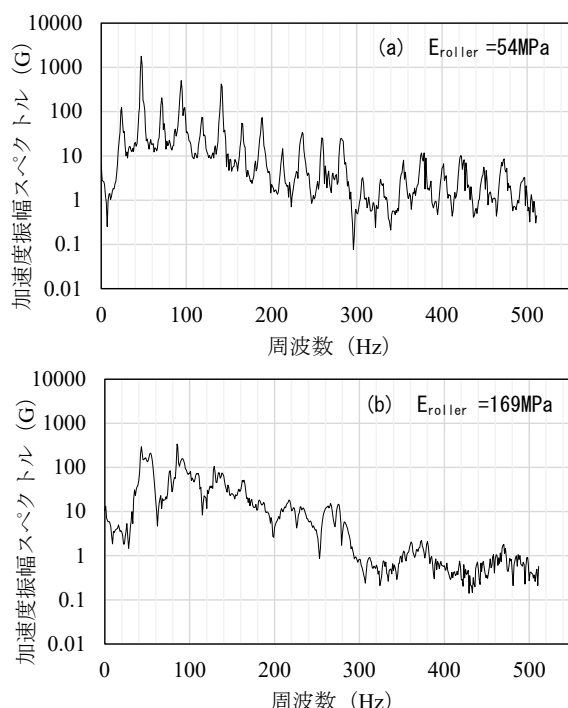


図-5 加速度波形の周波数分析結果の一例（セメント改良土）

路盤の施工では、マカダムローラやタイヤローラなどの静的な締め固め機械を使う。4t 級小型振動ローラによる検査加振を想定した場合には、振動により施工済みの路盤の表面を荒らしてしまい、平坦性に悪影響を及ぼす懸念がある。これに関して、静的な締め固めを施工したあとに、4t 級小型振動ローラによる検査加振を行い、施工前と施工後で小型プロファイル測定装置（舗装工事で用いられる路面平坦性の計測装置）により、平均高さを計測し、表面形状が変化しているかを検証した。検証結果を図-4 に示す。計測結果より、走行前と走行後では 1mm 程度の差しかなく表面形状に大きな影響はないと考えられる。同時に計測したキャスポル剛性や SRID 密度についても同様であった⁷⁾。最後に、 E_{roller} の計測限界（高剛性側）に関する検討事例を示す。振動ローラ加速度応答法は、振動ローラの振動輪に設置した加速度計のデータを入力として地盤剛性を推定しているため、機械の老朽化や機械的ノイズの影響を受ける。これまでの実験で、一般的な地盤の変形係数である 100MPa までであれば既往の剛性評価試験と相関があることがわかっている。これ

以上の高剛性の場合には、機械的な負荷が大きくノイズの影響が大きくなる可能性がある。そこで振動ローラ加速度応答法の適用限界に関して、既往文献および現場実験結果に基づき検討を試みた。藤山ら^{1),10)}は、理論検討を行い、地盤剛性が 530 MPa となると、振動ローラ加速度応答法の特徴である高調波および 1/2 分数調波以外の周波数成分が卓越してくる（カオス現象）ことを報告している。これに加え、著者らの既往実験で得た加速度応答波形を分析した結果（セメント改良土上で 4t 級小型振動ローラにより加振した実験の加速度波形の周波数分析結果の一例）を図-5 に示す。地盤剛性 $E_{roller}=54$ MPa では、使用した 4t 級小型振動ローラの公称振動数 55Hz に対して、高調波および 1/2 分数調波が卓越している一方で、地盤剛性 $E_{roller}=169$ MPa では、それ以外の周波数成分の波が連続的に出現（カオス化）するため、藤山・建山の手法¹⁾による波形乱れの定量化（乱れ率の算出）が困難となっている。この実験において、170 MPa 以上では波形が不安定かつ基本振動数が 50Hz 程度となっていた。基本振動数が公称値よりも低下する原因は機械の老朽化によるものと考えられる。また、基本振動数が公称値に近い 4t 級小型振動ローラを使用したセメント改良土の別実験では 300 MPa 程度までは波形が不安定化しなかった。以上のことを勘案すれば、振動ローラの老朽化の程度を基本振動数により判断し、ほぼ公称値通りの基本振動数であれば 300 MPa 程度、老朽化していれば 170 MPa 程度が、検出可能な剛性の限界であると考えられる。

(2) 地盤剛性 E_{roller} と既存評価指標との相関性

著者らは、振動ローラ振動輪の加速度（FFT）応答の変化を利用して地盤剛性 E_{roller} を評価する手法について、様々な地盤材料を用いた複数現場でのデータ取得を行ってきた。以下では、これにより得られた広範囲な E_{roller} と既存の地盤剛性評価手法である小型 FWD 他による地盤剛性との相関性、および 4t 小型ローラと 10t 大型ローラで得られる地盤剛性 E_{roller} の違いと、そのメカニズムに関する考察を試みた結果を報告する⁸⁾。振動ローラの規模（荷重）の違いが E_{roller} に及ぼす影響については、締め固め層内の密度（剛性）勾配や表層乱れの影響など複数の要因が想定されるが、以

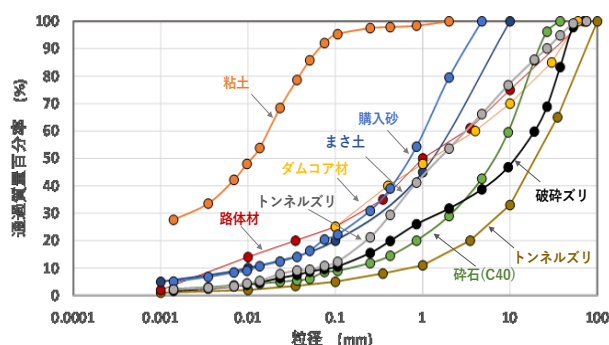


図-6 地盤剛性 E_{roller} を取得した現場材料の粒度範囲

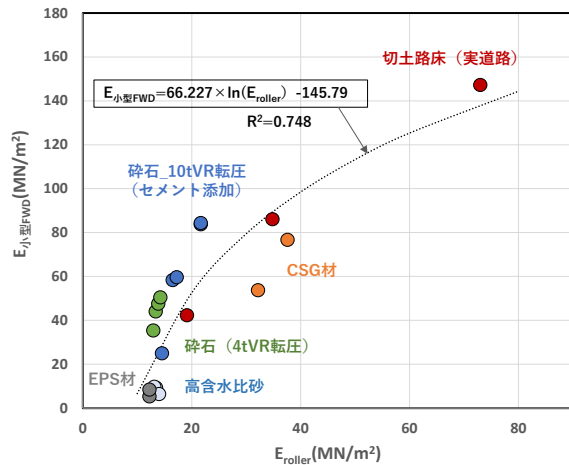


図-7 地盤剛性 E_{roller} と $E_{\text{小型FWD}}$ の関係 (4t 小型ローラ)

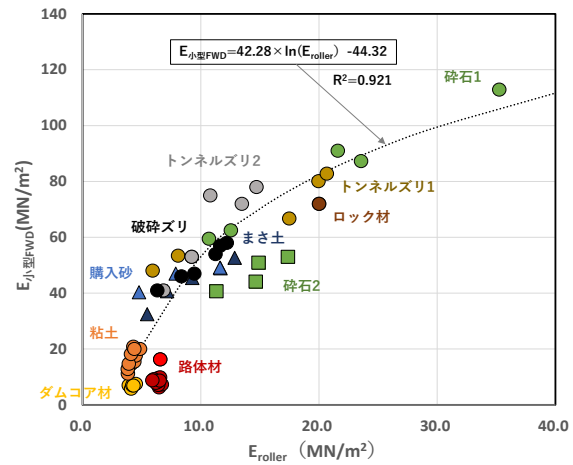


図-8 地盤剛性 E_{roller} と $E_{\text{小型FWD}}$ の関係 (10t 大型ローラ)

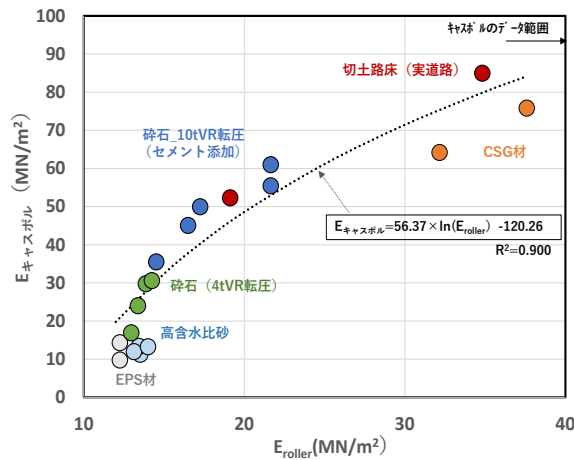


図-9 地盤剛性 E_{roller} と $E_{\text{キャスポール}}$ の関係 (4t 小型ローラ)

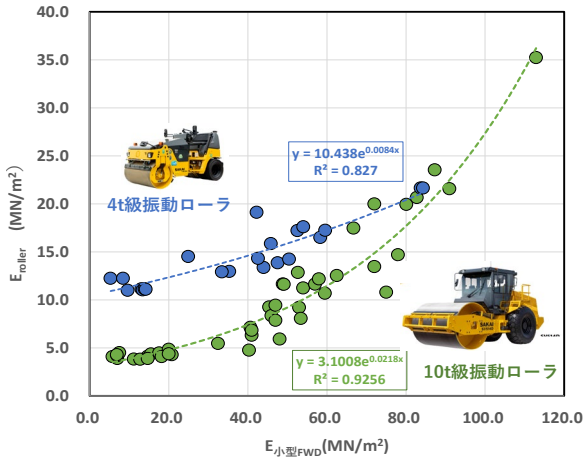


図-10 4t/10t 級振動ローラの $E_{\text{小型FWD}}$ ～ E_{roller} 関係の比較

下では振動ローラ荷重の違いが地盤剛性のひずみ依存性に及ぼす影響に着目した検討を試みる。図-6 に、地盤剛性 E_{roller} を取得した現場の代表的な材料粒度の範囲を示す。粘性土やフィルダムコア材、道路路体材などが高含水比の細粒側、トンネルズリや購入砕石などが粗粒側、購入砂やまさ土などの砂質材料がその中間に位置する。現場計測では 4t 級の小型および 10t 級の大型振動ローラを用い、試験盛土の場合、盛土層厚 30 cm 前後のデータに限定し、転圧回数を 0～8 回程度まで変えた。振動ローラ加速度応答法は、転圧面から 50 cm～60 cm 深度までの地盤剛性の影響を受けることから²⁾、試験盛土では下層を 60 cm 以上設けて計測した結果を基本的に採用した。セメント改良土では、転圧終了後に放置期間を設け、時系列で計測を行い、 E_{roller} と既存手法との相関性を追跡した。道路切土路床⁹⁾における計測では、先に E_{roller} の面的計測を実施し、剛性値の大小が異なる地点を選定して既存手法の計測を行った。図-7、図-8 には、4t および 10t ローラにおける E_{roller} と小型 FWD による $E_{\text{小型FWD}}$ の関係を示す。両者には一定の相関が認められ、高含水比細粒土→砂質材料→粗粒材料→セメント改良土や実切土路床の順に両地盤剛性値が共に増大する傾向を確認できる。図-8 中に示すように、同じ砕石やトンネルズリであってもデータの位置は異なり、仔細に見ると材料粒度、含水比、転圧機種、転

圧回数、養生期間の違い等の各種影響要因が交錯しながら両地盤剛性値に等しく影響を及ぼしている。図-9 はキャスポールとの比較例 (4t ローラ) であるが、計測手法の違いに関わらず、地盤剛性 E_{roller} との間にはやはり良好な相関性を確認することができる。地盤剛性 E_{roller} は、加振力や機械諸元、振動数などの振動ローラの機種の違いを正規化した手法である¹⁾にも関わらず、同一剛性の地盤であっても 4t 級と 10t 級ローラで得られる値が異なる。図-7、図-8 を統合し、縦軸と横軸を逆にして図-10 を作成した。同じ剛性の地盤であっても、4t ローラによる評価値は 10t ローラよりも大きく、FWD 剛性 80 MN/m² 付近で両者が摺りつく傾向を示す。この理由を、図-11 に示す振動ローラ走行時の地盤のひずみ量、土の剛性のひずみ依存性で説明できないかと考えた。図中に示す Boussinesq 解 (FWD 試験の計算式) を用いて、小型 FWD 載荷 (円形)、4t および 10t ローラ載荷時 (長方形) 時の地盤の沈下量 δ を計算¹⁰⁾し、その影響深度を載荷面積の等価半径 $\times 2$ と仮定して地盤のひずみ量 ε を求めた結果が図-12 である。載荷を受ける地盤の剛性と FWD の重錘荷重、振動ローラの起振力の違いに応じて、地盤のひずみ量は広範囲に変化し、地盤剛性 $> 80 \text{ MN/m}^2$ では近い値に摺りついていく。図-13 は、10 MN/m²～80 MN/m² の 4 種類の地盤を現場実験の中から選定し、4t 及び 10t ローラで実測され

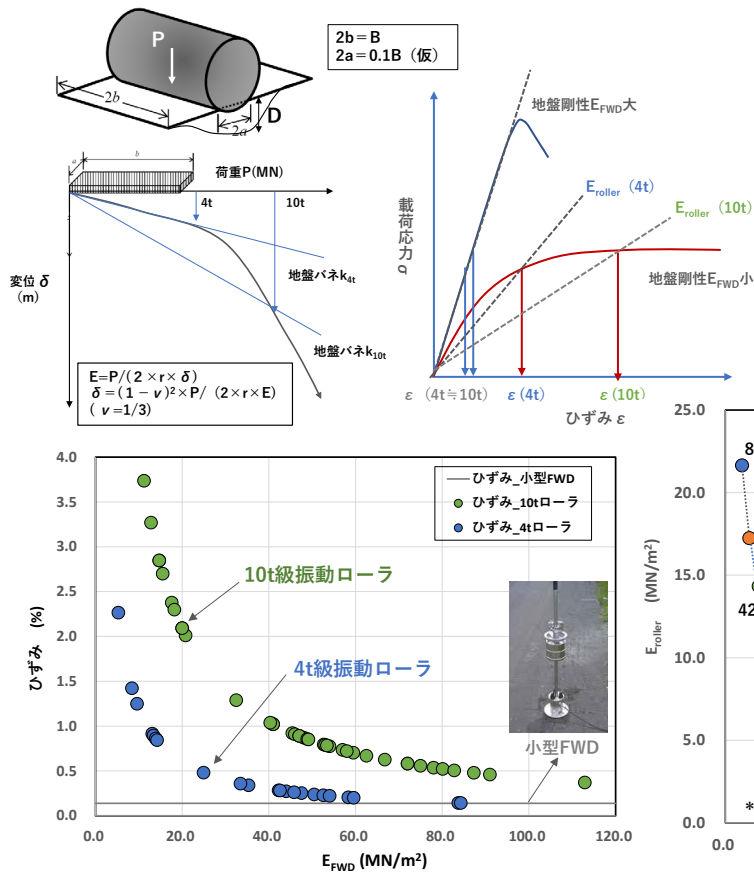


図-12 4t/10t 級ローラと小型 FWD 載荷時の地盤のひずみ

た E_{roller} と図-12 で計算した、その条件での地盤のひずみ量との関係をプロットした結果を示す。このような整理を行うとローラ規模の違いの影響は小さくなり、地盤が柔らかいほどローラ機種の違いの影響が大となることや、地盤のひずみ量に依存する形で E_{roller} が発現する様子などを確認できる。図-12 中には小型 FWD の重錘載荷時のひずみ量 ($\delta=0.425$ mm で一定) を併記したが、図-7、図-8 において $E_{小型 FWD}$ の剛性値が E_{roller} の数倍程度の値を取る理由も、同じひずみ依存性により説明可能と思われる。

3.2 自走式散乱型 RI ロボット

盛土の締固め品質管理では、現場密度試験によって品質の確認を行っている。現場密度試験は、RI 法などの普及により、砂置換法などと比較して計測の手間は大幅に軽減されたが、人力計測のため未だに多大な労力がかか

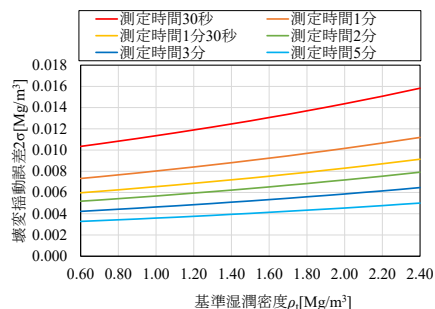


図-14 基準湿潤密度と理論上の振動揺動誤差の関係

図-11 振動ローラ載荷時の地盤変形モデルと転圧地盤のひずみ依存性

	起振力P(kN)	ローラ幅 B=2b(m)	接地幅 2a(m)	等価半径 r(m)	ひずみ 深度(m)
小型FWD	0.1~0.15 (重錘重量)	—	—	0.150	0.300
4t (TW354)	20.6	1.20	0.10	0.195	0.390
10t (SV514T)	255.0	2.13	0.20	0.368	0.736

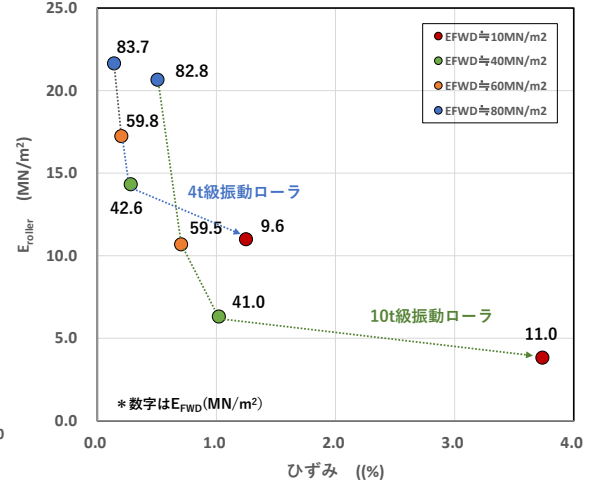


図-13 地盤のひずみ量と 4t/10t ローラの E_{roller} との関係

っている。また、その計測頻度は 1000~2000m² に 15 点などのサンプル試験となっており、離散的な管理にならざるを得ない。さらに、その計測データは事後処理が必要であり、リアルタイムに品質を確認できないという課題があった。これらの課題に対し、著者らは、人力計測不要かつリアルタイムにデータ処理を行う RI ロボットを開発した (写真-1)。開発の詳細については、既往の文献を参照されたい^{11),12)}。以下では、RI ロボットの所要計測時間の検討および既往手法による取得値との比較結果について報告する。RI ロボットは、事前に計測領域、計測ピッチを設定しておくことで、自動で湿潤密度および含水比の計測を行う計測器であり、専用の自走式ロボットと称す) と散乱型 RI 計測器で構成される。散乱型 RI 計測器は含水比を計測する水分計と湿潤密度を計測する密度計に分かれており、それぞれ個別に自走式ロボットに搭載

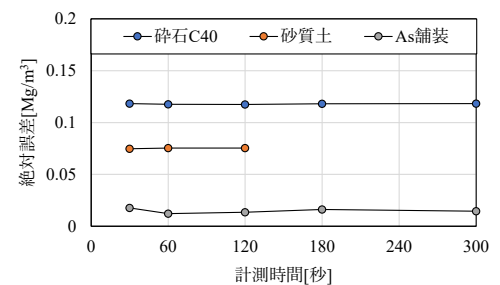


図-15 基準湿潤密度の誤差と計測時間の関係

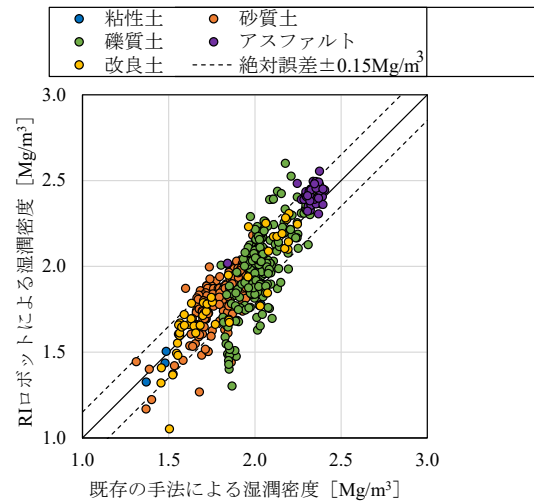
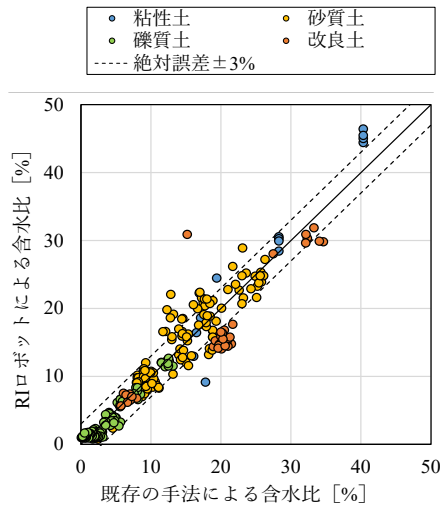


図-16 RI ロボットおよび既存手法（透過型 RI）による計測結果

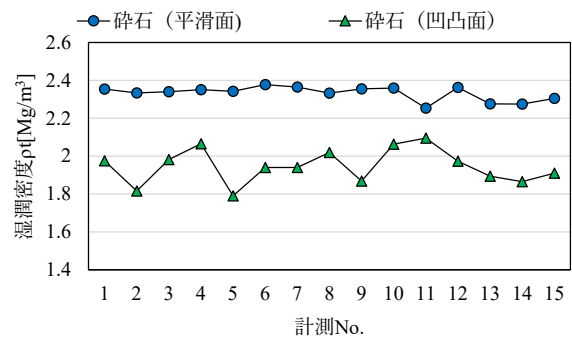


写真-2 砕石転圧面の状況¹⁴⁾

図-17 砕石の表面状態を変えた湿潤密度計測結果

する。自走式ロボットは車体寸法 L600×W500×H250mm（L：長さ，W：幅，H：高さ），車体重量 15kg 程度であるほか，GNSS を搭載しており，計測データと座標をクラウドに送信することで，ヒートマップとして計測値の表示が可能である。なお，RI ロボットの開発にあたり，散乱型 RI 密度計については，小型の RI 密度計がなかったため，新規に開発した¹²⁾。散乱型 RI 水分計はソイルアンドロック社の Warp-Mini を用いた。RI 水分計の計測時間は，既往文献¹³⁾を参考に 1 分とした。散乱型 RI 密度計は新たに開発したため，所要計測時間に関して，理論的な観点および実計測結果から検討を行った。RI 計測器の計測精度は，線源から放出される放射線量の揺らぎ（以下，壊変揺動）に起因する誤差を有する。すなわち，まったく同じ計測地点を計測したとしても計測結果にばらつきを生じる。壊変揺動に起因する誤差は，計測時間を長くすることで低減できる。一方，現場運用の観点から，長時間の計測は工程に影響を与えるため，計測時間は短い方が望ましい。そこで，計測精度確保と現場運用の両方の観点から最適な計測時間に関して理論的検討を行った。湿潤密度の標準偏差 σ は式(1)で表される。

$$\sigma = \frac{1}{|B| \cdot A \cdot e^{B\rho_t} \cdot N_d} \sqrt{\frac{A \cdot e^{B\rho_t} \cdot N_d \cdot T_{BG} + (T_d + T_{BG}) \cdot BG}{T_d \cdot T_{BG}}} \quad (1)$$

ここで， ρ_t ：湿潤密度[Mg/m³]， σ ：湿潤密度の標準偏差， N_d ：計数率 [cpm]， BG ：BG 値 [cpm]， A, B ：定数， T_d ：密度計測時間 [min]， T_{BG} ：BG 計測時間 [min]

壊変揺動による誤差を 2σ として評価した。図-14 に基準湿潤密度と理論上の壊変揺動誤差の関係を示す。この結果より，計測時間が 1 分 30 秒以上であれば，湿潤密度が 1.00～2.40 Mg/m³ の計測対象に関して理論上の計測誤差が 0.01 Mg/m³ 以下になることが分かった。さらに，砕石 C40，砂質土，As 舗装上で湿潤密度の計測を行い，実計測におけるばらつきを同様に絶対誤差 2σ として評価した。検証結果を図-15 に示す。実計測の誤差は，計測時間 1 分以上では，ほとんど変化がないことがわかる。さらに，実計測の誤差は理論的な誤差を大きく上回っており，砕石が最も誤差が大きく，約 0.20 Mg/m³ である。これは特に湿潤密度計測においては計器下の地表面の凹凸性状等の影響が壊変揺動誤差よりも支配的であることが原因と考えられ，凹凸の少ない As 舗装ではその値が小さい。以上を総合的に勘案し，RI ロボットの計測時間を 1 分とした。

これまで，複数の試験盛土（図-6 参照）および現場にて RI ロボットによる計測を行ってきた。RI ロボットおよび既存手法による計測結果を図-16 に示す。なお，両手法の評価深度の違いの影響を補正するために，事前に計測対象地盤の数箇所 RI ロボットおよび透過型 RI などの既往手法の計測結果の平均値を比較し，補正を加えた。図より RI ロボットによる含水比は既往手法（透過型 RI）と良く対応しており，絶対誤差 3% 以内に概ね収まっている。改良土などは，一部で含水比が既往の手法と 5% 程度差が

出ているが、これは、当該現場が石灰改良であり RI 法の適用性自体に問題があるものと考えられる。また、湿潤密度に関しては、概ね絶対誤差 $\pm 0.15 \text{Mg/m}^3$ となった。碎石に関しては、一部大きく外れている領域が存在する。そこで表面の形状が散乱型 RI 密度計の計測に及ぼす影響に関して、追加検討を実施した。実験で碎石を転圧した後の状況¹⁴⁾を写真-2 に示す。この中で図のように平滑面、凹凸面を選定し、各 15 点ずつ散乱型 RI 密度計の計測を実施した。計測結果を図-17 に示す。真値がわかっているわけではないが、平滑面は各点で密度が概ね等しいのに対し、凹凸面は $\pm 0.15 \text{Mg/m}^3$ 程度ばらついていることがわかる。散乱型 RI の計測深度は、概ね最大 20 cm 程度であり、表層 5 cm 範囲内の値の影響が大きいことがわかっている。したがって、散乱型 RI 密度計と地表面の間に空隙が多いと、計測の影響が大きい範囲（散乱型 RI 密度計表層から 5 cm）内の密度が、相対的に低くなり、計測される密度が低くなる。逆に、表面の凹凸が非常に小さなアスファルト舗装面などでは、RI ロボットの計測結果とコア抜きによる値の整合性は非常に高い¹⁵⁾。RI ロボットは、アスファルト舗装面の面的密度計測手法として国土交通省新技術公募の試行技術に選定されており⁵⁾、その報告は続報に譲る。

3.3 高精度 3D レーザースキャナ (3DLS)

高精度 3D レーザースキャナ（以降、3DLS と略称）は、ミリメートル単位の精度で三次元座標値を取得できるため、盛土の面的な標高分布を精緻かつ多点的に取得できる。また、広範囲なエリアを短時間でスキャンできるため、従来のレベル測量等に比べて現場での測定時間が大幅に削減され、作業効率と精度向上を図ることが可能となる。著者らは、3DLS を活用して盛土の締固め効果を面的・多点的に評価する手法を開発しており、以下、その結果を報告する。

3DLS の所要計測仕様について、碎石転圧地盤¹⁴⁾をモデルに検討を行った。検討方法は $\square 0.5 \text{m}$ エリアでの計測点数が 3500 点以上かつ 3 回計測結果の平均値の値を真値として、エリア内の計測点数と計測回数の違いが測定精度に及ぼす影響を検証した。図-18 に検証結果を示す。図より、エリア内の計測点数 50 個以上かつ計測回数 3 回以上であ

れば、計測誤差は $\pm 3 \text{mm}$ 以内に抑えられ、レベルと遜色ない精度が確保可能であることが確認された。また、レベルは沈下板 1 箇所の計測結果でありスタッフの置き方によるばらつきも含まれるが、3DLS は計測エリア全体の平均値であることから、より精度の高い現場管理が可能になるものと考えられる。

国土交通省山陰自動車道で実施した現場転圧試験⁷⁾の中で、3DLS を用いた盛土管理手法の検証を試みた。路盤材料（碎石 M40）を大型の静的締固め機械（マカダムローラ 5 回とタイヤローラ 5 回の計 10 回）で転圧し、転圧中の盛土標高の変化を 3DLS により連続計測した。比較対象として、レベル計測および SRID（透過型 RI 法）による乾燥密度の計測を併せ実施した。撒き出し後と転圧後の計測結果から、転圧による盛土の圧縮率を式(2) で算出した。

$$3\text{DLS 圧縮率} = \frac{\text{転圧時沈下量}}{\text{敷き均し厚}} \quad (2)$$

図-19 は、3DLS とレベル計測による沈下量の比較結果である。レベル計測は沈下板の天端高さ、3DLS は沈下版周辺の 30cm 正方形エリアの点群データの平均値であるが、両者には概ね良好な相関性を確認できる。図-20 は転圧回数と沈下量の関係について、3DLS とレベル測量を比較した結果である。転圧回数 5 回目以降の収束傾向など、両者の相関性は高い。3DLS では施工エリア全面を計測しており、離散的なレベル計測に比べ、より正確に転圧に伴う盛土沈下の収れん傾向を把握できるものと推察される。

図-21 は、SRID による実測乾燥密度と 3DLS により算出した圧縮率を転圧回数に対する変化としてプロットした。図-20 の沈下量と同様に、乾燥密度も転圧回数 5 回目以降（タイヤローラ転圧）で次第に収束するなど、両者は良く似た傾向を示す。図-22 は乾燥密度と 3DLS 圧縮率の関係を示すが、両者の相関性は高く、3DLS 圧縮率から乾燥密度の推定を行うことが可能と考えられる。図-23 は、図-22 中の回帰式を用いて乾燥密度を推定した結果であるが、図-22 の相関性が前提であるため両者の整合性は非常に高い。3DLS は施工エリア全体を面的に計測できるため、図-22 のような相関関係を用いて、3DLS 圧縮率の面的分布を乾燥密度に置き換え、そのヒートマップを描くことが可能となる。図-24 は、3DLS によって得られた圧縮率をメッシュごとに平均化し、図-22 中の相関式を用いて、施工エ

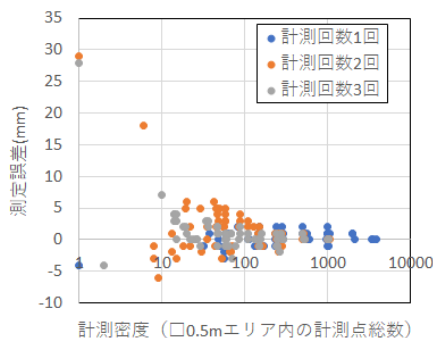


図-18 計測密度と計測精度の関係

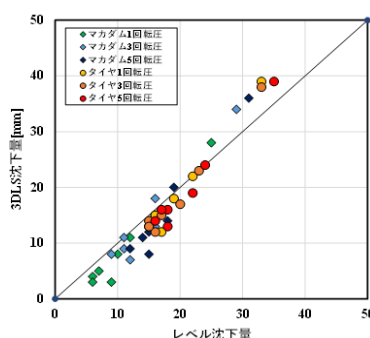


図-19 レベル沈下量との比較例

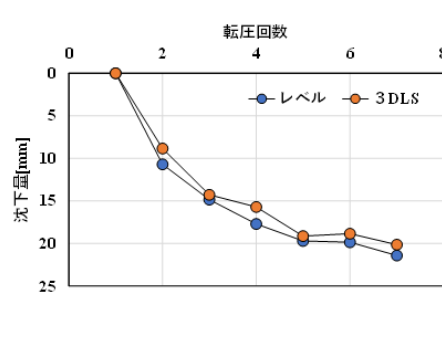


図-20 転圧回数～沈下量関係の比較例

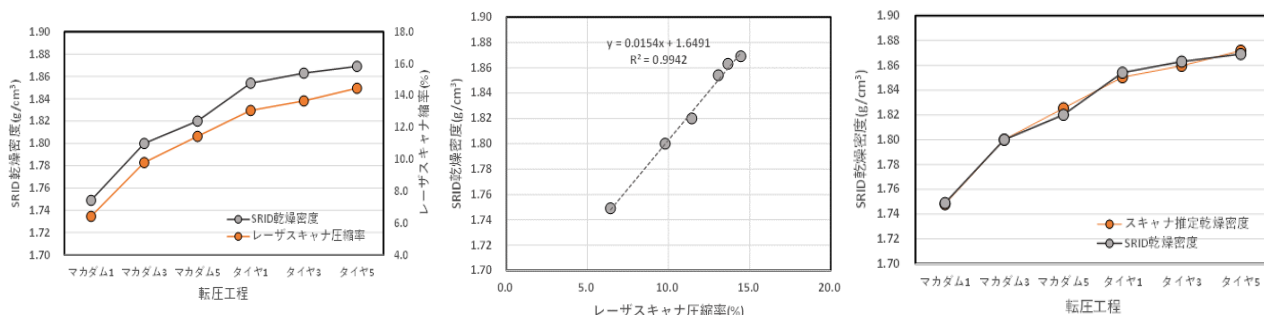


図-21 SRID 密度/3DLS 圧縮率の転圧時変化 図-22 乾燥密度増加率と 3DLS 圧縮率の関係 図-23 3DLS 推定/実測乾燥密度の比較

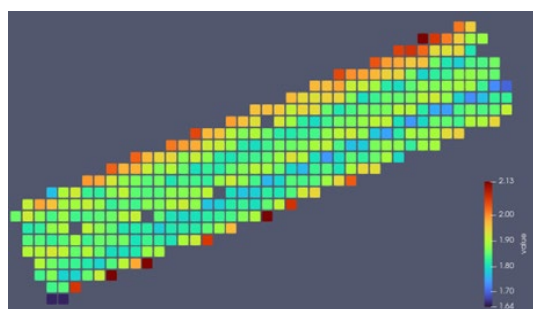


図-24 3DLS 圧縮率を利用した盛土乾燥密度のヒートマップ

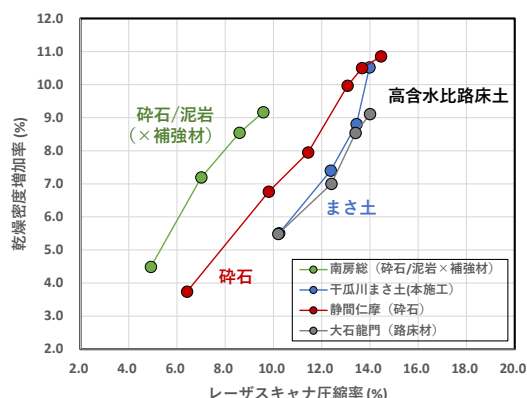


図-26 3DLS 圧縮率と実測乾燥密度の関係

リアの推定乾燥密度分布を求めた結果を示す。この分布図を用い、例えば施工エリア内で乾燥密度が相対的に低い箇所を抽出し、従来の RI 等で確認すること（ドイツの M3 法⁴⁾）なども可能となる。また、並行して加速度応答法による締固め管理を行った場合には地盤剛性 E_{roller} の分布図を併せダブルチェックを行い、相対的な弱部検出の確度向上を図ることも可能と考えられる。ただし、図-24 で確認できるように、エリア端部やレーン境界部などではローラー転圧による段差や側方変形の影響で値がばらつく可能性があり、異常値の削除といった対処も別途検討が必要である。また、本手法は転圧層の下の基盤層の沈下量が、転圧層のそれに比べて無視できるほど小さいことを前提とすること、及び 3DLS 圧縮率は撒き出し後の初期密度に依存するため、ICT 土工等によりある程度均一な撒き出しが行われていることを前提とする。図-25 は 3DLS 圧縮率により求めた推定乾燥密度のヒストグラムであり、従来の離散的な密度管理に対して、多点的、統計的な現場品質管理が可能となるものと考えられる。この

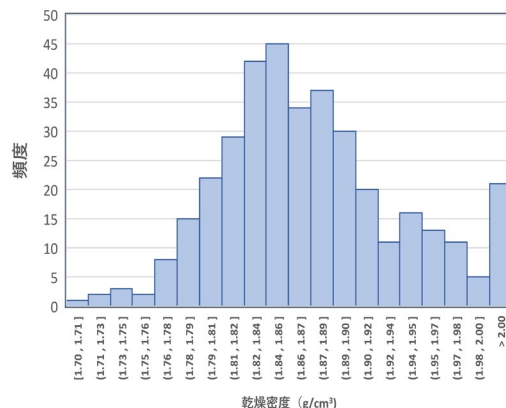


図-25 3DLS 圧縮率による推定乾燥密度のヒストグラム

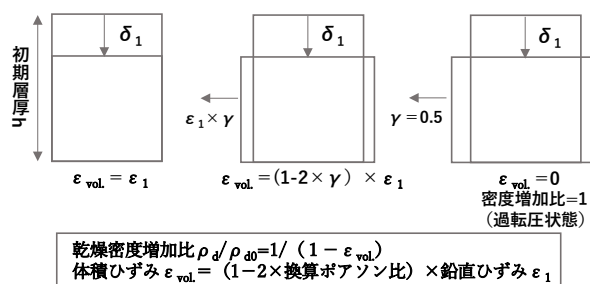


図-27 換算ポアソン比による盛土締固めのモデル化

際、全数管理を前提とした管理規格値の検討が、今後の課題となる。図-26 には、複数の現場（盛土材料：図-6 参照）における乾燥密度増加率と 3DLS 圧縮率の関係例を示す。現場ごと、材料ごとに両者の関係は異なるが、その傾きはほぼ一定である。図中の緑はテールアルメ補強地盤のデータ¹⁶⁾であり、補強材の効果により、このデータのみ左側にプロットされている。図-27 には、3DLS 圧縮率と密度増加率の関係を示す。乾燥密度比は体積ひずみと対応し、体積ひずみはポアソン比を用いて 3DLS 圧縮率から算定される。このポアソン比は、盛土転圧の場合、盛土材料の粒度や含水比、転圧時のウェービングの有無、盛土端部での側方変形等の影響を含む指標と考えられ、便宜的に換算ポアソン比と呼ぶ。この換算ポアソン比の現場実態はどのようなになっているのか。図-26 他の実測データからこの値を逆算し、転圧回数に対して整理した結果が図-28 である。換算ポアソン比は転圧回数と共に減少（密実化）し、さらに、これが高含水比材料→まさ土→砕石→補強土の順に下方に移動する（材料的に高剛性）。同

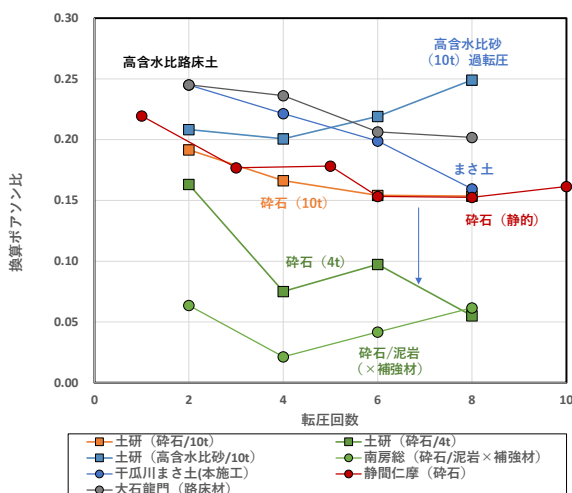


図-28 盛土材料毎の換算ポアソン比と転圧回数の関係

じ砕石でも 4t ローラ転圧¹⁴⁾では 10t の場合よりも値が小さく、転圧時のウェービングや側方変形の違いの影響が現れた結果と考えられる。

3.4 盛土材料のブル撒き出し時画像取得システム

盛土等の土構造物の品質管理においては、どのような盛土材料を現場のどの位置に配置しているのかは重要な管理項目の1つである。そこで、敷き均し作業を行うブルドーザにカメラを取り付け、位置情報と敷き均し面の画像を取得することで、盛土材料のトレーサビリティを可能とするシステムを検討した。以下、その結果を報告する。

道路盛土工事の実現場において、ブルドーザによる敷き均し時の施工面画像取得の検証実験を実施した¹⁷⁾。写真-3 に画像取得するための車載装置、写真-4 に使用したブルドーザ (KOMATSU 製 D37pxi23, 全長 4.7m, ブレード幅 3.2m)、写真-5 にカメラ (GoPro) の設置状況を

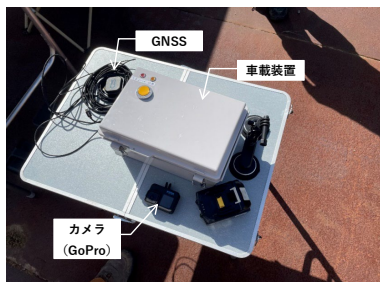


写真-3 車載装置 (プロト) の外観



写真-4 使用した撒き出し用ブルドーザ



写真-5 カメラの設置状況



写真-6 敷き均し作業状況

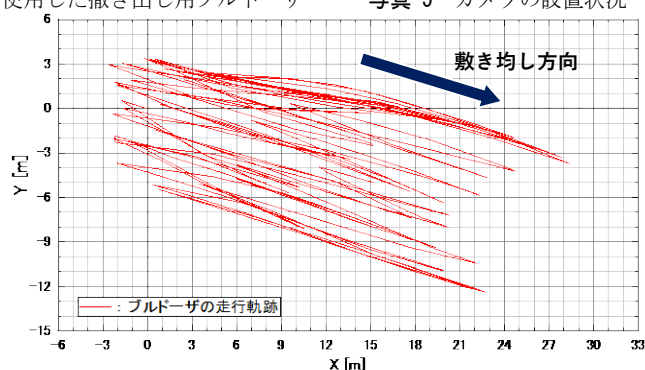


図-29 GNSS で取得した敷き均し時のブルドーザ走行軌跡

これらの写真に示したように、ブルドーザ背面に取り付けたカメラで敷き均し面の画像を取得し、GNSS による位置情報と共に車載装置を介してサーバーへと転送される。

図-29 は、今回の検証実験で取得した敷き均し作業時のブルドーザの走行軌跡の一例であり、敷き均し作業は図の左上から右下方向に実施している。なお、写真-6 にはこの時の敷き均し作業状況を示した。検証実験では、3 秒毎に後方直下の施工面画像を取得しており、取得した画像を図-29 に示した GNSS 位置情報に合わせて出力することで施工範囲における材料分布の把握を試みた。図-30 はその出力結果であり、本事例で取得した計 265 枚の画像を位置情報に合わせてピン止めする形で整理した。この図に示したように、このような整理方法でも施工範囲の材料分布を目視で十分把握できることが確認できる。

一方、材料分布を目視だけではなく定量的に把握する試みとして、画像解析による検討も実施した。取得した敷き均し施工面の画像には左右のクローラ跡が写りこむため、画像中心付近を 1m×1m の範囲で切り出し、画像解析により HSV 値 (Hue : 色相, Saturation : 彩度, Value : 明度) を図-31 のように求めた。H (色相) や S (彩度) は土材料の材質や特性の違いを表し、V (明度) は含水状態等の違いを表すと考えられることから、HSV の平均値を画像の代表値として整理を行った。なお、HSV の平均値は RGB の平均値から算出している。図-32 は、この HSV 平均値を 1m×1m メッシュの面的なヒートマップで表したものである。なお、同じ位置のデータについては、画像取得順に上書きすることで処理している。これらの図に示すヒートマップを描くことで、将来的には、材料や含水比等の違いを定量的且つ面的に把握することが可能

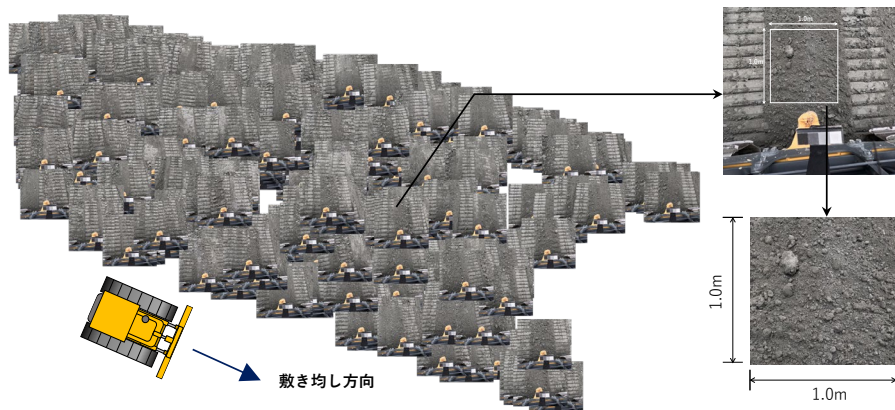


図-30 敷き均し施工面における画像取得結果

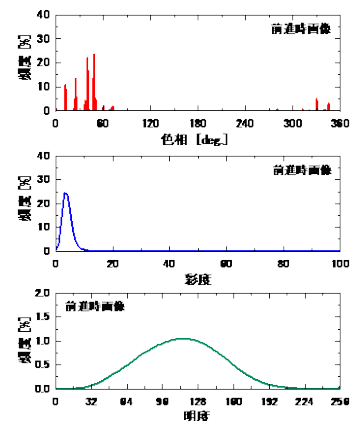


図-31 取得画像の画像解析例

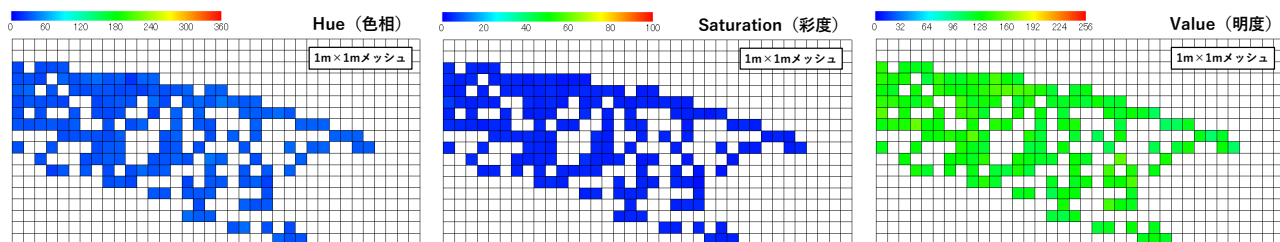


図-32 HSV (色相・彩度・明度) のヒートマップ出力結果 (1m×1m メッシュ)

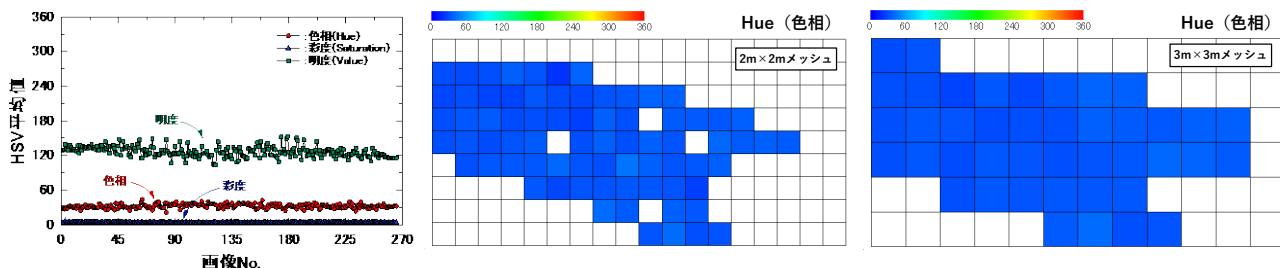


図-33 HSV 平均値の変化

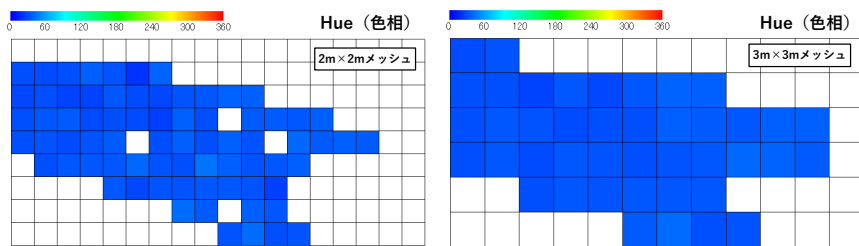


図-34 メッシュサイズを変えた色相のヒートマップ出力結果

となろう。図-33 は、取得した画像 265 枚の HSV 平均値であるが、今回の事例は同一材料であるため、この結果を見ると材料や含水状態に大きな差がなく、均一な材料が搬入・施工されていると言える。ちなみに、図-32 のヒートマップは切り出した画像のサイズに合わせて、1m×1m メッシュで整理しているが、画像データが存在しない色が塗られていない部分（画像データの欠損）が多く見られる。これは、ブルドーザのブレード幅が 3.2m であり、敷き均し作業時の 1 レーン当たりの幅が 2.0～2.5m 程度であることに起因している（1 レーン当たりの幅は、図-29 に示した走行軌跡から判断している）。図-34 は、メッシュサイズを 2m と 3m に変更したヒートマップである。同図から、施工機械や施工条件等を考慮して適切なメッシュサイズを設定することによって、施工面全体を漏れなく評価できることが分かる。

3.5 クラウド型データ蓄積処理システム

図-35 に、AtlasX のクラウド型データ蓄積・分析・可視化システムの概要を示す。3つの IoT 機器で取得したデータはクラウドに送信され、DB (Postgres) に格納される。収集したデータに対しては、ヒートマップ出力、統計分析、相関

性分析、転圧収れん分析等の各種分析を、WEB 環境で実施可能である。本環境はユーザーID とパスワードを付与されたユーザーであれば、誰でも遠隔から操作可能である。図中に示したように、操作はプルダウン機能によって所定の分析機能、対象転圧データ、転圧回数等を選択、画面出力し、ユーザーライクかつ編集可能な結果ファイルとしてダウンロード可能となっている。本システムにより、現場転圧管理の精緻化と高度化、生産性向上に加え、本格的な DX 化、すなわち他部門他部署連携が実現できるのではないかと考えている。

4. AtlasX の現場実証事例

図-36 に、AtlasX の現場適用性の検証を試みた現場および共同研究機関を示す。国土交通省 PRISM 実証工事 3 件（安威川ダム①、ネクスコ大石龍門②、国土交通省千瓜川⑨）、施工総研八戸道路実証⑦、国土交通省舗装工現場実証（山陰自動車道出雲⑩）、ネクスコ管轄現場（甲府トンネル③、新東名用沢⑫）の他、当社 5 現場（内浦トンネル¹⁸⁾ JR 試験盛土⑤、南房総 PDC 補強土壁¹⁶⁾ ⑧、富津ベントナイト混合土^{19),20)} ⑩、内ヶ谷ダム^{21),22)} ⑭及び水海川²³⁾ ⑮セメント改良土）

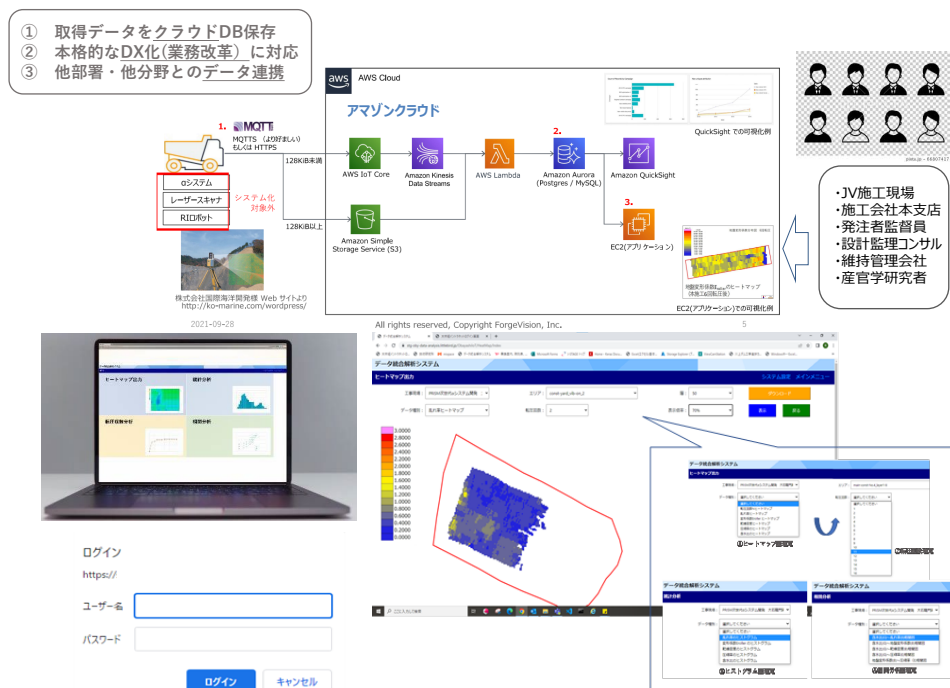


図-35 クラウド型データ蓄積・分析・可視化システムの概要

で実証を行った。外部研究機関の実験施設としては、国土交通省土木研究所¹⁴⁾、²⁴⁾⑮、施工総研⑰、前田道路技研²⁵⁾ ⑬がある。紙面の関係から、以下では国土交通省の舗装工新技術公募現場実証工事⁵⁾ (山陰自動車道⑪)⁹⁾、²⁶⁾、²⁷⁾及びPRISM大石龍門²⁸⁾での実証結果例を中心に報告し、詳細は参考文献に譲る。ネクスコ総研とのAtlasX共同研究の成果²⁹⁾、³⁰⁾については、現在、ネクスコ西日本新名神新免作業所(大林組施工)で施工中の実証データ収集を進めており、過去の共同研究成果と共に次年度に別途報告する。

4.1 国土交通省山陰自動車道実証実験

AtlasXは、大林組、前田道路と共同で国土交通省舗装工新技術公募⁵⁾に応募し、現場実証実験を行った。以下、その結果について、道路舗装基盤(路床/路盤)における地盤剛性 E_{roller} の現地計測結果⁹⁾、²⁶⁾、²⁷⁾を中心に報告する。

(1) 現地計測の概要と路床剛性分布の計測結果

図-37に、現地計測の概要と現地計測状況を示す。現地計測は、(a)に示す山陰自動車道令和4年度静間仁摩・大田静間道路の舗装工事区間(前田道路施工)で実施した。(b)は静間仁摩道路における路床および上下路盤上からの計測範囲と現地計測状況を、(c)には舗装構成と現地計測のフローを示す。静間仁摩道路(アスファルト舗装)は、路床上に上下2層の路盤層が構築されており、4t振動ローラによる検査加振(走行)は図中①、③、⑤で示される各々路床上、下層路盤上、上層路盤上の3回に渡って実施された。また、現地で地盤剛性(E_{roller})の値が大中小異なる箇所を数点抽出、マーキングし、小型FWDによる剛性計測を実施した。近接する大田静間道路(コンクリート舗装)は、路床上に

路盤層1層の舗装構成であるが、やはり路床と路盤上で広範囲な剛性分布を取得でき、2工区のデータ比較も可能となったことから、本工区の計測結果も併せ報告する。図-38は、静間仁摩道路の路床上で計測された E_{roller} 分布および散乱型RIとキャスボルで取得した現地の地盤剛性/含水比のヒストグラムを示す。路床計測は切土と盛土が混在する切盛境界を選定して実施した。(a)は盛土施工中の写真であるが、図中に「盛土想定ライン」と記した付近に盛土が分布している。(b)は4tローラの車載PC上でリアルタイム確認した地盤剛性のヒートマップを示す。(a)の施工時写真から想定される切盛境界を図中に白線で示したが、この境界ラインに沿う形で E_{roller} の大きさ(色)が変化している様子を確認できる。50m程度の区間ではあったが、(c)に示すようにこのエリア内で含水比と地盤剛性(キャスボル)の面的計測を実施した。図(d)(e)はこれらのヒストグラ

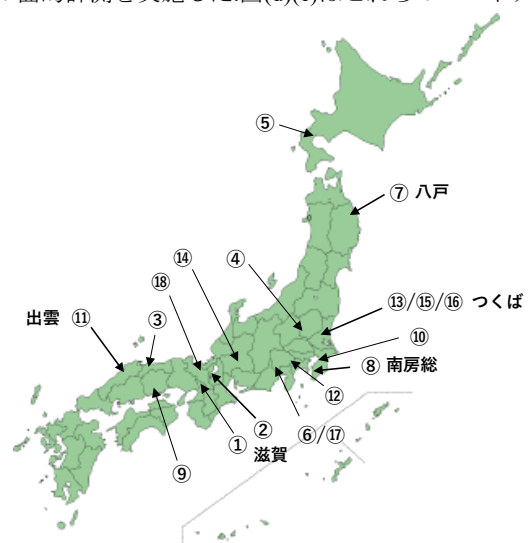


図-36 Atlasx 現場適用性の検証現場

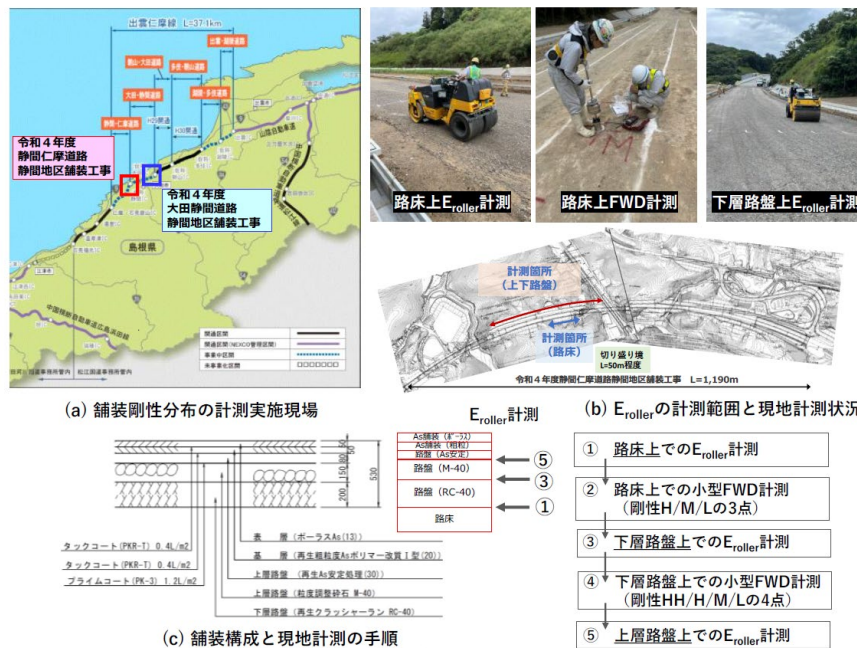


図-37 現地計測の概要と現地計測状況



図-38 路床剛性 E_{roller} 分布および諸物性の現地計測結果 (静間仁摩工区)

ムを示すが、剛性、含水比共に切土部と盛土部の2つの部位が混在していることを伺わせる (現地採取土の炉乾燥含水比も両方で明瞭に異なっていた)。図-39には、近接する太田静間道路の路床剛性分布を示す。静間仁摩工区よりも地山切土部の剛性が高く、青色系の改良盛土部 (キャストボルによる推定 CBR は30 近くを記録) との剛性差を、より鮮明に確認できる。リアルタイム表示画面からは、改良盛土部の中にラクダのコブのような形状を確認できるが、(c)は、このライン沿いに地山露頭部を観察した結果を示す。地山は砂礫⇒固結層⇒土砂化層のように性状や強度が頻繁に変化しており、これが(b)に示した横長の E_{roller} ヒストグラムをもたらしたのと考えられる。図-40は、静間仁摩工区の路床上 (剛性の異なる L/M/H3 点)、下層路盤上 (前記3点と同じ座標点+HH 追加の4点) で実施した小型

FWD の試験結果と、同一地点の E_{roller} との相関性を示す。図の右側に示すように、 E_{roller} と小型 FWD の計測深度が各々異なる事、下層路盤上からの剛性は直下の路盤材剛性の影響を受ける事 (2)で詳述) から、図では2本のラインに分かれているが、同じ下層条件別に見ると、小型 FWD と振動ローラ加速度応答法による地盤剛性値の間には高い相関性を認める事ができる。以上の結果より、振動ローラ加速度応答を用いた地盤剛性 E_{roller} の面的剛性分布が、切盛境界や地山強度の変化などに起因する路床の剛性分布 (不均一性) を正確に反映しものである事が伺われる。

(2) 路盤の積層に伴う剛性分布の変化

図-41に、静間仁摩道路における(a)路床上(b)下層路盤上(c)上層路盤上からの地盤剛性 E_{roller} 分布の変化を示す。(1)で詳述した(a)に対し、(b)(c)の順に計測領域が広がって

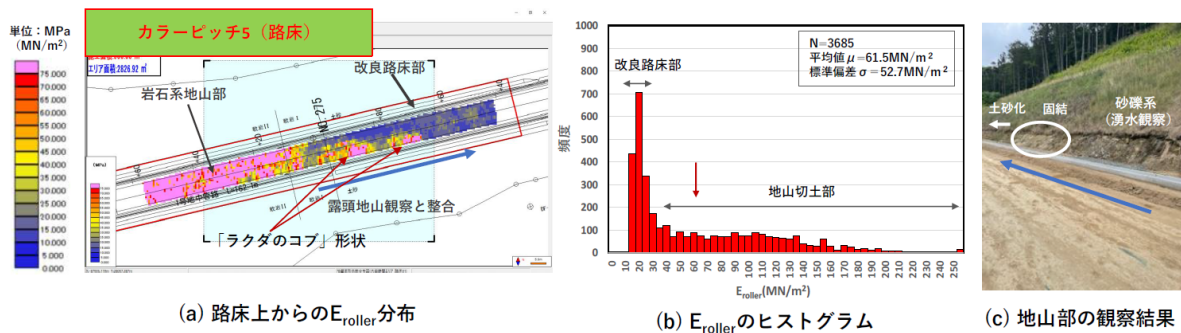


図-39 路床剛性 E_{roller} 分布の現地計測結果と隣接地山の観察結果（大田静間工区）

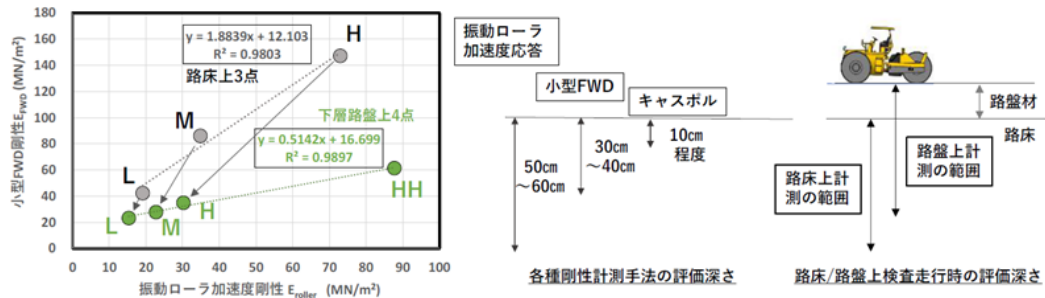


図-40 振動ローラ加速度応答法と小型 FWD 試験による地盤剛性の相関性

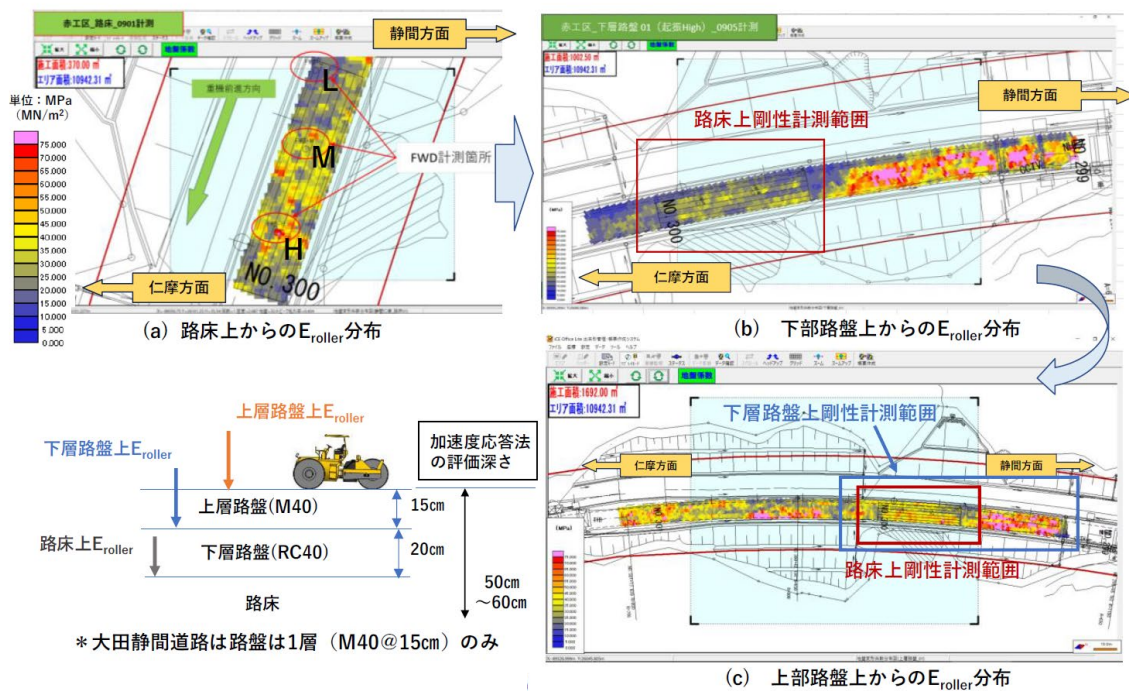


図-41 路盤層積層に伴う剛性分布の変化（静間仁摩道路）

いる。左下には路盤積層方向の断面図を模式的に示したが、下層路盤上では 20 cm の RC40 材の上から、上層路盤上では合計 35 cm の路盤材の上から地盤剛性を計測している。 E_{roller} の評価深度は 4t 級振動ローラでは 50 cm ～ 60 cm 程度との既往実測例²⁾がある。 E_{roller} は直下の路盤層剛性の影響を最も強く受けながらも、その評価深度は、上層路盤上からの計測であってなお、路床面に深にまで及ぶ事になる。これを念頭に図-41 を見ると、(b) で赤く囲った路床計測エリア内にも(a)の路床切盛境の影響がなお残存している

事、ただし(a)の地山強度が高い箇所での路盤上剛性は(b)では全体的に低下している事が分かる。路床剛性の影響を多分に残しつつも、4t 振動ローラ直下の下層路盤層の剛性（地山切土部よりは相対的に低い）の影響で、いわば「路盤クッション効果」のような現象が生じていると思われる。(c)はさらに 15 cm の上層路盤材を施工後のデータを示しているが、今度は上層路盤の高い剛性の影響で同じ路床上計測エリアの地盤剛性が増加している。(b)と(c)の違いは、上下層路盤の仕様（材料×仕上がり厚）の違いに対応し

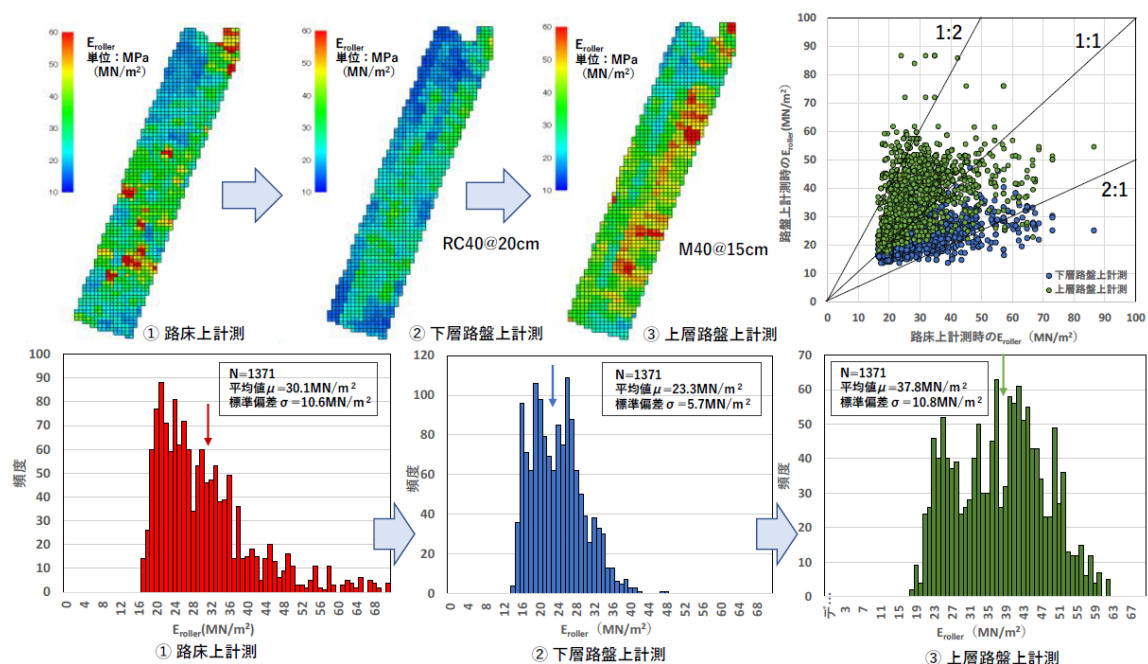


図-42 地盤剛性 E_{roller} 分布およびヒストグラムの変化 (静間仁摩道路)

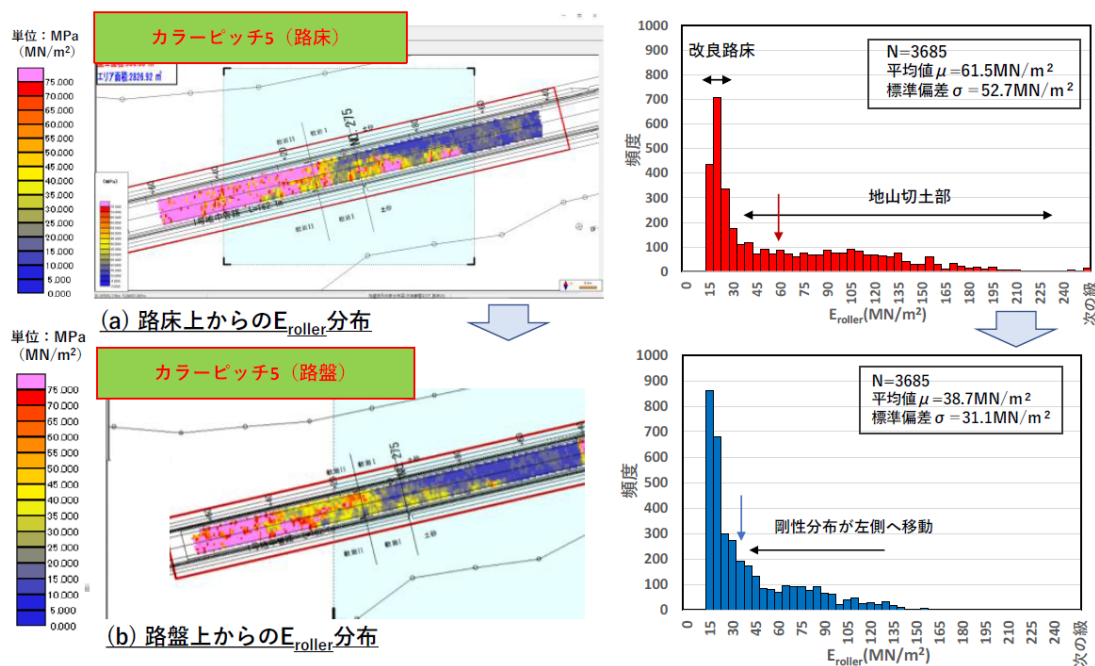


図-43 地盤剛性 E_{roller} 分布およびヒストグラムの変化 (大田静間工区)

ているものと考えられ、舗装の剛性分布が、路床の剛性分布のみならず、その上の路盤材の仕様の影響を受けて順次変化して行く様子を示している。図-42 では、データを路床上計測エリア内に限定し、同一メッシュでの剛性分布の変化を、ヒストグラムを含めて再整理した。上層路盤上で計測した地盤剛性 E_{roller} のヒートマップでは 35 cm 下にある路床剛性の影響 (切盛境) がなお残存しており、盛土側よりも地山切土側で剛性が相対的に大となっている。ヒストグラムは下層路盤のクッション効果でいったん左側へ移動した後、上層路盤の剛性 (おそらく下層路盤より大) の影響で右側への移動が生じている。図-43 は、大田静間道路に

おける路盤積層前後での剛性分布の変化を示す。静間仁摩道路と同様、路盤のクッション効果により同一エリアの剛性が低下するものの、路床剛性境界の影響はそのまま残存している事が見て取れる。ヒストグラムもまた、静間仁摩と同様に左側へ移動し、2 工区共に路床剛性の高いゾーン程、路盤敷設による剛性低下が著しい。図-44 は、路盤クッション効果を定量化するために、路床剛性を横軸に、縦軸に路盤上剛性の低下量 ΔE_{roller} をとって整理した結果である。図より、2 工区のデータは共に右下がりの類似した傾向を示し、路床剛性が大きい地点程、路盤敷設による剛性低下量が大い事を物語っている。本結果については、多層弾性理論を

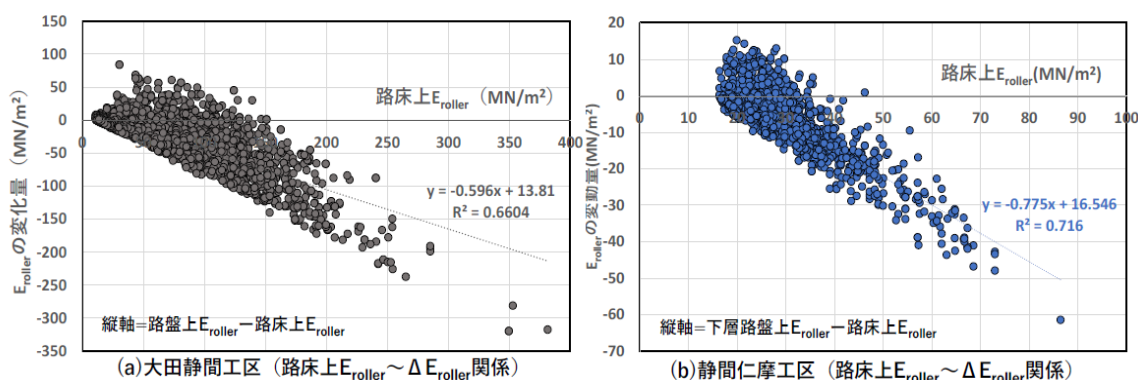


図-44 路床上 E_{roller} と ΔE_{roller} （路盤上 E_{roller} －路床上 E_{roller} ）の関係

用いた定量的評価を別途試みている²⁷⁾が、紙面の関係から、その詳細は参考文献に譲る。

4.2 国土交通省 PRISM 大石龍門実証実験

AtlasX の 2022 年度国土交通省 PRISM 大石龍門実証工事²⁸⁾は、図-45 に示す新名神高速道路大石龍門建設工事（大津サービスエリア予定地）において実施された。施工面積は約 1000m²、材料は細粒分混り土の路体材料で転圧機種は 10t 級振動ローラが用いられた（撒き出し厚 30cm）。図-46 は AtlasX により取得した転圧面物性値の面的分布（ヒートマップ）の例を示す。(a)は α システムによる乱れ率（加速度応答の定量化指標¹⁾、地盤剛性 E_{roller} に対応）の取得結果である。図-45 に示したように、本施工エリアは 2 つの尾根を切土し、その上に路体材料が盛立てられた。このため、切土部の上に盛土が薄層で盛り立てられている領域では、 α システムの地盤剛性は基盤の影響を受けて高く（黄色）、影響の少ない盛土層厚が厚いエリアは低く（青色）検出されている。土の締固め効果は基盤剛性の影響を



図-45 国土交通省 PRISM 大石龍門実証実験ヤード全景

受けるため、(d)の 3DLS による圧縮率もまた、その近傍で大となっている事は興味深い。基盤層の影響を受けないエリアでは転圧回数の増加と共に乱れ率が一旦増加し、6 回以降は減少する過転圧現象を捉えており、 α システムが最適転圧状態のリアルタイム監視に利用可能であることも確認されている。(b)は RI ロボットにより計測された含水比分布である。本施工は 4 日間に渡って行われ、この間、土取場

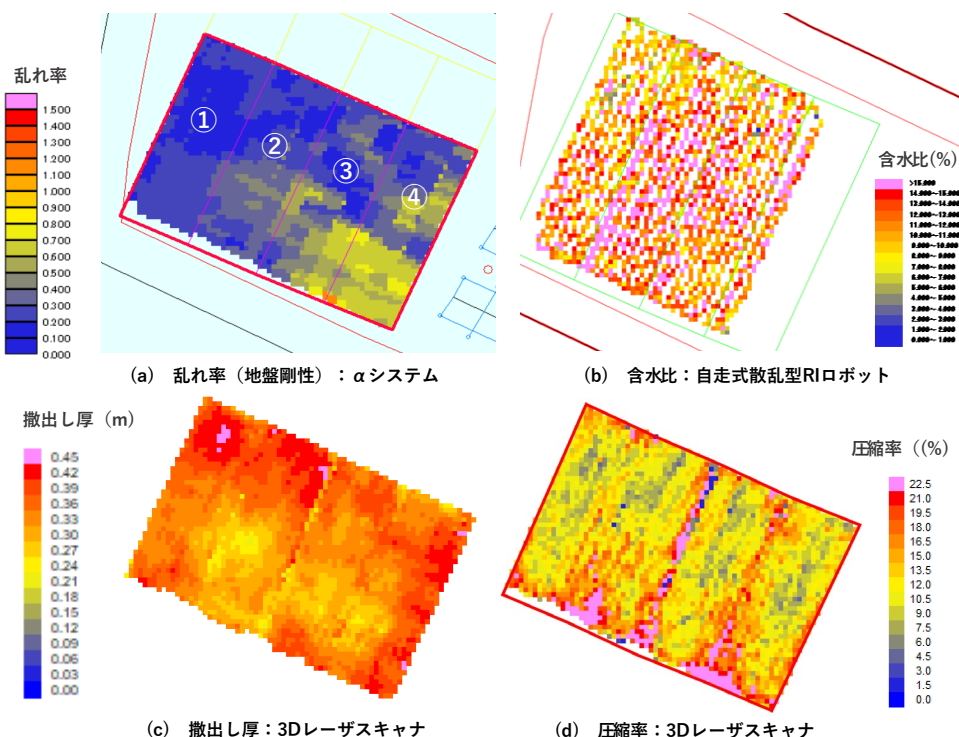


図-46 AtlasX により取得された本施工転圧面の各種物性値のヒートマップ

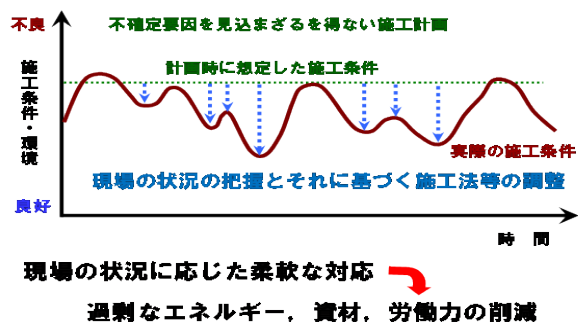


図-47 精緻な現場マネジメントによる現場の生産性向上³¹⁾

が微妙に変化した。その影響もあり本施工ヤードの中心部には相対的に含水比の高い領域が混在している事が分かる。RI ロボットの面的計測は実はもう1回行われたが、その時の含水比は図よりも約4%低かった。気象庁のデータによると2回目の計測を行った週、本地点は1回目比べて日照時間が長く、また風速も大であった。これによる転圧面の乾燥履歴の影響を、RI ロボットは正確にキャッチしていた。(c)は3DLSによる撒出し厚の分布、(d)は同じく圧縮率のヒートマップである。人力による簡易トンボを用いて撒き出した事もあり、撒き出し厚は必ずしも均一ではなく、3DLSは、これをmm単位の精度で炙り出している。(d)の圧縮率のヒートマップからは、前述した切土基盤付近で値が大となる他、施工レーン境界（(a)中の①→④の順番に施工が行われた）でのラップ施工による高圧縮率部も確認でき、現場施工状況をこれら物性値によって定量的かつ面的に可視化する事が可能となっていることが分かる。このような現場の材料変動、施工条件、施工結果の可視化がもたらすものは何か。図-47は建山³¹⁾による提案例である。工事計画時に想定した施工条件は実際の現場のそれとは必ずしも一致しない。図-46に示すような現場状況の把握がほぼリアルタイムに可能となれば、実情に基づく施工法の調整を行い、過剰なエネルギー、資材、労働力を削減する事で現場の生産性向上を図る事が可能となる。もちろん、このような可視化が、同時に現場リスクの合理化や締固め品質の担保を担うであろう事は言を俟たない。

5. 現場管理業務の生産性向上とDX化

図-48に、AtlasX導入による現場品質管理業務の生産性向上の試算結果を示す。αシステムと小型FWD（地盤剛性：上）では日辺り計測点数が200倍、要員は2人→0人/日（自動）、コストは83%減、RIロボットと砂置換（密度・含水比計測：中）では計測点数が17倍、要員は2人→0.2人/日（自動）、コストは27%減、クラウド環境を利用した事務所でのデータ整理業務は18人→4人/月、コストは25%減と試算され、従来手法に対して低コスト、少ない要員数で多点計測が可能となる。3DLSについては従来のレベル測量で圧縮率の計測等を行っていないため試算していないが、計測点数の増加度合は地盤剛性のそれを上回るものとなる。図-

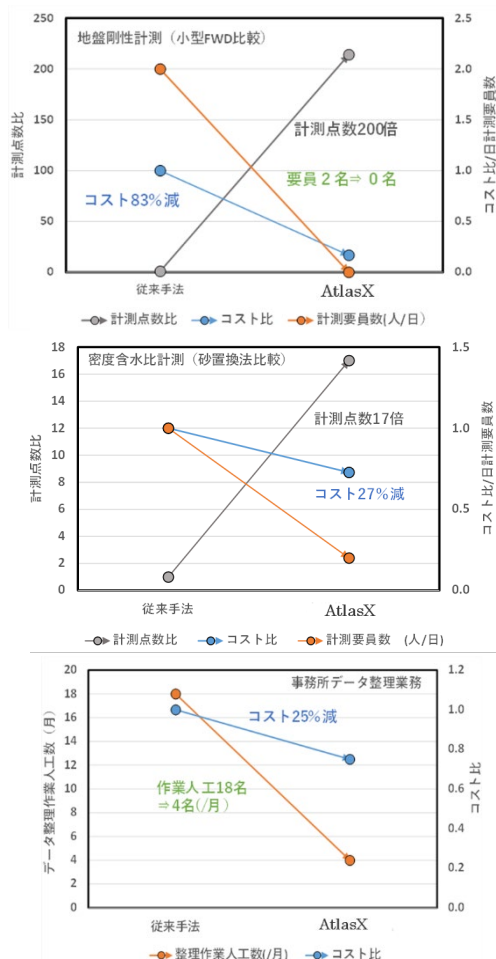
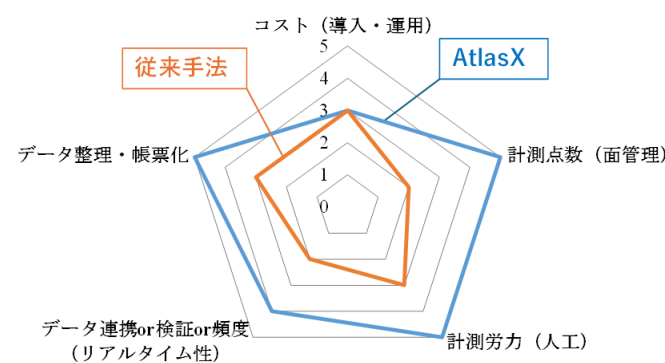


図-48 AtlasXによる現場品質管理業務の生産性向上

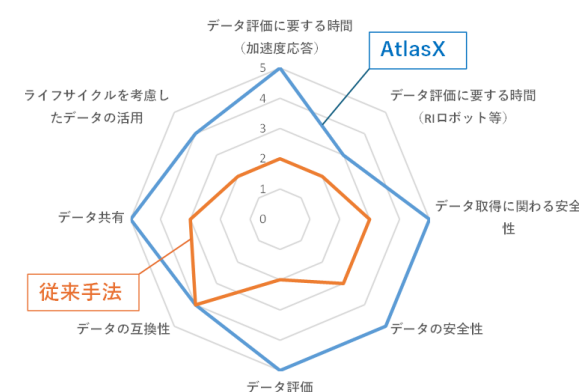
49に、AtlasX導入の効果を、従来手法と比較してレーダーチャートに整理した（0～5のスコアで表示）。(a)は現場作業性やデータ量・人的作業量の変化を、(b)はデジタルライゼーション(DX化)の効果を従来手法と比較して示した。図中に示した各種項目で、AtlasXの現場生産性向上やDX化の効果を確認できる。コストとデータ互換性の2つの項目は図で同等となっている。前者については、RIロボットなどが試作機の費用を計上しており、3DLSのレンタル費用を含めた合計値としてこのような結果となっており、今後生産ロット数の増加に伴い改善の余地がある。データの互換性については、クラウドに蓄積した品質データをGeoJson形式で吐出す機能の開発まで完了しているが、現時点で受け手側のデータ形式が不確定であることから、試算から除外した。

謝辞:

AtlasXは、株式会社大林組と共同で開発した技術である。大林組技術研究所（東京都清瀬市）の古屋弘氏、稲川雄宣氏、松崎晃氏、寺本昌太氏の各位には、多大なるご協力とご支援を頂いた。図-36中に示した現場検証実験では、フジミコンサルタント株式会社の佐藤寛氏、株式会社テー・シー・アイの小瀬滝男氏、株式会社アクティブ・ソリューション



(a) 現場作業性やデータ量・人的作業量の変化



(b) デジタイゼーション (DX 化) の効果

図-49 AtlasX による現場品質管理業務の生産性向上と DX 化の効果

ヨンの鈴木瑞徳氏、ソイルアンドロックエンジニアリング株式会社谷口龍氏の各位の助力を得た。4 章で示した現場検証事例は、令和 4 年度国土交通省「舗装工事の品質管理の高度化に資する技術」公募の現場実証の一環として実施したものである。本計測を実施するに際し、現場をご提供頂いた国土交通省中国地方整備局松江国道事務所の各位、および前田道路株式会社の加藤康弘氏に謝意を表す。AtlasX の基本構想は、ネクスコ総研との共同研究における議論をベースとする^{2),29),30)}、中村洋丈氏を始めとするネクスコ総研土工研究室の各位に謝意を表する次第である。また、国立研究開発法人土木研究所とも共同研究を行っており、その成果も今回の報告に含まれる。詳細は文献^{14),24)}に譲るが、先端技術チーム橋本毅氏他土木研究所の各位に謝意を表す。

面的・多点的な新しい現場土工品質管理手法については、土木学会建設用ロボット小委員会「土工・舗装工における高度品質管理とその活用法に関する検討ワーキンググループ」にて AtlasX を含めた最新の現場品質管理技術とその現場適用法について現在も活発な議論が続けられている。ワーキングの委員長である建山和由立命館大学教授には、αシステム開発当初より継続的なご指導を頂いている。末筆ながら、記して謝意を表する次第である。

ネクスコ総研、土木研究所、前田道路株式会社とは、道路舗装上からの E_{roller} 計測による路盤、路床の弱部抽出の可能性を現在も検討中である。その成果は次年度に報告する。

参考文献

- 1) 藤山哲雄、建山和由：振動ローラの加速度応答を利用した転圧地盤の剛性評価手法、土木学会論文集 No.652III-51, pp.115-123, 2000.
- 2) 石黒健、平田昌史、古屋弘、内山恵一、池永太一、安部哲生、日下寛彦、中島康介、中村洋丈：振動ローラ加速度応答法を用いた新しい ICT 土工品質管理手法の提案、土木建設技術発表会、2020.
- 3) 中村洋丈：盛土地盤転圧試験における計測値収束の判定方法、22-3-5-02, 第 60 回地盤工学研究発表会、2025.
- 4) 古屋弘：振動ローラ加速度応答法による盛土締固め

の施工事例、基礎工 Vol.48.No.11, pp.84-87, 2020.9.

- 5) 国土交通省関東地方整備局：舗装工事の品質確保の高度化に資する技術公募、令和 4 年度～令和 6 年度。
(<https://www.ktr.mlit.go.jp/gijyutu/gijyutu00000253.html>)
- 6) 古屋弘、松崎晃、稲川雄宣、石黒健、平田昌史、津田啓史：4t 級小型振動ローラによる検査加振の推奨条件と路面性状への影響、第 60 回地盤工学研究発表会、2025.
- 7) 稲川雄宣、松崎晃、古屋弘、石黒健、平田昌史、津田啓史：大型静的締固め機械を用いた路盤材料の現場転圧試験事例、第 80 回土木学会年次学術講演会、2025.
- 8) 石黒健、平田昌史、津田啓史、岩谷隆文、古屋弘、稲川雄宣、松崎晃、建山和由：振動ローラ加速度応答法により求める地盤剛性 E_{roller} に関する一考察、第 60 回地盤工学研究発表会、2025.
- 9) 津田啓史、石黒健、平田昌史、岩谷隆文、古屋弘、稲川雄宣、松崎晃：振動ローラ加速度応答法による道路舗装剛性分布の現地計測事例（その 1）現地計測の概要と路床剛性分布の計測結果、24-11-3-02, 第 59 回地盤工学研究発表会、2024.
- 10) 土木学会建設用ロボット委員会振動締固めに関する研究 WG 活動報告書、2.2.1 及び 4.2.2, 2022.
- 11) 稲川雄宣、古屋弘、松崎晃、石黒健、平田昌史：AtlasX の開発（その 1）-新しい盛土品質管理築手法の構築一、2022 年度 i-construction シンポジウム.
- 12) 松崎晃、古屋弘、稲川雄宣、石黒健・平田昌史：AtlasX の開発（その 2）-自走式散乱型 RI ロボットの開発一、2022 年度 i-construction シンポジウム.
- 13) 谷口龍ほか：散乱型 RI 水分計の導入による含水比測定効率化、Kansai Geo-Symposium 2020—地下水地盤環境・防災・計測技術に関するシンポジウム—, No.4-4, 2020.1
- 14) 荒井滉矢、橋本毅、石黒健、平田昌史、津田啓史、岩谷隆文、古屋弘、稲川雄宣、松崎晃：振動ローラ加速度応答法を用いた多層地盤の剛性計測実験（その 1）室内大型土槽実験の概要と地盤剛性計測結果、23-11-4-06, 第 59 回地盤工学研究発表

会,2024.

- 15) 古屋弘,松崎晃,石黒健,津田啓史,加藤康弘,伊藤勇貴,谷口龍:自走式散乱型 RI ロボットを用いたアスファルト舗装密度の現地計測事例,V-828,第 79 回土木学会年次学術講演会,2024.
- 16) 小嶋一聡,斎藤郁真,石黒健,平田昌史,古屋弘,稲川雄宣,松崎晃,佐藤寛:大規模補強土工法における次世代 α システムの適用事例,第 59 回地盤工学研究発表会,2024.
- 17) 津田啓史,平田昌史,石黒健,松崎晃,古屋弘,稲川雄宣:ブルドーザの施工面画像を用いた盛土材料特性の面的管理手法の検討,第 60 回地盤工学研究発表会,2025.
- 18) 中島進,笠原康平,中村貴之,景山隆弘,川中島寛幸,阪田暁,千代啓三,石黒健,平田昌史:トンネル発生土の新幹線盛土への適用性及び施工管理法に関する研究,地盤工学ジャーナル,Vol.20,No.1,pp.153-172,2025.
- 19) 久慈雅栄,石黒健,福田和人,平田昌史,岩谷隆文,仁平義祐:ベントナイト混合土に対する次世代 α システムの適用性実験(その 1~転圧試験の概要と加速度応答法による計測結果~),CS12-27,第 79 回土木学会全国大会,令和 6 年 9 月.
- 20) 福田和人,石黒健,平田昌史,久慈雅栄,岩谷隆文,仁平義祐:ベントナイト混合土に対する次世代 α システムの適用性実験(その 2~レーザースキャナと自走式散乱型 RI による計測結果,CS12-28,第 79 回土木学会全国大会,令和 6 年 9 月.
- 21) 西條佳祐,津田啓史,岩谷隆文,石黒健,平田昌史,上馬場靖,桑野陵一,滑川和臣:CSG 工法に対する次世代 α システムの適用性実験(その 1)~現場転圧試験の概要と各種計測結果~,VI-516,第 79 回土木学会全国大会,令和 6 年 9 月.
- 22) 津田啓史,岩谷隆文,石黒健,平田昌史,大塚悠大,上馬場靖,桑野陵一,滑川和臣:CSG 工法に対する次世代 α システムの適用性実験(その 2)~現場転圧試験の概要と各種計測結果~,VI-517,第 79 回土木学会全国大会,令和 6 年 9 月.
- 23) 津田啓史,松尾翔太,筒崎卓,石黒健,岩谷隆文,平田昌史:土工品質管理システム「AtlasX」の INSEM 材への現場適用について,III-323,第 80 回土木学会全国大会,令和 7 年 9 月.
- 24) 橋本毅,荒井滉矢,石黒健,平田昌史,津田啓史,岩谷隆文,古屋弘,稲川雄宣,松崎晃:振動ローラ加速度応答法を用いた多層地盤の剛性計測実験(その 2)地盤剛性 E_{roller} と他手法剛性との比較および路盤積層効果の考察,23-11-4-07,第 59 回地盤工学研究発表会,2024.
- 25) 松崎晃,古屋弘,稲川雄宣,石黒健,平田昌史,津田啓史:振動ローラ加速度応答法の舗装上検査走行への適用の取り組み,第 80 回土木学会年次学術講演会,2025.
- 26) 石黒健,平田昌史,津田啓史,岩谷隆文,古屋弘,稲川雄宣,松崎晃:振動ローラ加速度応答法による道路舗装剛性分布の現地計測事例(その 2)路盤の積層に伴う剛性分布の変化,24-11-3-03,第 59 回地盤工学研究発表会,2024.
- 27) 松崎晃,稲川雄宣,古屋弘,寺本昌太,石黒健,平田昌史,津田啓史,岩谷隆文,建山和由:振動ローラ加速度応答法による道路舗装剛性分布の現地計測事例(その 3)多層地盤を対象とする剛性評価式の適用性検証,24-11-3-04,第 59 回地盤工学研究発表会,2024.
- 28) 石黒健,平田昌史,古屋弘,稲川雄宣,松崎晃,佐藤寛:ICT 土工締固め品質管理「AtlasXの開発」-国土交通省 PRISM 大石龍門実証工事における試行事例-,土の締固め合理化シンポジウム,2020.
- 29) 中村洋丈,藤岡一頼,古屋弘,松崎晃,石黒健,津田啓史:振動ローラ加速度応答法による締固め品質管理と道路保全への活用,III-174,第 79 回土木学会年次学術講演会,2024.
- 30) 中村洋丈,藤岡一頼,古屋弘,松崎晃,石黒健,平田昌史:振動ローラ加速度応答法を用いた路床品質管理の実証実験,23-11-4-08,第 59 回地盤工学研究発表会,2024.
- 31) 建山和由:土木学会建設用ロボット委員会 振動ローラの振動計測による締固め施工管理手法の確立に向けた研究ワーキンググループ振動締固めに関する研究 WG—WG 活動報告書,第 7 章まとめと今後の展望,令和 4 年 1 月.
- 32) 松崎晃,稲川雄宣,古屋弘,石黒健,平田昌史,津田啓史,谷口龍:自走式散乱型 RI ロボットによる取得データの精度に関する考察,第 60 回地盤工学研究発表会,2025.
- 33) 稲川雄宣,古屋弘,松崎晃,石黒健,平田昌史,津田啓史,岩谷隆文:高精度レーザースキャナーを活用した盛土転圧効果の面的評価の試み,第 60 回地盤工学研究発表会,2025.

遠心模型実験と不飽和FEM解析を用いた 豪雨時における斜面安定性評価手法の検討

平 田 昌 史^{*1} 丸 山 憲 治^{*1}
石 黒 健^{*1} 大 塚 悠 大^{*1}
高 橋 めぐみ^{*2}

要 旨

日本では、台風や集中豪雨などによって毎年多くの土砂災害が発生している。将来土砂災害が起こる危険度が高いと判断される個所を、効率的かつ的確に維持管理を行うためのモニタリングが盛んに行われている。これらのモニタリング結果を有効に活用するためには、斜面崩壊メカニズムに基づいた危険度予測、安定性評価が重要になる。そこで本研究では、不飽和土の変形解析と安定解析を連携することで、豪雨等により崩壊に至るまでの斜面の変形挙動と安全率の相関性を評価する手法を提案した。また、降雨を模擬した遠心模型実験の再現解析を行うことで、提案する解析手法の妥当性や精度について検証を行った。さらに、モニタリングを実施している実現場斜面を対象とした解析を実施することで、斜面崩壊に対する安定性について検討した。

キーワード 豪雨／斜面崩壊／遠心模型実験／FEM解析

目 次

- | | |
|------------------------|--------------------|
| 1. はじめに | 4. 切土現場の再現解析と安定性評価 |
| 2. 豪雨時の斜面崩壊を模擬した遠心载荷実験 | 5. おわりに |
| 3. 遠心模型実験のFEM再現解析 | |

EXAMINATION OF SLOPE STABILITY EVALUTION METHOD DURING HEAVY RAIN USING CENTRIFUGAL MODEL EXPERIMENTS AND UNSATURATED FEM ANALYSIS

Masafumi HIRATA
Takeshi ISHIGURO
Megumi TAKAHASHI

Kenji MARUYAMA
Yudai OHTSUKA

Synopsis:

In Japan, many landslides occur every year due to typhoons, heavy rains, and other factors. Areas deemed to be at high risk of future landslides are actively monitored to ensure efficient and accurate maintenance. To effectively utilize the results of these monitoring activities, risk prediction and stability assessment based on slope failure mechanisms are important. Therefore, in this study, we proposed a method for evaluating the correlation between the deformation behavior of slopes leading up to collapse due to heavy rain and other factors and the safety factor by combining deformation analysis and stability analysis of unsaturated soil. Furthermore, we verified the validity and accuracy of the proposed analysis method by reproducing a centrifuge model experiment that simulated rainfall. Furthermore, we examined the stability of slopes against slope failure by conducting analyses of actual slopes where monitoring is being carried out.

* 1 本店 ICI 総合センター ICI テクノロジーセンター 地盤グループ

* 2 本店 土木設計部 地盤基礎・設計グループ

1. はじめに

国土の約 73%を山地が占める日本では、台風や集中豪雨などによって毎年多くの土砂災害が発生している。国土交通省による統計によると、土砂災害警戒区域は全国で 50 万件を超えているため、すべての危険箇所に対策工を施すことは非現実的である。このような背景から、対策工に代わり、土砂災害が起こる危険度が高いと判断される箇所に対して効率的な維持管理を行うためのモニタリング技術の開発が盛んに行われている。このモニタリング技術としては、例えば衛星画像やドローン・UAV を活用した技術^{1),2)}や、対象斜面に土壌水分計や変位計・傾斜計等の計測器を取り付け監視する技術^{3),4),5)}等がある。一方、モニタリングにより得られる斜面の変形量や水分量等の観測結果は、台風や豪雨による斜面崩壊の危険性の判断や維持管理等に利用することが目的であるため、斜面崩壊メカニズムに基づいた危険度予測、安定性評価手法も重要である。斜面の安定性評価の計算手法としては、古くから円弧すべり計算が用いられているが、台風や集中豪雨等による斜面崩壊を検討する場合、地盤内部に浸透する雨水の影響を考慮するため、不飽和浸透流解析により地盤内部の水位変動や飽和度を評価し、これらを反映した安定解析を行う手法等も実施されている^{6),7),8)}。但し、これらの手法は豪雨による斜面の変形等は考慮されないため、斜面の変形等のモニタリング結果に対して評価することが出来ない。これに対して、斜面の変形を評価する目的で、個別要素法 (DEM) や不連続変形法 (DDA)、SPH (Smoothed Particle Hydrodynamics) 法等を用いた解析^{9),10),11)}等も近年実施されている。しかしながら、大規模な変形を取り扱うこれらの解析手法は、斜面崩壊後の土塊が周囲に及ぼす影響を検討することを主な目的としており、斜面崩壊前の変形等からその兆候を推定することを目的とするモニタリング技術の評価には不向きである。

そこで本研究では、斜面に対して不飽和土の変形解析を実施し、変形解析から得られた応力状態を用いて安定解析を行うことで、豪雨等により崩壊に至るまでの斜面の変形挙動と安全率の相関性を評価する手法について提案する¹²⁾。降雨を模擬した遠心模型実験を実施し、崩壊に至るまでの斜面の変形挙動を観測するとともに、遠心模型実験の再現解析を行うことで、得られた解析結果の妥当性や変形と安全率の相関性の精度について検討した。さらに、実現場斜面を対象として FEM 解析を実施し、モニタリング結果と比較することにより、斜面の危険度判定の妥当性等についても検討した。

2. 豪雨時の斜面崩壊を模擬した遠心模型実験

2.1 遠心模型実験の概要

斜面の安定性は、傾斜角や盛土高の影響を受けるため、遠心模型実験による検討が有効である。ここでは、豪雨

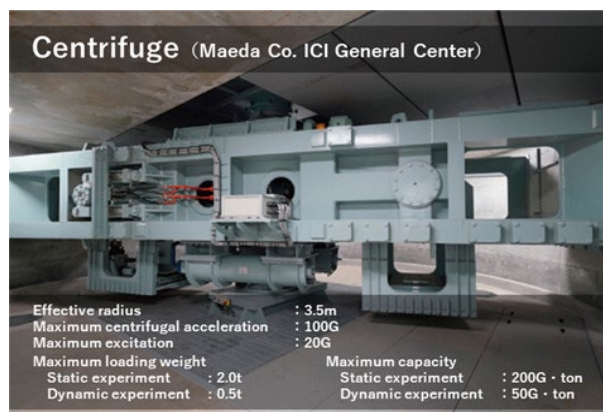


写真-1 使用した遠心載荷装置

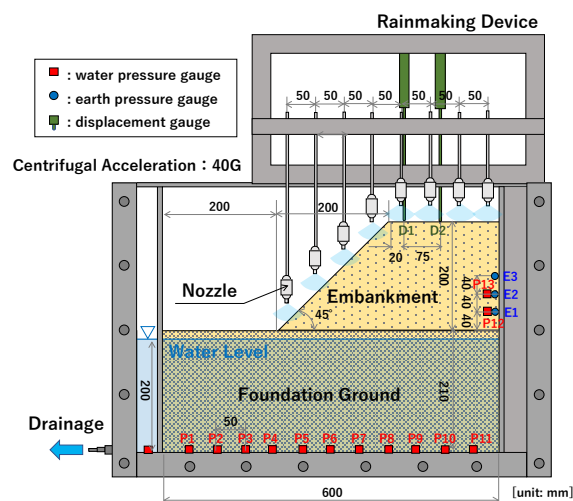


図-1 模型斜面の概略図

時の斜面変形挙動や斜面崩壊に至るまでのメカニズム等を検討する目的で、降雨による盛土斜面の安定性低下を模擬する遠心模型実験を実施した¹³⁾。実験では、盛土斜面上部に設置した降雨装置から雨を降らせ、雨水の浸透によって斜面が変形・崩壊する様子を再現する。今回使用した遠心載荷装置 (前田建設工業 ICI 総合センター所有) を、写真-1 に示す。

図-1 は、遠心実験に使用した模型地盤の概略図である。ここでは、奥行 200mm の剛性土槽内に、幅 600mm、深さ 210mm の基礎地盤を作製し、その上に高さ 200mm、斜面勾配 1:1 (45 度) の盛土斜面を作製した。基礎地盤と盛土斜面には、珪砂 7 号と木櫛粘土を重量比 8:2 で混合した中間土¹⁴⁾ (初期含水比を 5%で調整) を使用しており、基礎地盤は乾燥密度 1.60Mg/m³、盛土斜面は乾燥密度 1.46Mg/m³ で締固めた。実験では、遠心加速度を 40G とし、土槽上部に設置した降雨装置から盛土部に連続的に雨を降らせる。土槽左側には排水タンクを設けており、排水側の水位は一定に保つようになっている。なお、ここでは降雨に水と粘性流体を使用した計 2 ケースの実験を実施した。実験中の計測としては、基礎地盤下端と排水タンク下端の計 12 か所に間隙水圧計、盛土斜面背面には計 3 箇所土圧計を設置しており、盛土内の土圧や間隙

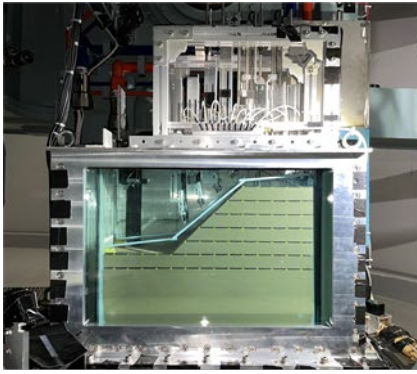


写真-2 作製した模型地 (Case-1)

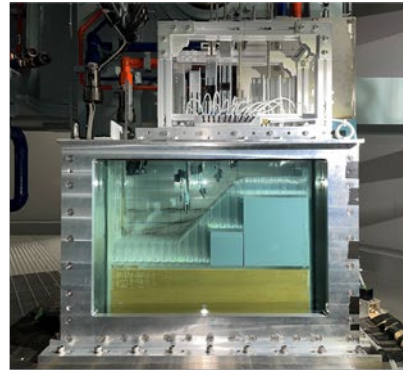
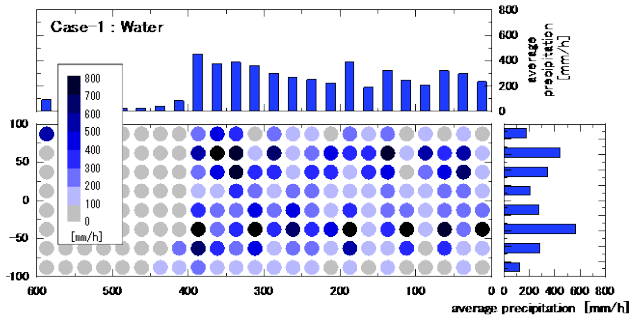
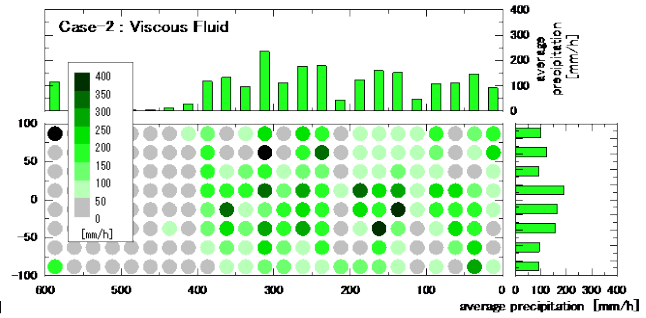


写真-3 アクリル円筒を並べたキャリブレーション用模型地盤



(a) Case-1: 水を使用



(b) Case-2: 粘性流体を使用

図-2 降雨装置のキャリブレーション結果（降雨量分布）

水圧の変化を計測している。また、盛土の天端法肩と天端中央の2か所に変位計（差動トランス）を設置し、沈下量の計測も行っている。基礎地盤上部と盛土の表面には、40mm 間隔で色砂を敷設するとともにターゲットも設置し、CCD カメラで土槽正面から盛土斜面全体の変形状況を撮影している。写真-2に作製した模型地盤を示す。

2.2 降雨装置とキャリブレーション結果

使用した降雨装置は、今回の実験を行うために新たに製作したものである。遠心力場で降雨を再現する実験は古くは1980年代から実施されているが¹⁴⁾、当時の降雨装置では大粒の雨滴しか再現できず、模型地盤を高速で回転させた際に発生するコリオリ力によって雨滴の軌跡が曲がったり、斜面のガリ浸食を誘発したりと問題点も多かった。近年では、特殊な2流体混合微霧発生ノズルを使用した降雨装置^{15),16)}が開発されており、精度の高い降雨実験が実施可能となっている。今回の遠心実験で使用する装置も、友岡ら¹⁷⁾の装置を参考に平均粒子径20～30 μm の微霧を発生することが可能な2流体ノズル（いけうち製：SCBIMV）を用いた精度の高い装置である。この降雨装置には、この2流体ノズルを50mmピッチで8個、奥行方向に2列の計16個設置しており、コリオリ力による影響を極力避けるため、斜面に沿うように盛土表面から5cm上の位置にノズルを配置した（図-1参照）。

作製した降雨装置の動作確認および降雨状況を把握・調整するため、キャリブレーション試験を実施した。キャリブレーション試験では、写真-3に示すように模型地

表-2 実験ケースと相似則¹⁸⁾

Physical Quantity	Case-1 Water	Case-2 Viscous Fluid
Centrifugal Acceleration	N	
Model Measurement	1/N	
Soil Particle Density ρ_s	1	
Water Density ρ_w	1	
Degree of Saturation S_r	1	
Coefficient of Permeability k	N	
Rainfall Intensity	1/N	1
Time (Laminar Flow) t	1/N ²	1/N

盤と同じ斜面形状で内径19mmのアクリル円筒を並べ、実験と同じ遠心加速度40Gで2分間の散水を実施した。この時、斜面に出来るだけ均等に雨が降るように、ノズルの方向や空圧を微調整する。散水後は、アクリル円筒に溜まった水の重量を計測することで、降雨の分散状況と降雨量を求める。図-2は、ノズルの方向や空圧を調整した最終的なキャリブレーション結果である。図-2(a)は通常の水を使用したCase-1の結果、図-2(b)は遠心加速度40Gに合わせて調整した粘性流体を使用したCase-2の結果である。均一な分布とは言い難いが、コリオリ力を考慮した偏りの少ない分布となっている。ちなみに、調整した空圧やノズル角度はCase-1とCase-2では異なっており、使用する流体によってノズルからの噴霧状況や作用するコリオリ力が若干異なるものと推測される。図-2のキャリブレーション結果から算定される降雨強度は、水を使用したCase-1で302.9mm/h、粘性流体を使用した

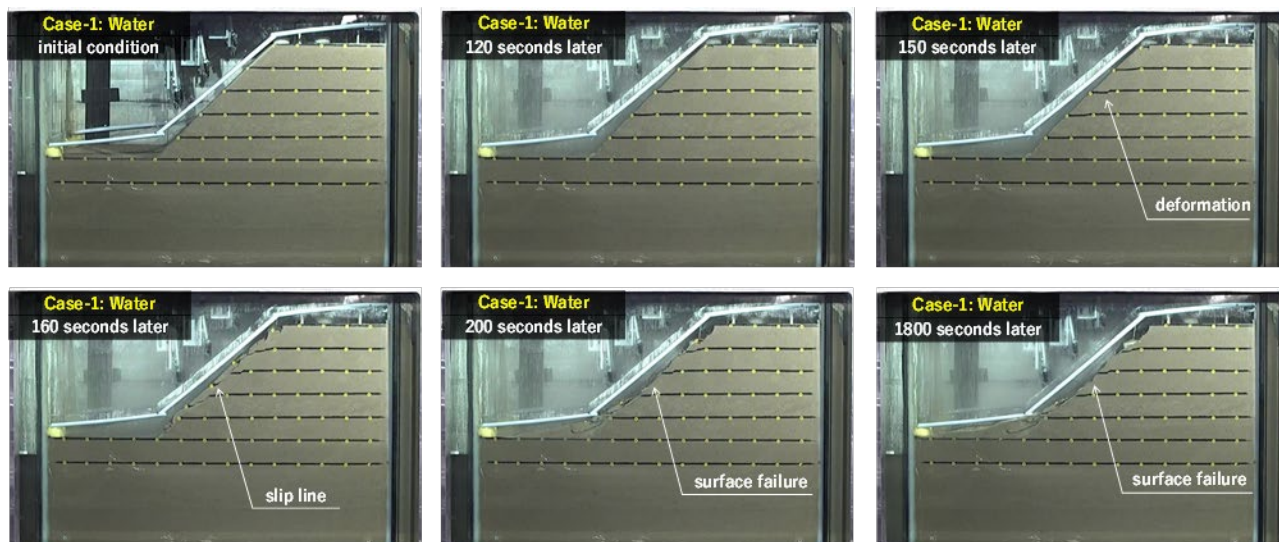
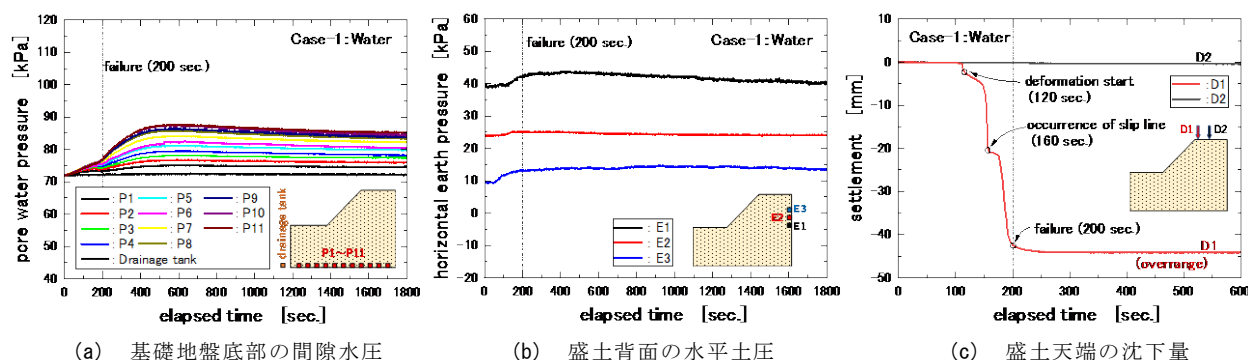


写真-4 実験結果 (Case-1)



(a) 基礎地盤底部の間隙水圧

(b) 盛土背面の水平土圧

(c) 盛土天端の沈下量

図-3 各計測器による計測結果の経時変化 (Case-1)

Case-2 で 127.8mm/h であった。但し、表-2 に示したように水と粘性流体では相似則が異なるため、実スケールに換算すると Case-2 では模型と同じ 127.8mm/h であるのに対し、Case-1 では 1/40 の 7.6mm/h となり、Case-2 に比べてかなり小さな降雨強度となる。

2.3 遠心模型実験の結果と考察

写真-4 は、水を使用した Case-1 の実験結果であり、CCD カメラで撮影した模型地盤の変形状況画像である。なお、実験結果はすべて模型スケールで整理している。これらの画像を見ると、降雨後 120 秒くらいから徐々に法面全体に変形が発生しはじめ、降雨後 150 秒には斜面表層から 40mm (ターゲット 1 個分) 程度の位置で斜面に段差が生じている。降雨後 160 秒では段差が生じた位置よりも表層側ですべり線が発生し、降雨後 200 秒には表層が完全に崩壊した。なお、実験では崩壊後もさらに散水を続けており、降雨後 1800 秒の実験を終了した段階で、若干法面崩壊が進行している様子が見られた。

図-3 は、模型地盤に設置した間隙水圧計、土圧計、変位計の Case-1 における計測結果である。図-8(a)に示す基礎地盤底部に設置した間隙水圧計の経時変化を見ると、降雨開始から間隙水圧は徐々に増加していることから、盛土内の水位も上昇していると考えられる。但し、斜面

が崩壊した降雨後 200 秒では、最大でも 5kPa 程度しか間隙水圧は上昇しておらず、降雨によって盛土内の水位が上昇するよりも前に、降雨により法面付近の飽和度が上昇、強度が低下することで斜面が崩壊する、といったメカニズムであると推測される。なお、斜面崩壊後も間隙水圧は上昇を続けるが、500 秒付近からほぼ横ばいとなる。図-3(b)に示す盛土背面の水平土圧の経時変化を見ると、値にばらつきが多いものの、降雨により土圧が上昇する傾向が見られる。また、降雨後 200 秒で斜面崩壊が生じたのを境に水平土圧の変化は横ばいあるいは減少傾向になっており、斜面崩壊が盛土背面の水平土圧に影響を与えていることがわかる。図-3(c)は、盛土天端に設置した変位計による沈下量の経時変化である。法肩の沈下量 (D1) を見ると、沈下が 120 秒付近と 150 秒付近で段階的に生じていることがわかる、これは、写真-4 でも見られた、すべり線が段階的に表層へ移動していく崩壊挙動が、沈下挙動にも表れているためである。なお、天端中央の沈下計 (D2) では沈下がほとんど生じておらず、法肩の沈下量 (D1) についても降雨後 200 秒付近で斜面が崩壊したため、以降は計測不能となっている。

写真-5 は、粘性流体を使用した Case-2 の実験結果であり、先ほどと同様に CCD カメラで撮影した模型地盤の変形状況画像である。これらの画像を見ると、降雨後 200

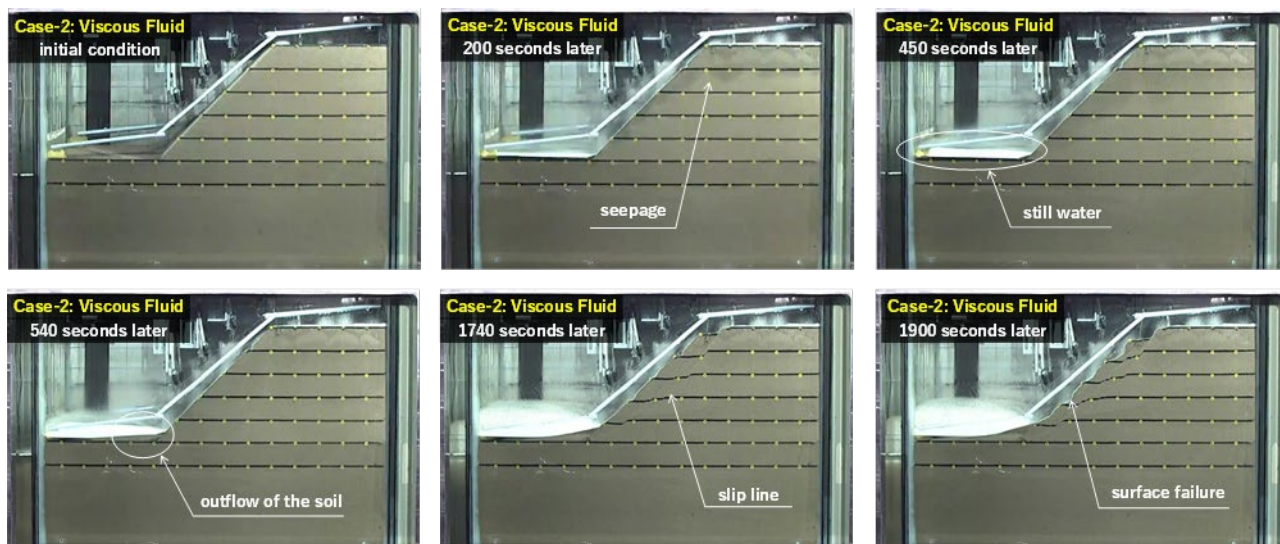
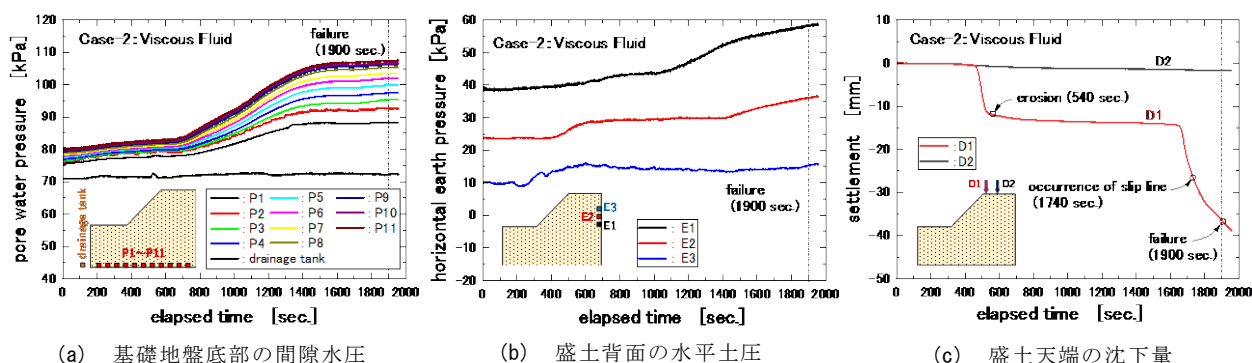


写真-5 CCD カメラによる盛土斜面の変形状況画像 (Case-2)



写真-6 GoPro による盛土法面画像 (Case-2)



(a) 基礎地盤底部の間隙水圧

(b) 盛土背面の水平土圧

(c) 盛土天端の沈下量

図-4 各計測器による計測結果の経時変化 (Case-2)

秒において法面からの雨水浸透状況が見られる。降雨後 450 秒では、降雨（粘性流体）が盛土法面に徐々に溜まっていく様子が見られ、降雨後 540 秒では、ガリ浸食により削られた法面表層の土砂が法尻に溜まっていく様子も見られた。これらの現象は、降雨強度が 127.8mm/h と非常に大きく、雨水が斜面から十分に浸透しきれていないことが原因である。写真-6 は、土槽内に設置した GoPro カメラで撮影した盛土法面の画像である。降雨後 200 秒で法尻に雨水が溜まり、降雨後 540 秒でガリ浸食により法面表層が削られる状況が確認できる。その後さらに散水を続けると、降雨後 1740 秒には斜面表層から 40mm（ターゲット 1 個分）程度の位置ですべり線が発生し、降雨後 1900 秒ですべり線よりも表層側で斜面が崩壊した。このように、最初に生じたすべり線よりも表層側で最終的な崩壊に至る挙動は、水を使用した Case-1 の実験と同

じである。

図-4 は、模型地盤に設置した間隙水圧計、土圧計、変位計の Case-2 における計測結果である。図-4(a) に示す基礎地盤底部に設置した間隙水圧計の経時変化は、Case-1 と同じように降雨開始から徐々に増加している。また、斜面が崩壊した降雨後 1900 秒では、間隙水圧は最大で 30kPa 程度上昇しており、盛土内の水位上昇量は Case-1 よりも大きいことがわかる。図-4(b) は、盛土背面の水平土圧の経時変化であるが、こちらも Case-1 と同様に降雨により水平土圧が上昇する傾向が見られる。なお、Case-2 では斜面崩壊後は実験を終了しているため、崩壊後の変化は取得できていない。図-4(c) は、盛土天端に設置した変位計による沈下量の経時変化である。法肩の沈下量 (D1) を見ると、降雨後 540 秒で 12mm 程度生じた沈下は 1600 秒程度までほぼ変化はなく、1600 秒以降に急激な

沈下生じ、斜面が崩壊した 1900 秒では 40mm 程度の沈下となった。なお、降雨後 540 秒付近で生じた沈下は、ガリ浸食による影響である。

3. 遠心模型実験の FEM 再現解析

3.1 変形解析と安定解析の概要

遠心模型実験の FEM 再現解析では、不飽和の変形解析を実施して斜面の変形状態や応力状態を再現するとともに、この時の応力状態を用いた安定解析を実施することで、斜面の変形挙動と安定性の関係を検討する試みを行っている。そこで、まずは使用した変形解析と安定解析の概要について説明する。

不飽和の FEM 変形解析には「土／水／空気連成有限要素解析プログラム DACSAR-i^{19),20)}」を用いた。不飽和土の構成モデルとしては、関口・太田による弾塑性構成モデル²⁰⁾を基本とした Se-hardening モデル²²⁾を用いており、以下に示す降伏関数 f による応力～ひずみ関係から、地盤の変形を求めている。

$$f = MD \ln \frac{p'}{\xi \cdot p_0'} + D\eta^* - \varepsilon_v^p = 0 \quad [1]$$

ここで、 M は限界応力比、 D は柴田²³⁾によるダイレイタンシー係数、 p_0' は飽和状態における先行時の平均有効応力、 η^* は一般化した応力比、 ε_v^p は塑性体積ひずみである。また、 ξ は有効飽和度 S_{re} を変数とした関数であり、以下のように定義される。

$$\xi = \exp[(1 - S_{re})^n \ln a] \quad [2]$$

n および a は関数 ξ を規定するためのパラメータである。また、有効飽和度 S_{re} は次のように定義される。

$$S_{re} = \frac{S_r - S_{rc}}{1 - S_{rc}} \quad [3]$$

なお、 S_{rc} は吸着水が占める飽和度である。

一方、安定解析としては単純な円弧すべり等ではなく、変形解析と同じ FEM 解析である「せん断強度低減法²⁴⁾

(Shear Strength Reduction Method : 以下 SSRM)」を採用した。この SSRM では、土の構成モデルとして破壊条件式に Mohr-Coulomb 式、塑性ポテンシャルに Drucker-Prager 式を適用した弾完全塑性モデルを用い、土のせん断強度 τ_f を Coulomb 式より以下の様に定義する。

$$\tau_f = \frac{c'}{F} + \frac{\sigma'}{F} \tan \phi' \quad [4]$$

c' は有効粘着力、 ϕ' は有効内部摩擦角である。SSRM は、式[4]中の F 値を増加させることで地盤内のせん断抵抗を減少させ、Newton-Raphson 法による反復計算が発散し斜面が崩壊に至ったと判定された際の F 値を、モデル全体の安全率 F_s とする手法である。

変形解析と安定解析は同じ FEM 解析であることから、解析対象とする斜面モデル（節点や要素、幾何学境界条件）や応力状態等を共有できる。しかしながら、変形解析と安定解析とでは使用している構成モデルが異なるため、変形解析から安定解析へ地盤強度を受け渡すことができない。そこで、式[1]に示す Se-Hardening モデルの降伏関数から三軸圧縮試験の非排水せん断強度 c_u を計算し、式[4]に示したせん断強度の有効粘着力 c' として受け渡すこととした。三軸圧縮試験の非排水せん断強度 c_u は、式[1]に非排水（体積一定）条件や破壊条件、三軸試験の境界条件等を代入することで、次のように誘導される²⁵⁾。

$$c_u = \frac{1}{2} \xi \cdot p_0' \cdot M \cdot \exp \left(-\Lambda + \frac{\Lambda}{M} \eta_0 \right) \quad [5]$$

但し、 $\eta_0 = \frac{3(1 - K_0)}{1 + 2K_0}$

Λ は非可逆比、 K_0 は先行時の静止土圧係数である。なお、この式に示すように、非排水せん断強度 c_u は平均有効応力 p_0' を用いて計算され、有効応力の増加に伴う強度増加（式[4]の右辺第 2 項）には既に考慮されていると捉えることができるため、安定解析では式[4]中の有効内部摩擦角 ϕ' はゼロとして取り扱う。変形解析で逐次計算された各要素の非排水せん断強度は、その応力状態や斜面モデルのデータ（節点や要素、幾何学境界条件）と共に SSRM の計算に受け渡され、安全率が求められる。

3.2 遠心模型実験の FEM 再現解析の概要

図-5 は、FEM 再現解析に用いた遠心模型地盤のメッシュ図である²⁶⁾。この図に示すように、解析では遠心加速度 40G を考慮して実スケールに変換したモデルを用いており、基礎地盤は幅 24m、厚さ 8.4m、斜面は高さ 8.0m、勾配 1:1（45 度勾配）である。幾何学境界は、左右端面を X 方向固定、下端面を X-Y 方向固定としている。また、水理境界は下端面と右端面は非排水境界とし、左端面の下流側は水圧一定の排水境界とした。遠心実験の実施ケースに合わせて Case-1 と Case-2 の 2 ケースを実施しており、降雨強度に相当する雨量を法面と天端に与えることで降雨を再現している（図-5 の青矢印）。ちなみに、粘性流体を用いた Case-2 では、遠心実験での降雨強度 127.8mm/h を盛土境界面に与えて計算を行ったところ、盛土要素が発散する結果となった。これは、盛土境界面に与えた降雨強度が盛土要素に浸透できる水量を大幅に上回ったためである。実際の遠心実験でも、Case-2 の粘性流体を用いたケースでは降雨が盛土内に浸透しきれず、法尻付近に溜まる結果となっている。そこで、盛土の不飽和透水係数を用いて境界面からの限界浸透量を簡易的に逆算してみたところ、その限界浸透量は 16.1mm/h となった。この結果から、粘性流体を用いた Case-2 の解析では、盛土境界面に与える流量を 16.1mm/h に設定し計算を

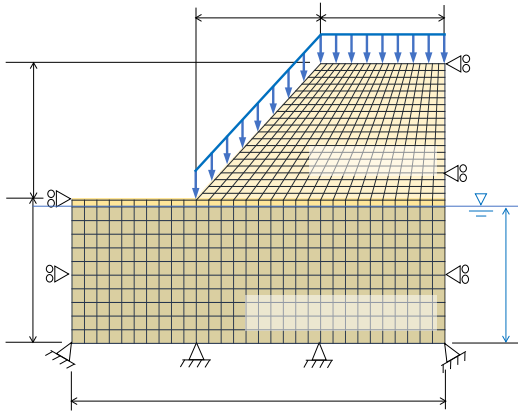


図-5 遠心実験モデルのメッシュ図

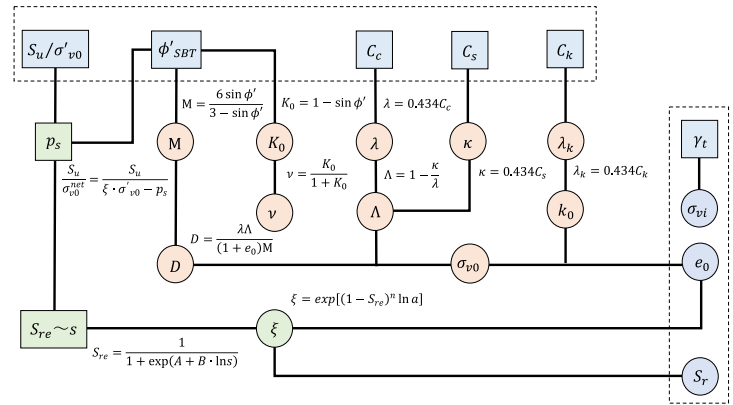


図-6 材料パラメータの設定フロー

行うことにした。ちなみに水を用いた Case-1 では、遠心模型実験での降雨強度 302.9mm/h を実スケールに変換すると 7.6mm/h であり、限界浸透量の範囲内であることから盛土境界面に与える流量に設定した。

3.3 材料パラメータの設定

変形解析で使用した Se-Hardening モデルでは、ベースとなる関口・太田による弾塑性構成モデルの材料パラメータの他に、不飽和特性を表すパラメータが必要となる。この不飽和特性を得るためには、一般的には不飽和の三軸圧縮試験等の特殊な試験が必要とされるが、ここでは代わりに等体積一面せん断試験を実施し、材料パラメータの推定を試みた²⁷⁾。図-6 は、等体積一面せん断試験結果を用いた材料パラメータの設定フローである。このフローに示すように、関口・太田による弾塑性構成モデルに必要なパラメータについては、飽和土の等体積一面せん断試験と圧密試験から、不飽和特性を表すパラメータについては、不飽和土の等体積一面せん断試験から求める。ちなみに、等体積一面せん断試験から不飽和特性を推定する場合、供試体の飽和度や間隙比を正確に把握した再現性の高い試験が求められる。ここでは、高精度パルスモータにより緻密な制御が可能なスマート一面せん断試験機（写真-7）を用いて試験を行っている。

図-7 は、段階載荷による圧密試験の結果である。ここでは、珪砂 7 号と木櫛粘土を重量比 8:2 で混合した試料（土粒子密度 $\rho_s=2.68\text{Mg/m}^3$ ）を初期含水比 40%に調整し、圧密リング内にスプーンで緩く詰めた状態で試験を実施している。なお、圧密リング内に試料を投入した供試体作成時は、表面で若干水が浮くような状態であったため、初期載荷段階のプロットを除いて、 $e\text{-log}P$ の傾き C_c や $e\text{-log}k$ の傾き C_k を求めた。また、基礎地盤の乾燥密度 1.60Mg/m^3 （間隙比 0.672）および盛土斜面の乾燥密度 1.46Mg/m^3 （間隙比 0.832）を用いて、飽和時の先行圧密圧力や透水係数も推定している。一方、圧密試験と同じく含水比調整した飽和試料を用いて、等体積一面せん断試験を実施した。ここでは、垂直応力 40, 80, 160,

320kPa の 4 段階で圧密した後、せん断速度 0.1mm/min で水平変位 7mm まで等体積せん断を行っている。図-8 に、実施した等体積一面せん断試験の結果を示す。得られた有効応力経路から、有効内部摩擦角を 31.0 と設定した。

図-9 は、不飽和特性を表す材料パラメータを求めるために実施した、不飽和土の等体積一面せん断試験結果である。ここでは、珪砂 7 号と木櫛粘土の混合試料を初期含水比 5%で調整し、飽和試料と同じ垂直応力条件下で圧縮、せん断している。この結果を見ると、図-8 に示した飽和土の試験結果よりもせん断強度が増加している。ここでは、この強度差が不飽和特性であると捉え、この差分から不飽和土の水分特性曲線および強度増加関数 ξ に関する材料パラメータ設定を試みた。

まず、飽和土の応力状態と比較するため、不飽和土の応力を次のように定義²²⁾する。

$$\begin{aligned}\sigma &= \sigma^{net} + p_a \mathbf{1}, & \sigma^{net} &= \sigma' - p_s \mathbf{1} \\ p_s &= S_{re} \cdot s, & s &= p_a - p_w\end{aligned}\quad [6]$$

σ は全応力、 σ^{net} は基底応力、 σ' は有効応力、 s はサクシオン、 p_s はサクシオン応力、 p_a は間隙空気圧、 p_w は間隙水圧である。不飽和土の場合、圧縮終了時には垂直応力に負の間隙水圧（サクシオン応力）が残るため、供試体に作用している垂直応力 σ_{v0} は有効応力ではなく基底応力 σ_{v0}^{net} となる。また、せん断中は体積が一定であることから、間隙空気圧および間隙水圧は変化しないため、サクシオン応力 p_s は一定であると考えられる。これらの試験条件を基に、等体積一面せん断試験における非排水せん断強度 S_u の理論式²⁴⁾を式[1]と同様に誘導すると、次式が得られる。

$$\frac{S_u}{\xi \cdot \sigma'_{z0}|_{sat}} = \frac{1 + 2K_0}{3\sqrt{3}} M \exp(-\Lambda) \quad [7]$$

式中の K_0 , M , Λ は材料定数であることから、右辺は一定値となる。つまり、左辺の有効垂直応力で除した強度増加率は、飽和・不飽和に関わらず一定である。一方、不飽和土の等体積一面せん断試験では垂直応力は基底応力



写真-7 スマート一面せん断試験

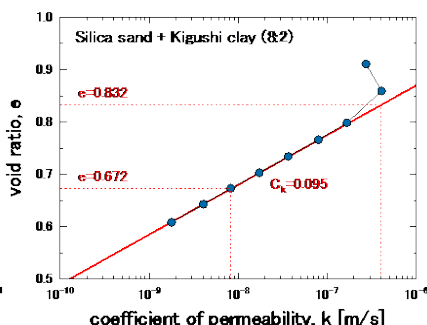
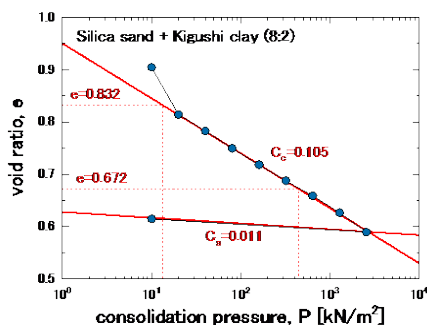


図-7 圧密試験結果

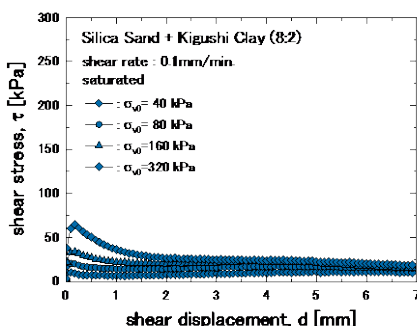
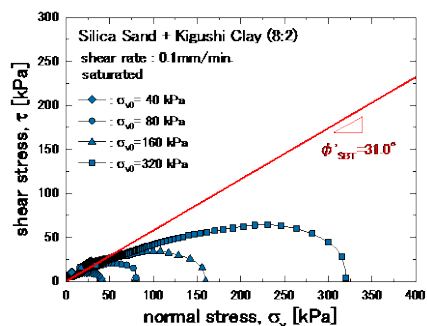


図-8 等体積一面せん断試験結果（飽和）

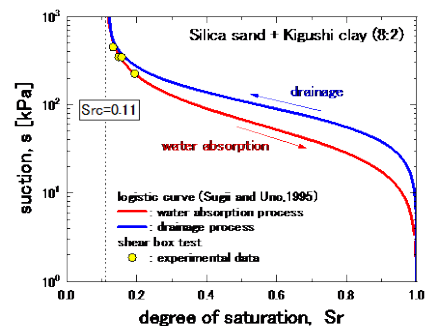


図-10 推定した水分特性曲線

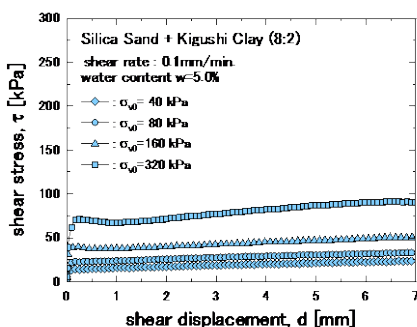
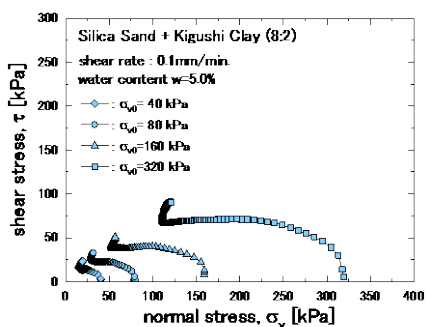


図-9 等体積一面せん断試験結果（不飽和：含水比 5%）

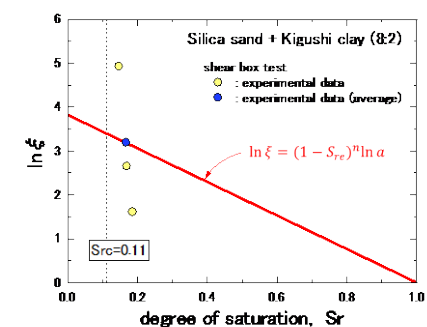


図-11 推定した関数ξ

であるため、不飽和土の試験結果から得られる強度増加率は以下のように表される。

$$\left(\frac{S_u}{\sigma_{v0}}\right)_{unsat} = \frac{S_u}{\sigma_{v0}^{net}} = \frac{S_u}{\xi \cdot \sigma'_{v0}|_{sat} - p_s} \quad [8]$$

この式に示したように、不飽和土の一面せん断試験から得られた強度増加率は、飽和土の強度増加率よりもサクシオン応力 p_s の分だけ大きくなる。よって、この式[8]に飽和度と不飽和土の一面せん断試験結果（強度増加率）を代入することでサクシオン応力 p_s が求められ、せん断時の供試体飽和度からサクシオン s を推定することが可能となる。図-10 は、サクシオンと飽和度の関係であり、図中のプロットが試験結果から推定した値である。なお、今回使用した不飽和変形解析では、飽和度とサクシオンの関係を表す水分特性曲線モデルとして、次式に示す杉井・宇野²⁸⁾によるロジスティック曲線を用いている。

$$S_{re} = \frac{1}{1 + \exp(A + B \cdot \ln s)} \quad [9]$$

表-3 再現解析に用いた材料パラメーター一覧

	Ground	Embankment
compression index	λ	0.046
swelling index	κ	0.0046
internal friction angle	ϕ' [deg.]	31.0
critical state parameter	M	1.244
coefficient of earth pressure	K_0	0.485
Poisson's ratio	ν'	0.327
soil particle density	ρ_s [Mg/m³]	2.680
dry density	ρ_d [Mg/m³]	1.60 1.48
initial void ratio	e_0	0.672 0.832
coefficient of permeability	k [m/day]	2.84E-02 1.38E+00
inclination of e-lnk	λ_k	0.041
constant parameter to control the degree of hardening behavior with saturation	a	30.0
	n	1.00
parameter for S_r - s logistic curve in case of DRY	A_d	-9.96
	B_d	2.17
parameter for S_r - s logistic curve in case of WET	A_w	-6.89
	B_w	1.69
residual saturation ratio	S_{rc}	0.11

式中の A と B は、水分特性曲線を規定するパラメータである。ここでは、式[9]で表されるロジスティック曲線が試験結果のプロット上を通るように、水分特性曲線モデルを設定した。また、推定したサクション応力を式[8]に再度代入することで、不飽和土の強度増加を表す関数 ξ を推定した。図-11は、関数 ξ と飽和度の関係図であり、図中のプロットが試験結果である。この図に示すように、試験結果はばらつきが大きく近似が困難であったため、ここでは試験結果の平均値を通る直線($n=1$)としてモデル化した。なお、今回の試験結果はプロット数も少なく、飽和度 S_r が0.15~0.20付近とかなり乾燥側に偏っているため、水分特性曲線モデルや関数 ξ は十分な精度があるとは言えず、今後の検討課題である。

以上のように設定した材料パラメータを、表-3に示す。なお、解析に用いた透水係数については、表-2に示した相似則を考慮し、試験結果から得られた値の40倍としている。

3.4 解析結果と考察

図-12~図-14に、Case-1の降雨強度7.6mm/hとした場合の解析結果を示す。図-12(a)の過剰間隙水圧コンター図を見ると、降雨により盛土内に雨水が浸透し、盛土天端から徐々に過剰間隙水圧が上昇していく様子が伺える。また、図-12(b)の飽和度コンター図を見ると、盛土内の飽和度も上昇し、盛土下部から徐々に飽和していく様子も伺える。さらに、図-12(c)に示す平均有効応力コンター図では、盛土内の飽和度上昇によるサクションの低下や、盛土内の間隙水圧の上昇による影響で、有効応力が徐々に減少していることが確認できる。特に盛土法面や盛土天端の有効応力は、降雨の影響でかなり小さくなっており、法面表層付近はかなり不安定になっていると予想される。図-13は、安定解析による偏差ひずみのコンター図であり、この偏差ひずみが集中する箇所が想定されるすべり線位置である。初期状態では、法面表層から比較的深い位置にすべり線が生じているが、時間が進み法面からの浸透量が増えてくると、すべり線は徐々に法面表層に移動し安全率は低下してくる。このようなすべり線の移動は、遠心模型実験で見られた法面崩壊に至るまでのすべり線発生モードと酷似しており、遠心模型実験の結果を十分再現できていると考えられる。また、この安定計算では、経過日数3.33日で安全率が1.0を下回った。遠心模型実験では、降雨後200秒で法面が崩壊しており、これを実スケールに変換すると3.70日となり、崩壊のタイミングも十分再現できていると言える。図-14は、遠心模型実験で計測した間隙水圧、水平土圧、盛土天端沈下位置における解析結果である。間隙水圧は、降雨開始後から斜面崩壊後10日頃まで上昇し、その後はほぼ横ばいになっている。また、盛土背面の水平土圧は、降雨

開始後から斜面が崩壊した3.33日頃まで上昇し、斜面崩壊後はほとんど変化していない。この結果は、遠心模型実験で計測した変化量よりも若干大きいものの、定性的な変化傾向は十分再現できている。一方、図-14(c)に示す盛土天端沈下量の解析結果を見ると、比較のために実スケール変換した遠心模型実験結果のプロットとはほとんど一致していない。特に法肩位置の沈下量は、すべり線の発達によって法面表層で段差が生じた実験結果をFEM解析では表現できないため、その差は顕著である。

図-15~図-17は、Case-2の降雨強度16.1mm/hとした解析結果である。図-15(a)の過剰間隙水圧コンター図を見ると、Case-1よりも降雨強度が大きいため、盛土天端だけでなく、斜面法面の過剰間隙水圧も上昇していく様子が伺える。また、図-15(b)の飽和度コンター図も、盛土法面の方が飽和度の上昇量が大きいたことがわかる。図-15(c)に示す平均有効応力コンター図は、盛土内の飽和度上昇によるサクションの低下や、盛土内の間隙水圧の上昇による影響で、有効応力が徐々に減少していることが確認できる。特に盛土法面や盛土天端の有効応力は、降雨の影響でかなり小さくなっており、法面表層付近はかなり不安定になっていると予想される。図-16は、安定解析による偏差ひずみのコンター図である。Case-1と同様に、法面からの浸透量が増えると、すべり線が徐々に法面表層に移動しながら安全率は低下していき、降雨後0.72日で安全率が1.0を下回った。遠心模型実験では、降雨後1900秒で法面が崩壊しており、これを実スケールに変換すると0.88日である。解析による崩壊のタイミングは、実験と若干ズレているように思われるが、遠心模型実験では法面がガリ浸食の影響を受けていること、解析に用いた降雨強度は実験値ではなく浸透限界から推定した値であること等を加味すれば、十分な精度の再現結果であると考えられる。図-17は、遠心模型実験で計測した間隙水圧、水平土圧、盛土天端沈下位置における解析結果である。間隙水圧および水平土圧の解析結果は、遠心模型実験で計測した変化量よりも若干大きいものの、Case-1と同様に定性的な変化傾向は十分再現できていると考えられる。なお、図-17(c)に示した盛土天端沈下量の解析結果は、ガリ浸食の影響を受けた遠心模型実験結果とは一致していない。

3.5 斜面の変形と安定性の評価

変形解析および安定解析結果から、斜面の変形等と安定性の関係について検討した。不飽和の変形解析から得られた盛土天端の沈下量と、安定解析による安全率の関係を図-18に示す。このグラフを見ると、降雨が盛土に浸透し沈下量が大きくなるのに連動して、安全率も低下していくことがわかる。また、図中にはCase-1とCase-2の両方の解析結果をプロットしているが、盛土内への雨水

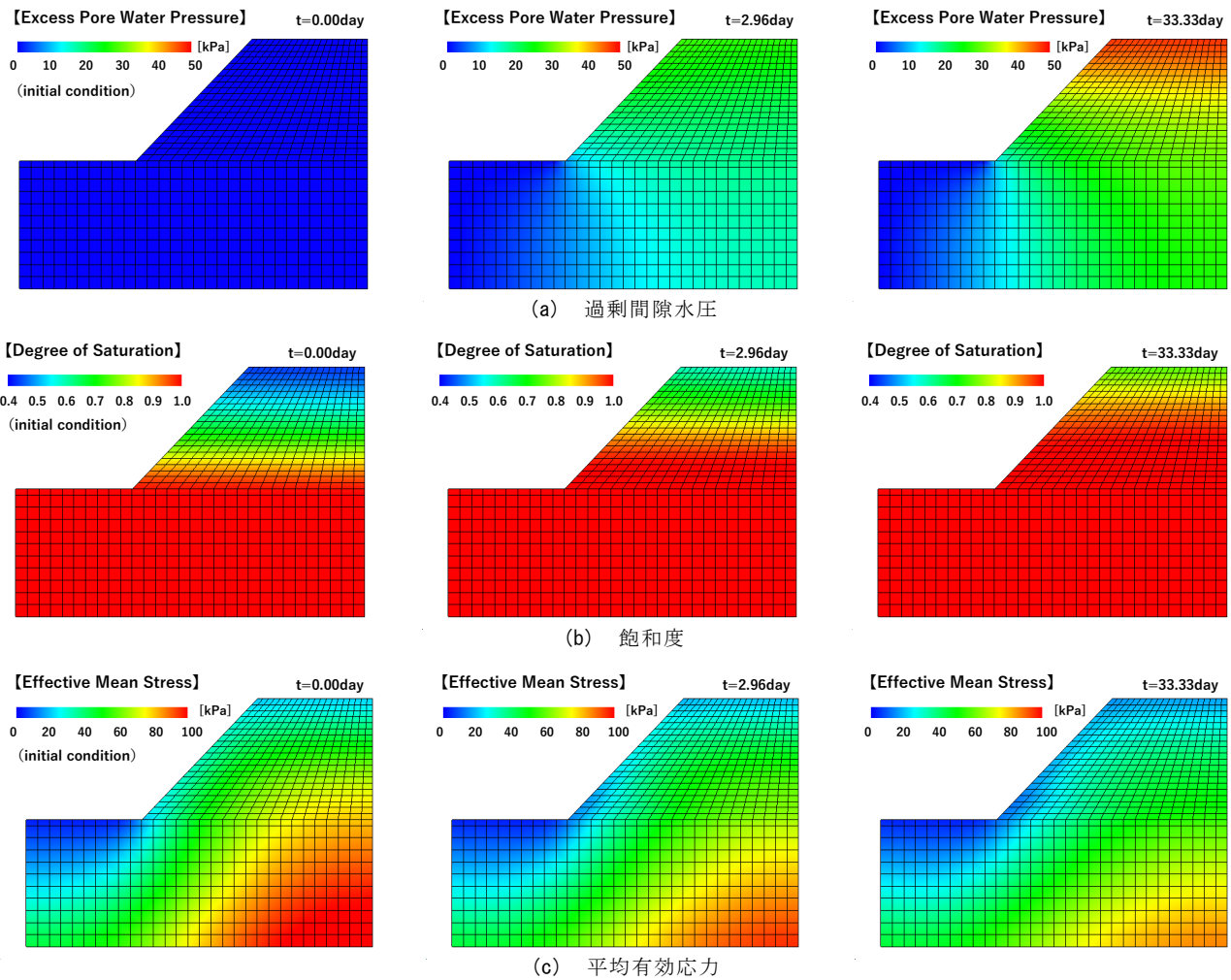


図-12 変形解析 (DACSAR-i) による過剰間隙水圧と飽和度, 平均有効主応力のコンター図 (Case-1)

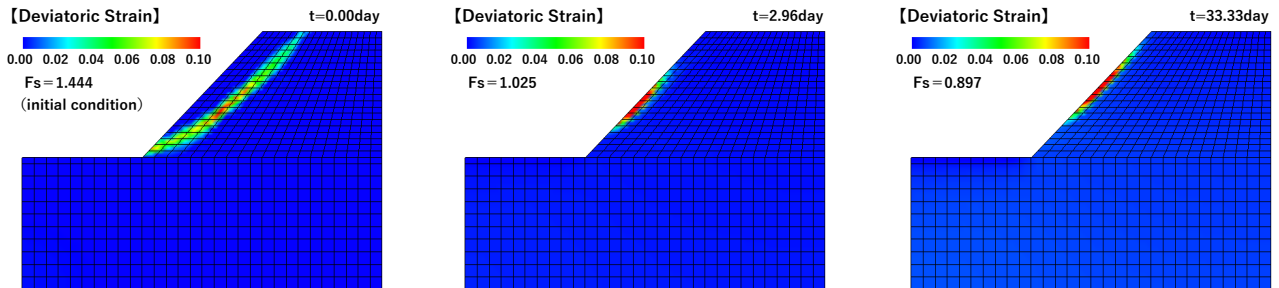


図-13 安定解析 (SSRM) による偏差ひずみのコンター図 (Case-1)

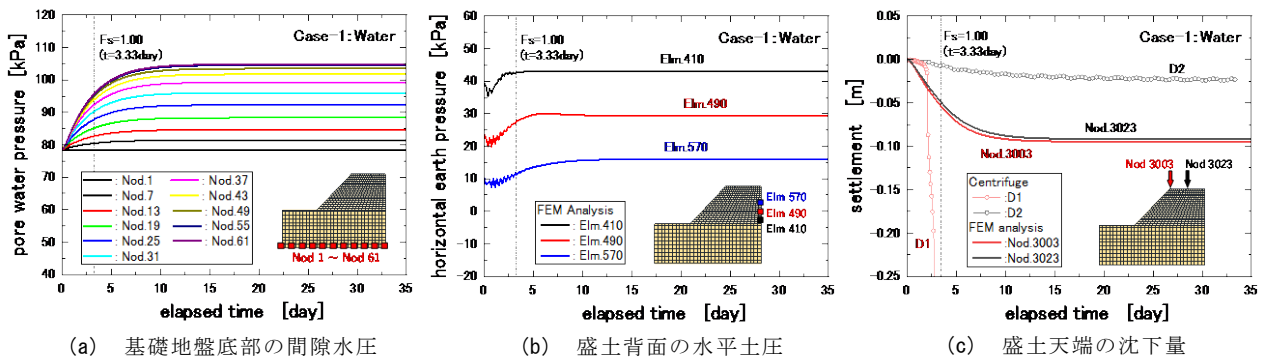


図-14 各計測器位置における間隙水圧, 水平土圧, 沈下量の解析結果 (Case-1)

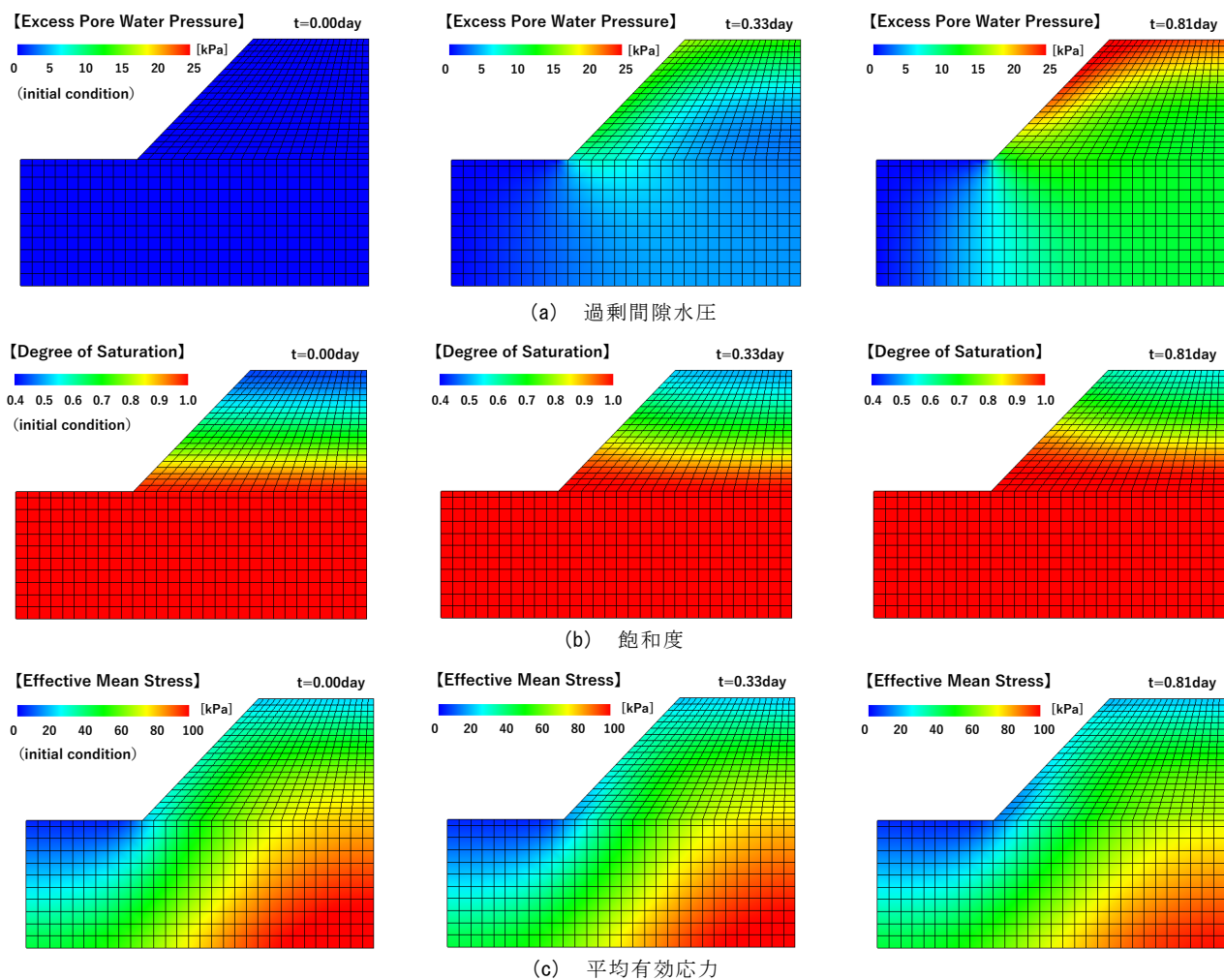


図-15 変形解析 (DACSAR-i) による過剰間隙水圧と飽和度, 平均有効主応力のコンター図 (Case-2)

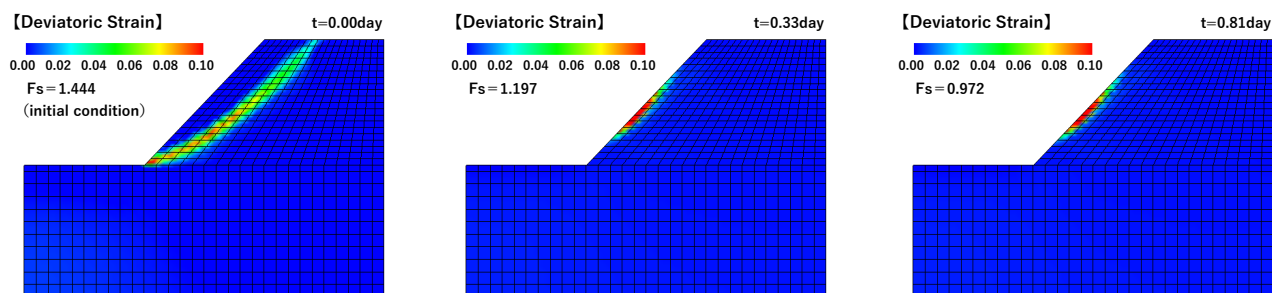


図-16 安定解析 (SSRM) による偏差ひずみのコンター図 (Case-2)

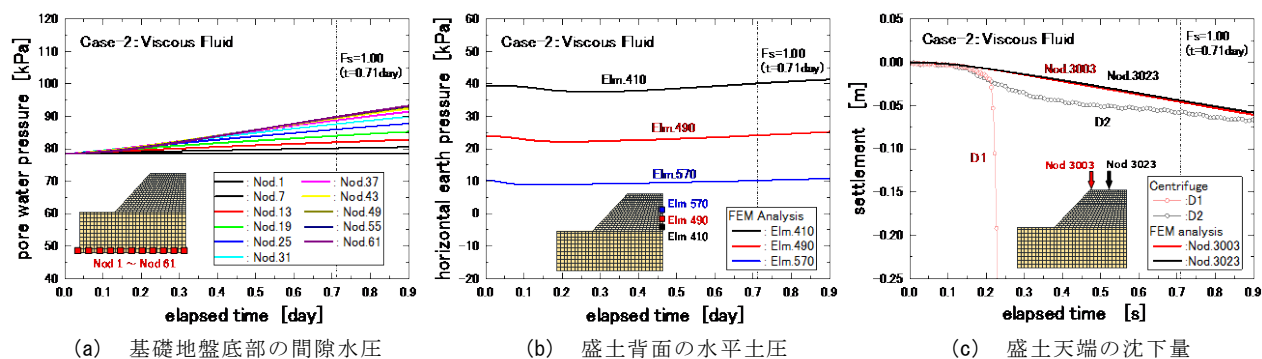


図-17 各計測器位置における間隙水圧, 水平土圧, 沈下量の解析結果 (Case-2)

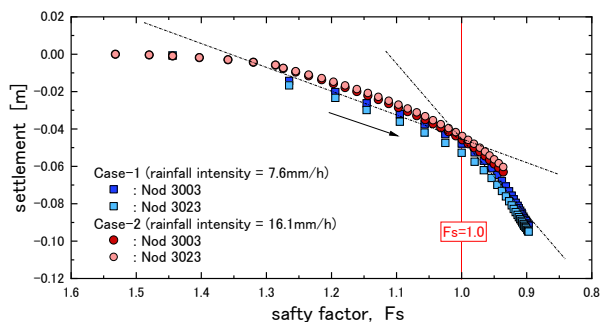


図-18 沈下量～安全率関係

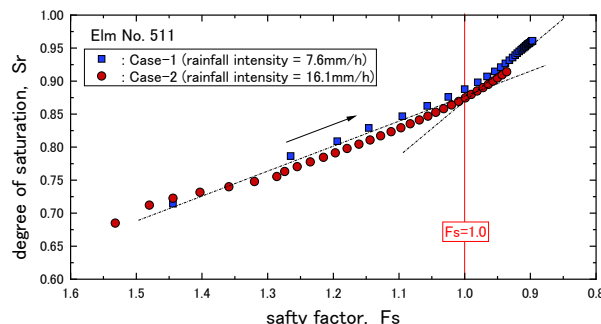


図-20 飽和度～安全率関係

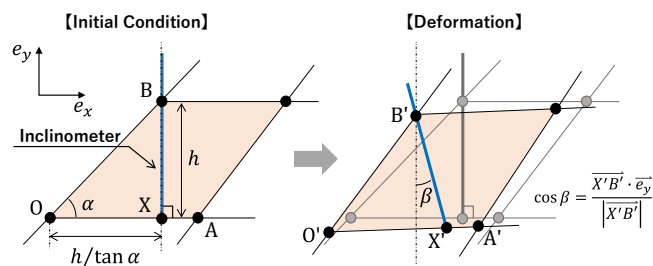


図-19 傾斜角の算出方法

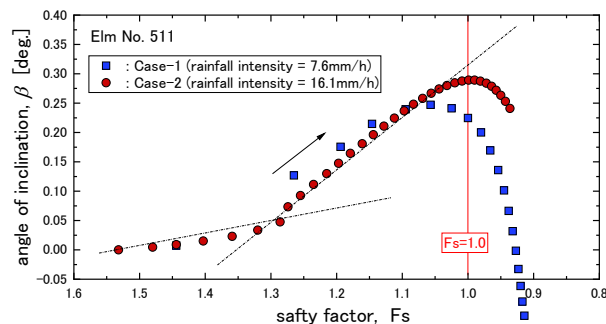


図-21 傾斜角～安全率関係

の浸透量や斜面崩壊時期に差があるにも関わらず、沈下量と安全率の関係にはほとんど差が見られない。また、安全率 1.0 を下回ると沈下量と安全率関係の傾きも大きくなる傾向にある。このように、斜面の安定性と沈下量の間に明確な相関性が伺え、斜面崩壊の予兆を沈下量から推定することが可能である。しかしながら、図-14 や図-17 に示したように実際の遠心模型実験による沈下量は、解析結果とほとんど一致していない。これは、遠心模型実験で計測した盛土天端沈下量が、すべり線発生による段差やガリ浸食等の影響を受けているためである。実際の斜面においても、このような段差や浸食の発生は十分懸念される事象であるため、実斜面でのモニタリングに沈下量計測は適していないと考えられる。

現在実施されているモニタリング技術としては、土壌水分計や比抵抗などによる法面の含水状態のモニタリングや、盛土法面に設置した傾斜計による変形状態のモニタリング等が主流である。そこで、SSRM による解析で偏差ひずみが集中する盛土中段位置（盛土高 8m の中間である高さ 4m 位置）の法面要素に対して、飽和度と傾斜角を出力し安全率との相関性を求めた。なお、傾斜角については法面要素の変形状態から、図-19 に示した方法で算出している。図-20 は、飽和度と安全率の関係である。雨水の浸透により、要素内の飽和度が上昇するに伴い、安全率が低下していくことがわかる。また、安全率が 1.0 を下回ると、図-18 の沈下量と同じように飽和度～安全率関係の傾きも変化していることが確認できる。図-21 は、傾斜角と安全率の関係である。盛土法面要素の変形に伴う傾斜角の変化は、沈下量や飽和度と同じように安全率と良い相関性があることがわかる。また、安全率が 1.0 を

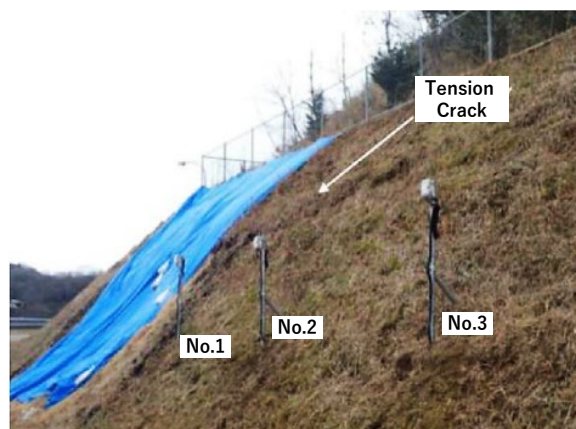


写真-8 検討対象とした切土斜面

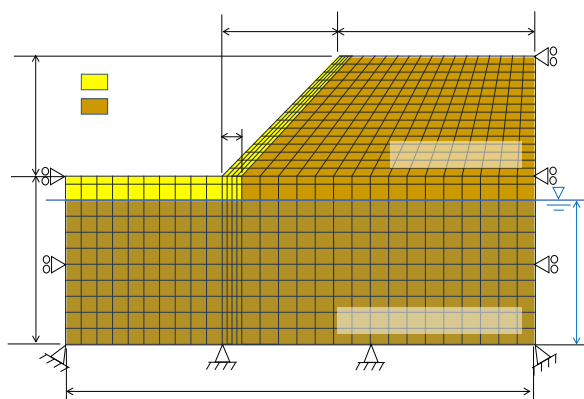


図-22 解析に用いたメッシュ図

下回ると、これまで増加していた傾斜角は減少する逆の方向にシフトしており、斜面の変形モードが変化していることもわかる。以上の結果は、斜面法面の飽和度や傾斜角のモニタリングが、盛土崩壊の危険度評価として非常に有用であることを示唆している。

4. 切土現場の再現解析と安定性評価

4.1 現場概要と解析条件

遠心模型実験の再現解析では、不飽和変形解析と安定解析の連携手法が、斜面崩壊のリスク評価として有用であるとの結果が得られた。そこで、斜面のモニタリングを実施している現場に対して本解析手法を適用し、モニタリング結果との比較を行うことで、リスク評価の妥当性を検討した。検討対象とする現場は、写真-8 に示す高さ 6m、勾配 1:1 程度の切土斜面である²⁹⁾。この切土斜面では、大型台風到来時に写真-8 のブルーシート敷設箇所では、大型台風到来時に写真-8 のブルーシート敷設箇所では、表層の砂質土層が崩落したため、崩落した隣の斜面で研究用データ取得を目的として、土壌水分計と傾斜計を盛土高約 1.0m 付近の法面位置（写真-8 に示す No.1～No.3 位置）に計 3 か所設置した。その後、2019 年 10 月に襲来した台風 19 号により、斜面は完全崩落には至らなかったものの、写真-8 に示した斜面上部にテンションクラックが発生し、極めて不安定な状態となった。ここでは、台風 19 号による切土斜面の変形について解析を行った。

図-22 は、解析に用いた切土斜面のメッシュ図である。切土斜面に関する地質等の詳細については、調査記録や施工記録等の情報が一切なく不明であったが、土壌水分計等のセンサー設置時の試掘状況から、厚さ 1.0 m 程度の砂質土層の背面に低透水性の粘性土層が分布していることを確認したため、表層 1.0 m を砂質土、その他の部分を粘性土でモデル化した。砂質土の材料パラメータは、観測データの体積含水率の最大値より推定される間隙比 e と、遠心模型実験の解析値を参考に設定した。粘性土の材料パラメータは、山中式硬度計による現地調査結果等を参考に、N 値 11 相当として物性値を設定した。表-4 に解析に用いた材料パラメータの一覧を示す。図-23 は、盛土上部にクラックが発生した 2019 年 10 月 11 日の 20 時から翌日 20 時までの 24 時間における降雨強度のモニタリング結果である。解析では、図-22 に示した切土斜面モデル法面に、図-23 に示す降雨強度を切土斜面に適宜作用させることで、変形と安全率の計算を行った。

4.2 解析結果と考察

図-24 は、不飽和の変形解析から得られた盛土法面の傾斜角と、傾斜計によるモニタリング結果の比較である。No.1 のモニタリング結果を見ると、計測開始から 12 日の 8 時頃まで 0.10deg.程度に増加した傾斜角は一度元に戻り、その後再び 0.12 deg.程度まで増加する傾向を示している。一方、解析結果は 8 時頃までの増加や元に戻る部分は再現できていないが、それ以降の傾斜角変化は No.1 のモニタリング結果と良く一致している。なお、No.2 および No.3 位置のモニタリング結果を見ると、No.2 で傾斜角が最大で約 0.04deg、No.3 では傾斜角が逆方向に最大-0.02

表-4 解析に用いた材料パラメータ一覧

		Sand	Clay
compression index	λ	0.046	0.017
swelling index	κ	0.0046	0.0017
internal friction angle	ϕ' [deg.]	31.0	25.0
critical state parameter	M	1.244	0.984
coefficient of earth pressure	K_0	0.485	0.577
Poisson's ratio	ν'	0.327	0.366
initial void ratio	e_0	0.672	1.500
coefficient of permeability	k [m/day]	1.38E+00	2.42E-01
inclination of e-lnk	λ_k	0.041	0.017
constant parameter to control the degree of hardening behavior with saturation	a	30.0	30.0
	n	1.00	1.00
parameter for S_r -s logistic curve in case of DRY	A_d	-7.00	-10.00
	B_d	2.00	2.00
parameter for S_r -s logistic curve in case of WET	A_w	-4.00	-9.00
	B_w	1.55	2.00
residual saturation ratio	S_{re}	0.11	0.11

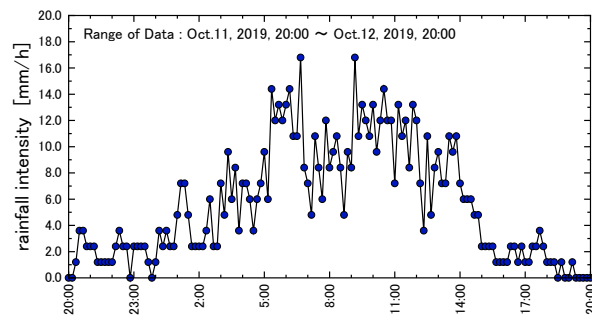


図-23 観測された降雨強度

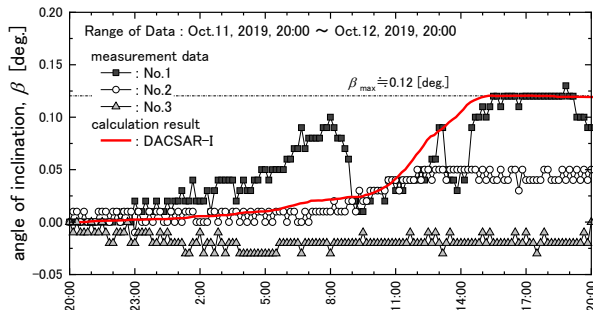


図-24 傾斜角の経時変化

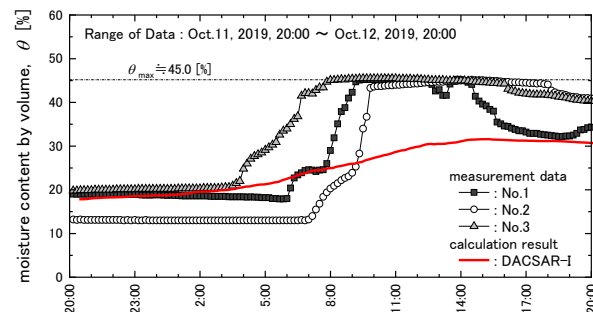


図-25 体積含水率の経時変化

deg.となっており、No.1 から距離が離れるほど変化量は小さくなり、テンションクラックも発生していない。

図-25 は、斜面表層における体積含水率の解析結果とモニタリング結果の比較である。モニタリング結果を見る

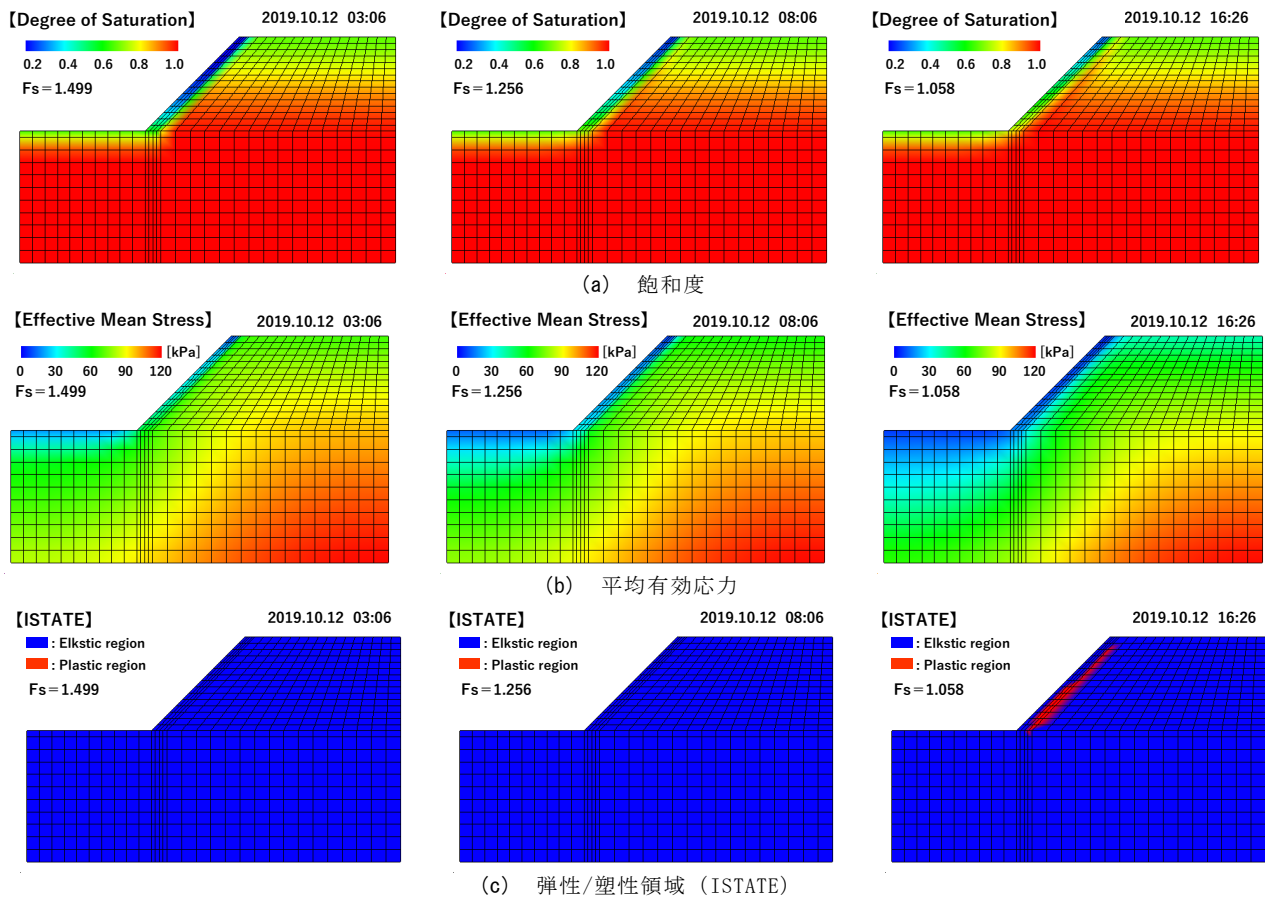


図-26 変形解析結果 (DACSAR-i) による各種コンター図

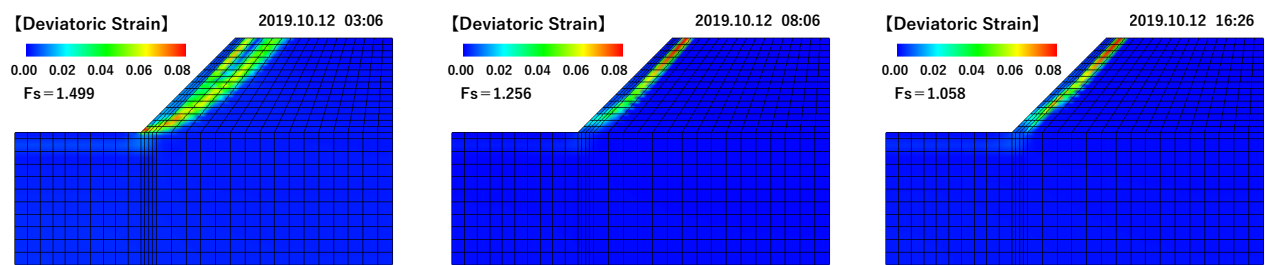
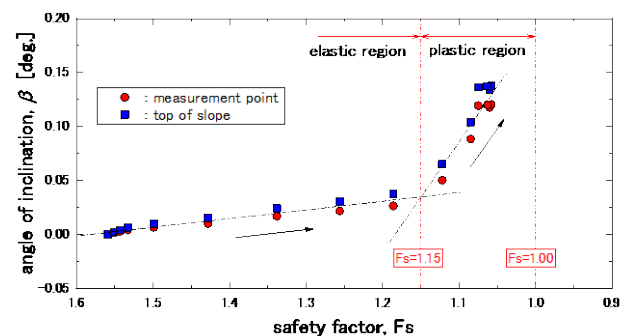
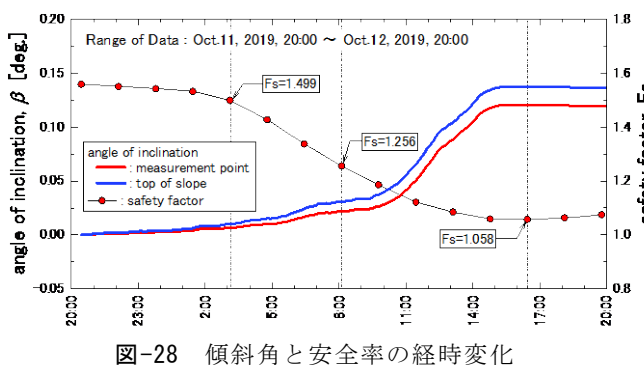


図-27 安定解析 (SSRM) による偏差ひずみのコンター図



と、体積含水率は 5 時から 8 時頃の間で急激に上昇し、No.1～No.3 の 3 か所すべてで体積含水率は約 45% (飽和度に変換すると、ほぼ 1.0 の完全飽和状態) となった。一方、解析結果による体積含水率は実測よりも緩やかに上昇し、その最大値は 30%程度と実測値より小さい結果となった。この原因を検討するため、斜面表層の砂質土要

素内への雨水流入量を簡易的に試算してみた。この結果、斜面表層部からの降雨の流入のみでは、砂質土要素は完全飽和状態には達しないことがわかった。つまり、実際の切土斜面では、法面から浸透する雨水の他に、例えば切土背面等から周辺に降った雨水が流入している可能性が考えられる。なお、このような現場の水理的境界条件

のモデル化は非常に困難であるが、斜面崩壊の多くは集水地形で発生することから、斜面の体積含水率や飽和度の変化を定量的評価する場合は注意が必要である。

図-26 は、不飽和変形解析による各種コンター図である。図-26(a) に示した飽和度分布を見ると、降雨の浸透により法面表層の砂質土で飽和度が上昇していく様子が伺える。また、図-26(b) の平均有効応力分布は、この飽和度の上昇によるサクシオン低下等の影響を受けて、法面表層の砂質土層で大きく減少している。図-26(c) は、解析における ISTATE の分布図である。ISTATE とは、変形解析において各要素の応力状態が、弾性領域に在るのか塑性領域に在るのかを示すフラッグである。図中の青色部分が弾性領域、赤色部分が塑性領域を示している。この図を見ると、安全率が最も小さい時刻で、切土法面の砂質土層が塑性領域となっていることが伺える。図-27 は、SSRM による安定解析から得られた偏差ひずみのコンター図である。この図に示すように、すべり線位置は表層の砂質土層と粘性土層の境界付近で発生している。

図-28 は、変形解析による傾斜角の経時変化に、安全率の変化を併記したグラフである。なお、傾斜計が高 1.0m の法面下部に設置されているため、比較のため法肩位置（盛土高 6.0m）の傾斜角もプロットしている。計算された安全率は、傾斜角の増加に伴い減少する傾向が見られ、傾斜角が最大となった 15 時付近で安全率は最小値の 1.058 となり、崩壊ギリギリの値となった。実際の切土斜面でも、テンションクラックが発生してはいるが、完全崩壊には至っておらず、解析結果と良く一致していると考えられる。なお、傾斜計設置位置と盛土法肩位置の傾斜角の変化傾向に差はなく、定量的な差も 0.02deg. 程度で大きな違いは見られなかった。このことから、傾斜計の設置位置（高さ）はさほど気にする必要はないと言える。図-29 は、解析により求めた傾斜角と安全率の関係である。このグラフに示したように、傾斜角と安全率には十分な相関性が見られる。また、安全率が 1.15 付近で傾きが変化していることも確認できる。この傾きの変化について、図-26(c) に示した ISTATE のコンターを見ると、安全率 1.15 を境に切土法面の砂質土層で塑性領域が広がっていることが確認でき、この塑性変形の影響で傾きに変化が表れている。このような傾きの変化は、モニタリングによる危険予知の 1 つの指標になると考えられる。

4.3 仮想計算による斜面安定性の評価

図-22 に示した切土モデルに一定の降雨量を仮想的に与えた解析を実施し、傾斜角や体積含水率と安全率の関係を求めることで、斜面安定性について評価を行った。ここでは、与える仮想的な降雨強度を 8.3mm/h、12.5mm/h、16.7mm/h の 3 ケースに設定し、盛土法面境界に連続的に与えている。

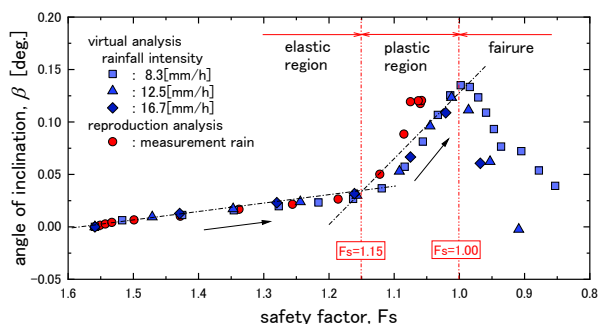


図-30 傾斜角と安全率の関係

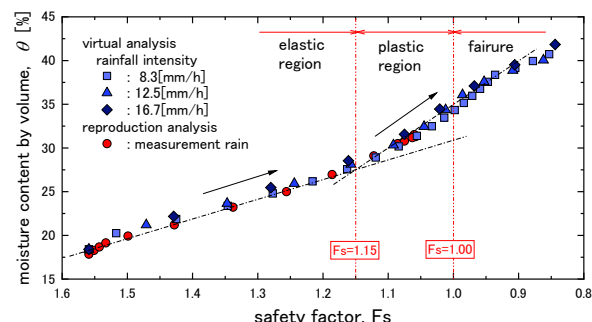


図-31 体積含水率と安全率の関係

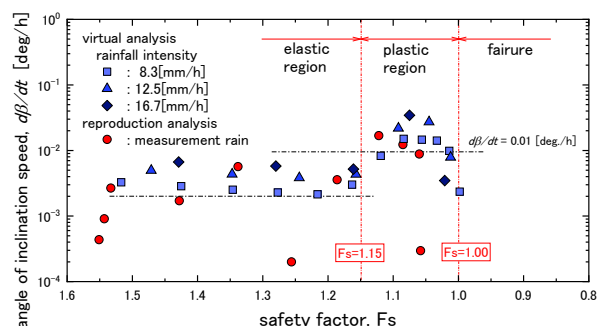


図-32 傾斜角速度と安全率の関係

図-30 は、傾斜計設置位置（盛土高 1.0m の法面）における傾斜角と安全率の解析結果である。ここでは、図-29 の解析結果も併記している。安全率と傾斜角の関係は、与える降雨強度の大きさに関わらず同じ傾向を示しており、傾斜角が 0.13deg. 前後のときに安全率が 1.0 を下回る結果となった。また、安全率 1.15 を境に塑性領域が卓越し、傾斜角と安全率関係の傾きが変化していることもわかる。図-31 は、体積含水率と安全率の関係である。こちらの結果も、降雨強度に関わらず同じ傾向を示しており、安全率 1.15 を境に体積含水率と安全率関係の傾きが変化している。なお、傾きが変化する遷移点での体積含水率は約 28%で、櫻谷ら³⁰⁾による初期疑似飽和の体積含水率に近い値となっている。図-32 は、傾斜角の変化速度と安全率の関係である。こちらの関係も、安全率が 1.15 を下回り塑性領域が卓越することで、傾斜角速度が 0.01 deg./h を超える傾向がみられる。但し、傾斜角速度の変化は降雨強度とも密接に関係しているため、図-23 に示す断続的な降雨強度を与えた場合には傾斜角速度がばらつく結果となった。このため、斜面崩壊のリスク判定には体積含水率等の別指標も併用することが望ましいと考えられる。

ちなみに、対象とした切土斜面では、斜面のクリープ破壊³⁾も考慮した傾斜角速度での管理を行っている。今回実施した解析は弾塑性計算であるためクリープは考慮していないが、クリープ変形は塑性領域で卓越することから、傾斜角速度の変化傾向は十分再現できていると考えられる。

5. おわりに

本論文では、不飽和の変形解析と安定解析を連携して実施することにより、斜面の変形挙動と安全率の関係を求める手法を提案し、遠心模型実験や実際の切土斜面の再現解析を行うことで、評価手法の妥当性を検討した。豪雨時の切土変形挙動を把握するために実施した遠心模型実験では、降雨による斜面崩壊時の破壊モードや各種計測結果を得ることが出来た。また、変形解析と安定解析を用いて遠心模型実験の再現解析を実施したところ、実験結果を精度良く再現できている、斜面変形と安全率の関係についても高い相関性があることが確認できた。また、実際の切土斜面に対しても変形解析と安定解析を実施し、モニタリング結果との比較も行った。この結果からも、斜面法面の変形や飽和度と安全率に高い相関性が見られており、斜面の変形挙動を用いた安定性評価が、斜面崩壊予測の判断基準として有用であることが示唆された。今後は、今回検討対象とした切土以外の斜面に対しても解析を実施し、その適用範囲を検討していく予定である。また、本論文で対象とした豪雨だけでなく、地震や高潮等の自然災害が複合的に発生する災害が年々増加傾向にあるため、本手法を複合災害にも対応できるよう拡張していく検討も進める予定である。

参考文献

- 1) 岩田直樹, 鹿瀬一希, 高村浩彰, 黒田卓也, 伊東孝, 藍檀オメル, 渡嘉敷直彦, 清水則一, 中島伸一郎, 兼村友也: 衛星 SAR による広域地すべり斜面モニタリングの検討ー地表伸縮計測との比較ー, 第 72 回砂防学会研究発表会概要集, pp.339-340, 2023.
- 2) Mizuochi, H., Miyazaki, K., Abe, T., Hoshizumi, H., Kawabata, D., Iwao, K., Matsuoka, M. and Miyachi, Y.: Detection of long-term slope displacement using time-series DInSAR and geological factor analysis for susceptibility assessment of landslides in northwestern Kyushu Island, *Geomorphology*, Vol.453, 109095, 2024.
- 3) 瀬古一郎, 王林, 内村太郎, 東畑郁生, 田村圭司, 内田太郎, 伊藤洋輔: リアルタイム斜面監視システム構築のための斜面崩壊検知センサー開発, 第 58 回砂防学会研究発表会概要集, pp.230-231, 2009.
- 4) 深川良一, 酒匂一成, 里見知昭: 表層すべり型斜面崩壊に対するモニタリングシステムの現状と新たな試み, *Journal of MMIU*, Vol.126, No.3, pp.49-57, 2010.
- 5) 岩佐直人, 河原荘一郎, 表真也: 斜面動態モニタリングによる既設盛土安定性評価, 第 53 回地盤工学研究発表会, pp.295-296, 2018.
- 6) 池本宏文, 大塚悟: 斜面の浸透特性を考慮した豪雨時における斜面安定解析手法の開発, 土木学会, 第 58 回年次学術講演会, III-226, pp.451-452, 2003.
- 7) 成田国朝, 木村勝行: 透水力を考慮した斜面の安定解析, *ダム工学*, 16 巻, 1 号, pp.55-59, 2006.
- 8) 笹井友司, 西垣誠, 西山哲: 不飽和域の浸透水圧を考慮したマサ土斜面の安定性評価に関する考察, 土木学会論文集 B1 (水工学), Vol.74, No.4, I_13-I_18, 2018.
- 9) 中村秀樹, 森本拓也, 橘正和: 個別要素法を用いた切土斜面崩壊挙動の再現解析, *電力土木*, 394, pp.67-71, 2018.
- 10) 入江敬, 小山倫史, 酒井直樹, 西山哲, 安田祐樹, 大西有三: 不連続変形法による降雨に起因する斜面崩壊の予測解析, 土木学会, 第 40 回岩盤力学に関するシンポジウム論文集, pp.311-316, 2011.
- 11) 野々山栄人, 沢田和秀, 森口周二, 八嶋厚: 斜面安定評価手法としての SPH 法の可能性, 第 23 回中部地盤工学シンポジウム論文集, pp.79-84, 2011.
- 12) 平田昌史, 石黒健: FEM 変形解析を用いた斜面安定性評価手法の検討, 第 57 回地盤工学研究発表会発表講演集, No.20-12-3-03, 2022.
- 13) 丸山憲治, 大塚悠大, 石黒健, 平田昌史, 大木拓哉, 赤木寛一, 小西真治: 降雨装置を用いた盛土斜面安定性に関する遠心模型実験, 第 59 回地盤工学研究発表会発表講演集, No.23-13-4-03, 2024.
- 14) Kimura, T., Takemura, J., Suemasa, N. and Hirooka, A.: Failure of fills due to rain fall, *Proceedings of the International Conference Centrifuge 91*, Boulder, CO, USA, A.A. Balkema, Rotterdam, the Netherlands, pp.509-516, 1991.
- 15) Tamate, S., Suemasa, N. and Katada, T.: Simulation of Precipitation on Centrifuge Models of Slopes, *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, Vol. 12, No.3, pp. 89-101, 2012.
- 16) 小林睦, 廣岡明彦, 松井みゆき: 豪雨時の斜面崩壊メカニズムに関する遠心力場散水シミュレーション, 第 4 回土砂災害に関するシンポジウム論文集, pp.33-38, 2008.
- 17) 友岡亮太郎, 伊藤和也, 田中剛, 末政直晃, 野中隆博, 田中卓也, 笹原克夫: 遠心場降雨発生システムを用いた斜面崩壊挙動の把握とその対策工に関する遠心模型実験, 土木学会論文集 C, Vol.78, No.1, pp.14-31, 2022.
- 18) 岡村未対, 竹村次郎, 上野勝利: 講座「遠心模型実験ー実験技術と実務への適用ー」2.遠心模型の相似則, 実験技術ー利点と限界, 土と基礎, Vol.52, No.10, pp.37-44, 2004.
- 19) Takeyama, T., Tachibana, S. and Fukukawa, A.: A finite element method to describe the cyclic behavior of saturated soil, *International Journal of Material Science & Engineering*, Vol.2(1), 2015.
- 20) Iizuka, A. and Ohta, H.: A Determination Procedure of Input Parameters in Elasto-viscoplastic Finite Element Analysis, *Soils and Foundations*, Vol.27, No.3, pp.71-87, 1987.
- 21) Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced anisotropy and time dependency in clays, *Constitutive Equation of Soils, Proc. Specialty Session 9, 9th Int. Conf. Soil Mech. & Found. Engrg.*, Tokyo, pp.306-315, 1977.

- 22) 大野進太郎, 河井克之, 橋伸也: 有効飽和度を剛性に関する状態量とした不飽和土の弾塑性構成モデル, 土木学会論文集 C, Vol.63, No.4, pp.1132-1141, 2007.
- 23) 柴田徹: 粘土のダイラタンシーについて, 京都大学防災研究所年報 6 号, pp.128-134, 1963.
- 24) 鵜飼恵三: 弾塑性 FEM による斜面の全体安全率の計算法, 土質工学会論文報告集, Vol.29, No.2, pp.190-195, 1989.
- 25) Ohta, H., Nishihara, A. and Morita, Y.: Undrained Stability of K_0 -Consolidation Clays, *Proc.11th Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.2, pp.613-616, 1985.
- 26) 平田昌史, 大塚悠大, 石黒健, 丸山憲治, 大木拓哉, 赤木寛一, 小西真治: 降雨による斜面崩壊を模擬した遠心模型実験の FEM 再現解析, 第 59 回地盤工学研究発表会発表講演集, No.23-13-4-04, 2024.
- 27) 大塚悠大, 石黒健, 平田昌史, 丸山憲治: 等体積一面せん断試験を用いた中間土の不飽和特性の評価, 第 58 回地盤工学研究発表会発表概要集, No.11-5-4-04, 2023.
- 28) 杉井俊夫, 宇野尚雄: 新しい水分特性曲線のモデル化について, 土木学会, 第 50 回年次学術講演会概要集, III-A, pp.130-131, 1995.
- 29) 大木拓哉, 赤木寛一, 小西真治, 石黒健: 降雨浸透を考慮した数値解析手法による切土斜面観測データ結果の再現解析, 第 57 回地盤工学研究発表会発表講演集, No.22-12-2-02, 2022.
- 30) 櫻谷慶治, 小泉圭吾, 小田和広, 伊藤真一, 小松満: 模型斜面を用いた擬似飽和体積含水率と斜面変形に関する研究, 地盤工学ジャーナル, Vol.13(3), pp.183-192, 2018.
- 31) 岡田直人, 内村太郎, Gizachew Getie, Hongkwan Seo, 東畑郁生, 王林, 西江俊作, 瀬古一郎, 蓄建平: 自然斜面の人工降雨による崩壊実験における崩壊前の傾斜変位, 第 47 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1843-1844, 2012.

豪雨～高潮～地震による複合災害を模擬した遠心模型実験

大塚 悠大^{*1} 平田 昌史^{*1}
丸山 憲治^{*1} 石黒 健^{*1}

要 旨

異なる自然災害が連続的に発生する複合災害では、先発災害の影響により単独の災害よりも広範囲で甚大な被害が生じる。このような複合災害による被害を効率的・効果的に低減・抑制するためには、複合災害による地盤被害を実験的、解析的に評価できる手法の確立が必要となる。著者らは、豪雨～高潮～地震を模擬した遠心模型実験を実施し、複合災害による相乗的な影響の再現を試みた。これまでは、台風や豪雨、高潮、地震といった単独の自然災害に対する実験は行われてきたが、これらの自然災害が連続的に生じるような複合災害に対しての検討は十分実施されていなかった。今回の実験は、振動台の上に水位制御装置と降雨装置を積載することで、豪雨、高潮、地震の自然災害を連続的に模型地盤に作用させるという新たな試みである。この結果、各災害の相乗効果により被害が拡大する様子が確認され、遠心載荷装置内で複合災害による地盤挙動の検討が可能となった。

キーワード 複合災害／豪雨／高潮／地震／遠心模型実験

目 次

- | | |
|-------------------|--------------------|
| 1. はじめに | 3. 複合災害を模擬した遠心模型実験 |
| 2. 遠心模型実験に用いる各種装置 | 4. おわりに |

THE CENTRIFUGAL MODEL EXPERIMENT OF THE COMPOUND DISASTER CAUSED BY HEAVY RAIN - HIGH TIDE - EARTHQUAKE

Yudai OHTSUKA Masafumi HIRATA
Kenji MARUYAMA Takeshi ISHIGURO

Synopsis:

In complex disasters, where different natural disasters occur consecutively, the impact of the preceding disaster causes more widespread and severe damage than a single disaster. To efficiently and effectively mitigate and control damage from such complex disasters, it is necessary to establish a method for experimentally and analytically evaluating ground damage caused by complex disasters. The authors conducted a centrifuge model experiment simulating heavy rain, storm surges, and earthquakes to attempt to reproduce the synergistic effects of complex disasters. Previous experiments have been conducted on individual natural disasters, such as typhoons, heavy rain, storm surges, and earthquakes, but there has been insufficient research into complex disasters in which these natural disasters occur consecutively. This experiment was a new attempt to apply the natural disasters of heavy rain, storm surges, and earthquakes consecutively to a model ground by placing a water level control device and a rainfall device on a shaking table. The results confirmed that damage was exacerbated by the synergistic effects of each disaster, making it possible to examine ground behavior due to complex disasters within the centrifuge loading device.

* 1 本店 ICI 総合センター ICI テクノロジーセンター 地盤グループ

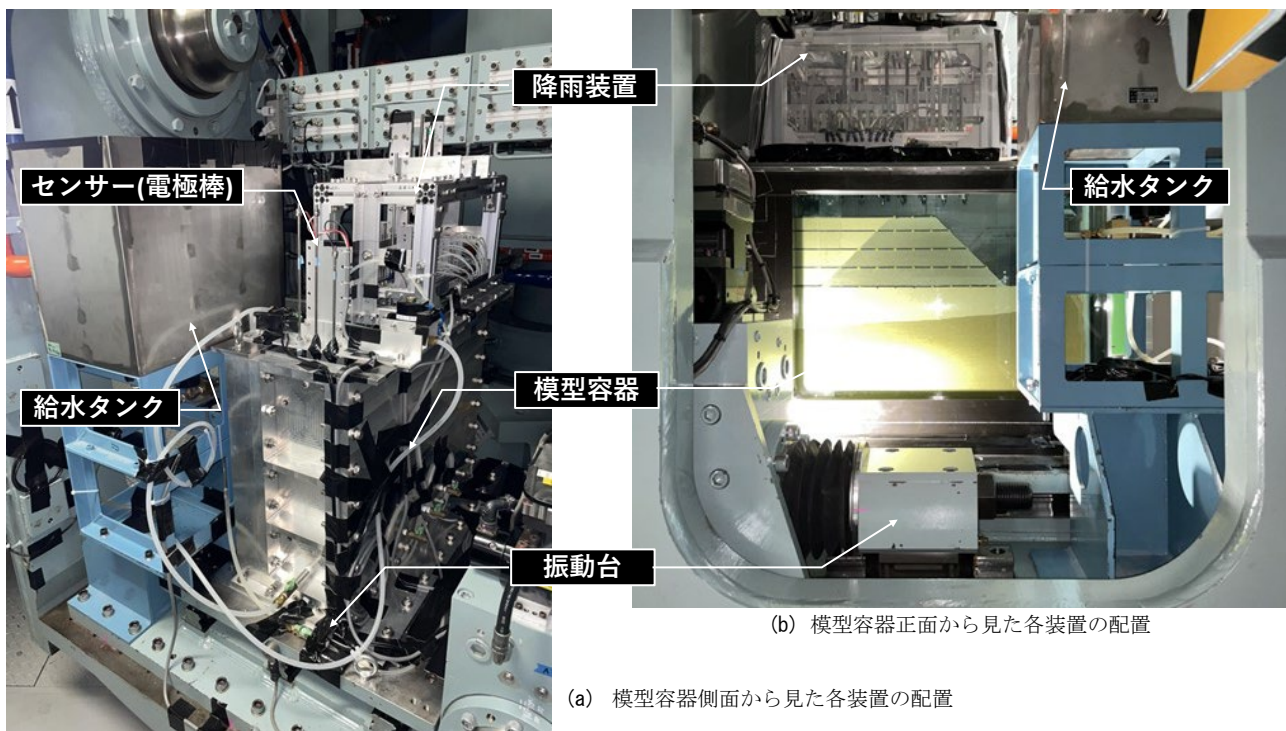


写真-1 遠心载荷装置に配置した各試験装置の状況

1. はじめに

令和6年元日に生じた能登半島地震の被災地において、同年9月に記録的な豪雨災害が発生した。地震からの復旧・復興途上であった被災地では、この記録的豪雨により広範囲で甚大な被害が生じた。この事例のように、異なる自然災害が連続的に発生する複合災害では、先発災害の影響により単独の災害よりも広範囲で甚大な被害が生じることになる。国土交通省では、このような複合災害の頻度が増加すると予測している¹⁾ため、複合災害による被害を効率的・効果的に低減・抑制する対策等が今後必要になると考えられる。なお、効率的・効果的な対策等を検討するためには、被災エリア全体のリスクの把握や安全度評価の検討が必要であり、このような検討を行うためには、複合災害による地盤被害を実験的・解析的に評価できる手法の確立が求められる。

このような背景から、著者らは豪雨～高潮～地震を模擬した遠心模型実験²⁾を実施し、複合災害による相乗的な影響の再現を試みた。既往の研究では、台風や豪雨等による土砂災害³⁾⁴⁾、高潮等による越流や洪水⁵⁾⁶⁾、地震による液状化⁷⁾⁸⁾、といった単独の自然災害に対する実験は行われてきたが、これらの自然災害が連続的に生じるような複合災害については十分な検討が実施されていない。今回の実験では、振動台の上に水位制御装置と降雨装置を積載することで、豪雨～高潮～地震の自然災害を連続的に模型地盤に作用させる。各装置を遠心载荷装置のプラットフォームに効率的に積載するための配置や、各装置が地震動を受けることによる影響の低減などの工夫を凝らした実験を行った。本報告では、遠心模型実験に使

用した複合災害を再現するための実験装置と、複合災害を模擬した遠心模型実験の結果について紹介する。

2. 遠心模型実験に用いる各種装置

著者らは、これまで遠心载荷装置を用いて豪雨や高潮、地震の自然災害に対する単独の実験を行っている⁹⁾¹⁰⁾¹¹⁾。しかしながら、これらの自然災害を同時あるいは連続的に作用させる実験については行っていない。これは、自然災害を模擬する降雨装置（豪雨を再現）、水位制御装置（高潮を再現）、振動台（地震を再現）が、それぞれ単独での使用を前提に作製されているためであり、同時あるいは連続して使用した際の各種装置への影響が懸念されるためである。また、遠心载荷装置のプラットフォーム上の限られたスペース内に、模型地盤を含めたこれらの装置をすべて配置することが必要であるため、各種装置の配置等にも工夫が必要となってくる。今回実施する実験では、これら装置の配置や相互作用を確認し、不具合が生じないかのチェックを含む内容となっている。

写真-1は、遠心载荷装置のプラットフォームに配置した模型地盤と各種装置である。この写真-1で示した各種装置の中で、最も大きい装置は振動台である。このため、振動台の位置はプラットフォームのセンター位置に固定で、移動することは出来ない。ちなみにこの振動台は、最大積載量0.5t、最大加振力20Gであり、振動台の上に模型容器を載せ、専用ソフトで作成した地震波形を油圧制御で再現する装置である。

写真-1に示すように、模型容器の上には豪雨を再現するための降雨装置が固定されている。この降雨装置は、

友岡らの装置¹²⁾を参考に、平均粒子径20～30 μm の微霧を発生することが可能な2流体ノズル（いけうち製：SCBIMV）を用いており、この2流体ノズルを50mmピッチで8個、奥行方向に2列の計16個設置している。なお、遠心場では装置自体を回転させることに起因するコリオリ力が働くため、実験前にキャリブレーションを実施し、地盤全体に極力均等に散布できるように調整している。なお、この降雨装置は模型地盤の容器に直接固定しているため、地震動を载荷する際には装置自体にも地震動による負荷が作用するため、その影響が懸念される。

また写真-1に示すように、模型容器の前には、水位制御装置の給水タンクを配置している。水位制御装置は、この給水タンクから模型容器内へ水を供給する装置であり、余分な水については模型容器背面に設置したタンクに排水される。模型容器内に設置したセンサー（電極棒）により電子弁を制御することで、水位制御が可能な装置である。なお、給水タンクの架台が模型容器前面にあるため、模型地盤右端の一部でCCDカメラに映らない箇所が生じている。今回の実験では、検討対象である堤防が十分見えているため特に問題とはなっていないが、今後は視野を遮らないよう給水タンクの架台を工夫することも必要である。

3. 複合災害を模擬した遠心模型実験

3.1 遠心模型実験の概要

図-1に、実験に用いた模型地盤の概略図を示す。模型地盤は幅650mm、奥行200mmであり、下部の基盤部と上部の堤防および埋土部から構成されている。基盤部は、基礎地盤層40mm、非液状化層200mm、サンドマット層20mmで構成され、すべて豊浦珪砂を用いて相対密度 $D_r=87\%$ 、乾燥密度 $\rho_d=1.608\text{Mg/m}^3$ として作製した。上部の堤防部は、珪砂7号と木節粘土を重量比で8:2の割合で配合し、初期含水比を5%に調整した中間土を使用した。この中間土を、乾燥密度 $\rho_d=1.460\text{Mg/m}^3$ となるように締め固めて堤防部を作製している。堤防部の形状は、高さ150mm、斜面勾配1:1である。堤防部背面の埋土部は、地震動により液状化を発生させることを目的に、豊浦珪砂を相対密度 $D_r=51\%$ 、乾燥密度 $\rho_d=1.503\text{Mg/m}^3$ の緩い地盤となるように空中落下により作製した。作製した模型地盤を写真-2に示す。なお、実験では遠心加速度を40Gとしており、実スケールに換算する¹³⁾と堤防の高さは6mになる。また、今回の実験では地震動による液状化についても再現するため、降雨や高潮で用いる間隙水にも、遠心加速度40Gを考慮し調整した粘性流体を使用している。

実験では、模型地盤に降雨、高潮、地震の順序で作用させた。今回が初めての実験ということもあり、降雨装置や水位制御装置の作動に加振の影響が出ないよう、地震動の载荷を最後にしている。まず、実験では最初に初期水位（L.W.L.）の状態 で降雨を2分間発生させる。ここ

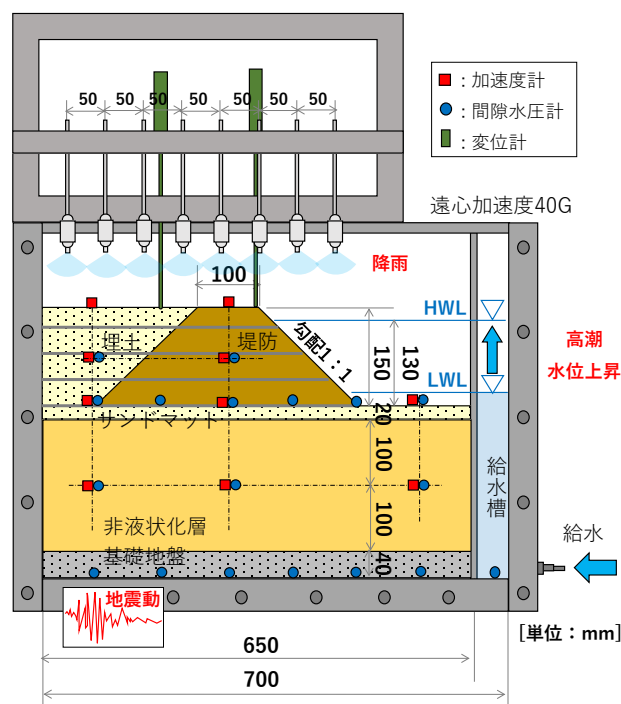


図-1 模型地盤の概略図

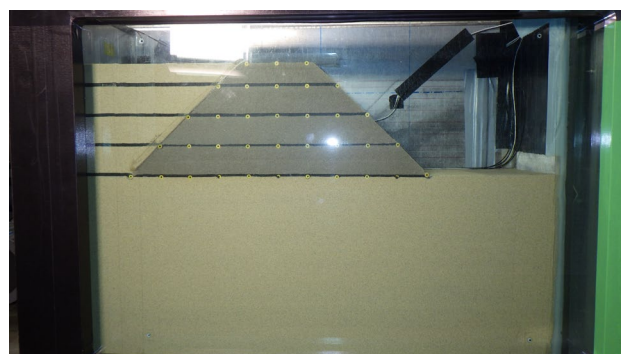
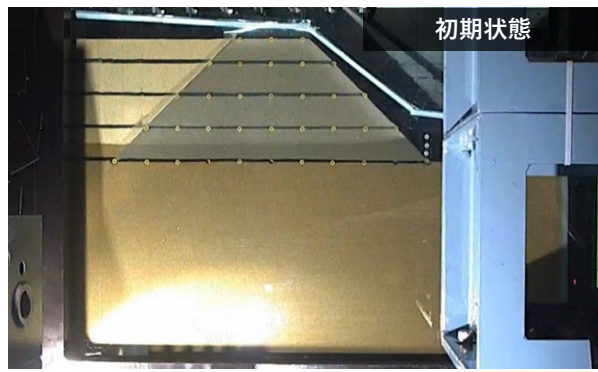


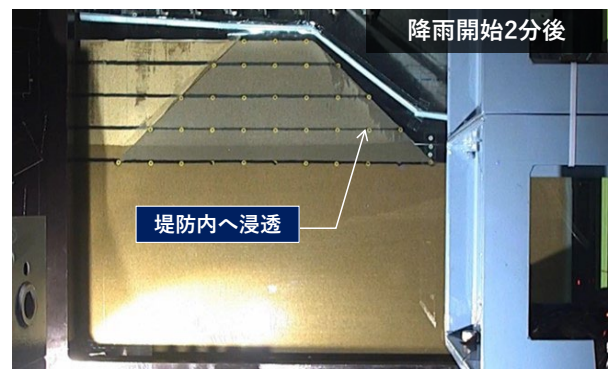
写真-2 作製した模型地盤

では、降雨にも粘性流体を使用しているため、実験時の降雨強度は模型スケールと実スケールは一致し、共に128mm/hである。次に、高潮を模擬した水位上昇を発生させる。この高潮については、上流域の豪雨による増水が時間遅れを伴って下流域に影響を与える様子を再現するため、降雨終了から1分後に水位上昇を始め、堤防部天端から20mm下となる水位（H.W.L.）で一定に保ち、堤防内に浸透させている。この高潮による水位上昇がほぼ落ち着いたところで、地震を模擬した加振を行う。加振については、神戸波（気象庁により公開されている平成7年兵庫県南部地震にて観測された強震波形の加速度波形）を0.5倍した波形を用いている。

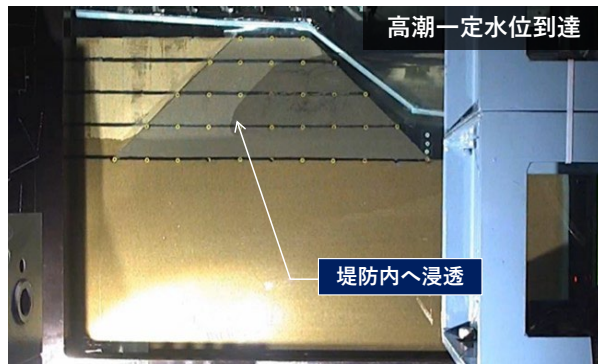
実験中は、図-1に示したように基礎地盤や堤防、埋土部分に設置した加速度計や間隙水圧計、天端に設置した変位計により、各種計測を行っている。また、模型容器前面からはCCDカメラと高速度カメラにより、堤防や埋土部分の変形についても観察している。



(a) 初期状態



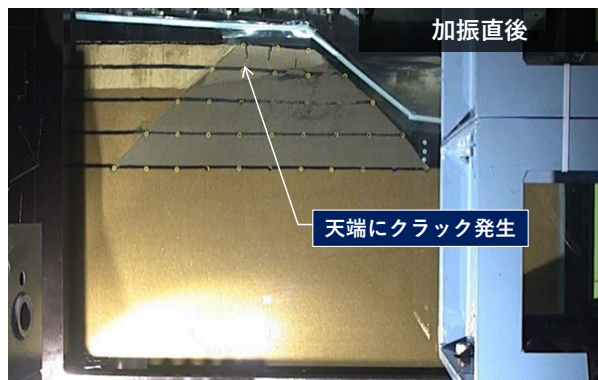
(b) 降雨過程：降雨開始から2分後



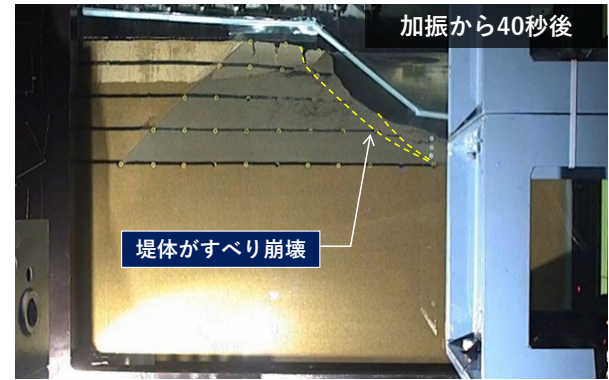
(c) 高潮過程：一定水位到達時



(d) 高潮過程：水位上昇2分後（加振前）



(e) 地震過程：加振直後



(f) 地震過程：加振から40秒後

写真-3 CCDカメラで撮影した模型地盤の経時変化画像

3.2 実験結果

写真-3 は、CCD カメラで撮影した模型地盤の経時変化画像である。写真-3(b)に示した降雨開始2分後の画像を見ると、降雨により堤防天端や斜面部分から雨水が浸透していることがわかる。その後、高潮を想定した水位上昇を行うと堤防内に浸透した水が、埋土部内にも浸透し水位が上昇している様子が伺える。実験では、この状態の地盤に対して地震動を载荷している。加振直後の写真-3(e)の画像を見ると、堤防天端に複数のクラックが発生していることが見て取れる。さらにこの状態で放置すると、写真-3(f)に示したように堤防の斜面が時間遅れですべり崩壊していることがわかる。

図-2 は、降雨～高潮過程における堤防天端法肩および埋土天端の沈下量である。この図を見ると、降雨により堤防法肩で沈下が生じているが、降雨期間が短いため沈

下量は比較的小さい。その後、高潮を発生させると、堤防天端法肩だけではなく埋土天端にも沈下が生じていることがわかる。図-3 は、降雨～高潮過程における間隙水圧計の観測結果から、堤防および埋土内の水位分布を求めたグラフである。この図に示すように、降雨時にはほとんど水位上昇は見られないが、高潮により堤防および埋土の水位が上昇してく様子が見て取れ、写真-3 に示した画像ともほぼ一致している。以上のように、降雨や高潮の影響で堤防および埋土天端に沈下が生じ、高潮により水位も上昇していることから、堤防や埋土の地盤強度が低下していると考えられる。このような状態で地震が発生すると、その被害は通常時よりも大きくなることが予測される。

図-4 は、地震過程における加振時の入力加速度である。先に述べたように、今回の実験では神戸波を模擬した波

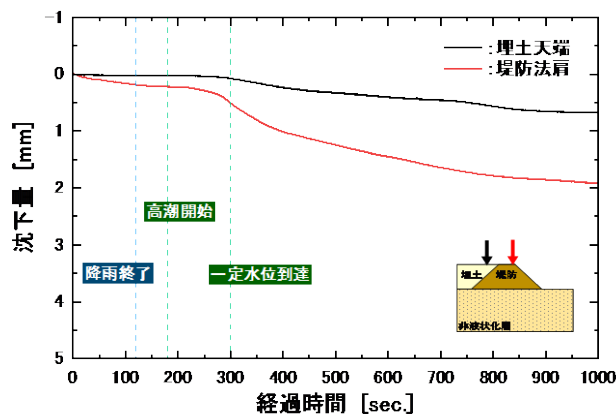


図-2 降雨～高潮過程における沈下量変化

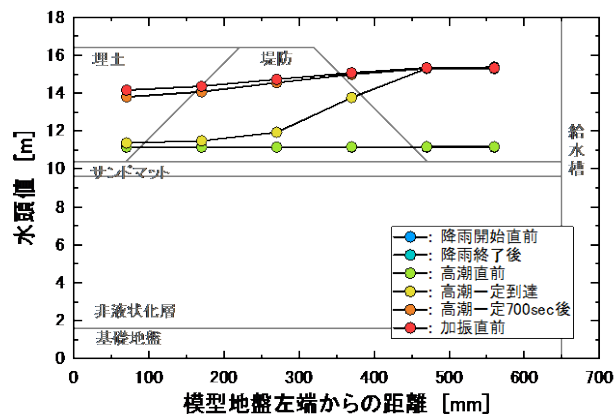


図-3 降雨～高潮過程における堤防内水位

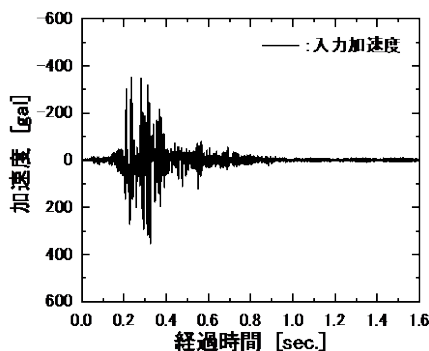


図-4 地震過程の入力加速度

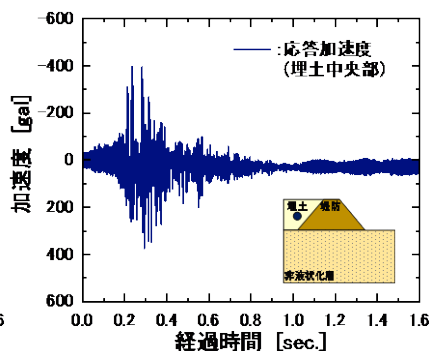


図-5 地震過程の応答加速度

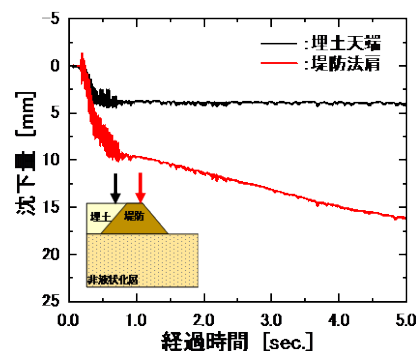
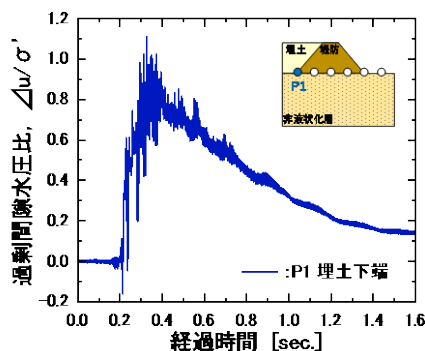
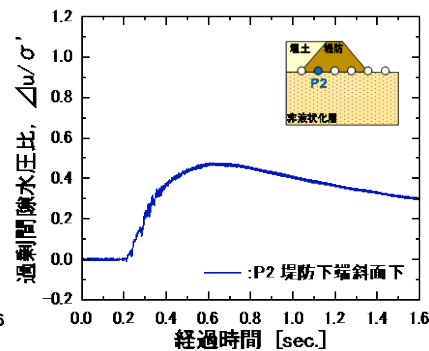


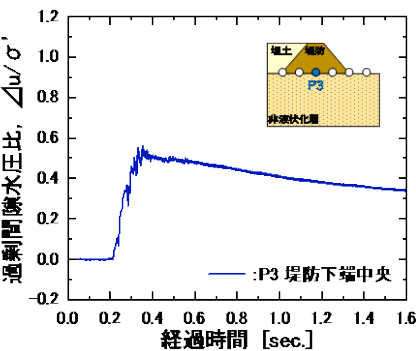
図-6 地震過程における沈下量変化



(a) 埋土下端 (P1)



(b) 堤防下端斜面下 (P2)



(c) 堤防下端中央 (P3)

図-7 地震過程における過剰間隙水圧比の変化

形を与えている。図-5 は、この入力加速度に対する応答加速度であり、ここでは埋土中央部の結果を代表として記載している。この図に示すように、埋土中央部では加速度の増幅がわずかである。図-6 は、加振時における堤防および埋土の沈下量である。堤防天端法肩の沈下量を見ると、加振中に大きな沈下が生じた後も時間経過に伴い徐々に沈下が増加しており、写真-3(f)に示したように最終的に堤防斜面がすべり崩壊に至っている。

図-7 は、地盤内の設置した間隙水圧計の計測結果から、過剰間隙水圧比を求めたグラフである。図-7(a)の埋土下端を見ると、加振 0.3 秒後で過剰間隙水圧比が 1.0 に近い値となっており、埋土下部では地盤は液状化していたと考えられる。また、図-7(b)及び(c)の堤防下端を見ると、どちらも過剰間隙水圧比は 0.5 程度まで上昇しており、液状化までは至らないものの比較的大きな過剰間隙水圧が

発生していることがわかる。このような加振時の埋土や堤防の過剰間隙水圧比の発生は、高潮による水位上昇が原因であり、地盤強度の低下を招く要因になる。特に今回の実験では、加振により埋土下部が液状化することで、堤防への土圧が増加し外側に押し出されるように変位している。これは、堤防内の水位上昇による強度低下と合わせて堤防斜面のすべり崩壊の要因となっており、複合災害による相乗的な被害の拡大を本実験で再現できたと考えている。

4. おわりに

本報告では、豪雨～高潮～地震の複合災害を模擬した遠心模型実験の実験装置とその実験結果について紹介した。今回の実験により、各種装置に改良の余地が残るものの、遠心力場において豪雨と高潮、地震といった自然

災害を地盤に対して連続的に作用させることが出来るようになった。また、これにより複合災害により生じる相乗的な被害状況などを検討可能な実験手段を得ることが出来たと考えている。

複合災害では能登半島の事例の様に地震後に豪雨災害が生じるケース、豪雨と地震が同時発生するケース、東日本大震災の様な地震後に津波が生じるケースなど、様々なケースが想定される。今回の実験では、降雨装置や水位制御装置の作動に加振の影響が出ないよう、地震動の載荷を最後にしているが、今後はこれら実際の被災ケースを対象とした実験を実施していく計画である。なお、遠心模型実験のみですべてのケースに対応することや、実現場の被害状況を再現する事は困難である。このため、これらの複合災害に対応した解析手法が必要になる。今後は、本報告で述べた遠心模型実験と合わせて複合災害に対応する解析技術¹⁴⁾についても検討していく予定である。

参考文献

- 1) 災害に強い首都「東京」形成ビジョン“第5回災害に強い首都「東京」の形成に向けた連絡会議”，国土交通省, 2025.
https://www.mlit.go.jp/river/shinnigikai_blog/renrakukaigi/dai05kai/, (参照 2025-8-24)
- 2) 丸山憲治, 石黒健, 平田昌史, 大塚悠大: 降雨～高潮～地震動連動発生時における堤防の挙動に関する遠心載荷実験, 第 80 回土木学会年次学術講演会講演集, III-243, 2025.
- 3) 小林睦, 廣岡明彦, 松井みゆき: 豪雨時の斜面崩壊メカニズムに関する遠心力場散水シミュレーション, 第 4 回土砂災害に関するシンポジウム論文集, pp.33-38, 2008.
- 4) 丸山憲治, 大塚悠大, 石黒健, 平田昌史, 大木拓哉, 赤木寛一, 小西真治: 降雨装置を用いた盛土斜面安定性に関する遠心模型実験, 第 59 回地盤工学研究発表会発表講演集, No.23-13-4-03, 2024.
- 5) 森洋: 遠心模型実験による河川堤防を対象とした浸透破壊の実験的考察, 農業土木学会全国大会講演要旨集 2006, pp.844-845, 2006.
- 6) 高橋英紀, 森川嘉之, 森信人, 安田誠宏: 越流と浸透の複合作用を受けた三面張り堤防の遠心力場での破壊実験, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.71, No.1, pp.42-51, 2015.
- 7) 飛田哲男, 井合進, 上田恭平: 地震時における盛土の挙動に関する遠心模型実験と解析, 地震工学研究発表会報告集, 28(0), 37(1-5), 2005.
- 8) 石丸真, 河合正: 流れ盤斜面の地震時崩壊挙動に関する遠心力模型実験, 土木学会地震工学論文集, 29(0), pp.1113-1116, 2007.
- 9) 石黒健, 丸山憲治, 平田昌史, 薛天樂, 天野慎一: ジオテキスタイルにより補強された高盛土の築堤時変形挙動 (その 2) ～遠心載荷実験および動的 DEM 解析によるジオテキスタイル補強効果の確認～, 第 57 回地盤工学研究発表会発表講演集, No.21-7-2-03, 2022.
- 10) 丸山憲治, 大塚悠大, 石黒健, 平田昌史: 豪雨時の盛土斜面安定性に関する遠心模型実験, 第 58 回地盤工学研究発表会発表講演集, No.11-7-3-01, 2023.
- 11) 丸山憲治, 大塚悠大, 石黒健, 平田昌史, 赤木寛一, 大木拓哉, 小西真治: 降雨装置を用いた盛土斜面安定性に関する遠心模型実験, 第 59 回地盤工学研究発表会発表講演集, No.23-13-4-03, 2024.
- 12) 友岡亮太郎, 伊藤和也, 田中剛, 末政直晃, 野中隆博, 田中卓也, 笹原克夫: 遠心場降雨発生システムを用いた斜面崩壊挙動の把握とその対策工に関する遠心模型実験, 土木学会論文集 C, Vol.78, No.1, pp.14-31, 2022.
- 13) 岡村未対, 竹村次郎, 上野勝利: 講座「遠心模型実験－実験技術と実務への適用－」2.遠心模型の相似則, 実験技術－利点と限界, 土と基礎, Vol.52, No.10, pp.37-44, 2004.
- 14) 高田祐希, 佐々木智大: 降雨と地震の重畳作用を考慮した盛土の応答解析, 第 60 回地盤工学研究発表会発表講演集, No.24-5-4-02, 2025.

飛来物衝突時の地盤挙動に関する遠心模型実験とその評価

丸 山 憲 治*¹ 平 田 昌 史*¹
 大 塚 悠 大*¹ 石 黒 健*¹
 天 野 慎 一*²

要 旨

近年の国際情勢を鑑み、他国のミサイルへの対策や、ウクライナでは地下シェルターに市民が避難することで身を守っている現状等を踏まえると、避難先である地下構造物に対する地盤工学的な研究課題、すなわち飛来物に対する緩衝材としての地盤に関する研究課題も多いと考えられる。遠心模型実験では、原地盤の有効応力状態に加え、比較的大きな物体の衝突を再現することが可能と思われることから、衝突解析とも連携しながら、地盤の緩衝効果に関する現行設計法の検証や、衝撃荷重に対する効率的かつ効果的な地盤系対策工の検討などに繋げられればと考える。

そこで本研究では、飛来物を模擬した衝撃荷重の再現を試み、衝撃荷重が地盤挙動に及ぼす影響を遠心模型実験で調べた。そして、実験結果の一例及び考察を示すとともに、運動エネルギーベースの評価を導入することで、地盤内の土圧値や地盤への飛来物の貫入量のみでは把握しきれない地盤の衝撃吸収特性を定量的に評価できることを示唆した。

キーワード 遠心模型実験／衝撃荷重／地盤挙動／運動エネルギー／衝撃吸収特性

目 次

- | | |
|--------------------|-----------------------|
| 1. はじめに | 4. 地盤のエネルギー吸収特性に関する考察 |
| 2. 鉄球を用いた遠心模型実験 | 5. 遠心載荷実験の技術的課題と展望 |
| 3. 砲弾型模型を用いた遠心模型実験 | 6. おわりに |

CENTRIFUGAL MODEL EXPERIMENT ON THE GROUND BEHAVIOR DURING COLLISION OF PROJECTILE AND ITS EVALUATION

Kenji MARUYAMA Masafumi HIRATA
 Yudai OHTSUKA Takeshi ISHIGURO
 Shinichi AMANO

Synopsis:

Considering the recent international situation, the measures against missiles from other countries, and the current situation where citizens in Ukraine are taking refuge in underground shelters to protect themselves, it can be assumed that there are many geotechnical research issues related to underground shelter. In this study, it was considered that large collision can be reproduced in centrifugal model experiments. And with the help of collision analysis, centrifuge model test was also considered to be able to verify the accuracy of current design methods as well as to examine the effective and efficient countermeasures against collision loads. In this study, results of centrifuge model test experiment to reproduce the collision load and ground behavior simulated by an incoming object were examined. This report presents an overview of the centrifugal model experiments, along with their results and its consideration with the quantitative evaluation of the ground's shock absorption characteristics from the perspective of kinetic energy.

* 1 本店 ICI 総合センター ICI テクノロジーセンター 地盤グループ * 2 株式会社 JSOL

1. はじめに

近年の国際情勢を鑑みると、他国から日本近海へミサイルが繰返し発射され、台湾近海では中国による軍事活動が活発化、ウクライナではロシアによる侵攻に伴う攻撃によって地下シェルターに市民が避難することで身を守っている。このような背景を踏まえると、わが国でも緊急処理事態に対して、避難施設やシェルター等の国民を保護する施設が不可欠と考えられる。世界的には、各国の安全保障環境にもよるが、武力攻撃や緊急処理事態に対して、アメリカ、イギリスなど欧米諸国の避難施設整備率（国民数に対する避難施設の全収容人数の割合）は約 70%以上とされているが、日本ではそれらの事態に対するハード対策である避難施設の整備を行っていないのが現状である²⁾。このような避難施設やシェルターは地下に整備されることが多く、この場合、地盤は飛来物に対する緩衝材としての役割を果たすことになる。一方、ミサイル等の飛来物による荷重が地盤に加わった際の挙動には未解明な部分が多く、地下シェルターにおける地盤工学的な研究課題は多いと考えられる。例えば地下シェルター等の地下構造物の場合、作用外力として衝突と爆発が主に挙げられるが、実スケールでの飛来物衝突や爆破に関する実験は、多大なコストと時間を要するだけでなく、安全性や環境負荷の観点から実施が困難である。地盤研究室では現在、遠心载荷装置の新たな適用方法、適用課題を模索しており、遠心模型実験では実地盤の有効応力状態とミサイル等の大きな衝撃荷重の組み合わせを再現することが可能であると考えた。また、遠心载荷実験により実地盤相当の実測データを取得することができれば、衝撃系の数値解析と連携して、衝撃荷重に対する現行設計法の検証や、効率的かつ効果的な地盤系対策工の検討などに繋がれると考える。

そこで本研究では、飛来物を模擬した衝撃荷重の再現を試み、衝撃荷重が地盤挙動に及ぼす影響を遠心模型実験で調べた。そして、その結果及び考察を示すとともに、エネルギーベースでの評価を導入することで、地盤内の土圧値や地盤への飛来物の貫入量のみでは把握しきれない地盤の衝撃吸収特性を、定量的に評価することも検討した。

2. 鉄球を用いた遠心模型実験

2.1 遠心模型実験の概要（鉄球の場合）

衝撃荷重を再現するため、鉄球を地盤表面に落下させる遠心模型実験を行った³⁾。図-1 に模型地盤の概略図を示す。幅 50cm の剛性土槽内に、地盤材料に豊浦砂を用いて相対密度 89% の地盤を作製した。この際、模型地盤の左側半分は何も設置しない無改良地盤とし、右側半分には浅部にジオテキスタイルを模擬した図-2 に示す市販の網戸（交点が結合されているもの）を 10mm ピッチで 3 層敷設した。模型地盤内には、土圧計を鉄球の落下

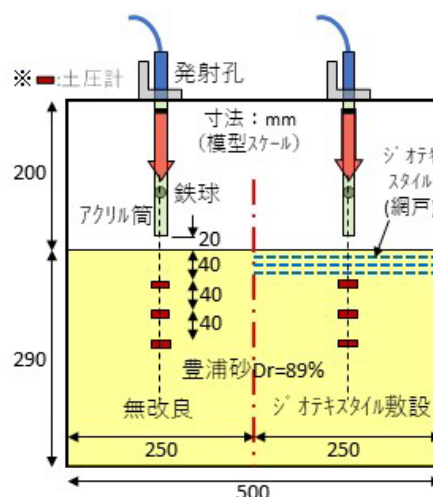


図-1 模型地盤の概略図（鉄球の場合）

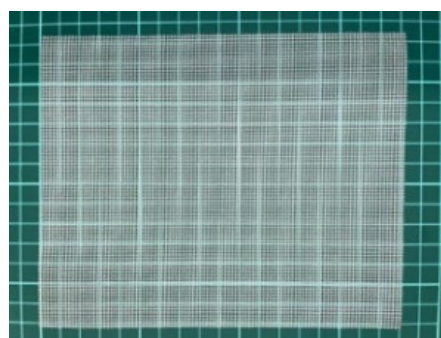


図-2 ジオテキスタイル模型（市販の網戸）

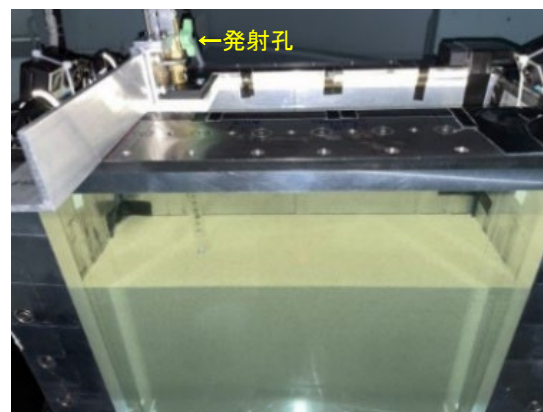


図-3 模型地盤状況

位置直下に深度 40mm 間隔で 3 か所設置している。深度 40mm では落下位置直下の奥行方向前後 20mm 離れた位置にも土圧計を設置した。土圧計には東京測器製の超小型圧力センサーPDA-PB を使用している（容量 200kPa 又は 500kPa で、応答周波数は約 2kHz 又は 3kHz）。実験は遠心加速度 50G 場とした。鉄球にはパチンコ玉を用いており、直径φ11mm、重さ 5.46g（実物スケールでφ55cm、重さ 682.5kg 相当）である。

鉄球の発射機構としては、土槽天端の支持治具上に、鉄球より少し小さな孔を開けたゴム板を設置し、その上

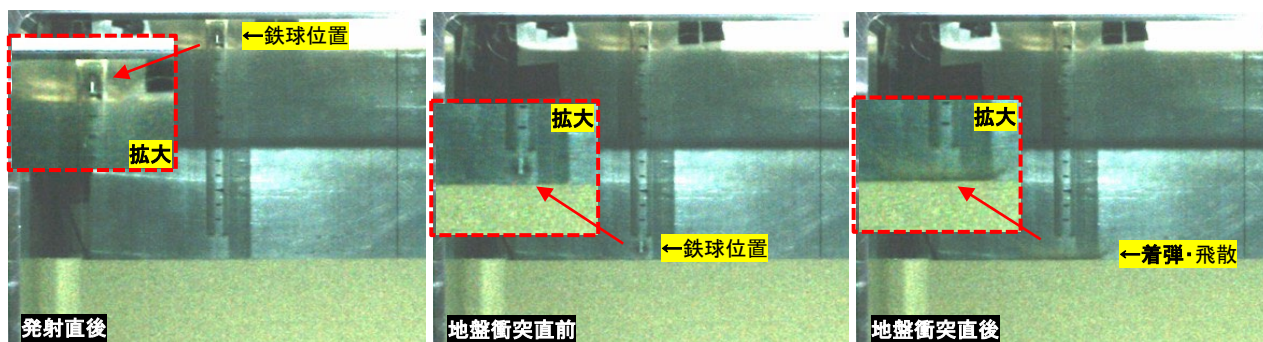


図-4 鉄球の落下状況

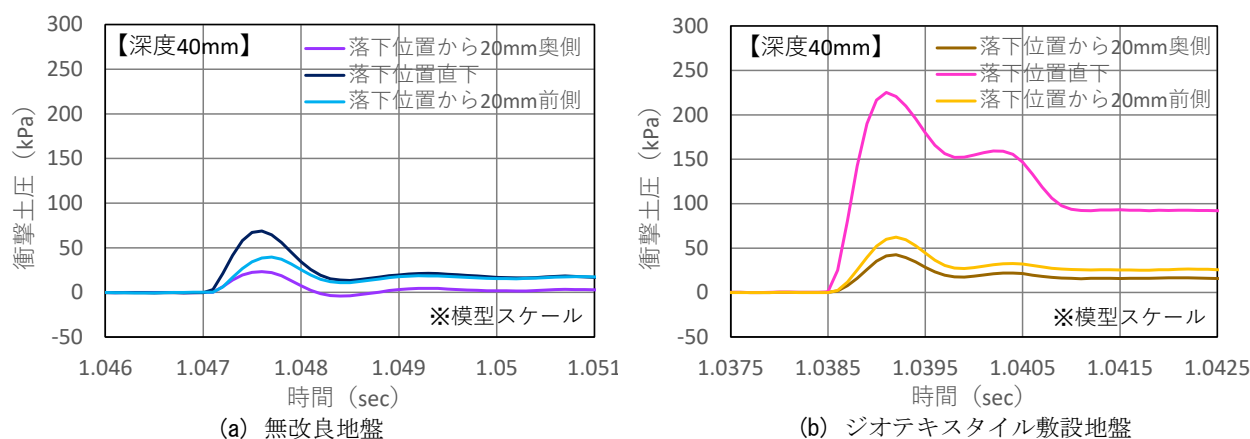


図-5 鉄球落下による衝撃土圧

に鉄球を置き配管バルブで蓋をして、電磁弁を介して一気に 600kPa の空気圧を加え、鉄球を発射している。ここで、発射の際の鉄球落下によるコリオリ力の影響を低減するため、発射孔にアクリル筒を取付けている。実験はまず無改良地盤に鉄球の発射を行った後、一旦遠心装置を止め発射機構を付け替え、再度装置を回して、ジオテキスタイル敷設地盤に鉄球の発射を行った。計測はサンプリング間隔 10000Hz としている。

2.2 実験結果（鉄球の場合）

図-4 に高速度カメラで撮影した鉄球落下時の写真を示す。鉄球を落下させると地表面の砂が飛散する様が見て取れる。発射孔に取り付けたアクリルパイプには目盛りを付けており、高速度カメラの映像から 15cm 落下する際の写真枚数を求め、鉄球の平均的な落下速度を求めると 12m/sec 程度であった。

図-5 に深度 40mm（実物スケールで 2.0m）における鉄球落下による土圧の増分値を示す。（a）に無改良地盤、（b）にジオテキスタイル敷設地盤の場合を示しており、どちらも落下位置直下の奥行方向前後 20mm 離れた位置の土圧計の値も示している。（a）の無改良地盤の場合を見ると、落下位置直下で瞬間的に土圧が 70kPa 程度急増していることがわかる。奥行方向に前後 20mm 離れると土圧は小さくなっている。（b）のジオテキスタイル敷設地盤の場合を見ると、落下位置直下で瞬間的に 225kPa とかなり大きく生じており、奥行方向に前後 20mm 離れると土圧

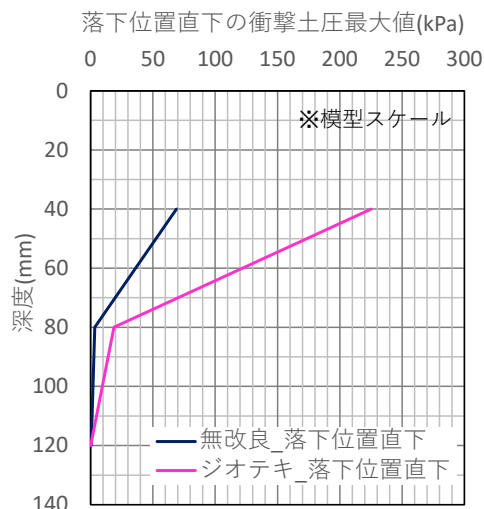


図-6 衝撃土圧の深度分布

は、無改良の場合と同様に小さい。

図-6 に落下位置直下における無改良地盤とジオテキスタイル敷設地盤の衝撃土圧のピーク値の深度分布を示す。深度 40mm（実物スケールで 2.0m）を見ると、ジオテキスタイル模型を敷設した方が、無改良地盤より 3 倍以上大きな土圧が瞬間的に生じている。深度 80mm（実物スケールで 4.0m）を見ると、どちらも大幅に土圧が小さくなっており、無改良地盤ではほとんど生じていない。深度 120mm（実物スケールで 6.0m）ではどちらも鉄球落下による土圧増分は見られない。

これらのことから、無改良地盤では、砂粒子の飛散及

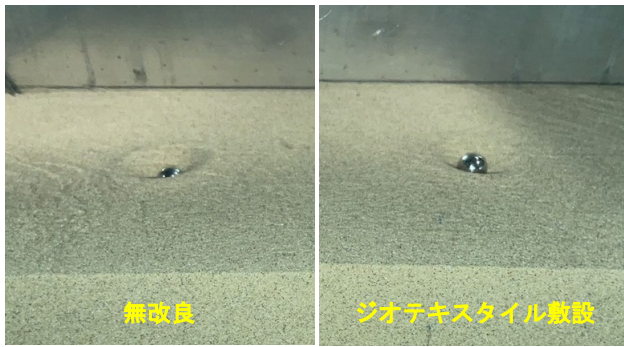


図-7 実験後の鉄球落下状況

び変形が生じ、衝撃荷重が分散しやすいことが考えられる。ジオテキスタイル敷設地盤では、補強材の拘束効果により鉄球による衝撃荷重を盤として受ける形となり、無改良地盤より衝撃土圧が大きくなったと考えられる。このため、例えば地下構造物に対して飛来物による衝撃荷重の対策工を検討する際は、地下構造物より浅い部分を単に剛とするのではなく、設計思想に基づき、地下構造物への影響を考慮した検討が必要と考えられる。

図-7 に実験後の鉄球の落下状況を示す。図中左側が無改良地盤、右側がジオテキスタイル敷設地盤である。どちらも鉄球着弾時にクレータができており、ジオテキスタイル敷設より無改良の方が多少深く地盤に貫入している。鉄球の着弾深さ（地表面から鉄球下端までの深さ）は、無改良で 12.5mm、ジオテキスタイル敷設で 9.5mm であった。

3. 砲弾型模型を用いた遠心模型実験

3.1 遠心模型実験の概要（砲弾型模型の場合）

砲弾等の飛来物衝突時に対してより現実的な検討を行うため、図-8 に示す砲弾型の模型を作製した。砲弾型模型には、加速度計を取り付けている。砲弾型模型の仕様としては、アルミ製で先端を半球状としており、直径 11mm、長さ 60mm、重さは加速度計込みで約 17.5g（実物スケールで直径 0.55m、長さ 3.0m、重さ約 2189kg）となっている。この砲弾模型を鉄球に置き換えて、同様に発射孔より密な砂地盤へ落下させた⁴⁾。

図-9 に実験に用いた模型の概略図を、表-1 に実験ケースを示す。模型地盤としては、幅 500mm の剛性土槽内に、アクリル製の地下構造物模型（幅 110mm×高さ 210mm）を設置し、地盤材料に豊浦珪砂を用いて地下構造物模型の天端の深さまで相対密度約 91% の密地盤を作製した。地下構造物模型より浅い部分では、表-1 の各実験ケースに従い、深さ 80mm の地盤を作製した。CaseA は密地盤（相対密度約 91%）・乾燥状態、CaseB は緩地盤（相対密度約 56%）・乾燥状態である。地下構造物模型の天端には、砲弾模型の落下位置直下と、落下位置直下の奥行方向へ前後 20mm 離れた位置に土圧計（鉄球の場合と同じもの）を設置した。CaseC は緩地盤（相対密度約

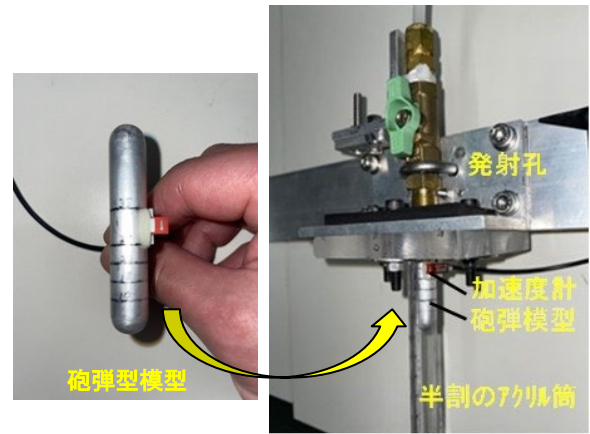


図-8 砲弾型模型と発射孔

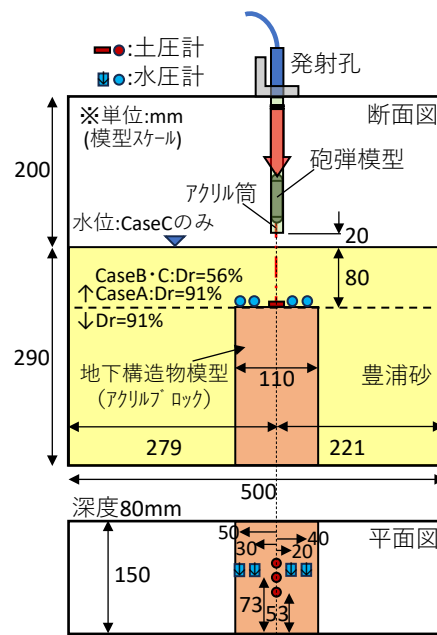


図-9 砲弾模型を用いた実験概略図

表-1 実験ケース

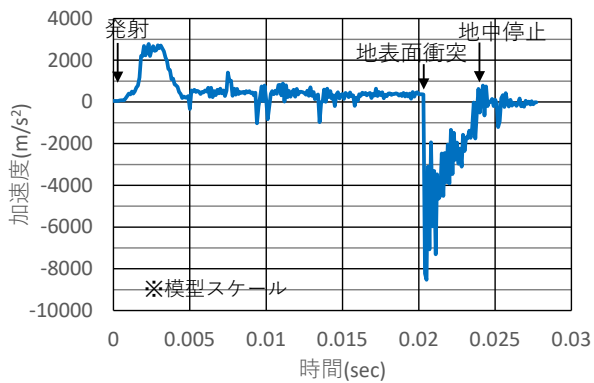
ケース名	上部地盤状態	相対密度	乾燥密度 ρ_d
CaseA	密・乾燥	90.8%	1.620 g/cm ³
CaseB	緩・乾燥	56.5%	1.518 g/cm ³
CaseC	緩・水浸	55.4%	1.515 g/cm ³

56%)・水浸状態で地下水位を地表面とし、図-9 の配置で間隙水圧計（SSK 社製 P306AV-2、固有振動数 15kHz）も設置している。CaseC の間隙流体には粘性を 50 倍に調整した粘性流体を使用している。

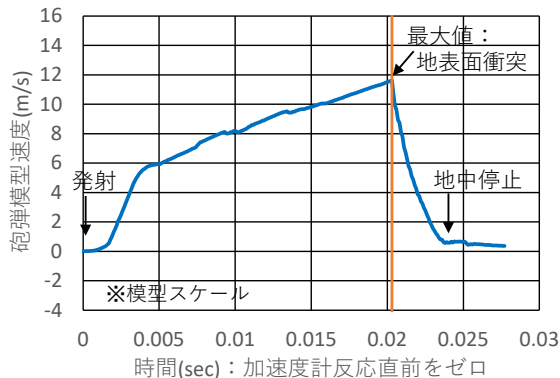
実験は遠心加速度 50G のもと、鉄球の場合と同様に、砲弾模型を空気圧による発射機構によって射出し、地表面に衝突させている。

3.2 計測値による速度及び地盤貫入量の算出例

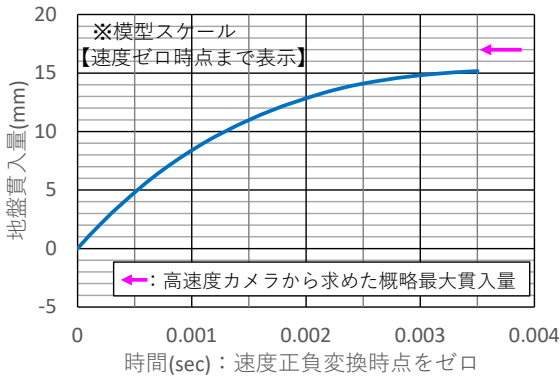
計測された加速度分布による速度及び地盤貫入量の算出例を以下に示す。計測された砲弾模型の加速度分布の



(a) 計測された砲弾模型の加速度



(b) 砲弾模型の速度



(c) 砲弾模型の地盤貫入量

図-10 計測された砲弾模型の加速度による速度及び地盤貫入量の算出例

一例を図-10(a)に示す。初期のプラス側に凸の部分が発射時の加速度で、後半のマイナス側への凸の部分が地盤に衝突した際の加速度である。同図(b)には計測した加速度を1階積分して算出した砲弾模型の速度分布を示している。砲弾模型の速度は発射に伴い増加し最大11.6m/sとなり、地盤への貫入に伴い減少している。この速度の正負変換時(最大値)の時点で地盤に衝突したことが推察できる。また速度を再度積分して変位量を算出した。地盤に衝突したと考えられる速度の最大値の時点をもとにした地盤貫入量を同図(c)に示す。地盤貫入量は時間経過に伴いその増分量が小さくなり、この場合、最終的に15.2mm(実物スケールで0.76m)貫入していた。なお、高速度カメラから求めた実測貫入量は17mmと、加速度の積分による値と良く対応した。

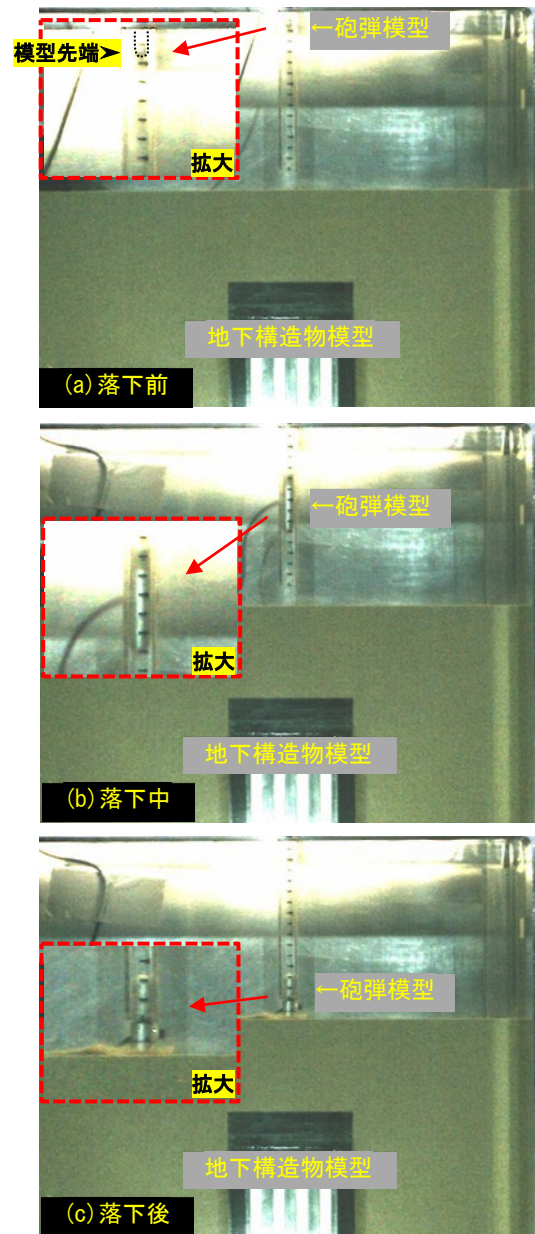
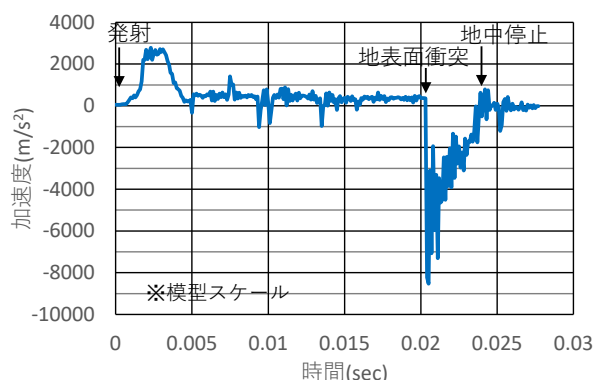


図-11 砲弾模型の落下状況

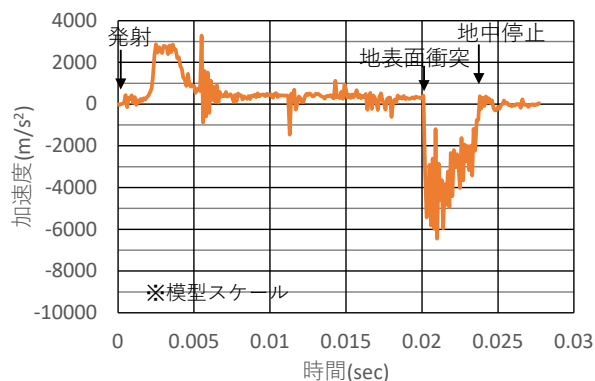
3.3 実験結果(砲弾型模型の場合)

図-11にCaseAの高速度カメラで撮影した砲弾模型の落下状況例を示す。砲弾模型を落下させると、模型が地盤に突き立つ様子が見て取れる。

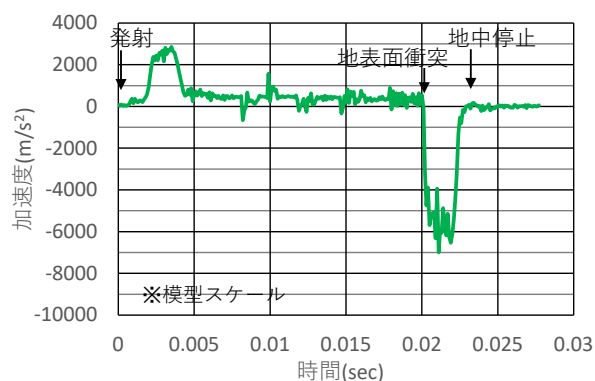
図-12に各ケースで計測された砲弾模型の加速度分布を示す。初期のプラス側に凸の部分が発射時の加速度で、後半のマイナス側への凸の部分が地盤に衝突した際の加速度である。地盤に衝突した際(マイナス側への凸部分)の加速度の値を見ると、上部が密地盤のCaseAでは最大値が -8500m/s^2 とかなり大きくなっている。上部が緩地盤であるCaseBおよびCaseCの場合では、CaseBで -6500m/s^2 、CaseCで -7000m/s^2 程度と、加速度の最大値がCaseAと比較して小さい。またCaseCでは地盤を水浸させることで、加速度がゼロになる時点が早まっていることがわかる。各ケースでは図-10の算出例に倣い、計測した加速度を



(a) CaseA：密地盤



(b) CaseB：緩地盤

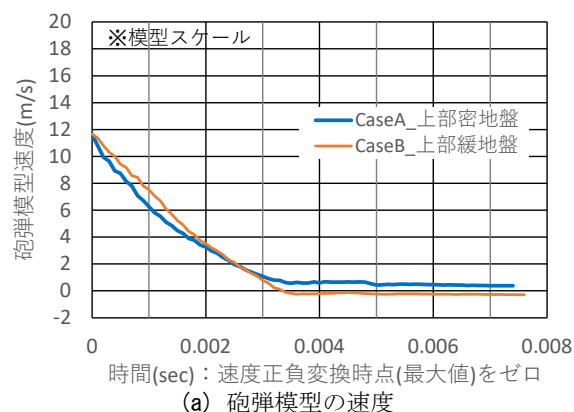


(c) CaseC：緩地盤（水浸）

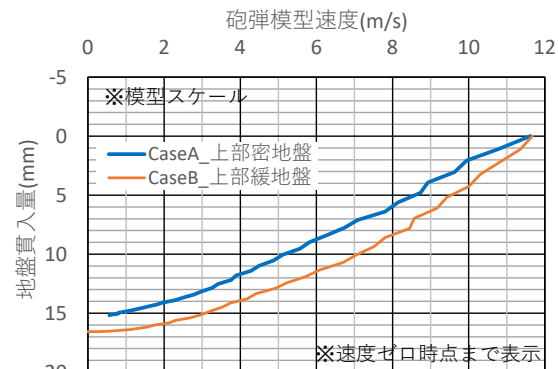
図-12 砲弾模型の加速度分布

1 階積分して速度分布を，2 階積分して地盤貫入量を算出した。

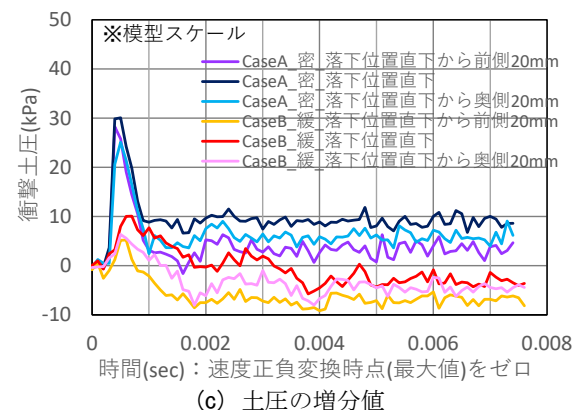
図-13 に CaseA の密地盤と CaseB の緩地盤においてそれぞれの速度および貫入量を比較した結果を示す。(a) の地盤に衝突したと考えられる速度の最大値の時点をとった砲弾模型の速度の時刻歴より，CaseB よりも CaseA の速度が初期において速く減少していることがわかる。(b) の砲弾模型の速度と地盤貫入量の関係を見ると，いずれも地盤貫入量が大きくなるほど速度は減少し，同速度に対する地盤貫入量は CaseB の方が大きい。最終的に砲弾模型の速度がほぼゼロにおける地盤貫入量は，CaseA で 15.2mm，CaseB で 16.6mm であった。(c) には砲弾模型の落下による深度 80mm（実物スケールで 4.0m）の地下構造物模型天端における土圧の増分値を示している。落下位置直下の土圧計の最大値は，CaseA では 30.1kPa まで瞬



(a) 砲弾模型の速度



(b) 砲弾模型の速度と地盤貫入量の関係



(c) 土圧の増分値

図-13 地盤密度の違いによる比較（CaseA と CaseB）

間的に土圧が増加しており，CaseB では 10.1kPa と小さかった。

図-14 に乾燥状態の CaseB と水浸状態の CaseC の速度および貫入量，土圧増分を比較した結果を示す。(a) の速度の最大値の時点をとった砲弾模型の速度の時刻歴から，CaseC では CaseB より時間経過に伴い速度の減少割合が大きくなっていることがわかる。(b) の砲弾模型の速度と地盤貫入量の比較では，同速度に対する地盤貫入量は徐々に水浸状態の CaseC 方が小さくなっている。(c) の土圧の増分値をみると，落下位置直下の最大値は，CaseB の 10.1kPa に対し，CaseC では全土圧が 14.7kPa と大きくなっている。

図-15 に CaseC の水浸地盤で計測された土圧計と間隙水圧計データを示す。時間軸のスケールを変え，衝突時近傍での土圧増分と過剰間隙水圧を重ね書きしたものを(a)

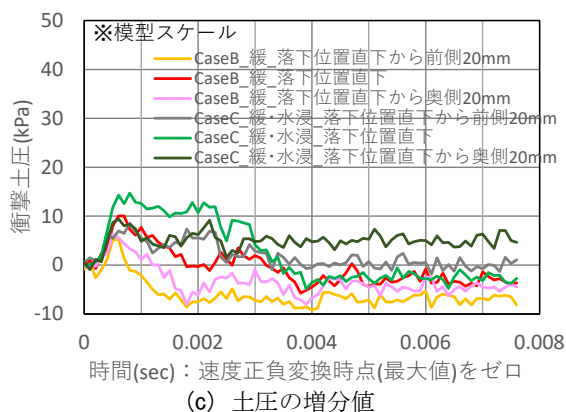
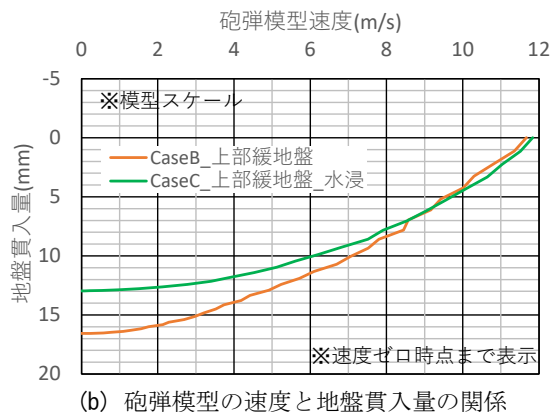
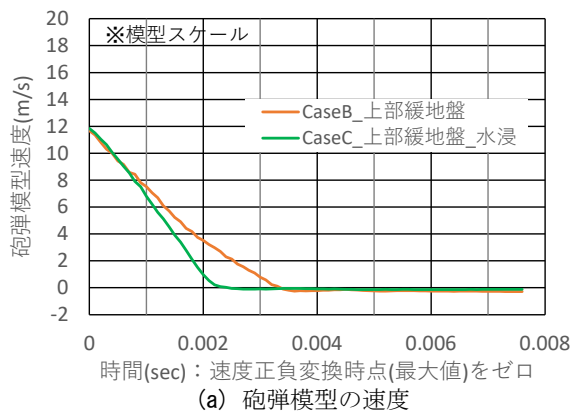


図-14 乾燥・水浸状態の違いによる比較 (CaseB と CaseC)

に、(b)には、その後の過剰間隙水圧の消散過程を示した。衝撃土圧発生時の過剰間隙水圧値はわずかであり、衝撃土圧が作用した後、引き続き過剰間隙水圧の上昇が生ずる様子を確認できる。なお、土圧計の地中停止後のドリフトは砲弾の傾斜の影響と考えられる。(b)の過剰間隙水圧比は落下位置直下から 20mm 離れた位置で最大 0.35 となっており、落下位置直下の浅部では地盤が液状化していたことも示唆される。今後、衝突部に近い浅部も含めた地盤挙動の把握が必要と考える。

4. 地盤のエネルギー吸収特性に関する考察

上記の砲弾型模型を用いた実験の結果、例えば密地盤 (CaseA) の場合では砲弾模型が 15.2mm 貫入し、その運動エネルギーの大部分は地盤によって吸収されたが、一

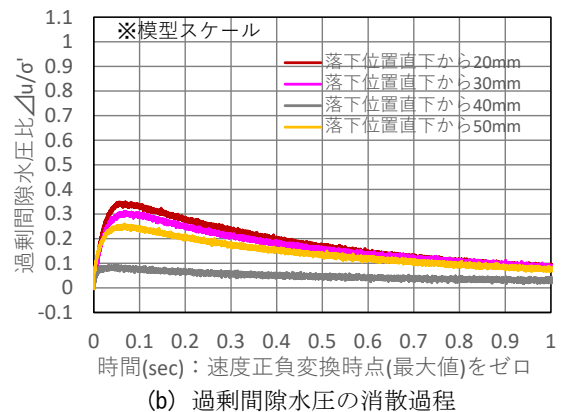
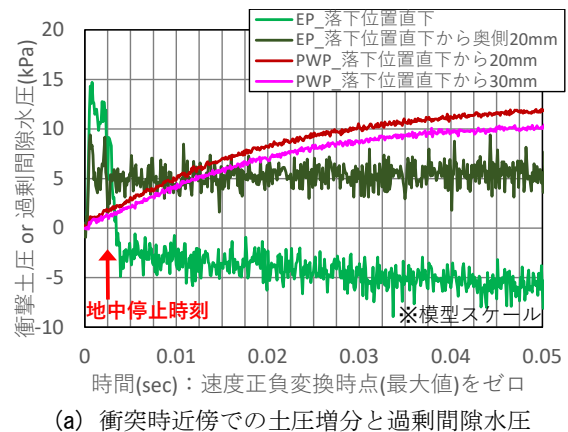


図-15 衝撃土圧と過剰間隙水圧の時刻歴

部は地下構造物に伝達され、土圧計による圧力計測により確認された。また、密地盤・緩地盤、および乾燥状態・飽和状態における貫入量と圧力の差を比較することができた。以下では、それぞれの条件における砲弾模型の着弾時に発生する地盤貫入量および構造物上部に設置した土圧計の圧力履歴を基に、砲弾模型・構造物・地盤によるエネルギー吸収特性について考察した結果⁵⁾を示す。

4.1 エネルギーの観点から見た飛来物衝撃の重要性

飛来物が地盤や地下構造物に与える影響を評価するには、その運動エネルギーの特性と伝播メカニズムを正しく理解する必要がある。Feuchtwanger (1982)⁶⁾によると、飛来物の衝撃特性は低速飛翔体 (LVM, Low Velocity Missile) と音速を上回るほどの速度を有する高速飛翔体 (HVM, High Velocity Missile) に分類される。

飛来物のエネルギーE は以下の式[1]で表される。

$$E = \frac{1}{2}mv^2 \quad [1]$$

ここで、m は質量、v は速度である。速度の 2 乗に比例して運動エネルギーが増加するため、HVM の衝突では地盤の直接的な破壊だけでなく、衝撃波の発生、反射波による荷重増幅、キャビテーション (空洞化現象) などが生じ、影響範囲が拡大する。一方、LVM ではエネルギーの伝播が限定的であり、衝突地点周辺の地盤の

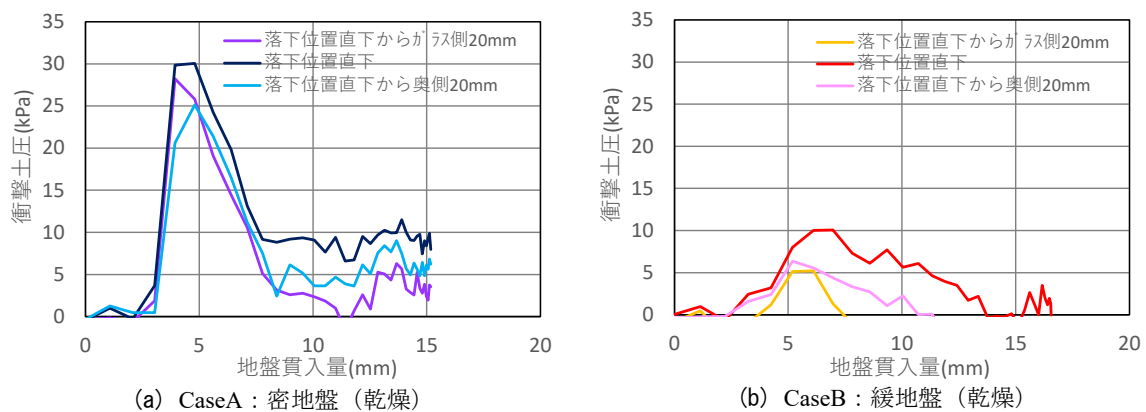


図-16 衝撃土圧と地盤貫入量

表-2 CaseA：密地盤（乾燥）の衝撃エネルギーと直下に対する比率

項目	土圧計位置		
	落下位置直下から ガラス(前)側20mm	落下位置直下	落下位置直下から 奥側20mm
衝撃エネルギー(mJ)	5.187	8.487	6.088
直下に対する比率	0.611	1.000 (基準)	0.717



(a) CaseA：密地盤（乾燥）



(b) CaseB：緩地盤（乾燥）

図-17 砲弾模型落下後のクレーターの状況

応答が主な影響となる．そのため、LVM の衝撃特性を詳細に分析することで、地盤の衝撃吸収性能や地下構造物に発生する荷重分布を正確に評価できる可能性がある．

4.2 砲弾模型の運動エネルギーと地下構造物に加わるエネルギーの導出

今回の砲弾模型スケールにおける運動エネルギーを算出すると、質量 17.5 g、速度 11,620.0mm/sec の条件より、衝撃時の運動エネルギーは 1,181.5mJ となる．これに対し、地下構造物に発生したエネルギーを衝撃土圧と地盤貫入量から導出する．まず、それぞれの時刻歴グラフを図-16 に示すように衝撃土圧－地盤貫入量グラフに変換し、土圧計の半径 4.0mm から算出される面積 50.3mm² を用いて荷重－地盤貫入量グラフへと変換する．その後、衝撃エネルギーを求めるために台形則による積分を行った結果、8.5mJ の衝撃エネルギーが導出された．この値は砲弾模型の衝撃時のエネルギーと比較すると著しく低く、本実験における地下構造物の深度 80.0mm

（実物スケールで 4.0m）は、砲弾模型の運動エネルギーに対して十分な衝撃吸収性能を有していると考えられる．

次に、落下位置から前後 20.0mm に配置した土圧計の荷重データを基に、圧力の伝播特性を検討する．深度 80.0mm において、前後 20.0mm に設置した土圧計の位置は、落下地点を基準とすると $\tan^{-1}(20/80) = 14.0^\circ$ の角度に相当し、落下地点からの直線距離は 82.5mm と算出される．20.0mm 地点における荷重割合は、荷重の減衰関係に基づき算出すると、表-2 に示すように、砲弾模型直下と比較して 0.611 倍のエネルギーが発生していると考えられる．対して、実験における落下位置直下と奥側 20.0mm 地点のエネルギー比率は 0.717 となった．これらの結果から、圧力の伝播は概ね放射線状に広がる傾向を示していることが確認された．

また、砲弾模型の衝撃後に形成されたクレータ径を比較すると、密地盤では 約 34mm、緩地盤では 約 31mm となり、密地盤の方が、クレータ径が大きくなった（図-17）．これは、土圧計の荷重履歴からも確認で

きるように、密地盤では荷重の伝播速度が速く、砲弾模型の先端付近にある土粒子が飛散しやすいと考えられる。特に、密地盤では衝撃時に局所的な応力集中が生じやすく、土粒子が周囲に押し出されることでクレーターの拡大が促進されたと推察される。一方で、緩地盤では粒子間接触の相互作用がより分散し、荷重伝播が緩やかに進行するため、飛散する土粒子の量が抑えられ、結果としてクレーター径が小さくなったと考えられる。

4.3 密地盤と緩地盤のエネルギーと最大貫入量に関する考察

密地盤と緩地盤における衝撃吸収特性を比較すると、密地盤の最大貫入量は 15.2mm、緩地盤では 16.6mm となり、土圧計のピーク圧を比較すると、密地盤では 30.1kPa、緩地盤では 10.1 kPa と 3 倍 の差が見られた。一方で、導出した衝撃エネルギーは密地盤で 8.5mJ、緩地盤では 3.4mJ であり、緩地盤のエネルギー吸収量は密地盤の約 2.5 倍 であった。これは、図-16 で示したように緩地盤では圧力の立ち上がりおよび低下がともに緩やかであることから、衝撃エネルギーの分散が促進された結果と考えられる。一方で、最大貫入量は緩地盤の方が大きいため、深度によっては地下構造物への接触も考えなければならない。

4.4 飛来物衝突時を再現した DEM 解析の事例

遠心模型実験のみで実機相当の高速域や衝突・爆発の複合作用を安全かつ一體的に再現することは容易ではないため、本研究では実験結果（第 2～3 章）と整合をとりつつ、個別要素法（DEM）による再現解析を試みた。

地盤材料に用いた豊浦砂のモデル化では、金ら(2015)⁷⁾の論文より粒度分布、粒子スケール 7 倍を参照して DEM 要素を生成し、上部地盤の相対密度を CaseA（密：乾燥密度 1.389g/cm³）、CaseB（緩：乾燥密度 1.321g/cm³）として模型スケールで構築した。飛来物には実験と同一の砲弾模型（直径 11mm、長さ 60mm、質量約 17.5g〔加速度計込み〕）を用い、遠心 50G 場における衝突初速度を衝突距離から計算し、約 11,620mm/sec とした。荷重の空間伝播を把握するため、落下位置直下および前後 20.0mm 位置に相当する測点反力・圧力の時刻歴を取得した。DEM 解析モデルの初期密度は、遠心载荷実験のそれよりも小さい。DEM 解析では 80 mm 層厚のモデル地盤を 1 層での DEM 要素の空中落下で作製（CaseB）し、これに若干の振動を試行的に加えて密実化した（CaseA）。このため、空中落下の高さを自在に変更可能な遠心実験のモデル地盤と同程度の高密度、および密度差を再現することが困難であった。地盤密度の違いの影響については、今後の課題と考えている。

DEM 解析により得られた落下位置直下における反力（衝撃土圧）の時刻歴を比較した結果を図-19 に示す。

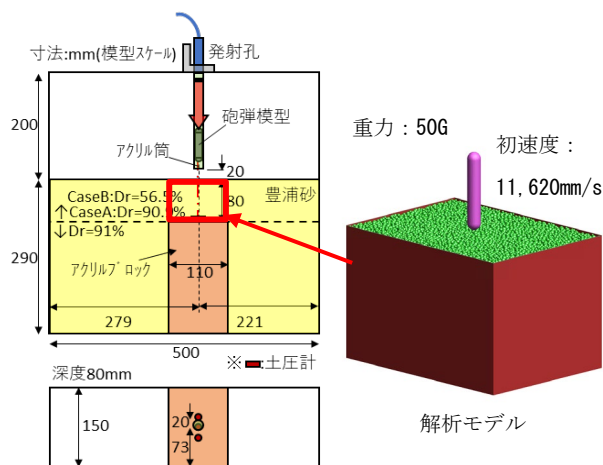
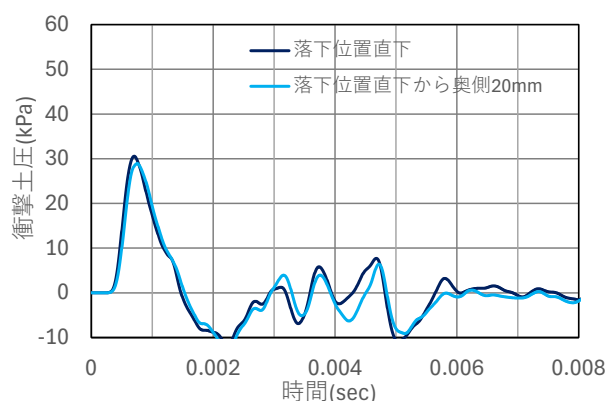
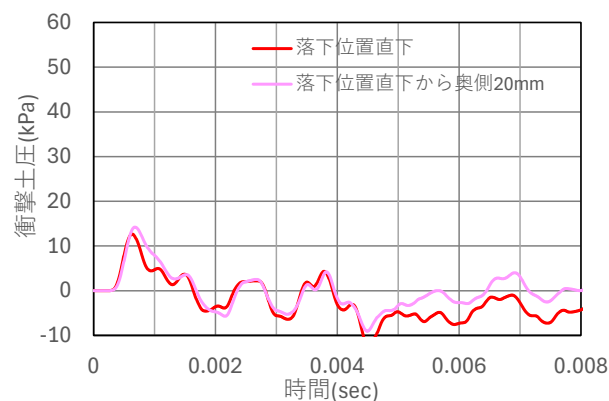


図-18 砲弾模型スケールの DEM 解析モデルと条件



(a) Case A：密地盤（乾燥）

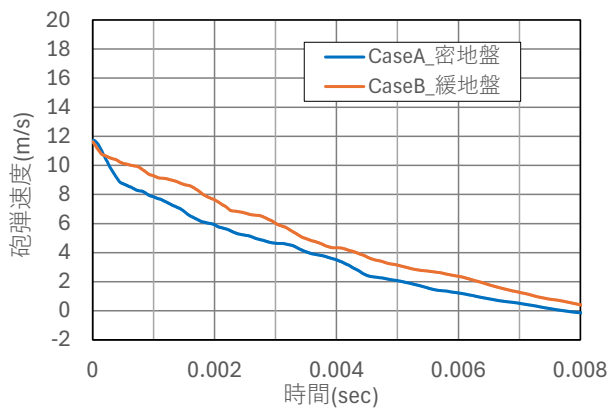


(b) Case B：緩地盤（乾燥）

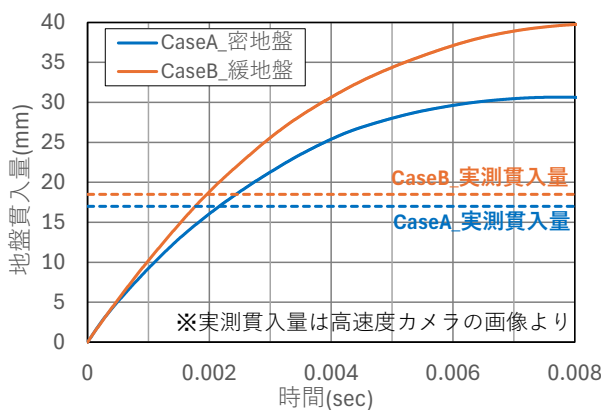
図-19 DEM 解析における衝撃土圧

密地盤（CaseA）は反力（衝撃土圧）の立ち上がりが速くピーク反力が大きい一方で、緩地盤（CaseB）は立ち上がりが緩やかでピーク反力が小さい傾向を示した。すなわち、地盤の剛性・密度が高いほど衝撃初期に荷重が集中しやすく、地下構造物上に作用する瞬間的な入力が増大する。これに対し、緩地盤ではエネルギーが地盤内で分散・減衰しやすく、構造物側に伝達されるピーク入力が低減する結果となった。

速度－貫入量関係で整理すると（図-20）、いずれの地盤条件においても貫入量の増大に伴い速度は単調に低下



(a) 砲弾模型の速度



(b) 砲弾模型の地盤貫入量の関係

図-20 DEM 解析における地盤密度の違いによる比較

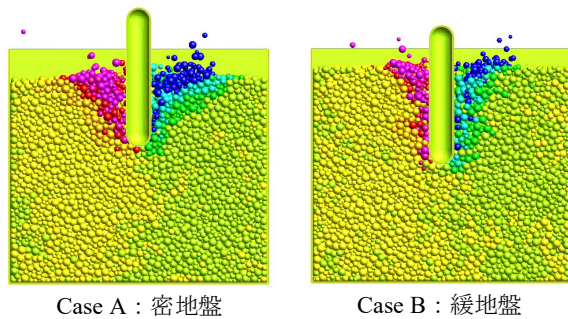


図-21 密地盤と緩地盤の左右方向移動量コンター図

するが、同一速度に対する貫入量は CaseB の方が大きい。すなわち、緩い地盤条件では砲弾がより深く侵入しやすい一方で、密な地盤条件では初期段階での減速が卓越し、貫入は早期に抑制されることがわかる。

図-20 (b) には高速度カメラから求めた各ケースの最終実測貫入量も併記している。実測データとの整合性の観点では、DEM 解析は「Case A で減速度が大、CaseB で貫入が大」という基本傾向を再現している。一方で、解析では停止時刻が実験より遅く評価され、最終貫入量もやや大きめとなる場合がある。この差異は、代表粒径のスケールに伴う荷重分散・減衰特性の差、前述した実験と解析でのモデル地盤の初期乾燥密度の相違、および有限領域・境界条件に起因する反射応力波の影響等によ

表-3 遠心载荷実験の主な相似比

項目	相似比 (実物/模型)
長さ (寸法)	λ
密度	1
ひずみ	1
速度	1
加速度	$1/\lambda$
時間 (慣性力)	λ
応力	1
透水係数 ^{※1}	1

※1) 間隙に粘性流体を使用した場合

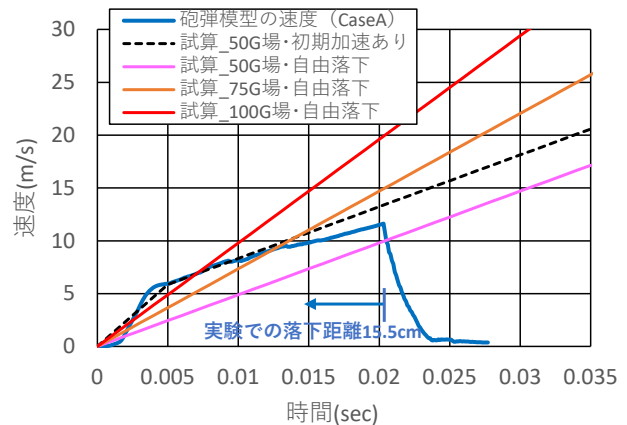


図-22 遠心载荷実験における落下速度の試算結果

るものと考えられる。これらについては、粒子径スケールと密度の校正、モデル領域の拡張、境界条件の改良により、速度の立ち下がりや停止時刻、最終貫入量の一致度を高められる見込みである。

最後に DEM 解析による砲弾模型の衝撃後に形成されたクレーター径の比較として、DEM 粒子の左右方向移動量コンター図を図-21 に示す。実験では密地盤では約 34mm、緩地盤では約 31mm となり、密地盤の方がクレーター径が大きくなる傾向を示しており、DEM 解析結果も同様の傾向を示していることが確認できた。

本節の DEM 解析により、「密地盤では短期に強い衝撃荷重が集中しやすく、緩地盤では貫入量は増えるが地下構造物への入力エネルギーは小さい」という実測データの本質的傾向を、圧力履歴・速度変位履歴・クレーター幅について説明することができた。一方で、停止時刻・最終貫入量など時間スケールの差は、粒子スケールや密度設定、境界条件の改良余地として明確化された。

5. 遠心载荷実験の技術的課題と展望

5.1 衝撃速度の相似則と遠心载荷実験の限界

遠心载荷実験の主な相似比⁸⁾を表-3 に示す。速度の相似比を考えると、速度は加速度と時間の積のため相似比は 1 になる。ここで例えば、代表的な米国及び旧ソビエト連邦の戦術ロケット・ミサイルの初速度は 76.2～

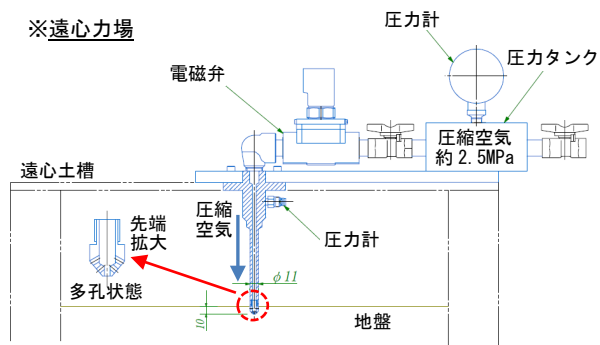


図-23 爆発荷重の再現装置の概要図

402.3m/s 程度²⁾である。実験結果による砲弾模型の地盤衝突時の最大速度は 11.6m/s 程度であり、文献による値は初速度のため単純に比較できないが、実験結果はけっして速いものでないことがわかる。

図-22 に遠心载荷実験における模型の落下速度を等加速度直線運動に基づき試算した結果を示す。同図には、CaseA の実験結果と、遠心加速度 50G 場において実験と同等の初期加速を加えた場合、また各種遠心加速度場において自由落下させた場合の模型の落下速度の試算を示している。まず、実験結果と同等の発射時の初期加速を加えた試算結果（黒点線）を見ると、実験値は 0.01sec 以降、速度の増分割合が試算値より徐々に小さくなっている。これは、実験ではコリオリ力の低減のために半割のアクリルパイプを設置しており、それと砲弾模型が接して落下するため、その摩擦により速度の増分が多少減少したものと考えられる。また、遠心加速度 50G 場で初期加速を加えた試算（黒点線）と、自由落下させた試算（桃色）を比べると、初期加速による落下速度の増分値（両者の差分）は、0.005sec 付近で 3.4m/s 程度と比較的小さいと考えられる。

各種遠心加速度場において自由落下させた場合の試算値を見ると、いずれの試算値も落下時間が長くなる、つまり落下距離が長くなるほど落下速度は増加し、また遠心加速度が大きいほど落下速度は増加している。

これらのことから、遠心载荷実験において砲弾模型の落下速度の増加を図るには、主に落下距離及び遠心加速度の増加が有効的であると考えられる。しかしながら、実際のミサイル等の速度を考慮すると、遠心载荷実験のみでは限界があり、数値解析との連携が必要である。

5.2 爆発荷重の再現

地下シェルター等の地下構造物の場合、ミサイル等の飛来物による作用外力として衝突と爆発が主に挙げられるが、先述したように、実スケールでの飛来物衝突や爆破に関する実験は、多大なコストと時間を要するだけでなく、安全性や環境負荷の観点から実施が困難である。

本研究では、今後、5.1 で述べた砲弾模型の衝突速度

の増加の試みに加え、爆発荷重の再現も試みる予定である。他の研究機関の既往の研究では、遠心载荷装置を使用して少量の火薬で実物大の爆破現象を模擬した実験⁹⁾も実施されているが、一般の研究機関では、安全及び環境上実施は難しい。そこで、爆発荷重の再現を試みるため、圧縮空気の空圧を利用して爆発荷重を再現する装置の製作を検討している。図-23 に空圧を利用した爆発荷重の再現装置の概要図を示す。再現装置は、圧力タンク内に最大 2.5MPa 程度の圧縮空気を保持しておき、遠心場において所定のタイミングで電磁弁を介して、一気に圧縮空気を、あらかじめ地盤に設置しておいた砲弾模型先端（多孔状態）から噴出させるものである。この爆発荷重の再現は、圧力なので速度のような相似比に関連する制限は比較的少ないが、落下速度の場合と同様に、数値解析との連携が必要と考えられる。また実際にミサイルが落下して爆発するといった現象は、衝突⇒爆発の一連の挙動としての評価が必要と考えられ、遠心载荷実験のみでは限界があると考えられる。そのため、実験では衝突・爆発の2つの現象を分離して検討し、解析で整合性を確認することが重要である。

6. おわりに

本研究では、飛来物を模擬した衝撃荷重の再現を遠心模型実験で試み、その結果及び考察を示すとともに、地盤のエネルギー吸収特性に関する検討を行った。得られた主な知見を以下に示す。

- 1) 遠心模型実験において、密地盤と緩地盤を比べると、緩地盤の方が地盤貫入量は大きい、地下構造物に対する衝撃土圧は小さくなった。
- 2) 緩地盤で乾燥・水浸状態で比べると、乾燥状態の方が地盤貫入量は大きく、地下構造物に対する衝撃土圧は小さくなる傾向などがわかった。
- 3) 水浸状態の地盤に飛来物が落下すると、まず衝撃土圧が作用し、その後に、引き続き過剰間隙水圧が上昇、消散する様（液状化現象）が確認できた。
- 4) 以上の結果より、衝撃荷重に関して遠心模型実験による検討の基本的な有効性を確認した。
- 5) 地盤のエネルギー吸収の観点からみると、エネルギーベースでの評価を導入することで、圧力や貫入量のみでは把握しきれなかった地盤の衝撃吸収特性を定量的に評価できることが示された。特に、密地盤と緩地盤におけるエネルギー吸収特性の違いを明確に捉えることができ、緩地盤の方が密地盤に比べて高い衝撃吸収性能を示すことが確認された。
- 6) 本検討によって、地盤特性の違いによる衝撃荷重の緩和効果をより詳細に評価できる可能性が示唆され、地下構造物の設計や防護対策において、エネルギーベースの評価が有効な指標となり得ることが明らかとなった。

- 7) DEM 解析では、解析条件の改良の余地はあるものの、「密地盤では短期に強い衝撃荷重が集中しやすく、緩地盤では貫入量は増えるが地下構造物への入力エネルギーは小さい」という実測データの本質的傾向を、圧力履歴・速度変位履歴・クレーター幅について説明することができた。
- 8) 落下速度及び爆荷重の再現に関する検討状況を報告した。両者あるいは複合挙動の検討には遠心载荷実験のみでは限界があり、数値解析と連携した評価が必要である。

謝辞：本研究を実施するにあたり、防衛大学校の篠田昌弘教授、市野宏嘉准教授にご助言をいただいた。ここに記して感謝の意を表す。また、本研究は、「地盤工学会関東支部 既存地下構造物の耐衝撃性評価手法と地盤補強技術に関する検討委員会」（委員長：東畑郁生）の活動の一環として実施しているものである。

参考文献

- 1) 防衛省：防衛白書，pp.19-22，2025.
- 2) 防衛施設学会：避難施設の設計における基礎技術と留意点，pp.1-4，p.12，2023.
- 3) 丸山憲治，石黒健，平田昌史，大塚悠大：飛来物衝突時の地盤挙動に関する遠心载荷実験(その1)，第60回地盤工学研究発表会発表講演集，No.24-3-4-03，2025.
- 4) 大塚悠大，石黒健，平田昌史，丸山憲治：飛来物衝突時の地盤挙動に関する遠心模型実験(その2)，第60回地盤工学研究発表会発表講演集，No.24-3-4-04，2025.
- 5) 天野慎一，石黒健，平田昌史，丸山憲治，大塚悠大，篠田昌弘，市野宏嘉：飛来物衝突時の地盤挙動に関する遠心模型実験(その3)，第60回地盤工学研究発表会発表講演集，No.24-3-4-05，2025.
- 6) Feuchtwanger, M., High velocity missile injuries: A review. *Journal of the Royal Society of Medicine*, 75(12), pp.966-969, 1982.
- 7) 金秉洙，加藤正司，Seong-Wan PARK，竹下祐二，DEM シミュレーションによる一面せん断試験の隙間幅に関する検討，地盤工学ジャーナル Vol.11, No.1, 21-31.
- 8) 高橋英紀，上田恭平：地盤工学における模型実験 第2回模型実験の相似則，地盤工学会誌講座，pp.50-57，71(10)，2023.
- 9) 安藤智啓，藤本一男，山口弘，鶴居正行，伊藤孝：遠心载荷装置を用いた爆破実験，構造工学論文集，Vol.41A，pp.1213-1220，1994.

地下埋設管損傷による地盤陥没発生に関する 遠心模型実験とその再現解析

平 田 昌 史^{*1} 丸 山 憲 治^{*1}
石 黒 健^{*1} 大 塚 悠 大^{*1}
山 之 口 寛^{*1}

要 旨

2025年1月28日に埼玉県八潮市で発生した道路陥没事故では、道路が突然陥没し大きな注目を浴びた。このような道路陥没の要因としては、道路配水施設の地下埋設管に関連するものが全体の約半数を占めており、これら埋設管の老朽化に伴い陥没発生は今後も増加傾向にあると予想される。このため、道路陥没の発生防止や早期発見等の対策技術が求められる。そこで、これら対策技術に関する検討を行うことを目的として、地盤陥没を模擬した遠心模型実験を行った。遠心模型実験では、地盤陥没が生じるメカニズムや進行過程を計測するとともに、破損した開口部の大きさや地盤材料の違いによって陥没が生じるタイミングや陥没範囲に影響があることを確認した。また、この遠心模型実験に対してFEMによる再現解析を試みた。FEM解析であるため地盤の大規模な陥没までは再現できないが、地盤材料の違いによる影響や陥没範囲の予測等については十分な結果が得られた。

キーワード 埋設管／地盤陥没／遠心模型実験／FEM解析

目 次

- | | |
|---------------------|-------------------|
| 1. はじめに | 3. 遠心模型実験のFEM再現解析 |
| 2. 遠心载荷装置を用いた地盤陥没実験 | 4. おわりに |

THE CENTRIFUGAL MODEL TEST AND THAT REPRODUCTION ANALYSIS ABOUT GROUND CAVE-IN OCCURRENCE BY THE UNDERGROUNDING PIPE DAMAGE

Masafumi HIRATA
Takeshi ISHIGURO
Hiroshi YAMANOKUCHI

Kenji MARUYAMA
Yudai OHTSUKA

Synopsis:

In the road cave-in accident that occurred in Yashio-city, Saitama on January 28, 2025, a road sank suddenly and attracted big attention. For the factor of the road cave-in, the thing in conjunction with the undergrounding pipe of road water supply facilities under the ground occupies overall about half and, with the deterioration of these undergrounding pipes, is expected when the cave-in accidents will increase in future. Therefore, for the purpose of the examination such as mechanism and measures technologies, I carried out the centrifugal model experiment that simulated the ground cave-in by the undergrounding pipe damage. By this centrifugal model experiment, I confirmed that I influenced the cave-in range in the timing when a cave-in occurred by the difference of size and the ground materials of the damaged opening. In addition, I tried reproduction analysis by FEM for this centrifugal model experiment. Because it was FEM analysis, it could not reappear until a large-scale cave-in of the ground, but enough results were provided about the prediction of influence and the cave-in range by the difference of the ground materials.

* 1 本店 ICI 総合センター ICI テクノロジーセンター 地盤グループ

1. はじめに

2025 年 1 月 28 日に埼玉県八潮市で発生した道路陥没事故では、直径 5m、深さ 10m の大きさで道路が突然陥没し、大きな注目を浴びた。国土交通省によると、2022 年度の日本全国における道路陥没発生件数は年間約 1 万件にも上る。道路陥没の要因としては、道路配水施設に関連するものが約半数を占めており、特に都市部では上下水管やボックスカルバートなどの老朽化の影響が大きく、今後も陥没発生は増加傾向にあることが予想されている。このため、道路陥没の発生防止や早期発見等の対策技術が求められる。

このような背景から、既往研究として下水道管等の不具合を原因とする道路陥没に着目した土槽実験等が実施されており^{1),2),3)}、道路陥没を引き起こす路面下空洞生成・拡大のメカニズムや陥没危険度等の検討が試みられている。しかしながら、これらの実験は深度 2m 未満の浅層空洞を対象としており、深度 2m 以深における深層空洞を起因とする大規模な陥没には対応していない。また、1G 場における実験では土槽実験のスケールに限界があり、深い位置の埋設管に作用する土被り圧を再現可能な遠心模型実験が必要であると考えられる。遠心載荷装置を用いた実験としては、シールド掘削を対象とした落とし戸実験等^{4),5)}も実施されているが、埋設管破損による陥没の発生機構を評価するには適していない。そこで本研究では、深度 2m 以深にある埋設管の影響により生じる地盤陥没の検討を行うことを目的として、地下埋設管が破損した影響による地盤陥没を模擬した遠心模型実験を行った。遠心模型実験では、地盤陥没が生じるメカニズムや進行過程を計測するとともに、破損した開口部の大きさや地盤材料の違いによって、陥没が生じるタイミングや陥没範囲等の影響について検討した。また、この遠心模型実験に対して FEM による再現解析を実施した。FEM 解析であるため、地盤の大規模な陥没までは再現できないが、地盤が破壊に至るまでの現象や地盤材料の違いによる影響、陥没範囲の予測等について定性的な評価を試みた。本報告では、これら遠心模型実験の結果や FEM 再現解析の結果・考察等について紹介する。

2. 遠心載荷装置を用いた地盤陥没実験

2.1 遠心模型実験の概要

深い位置にある地下埋設管（下水管等）が破損して大きな穴が開き、そこから土砂が流出して地盤が陥没することを想定した場合、埋設管に作用する土被り圧が陥没の規模等に影響を及ぼすことが予想される。このような深い位置にある埋設管の土被り圧による影響を検討するには、1G 場では大規模な実験が必要となるため遠心模型実験が有効である。そこで本研究では、深い位置にある地下埋設管が破損した際の陥没発生プロセスについて、写真-1 に示す遠心載荷装置を用いた模型実験を行うこと

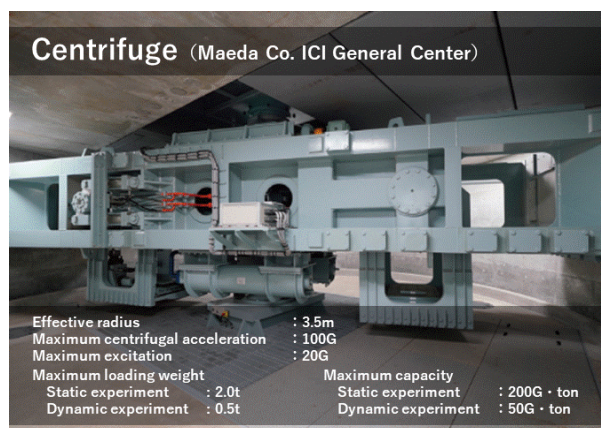


写真-1 遠心載荷装置

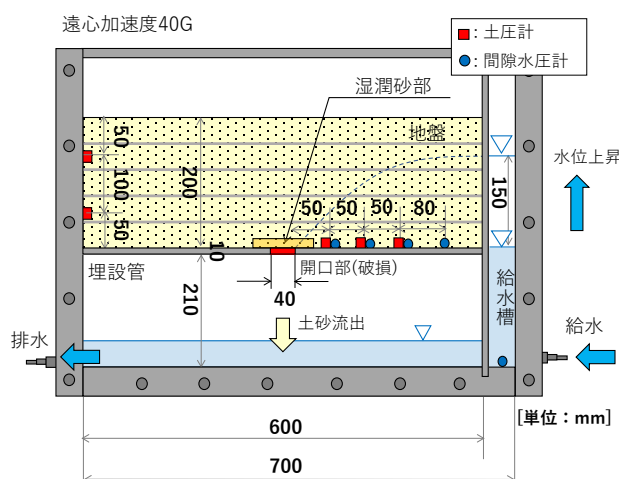


図-1 模型地盤の概略図（予備実験）

で検討を行った。遠心模型実験では、土槽下部に埋設管を模擬した空間を設け、その上に厚さ 200mm の地盤を作製している。ちなみに、埋設管は円筒ではなく、横方向断面を奥行方向一定とする 2 次元モデルとし、破損部から埋設管内への土砂流入を防がないように高さ 210mm の十分なスペースを確保した。なお、実験における遠心加速度は 40G としており、実スケールに換算すると地盤厚は 8.0m となる。埋設管の破損については、遠心載荷中に損傷を再現する（損傷部を開口する）には特殊な装置を別途製作する必要があるため、今回の実験ではパンチングメタルを敷設し、その上に地盤を作製することで予め損傷部を開口しておく簡易的な手法で再現を試みた。実験では、地盤内水位を上昇させることで破損部付近の地盤を飽和させることで、開口部から土砂が流出することを再現する。なお、水位上昇を行う前の初期状態で遠心加速度 40G でも破損を模擬したパンチングメタルから土砂の流出が無いことを確認するため予備実験を行い、その結果を考慮して本実験を行った。

2.2 予備実験の概要と実験結果

ここでは、予備実験としてパンチングメタルから土砂の流出が無いことを確認するため、図-1 に予備実験における模型地盤の概略図を示す。土槽下部は高さ 210mm の

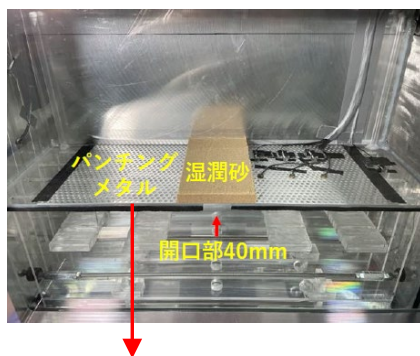
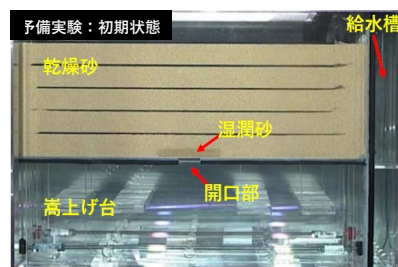


写真-2 開口部のパンチングメタルと湿潤砂の敷設状況



(a) 初期状態



(b) 水位上昇 24 秒後（所定水位到達）



(c) 水位上昇 32 秒後



(d) 水位上昇 40 秒後

図-2 地盤状況の経時変化画像（予備実験）

埋設管を模擬した空間、その上に厚さ 200mm の地盤を作製している。地盤材料には、絶乾状態の豊浦標準砂を使用し、空中落下にて地盤を作製した（ $Dr \approx 65\%$ 程度）。下水管破損位置の開口幅は 40mm とし、その上に厚さ $t=1\text{mm}$ 、穴の直径 $\phi=5\text{mm}$ 、開口面積約 34% のパンチングメタルを敷設している。なお、乾燥した状態の豊浦標準砂はパンチングメタルの穴から零れ落ちてしまうため、写真-2 に示したように開口部には含水比 6% 程度に湿らせた豊浦標準砂を締め固めることで、厚さ 15mm の湿潤砂層を設けた。実験では、遠心加速度 40G において、土槽右の給水槽水位を地盤下端から 150mm の位置まで上昇させることで、地盤内の水位を変化させている。

図-2 は、土槽正面から CCD カメラにて撮影した地盤状況画像である。初期状態の画像を見ると、40G の遠心加速度でもパンチングメタルからの砂の流出は見られていない。その後、給水層の水位を上昇させ、所定位置（地盤下端から 150mm）に達した 24 秒後に破損位置から砂の流出がスタートし、僅か 15 秒ほどで大きな陥没となった。また、土砂が流出する際の地盤のすべり線の角度は約 36.5° であり、地盤右側のみ水位上昇していたにもかかわらず左右対称となっている。ちなみに、この角度は埋設管内に流出・堆積した砂の角度とほぼ同じであり、安息角であると推測される。以上の予備実験の結果から、開口部をパンチングメタルで模擬した手法で、十分陥没を再現できることが確認できた。実際の地盤は、不飽和であるとともに細粒分を含む材料であると想定され、これらを考慮することで実際の挙動に近い実験が可能であると考えられる。

2.3 本実験の概要と実験結果

予備実験の結果を参考に、地盤材料に湿潤砂を用いた本実験を実施した。模型地盤の概略図を図-3 に示す。こ

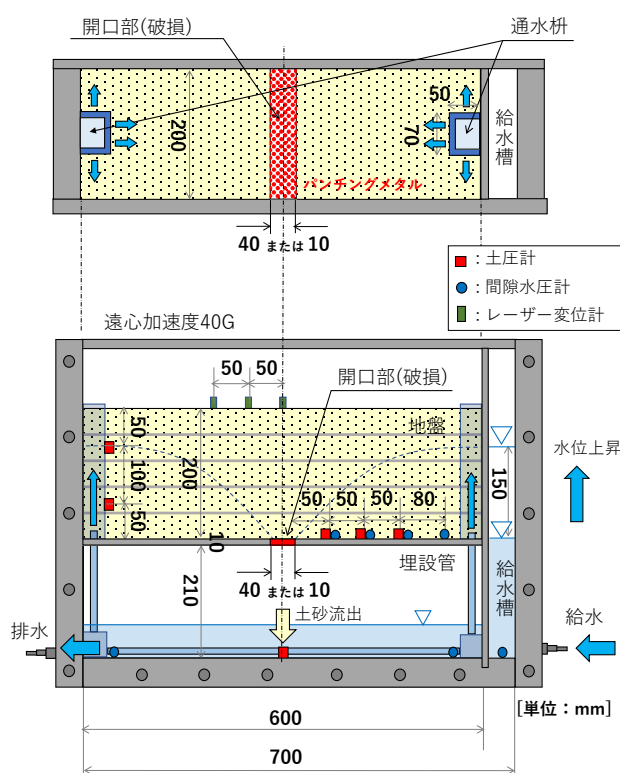


図-3 模型地盤の概略図（本実験）

表-1 本実験ケース一覧

		地盤材料	
		砂	中間土
開口幅	40 mm	Case1-1	-
	10 mm	Case1-2	Case2-2

の図に示すように、予備実験と同様に、土槽下部に埋設管を模擬した空間を設け、その上に厚さ 200mm の地盤を作製している。また、地盤の左右に通水柵を設けて給水槽と連結することにより、左右から同時に地盤内水位が

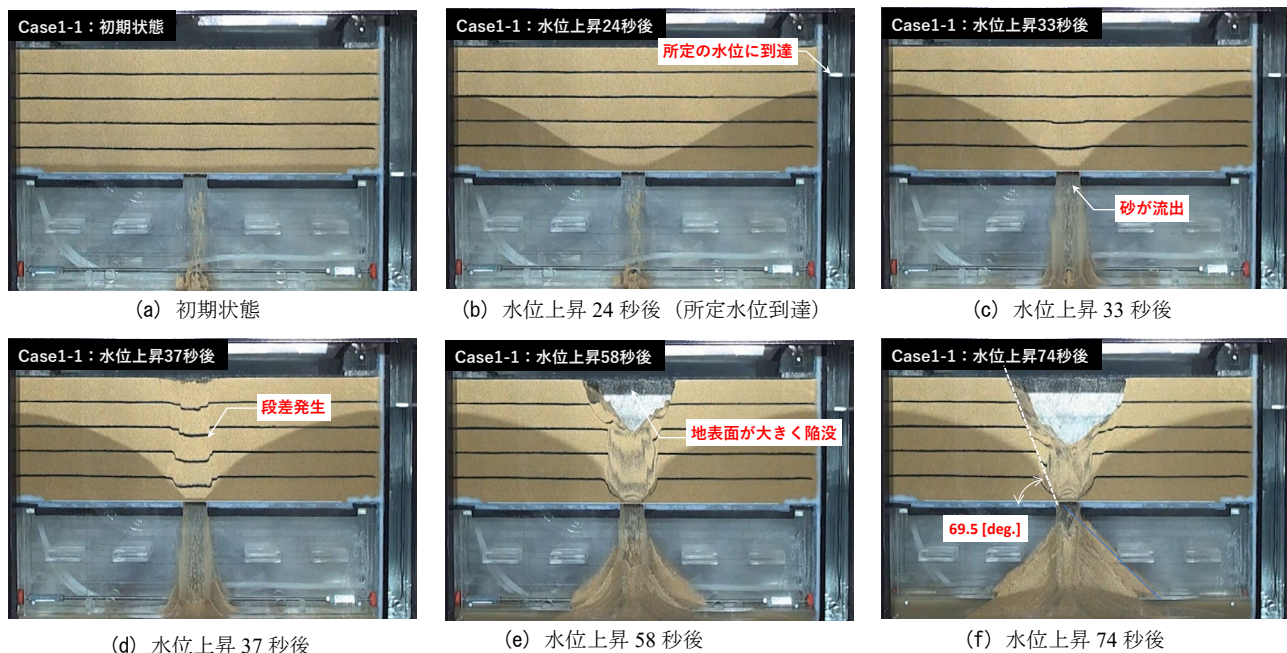


図-4 地盤状況の経時変化画像 (Case1-1)



図-5 地盤状況の経時変化画像 (Case1-2)

上昇するような改良を施した。実験では、地盤材料と破損位置の開口幅をパラメータとして表-1 に示す 3 ケースについての実験を行っており、Case1-1 および Case1-2 では地盤材料として豊浦標準砂、Case2-2 では地盤材料として豊浦標準砂に木櫛粘土を 8 : 2 で混合した中間土を使用している。豊浦標準砂および中間土については、含水比を 8% に調整し湿潤密度 1.56Mg/m^3 ($\text{Dr} \approx 70\%$) となるように突固めて地盤を作製している。破損位置の開口幅は、Case1-1 では模型スケールで 40mm、Case1-2 および Case2-2 では 10mm とした。実験では、予備実験と同じく遠心加速度 40G において、給水槽水位を地盤下端から 150mm 上昇させ、その時の地盤内の陥没・空洞の発生

の違い等を比較した。なお、地盤内には下端部と左端部に土圧計や間隙水圧計を設置し、地表面はレーザー変位計を用いて沈下を測定している。また、埋設管位置には開口部直下に土圧計を設置し流出土砂による影響を計測するとともに、給水側と排水側に水圧計も設置している。

図-4～図-6 は、各ケースにおける土槽正面から CCD カメラにて撮影した地盤状況画像である。ここでは、給水層の水位上昇開始直前を初期状態とし、その後の経過時間で画像を整理している。図-4 は Case1-1 の実験結果である。初期状態では、遠心加速度 40G まで载荷した際に地盤下端がほぼ飽和状態となるため、パンチングメタルから砂の流出が若干生じていることが確認できるが水

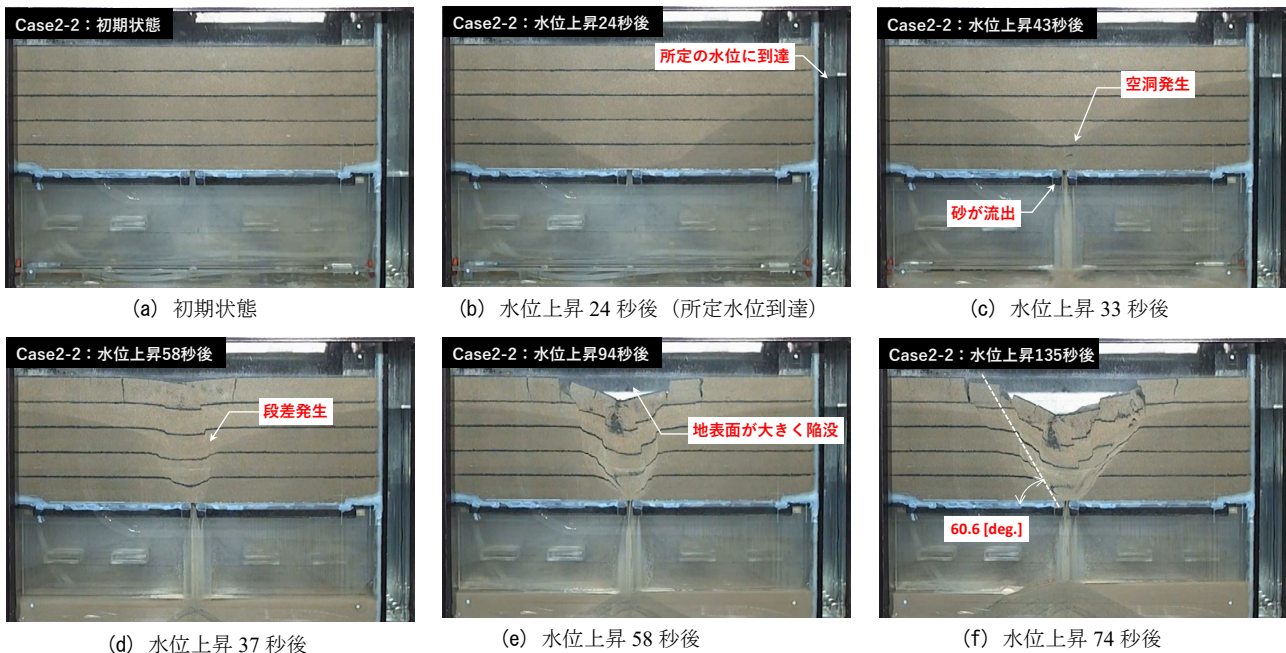


図-6 地盤状況の経時変化画像 (Case2-2)

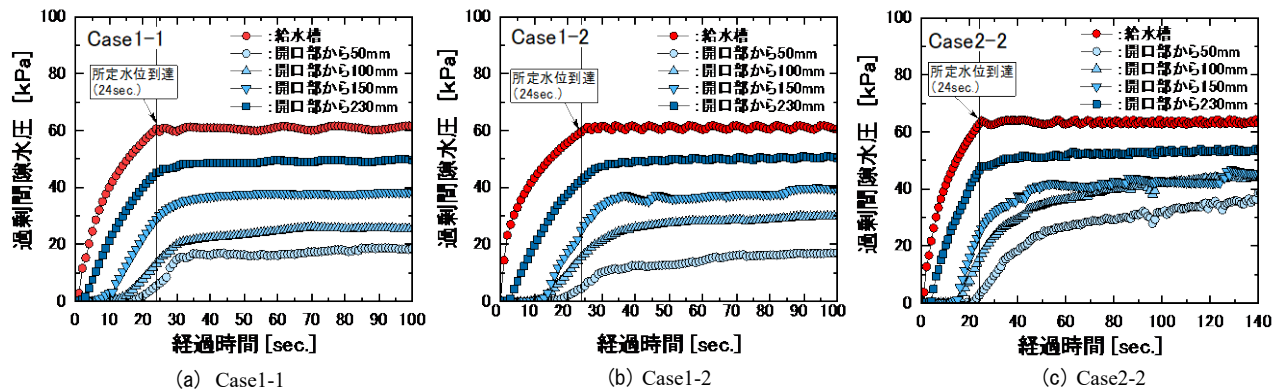


図-7 給水槽および地盤内に設置した水圧計の経時変化

位上昇開始前には土砂流出も収束しており、実験には影響していないと考えている。この初期状態から所定の水位 150mm まで上昇させるのに約 24 秒、その数秒後に破損位置の開口部から砂が流出している。砂の流出開始後は、しばらくは地表面付近に変化はないが、ある程度の土砂が流出した段階で開口部上部の地盤に急激に段差が生じはじめ、その後地表面に大きな陥没が生じる結果となった。なお、土砂が流出する際の地盤のすべり線の角度は 69.9° とかなり急勾配であることが確認できる。

図-5 は、Case1-2 の実験結果である。Case1-1 と比較すると、破損位置の開口幅が $1/4$ の 10mm としたケースになる。初期状態から所定の水位 150mm まで上昇させるのに、Case1-1 と同様に約 24 秒かかっている。また、Case1-2 では水位が所定位置に到達した直後から砂の流出が見られ、破損位置上部の地盤に空洞が発生していることが確認できる。その後、ある程度の土砂が流出した段階で Case1-1 と同様に地盤に段差が生じはじめ、発生した空洞もなくなり、急速に地表面に大きな陥没が生じる結果となった。土砂が流出する際の地盤のすべり線の角度は、Case1-1 と同様に約 69.9° とであることが確認でき、陥没

の大きさも Case1-1 とほぼ同程度である。また、土砂の流出速度は Case1-1 に比べて若干遅いと思われるがそれほど大きな差はなく、今回実施した開口幅の範囲だと影響は少ないと考えられる。

図-6 は Case2-2 の実験結果であり、地盤には豊浦標準砂に木櫛粘土を 8:2 で混合した中間土を使用したケース、開口幅は 10mm である。初期状態から給水槽が所定の水位に達するまでの時間は、これまでのケースと同じ約 24 秒であるが、地盤の透水性が他のケースよりも低いため、地盤内水位は給水槽よりも遅れて上昇するため、土砂流出開始までには若干の時間を要している。土砂流出後は、破損位置上部の地盤で空洞の発生が見られたが、空洞が大きくなる前に潰れて消失している。その後、破損位置上部の地盤で段差が生じ、時間経過とともにこの段差が徐々に発達、大きな陥没となった。なお、陥没が生じた際の地盤すべり面の角度は 60.6° であり、豊浦標準砂を用いた Case1-1 や Case1-2 と比較して小さい値となっている。このため、地表面付近での陥没範囲は、Case1-1 や Case1-2 よりも広い範囲に影響を及ぼしており、すべり線外側の地表面にもクラックが発生している。

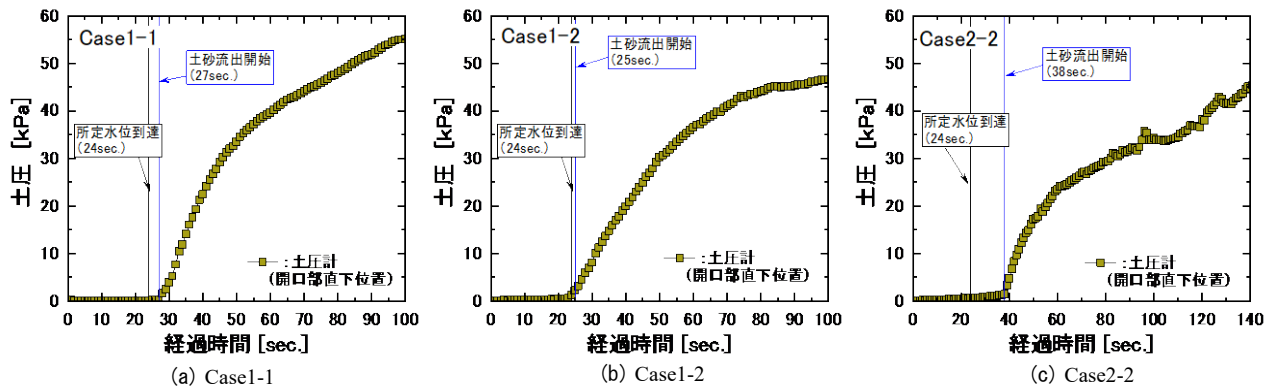


図-8 破損位置直下の埋設管に設置した土圧計の経時変化

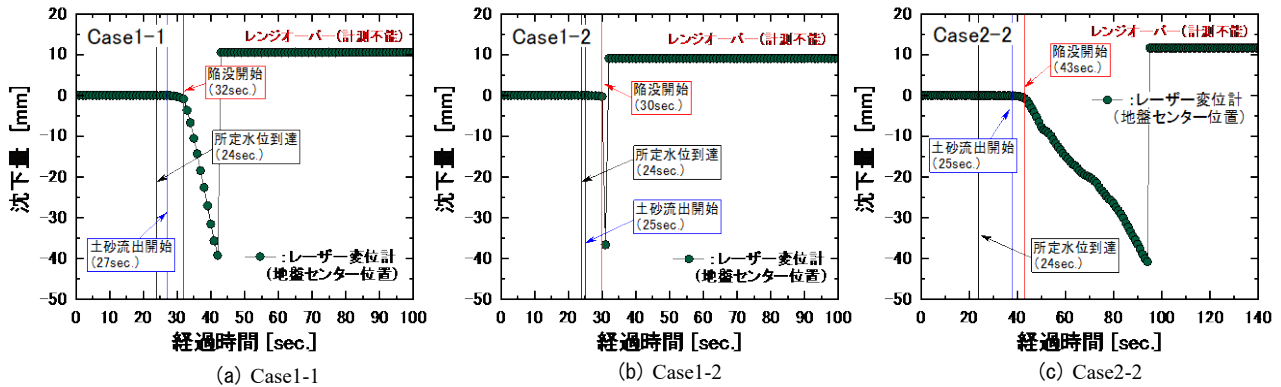


図-9 破損位置直下の埋設管に設置した土圧計の経時変化

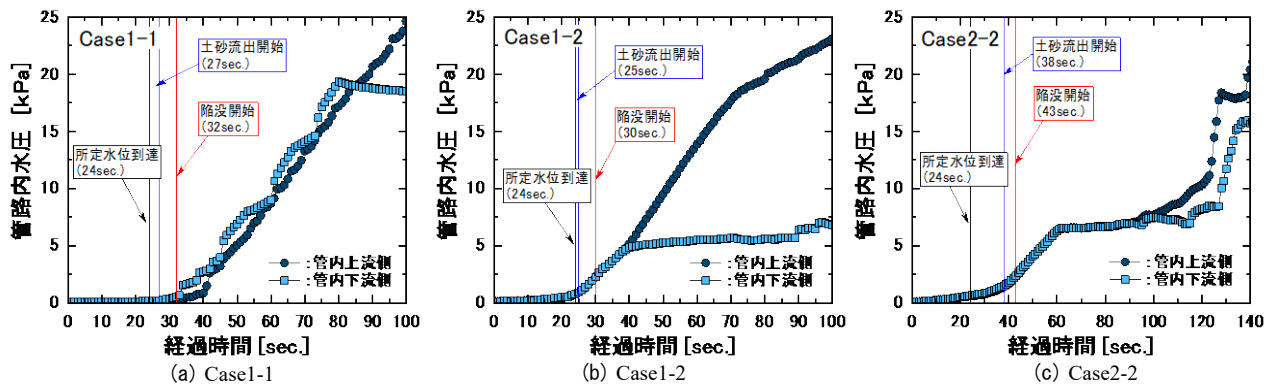


図-10 埋設管に設置した水圧計の経時変化

図-7 は、給水槽および地盤内に設置した水圧計の計測結果である。ここでは、初期状態をゼロとして水圧増分をプロットしている。給水槽に設置した水圧計を見ると、どのケースも給水開始から 24 秒で所定の水圧（40G で 150mm 上昇させるので、約 60kPa（6.0m分）の水圧）に到達している。ちなみに、開口部に近い位置の地盤内水圧計ほどレスポンスは遅く、地盤内を流れる間隙水にタイムラグが見られる。

図-8 は、破損位置直下の埋設管に設置した土圧計の計測結果である。流出した土砂は、この土圧計の上に堆積することから、ここでは土圧増加の開始位置を土砂流出の開始時間とした。これらのグラフを見ると、Case1-1 では給水槽の水圧が所定の位置に到達した 24 秒後から 3 秒後の 27 秒から土圧が増加しており、このタイミングで開口部からの土砂流出が始まったと考えられる。また、同

じように Case1-2 を見ると 25 秒、Case2-2 では 38 秒から土砂流出が始まっており、中間土を用いた Case2-2 の方が豊浦標準砂を用いた Case1-1 や Case1-2 より土砂流出までに時間を要していることがわかる。これは、中間土を用いた Case2-2 の方が地盤内の透水係数が低く、地盤内の間隙水圧上昇に遅れが生じるためである。また、土砂流出後の土圧の増加速度も中間土を用いた Case2-2 の方が遅いため、土砂流出量も中間土の方が少ない考えられる。

図-9 は、地盤センター位置に設置したレーザー変位計による沈下量の経時変化である。これらのグラフから各ケースの陥没開始は、Case1-1 で 32 秒、Case1-2 で 30 秒、Case2-2 で 43 秒と読み取れる。これらの陥没開始時刻は図-8 に示した各ケースの土砂流出開始から 5 秒後にあたり、土砂流出時刻と陥没開始時刻にはタイムラグがあることがわかる。これは、土砂流出によって破損位置上部

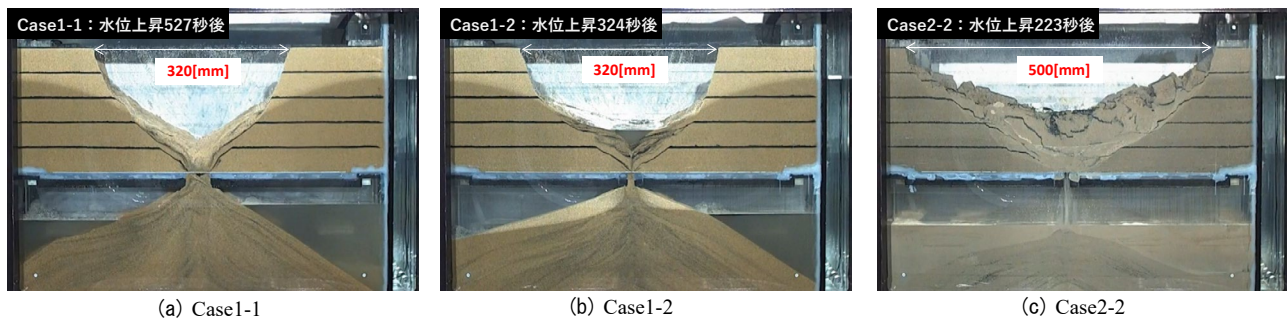


図-11 十分な時間が経過した後の地盤状況

で生じる地盤の緩みが、地表面付近まで伝播・到達するのに時間が掛かるためであり、地表面が舗装されている場合は、舗装路面の破壊・陥没でさらにタイムラグが生じると考えられる。図-9を見ると、陥没が生じ始めると沈下は急激に進行し、すべてのケースで最終的に沈下量40mmを越え計測不能となっている。この時の沈下の進行速度は、Case1-1の豊浦標準砂の方が中間土を用いたCase2-2よりも早いことがわかる。なお、Case1-2を見ると、他のケースとは異なり沈下が瞬間的に生じている。これは、地盤内に発生した空洞が、土被り圧に耐えられなくなり潰れ、急激に陥没するためである。つまり、地盤内に空洞が生じるようなケースでは、地表面の陥没は唐突に起きる可能性が高い。よって、このような陥没を未然に防ぐためには、地表面沈下が生じる変化をモニタリングしても手遅れになると考えられる。今回の実験より、地盤の陥没は、①埋設管の破損⇒②土砂の流出⇒③地盤の緩み・空洞の発生⇒④地表面の沈下・陥没、といった順序で発生することが確認できている。未然に陥没事故等を防ぐためには、③の段階までに異常を感知することが重要となる。なお、地表面からの探査では2m以上の地盤の緩みや空洞を検知するのは困難であるため、深い位置にある埋設管では、埋設管内部からの計測や探査が必要となる。図-8に示したような、埋設管に土圧計を設置して土砂流出を検知する方法は有効ではあるが、破損位置にピンポイントで土圧計を設置する必要があるため現実的ではない。そこで、図-10に示した埋設管破損位置の上流側と下流側に設置した水圧計の計測結果を見てみると、土砂流出の開始時刻から上流側と下流側で水圧が上昇しており、さらに土砂流出が進行すると、破損位置の上流側と下流側で水圧差が生じてくることがわかる。今回の遠心模型実験では、埋設管内の水の流れを十分再現した実験ではないため定量的な評価は出来ていないが、埋設管の中の水圧や水位、流速といった項目を計測しその変化を捉えることで、埋設管の破損による管内への土砂流入を検知できる可能性はあると考えられる。

ちなみに図-11は、これ以上実験で土砂が流出できない十分な時間経過後の地盤状況画像である。各ケースの地表面における陥没幅は、Case1-1およびCase1-2で約320mm、Case2-2で約500mmであった。どのケースも広

表-2 解析に用いたパラメーター一覧

		砂 (Case1-2)	中間土 (Case2-2)
圧縮指数	λ	0.022	0.044
膨潤指数	κ	0.0022	0.0044
有効内部摩擦角	ϕ' [deg.]	35.0	31.0
限界応力比	M	1.418	0.984
静止土圧係数	K_0	0.426	0.485
有効ボアソン比	ν'	0.299	0.327
初期間隙比	e_0	0.732	0.832
透水係数	k [m/day]	2.76E+00	1.38E-01
e-lnkの傾き	λ_k	0.022	0.044
飽和度による 硬化パラメータ		a	30.0
		n	1.00
水分特性曲線 のパラメータ	排水 過程	A_d	-7.00
		B_d	2.00
	吸水 過程	A_w	-4.00
		B_w	1.55
残留飽和度		S_{rc}	0.11

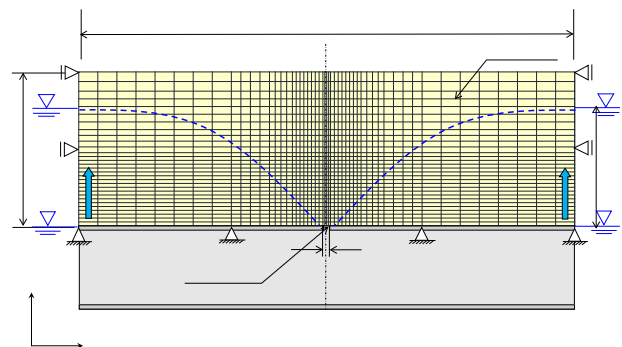


図-12 解析に用いたメッシュ図

範囲で陥没が生じていることがわかるが、細粒分を含む中間土の方が陥没の影響範囲が広いことがわかる。

3. 遠心模型実験のFEM再現解析

3.1 FEM解析の概要と解析条件

前節において述べた遠心模型実験に対して有限要素法による再現解析（以降、FEM解析）を実施することで、地盤陥没が発生する要因や地盤材料による影響を検討し

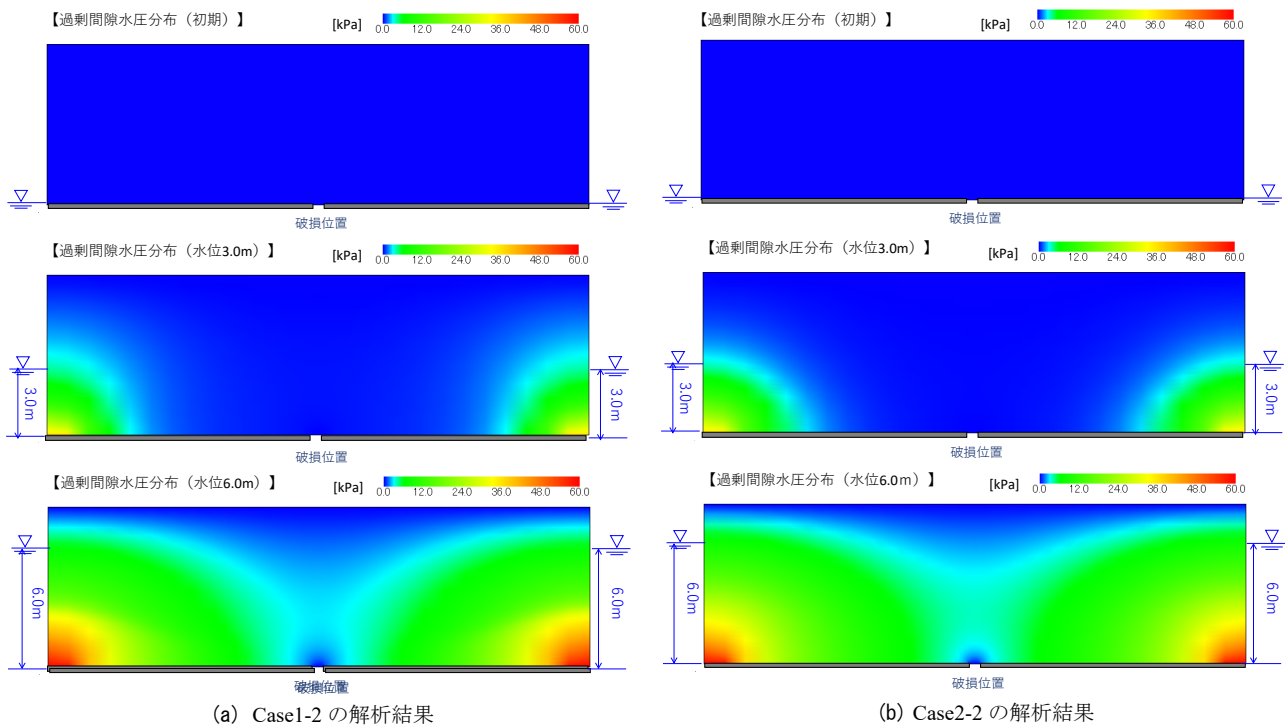


図-13 FEM 再現解析による地盤内過剰間隙水圧分布の変化

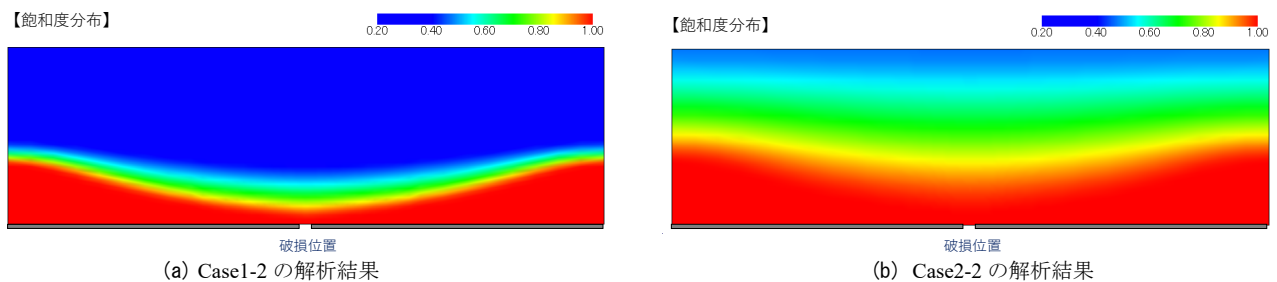


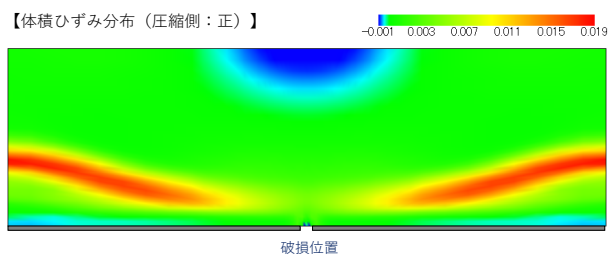
図-14 FEM 再現解析による地盤内飽和度分布（水位 6.0m）

た。なお、FEM 解析では破損部からの土砂流出を再現できないため、埋設管の破損とそれに伴う水圧低下と地盤の緩みの計算となる。使用した解析コードは「土/水/空気連成有限要素解析プログラム DACSAR-i[®]」である。遠心模型実験では、開口幅の影響を考慮した Case1-1 と Case1-2 の間に大きな差がない結果となったことから、地盤材料が異なる Case1-2 および Case2-2 の 2 ケースに対して計算を行った。地盤材料である豊浦標準砂と中間土には、大野ら⁸⁾による Se-Hardening モデルを適用し、過去に実施した遠心模型実験の数値解析⁹⁾を参考に、表-2 に示す材料パラメータを用いた。図-12 は、FEM 解析に用いたメッシュ図である。この図に示したように、埋設管は変形しないものと仮定し、地盤部分のみをモデル化している。また遠心加速度 40G であることを考慮して、地盤幅 26m、地盤深さ 8m、埋設管破損個所の開口幅 0.4m とした実スケールでモデル化している。幾何学境界は、左右端を X 方向固定、開口部以外の下端を XY 方向固定、上端面は排気・排水境界とした。また、埋設管破損を再現するため、開口部位置の下端地盤には土被り圧相当の節点荷重を与えると同時に、排気・排水境界とした。本

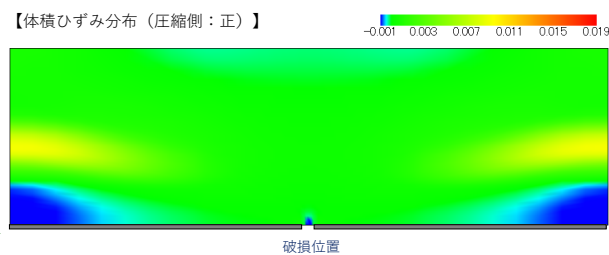
解析では、遠心模型実験と同じように左右の地盤下端から給水槽の水位変動に合わせた水頭値を与えることで、地盤の変形挙動の再現を試みている。

3.2 解析結果と考察

図-13 は、FEM 解析による過剰間隙水圧分布の経時変化である。ここでは、初期状態と水位 3.0m まで上昇させた場合、水位 6.0m まで上昇させ十分な時間が経過した場合の 3 段階について分布図を示した。これらの分布から、左右の地盤下端から給水槽の水位変化分の水圧を与えることにより、地盤内の過剰間隙水圧が上昇していることがわかる。なお、地盤下端のセンター部分は開口部であるため排水条件としており、この部分の間隙水圧はゼロである。また、Case1-2 と Case2-2 を比較すると、地盤の透水係数が異なることから、Case2-2 の方が開口部上面地盤の過剰間隙水圧は大きいことがわかる。図-14 は、図-13 に示した水位 6.0m まで上昇させ十分な時間が経過した際の飽和度分布、図-15 は体積ひずみ分布である。飽和度分布は、地盤を砂とした Case1-2 よりも中間土とした Case2-2 の方が、全体的に飽和度が高いことがわかる。ま

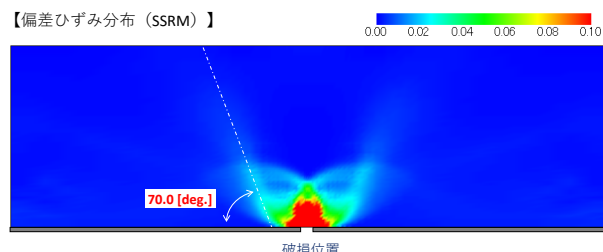


(a) Case1-2 の解析結果

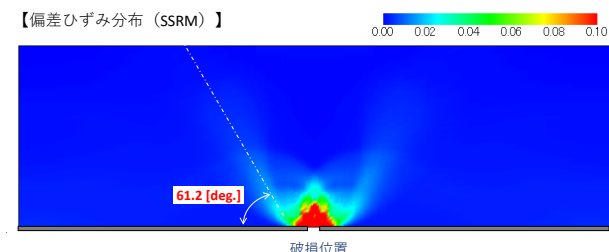


(b) Case2-2 の解析結果

図-15 FEM 再現解析による地盤内体積ひずみ分布（水位 6.0m）



(a) Case1-2 の解析結果



(b) Case2-2 の解析結果

図-16 FEM 再現解析による地盤内飽和度分布（水位 6.0m）

た、体積ひずみは破損部付近で負方向の体積ひずみ（圧縮側が正）が若干生じており、地盤が緩んでいることがわかるが、実験で空洞が発生した位置での地盤の緩みは見られなかった。FEM 解析では、開口部から土砂が流出し陥没が進行していくことを表現できないため、どうしても土砂流出前の陥没が生じる前段階までしか再現できない。地盤内の空洞や緩みの発生は土砂流出に伴うものであるため、FEM 解析での再現には限界があると言える。そこで、水位 6.0m まで上昇させ十分な時間が経過した段階における変形解析の応力分布を用いて、せん断強度低減法¹⁰⁾（以降、SSRM）による地盤内のすべり破壊位置の推定を試みた。図-16 が、SSRM による解析結果から求められた偏差ひずみ分布であり、この偏差ひずみが生じている位置が想定されるすべり線位置と捉えられる。これらの図を見ると、地盤内のすべり線の角度は Case1-1 の方が急勾配となっており、その角度は Case1-1 で約 70.0°、Case2-2 で約 61.2° であった。これは遠心模型実験で見られたすべり線の角度ともほぼ一致しており、陥没が生じる範囲等を予測する程度であれば十分有効であると考えられる。

4. おわりに

本報告では、地下埋設管が破損した影響による地盤陥没を模擬した遠心模型実験とその FEM 再現解析結果について紹介した。遠心模型実験では、地盤陥没が生じるメカニズムや進行過程を計測するとともに、破損した開口部の大きさや地盤材料の違いについて検討した。開口部の違いについては、流出土砂の量が若干異なるものの、陥没規模や進行速度には大きな影響はないことがわかった。また、細粒分を含む中間土では、砂の場合よりも陥没の進行速度は遅くなるものの、地表面での陥没範囲は

砂よりも広い結果となった。なお、地表面の陥没開始時間と破損箇所からの土砂流出開始時間にはタイムラグがある。陥没が生じ始めると沈下は急激に進行するため、沈下・陥没が生じる前の土砂流出段階で異常を感知できれば、陥没事故を未然に防ぐことが可能であると考えられる。一方、FEM 再現解析は砂の流出による陥没の進行は表現できないが、地盤材料の違いによる影響や、SSRM による陥没範囲予測といった評価は十分可能であることが伺えた。なお、土砂の流出や空洞の形成、陥没の進行といった現象を再現する場合には、FEM ではなく DEM 等の粒子法による計算が必要である。

参考文献

- 1) 小西康彦, 福永健一, 大峯秀一, 深谷涉, 竹内大輔: 下水道管起因の地盤内空洞発生と地表面陥没危険度の実験的研究, 下水道協会誌, Vol.55, No.670, pp.124-133, 2018.
- 2) 桑野玲子, 大原勇: 路面下空洞の生成・拡大メカニズムと陥没危険度の評価, 地盤工学ジャーナル, Vol.16, No.4, pp.307-317, 2022.
- 3) 東田淳, 白井久順, 大杉朗隆, 八谷誠, 井上裕司, 足立剛, 所達弘: 損傷下水管周囲の空洞発生に関する実規模土槽実験, 第 40 回地盤工学研究発表会講演集（函館）, pp.1927-1928, 2005.
- 4) 垂水尚志, 山本征彦, 大田弘, 野口利雄: 砂地盤中のトンネル掘削に伴う荷重の再配分—落とし戸実験に基づく基礎的検討—, トンネル工学研究発表会論文・報告集, 第 2 巻, pp.27-34, 1992.
- 5) 朝倉弘貴, 竹村次郎, 野城一栄: 遠心模型落とし度実験による砂地盤変位の進展観察とその地盤支持力への影響に関する検討, 土木学会論文集 F1（トンネル

- 工学) , Vol.78, No.2 (特集号) , I_16-I_25, 2022.
- 6) Takeyama, T., Tachibana, S. and Fukukawa, A.: A finite element method to describe the cyclic behavior of saturated soil, *International Journal of Material Science & Engineering*, Vol.2(1), 2015.
 - 7) Iizuka, A. and Ohta, H.: A Determination Procedure of Input Parameters in Elasto-viscoplastic Finite Element Analysis, *Soils and Foundations*, Vol.27, No.3, pp.71-87, 1987.
 - 8) 大野進太郎, 河井克之, 橘伸也: 有効飽和度を剛性に
関する状態量とした不飽和土の弾塑性構成モデル,
土木学会論文集 C, Vol.63, No.4, pp.1132-1141, 2007.
 - 9) 平田昌史, 大塚悠大, 石黒健, 丸山憲治, 大木拓哉,
赤木寛一, 小西真治: 降雨による斜面崩壊を模擬した
遠心模型実験の FEM 再現解析, 第 59 回地盤工学研
究発表会発表講演集, No.23-13-4-04, 2024.
 - 10) 鵜飼恵三: 弾塑性 FEM による斜面の全体安全率の計
算法, 土質工学会論文報告集, Vol.29, No.2, pp.190-195,
1989.

ミストブレンダー工法で製造した ベントナイト混合土の試験施工

久 慈 雅 栄*¹ 福 田 和 人*²
仁 平 義 祐*³

要 旨

原子力発電所に伴い発生する放射性廃棄物は、放射能レベルによって分類され、深度を変えて地中に埋設することが計画されている。放射性廃棄物は、それぞれの処分方法において、放射性物質の漏洩抑制等の目的で、低透水性能を有する人工バリア材としてのベントナイト混合土を配置する計画となっている。ここでは、低レベル放射性廃棄物・浅地中(ピット)処分に用いられるベントナイト混合土をターゲットとし、覆土に必要な性能を確保するために用いる材料の条件を絞るために、ミストブレンダー工法を用いてベントナイト混合土を製造して、試験施工を実施したので、その結果について報告する。

キーワード 放射性廃棄物／ベントナイト混合土／有効モンモリロナイト湿潤密度

目 次

- | | |
|---------------|-------------|
| 1. はじめに | 5. 試験施工の進め方 |
| 2. L2覆土の概要 | 6. 試験施工結果 |
| 3. 使用材料と材料特性 | 7. おわりに |
| 4. Be混合土の製造方法 | |

TEST COMPACTION OF BENTNITE SOIL MIXTURE PRODUCED BY MIST-BLENDER METHOD

Masayoshi KUJI Kazuto FUKUDA
Yoshinori NIHEI

Synopsis:

Radioactive waste generated from nuclear power plants is classified according to its radioactivity level, and it is planned to be buried underground at different depths depending on the classification. For each disposal method, bentonite soil mixture with low permeability is planned to be used as an artificial barrier material to suppress the leakage of radioactive substances.

In this report, bentonite soil mixture, which is used for the shallow ground (pit) disposal of low-level radioactive waste, was targeted. In order to focus the conditions for materials used to ensure the required performance of the cover soil, bentonite soil mixture was produced using the Mist-Blender method, and a trial construction was carried out. This report presents the results of that trial.

* 1 本店 土木事業本部 土木技術部
* 3 東北支店 双葉町解体除染作業所

* 2 本店 土木事業本部 原子力営業部

1. はじめに

原子力発電所に伴い発生する放射性廃棄物は、放射能レベルによって分類され、深度を変えて地中に埋設することが計画されている。図-1 に放射能レベルでの区分と処分方法¹⁾を示す。

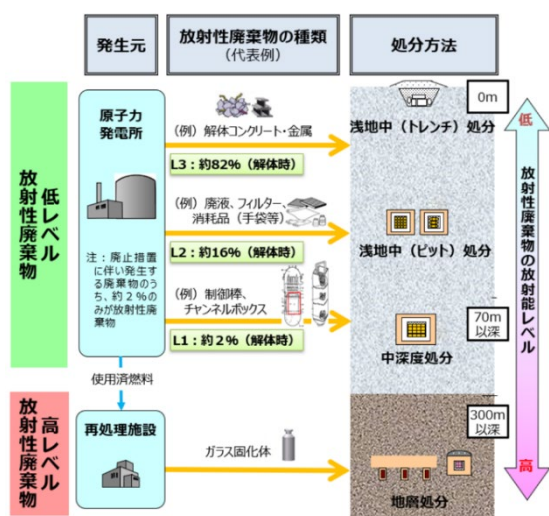


図-1 放射性廃棄物の区分と処分方法¹⁾

放射性廃棄物は、それぞれの処分方法において、放射性物質の漏洩抑制等の目的で、低透水性能を有する人工バリア材としてのベントナイト(以下、Be)混合土を配置する計画となっている。

人工バリア材としての Be 混合土は、砂等の土質系材料である母材に Be を混合し、初期含水比を調整した上で、巻出し・締固めを行ったものである。Be には、モンモリロナイト(以下、Mo)と呼ばれる、吸水すると膨張(膨潤)しさらに粘性が増加する粘土鉱物が含まれており、これが Be 混合土の低透水性能を発揮する主因となる。Be 混合土は Be の種類(主に Na 型と Ca 型)、Mo 含有率、Be 配合率、初期含水比(締固め前の、Be 混合土製造時の含水比)、および締固め密度等によりその透水係数は変化する。このため、目的に応じた透水係数を得るために、上記の要素を組み合わせる配合設計が不可欠である。

さらに、Mo が膨潤して粘性が増加する特徴は、攪拌式ミキサ等で材料を混合し加水調整する過程で、粘性を持つ材料に練り(せん断)を加えることとなり、製造された材料に不均質部(ダマ)が発生する原因となる。

このような課題に対し、筆者らは不均質部の少ない Be 混合土を連続的かつ大量に製造することを可能とした、連続縦落し型混合・加水方式を用いた Be 混合土製造システム「ミストブレンダー工法」を開発し、製造土や締固め土の品質等の確認を実施してきた^{例えば、2)}など。図-2 に、ミストブレンダー工法の概念図を示す。本工法では製造段階を、Be と母材を自然含水比状態で事前混合する工程と、所定の含水比に加水調整する工程の 2 段階に分けている。このうち、加水調整工程では事前混合した材料を

落下させながら水を噴霧する方式を採用しているため Be 混合土に練り(せん断)を加えておらず、不均質部(ダマ)ができにくい、という特徴がある。

今回、図-1 に示す放射性廃棄物の分類のうち、L2 と呼ばれる低レベル放射性廃棄物・浅地中(ピット)処分の覆土に用いられる Be 混合土をターゲットとし、ミストブレンダー工法を用いて Be 混合土を製造して、実際の施工を模した試験施工を実施した。その目的は、覆土に必要な性能を確保するための条件を絞ることにあり、材料の選定(3 章)、製造方法(4 章)、試験施工の進め方(5 章)、試験施工結果(6 章)の順でその結果を報告する。

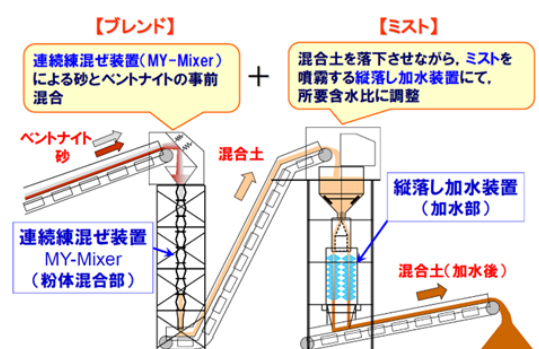


図-2 ミストブレンダー工法概念図

2. L2 覆土の概要

今回対象とする Be 混合土は、L2 と呼ばれる低レベル放射性廃棄物・浅地中(ピット)処分に用いる覆土である。本事業は、日本原燃株式会社により青森県上北郡六ヶ所村で進められており、原子力発電所から排出される廃液やフィルターなどの低レベル放射性廃棄物をドラム缶に封入し、コンクリート製のピットに収納した上で、3 種類の覆土で埋設する計画である。図-3 に、L2 のうち 1 号廃棄物埋設地の概要³⁾を示す。

覆土は、コンクリートピットを直接被覆する難透水性覆土、その外側に設置する下部覆土、地表面までを占める上部覆土の 3 種類に分けられる。表-1 に、これら 3 種類の覆土に求められる要求性能(透水係数)を示す。

表-1 各覆土の要求性能(透水係数)

覆土種類	要求性能(透水係数 [m/sec])
上部覆土	$1 \times 10^{-5} \sim 1 \times 10^{-7}$
下部覆土	1×10^{-8}
難透水性覆土	1×10^{-10}

今回は、このうち難透水性覆土と下部覆土をターゲットに、試験施工を実施した。

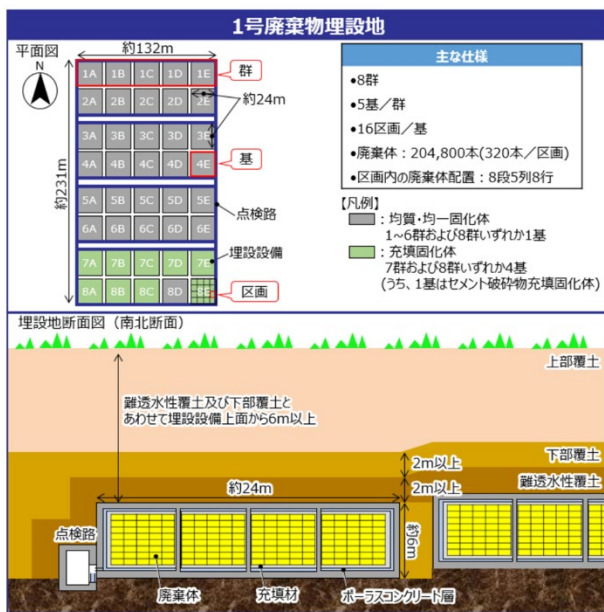


図-3 1号廃棄物埋設地の概要³⁾

3. 使用材料と材料特性

3.1 使用材料

(1) ベントナイト

今回試験施工に使用する Be は、クニミネ工業(株)製・クニゲル V1 と、日本砥研(株)製・津軽 2 号の 2 種類である。表-2 にこれら 2 種類の Be の材料特性を、図-4 に粒径加積曲線を示す。ここで MBC(メチレンブルー吸着量)は、JIS Z 2451 に則り、スポット法で測定した。なお、これらの値は室内土質試験の際に使用したロットでの試験結果である。

表-2 ベントナイトと石粉の材料特性

		クニゲルV1	津軽2号	石粉
土粒子密度	Mg/m ³	2.761	2.591	2.702
含水比	%	7.6	2.3	1.0
膨潤力	mL/2g	21	14	—
MBC	mmol/100g	84	58	—

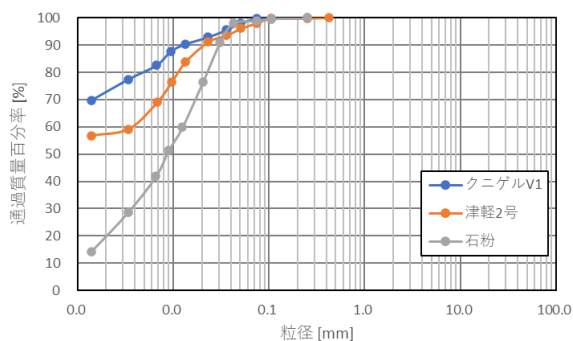


図-4 ベントナイト&石粉の粒径加積曲線

(2) 母材

今回試験施工に使用する母材としての土質材料は、青森県三沢産・コンクリート用砂(三沢砂)、東京都奥多摩産・碎石、砕砂(碎石、砕砂)、青森県六ヶ所産・粗粒砂岩(現地発生土)の 4 種類である。表-3 にこれら 4 種類の母材の材料特性を、図-5 に粒径加積曲線を示す。なお、これらの値は室内土質試験の際に使用したロットでの試験結果である。

表-3 母材の材料特性

		三沢砂	碎石	砕砂	現地発生土
土粒子密度	Mg/m ³	2.719	2.711	2.681	2.789
含水比	%	2.4	1.5	4.9	19.2

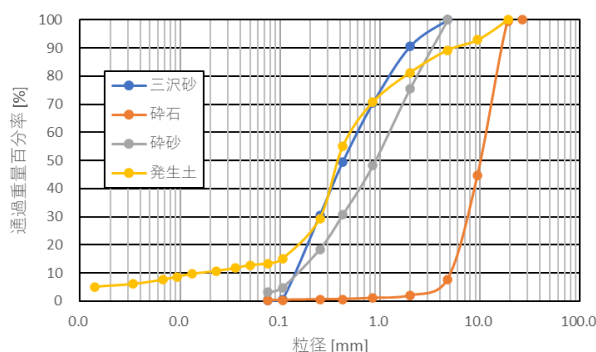


図-5 母材の粒径加積曲線

(3) 石粉

今回、下部覆土において、覆土材料費のコストダウンを企図して、細粒分としての Be の代替として石粉を使用した。ここで使用するのは、宮城県産・石灰石微粉末(石粉)である。表-2 に石粉の材料特性を、図-4 に粒径加積曲線を、Be とともに示す。なお、これらの値は室内土質試験の際に使用したロットでの試験結果である。

3.2 難透水性覆土の室内試験結果

(1) 概要

難透水性覆土の要求性能は、表-1 に示すように非常に低い透水係数($k=1 \times 10^{-10}$ [m/sec])である。さらに、施工時に発生するバラツキ等を考慮する必要があることから、室内試験では 1 桁低い $k=1 \times 10^{-11}$ [m/sec]を目標性能とすることとした。

使用材料は Be と三沢砂とし、Be はクニゲル V1 と津軽 2 号を使用して、性能を確認した。

(2) クニゲル V1 を用いた場合

Be としてクニゲル V1 を用いた難透水性覆土の Be 配合率と初期含水比を決めるため、表-4 に示す基本配合(乾燥重量比)のもとに、突固め試験と透水試験を実施した。図-6 に基本配合の粒径加積曲線を、クニゲル V1 と三沢砂とともに示す。突固め試験は JIS A 1210 に則り C-c 法で、

透水試験は低透水材料の透水試験方法として制定された JGS 0312-2018 に則り実施した。なお、透水試験の供試体は、突固め試験結果と同じ含水比と乾燥密度で調整した。表-4 に基本配合とともに突固め試験結果と透水試験結果を、図-7 に突固め試験結果を、図-8 に透水試験結果を示す。

表-4 難透水性覆土・クニゲル V1 基本配合の室内試験結果

配合率		最大乾燥密度	最適含水比	最小透水係数	最小透水係数含水比
ベントナイト	三沢砂	ρ_{dmax}	Wopt	Kmin	Wkmin
%	%	Mg/m ³	%	m/sec	%
15.0	85.0	2.050	9.2	3.27×10^{-12}	12.4
17.5	82.5	2.061	9.6	2.44×10^{-12}	12.4
20.0	80.0	2.069	9.4	2.00×10^{-12}	12.4

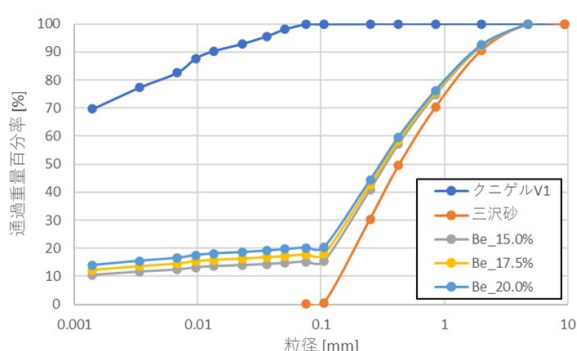


図-6 難透水性覆土・クニゲル V1 基本配合の粒径加積曲線

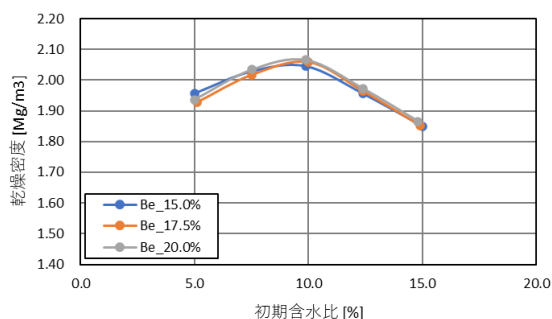


図-7 難透水性覆土・クニゲル V1 基本配合の突固め試験結果

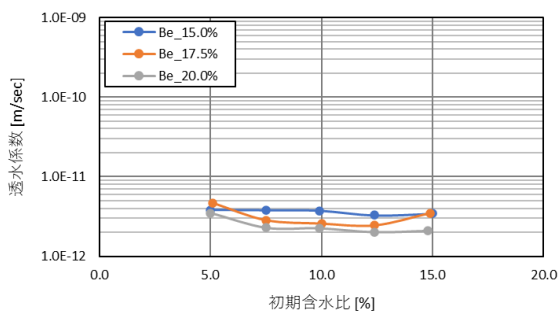


図-8 難透水性覆土・クニゲル V1 基本配合の透水試験結果

Be 配合率を 15.0~20.0%に変化させたものの、最大乾燥密度は大差なく、また透水係数は初期含水比に鈍感で、かつ配合による差は少なく、どの配合でも目標性能を満足していることがわかる。

(3) 津軽 2 号を用いた場合

Be として津軽 2 号を用いた難透水性覆土の Be 配合率と初期含水比を決めるため、表-5 に示す基本配合(乾燥重量比)のもとに、突固め試験と透水試験を実施した。図-9 に基本配合の粒径加積曲線を、津軽 2 号と三沢砂とともに示す。なお、透水試験の供試体は、突固め試験結果と同じ含水比と乾燥密度で調整した。表-5 に基本配合とともに、突固め試験結果と透水試験結果を、図-10 に突固め試験結果を、図-11 に透水試験結果を示す。

表-5 難透水性覆土・津軽 2 号基本配合の室内試験結果

配合率		最大乾燥密度	最適含水比	最小透水係数	最小透水係数含水比
ベントナイト	三沢砂	ρ_{dmax}	Wopt	Kmin	Wkmin
%	%	Mg/m ³	%	m/sec	%
20.0	80.0	1.955	10.1	1.83×10^{-12}	15.0
25.0	75.0	1.916	12.2	1.58×10^{-12}	15.5
30.0	70.0	1.900	13.1	2.40×10^{-12}	17.0

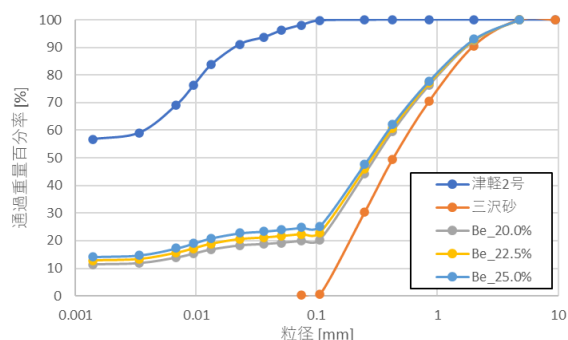


図-9 難透水性覆土・津軽 2 号基本配合の粒径加積曲線

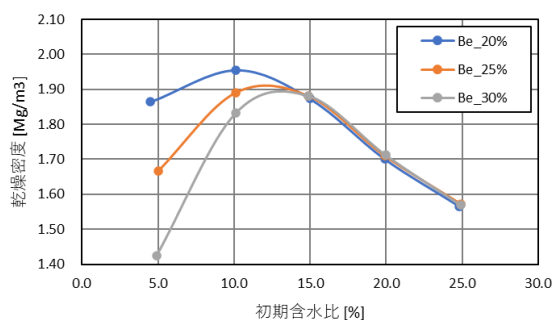


図-10 難透水性覆土・津軽 2 号基本配合の突固め試験結果

Be 配合率を 20.0~30.0%に変化させたが、最大乾燥密度は Be 配合率が高いほど低く、また透水係数のうち最小透水係数はクニゲル V1 仕様と同程度を示すものの、初期含水比にやや敏感である。初期含水比が低い場合には目

標性能を満足できないものの、最適含水比(Wopt)から最小透水係数含水比(Wkmin)付近に初期含水比を保つことにより、目標性能を満足できることがわかる。

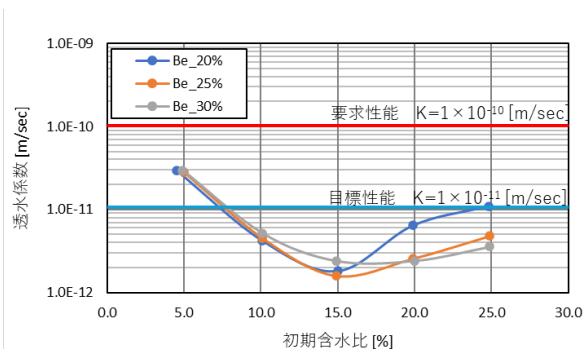


図-11 難透水性覆土・津軽 2 号基本配合の透水試験結果

3.3 下部覆土の室内試験結果

(1) 概要

下部覆土の要求性能は、表-1 に示す透水係数($k=1 \times 10^{-8}$ [m/sec])である。さらに、施工時に発生するバラツキ等を考慮して、室内試験ではその 1/2 である $k=5 \times 10^{-9}$ [m/sec] を目標性能とすることとした。

使用材料は Be(津軽 2 号)と碎石・砕砂、現地発生土とし、コストダウンを企図して Be に代替して石粉を使用する配合を加えて、性能を確認した。

(2) 津軽 2 号を用いた場合

津軽 2 号を用いた下部覆土の材料配合と初期含水比を決めるため、表-6 に示す基本配合(乾燥重量比)のもとに、突固め試験と透水試験を実施した。図-12 に基本配合の粒度分布を、材料とともに示す。ここで fuller とは式 1 に示す Fuller Thompson の式(例えば 4)より、ある最大粒径における理想的な粒度加積曲線を示すものである。図では $n=0.2, 0.3, 0.4$ の粒度加積曲線を示し、今回は 0.3 に沿うように配合した。

$$P=(d/D_o)^n \quad \text{[式 1]}$$

ここに、P : フレイ通過百分率

D_o : 最大粒径 d : 粒径

突固め試験は JIS A 1210 に則り C-c 法で、透水試験は JIS A 1218 に則り実施した。なお、透水試験の供試体は、突固め試験結果と同じ含水比と乾燥密度で調整した。

表-6 に基本配合とともに、突固め試験結果と透水試験結果を、図-13 に突固め試験結果を、図-14 に透水試験結果を示す。Be 配合率を 5.0~10.0%に変化させたが、Be 配合率 5.0%の含水比 5%以外は、余裕をもって目標性能を満足することがわかる。さらに、最大乾燥密度は Be 配合率が高いほど低く、また透水係数は初期含水比にやや敏感であり、特に乾燥側では透水係数が大きくなることがわかる。

表-6 下部覆土・津軽 2 号・室内試験結果

配合率				最大乾燥密度	最適含水比	最小透水係数	最小透水係数含水比
ベントナイト	現地発生土	碎石	砕砂	ρ_{dmax}	Wopt	Kmin	Wkmin
%	%	%	%	Mg/m ³	%	m/sec	%
5.0	31.7	36.9	26.4	2.027	10.1	8.06×10^{-11}	13.0
7.5	30.8	36.0	25.7	2.006	10.5	6.90×10^{-11}	13.0
10.0	30.0	35.0	25.0	1.997	10.8	7.02×10^{-11}	12.5

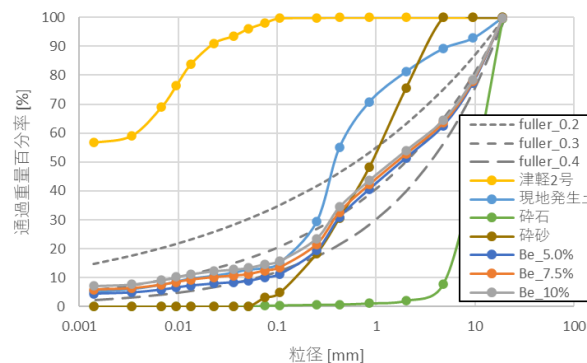


図-12 下部覆土・津軽 2 号基本配合の粒度加積曲線

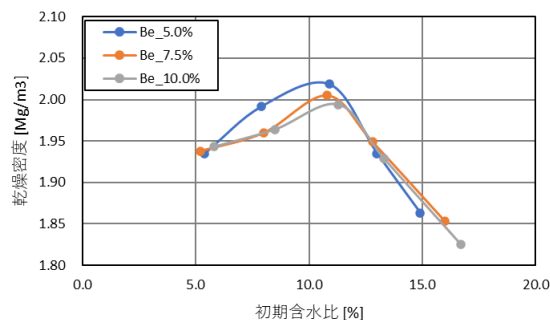


図-13 下部覆土・津軽 2 号基本配合の突固め試験結果

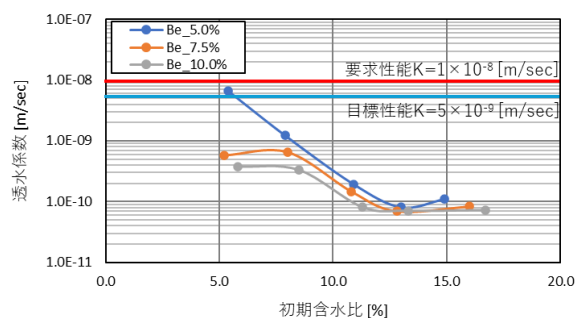


図-14 下部覆土・津軽 2 号基本配合の透水試験結果

(3) 石粉を用いた場合

下部覆土のコストダウンを企図して Be を代替して石粉を用いた場合の材料配合と初期含水比を決めるため、表-7 に示す基本配合(乾燥重量比)のもとに、突固め試験と透水試験を実施した。図-15 に基本配合の粒度加積曲線を、材料および fuller 曲線とともに示す。

表-7 に基本配合とともに、突固め試験結果と透水試験結果を、図-16 に突固め試験結果を、図-17 に透水試験結

果を示す。石粉配合率を 17.5～25.0%に変化させたが、配合に関わらず最大乾燥密度はほぼ一定であり、透水係数は $W_{opt} \approx W_{kmin}$ 付近より湿潤側で目標性能を満足することがわかる。また、透水係数は初期含水比に非常に敏感であり、 W_{opt} より 2.5%程度乾燥側では目標性能を確保できていないことから、施工時の含水比管理を慎重に行う必要がある。

表-7 下部覆土・石粉基本配合の室内試験結果

配合率				最大乾燥密度	最適含水比	最小透水係数	最小透水係数含水比
石粉	現地発生土	碎石	砕砂	ρ_{dmax}	W_{opt}	K_{min}	W_{kmin}
%	%	%	%	Mg/m ³	%	m/sec	%
17.5	27.5	32.1	22.9	2.074	9.5	1.13×10^{-9}	10.3
20.0	26.7	31.1	22.2	2.068	9.3	1.14×10^{-9}	10.1
22.5	25.8	30.1	29.2	2.068	9.0	1.19×10^{-9}	9.8
25.0	25.0	29.2	20.8	2.067	9.4	1.12×10^{-9}	9.8

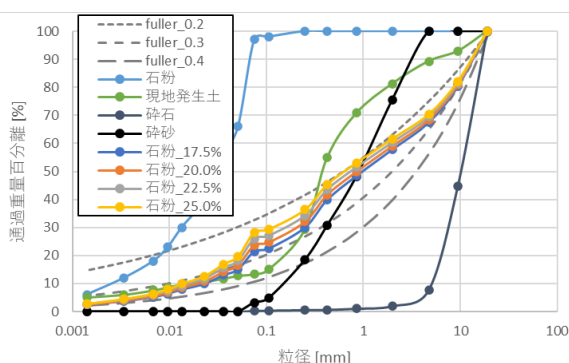


図-15 下部覆土・石粉基本配合の粒径加積曲線

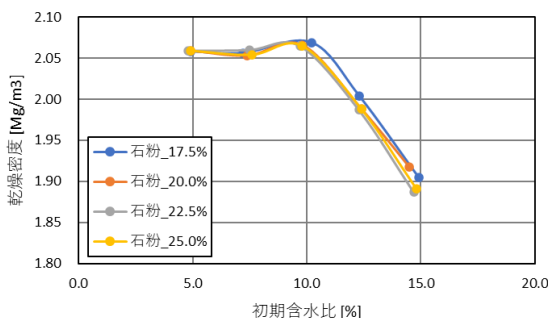


図-16 下部覆土・石粉基本配合の突固め試験結果

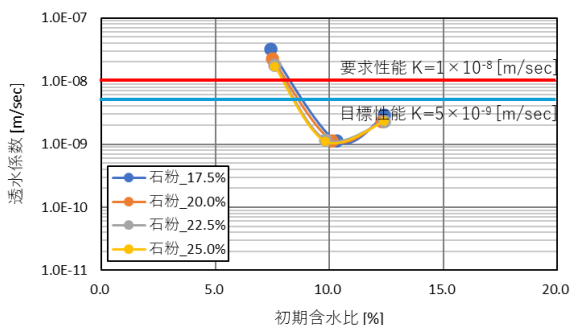


図-17 下部覆土・石粉基本配合の透水試験結果

3.4 使用材料と材料特性のまとめ

(1) 概要

L2 覆土に使用する Be 混合土の性能を評価するために、難透水性覆土と下部覆土を対象として、使用する材料とこれらを配合した Be 混合土の室内試験を実施した。

(2) 難透水性覆土

難透水性覆土に使用する材料は Be と三沢砂とし、Be にはクニゲル V1 と津軽 2 号を使用して、それぞれの性能を確認した。透水係数の目標性能は、要求性能を 1 桁下回る $k=1 \times 10^{-11}$ [m/sec]とした。

クニゲル V1 では、Be 配合率および初期含水比によらず、目標値を下回る性能を得られることを確認した。

津軽 2 号では、最小透水係数はクニゲル V1 と同程度の結果が得られたが、初期含水比に対してやや敏感で、 W_{opt} より乾燥側では目標値を満足できないものの、 W_{kmin} 付近に保つことにより満足できることが示された。

(3) 下部覆土

下部覆土に使用する材料は、Be(津軽 2 号)、碎石、砕砂、および現地発生土とし、コストダウンを企図して Be に代替して石粉を使用する場合を加えて、材料の配合と初期含水比での Be 混合土の性能を確認した。透水係数の目標性能は、要求性能の半分となる $k=5 \times 10^{-9}$ [m/sec]とした。

津軽 2 号では、Be 配合率 5.0%の乾燥側で目標値を満足できないものの、概ね目標を満足できることを確認した。

石粉では、初期含水比に非常に敏感であるものの、初期含水比を $W_{opt} \approx W_{kmin}$ 付近に保つことにより、目標値を満足できることが示された。

4. Be 混合土の製造方法

4.1 製造方法(ミストブレンダー工法)

(1) 概要

前述の通り、Be 混合土の製造方法として弊社では「ミストブレンダー工法」を開発している。本工法では均質な Be 混合土の製造を行うための工夫として、製造工程を粉体混合工程と加水調整工程の 2 段階に分けている。以下に、それぞれの工程を紹介する。

(2) 粉体混合工程

粉体混合工程は、使用する材料を自然含水比状態で混合する過程である。混合する材料の特性や材料数に応じて、弊社開発工法である MY-Mixer を用いる方法と、汎用機械である二軸強制ミキサを用いる方法の 2 種類がある。

このうち MY-Mixer を用いる方法は、MY-Mixer と呼ばれる特殊な筒形装置に混合する材料を落下しながら通過させることで、材料が筒内部で衝突と分散を繰り返し、

均質に事前混合するものである。動力を使用せず、連続製造に対応できるとともに、使用する材料が 2 種類であれば設備もコンパクトにできる。しかしながら、材料の種類が多くなるほどに貯蔵ビンや計量設備、制御システム等が煩雑になる。

これに対し、二軸強制ミキサを用いる方法は、既存コンクリートプラントを転用して材料を事前混合するものである。ミキサの容量に応じたバッチ毎の分割製造となるものの、複数種類の材料を自在に組み合わせて混合することが容易となる。

今回は、試験施工において使用する粉体材料が 3 種類、母材が 4 種類、合計で最大 7 種類の材料を使用する計画であったため、コンクリートプラントを転用した二軸強制ミキサを使用して粉体混合を行うこととした。

ただし、自然含水比での混合であるため、不均質部となるダマは発生しないことを確認している。

(3) 加水調整工程

加水調整工程は、粉体混合工程で製造された自然含水比状態の事前混合材料に加水を行い、目標とする初期含水比に調整する工程である。ここでは、従来²⁾と同様に、事前混合した材料を落下させながらミスト状に水を吹きつけて含水比調整する方法を採用した。

ここで、加水された材料の含水比の均質性を確保するためには、材料を加水部に落下させる際の定量性の確保が極めて重要となる。

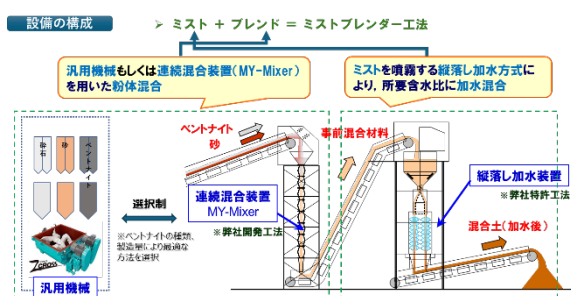


図-18 製造装置の概念図



写真-1 製造プラント概観

そこで、粉体混合材料をストックパイルに一時貯蔵し、そこから材料を定量排出できるサークルフィーダーとコンスタントフィードウェアを用いて定量性を確保した。

図-18 に製造装置の概念図を、写真-1 に実際に構築した製造プラントを示す。

プラントの製造能力は転圧土換算で $40\text{m}^3/\text{hr}$ を確保することを想定し、各種の設備等の仕様等を設定した。

4.2 製造品質

(1) 概要

Be 混合土は複数材料を粉体混合し、目標含水比に加水調整して製造する。この時に材料の偏在や含水比のバラツキが発生すると、製造された Be 混合土は不均質となり、最終的に巻出し・転圧された覆土の均質性が大きく損なわれ、目標とする透水係数が確保できない要因となる。

このため、粉体混合工程での材料混合、および加水調整工程での含水比の均質性(バラツキの少なさ)は極めて重要な管理項目となる。

ここでは、粉体混合工程と加水調整工程において、品質を確保するための取組みと、実際の製造土の品質管理の事例を紹介する。

(2) 粉体混合工程

粉体混合工程の概念図を図-19 に示す。粉体混合工程では、次に示す項目により品質管理を行っている。

- ① 材料計量精度：母材(砂、礫)、Be(粉体)は 1kg 単位、水は 0.1kg 単位で調整可能。材料投入量は製造当日の各材料の含水比を測定してバッチ毎の投入重量を計算し、汎用プラントのシステムにより制御する。計量精度は砂・碎石で $\pm 3\%$ 、ベントナイトで $\pm 1\%$ 程度であり、計量実績を記録として残し、不具合等のフィードバックに活用する。
- ② 混合順序：母材と Be(粉体)の混合順序は、事前に試験練りを実施した結果、母材を先に混合した後に Be(粉体)を投入する順序とした。
- ③ 混合時間：試験練りを実施し、母材の混合時間 60 秒、Be(粉体)投入後の混練時間 45 秒とした。
- ④ 製造量：試験ケース毎に必要な盛土材の重量を算出し、1 バッチ(湿潤重量約 2000kg)で割り振り、必要量を製造した。
- ⑤ 品質管理：製造された粉体混合材料は二軸強制ミキサの排出口から排出ベルコンに投下され、一時貯留サイロに運ばれる。排出には 1 バッチ当たり 10 分程度かかり、この間にサンプリングして含水比試験を実施して、粉体混合された材料の品質管理を実施した。計測事例を図-20 に示す。この事例では、4 バッチ間の含水比の差は 0.5%程度に収まっており、均質に粉体混合ができたものと評価される。

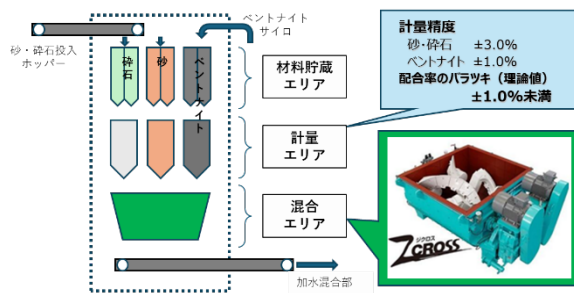


図-19 粉体混合工程概念図

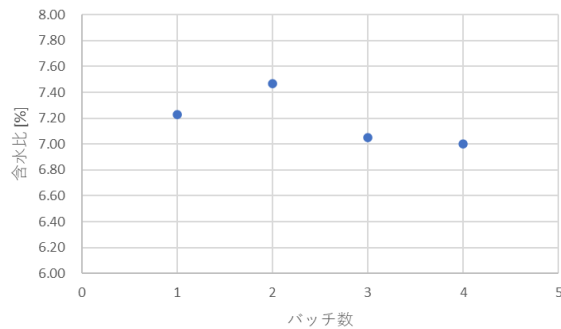


図-20 粉体混合工程での含水比の測定事例

(3) 加水調整工程

加水調整工程の概念図を図-21 に示す。加水調整工程では、次に示す項目により品質管理を行っている。

- ① 定量供給：一時貯留したストックパイルからサークルフィーダーとコンスタントフィードウェアにて排出を行い、定量性を確保した。
- ② 均質落下：加水調整では材料を円筒状に落下させながら、円筒の内外から水を噴霧することで材料の含水比を加水調整する。このため、材料落下の際には定量性ととも、落下形状の均質性が求められる。定量性は①で確保しており、新たに開発した分散装置により落下形状を円筒状に整えて、材料が均等に水の噴霧を受けるように調整した。
- ③ 加水量調整精度：加水部では、円筒状に落下させた材料に水を噴霧して加水調整を行う。加水は 4 系統に分けた合計 128 個のノズルを用い、ノズルの組合せと印加圧力の制御により、必要な噴霧量を得られる仕組みとしている。これらは運転システムにより、遠隔制御が可能である。
- ④ 品質管理：加水調整された材料は搬出ベルコンでストックヤードに移動する。この時に 1 分ごとにサンプリングを行い、含水比試験と Be 含有率の代替指標である細粒分含有率試験(5 サンプル毎)を実施し、加水調整された材料の品質管理を実施した。計測事例のうち、含水比の結果を図-22 に、細粒分含有率の結果を図-23 に示す。図-22 より、加水調整された材料の含水比は、目標値(この場合、10%)に対して概ね±1.0%以内に収まっており、図-23 より細粒

分含有率は目標値(この場合、20%)の±0.5%以内に収まっていることから、均質な材料製造ができたものと評価される。

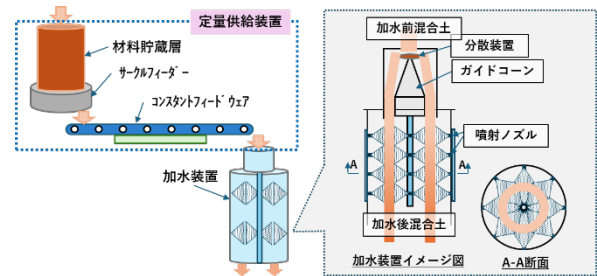


図-21 加水調整工程概念図

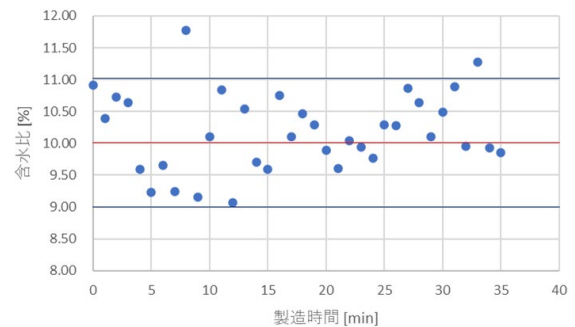


図-22 加水調整工程での含水比の測定事例

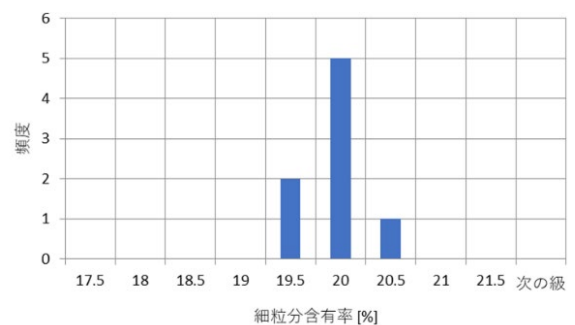


図-23 加水調整工程での細粒分含有率の測定事例

5. 試験施工の進め方

5.1 試験ケース

(1) 難透水性覆土

難透水性覆土について試験を実施したケースは、表-8 に示す 5 種類の配合で、仕上り厚を複数試験している。Be としてクニゲル V1 と津軽 2 号、母材として三沢砂を用いた。初期含水比は Wopt 付近を狙って製造を行い、目標の仕上り厚を得られるよう、巻出し厚は仕上り厚の 2 倍を目標にした。

表-8 難透水性覆土の試験ケース

	配合率			仕上り厚 cm
	ベントナイト		母材	
	クニゲルV1 %	津軽2号 %	三沢砂 %	
難_V_17.5	17.5	—	82.5	5.0, 7.5, 10.0
難_V_20.0	20.0	—	80.0	5.0, 7.5, 10.0
難_T_20.0	—	20.0	80.0	7.5, 10.0
難_T_22.5	—	22.5	77.5	7.5, 10.0
難_T_25.0	—	25.0	75.0	5.0, 7.5, 10.0

(2) 下部覆土

下部覆土について試験を実施したケースは、表-9 に示す 6 種類の配合で、仕上り厚を複数試験している。細粒分としてベントナイト(津軽 2 号)と石粉、母材として現地発生土、砕石、砕砂を用いた。初期含水比は W_{opt} 付近を狙って製造を行い、目標の仕上り厚を得られるよう、巻出し厚は仕上り厚の 2 倍を目標にした。

表-9 下部覆土の試験ケース

	配合率					仕上り厚 cm
	細粒分		母材			
	津軽2号	石粉	現地発生土	砕石	砕砂	
	%	%	%	%	%	
下_T_5.0	5.0	—	31.7	36.9	26.4	10.0, 15.0
下_T_7.5	7.5	—	30.8	36.0	25.7	10.0, 15.0
下_T_10.0	10.0	—	30.0	35.0	25.0	10.0, 15.0
下_P_20.0	—	20.0	26.7	31.1	22.2	10.0
下_P_22.5	—	22.5	25.8	30.1	21.6	10.0, 15.0
下_P_25.0	—	25.0	25.0	29.2	20.8	10.0, 15.0

5.2 転圧試験ヤード

転圧試験ヤードは、試験施工ヤードの一角を仕切り、地山を地盤改良しさらに転圧を行い、残留沈下が無視できることを確認して配置した。図-24 に概略平面図を、図-25 に横断面図(模式図)を示す。

施工範囲は 3.0m×8.0m とし、長手方向(振動ローラ走向方向)の両側を H 型鋼とコンパネで仕切り、測定範囲(2.1m×6.0m)は振動ローラの載荷幅から設定した。測定範囲の外側は本転圧前に小型機械(振動プレート)で予め締め固めるとともに、本試験時に適宜踏み固めた。また、施工範囲の前後は地山との高低差をスロープで摺り付ける範囲を兼ねている。

試験材料は 3 層に分けて巻出し・締め固めを行った。このうち最下層(1 層目)は試験の基盤層としての扱いで、地山との緩衝材および転圧回数の目安を得ることを目的とした。2 層目と 3 層目は実際の試験層とし、後述する各種品質管理試験等を実施した。

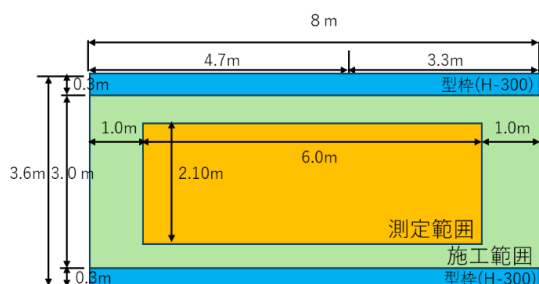
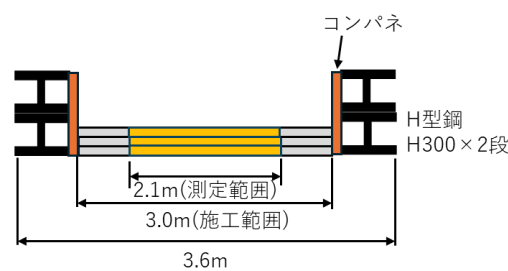


図-24 試験施工ヤード概略平面図



1～8 回目転圧 (目標5～15cm)

図-25 試験施工ヤード断面図(模式図)

5.3 使用機械

(1) 巻出し

試験施工において、転圧土の品質を確保するためには、均等な厚さと均質な初期密度で試験材料を巻出すことが重要である。このため、過去の実績²⁾を踏まえて、アスファルトフィニッシャーを用いて巻出しを行った。表-10 に使用した機械のスペックを、写真-2 に概観を示す。

表-10 アスファルトフィニッシャースペック

項目	仕様
メーカー	VOGEL
型式	Super 1803-3i
舗装幅	2.55m～8.00m
舗設能力	700t/hr



写真-2 アスファルトフィニッシャー概観

(2) 転圧

Be 混合土では、材料のオーバーコンパクションが懸念されるため、転圧に使用する振動ローラは過去の実績²⁾と同等程度の機材を使用した。表-11 に使用した機械のスペックを、写真-3 に概観を示す。

表-12 振動ローラスペック

項目	仕様
メーカー	酒井重工業
型式	MW700-i
転圧幅	2100 [mm]
運転質量	8770 [kg]
起振力(前輪/後輪)	38[kN]/90[kN]
起振力(後輪)	90([kN])



写真-3 振動ローラ概観

5.4 品質管理試験

(1) 試験項目

試験施工における品質管理試験として、表-13 に示す試験を実施した。また、写真-4 に代表的な品質管理試験の実施状況を示す。

表-13 品質管理試験項目

試験項目	基準等	数量	概要	
撤出し厚・密度	JGS 1613(応用)	4ヶ所/層	撤出し時の盛土材料の層厚と密度を測定。 コアカッター法を応用	
層厚	レベル測量	11か所/層	撤出しを含め、転圧(1往復)毎にレベル測量を行い、層厚および転圧完了を判定	
原位置密度	砂置換	JIS A 1214	3ヶ所/層	転圧終了後の盛土体の密度を測定
	RI密度	JGS 1614	3ヶ所/層	撤出しを含め、転圧(1往復)毎にRI密度測定を行い、転圧完了を判定
ブロックサンプリング	チェーンソウ	2ヶ所/層	転圧面から試料をチェーンソウを用いてブロックサンプリング。透水試験や層内上下密度差測定の試料を取得	



(a) 砂置換試験

(b) ブロックサンプリング
(チェーンソウ)

写真-4 品質管理試験の実施例

(2) 品質管理試験

表-13 に示す品質管理試験を2層目と3層目にて実施した。特に、試験層の破壊を伴う巻出し密度、砂置換、RI密度、ブロックサンプリングは、2層目と3層目が重ならないように配置した。図-26 に2層目の試験配置例を示す。

5.5 転圧回数

各層の転圧は、基本的に転圧に伴う指標が収束するまで実施した。具体的には、2種類の方法により、表-14 に示す判定基準に基づいた。この結果、試験条件によるが、概ね6回(3往復)から10回(5往復)で収束するものが大半となった。

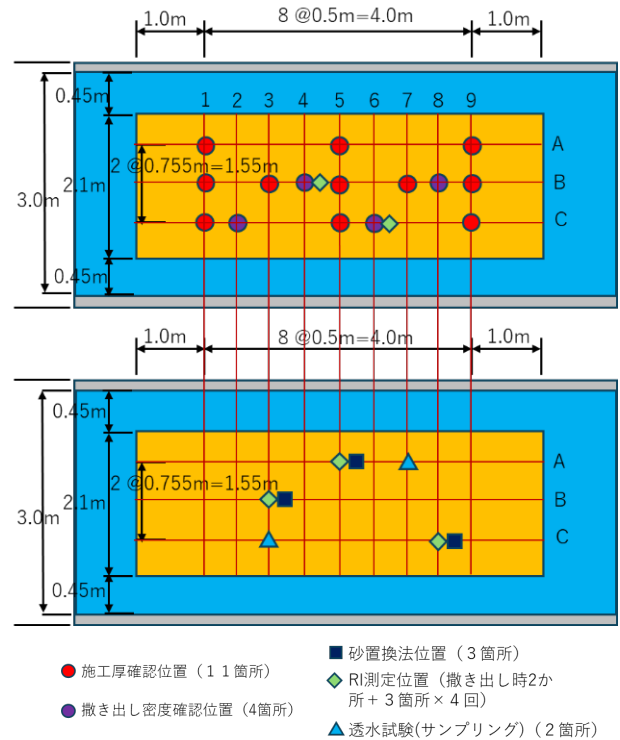


図-26 品質管理試験の配置例

表-14 転圧収束判定基準

試験項目	判定基準
レベル測量	各点の沈下量増分が全点1mm以下となり、かつ安定した状態が2回以上続くこと
RI密度	試験条件により予め設定した目標値(Mo乾燥密度から湿潤密度に換算)をクリアし、かつ密度増分が続くこと

6. 試験施工結果

6.1 難透水性覆土

(1) ブロック試験結果

難透水性覆土の締固めを行った転圧土から採取したブロックサンプリングを用いた乾燥密度と透水試験の結果について、図-27 にクニゲル V1 を、図-28 に津軽 2 号を示す。

この結果、乾燥密度は突固め試験(4.5Ec)の 92%程度であり、透水試験結果では目標性能 $k=1 \times 10^{-11}$ [m/sec] を満足できないものが多い結果となった。

ここで、図-29 で津軽 2 号仕様のブロックサンプリングの結果を有効 Mo 湿潤密度で整理してみる。図では、ブロックサンプリングに加え、突固め試験の Wopt より湿潤側、および転圧試験時に採取した材料を 4.5Ec 締固めした試料(製造土)、ブロックに合わせて密度を調整した試料(密度調整)、および有効 Mo 密度の低い範囲を狙った試料(有効 Mo 調整)も併せて記している。明らかにブロック以外は一定の傾向線に乗るのに対し、ブロックは高透水側にバラついていることが明らかである。なお、この傾向

は、クニゲル V1 仕様でも同様であることを確認している。

これより、ブロックサンプリングした不攪乱試料を用いた透水試験の結果は、何らかの理由（サンプリング、梱包、輸送、トリミング、等）による乱れの影響を受けて透水係数が大きく出ているものと推定され、今後の課題と考える

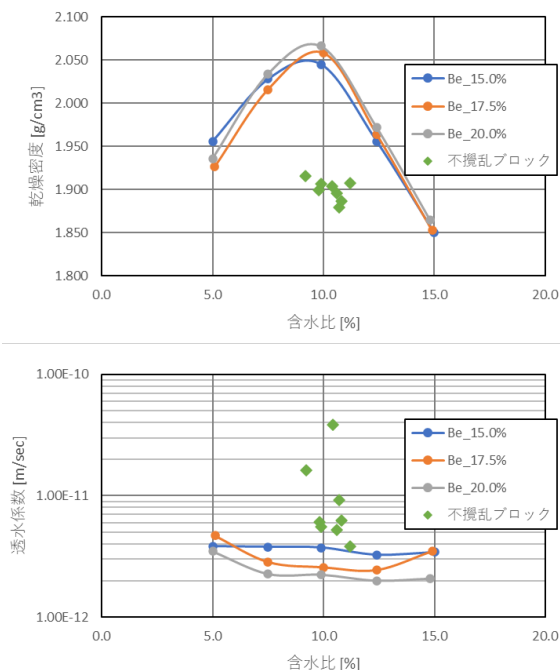


図-27 クニゲル V1 仕様・ブロック試験結果

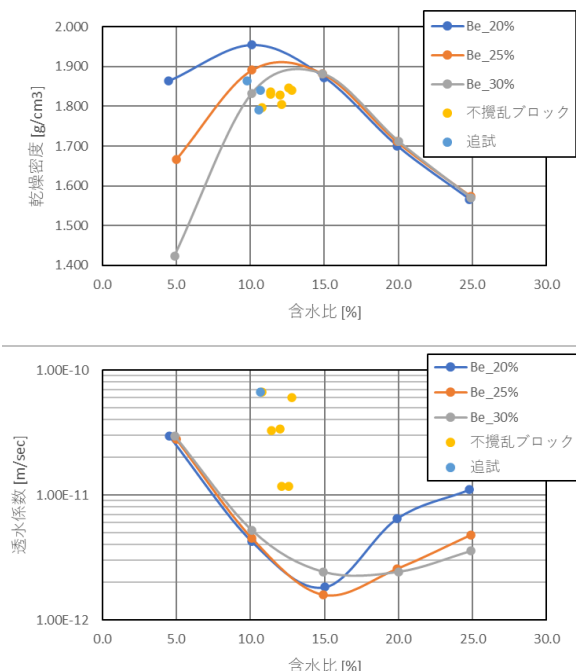


図-28 津軽 2 号仕様・ブロック試験結果

この結果、乾燥密度は突固め試験(4.5Ec)の 92%程度であり、透水試験結果では目標性能 $k=1 \times 10^{-11}$ [m/sec] を満足できないものが多い結果となった。

ここで、図-29 で津軽 2 号仕様のブロックサンプルの結果を有効 Mo 湿潤密度で整理した。図では、ブロックサンプルに加え、突固め試験の W_{opt} より湿潤側、および転圧試験時に採取した材料を 4.5Ec 締固めた試料(製造土)、ブロックサンプルに合わせて密度を調整した試料(密度調整)、および有効 Mo 密度の低い範囲を狙った試料(有効 Mo 調整)も併せて記した。ブロックサンプル以外は一定の傾向線に乗るのに対し、ブロックサンプルは高透水側にバラついていることが明らかである。なお、この傾向は、クニゲル V1 仕様でも同様であることを確認した。

これより、ブロックサンプリングした不攪乱試料を用いた透水試験の結果は、何らかの理由（サンプリング、梱包、輸送、トリミング、等）による乱れの影響を受けて透水係数が大きく出ているものと推定され、今後の課題と考える。

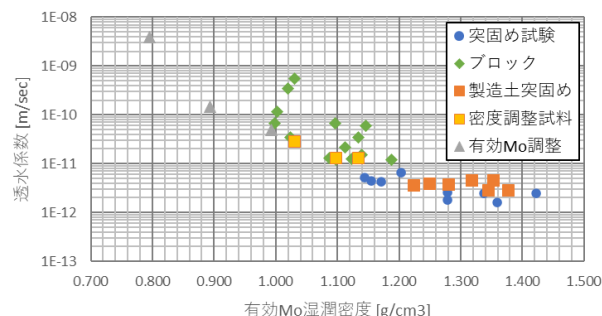


図-29 津軽 2 号仕様・有効 Mo 湿潤密度整理

(2) 透水係数と各種密度との関係

津軽 2 号について、ブロックのデータを除いて、横軸を密度(乾燥, 湿潤), 有効粘土密度(乾燥, 湿潤), 有効 Mo 密度(乾燥, 湿潤)を用いて整理した。図-30 にその結果を示す。これより、有効粘土湿潤密度と有効 Mo 湿潤密度が透水係数と非常に良い相関を示すことがわかる。そこで、図-30 に同時に近似曲線と決定係数を示す。ここでは、種々試した結果、縦軸(y 軸)の透水係数を log 換算し、横軸(x 軸)は有効粘土湿潤密度および有効 Mo 湿潤密度を使用した 2 次関数の相関性が最も高く、決定係数 R^2 はともに 0.96 程度を示している。ただし、2 次関数であり、極値(透水係数の最低値)が有効粘土湿潤密度で 1.562, 有効 Mo 湿潤密度で 1.349 に存在するので、近似式の適用範囲については注意を要する。

この近似式をクニゲル V1 で確認した。図-31 に、クニゲル V1 の突固め試験(W_{opt} 付近)、製造土の突固め試料とともに、ブロックサンプリング試料を有効粘土湿潤密度と有効 Mo 湿潤密度で整理し、津軽 2 号で得られた近似式を加えた。図より、ブロック試料ではやや乖離があるが、有効密度が高い領域では良い相関性を示していることがわかる。

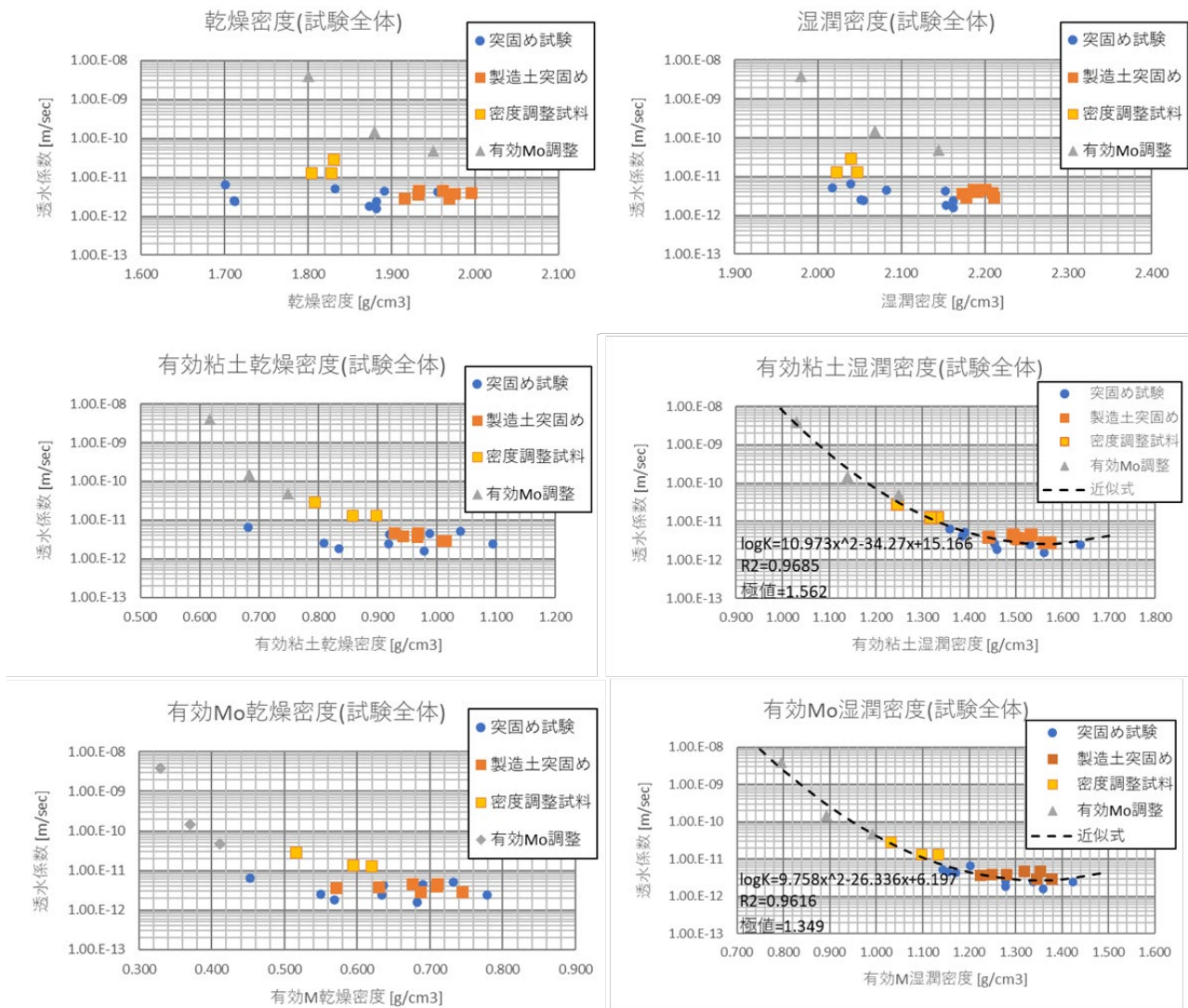


図-30 津軽 2 号仕様・各種密度と透水性係数の関係

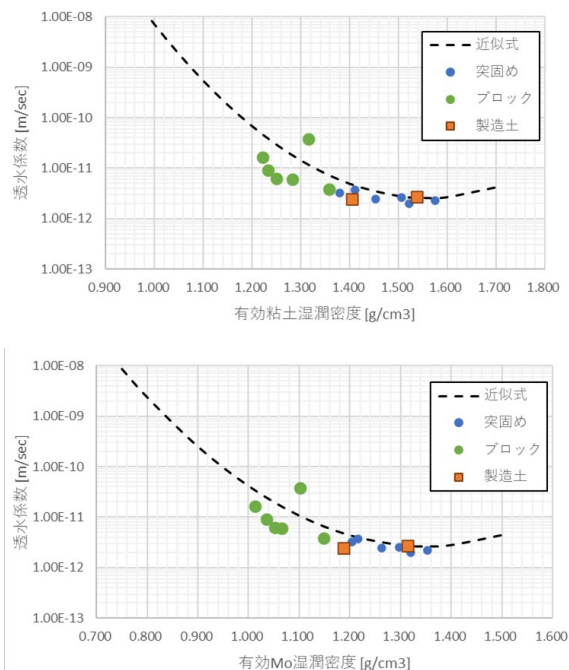


図-31 クニゲル V1 仕様・各種密度と透水性係数の関係

(3) ブロックの上下密度差

盛土では巻出し厚を厚くする程に施工効率は向上するが、一方で同一盛土層内の上下で密度差が生じる可能性があり、厚いほどに顕著になると思われる。特に放射性廃棄物の処分においては、低透水層として期待される Be 混合土の性能は透水性係数で規定され、使用する材料が一緒であれば密度に依存するため、同一層内での密度の差を評価する必要がある。

そこで、今回ブロックサンプリングした試料を上中下に 3 分割して密度を測定した。なお、前述の通りブロック試料は多少の乱れを受けている可能性があるが、相対評価で整理している。図-32 に、横軸を盛土の仕上り厚さ、縦軸に密度比をとり、上下比率(下層密度/上層密度)と全体比率(下層密度/全体密度)で算出し、クニゲル V1 仕様と津軽 2 号仕様に分けて示した。

この結果、上下比率も全体比率も仕上り厚さが厚くなるにしたがって低くなる、すなわち上下密度差が大きくなる傾向はやや認められる。また、クニゲル V1 仕様に比

べて津軽 2 号仕様の方が，上下密度差が大きい傾向がある．原位置試験等で評価される密度は全体密度に近いので，ここでは全体比率で評価するのが妥当と考えられる．

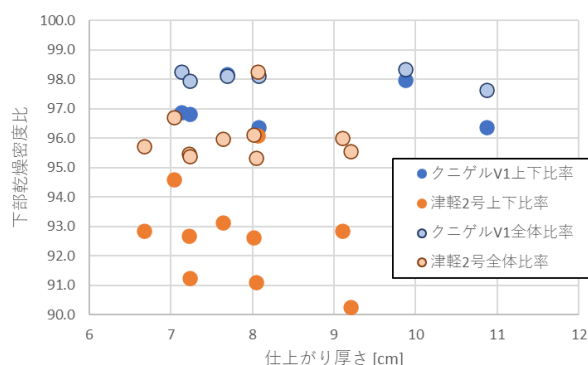


図-32 ブロック試料の上下密度差の関係

6.2 下部覆土

(1) ブロック試験結果

下部覆土の締固めを行った転圧土から採取したブロックサンプルを用いた乾燥密度と透水試験の結果について，図-33 に津軽 2 号を，図-34 に石粉を示す．

この結果，難透水性覆土と同様に，乾燥密度は突固め試験(4.5Ec)の 85～92%程度であり，透水試験結果では目標性能 $k=5 \times 10^{-9}$ [m/sec]を満足できないものが多い結果となった．

ここで，図-35 で石粉のブロックサンプルの結果を有効粘土湿潤密度で整理した．図では，ブロックサンプルに加え，突固め試験の W_{opt} 付近，およびブロックサンプルに合わせて密度を調整した試料(密度調整)も併せて記している．密度調整材の透水係数が正しいとすると，ブロックサンプル以外は一定の傾向線に乗るのに対し，ブロックサンプルの一部は低透水側に外れていることが明らかである．これより，ブロックサンプリングした不攪乱試料の透水係数は，何らかの理由 (サンプリング，梱包，輸送，トリミング，等) による乱れの影響を受けて透水係数が変化しているものと推定され，今後の課題と考える．

(2) 透水係数と各種密度との関係

石粉仕様について，ブロックサンプルのデータを除いて，横軸を密度(乾燥，湿潤)，有効粘土密度(乾燥，湿潤)を用いて整理した．なお，ここで粘土に相当する細粒分は，石粉そのものとともに，現地発生土に含まれる細粒分も含めて評価した．図-36 にその結果を示す．これより，有効粘土湿潤密度が透水係数と良い相関を示すことがわかる．そこで，図-36 に近似曲線と決定係数を合わせて示す．

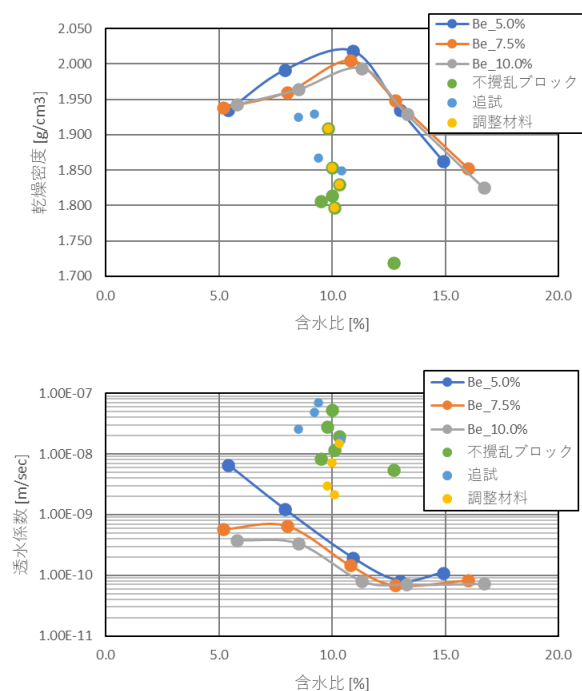


図-33 津軽 2 号・ブロック試験結果

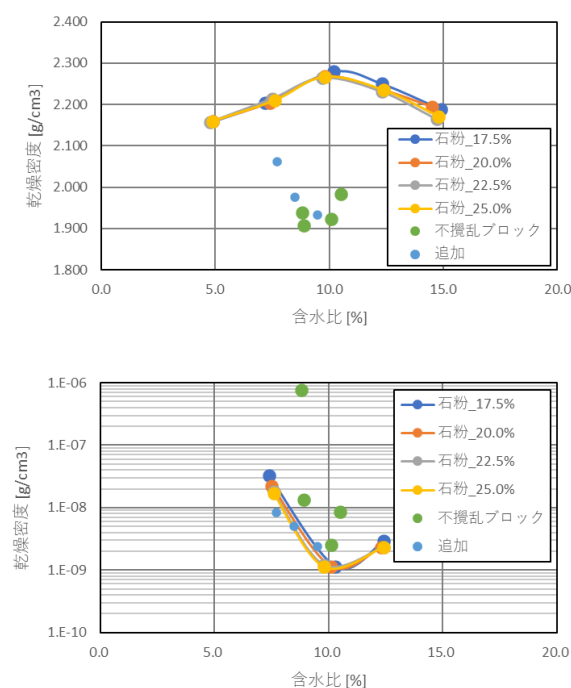


図-34 石粉・ブロック試験結果

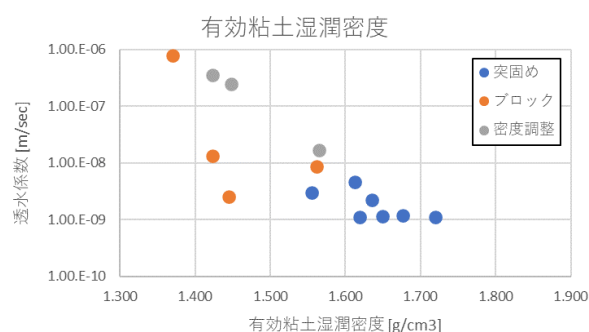


図-35 石粉・有効粘土湿潤密度整理

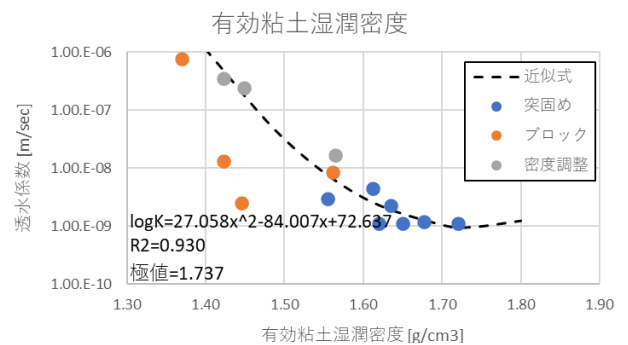
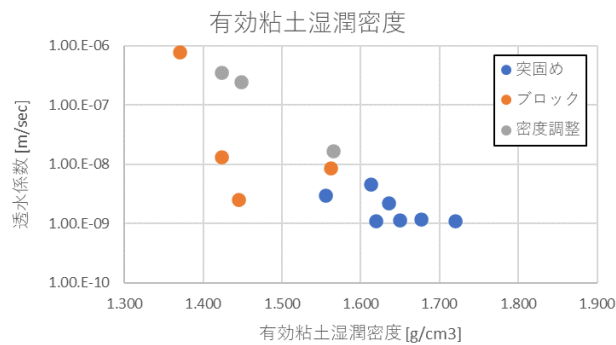
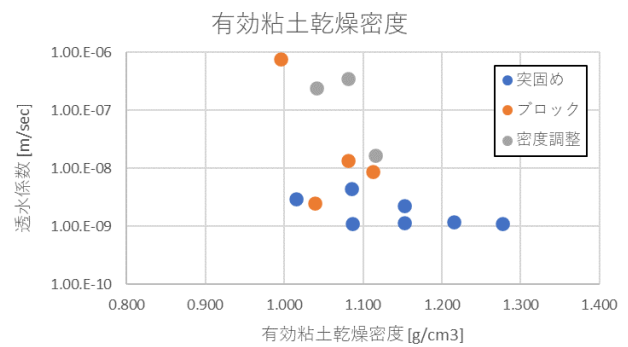
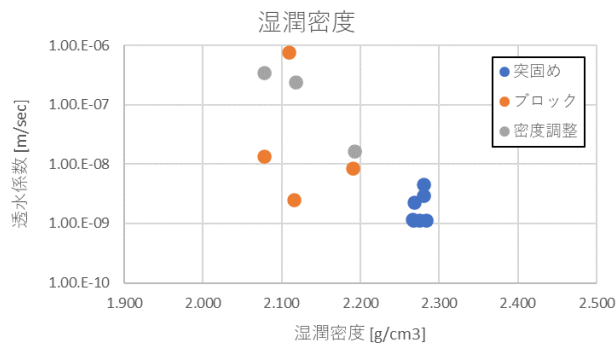


図-36 津軽 2 号仕様・各種密度と透水係数の関係

ここでは、種々試した結果、縦軸(y 軸)の透水係数を log 換算し、横軸(x 軸)は有効粘土湿潤密度を使用した 2 次関数の相関性が最も高く、決定係数 R^2 は 0.93 程度を示している。ただし、2 次関数であり、極値(透水係数の最低値)が 1.737 に存在するので、近似式の適用範囲については注意を要する。

(3) ブロックの上下密度差

下部覆土のうち、ここでは津軽 2 号について、ブロックサンプリングした試料を上下に 2 分割してそれぞれの密度を測定した。なお、ブロック試料は多少の乱れを受けている可能性があるが、相対評価でまとめている。図-37 に、横軸を盛土の仕上り厚さ、縦軸に密度比をとり、上下比率(下層密度/上層密度)と全体比率(下層密度/全体密度)で算出して示した。

この結果、上下比率も全体比率も仕上り厚さが厚くなるにしたがって低くなる、すなわち上下密度差が大きくなる傾向が認められる。これは、全体の層厚が厚いことが原因と考えられる。

6.3 考察・得られた知見

(1) 透水特性とベントナイト品質

難透水性覆土は、今回使用したベントナイト(クニゲル V1, 津軽 2 号)を使用した場合、透水係数と有効 Mo 湿潤密度の相関性が非常に高いことが示された。すなわち、ベントナイトの品質が一定であれば、Be 配合率と初期含水比を固定することにより、目標とする透水係数を得る

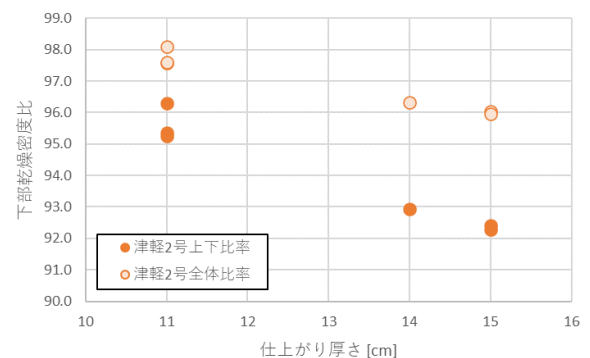


図-37 ブロック試料の上下密度差の関係

ためのターゲットとなる締固め密度を設定できることを意味する。

一方で、Be は自然由来の材料であり、その性能にはバラツキを有することは避けられない。このため、実際に Be 混合土を放射性廃棄物処分に適用する場合には、使用する Be の品質を常に把握しておく必要がある。

さらに、放射性廃棄物処分に用いる Be 混合土では、長期的な安定評価を満足するため、単位体積当りに必要な Mo が示されることがある。

これらを鑑みると、図-38 に示すような模式図を作成することができる。これは、横軸に使用する Be の Mo 含有率を、縦軸に Be 混合土の Be 配合率をとり、透水係数から決まる限界線と、長期安定性から決まる限界線を示したものである。それぞれの限界線の上側で目標性能を満足することから、使用する Be の Mo 含有率に応じて配合設計を行えば良いことになる。

具体的には次の手順となる。

【透水係数から決まる限界線】

- ・ 使用する Be の配合率毎の目標乾燥密度と初期含水比を突固め試験と試験盛土から決定。
- ・ 目標透水係数から算定される有効 Mo 湿潤密度を満足するために必要となる Mo 含有率を Be 配合率毎に逆算。
- ・ この結果を図にプロット。

【長期安定性から決まる限界線】

- ・ 満足すべき Be 混合土の単位体積当たりの Mo 含有率を確認。
- ・ 上記と同様に、Be 配合率毎の目標乾燥密度と初期含水比を設定し、単位体積当たりの Mo 含有率を満足するために必要となる Mo 含有率を配合毎に逆算。
- ・ この結果を図にプロット。

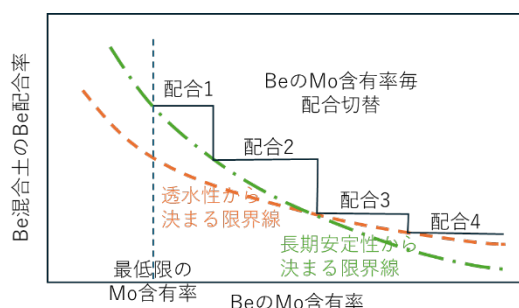


図-38 Mo 含有率と Be 配合率の関係

(2) 上下密度差への留意

今回の試験結果により、Be 混合土では同一層内での上下密度差が生じていることが示された。上下密度差は透水係数に影響を与え、密度が低い層内下部ほど透水性が高くなる可能性があると考えられる。

この解決方法として、隣接する区画で層の仕上り位置を変えて、各層の底部を連続させない位置をとることが考えられるが、L2 覆土のように比較広い面積を盛土する場合には、現実的とは言えない。

現時点では、可能な限り仕上り厚さを薄くすること、および上下密度差が生じることを見越して Be 配合率を高く設定し下部層で目標含水率を満足すること、の 2 点が考えられる。ただし、これらは施工コストを上昇させる要因となり、検討に当たってはバランスが重要となる。

さらに、可能な限り振動ローラ(起振力)を大きくし、上下密度差を小さくすることも考えられるが、Be 混合土の配合によっては過転圧が生じる可能性があるため、注意を要する。

(3) AtlasX 工法による施工管理の試み

Be 混合土は材料、製造、施工に留意することにより、目標とする透水係数を確保することが大きな目標である。

ここで、今までの盛土では施工管理試験として、今回も使用した砂置換試験や RI 密度測定を採用している。しかしながら、これらの試験方法は盛土面の破壊を伴い、かつ点の試験となる。特に破壊に関しては、放射性廃棄物処分の盛土体(人工バリア)にとっては避けたい状況である。

一方で、道路盛土等の施工管理においては、振動ローラ応答加速度をメインに、レーザースキャナによる沈下計測、自走式 RI ロボットによる含水比・密度の測定により、面的・非破壊・リアルタイムで盛土の品質を確認する「AtlasX(旧 α システム、新型 α システム)」が開発され、普及が進んでいる(例えば5)。

今回の試験施工においても、一部の盛土にて試験的に導入した⁶⁾。図-39 に測定値より推定した推定透水係数の分布図を示す。このように、本工法を用いることにより、盛土面全体のデータを取得することができ、品質保証等に寄与することができると考えられる。

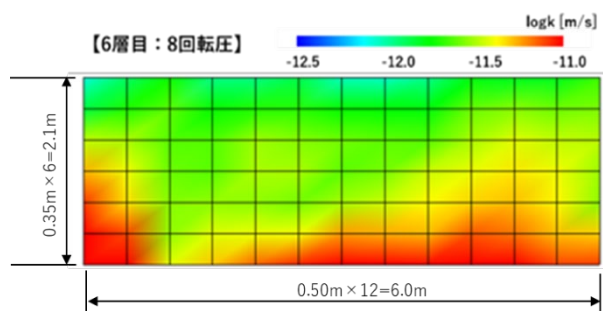


図-39 AtlasX 測定からの推定透水係数分布

7. おわりに

放射性廃棄物のうち、L2 と呼ばれる低レベル放射性廃棄物・浅地中(ピット)処分に用いられる Be 混合土をターゲットとし、ミストブレンダー工法を用いて Be 混合土を製造して、試験施工を実施した。その結果、以下のようない知見が得られた。

- ・ L2 覆土の要求品質を踏まえ、各種材料の材料特性と混合材料の突固め試験、透水試験を実施した。
- ・ 難透水性覆土では、Be としてクニゲル V1 を使用する場合には、透水係数は配合率や初期含水比の影響を受けずに要求品質を満足する。これに対し、津軽 2 号を使用する場合には、配合率と初期含水比にやや敏感であるものの、初期含水比を $W_{opt} \sim W_{kmin}$ 付近に保つことで要求品質を満足することがわかった。
- ・ 下部覆土では、津軽 2 号を使用する場合でも、石粉を使用する場合でも、透水係数は初期含水比に敏感であるものの、初期含水比を W_{opt} 付近に付近に保つことで要求品質を満足することがわかった。
- ・ 本試験施工に用いるため、ミストブレンダー工法の

プラントを、二軸強制ミキサを用いる製造方法に改造した。Be 混合土の製造品質は、十分な品質を保つことを確認した。

- ・ 難透水性覆土を対象にクニゲル V1 と津軽 2 号の試験盛土を実施した。概ね突固め試験(4.5Ec)の 92%程度の締固め密度が得られた。
- ・ また、透水試験結果を有効 Mo 湿潤密度で整理したところ、共に同じ近似曲線で高い決定係数を得ることができた。
- ・ 下部覆土を対象に津軽 2 号と石粉の試験盛土を実施した。概ね突固め試験(4.5Ec)の 85～92%程度の締固め密度が得られた。
- ・ また、透水試験結果を有効粘土湿潤密度で整理したところ、共に同じ近似曲線で高い決定係数を得ることができた。
- ・ 難透水性覆土、下部覆土ともに層内上下密度差が生じていることが明らかとし、これへの対応方法を検討した。
- ・ 透水係数を高い精度で予測することが可能となり、これに基づいて品質にバラツキのある Be を用いる場合の配合切替の考え方の一例を示した。
- ・ また、道路盛土等で適用が進んでいる AtlasX 工法を試験盛土の一部に適用し、透水係数の平面分布等を示すことができた。面的・非破壊・リアルタイムの管理法であり、今後も適用性を確認していく。
- ・ ブロックサンプリングの試験結果について、他の試験結果との傾向が合わない状況が散見された。今後の課題としていきたい。

Be 混合土は、Be そのものの性能の他、母材となる土質材料、Be 配合率、初期含水比、巻出し厚と締固め密度、等の多くの項目によりその性能が左右される、施工管理が難しい材料である。

今回の試験施工を通じて、製造や施工の経験を積むとともに、コントロールの方法等にも知見が得られたと考えている。今後とも、工法の発展に寄与していきたい。

参考文献

- 1) 経済産業省資源エネルギー庁 HP : https://www.enecho.meti.go.jp/category/electricity_and_gas/nuclear/rw/gaiyo/gaiyo01.html#h01, 最終閲覧 2025 年 7 月 16 日
- 2) 久慈雅栄, 河野浩之, 飯島健, 福田和人, 仁平義祐: ベントナイト混合土製造技術としてのミストブレンダー工法, 土木学会建設技術発表会 2021, IV-9, 2021
- 3) 日本原燃株式会社 HP : <https://www.jnfl.co.jp/ja/business/about/llw/summary/structure.html>, 最終閲覧 2025 年 7 月 16 日
- 4) 今城尚久: 地中ケーブル埋戻し材の開発(2) -最適粒度分布の検討-, 電力中央研究所報告 175063, p.12, 1976
- 5) 石黒健, 平田昌史, 古屋弘, 稲垣雄宣, 松崎晃, 佐藤寛: ICT 土工現場締固め品質管理方法「次世代 α システム」の開発-国土交通省 PRISM 大石龍門実証試験工事の実施概要-, 土木学会土木建設技術発表会 2022, II-01, 2022
- 6) 久慈雅栄, 石黒健, 平田昌史, 福田和人, 岩谷隆文: 振動ローラ加速度応答を利用したベントナイト混合土の締固め管理, 日本原子力学会 2024 春の年会, 1A08, 2024

PFOS等汚染水浄化対策技術の開発

芳 賀 直 樹^{*1} 林 夕紀子^{*1}
 森 川 純^{*1} 太 田 匡 哉^{*2}
 國 井 聡^{*1}

要 旨

有機フッ素化合物の一種であるPFOS, PFOAは、その有用性から多くの産業で使用されてきたが、有害性や環境残留性が問題となり、規制が強化されている。これらは水への溶解度が高いため、水を介した汚染拡大が問題となる。そこで、PFOS等含有水からPFOS等を吸着除去する浄化装置を開発した。

本浄化装置では吸着能力が高いイオン交換樹脂を採用し、水槽に貯留された汚染水を循環浄化方式にて処理する手法により、濃度推移を予測しながら浄化処理を行う工法を確立した。

本浄化装置及び浄化工法を現場に適用し、複数の浄化業務を完遂した。

キーワード 有機フッ素化合物／PFOS／PFOA／吸着処理／汚染水浄化

目 次

- | | |
|-----------|-----------|
| 1. 背景 | 4. 現場適用事例 |
| 2. 室内試験 | 5. まとめ |
| 3. 浄化工法検討 | |

DEVELOPMENT OF TECHNOLOGIES FOR PURIFYING PFAS-CONTAMINATED WATER

Naoki HAGA	Yukiko HAYASHI
Jun MORIKAWA	Masaya OOTA
Satoshi KUNII	

Synopsis:

PFOS and PFOA, types of organic fluorine compounds, have been widely used in many industries due to their usefulness. However, concerns over their toxicity and environmental persistence have led to stricter regulations. Their high solubility in water poses a problem for the spread of contamination through water. Therefore, we developed a purification device that adsorbs and removes PFOS and similar compounds from water containing them.

This purification system employs ion exchange resin with high adsorption capacity. It establishes a purification method that treats contaminated water stored in tanks using a circulating purification process, enabling purification while predicting concentration changes.

This purification system and purification method have been applied on-site, successfully completing multiple purification projects.

* 1 本店 ICI 総合センターICI テクノロジーセンター環境技術グループ

* 2 本店 土木事業本部 PFAS 対策推進室施工グループ

1. 背景

1.1 社会情勢

有機フッ素化合物の一種である PFOS（ペルフルオロオクタンスルホン酸）、PFOA（ペルフルオロオクタン酸）は、その有用性から多くの産業で使用されてきた。1970 年代から広く使用されてきたものの、その有害性や環境中での分解のしにくさによる汚染の拡大が問題となり、2000 年には大手メーカーが製造中止を決定した。

残留性有機汚染物質（POPs）に関するストックホルム条約（POPs 条約）において 2009 年に PFOS が付属書 B（制限）に、2019 年に PFOA が付属書 A（廃絶）に追加され、使用規制への動きが活発化している¹⁾²⁾。

環境省では、令和 2 年 5 月 28 日付け環水大発第 2005281 号・環水土発第 2005282 号環境省水・大気環境局長通知「水質汚濁に係る人の健康の保護に関する環境基準等の施行等について（通知）」において、水環境に係る暫定的な目標値として 50 ng/L（PFOS 及び PFOA の合算値）を設定し、その前年より各都道府県の PFOS 又は PFOA の排出源となり得る施設周辺等で調査を実施している。2019 年度の調査では調査地点 171 地点のうち 13 都府県の 37 地点において、水環境の暫定目標値の超過が確認された³⁾。

地下水や環境水での一定の環境汚染が顕在化したことにより、今後は PFOS、PFOA の浄化技術が求められると考えられた。

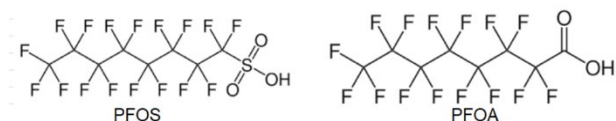


図-1.1 PFOS,PFOA 構造式

1.2 発生源及び浄化対象

PFOS、PFOA（以下、PFOS 等）はペルフルオロアルキル化合物及びポリフルオロアルキル化合物（PFAS）と呼ばれる有機フッ素化合物群の一種で、その物性から、泡消火剤、カーペット、衣服、ワックス、印刷紙、液晶、ボードなどの防汚・保護剤、塗料添加剤、航空機用油圧作動油など、様々な用途に用いられてきた。

1951 年から 2004 年までに排出された PFOA を代表的な成分とするポリフルオロカルボン酸は、2,400～5,400 t がフッ素ポリマーの製造過程で排出されたのに対し、1970 年から 2002 年までに排出された 450～2,700 t の PFOS のうち、91～460 t が泡消火剤を使用することで排出されたと推定されている⁴⁾。

主に製品の製造過程で使用される PFOA は代替品への置き換えが進む一方、泡消火剤に含まれる PFOS は泡消火剤の入れ替えが推奨されているものの、その用途の性質上、置き換えが困難な面があり、漏出事象などの報道がたびたび繰り返されている。

泡消火剤を用いる泡消火設備は「消火ポンプユニッ

ト」、「泡消火薬剤貯蔵槽・混合器」、「各種配管」、「消火用水貯水槽」等から構成される。PFOS 等を含む泡消火剤を用いた泡消火設備では、「消火用水貯水槽」に貯留された消火用水にも PFOS 等が含まれている事例が確認されている。防衛省は、これまで PFOS 等を含む泡消火剤を使用したことのある泡消火設備の水槽の水に対して水質調査を実施し、半数以上の水槽から 50 ng/L を超える PFOS 等含有水が発見されたと公表した⁵⁾。

その汚染除去対策として消火用水全量を吸引・輸送（収集運搬）し、焼却処分する事例が採用される状況にあったが、この方法の問題点として輸送コストが高額なこと、輸送中の漏洩リスクがあること、さらには消火用水を抜きとることにより消火設備としての機能が一時的に停止すること等が考えられた。

これらの問題点を解決する方法として、消火用水を抜き取ることなく浄化処理を行うための工法として可搬式 PFOS 等浄化装置の開発と、それに伴う吸着剤の選定及び浄化工法の評価を行った。

2. 室内試験

2.1 振とう吸着試験

(1) 試験方法

PFOS 等の吸着材として、活性炭やイオン交換樹脂が利用されている。本検討においては、現地に持ち運んで浄化が可能となる工法を確立することが目的であるため、より吸着能力の高い吸着材を選定し、浄化装置を小型化する必要があった。そこで、粒状活性炭とイオン交換樹脂の性能比較を行った。

濃度既知の PFOS 等を含む水 200 mL を 250 mL ポリ容器に分取し、粒状活性炭を 1,250～7,500 mg-dry/L の範囲で、イオン交換樹脂を 25～5,000 mg-dry/L の範囲でそれぞれ添加した。この試料を振とう機にて 100 rpm で 72 時間振とうして PFOS 等と吸着剤を十分に接触させた後、吸着材と水を濾別し、水相の PFOS 等濃度を測定した。

PFOS 等の濃度測定には、高速液体クロマトグラフ-質量分析計（SCIEX 社製 QTRAP4500）を用いた。

なお、本試験に用いた濃度既知の PFOS 等を含む水は入手した汚染水をろ過したものであり、PFOS 濃度 200,000 ng/L、PFOA 濃度 5,000 ng/L であった。

PFOS 等の濃度測定は「PFOS 及び PFOA 含有廃棄物の処理に関する技術的留意事項（令和 4 年 9 月 環境省環境再生・資源循環局廃棄物規制課）参考 2 分析方法例」に準じて行った⁶⁾。

測定に用いた高速液体クロマトグラフ-質量分析計を写真-2.1 に示す。



写真-2.1 高速液体クロマトグラフ - 質量分析計

機器分析の条件を表-2.1.1に示す。

表-2.1.1 分析条件

LC条件			
機器名称	:	SCIEX社製	ExionLC
カラム	:	Phenomenex 社製	Kinetex® C18 2.6 μ m 50×3.0mm
注入量	:	15 μ L	
カラム温度	:	40 °C	
移動相	:	A液：0.02% 酢酸・2mM酢酸アンモニウム含有水 B液：メタノール	
流速	:	0.6 mL/min	
MS条件			
機器名称	:	SCIEX社製	QTRAP4500
イオン化法	:	ESI Negative	
SRM条件	:	PFOS	499→80(定量用) 499→99(確認用)
		PFOA	413→369(定量用) 413→169(確認用)
		¹³ C ₈ -PFOS	507→80
		¹³ C ₈ -PFOA	421→376

(2) 吸着等温線作成と比較

吸着量は液相の溶質の濃度及び温度に依存し、それらの量的関係は吸着剤の基本的な性質である。ある温度で吸着平衡状態にある溶質濃度と吸着量の関係を表したものを吸着等温線といい、吸着の量論評価に一般的に用いられるものである⁷⁾。

試験に用いた PFOS 等含有水の初期濃度を C_0 、72 時間振とう後の濃度（平衡吸着濃度）を C_i 、試料水量を V 、添加した吸着剤量を M_i としたとき、吸着材単位重量当りに吸着した PFOS 等の量（平衡吸着量） W_i は[1]式で求められる。

$$W_i = V (C_0 - C_i) / M_i \quad [1]$$

C_i を横軸に W_i を縦軸にプロットし、図-2.1の吸着等温線を得た。

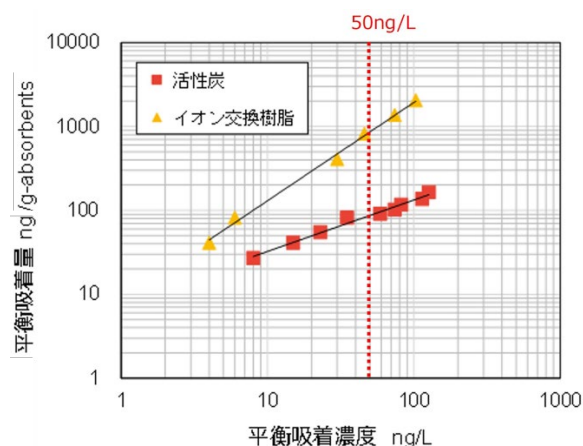


図-2.1 吸着量確認結果

一般に、吸着等温線の近似には Langmuir 式や Freundlich 式が用いられることが多いが、活性炭への有機化合物の水溶液からの吸着の場合は、Langmuir 式よりも Freundlich 式がよく適合するとされていることから、本報でも[2]式で示される Freundlich 式を用いた。

$$W = K_F C^{1/n} \quad [2]$$

ここで、 W は平衡吸着量、 C は平衡濃度、 K_F 、 $1/n$ は吸着定数である。Freundlich 式は本来実験式であり、理論的に導かれたものではないが、 $1/n$ は吸着剤と吸着質との親和力を、 K_F は親和力と吸着容量を意味するといわれている⁸⁾。

図-2.1 に示した関係線を Freundlich 式にて近似して得られた吸着定数から、PFOS 等の破過濃度 50 ng/L における各吸着剤の吸着量を求めた。その結果を表-2.1.2 に示す。

表-2.1.2 吸着量比較

吸着剤種別	粒状活性炭	イオン交換樹脂
破過濃度 (ng/L)	50	50
破過濃度における吸着量 (ng/mg-dry)	87	858

表-2.1.2 より、破過濃度 50 ng/L の時の吸着容量は、粒状活性炭が 87 ng/mg-dry に対しイオン交換樹脂は 858 ng/mg-dry となり、イオン交換樹脂が粒状活性炭の約 10 倍の吸着能力を持つことが確認された。これは、同条件での吸着除去を想定した場合、イオン交換樹脂は活性炭の 1/10 の量で浄化が可能であることを示している。

よって、筆者らが目的とする可搬式浄化装置構築には、より小型化が可能となるイオン交換樹脂が粒状活性炭よりも適していることが確認された。

2.2 循環浄化方式の検討

(1) 試験方法

浄化工法のコンセプトの一つとして、消火設備の機能を維持したまま PFOS 等汚染水を浄化するため、消火用水を抜き取ることなく PFOS 等を除去する方法として、循環式浄化方法を検討した。循環式浄化方法のイメージを図-2.2 に示す。

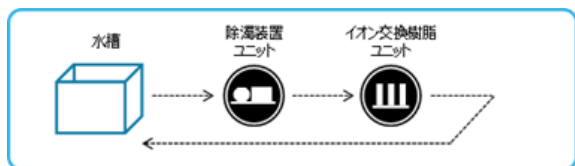


図-2.2 循環式浄化方法イメージ

消火用水槽からポンプによって浄化装置に水を送り、PFOS 等が取り除かれた水が再び浄化装置に戻る機構とすることで、消火用水を保ったまま浄化を行う方式である。

室内試験として、PFOS 等濃度約 10,000 ng/L に調整した水 30 L に対しイオン交換樹脂 20 mL を用い、チューブポンプで通水速度 6.7 mL/min で送水し、循環式浄化試験を行った。PFOS 等の濃度は 2.1 (1) に示した方法で測定した。

なお、本試験における浄化目標濃度は、環境省が定める水道水質管理における目標値及び環境基準における暫定指針値の 50 ng/L とした。

(2) 循環処理試験結果

循環式浄化試験の様子を写真-2.2 に、その結果を図-2.3.1 に示す。

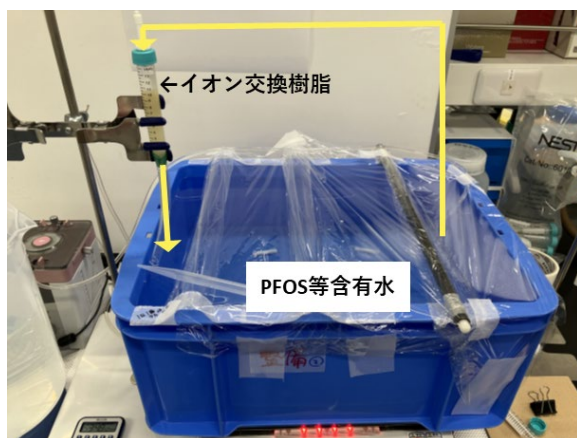


写真-2.2 循環式浄化試験

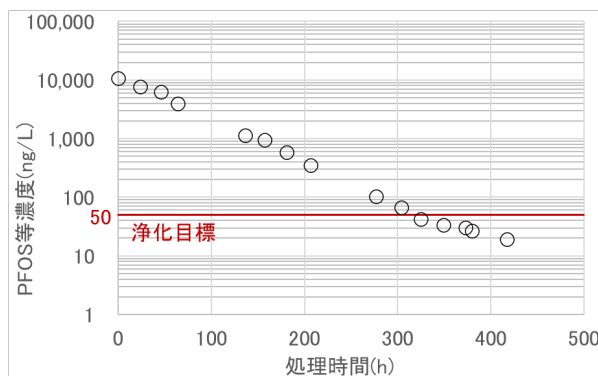


図-2.3.1 循環式浄化試験結果

図-2.3.1 にプロットした測定結果の近似式を求めたところ、式[3]が導かれた。

$$y = 10805 \times e^{(-0.016x)} \quad R^2=0.994 \quad [3]$$

これは、一次化学反応の反応速度式と等しく⁹⁾、初期濃度を C_0 、処理後の水槽内の PFOS 等濃度を C_t 、経過時間を t とすると、循環処理を実施した時間 t と t 時間後の水槽内の PFOS 等濃度 C_t には式[4]として示す以下の理論式が成り立つことを示している。

$$C_t = C_0 \times e^{(-kt)} \quad [4]$$

なお、係数 k は処理対象水量と処理速度から求められる数値である。

図-2.3.1 の試験結果に理論式[4]を重ねたものを図-2.3.2 に示した。試験結果と理論式がよく一致しており、このことから、循環処理における水槽水の濃度変化は式[4]によって把握することが可能であることが示唆された。

ただし、この関係性は、処理された水の PFOS 等濃度が「0」として吐出され、かつ、吐出された水が水槽に返送された際に一瞬で水槽内の濃度が均一になる理想条件で成立するため、水槽内の攪拌効率が不十分な場合は理論式と測定値の乖離が大きくなる点に留意する必要がある。

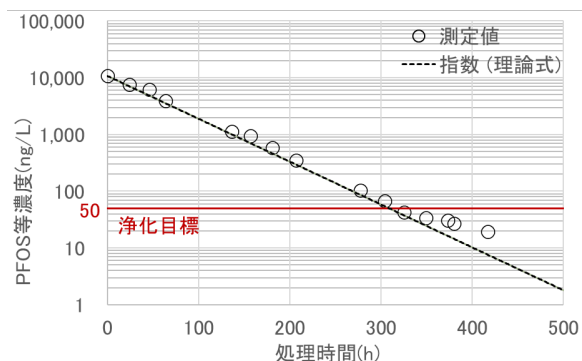


図-2.3.2 循環式浄化試験結果と理論式の比較

3. 浄化工法検討

3.1 浄化装置構成

開発した浄化装置 De-POP's ION[®]の全量を写真-3.1 に示す。本装置は処理対象水中の濁質（SS）を除去する除濁装置ユニットと、その後段に水中の有機フッ素化合物を吸着するイオン交換樹脂ユニットの 2 つから構成される。PFOS 等濃度 300,000 ng/L の水 30 m³を浄化処理することを想定し、50 L 容量のイオン交換樹脂塔を 6 塔配し、1 時間当たり 5.2 m³の水処理が可能な装置とした。

水処理装置の仕様を表-3.1 に示す。



写真-3.1 水処理装置「De-POP's ION[®]」全景

本装置を用いて数m³程度の PFOS 等含有水に対するパイロットスケール浄化試験を行い、装置の性能、及び循環式浄化法の適用性を確認した。

表-3.1 装置仕様

処理能力	5.2 m ³ /h (イオン交換樹脂ユニット 1 機での稼働の場合)
除濁装置 ユニット	砂ろ過装置 90 L×2 (ユニットサイズ：1,700 mm×2,100 mm)
	逆洗水槽 (ユニットサイズ：3,600 mm×1,900 mm)
イオン交換樹脂ユニット	樹脂塔 50 L×6 (ユニットサイズ：2,600 mm×1,800 mm)

3.2 パイロットスケールでの循環浄化の検討

(1) 試験方法

12 m³の鋼製水槽に研究施設内の給水設備より共有できる地下水 6 m³を貯留し、表-3.2 に示す PFOS 及び PFOA の試薬を添加して PFOS 等濃度約 1,000,000 ng/L の試料水を調製した。ここに、模擬濁質として研究施設内のビオトープから採取した底泥（平均粒径 50 μm 程度）を加え、模擬汚染水とした。なお、模擬汚染水の PFOS 等濃度は、防衛省の調査報告結果¹⁰⁾の中でも最高濃度であった 3,700,000 ng/L と同等程度の百万オーダーに設定した。

表-3.2 試薬類一覧

名称	詳細
PFOS 試薬	東京化成工業株式会社製 CAS No.1763-23-1, 純度 98%
PFOA 試薬	東京化成工業株式会社製 CAS No.335-67-1, 純度 98%

この模擬汚染水を、イオン交換樹脂 300 L を充填した De-POP's ION[®]による循環浄化に供した。

試料採取は 12 m³鋼製水槽内の模擬汚染水及び De-POP's ION[®]処理水とし、1 時間ごとに 20 時間にわたって採水を行い、2.1 に示した方法により PFOS 等の濃度分析を行った。

浄化装置による試験状況を写真-3.2 に示す。

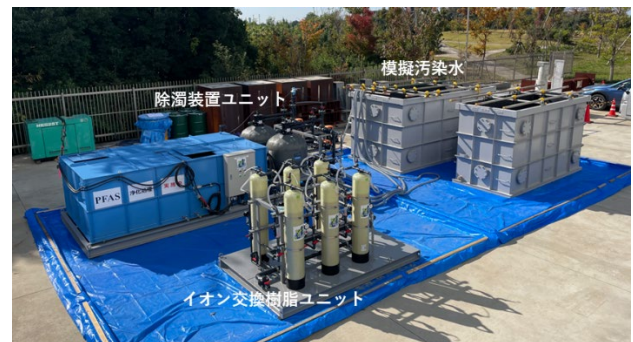


写真-3.2 浄化装置による試験状況

(2) 試験結果

De-POP's ION[®]による浄化試験の結果及び式[4]によって導いた理論式から算出された曲線を図-3.2.1 に示した。

浄化開始から 8 時間程度までは理論値と測定値はほぼ一致しており、De-POP's ION[®]の浄化性能が PFOS 等汚染水の浄化に有効であることが確認された。浄化開始から 9 時間を経過したところから、理論値と測定値に乖離が見られ始めるが、模擬汚染水の濃度が浄化目標濃度 50 ng/L を下回るまでに要した浄化時間の差は 20 %弱であった。

PFOS 等汚染の浄化は求められる浄化レベルが 50 ng/L と非常に低濃度であり、濃度測定も困難なレベルである。そのため、測定結果の真度（添加濃度に対する測定結果の割合）は 70～130 %が許容範囲となっている¹¹⁾。これらを鑑み、パイロットスケール試験での理論値と測定値の 20%弱の乖離については許容範囲であると判断した。

理論値と測定値の乖離の原因は、濁質を添加したことによってその濁質が 12 m³水槽の内壁に付着し、そこに吸着した PFOS 等が徐々に水相に溶出するためと考えられた。

これらの結果から、De-POP's ION[®]を用いた循環浄化は浄化工法として有効であり、理論式に対して安全率を見込むことによって浄化計画の立案及び工程管理が可能で

あることが確認された。

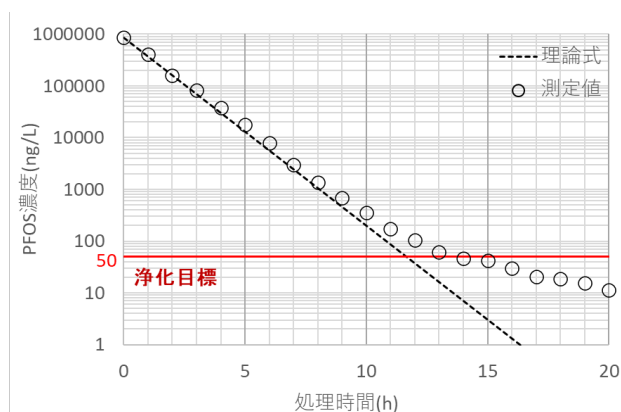


図-3.2.1 試験結果及び理論式との比較

また、12 m³水槽内の模擬汚染水の濃度と De-POP's ION[®]処理水の濃度を比較することで、汚染水が装置を1回通過することによる濃度減少量を確認した。

12 m³水槽内の模擬汚染水濃度と De-POP's ION[®]装置出口で採取した処理水の PFOS 等濃度を図-3.2.2 に示した。

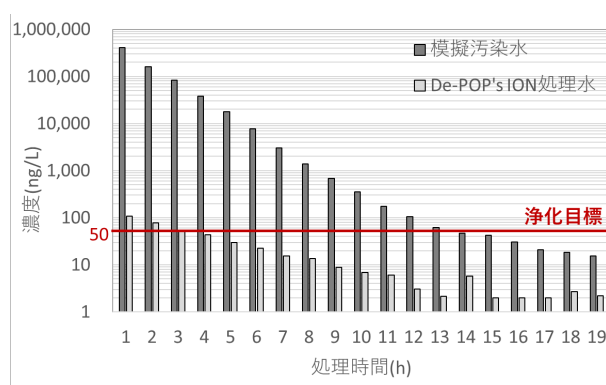


図-3.2.2 浄化装置前後の汚染水濃度比較

試験結果から、3 時間経過後の模擬汚染水濃度約 80,000 ng/L 程度の時点で、De-POP's ION[®]処理水は 50 ng/L を下回っていることが確認された。これにより、汚染水の PFOS 等濃度が一定程度以下であれば、図-3.2.3 に示すような、処理水を元的水槽に戻さずに別水槽に移送する、もしくはそのまま放流する処理方式（ワンスルー処理）にも応用が可能であることが確認された。

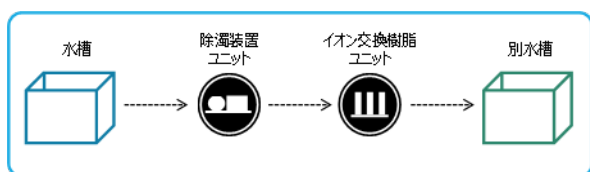


図-3.2.3 ワンスルー式浄化方法イメージ

4. 現場適用事例

4.1 防衛省本局 地下駐車場水槽水の事例

防衛省駐車場にある、機械室地下水槽水の浄化を行った。浄化対象は、PFOS 等濃度 830,000 ng/L、水槽容量 24,500 L であった。

本装置を地下駐車場の一角に設置し、水槽内に設置した水中ポンプにて送水することで循環処理による浄化を行った。

浄化装置設置状況を写真-4.1.1 に示す。

浄化の結果、約 200 時間を要して水槽水中の PFOS 等濃度を浄化目標である 50 ng/L 以下までに低減した。



写真-4.1.1 浄化装置設置状況

また、本装置を 2 t トラックの荷台に設置したまま、100 V 水中ポンプで送水する方式にて浄化処理を試行した。トラック上での稼働状況を写真-4.1.2 に示す。



写真-4.1.2 浄化装置設置状況(トラック上で稼働)

これにより、諸々の制約はあるものの、設置撤去の時間を大幅に削減でき、かつ、2 t トラック 1 台分という駐車スペースと 100 V 電源を確保することが可能であれば、浄化作業が実施可能であるという機動性の高さが確認された。

一方で、本浄化業務においては、浄化対象水の濃度が低下するにしたがって理論値との乖離が確認され、浄化目標値を下回るまでの時間は理論値の約 4 倍となった。

主な原因としては、コンクリート製であった水槽壁面に PFOS 等汚染水が浸透しており、水槽内の PFOS 等含有水の濃度が低下するにしたがって壁面から PFOS 等が再溶出したためと考えられた。比較的高濃度の汚染水を貯留したコンクリート製水槽では、その壁面からの PFOS 等の再溶出が問題となる可能性が示唆され、その対策手法の開発が今後の課題となった。

4.2 横須賀教育隊 防火用水槽水の事例

海上自衛隊横須賀教育隊に設置されている訓練実習場防火用水槽水 (PFOS 等濃度 51 ng/L, 水槽容量 200,000 L) の浄化を行った。

本業務は、防火用水槽内に設置した水中ポンプにて浄化装置に通水し、浄化装置通過後の水を地上に仮設した約 140 m³の鋼製水槽に貯水し、それを再度、元的水槽に返送するワンスルー方式にて実施した。

浄化装置設置状況を写真-4.2 に示す。

浄化の結果、のべ約 28 時間で 13 ng/L まで濃度を低減した。なお、本事例の浄化を循環方式で実施した場合の理論上の浄化時間は約 46 時間であり、本事例のように、仮設の水槽を設置するに十分なスペースがあれば、ワンスルー方式による浄化方法を選択することで、短時間での浄化が可能であることが確認された。



写真-4.2 浄化装置設置状況

5. まとめ

新規環境汚染物質として注目を集めている有機フッ素化合物の PFOS 等について、それらを含む水の浄化に関する研究開発を行った。

PFOS 等の吸着剤としての性能は粒状活性炭に比べてイオン交換樹脂が 10 倍程度の吸着容量を有していることが確認された。この結果から、吸着材としてイオン交換樹脂を採用することとし、1 時間当たり 5.2 m³の処理能力を持つ水処理装置 De-POP's ION[®]を開発した。

令和 5 年 7 月に開催された PFAS に対する総合戦略専門家会議において、PFAS に対する今後の対応の方向性が示された。その中で、PFOS 等への更なる対応の強化と PFOS 等以外の PFAS への対応方針が示された。具体的には、「市中在庫量の把握などの管理強化」、「泡消火薬

剤の更なる代替促進」、「環境中への流出防止」、「水質暫定目標の取り扱いの検討」が挙げられている¹²⁾。近年では、PFOS 等による環境汚染も顕在化しており¹³⁾、環境浄化技術の確立が求められる。

一方、現時点において、PFOS 等は土壤汚染対策法の規制対象には含まれておらず、暫定的な測定方法がまとめられているに留まっている¹⁴⁾。PFAS を過去に製造・使用していた工場等跡地等では、高濃度の検出が見込まれるため、浄化復元ニーズを踏まえて、技術開発に取り組む必要があると考えられる。

これらの状況を踏まえ、本技術を用いた地下水浄化や土壤浄化技術の確立に向けた検討を今後も継続していく。

また、PFOS 等以外の PFAS への対応方針にも述べられているように、規制対象となる PFAS は今後増加する可能性が高いと考えられる。規制が進んでいる欧米では、すでに複数の PFAS に対する暫定規制値を設けている例も多い¹⁵⁾。

今後は、国際的な動向も見極めながら、規制対象となる可能性の高い他の PFAS に対する本技術の有効性の確認も継続する必要がある。

参考文献

- 1) 環境省：POPs 条約第 4 回締約国会議 (COP4) の結果について、2009
<https://www.env.go.jp/press/11117.html>
- 2) 環境省：ストックホルム条約第 9 回締約国会議 (COP9) の結果の概要、2019
<https://www.env.go.jp/content/900513529.pdf>
- 3) 環境省：令和元年度 PFOS 及び PFOA 全国存在状況把握調査の結果について、2020
<https://www.env.go.jp/press/108091.html>
- 4) 村上道夫、滝沢智：フッ素系界面活性剤の水環境汚染の現況と今後の展望、水環境学会誌 Journal of Japan Society on Water Environment Vol.33, No.8, pp.103-114, 2010
- 5) 防衛省：. 自衛隊施設における泡消火設備専用水槽水質調査結果について、2022
<https://www.mod.go.jp/j/press/news/2022/07/22e.pdf>
- 6) 環境省環境再生・資源循環局廃棄物規制課：P F O S 及び P F O A 含有廃棄物の処理に関する技術的留意事項、2022
<https://www.env.go.jp/content/000077696.pdf>
- 7) 安部郁夫：吸着の化学、オレオサイエンス 第 2 巻 第 5 号 pp.275-281, 2002
- 8) 安部郁夫：活性炭の性能評価、炭素 TANSO No.204 pp.200-208, 2002
- 9) 小木修：微分方程式で理解する反応速度論：ぶんせき 2014 3 pp.94-100, 2014
- 10) 防衛省：令和 4 年 7 月 22 日、自衛隊施設における泡

消火設備専用水槽水質調査結果について

<https://www.mod.go.jp/j/press/news/2022/07/22e.pdf>

- 11) 厚生労働省：水道水質検査方法の妥当性評価ガイドライン，2012

<https://www.mlit.go.jp/common/830003687.pdf>

- 12) 環境省：PFAS に関する今後の対応の方向性，第 5 回 PFAS に対する総合戦略検討専門家会議，2024

<https://www.env.go.jp/content/000242250.pdf>

- 13) 環境省：PFOS，PFOA の国内の検出状況，第 5 回 PFAS に対する総合戦略検討専門家会議，2024

<https://www.env.go.jp/content/000242268.pdf>

- 14) 環境省：「PFAS に関する今後の対応の方向性」を踏まえた対応状況について，第 5 回 PFAS に対する総合戦略検討専門家会議，2024

<https://www.env.go.jp/content/000242830.pdf>

- 15) 環境省：PFOS，PFOA 以外の PFAS に係る国際動向，第 5 回 PFAS に対する総合戦略検討専門家会議，2024

<https://www.env.go.jp/content/000242270.pdf>

PFOS等含有洗浄水の浄化と再利用手法の確立

國 井 聡^{*1} 太 田 匡 哉^{*2}
 林 夕紀子^{*1} 森 川 純^{*1}
 芳 賀 直 樹^{*1}

要 旨

PFOS等含有廃棄物は、環境省が2022年に公表した「PFOSおよびPFOA含有廃棄物の処理に関する技術的留意事項」に規定された焼却能力を備える施設にて処分する必要がある。PFOS等が付着した金属くず、廃水なども、含有廃棄物として取り扱われるが、現状では施設によっては処分困難な品目も存在する。ある施設解体工事にて、PFOS等を含有する金属くずが発生した。その処分に際しては、金属くず表面を洗浄し、PFOS等を除去の上で処分する必要性が生じた。洗浄によって発生した水(PFOS等含有廃水)を浄化処理するため、PFOS等吸着処理装置を洗浄作業の現場に設置し、浄化可能であることを確認した。また、浄化して得た処理水を再度鉄くずの洗浄に供することとした。結果、発生するPFOS等含有廃水量を1/5に削減できることを確認した。一方で、廃水中に共存する夾雑成分が吸着処理を阻害することが示唆され、今後の課題として残った。

キーワード 有機フッ素化合物／PFOS／PFOA／PFHxS／廃棄物／吸着処理

目 次

- | | |
|---------|----------------|
| 1. 背景 | 3. PFOS等含有対策技術 |
| 2. 実験手法 | 4. まとめ |

ESTABLISHMENT OF PURIFICATION AND REUSE METHODS FOR PFOS-CONTAINING WASH WATER

Satoshi KUNII	Masaya OOTA
Yukiko HAYASHI	Jun MORIKAWA
Naoki HAGA	

Synopsis:

PFOS-containing waste must be disposed of at facilities equipped with incineration capabilities as stipulated in the “Technical Considerations for the Treatment of Waste Containing PFOS and PFOA” published by the Ministry of the Environment in 2022. Metal scrap and wastewater contaminated with PFOS are also treated as PFOS-containing waste; however, there are currently some items that are difficult to dispose of depending on the facility. During the demolition of a certain facility, metal scrap containing PFOS was generated. In order to dispose of this material, it was necessary to wash the surface of the metal scrap to remove PFOS prior to disposal. To purify the wash water (PFOS-containing wastewater) generated during this process, a PFOS adsorption treatment unit was installed at the washing site, and it was confirmed that purification was feasible. Furthermore, the treated water was reused for washing the metal scrap. As a result, it was confirmed that the volume of PFOS-containing wastewater generated could be reduced to one-fifth. On the other hand, it was suggested that coexisting impurities in the wastewater may inhibit the adsorption treatment, which remains an issue to be addressed in the future.

* 1 本店 ICI 総合センター ICI テクノロジーセンター 環境技術グループ

* 2 本店 土木事業本部 PFAS 対策推進室 施工グループ

1. 背景

1.1 社会情勢

有機フッ素化合物は、熱的・化学的安定性に優れた難分解性の有機化合物である。有機フッ素化合物の中で、ペルフルオロアルキル化合物、およびポリフルオロアルキル化合物の総称を PFAS と呼び、代表的な物質としてペルフルオロオクタンスルホン酸 (PFOS)、ペルフルオロオクタン酸 (PFOA)、およびペルフルオロヘキサスルホン酸 (PFHxS)がある。近年では環境残留性、および人体蓄毒性が指摘され、PFOS は、残留性有機汚染物質に関するストックホルム条約(POPs 条約)の付属書 A へ記載され¹⁾、PFOA は付属書 B²⁾に、PFHxS は付属書 A³⁾に記載されている。2025 年の 5 月には、炭素数 9~21 の長鎖ペルフルオロカルボン酸(LC-PFCA)とその塩、および LC-PFCA 関連物質の付属書 A への追加が決定した⁴⁾。国内での法規制も進み、PFOS・PFOA・PFHxS は化学物質審査規制法の第一種特定化学物質に指定され、これらを含む製品の製造・輸入・使用が規制されている⁵⁾。また、水質汚濁防止法の要監視項目に位置付けられ、暫定指針値として PFOS・PFOA の合計値 50 ng/L が設定されている⁶⁾。さらに、令和 5 年 2 月より同法施行令の一部が改訂し、PFOS・PFOA が指定物質とされ、漏出等の事故が発生した際の報告義務が課された⁷⁾。

水道法においては、PFOS・PFOA が水質管理目標設定項目⁸⁾に、PFHxS は要検討項目⁸⁾に設定されている。環境省は欧米の規制強化の動きに連動し、令和 8 年 4 月より PFOS・PFOA に関する水道水質基準として、PFOS・PFOA の合算値 50 ng/L を設定した⁹⁾。さらに、厚生労働省でも食品衛生法においても清涼飲料水の成分規格を改訂し、ミネラルウォーター類における基準値として PFOS と PFOA の合算値 50 ng/L が制定された¹⁰⁾。

水道水質基準が制定され、今後は環境水等への基準が設定される可能性がある。環境省や都道府県等が実施した水質調査では、河川等から暫定指針値の 50 ng/L を超過する PFOS・PFOA が全国各地で検出されている¹¹⁾。顕在化しつつある土壌・地下水中への汚染に対し、対策手法の確立が急務である。

1.2 PFOS 等含有廃棄物

PFOS・PFOA・PFHxS(以下、PFOS 等という)は、泡消火薬剤の主成分として使用されてきた¹²⁾。老朽化した施設の維持および更新が全国各地で実施されており、泡消火設備に対しても同様に推奨されている¹³⁾。泡消火設備とは、「泡消火薬剤原液タンク」、「配管」、「ポンプ設備」、泡消火薬剤原液を希釈するための水を溜めおく「貯水槽」等から構成されている¹⁴⁾。火災時に使用される泡消火薬剤については、2021 年度以降、PFOS・PFOA 非含有の製品へ置き換えが進められている¹⁵⁾。環境省が日本国内に存在する PFOS 等含有泡消火薬剤の全国調査

を実施したところ、令和 2 年度では 338.8 万 L であったのに対し、令和 4 年では 185.0 万 L へ約 45%減少したことが明らかとなった¹⁶⁾。また、PFOS 等含有泡消火薬剤を使用する施設から環境中への PFOS 漏出事故は全国各地で発生しており^{17,18)}、消防庁¹⁹⁾より処分を進める動きが求められている。過去に PFOS 等含有泡消火薬剤を使用した履歴のある消火設備や、それらの液体が一度でも通水された配管は全国に多数設置され、現在も運用されている。これらの泡消火設備は、泡消火薬剤に由来する PFOS 等が付着・残存している可能性が高い。PFOS 等含有廃棄物は、廃棄物の処理、および清掃に関する法律において特別管理産業廃棄物には規定されていないが、PFOS 等含有廃棄物として環境省の定めた「PFOS および PFOA 含有廃棄物の処理に関する技術的留意事項」(以下、技術的留意事項という)²⁰⁾に則して取り扱うことが適切である。産業廃棄物処理施設の設置許可件数は国内全体で 21,160 件あり、うち焼却処理施設は 2,944 件にのぼる²¹⁾が、技術的留意事項に則った焼却処分能力が確認された処理場は国内に 18 件と少ない²²⁾。また、これらの焼却施設は、全国各地にあるのではなく、地理的にも都市圏等の局所にある。さらに、当該処理施設毎に、受け入れ可能な PFOS 等含有廃棄物の品目も限定され、液状の廃棄物しか取り扱わない箇所もある²²⁾。

本論では、PFOS 等含有廃棄物として PFOS 等が付着した金属くずを取り扱った。PFOS 等を含む泡消火薬剤が付着した消火設備配管が、解体金属くずとして発生したが、これを受け入れ可能な処理施設が当該箇所近傍に立地しておらず、その処分方法が課題となった。

そこで、消火設備配管の内壁を洗浄研磨し、付着した PFOS 等を取り除いた上で「通常の金属くず」として処分を行うこととなった。PFOS 等付着金属くずの洗浄により発生した廃水は、PFOS 等含有廃棄物として焼却処分することになるが、洗浄作業で発生する廃水全量を処分するよりも、その水を浄化し、繰返し利用するとともに、PFOS 等の浄化に供した吸着剤を焼却処分する方が、廃棄物発生量の削減に繋がり、強いては焼却処分時のエネルギー消費や運搬コストの低減に効率的であると考えられる。

1.3 PFOS 等含有対策技術

PFOS 等含有水の浄化対策として、技術的な成熟度と実用性を含めた実用性の面から、活性炭やイオン交換樹脂による吸着処理は有力な方法の一つとして知られている²³⁾。活性炭はイオン交換樹脂と比較して安価な利点があり、浄水場では流末での PFOS・PFOA 対策として装置が導入された事例もあるが、国内で使用済みの活性炭による PFOS 等の漏出と広範囲の水源地汚染に発展した事例も確認されている^{24,25)}。一方、イオン交換樹脂は近年まで研究段階とされてきたが、浄水施設にてパイロットス

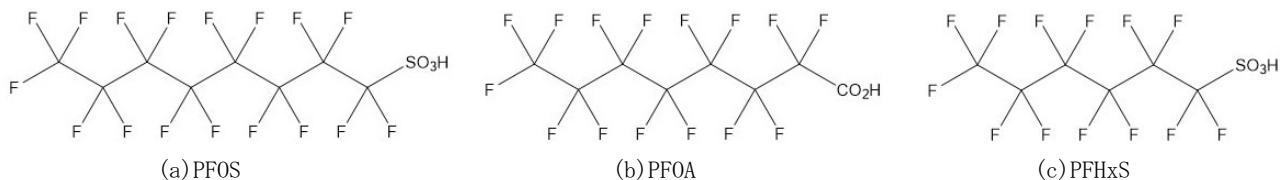


図-1.1 PFOS・PFOA・PFHxS の分子構造

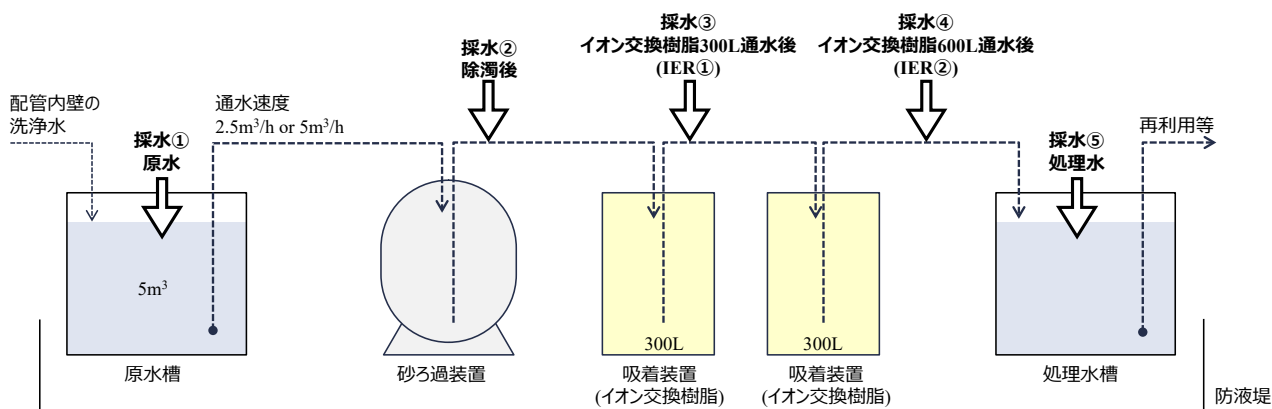


図-2.1 装置概略図

ケールでの実証試験も進んでいる。短鎖の PFAS に対しても有効であることや、破過に至るまでの時間が長いことから浄水処理に採用されるケースも現れつつある²⁶⁾。また、活性炭と比較して吸着容量が大きいことが知られており²⁷⁾、SV(Space Velocity)を大きくできるため、処理設備をコンパクトに設計できる利点がある。

そこで本論では、PFOS 等含有水の処理技術として、イオン交換樹脂による吸着処理を採用した。イオン交換樹脂は、樹脂が有する官能基のアニオン交換反応と、樹脂表面で生じる疎水性吸着機能により PFOS 等を除去するとされる²⁸⁾。PFOS 等の分子構造式を図-1.1 に示す。PFOS・PFHxS はスルホン基、PFOA はカルボキシ基を有しており、これらは pKa 値が低く、環境中では陰イオンの形をとるために、樹脂の官能基とアニオン交換が生ずる。また、疎水性吸着においては、PFOS は完全にフッ素化された C-F 炭素を 8 個、PFOA は 7 個、PFHxS は 6 個有しており、これらが樹脂の表面へ吸着するとされる。

既往の報告にて、除濁(砂ろ過)装置とイオン交換樹脂を採用した吸着処理装置により、PFOS 初期濃度 1,000,000 ng/L、PFOA 初期濃度 100,000 ng/L、SS 濃度 30 mg/L の PFOS 等含有水 6 m³ の浄化を実施した。除濁後の水は、イオン交換樹脂 300 L に通水速度 5.0 m³/h で通水させることで、浄化後の PFOS 等濃度が 12 ng/L まで浄化したことを確認した²⁹⁾。一方で、現場ごとに水質条件が異なり、夾雑する成分によってはイオン交換樹脂の吸着性能の劣化が懸念されるため、浄化を実施する際には、現地の対象となる水を用いた確認試験が必用である³⁰⁾。この事前確認を経て、水処理によって PFOS 等を除去し、その水を再利用することができれば、最終的に発生する PFOS 等含有廃水を減容化することが可能である。

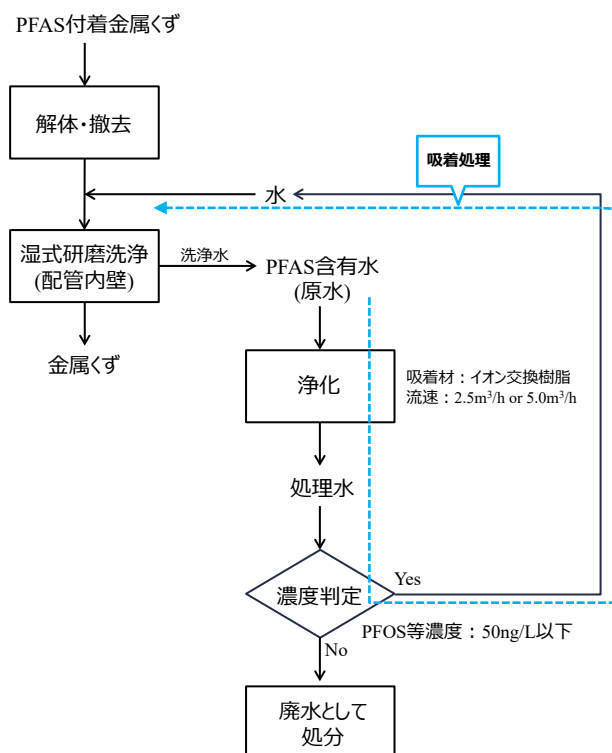


図-2.2 PFOS 等吸着処理のフロー図

本論では、PFOS 等含有金属くずの洗浄作業で発生した PFOS 等含有廃水に対し、吸着処理による浄化を試みた。さらに、浄化した処理水を繰返し利用することによって PFOS 等含有廃水の削減技術の検討を行った。

2. 実験手法

2.1 試験方法

PFOS 等が付着する配管内壁を湿式研磨洗浄することで発生した PFOS 等含有廃水(以下、原水という)5 m³を鋼製水槽に貯留し、図-2.1 に示す装置概略図に基づき、除濁

(砂ろ過)装置、2 ユニットの直列に接続した吸着処理装置の順にホースで連結した。水中ポンプにて原水を取水し、これを各装置へ連続的に通水させることで、PFOS 等を除去した水(以下、処理水という)を処理水槽に貯留した。使用したイオン交換樹脂量は、総容積 600 L とし、通水速度は 2.5 m³/h あるいは 5.0 m³/h となるように調整した。分析検体は、原水、除濁後、前段の吸着装置通水後(以下、IER①という)、後段の吸着装置通水後(以下、IER②という)、および処理水の計 5 カ所から採取した。

図-2.2 に浄化フローを示す。処理水の PFOS 等目標濃度は、3 成分の合算値 50 ng/L 以下を目標とした。目標処理濃度を満たした処理水は再度、配管内壁洗浄用の水として使用した。この洗浄作業にて発生した水を原水として吸着処理を実施し、複数回の再利用が可能であることを検証した。50 ng/L を超過した処理水は、再利用せずに廃棄するものとした。

2.1 PFOS 等濃度の分析

PFOS 等の分析は、JIS K 0450-70-10 および環境省通知³¹⁾に従い測定した。検体中の濁質に付着する PFOS 等を液相に溶出させることで、PFOS 等濃度の測定の測定を行った。懸濁物質は、0.45 μm のメンブレンフィルターでろ過し(写真-2.1)、ろ過残渣を容器に移し、0.3%アンモニアメタノール溶液を添加した後に超音波抽出(写真-2.2)を行った。得られた溶液を 3000 rpm で 10 分間遠心分離し、固液分離することで抽出液を得た。

抽出液中の PFOS 等濃度の測定は、液体クロマトグラフ質量分析計(LC-MS/MS)を用いて測定を行った。表-2.1 に装置測定条件を、写真-2.3 に分析装置全景を示す。LC は ExionLC、カラムは Kinetex C18 2.6 μm 50×3.0 mm、

MS は QTRAP4500 を用いた。

2.2 その他の水質分析

PFOS 等濃度以外の水質測定として、TOC(Total Organic Carbon, 全有機炭素)、pH、EC(Electrical Conductivity, 電気伝導率)、陰イオン(F⁻, Cl⁻, NO₃⁻, SO₄²⁻)、陽イオン(Na⁺, K⁺, Ca²⁺, Mg²⁺, Fe³⁺, Al³⁺)の濃度測定を行った。陰イオンはイオンクロマトグラフを用い、陽イオンは ICP-MS を用いて測定した。TOC は全有機炭素計測定法にて測定し、pH および EC はガラス電極法にて測定を行った。SS 濃度は、JIS K 0102:2016 工場排水試験方法に準じて行い、0.45 μm のメンブレンフィルターでろ過し、ろ過残渣を採取した。得られたろ過残渣に対し、マイクロスコブを用いて形態を観察し、フーリエ変換型赤外吸収スペクトル分析(FT-IR)およびエネルギー分散型 X 線分光分析(EDX)にて材料評価した。

3. PFOS 等吸着処理試験結果

3.1 試験条件の策定

通水速度を 2 つの条件に設定し、所定の箇所での PFAS 濃度の比較を確認した。原水中の PFOS 濃度は 2,900 ng/L、PFOA 濃度は 3,000 ng/L、PFHxS 濃度は 140 ng/L であり、合計 6,040 ng/L であった。また、SS 濃度は、16.6 mg/L であった。図-3.1 に PFOS 等吸着処理の試験結果を示す。通水速度 2.5 m³/h にて、各採水箇所での PFOS 等濃度の変化を確認した。除濁後では 5,310 ng/L であり、原水から僅かに減少した。これは、夾雑成分に付着した PFOS 等が除濁(砂ろ過)装置にて捕集されたため減じたと考えられる。また、IER①、IER②、処理水槽ではそれぞれ定量下限値以下(2ng/L 未満。以下、ND という)を確認した。通

表-2.1 LC-MS/MS の測定条件

(a) LC 条件				(b) MS/MS 条件			
機器名称	: SCIEX社製 ExionLC			機器名称	: SCIEX社製 QTRAP4500		
カラム	: Phenomenex社製 Kinetex			カラム	: ESI Negative		
注入量	: 15 μL			SRM条件	PFOS	499→80 (定量用)	499→80 (確認用)
カラム温度	: 40 °C				PFOA	413→369 (定量用)	413→169 (確認用)
移動相	: A液 (0.02%ギ酸、2mM酢酸アンモニウム含有水)				PFHxS	399→80 (定量用)	399→99 (確認用)
	B液 (メタノール)				¹³ C ₈ -PFOS	507→80	
	0~8.25min	A液 : 80%→2.0%	B液 : 20%→98%		¹³ C ₈ -PFOA	421→376	
	8.25~11min	A液 : 2.0%	B液 : 98%		¹³ C ₃ -PFHxS	402→80	
	11~11.1min	A液 : 2.0→80%	B液 : 98→20%				
	11.1~15min	A液 : 80%	B液 : 20%				
流速	: 0.6 mL/min						



写真-2.1 固液分離



写真-2.2 超音波抽出



写真-2.3 LC-MS/MS

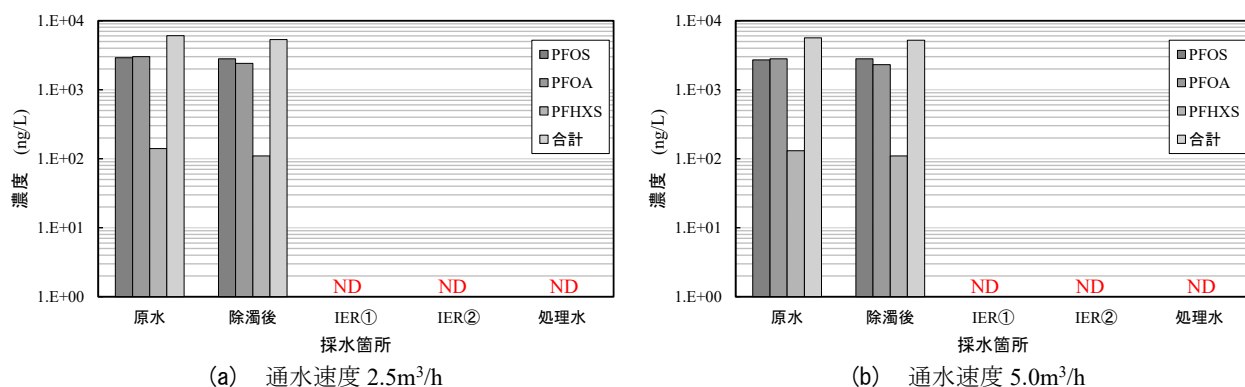


図-3.1 PFOS 等吸着処理における通水速度確認試験

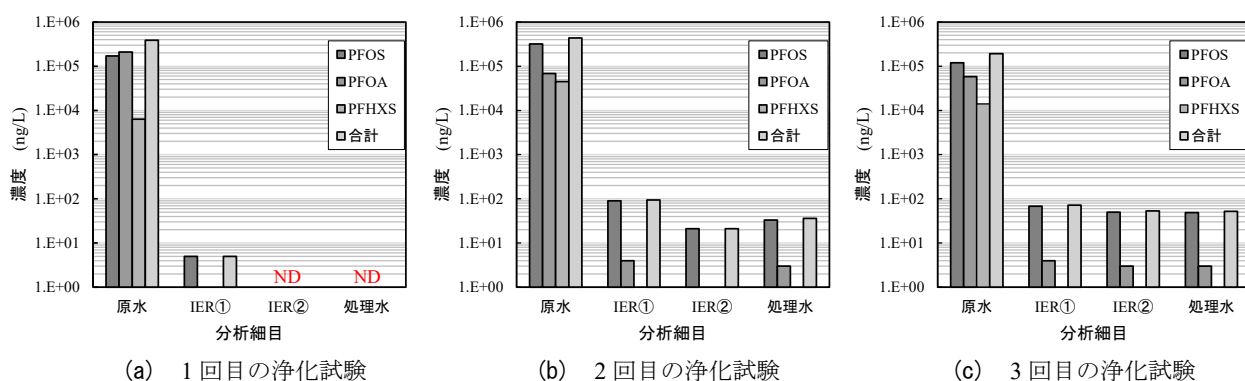


図-3.2 繰返し処理による PFOS 等浄化試験

水速度 5.0 m³/h でも同様の結果を示しており、除濁後の PFOS 等濃度は 5210 ng/L となり、IER①, IER②, 処理水 槽ではそれぞれ ND であり、十分に吸着処理できている 事を確認した。本論の現場においてはより確実な PFOS 等の浄化処理を優先するため、以降通水速度 2.5 m³/h にて PFOS 等吸着処理を行うものとした。

3.2 繰返し処理による PFOS 等吸着処理試験

3.1 にて定めた通水速度 2.5 m³/h にて、図-2.2 および図-3.3 に示す浄化フローに基づき PFOS 等水処理を行った。PFOS 等吸着処理試験の測定結果を図-3.3 に示す。原水 中の PFOS 等濃度は、洗浄対象となる配管内部の汚染状 況に起因して濃度が一定とはならず、1 回目 386,300ng/L、2 回目 433,000 ng/L、3 回目 192,000 ng/L となった。

1 回目の吸着処理では、386,300 ng/L であった原水が IER①では 5 ng/L、IER②以降では ND となった。この処

理水を配管洗浄作業にそのまま供し、2 回目の PFOS 等含 有水を得た。これを洗浄後の原水として 2 回目の処理を 実施し、433,000 ng/L であった原水が IER①では 94 ng/L、 IER②では 21 ng/L、処理水は 47 ng/L となった。

同様に 3 回目の洗浄処理後の原水は、192,000ng/L とな り、IER①では 106 ng/L、IER②では 60 ng/L、処理水は 52 ng/L となり、この時点で最終的な処理水の PFOS 等濃度 が 50 ng/L を超えた。一連の洗浄と処理を繰り返すことで、 PFOS 等付着金属くずの湿式研磨洗浄に 2 回再利用するこ とが可能であり、洗浄水量は 1/3 に低減した。

3.3 繰返し処理方法の改善検討

上述の 50 ng/L を超過した処理水に対して、PFOS 等濃 度の低減を図るため、通水速度 2.5 m³/h とし、吸着処理 装置にて処理を行った。図-3.4 に装置概略図を示す。水 中ポンプにて処理水槽の水を取水し、吸着処理装置にホ

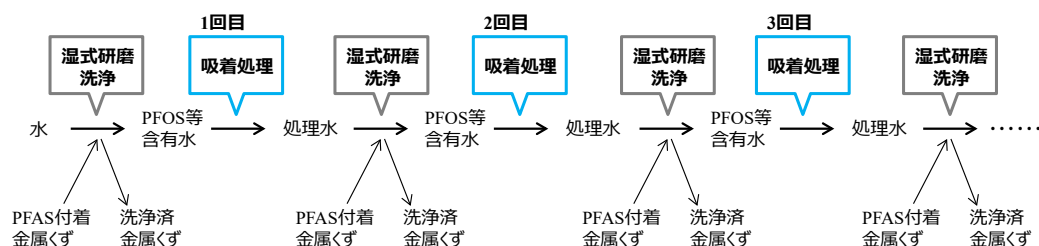


図-3.3 繰返し処理による PFOS 等吸着処理試験の概略

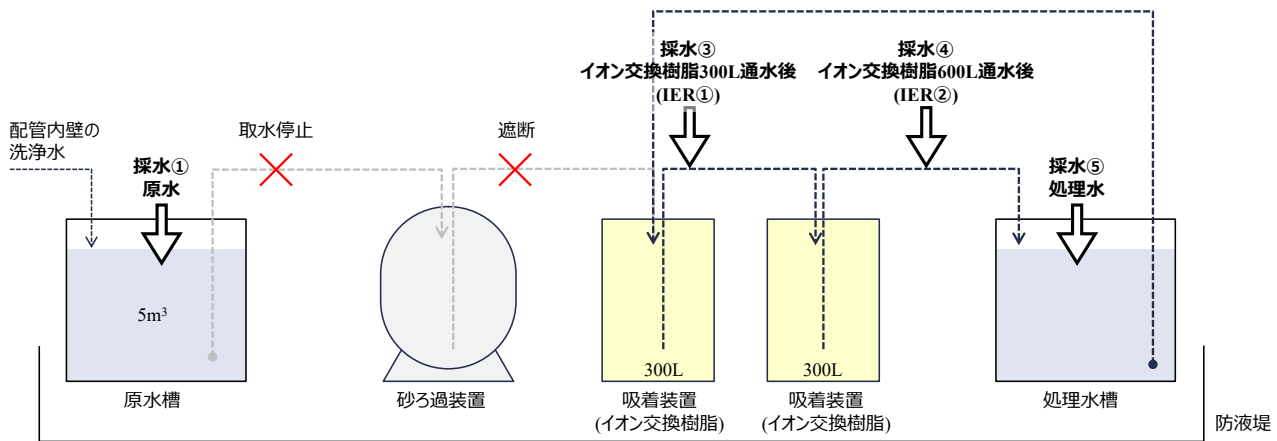


図-3.4 循環処理での装置概念図

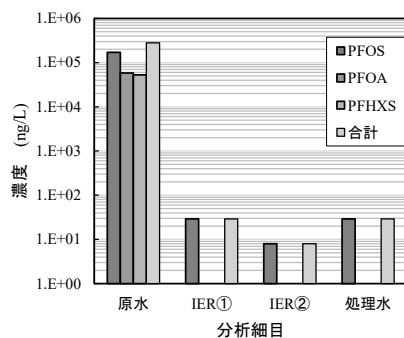


図-3.5 繰返し浄化試験結果(4回目)

表-3.1 繰返し処理における濃度と判定結果

	処理水濃度 (ng/L)	判定 (OK:50ng/L以下)
1回目	ND	OK
2回目	47	OK
3回目	52	NG
3回目（循環処理）	ND	OK
4回目	29	OK

ースで連結し、吸着処理した水は処理水槽に返送した。この処理方法を「循環処理」と称した。循環処理中、IER②ではNDにまで減少し、処理水槽中のPFOS等濃度が50 ng/L以下となったため、4回目の洗浄への利用が可能となった。4回目原水の吸着処理を行った結果を図-3.5に示す。IER①では29 ng/L、IER②では8 ng/L、処理水は29 ng/Lとなった。4回目の繰返し処理においても、処理水濃度が50 ng/L以下であるため、5回目の配管内壁の洗浄作業が可能となった。

表-3.1に処理水槽のPFOS等濃度と判定結果を整理した。PFOS等付着金属くずの湿式研磨洗浄に4回まで繰返し利用できることを確認できたため、発生する洗浄水量は1/5にまで低減した。

3.4 原水の水質分析

配管洗浄作業に着目すると、PFOS等含有金属くずは内壁部がモルタルで防食塗装された鋼管であり、この内壁塗装面にPFOS等を含む消火液が付着し残存している。この配管内壁の塗装面を湿式研磨洗浄することで、PFOS等を除去した。

図-3.6に洗浄水中の陽イオンの測定結果を示す。原水中に Ca^{2+} が比較的多く検出されており、繰返し使用回数を重ねるごとに Ca^{2+} 濃度は増加し、3回目の原水では142.7 mg/Lとなった。これは、配管内壁防食剤のモルタルに含まれる Ca^{2+} によるものと考えられる。また、鋼管材料由来の金属成分である Fe^{3+} 、 Al^{3+} はほぼ検出されなかった。また、図-3.7に示した処理水中の陰イオンの測

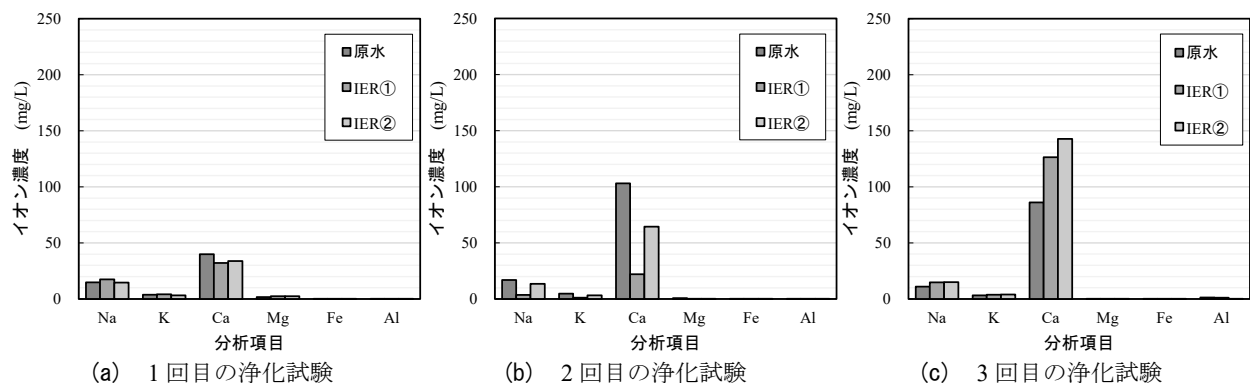


図-3.6 繰返し処理による陽イオンの測定結果

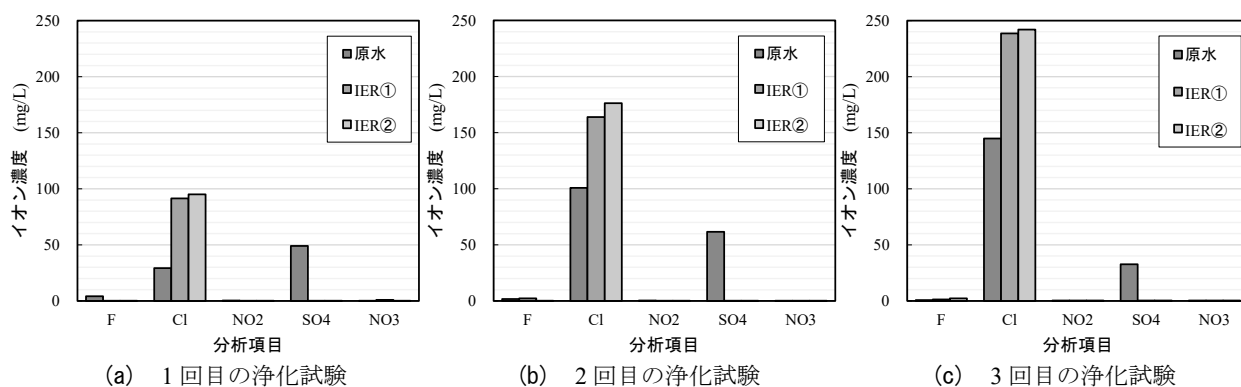


図-3.7 繰返し処理による陰イオンの測定結果

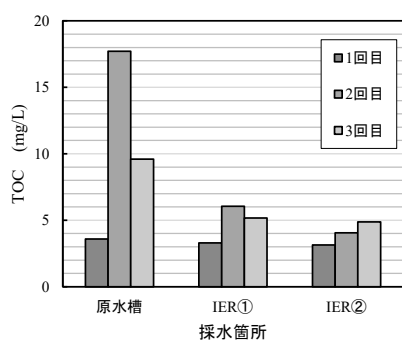


図-3.8 TOC の測定結果

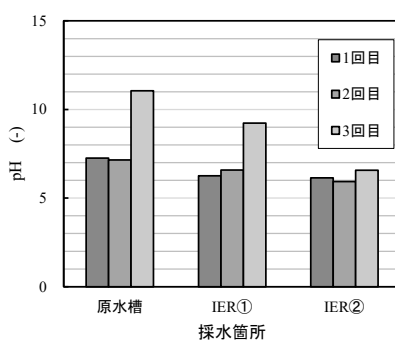


図-3.9 pH の測定結果

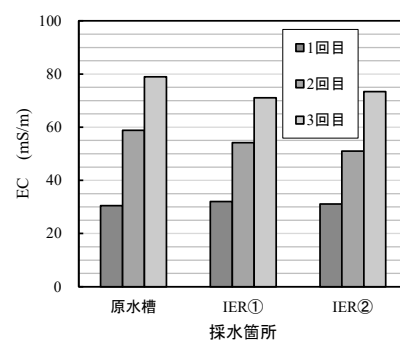


図-3.10 EC の測定結果

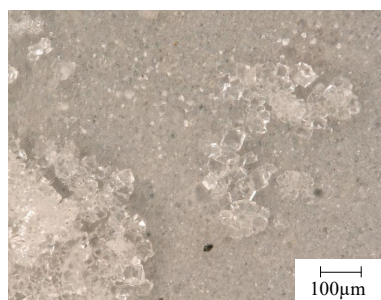


写真-3.1 懸濁物質の顕微鏡写真

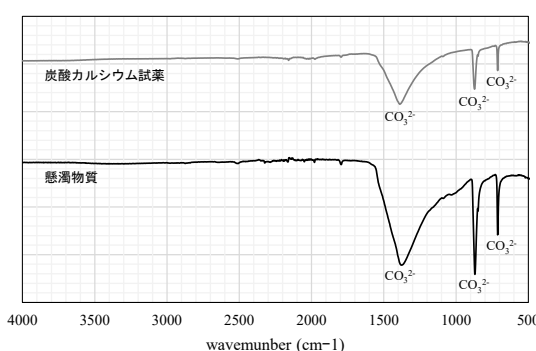


図-3.11 懸濁物質の赤外線吸収スペクトル

表-3.2 懸濁物質のEDX測定結果

元素	wt%
Ca	99.3
Fe	0.3
Zn	0.2
Sr	0.1
Cu	0.1

定結果では、SO₄²⁻と Cl⁻が確認された。1～3 回目までの経過を観察すると、3 回目の IER②にて Cl⁻濃度が 242 mg/L と最も高くなっており、BV(Bed Volume)が増大するごとに Cl⁻濃度が徐々に上昇する傾向がある。一般に、PFOS 等のアニオンをイオン交換樹脂に吸着するには、対立イオン(counter ion)として SO₄²⁻や Cl⁻が用いられる。本論における Cl⁻濃度の上昇は、このアニオン置換によってイオン交換樹脂から溶脱したイオンだと考えられる。このように、同一の水を繰返し利用することで、供給源は異なるものの、陽イオン、陰イオンともに水中に蓄積される傾向を確認した。

また、図-3.8 に TOC の水質分析結果を示す、1 回目の原水槽では 18 mg/L と比較的高いものの、それ以降は概ね低濃度で安定した。

図-3.9 に pH、図-3.10 に EC の結果を示す、pH は 3 回

目の原水が 11.1 と高い値を示した。これは前述の陽イオン濃度の測定結果からも、繰返し処理による Ca²⁺の濃縮が寄与していると考えられる。EC は吸着処理をすることで各測点にて上昇した。

写真-3.1 に原水を 0.45 μm のメンブレンフィルターで濾した際に、フィルター上に捕集された懸濁物質のマイクロスコープ写真を示す。無色の立方体の結晶が確認されたため、この結晶の同定を試みた。図-3.11 に FT-IR の吸収スペクトルを示す。比較物質として、カルサイトを主成分とする炭酸カルシウムの一級試薬を用いた。結晶と比較物質は、同一波長にて CO₃²⁻に起因する吸収スペクトルを示していることから、懸濁物質もカルサイトを主成分とすることが示唆された。また、表-3.2 に結晶の EDX 測定結果を示す。表 3-2 では、Ca²⁺が 99.3 wt%を占めていることが確認され、共存する他イオン種の晶析

は確認できなかった。水中の塩濃度の上昇は、PFOS 等と電解質の塩析効果をもたらし、吸着を促進する効果があるとされるも³²⁾、本論においては、除去能力低下の原因は水中の溶解成分ではなく、晶析した夾雑成分によるものと考えた。

3.5 結果と考察

イオン交換樹脂を用いた吸着処理により、PFOS 等含有水の浄化と繰返し処理を行った、洗浄水は 4 回までは 50ng/L 以下に浄化できることを確認した。それにより、繰返し処理をしない場合と比較して、PFOS 等含有廃水を 1/5 まで削減できた。PFOS 等処理能力が低下した場合の対応策として、図-3.4 に示す循環処理を用いた。循環処理によりイオン交換樹脂と PFOS 等含有水の接触頻度を増やし、効率的に濃度低減を図ることが可能である。同様に、イオン交換樹脂との接触時間を長く保つ方法として、処理量は低下するものの、水処理装置の SV をさらに小さくすることも有効であると考えられる。

繰返し処理することで、PFOS 等濃度が 50ng/L 以下に浄化しなくなった原因が、水中に含まれる夾雑物等によるイオン交換樹脂の吸着能力の低下と推測し、水質分析を行った。その結果、原水中に含まれるカルシウムイオン由来のカルサイトによるものと推察した。砂ろ過では除去しきれない微細な懸濁物質や有機質等の物質を除去することで、イオン交換樹脂の吸着処理能力をより発現することができると考えられる。そのため、除濁(砂ろ過)装置とイオン交換樹脂を充填した吸着装置の間に、活性炭吸着を導入することも有効であると考えられる。処理水の繰返し使用の回数をさらに向上する事ができれば、一層の PFOS 等含有廃棄物量の減容化が可能である。

4. まとめ

PFOS 等を取り巻く社会情勢や機運によって、各業界・各所にて PFOS 等含有廃棄物の発生量は増加すると考えられるが、PFOS 等廃棄物を受入れ可能な処分場は限られている。本論では、PFOS 等含有配管内壁の洗浄作業によって発生した PFOS 等含有水の発生量削減手法を検討した。イオン交換樹脂を用いた洗浄廃水の浄化処理と処理水の繰返し利用は、産廃量の削減に寄与することが明らかとなった。

環境省では、PFOS 等を含有する土壌や地下水に対する実態調査を進めており、PFOS 等に対する環境規制の動きは年々強化されつつある。本論では、PFOS 等含有水を作業現場内で確実に浄化するためのアプローチを整理したが、これは PFOS 等を固相から液相へ移行させ、その液相中の PFOS 等を効率的に除去する手法を検討したものとも言い換えることができる。そのため、PFOS 等含有土壌やその他の廃棄物といった浄化対象に対しても、本浄化プロセスを応用することが可能と考えられる。近い将

来、本格化することが予想される多様な PFOS 等による汚染事案に対応するため、PFOS 等の処理技術に係る知見の収集と実績構築を今後とも進めていく所存である。

参考文献

- 1) 環境省：POPs 条約第 4 回締約国会議(COP4)の結果について，2009
<https://www.env.go.jp/press/11117.html>
- 2) 環境省：ストックホルム条約，バーゼル条約およびロッテルダム条約締約国会議の結果について，2019
<https://www.env.go.jp/press/106784.html>
- 3) 環境省：ストックホルム条約，バーゼル条約およびロッテルダム条約締約国会議の結果について，2022
<https://www.env.go.jp/press/111174.html>
- 4) 環境省：ストックホルム条約，バーゼル条約およびロッテルダム条約締約国会議の結果について，2025
https://www.env.go.jp/press/press_04897.html
- 5) 経済産業省：第一種特定化学物質一覧
https://www.meti.go.jp/policy/chemical_management/kasinhou/about/class1specified_chemicals_list_20250218r.pdf
- 6) 環境省：環水大発第 2005281 号，環水大土発第 2005282 号，令和 2 年 5 月 28 日
- 7) 環境省：「水質汚濁防止法施行令および建築基準法施行令の一部を改正する政令」の閣議決定について，令和 5 年 12 月 20 日
https://www.env.go.jp/press/press_02611.html
- 8) 環境省：環水大発第 2103262 号，令和 3 年 3 月 26 日，<https://www.env.go.jp/content/900539428.pdf>
- 9) 環境省：環境省令第十九号，環境省令第二十号，令和 7 年 6 月 30 日，
https://www.env.go.jp/press/press_00075.html
- 10) 厚生労働省：健生発 0630 第 5 号，令和 7 年 6 月 30 日
https://www.caa.go.jp/policies/policy/standards_evaluation/food_pollution/pfas/assets/standards_cms105_250630_002.pdf
- 11) 環境省：令和 5 年度公共用水域水質測定結果，令和 7 年 4 月，
<https://www.env.go.jp/content/000310475.pdf>
- 12) 環境省：残留性有機汚染物質に関するストックホルム条約に基づく国内実施計画，令和 2 年 11 月
<https://www.env.go.jp/content/900516491.pdf>
- 13) 一般社団法人日本消防装置工業会：消火設備の維持管理に関するご提案，2017 年 3 月
- 14) 一般社団法人泡消火装置工業会：泡消火設備
<http://shosoko.or.jp/equipment/awa.html>
- 15) 松神秀徳，齋藤隼輝，三宅祐一：環境化学物質 3 学会合同大会，泡消火薬剤に含まれるフッ素界面活性剤に関する実態調査 pp.134-135，2023

- 16) 環境省：PFOS 等含有阿波消火薬剤全国在庫量調査の結果について，2024 年 11 月 1 日
https://www.env.go.jp/press/press_03919.html
- 17) 東京都：西東京市内の駐車場における泡消火剤流出事故について，令和 7 年 4 月 21 日
<https://www.metro.tokyo.lg.jp/information/press/2025/04/2025042206>
- 18) 那覇市：PFOS 等含有泡消火薬剤週出事故の状況について，令和 7 年 3 月 26 日
<https://www.city.naha.okinawa.jp/kurasitetuduki/kankyou/kougai/KKHOZEN00220231024201212494.html>
- 19) 消防庁：PFOS 又はその塩を含有する泡消火薬剤の更新について（通知），2020 年 6 月 1 日
https://www.fdma.go.jp/laws/tutatsu/items/20200601_pfos_koushinkeikaku.pdf
- 20) 環境省：PFOS および PFOA 含有廃棄物の処理に関する技術的留意事項，2022 年 9 月
<https://www.env.go.jp/content/000077696.pdf>
- 21) 環境省：産業廃棄物処理施設の設置，産業廃棄物処理業の許可等に関する状況(令和 4 年度実績等)について，2025 年 3 月 27 日
https://www.env.go.jp/press/111095_00005.html
- 22) 泡消火設備工業会：PFOS および PFOA 含有廃棄物の処理に関する技術的留意事項について相談できる処理施設の紹介，2025 年 7 月 4 日
- 23) Ian Ross, Jeffrey McDonough, Jonathan Miles, Peter Storch, ParvathyThelakkat Kochunarayanan, Erica Kalve, Jake Hurst, Soumitri S. Dasgupta, Jeff Burdick : A review of emerging technologies for remediation of PFASs, Remediation28, 2018
- 24) 小坂浩司，吉田伸江，中沢禎文，浅見真理，松井佳彦，秋葉道宏：第 56 回日本水環境学会年会講演プログラム・講演集，浄水場における活性炭処理による有機フッ素化合物の除去，p.252, 2022
- 25) 千鶴馨平，水野信輝，渡辺太郎，関口恵美，原田未来，下田穰史，島田大地，齋藤智幸：令和 3 年度水道研究発表会，小雀浄水場における有機フッ素化合物による汚染事例および対応報告，pp.668-669, 2021
- 26) 各務原市：上水道における水質改善対策について(答申)，令和 6 年 12 月 4 日
https://www.city.kakamigahara.lg.jp/_res/projects/default_project/_page_001/023/399/toushinnsho.pdf
- 27) Pattarawan Chularueangaksorn, Tanaka Shuhei, Fujii Shigeo, Kunacheva Chinagarn : journal of Applied Polymer Science, Batch and column adsorption of perfluorooctane sulfonate on anion Exchange Resins and Granular Activated Carbon, 2013
- 28) Qiang Yu, Ruiqi Zhang, Shubo Deng, Jun Huang, Gang Yu : water research, Sorption of perfluorooctane sulfonate and perfluorooctanoate on activated carbons and resin: Kinetic and isotherm study, 43, pp.1150-1158, 2009
- 29) 芳賀直樹，國井聡，太田匡哉，赤松佑介，河野浩之，竹澤正太郎：土木建設技術発表会 2023，PFOS/PFOA を含有する水に対する浄化技術の開発，2023
- 30) Karnwadee Wilaingam, 田中周平, Pattarawan Chularueangaksorn, 鈴木裕識, 小野亮輔, 藤井滋穂：土木学会論文集 G(環境), ペルフルオロヘキサン酸(PFHxA)のイオン交換樹脂, 非イオン交換樹脂および粒状活性炭への吸着に及ぼすアニオンの影響, Vol.70, No.7, III_65-III_72, 2014,
- 31) 環境省：水質汚濁に係る人の健康の保護に関する環境基準等の施行等について(通知)，環水大発第 2005281 号・環水大土発第 2005282 号，令和 2 年 5 月 28 日
- 32) 公益社団法人水道技術研究センター：水道における PFAS の処理技術等に関する資料集，2023 年 11 月
https://www.jwrc-net.or.jp/docs/p-ken_report_rev.pdf

江戸城外濠を対象とした水質浄化に関する取組み

須 江 ま ゆ^{*1} 山 本 達 生^{*2}
 安 井 利 彰^{*2} 鈴 木 善 晴^{*3}

要 旨

江戸城外濠周辺は合流式下水道が整備されており、降雨時には未処理水の一部が公共水域に放流されることから、アオコの発生や水質汚濁の要因となり景観悪化や悪臭等が課題となっている。それらの課題を解決するため、2016年に設立された外濠水辺再生協議会の技術分科会では、江戸城外濠（市ヶ谷濠・新見附濠・牛込濠・弁慶濠）の水質改善に向けた検討を重ねてきた。

本報では、その検討の中から①市ヶ谷濠・新見附濠・牛込濠（以下、北側三濠と記載）を対象とした生態系水循環解析モデルを用いた複合的水質改善策導水の解析、②市ヶ谷濠のシードバンク調査、③弁慶濠のホザキノフサモによる北側三濠のアオコの抑制試験について報告する。本研究は、都市部における閉鎖性水域の水質・生態系管理に関する学術的知見を深化させ、都市水辺空間の再生に向けた実践的な方策を提示するものである。

キーワード 水質浄化／アオコ／水循環解析／生態系／濠／合流式下水道

目 次

- | | |
|---------------------|--------------------|
| 1. はじめに | 4. 水草によるアオコの発生抑制検討 |
| 2. 生態系水循環モデルによる導水解析 | 5. おわりに |
| 3. 底泥のシードバンク調査 | |

STUDY ON WATER PURIFICATION OF THE OUTER MOAT OF EDO CASTLE

Mayu SUE
Toshiaki YASUI

Tatsuo YAMAMOTO
Yoshiharu SUZUKI

Synopsis:

The area around the outer moat of Edo Castle has adopted a combined sewer system, which means that some of the untreated water is discharged into public waters during rainfall. This untreated water is called Combined Sewer Overflow (CSO). CSO can cause blue-green algae blooms and water pollution, resulting in problems such as poor scenery and foul odors. To address these issues, the Outer Moat Waterfront Regeneration Council was established in 2016. The technical subcommittee has been conducting extensive research into improving the water quality of the outer moats of Edo Castle (Ichigaya Moat, Niimitsuke Moat, Ushigome Moat, and Benkei Moat).

This paper will report on the following three topics: (1) Water conveyance analysis of comprehensive water quality improvement measures using an ecosystem water cycle analysis model, targeting the three northern moats. (2) A seed bank survey of Ichigaya Moat. (3) A test to suppress blue-green algae in the three northern moats using *Myriophyllum spicatum* from Benkei Moat.

* 1 本店 技術企画管理室 技術企画グループ

* 2 本店 土木事業本部 土木技術部

* 3 法政大学 デザイン工学部 都市環境デザイン工学科

1. はじめに

江戸城の濠は防御や都市計画を目的に内濠と外濠で構成されており、1636年に築造が完了した。内濠は自然地形をほぼ活かしてつくられたのに対して、外濠は土木工事によって構築されたとの記録がある¹⁾。

当時、外濠は市ヶ谷濠、新見附濠、牛込濠、弁慶濠、飯田濠、真田濠、神田川、溜池で構成されていたが、第二次世界大戦後に真田濠や飯田濠が埋め立てられ、市ヶ谷濠、新見附濠、牛込濠、弁慶濠が水面を残す江戸城外濠（以下、外濠と記載）となった。その後、落合浄水場の閉鎖を契機に玉川上水からの給水が停止されたこともあり、外濠への流水経路が分断された。さらに、下水道整備において合流式が採用されたため、合流式下水道雨天時越流水（Combined Sewer Overflow：CSO）が外濠に流入し、水質悪化が進行し課題となっていた。

そこで2016年、外濠周辺の企業を中心に外濠の「水質浄化」と「景観改善」を目的に「外濠水辺再生協議会」（以下、外濠協議会と記載）が設立された。外濠協議会は企画広報分科会と技術分科会で構成され、東京都をはじめとした外濠に関わる行政や、外濠周辺の大学とも意見交換を実施してきた。このような取組みが契機となり、東京都では「都市づくりのグランドデザイン」（2017年）、「未来の東京」戦略（2021年）や「未来の東京」戦略 version up 2022（2022年）されている。これらの上位計画においては、外濠の水質改善が重要な施策の一つである。また、外濠の水質改善を具体的に推進するためのプロジェクトとして「外濠浄化プロジェクト」が計画されている。同プロジェクトは、都市環境の質の向上、歴史的財産の保全、市民の憩いの場の創出といった上位計画で掲げられた目標を実現するための具体的なアクションとして位置付けられている。すなわち、「外濠浄化プロジェクト」はこれらの戦略的方針に基づく実施段階の施策であり、都市政策上の重要な役割を担っているといえる。

本報では、外濠協議会の技術分科会で行ってきた、水質改善に必要な導水の水質と必要量を、生態系を考慮した水循環モデルにより検討した。ただし、調達できる導水の水質には上限がある。そこで、補助的に水質改善を行うことを目的に、市ヶ谷濠のシードバンク調査や弁慶濠に繁茂するホザキノフサモが市ヶ谷濠のアオコの発生抑制に寄与するかについて検討するための室内試験も実施した。

2. 生態系水循環モデルによる導水解析

2.1 目的

外濠のように水の流入量が少なく、水の交換頻度が低い閉鎖性水域では、栄養塩類である窒素およびリンが蓄積し、これが水質悪化の主要因となっている。このような課題に対しては、清澄な水を導入する浄化用導水に

よって水質改善を促進する方法が有効であるとされている。しかし、外濠に導入可能な水は、河川水など一定程度の窒素およびリンを含む水質であることが予想される。導水の水質が低品位であるほど、水質改善に必要な導水量は増加する傾向にある。したがって、将来の導水による水質浄化計画の立案にあたり、水質と水量の関係を明確にすることが重要となる。本研究では、先行研究により構築された外を対象とする「生態系水循環解析モデル」を用いて、導水する水質と導水量の関係を明らかにすることを目的としたシミュレーションを行った。

2.2 北側三濠およびモデルの概要

本研究は外濠のうち、北側三濠を対象地域としている。外濠のCSO吐口に繋がる集水域の面積は合計で約330 haで、その6割以上が市ヶ谷濠の集水域である。表-1に北側三濠の概要を示す。

表-1 北側三濠の概要

	水面面積 (㎡)	平均水深 (m)	集水面積 (ha)
市ヶ谷濠	17,500	1.24	226
新見附濠	30,000	1.48	69
牛込濠	34,000	1.88	32

本研究で使用した「生態系水循環解析モデル」は、先行研究²⁾により外濠水循環解析モデル（OHAM）と生態系モデルを統合して構築された。本モデルでは、CSOや各濠の貯留水、物質質量などの物理的計算と、植物プランクトンや物質増減などの化学的、生物学的計算を行い、外濠の水質変動を推定することができる。本モデルに水理的、生物学的なパラメータや気象データの他、各種水質改善策の条件を入力して計算を行った。

2.3 解析条件

導水策、可動堰、外濠保全水路、汚水貯留管の4つの水質改善策を対象として検討を行った。導水策はCSO以外の新たな水源を設定して導水することで濠内の水の希釈や滞留時間の短縮を図り、植物プランクトンの成長を抑制する対策である。取水元としては、玉川上水を想定した。導水量は500～15,000 m³/dayの30段階、導水水質は全窒素（T-N）と全リン（T-P）を7段階で設定した。

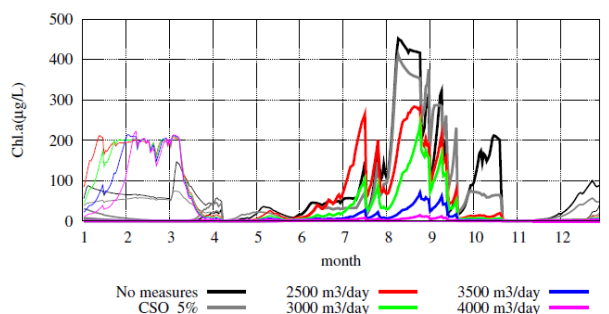
また、可動堰は、CSO吐き室内の堰を上下させることで濠へのCSO放流量を調節し、濠内の水の希釈を図る対策で、6段階で設定した。外濠保全水路はCSO吐口の外に導水管を繋げた升を設置し、一定量以下のCSOを神田川へ排水する対策で、濠内濃度の希釈効果が期待できる。外濠保全水路は3パターン、各4～6段階の計15段階で設定した。汚水貯留管は、降雨初期の汚濁負荷の大きなCSOを公共用水域に放流される前に貯留し、降雨終了後に下水処理場へ流下させる、水質改善を目的とした東京

都が計画する施設である³⁾。貯留容量を 16,600 m³ とし、各吐口から貯留管への接続路の流下能力を、2010～2016 年における吐口ごとの最大 CSO 放流量の 5, 10, 20, 30, 50, 100% の 6 段階で設定した。

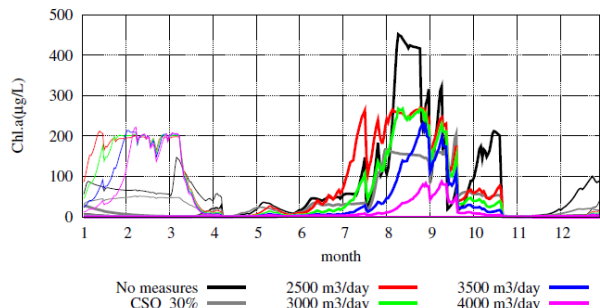
2.4 解析結果と考察

本研究では 4 つの水質改善策について、導水策とその他の対策を組み合わせ設定し、降雨形態の異なる 2013 年、2017 年を解析対象として効果を検討した。また、各対策による効果の評価基準として、先行研究と同様に「クロロフィル a (以下、Chl-a と記載) 濃度の年最大値が 25 μg/L 以下」を基準として考察を行った。本稿では一例として、中負荷 (T-N : 5.0 mg/L, T-P : 0.5 mg/L) で 2,500～4,000 m³/day の導水と、接続路の流下能力が 5%, 30% の汚水貯留管を組み合わせた場合の、2013 年の市ヶ谷濠における解析結果について述べる。

計算結果から得られた Chl-a 濃度変動を図-1 に示す。図中の各線は対策の違いを表しており、黒色は無対策、灰色は汚水貯留管のみ、その他の色は導水策と汚水貯留管の複合策を設定した場合の濃度を表している。同図からは、流下能力 5% の貯留管では 3,000 m³/day 以上、30% の貯留管では 4,000 m³/day 以上の導水をすれば無対策時および貯留管のみ導入する場合よりも 8～9 月の Chl-a 濃度が低減していることがわかる。



(a) 中負荷 2500-4000 m³/day 導水+貯留管への流下 5 %



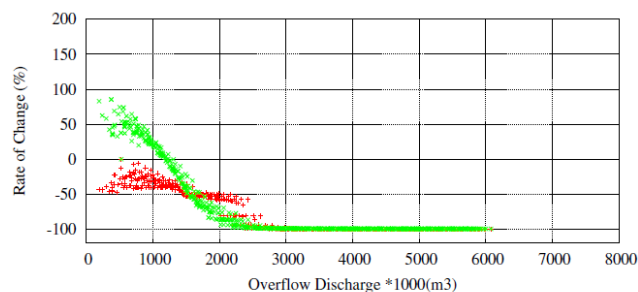
(b) 中負荷 2500-4000 m³/day 導水+貯留管への流下 30 %

図-1 市ヶ谷濠における Chl-a 濃度変動

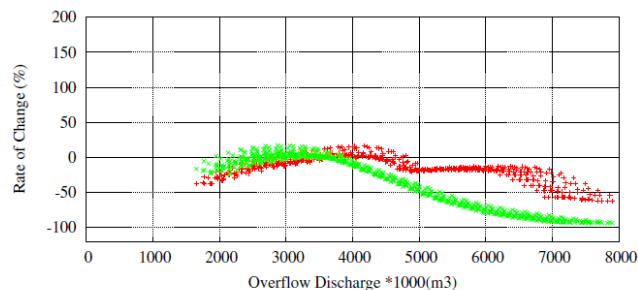
ここで、図-2 は 2013 年の市ヶ谷濠・牛込濠における、中負荷導水とその他の対策を組み合わせた場合の、年間越流量と無対策時に対する Chl-a 濃度変化率の関係を表

した図である。同図からは赤色の最大 Chl-a 濃度、緑色の年平均 Chl-a 濃度のどちらも、越流量の増加により変化率が小さくなる傾向が確認できる。越流量が大きい場合は濠内の水が流され、滞留時間が短くなっていることが想定でき、上述のように CSO 抑制により滞留時間が延びると Chl-a 濃度が高くなると言える。外濠保全水路や可動堰においても同様に、CSO を抑制する設定ほど、単独での施行時は濃度が低く、負荷の大きい導水を組み合わせると濃度が高くなるという結果を得ている。

なお、評価基準に対して、3 濠全体で基準を満たすには低負荷 (T-N : 0.70 mg/L, T-P : 0.012 mg/L) の導水と汚水貯留管の複合策で 12,000 m³/day 以上、それ以外の複合策では 12,500 m³/day 以上の導水量が必要であるという結果になった。また、導水水質が中負荷や高負荷 (T-N : 10.0 mg/L, T-P : 1.0 mg/L) の場合は 15,000 m³/day の導水でも年最大値が 100 μg/L を下回らなかった。



(a) 市ヶ谷濠 (中負荷導水時)



(b) 牛込濠 (中負荷導水時)

図-2 年間越流量と Chl-a 濃度変化率

3. 底泥のシードバンク調査

3.1 目的

外濠の中でも西側に位置する弁慶濠は、北側に位置する市ヶ谷濠、新見附濠、牛込濠 (北側三濠) に比べ、良好な水質環境である。弁慶濠はヨシ主体の水生植物帯がみられ、多様な水生生物の生息基盤となっている他、ホザキノフサモ等の水草が繁茂しており、水質浄化にも寄与していることが考えられる。このことから、北側三濠においても在来種の水生植物や水草を管理下で繁茂させることで、底質中に含まれる過剰な栄養塩濃度を低減す

る水質改善対策が考えられる。

そこで、過去の北側三濠の植生情報並びに埋土種実、花粉等を採取するために、濠底質のシードバンク調査を実施した。

3.2 方法

市ヶ谷濠は東京都千代田区5番町に位置し、延長324 m、水深1.0～1.5 m、水面積16,000 m²の濠である。濠のシードバンク調査は、2018年と2019年の2度実施した。それぞれの調査概要を表-2と図-3に示す。第1回調査では、濠の中央に直径10 cm 長さ1.5 mのポリカーボネイトパイプを用いて潜水士による手押し採泥で行った(図-4)。ボーリングコア深度0.9～1.2 mの底質を採取し、分析に用いた。第2回調査では、濠北東側の岸桟橋より直径2 cmのトーマス式サンブラを用いて深度5 mまで掘削して採泥した(図-5)。そして、ボーリングコア-2.5 mと-3 mの底質を分析試料として用いた。埋土種実の同定は、採泥を粒径0.5 mmの篩を通して水洗し、篩内に残った試料を実体顕微鏡で種実を選別し、現生標本や文献等⁴⁾を参考にして行った。花粉の分析は、試料の有機物の分離、鉍物質の除去並びに植物遺体中のセルロース分解を行い、花粉を濃集した。光学顕微鏡下で出現した全ての種類について同定・計数した。現生標本や文献⁵⁾を参考にして種類の同定を行った。テフラ分析は実体顕微鏡観察にて、テフラの本質物質であるスコリア・火山ガラス・軽石を対象とし、その特徴や含有量の多少を定性的に調べた。また、底質の放射性炭素年代測定は加速器質量分析(AMS)法で行った。

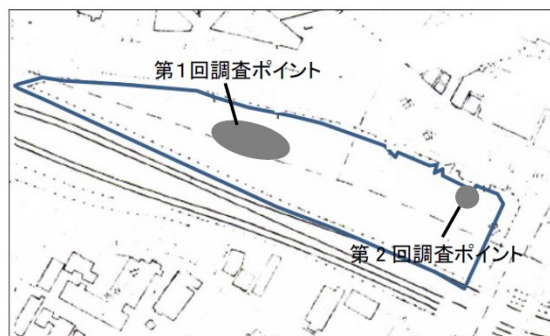


図-3 市ヶ谷濠のシードバンク調査のポイント

表-2 市ヶ谷濠のシードバンク調査の概要

	第1回調査	第2回調査
年月日	2018年3月22日	2019年5月31日
採泥方法 (ボーリング調査)	潜水パイプを用いて手押し柱状採泥	トーマス式サンブラ機材による陸上採泥
試料本数	8本	11本
採取試料の大きさ	径10cm	径2cm
最大深度	1.2m	5.0m
分析項目	埋土種実同定	花粉・埋土種実同定 底質年代測定 テフラ分析

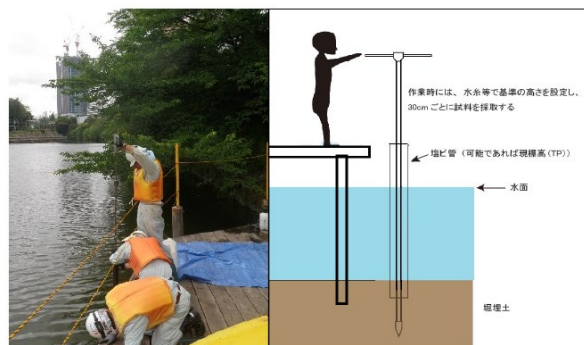


図-4 桟橋での採泥状況(第1回採泥)



図-5 潜水作業による採泥状況(第2回採泥)

3.2 結果および考察

表-3に、第1回調査の深度1.1 mと第2回調査の深度3.6 mの泥層試料の種実種類の分析結果を示す。検体量が多く地層が浅い第1回調査の分析では、22種、228個の種実が観察された。その一部を図-6に示す。このうち63%を占めたオランダイチゴは栽培品種であり、日本に伝えられたのは江戸時代末期1928年で、栽培が本格的にはじまったのは明治初期からとの記録がある⁹⁾。そのため、明治時代以降の地層であることが示唆された。

一方、検体量が少なく地層が深い第2回調査の分析では、4種5個が観察された。深度2.5 m層の花粉化石群集組成は木本花粉の割合が高く、木本花粉ではマツ属が優占した。草本花粉ではイネ科が最も多く観察され、アカザ科、バラ科、マメ科、ミズタマソウ属、キク亜科などが見られた。一方、深度3.5 mの泥層では花粉化石の産出量が少なかったが、保存状態は比較的良好であった。検出された花粉化石は木本花粉のみでモミ属、マツ属、スギ属、エノキ属、ムクノキ属、アカメガシワ属、ツタ属がわずかに検出された程度であった。両底層の放射性炭素年代測定、花粉分析、テフラ分析の結果を合わせて検討したところ、深度2.5 mの泥層では近世で、3.5 m泥層では縄文時代早期末～前期初頭頃に対比される堆積物であることが示唆された。

これらの調査結果より、水質改善に寄与する水草の種類を確認することができなかった。しかしながら、市

谷濠の水辺周辺には低山地の林内や林縁などの明るく開けた場所に分布する落葉草木が多く生育していたことが明らかとなり、外濠周辺の植生遷移把握において貴重な資料が得られたと考えられる。

表-3 埋土種実の分析結果

分類群	第1回調査	
	種名	部位
木本	マタタビ属	種子
	キイチゴ属	核
草本	イヌビエ属	果実
	メヒシバ類	果実
	エノコログサ属	果実
	オヒシバ	種子
	ヌカスゲ類	果実
	カラムシ属	果実
	サナエタデ近似種	果実
	スベリヒユ属	種子
	ミドリハコベ近似種	種子
	ナデシコ科	種子
	アカザ属	種子
	ケシ属	種子
	オランダイチゴ属	核
	カタバミ属	種子
	セリ科	果実
	イヌコウジュ属	果実
	ナス属・ナス科	種子
	ゴマ	種子
第2回調査		
木本	サルナシ近似種	種子
草本	カタバミ属	種子
	シソ属	果実
	ナス科	種子



図-6 実際に検出された埋土種実

4. 水草によるアオコの発生抑制の検討

北側三濠に比べて良好な水質環境にある弁慶濠では、ホザキノフサモやエビモ等、在来種の水草が繁茂してい

る。沈水植物であるホザキノフサモは、増殖抑制物質（アレロパシー物質）を放出することが既往研究により報告されている⁷⁾。このことから、北側三濠においてもホザキノフサモを管理下で繁茂させることで、底質中に含まれる過剰な栄養塩濃度の低減や、アオコの発生抑制による水質改善対策が考えられる。そこで、弁慶濠に自生しているホザキノフサモによるアオコの発生抑制効果を、水槽実験で検討した。

4.1 実験方法

アオコの発生が問題となっている市ヶ谷濠の底泥を使用してアオコの原因藻類を増殖させ、それを水草が抑制する効果について実験を行った。表-4 に示すように、水草を投入しない実験区（対照区）、水草が水面の20%、40%、60%を覆う実験区（被度20%～60%区）の4系について、それぞれの実験区を3つずつ作成した。水草は弁慶濠に自生するホザキノフサモ *Myriophyllum spicatum*（アリノトウグサ科）を採取して使用し、アオコ原因藻類の発生起源とする底泥は市ヶ谷濠の底泥を使用した（写真-1）。実験に使用する水は井戸水とし、水温は25℃。

照明は夏場の日照を想定し、60～80 $\mu\text{mol}/\text{m}^2/\text{s}$ で12時間ごとの明暗周期とし、60日間実験を行った。実験開始時0日目から5日おきにpH、溶存酸素量、溶存酸素飽和度、水面光量子、水中（底面）光量子、植物プランクトン増殖を示す蛍光強度を計測した。

このほか、実験開始時と終了時に、各実験区の水の全窒素、総リン、Chl-aと、実験に使用する井戸水の全窒素、総リンを定量分析した。ただし、実験開始から30日目においては、アオコ原因藻類として代表的な *Microcystis* 属が発生せず、水槽のガラス面に珪藻類の繁茂が確認される等、栄養塩不足の可能性が示唆されたことから31日より各実験区にアオコ原因藻類の繁茂に十分な量の栄養塩であるM-11培地⁸⁾を添加し、60日目まで実験を継続した。また、珪藻類による栄養塩の競合を避けるため、各実験区に酸化ゲルマニウム(GeO₂)を10 mg/Lとなるように添加した。

表-4 実験条件

実験系	対照区(水草なし)、水草被度20%区、被度40%区、被度60%区、各実験区を3つ水槽ずつ作成
供試水草	採取場所: 弁慶濠のホザキノフサモ
供試底泥	採取場所: 市ヶ谷濠
その他条件	恒温室を使用(室温25℃設定) 照明: 12時間明暗周期(60～80 $\mu\text{mol}/\text{m}^2/\text{s}$) 実験に使用する水: 井戸水 観察期間: 60日目 測定項目: pH、溶存酸素量、溶存酸素飽和度、水面光量子、水中(底面)光量子、蛍光強度、総窒素、総リン、クロロフィルa

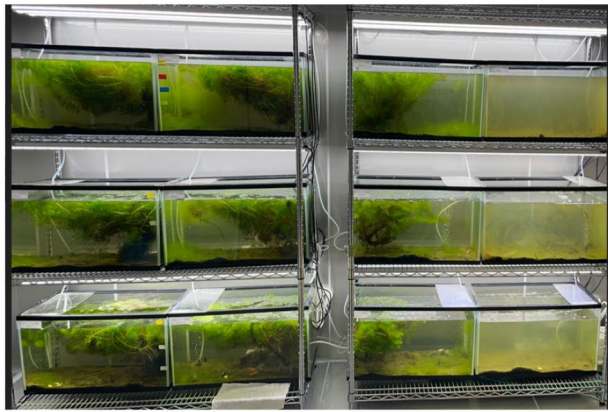


写真-1 水槽内での実験状況

4.2 結果および考察

0～30 日までの実験において、全試験区の全窒素濃度が実験開始時に比べて終了時には減少傾向であった（図-7）。対照区では植物プランクトン（主に珪藻類）による消費、水草投入実験区では水草による消費があったと考えられ、特に水草による消費量が比較的に大きかった。また、対照区では、実験開始時よりも終了時に、総リン濃度が 2 倍以上に増加した。これは、水草投入実験区では底質から溶出したリンを消費するため、低い濃度に留まったと考えられる（図-8）。さらに、対照区では実験開始時よりも終了時に Chl-a 濃度が増加していたが、水草を投入したすべての実験区は実験開始時よりも低くなっていた（図-9）。観察開始 20 日目以降、対照区では水草投入実験区よりも蛍光強度が高くなった。これは、植物プランクトンが増加したと示唆される。なお、対照区では珪藻類が優占種として発生したが、アオコ原因藻類である *Aphanizomenon* 属の発生も観察された。一方、水草投入実験区ではアオコなどの植物プランクトンの大量発生はなかった。従って、上述した実験結果より、水草を投入することによって植物プランクトンの発生が抑制されたと考えられる。

次に、31～60 日までの実験においては、対照区の 2 水槽には、アオコの代表的な藻類である *Microcystis ichthyoblabe* の発生が観察された（写真-2）。一方、水草の投入実験区では、アオコ原因藻類を含め、植物プランクトンの発生はなかったが、糸状藻類の出現が観察された。糸状藻類も水草と同様にアオコや他の浮遊微細藻類を含めた植物プランクトンの発生を抑制すると考えられる。

本実験の結果より、弁慶濠から採取した水草（ホザキノフサモ）はアオコ原因藻類の発生を抑制する効果があると評価することができた。今後、水草を移植する際の検討として、移植時期、移植方法、維持管理、貧酸素耐性等について調査・実験を実施したいと考えている。

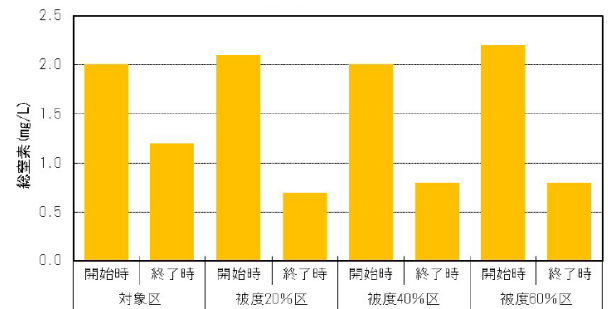


図-7 実験開始時および終了時の全窒素濃度

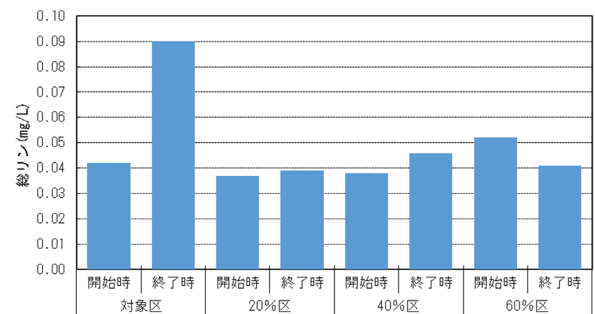


図-8 実験開始時および終了時の全リン濃度

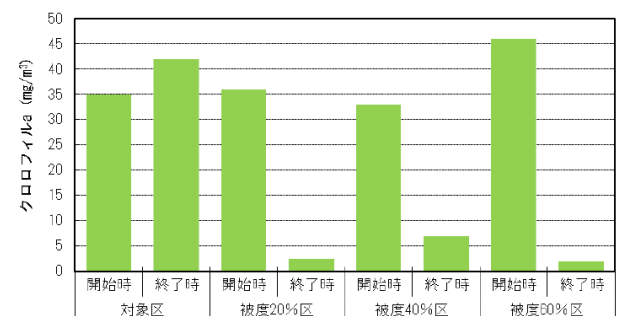


図-9 実験開始時および終了時の水中 Chl-a 量

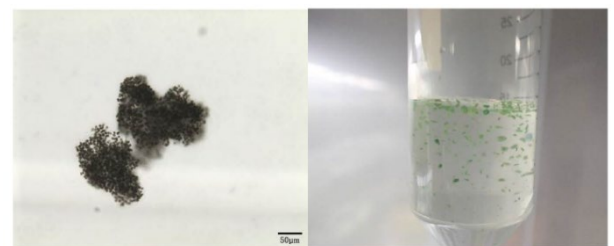


写真-2 発生したアオコ (*Microcystis ichthyoblabe*)

左：顕微鏡観察，右：水槽からの採取検体

5. まとめ

2016 年に外濠水辺再生協議会が発足してから実施してきた江戸城外濠を対象とした水質浄化に関する取組み^{9) 10)}の総括である本稿のまとめを、以下に示す。

(1) 生態系水循環モデルによる導水解析を行った結果、評価基準に対し、北側三濠全体で基準を満たすには低負荷 (T-N : 0.70 mg/L, T-P : 0.012 mg/L) の導水と汚水貯

留管の複合策で 12,000 m³/day 以上の導水量が必要であると示唆された。

(2) シードバンク調査を実施したが、水質改善に寄与する水草の種類を確認することができなかった。しかしながら、市ヶ谷濠の水辺周辺には低山地の林内や林縁などの明るく開けた場所に分布する落葉草木が多く生育していたことが明らかとなり、外濠周辺の植生遷移把握において貴重な資料が得られた

(3) 水草によるアオコの発生抑制においては、弁慶濠から採取したホザキノフサモは水面の 20%, 40%, 60%を覆う範囲において、市ヶ谷濠の底泥から採取したアオコ原因藻類の発生を抑制できる可能性を示唆する結果がえられた。

2036 年は外濠開削 400 年の節目の年である。今後も東京都をはじめとした行政や、大学との共創を続け、江戸城外濠を含む水辺空間の活性化に尽力していきたい。

謝辞：本研究を進めるにあたり、多大なるご協力を賜りました外濠水辺再生協議会の技術分科会各位に心より感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 法政大学エコ地域デザイン研究所：外濠 江戸東京の水回廊，鹿島出版会，p.24，2012.
- 2) 岩田峻：江戸城外濠における生態系水循環解析モデルの構築と Chl-a 濃度低減策に関する研究法政大学大学院デザイン工学研究科紀要，Vol.9，2020.

- 3) 東京都下水道局総務部理財課：東京都下水道事業経営計画，2021，pp.48-51，2021.
- 4) 石川茂雄：現色日本植物種子写真図鑑，石川茂雄図鑑刊行委員会，p.328，1994.
- 5) 島倉巳三郎：日本植物の花粉形態，大阪市立自然学博物館収蔵目録第 5 集，p.60，1973.
- 6) 和田昌之：栃木県のいちご生産についての一考察，資本と地域(2)，pp.23-40，2005.
- 7) 中井智司他：ホザキノフサモが放出した 4 種のアレロパシー物質（ポリフェノール）の藻類に対する増殖抑制効果，水環境学会誌，23，pp.726-730，2000.
- 8) Yagi, O., Okada, M., Sudo, R. : Cultivation of Microcystis and red-tide-organisms. Res. Rep. Natl. Inst. Environ. Stud., No. 6, pp.223-229, 1978.
- 9) 須江まゆ他：江戸城外濠（市ヶ谷濠）のシードバンク調査，土木学会第 76 回年次学術講演会，VII-80，2021.
- 10) 佐治実他：江戸城外濠（市ヶ谷濠，新見附濠）の地下水流入出量調査，土木学会第 77 回年次学術講演会，II-22，2022.
- 11) 鈴木善晴他：生態系水循環解析モデルを用いた江戸城外濠における複合的水質改善策に関する研究，土木学会第 78 回年次学術講演会，II-81，2023.
- 12) 須江まゆ他：江戸城外濠（弁慶濠）の水草によるアオコの発生抑制に関する検討，土木学会第 79 回年次学術講演会，VII-118，2024.

自然エネルギーを最大限に活用した 中規模オフィスのZEB化に関する研究

稲 田 雄 大^{*1} 佐 竹 晃^{*2}
山 口 福太郎^{*3} 今 林 憲 一^{*1}

要 旨

当社研究開発施設「ICI LAB」は、2018年に茨城県取手市の鉄道駅に直結する約53,000㎡の敷地に、当社創業100周年記念事業として建設された。本施設は、管理中枢機能を受け持つ「エクスチェンジ棟」、リフレッシュスペースとなる木造「ネスト棟」、実験施設の「ガレージ1」「ガレージ2」の4棟で構成される。エクスチェンジ棟は、「ZEBと知的生産性向上を実現する次世代型オフィス」をコンセプトに、当敷地の豊富な井水をランドスケープや建築デザイン、設備技術と融合して利用することを中心に、各種の自然エネルギーの活用を最大限に配慮した中規模事務所ビルである。本報では、本施設全体の概要、及びエクスチェンジ棟に導入した各種ZEB技術の概要とこれら技術の運用後の評価や生産／消費エネルギーの評価結果を示し、運用後6年間に亘って『ZEB』の実現を確認した結果を報告する。

キーワード ZEB／自然エネルギー／カーボンニュートラル／自然換気／外ブラインド／井水熱

目 次

- | | |
|------------------|---------------------|
| 1. はじめに | 4. 外部認証制度における評価 |
| 2. 施設概要 | 5. エネルギーの計画値と6年間の評価 |
| 3. ZEB建物の導入技術と評価 | 6. まとめ |

RESEARCH ON 『ZEB』 OF MID-SIZED OFFICE BUILDING THAT TAKE FULL ADVANTAGE OF THE NATURAL ENERGY

Yuta INADA
Fukutaro YAMAGUCHI

Akira SATAKE
Kenichi IMABAYASHI

Synopsis:

We relocated our technical laboratory in 2018 as part of a project commemorating the 100th anniversary of our founding. A medium-sized office building, which serves as the central facility for the technical laboratory, was placed at the center of the site. The building was designed as a zero energy building (ZEB) to enhance intellectual productivity, and various technologies were tested and incorporated into the plan. The building also takes full advantage of the site's rich natural environment.

In this paper, we report on the technologies introduced into the ZEB building, the results of their evaluation, and provide an outline of the laboratory and the ZEB building. In addition, the energy balance between consumption and production was zero during the first six years of operation.

* 1 建築事業本部 プロジェクト推進部

* 2 建築事業本部 設備部環境技術グループ

* 3 ICI 総合センター ICI テクノロジーセンター

1. はじめに

2050 年カーボンニュートラル社会の実現に向け、建築分野でも CO₂ 排出量削減の取り組みが様々になされている。なかでも事務所ビルや商業施設などの業務部門からの CO₂ 排出量は国全体の約 2 割を占めており、省エネルギーへの対応が早急に求められている。また近年では、生産性向上や健康などの「働き方」への関心が高まっており、大幅な省エネルギーを実現する ZEB（ネット・ゼロ・エネルギー・ビル）と室内外の環境品質向上、知的生産性向上との両立を図るオフィスが注目を浴びている。このような背景の中、当社の創業 100 周年記念事業として練馬区にあった技術研究所を移転することとなった。そこで旧技術研究所を ZEB プロトタイプとして改修¹⁾し、各種技術を検証した上で今回の計画に反映した。本報では、本施設全体の概要、及びエクスチェンジ棟について、各種導入 ZEB 技術の概要及び各技術の供用後の評価や生産／消費エネルギーの評価結果を示し、運用後 6 年間に亘り『ZEB』実現を確認した結果を報告する。

2. 施設概要

2.1 施設全体の概要

図-1 に本施設の鳥瞰写真を、

表-1 に施設概要を示す。計画地は茨城県取手市に立地し、敷地面積約 53,000 m² の自然環境豊かな広大な敷地に計画した。建物は、事務所用途の「エクスチェンジ棟（本研究対象）」、リフレッシュスペースも備えた「ネスト棟」、実験施設の「ガレージ 1」「ガレージ 2」の 4 棟で構成されている。その中で、エクスチェンジ棟は研究開発の拠点として管理中枢機能を受け持ち、『ZEB』として計画しただけでなく、BCP（Business Continuity Plan）にも配慮した。

2.2 エクスチェンジ棟の全体計画

図-2 に本研究対象であるエクスチェンジ棟の南面外観を示す。地上 3 階建ての RC-S 造（柱 RC 梁 S）で柱スパンを大きくし、執務室は無柱の広い空間を確保している。南・北面はハイサッシュを設置し開放性が高くフレキシビリティに優れた空間構成となっている。東・西面には、トイレや機械室、階段室などのコア部分を配置し、外皮からの熱負荷削減に配慮した。建物南側には豊富な井水や雨水を利用した大きな水量を配置し、景観に配慮するだけでなく、水面に反射した太陽光の室内採光や、壁面設置の太陽光パネルへの間接的利用をすることで、さらなる効率化を図った。

2.3 エクスチェンジ棟の設備概要

表-2 に主な設備概要を示す。空調設備は、豊富な井水を最大限活用するため、地中熱利用の水冷 HP（ヒー



図-1 本施設の鳥瞰写真

表-1 施設概要

名称		ICT [†] LAB
敷地概要	所在地	茨城県取手市
	敷地面積	52,572.43 m ²
エクスチェンジ棟 (本研究対象)	用途	事務所
	構造・階数	RC-S 造(免震構造)・地上 3 階
	延床面積	2,122 m ²
ガレージ 1 (総合実験棟)	用途	実験施設
	構造・階数	S 造・地上 2 階
	延床面積	4,982 m ²
ガレージ 2 (構造実験棟)	用途	実験施設
	構造・階数	S 造・地下 1 階, 地上 2 階
	延床面積	3,525 m ²
ネスト棟	用途	事務所・リフレッシュスペース
	構造・階数	木造・地上 1 階
	延床面積	644 m ²

[†]Incubation × Cultivation × Innovation の略



図-2 エクスチェンジ棟外観（南面）

表-2 設備概要

空調設備	熱源	地中熱利用水冷 HP チラー10kW×9 台
	空調	外気処理空調機 天井放射空調（井水利用水式・空気式） 空冷 HP パッケージエアコン
	換気	第 1 種, 第 3 種, 自然換気併用
衛生設備	給水	受水槽＋加圧給水方式（井水利用）
	給湯	局所式電気温水器, 燃料電池排熱利用
電気設備	受電	単相：127kVA, 三相：94kW (施設全体容量：6,100kVA)
	照明	LED 照明（300～750lx） 人感センサ・画像センサ制御
	中央監視	監視点数約 900 点
	太陽光発電	屋上：110.7kW, 壁面：21.6kW

トポンプ) チラーを採用した中央熱源方式とした。3 階執務室は、外気処理空調機+天井水式放射空調とし、その他のフロアや会議室などの個室は利便性を考慮し、外気処理空調機+空冷 HP パッケージエアコンとした。また、詳細は後述するが、中間期には自然換気を併用することで、空調消費電力の削減を図った。太陽光発電設備は屋上(傾斜約 4°)と南壁面に計 132.3kW 設置し、余剰電力については施設内の他の建物で利用している。



図-3 各所の自然換気窓

3. ZEB 建物の導入技術と評価

図-3 に導入技術一覧を示す。自社施設であることから実験的な技術も導入した。次項以降に各導入の技術概要²⁾と運用後の評価結果を示す。

3.1 自然換気による中間期の空調消費電力削減

(1) 技術概要

図-4 に各所の自然換気窓を示す。計画地における中間期や夏期の朝夕における風向は、時期・時間により大きく異なる。そこで、どの風向からの風も取り込めるよう建物四隅に取入口を設けた。また、より多くの風を取り込むために取入口は建築的工夫により、風を積極的にとらえる形状(ウインドキャッチャー)とした。建物の内部に入った風は、北東または南西の階段室を介して屋上に抜ける構造とし、無風時にも強制的に外気を誘引できるよう誘引ファンを設置した。なお、各所の換気窓は、外気条件に応じて自動制御を行い、自然換気の有効時には熱源・空調を停止し、空調の消費電力削減を図った。

表-3 に自然換気の運転条件を示す。外気温度および

表-3 自然換気運転条件

項目	基準条件設定値
外気温度	16℃≦外気温度≦26℃
露点温度	-3℃DP≦外気露点温度≦16℃DP
エンタルピ	室内エンタルピ>外気エンタルピ
その他	降雨判定：1mm 以上で禁止 風速：3m/s 以下で誘引ファン稼働 風向：開閉する窓を変更(現在は無効)

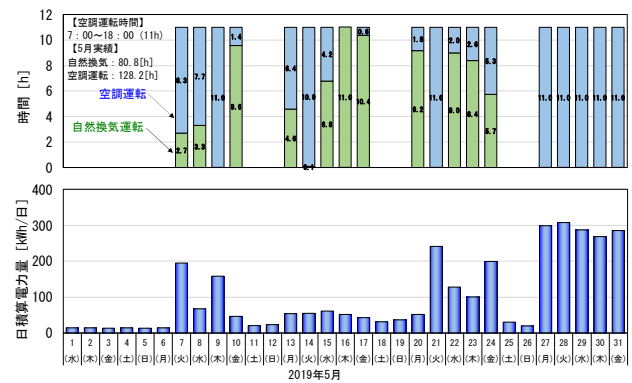


図-4 自然換気運転時間・空調消費電力

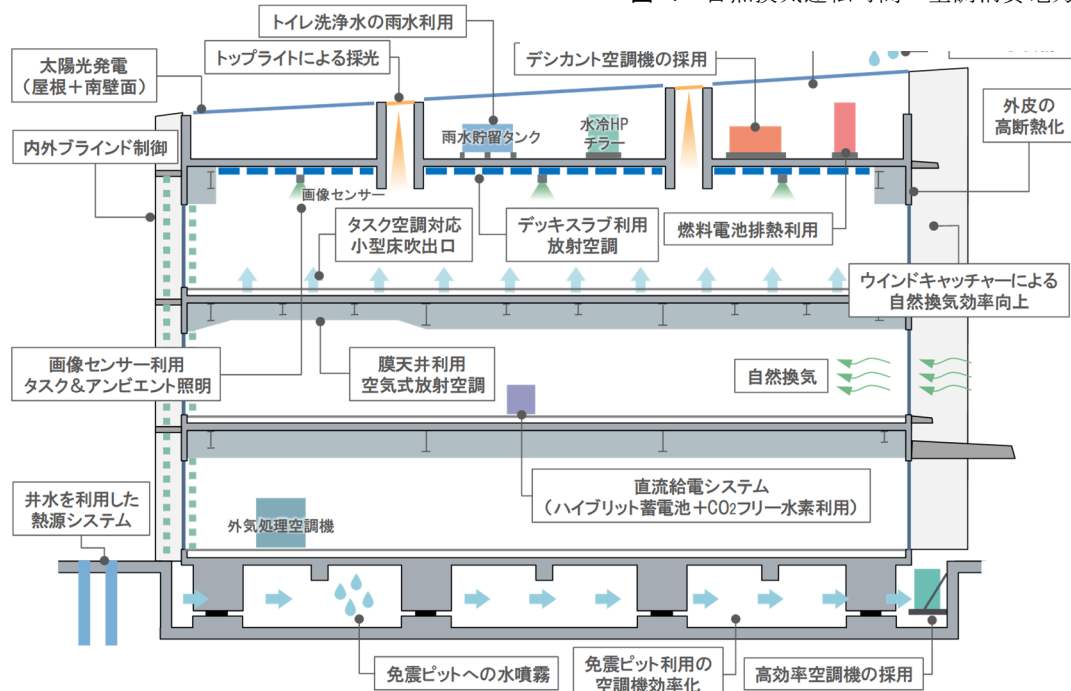


図-5 導入技術一覧

外気露点温度の上下限設定および室内外のエンタルピーにより判断を行い、条件範囲内の場合、自然換気が有効となり、自動で換気窓が開閉する。また、低風速でも換気量が確保できるよう、外気風速が 3m/s 以下の場合、階段室頂部に設置した誘引ファンを稼働させるよう設定をしている。なお、当初はシミュレーション結果より、風向により開閉する窓を変更し、換気量を多く確保する計画をしていたが、風向にばらつきが多く安定しないため、現在は風向を考慮せずにすべての窓を開放している。

(2) 評価

図-5 に自動制御により運用した 2019 年 5 月の自然換気運転時間および空調消費電力の実績を示す。上段の運転時間より、自然換気での運転時間は 80.8 時間となり、月の約 4 割を自然換気にて運用できていることを確認した。とくに 5 月中旬ごろは自然換気の運転時間が長く、熱源システムの停止時間が長くなり、空調消費電力を大幅に削減できることを確認した。

図-6 に全期間（5 月～10 月）で自然換気を実施した場合の運転時間と消費電力削減量の試算結果を示す。2019 年は試験的に 5 月のみの自然換気運用であったため、全期間（5 月～10 月）で自然換気を実施した場合の省エネルギー効果を試算した。なお本試算においては、外気温度の実測値より自然換気運転条件を満たす時間は自然換気を行うものとした。自然換気の運転時間は、5 月が最も多く、空調運転時間の約 7 割を自然換気運転できることを確認した。5 月～10 月で運用した場合、空調運転時間を約 21%削減できることを確認した。また空調消費電力の削減率は約 15%となり、自然換気により大幅な省エネルギーが可能であることを示唆した。

3.2 内外ブラインドによる日射コントロール

(1) 技術概要

図-7 に内外ブラインドの設置状況を示す。南北面には自然豊かな計画地の眺望を確保するためにハイサッシュを採用し、南面には室内外に電動ブラインドを設置した。内外ブラインドとも太陽の位置や天候により自動で昇降とスラット角を変更するシステムとした。冷房期の建物南面における日射遮蔽は重要な要素であったため、多くの選択肢の中から眺望を確保しながら、日射を確実に遮蔽できる外ブラインド方式を採用した。一方で暖房期は、内ブラインドを利用することで日射熱を室内に取り込み暖房負荷の削減を図った。

(2) 評価

図-8 に対象室平面図および計測位置を、図-9 に測定位置断面図を示す。対象フロアはガラスパーテーションを挟んで 2 部屋から構成されており、その中の南側の一室を対象室とした。空調方式は水式天井放射空調と外気処理空調機を用いた対流方式の空調システムが併

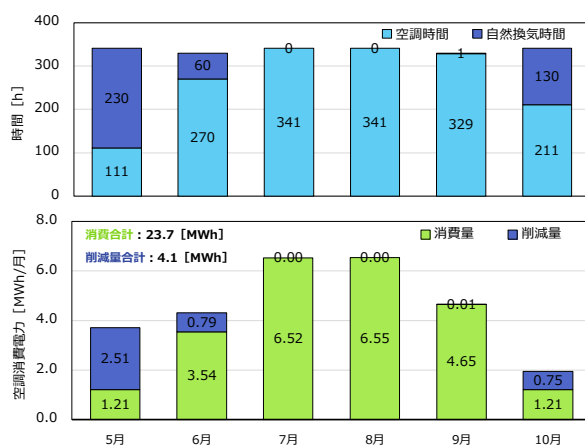


図-6 自然換気による消費電力削減効果の試算



図-7 内外ブラインド（南面）

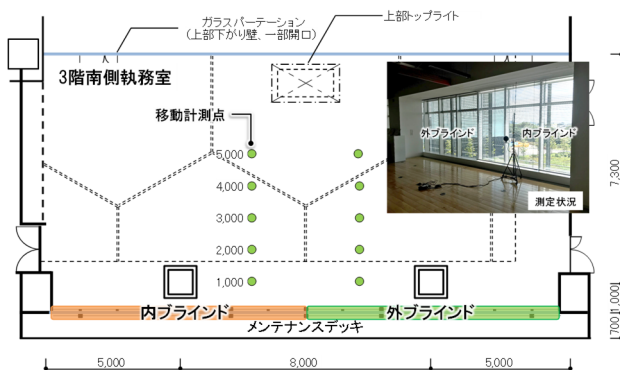


図-8 対象室平面図および測定位置

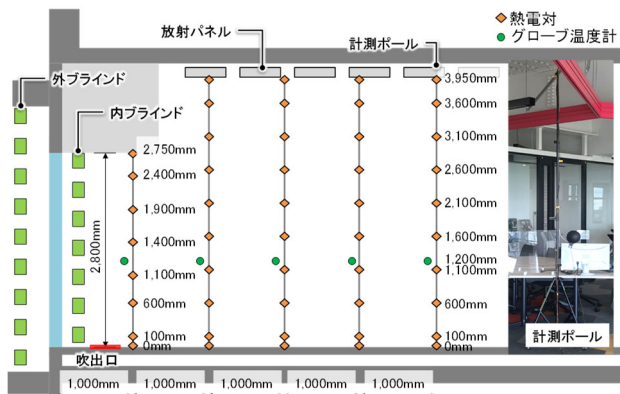


図-9 測定位置断面図

用されている。外気処理空調機の給気は床下吹出方式であり、窓面下部の床面スリットおよび床吹出口から給気

している。上下空気温度差を把握するために、ポールに熱電対を設置し窓近傍より 1,000mm 間隔で計測した。同ポールには、グローブ温度計を設置し放射温度を算出できるようにした。なお各データは、データロガーにて 1 秒間隔にて計測した。

実測は 2021 年 9 月 24 日 13 時～14 時（夏期）に行った。実測を行う約 3 時間前に実測条件を安定させるために対象室の東側半分を外ブラインドに、西側半分を内ブラインドとし、スラット角は水平に設定した（図-8）。計測は外ブラインドの窓から 1,000mm 地点より移動計測を行い、内外ブラインドと合わせて計 10 カ所計測を行った（図-8, 9）。なお、本実測では水式天井放射空調による効果を把握するために、タスク域の床吹出口はすべてオフとし、部屋への給気は窓面下部の床面スリットからのみとした。

図-10 に断面空気温度分布の計測結果を、図-11 に窓面の熱画像を示す。図左の内ブラインドでは、窓面から天井面にかけての温度上昇が見られる。これは日射の影響により内ブラインドの温度が上昇し、暖められた空気が上昇したと考えられる。一方で、右図に示す外ブラインドにおいては、窓面付近の温度上昇が抑制されており、外ブラインドによる日射遮蔽効果を確認した。図-11 の熱画像からも各ブラインドによる窓面温度の差が見られ、外ブラインドにより良好な放射環境が形成できていると料する。

3.3 地中熱利用オープンループ空調システム

(1) 技術概要

図-12 に地中熱利用オープンループ空調システムの概要を示す。建設前の該当敷地には、ハウストマト栽培場とゴルフ練習場があり、ハウス内の散水や根の冷却、ゴルフボールの洗浄や飲料水として井水を使用しており、井水が豊富かつ年間を通じてほぼ一定の温度であることがわかっていて。そこで本計画では、豊富な井水を最大限に活用する空調システムとした。汲み上げた井水の熱は熱交換器を介し、冷房時は外気処理空調機の予冷と天井放射パネルへ送水した後に水冷 HP チラーの冷却水としてカスケード利用し、水冷 HP チラーで生成した冷水（10℃）を外気処理空調機に供給し外気処理を行っている。暖房時は、外気処理空調機の予熱および水冷 HP チラーの採熱水として利用し、外気処理空調機および放射パネルへは水冷 HP チラーより温水（45℃）を供給する。水冷 HP チラーは 10kW×9 台と細分化し、負荷に応じて台数制御を行うことで、低負荷時においても高効率で運転できるよう配慮した。

二次側空調システムは、タスク&アンビエント空調とし、タスク空調はファン付きの小型床吹出口（図-13）を、アンビエント空調には、デッキスラブ利用水式放射空調（図-14）を採用した。タスク空調の小型床吹出口は、床下に外気処理をした空気を給気し、利用

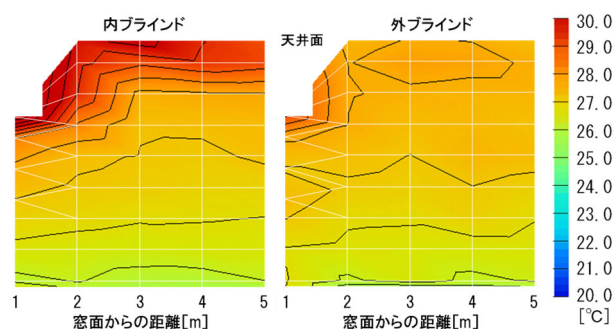


図-10 断面空気温度分布

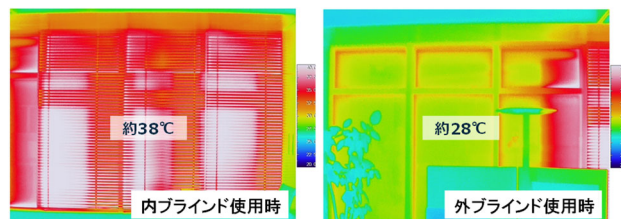


図-11 窓面の熱画像

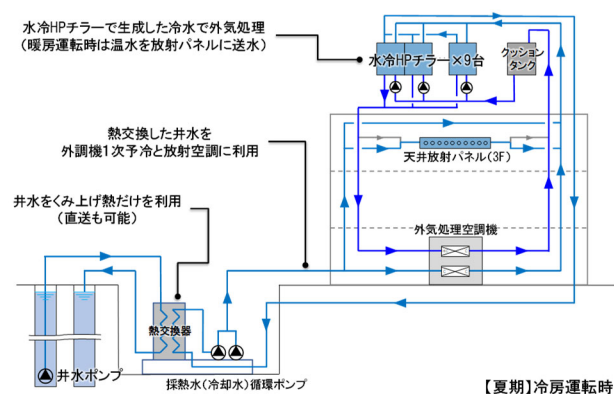


図-12 地中熱利用オープンループ空調システム

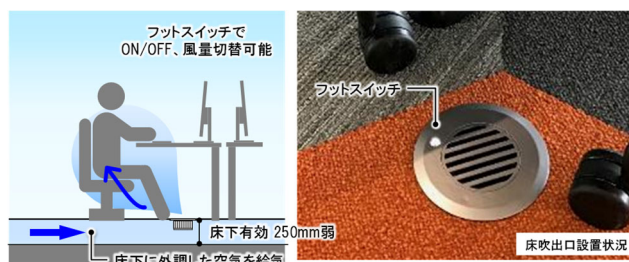


図-13 タスク空調用小型床吹出口（3 階）

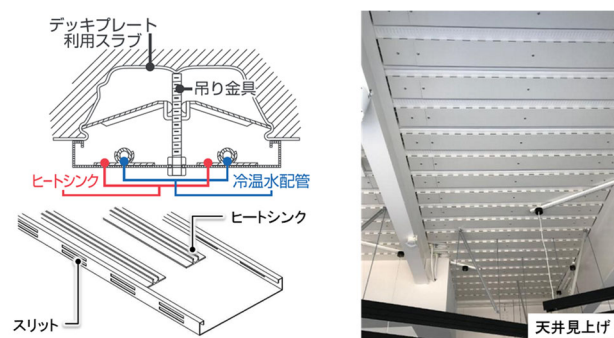


図-14 デッキスラブ利用水式放射空調（3 階）

者が必要に応じてフットスイッチにて操作することで、省エネルギーかつ快適性を確保できるよう計画した。水式放射パネルは、躯体工事のデッキプレートに通常は照明器具等を固定する吊り金具で固定しており、放射面積を多く確保するとともに、パネル側面にスリットを設けることで冷気其自然降下も期待できるよう新規に開発をした。

(2) 評価

図-15 に 2019 年度から 2021 年度における井水温度および採熱水温度の月推移を示す。外気温度と異なり井水温度は、季節による変動がほぼなく、17℃一定であることがわかる。一方で、熱交換後の採熱水温度は、夏期冷房運転ピーク時（8 月）において約 23℃と上昇するものの、20℃程度で推移していることを確認した。これはピーク時において熱源機の稼働台数が多い、井水の冷却能力を超えたため、採熱水温度が上昇したと考えられる。暖房時も同様の傾向を示しており、熱源機の台数運転制御の調整、井水流量の調整が必要であるものの外気温度と比較して好条件にて熱源機を運転できていることを確認した。

図-16 に同期間における熱源単体 COP（Coefficient of Performance）および熱源システム COP の月推移を、図-17 に年度推移を示す。なお、熱源機の単体定格 COP は冷房時 4.20、暖房時 4.29 である。熱源単体 COP の月推移をみると、ほとんどの月において定格 COP を上回っており、冷房運転時で 7.00 以上、暖房運転時には、8.00 以上で運転している月があることを確認した。一方で、中間期においては、熱源単体 COP が低下する傾向である。これは、熱源機の台数制御により熱源機の起動・停止が頻繁に起こり、COP が低下したと考えられる。2020 年度以降では、夏期ピーク時にも COP 低下が見られるが、これは、コロナ禍により出社を制限していたことにより、室負荷の低下により中間期同様に熱源機の起動・停止が頻繁に起こったことに起因していると思料する。熱源システム COP においては、井水ポンプ、1 次ポンプなど補機類が多いことにより、1.00 から 3.00 程度で推移する結果となったが、冷暖ピーク時には、3.00 程度と高効率な運転ができていることを確認した。図-17 の年度推移からも定格 COP を上回る高効率な運転ができていることを確認したが、単体およびシステム COP が年度を追うごとに低下している。これは、コロナ禍により室の使用状況が大幅に変わり、室負荷が変動したことにより、一概に比較することができないため、参考値として留めておきたい。

3.4 膜天井利用空気式放射空調

(1) 技術概要

図-18 に膜天井利用の空気式放射空調を採用した 2 階執務室の様子を示す。天井内にパッケージエアコンの

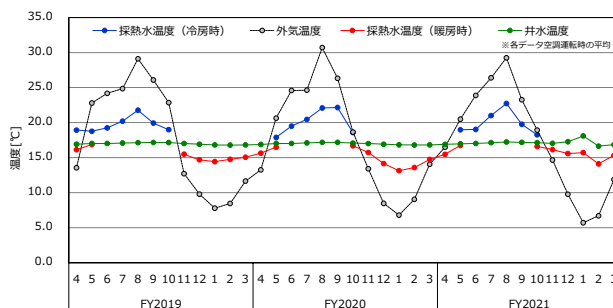


図-15 井水温度および採熱水温度の月推移

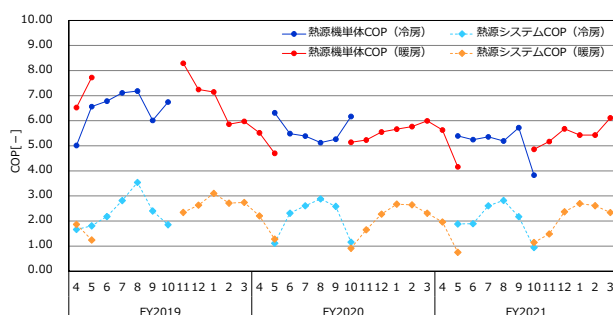


図-16 熱源単体およびシステム COP の月推移

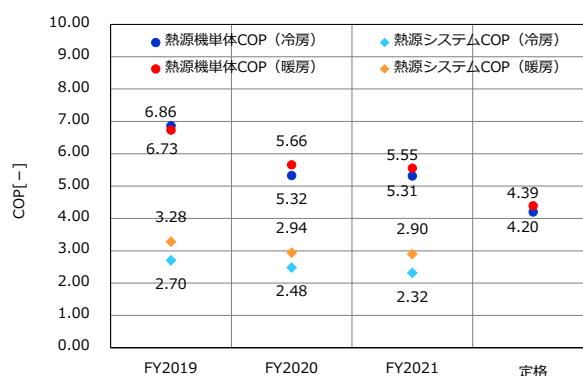


図-17 熱源単体およびシステム COP の年度推移

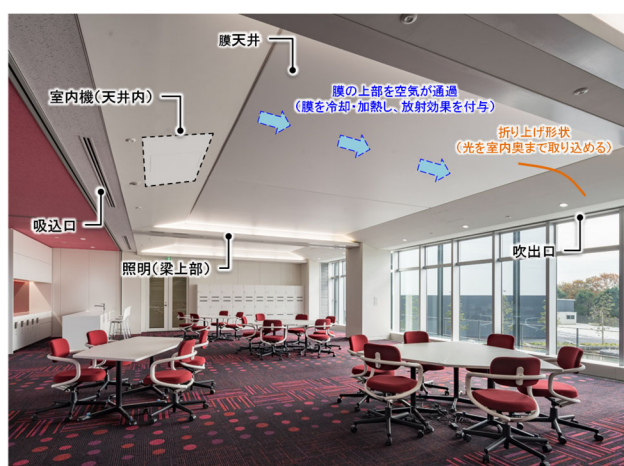


図-18 膜天井利用空気式放射空調（2 階）

室内機を設置し、膜の上部を空気が通過することにより、膜材自体を冷却・加熱し放射効果を得られる空調方式とした。また、天井を折り上げ形状とすることで、

南面のハイサッシュからの採光を室内奥まで取り込めるよう配慮した。

(2) 評価

図-19 に冬期の断面温度分布を示す。測定は外皮からの日射の影響がない冬期の夜間に実施し、窓面から0.5m 毎に移動計測を実施した。断面温度分布より、温度むらがなく、均一な温度となっていることを確認した。床近傍においても 20.5℃程度と上下温度差も小さい環境が形成できていることを確認した。

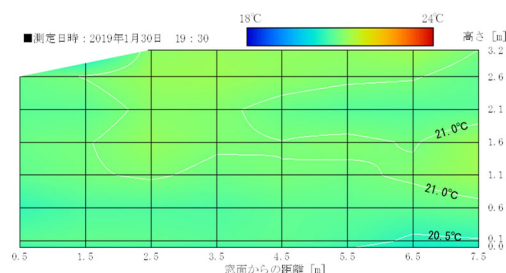


図-19 冬期の断面温度分布



図-20 免震ピットへの室外機設置状況

3.5 免震ピットを利用した空調機効率化³⁾

(1) 技術概要

図-20 に本建物 1, 2 階用の空冷パッケージ型空調機(ビル用マルチエアコン) 室外機の免震ピットドライエリアへの設置状況を示す。従来、免震ピット階を給気経路として利用するクールピットの事例は多いが、ピット内の臭気やカビの対策が課題となる事例がみられる。また、エアコン室外機は複数台の室外機が屋上等の限られたスペースに集中設置されることが多く、自他の室外機排熱がショートサーキットし効率低下を招いている事例が見られる。本件ではエアコン室外機をドライエリアに設置し、ピットを経由した空気を室外機の吸い込みとすることで、ショートサーキットの抑制とともに地盤と躯体の蓄熱効果を利用して高効率化を行った。

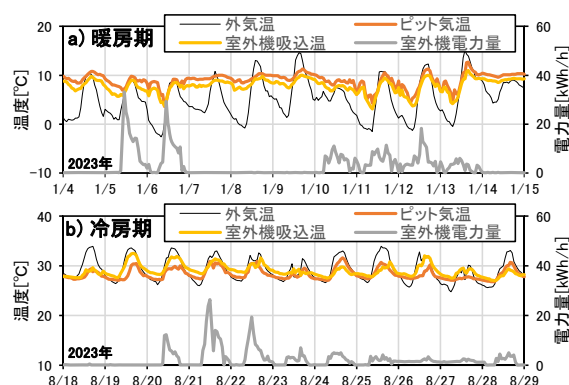


図-21 暖房期、冷房期の毎時の温度、室外機電力量

(2) 評価

図-21 に暖房・冷房期の各点温度と室外機毎時電力量の推移を示す。室外機吸込温は両期ともにピット気温に近く推移した。室外機電力量から、a)暖房期は休み明け 1/5, 6 朝は電力量 30kWh/h 超の最大出力相当で運転し、その後土休日明け 1/10~13 は弱めの連続運転がされたことが分かる。室外機吸込温は、休み明け 1/5, 6 の暖房運転後には外気温同等まで低下し、その後土休日の室外機停止時は終日約 10℃と外気温の日平均より 5℃程高め、1/10~13 連続低負荷運転時の夜~明け方は外気温より 5℃程高く推移した。b)冷房期の室外機吸込温はピット気温同等の 29℃前後で推移し、昼は外気温より 2~5℃低い傾向が見られた。

図-22 に室外機連続運転時(毎時電力量が定格比 10%以上(2.7kWh/h) 時とした)の外気温と室外機吸込温の相関を示す。外気温 21℃を境として 2 つの集団が現れ、それぞれが暖房時、冷房時の特性と見られる。暖房時は外気温 5℃以下、冷房時は外気温 25℃以上の時、室外機吸込温が外気温より高く、室外機の高効率運転に有利となる傾向が確認された。また、外気温が 0℃以下や 35℃以上の厳冬・酷暑時は約 5℃有利であった。

これら実測結果と室外機効率等のメーカー公表値に基づく理論値を用い、本計画による室外機電力の削減

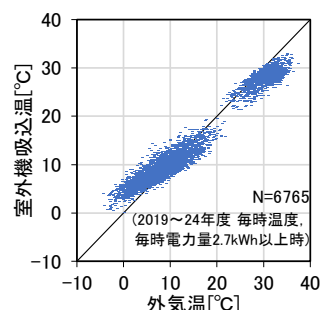


図-22 室外機連続運転時の外気温と室外機吸込温の相関

表-4 ピット利用効果推計の計算ケース

ケース	室外機吸込温	備考
C1	ピット気温(実測値)	—
C2	外気温	ショートサーキットが無い状態
C3	外気温±3℃ ※	同上が有る状態を既往文献を参考に設定

※外気温が冬 0℃、夏 35℃時に±3℃、21℃時に±0℃とし線形補間した。

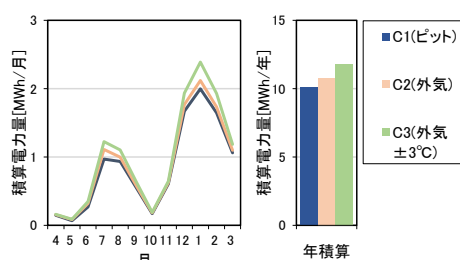


図-23 推計積算電力量の比較 (2022~2024 年度平均)

効果を推計した。表-4 に推計を行った 3 ケースを記す。室外機吸込温を実測値としたケース C1 に対し、外気温とした C2, 多少のショートサーキットがある通常ビルを想定した C3 について計算した。

図-23 に室外機電力量推計値の月別値と年積算値を示す。本計画 C1 は 7, 8, 12~3 月に電力量が減少し、室外機の屋上集積時を想定したケース C3 比で 0.85, ショートサーキットが全く無いことを想定したケース C2 比で 0.94 であった。免震ピットの蓄熱効果を活用した本報の室外機配置計画により、▲6~15%減の効率向上が期待されることを確認した。

3.6 タスク&アンビエント照明

図-24 にタスク&アンビエント照明を採用した執務室の様子を示す。各デスクにはタスク照明を配置し、利用者が必要に応じて使用することで、アンビエント域の照明は、基準照度を 500 lx とした。さらにアンビエント照明はエリア毎に設置した画像センサと連動することで、不在エリアの消灯を行い、照明消費電力の削減している。評価は 5.2 節に記す。



図-24 タスク&アンビエント照明 (3 階)



図-25 LEED 認証

4. 外部認証制度における評価

計画段階において各種認証制度の取得をした。BELS 評価 (建築物省エネルギー性能表示制度) では★★★★★で『ZEB』, CASBEE (建築環境総合性能評価システム) においては S ランクを取得した。また、国際的な環境性能評価システム「LEED V4 BD+C NC」では、既存緑地の保護, ZEB 化と知的生産性の両立, 室内快適性の向上, eco 建材の活用などを行うことで、高く評価され、国内第一号 (2019 年 2 月時点) でブラチナ認証を取得した (図-25)。

計画から運用開始後にかけては、様々な表彰制度 (表-5) からの評価を得た。特に、一般社団法人建築設備技術者協会が主催する第 9 回カーボンニュートラル賞では、「今後のオフィスの在り方の参考となる多様な試みとともに、大幅な CO2 削減を達成したこと」が評価され、カーボンニュートラル大賞を受賞した。

表-5 各種表彰制度

表彰制度	主催	受賞	受賞年
第 18 回 建築・設備デザイン賞	一社) 建築設備総合協会	入賞 (建築・設備統合デザイン部門)	2020
2020 年度 省エネ大賞	一財) 省エネルギーセンター	資源エネルギー庁長官賞 (省エネ事例部門, 業務分野)	2020
第 9 回 カーボンニュートラル賞	一社) 建築設備技術者協会	カーボンニュートラル大賞 (カーボンニュートラル賞, 関東支部)	2021
令和 3 年度 新エネ大賞	一財) 新エネルギー財団	審査委員長特別賞	2022
第 1 回 SDGs 建築賞	一財) 住宅・建築 SDGs 推進センター	審査委員会奨励賞 (大規模建築部門)	2023

5. エネルギーの計画値と運用実績

5.1 計画値

図-26 に計画値の ZEB チャートを示す。Web プログラムでの計算値は、基準値 1,081 [MJ/m²・年] に対して、設計値は 516 [MJ/m²・年] と 52%省エネとなった。併せて太陽光発電による創エネが 549 [MJ/m²・年] となり『ZEB』となった。

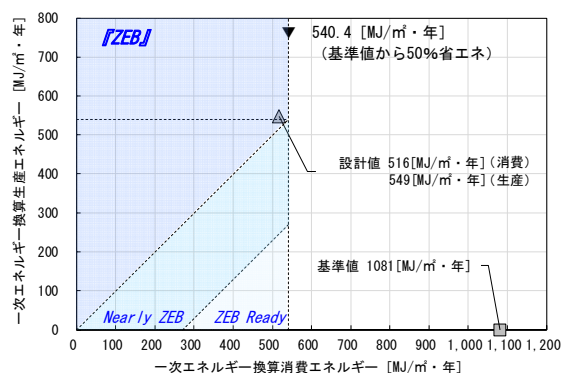


図-26 計画値 (ZEB チャート)

5.2 電力評価

(1) 照明

図-27 に 2019 年度と 2021 年度における照明消費電力の実績値を示す。1 F は会議室中心の室構成のため、コ

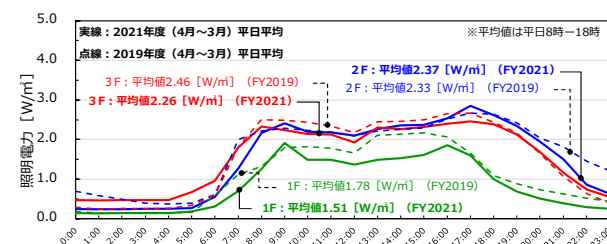


図-27 照明消費電力 (2019 年度・2021 年度)

コロナ禍でテレワークによる出勤率減やオンライン会議中心となったことにより、2021年度の平均は1.51W/m²と2019年度と比較して減少した。一方で2Fと3Fは執務室中心であり、2021年度は出勤率が減少しているものの、執務者が分散して執務室を利用していることで消費電力の変化は少なく、2.3W/m²程度となった。

(2) 代表日の用途別電力消費および発電状況

図-28に各季節における代表日の用途別消費電力と発電量の推移を示す。図上段より、夏期、冬期、中間期を示し、代表日は日積算日射量が多く天候が良いと思われる日を選定した。季節を問わず、空調・換気用途の消費電力が多いこと、照明消費電力はLED照明の採用により些少であることを確認した。夏期は、夕方にかけて消費電力が増加し、消費電力の少ない午前中において太陽光発電の余剰分が発生していることがわかる。一方で、冬期は朝の空調立ち上がり時においてピークが発生し、その後なだらかに減少するが、夏期と比較して空調用途の消費電力が大きいことを確認した。中間期は、自然換気を実施していないが、空調用途の消費電力が他季節と比較して少なく、太陽光発電の余剰電力が多く発生した。これより、自然換気運転の実施や空調システムのさらなる運用改善により空調用途の消費電力を削減することが重要だと示唆した。

(3) 消費電力の月推移

図-29に用途別月積算消費電力量と月平均外気温度の月推移を示す。空調用途の消費電力が最も多く消費電力の5割程度を占め、次いでコンセント用途の消費電力が多いことを確認した。照明消費電力は、照明のLED化により全体の1割程度となった。新型コロナウイルス感染拡大の前後（2019年度と2020年度・2021年度）を比較しても、消費電力量に大きな差はないが、空調用途において若干の増加傾向が見られる。これは、感染防止対策として換気量を増加させたことや、冬期における人体負荷減少による暖房負荷の増加が要因と考えられる。また、照明・コンセント用途については、出勤率制限により利用者は減少しているが、定常的に稼働している機器（サーバやデジタルサイネージ）が多いこと、執務者が分散することによる照明点灯範囲の拡大などの影響により微減となった。

(4) 太陽光発電システムの月推移

図-30に太陽光発電量の月推移および屋上パネルと壁面パネルの発電割合を示す。天候により発電量が変動するものの、安定して発電できていることを確認した。2020年8月は天候に恵まれ17,000kWh程度発電していた。上段のパネル設置場所による発電量割合を見ると、設置容量に差（屋上：壁面＝5：1程度）があるものの、季節によっては壁面パネルでの発電量が全体の2割程度を賄っていることを確認した。

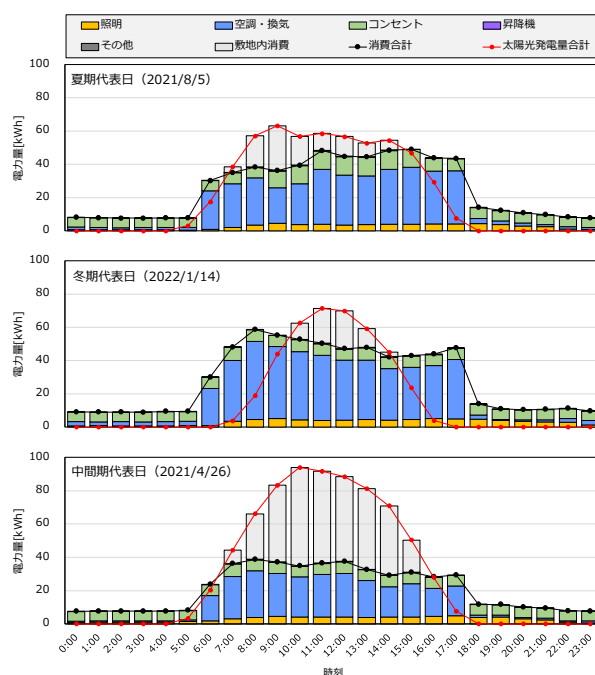


図-28 代表日の用途別消費電力・発電推移

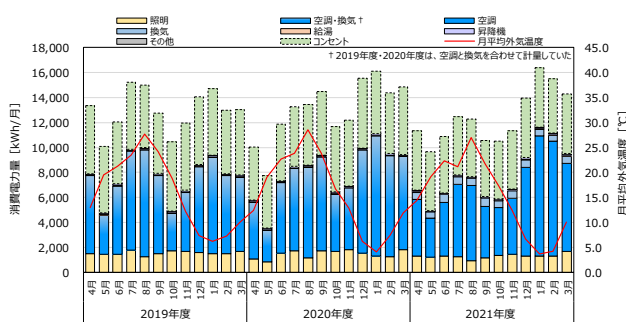


図-29 消費電力推移（用途別）

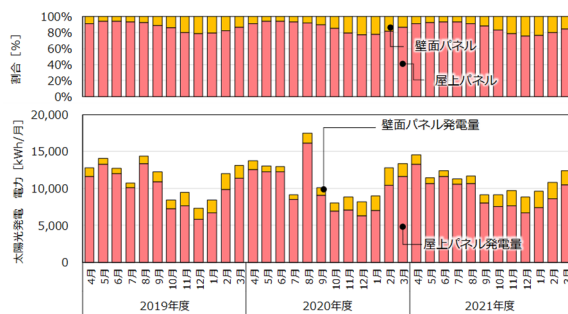


図-30 太陽光発電量の推移および発電割合

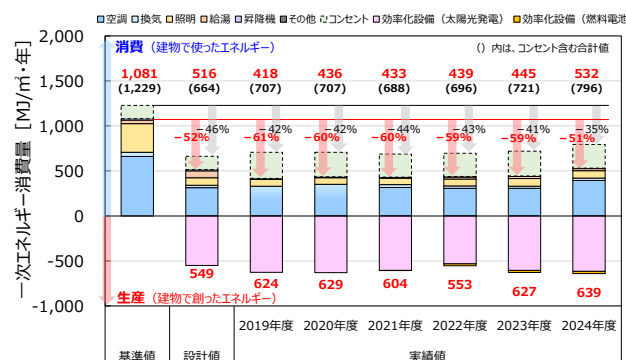


図-31 一次エネルギー消費量実績

5.3 一次エネルギー消費量・生産量の実績

図-31 に 2019 年度から 2024 年度まで 6 年間の一次エネルギー消費量の実績値を示す。なお、各図中には Web プログラムによる基準値および設計値を併記した。建物運用時間などにより補正はしていないため、一概に比較はできないが、基準値と比較して各年度ともに約 60%減と設計値を上回る省エネ運用ができており、竣工後 6 年間に於いて『ZEB』を達成した。2024 年度においては、空調運転時間を 12h（6 時-18 時）から 14h（6 時-20 時）に変更しており、空調のエネルギー消費が増加した。太陽光発電（効率化設備）による創エネルギーも設計値を上回る結果となった。図-31 には、参考としてコンセントを含む値を示しているが基準値に対して 35%~46%減に留まっており、今後、空調設備のさらなる省エネ化や OA 機器の待機電力削減などを行う予定である。

5.4 BI ツールを用いたデータ活用と運用改善

本建物では、ZEB 評価を目的に日々の運用データが BEMS を介して計測・収集・蓄積されており、このデータを分析・運用へフィードバックすることは、ZEB の効果的な運用に有効である。しかし、高度なデータ分析は作業負荷が高くノウハウが俗人化し易いため、継続的な実施が困難という課題がある。そこで本施設では、BI ツールを用いて運用データを半自動で分析・可視化する環境を構築した。BI ツールには、Microsoft Power BI を用い、社内職員が Power BI Desktop を用いて自由に可視化画面を作成、Power BI Service を介して社内公開でき、施設の運用改善を効率的に推進することができる。

図-32、図-33 に BI ツールの画面例を示す。ともに 30 分間隔の積算電力量を、評価日とその前年のデータを時系列で併記したものであり、前者は積算値を時系列で表示、後者は累積値を時系列で表示している。図-32 は瞬間的な大小は直感的に判断可能だが、時間や日レベルの積算値の大小は直感的な評価が困難である。そこで、図-33 のように累積値を併記することで、時間や日レベルの積算値の大小も直感的に評価可能となる。同様のグラフを BI ツールで自動生成し、階やエリア、使用用途等の複数視点で確認していくことで日々の運用の良し悪しを直感的に評価、フィードバックできるよう図った。

6. まとめ

本報では、導入した技術の効果検証結果および竣工後 6 年間に於ける建物運用実績について報告した。導入技術の効果検証においては、水式放射空調を採用した執務室における外ブラインドによる日射遮蔽効果や室内環境に優れること、自然換気により空調消費電力の大幅な削減が期待できること、免震ピットの蓄熱効

電力量の比較（30分積算電力）

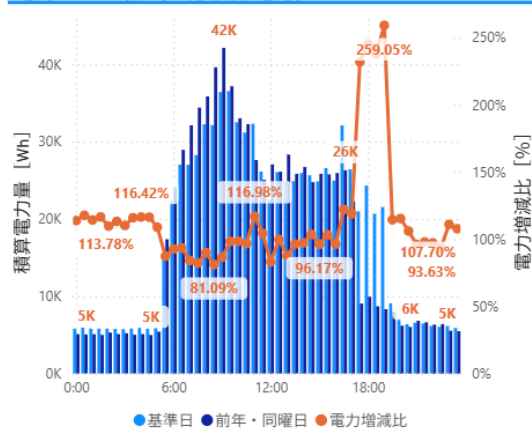


図-32 運用データの可視化例（積算値）
日累積電力量（30分積算電力）

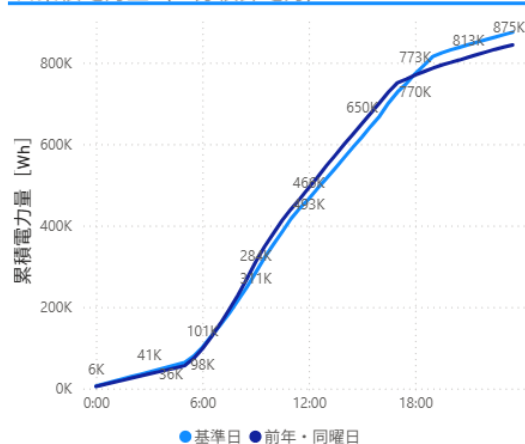


図-33 運用データの可視化例（累積値）

果利用によりエアコン室外機の効率向上効果があること等を検証した。また、計画時と運用後における外部評価を記し、最後に竣工後 6 年間に亘り『ZEB』を達成したことを報告した。今後は、空調・熱源システムに関するデータ分析、運用改善の継続を通してさらなる省エネルギーに取り組むとともに、自社設計物件の技術展開に知見を活用していく。

参考文献

- 1) 稲田雄大他：中小規模事務所の ZEB 設計技術に関する研究 既存事務室における ZEB 改修概要と性能・エネルギー検証結果，空気調和・衛生工学会大会学術講演会論文集，2018.9，pp.301-304
- 2) 仲井匠他：自然エネルギーを最大限に活用した中規模オフィスビルの ZEB 化に関する研究（第 1 報）（第 2 報），空気調和・衛生工学会大会学術講演会論文集，2022.9
- 3) 佐竹晃他：自然エネルギーを最大限に活用した中規模オフィスビルの ZEB 化に関する研究（第 5 報）免震ピット利用による空調室外機の効率向上計画の長期評価，空気調和・衛生工学会大会学術講演会論文集，2025.9

高層RC集合住宅の遮音性能に関する標準化仕様の開発 —タワーパーキングと住戸間の遮音性能—

藤 橋 克 己 *1

要 旨

当社では、高層RC集合住宅の設計・施工における職員生産性を向上し、品質・工期を確保して逸失利益を防止することを目的として、遮音性能に関する当社独自の設計標準を整備している。

ここでは、タワーパーキングと住戸の界壁に用いられるALCパネルの室内側に独立した乾式壁（以下、ふかし壁）を施工したときに R_r -55～65の空気音遮断性能を確保することを目的として実験的に検証した結果を報告する。

キーワード 空気音遮断性能／ALCパネル／ふかし壁

目 次

- | | |
|-----------|-----------|
| 1. はじめに | 5. 妥当性の検証 |
| 2. 実験概要 | 6. 遮音設計標準 |
| 3. 試験体の仕様 | 7. まとめ |
| 4. 実験結果 | |

DEVELOPMENT OF STANDARD SPECIFICATIONS FOR SOUND INSULATION PERFORMANCE IN HIGH RISE CONDOMINIUMS PART1: SOUND INSULATION PERFORMANCE BETWEEN TOWER PARKING AND RESIDENTIAL UNITS

Katsumi FUJHASHI

Synopsis:

Our company has developed its own standard design documents related to sound insulation performance with the aim of improving employee productivity in the design and construction of high-rise RC condominiums, ensuring quality and construction schedules, and preventing lost profits.

This report presents experimental verification results aimed at ensuring airborne sound insulation performance of R_r -55 to 65 when installing independent drywall on the interior side of ALC panels used for partition walls between tower parking structures and residential units.

* 1 本店 ICI 総合センター 建築環境グループ

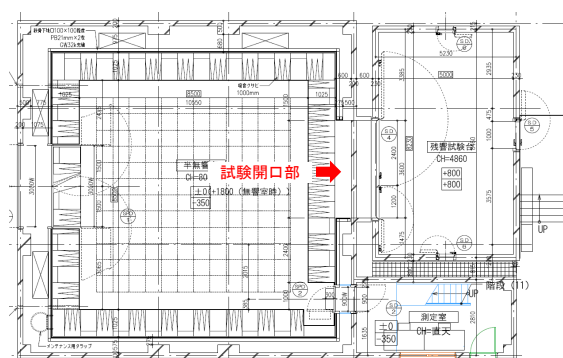
1. はじめに

集合住宅の住棟内で吹き抜けとなる共用部（エレベータ、タワーパーキング、階段室等）と住戸との界壁に要求される空気音遮断性能は $R_{f-55\sim65}$ とされることが多い。この遮音性能を確保する工法として、多くの発注者はRC壁＋ふかし壁または乾式の中空二重壁を規定しているが、タワーパーキングを設ける吹き抜け内は施工中に雨掛かりとなりやすく、施工者としては軽量で耐水性・施工性に優れたALCパネル＋ふかし壁を使いたい。

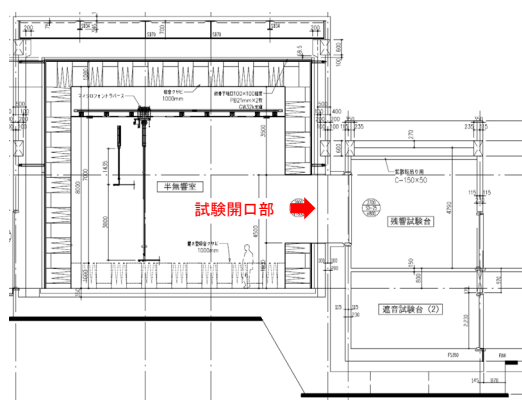
そこで、ALCパネルと石膏ボードのふかし壁で $R_{f-55\sim65}$ の遮音性能を確保できる仕様を確立することを目的として、ALCパネルと様々な仕様のふかし壁の試験体を実験室に施工し、それらの遮音性能として測定したインテンシティ音響透過損失から R_f 数を求めた。

2. 実験概要

インテンシティ音響透過損失の測定は当社のICI 総合センターにある箱型の残響室（タイプII）と無響室で実施した。それらの平面図と断面図を図-1 に示す。



平面図



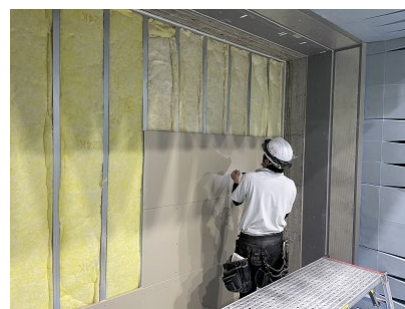
断面図

図-1 実験場所（残響室と無響室）

ALC パネルとふかし壁の試験体は、無響室と残響室の間にある試験開口部に施工した。開口部の寸法は幅 3,600mm、高さ 2,700mm、開口面積は約 10m² で、この開口部に測定対象となる試験体を現場と同じ方法で施工した。試験体の施工状況を図-2 に示す。



ALC パネルの建て込み



ふかし壁のボード張り

図-2 試験体の施工状況（無響室側）

インテンシティ音響透過損失の測定方法は JIS A 1441-1:2007 に準拠し、残響室でピンクノイズを発生させて平均音圧レベルを測定し、無響室で試験体から放射される音響パワーを 100mm ごとに計 910 点測定して下式でインテンシティ音響透過損失 R_f を求めた。測定状況を図-3 に示す。

$$R_f = L_{p1} - 6 - \bar{L}_{I_n} \quad [1]$$

L_{p1} : 音源室の平均音圧レベル(dB)

$\bar{L}_{I_n}$: 測定面のノーマル音響インテンシティレベル平均値(dB)



残響室側（固定マイクロホン）



無響室側（トラバース装置）

図-3 インテンシティ音響透過損失の測定状況

3. 試験体の仕様

ALC パネル+ふかし壁の仕様は、当社で施工されている仕様を参考にして汎用品で構成した。厚さ 100mm の ALC パネルに厚さ 40mm の発泡ウレタンを吹き付け、ふかし壁の下地との間に 14mm の隙間 AS を設けた。ふかし壁の下地は軽量鉄骨 LGS の角スタッド 4045 を用いて原則 303mm 間隔で施工した。ボードは石膏ボード GB-R、強化石膏ボード GB-F、硬質普通石膏ボード GB-R-H を用いた。なお、試験体はすべて角スタッドの間に厚さ 50mm、密度 24kg/m³ のグラスウール GW を挿入した。

ALC パネルの納まりはすべて現場同様とした（図-4）。ふかし壁の仕様は空気層の厚さとボードの重さによる遮音性能の違いを把握するために設定し（表-1）、パネマスモデル¹⁾²⁾で共鳴周波数を計算した（表-2）。試験体の施工位置を図-5、ふかし壁を含めた試験体の断面詳細の例を図-6 にそれぞれ示す。なお、ふかし壁の施工方法や納まりは、試験体 A を除いて建材メーカーの標準施工指導書に準拠した³⁾。

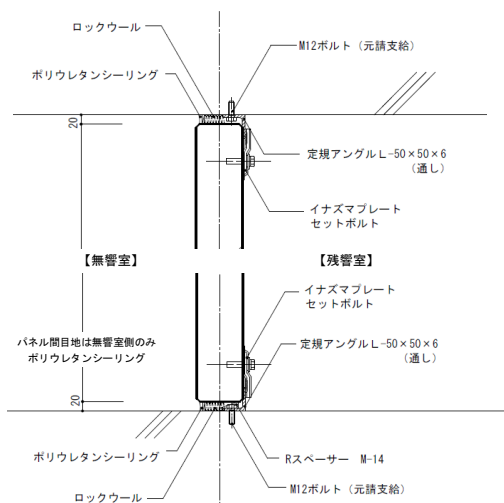


図-4 ALC パネルの納まり（断面図）

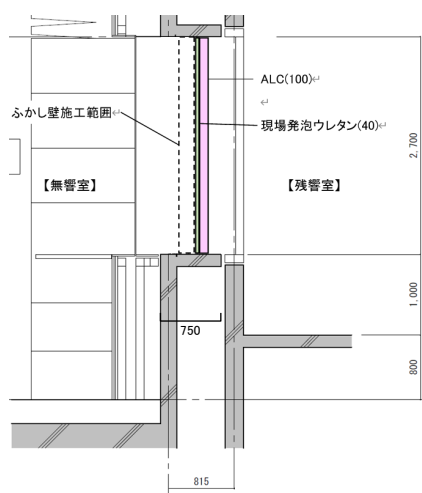


図-5 試験体の施工位置（断面図）

表-1 ふかし壁の仕様

No.	ふかし壁の仕様 (ALCt100+発泡ウレタン t40+)	厚さ (mm)
A	ASt14+LGSt45+GB-Rt12.5+GB-Rt9.5	81
B	ASt14+LGSt45+GB-Ft21+GB-R-Ht9.5	90
C	ASt14+LGSt45+GB-Ft21+GB-R-Ht9.5 +ASt14+LGSt45+GB-Ft21+GB-R-Ht9.5	179
D	ASt14+LGSt45+GB-Ft21+GB-R-Ht9.5 +ASt70+LGSt45+GB-Ft21+GB-R-Ht9.5	235
E	ASt70+LGSt45+GB-Ft21+GB-R-Ht9.5	146
F	ASt70+LGSt45+GB-Ft21+GB-R-Ht9.5 +ASt70+LGSt45+GB-Ft21+GB-R-Ht9.5	291
G	ASt148+LGSt45+GB-Ft21+GB-Ft21 ※たわみ抑制のため、LGSは227mm間隔	235

※t:厚さ(mm)

表-2 試験体の共鳴周波数の計算値

No.	ふかし壁				共鳴周波数 計算値(Hz)	
	1 層		2 層		1 次	2 次
	l_1 (mm)	m_2 (kg/m²)	l_2 (mm)	m_3 (kg/m²)		
A	59	15	-	-	70	-
B	59	28	-	-	56	-
C	59	28	59	28	39	77
D	59	28	115	28	33	65
E	115	28	-	-	38	-
F	115	28	115	28	28	55
G	193	32	-	-	29	-

・ALC パネルの面密度 $m_1=60\text{kg/m}^2$

・試験体 A,B,E,G は式[2]、C,D,F は式[3]で共鳴周波数を計算

$$f_r = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{m_1+m_2}{m_1 m_2} \cdot \frac{\rho c^2}{l_1}} \quad [2]$$

$$f_{r,tri,i} = \frac{c}{2\pi} \left[\frac{\rho}{2} \left\{ \left(\frac{1}{l_1 m_1} + \frac{1}{l_1 m_2} + \frac{1}{l_2 m_2} + \frac{1}{l_2 m_3} \right) \mp \sqrt{\left(\frac{1}{l_1 m_1} + \frac{1}{l_1 m_2} - \frac{1}{l_2 m_2} - \frac{1}{l_2 m_3} \right)^2 + 4 \frac{1}{l_1 l_2 m_2^2}} \right\} \right]^{1/2} \quad [3]$$

f_r : ふかし壁 1 層, $f_{r,tri,i}$: ふかし壁 2 層の共鳴周波数(Hz)

m_1, m_2, m_3 : 壁 1, 壁 2, 壁 3 の面密度(kg/m²)

ρ : 空気密度(kg/m³), c : 音速(m/s), l_1, l_2 : 空気層厚さ(m)

ただし、 $i=1$ が「-」を、 $i=2$ が「+」をとる。

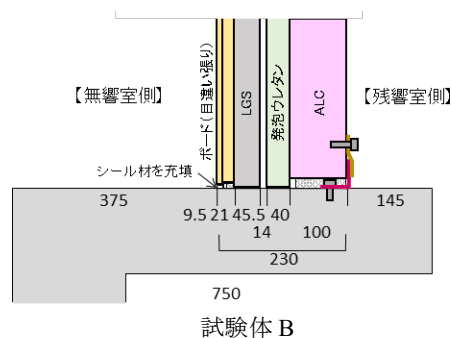


図-6 試験体の断面詳細の例

4. 実験結果

4.1 各試験体の遮音性能

各試験体のインテンシティ音響透過損失 R_I の測定結果を表-3、図-7 に示す。ここでは音響透過損失 $R=R_I$ として R_r 等級曲線から周波数ごとに 1dB 単位で読み取った値の最大値（ここでは R_r 数とする）の傾向を以下にまとめる。

- ・ ALC パネルは R_r -31, 決定周波数は 500Hz 帯域であり, 同帯域ではランダム入射質量則の計算値を 6dB 下回っていた。コインシデンス効果の影響と推察される。
- ・ ALC パネルに発泡ウレタンを吹き付けると R_r -31, 決定周波数は 500Hz 帯域であり, ALC パネルに対して 4000Hz 帯域で 9dB の性能低下を示した。発泡ウレタンの質量とばねによる共鳴の影響と推察される。
- ・ 試験体 A~G は R_r -52~67, 決定周波数はすべて R_r 数の評価対象周波数で最も低い 125Hz 帯域であり, ALC パネルよりも 4~7 ランク高い遮音性能が得られた (1 ランク=5dB)。

表-2 に示した通り, すべてのふかし壁試験体の共鳴周波数の計算値は 63Hz 帯域以下 (89Hz 以下) となっており, ふかし壁の共鳴周波数を 125Hz 帯域よりも低くすることが R_r 数を向上させるのに効果的と考えられる。

4.2 ふかし壁の有無による遮音性能の違い

R_r 数および周波数帯域ごとのインテンシティ音響透過損失の差について, ふかし壁の有無による差を図-8, ふかし壁の層数による差を図-9 にそれぞれ示す。63Hz 帯域と 125Hz 帯域以上で傾向が異なるため, 共鳴周波数の計算値との関係を周波数帯域ごとに図-10 に示す。実験結果から読み取れる周波数帯域ごとの傾向を以下にまとめる。

- ・ R_r 数はふかし壁を 2 層にすることで 1~2 ランク高くなっている。
- ・ 63Hz 帯域では, 1 次の共鳴周波数が 63Hz 帯域よりも低い場合, 共鳴周波数とインテンシティ音響透過損失の差との間に負の相関が認められる。
- ・ ふかし壁が 1 層の場合, 共鳴周波数が 63Hz 帯域に含まれると 63Hz 帯域のインテンシティ音響透過損失の差は負の値を示している。
- ・ ふかし壁が 2 層の場合, 2 次の共鳴周波数が 63Hz 帯域に含まれてもインテンシティ音響透過損失の差は負の値を示さない。
- ・ 125Hz 帯域では, 1 次の共鳴周波数が 63Hz 帯域よりも低い場合, 2 層のインテンシティ音響透過損失の差は 1 層よりも 1~2 ランク大きくになっている。

250Hz 帯域以上の傾向は 125Hz 帯域と同様である。なお, 図-8 の 1000Hz 帯域以上で試験体による差が小さいのは, 試験体端部の隙間処理や RC 躯体からの側路伝搬音の影響と推察される。また, 図-8 の 2000Hz 帯域での落ち込みの原因として, 発泡ウレタンの共鳴周波数が吹付後の時間経過とともに同帯域にシフトした可能性がある。

表-3 インテンシティ音響透過損失 R_I (dB)の測定結果

	R_r	オクターブバンド中心周波数(Hz)						
		63	125	250	500	1000	2000	4000
ALC パネル	31	27	29	31	31	38	47	53
(計算値)	-	(21)	(26)	(31)	(37)	(42)	(48)	(53)
+ウレタン	31	25	28	29	31	38	49	44
A	52	20	37	49	59	71	77	80
B	58	23	43	54	63	73	78	82
C	64	28	49	62	71	78	81	85
D	67	31	52	63	72	78	81	86
E	58	29	43	54	64	74	78	80
F	67	34	52	64	73	79	82	86
G	59	30	44	55	66	75	80	85

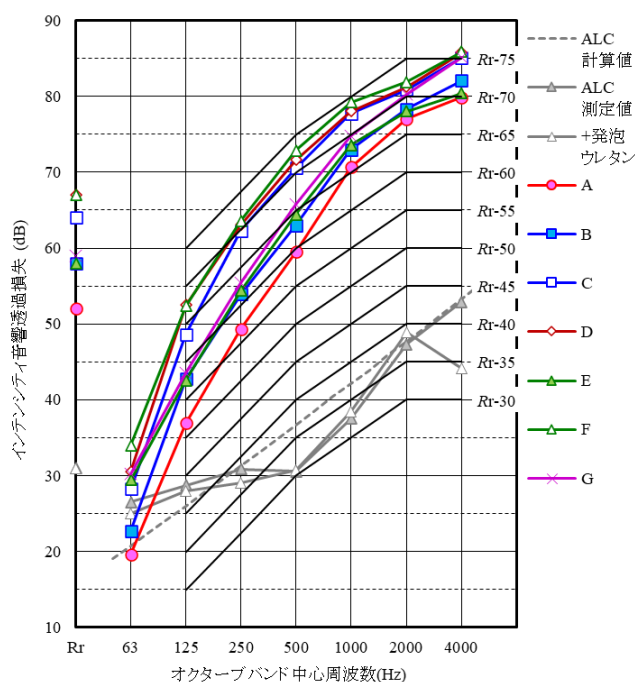


図-7 インテンシティ音響透過損失 R_I の測定結果

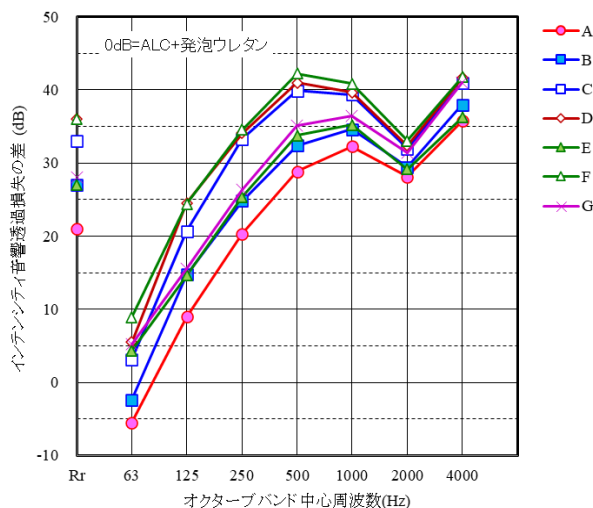


図-8 ふかし壁の有無による R_I の差

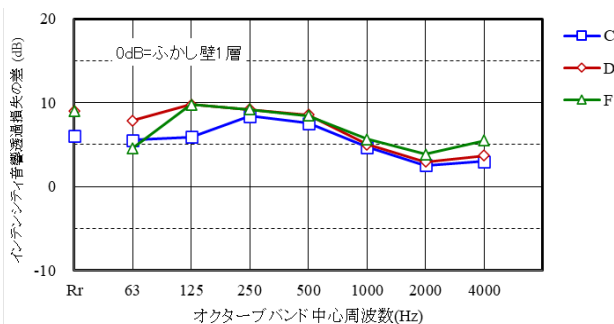


図-9 ふかし壁の層数による R_t の差

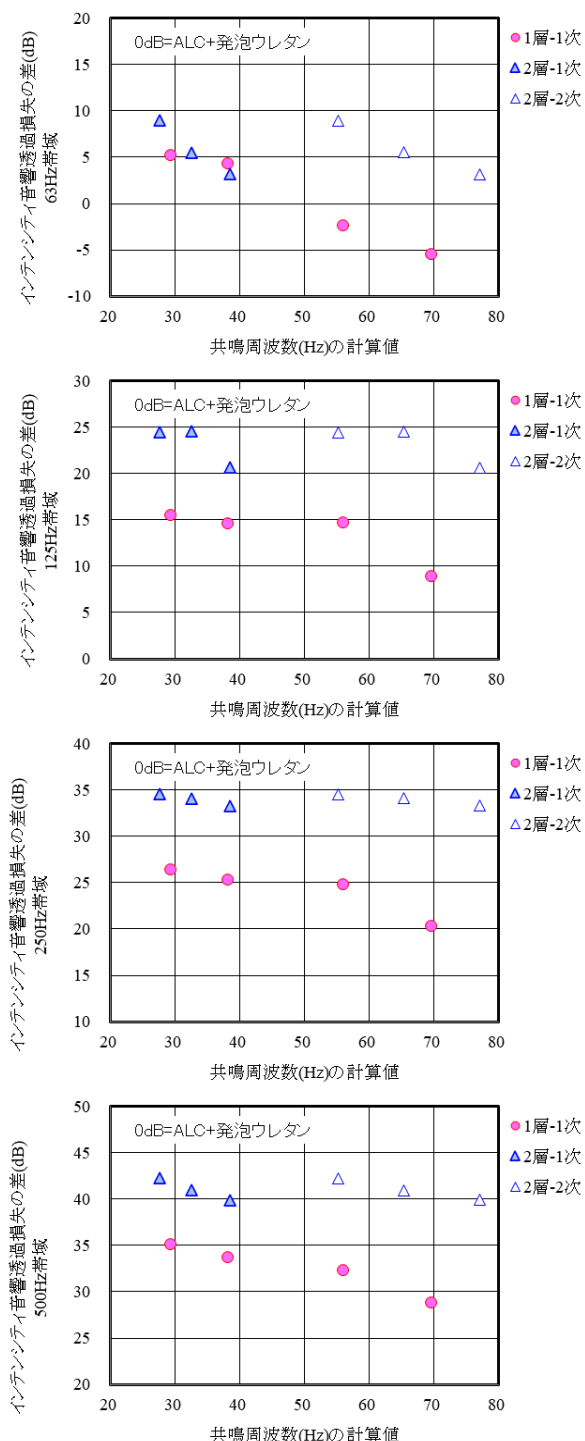


図-10 ふかし壁の効果と共鳴周波数との関係

5. 妥当性の検証

今回の実験結果の妥当性を検証するために、他の試験機関の実験室イ⁴⁾、ロ⁵⁾における音響透過損失との比較を試みた。ここで、今回の実験では JIS A 1441-1:2007 に準拠した音響インテンシティ法を用いており、実験室イ、ロは JIS A 1416:2000 に準拠して音源室、受音室ともに残響室を用いているため、両者を比較するには調整項 K_c を求める必要がある。なお、 K_c は JIS A 1441-1:2007 の附属書 B (参考) に記載されている以下の式で求めた。

表-4 他機関の実験室における調整項 K_c (dB)の計算結果

		オクターブバンド中心周波数(Hz)						
		63	125	250	500	1000	2000	4000
λ (m)		5.4	2.7	1.4	0.7	0.3	0.2	0.1
K_c	イ	2.2	1.3	0.7	0.4	0.2	0.1	0.0
	ロ	2.1	1.2	0.6	0.3	0.2	0.1	0.0

$$K_c = 10 \log(1 + S_{b2} \lambda / 8 V_2)$$

ここで、 λ : 中心周波数の音の波長(m)、音速は 340m/s とした。

V_2 : 受音室の容積(試験室イ 225m³, ロ 304m³)

S_{b2} : 受音室の表面積(試験室イ 225m², ロ 276 m²)

(注) イの表面積は室容積を直方体換算して推定

次に実験室イ、ロの公開資料から今回の実験で用いた ALC パネル、試験体 B と同じ仕様の音響透過損失⁶⁾の読み取り、 K_c 調整後の実験結果と比較して図-11 に示す。

ALC パネルの音響透過損失について、調整後の実験結果と他機関イの差は 125~1000Hz 帯域で 1~2dB となっており、周波数特性および R_t 数は同等と見なせる。

試験体 B の音響透過損失について、調整後の実験結果と他機関ロの差は 125~1000Hz 帯域で 1~2dB となっており、周波数特性および R_t 数は同等と見なせる。

なお、2000~4000Hz 帯域ではどちらの試験体も明確な違いが生じており、試験体の端部処理方法、ALC パネルに吹き付けた発泡ウレタンの共鳴の周波数と大きさが異なる可能性がある。

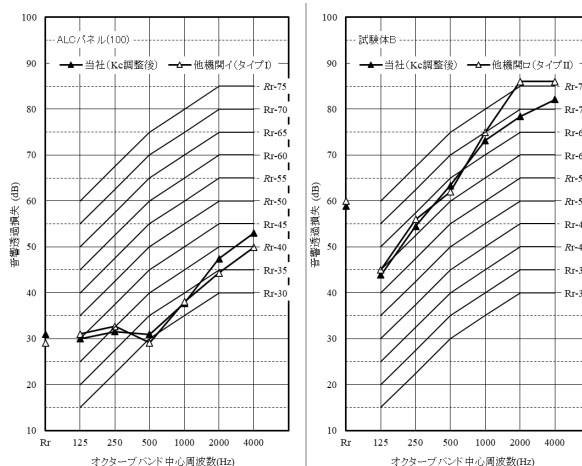


図-11 ふかし壁の効果と共鳴周波数との関係

6. 遮音設計標準

今回の実験結果に表-4の調整項 K_C を加えた音響透過損失等級 R_r とふかし壁の仕様との関係を一覧表にまとめて表-5、図-12に示し、ALCパネル+ふかし壁の遮音設計標準とする。調整項 K_C を加えることで、 R_r 数は表-3よりも1大きくなった。

R_r -60以下の遮音性能はふかし壁1層で実現できるが、 R_r -65以上の遮音性能はふかし壁2層が必要となる。

表-5 ALCパネル+ふかし壁の遮音設計標準

遮音性能 R_r	ふかし壁		総厚 mm	面密度 kg/m ²	備考
	層	仕様			
55	53	1 ASt14+LGS45@303 +GB-Rt12.5+9.5	221	77	試験体 A
60	59	1 ASt14+LGS45@303 +GB-Ft1+GB-R-Ht9.5	230	89	試験体 B
	59	1 ASt70+LGS45@303 +GB-Ft1+GB-R-Ht9.5	286	89	試験体 E 63Hz:B+6dB
65	65	1 ASt14+LGS45@303 +GB-Ft1+GB-R-Ht9.5	319	117	試験体 C
		2 ASt14+LGS45@303 +GB-Ft1+GB-R-Ht9.5			
70	68	1 ASt14+LGS45@303 +GB-Ft1+GB-R-Ht9.5	375	117	試験体 D
		2 ASt70+LGS45@303 +GB-Ft1+GB-R-Ht9.5			

※t: 厚さ(mm)

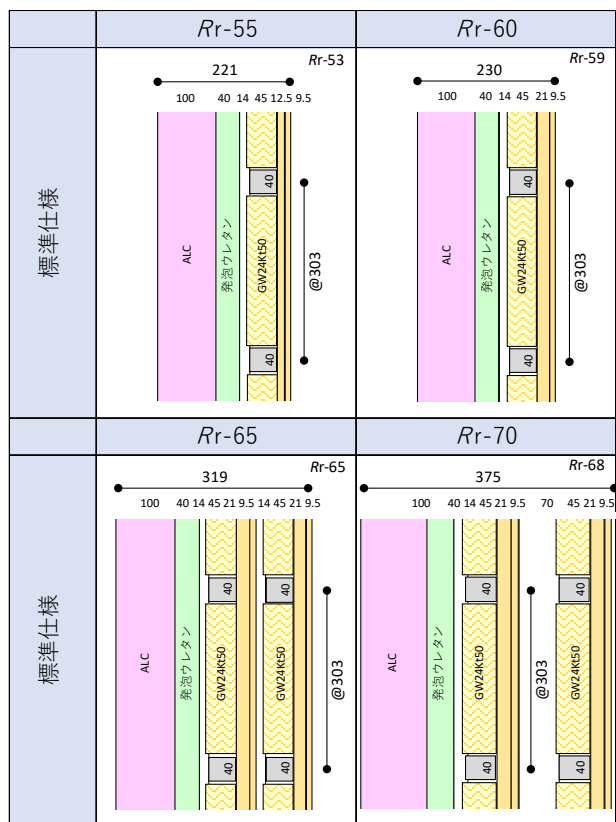


図-12 ALCパネル+ふかし壁の遮音設計標準

7. まとめ

今回の実験によって、ALCと石膏ボードのふかし壁で当初の目標値を上回る R_r -55~70の遮音性能を得られる仕様を設計標準としてまとめることができた。実験結果の要点を以下に示す。

- ・ ふかし壁試験体A~Gの音響透過損失は R_r -53~68、その決定周波数はすべて R_r 数の評価範囲で最も低い125Hz帯域であり、ALCパネルよりも4~7ランク高い遮音性能が得られた。
- ・ ふかし壁の共鳴周波数を125Hz帯域よりも1オクターブ以上低くすることが R_r 数を向上させるのに効果的と考えられる。
- ・ ふかし壁を2層にすることで1層よりも1~2ランク高い遮音性能が得られており、総合的な面密度が同程度であれば、ふかし壁は1層よりも2層の方が R_r 数を向上させるのに効果的と考えられる。
- ・ ふかし壁1層の場合、面密度を重くするか空気層を厚くすると、 R_r 数は同等であっても R_r 数の評価対象外となる63Hz帯域で1ランク高い遮音性能が得られるため、対象となる騒音源が63Hz帯域の成分を多く含む場合には有効となる。

なお、今回の実験で得られた遮音性能は空気伝搬音を対象としており、固体伝搬音についてはエレベータやタワーパーキング側で適切かつ実績のある振動対策を講じる必要がある。

参考文献

- 1) 日本音響学会編、音響工学講座③ 建築音響、コロナ社、1998。
- 2) 杉江聡：多重壁の低域共鳴透過周波数の推定、日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道）、pp.413-414、2022。
- 3) 吉野石膏株式会社：吉野遮音システムA-2000・WI標準施工指導書〔令和5年5月版〕。
- 4) （一財）建材試験センター：界壁の遮音構造試験・評価業務方法書、2019.11.19変更（ろ）。
- 5) 買手正浩、平松友孝、松本敏夫、橘秀樹：吉野石膏総合音響試験室の音響性能 その1、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、pp.125-126、2001。
- 6) クリオン株式会社：クリオン テクニカル・ハンドブック p.259、2023.9。
- 7) 吉野石膏株式会社技術本部商品開発部：ALC（厚さ100mm）+ウレタン（厚さ40mm）の外壁のふかし壁工法、2016.5.10。

偏心およびセットバック形状を有する 超高層建築物の空力特性に関する数値流体解析

長 尾 悠 生^{*1} 田 村 哲 郎^{*2}

河 合 英 徳^{*3} 丸 山 勇 祐^{*1}

要 旨

近年の建設技術の向上により、複雑形状を有する超高層あるいは大規模建築物の建設事例が増えている。特に、上部にセットバック形状を有する建物は、一般的にビル風による下方への吹き下しの影響を低減する効果があることが知られているが、その一方で、セットバック部を境に建物の振動性状が異なり、風揺れによって複雑な挙動を生じる可能性がある。さらに、建物が上部に偏心を有する場合は、風による風圧分布が不均一となり、局所的な風圧力が発生する可能性がある。

本研究では、上部に偏心およびセットバック形状を有する高層建築物モデルの数値流体解析を乱流境界層中で実施し、モデル周辺の渦構造によって生じる圧力の変動特性およびこれらが建物全体の振動性状に与える影響について確認する。

キーワード 数値流体解析／乱流境界層／超高層建築物／偏心／セットバック／風揺れ／捩れ振動

目 次

- | | |
|---------|----------|
| 1. はじめに | 4. 計算結果 |
| 2. 研究目的 | 5. 結論 |
| 3. 計算概要 | 6. 今後の予定 |

NUMERICAL ANALYSIS FOR AERODYNAMIC PROPERTIES OF HIGH-RISE BUILDING WITH ECCENTRICITY AND SETBACK

Yuki NAGAO
Hideori KAWAI

Tetsuro TAMURA
Yusuke MARUYAMA

Synopsis:

With the advancement of construction technology, in recent years, there have been large number of cases of high-rise and large-span building structure with complex shapes. In particular, buildings with setback shape generally mitigate the downward drafts caused by wind around high-rise buildings. However, it is possible that the vibrational characteristics differed at the boundary of setback section. In addition, if there is eccentricity in the upper part of building, the vibration characteristics of the building become non-uniform, and there is a possibility that localized negative pressure may occur. Therefore, it is important to investigate the effect of buildings by wind-induced vibrations. In this study, we simulated the flow field around the high-rise building model with eccentricity and setback shapes in turbulent boundary layer and we confirmed the fluctuating characteristics of wind pressure, and the effect of wind-induced vibration caused by vortex structure around the model.

*1 本店 ICI 総合センター ICI テクノロジーセンター 再生可能エネルギー・風環境グループ

*2 東京工業大学(現東京科学大学)名誉教授, 横浜国立大学 大学院環境情報研究院 客員教授

*3 お茶の水女子大学 基幹研究院 自然科学系 准教授

1. はじめに

近年の建設技術の向上により、国内でも複雑形状を有する高層・大規模建築物の建設事例が増えている。特に、上部にセットバック形状を有する建築物は、ビル風低減に効果がある一方で、セットバック部分を境に風揺れによる挙動が各高さで異なり、さらに、上部に偏心を有する建築物である場合は、この風揺れによる風圧分布が不均一となり、局所的負圧を生じる可能性がある。そのため、このような建築物に作用する風圧分布特性を把握し、それによって引き起こされる、建物全体の風による振動の影響を確認することが重要である。

本研究では、前述のような複雑形状を有する高層建築物モデルの数値流体解析を乱流境界層中で実施し、モデル周辺流れおよび渦構造、またそれらによって引き起こされる変動風圧特性、建物モデルの振動性状に与える影響について確認する。

2. 研究目的

本研究では、上部にセットバック形状および偏心を有するモデルを風洞実験スケール(1/400)で作成し、地表面粗度区分Ⅲ($\alpha=0.2$)を想定した乱流境界層中での計算を実施することで、セットバックや偏心といった形状が、建物の変動風圧特性および後流の渦構造、あるいはそれによって引き起こされる風揺れの振動性状について確認することを目的とする。計算コードには、理化学研究所計算科学センター(R-CCS)が開発した階層直交格子ソルバー(CUBE)¹⁾を用いて計算を実施した。CUBEは、キューブとキューブを分割するセルと呼ばれる要素からなる完全直交格子を用いた計算手法であり、計算格子の自動生成が可能であること、各キューブに同数のセル(1キューブあたり $16 \times 16 \times 16$ 個のセル)を有する直交格子であるため、高い並列化効率を得ることができることなどから、複雑形状を有する構造物の大規模計算への適用が期待されている。また、完全直交格子を用いて複雑形状を有する構造物モデルを解くことができるようにするため、CUBEではモデル境界にIBM(Immersed Boundary method)²⁾を用いている。複雑な形状を有するモデルを完全な直交格子でシミュレートする場合、モデル境界と直交格子の境界が必ずしも一致しないため、この不整合によって計算結果に非物理的な分布が生じる可能性が考えられる。IBMは、モデル境界に格子点を定義せず、各部の形状、位置などから、境界以外の部分に仮想的な境界を新たに定義することで、境界の不一致によって物理的不整合が生じることを防ぐための手法である。仮想的な境界面においては、物理量の修正や強制的な条件を支配方程式に加えることによって、間接的に境界面を再現する手法となっている。具体的には、仮想境界面では流速が0となるような強制項を支配方程式に加え、境界面においては、流速0の条件に基づいた方程式を解くことで、物体境界面を仮想的に再現する手法となっている。

3. 計算概要

3.1 流入変動風のプロフィール

図-1および図-2に、流入変動風のプロファイル図を示す。図-1左が流入境界付近での各高さの平均流速および乱れ強さの鉛直プロファイル、右が各高さを基準とした風速の相関長さを示しており、図-2は風速の無次元パワースペクトル分布図を示している。図-1左の鉛直プロファイルより、生成した流入変動風のプロファイルが、地表面粗度区分Ⅲ($\alpha=0.2$)の鉛直プロファイルと概ね一致していることが分かる。また、図-1右の鉛直相関分布については、各層の中心高さにそれぞれLayer1~Layer4を規定し、各層の中心高さを基準とした、風速の相関分布を描いたものである(Layer1~4の位置については、p.4の図-5を参照されたい)。各相関長さを見ると、底部から上部にかけ、風速Uの相関長さが徐々に大きくなっており、これは上部空間において、広範囲に影響を及ぼす大きな渦構造が存在することを意味する。図-2の風速のパワースペクトル分布図では、生成した流入変動風の乱流エネルギー分布が、カルマン型のパワースペクトルの分布と、対象とする周波数帯で概ね一致していることが分かる。

以上のことから、本計算で用いる流入変動風のプロファイルが概ね自然流を模擬できており、実現に近い流入条件での計算実施が可能であることを示している。

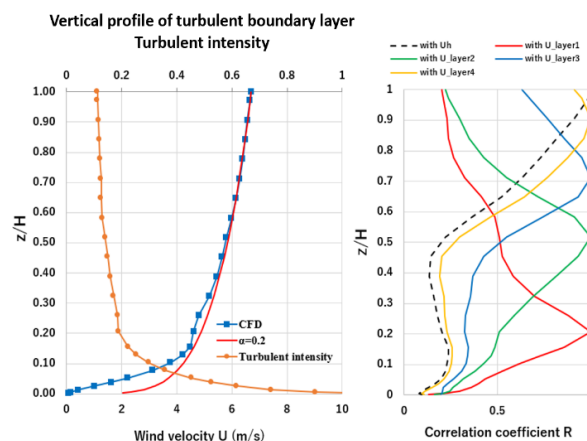


図-1 流入変動風の鉛直プロファイル
(左：平均風速および乱れ強さの鉛直分布
右：各基準高さにおける風速の相関長さ)

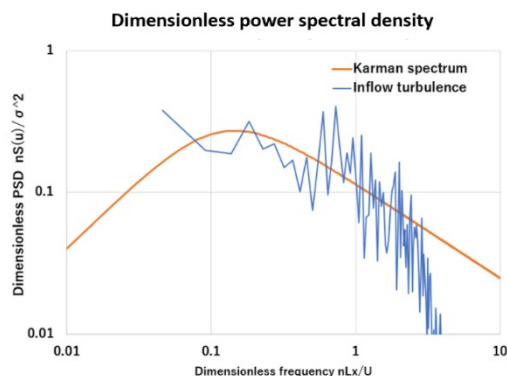


図-2 流入変動風の無次元パワースペクトル密度

3.2 計算モデルおよび計算条件

計算モデル及び計算領域・計算格子の概要を図-3 および図-4 に示す。モデルは、上部に3段のセットバック形状を有し、偏心しながら徐々に先細る形状をした高層建築物を想定して作成した。計算領域については、日本建築学会出版のCFD適用ガイド³⁾に準拠し、寸法を決定した。計算領域を2の累乗数としている理由は、CUBEの格子分割が、2の累乗則に基づいた八分木状の格子分割を行うため、最小格子幅を整数で設定する目的でこのような寸法設定としている。計算格子は、図-4 に示すように、モデル周辺を十分細かい格子分割とし、さらに、流入境界から流入した流れ、モデル側面及び後流渦構造の細かい挙動を再現する目的で、高解像度領域を引き伸ばしている。モデル上部については、セットバック形状に合わせて高さ方向で格子分割を行うと、格子解像度が急激に変化することにより数値振動が発生する可能性が考えられた為、高さ方向で一様な格子(B/280~B/68)としている(Bは各層での角柱幅であり、B/280は一層目の角柱幅が、最小格子幅の280倍に相当する長さであることを示している)。以上の条件の下、乱流境界層中における建築物モデルの周辺流れ解析を実施した。なお、流体は非圧縮性とし、支配方程式は非圧縮性に基づくナビエ・ストークス方程式である。

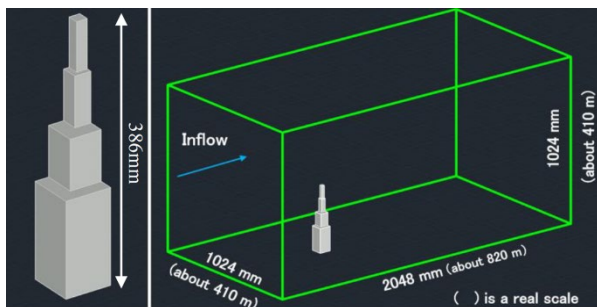


図-3 計算モデルおよび計算領域

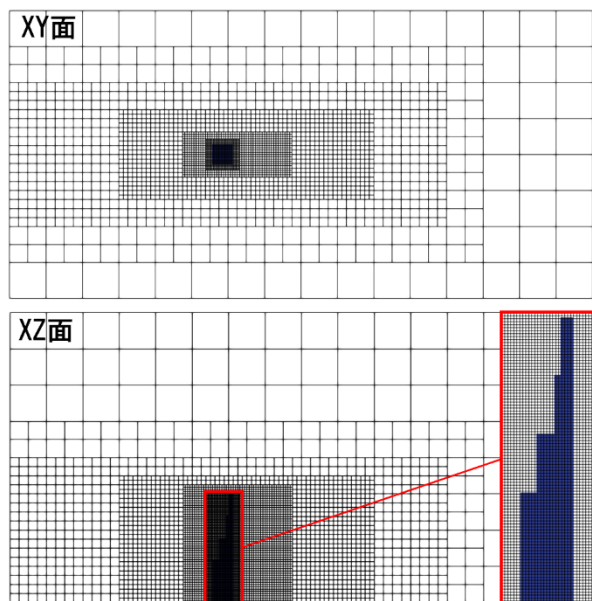


図-4 計算格子概要

表-1 計算格子概要

計算領域	1.024×4.096×1.024(m)
計算格子数	約6.5億格子
最小格子幅	0.125(mm)
格子解像度	B/280(底部)~B/68(頂部)
Uini, dt	10(m/s), 1.0d-5(s)
時間増分	Crank-Nicolson 法
空間離散化手法	2次中心差分(風上5%)
境界条件	- 側面・天井: Slip, - 床: No Slip - 流入: 流入変動風(Ⅲ) - 流出: CONV - モデル境界: IBM
圧力解法	- ソルバー: MGVS - 反復計算: 30回 - 収束判定誤差: 1.0d-5

4. 計算結果

4.1 各高さにおける二次元圧力分布

モデル周辺の各高さにおける圧力の二次元等値面図を図-5 に示す。図の左のように、異なる幅を持つ角柱部分の中心高さを下からLayer1~Layer4とし、右図はその部分での圧力等値面の分布を瞬間図として可視化したものである。各層において、角柱前面に流れが衝突し、両側面前縁で流れの剥離が生じ、後方にカルマン渦を生じている。しかし、このカルマン渦は上下で一貫した構造を持たず、各層で異なるスケール、周期を持った渦構造が後流に放出されていることが確認できる。これは、各層で角柱幅が異なるためである。一般的に、構造物の渦放出周期はモデル周辺の代表流速および代表長さ(角柱幅)で表されるストローハル数により決定され、角柱のような矩形断面においては、その大きさが概ね0.1程度となることが知られている。乱流境界層中では、流入風が鉛直方向で異なる風速を有する為、代表風速の定義の仕方にもよるが、各高さでの後流渦構造の放出周期を決定するストローハル数は、比較的角柱幅に依存する部分が大いと考えられる。そのため、角柱幅の大きい底部では周期の長い渦が放出され、角柱幅の小さい頂部では、周期の短い渦が放出されている。このため、上部で一貫した渦構造が形成されず、明確なカルマン渦となっていないと考えられる。また、乱流によって各層後流のカルマン渦構造が変化していることも確認できる。特に、底部付近のLayer1では、角柱の背面近傍より後方で渦構造が消失している。これは流入変動風の影響で、地表面付近で生じる摩擦と乱流の影響を強く受けるため、風速が減速して周期の長い渦構造が放出され、後方では乱れによってカルマン渦構造が崩されるためであると考えられる。以上より、カルマン渦により励起される振動に対しては、各層で異なる周期の渦構造が放出されていることから、相互に風揺れによる変位を相殺することで、建物全体としては制振側に作用する可能性が高いと考えられる。

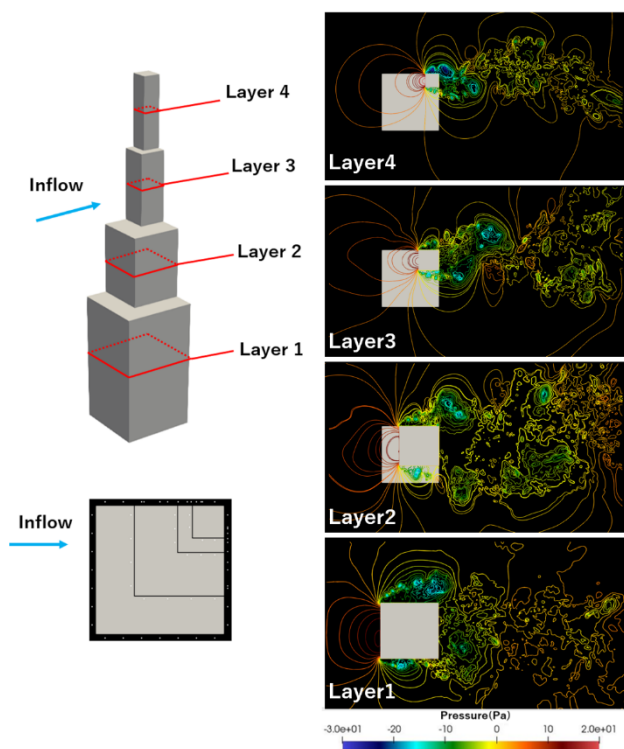


図-5 各層中心高さにおける圧力等値面の瞬間図

4.2 モデル全体での三次元圧力分布

本節では、モデル周辺における三次元渦構造の可視化結果について述べる。建物モデル周辺圧力の三次元等値面の可視化を図-6に示す。図-6左では、前節の圧力の二次元分布と同様に、モデル上部がセットバック形状を有することにより、前面で流れの剥離が生じるタイミングがずれることで、段差部を境にカルマン渦構造が分断されている。大局的な分布としては、Layer1～2間と、Layer3～4間での渦構造に分かれており、この2種類の渦構造に起因する変動圧力が建物モデル表面に作用し、影響を与えていると考えられる。しかし、右側の分布では、ある程度一貫した渦構造を有しているように見える。これは、モデル上部が偏心を有することにより、モデル側面に段差部を有する面(図-6左側、以下、Side1)と一様な側面(図-6右側、以下、Side2)ができるためであると考えられる。これにより、Side1では各層で独立した渦構造が確認され、Side2では比較的一貫した渦が生成されるものと考えられる。両側面では、主に各高さ前縁で剥離した流れがカルマン渦として放出される様子が確認されるが、段差部(特にSide1)においては、端部から後方に細長く引き伸ばされたような渦構造が確認される。モデル段差部に着目した三次元圧力等値面図に、流線を重ね描きした可視化図を図-7に示す。この渦構造は、建物前面に衝突した流れが各高さの段差部まで下降し、端部から流れ方向に回転軸を持った渦構造として放出されているものと考えられる。これは一見馬蹄渦(Horseshoe vortex)のように見えるが、角柱頂部から放出される縦渦(Tip vortex)、あるいはこれらが組み合わさった渦構造であ

ると考えられる。しかし、Tip Vortexについては、野津ら⁴⁾、Caoら⁵⁾の研究によると、比較的アスペクト比が大きな角柱の頂部において発生しやすく、逆にアスペクト比が低い角柱の頂部では確認されにくいことが報告されている。また、Tip Vortex発生の原理として、角柱上部前縁で剥離した流れがアーチ状に角柱背面に回り込んで負圧領域を発生させ、この部分に角柱頂部の両端から剥離した流れが引き込まれることが原因として挙げられている。しかし、本モデルは各層毎に見ると比較的アスペクト比が小さく、角柱の上にさらに角柱が積層する構造であるため、各高さ段差上部で剥離した渦が後方で回り込むことができず、角柱頂部両端で剥離した流れが、この部分に引き込まれることは考えにくい。Horseshoe Vortex由来の渦構造である可能性が高いのではないかと考えられる。いずれにせよ、この渦構造の存在により、Side1では上下のカルマン型の渦構造が壊され、両側面で異なる渦構造が発生していることが考えられる。また、この渦構造がモデル後流に回り込んでカルマン渦成分と互いに干渉しようと、建物の挙動を決定づける後流渦の放出周期を変化させることになり、建物に作用する圧力変動特性も、それに従い変化する可能性がある。

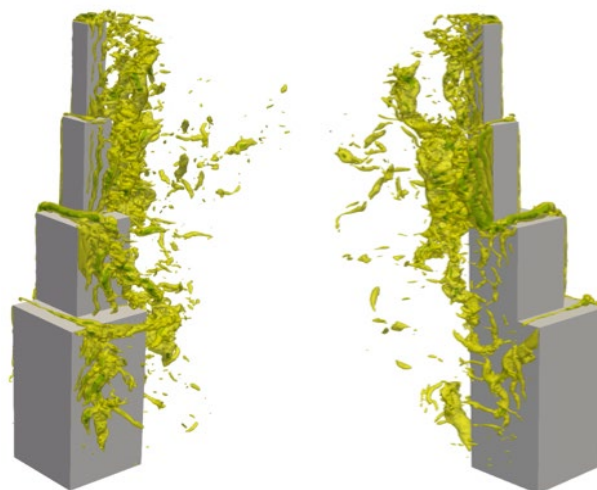


図-6 三次元圧力等値面の瞬間図

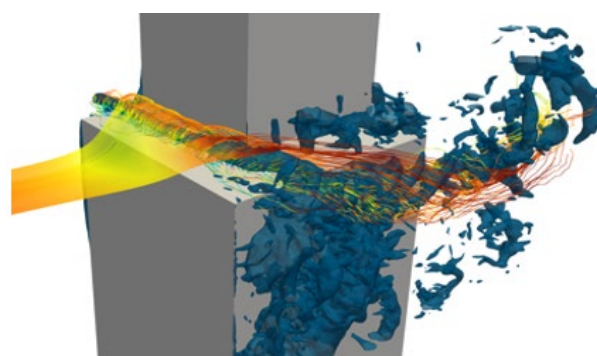


図-7 段差部における三次元圧力等値面および流線
(1層目と2層目の中間部に着目した分布)

4.3 モデル段差部で発生する縦渦に関する分析

セットバック段差部で発生する流れ方向に回転軸を持った渦構造による影響を確認するため、各層中心高さを基準とした、圧力の空間相関分布図を作成した。図-8に、各層中心高さにおける、圧力相関の鉛直分布図を示す。これは、図の左に示すような、各層中心高さに設置した測定点より取得した圧力の時刻歴データを元に、両側面における圧力の鉛直相関分布を比較したものである。橙色の線がSide1(側面にセットバック形状を有する面)、青色の線がSide2(側面にセットバックがなく、フラットな面)の分布をそれぞれ表している。各層段差付近において、Side1での鉛直相関が、Side2と比較して明らかに下がっていることが確認できる。これは、段差部より放出される流れ方向に回転軸を持った渦構造の存在により、高さ方向に回転軸を持ったカルマン渦構造を崩し、分断させるためであると考えられる。特に、Layer2 中心高さを基準とした分布では、基準点の上下部に位置する段差部で、相関が下がる範囲が広がっているが、Layer2 は上下部に比較的大きなセットバック形状を有しており、この部分の Side1 前縁部から放出される縦渦によって、カルマン渦構造が崩される効果を強く受けていることが考えられる。これは、4.2 節で述べたように、本モデル形状に基づく Side1 付近の渦構造が、大局的には layer1~2 における低層部と、Layer3~4 の 2 種類の渦構造に分けられることによるものと思われる。Layer2 は、この 2 種類の渦構造のちょうど中間地点に位置しており、上下の渦構造による圧力変動の影響を強く受けることが考えられる。一方で、Layer3 の相関分布では、セットバックの小さい上部でのみ相関が下がっており、セットバックが大きい下面での相関の変化が見られない。これは、モデルが偏心を有するため、上部構造であるほど、モデル下半分で生成される渦構造と、角柱側面の距離が大きくなることが原因であると考えられる。セットバックと偏心により、Layer3 側面下部に与える負圧の影響が小さくなり、上部のみ相関が下がる結果となっているものと考えられる。また、流れ方向に回転軸を持った渦構造は、各高さ前縁で剥離したカルマン渦と比較して、その負圧成分が小さいことが挙げられる。実際、各高さ前縁で剥離することによって生じるカルマン渦成分の方が、同じ高さの段差部より放出される、流れ方向に軸を持った渦構造よりも大きな渦構造であるため、角柱の背面では、その渦構造が確認されない。これは、流れ方向軸の渦構造が、同じ高さにおいてより強い負圧を有するカルマン渦構造に取り込まれ、後方では両者が混合された形で存在している可能性があることを示している。この際、各高さの角柱幅に基づくカルマン渦成分の放出周期(ストローハル数)が変化する可能性があり、これはモデルの各高さに作用する圧力の変動特性が変化する可能性があることを意味する。この点については、今後より詳細な分析を行い、明らかにする必要がある。また、各高さにおけるセットバック寸法も、流れ方向軸の渦構造

に影響を与えるものと考えられる。各高さでの三次元可視化図(図-6)より、各高さにおけるセットバック形状は、流れ方向軸の渦構造生成のトリガーとなっており、セットバックの奥行き寸法が大きくなるほど、その渦構造の持つ負圧成分は強くなると考えられる。上部ではセットバック寸法が小さいため、流れ方向軸の渦構造がより小さくなり、カルマン渦成分に取り込まれている可能性がある(図-8)の圧力相関の鉛直分布は、各中心高さの測定点を基準とした場合の分布であるため、流れ軸方向の渦構造の負圧成分が小さい場合であっても、Side1 と Side2 の比較においては、その分布に差が出る結果となっている)。Layer4 については、上に段差部が存在せず、Layer3 との境界に存在するセットバック形状の影響のみを受けるため、下方の相関のみ下がる結果となっている。

以上より、モデル上部がセットバック及び偏心を有することによって、同じ高さであっても両側面で放出される渦構造が異なる可能性があり、風圧分布が不均一となることで局所的負圧を生じ、建物が振れるように振動する可能性があることを示している。

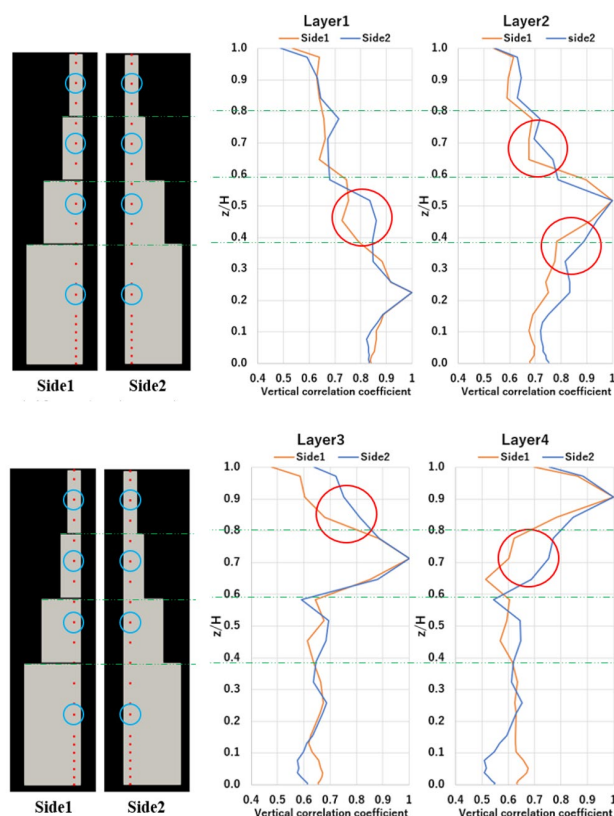


図-8 各層中心高さを基準とした圧力の鉛直相関

※図中青丸は、各 Layer における基準点を示す

5. 結論

本研究では、上部に偏心およびセットバックといった複雑形状を有する高層建築物モデルについて、乱流流境界層中での数値流体解析を実施し、高層建築物モデルの周辺流れ及び渦構造、偏心やセットバックといったモデル形状が、

その空力特性に与える影響について分析を行った。

各層中心高さでの圧力等値面の平面分布より、各高さで角柱後流に放出される渦構造の周期が異なり、上下で一貫したカルマン渦構造が生成されにくいことを確認した。この周期のずれは、構造物後流に形成される渦構造の周期と大きく関係する無次元量であるストローハル数が、矩形断面の場合には概ね 0.1 前後付近で一定値をとるため、後流渦の放出周期が、モデルの代表長さ(角柱幅)に依存する傾向にあることが原因であると考えられる。このことから、角柱幅の大きい底部ほど周期が長く、大きな渦構造が確認され、反対に角柱幅の小さい頂部では、周期が短く細かい渦が放出されていることを確認した。また、流入変動風の影響により、地表面付近では摩擦の影響を強く受けるため、底部付近では流れの減速が生じ、非常に長い周期の渦構造が発生すること、乱流の影響を強く受けることによって、後流のカルマン渦構造が崩れていることを確認した。これより、カルマン渦によって励起される風揺れに対しては、上下で圧力変動による変位のタイミングがずれるため、建物全体としては制振側に作用する可能性が高いと考えられる。

モデル周辺の三次元渦構造の可視化結果では、モデルが偏心を有することにより、側面にセットバックを有する側面(Side1)と、側面にセットバックがなくフラットな面(Side2)ができることで、同じ高さであっても剥離のタイミング及び位置、後流に放出される渦構造に違いがあることを確認した。側面にもセットバックを有する Side1 では、段差部を境に各高さで独立したカルマン渦が放出され、Side2 では比較的上下に一貫したカルマン渦構造が確認されることが分かった。また、Side1 の段差部では高さ方向に回転軸を持ったカルマン渦とは別に、流れ方向に回転軸を持った、細長く引き伸ばされたような渦構造が存在することを確認した。これは、馬蹄渦(Horseshoe vortex)か縦渦(Tip vortex)、あるいは両者が混合して存在している可能性が考えられ、この渦構造の存在が、Side1 におけるカルマン渦構造を各層ごとに分断している可能性があること、あるいは後流の渦構造と互いに干渉し合い、後流渦構造放出周期に基づく建物の変動圧力特性を変化させている可能性があることを示した。

各層中心高さを基準とした、圧力の鉛直相関分布図の確認では、段差部上下で Side1 の相関が明らかに下がっており、この部分発生している流れ方向に回転軸を持った渦構造により、カルマン渦の持つ上下の一貫性が崩れている

可能性があること、上部のセットバック形状が大きく、上下から放出される流れ軸方向渦構造の影響が強くと出ると考えられる Layer2 において、相関分布が下がる領域が高さ方向で特に広いことを確認した。

以上より、上部にセットバック形状を有することで、互いの周期に基づく変動圧力による振動を抑える作用が期待できるが、偏心を有することや、段差部で流れ方向に軸を持った渦構造が生成されることで、圧力分布が不均一となり、振れ振動が発生する可能性があることを示した。

6. 今後の予定

今後の実施予定項目としては、今回の計算と同様の 1/400 スケールでの風洞実験を実施し、本計算結果との比較による妥当性の検証、モデルの振れ振動発生の有無をより詳細に検討する為、モデル壁面に設置した測定点より取得した風圧力の時系列データを用いて、各測定点の負担面積を適切に設定し、各面について積分することで、建物全体あるいは各高さにおける風力およびモーメントの算出による検討を行う予定である。

謝辞：本研究は、HPCI システム利用研究課題(課題番号：hp210262)を通じて、理化学研究計算科学センター(R-CCS)が所有するスーパーコンピュータ「富岳」の計算資源提供を受け、実施したものである。

参考文献

- 1) Janson, N., Bale, R., Onishi, K & Tsubokura, M ,2019 CUBE : a scalable framework for large-scale industrial simulations. Intl J. High Performance Computing. Appl. 33 (4), pp.678-698.
- 2) C. S. Peskin, The immersed boundary method, Acta Numerica 11 (2002) pp.479-517.
- 3) 日本建築学会：建築物荷重指針を活かす設計資料 2 建築物の風応答・風荷重評価/CFD 適用ガイド, 2017
- 4) 野津剛, 田村哲郎：高精度・保存的流体計算法の耐風問題への適用性について その 2_地面上の 3 次元角柱回りの渦構造と空力特性, 日本建築学会構造系論文集, 第 503 号, pp.37-43.
- 5) Yong Cao, Tetsuro Tamura, Dai Zhou, Yan Bao, and Zhaolong Han : Topological description of near-wall flows around a surface-mounted square cylinder at high Reynolds numbers J. Fluid Mech (2022), vol.933, A39

効率的に開発案件を絞り込む 風力発電適地抽出プログラムの開発

丸 山 勇 祐^{*1} 長 尾 悠 生^{*1}
 齊 藤 駿 介^{*2} 董 一 卓^{*2}
 中 川 尚 大^{*1}

要 旨

環境省は、「再エネ導入」を支援する目的で再生可能エネルギー情報提供システム（以後、REPOSと表記する）、環境アセスメントにおいて地域特性を把握するために必要となる自然環境や社会環境の情報を地理情報システム（GIS）で表示する環境アセスメントデータベース（以後、EADASと表記する）を公開している。また、各電力会社から送電線の空き容量が公開されている。これらを活用することで、風力発電開発の適地を机上で容易に検討できるようになってきた。しかし、データベースが分かれているため適地選定条件を重ね合わせて表示することが困難であり、地点ごとにそれぞれの条件を調べているのが現状である。風力発電適地を絞り込むにあたり、REPOS、EADAS、送電線の空き容量の情報をGISで重ねて表示し、地図上の分布から適地の絞り込みができるようになれば、机上検討段階での手間が大幅に削減できるようになる。

本報では、各団体が公開している情報を自動的に取得し、QGISで適地選定条件に応じて表示できるシステムを開発した内容について説明する。併せて、開発したプログラムの使用方法について紹介する。

キーワード 風力発電／REPOS／EADAS／送電線空き容量／適地抽出プログラム／QGIS

目 次

- | | |
|------------|--------------|
| 1. はじめに | 4. 開発プログラム概要 |
| 2. 開発目的 | 5. プログラム使用方法 |
| 3. 使用するデータ | 6. おわりに |

DEVELOPMENT OF A PROGRAM TO EFFICIENTLY NARROW DOWN SUITABLE SITES FOR WIND POWER PROJECTS

Yusuke MARUYAMA
Shunsuke SAITOU
Naohiro NAKAGAWA

Yuki NAGAO
Ichitaku DOU

Synopsis:

The Ministry of the Environment has released the Renewable Energy Information Provision System (REPOS) and the Environmental Assessment Database (EADAS), while each electric power company publishes available transmission line capacity. In narrowing down suitable locations for wind power generation, information from REPOS, EADAS, and transmission line availability is overlaid using GIS, enabling the selection of optimal sites based on their distribution on a map. This report covers the development of such a system. Additionally, it introduces how to use the developed program.

* 1 本店 ICI 総合センター ICI テクノロジーセンター 再生可能エネルギー・風環境グループ
 * 2 本店 経営革新本部 事業戦略担当

1. はじめに

2050 年カーボンニュートラル達成に向け、再生可能エネルギー導入は必須であり、その中でも風力発電はエネルギー変換効率の高さから有効な発電方法であると考えられている。大規模に発電が可能である洋上風力発電の促進を進めるため、再エネ海域利用法に基づく促進区域の公募が行われている。しかし、建設費高騰から第 1 ラウンドで入札された 3 海域からの事業撤退¹⁾が報道され、また運転開始後のメンテナンス費も高くなるが見込まれ、洋上風力の採算性に関しては不透明なのが現状である。このような観点から、今後も陸上風力の開発は、風力エネルギー導入の促進に向けて重要である。

再生可能エネルギーの買取価格制度が 2022 年 4 月に FIT（固定価格買取制度）から FIP（フィードインプレミアム制度）に移行されたことから、より高効率の発電が可能な地点に対して高精度の発電予測をベースに発電事業を行うことが要求されるようになってきた。また、陸上風力の適地は 2000 年ごろから開発が進められてきたことから限られてきている。風力発電の実施にあたっては、現地において風況観測を 1 年以上実施し採算性を判断して実行するものであるが、風況観測にも費用及び期間がかかるため事業予定候補地を効率的に絞り込むことは事業の成立においても重要なことである。

再生可能エネルギー導入促進と自然環境の保全を目的として環境省などの公的機関から REPOS¹⁾・EADAS²⁾といったデータベースが公開されている。開発拠点を事前に机上検討する際には、これらのデータベースが活用されている。この事前検討作業を効率的に行うためこれらのデータベースを GIS で重ねて表示し、指定した抽出条件に適した領域を効率的に調査できるシステムを開発した。本報では、このシステムの概要と使用方法を説明する。このシステムを活用することによって、効率的に風力発電適地を抽出できるようになり、風力発電の導入が促進され、カーボンニュートラル達成に資することを期待する。

2. 開発目的

2.1 現状の課題

風力発電設置候補地の選定にあたっては、現状大きく分類すると以下のような手順で行っている。

- ①風況のよさそうな場所（風況マップ：REPOS）を調査
- ②候補地の環境（森林、動植物、住宅離隔等：EADAS）を調査
- ③送電線系統の空き容量（電力会社データ）を調査

上記の項目をクリアした地点では、風力発電の導入の可能性が高いと判断できるので、土地の所有者情報、風況観測といった実施に向けた詳細検討に入っていく。

上記作業において、①は風況マップ（REPOS）からおおその場所の選定を簡易に行えるが、②の環境情報

（EADAS）については、調査項目が多数（50～100 項目）あり、WEB 上ですべての項目を表示させると煩雑になり識別しにくくなる。個々の地点においてそれぞれの項目について可否を調査しなければならず、1 つの項目でも不可となれば、別地点について調査しなおさなければならない。③の各電力会社から公開されている送電線の空き容量において、上記で調べた開発候補地の近くの送電線に空きがないとなれば、①に戻り別地点の調査をし直さなければならない。環境省や各電力会社からの情報を WEB 上で参照して開発拠点抽出作業を進めるには膨大な手間がかかるものと考えられる。

2.2 開発目的

環境省や各電力会社が公開しているデータを自動的に収集しデータベースを構築することで、調査したい項目を選択するだけで、候補領域の開発可否を MAP（GIS）で表示するシステムを構築すれば、開発拠点抽出作業を大幅に効率化することが可能となると考えられる。新規開発の適地抽出を効率的に行うために、複数のソースから取得できるデータベースを一か所に統合し、条件指定によって適地を抽出・可視化するシステムを構築することを開発目的とする。図-1 に開発の概要を示す。



図-1 開発データベースの構成

3. 使用するデータ

構築するシステム用のデータベースを構成する公開データについて簡単に紹介する。

3.1 REPOS²⁾

REPOS とは環境省が公開している再生可能エネルギー情報提供システム ([REPOS \(リーポス\)](#)) であり、日本の再生可能エネルギーの導入促進を支援することを目的として 2020 年に開設されたポータルサイトである。再エネ導入ポテンシャルとして、太陽光・風力・中小水力・地熱・地中熱・太陽熱の賦存量および導入ポテンシャルが地図上で表示 (図-2 に表示例) されるようになっている。今回のシステムでは、この中の風力賦存量・ポテンシャル (風況マップ) を活用しているが、他のデータを活用すればその他の再生可能エネルギーに対しても同様のシステムが構築できる。

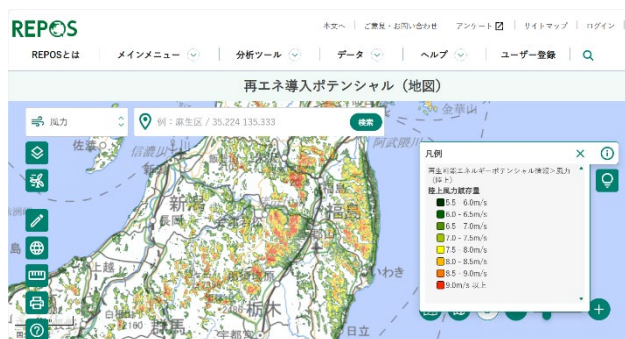


図-2 REPOS 表示画面例 (陸上風力賦存量)

3.2 EADAS³⁾

EADAS (Environmental impact Assessment DAtabase System) とは環境省が公開している環境アセスメントデータベース ([環境アセスメントデータベース](#)) である。このシステムでは、環境アセスメントにおいて地域特性を把握するために必要となる自然環境や社会環境の情報を、地図上で閲覧できる地理情報システム (GIS: 図-3 に表示例) で提供しており、事業計画の早期の段階で情報をチェックすることが可能となる。また、環境アセスメントに関わるさまざまな関係者に情報が共有されることにより、環境アセスメントが円滑に行われる効果が期待されている。

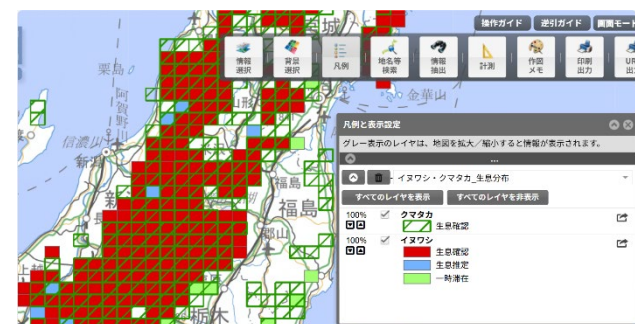


図-3 EADAS 表示画面例 (イヌワシ・クマタカ_生息分布)

3.3 送電線の空き容量⁴⁾・送電線マップ⁵⁾

送電線の状況については、各電力会社が管轄する一般配電事業者が公開している。電力広域的運営推進機関の HP ([一般送配電事業者の出力制御見通しマッピング情報リンク集](#) | [系統アクセス・系統利用ルール](#) | [電力広域的運営推進機関ホームページ](#)) において日本全国の一覧が見られるようになっている。各社の送電線ごとの空き情報が pdf または csv 形式で公開されるとともに、マッピングされたものが見られるようになっている。上記データを地図上の送電線に表示させるため、日本全国の送電線マップ (自然エネルギー財団公開: [OSW Project Areas & Transmission Lines \(beta version\)](#)) を活用した。このマップ (図-4 に表示例) では 66kV 以上の送電線の情報が記載されており、発電事業で活用する送電線はカバーできている。

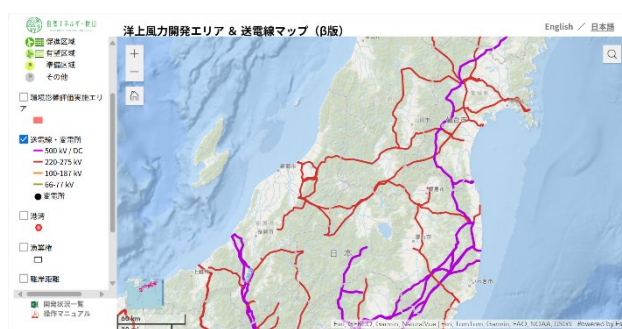


図-4 送電線マップ表示画面例 (220kV 以上)

4. 開発プログラム概要

前章に示した各種公開データを自動的に取得し、社内のサーバーにデータベースを構築している。このデータを統一して QGIS で地図に表示し開発拠点抽出プログラムを実行する。2 章の候補地選定手順①～③を条件として設定し、条件を満たす領域分布を GIS 上に表示することによって、検討者が地形状況・交通状況から適切な地点を選び出せるようにする。以下に選定手順①～③に対応した条件設定について説明する。

「①風況のよさそうな場所を調査」するためには、REPOS の風況情報を利用するが、条件設定では年平均風速を閾値として、年平均風速 0m/s 以上で検索条件を設定する。

「②候補地の環境を調査」については、EADAS のデータから除外条件として設定していく。環境アセスメントにおいて対象となる動物や植物が存在する領域は開発対象から除外するという設定を行う。同じく住環境への影響を抑えるため、民家など家屋からの離隔距離も除外条件として設定できるようにしている。

「③送電線系統の空き容量を調査」に対しては、開発規模を条件として送電線の空き容量があるかを判定するとともに、送電線からの距離もパラメーターとして設定できるようにしている。

上記すべての項目をクリアする領域をマップ上に表示する。図-5 に条件設定（インプット）と結果表示（アウトプット）のイメージを示す。

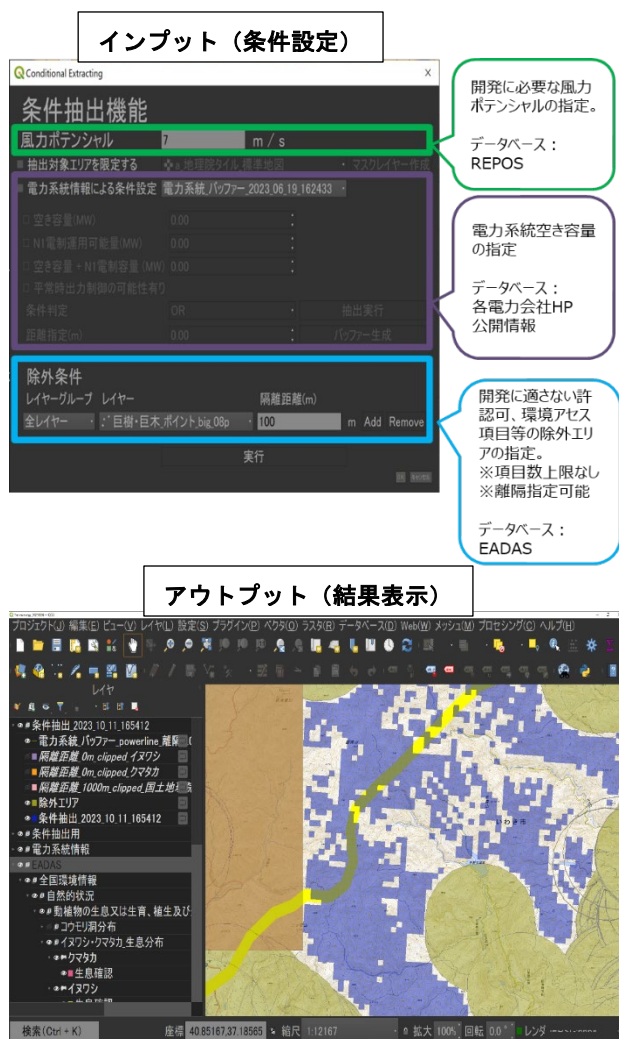


図-5 システム概要イメージ

5. プログラム使用方法

開発したプログラムの使用方法について簡単に説明する。

プログラムの使用にあたっては、QGIS(3.22.9)を事前インストールする。QGIS のバージョンはやや古いが開発当時使われていたもので動作するようになっている。インストール後、QGIS 設定ファイル作成するため、QGIS を起動して閉じる。この開発拠点抽出プログラムインストール用に配布するバッチファイルを「管理者として実行する」ことによって QGIS の設定が完了する。QGIS を起動してデフォルトの（2 回目以降は過去に保存した）プロジェクトファイルを読み込むことにより、データサーバーからデータを取得する。「プラグインの管理とインストール...」のタブに「Conditional Extracting」および「WindroseViewer」が表示されれば、QGIS 上でプログラムが起動していることが確認できる。

ここからは、実際の操作方法について説明する。図-6 に示すように QGIS が立ち上がった状態で地図が表示されるが、拡大縮小・位置合わせで地図の画角を検討対象領域とする。メニューリストの中の「プラグインの管理とインストール...」のタブを押し下げ「Conditional Extracting」を選択すると、「条件抽出機能の入力画面」が表示される。

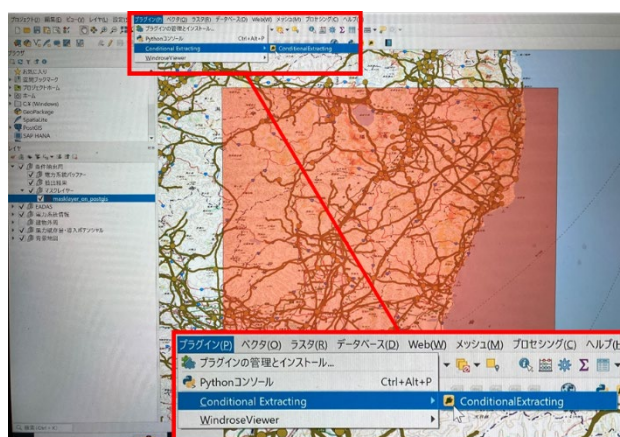


図-6 条件抽出機能画面の表示

図-7 に「条件抽出機能」のデータ入力方法について説明する。入力画面を開く前に設定した画角を、名前を付けてマスキレイヤーと設定（図-7 の赤枠）する。マスキレイヤーを選択することで画面表示されるデータがその範囲に限定される。マスキレイヤーを設定しないとすべてのデータが表示される設定となっており、表示に時間がかかることとなるので、マスキレイヤーを用いての利用が便利である。

風力ポテンシャルの入力項目（図-7 の緑枠）は、REPOS の風況マップに対する閾値となっており、ここで設定した値以上のエリアが候補地として選択される。

送電線の空き容量（図-7 の紫枠）については、開発しようとする発電所の規模に応じて設定するものである。N-1 電制とは、送変電設備で故障が発生した場合に、緊急時に空けておいた容量の一部に加えて、リレーシステムで各発電所から送電線への接続を瞬時に制限すること

で、運用容量を拡大する手法であり、緊急時には売電が制限されることを許容して設置する空き容量である。再生可能エネルギーの普及を目的として、非常用に用意している送電線を常時活用し、非常時には制限するというものである。通常の空き容量では送電線量が確保できない場合には有効に活用できる制度である。一番下の「距離指定」は送電線からの距離を表しており、送電線までつなげるための電線工事費等から設定する。なお電力系統の情報はマスキレイヤーにかかわらず、全領域で表示される設定となっている。

除外条件の設定（図-7の水色枠）は、EADASの情報をもとに開発に適さない許可および環境アセス項目（動植物の保護、住環境への影響）の除外エリアを指定する。場外項目はEADASに掲載されている項目であれば何個でも追加可能である。また、動植物の対象領域からの離隔距離も設定できるようになっているが、EADASで領域で設定している項目については離隔距離を0mで設定してもその領域が除外されるようになる。

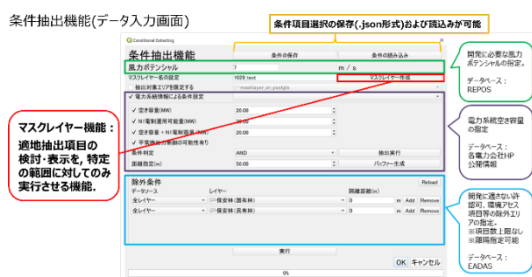


図-7 条件抽出機能の設定

上記の条件設定を実施することで、風力発電開発候補地の絞り込みが可能となる。入力手順をまとめると以下となる。

- ①：風力ポテンシャルの閾値（m/s）を設定
- ②：送電線の空き容量および離隔距離を設定
- ③：EADASの項目の除外条件の設定

GIS画面での適地抽出作業の例を以降に示す。ここでは保安林（国有林・民有林）のある部分を開発対象から除外すると設定した例を示す。

設定した項目を選択（チェック）するとその分布（保安林）がレイヤー表示される。

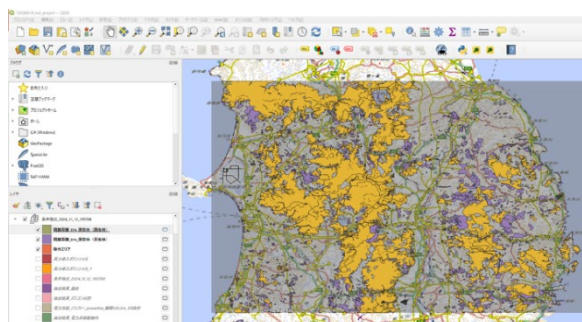


図-8 条件設定した項目の表示

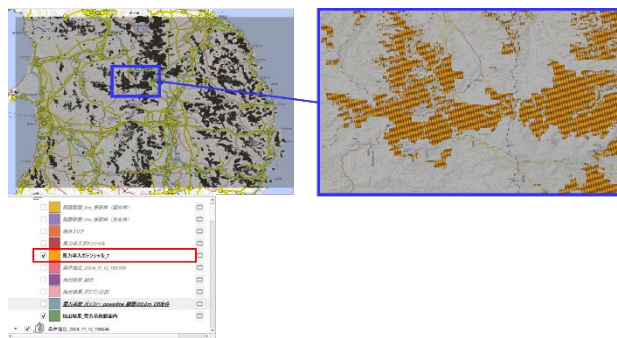


図-9 条件を統合した除外エリアの表示

除外エリアを選択（チェック）すると図-9のように図-8に表示された領域を統合して除外エリアが設定される。

風力ポテンシャルを選択（チェック）すると、図-10のように設定した閾値を超える領域が表示される。この分布から検討地域で風の強い領域を知ることができる。

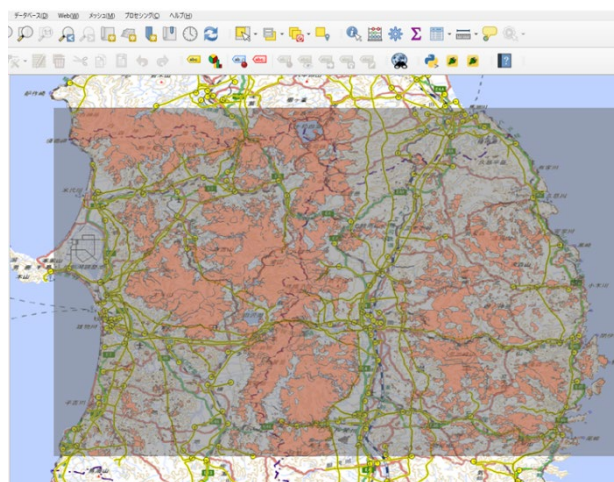


図-10 風力ポテンシャル閾値を超えるエリアの表示

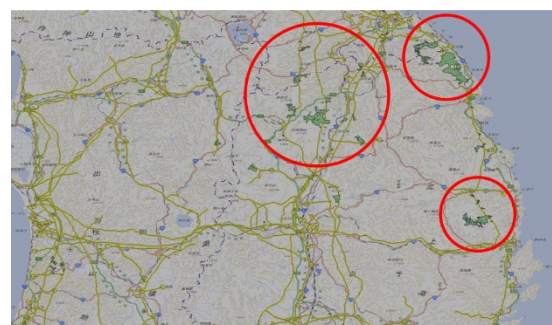


図-11 設定条件を満たす風力適地抽出結果

抽出結果を選択（チェック）すると、設定条件を満たす領域が図-11のように地図上に表示（図中赤丸で囲った部分）される。これは条件設定した「風力ポテンシャル

が 7m/s 以上」であり、選択した「除外条件項目(国有林・民有林)の範囲外」にあり、かつ「設定した離隔距離以内」に、「設定した容量以上の空き容量のある送電線」が通っている領域を融合した結果であり、このプログラムを使っている人が再エネ事業新規開発可能な地点と想定する領域が表示されている。

このように、開発者が想定している条件を融合して地図上に開発可能エリアまとめて表示されることにより、開発候補地の絞り込みを効率的に行えるようになる。

6. おわりに

環境省が公開している REPOS や EADAS といったデータベースおよび電力会社から公開されている送電線の空き容量の公開情報を自動的に収集し、設定した条件に適した領域を QGIS 上で一元的に表示するシステムを構築した。このシステムを活用することにより風力発電開発候補地を効率的に抽出できるようになり、風力発電導入検討を促進できるようになったと考えられる。

今回は風力発電に特化したプログラムを開発したが、REPOS には他の再生可能エネルギーのポテンシャルもデータベース化されており、このシステムをベースとすると他の再生可能エネルギー候補地の抽出も容易に構成できる。今後は他の再生エネルギーに対してのプログラム開発を進めていきたいと考えている。また、公開データも、風況については NEDO 局所風況マップ等があり今回使用したデータベース以外のものを取り入れれば、より精度の高いシステムとなっていくものと考えられる。

今後は風力発電工事実績をデータベース化していけば、港や幹線道路からの離隔距離および地形の形状等から、おおよその工事費用を見積もることも可能と思われる。今後このようなシステムが構築できれば、開発候補地の選定において事業収支まで想定した絞り込みが可能になると考えられる。今後もこのシステムを改良していくことには意義があるものと考えられる。

参考文献

- 1) 経済産業省 総合エネルギー調査会 省エネルギー・新エネルギー分科会／電力・ガス事業分科会 再生可能エネルギー大量導入・次世代電力ネットワーク小委員会（第 75 回），参考資料 1 洋上風力発電について，2025.9
https://www.meti.go.jp/shingikai/enecho/denryoku_gas/sai_sei_kano/pdf/075_s01_00.pdf，2025.10
- 2) 環境省・再生可能エネルギー情報提供システム（REPOS）<https://repos.env.go.jp/web/>
- 3) 環境省・環境アセスメントデータベース（EADAS），<https://eadas.env.go.jp/ciadb/cbidbs/>，2025.10
- 4) 電力広域的運営推進機関・一般送配電事業者の出力制御見通しマッピング情報リンク集
<https://www.occto.or.jp/access/link/mapping.html>，2025.10
- 5) 自然エネルギー財団・洋上風力開発エリア & 送電線マップ（β版）
[OSW Project Areas & Transmission Lines \(beta version\)](#)，2025.10

水道管路マネジメント最適化モデル開発

鳥 谷 一 郎^{*1} 久 保 大 輔^{*1}
後 藤 充 志^{*1}

要 旨

本開発では、水道管路の老朽化による漏水や道路陥没等の課題に対し、AIや先進技術を活用した水道管路マネジメント最適化モデルの開発と実フィールドでの実証を行った。

国内中規模水道事業のF市をフィールドとして共同研究を実施し、同市喫緊の課題である有収率低迷等の課題解決に向けて、機械学習AIや環境データを活用した漏水発生リスク評価（LOF）や水理解析に基づく影響度評価（COF）を行い、最適な保全・更新計画案を策定した。

また、配水制御適正化や非開削劣化診断技術ePulse等の管路マネジメントに有用な施策、技術実証を行うとともに、水道管路マネジメント最適化モデルの導入、実践の有効性について検証を行った。

今後は、本開発での成果を生かし、国内水道事業の保全管理で得られるデータの効果的な集積管理や有効活用により、予防保全管理へ転換し、水道管路マネジメントをリスクとコストを最小化させながら最適化するモデルの確立、実践に引き続き取り組んでいく。

キーワード 水道管路／予防保全／リスク評価／アセットマネジメント／状態監視／計画最適化

目 次

- | | |
|---------------------|-----------------------|
| 1. 開発の背景 | 6. 水道埋設管リスク評価手法の検証 |
| 2. 水道管路マネジメントツールの活用 | 7. 最適更新計画案の策定 |
| 3. 埋設水道管路の状態監視技術の実証 | 8. 非開削劣化診断ePulse実証 |
| 4. 開発フィールドの選定 | 9. 開発フィールドでの実証を踏まえた評価 |
| 5. 最適制御を見据えた再構築計画検討 | |

DEVELOPMENT OF AN OPTIMIZATION MODEL FOR WATER PIPELINE MANAGEMENT

Ichro TORITANI
Atsuishi GOTO

Daisuke KUBO

Synopsis:

In this development, through collaborative research using F City Waterworks' water pipelines as the field, we conducted likelihood of failure utilizing AI and environmental data, as well as consequence of failure based on water flow analysis. This addressed the city's pressing issues, such as low rate of revenue water, and formulated an optimal maintenance and renewal plan. Additionally, we demonstrated the effectiveness of optimizing water distribution control and validated the “ePulse” technology, a non-excavation deterioration diagnosis method, while also proving the practical efficacy of the water pipeline management optimization model.

Moving forward, we will leverage the outcomes of this development to transition toward preventive maintenance management through the effective aggregation, management, and utilization of data obtained from domestic water supply system maintenance. We will continue our efforts to establish and implement a model that optimizes water pipeline management while minimizing both risk and cost.

* 1 本店 経営革新本部

1. 開発の背景

1.1 水道管路マネジメントにおける課題

近年日本各地では、急増する老朽水道管路の劣化による漏水や埋設管路起因の道路陥没等が頻発しており、埋設管路の保全管理や更新を含む適切なマネジメントは喫緊の社会課題となっている¹⁾。

水道施設を所有管理する水道事業者には、水道管路の保全管理や改築更新を適切に、また限られた財源で効果的に実施していくことが求められている。

一方で、水道管路は大半が埋設され、圧送満管での送・配水が基本となっているため、目視での点検調査が困難な埋設水道管路の劣化状況やリスクの適切な把握ができていない実情がある。このため、国内の大半の水道事業では、経過年数や布設替えが容易な箇所から老朽管路から更新が行われており、漏水等のリスク低減や効果的な更新投資を実現するためのマネジメントの確立やマネジメントの有効性を実証するような模範的、先進的な予防保全管理の取り組みが求められている。

1.2 水道管路最適マネジメントモデルの実証

本開発では、水道の事業運営を通して集積するデータを有効活用し、先進技術に基づく状態監視や AI を活用したリスク評価等により、埋設管路の漏水リスク等を把握し、漏水調査等の保全管理や老朽管路の更新を最適に計画・実施する最適マネジメントモデルの構築を行った。

具体的には、水道管路のアセットマネジメントで求められる要素を抽出し、全体像を整理、想定した上で、国内水道事業の実フィールドで、図-1 に示す、データを活用した予防保全や限られた予算でリスクを最小化する水道管路最適マネジメントモデルの構築にむけた実証を行った。



図-1 水道管路最適マネジメントモデル

2. 水道管路マネジメントツールの活用

本開発では、Optimizer と Assetadvanced を活用した。

これらのツールは、水道管網の水理解析等を中心に欧米等でコンサルティングサービスを展開していた Optimatics 社（米国）が開発した同社の主力ソフトウェアであり、共に「遺伝的アルゴリズムによる AI 計算」を活用している点に特徴がある。

同アルゴリズムは、進化論的発想を模倣した AI による計算により最適解を探索する手法である。「良い特徴を持った解」のみを残して「交配」「進化」させ、世代を重ねることで、より優れた解を導く仕組みとなっている。また、同アルゴリズムで検討された組み合わせは全て内容を確認できるため AI の判断過程が明瞭でブラックボックスが生じない利点がある。

なお、Assetadvanced での漏水リスク（Likelihood Of Failure, 以下「LOF」という）評価ツールでは機械学習 AI を使用している。

2.1 水理管網最適化ツール

Optimizer は、遺伝的アルゴリズムを用いた AI 計算により水道管網の水理解析を行い、配管のダウンサイジングや新設・休廃止等を含む再構築の最適計画を検討、策定するソフトウェアである。

従来は経験豊富な技術者がその知見や予算制約等の前提条件を基に数案の有望な候補を抽出し、管網解析ソフト等を使用してマニュアルで解析を行い、結果を比較検討して採用案を決定する計画策定手法が一般的であった。

Optimizer では図-2 に示すとおり、人力では検討しきれない全てのケースを検討し、最適な水理管網再構築の計画候補案を最適曲線（図-2 の薄緑の点を結んだ曲線）として導き出すことができる。

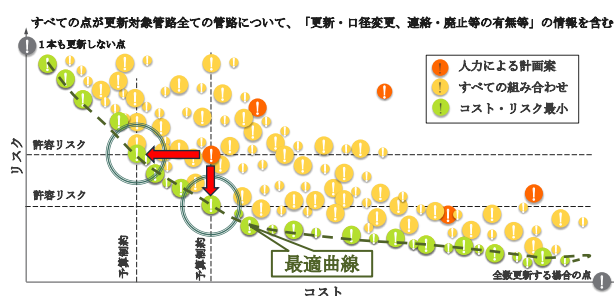


図-2 Optimizer による最適案抽出イメージ

具体的には、運用対象となる送配水施設・設備や管路等の水道施設の全ての運用の組み合わせを、「更新や運用コスト」「水圧、流速等の水理面での機能や効率性」「消費電力量」「水質影響」といった制約条件や複数の評価指標をもとに、遺伝的アルゴリズムを用いた AI 計算により検討し、最適な管網再構築計画案を明示できる。

なお、Optimizer は、米国ネバダ州ラスベガス市や英国のスコティッシュウォーター、サウスウェストウォーター等で「漏水削減」や「省エネ」を目的として導入されている。地震多発地域である米国ワシントン州ベルビュー市では、「費用対効果を最大化する耐震化計画の最適化」のために導入されている。

本開発では、Optimizer を水理管網最適化ツールとして、対象とする送・配水管路の再構築や配水制御適正化方策の検討に使用した。

2.2 漏水リスク評価

水道管の劣化予測については、複数の国内企業が機械学習 AI やオープンデータ等により評価するサービスを展開しており、中規模以上の先進的な水道事業の管路更新計画策定等で活用が進んでいる。

本開発では欧米での豊富な導入事例や実績を有する Assetadvanced による LOF 評価と Optimizer による漏水時の水理的な影響度（Consequence of Failure, 以下「COF」）という）評価を組み合わせる漏水リスク評価を行う方針とした。

(1) 漏水発生リスク評価ツール

漏水発生リスク評価で採用した Assetadvanced の LOF 評価では、図-3 に示す通り、対象管路の管材、口径、布設年度等の属性データに加え、漏水履歴や劣化に影響のある土壌や地震履歴、気温や水圧、道路区分等の環境データを使用し、AI 機械学習により配管の漏水発生予測を行う。具体的には、評価管路毎に AI 機械学習アルゴリズムにより 3 年以内程度の短期の漏水発生回数を予測する。

なお、Assetadvanced での LOF は、対象事業における過去の漏水履歴や水理管網解析で得られる水圧等の評価指標を重点項目として評価する点に特長がある。

国内企業がサービス提供する LOF 評価では、国内の複数の水道事業の漏水データや、オープンデータ、腐食土壌データ等を組み合わせた独自モデルの解析により、評価対象事業体で漏水履歴や管網解析の結果を保有していても一定の精度で漏水リスクを評価できる特徴がある。

一方、Assetadvanced での LOF 評価では対象水道事業独自の特徴を捉えた高精度な評価が期待できる。



図-3 Assetadvanced による漏水発生リスク評価イメージ

(2) 漏水影響評価ツール

本開発では、漏水発生時の水理学的な影響度を評価し、

Assetadvanced での LOF 評価と組み合わせる漏水リスク評価を行うため、Optimizer による COF 評価を行った。

COF 評価では、図-4 に示す通り、Optimizer の水理管網解析により、管路を1本ずつ自動で破損させ、管路破損時や破損対処時の配管閉止中の影響度評価を実施する。

水理管網解析に基づく配管破損時の影響を定量評価することで、最も脆弱で重要な断水箇所を特定することができ、より実態に即した影響度評価を行うことができる。なお、COF 評価では AI や機械学習は用いていない。

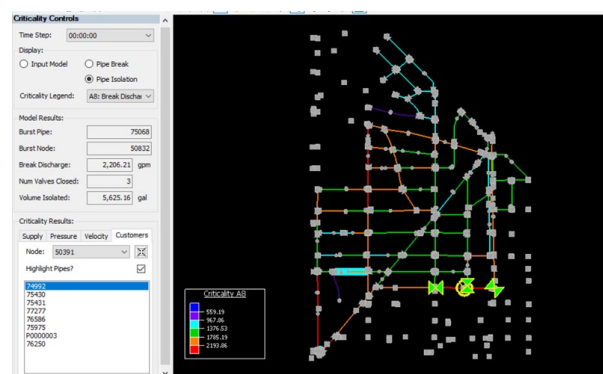


図-4 Optimizer による COF 評価イメージ

2.3 最適更新計画策定支援ツール

(1) 遺伝的アルゴリズムによる AI 計算による最適更新計画案の策定支援

Assetadvanced の Package & Prioritization は、管路更新計画で考慮すべきリスクやコスト等の制約条件を踏まえ、水理管網最適化を検討する Optimizer と同様に、遺伝的アルゴリズムを使用した AI 計算により、最適更新計画の策定を支援するツールである。

従来は経験豊富な技術者が、その知見に基づき抽出した複数案の計画候補しか比較できなかったが、同ツールでは、図-5 に示すとおり、想定される数億以上の全ての計画から、最適計画候補案を最適曲線として明示し、予め設定した許容リスクや予算等の制約条件を最も満たす、合理性、説得性の高い最適更新計画（案）を策定できる。

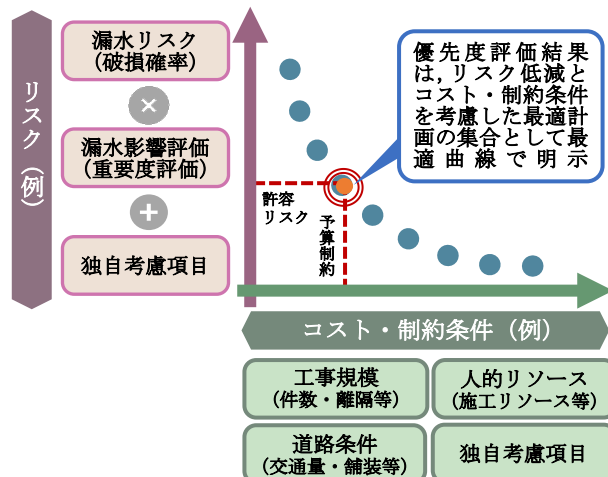
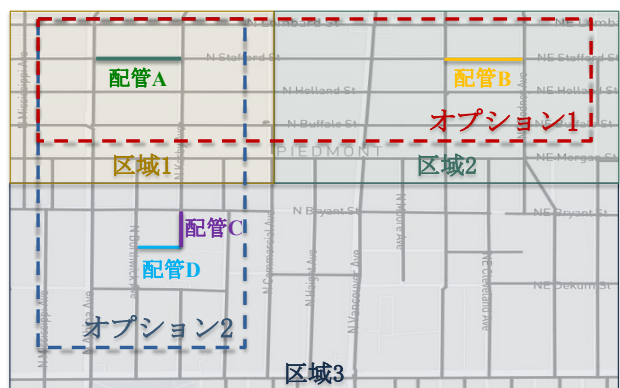


図-5 Package & Prioritization による最適計画検討

(2) パッケージ化の検討

Assetadvanced による LOF や Optimizer による COF の評価では、原則対象配管のセグメント単位で評価を行うが、最適更新計画を検討・抽出する Package & Prioritization では、施工面での制約条件として実際の更新工事発注規模等を考慮したパッケージ化の検討を行う。

パッケージ化検討の具体例を図-6 に示す。



	リスク	鉛製給水管
配管 A	100	10
配管 B	90	0
配管 C	80	7
配管 D	70	1

オプション1：リスクの高い順

プロジェクト1：配管 A、プロジェクト2：配管 B
 リスク低減の総量：190
 鉛製給水管の交換：10

オプション2：最適化版

プロジェクト1：配管 A、プロジェクト2：配管 C、D
 総リスク低減量：250
 鉛製給水管の交換：18

最適な更新順序はリスク順とは限らない

図-6 パッケージ化により得られるメリット（例）

パッケージ化の検討では、表-1 に示す通り、対象事業での実績や計画等と整合を図り、工事単位でのコンパクトさや工事内での工区分割度合、他工事との隔離、工事の大きさ（延長、金額）等を考慮することで、漏水リスクに加え、対象事業独自の条件等を反映した実効性ある最適更新計画を検討・抽出する。

表-1 パッケージ化精度向上のための設定方法（例）

	Case1	Case2
工事単位でのパッケージ化例		
工事単位のコンパクトさ (工事単位内の管はどの程度密にグループ化されているか)	最大の拡がり= 3 更新総延長= 3 コンパクトさスコア評価=3/3=1 (Δ)	最大の拡がり= 1 更新総延長= 3 コンパクトさスコア評価= 1/3 (○)
工事内の工区分割度 (工区はどう切り離され、分割されているか)	工区総数= 1 更新総延長= 3 工区分割度のスコア= 1/3 (○)	工区総数= 3 更新総延長= 3 工区分割度スコア評価=3/3 =1 (Δ)

3. 埋設水道管路の状態監視技術の実証

本開発では、埋設水道管の劣化状況を非開削で診断評価する状態監視保全技術「ePulse」（Mueller 社、カナダ）を海外から導入し、国内水道事業で実証した。

「ePulse」はセンサーを弁に設置し、音響圧力波を発生させ、計測・分析評価することで、弁室間の管路の平均管厚を計測できる技術である。

計測値と布設時の設計管厚を比較することで、埋設管の健全度や漏水リスクを非開削で把握することができる。

「ePulse」の概要を、表-2、図-7、図-8 に示す。

表-2 非開削劣化診断技術「ePulse」概要

項目	数値等
管種	铸铁管、ダクタイル铸铁管、鋼管、石綿コンクリート管、PC コンクリート管
適用管径	600mm 以下が望ましい
管厚：管径	1:50 以上
圧力	0.15 MPa 以上
その他	満管（配管内空気なし） 曲がり、バルブの影響なし



図-7 「ePulse」調査機器

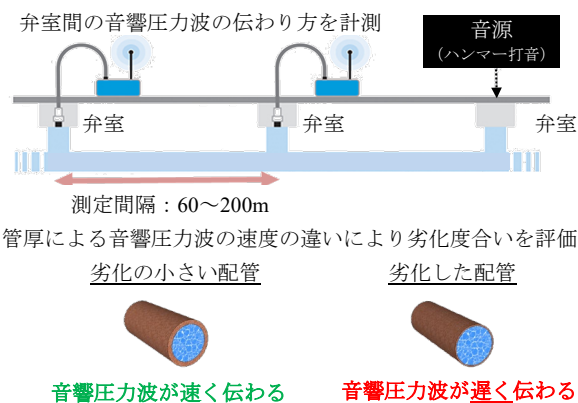


図-8 「ePulse」調査イメージ

「e-Pulse」は、北米やオーストラリア等の水道事業で精度検証（図-9 参照）され、導入されている技術である。

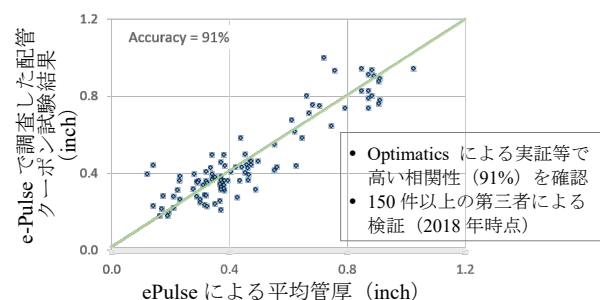


図-9 「ePulse」精度検証結果（海外）

4. 開発フィールドの選定

4.1 フィールド選定の経緯

水道管路最適マネジメントモデルの開発にあたり、国内の水道事業をフィールドとして、前述のツールや状態監視保全技術を試行導入し、導入で期待される効果やモデル実装にむけた課題等について技術実証を行った。

実証フィールドは、水道管路の保全管理や老朽管路の更新を含む管路マネジメントに課題を抱える中部地域の給水人口 20 万人以上の中規模水道事業である F 市を共同研究のフィールドとして選定した。

F 市ではこれまで、市が策定した経営プランに従い有収率向上を重点施策として様々な施策を講じてきたが、表-3 に示す通り、2023 年度末で 70%弱と低迷し、老朽管路更新や漏水等の点検調査等を含む管路マネジメントの見直しと最適化が喫緊の課題となっていた。

表-3 F 市の有収率の推移

年 度	2019	2020	2021	2022	2023
有収率	70.96%	71.10%	70.95%	70.15%	69.31%

有収率向上を含む F 市管路マネジメントの課題解決に向け、F 市とともに水道管路最適マネジメントモデルの実証と開発にむけた共同研究を行うこととなった。

対象水道事業の概要を表-4、表-5 に示す。

表-4 対象水道事業概要（2023 年度末）

行政区域内人口	247,121 人
行政区域内面積	244.95 km
給水人口	230,997 人
普及率	93.5 %
年間総配水量	37,780,039 m ³
年間有収水量	26,183,655 m ³
1 人 1 日平均配水量	447 L
有収率	69.3 %

表-5 対象水道事業の施設概要（2023 年度末）

水 源	合計 84 か所（地下水 82、湧水 2） ※ 浄水場無（塩素滅菌のみ）			
取水能力	151,106 m ³ /日			
管路延長	耐震管	铸铁管等	塩ビ管等	計
	328,022m	877,688m	167,702m	1,373,412m

共同研究の概要を図-10、表-6 に示す。

表-6 共同研究の概要

研究名称	F 市水道事業における有収率向上及び管路維持管理効率化にむけた共同研究
研究期間	2023 年～2024 年度（約 2 年間）
研究項目	1. AI を活用した漏水リスク評価 2. 管網解析による管路再構築、制御検討 3. 漏水リスク評価に基づく最適計画作成 （① 漏水調査の最適実施計画、② 配水制御適正化計画、③ 老朽管最適更新計画）

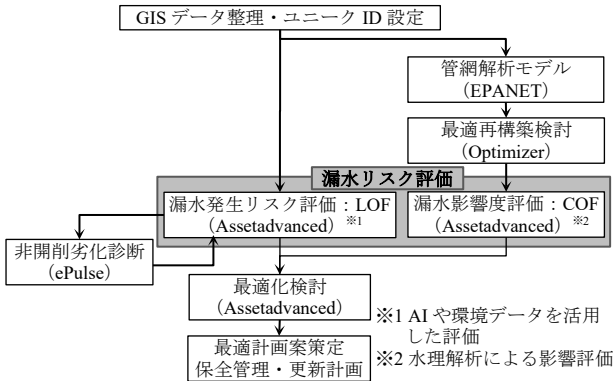


図-10 開発フィールドでの実証フロー

4.2 モデル地区の設定

F 市での実証に際し、F 市水系でも有収率の低い、表-7 に示す、ワースト 2 水系をモデル地区として選定した。

表-7 水系別有収水量内訳（2023 年度末）

水系	配水量	有収水量	有収率	漏水量
F 水系	14,091,616	9,013,122	64.0%	5,078,494
Y・FK 水系	7,085,226	4,737,705	66.9%	2,347,521
I・FD 水系	3,282,082	2,201,164	67.1%	1,080,918
O・D 水系	5,284,314	4,227,994	80.0%	1,056,320
H・FM 水系	765,158	510,261	66.7%	254,897
T 水系	4,254,016	3,307,068	77.7%	946,948
K 水系	682,938	421,038	61.7%	261,900
FK 水系	2,336,781	1,726,293	73.9%	610,488
F 市全域*	37,782,131	26,144,645	69.3%	11,637,486

※ 全域の有収率は公用水量 39,010m³ を含んだ値

(1) F 水系（全長約 321km）

F 市の中心市街地エリアで、F 市でも最も大きい水系であり、市役所等の公共施設や工場等の大規模事業所等の重要施設も多く、有収率が低い。

(2) K 水系（全延長約 16 km）

これまで F 市による様々な有収率向上施策が講じられてきた小さな水系であり、水系内での水量・水圧等の把握が容易で、実測や調査データが揃っている。

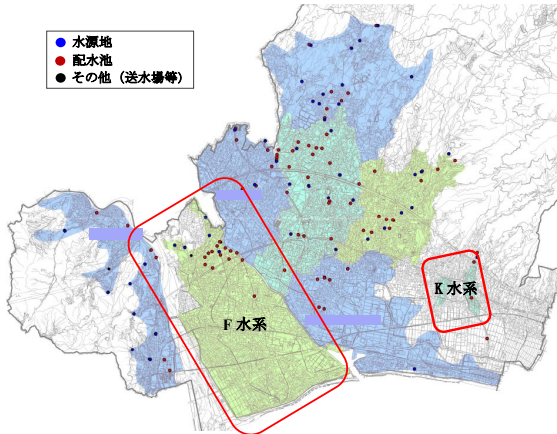


図-11 モデル地区の設定

5. 最適制御を見据えた再構築計画検討

5.1 水理管網評価モデルの構築

GIS ベースで構築されている F 市の水道管路台帳から出力したシェイプデータや水量・水圧データをベースに水理管網モデルを EPANET で構築し、現況再現を行った。

EPANET は、水道管網システムの水理解析と水質解析を行うためのソフトウェアであり、米国環境保護庁（EPA）が開発し、配水管網における流量、圧力、水質（残留塩素濃度等）の時系列変化をシミュレーションでできる。主な機能は、管路やポンプ、配水池等のモデル化、需要パターンの設定、運転条件の変更による影響評価等で、無償で利用でき、世界中で広く使用されているが、日本国内では、国内企業が開発した管網解析ソフトの利用が主流のため、活用は限られている。

本開発では、Optimizer との互換性を確保するため、EPANET により水理管網モデルを構築した。

5.2 水理管網最適化の検討

(1) 管網の再構築、最適運用の検討

老朽水道管路の更新にあたっては、人口減少に伴う水需要予測等を踏まえ、適正口径で再構築していくことが求められる。また、水道施設の効率的な運用を目指し、施設の統廃合や適正配水制御にむけた配水区域の小ブロック化等についても推進していく必要があった。

開発フィールドである F 市においても、配水区域の再編に伴う配水池新設や統廃合、送配水管の口径ダウンサイジング等を考慮した更新事業を推進している。

F 市における実証では、現況再現した管網解析モデルに、市が推進中の事業計画を反映させ、表-8 に示すケースで、送配水管口径の見直しや廃止、配水制御の適正化や小ブロック化による最適運用等を前提条件とした、送配水施設・管路の再構築、運用計画案を Optimizer で検討した。

Optimizer による水理解析では、遺伝的アルゴリズムを用いた AI 計算により、人力ではリソースや時間的な制約から検討が困難な、想定される全てのケースを自動計算で解析し、最適な再構築計画（案）を策定した。

表-8 管網再構築の検討ケースと解析結果（F 水系）

検討条件				設定結果						追加減圧弁 設定値 (m)		
No.	モデル	ブ ロ ッ ク	需 要	減圧弁設定値 (m)				ポンプ運 転台数 (基)		1	2	3
				IM1 S115	IM1 S113	IM2	新 FC	IM2	新 FC			
1	現状	1	最少	43	41	全開	—	1	—	—	—	—
2			平均	45	42	全開	—	2	—	—	—	—
3			最大	48	46	全開	—	3	—	—	—	—
4	将来 (新設 FC 配 水池)	2	最少	43	41	全開	35	1	1	31.5	35	37.5
5			平均	45	42	全開	43	2	2	31.5	35	37.5
6			最大	47	45	全開	56	3	3	31.5	35	37.5
7		3	最少	43	41	30	35	1	1	32	35	—
8			平均	45	42	31	43	2	2	32	35	—
9			最大	47	45	33	56	3	3	32	35	—

(2) 配水制御適正化の検証

Optimizer を用いた水理管網の現況再現で、モデル地区の一部エリアの夜間最小流量時の配水圧が F 水系で 70m、K 水系では 50m を超える高水圧となることが確認された。

上記のモデルを使用し、(1) の Optimizer による管路網の再構築、最適運用の検討で、配水圧力を適正に制御する方策を検討した。

配水圧力の適正制御前後の水頭分布を図-12 に示す。

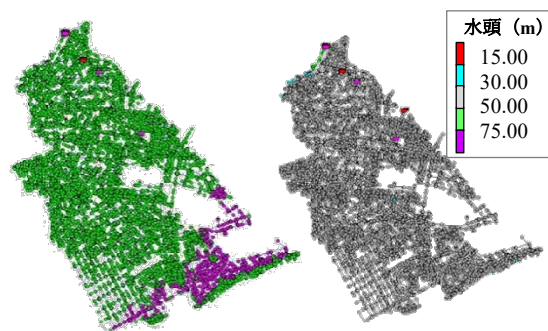


図-12 水理モデル解析による夜間最小流量時の水頭分布（F 水系）

有収率向上にあたっては、配水制御を適正に実施することは、最も基本的な施策の一つである。

F 市実証では、図-13 に示す通り、モデル地区で配水圧の制御を試行的に実施し、効果検証する提案を行った。

具体的には、2023 年度に実施した Optimizer による水理解析を基に、モデルエリアの小ブロックで配水制御を試行実証する提案を行った。

同提案を受け、F 市で 2024 年 9 月から 2025 年 1 月にかけて K 水系のモデルエリアで減圧による配水制御を現地で試行実証が行われた。

実証の結果、対象エリアでの有収率が、57.2%から 71.1%を大きく改善し、配水制御の適正化が有収率向上に大きな効果があることを確認、検証した。

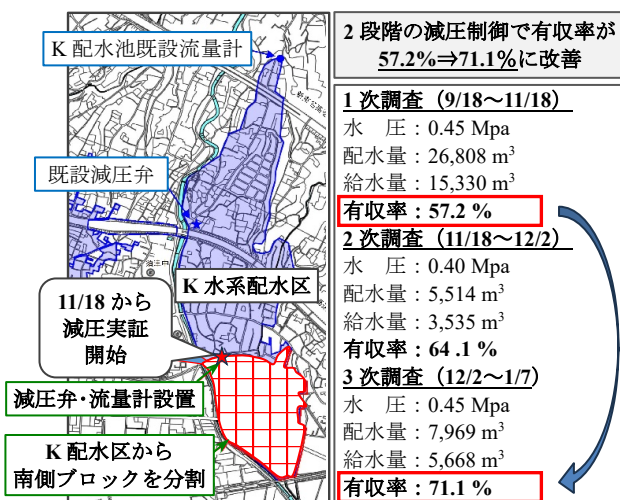


図-13 K 水系での減圧実証概要

6. 水道埋設管リスク評価手法の検証

6.1 漏水発生リスク（LOF）評価

本開発では、漏水発生のリスクを定量的に把握するため、Assetadvancedを用いて、F市モデル地区の水道管路の漏水発生リスク評価を行った。

AssetadvancedのLOF評価では、ランダムフォレストアルゴリズム等の3種の機械学習AIモデルを選択でき、F市実証では3モデルでの感度分析を踏まえ、対象管路網で最も評価精度の高いモデルを選択して評価を行った。

LOF評価で使用する管路の材質、管種、口径、付設年度等の管路属性や位置情報等を含むベースデータは、F市の管路台帳（マッピング）システムから出力した最新のGISデータを使用した。

本開発では、台帳データと紐づけた評価を行うため、台帳での管路管理単位（セグメント）にユニーク（固有）の管路IDを付与して、1本1本の評価を行った。

また、LOF評価で用いる漏水データは市が管理する漏水修繕履歴を使用し、環境指標データはOptimatics社の海外での知見に戻づく約40の指標を使用した。

LOF評価で使用した環境指標のうち、評価結果へ実際に影響のあった30指標のランキングを表-9に示す。

表-9 LOF評価で使用した環境指標と影響度ランキング

Rank	環境指標	Rank	環境指標
1	設置年数	16	土壌（凹凸）
2	最低気温	17	地震の規模
3	最大水圧	18	土壌（シンプル）
4	延長	19	道路（1）
5	平均水圧	20	管交点
6	給水管の接続数	21	土地利用
7	漏水履歴	22	消火栓
8	地震履歴	23	道路（2）
9	標高	24	埋設シート有無
10	植生密度	25	道路（3）
11	口径	26	土地利用（2）
12	人口	27	迷走電流
13	材質	28	土壌のタイプ
14	勾配（1）	29	ポリスリーブ
15	凍結情報	30	土壌（砂）

LOF評価は2023年度、2024年度の2回実施した。なお、2年目の評価では、評価精度の向上に向け、評価モデルのアップデートに加え、漏水データの精緻化、水理解析に基づく水理的环境指標等の追加等を行った。

(1) 2023年度LOF評価

2023年度に実施したLOF評価では、F市が管理していた漏水修繕箇所の住所データを漏水データとして採用し、GISのジオコーディング機能を使ってAssetadvancedのLOF評価モデルに紐づけを行った。

なお、ジオコーディングは2000年から2023年の約23年分の約2,700（F市全域）の修繕記録から漏水データとして紐づけする情報を確認抽出したが、口径、管材違い、

紐づけできる対象管路が無い等の理由で、約3割のデータが紐づけできなかった。

AssetadvancedのLOF評価では、漏水データは評価に影響する重要な影響指標と位置づけられていることから、LOF評価精度向上に向け、紐づけできないデータの紐づけを含む、更なる漏水データ精緻化方策の検討を行った。

(2) 2024年度LOF評価

F市実証の2ヶ年目の2024年度では、LOF精度向上を目指し、2023年度に構築した評価モデルのGIS属性データとOptimizer水理解析モデルを年度更新するとともに、漏水データの精緻化を行った。漏水データは紐づけ方法を見直し、F市担当課で住宅地図に手書きで記入、管理していた漏水修繕記録を、市担当者ともに確認し、時間をかけてGISに紐づけし、電子化作業を行った。

紙地図から再整理した漏水履歴のデータを図-14に示す。

GP管（鋼管）およびDCIP（ダクタイル鋳鉄）管での漏水が多くを占め、年間約0.03漏水箇所/km、漏水発生平均経年数は35.5年となっている。

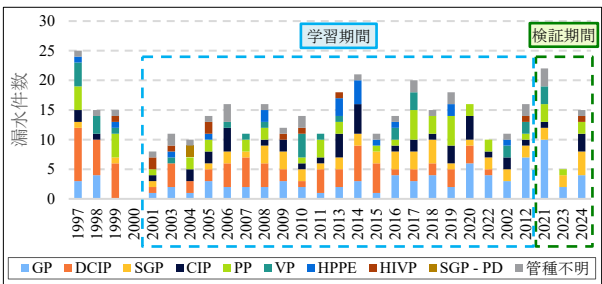


図-14 対象管路属性データ（F市モデル地区）

LOF評価モデルの精度検証を行うため、月毎の漏水履歴をもとに、機械学習の学習期間、検証期間を決定した。

学習期間は2001年6月から2020年12月、検証期間は2021年1月から2024年8月とし、学習期間と検証期間の割合は漏水件数にておおよそ80：20とした。

2000年の漏水履歴がないことから、漏水履歴が存在する2001年6月からの漏水履歴を機械学習に使用した。

LOF評価モデルの精度検証結果を図-15、表-10に示す。

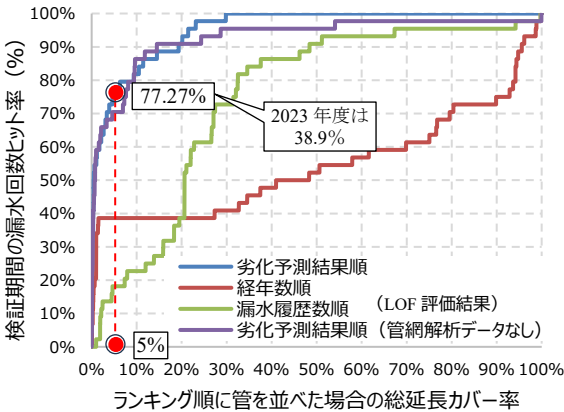


図-15 LOF予測精度検証結果（2024年度）

表-10 LOF 評価モデルの精度検証（2023 年度）

上位配管割合	ランキング順に管を並べた場合の検証期間の漏水回数ヒット率			
	劣化予測順	劣化予測順 管網解析無	経年数順	漏水履歴数順
0.50%	52.27%	43.18%	0.00%	18.18%
1.00%	54.55%	59.09%	2.27%	20.45%
2.00%	61.36%	63.64%	9.09%	38.64%
5.00%	77.27%	70.45%	18.18%	38.64%

図-15、表-6 に示す通り、LOF 評価モデルの精度検証では、LOF 評価での劣化予測順の上位 5% の漏水回数予測のヒット率（捕捉率）が、38.9% であった 2023 年度に対し、2024 年モデルでは 77.27% と飛躍的に向上し、極めて高い精度の漏水発生予測を行うモデルを構築できた。

本検証により、漏水データの精緻な管理や蓄積や、管路台帳に記録する管属性、新設・廃止等の情報を現地と整合させ、随時最新情報に更新する重要性を再確認した。

また、適切な現況再現により精緻化した水理解析から得られる水理的指標も、LOF 評価の精度向上に寄与していることが確認できた。

構築した評価モデルを使用して、2025 年度以降の LOF 評価を行った結果を図-16 に示す。

なお、Assetadvanced の LOF 評価は 3～5 年の短期の予測精度が高いため、管路更新等のデータ更新を適宜反映し、3～5 年の頻度で評価を行うことが適当である。

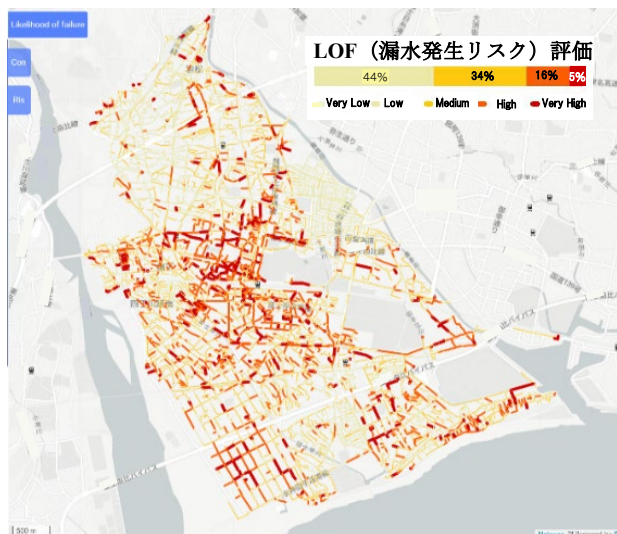


図-16 LOF 評価結果（F 市モデル地区）

6.2 漏水影響評価

漏水影響度（COF）は管網の再構築検討で構築した水理解析モデルを用いて Optimizer により、現状・将来ケースの評価を行った。

COF 評価では、各管路 ID の各指標スコアの平均値を影響度スコアとして定量的に算出し可視化する。

F 市実証では、COF 評価は 2023 年度、2024 年度の 2 回実施したが、2024 年度は Optimizer 水理解析モデルの更新

と「重要顧客への影響度」を COF の評価指標項目として追加して再評価を行った。

水理学的影響度評価では、漏水、断水時の時の水質影響等、約 30 項目から評価指標を設定できる。

F 市実証で、F 市と確認調整して設定した評価指標と重み付け設定を表-11 に示す。

表-11 水理学的影響度評価の評価指標と重み付け設定

ランク	破損箇所 隔離に必要 な弁数 (箇所)	断水 戸数 (件)	断水 総量 (m³/日)	断水 管路 延長 (m)	供給圧力 影響 総水量 (m³/日)	供給圧 力影響 を受ける 総戸数 (件)	影響を 受ける 重要顧 客数
1	1	0	0<200	<50	0	0	0
2	2	1-5	200-1,000	50-200	0-1	1-2	—
3	3	5-10	1,000-5,000	200-500	1-5	2-5	—
4	4-5	10-20	5,000-20,000	500-2,000	5-10	5-10	—
5	>=6	>=20	>=50,000	>=2,000	>=10	>=10	1

2024 年度の COF 評価結果を図-17 に示す。

F 市からは、COF 評価は、更新優先度設定だけでなく、断水を伴う管路の点検調査や更新工事等で、影響範囲の把握や住民への説明等に活用できる点も高く評価された。

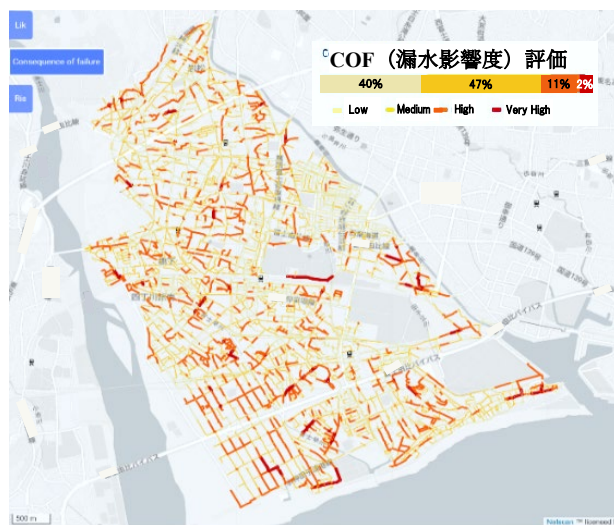


図-17 COF 評価結果（F 市モデル地区）

7. 最適更新計画案の策定

本開発では、Assetadvanced の Package & Prioritization により、モデル地区における 2026 年度の単年計画と、2027 から 2031 年度までの中期の最適更新計画を検討した。

なお、F 市重要施設に接続する管路の耐震化については、F 市で策定済みの基幹管路耐震化計画に沿って耐震化事業推進中の為、現時点では検討対象に含めないこととした。

Package & Prioritization による更新計画検討では、図-18 に示すイメージで、モデル地区で実施した LOF、COF 評価等による漏水リスク評価やコスト面での制約に加え、1 工事当たりの施工延長等の工事単位設定によるパッケージング等の工事条件を加え、更新計画最適化を検討した。

実施箇所は2023年度に実施したLOF評価で漏水リスクの高い箇所(図-21 参照)と、F市の実施希望箇所から9か所、合計延長約1.0kmを選定した。

F市での実証概要を表-13に示す。

表-13 ePulse 実証概要 (F市)

調査期間	2024年9月30日～10月2日
調査箇所	9箇所 (F水系8か所, K水系1箇所)
管径	φ75～300mm
管種	ダクタイル鋳鉄管 (DI) , 鋳鉄管 (CI)
調査スパン	60～200m
調査延長	約1.0km (合計)

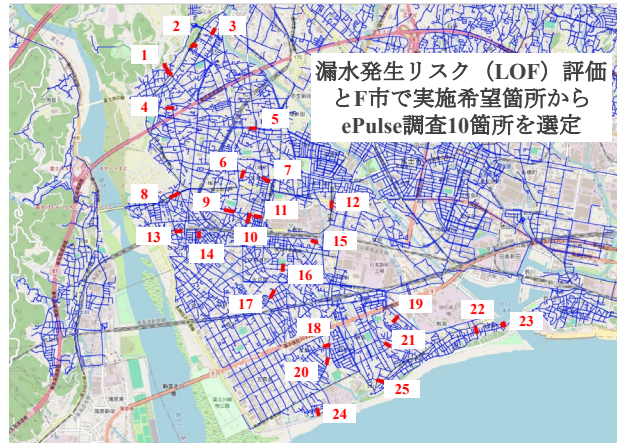


図-21 LOF 評価による ePulse 実証箇所抽出 (F水系)

F市での ePulse 実証箇所選定の条件を表-14に示す。

表-14 ePulse 実証箇所選定条件 (F市)

F市からの調査希望箇所の条件
- 工事予定箇所 (F市2水系から選定) - 国道等の基幹道路や鉄道等の軌道横断, 河川横断箇所 - バックアップの無い重要幹線 - 布設替え等の施工が困難な箇所 - その他, F市が劣化状況を把握したい箇所
調査箇所選定の前提条件
- 口径 400mm 以下の鉄系管路 - 設置時 (設計) 管厚が確認できる - 仕切弁等が調査区間 (60～200m) に設置されている - 満管で常時水圧がかかっている

F市 K水系での ePulse 実証の様子を図-22に示す。



軌道横断箇所での調査
打音による音響圧力波発生

図-22 ePulse 実証風景 (F市 K水系)

8.2 ePulse 診断結果

F市での ePulse 実証結果の概要を表-15に示す。

ePulse 計測データを Mueller 社で解析・評価した結果、劣化度 30%超が1箇所、約 30%が2箇所、20%超が1箇所、劣化が一定程度合い進行している診断となった。

一方で、4箇所が一桁の劣化度という結果となり、ePulse による診断では健全という結果となった。

表-15 ePulse による診断結果 (F市)

調査箇所	測定延長 (m)	管種	口径 (mm)	布設年	新設時管厚 (mm)	ライニング厚 (mm)	管厚 (mm)	ePulse 測定管厚 (mm)	劣化度 (%)
F1	98.0	DI	75	1979	11.5	4.0	7.5	4.8	36
F4	100.48	CI	150	1972	11.8	0.0	11.8	8.4	29
F6	124.0	CI	300	1966	15.1	0.0	15.1	11.6	23
F8	92.2	CI	150	1955	11.8	0.0	11.8	11.3	4
F11	134.5	DI	250	1977	11.5	4.0	7.5	7.3	3
F16	154.6	CI	300	1972	15.1	0.0	15.1	13.4	11
F19	102.8	CI	150	1955	11.8	0.0	11.8	8.4	29
F20	139.7	CI	150	1955	11.5	4.0	7.5	8.1	0
K1	137.2	DI	200	1979	11.5	4.0	7.5	7.7	0

8.3 ePulse 診断結果の精度検証

F市モデル地区での ePulse の診断結果の精度を検証するため、表-16に示す3箇所でもクーポン (検体) を採取し、診断結果と実測値の突合確認を行った。

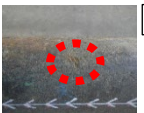
精度検証結果、±6%以内と ePulse による診断の一定の精度は確認できた。

なお、今回のクーポンテストは ePulse の診断で健全と評価された箇所のみでの検証となり、本実証結果のみで精度検証ができたとは判断できない。

F市では更なる精度確認に向けて、劣化度が大きいと診断された箇所でのクーポンテスト実施を調整中である。

本実装に向けて、追加での精度検証を期待する。

表-16 ePulse 精度検証のためのクーポンテスト結果

神谷 1	配管内面		配管外面	
φ 200 DI ライニングあり		健全		一部孔食確認
	ePulse 測定管厚 7.7 mm		クーポン測定平均管厚 7.5 mm	差 +2.4%
富士 11	配管内面		配管外面	
φ 250 DI ライニングあり		健全		一部孔食確認
	ePulse 測定管厚 7.3 mm		クーポン測定平均管厚 7.4 mm	差 -1.9%
富士 20	配管内面		配管外面	
φ 150 DI ライニングあり		健全		一部孔食確認
	ePulse 測定管厚 8.1 mm		クーポン測定平均管厚 7.7 mm	差 +5.4%

9. 開発フィールドでの実証を踏まえた評価

9.1 実証成果のF市水道経営戦略プランへの反映

本開発のF市での実証の取り組みや成果は、F市から有効性を評価され、市で2024年度に改定を進めていたF市水道事業経営戦略プランに全面的に反映された。

具体的には、これまで市で進めていた有収率向上施策を抜本的に見直し、本開発での実証成果を反映して既存施策を見直すとともに、有用な新規施策を追加して複合的に推進する方針が明記された。（図-23 イメージ参照）

また、図-24 に示す通り、本開発で確立を目指した「水道管路最適マネジメントモデル」の導入、実践がF市の戦略プランに取り入れられ、これまでの事後保全中心の管理から予防保全型の管理へ転換し、実践していく方針が示された。

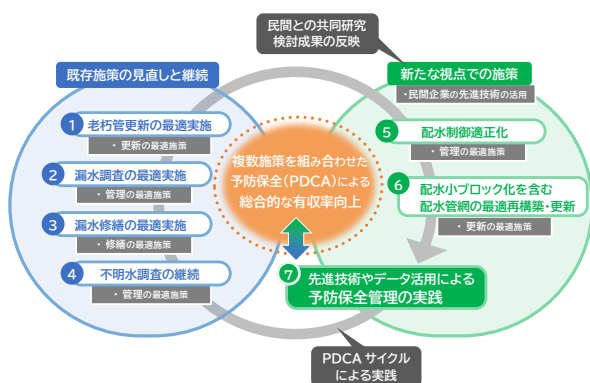


図-23 既存施策と新たな視点での施策を組み合わせたPDCAによる有収率向上イメージ

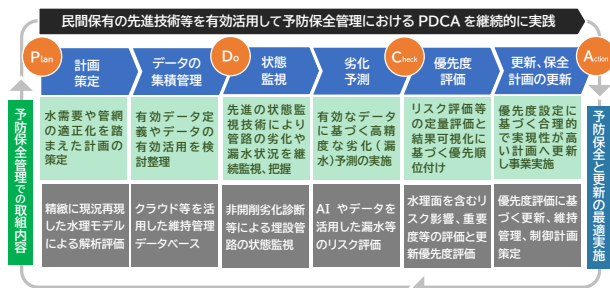


図-24 民間との共同研究での検討に基づく予防保全管理の実践イメージ

9.2 本開発の総括、今後の展開

本開発ではF市をフィールドとして、データ活用によ

る水道管路の予防保全管理で有用な活用技術やツールを実証し、「水道管路最適マネジメントモデル」構築、実践の有効性を確認した。

漏水リスク評価に基づき現地実施した非開削劣化診断技術「ePulse」やK水系のモデル地区で実施した配水制御の適正化実証では、有収率向上に資する技術、施策としての具体的な効果を確認、検証した。

更新計画や漏水調査等の保全管理計画等の優先度を判断するための漏水リスク評価では、正確な漏水データの集積管理の重要性、有用性を確認した。

また、適正な配水制御に向けて水理解析モデルを精緻化し、継続的に更新し、常時活用可能な状態に維持する有効性、必要性を確認した。

今後は、管路の保全管理で得られる全てのデータをユニークIDで一元的に集積・管理し、有効活用を進めることで、これまでの事後保全管理から、本開発で有用性を確認検証した水道管路最適マネジメントモデルに沿った予防保全管理に転換していくことが望まれる。

このために、GISを活用したクラウド型の維持管理データベースを構築し、管路台帳や管網解析のシステム等と紐づけてデータを一元的に集積・管理し、有効に活用していくことが求められる。

現地実証した非開削劣化診断技術「ePulse」については、本開発で一定の有効性は確認できたが、国内水道事業での本実装に向けてはクーポンテストを含む追加調査での確認検証が必要であると考察する。

今後は、このような埋設管路の状態監視保全に有効活用できる先進技術等を積極的に導入し、リスクとコストを最小化するデータに基づく予防保全管理への転換を促進し、データドリブン経営を実現する「水道管路最適マネジメントモデル」を確立して、国内水道事業運営の持続的な発展、向上に取り組んでいく。

参考文献

- 1) 「国民とともに守る基礎インフラ上下水道のあり方～安全性確保を最優先する管路マネジメントの実現に向けて～（第2次提言）」p.9, 令和7年5月28日、下水道等に起因する大規模な道路陥没事故を踏まえた対策検討委員会

社外発表論文一覧 (2024年10月～ 2025年9月)

題 名	建設用 3D プリンティングにおける着色顔料を用いた積層体の色調評価に関する検討
著 者 名	宮澤友基, 梶田秀幸, 南浩輔
掲載誌名	2024 年日本建築仕上学会大会研究発表論文集, pp.105-108, 2024.10
題 名	酷暑期を想定したコンクリート温度が強度特性, 断熱温度上昇特性およびマスコンクリートの温度応力解析結果に及ぼす影響
著 者 名	岸本豪太 (東洋建設), 樋口優香, 宮澤友基, 大賀智史 (東洋建設), 梶田秀幸, 青田晃治, 安田正雪 (東洋建設), 草野敏宏 (東洋建設)
掲載誌名	日本建築学会技術報告集, 2024 年 30 巻 76 号, pp.1142-1147, 2024.10
題 名	建物の床衝撃音に関する昔と今の変化
著 者 名	藤澤康仁(大林組), 漆戸幸雄(フジタ), 藤橋克己, 山本耕三(東洋建設)
掲載誌名	日本騒音制御工学会 2024 年秋季研究発表会 2024.11
題 名	セメント系防水の変遷と課題
著 者 名	梶田秀幸
掲載誌名	防水ジャーナル 2024 年 11 月号, No.636, 2024.11
題 名	「中大規模木質構造」における維持管理の取り組み
著 者 名	富田健
掲載誌名	第 52 回木材の化学加工研究会シンポジウム, 2024.11
題 名	土工品質管理システム「AtlasX」の現場適用事例
著 者 名	津田啓史, 平田昌史, 岩谷隆文, 石黒健
掲載誌名	土木建設技術発表会 2024, I-4, 2024.11
題 名	技能伝承を目的とした生体センシング技術による技能分析の試み
著 者 名	今井嵩弓, 白根勇二
掲載誌名	土木建設技術発表会 2024, I-11, 2024.11
題 名	建設プロジェクトにおけるボクセルモデルの導入効果に関する考察
著 者 名	川西敦士, 長田将吾, 中村健二 (大阪経済大学), 寺口敏生 (流通科学大学), 今井龍一 (法政大学)
掲載誌名	土木建設技術発表会 2024, I-13, 2024.11
題 名	三次元FEMによるRC床版へのクレーン荷重載荷の合理的評価
著 者 名	濱中貴士, 古賀大志, 今西秀公
掲載誌名	土木建設技術発表会 2024, II-12, 2024.11
題 名	鋼製支保工建込ロボットを用いた効率的な施工手順の提案
著 者 名	春田克樹, 水谷和彦, 馬場雄大
掲載誌名	土木建設技術発表会 2024, III-5, 2024.11
題 名	水力発電所改修工事中の台風による地すべり発生後の災害復旧対策
著 者 名	石井健太, 加藤清次, 羽根田隆, 谷口徳晃
掲載誌名	土木建設技術発表会 2024, IV-3, , 2024.11
題 名	パイプレータ加速度を用いた締固め管理手法のダムコンクリートへの適用性検討
著 者 名	平田昌史, 秋田剛, 石黒健, 中野孝威, 上馬場靖, 白石幸基, 内山信 (前田製作所)
掲載誌名	土木建設技術発表会 2024, IV-10, 2024.11
題 名	外装材破壊時における基準階モデルの室内圧変動に関する解析
著 者 名	長尾悠生, 田村哲郎 (横浜国立大学), 河合英徳 (お茶の水女子大学), 丸山 勇祐
掲載誌名	第38回_数値流体力学シンポジウム講演発表会
題 名	激甚災害に対する切土盛土斜面の安定性評価を目指した遠心模型実験の試み
著 者 名	丸山憲治, 平田昌史, 石黒健, 大塚悠大
掲載誌名	第 12 回遠心模型実験技術シンポジウム, 2024.12
題 名	床衝撃音対策の変遷と留意点
著 者 名	藤澤康仁 (大林組), 藤橋克己
掲載誌名	騒音制御, Vol.49, No.1, pp.21-24, 2025.2
題 名	PFAS を含浸したコンクリートからの再溶出防止に係る検討
著 者 名	國井聡, 林夕紀子, 森川純, 芳賀直樹
掲載誌名	防衛施設学会年次フォーラム2025, pp.1-7, 2025.2
題 名	PFAS 等含有廃水への水処理技術の適用
著 者 名	國井聡, 林夕紀子, 森川純, 芳賀直樹
掲載誌名	第 59 回日本水環境学会年次講演会, p.285, 2025.3
題 名	間隙水圧モニタリングによるフィルダム基礎岩盤の水理地質構造同定とICTグラウチング現場品質管理システムの構築
著 者 名	石黒健, 平田昌史, 古川無何有, 武田智治, 中島秀樹
掲載誌名	ダム工学, 35巻1号, pp.29-42, 2025.3

題 名	自動走行式散乱型RI密度計による舗装密度計測の生産性向上 (特集 生産性向上の取り組み)
著 者 名	松崎晃, 石黒健, 古屋弘 (大林組), 津田啓史, 加藤康弘 (前田道路), 谷口龍 (ソイルアンドロック)
掲載誌名	舗装, 60巻3号 (通号 709) 2025年3月, pp.15-19, 2025.3
題 名	フルスケール専焼炉を用いた短時間試験による PFOS・PFOA 含有水成膜泡消火剤の焼却処理性能評価
著 者 名	山本達生, 芳賀直樹, 加藤智大(京都大学), 高井敦史(京都大学), 勝見武(京都大学)
掲載誌名	土木学会論文集, Vol. 81, No. 6, 24-00257, 2025.4
題 名	コンクリート基本技術調査委員会 運搬WGの活動報告: コンクリートの運搬に関するアンケート調査
著 者 名	桜井邦昭 (大林組), 相馬豪 (鶴見菱光), 南浩輔
掲載誌名	コンクリート工学, 63巻4号, pp.277-283, 2025.4
題 名	水処理技術の導入による PFOS 等含有廃棄物の減容化
著 者 名	國井聡, 林夕紀子, 森川純, 芳賀直樹
掲載誌名	第 30 回地下水・土壌汚染とその防止対策に関する研究集会 (2025), pp.102-105, 2025.6
題 名	外装材破壊時を想定した基準階モデル室内における被災推定の為の変動圧解析
著 者 名	長尾悠生, 田村哲郎 (横浜国立大学), 河合英徳 (お茶の水女子大学), 丸山 勇祐
掲載誌名	日本風工学年次研究発表会2025, pp.201-202, 2025.6
題 名	斜角を有する橋梁 RC 床版の応力挙動と疲労耐久性に関する解析的検討
著 者 名	房捷, 米田大樹, 高橋佑弥 (東京大学), 石田哲也 (東京大学)
掲載誌名	コンクリート工学年次論文集, Vol.47, No.2, pp.139-144, 2025.7
題 名	実物大橋脚模型実験による突起付き H 形鋼のサイズアップによる変形性能向上効果の検証
著 者 名	昆悠介, 今西秀公, 米田大樹
掲載誌名	コンクリート工学年次論文集, Vol.47, No.2, pp.247-252, 2025.7
題 名	床版取替時の品質と生産性の向上に向けた新たな接合工法の開発
著 者 名	針貝貴浩, 野澤忠明 (エスイー), 勝見哲史 (佐藤工業), 須山淳也 (飛鳥建設)
掲載誌名	コンクリート工学年次論文集, Vol.47, No.2, pp.475-480, 2025.7
題 名	セメント供試体に含まれる PFOS 等の含有量分析に関する基礎的検討
著 者 名	芳賀直樹, 林夕紀子, 國井聡, 森川純
掲載誌名	第 4 回 環境化学物質合同大会 Abstract Book, WE-D1-7, 2025.7
題 名	気泡シールド掘削プロセス管理における土質力学
著 者 名	安井利彰, 赤木寛一
掲載誌名	地盤工学会誌, 2025 年 7 月号, pp.42-47, 2025.7
題 名	不飽和帯での PFOS の移動特性の評価に向けた予備的検討
著 者 名	山本達生, 加藤智大 (京都大学), 高井敦史 (京都大学), 勝見武 (京都大学)
掲載誌名	第 60 回地盤工学研究発表会概要集, 24-10-1-04, 2025.7
題 名	「構造」を考慮した不飽和土の構成モデルと水分特性曲線モデル (その1) ～「構造」を考慮した構成モデルの提案 ～
著 者 名	平田昌史, 大塚悠大, 石黒健, 太田秀樹(中央大学), 飯塚敦(中央大学), 竹山智英(神戸大学)
掲載誌名	第 60 回地盤工学研究発表会概要集, 24-9-4-03, 2025.7
題 名	「構造」を考慮した不飽和土の構成モデルと水分特性曲線モデル (その2) ～水分特性曲線モデルの提案～
著 者 名	飯塚敦(中央大学), 平田昌史, 大塚悠大, 石黒健, 太田秀樹(中央大学), 竹山智英(神戸大学)
掲載誌名	第 60 回地盤工学研究発表会概要集, 24-9-4-04, 2025.7
題 名	4t 級小型振動ローラによる検査加振の推奨条件と路面性状への影響
著 者 名	古屋弘(大林組), 松崎晃(大林組), 稲川雄宣(大林組), 石黒健, 平田昌史
掲載誌名	第 60 回地盤工学研究発表会概要集, 22-3-4-05, 2025.7
題 名	振動ローラ加速度応答法により求まる地盤剛性Erollerに関する一考察
著 者 名	石黒健, 平田昌史, 津田啓史, 岩谷隆文, 古屋弘(大林組), 稲川雄宣(大林組), 松崎晃(大林組), 建山和由(立命館大学)
掲載誌名	第 60 回地盤工学研究発表会概要集, 22-3-4-06, 2025.7
題 名	自走式散乱型RIロボットによる取得データの精度に関する考察
著 者 名	松崎晃(大林組), 古屋弘(大林組), 稲川雄宣(大林組), 石黒健, 平田昌史, 津田啓史, 谷口龍(ソイルアンドロックエンジニアリング)
掲載誌名	第 60 回地盤工学研究発表会概要集, 22-3-5-03, 2025.7
題 名	高精度レーザースキャナーを活用した盛土転圧効果の面的評価の試み
著 者 名	稲川雄宣(大林組), 古屋弘(大林組), 松崎晃(大林組), 石黒健, 平田昌史, 津田啓史, 岩谷隆文
掲載誌名	第 60 回地盤工学研究発表会概要集, 22-3-5-04, 2025.7
題 名	ブルドーザの施工面画像を用いた盛土材料特性の面的管理手法の検討
著 者 名	津田啓史, 石黒健, 平田昌史, 松崎晃(大林組), 古屋弘(大林組), 稲川雄宣(大林組)
掲載誌名	第 60 回地盤工学研究発表会概要集, 22-3-5-05, 2025.7
題 名	飛来物衝突時の地盤挙動に関する遠心模型実験 (その1)
著 者 名	丸山憲治, 石黒健, 平田昌史, 大塚悠大
掲載誌名	第 60 回地盤工学研究発表会概要集, 24-3-4-03, 2025.7
題 名	飛来物衝突時の地盤挙動に関する遠心載荷実験 (その2)
著 者 名	大塚悠大, 丸山憲治, 石黒健, 平田昌史
掲載誌名	第 60 回地盤工学研究発表会概要集, 24-3-4-04, 2025.7

題 名	飛来物衝突時の地盤挙動に関する遠心載荷実験（その3）
著 者 名	天野慎一(JSOL), 丸山憲治, 大塚悠大, 石黒健, 平田昌史, 篠田昌弘(防衛大学), 市野宏嘉(防衛大学)
掲 載 誌 名	第 60 回地盤工学研究発表会概要集, 24-3-4-05, 2025.7
題 名	振動ローラ加速度応答法による舗装表面からの地盤剛性調査手法の検討
著 者 名	森崎孔太(NEXCO総研), 中村洋文(NEXCO総研), 藤森弘晃(NEXCO総研), 神田皓城(NEXCO総研), 古屋弘(大林組), 稲川雄宣(大林組), 松崎晃(大林組), 石黒健, 平田昌史
掲 載 誌 名	第 60 回地盤工学研究発表会概要集, 24-6-3-02, 2025.7
題 名	FEM 解析と現地観測データを用いた斜面の災害リスク評価法に関する検討
著 者 名	高橋めぐみ, 平田昌史, 石黒健
掲 載 誌 名	第 60 回地盤工学研究発表会概要集, 22-12-1-02, 2025.7
題 名	支柱の一部残存三層受け工法におけるボイドスラブの施工荷重の実測 その4: 耐震壁付ラーメン構造の施工計画および測定の概要
著 者 名	宗永芳, 三馬寛之(穴吹工務店), 冨永雄悟(穴吹工務店)
掲 載 誌 名	2025 年度日本建築学会大会(九州) 学術講演梗概集(材料), pp.283-284, 2025.9
題 名	支柱の一部残存三層受け工法におけるボイドスラブの施工荷重の実測 その5: 耐震壁付ラーメン構造の段差付きボイドスラブの施工荷重
著 者 名	三馬寛之(穴吹工務店), 冨永雄悟(穴吹工務店), 宗永芳
掲 載 誌 名	2025 年度日本建築学会大会(九州) 学術講演梗概集(材料), pp.285-286, 2025.9
題 名	支柱の一部残存三層受け工法におけるボイドスラブの施工荷重の実測 その6: 耐震壁付ラーメン構造の段差付きボイドスラブのたわみ
著 者 名	冨永雄悟(穴吹工務店), 三馬寛之(穴吹工務店), 宗永芳
掲 載 誌 名	2025 年度日本建築学会大会(九州) 学術講演梗概集(材料), pp.287-288, 2025.9
題 名	コンクリート用養生剤の性能評価方法と品質基準のための検討(その1: 養生剤の性能評価方法に関する検討)
著 者 名	濱崎仁(芝浦工業大学), 坂井春菜(芝浦工業大学), 小島正朗(竹中工務店), 森隆貴(佐藤工業), 中村雄太(西松建設), 宮野和樹, 新田 稔(浅沼組), 右田周平(戸田建設), 川又篤(鉄建建設), 井出朋孝(長谷工コーポレーション)
掲 載 誌 名	2025 年度日本建築学会大会(九州) 学術講演梗概集(材料), pp.301-302, 2025.9
題 名	循環型社会に資する再生粗骨材 L を普通骨材と混合した再生骨材コンクリート M の基礎的検討 その1 研究目的と実験概要
著 者 名	飯塚淳司, 松田信広(東京テクノ), 梶田秀幸, 樋口優香
掲 載 誌 名	2025 年度日本建築学会大会(九州) 学術講演梗概集(材料), pp.437-438, 2025.9
題 名	循環型社会に資する再生粗骨材 L を普通骨材と混合した再生骨材コンクリート M の基礎的検討 その2 フレッシュ性状および圧縮強度試験結果
著 者 名	松田信広(東京テクノ), 梶田秀幸, 樋口優香, 飯塚淳司
掲 載 誌 名	2025 年度日本建築学会大会(九州) 学術講演梗概集(材料), pp.439-440, 2025.9
題 名	循環型社会に資する再生粗骨材 L を普通骨材と混合した再生骨材コンクリート M の基礎的検討 (その3, コンクリートの乾燥収縮、促進中性化および凍結融解試験)
著 者 名	樋口優香, 松田信広(東京テクノ), 梶田秀幸, 飯塚淳司
掲 載 誌 名	2025 年度日本建築学会大会(九州) 学術講演梗概集(材料), pp.441-442, 2025.9
題 名	高炉セメント B 種を用いたコンクリートの諸性状に及ぼす養生および収縮低減材料の影響 (その1 実験概要およびフレッシュコンクリートの品質)
著 者 名	野中英(熊谷組), 吉野玲(安藤ハザマ), 高村光祐(佐藤工業), 右田周平(戸田建設), 久須美真悟(戸田建設), 中村雄太(西松建設), 塚本康誉(フジタ), 宮野和樹
掲 載 誌 名	2025 年度日本建築学会大会(九州) 学術講演梗概集(材料), pp.621-622, 2025.9
題 名	高炉セメント B 種を用いたコンクリートの諸性状に及ぼす養生および収縮低減材料の影響 (その2 圧縮強度および静弾性係数)
著 者 名	森隆貴(佐藤工業), 水戸健介(安藤ハザマ), 五百蔵沙耶(熊谷組), 伊藤駆(佐藤工業), 右田周平(戸田建設), ポンマハーサイパラミ(西松建設), 飯田康介(フジタ), 宮澤友基
掲 載 誌 名	2025 年度日本建築学会大会(九州) 学術講演梗概集(材料), pp.623-624, 2025.9
題 名	高炉セメント B 種を用いたコンクリートの諸性状に及ぼす養生および収縮低減材料の影響 (その3 簡易法による拘束膨張ひずみ・長さ変化率および質量減少率)
著 者 名	藤下大知(フジタ), 鈴木好幸(安藤ハザマ), 五百蔵沙耶(熊谷組), 高村光祐(佐藤工業), 久須美真悟(戸田建設), 長井智哉(西松建設), 木村貴裕(フジタ), 宮野和樹
掲 載 誌 名	2025 年度日本建築学会大会(九州) 学術講演梗概集(材料), pp.625-626, 2025.9
題 名	高炉セメント B 種を用いたコンクリートの諸性状に及ぼす養生および収縮低減材料の影響 (その4 反発度, 水分計指示値および透気性)
著 者 名	木村貴裕(フジタ), 水戸健介(安藤ハザマ), 五百蔵沙耶(熊谷組), 伊藤駆(佐藤工業), 右田周平(戸田建設), ポンマハーサイパラミ(西松建設), 藤下大知(フジタ), 宮澤友基
掲 載 誌 名	2025 年度日本建築学会大会(九州) 学術講演梗概集(材料), pp.627-628, 2025.9
題 名	高炉セメント B 種を用いた乾燥収縮ひずみを制御したコンクリートの実験的研究 (その4 拘束膨張試験, 促進中性化試験および凍結融解試験の結果)
著 者 名	浦川和也(佐藤工業), 吉野玲(安藤ハザマ), 五百蔵沙耶(熊谷組), 森隆貴(佐藤工業), 右田周平(戸田建設), 中村雄太(西松建設), 塚本康誉(フジタ), 宮野和樹
掲 載 誌 名	2025 年度日本建築学会大会(九州) 学術講演梗概集(材料), pp.689-690, 2025.9

題 名	高炉セメント C 種と普通ポルトランドセメントを混合したコンクリートの基礎性状
著 者 名	宮野和樹, 吉野玲 (安藤ハザマ), 五百蔵沙耶 (熊谷組), 森隆貴 (佐藤工業), 久須美真悟 (戸田建設), 中村雄太 (西松建設), 塚本康誉 (フジタ), 宮澤友基
掲 載 誌 名	2025 年度日本建築学会大会 (九州) 学術講演梗概集 (材料), pp.691-692, 2025.9
題 名	改質木材の耐久性能の各種比較検討 その 1 屋外暴露試験 (24 か月) における耐候性能の測定結果
著 者 名	冨田健, 宮野和樹, 渡邊義隆
掲 載 誌 名	2025 年度日本建築学会大会 (九州) 学術講演梗概集 (材料), pp.879-880, 2025.9
題 名	スランプフローで管理される普通コンクリートを用いたコンクリート工事の生産性向上に関する実験的検討
著 者 名	梶田秀幸, 宮澤友基, 南浩輔, 池田周五 (ブツマイスタージャパン)
掲 載 誌 名	2025 年度日本建築学会大会 (九州) 学術講演梗概集 (材料), pp.1495-1496, 2025.9
題 名	急結性・急硬性を付与した 3D プリンティング用モルタルの開発 (その 1. 急硬剤を付与した 3D プリンティング用モルタルの開発)
著 者 名	趙欣欣 (名城大学), 寺西浩司 (名城大学), 李晨
掲 載 誌 名	2025 年度日本建築学会大会 (九州) 学術講演梗概集 (材料), pp.1525-1526, 2025.9
題 名	急結性・急硬性を付与した 3D プリンティング用モルタルの開発 (その 2. 急結剤の攪拌度合いの評価試験方法の提案)
著 者 名	服部颯太 (名城大学), 寺西浩司 (名城大学), 李晨
掲 載 誌 名	2025 年度日本建築学会大会 (九州) 学術講演梗概集 (材料), pp.1527-1528, 2025.9
題 名	3D プリント造形物におけるオーバーハングの限界角度に関する実験的研究 (その 2. オーバーハングを有する 3D プリント造形物の積層実験の概要)
著 者 名	李晨, 寺西浩司 (名城大学), 吉田壮甫 (清水建設)
掲 載 誌 名	2025 年度日本建築学会大会 (九州) 学術講演梗概集 (材料), pp.1547-1548, 2025.9
題 名	3D プリント造形物におけるオーバーハングの限界角度に関する実験的研究 (その 3. オーバーハングを有する 3D プリント造形物の積層性)
著 者 名	吉田壮甫 (清水建設), 寺西浩司 (名城大学), 李晨
掲 載 誌 名	2025 年度日本建築学会大会 (九州) 学術講演梗概集 (材料), pp.1549-1550, 2025.9
題 名	建設用コンクリート 3D プリンタの層間補強に用いるねじ補強材に関する研究
著 者 名	小林紀行 (東北大学), 西脇智哉 (東北大学), 田崎悠斗 (東北大学), 市川優希 (東北大学), 大野和則 (東北大学), 梶田秀幸, 宮澤友基
掲 載 誌 名	2025 年度日本建築学会大会 (九州) 学術講演梗概集 (材料), pp.1551-1552, 2025.9
題 名	建設用 3D プリンティングにおける顔料を用いた積層体の色推定に関する研究
著 者 名	宮澤友基, 梶田秀幸, 南浩輔
掲 載 誌 名	2025 年度日本建築学会大会 (九州) 学術講演梗概集 (材料), pp.1553-1554, 2025.9
題 名	実用に供するための 3D プリンティング用モルタルの最適化 (その 1. 水セメント比およびチクソトロピック剤添加率の影響の検討)
著 者 名	宮川滉士 (名城大学), 寺西浩司 (名城大学), 李晨
掲 載 誌 名	2025 年度日本建築学会大会 (九州) 学術講演梗概集 (材料), pp.1555-1556, 2025.9
題 名	3D プリンタを用いた空気力実験模型の検討
著 者 名	中川尚大, 丸山勇祐
掲 載 誌 名	2025 年度日本建築学会大会 (九州) 学術講演梗概集 (構造 I), pp.29-30, 2025.9
題 名	乱流境界層中における偏心及びテーパーを有する角柱構造物の周辺流れ解析
著 者 名	長尾悠生, 田村哲郎 (横浜国立大学), 河合英徳 (お茶の水女子大学), 丸山 勇祐
掲 載 誌 名	2025 年度日本建築学会大会 (九州) 学術講演梗概集 (構造 I), pp.37-38, 2025.9
題 名	切妻屋根に設置される太陽電池アレイの設計用風力係数
著 者 名	高森浩治 (構造耐力評価機構), 中川尚大, 大内修 (構造耐力評価機構) 里光太 (構造耐力評価機構), 植松康 (東北大学)
掲 載 誌 名	2025 年度日本建築学会大会 (九州) 学術講演梗概集 (構造 I), pp.95-96, 2025.9
題 名	荷重負担分散を考慮して屋根面に設置した十二重 TMD による屋根型円筒ラチスシェルの地震応答低減 ーその 1 数値解析概要および十二重 TMD の設計式の提案ー
著 者 名	内田瑞人 (明治大学), 鈴木黎士 (明治大学), 松本隼 (日建設), 高橋陽, 熊谷知彦 (明治大学), 鈴木寛人 (明治大学), 江坂佳賢 (日建設)
掲 載 誌 名	2025 年度日本建築学会大会 (九州) 学術講演梗概集 (構造 I), pp.729-730, 2025.9
題 名	荷重負担分散を考慮して屋根面に設置した十二重 TMD による屋根型円筒ラチスシェルの地震応答低減 ーその 2 十二重 TMD による地震応答低減効果ー
著 者 名	高橋陽, 鈴木黎士 (明治大学), 松本隼 (日建設), 内田瑞人 (明治大学), 熊谷知彦 (明治大学), 鈴木寛人 (明治大学), 江坂佳賢 (日建設)
掲 載 誌 名	2025 年度日本建築学会大会 (九州) 学術講演梗概集 (構造 I), pp.731-732, 2025.9
題 名	トラス屋根架構への MTMD 導入に向けた検討 ーその 1 鉛直加振時の応答低減効果ー
著 者 名	江坂佳賢 (日建設), 畔見徳真 (日建設), 高橋陽, 松本隼 (日建設) 市橋 啓太 (日建設), 内田瑞人 (明治大学), 井上桂輔 (日建設), 熊谷知彦 (明治大学)
掲 載 誌 名	2025 年度日本建築学会大会 (九州) 学術講演梗概集 (構造 I), pp.733-734, 2025.9

題 名	トラス屋根架構への MTMD 導入に向けた検討 - その 2 2 質点系縮約化による TMD 応答低減率の推定 -
著 者 名	松本 隼 (日建設計), 畔見徳真 (日建設計), 高橋陽, 江坂佳賢 (日建設計), 市橋啓太 (日建設計), 内田瑞人 (明治大学), 井上桂輔 (日建設計), 熊谷知彦 (明治大学),
掲載誌名	2025 年度日本建築学会大会 (九州) 学術講演梗概集 (構造 I), pp.735-736, 2025.9
題 名	動滑車を用いた多層制振システム その 6 6 層せん断試験体を用いた振動台実験の再現解析結果
著 者 名	真島 僚 (安藤ハザマ), 齊藤大樹*2 (豊橋技術科学大学), 山崎康雄 (西松建設), 境茂樹 (安藤ハザマ), 西村英一郎 (戸田建設), 龍神弘明, 御木 敦司 (佐藤工業), 土居龍斗 (熊谷組)
掲載誌名	2025 年度日本建築学会大会 (九州) 学術講演梗概集 (構造 I), pp.657-658, 2025.9
題 名	入力地震動の空間変動が傾斜基盤を有する地盤における建物の杭応力に及ぼす影響
著 者 名	宮本紗弥, 飛田喜則 (浅沼組), 劉虹 (東京理科大学), 永野正行 (東京理科大学)
掲載誌名	2025 年度日本建築学会大会 (九州) 学術講演梗概集 (構造 I), pp.793-794, 2025.9
題 名	プレストレスを用いた高回転剛性の木造接合法の開発 その 1 工法概要
著 者 名	渡邊義隆, 牛谷和弥, 成瀬忠, 長瀬諭司 (帝人)
掲載誌名	2025 年度日本建築学会大会 (九州) 学術講演梗概集 (構造 II), pp.825-826, 2025.9
題 名	プレストレスを用いた高回転剛性の木造接合法の開発 その 2 接合部実験とフレーム実験の報告
著 者 名	牛谷和弥, 渡邊義隆, 成瀬忠, 長瀬諭司 (帝人)
掲載誌名	2025 年度日本建築学会大会 (九州) 学術講演梗概集 (構造 II), pp.827-828, 2025.9
題 名	異種強度で打付けた RC 梁に関する研究 (その 1 実験概要および実験経過)
著 者 名	茂木順一, 成瀬忠, 牛谷和弥
掲載誌名	2025 年度日本建築学会大会 (九州) 学術講演梗概集 (構造 II), pp.387-388, 2025.9
題 名	異種強度で打付けた RC 梁に関する研究 (その 2 実験結果と耐力評価)
著 者 名	成瀬忠, 茂木順一, 牛谷和弥
掲載誌名	2025 年度日本建築学会大会 (九州) 学術講演梗概集 (構造 II), pp.389-390, 2025.9
題 名	集合住宅の同一住戸内の遮音性能に関する実験的検討 - 配管貫通部の隙間処理 -
著 者 名	藤橋克己
掲載誌名	2025 年度日本建築学会大会 (九州) 学術講演梗概集 (環境工学), pp.307-308, 2025.9
題 名	ZEB 庁舎の大空間執務室におけるダクト式空調システムの運用改善 - 夏季の実測調査と CFD 解析による室内温熱・空気環境の評価 -
著 者 名	丸尾優奈 (北九州市立大学), 白石靖幸 (北九州市立大学), 城戸英彰
掲載誌名	2025 年度日本建築学会大会 (九州) 学術講演梗概集 (環境工学), pp.1589-1590, 2025.9
題 名	集合住宅向け床吹き出し式全館空調システムの実験住戸における評価 その 1 実験住戸概要と空調システムの暖房時における温度環境の実測評価
著 者 名	福岡良介, 佐竹晃, 英才貴, 太田修平
掲載誌名	2025 年度日本建築学会大会 (九州) 学術講演梗概集 (環境工学), pp.1625-1626, 2025.9
題 名	集合住宅向け床吹き出し式全館空調システムの実験住戸における評価 その 2 暖房時の室内温熱環境とエアコン運転特性の基礎評価
著 者 名	太田修平, 佐竹晃, 福岡良介
掲載誌名	2025 年度日本建築学会大会 (九州) 学術講演梗概集 (環境工学), pp.1627-1628, 2025.9
題 名	集合住宅向け床吹き出し式全館空調システムの実験住戸における評価 その 3 組込み型空気清浄機の効果評価と風量依存性の研究
著 者 名	佐竹晃, 福岡良介, 太田修平
掲載誌名	2025 年度日本建築学会大会 (九州) 学術講演梗概集 (環境工学), pp.1629-1630, 2025.9
題 名	設計者と施工者における BIM データの連携に関する一考察 その 1 元請会社における設計 BIM への期待と活用目的
著 者 名	曾根巨充, 吉田知洋 (鹿島建設)
掲載誌名	2025 年度日本建築学会大会 (九州) 学術講演梗概集 (建築社会システム), pp.43-44, 2025.9
題 名	設計者と施工者における BIM データの連携に関する一考察 その 2 施工者が考える BIM 推進上の設計者への要望
著 者 名	吉田知洋 (鹿島建設), 曾根巨充
掲載誌名	2025 年度日本建築学会大会 (九州) 学術講演梗概集 (建築社会システム), pp.45-46, 2025.9
題 名	突起付き H 形鋼を用いた SC 構造橋脚の道路橋示方書の適用範囲拡大に向けた検討
著 者 名	昆悠介, 今西秀公, 米田大樹
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, I-101, 2025.9
題 名	石綿産廃混じり土撤去工事における安全管理の取り組み
著 者 名	小野稔和, 米原大吾, 森勇貴, 平井達也 (国土交通省)
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, III-061, 2025.9
題 名	空中電磁波探査による結果を反映した支保工の妥当性検討
著 者 名	片桐智浩
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, III-188, 2025.9
題 名	水力発電所改修工事中の台風による地すべり発生後の災害復旧対策設計事例
著 者 名	石井健太, 加藤清次, 山之口寛
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, III-229, 2025.9

題 名	降雨～高潮～地震動連動発生時における堤防の挙動に関する遠心载荷実験
著 者 名	丸山憲治, 平田昌史, 石黒健, 大塚悠大
掲 載 誌 名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, III-243, 2025.9
題 名	高膨潤性ベントナイト混合土の締固め～透水特性
著 者 名	大塚悠大, 平田昌史, 石黒健, 岩田将英, 大河原正文 (岩手大学), 太田征志 (岩手大学), 広中良和 (原子力環境整備促進・資金管理センター)
掲 載 誌 名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, III-320, 2025.9
題 名	顕微鏡画像を用いたベントナイト被覆状態の定量的評価に関する検討
著 者 名	平田昌史, 石黒健, 大塚悠大, 岩田将英, 大河原正文 (岩手大学), 太田征志 (岩手大学), 広中良和 (原子力環境整備促進・資金管理センター)
掲 載 誌 名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, III-321, 2025.9
題 名	ベントナイトの材料特性の違いが混合土の締固め～透水特性に及ぼす影響
著 者 名	石黒健, 平田昌史, 大塚悠大, 岩田将英, 大河原正文 (岩手大学), 太田征志 (岩手大学), 広中良和 (原子力環境整備促進・資金管理センター)
掲 載 誌 名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, III-322, 2025.9
題 名	土工品質管理システム「AtlasX」の INSEM 材への現場適用について
著 者 名	津田啓史, 松尾翔太, 筒崎卓, 石黒健, 岩谷隆文, 平田昌史
掲 載 誌 名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, III-323, 2025.9
題 名	2 次元 FEM 解析における梁要素の剛域の設定に関する検討
著 者 名	伊原翔, 保立豊
掲 載 誌 名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, V-282, 2025.9
題 名	シェル要素モデルによる側壁開口部の補強検討
著 者 名	周星
掲 載 誌 名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, V-311, 2025.9
題 名	自走式散乱型 RI ロボットによる舗装密度計測時のキャリブレーションに関する検討
著 者 名	加藤康弘 (前田道路), 谷地鶴頭 (前田道路), 古屋弘 (大林組), 松崎晃 (大林組), 石黒健, 津田啓史, 谷口龍 (ソイルアンドロックエンジニアリング)
掲 載 誌 名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, V-332, 2025.9
題 名	プレミックスした低炭素型セメント結合材の品質に関する検討
著 者 名	針貝貴浩, 白根勇二, 今井嵩弓
掲 載 誌 名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, V-397, 2025.9
題 名	シールドトンネル内部構造物の PCa 化に向けた柱梁接合部の解析的検討
著 者 名	吉本勝哉, 鈴木哲太郎, 北川空良, 房捷, 岩永啓佑 (東海旅客鉄道), 野村彰吾 (東海旅客鉄道), 米田竜輝 (東海旅客鉄道)
掲 載 誌 名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, V-450, 2025.9
題 名	シールドトンネル内部構造物の PCa 化に向けた柱梁接合部の性能確認実験 (その 1)
著 者 名	北川空良, 森芳樹, 鈴木哲太郎, 吉本勝哉, 岩永啓佑 (東海旅客鉄道), 野村彰吾 (東海旅客鉄道), 米田竜輝 (東海旅客鉄道)
掲 載 誌 名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, V-451, 2025.9
題 名	シールドトンネル内部構造物の PCa 化に向けた柱梁接合部の性能確認実験 (その 2)
著 者 名	角永敏章, 鈴木哲太郎, 吉本勝哉, 北川空良, 岩永啓佑 (東海旅客鉄道), 野村彰吾 (東海旅客鉄道), 米田竜輝 (東海旅客鉄道)
掲 載 誌 名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, V-452, 2025.9
題 名	振動ローラ加速度応答法の舗装上検査走行への適用の取組み
著 者 名	松崎晃 (大林組), 古屋弘 (大林組), 稲川雄宣 (大林組), 石黒健, 平田昌史, 津田啓史
掲 載 誌 名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, V-515, 2025.9
題 名	ブーム圧送におけるコンクリートの簡易圧送性評価及び圧送モニタリングシステムに関する検討
著 者 名	橋本紳一郎 (千葉工業大学), 南浩輔, 今井嵩弓, 宮澤友基, 高田誠也 (千葉工業大学), 茅根夏樹 (千葉工業大学), 永島啓介 (千葉工業大学), 城内研人 (千葉工業大学), 渡邊哲 (千葉工業大学)
掲 載 誌 名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, V-545, 2025.9
題 名	水力発電所改修工事中における台風による地すべり発生後の災害復旧対策施工実績
著 者 名	中島颯也, 羽根田隆, 福山隼人
掲 載 誌 名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VI-045, 2025.9
題 名	パイプインパイプ工法における留意点と施工性向上について
著 者 名	黒田 昌紀
掲 載 誌 名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VI-106, 2025.9
題 名	巨礫を含む礫層地盤を対象とした添加材配合試験
著 者 名	大久保裕一, 古田茂嗣, 松田光喜, 野本康介, 鶴 慎也, 岡本光司, 菊池圭記 (東海旅客鉄道), 須田貴之 (東海旅客鉄道)
掲 載 誌 名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VI-261, 2025.9
題 名	チャンパー内泥土取込み・圧力下試験装置の開発 その 2
著 者 名	野本康介, 岡本光司, 鶴巻慎也, 大塚悠大, 菊池圭記 (東海旅客鉄道), 須田貴之 (東海旅客鉄道)
掲 載 誌 名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VI-276, 2025.9

題 名	暑中環境下における環境配慮型コンクリートのコンクリート製防護柵への適用
著 者 名	平野貴也, 白根勇二, 今井嵩弓, 島田敏英 (中日本高速道路), 針貝貴浩, 小西兼治, 谷口康太 (中日本高速道路)
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VI-341, 2025.9
題 名	環境配慮型コンクリートを適用したコンクリート製防護柵の施工段階における CO2 排出量削減効果の検証
著 者 名	今井嵩弓, 平野貴也, 白根勇二, 島田敏英 (中日本高速道路), 針貝貴浩, 小西兼治, 谷口康太 (中日本高速道路)
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VI-342, 2025.9
題 名	大型静的締固め機械を用いた路盤材料の現場転圧試験事例
著 者 名	稲川雄宣 (大林組), 古屋弘 (大林組), 松崎 晃 (大林組), 石黒健, 平田昌史, 津田啓史
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VI-360, 2025.9
題 名	道路橋プレキャスト PC 床版取替時の品質と生産性の向上に向けた新たな接合法の開発
著 者 名	須山淳也 (飛鳥建設), 針貝貴浩, 野澤忠明 (エスイー), 勝見哲史 (佐藤工業)
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VI-397, 2025.9
題 名	3D 配筋検査システムの導入による省力化の事例
著 者 名	川井友哉, 中野兵衛, 東克樹, 中野嵩士 (DataLabs), 江藤博哉 (DataLabs)
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VI-430, 2025.9
題 名	盛土造成工事の盛土材運搬における CO2 低減に向けた取り組み事例
著 者 名	金森仁嗣, 北岡英基, 柿沼拓実
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VI-449, 2025.9
題 名	橋梁補修工事における循環式ブラストを用いた施工実績
著 者 名	末吉祐樹, 池田正仁 (福岡北九州高速道路公社), 大木智也
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VI-468, 2025.9
題 名	パネルライニング台車の開発
著 者 名	浅井秀明, 春田克樹
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VI-516, 2025.9
題 名	水力発電所リニューアル工事に伴うパネルライニング台車を用いた施工報告
著 者 名	楠部寧々, 古賀大志, 松下弘樹
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VI-517, 2025.9
題 名	土砂のダンプ積み込み自動化の実証試験および安全性の確保
著 者 名	吉成健吾, 秋田剛, 工藤新一, 孟凡泓
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VI-523, 2025.9
題 名	中流動コンクリートを用いた覆工コンクリートの施工と工期短縮
著 者 名	荒木豪, 木村公一
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VI-537, 2025.9
題 名	覆工コンクリート打設管理システム「覆工伝言板」を活用した省人化施工への取組
著 者 名	吉田匠, 西村麻由人, 水谷和彦
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VI-542, 2025.9
題 名	覆工マルチ II + 工法による覆工コンクリートの品質向上
著 者 名	相原啓仁
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VI-544, 2025.9
題 名	トンネル工事における CO2 削減事例
著 者 名	高良誠弥, 米田正臣, 齋藤幸成
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VI-570, 2025.9
題 名	割岩削孔を用いたトンネル機械掘削におけるダムへの振動対策
著 者 名	塚原優太, 菊地晃徳
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VI-573, 2025.9
題 名	不良地山トンネル施工での早期閉合による支保工変状対策
著 者 名	臼井慎之介, 大久保弘
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VI-612, 2025.9
題 名	地すべり地山におけるトンネル貫通のための対策工の施工実績
著 者 名	井野椋太, 西郷宏文, 布崎 善規 (国土交通省近畿地方整備局紀南河川国道事務所)
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VI-613, 2025.9
題 名	自動装薬専用機の開発に関する報告
著 者 名	春田克樹, 坂下誠, 水谷和彦, 浅井秀明, 馬場雄大
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VI-631, 2025.9
題 名	都市部における内部河川工事の施工実績
著 者 名	並木勇輔, 秋山文彦
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VI-672, 2025.9
題 名	粗骨材の最大寸法 40mm の RCD 用コンクリートを採用したダム減勢工置換部の施工
著 者 名	西條圭祐, 滑川和臣, 佐々野輝敏, 福成将平, 早川浩朗, 桑野陵一, 井端豊 (大日本土木), 山田浩永 (大日本土木)
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VI-822, 2025.9

題 名	グリーンカット判定ロボットの開発
著 者 名	白石幸基, 秋田剛
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VI-891, 2025.9
題 名	パイプレタ加速度を用いたダムコンクリート締固め品質管理システムの開発
著 者 名	秋田剛, 白石幸基, 平田昌史, 石黒健
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VI-892, 2025.9
題 名	シールドの長距離化・大深度化・高速化に伴うセグメントの自動搬送
著 者 名	鶴巻慎也, 野本康介, 高橋裕之
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VI-975, 2025.9
題 名	岩盤シールドにおけるビット摩耗量の計測方法の検討と実績
著 者 名	板野知也
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VI-988, 2025.9
題 名	シールド発進坑口における本体兼用構造の施工実績
著 者 名	宮崎雄野
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VI-993, 2025.9
題 名	狭隘な施工空間における交通影響低減に配慮した推進工事の施工実績
著 者 名	樋口和朗, 四方康人, 高田泰光 (日本下水道事業団)
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VI-1044, 2025.9
題 名	地下横断歩道整備工事に伴う雨水幹線下水道の計測管理事例
著 者 名	林佑治, 一色保宏, 片山政和 (日建設計)
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VI-1071, 2025.9
題 名	導水路トンネル補修工事における自動搬送台車の開発
著 者 名	孟凡泓, 春田克樹, 鶴巻慎也, 太田章一 (前田製作所), 丸山達也 (前田製作所)
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VI-1156, 2025.9
題 名	山岳トンネル工事におけるモーションキャプチャカメラ技術を用いた支保工建込の検証
著 者 名	日比康貴 (西松建設), 水谷和彦, 白井隆裕 (清水建設), 若竹亮 (戸田建設), 四塚 勝久 (エフティーエス)
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VI-1194, 2025.9
題 名	全自動鋼製支保工建込システムを用いた効率的な建込方法
著 者 名	馬場雄大
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VI-1209, 2025.9
題 名	発破理論に基づいた基本的な発破パターン自動設計システムの開発
著 者 名	鈴木海風, 五味春香, 伊藤竜馬, 栗山和大, オムテフン (アジアクエスト)
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VI-1211, 2025.9
題 名	山岳トンネルにおける吹付けロボットのノズル誘導制御を用いた自動化技術
著 者 名	四塚勝久 (エフティーエス), 白井隆裕 (清水建設), 石川巧 (戸田建設), 山本悟 (西松建設), 浅井秀明
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VI-1222, 2025.9
題 名	トンネル防水工の自動化による省力化施工について
著 者 名	河地志伸, 西郷宏文, 布崎善規 (紀南河川国道事務所)
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VI-1224, 2025.9
題 名	段差構台における効率的な施工について
著 者 名	中川真吾, 高橋健児, 神村章治 (国土交通省), 小池優 (国土交通省), 杉浦彩華 (国土交通省)
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VI-1236, 2025.9
題 名	低土被り区間の民家下におけるトンネル掘削の施工実績
著 者 名	吉田慎太郎, 橋本雅司, 江崎祐也 (国土交通省近畿地方整備局兵庫国道事務所洲本維持出張所)
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VI-1280, 2025.9
題 名	PFAS によるコンクリート汚染に関する基礎的検討
著 者 名	森川純, 芳賀直樹, 國井聡, エラクネスワラン ヨガラジャ (北海道大学)
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VII-041, 2025.9
題 名	ビオトープ環境における環境 DNA 分析を用いた外来種対策
著 者 名	須江まゆ, 野田兼司, 小口深志
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VII-053, 2025.9
題 名	PFOS 水処理技術の導入による CO2 排出量の算定評価
著 者 名	上田啓介, 芳賀直樹, 國井聡, 石崎靖人
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, VII-087, 2025.9
題 名	生成 AI による新たな教育マンガ制作手法の検証
著 者 名	藤野祐樹, 長田将吾, 川西敦士
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, CS1-025, 2025.9
題 名	能登半島震災復旧に向けた道路啓開工に関する施工実績
著 者 名	山本恭亮, 石井裕介, 川村亘輝
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, CS10-046, 2025.9

題 名	BIM・CIM 活用によるポンプ場改築工事の業務効率化
著 者 名	中村尚輝, 荒井康治
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, CS11-010, 2025.9
題 名	ベントナイト混合土締固め管理におけるリアルタイム管理の可能性
著 者 名	久慈雅栄, 津田啓史, 矢込吉則 (東電設計), 高桑駿 (東電設計), 石黒健, 岩谷隆文, 平田昌史, 福田和人
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, 12AM2-We-02, 2025.9
題 名	AI による杭支持層到達確認システムを用いた場所打ち杭の施工実績
著 者 名	森勇貴, 米原大吾, 小野稔和, 平井達也 (国土交通省近畿地方整備局), 辻宗克 (大裕)
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, CS14-035, 2025.9
題 名	パラメトリックモデルの構築による橋梁 FEM 解析の自動化と効率化
著 者 名	房捷, 米田大樹, 三島哲也, 高橋佑弥 (東京大学)
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, 11PM2-Ue-04, 2025.9
題 名	民間事業者 (計画～維持管理) に向けた建設分野横断型 3 次元データプラットフォームの在り方に関する一考察
著 者 名	蕪尾はるみ, 工藤新一
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, CS17-023, 2025.9
題 名	ボクセル電子納品とプロトタイプ検証
著 者 名	長田将吾, 中村健二 (大阪経済大学), 寺口敏生 (流通科学大学), 今井龍一 (法政大学)
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, CS17-024, 2025.9
題 名	働き方改革に資する写真整理・帳票作成の遠隔化プロセス
著 者 名	宮内雅弘, 松平正和 (建設システム)
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, CS17-042, 2025.9
題 名	就職活動に向けた VR プラットフォームによる建設業の情報発信
著 者 名	宮本亮介
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, 11AM2-Xe-08, 2025.9
題 名	風力発電所建設工事計画におけるデジタル地図を活用した風車輸送路上の支障物調査簡素化
著 者 名	久々湊礼
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, 11AM2-Ye-12, 2025.9
題 名	BIM/CIM モデルを活用したタワークレーン操作支援システムの構築
著 者 名	室屋志夢, 工藤新一, 戸部圭, 滑川和臣, 向田雄貴, 大原壮太郎 (ソナス), 滝澤慎也 (ソナス)
掲載誌名	土木学会第 80 回年次学術講演会概要集, 11PM1-Zo-11, 2025.9
題 名	気泡シールド工法におけるチャンバー内混合土の消泡および分離特性について
著 者 名	安井利彰, 大山哲也, 平田光彦, 高野颯平, 赤木寛一
掲載誌名	地盤工学ジャーナル 2025 年 20 巻 3 号, pp.317-330, 2025.9
題 名	Digital Concrete ❶ 建設 3D プリンティングの現状
著 者 名	梶田秀幸, 西脇智哉 (東北大学)
掲載誌名	2025 年度日本建築学会大会 (九州) 材料施工部門 研究協議会資料, pp.5-19, 2025.9
題 名	自然エネルギーを最大限に活用した中規模オフィスビルの ZEB 化に関する研究 (第 4 報) 竣工後5年間の太陽光発電の詳細分析と建物エネルギー収支の評価
著 者 名	稲田雄大, 河原博之, 関根章義, 瀧ヶ崎薫, 今林憲一, 佐竹晃, 久保俊輔, 山口福太郎
掲載誌名	令和 7 年度 空気調和・衛生工学会大会学術講演論文集 (高松), 第 10 巻, pp.241-244, 2025.9
題 名	自然エネルギーを最大限に活用した中規模オフィスビルの ZEB 化に関する研究 (第 5 報) 免震ビット利用による空調室外機の効率向上計画の長期評価
著 者 名	佐竹晃, 河原博之, 稲田雄大, 山口福太郎
掲載誌名	令和 7 年度 空気調和・衛生工学会大会学術講演論文集 (高松), 第 10 巻, pp.245-248, 2025.9
題 名	集合住宅向け床吹出し式全館空調システムの実験住戸における評価 (第 1 報) 実験住戸概要と暖房運転時における基礎評価
著 者 名	太田修平, 佐竹晃, 福岡良介, 河原博之
掲載誌名	令和 7 年度 空気調和・衛生工学会大会学術講演論文集 (高松), 第 6 巻, pp.433-436, 2025.9
題 名	不飽和地盤中における PFOS 移動特性を評価するための予備的検討
著 者 名	山本達生, 芳賀直樹, 加藤智大(京都大学), 高井敦史(京都大学), 勝見武(京都大学)
掲載誌名	第 16 回環境地盤工学シンポジウム, pp.523-527, 2025.9
題 名	台形 CSG ダム技術を用いた海岸堤防の建設
著 者 名	安井利彰, 駒居優
掲載誌名	雑誌 大ダム, 2025 年 10 月号

前田建設技術報告集 Vol. 60 2025

Maeda Corporation Technical Report

2025 年 11 月 10 日発行

November 2025

編集

前田建設工業株式会社

ICI 総合センター

〒302-0021

茨城県取手市寺田 5 2 7 0

TEL:0297-85-6171

Edited by

MAEDA CORPORATION

ICI General Center

5270, Terada Toride-city, Ibaraki,

302-0021, Japan

TEL:0297-85-6171

発行

前田建設工業株式会社

〒102-8151

東京都千代田区富士見二丁目 10 番 2 号

TEL:03-3265-5551

Published by

MAEDA CORPORATION

2-10-2, Fujimi, Chiyoda-ku, Tokyo,

102-8151, Japan

TEL:03-3265-5551